
令和2年度

鳥海ダム2号トンネル詳細設計業務

設計報告書

【トンネル詳細設計】
【一般構造物詳細設計】

令和4年3月



中央復建コンサルタンツ株式会社

目 次 (1/3)

| | |
|---------------------------|--------------|
| § 1. 業務概要 | 1 - 1 |
| 1.1 業務概要等 | 1 - 2 |
| 1.2 トンネル設計基準 | 1 - 9 |
| 1.3 過年度業務成果の整理 | 1 - 4 1 |
| § 2. 地形・地質概要 | 2 - 1 |
| 2.1 地形概要 | 2 - 2 |
| 2.2 地質概要 | 2 - 4 |
| 2.3 過年度地質調査の整理 | 2 - 1 3 |
| § 3. 内空断面の検討 | 3 - 1 |
| 3.1 概要 | 3 - 2 |
| 3.2 内空断面の検討条件 | 3 - 5 |
| 3.3 内空断面検討結果 | 3 - 1 9 |
| 3.4 インバートの設定 | 3 - 2 2 |
| 3.5 参考資料 | 3 - 2 6 |
| § 4. 地山分類および支保工の設計 | 4 - 1 |
| 4.1 概要 | 4 - 2 |
| 4.2 地山分類 | 4 - 2 |
| 4.3 支保パターンの設定 | 4 - 1 8 |
| 4.4 補助工法の検討 (参考) | 4 - 3 2 |
| § 5. 坑門工比較設計 | 5 - 1 |
| 5.1 概要 | 5 - 2 |
| 5.2 坑口比較検討 | 5 - 1 2 |
| 5.3 坑口部雪崩発生を検証 | 5 - 5 0 |
| § 6. 坑門工設計 | 6 - 1 |
| 6.1 概要 | 6 - 2 |
| 6.2 坑門工設計計算 | 6 - 1 6 |

目 次 (2/3)

| | |
|----------------------------|----------------|
| § 7. 施工法の検討 | 7 - 1 |
| 7.1 概要..... | 7 - 2 |
| 7.2 掘削方式の選定..... | 7 - 2 |
| 7.3 掘削工法の選定..... | 7 - 4 |
| 7.4 トンネル掘削方向比較検討..... | 7 - 5 |
| 7.5 工事用仮設備配置計画..... | 7 - 8 |
| 7.6 坑内ずり運搬方式..... | 7 - 3 3 |
| 7.7 起点側坑口部施工ステップ計画..... | 7 - 3 4 |
| 7.8 加背割りの検討..... | 7 - 3 7 |
| 7.9 (参考) 希少猛禽類への影響..... | 7 - 4 7 |
| | |
| § 8. 防水・排水工設計 | 8 - 1 |
| 8.1 概説..... | 8 - 2 |
| 8.2 防水工..... | 8 - 2 |
| 8.3 排水工..... | 8 - 3 |
| 8.4 参考資料..... | 8 - 9 |
| | |
| § 9. 舗装工設計 | 9 - 1 |
| 9.1 概要..... | 9 - 2 |
| 9.2 コンクリート舗装工の比較検討..... | 9 - 3 |
| 9.3 普通コンクリート舗装の設計..... | 9 - 1 0 |
| 9.4 監視員通路、監査歩廊の舗装..... | 9 - 1 3 |
| 9.4 参考資料..... | 9 - 1 4 |
| | |
| § 10. 非常用施設設計 | 1 0 - 1 |
| 10.1 概要..... | 1 0 - 2 |
| 10.2 トンネル等級区分の設定..... | 1 0 - 2 |
| 10.3 一階級上位の等級とする必要性検証..... | 1 0 - 3 |
| 10.4 非常用施設設置計画..... | 1 0 - 4 |
| 10.5 非常用施設箱抜計画..... | 1 0 - 6 |
| | |
| § 11. 計測工の設計 | 1 1 - 1 |
| 11.1 概要..... | 1 1 - 2 |
| 11.2 計測 A..... | 1 1 - 5 |
| 11.3 計測 B..... | 1 1 - 2 1 |
| 11.4 前方探査..... | 1 1 - 5 0 |

| | |
|-------------------------------------|----------------|
| § 12. 一般構造物詳細設計 | 1 2 - 1 |
| 12.1 前面擁壁工概要..... | 1 2 - 2 |
| 12.2 大型ブロック積擁壁の比較..... | 1 2 - 1 6 |
| 12.3 安全性の照査..... | 1 2 - 1 7 |
| 12.4 安定条件..... | 1 2 - 1 8 |
| 12.5 許容支持力および摩擦係数..... | 1 2 - 1 8 |
| 12.6 安定計算結果..... | 1 2 - 1 9 |
| 12.7 設計計算書..... | 1 2 - 2 0 |
| 12.8 アンカー付き場所打ち法砕工..... | 1 2 - 3 0 8 |
| 12.9 検討結果..... | 1 2 - 3 3 5 |
| 12.10 法面保護工の検討..... | 1 2 - 4 4 8 |
| 12.11 地盤定数算出根拠..... | 1 2 - 4 8 7 |
| § 13. 新技術活用検討書 | 1 3 - 1 |
| 13.1 新技術の活用検討..... | 1 3 - 2 |
| 13.2 新技術活用検討書..... | 1 3 - |
| § 14. コスト縮減に関する提案 | 1 4 - 1 |
| 14.1 コスト縮減に関する提案..... | 1 4 - 2 |
| 14.2 コスト縮減総額..... | 1 4 - 4 |
| § 15. リサイクル計画書 | 1 5 - 1 |
| § 16. 概算工事費 | 1 6 - 1 |
| 16.1 概算工事費..... | 1 6 - 2 |
| § 17. 今後の課題と施工時の申し送り事項 | 1 7 - 1 |
| 17.1 今後の課題..... | 1 7 - 2 |
| 17.2 施工時の申し送り事項..... | 1 7 - 3 |
| § 18. 参考資料 | 1 8 - 1 |
| 18.1 面壁型坑門工 構造計算書..... | 1 8 - 2 |
| 18.2 アンカー付き場所打ち法砕工 構造計算書..... | 1 8 - 1 2 4 |

§ 1. 業務概要

1.1 業務概要等

1.1.1 業務の目的

本業務は、鳥海ダム建設事業の一環として、付替市道百宅線の2号トンネルについて詳細設計を行うものであり、BIM/CIM活用業務（発注者指定型）である。

1.1.2 業務名等

業務名：鳥海ダム2号トンネル詳細設計業務

業務場所：秋田県由利本荘市鳥海町百宅

履行期間：（当初）令和3年5月25日～令和3年12月20日

（第1回変更）令和3年5月25日～令和4年3月10日

発注者：国土交通省 東北地方整備局 鳥海ダム工事事務所

受注者：中央復建コンサルタンツ株式会社 東北支社

1.1.3 業務位置図

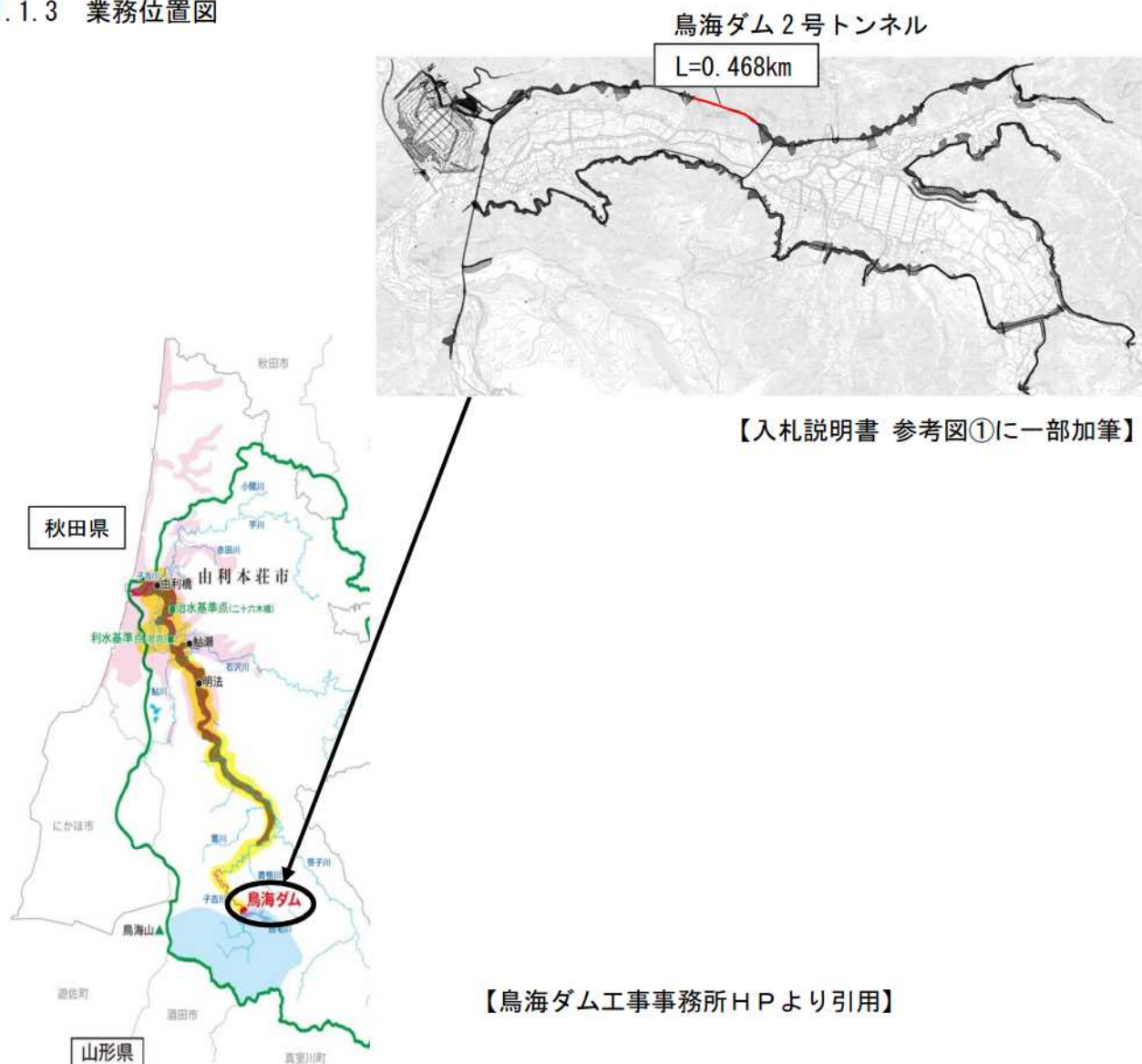


図 1.1 業務位置図

1.1.4 業務項目及び数量

本業務の設計項目と各々の数量等を整理し、以下に示す。

表 1.1 契約項目及び数量

| 設計項目 | 単位 | 当初 | 第1回 | 内 容 | 備考 |
|--------------------------|-----------|----------|----------|---|--------|
| 一般構造物詳細設計 大型ブロック積擁壁設計 | 式 (箇所) | 1 (4) | 1 (3) | ①設計計画 ②設計条件の確認 ③設計計算 (スベリ安定計算あり) | |
| 場所打ち法枠 | 式 (箇所) | — | 1 (1) | ④設計図 ⑤数量計算 | |
| アンカー付き 場所打ち法枠 | 式 (箇所) | — | 1 (2) | ⑥照査 ⑦報告書作成 | |
| トンネル設計 山岳トンネル詳細設計 | 式 | 1 | 1 | ①設計計画 ②現地踏査 ③設計条件の確認 ④本体工設計：3 断面 ⑤坑門工設計：1.8 坑口 (基準 1.0、類似 0.8) ⑥坑門工比較設計：2 坑口 ⑦防水工設計：3 断面 ⑧排水工設計 ⑨舗装工設計 ⑩施工計画・仮設備計画 ⑪照査 | L=468m |
| 地形測量 | 式 | — | 1 | ①現地測量 (作業計画) ②現地測量 | |
| 応用測量 | 式 | — | 1 | ①現地踏査 ②仮 BM 設置測量 | |
| BIM/CIM 活用業務 | 式 | 1 | 1 | ①BIM/CIM モデル作成・更新 ②BIM/CIM モデルの活用 ③BIM/CIM モデルの照査 ④BIM/CIM モデルの納品 | |
| 打合せ | 式 (回) | 1 (7) | 1 (7) | ①設計協議：7 回 ・業務着手時 ・中間打合せ (5 回) ・業務完了時 | |
| 公開用成果物の作成 | 式 | 1 | 1 | | |
| 照査技術者による報告 | 回 | 2 | 2 | | |

1.1.5 業務組織計画

業務を遂行する実施体制は、以下のとおりである。

(1) 発注者

国土交通省 東北地方整備局 鳥海ダム工事事務所

〒015-0885 秋田県由利本荘市水林 408

TEL 0184-23-5308 FAX 0184-23-5431

○総括調査員： 鳥海ダム工事事務所長 竹内 久一

主任調査員： 工務課長 釜台 健

調査員： 工務課 工務第二係長 高山 毅

(2) 受注者

・中央復建コンサルタント株式会社 東北支社【営業窓口】

〒980-0011 仙台市青葉区上杉 2-3-7 K2 小田急ビル

TEL：022-267-1459 FAX：022-267-2151

・中央復建コンサルタント株式会社 大阪本社

〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 4-11-10

○構造系部門 トンネルグループ【技術窓口】

TEL：06-6160-3206、FAX：06-6160-1231

【業務メンバー共有アドレス】



表 1.2 業務担当者一覧

| 役職・担当 | | 氏名 | 所属 | 資格 |
|-------------------------------------|-------------------------|----|--|---|
| 管理技術者※ ¹ | | | 構造系部門 トンネルグループ チームリーダー メールアドレス：[REDACTED] | 技術士(トンネル/道路/ 総合技術監理) |
| ※ ¹ 担当技術者 | 山岳トンネル 詳細設計全般 | | 構造系部門 トンネルグループ 主任 メールアドレス：[REDACTED] | 技術士補(環境) |
| | 一般構造物設計 BIM/CIM 活用業務 | | 構造系部門 トンネルグループ サブリーダー メールアドレス：[REDACTED] | 技術士(応用理学-地質) |
| | | | 構造系部門 トンネルグループ 技術員 メールアドレス：[REDACTED] | 技術士補(建設) |
| ※ ² 技術支援 (検討会メンバー) | 道路 | | 道路系部門 ゼネラルマネージャー メールアドレス：[REDACTED] | 技術士(道路) |
| | 地質 | | 環境・防災系部門 地盤・防災グループ プロジェクトマネージャー メールアドレス：[REDACTED] | ・技術士(応用理学-地質) ・技術士(建設-トンネル) ・地質調査技士 |
| | 環境 | | 環境・防災系部門 環境グループ プロジェクトマネージャー メールアドレス：[REDACTED] | 技術士(建設環境/道路) |
| | 設備 | | 構造系部門 トンネルグループ プロジェクトマネージャー メールアドレス：[REDACTED] | 技術士(電気電子) RCCM(機械) |
| | 施工計画 | | 構造系部門 技師長 メールアドレス：[REDACTED] | 技術士(施工計画・施工設備及 び積算) |
| | BIM/CIM 活用業務 | | 総合技術本部 ICT戦略室 室長 メールアドレス：[REDACTED] | 博士(工学) 技術士(総合技術監理/河川、砂 防及び海岸・海洋/上下水道) |
| 照査技術者 | | | 構造系部門 ゼネラルマネージャー メールアドレス：[REDACTED] | 技術士(トンネル/道路/ 総合技術監理) |
| 社内第三者※ ² 照査担当 | | | 構造系部門 トンネルグループ 技術スタッフ メールアドレス：[REDACTED] | 技術士(トンネル/道路/ 施工計画・施工設備及び積算) |
| 営業担当 | | | 東北支社 業務推進室 職員 メールアドレス：[REDACTED] | |
| 技術アドバイザー | | | 東北支社 スタッフ メールアドレス：[REDACTED] | |

表 1.3 測量担当者一覧

| 役職・担当 | | 氏名 | 所属 | 資格 |
|-------|-----------------------------|----|--|---|
| 測量担当者 | 担当技術者 (測量調査) | | 総合技術本部 技術マネジメントグループ 測量チーム プロジェクトマネージャー メールアドレス： ██████████ | 測量士 地理空間情報専門技術 基準点測量1級 |
| | 担当技術者 (測量調査) | | 総合技術本部 技術マネジメントグループ 測量チーム チームリーダー メールアドレス： ██████████ | 測量士 |
| | 担当技術者 (測量調査) | | 総合技術本部 技術マネジメントグループ 測量チーム 主任 メールアドレス： ██████████ | 測量士 |
| | 担当技術者 (測量調査) (測量社内照査) | | 総合技術本部 技術マネジメントグループ 統括リーダースタッフ メールアドレス： ██████████ | 測量士 地理空間情報専門技術 基準点測量1級 2級土木施工管理技士 |
| | 担当技術者 (測量調査) | | 総合技術本部 技術マネジメントグループ メールアドレス： ██████████ | 測量士 地理空間情報専門技術 基準点測量1級 技術士補 (建設部門) |

1.1.6 成果品

(1) 成果品の内容

成果品の内容は「共通仕様書」及び「特記仕様書」に準拠する。

なお、「紙」による成果品、共通仕様書の成果品一覧表に示されるもののほかに、表 1.1.6 に示すものを提出する。詳細については調査職員と協議する。

表 1.4 成果品一覧

| 設計項目 | 部数 | 摘要 |
|--------------------|----|----------------|
| 電子成果 | 2 | CD-R または DVD-R |
| 報告書 (A4 版) 及び設計図 | 2 | 紙 |
| 報告書概要版及び縮小図 (A3 版) | 2 | 紙 |
| 公開用成果物 | 1 | CD-R または DVD-R |

(2) 公開用成果物の作成

成果物の作成にあたって、個人情報等の公開すべきでない情報がある場合は、調査職員との協議に基づきマスキング等の措置を行い、公開用成果物を別途取りまとめる。

1.1.7 図書及び基準

本業務を実施するにあたって、使用する主な図書及び基準は、下表のとおりとする。

表 1.5 使用する主な図書及び基準

| 番号 | 示方書等 | 発行所名 | 発行年月 |
|----|---------------------------------------|-------------|----------|
| 1 | 本業務特記仕様書 | 鳥海ダム工事事務所 | 令和3年3月 |
| 2 | 本業務特記仕様書(第1回変更) | 鳥海ダム工事事務所 | 令和3年12月 |
| 3 | 設計業務等共通仕様書 | 東北地方整備局 | 令和3年4月 |
| 4 | 設計施工マニュアル(案)[河川編・道路編] | 東北地方整備局 | 平成15年4月 |
| 5 | 土木設計施工マニュアル(道路編) | 宮城県 | 平成21年7月 |
| 6 | 土木工事数量算出要領(案) | 国土交通省 | 令和3年4月 |
| 7 | 道路構造令の解説と運用 | 日本道路協会 | 令和3年3月 |
| 8 | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 | 日本道路協会 | 平成15年11月 |
| 9 | 道路トンネル技術基準(換気編)・同解説 | 日本道路協会 | 平成20年10月 |
| 10 | トンネル標準示方書(山岳工法編)・同解説 | 土木学会 | 平成28年8月 |
| 11 | 国土交通省土木工事積算基準書(河川・道路編) | 建設物価調査会 | 令和2年5月 |
| 12 | 道路トンネル非常用施設設置基準・同解説 | 日本道路協会 | 令和元年9月 |
| 13 | 道路トンネル観察・計測指針(案) | 日本道路協会 | 平成21年2月 |
| 14 | 舗装設計施工指針 | 日本道路協会 | 平成18年2月 |
| 15 | 舗装設計便覧 | 日本道路協会 | 平成18年2月 |
| 16 | 土木工事仮設計画ガイドブック 平成23年改訂版 | 全日本建設技術協会 | 平成23年3月 |
| 17 | トンネル工事における標準的仮設備 | 日本トンネル技術協会 | 平成6年11月 |
| 18 | ずい道等建設工事における換気技術指針 | 建設業労働災害防止協会 | 令和3年4月 |
| 19 | 道路トンネル安全施工技術指針 | 日本道路協会 | 平成8年10月 |
| 20 | 道路トンネル維持管理便覧【本体工編】 | 日本道路協会 | 令和2年9月 |
| 21 | 土木構造物標準設計 | 全日本建設技術協会 | 平成12年9月 |
| 22 | 道路土工要綱 | 日本道路協会 | 平成21年6月 |
| 23 | 道路土工 切土工・斜面安定工指針 | 日本道路協会 | 平成21年6月 |
| 24 | 道路土工 盛土工指針 | 日本道路協会 | 平成22年4月 |
| 25 | 道路土工 擁壁工指針 | 日本道路協会 | 平成24年7月 |
| 26 | 道路土工 仮設構造物工指針 | 日本道路協会 | 平成11年3月 |
| 27 | 道路土工構造物技術基準・同解説 | 日本道路協会 | 平成29年3月 |
| 28 | 土木構造物設計ガイドライン | 全日本建設技術協会 | 平成11年11月 |
| 29 | 土木構造物設計マニュアル(案) | 全日本建設技術協会 | 平成11年11月 |
| 30 | 建設工事に伴う騒音振動対策ハンドブック | 日本建設機械化協会 | 平成13年2月 |
| 31 | 建設工事に伴う濁水対策ハンドブック | 日本建設機械化協会 | 昭和60年1月 |
| 32 | 山岳トンネル工事における濁水処理設備計画の手引き | 日本トンネル技術協会 | 平成14年1月 |
| 33 | 電子納品運用ガイドライン(案)【業務編】 | 国土交通省 | 令和2年3月 |
| 34 | 土木設計業務等の電子納品要領(案) | 国土交通省 | 令和2年3月 |
| 35 | CAD製図基準(案) | 国土交通省 | 平成29年3月 |
| 36 | CAD製図基準に関するガイドライン(案) | 国土交通省 | 平成29年3月 |
| 37 | 詳細設計照査要領 | 国土交通省 | 平成29年3月 |
| 38 | BIM/CIM活用ガイドライン(案)第1編 共通編 | 国土交通省 | 令和3年3月 |
| 39 | BIM/CIM活用ガイドライン(案)第5編 道路編 | 国土交通省 | 令和3年3月 |
| 40 | 3次元モデル成果物作成要領(案) | 国土交通省 | 令和3年3月 |
| 41 | BIM/CIM活用における「段階モデル確認書」作成手引き(案) | 国土交通省 | 令和元年5月 |
| 42 | 設計-施工間の情報連携を目的とした4次元モデル活用の手引き(案) | 国土交通省 | 令和3年3月 |
| 43 | 3次元モデル表記標準(案) | 国土交通省 | 令和2年3月 |
| 44 | 3次元モデル表記標準(案)に基づく3DAモデル作成の手引き(案) | 国土交通省 | 令和2年3月 |
| 45 | 土木工事数量算出要領(案)に対応するBIM/CIMモデル作成の手引き(案) | 国土交通省 | 令和2年3月 |
| 46 | 土木工事等の情報共有システム活用ガイドライン | 国土交通省 | 令和3年3月 |
| 47 | BIM/CIM設計照査シートの運用ガイドライン(案) | 国土交通省 | 令和2年3月 |
| 48 | BIM/CIMモデル等電子納品要領(案)及び同解説 | 国土交通省 | 令和3年3月 |
| 49 | BIM/CIM成果品の検査要領(案) | 国土交通省 | 令和2年3月 |

1.2 トンネル設計基準

並行する3号トンネル及び4号トンネルと調整を図り、トンネル設計基準を作成した。

鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準(案)

| | |
|-----------|----|
| 1. 適用基準 | 1 |
| 2. 計画条件 | 1 |
| 3. 内空断面 | 4 |
| 4. 地山分類 | 8 |
| 5. 支保構造 | 11 |
| 6. 補助工法 | 14 |
| 7. 坑門工 | 15 |
| 8. 防水・排水工 | 19 |
| 9. 舗装工 | 21 |
| 10. 非常駐車帯 | 22 |
| 11. 非常用施設 | 23 |
| 12. 換気検討 | 23 |
| 13. 施工計画 | 24 |
| 14. 用地幅杭 | 29 |

令和4年3月

中央復建コンサルタンツ株式会社

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|--|---------------------|--|------------------|-------|------|-----|-----|--------|--|-----|-----|-------|-------------|---------------------|--|--|--|--|----------|---------------------|--------------------|------------------|-------|------|-----|-----|-----|-----|--|--|-----|-----|-----|-----|--|--|-------|-----|-----|--|-----|--|--|-----|-----|--|-----|--|--|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|--|--|----|------------|--|--|-----|-----|-----|-----|-----|----|----|-----|----|--------|-----|------------|----|-----|------------|----|-----|------------|---|-------|--------|--------|-----|-----|------|---|-----|------|------|-----|------|---|-----|------|---|----|----|---------------------|--|--|--|--|--|----|--|--|----|--|--|-----|-----|-----|-----|-------|-----|-------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|-----|------|---|------|------|------|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1. 適用基準 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.1. 参照する基準 | <p>・[設計施工マニュアル(案)道路編(H15.4/東北地方整備局)]では、トンネルに関する設計条件についての記載が無い。そのため、本路線のトンネル設計基準を整理するにあたっては、以下の基準を参考にした。</p> <p>①[道路トンネル技術基準(構造編)・同解説(H15.11/日本道路協会)] …以下、技術基準と略す</p> <p>②[道路構造令の解説と運用(R03.3/日本道路協会)] [道路トンネル非常用施設設置基準・同解説(R01.9/日本道路協会)]などの、全国共通の基準等</p> <p>③中部地整、近畿地整、四国地整などの基準等</p> <p>・また、[どうこう(東北地方整備局 道路工事課)]にて整理されているものがあれば、参考にするとし、あわせて東北地方整備局管内における設計事例を確認した。</p> | | | ■左記のとおり適用基準を設定した。 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. 計画条件 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2.1. 道路規格 | <p>[道路構造令の解説と運用(R03.3/日本道路協会)P.133, 134, 161, 207, 232]</p> <p>(1) 道路の区分[p.133]</p> <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td colspan="2" rowspan="2">道路の存する地域 高速自動車国道及び 自動車専用道路又はその他の道路の別</td> <td>地方部</td> <td>都市部</td> </tr> <tr> <td>第1種</td> <td>第2種</td> </tr> <tr> <td colspan="2">その他の道路</td> <td>第3種</td> <td>第4種</td> </tr> </table> <p>(2) 第3種の道路[p.134]</p> <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <th rowspan="2">道路の種類</th> <th rowspan="2">道路の存する地域の地形</th> <th colspan="5">計画交通量 (単位1日につき台)</th> </tr> <tr> <th>20,000以上</th> <th>4,000以上 20,000未満</th> <th>1,500以上 4,000未満</th> <th>500以上 1,500未満</th> <th>500未満</th> </tr> <tr> <td rowspan="2">一般国道</td> <td>平地部</td> <td>第1級</td> <td>第2級</td> <td colspan="3">第3級</td> </tr> <tr> <td>山地部</td> <td>第2級</td> <td>第3級</td> <td colspan="3">第4級</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">都道府県道</td> <td>平地部</td> <td colspan="2">第2級</td> <td colspan="3">第3級</td> </tr> <tr> <td>山地部</td> <td colspan="2">第3級</td> <td colspan="3">第4級</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">市町村道</td> <td>平地部</td> <td>第2級</td> <td>第3級</td> <td>第3級</td> <td>第3級</td> <td>第5級</td> </tr> <tr> <td>山地部</td> <td>第3級</td> <td>第4級</td> <td colspan="3">第5級</td> </tr> </table> <p>(3) 設計速度(第3種の道路)[p.161]</p> <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <th rowspan="2">区分</th> <th colspan="3">設計速度(km/h)</th> </tr> <tr> <th>第1級</th> <th>第2級</th> <th>第3級</th> </tr> <tr> <td rowspan="5">第3種</td> <td>第1級</td> <td>80</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>第2級</td> <td>60</td> <td>50又は40</td> </tr> <tr> <td>第3級</td> <td>60, 50又は40</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>第4級</td> <td>50, 40又は30</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>第5級</td> <td>40, 30又は20</td> <td>—</td> </tr> </table> <p>※右欄は、第1種4級を除き、地形の状況その他の特別な理由によりやむを得ない場合に用いる値</p> <p>(4) 普通道路の車線の幅員(第3種)[p.207]</p> <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <th>道路の区分</th> <th>標準値(m)</th> <th>特例値(m)</th> </tr> <tr> <td rowspan="4">第3種</td> <td>第1級</td> <td>3.50</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>第2級</td> <td>3.25</td> <td>3.50</td> </tr> <tr> <td>第3級</td> <td>3.00</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>第4級</td> <td>2.75</td> <td>—</td> </tr> </table> <p>(5) 普通道路の路肩の幅員(第3種)[p.228]</p> <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <th rowspan="2">種別</th> <th rowspan="2">級別</th> <th colspan="6">路肩(保護路肩を除く)の最低幅員(m)</th> </tr> <tr> <th colspan="3">左側</th> <th colspan="3">右側</th> </tr> <tr> <td rowspan="5">第3種</td> <td rowspan="2">第1級</td> <td>規定値</td> <td>特例値</td> <td>望ましい値</td> <td>規定値</td> <td>望ましい値</td> <td rowspan="5">トンネル</td> </tr> <tr> <td>1.25</td> <td>0.75</td> <td>1.75</td> <td>0.50</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>第2級</td> <td>0.75</td> <td>0.50</td> <td>1.00</td> <td>0.50</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>第3,4級</td> <td>0.75</td> <td>0.50</td> <td>0.75</td> <td>0.50</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>第5級</td> <td>0.50</td> <td>—</td> <td>0.50</td> <td>0.50</td> <td>0.50</td> </tr> </table> <p>※特例値は、付加追越車線、登坂車線、ゆがり車線もしくは変速車線を設ける箇所、長さ50m以上の橋もしくは高架の道路または地形の状況その他の特別な理由によりやむを得ない場合に用いる値</p> | | | 道路の存する地域 高速自動車国道及び 自動車専用道路又はその他の道路の別 | | 地方部 | 都市部 | 第1種 | 第2種 | その他の道路 | | 第3種 | 第4種 | 道路の種類 | 道路の存する地域の地形 | 計画交通量 (単位1日につき台) | | | | | 20,000以上 | 4,000以上 20,000未満 | 1,500以上 4,000未満 | 500以上 1,500未満 | 500未満 | 一般国道 | 平地部 | 第1級 | 第2級 | 第3級 | | | 山地部 | 第2級 | 第3級 | 第4級 | | | 都道府県道 | 平地部 | 第2級 | | 第3級 | | | 山地部 | 第3級 | | 第4級 | | | 市町村道 | 平地部 | 第2級 | 第3級 | 第3級 | 第3級 | 第5級 | 山地部 | 第3級 | 第4級 | 第5級 | | | 区分 | 設計速度(km/h) | | | 第1級 | 第2級 | 第3級 | 第3種 | 第1級 | 80 | 60 | 第2級 | 60 | 50又は40 | 第3級 | 60, 50又は40 | 30 | 第4級 | 50, 40又は30 | 20 | 第5級 | 40, 30又は20 | — | 道路の区分 | 標準値(m) | 特例値(m) | 第3種 | 第1級 | 3.50 | — | 第2級 | 3.25 | 3.50 | 第3級 | 3.00 | — | 第4級 | 2.75 | — | 種別 | 級別 | 路肩(保護路肩を除く)の最低幅員(m) | | | | | | 左側 | | | 右側 | | | 第3種 | 第1級 | 規定値 | 特例値 | 望ましい値 | 規定値 | 望ましい値 | トンネル | 1.25 | 0.75 | 1.75 | 0.50 | 0.75 | 第2級 | 0.75 | 0.50 | 1.00 | 0.50 | 0.75 | 第3,4級 | 0.75 | 0.50 | 0.75 | 0.50 | 0.50 | 第5級 | 0.50 | — | 0.50 | 0.50 | 0.50 | <p>■特記仕様書及び[道路構造令]に準拠し、以下のとおり設定した。(過年度道路設計とも整合)</p> <p>①道路規格 ・第3種第4級</p> <p>②設計速度 ・V=30km/h</p> <p>③幅員構成 ・土工 : W7.0m(=0.75m+2@2.75m+0.75m) ・トンネル : W=7.0m(=0.75m+2@2.75m+0.75m) ※路肩幅員については自転車通行等を考慮[道路構造令 P232] ※由利本荘市との協議により路肩0.75mで確定 ・橋梁 : 長大橋 W=7.0m(=0.75m+2@2.75m+0.75m)</p> |
| 道路の存する地域 高速自動車国道及び 自動車専用道路又はその他の道路の別 | | 地方部 | 都市部 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 第1種 | 第2種 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| その他の道路 | | 第3種 | 第4種 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 道路の種類 | 道路の存する地域の地形 | 計画交通量 (単位1日につき台) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 20,000以上 | 4,000以上 20,000未満 | 1,500以上 4,000未満 | 500以上 1,500未満 | 500未満 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 一般国道 | 平地部 | 第1級 | 第2級 | 第3級 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 山地部 | 第2級 | 第3級 | 第4級 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 都道府県道 | 平地部 | 第2級 | | 第3級 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 山地部 | 第3級 | | 第4級 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 市町村道 | 平地部 | 第2級 | 第3級 | 第3級 | 第3級 | 第5級 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 山地部 | 第3級 | 第4級 | 第5級 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 区分 | 設計速度(km/h) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第1級 | 第2級 | 第3級 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第3種 | 第1級 | 80 | 60 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第2級 | 60 | 50又は40 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第3級 | 60, 50又は40 | 30 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第4級 | 50, 40又は30 | 20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第5級 | 40, 30又は20 | — | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 道路の区分 | 標準値(m) | 特例値(m) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第3種 | 第1級 | 3.50 | — | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第2級 | 3.25 | 3.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第3級 | 3.00 | — | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第4級 | 2.75 | — | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 種別 | 級別 | 路肩(保護路肩を除く)の最低幅員(m) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 左側 | | | 右側 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第3種 | 第1級 | 規定値 | 特例値 | 望ましい値 | 規定値 | 望ましい値 | トンネル | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1.25 | 0.75 | 1.75 | 0.50 | 0.75 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第2級 | 0.75 | 0.50 | 1.00 | 0.50 | 0.75 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第3,4級 | 0.75 | 0.50 | 0.75 | 0.50 | 0.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 第5級 | 0.50 | — | 0.50 | 0.50 | 0.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

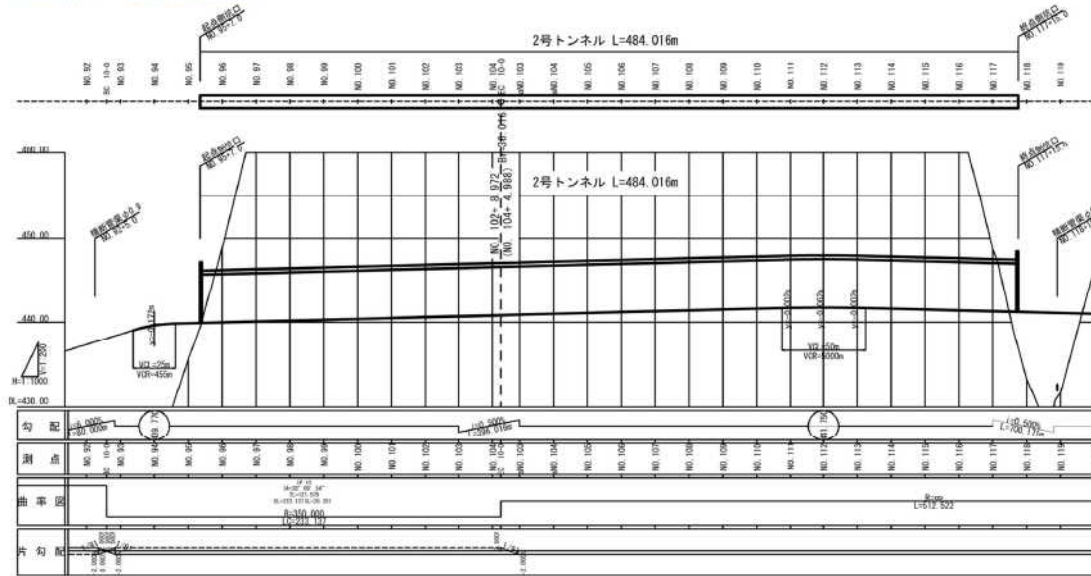
| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 |
|-------------|---|--|--------------|---|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | |
| 2.2. 計画交通量 | <p>[令和元年度 鳥海ダム付替道路百宅線詳細設計業務(R02.3)]</p> <ul style="list-style-type: none"> ・計画交通量 : 500~4,000台/日 ・大型車交通量 : 11.9%(H27センサス値) | | | <p>■ 過年度道路詳細設計より以下とする。 (打合せにて確認)</p> <p>① 計画交通量 : 4,000台/日 ② 大型車混入率 : 11.9% ③ 重方向率 : 50%</p> |
| 2.3. トンネル等級 | <p>[道路トンネル非常用施設設置基準・同解説(R01.9/日本道路協会) P.9~11]</p> <p>・トンネルの非常用施設設置のための等級区分は、その延長および交通量に応じて下表に示すように区分する。</p> <div style="border: 1px dashed black; padding: 5px;"> <p>① トンネル1本当たりの交通量が4,000台/日以上~40,000台/日未満の場合</p> <ul style="list-style-type: none"> ・AA等級: $40 \times 10^3 \leq T \times L$ ・A等級: $12 \times 10^3 \leq T \times L < 40 \times 10^3$ ・B等級: $4 \times 10^3 \leq T \times L < 12 \times 10^3$ ・C等級: $2 \times 10^3 \leq T \times L < 4 \times 10^3$ ・D等級: $T \times L < 2 \times 10^3$ <p>② トンネル1本当たりの交通量が4,000台/日未満の場合</p> <ul style="list-style-type: none"> ・AA等級: $10,000 \leq L$ ・A等級: $3,000 \leq L < 10,000$ ・B等級: $1,000 \leq L < 3,000$ ・C等級: $500 \leq L < 1,000$ ・D等級: $L < 500$ <p>ここに、T: トンネル1本当たりの交通量(台/日) L: トンネル延長(m)</p> </div> | | | <p>■ [非常用施設設置基準]に準拠し、以下のとおり設定した。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・1号 TN(L=229m)⇒D等級 ・2号 TN(L=484m)⇒D等級 ・3号 TN(L=299m)⇒D等級 ・4号 TN(L=419m)⇒D等級 <p>1~4号で最もトンネル延長の長い2号トンネルの場合 $T \times L = 4,000 \text{ 台/日} \times 484 \text{ m}$ $= 1.936 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{台/日}$ $< 2 \times 10^6$ ⇒D等級に該当する</p> |
| 2.4. 内装工 | <p>[設計便覧(案)第3編道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-67]</p> <p>・トンネル内装工は、原則として図8-15-1に示す適用範囲に該当するトンネルに設置するものとする。</p> <div style="border: 1px dashed black; padding: 5px;"> </div> | | | <p>■ 各種基準に記載が無いため、[近畿地整基準]を参考にし、以下のとおり設定した。 ※他地整やNEXCOにおいても同様の方針としていることが多い</p> <ul style="list-style-type: none"> ・1号 TN(L=229m)⇒設置しない ・2号 TN(L=484m)⇒設置しない ・3号 TN(L=299m)⇒設置しない ・4号 TN(L=419m)⇒設置しない |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | その他の基準、参考文献等 |
|----|--|--|--|--------------|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | | |

鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線
トンネル設計基準

2.5. 幾何構造
(線形要素)

(2号トンネルの場合) ※道路詳細設計より


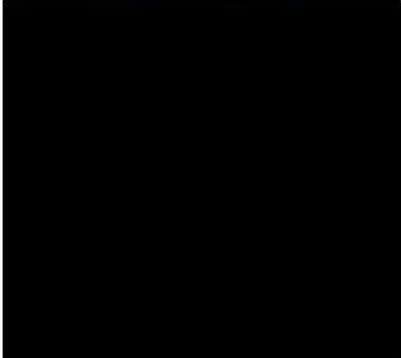
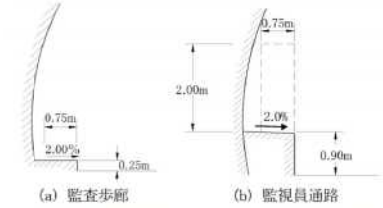



過年度道路詳細設計の線形を確認した(各トンネル)。


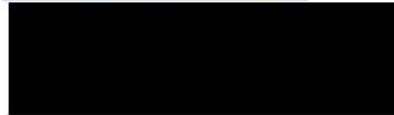
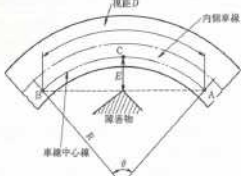






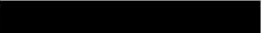
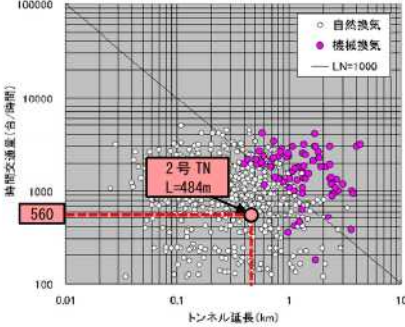
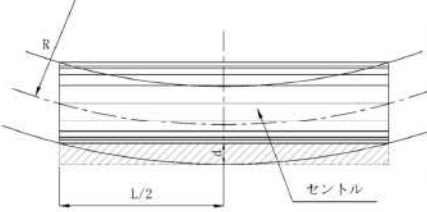

●幾何構造の照査(2号トンネル)


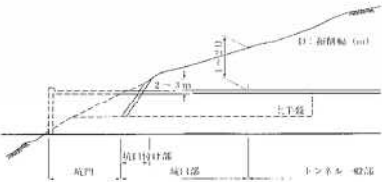
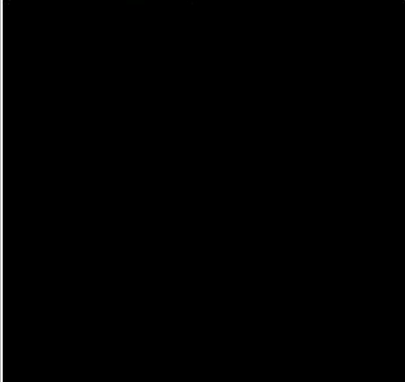
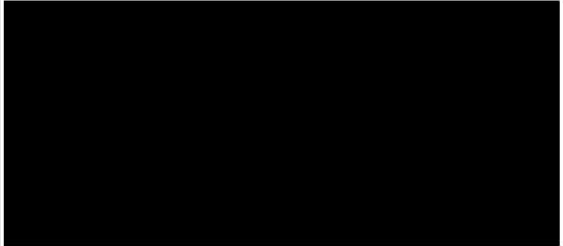
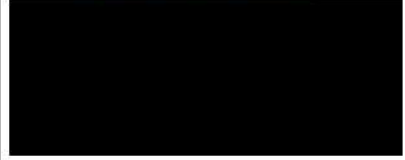
| 道路規格 | | 第3種4級 | | | | | | |
|----------|------------------------------|----------------|------|----------------|-------|---|--|-----------------------|
| 設計速度 | | V = 30 km/h | | | | | | |
| 要素 | 単位 | 望ましい値 | 規定値 | 特例値 | 採用値 | 採用理由 | 構造令参照頁 | |
| 平面線形 | 最小曲線半径 | m | 65 | 30 | — | 350 | 望ましい値が65m以上であるが、走行性、安全性を考慮するとできるだけ大きい半径が望ましい。本設計では、地形等も考慮して平面計画した結果、望ましい値を十分に満足する。 | 令 P341, 348, 349, 374 |
| | 最小曲線長 | m | — | 50 | — | 233.137 | 規定値以上を満足すればよい。但し、曲線長が長い方が走行性、安全性に優れる。本設計では、地形等も考慮して平面計画した結果、規定値を十分に満足する。 | 令 P354 |
| | 緩和曲線長 | m | — | 25 | — | — | — | 令 384 |
| | 最小パラメーター | m | — | 35 | 30 | — | — | 令 P392 |
| | 緩和曲線が省略できる半径 | m | — | — | 130 | 350 | 特例値の曲線半径で平面線形を計画する場合は緩和曲線を省略できる。最小曲線半径 R=350m であるため、緩和曲線を省略する。 | 令 P394 |
| 縦断線形 | 最急縦断勾配 | % | — | 8.0 以下 | 11.0 | 0.5 | 規定値は8%以下であるが、走行性、安全性を考慮すると極力緩やかに行うことが望ましい。道路計画位置の地形を考慮して0.5%を適用している。 | 令 P424 |
| | 最小縦断曲線長 | m | — | 25 | — | 50 | 縦断勾配が変移する箇所に縦断曲線を設ける。縦断曲線長 L = 縦断曲線半径 / 100 × √(縦断勾配差) の関係がある。縦断曲線が規定値 L = 25m 以上、縦断曲線半径は望ましい値 R = 400m 以上となるよう設定する。 | 令 P453 |
| | 最小縦断曲線半径(凸型) 最小縦断曲線半径(凹型) | m | 400 | 250 | — | 5000 456 | — | 令 P452, 464 |
| 横断勾配 | 片勾配 | % | — | 8.0 | — | 2.0 | 規定値以下であればよい。曲線半径により規定されるものである。最小曲線半径 R = 350 に対する横断勾配は2%となり、規定値 8% 以下となる。 | 令 P358 |
| | 曲線半径と片勾配の値 | 8.0% | m | R = 30 以上~40 | 未滿 | 2.0 | — | 令 P362 |
| | | 7.0% | m | R = 40 以上~60 | 未滿 | | | |
| | | 6.0% | m | R = 60 以上~80 | 未滿 | | | |
| | | 5.0% | m | R = 80 以上~110 | 未滿 | | | |
| | | 4.0% | m | R = 110 以上~150 | 未滿 | | | |
| | | 3.0% | m | R = 150 以上~220 | 未滿 | | | |
| 2.0% | m | R = 220 以上~500 | 未滿 | | | | | |
| 片勾配すり付け率 | | — | 1/75 | — | 1/91 | 横断片勾配の変移区間のすり付け率(高低差/延長)であり、規定値以上とする必要がある。すり付け延長は管理し易いようラウンド値とした結果、1/91 となる。 | 令 P398 | |
| 合成勾配 | % | — | 11.5 | 12.5 | 2.062 | 縦断勾配 0.5% と横断片勾配 2.0% の合成勾配であり、規定値 11.5% 以下となる。 | 令 P470 | |
| 視距 | m | — | 30 | — | 90 | 規定値以上を確保できればよい。最小曲線半径区間 R=350m における視距(運転者が障害物を視認できる距離)は90m となり、規定値 30m 以上を満足する。 | 令 P413 | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 |
|-----------|---|--|---|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | |
| 3. 内空断面 | | | | |
| 3.1. 建築限界 | <p>[技術基準 P.91]</p> <ul style="list-style-type: none"> トンネルの内空断面は、道路交通のサービス機能を果たすものであり、道路構造令に定める必要な建築限界の他に、換気施設・照明施設・非常用施設および内装・管理用の通路・舗装(オーバーレイを含む)・排水工を設置する空間ならびに覆工の施工誤差に対する余裕などを持った断面を包含していなければならない。また、建築限界は車道のクリアランスなどを考えて図-3.3.1に示すように取るものとする。 <p>(a) 車道の建築限界の例</p> <p>(b) 建築限界線のとり方</p> <p>図-3.3.1 車道建築限界と建築限界線のとり方</p> <p>[技術基準 P.95]</p> <ul style="list-style-type: none"> トンネル内の舗装は全面的な打替えが困難なため、通常オーバーレイを行う。したがって、建築限界の高さにこれらの余裕を見込んでおく必要がある。この余裕としては20cm以上とすることが望ましい。なお、路肩部の余裕としては5cm程度とするのが一般的である。 | <p>[どうこう 188号 P.19]</p> | <p>[道路構造令の解説と運用(R03.3/日本道路協会) P.308~314]</p> <p>【トンネル区間の建築限界の考え方】</p> <ul style="list-style-type: none"> 路面上の車道幅員、路肩幅員、監査歩廊幅員は水平距離とする。 車道部の建築限界高さは、普通道路では、設計車両の高さ3.8mに余裕高を加えた4.5mとする。 車道部の建築限界は、標準の横断勾配を有する区間では鉛直、片勾配区間では路面に直角に取るものとする。ただし、標準勾配以下の横断勾配区間では鉛直に取るものとする。 <p>図2-55 建築限界線のとり方</p> <ul style="list-style-type: none"> 車道部建築限界の上限線は路面に平行とする。 建築限界の高さにはトンネル内舗装のオーバーレイ余裕として車道で20cm、路肩端で5cmを見込む。 指定経路(主要幹線道路)におけるISOコンテナ等特殊車両の通行を考慮する場合、路肩端(もしくは地覆前面)で高さ4.1m以上を確保する。 <p>[道路構造令の解説と運用(R03.3/日本道路協会) P.309よりとりまとめ]</p> <p>【重要物流道路における車道建築限界の考え方】</p> <ul style="list-style-type: none"> 車道部：重要物流道路である普通道路にあつては4.8m、その他の普通道路にあつては4.5mとする。 路肩部：重要物流道路である普通道路にあつては4.1m、その他の普通道路にあつては3.8mとする。 | <p>■ [技術基準]、[道路構造令の解説と運用]に準拠し、以下のとおり設定した。</p> <ol style="list-style-type: none"> ①建築限界高さ(重要物流道路には指定されていない) <ul style="list-style-type: none"> ・車道部：4.5m ・路肩部：3.8m ②建築限界の両側線の取り方 <ul style="list-style-type: none"> ・標準の横断勾配を有する区間：鉛直 ・片勾配区間：路面に直角(但し、標準勾配以下の横断勾配区間では鉛直) ③オーバーレイ余裕 ④ISOコンテナ等特殊車両の通行 <ul style="list-style-type: none"> ・見込まない |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | その他の基準、参考文献等 | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | |
|----------------------|---|--|---|--------------|------------------------------|--------------|------|------|------|-------|------|------|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | | | | | | | | | | | |
| 3.2. 監査歩廊 ・ 監視員通路 | <p>【技術基準 P.95～96】</p> <p>・ 監査歩廊・監視員通路の建築限界は幅0.75m、高さ2.00mとし、また、マウントアップは監査歩廊で0.25m、監視員通路で1.0mとするのが一般的である。</p> | <p>【どうこう 188号 P.19】</p>  <p>【東北地方整備局管内における設計事例】</p>  | <p>【設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-5】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 設置位置は、一方通行の場合は片側(原則として走行車線側)、対面通行の場合は両側を標準とし、歩道・自転車走行者道が設置される場合は監視員通路を兼ねるものとする。 ・ 監査歩廊を標準とするが、以下の場合には必要に応じて監視員通路とする。 <ul style="list-style-type: none"> (a) 非常用施設のトンネル等級AA及びAのトンネル (b) トンネル連続区間で非常用施設のトンネル等級Bのトンネル (c) 監視員通路を有する2つのトンネルの間あるいは監視員通路を有するトンネルの端末に近接するトンネルで明かり区間が短く同通路の設置により日常の維持管理が効率的に実施できると考えられるトンネル ・ 監査歩廊・監視員通路の幅員及びマウントアップ高さは表8-3-1及び図8-3-1を標準とし、非常用設備の維持管理頻度、維持管理方法、維持管理時の点検者の安全、トンネル設備用配管等の収納スペース等を考慮し設定するものとする。なお、横断勾配は2.00%を標準とする。 <p>表8-3-1 監査歩廊・監視員通路の幅員及びマウントアップ高さ(標準)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>種別</th> <th>幅員(m)</th> <th>マウントアップ高さ(m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>監査歩廊</td> <td>0.75</td> <td>0.25</td> </tr> <tr> <td>監視員通路</td> <td>0.75</td> <td>0.90</td> </tr> </tbody> </table>  <p>図8-3-1 監査歩廊・監視員通路の幅員及びマウントアップ高さ(標準)</p> | 種別 | 幅員(m) | マウントアップ高さ(m) | 監査歩廊 | 0.75 | 0.25 | 監視員通路 | 0.75 | 0.90 | <p>■ 【技術基準】に準拠しつつ、各種基準に詳細な記述が無いものについては、【近畿地整基準】を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>① マウントアップ高さ ・ 250mm(監査歩廊)</p> <p>② 監査歩廊の建築限界 ・ 幅 W=750mm</p>  <p>③ 横断勾配：2.00%</p> |
| 種別 | 幅員(m) | マウントアップ高さ(m) | | | | | | | | | | | |
| 監査歩廊 | 0.75 | 0.25 | | | | | | | | | | | |
| 監視員通路 | 0.75 | 0.90 | | | | | | | | | | | |
| | | | <p>【道路設計要領-設計編-(H26.3/中部地方整備局) P.7-9】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 監査歩廊、監視員通路を設ける場合は建築限界高さ2.0mをトンネル側壁側で鉛直方向に確保し、建築限界幅0.75mを水平方向に確保するものとする。 ・ 車道面からのマウントアップ高さは監査歩廊で25cm、監視員通路で90cmを標準とする。また、横断勾配は1.0%を標準とするが、管理上支障がある場合は別途考慮する。 <p>【設計便覧(案)道路編(H30.7/四国地方整備局) P.9-14】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 監査歩廊・監視員通路の横断勾配は2.0%を標準とし、最低でも1.0%を確保するものとする。 | | | | | | | | | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | その他の基準、参考文献等 | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------|---|--|--------------------------|--------------|------------------------------|---------|-------------|--------------|------------|------|-----------------|-----------------|--------------------------|-------|---------|----------|---------|--------------------|----------|-----------|---------|--------------------------------|---|---|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3.3. 内空断面諸元 | <p>[技術基準 P.92,94]</p> <ul style="list-style-type: none"> 支保の規模を決定するうえで便宜上、トンネル断面の大きさを、表-3.3.1に示す <p>表-3.3.1 断面区分</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>区分</th> <th>通常断面</th> <th>大断面</th> <th>小断面</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>内空幅 (m)</td> <td>8.5~12.5 程度</td> <td>12.5~14.0 程度</td> <td>3.0~5.0 程度</td> </tr> <tr> <td>内空形状</td> <td>一般的に 上半単心円断面</td> <td>一般的に 上半三心円断面</td> <td>一般的に 上半単心円 側壁部鉛直断面</td> </tr> <tr> <td>内空縦横比</td> <td>概ね0.6以上</td> <td>概ね0.57以上</td> <td>概ね0.8以上</td> </tr> <tr> <td>内空断面積 (㎡) (参考値)</td> <td>40~80 程度</td> <td>80~100 程度</td> <td>8~16 程度</td> </tr> </tbody> </table> <p>注1) 内空幅とは、スプリングライン上での内空幅をいう。(付図-1.2に示すWをさす。)</p> <p>注2) 内空縦横比(H/W)は付図-1.2に示す内空高さ(H)と内空幅(W)の比で表示した。</p> <p>注3) 内空形状は上半(SLより上)を形成する円弧の数で付図-3.4に示すように上半単心円(三心円)と上半三心円(五心円)とした。</p> <p>注4) 内空断面積は断面形状(内空縦横比など)の影響を受けやすいため、この影響を受けない内空幅により断面を区分する。参考値として各断面のおおよその内空断面積を表に示した。なお、ここでいう内空断面積とは、付図-1.2に示すようにインバート(盤下げ)を含まない覆工内側の全内空断面積をいい、換気計算に用いる車道内空(舗装面の上部)とは異なる。</p> <p>注5) 大断面における非常駐車帯の内空断面の設定にあたっては、側壁部の形状を共有する形で拡大すると、極度に偏平になることも考えられるため、一般部の内空形状を相似拡大する案も含め、地山条件などに応じた検討が必要である。</p> | 区分 | 通常断面 | 大断面 | 小断面 | 内空幅 (m) | 8.5~12.5 程度 | 12.5~14.0 程度 | 3.0~5.0 程度 | 内空形状 | 一般的に 上半単心円断面 | 一般的に 上半三心円断面 | 一般的に 上半単心円 側壁部鉛直断面 | 内空縦横比 | 概ね0.6以上 | 概ね0.57以上 | 概ね0.8以上 | 内空断面積 (㎡) (参考値) | 40~80 程度 | 80~100 程度 | 8~16 程度 | <p>[どうこう 188号 P.19]</p> | <p>[設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-13]</p> <ul style="list-style-type: none"> 下半半径については、上半半径の1.0倍、1.5倍、2.0倍を検討対象とし、経済性、トンネルの構造安定性等を比較のうえ決定する。 覆工コンクリートの足付け位置は、拌み勾配、片勾配にかかわらず、車道端部における左、または右の最小路盤厚を確保した路盤の最下端を水平に結んだ位置とする。なお、S、Lから足付け位置までの高さ(足付け高さ)は、50mm単位に切り捨て丸めるものとし、トンネル全区間に対し変えないものとする。(図8-4-9参照) <p>図8-4-9 覆工コンクリートの足付け位置</p> <p>・なお、舗装厚により足付け位置が異なるため、断面検討の際には舗装厚を確定しておく必要がある。</p> <p>[道路設計要領-設計編-(H26.3/中部地方整備局) P.7-11]</p> <ul style="list-style-type: none"> 上半3心円断面の上半半径比率は、応力伝播を考慮し、クラウン1.5:サイド1.0以下とする。 <p>図7-III-10 上半三心円</p> <p>[土木工事標準積算基準書(R2) P. IV-5-(1)-58]</p> <ul style="list-style-type: none"> スライドセントル(本坑用)は、スチールフォーム【五心円(上半三心円)】のL=10.5mを標準とする。 スライドセントル(非常駐車帯用)は、スチールフォーム【五心円(上半三心円)】のL=6.0mを標準とする。 | <p>■ [技術基準]に準拠しつつ、各種基準に詳細な記述が無いものについては、[近畿地整基準]や[東北地整設計事例]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>※他地整やNEXCOにおいても同様の方針としていることが多い</p> <ol style="list-style-type: none"> ①断面区分 ②内空形状 ③内空縦横比 ④下部の半径 ⑤足付け高さ ⑥インバート半径 ⑦すり付け半径 ⑧各部のラウンド単位 ⑨その他 |
| 区分 | 通常断面 | 大断面 | 小断面 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 内空幅 (m) | 8.5~12.5 程度 | 12.5~14.0 程度 | 3.0~5.0 程度 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 内空形状 | 一般的に 上半単心円断面 | 一般的に 上半三心円断面 | 一般的に 上半単心円 側壁部鉛直断面 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 内空縦横比 | 概ね0.6以上 | 概ね0.57以上 | 概ね0.8以上 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 内空断面積 (㎡) (参考値) | 40~80 程度 | 80~100 程度 | 8~16 程度 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <p>付図1 インバートなしの場合</p> <p>付図2 インバートありの場合</p> <p>付図3 上半単心円</p> <p>付図4 上半三心円</p> | <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|--|---|---|------------------------------|-----------------|-----|-----|-----|-----|----|-----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3.4. 必要余裕量 | <p>[技術基準 P.95~96]</p> <ul style="list-style-type: none"> トンネルの覆工仕上がり線は設計断面に対して、施工上ある程度の誤差が生じることはまぬがれない。このためには、あらかじめトンネル断面の所要空間とは別に、施工誤差の許容範囲を見込んで断面を決定しておかなければならない。通常、その許容誤差は5cm程度見込んでいる。 トンネルの内空断面は、ジェットファンや換気ダクトなどの換気方式の種類によって変化するので注意しなければならない。 内装を設置する場合には、その設置余裕を考慮して、内空断面を決定する必要がある。内装は運転者の視線誘導あるいはトンネル内の反響音を低減するなどその目的や構造により必要な空間、設置値が異なるため、内空断面を検討する前に内装の設置目的、構造について検討しておく必要がある。なお、内装を設置する位置として建築限界肩部付近を避けるなど内装を設置してもトンネル内空断面を大きくしない方法についても十分に検討することが望ましい。 | <p>[どうこう P.19]</p>  <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p>  | <p>[道路構造令の解説と運用(R03.3/日本道路協会) P.413~424]</p> <p>3-9 制動停止視距と超越視距</p> <ul style="list-style-type: none"> 視距は当該道路の設計速度に応じて次の下表に掲げる値以上とするものとする。 <table border="1"> <thead> <tr> <th>設計速度 (単位 1時間につきキロメートル)</th> <th>視距 (単位 メートル)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>120</td><td>210</td></tr> <tr><td>100</td><td>160</td></tr> <tr><td>80</td><td>110</td></tr> <tr><td>60</td><td>75</td></tr> <tr><td>50</td><td>55</td></tr> <tr><td>40</td><td>40</td></tr> <tr><td>30</td><td>30</td></tr> <tr><td>20</td><td>20</td></tr> </tbody> </table> <p>・車線の数が2である道路(対向車線を設けない道路を除く)においては、必要に応じ、自動車が超越しを行うのに十分な見通しの確保された区間を設けるものとする。</p>  <p>図3-55 視距の確保</p> <p>(1) 円曲線の内側に設ける空間の限界線 この場合図3-55で示すように車線中心線からの距離は $E = R(1 - \cos \frac{D}{R}) = R(1 - \cos \frac{D}{2R})$ ただし D: 視距 (m) R: 半径 (m) を示す。 右辺をテラー展開すると、 $E = \frac{D^2}{8R} - \frac{D^4}{384R^3} + \dots = \frac{D^2}{8R} (1 - \frac{D^2}{48R^2} + \dots) \approx \frac{D^2}{8R}$</p> | 設計速度 (単位 1時間につきキロメートル) | 視距 (単位 メートル) | 120 | 210 | 100 | 160 | 80 | 110 | 60 | 75 | 50 | 55 | 40 | 40 | 30 | 30 | 20 | 20 | <p>■ [技術基準]、[道路構造令の解説と運用]に準拠しつつ、各種基準に詳細な記述が無いものについては、[近畿地整基準]や[東北地整設計事例]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>① 施工誤差に対する余裕</p>  <p>参考：1号トンネル(R2年度)</p>  <p>② 視距確保のための拡幅</p>  <p>③ 内装設置に伴う余裕</p>  <p>④ 換気設備に対する余裕</p>  <p>⑤ セントル設置に伴う余裕</p>   |
| 設計速度 (単位 1時間につきキロメートル) | 視距 (単位 メートル) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 120 | 210 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 100 | 160 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 80 | 110 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 60 | 75 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 50 | 55 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 40 | 40 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 30 | 30 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | 20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <p><参考>機械換気の要否判定(簡易式)</p> <p>[道路トンネル技術基準(換気編)・同解説(平成20年10月/日本道路協会)P.35]</p> <ul style="list-style-type: none"> 対面通行に対して L・N=1000 一方通行に対して L・N=3000 <p>※L: トンネル延長 (km), N: 設計時間交通量 (台/h) N=計画交通量×K/100 (K:14…山地部)</p> <p>●最もトンネル延長の長い2号トンネル(L=484m)の場合 L・N = 0.484km × 4,000台/日 × 14/100 = 271 km・台/時間 ⇒1,000を下回るため、機械換気は不要。</p>  | <p>[設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-9]</p> <p>【セントル設置に伴う余裕量の考え方】</p>  <p>$A \approx R - \sqrt{R^2 - (L/2)^2}$</p> <p>ここに、d: 平面曲線に起因する余裕 (m) R: 平面曲線半径 (m) L: セントル長 (m)</p> <p>図8-4-6 平面曲線に起因する余裕</p>  | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | |
|--|---|--|---|---|-----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|--|---|---------------------|--------------------|-----------------|------------------------------------|---|-----------------------|---|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | | | | | | | | | | | | | |
| 4. 地山分類 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4.1. 岩石グループ | <p>【技術基準 P.76～77】</p> <p>・岩石グループは以下の区分に従い決定する。</p> <p>(1)強度区分 硬質岩(H)：一軸圧縮強度 80N/mm² 以上 中硬質岩(M)：一軸圧縮強度 20～80N/mm² 軟質岩(L)：一軸圧縮強度 20N/mm² 未満</p> <p>(2)劣化の仕方による区分 塊状岩盤：節理面が支配的な不連続面となるような岩盤 層状岩盤：層理面あるいは片理面が支配的な不連続面となるような岩盤</p> <p>【技術基準 P.80】</p> <p>・下記の「岩石グループ」一覧表に準拠する。</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">岩盤の地質的性質を反映した異なる状態での強度の区分</th> </tr> <tr> <th>H (硬質岩) 80N/mm²以上</th> <th>M (中硬質岩) 20～80N/mm²</th> <th>L (軟質岩) 20N/mm²以下</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> ばね山、ゆらん山 門崎岩 北山群 北山群 全山群、輝緑岩 全山群 シルニフェルス 角閃岩 第三紀礫砂岩、礫岩 </td> <td> 安山群 玄武岩、輝緑凝灰岩 古安山岩 角閃岩 シン岩 第三紀礫砂岩、礫岩 </td> <td> 凝灰岩 凝灰岩 凝灰角礫岩 </td> </tr> <tr> <td> 塊状岩盤 片麻岩 片麻岩 </td> <td> 層状岩盤 中・古生層頁岩 </td> <td> 千枚岩 凝灰片岩、石綿片岩 緑色片岩 第三紀礫砂岩 </td> </tr> </tbody> </table> <p>注) -----は、主に地山の傾斜角の差による分類を示し、分類されたグループは、表-3.1.1の代表岩種を別のグループに属する。</p> | 岩盤の地質的性質を反映した異なる状態での強度の区分 | | | H (硬質岩) 80N/mm ² 以上 | M (中硬質岩) 20～80N/mm ² | L (軟質岩) 20N/mm ² 以下 | ばね山、ゆらん山 門崎岩 北山群 北山群 全山群、輝緑岩 全山群 シルニフェルス 角閃岩 第三紀礫砂岩、礫岩 | 安山群 玄武岩、輝緑凝灰岩 古安山岩 角閃岩 シン岩 第三紀礫砂岩、礫岩 | 凝灰岩 凝灰岩 凝灰角礫岩 | 塊状岩盤 片麻岩 片麻岩 | 層状岩盤 中・古生層頁岩 | 千枚岩 凝灰片岩、石綿片岩 緑色片岩 第三紀礫砂岩 | <p>【どうこう 188号 P.19】</p>  | <p>※技術基準に記載の内容と同様</p> | <p>■【技術基準】に準拠、[過年度地質調査]より以下のとおり設定した。 ※他地整や NEXCO においても同様の方針としていることが多い</p> <p>①強度区分 硬質岩 (H) : 一軸圧縮強度 80N/mm² 以上 中硬質岩 (M) : 一軸圧縮強度 20～80N/mm² 軟質岩 (L) : 一軸圧縮強度 20N/mm² 未満</p> <p>②劣化の仕方による区分 塊状岩盤：節理面が支配的な不連続面となるような岩盤 層状岩盤：層理面あるいは片理面が支配的な不連続面となるような岩盤</p> <p>○2号トンネル 砂岩 (Ss) ⇒ 第三紀層砂岩・礫岩相当 (M 塊状) 凝灰角礫岩 (Tb1) ⇒ 凝灰岩・凝灰角礫岩相当 (L 塊状) 火山礫凝灰岩 (Lpt) ⇒ 凝灰岩・凝灰角礫岩相当 (L 塊状)</p> |
| 岩盤の地質的性質を反映した異なる状態での強度の区分 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| H (硬質岩) 80N/mm ² 以上 | M (中硬質岩) 20～80N/mm ² | L (軟質岩) 20N/mm ² 以下 | | | | | | | | | | | | | | |
| ばね山、ゆらん山 門崎岩 北山群 北山群 全山群、輝緑岩 全山群 シルニフェルス 角閃岩 第三紀礫砂岩、礫岩 | 安山群 玄武岩、輝緑凝灰岩 古安山岩 角閃岩 シン岩 第三紀礫砂岩、礫岩 | 凝灰岩 凝灰岩 凝灰角礫岩 | | | | | | | | | | | | | | |
| 塊状岩盤 片麻岩 片麻岩 | 層状岩盤 中・古生層頁岩 | 千枚岩 凝灰片岩、石綿片岩 緑色片岩 第三紀礫砂岩 | | | | | | | | | | | | | | |
| 4.2. 坑口部の範囲 | <p>【技術基準 P.140】</p> <p>・坑口背面からトンネル標準パターンに移行するまでの施工区間を坑口部とし、通常地山のグラウンドアーチの形成が可能な 1～2D (Dは掘削幅) 程度の土被りが確保できる範囲とされている。</p>  <p>図-3.6.1 標準的な坑口部の範囲</p> | <p>【どうこう 188号 P.18】</p>  | <p>【設計要領(道路編)(R2.4/北陸地方整備局) P.10-30】</p> <p>【トンネル坑口部の範囲】</p> <p>・坑口部とみなす土被り高さは、個々のトンネルの地山状態を考慮して決めるものとし、土砂2D、軟岩1.5D、硬岩1Dを標準とする。</p> | <p>■【技術基準】に準拠しつつ、各種基準に詳細な記述が無いものについては、[北陸地整基準]や[東北地整設計事例]を参考にし、以下のとおり設定した。</p>  | | | | | | | | | | | | |
| | | <p>【東北地方整備局管内における設計事例】</p>  | | | | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | |
|------------|--|--|----------------|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 |
| 4.3. 地山分類表 | ※技術基準に記載の内容と同様 | | ※技術基準に記載の内容と同様 |

鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線
トンネル設計基準

■[技術基準]に準拠しつつ、左記の地山分類表を用いて、①弾性波速度値、②コアの状況、ROD、③地山強度比を用いて、地山分類を行う。
※東北地整管内のトンネルでは本手法が適用されている。

表-3.1.1 地山分類表


| 地山等級 | 岩石グループ | 代表岩石名 | 弾性波速度 Vp(km/s) | | | | | 地山の状況 | コアの状況、RQD(%) | 地山強度比 | トンネル掘削の状況 | | |
|------|--------|------------------------|----------------|-----|-----|-----|-----|---|--|---|---|--|--|
| | | | 1.0 | 2.0 | 3.0 | 4.0 | 5.0 | | | | | | |
| B | B塊状 | 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス | [図] | | | | | ・岩質で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 ・水による劣化はない。 | ・掘削の間隔は平均的に50cm程度。 ・割削、片割の影響が認められるがトンネル掘削に対する影響は小さい。 | ・不連続面に亀裂や剥離土がほとんどみられない。 ・不連続面は細密に密着している。 | コアの形状は岩片状～短柱状～棒状を呈す。 コアの長さが概ね10cm～20cmであるが20cm前後のものもみられる。 RQDは70以上。 | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて非常に大きい。 ・不連続面の状態も良好でトンネル掘削によるゆるみはほとんど生じない。掘削直前から部分的に崩落する場合もある。切削は自立する。 ・掘削幅10m程度のトンネルでは、掘削にともなう内変位は15mm程度以下の微小な弾性変位にとどまる。 | |
| | | 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英斑岩 | [図] | | | | | | | | | | |
| | | 第三紀砂岩、礫岩 | [図] | | | | | | | | | | |
| | | L塊状 | 総破砕、凝灰岩、凝灰角礫岩 | [図] | | | | | | | | | |
| | | M層状 | 粘板岩、中古生層頁岩 | [図] | | | | | | | | | |
| C1 | B塊状 | 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス | [図] | | | | | ・比較的新鮮で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 ・安山岩、玄武岩、流紋岩、石英斑岩。 ・水による劣化はない。 | ・掘削の間隔は平均的に30cm程度。 ・割削、片割が顕著でトンネル掘削に影響を与えうるもの。 | ・小規模に、亀裂や剥離土がごく一部みられる。 ・不連続面は部分的に開口しているが開口は小さい。 | コアの径さか概ね5cm～20cmであるが5cm以下のものもみられる。 RQDは40～70。 | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きい。 ・不連続面の状態も比較的良好でトンネル掘削によるゆるみは部分的なものにとどまる。比較的前りやすい不連続面に沿って、局部的に崩落する場合もある。切削は自立する。 ・掘削幅10m程度のトンネルでは、掘削にともなう内変位は15～20mm程度以下の小さな弾性変位にとどまる。 | |
| | | 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英斑岩 | [図] | | | | | | | | | | |
| | | 第三紀砂岩、礫岩 | [図] | | | | | | | | | | |
| | | L塊状 | 総破砕、凝灰岩、凝灰角礫岩 | [図] | | | | | | | | | |
| | | M層状 | 粘板岩、中古生層頁岩 | [図] | | | | | | | | | |
| C2 | B塊状 | 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス | [図] | | | | | ・比較的新鮮で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 ・安山岩、玄武岩、流紋岩、石英斑岩。 ・水による劣化や腐蝕を部分的に生じる。 | ・掘削の間隔は平均的に20cm程度。 ・割削、片割が顕著でトンネル掘削に影響を与えうるもの。 ・風化・変質作用により岩質は多少劣化している。 ・不連続面は比較的良好である。 ・水による劣化や腐蝕を部分的に生じる。 | ・不連続面に亀裂や剥離土が部分的にみられる。 ・不連続面が開口しており、開口幅も比較的大きくなる。 ・亀裂の狭い小割れを収むもの。 | コアの径さが10cm以下のものが多く、5cm以下の薄片が多量に取れも状態のもの。 RQDは10～40。 | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べてあまり大きくはないが、脆く弾性変形をともなう程度である。岩石の強度は大きくても不連続面の状態が悪く、掘削により前りやすい不連続面に沿って崩落が下りようとしてゆるみが生じやすい。 ・切削は自立する。 ・掘削にともなう内変位は、岩石の強度が作用する荷重に比べて小さい場合には、掘削幅10m程度のトンネルで掘削境界である30mm程度発生するが、2D前後までは収束する。 | |
| | | 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英斑岩 | [図] | | | | | | | | | | |
| | | 第三紀砂岩、礫岩 | [図] | | | | | | | | | | |
| | | L塊状 | 総破砕、凝灰岩、凝灰角礫岩 | [図] | | | | | | | | | |
| | | M層状 | 粘板岩、中古生層頁岩 | [図] | | | | | | | | | |
| D1 | B塊状 | 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス | [図] | | | | | ・岩質は多少堅硬、部分もあるが、全体的に強い風化・変質を受けたもの。 ・割削、片割が非常に顕著なもの。 ・不連続面の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは開口している。 ・不連続面の開口も大きく剥離土を収むことが多い。 ・小規模の崩落も伴うもの。 ・凝灰岩を多く含む土砂、凝灰岩など。 ・水により劣化や腐蝕が著しい。 | ・掘削の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは開口している。 ・不連続面の開口も大きく剥離土を収むことが多い。 ・小規模の崩落も伴うもの。 ・凝灰岩を多く含む土砂、凝灰岩など。 ・水により劣化や腐蝕が著しい。 | コアは細片状となる。時には、角礫混じり砂状あるいは粘土状となるもの。 RQDは10程度以下。 | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きくなく、弾性変形とともに一部弾性変形を生ずる。 ・岩石の強度は弾性変形をとどめるに足るほど大きくても、不連続面に沿って地山のゆるみが拡大する。岩山の自立が著しく、掘削条件によってはリングカットや鉄かきを必要とする。 ・掘削にともなう内変位は、岩石の強度が作用する荷重に比べて小さい場合には、インバートで早期に発生しないならば、掘削幅10m程度のトンネルで30～60mm程度発生し、切削が2D前後でも収束しないことがある。 | | |
| | | 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英斑岩 | [図] | | | | | | | | | | |
| | | 第三紀砂岩、礫岩 | [図] | | | | | | | | | | |
| | | L塊状 | 総破砕、凝灰岩、凝灰角礫岩 | [図] | | | | | | | | | |
| | | M層状 | 粘板岩、中古生層頁岩 | [図] | | | | | | | | | |
| D2 | B塊状 | 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス | [図] | | | | | ・岩質は多少堅硬、部分もあるが、全体的に強い風化・変質を受けたもの。 ・割削、片割が非常に顕著なもの。 ・不連続面の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは開口している。 ・不連続面の開口も大きく剥離土を収むことが多い。 ・小規模の崩落も伴うもの。 ・凝灰岩を多く含む土砂、凝灰岩など。 ・水により劣化や腐蝕が著しい。 | ・掘削の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは開口している。 ・不連続面の開口も大きく剥離土を収むことが多い。 ・小規模の崩落も伴うもの。 ・凝灰岩を多く含む土砂、凝灰岩など。 ・水により劣化や腐蝕が著しい。 | コアは細片状となる。時には、角礫混じり砂状あるいは粘土状となるもの。 RQDは10程度以下。 | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて小さく、弾性変形とともに大きな弾性変形を生ずる。 ・岩石の強度が小さいことに加え、不連続面の状態も非常に悪く、掘削により多くのすべりやすい不連続面に沿って地山のゆるみが拡大し変位も大きくなる。切削の自立が著しく、掘削条件によってはリングカットや鉄かきを必要とする。 ・掘削にともなう内変位は、インバートで早期に発生しないならば、掘削幅10m程度のトンネルで60～200mm程度発生し、切削が2D前後でも収束しないことがある。 | | |
| | | 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英斑岩 | [図] | | | | | | | | | | |
| | | 第三紀砂岩、礫岩 | [図] | | | | | | | | | | |
| | | L塊状 | 総破砕、凝灰岩、凝灰角礫岩 | [図] | | | | | | | | | |
| | | M層状 | 粘板岩、中古生層頁岩 | [図] | | | | | | | | | |

注1) 本分類にあてはまらないほど地山が良好なものを地山等級A、劣悪なもの(掘削幅10m程度で内変位20mm以上)を地山等級とする。注2) H、M、Lの区分は、岩石の弾性的な崩壊状態と強度により、一軸圧縮強度で次のように区分する。
H: $q_u \geq 80 \text{ N/mm}^2$ M: $20 \text{ N/mm}^2 \leq q_u < 80 \text{ N/mm}^2$ L: $q_u < 20 \text{ N/mm}^2$
注3) 塊状、層状、層状の区分は、割削、片割が顕著なものは片割が支配的な不連続面となるもの、層状は、割削、片割が顕著なものは片割が支配的な不連続面となるもの。

| | | |
|---|--|--|
| <p><①弾性波速度></p> <ul style="list-style-type: none"> トンネルの調査においては、対象物が線上で長く、地中の深いところを通過し、ボーリング調査などのように直接地山を観察する手法がどうしても適用できない部分があるので、間接的手法として弾性波速度を用いて補足する必要がある。 トンネル計画高より上部約1.5D(Dはトンネル掘削幅)の範囲が複数の速度層からなる場合は、弾性波速度分布図におけるトンネル計画高の速度層より上層(速度の遅い層)の速度を採用する方が望ましい。 断層、破砕帯については、弾性波速度のみでなく、その方向、土被り、その他の判定基準も参考にして、補正を行う。 | <p><②コアの状況、RQD></p> <ul style="list-style-type: none"> ボーリングコアの採取は、事前調査段階では、全ての岩層において直接地山を観察できる数少ない有用な指標になる。これらの観察結果は、主に地表地質調査と合わせ、風化変質状況や岩片の強度、不連続面の状態、不連続面の間隔などの判定に使われる。 RQDは、ボーリング外径66mmのダブルコアチューブで採取されたコアについて評価することを基本とし、主に硬質岩(H)や中硬岩(M)の亀裂の状況の評価に使用されるが、軟岩(L)でも亀裂の状況の参考になる。 | <p><③地山強度比></p> <ul style="list-style-type: none"> 地山強度比は、軟岩地山におけるトンネル掘削時の押し出しの判定指標として提案されたものである。地山分類表では主に中硬質岩(M)の層状岩盤、軟質岩(L)の層状・塊状岩盤、あるいは風化変質した破砕帯や土砂地山における分類指標となる。 なお、地山の一軸圧縮強度は、亀裂などの存在が無視できる地山においては、資料の一軸圧縮強度を適用できるが、亀裂などの影響が大きい地山においては準岩盤強度を用いる。 一般的に $l_p \geq V_p$ であるが、スレーキング性や土被りなどの関係で $V_p > l_p$ となる場合は、$l_p = V_p$ として準岩盤強度を求める。 $\text{地山強度比} = \frac{q_u}{\gamma h}$ $q_u = \left(\frac{V_p}{V_p^*} \right)^2 \times q_u^*$ <p>q_u: 地山の弾性圧縮強度 (kN/m²) γ: 地山の単位体積重量 (kN/m³) h: 土被り高さ (m)</p> <p>V_p: 地山の弾性波速度 (縦波, km/s) V_p^*: 地山の弾性波速度 (横波, km/s) q_u^*: 地山の弾性圧縮強度 (kN/m²)</p> |
|---|--|--|

※RQDとはボーリングコア長1m中に含まれる10cm以上の棒状コアの長さの合計を割合(%)にて示したもので、岩盤の割れ目の多さを示す指標である。

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 |
|--|--|---|---|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | |
| 4.4. 低速度帯 および 断層破砕帯の 範囲設定 (参考) | (記載無し) | <p>※どうこうには記載無し。</p> <p>【東北地方整備局管内における設計事例】</p> <p>縦断面図 平面図</p> <p>※αで調整：5.0m ラウンドで区間長を設定</p> | (記載無し) | <p>■1~4号トンネルでは、断層破砕帯(低速度帯)の分布は確認されていない。</p> <p>(参考) 範囲設定を行う場合には、[技術基準]には記載が無いため、[東北地整設計事例]を参考にし、以下のとおり設定した。 ※他地整やNEXCOにおいても同様の方針としていることが多い</p> |
| 4.5. 支保パターン の最小区間長 および 緩衝区間 | (記載無し) | <p>【どうこう 182号 P.4】</p> <p>【東北地方整備局管内における設計事例】</p> | <p>【トンネル標準示方書 山岳工法編(H28.9/土木学会) P.246~247】</p> <p>・掘削に伴うトンネル周辺地山の挙動は、一般に、 下図に示すように掘削直前から直後(±1D以内：Dは掘削幅)にかけて変化が大きく、切羽が離れるに従って変化が小さくなり収束に至る。</p> <p>【設計便覧 道路編(H30.7/四国地方整備局) P.37,39】</p> <p>【緩衝区間・支保の最短長の考え方】</p> <ul style="list-style-type: none"> 各支保パターン延長は、標準掘進長の整数倍で設定するものとし、掘削到達側坑口部の最終支保パターンで調整することを標準とする。 地山条件に応じてトンネル周辺地山の挙動、支保構造に作用する荷重や変位量はそれぞれ異なる。特に低速度帯等により地山条件が急変する場合には、その区間に対する支保構造の変更のみでは力学的な不連続面が生じ、その変化点付近において覆工コンクリートにクラックが生じる恐れがある。このため、低速度帯前後等で地山等級が急変する場合には緩衝区間の必要性を検討する。なお、支保パターンが支保剛性及び掘削工法が大きく異なるBあるいはCIパターンからDIパターンに変更となる場合には、CIIパターンを設定する。 地山区間を考慮して設定するものとするが、地山条件が明瞭でない場合には、支保に作用する後荷の影響と施工の段取り換えを考慮し、20mを目安とする。 | <p>■ [技術基準]には記載が無いため、[東北地整設計事例]および[四国地整基準]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>①緩衝区間 ②支保の最短長</p> |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------|--|--|--------------|------------------------------|--------|--------------|---------|-------|-------|--------------|-------------|-------|---------------|-----------------------|------|-------|---------------|------|----|--|------|-------|-------|-------------|-------|-------|------------|-------------|---|---|-----|-----|-----|-----|--------|---|---|---|---|----|---|---|-----------------------|----|----|-----|-----|-----|-----|----|---|---|---|----|----|------|---|-----|----------------|-----|-----|-----|-----|------|---|---|---|----|----|------|---|----|--------------|-----|------------|-----|-----|------|-------|---|-----|----|----|----|---|-----|-----|-------|-----|-----|-------|------|-------|-------|-------|----|----|----|----|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5. 支保構造 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5.1. 支保構造 | ※技術基準に記載の内容と同様 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <p>[技術基準 P.125]</p> <ul style="list-style-type: none"> 支保構造の組み合わせには種々のものがあり、設計上の選択の余地は大きい。 表-3.4.5に通常の地山条件(土被り高さ20m以上500m未満程度)における、内空幅8.5～12.5m程度・内空縦横比概ね0.6以上の通常断面トンネルの標準的な支保構造の組み合わせの目安を示す。 <p>表-3.4.5 標準的な支保構造の組み合わせの目安(通常断面トンネル 内空幅8.5～12.5m程度)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="3">地山等級</th> <th rowspan="3">支保パターン</th> <th rowspan="3">標準掘進長 (m)</th> <th colspan="4">ロックボルト</th> <th colspan="3">鋼アーチ支保工</th> <th rowspan="3">吹付け厚 (cm)</th> <th colspan="2">覆工厚</th> <th rowspan="3">変形余裕量 (cm)</th> <th rowspan="3">掘削工法</th> </tr> <tr> <th colspan="2">長さ</th> <th rowspan="2">施工範囲</th> <th rowspan="2">上半部種類</th> <th rowspan="2">下半部種類</th> <th rowspan="2">達達間隔 (m)</th> <th rowspan="2">アーチ側壁</th> <th rowspan="2">インバート</th> </tr> <tr> <th>周方向 (m)</th> <th>延長方向 (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>B</td> <td>B</td> <td>2.0</td> <td>3.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>上半120°</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>5</td> <td>30</td> <td>0</td> <td>0</td> <td rowspan="6">補助ベンチ付全断面工法または上部半断面工法</td> </tr> <tr> <td>CI</td> <td>CI</td> <td>1.5</td> <td>3.0</td> <td>1.5</td> <td>1.5</td> <td>上半</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>10</td> <td>30</td> <td>(40)</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>CII</td> <td>CII-a CII-b</td> <td>1.2</td> <td>3.0</td> <td>1.5</td> <td>1.2</td> <td>上・下半</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>10</td> <td>30</td> <td>(40)</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>DI</td> <td>DI-a DI-b</td> <td>1.0</td> <td>3.0 4.0</td> <td>1.2</td> <td>1.0</td> <td>上・下半</td> <td>H-125</td> <td>-</td> <td>1.2</td> <td>10</td> <td>30</td> <td>45</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>DII</td> <td>DII</td> <td>1.0以下</td> <td>4.0</td> <td>1.2</td> <td>1.0以下</td> <td>上・下半</td> <td>H-150</td> <td>H-150</td> <td>1.0以下</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>50</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>注1) 支保パターンのα,βの区分は、地山等級がCII, DIの場合はβを基本とし、トンネル掘削に伴う変位が小さく、掘削が安定すると予想される場合はαの適用を検討する。</p> <p>注2) インバートについて</p> <p>① ()内に示した地山等級範囲において、第三紀層泥岩、凝灰岩、蛇紋岩などの粘性土質や風化結晶岩、流浸粘土などの場合は()の厚さを有するインバートを設置する。</p> <p>② 早期の前面掘削が必要な場合は、吹付けコンクリートにてインバート掘削を行うものとするが、その厚さについては上・下半部の吹付け厚さを参考にして個々に決定するものとする。また、吹付けコンクリートによるインバートはインバート厚さに含めることができるが、現場打ちコンクリートによるインバート部分の厚さがアーチ・鋼管の覆工コンクリート厚さを下回ってはならない。</p> <p>③ 地山等級がDIであっても、下半部に落石が現れるなど資の長期的支持力が十分であり、掘削による押し出しなどもないと考えられる場合はインバートを省略できる。</p> <p>注3) 金網について</p> <p>① 地山等級がDIにおいては、一般に上半部に設置する。なお、DIにおいては、上・下半部に設置するのが通例である。</p> <p>② 鋼管継ぎ目吹付けコンクリート(SPRC)などを用いる場合は、金網を省略できる。</p> <p>注4) 変形余裕量について</p> <p>地山等級がDIにおいては、上部半断面工法の場合は上半部に、補助ベンチ付全断面工法は掘削に時差差が無いため上・下半部に変形余裕量として10cm程度見込んで設計するのが通例である。なお、変形余裕量は実際の施工中の許容により適宜変更していく必要がある。</p> <p>注5) 地山等級A区については、地山条件にあわせて、それぞれ検討するものとする。</p> <p>注6) 通常断面の適用範囲であっても、大断面との境界付近で上半三心円などの偏平な断面を採用する場合には、大断面の支保パターンの適用を検討する。</p> | | | 地山等級 | 支保パターン | 標準掘進長 (m) | ロックボルト | | | | 鋼アーチ支保工 | | | 吹付け厚 (cm) | 覆工厚 | | 変形余裕量 (cm) | 掘削工法 | 長さ | | 施工範囲 | 上半部種類 | 下半部種類 | 達達間隔 (m) | アーチ側壁 | インバート | 周方向 (m) | 延長方向 (m) | B | B | 2.0 | 3.0 | 1.5 | 2.0 | 上半120° | - | - | - | 5 | 30 | 0 | 0 | 補助ベンチ付全断面工法または上部半断面工法 | CI | CI | 1.5 | 3.0 | 1.5 | 1.5 | 上半 | - | - | - | 10 | 30 | (40) | 0 | CII | CII-a CII-b | 1.2 | 3.0 | 1.5 | 1.2 | 上・下半 | - | - | - | 10 | 30 | (40) | 0 | DI | DI-a DI-b | 1.0 | 3.0 4.0 | 1.2 | 1.0 | 上・下半 | H-125 | - | 1.2 | 10 | 30 | 45 | 0 | DII | DII | 1.0以下 | 4.0 | 1.2 | 1.0以下 | 上・下半 | H-150 | H-150 | 1.0以下 | 20 | 30 | 50 | 10 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 地山等級 | 支保パターン | 標準掘進長 (m) | ロックボルト | | | | 鋼アーチ支保工 | | | 吹付け厚 (cm) | 覆工厚 | | 変形余裕量 (cm) | | 掘削工法 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | 長さ | | | | 施工範囲 | 上半部種類 | 下半部種類 | | 達達間隔 (m) | アーチ側壁 | | | | インバート | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | 周方向 (m) | 延長方向 (m) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| B | B | 2.0 | 3.0 | 1.5 | 2.0 | 上半120° | - | - | - | 5 | 30 | 0 | 0 | 補助ベンチ付全断面工法または上部半断面工法 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| CI | CI | 1.5 | 3.0 | 1.5 | 1.5 | 上半 | - | - | - | 10 | 30 | (40) | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| CII | CII-a CII-b | 1.2 | 3.0 | 1.5 | 1.2 | 上・下半 | - | - | - | 10 | 30 | (40) | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| DI | DI-a DI-b | 1.0 | 3.0 4.0 | 1.2 | 1.0 | 上・下半 | H-125 | - | 1.2 | 10 | 30 | 45 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| DII | DII | 1.0以下 | 4.0 | 1.2 | 1.0以下 | 上・下半 | H-150 | H-150 | 1.0以下 | 20 | 30 | 50 | 10 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | [平成29年3月10日付全国事務連絡「平成28年熊本地震を踏まえた道路トンネルの耐震対策に関する留意点について」] | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| |  | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

■ [技術基準]および[事務連絡]に準拠し、左記の表のとおり設定する。
※東北地整備内のトンネルでは本手法が適用されている。

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 |
|---------------------|---|---|---|---|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | |
| 5.2. ロックボルト | <p>[技術基準 P.116, 117]</p> <ul style="list-style-type: none"> 硬岩における場合のように、力学的な不連続面での岩塊の移動を抑え、岩塊を一体化してトンネルの安定化を図る場合のロックボルトの配置間隔と長さの関係は、実験の結果から次の関係を目安とすることができる。 $L \geq 2P$ $L \geq 3S$ $L \geq (1/3 \sim 1/5) B$ L : ロックボルトの長さ P : ロックボルトの配置間隔 S : 節理の平均的間隔 B : トンネルの掘削幅 ボルトの径は、力学的な要素よりも施工性から決まる要素が強くなり、径22~29mm程度のものを用いるのが普通である。しかし、明らかに岩塊を吊り下げるような形で用いる場合は、ロックボルトが分担する岩塊に対して十分な強度と定着力を有するかどうかという点について検討が必要である。 | <p>※どうこうには記載無し。</p> <p>○：上半頂部に配置する計画 △：上半頂部を外して配置する計画</p> <p>図6-6-3 ロックボルトの配置の考え方(頂部配置の採用例)</p> | <p>[設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-27]</p> <p>【ロックボルトの配置】</p> <ol style="list-style-type: none"> 吹付周長に対し周方向間隔に配置する。 配置は左右対称とする。 周方向間隔は断面の途中で変えない。 上下半最下部のロックボルトは、打設機械のガイドセル高さを考慮し、上下半盤から500mm程度の離隔を確保することが望ましい。配置する上でやむを得ない場合には、下半盤からの離隔を優先する。 同一トンネルであっても、上半頂部に配置するか、あるいは上半頂部を外すかは、支保パターン毎に使い分け、支保の作用効果、経済性の双方に優れた最適な配置を選定する。ただし、現地の場合により、上記によることが不都合と思われる場合は別途考慮する。 | <p>■ [技術基準]に準拠しつつ、各種基準に詳細な記述が無いものについては、[近畿地整基準]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>※他地整やNEXCOにおいても同様の方針としていることが多い</p> <ol style="list-style-type: none"> 吹付周長に対し周方向間隔に配置とする 配置は左右対称とする 周方向間隔は断面の途中で変えない 上下半最下部のロックボルトは、打設機械のガイドセル高さを考慮し、上下半盤から500mm以上の離隔を確保(下半盤からの離隔を優先) |
| 5.3. ロックボルト 頭部処理 | <p>— (記載無し)</p> | <p>※どうこうには記載無し。</p> <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p> <p>—</p> <p>[道路設計要領-設計編-(H26.3/中部地方整備局) P.7-9]</p> <p>【ロックボルトの頭部処理】</p> <ul style="list-style-type: none"> 防水シート損傷を防ぐため、ナット等吹付コンクリートからの突出物は保護材により処理するものとする。 <p>図7-III-26 ロックボルトの頭部処理(参考)</p> | <p>[設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-27]</p> <p>【ロックボルトの頭部処理】</p> <ul style="list-style-type: none"> ロックボルトの頭部については、防水シートの損傷を防止するため、適切な処理を行う。 <p>図6-6-4 ロックボルトの頭部処理(例)</p> | <p>■ [技術基準]には記載が無いため、[近畿地整基準]および[中部地整基準]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <ol style="list-style-type: none"> ロックボルトの頭部処理が必要となる旨、報告書に記載する。 処理方法としては、ヘッドキャップ(中部地整)や保護マット(近畿地整)など様々な手法がある。 <p>—</p> <p>≪参考：1号トンネル(R2年度)≫ ⇒上記方針とする。</p> |
| 5.4. 鋼アーチ支保工のつなぎ材 | <p>— (記載無し)</p> | <p>[どうこう 202号 P.7]</p> <p>—</p> <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p> <p>—</p> | <p>[設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-29]</p> <p>【鋼アーチ支保工のつなぎ】</p> <ul style="list-style-type: none"> 吹付けコンクリートによって、鋼アーチ支保工が固定されるまでの間、転倒を防止するためにつなぎ材の設計を行う。つなぎ材はさきや管方式を標準とする。 ただし、坑口部に施工する鋼アーチ支保工はトンネル軸方向の荷重を受けることがあるので、つなぎ材として鋼アーチ支保工が互いに強固に連結されるタイロッド方式を基本とする。 <p>図6-6-7 鋼アーチ支保工のつなぎ材</p> | <p>■ [技術基準]には記載が無いため、[東北地整設計事例]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>—</p> |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 |
|--------------------|---|--|---|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | |
| 5.5. 覆工目地の 処理方法 | <p>【技術基準 P.216】</p> <ul style="list-style-type: none"> 型わく据付けにおいて、既設側のコンクリートが若材齢の段階で新設側の覆工を打設するため、重ね合わせ部に過度の荷重をかけたるとひび割れなどを発生させることがある。 ひび割れによる角落ちなどの危険性を防止するため、打継ぎ部にゴムや発泡スチロールなどの打継ぎ目溝型わくを設置することにより切欠きを設けることとし、重ね合わせ部の型わくがこの打継ぎ目溝型わくのみ接するよう工夫している例が多い。 | <p>【どうこう 190号 P.5】</p> <p>【東北地方整備局管内における設計事例】</p> | <p>— (記載無し)</p> | <p>■【東北地整設計事例】を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・覆工目地：三角断面 |
| 5.6. 本体工補強 鉄筋 | <p>【技術基準 P.145】</p> <ul style="list-style-type: none"> 坑口部の覆工は以下の理由により鉄筋による補強を行い、インパートを設置するものとする。 <ol style="list-style-type: none"> ①全土被り荷重が作用すると考えられ、荷重が大きくかつ地盤反力も不均衡となる恐れがある。 ②温度変化、乾燥収縮の影響が大きい。 ③地震の影響を受ける恐れがある。 一般的には、単鉄筋で補強した構造とし、小断面および通常断面トンネルの場合には主筋として直径19mm以上(etc20cm程度)、配力筋として直径16mm以上(etc30cm程度)を考慮するものとする。また、大断面トンネルの場合には主筋として直径22mm以上(etc20cm程度)、配力筋として直径19mm以上(etc30cm程度)を考慮するものとする。 | <p>※どうこうには記載無し。</p> <p>【東北地方整備局管内における設計事例】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・【中部地整基準】や【近畿地整基準】に準拠して設計されることが多い。 <p>【道路設計要領-設計編-(H26.3/中部地方整備局) P.7-43】</p> <p>【覆工の補強】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・通常断面及び小断面トンネルにおいては、主筋 D19@200、配力筋 D16@300 とし、大断面トンネルにおいては主筋 D22@200、配力筋 D19@300 を標準とする。いずれも鉄筋規格は SD345 を標準とし、覆工コンクリートの許容付着応力度は $\tau_{oa}=1.4N/mm^2$ とする。 ・主鉄筋の加工、組合せは施工性を考慮して、インパート部2ピース、アーチ部3ピースの定尺鉄筋を標準とする。 ・継手位置は、インパート部はトンネルセンター部、アーチ部は1組ごとに継手位置を左右入れ替えるものとする。この場合、アーチ部は継手相互の離隔を考慮して加工長を決定するものとする。 ・配力筋は、1打設長が標準の $l=10.5m$ 以下であれば、原則、継ぎは行わないものとするが、現場条件を確認の上、決定するものとする。 <p>【設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-41】</p> <p>【覆工】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋による補強は単鉄筋(SD345)とし、主筋19mm以上(etc20cm程度)、配力筋16mm以上(etc30cm程度)を標準とする。 ・また、鉄筋による補強に変えて、鋼繊維補強コンクリート等を使用することもできる。 ・主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は、補強鉄筋の鉄筋径を考慮して10cmを標準とする。それ以外の場合には下式により算定する。 $a = b + D1 / 2 + D2$ <p> a : 主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離 (mm) b : かぶり (70mm) $D1$: 主鉄筋径 $D2$: 配力鉄筋径 </p> <p>【道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編(H29.11/日本道路協会) P.84.85】</p> <p>【鉄筋の継手長：D19】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・$L_a = \sigma_{sa} \times \phi / (4 \times \tau_{oa})$ $= 200 \times \phi / (4 \times 1.4)$ $= 35.71 \phi = 35.71 \times 19mm$ $= 678mm \quad \text{と} \quad \mathbf{680mm}$ σ_{sa}: 鉄筋の許容引張応力度 (SD345=200N/mm²) τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度 (1.4 N/mm²) | <p>①鉄筋規格 ・SD345</p> <p>②覆工コンクリートの許容付着応力度 ・$\tau_{oa}=1.4N/mm^2$</p> <p>③鉄筋の仕様 ・主筋：D19 @ 200 ・配力筋：D16 @ 300</p> <p>④かぶり ・主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離 $a=100mm$</p> <p>⑤継手長 ・680mm以上 (D19)</p> | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|--|---|-----------------------|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--|--|---------|---------|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|-------------|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|------------|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|--------|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|------------|---|---|---|--|--|--|--|--|--|--|---------|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|-----------|--|---|--|--|--|--|--|--|--|--|-----|--|---|--|--|--|--|--|--|--|--|----------|--|--|---|--|--|--|--|--|--|--|--------|--|--|---|--|--|--|--|--|--|--|------------|--|--|---|--|--|--|--|--|--|--|------|--|--|---|--|--|--|--|--|--|--|-----------|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|---------|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|---------|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|-------------|---|---|--|--|--|--|--|--|--|--|--|-----------------------|---|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6. 補助工法 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6.1. 補助工法 | <p>[技術基準 P.223, 224]</p> <p>・補助工法は、その目的に応じて切羽安定対策、湧水対策、地表面沈下対策、近接構造物対策に分類される。現在、種々の補助工法が用いられているが、その代表的な工法についてその目的と対象地山との適応性について表4.6.1に示す。</p> <table border="1"> <caption>表-4.6.1 補助工法の目的と適応性</caption> <thead> <tr> <th rowspan="2">工法</th> <th colspan="2">目的と適用地山</th> <th colspan="5">補助工法の目的</th> <th colspan="3">適用地山条件</th> </tr> <tr> <th>天端の安定対策</th> <th>切羽の安定対策</th> <th>湧水対策</th> <th>切羽の崩壊防止</th> <th>切羽の崩壊防止</th> <th>切羽の崩壊防止</th> <th>切羽の崩壊防止</th> <th>切羽の崩壊防止</th> <th>切羽の崩壊防止</th> <th>切羽の崩壊防止</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ファイバリング</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>注入り式ファイバリング</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>延長型ファイバリング</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>パイプルーム</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>水平ジェットグラウト</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>プレライニング</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>掘削付コンクリート</td> <td></td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>掘削付</td> <td></td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>支保工脚部の掘削</td> <td></td> <td></td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>仮インハート</td> <td></td> <td></td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>脚部掘削用ストライプ</td> <td></td> <td></td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>脚部改良</td> <td></td> <td></td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>永設ファイバリング</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>ウェルポイント</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>ダイアブウェル</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>地山掘削・垂直掘削工法</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>注) ○：比較的良好に用いられる工法、○：場合によって用いられる工法</p> | 工法 | 目的と適用地山 | | 補助工法の目的 | | | | | 適用地山条件 | | | 天端の安定対策 | 切羽の安定対策 | 湧水対策 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | ファイバリング | ○ | ○ | | | | | | | | | 注入り式ファイバリング | ○ | ○ | | | | | | | | | 延長型ファイバリング | ○ | ○ | | | | | | | | | パイプルーム | ○ | ○ | | | | | | | | | 水平ジェットグラウト | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | プレライニング | ○ | ○ | | | | | | | | | 掘削付コンクリート | | ○ | | | | | | | | | 掘削付 | | ○ | | | | | | | | | 支保工脚部の掘削 | | | ○ | | | | | | | | 仮インハート | | | ○ | | | | | | | | 脚部掘削用ストライプ | | | ○ | | | | | | | | 脚部改良 | | | ○ | | | | | | | | 永設ファイバリング | ○ | ○ | | | | | | | | | ウェルポイント | ○ | ○ | | | | | | | | | ダイアブウェル | ○ | ○ | | | | | | | | | 地山掘削・垂直掘削工法 | ○ | ○ | | | | | | | | | <p>[どうこう 188号 P.20]</p> <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p> | <p>※技術基準に記載の内容と同様</p> | <p>■ [技術基準]に準拠しつつ、[東北地整設計事例]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> |
| 工法 | 目的と適用地山 | | 補助工法の目的 | | | | | 適用地山条件 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 天端の安定対策 | 切羽の安定対策 | 湧水対策 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | 切羽の崩壊防止 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ファイバリング | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 注入り式ファイバリング | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 延長型ファイバリング | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| パイプルーム | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 水平ジェットグラウト | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| プレライニング | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 掘削付コンクリート | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 掘削付 | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 支保工脚部の掘削 | | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 仮インハート | | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 脚部掘削用ストライプ | | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 脚部改良 | | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 永設ファイバリング | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ウェルポイント | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ダイアブウェル | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 地山掘削・垂直掘削工法 | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6.2. 注入材 | <p>[技術基準 P.223, 224]</p> <p>・補助工法の採用において薬液注入材を採用した場合は、注入率なども含め、効果の確認を行うことが必要である。なお、薬液注入材は周辺環境に影響を与えることもあるので、「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針について」(昭和49年7月10日 建設省事務次官通達)によらなければならない。また、ウレタン注入材を用いる場合はこの暫定指針の中では緊急かつやむを得ない場合の応急措置と位置付けられているため、使用には十分な注意が必要であり、やむを得ず使用する場合は、「山岳トンネル工法におけるウレタン注入の安全管理に関するガイドライン」(日本道路公団 平成4年10月)などを参考にし、安全管理に留意することが必要である。</p> | <p>※どうこうには記載無し。</p> <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p> | <p>※技術基準に記載の内容と同様</p> | <p>■ [技術基準]に準拠しつつ、[東北地整設計事例]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | その他の基準、参考文献等 |
|----|--|--|--|--------------|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | | |

| | | | | |
|----------------|---------------------------|--|--|--|
| 7. 坑門工 | | | | |
| 7.1. 坑口前面の幅員構成 | [R01 鳥海ダム百宅線詳細設計業務 P.2-1] | | | <p>■ [過年度道路詳細設計]より以下とする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ W7.0m(=0.75m+2@2.75m+0.75m) ・ 保護路肩 盛土 : 0.5m, 切土 1.5m |

| | | | |
|------------|---|--|--|
| 7.2. 坑門工形式 | <p>[技術基準 P.150]</p> <p>一般的な坑門の型式としては、表-3.6.5のようなものがあり、それぞれ特徴があるので、坑門の位置・型式は、坑門工ならびに坑口付けのための切土・斜面の安定性と支持力のバランスを考慮して、地形・地質などの条件に適合したものを選択するものとする。</p> | <p>※どうこうには記載無し。</p> <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p> <p>※技術基準に記載の内容と同様</p> | <p>■ [技術基準]に準拠しつつ、[東北地整設計事例]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p><比較案></p> |
|------------|---|--|--|

表-3.6.5 トンネル坑門の形式と特徴

| 形式 | 面 | | 壁 | | 半突出型 | | 突出型 | | 重方型 | |
|------------|---|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| | ラインダ式 | ア | チ | ケ | バ | フ | ハ | シ | ベ | カ |
| 形状 | | | | | | | | | | |
| 掘削条件による掘削性 | ・斜切面土工の場合、背面土圧を前面に与える場合、掘削量の多い場合には掘削工を併用。 | ・比較的地形がなだらかな場合、方石の切土工が比較的に少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 |
| 施工性 | ・不良地質では掘削が容易になる。背面切土法面の安定化対策としての防壁を十分に行う必要がある。トンネル本体との一体化が必要。 | ・掘削し地形は一部、明り巻き(特にアーチ部)が必要である。保護盛土を必要とする。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 | ・掘削し地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合、掘削性でも可能。 |
| 掘削工費 | ・掘削量が大きく掘削を下げる工夫(掘削のハブリなど)が必要。 | ・アーチ部の掘削が、掘削量とあり、掘削を感しさせないような掘削が必要。 | ・掘削量が少なく、掘削の進行に与える影響が少ない。掘削量と掘削の進行との兼ね合いがある。 | ・掘削量が少なく、掘削の進行に与える影響が少ない。掘削量と掘削の進行との兼ね合いがある。 | ・掘削量が少なく、掘削の進行に与える影響が少ない。掘削量と掘削の進行との兼ね合いがある。 | ・掘削量が少なく、掘削の進行に与える影響が少ない。掘削量と掘削の進行との兼ね合いがある。 | ・掘削量が少なく、掘削の進行に与える影響が少ない。掘削量と掘削の進行との兼ね合いがある。 | ・掘削量が少なく、掘削の進行に与える影響が少ない。掘削量と掘削の進行との兼ね合いがある。 | ・掘削量が少なく、掘削の進行に与える影響が少ない。掘削量と掘削の進行との兼ね合いがある。 | ・掘削量が少なく、掘削の進行に与える影響が少ない。掘削量と掘削の進行との兼ね合いがある。 |

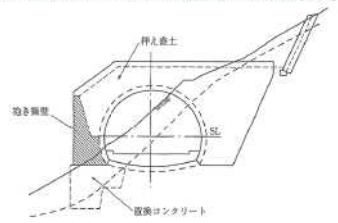
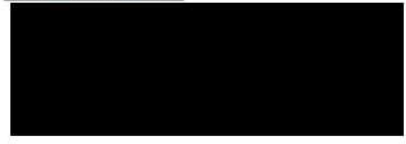

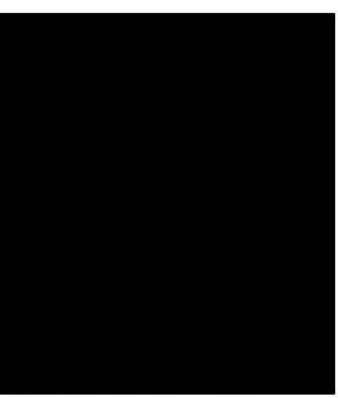
[百宅防雪センター観測データ (H20~R01.2) 及び R01 鳥海ダム百宅線詳細設計業務 P6-13]

| 観測点 年月日 | 百宅 | | | | | | | | | | | | |
|------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|---------|--|
| | H20 | H21 | H22 | H23 | H24 | H25 | H26 | H27 | H28 | H29 | H30 | H3(R01) | |
| 2月1日 | 213 | 170 | 181 | 305 | 297 | 287 | 196 | 268 | 214 | 158 | 300 | 86 | |
| 2月2日 | 212 | 170 | 184 | 291 | 305 | 283 | 197 | 264 | 223 | 176 | 312 | 84 | |
| 2月3日 | 191 | 175 | 211 | 270 | 300 | 248 | 187 | 266 | 238 | 198 | 301 | 82 | |
| 2月4日 | 187 | 170 | 238 | 271 | 308 | 245 | 192 | 276 | 222 | 188 | 273 | 102 | |
| 2月5日 | 189 | 182 | 222 | 282 | 312 | 246 | 243 | 272 | 222 | 179 | 278 | | |
| 2月6日 | 184 | 184 | 241 | 291 | 298 | 242 | 243 | 268 | 217 | 168 | 272 | | |
| 2月7日 | 194 | 168 | 246 | 252 | 278 | 243 | 225 | 278 | 234 | 182 | 266 | | |
| 2月8日 | 199 | 178 | 234 | 250 | 318 | 272 | 232 | 271 | 238 | 199 | 286 | | |
| 2月9日 | 204 | 178 | 221 | 240 | 248 | 308 | 261 | 268 | 227 | 185 | 303 | | |
| 2月10日 | 181 | 171 | 206 | 264 | 361 | 323 | 256 | 293 | 246 | 192 | 314 | | |
| 2月11日 | 183 | 164 | 209 | 269 | 364 | 342 | 238 | 286 | 237 | 209 | 317 | | |
| 2月12日 | 190 | 165 | 221 | 257 | 389 | 333 | 230 | 285 | 227 | 215 | 321 | | |
| 2月13日 | 220 | 180 | 230 | 281 | 382 | 319 | 245 | 289 | 274 | 233 | 326 | | |
| 2月14日 | 218 | 142 | 235 | 289 | 361 | 315 | 281 | 300 | 187 | 234 | 334 | | |
| 2月15日 | 238 | 133 | 228 | 274 | 347 | 315 | 252 | 327 | 174 | 246 | 325 | | |
| 2月16日 | 248 | 169 | 224 | 266 | 345 | 321 | 287 | 324 | 186 | 244 | 318 | | |
| 2月17日 | 253 | 183 | 234 | 286 | 329 | 318 | 299 | 322 | 216 | 220 | 321 | | |
| 2月18日 | 257 | 209 | 227 | 254 | 364 | 310 | 286 | 314 | 208 | 218 | 314 | | |
| 2月19日 | 246 | 213 | 220 | 252 | 371 | 309 | 312 | 310 | 188 | 214 | 298 | | |
| 2月20日 | 248 | 208 | 235 | 248 | 373 | 328 | 302 | 303 | 184 | 216 | 288 | | |
| 2月21日 | 252 | 184 | 233 | 242 | 378 | 322 | 311 | 296 | 186 | 222 | 280 | | |
| 2月22日 | 242 | 185 | 225 | 238 | 364 | 337 | 335 | 283 | 189 | 227 | 275 | | |
| 2月23日 | 230 | 179 | 217 | 230 | 352 | 350 | 318 | 279 | 186 | 220 | 271 | | |
| 2月24日 | 268 | 174 | 211 | 220 | 339 | 375 | 304 | 274 | 187 | 217 | 269 | | |
| 2月25日 | 283 | 172 | 205 | 218 | 336 | 364 | 296 | 271 | 189 | 229 | 265 | | |
| 2月26日 | 273 | 172 | 198 | 227 | 356 | 375 | 294 | 268 | 213 | 243 | 259 | | |
| 2月27日 | 279 | 169 | 193 | 214 | 376 | 356 | 278 | 263 | 211 | 240 | 260 | | |
| 2月28日 | 281 | 168 | 190 | 218 | 363 | 338 | 283 | 280 | 210 | 228 | 266 | | |
| | | | | | | | | | | | | 最大値 389 | |

| 月日 | 百宅 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|---|---|---|---|---|-------------|
| | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 3月1日 | 284 | 282 | 332 | 210 | 191 | 169 | 261 | 166 | 254 | 339 | | | | | | | | |
| 3月2日 | 261 | 311 | 343 | 213 | 204 | 177 | 266 | 165 | 260 | 331 | | | | | | | | |
| 3月3日 | 248 | 346 | 350 | 204 | 201 | 178 | 259 | 164 | 261 | 327 | | | | | | | | |
| 3月4日 | 261 | 341 | 349 | 208 | 199 | 171 | 248 | 160 | 261 | 325 | | | | | | | | |
| 3月5日 | 248 | 337 | 341 | 261 | 265 | 181 | 186 | 254 | 95 | 261 | 327 | | | | | | | |
| 3月6日 | 273 | 327 | 330 | 230 | 182 | 164 | 266 | 86 | 261 | 320 | | | | | | | | |
| 3月7日 | 264 | 316 | 320 | 221 | 183 | 158 | 261 | 168 | 247 | 311 | | | | | | | | |
| 3月8日 | 286 | 304 | 312 | 227 | 182 | 157 | 267 | 126 | 245 | 348 | | | | | | | | |
| 3月9日 | 304 | 251 | 308 | 244 | 181 | 164 | 256 | 128 | 240 | 344 | | | | | | | | |
| 3月10日 | 277 | 265 | 319 | 269 | 188 | 161 | 249 | 118 | 246 | 345 | | | | | | | | |
| 3月11日 | 269 | 275 | 312 | 270 | 214 | 150 | 240 | 168 | 233 | 322 | | | | | | | | |
| 3月12日 | 327 | 314 | 325 | | 189 | 189 | 230 | 128 | 230 | 323 | | | | | | | | |
| 3月13日 | 266 | 292 | 223 | | 187 | 187 | 254 | 128 | 249 | 341 | | | | | | | | |
| 3月14日 | 300 | 285 | 349 | | 182 | 182 | 216 | 155 | 249 | 347 | | | | | | | | |
| 3月15日 | 311 | 288 | 341 | | 182 | 188 | 207 | 169 | 246 | 345 | | | | | | | | |
| 3月16日 | 302 | 284 | 333 | | 180 | 158 | 188 | 158 | 236 | 332 | | | | | | | | |
| 3月17日 | 294 | 281 | 291 | | 178 | 159 | 188 | 154 | 228 | 324 | | | | | | | | |
| 3月18日 | 286 | 277 | 314 | | 195 | 148 | 187 | 167 | 224 | 316 | | | | | | | | |
| 3月19日 | 277 | 285 | 322 | | 181 | 178 | 182 | 177 | 218 | 300 | | | | | | | | |
| 3月20日 | 274 | 281 | 304 | | 170 | 172 | 178 | 175 | 226 | | | | | | | | | |
| 3月21日 | 308 | 292 | 344 | | 188 | 177 | 178 | 175 | 225 | | | | | | | | | |
| 3月22日 | 312 | 292 | 338 | | 168 | 176 | 166 | 164 | 218 | 303 | | | | | | | | |
| 3月23日 | 308 | 274 | 278 | | 162 | 167 | 161 | 159 | 212 | 298 | | | | | | | | |
| 3月24日 | 294 | 284 | 308 | | 158 | 161 | 154 | 153 | 210 | 294 | | | | | | | | |
| 3月25日 | 282 | 288 | 325 | | 158 | 168 | 145 | 155 | 208 | 292 | | | | | | | | |
| 3月26日 | 263 | 284 | 347 | | 167 | 164 | 138 | 130 | 201 | 292 | | | | | | | | |
| 3月27日 | 272 | 273 | 289 | | 174 | 172 | 138 | 132 | 199 | 290 | | | | | | | | |
| 3月28日 | 246 | 247 | 282 | | 178 | 130 | 154 | 115 | 193 | 285 | | | | | | | | |
| 3月29日 | 240 | 247 | 288 | | 172 | 138 | 132 | 108 | 187 | 283 | | | | | | | | |
| 3月30日 | 228 | 246 | 278 | | 182 | 118 | 132 | 108 | 204 | 278 | | | | | | | | |
| 3月31日 | 228 | 246 | | | 177 | 111 | 131 | 111 | 214 | 285 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | 最大値 398.0cm |

■設計積雪深
鳥海ダム百宅線詳細設計設計では、H16~H25の観測データを用いて、H16.3.1の最大積雪深396cmから「400cm」として設定されていることから、設計積雪深は「400cm」として設定する。
※事務所より提供頂いた近傍の百宅防雪センターでの観測データ (H20~R01.2) より最大積雪深は389cm (H24.2.12) であった。
≪参考：1号トンネル(R2年度)≫
⇒上記方針としている。

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | その他の基準、参考文献等 | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 |
|-------------|---|--|--|--|------------------------------|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | | | |
| 7.3. 坑門工の位置 | <p>[技術基準 P.148, 149]</p> <ul style="list-style-type: none"> 坑口付けの切土に際しては、坑口斜面への影響、周辺景観との調和、坑口部の施工法などを考慮し、適切な土被りを確保するものとする。一般には、これまでの実績を踏まえて最小2~3m程度を確保するものとする(図-3.6.1参照)。トンネル延長を短くしようとして坑口を山腹深く切り込むと、斜面の安定を損ない斜面崩壊・地すべりなどを引き起こす恐れがあり、また周辺景観との調和が図り難いなどが問題となるため、必要以上に坑口を追い込むことは避けるべきである。 また、切取り勾配は、坑口付け部の施工性を考慮すると地山条件にもよるが極力急勾配とすることが望ましい。そのためには必要に応じて法面にコンクリート吹付けやロックボルトなどによる法面補強を考慮し、積極的に斜面の安定化を図る必要がある。一般的には、トンネル掘削の施工性から要求される勾配は、1:0.3~0.5といわれている。坑口部斜面が堅岩で適当な斜面勾配を有している場合には、その斜面で直接坑口を付けることができる。 <p>[技術基準 P.140]</p> <p>図-3.6.1 標準的な坑口部の範囲</p> | <p>[どうこう 188号 P.21]</p> | <p>[道路設計要領-設計編-(H26.3/中部地方整備局) P.7-44]</p> <p>【坑口付け】</p> <ul style="list-style-type: none"> トンネル掘削を行うには、その準備工として自然斜面の切付けを行う必要がある。これは、地山の緩みを誘発し、縦断方向からの押出しとなるため、「明り支保工」により反力を確保することが必要となる。安全で確実な施工を行うため、「明り支保工」は縦断方向の剛性を高めることが望ましく、上半盤において、坑門工背面から3m程度確保し、「明り支保工」を4基以上建て込むことを標準とする。(図-7-III-43参考) ただし、坑口前面が橋梁あるいは盛土区間等で、かつ背面斜面に地形的な制約がある場合は、別途考慮するものとする。 また、到達側坑口における斜面切り付け面は、坑門工背面との余裕幅を下半盤において50cm程度確保できる位置とする。 <p>坑口付けは 1:0.5 の余裕幅 50cm</p> | <p>■ [技術基準]に準拠しつつ、[東北地整設計事例]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>≪参考：1号トンネル(R2年度)≫ ⇒上記方針としている。</p> | |
| | | <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p> | <p>[山岳トンネルの坑口部の設計・施工に関する 研究報告書(S60.2/トンネル協会)]</p> <ul style="list-style-type: none"> 坑口背面の切取斜面の規模は坑口周辺環境を考慮し、できるだけ最小被り厚さの範囲に留めるべきであるが、やむを得ずこれを越える場合でも、垂直高さで7.0m程度以下に留めることが望ましい。 | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 |
|-------------|---|--|---|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | |
| 7.4. 抱き擁壁形状 | <p>[技術基準 P.141]</p> <ul style="list-style-type: none"> 斜面斜交型、斜面平行型では、トンネル横断面に偏土圧が作用して、トンネルが安定化しない場合があり、保護切り取りや押え盛土によって土圧のバランスをとる必要がある。急斜面部では、抱き擁壁と押え盛土などによる対策をとる例が多い。  <p>図-3.6.2 抱き擁壁・押え盛土による安定対策工法の例</p> | <p>[どうこう 188号 P.21]</p>  <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p>  | <p>[設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-46]</p> <ul style="list-style-type: none"> 抱き擁壁が受ける土圧の作用、あるいは地震時の挙動による影響が支保工にまで及ぶおそれがあるため、抱き擁壁とトンネル鋼製支保工は縁切りを行うことを基本とする。  <p>図 8-8-7 抱き擁壁構造(参考図)</p> | <p>■ [技術基準]に準拠しつつ、[東北地整設計事例]を参考にし、以下のとおり設定した。</p>  |
| 7.5. 構造計算 | <p>— (記載無し)</p> | <p>※どうこうには記載無し。</p> <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p> <ul style="list-style-type: none"> [カルバート工指針]や[中部地整基準]に準拠して設計されることが多い。 | <p>[道路土工 カルバート工指針(H22.3/日本道路協会) P.61,73,83,84,89]</p> <p>(1) 使用材料及び許容応力度</p> <p>① コンクリート</p> <ul style="list-style-type: none"> 設計基準強度 : $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 許容曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{ca}=8\text{N/mm}^2$ 許容せん断応力度 : $\tau_a=0.23\text{N/mm}^2$ 許容付着応力度 : $\tau_{\sigma a}=1.6\text{N/mm}^2$ <p>② 鉄筋</p> <ul style="list-style-type: none"> 材質 : SD345 許容引張応力度 : $\sigma_{sa}=180\text{N/mm}^2$ 許容引張応力度 : $\sigma_{sa}=200\text{N/mm}^2$(継手長算出用) <p>(2) 材料の単位体積重量</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート : $\gamma=24.5\text{kN/m}^3$ 裏込め材 標貫土 : $\gamma=20\text{kN/m}^3, \phi=35^\circ$ 砂質土 : $\gamma=19\text{kN/m}^3, \phi=30^\circ$ 粘性土 : $\gamma=18\text{kN/m}^3, \phi=25^\circ$ <p>[道路設計要領-設計編-(H26.3/中部地方整備局) P.7-48]</p> <p>【突出型(明り巻)坑門工の設計】</p> <p>(3) 荷重</p> <ul style="list-style-type: none"> トンネル内活荷重 : 路線により決定 トンネル内死荷重 : 舗装、路盤、インパト埋戻し材等 土圧 : 静止土圧係数 $k_0=0.5$ or 0.3 温度変化(露出部) : $\pm 15^\circ\text{C}$相当 乾燥収縮 : -20°C相当 地震の影響 = 水平震度 施工時荷重 : $q=10\text{kN/m}^2$ 雪荷重 : $q=3.5\text{kN/m}^3$ その他必要とされるもの <p>(4) 許容応力度の割増し率</p> <ul style="list-style-type: none"> 常時 : 1.00 地震時 : 1.50 施工時 : 完成後の応力度が著しく低くなる場合 → 1.50 完成後の応力度が許容応力度と同じ程度となる場合 → 1.25 | <p>■ [技術基準]には記載が無いため、[カルバート工指針]、[中部地整基準]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>※他地整においても同様の方針としていることが多い</p> <p>(1) 使用材料及び許容応力度</p> <p>① コンクリート</p> <ul style="list-style-type: none"> 設計基準強度 : $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 許容曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{ca}=8\text{N/mm}^2$ 許容せん断応力度 : $\tau_a=0.23\text{N/mm}^2$ 許容付着応力度 : $\tau_{\sigma a}=1.6\text{N/mm}^2$ <p>② 鉄筋</p> <ul style="list-style-type: none"> 材質 : SD345 許容引張応力度 : $\sigma_{sa}=180\text{N/mm}^2$ 許容引張応力度 : $\sigma_{sa}=200\text{N/mm}^2$(継手長算出用) <p>(2) 材料の単位体積重量</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート : $\gamma=24.5\text{kN/m}^3$ 裏込め材 : 標貫土 20 kN/m^3 ※現地発生土の流用を想定 <p>≪参考：1号トンネル(R2年度)≫ ⇒上記方針としている。報告書にもその旨を記載するよう指示あり。</p> <p>(3) 荷重</p> <ul style="list-style-type: none"> 土圧(静止土圧係数) : $k_0=0.5$ 施工時荷重 : $q=10\text{kN/m}^2$ 雪荷重 : $q=3.5\text{kN/m}^3$ 積雪深(10年再現) : 400cm 地震の影響 : 考慮しない <p>(4) 許容応力度の割増し率</p> <ul style="list-style-type: none"> 施工時に対して1.25の割増 |
| 7.6. 配筋設計 | <p>— (記載無し)</p> | <p>— (記載無し)</p> | <p>■ [技術基準]には記載が無いため、[近畿地整基準]を参考にし、左記のとおりとする。</p> | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | | | | | | | | | | |
|------|--|---|--------------|------|-----|--------|------|-----|--------|--|---|-------|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | | | | | | | | | | |
| 7.7. | <p>【設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-46】</p> <p>(a) 最小面壁厚および鉄筋かぶり</p> <ul style="list-style-type: none"> ・面壁厚は、50cm以上を標準とし、経済性、施工性を考慮して決定するものとする。 ・横鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は、100mmを標準とする。 <p>(b) 配筋方法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・配筋は施工性を考慮し、下図のとおりとする。 ・重ね継手長等で調整できる鉄筋は原則として、定尺鉄筋(50cmピッチ)とし、$L_{max}=12.0m$とする。 ・面壁に発生する応力がトンネル覆工にも影響するため、覆工外側面にも面壁に配置する主筋同等の鉄筋を面壁前面から5.0m程度配筋するものとする。 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | <p>図8-8-6 坑門工の配筋(参考断面図)</p> | | | | | | | | | | | | |
| | <p>表8-8-7 面壁型坑門の配筋の考え方</p> | | | | | | | | | | | | |
| | | <table border="1"> <thead> <tr> <th>概略図</th> <th>番号</th> <th>名称</th> <th>鉄筋加工図</th> <th>配置位置</th> <th>鉄筋径</th> <th>長さの考え方</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="6"> </td> <td>①</td> <td>キャンプ筋</td> <td> </td></tr></tbody></table> | 概略図 | 番号 | 名称 | 鉄筋加工図 | 配置位置 | 鉄筋径 | 長さの考え方 | | ① | キャンプ筋 | |
| 概略図 | 番号 | 名称 | 鉄筋加工図 | 配置位置 | 鉄筋径 | 長さの考え方 | | | | | | | |
| | ① | キャンプ筋 | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | その他の基準、参考文献等 | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 |
|------------|---|--|--|--|------------------------------|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | | | |
| 8.3. 路側排水工 | <p>【技術基準 P.136,137】</p> <ul style="list-style-type: none"> 路側排水工の一般的なタイプはU型溝や円形水路であるが、トンネル延長が短く、漏水が少ないなどの場合にはL型溝を用いることもある。排水工の形式は、将来の維持管理における清掃方法や清掃機械器具の仕様などと関連付けて設計しておく必要がある。また清掃用の集水マスの間隔などについてもこれらの能力などと深い関係がある。 トンネル路面の縦断勾配は、工事中の排水などを考慮すれば湧水の流下に支障となるような緩勾配となることはほとんどないので、排水工の勾配は原則として路面の勾配と合わせて設計してよい。 トンネル洗浄水の中に洗剤や煤塵などが含まれる場合には、水質汚濁の理由からそのまま放流することができないこともあるため、路面の排水と地山からの湧水とを分離して設計することも考えなければならない。また、トンネル前後の縦断勾配によっては、明り部からの路面排水がトンネル内に流入しないように、トンネル出入口部には排水工を設ける必要がある。 排水工の一般的な設計例を以下に示す。 | <p>【どうこう 188号 P.20】</p> <p>【東北地方整備局管内における設計事例】</p> | <p>【設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-35】</p> <ul style="list-style-type: none"> 路側排水溝は、二次製品の円形水路(φ200 グレーチング付 T-25 対応)を標準とし、維持管理性、耐久性、経済性を踏まえ比較選定するものとする。 トンネル延長が長い場合には「型枠を必要としない現場打ち工法」の採用を検討するものとする。 路側排水工は原則としてトンネル両側に設置するものとする。 ただし、当該トンネルが明り部からの持込水が少なく、全区間が一定方向の片勾配である場合には、トンネル延長、勾配、湧水量、洗浄水量を考慮の上、勾配の高い方の円形水路を省略し、L型街渠等による排水を検討してもよい。 明り部の縦断排水を兼用する場合は、明り部の排水量を満たす規格とする。 <p>図8-7-7 円形水路(二次製品 グレーチング付 φ200) (参考)</p> <p>【設計要領(道路編)(R2.4/北陸地方整備局) P.10-29 抜粋】</p> <ul style="list-style-type: none"> トンネルには路面排水工を設けることを標準とする。路面排水工は、将来の維持管理性を重視して選定する。なお、選定にあたっては、トンネル延長・勾配・洗浄水量及び雪の引き込み等を考慮すること。 自動車専用道路以外の道路トンネルでは、自転車が車道部を走行するので、自転車のタイヤが路面排水工の開口部に落ちないように、開口部に措置を講じること。 | <p>■【技術基準】に準拠しつつ、【東北地整設計事例】および【近畿地整基準】を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>○2号トンネル</p> | |
| 8.4. 路盤排水工 | <p>【技術基準 P.136】</p> <ul style="list-style-type: none"> 中央排水工は路面下に布設するため、将来の清掃や点検が困難であることから、十分余裕のある断面とすることが望ましく、最小径として30cm程度の有孔高密度ポリエチレン管(内面平滑タイプ)や有孔ヒューム管(Ⅱ種)などの排水管が使用されている。 横断排水工は一般には30~50mの間隔で設けるが、降雨強度、降雪量、土被りなどに支配される現地の湧水量によっては設置間隔を短くする場合もある。材料としては、一般的には中央排水工と同様であるが、歩道部など上乗荷重が小さい場合には、塩化ビニル管と使い分けている例もある。 | <p>【どうこう 197号 P.6】</p> <p>【東北地方整備局管内における設計事例】</p> | <p>—</p> | <p>■【技術基準】に準拠しつつ、【東北地整設計事例】を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① フィルター材 ② 接続継手 ③ 中央排水工 ④ 横断排水工 <p>≪参考：1号トンネル(R2年度)≫ ⇒上記方針としている。</p> | |

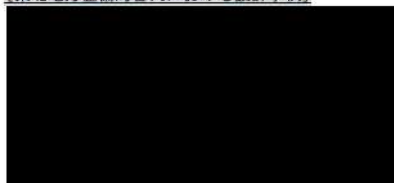
| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | その他の基準、参考文献等 | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------|--|--|---|--------------|------------------------------|--------------|------------|-------|--|---|--|------|--|--|--|-----|-----------------------|----------------------|-----------------------|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9. 舗装工 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9.1. 舗装工 | <p>【技術基準 P.165】</p> <ul style="list-style-type: none"> トンネル内舗装の設計は、湧水の影響、維持管理の困難さ等を考慮して、十分な耐久性が確保できるように行わなければならない。 トンネル内舗装の設計は「舗装の構造に関する技術基準」に基づいて行うこととし、「舗装設計施工指針」を参考に実施するものとする。 舗装の選定にあたっては、すべり抵抗や耐久性の他に、照明効果に対する配慮をすることが望ましく、できるだけ明るいものを用いるのがよい。このことから、セメントコンクリート舗装が一般的である。 | <p>※どうこうには記載無し。</p> <p>【東北地方整備局管内における設計事例】</p>  | <p>【舗装設計便覧(H18.2/日本道路協会)P.155】</p> <ul style="list-style-type: none"> トンネル内では湧水等の影響を受けることが多いので、十分な排水対策を行うと同時に、路盤も水の影響を受けにくいセメント安定処理工法などを用いる必要がある。 <p>【舗装設計施工指針(H18.2/日本道路協会)P.74】</p> <p>表-3.6.1 コンクリート舗装の種類と特徴</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>舗装の種類</th> <th>普通コンクリート舗装</th> <th>連続鉄筋コンクリート舗装</th> <th>縦柱コンクリート舗装</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>構造の概要</td> <td>コンクリート版に予め目地を設け、版に発生するひび割れを誘導する。目地部が構造の弱点となった。走行時の衝撃を発生させることがある。目地部には継ぎ目継ぎ目(アウレキバー)を設ける。</td> <td>コンクリート版の継目地をいっさい消したものである。版の継ぎ目部を縦筋で分断する。このひび割れは、継ぎ目ひび割れ(アウレキバー)のひび割れに比べて、継ぎ目ひび割れ(アウレキバー)を設ける。</td> <td>コンクリート版に予め目地を設け、版に発生するひび割れを誘導する。目地部が構造の弱点となった。走行時の衝撃を発生させることがある。目地部には継ぎ目継ぎ目(アウレキバー)を設ける。</td> </tr> <tr> <td>養生期間</td> <td>少なくとも現場養生を行った後、試験体の強度が3MPa以上となるまで、通常、普通ポルトランドセメントを用いた場合、普通コンクリート舗装、連続鉄筋コンクリート舗装では2週間、縦柱コンクリート舗装では3週間程度である。</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>特 徴</td> <td>目地部の角欠けの補修や目地材の再充填が必要</td> <td>縦筋部角欠けの補修や目地材の再充填が必要</td> <td>目地部の角欠けの補修や目地材の再充填が必要</td> </tr> </tbody> </table> | 舗装の種類 | 普通コンクリート舗装 | 連続鉄筋コンクリート舗装 | 縦柱コンクリート舗装 | 構造の概要 | コンクリート版に予め目地を設け、版に発生するひび割れを誘導する。目地部が構造の弱点となった。走行時の衝撃を発生させることがある。目地部には継ぎ目継ぎ目(アウレキバー)を設ける。 | コンクリート版の継目地をいっさい消したものである。版の継ぎ目部を縦筋で分断する。このひび割れは、継ぎ目ひび割れ(アウレキバー)のひび割れに比べて、継ぎ目ひび割れ(アウレキバー)を設ける。 | コンクリート版に予め目地を設け、版に発生するひび割れを誘導する。目地部が構造の弱点となった。走行時の衝撃を発生させることがある。目地部には継ぎ目継ぎ目(アウレキバー)を設ける。 | 養生期間 | 少なくとも現場養生を行った後、試験体の強度が3MPa以上となるまで、通常、普通ポルトランドセメントを用いた場合、普通コンクリート舗装、連続鉄筋コンクリート舗装では2週間、縦柱コンクリート舗装では3週間程度である。 | | | 特 徴 | 目地部の角欠けの補修や目地材の再充填が必要 | 縦筋部角欠けの補修や目地材の再充填が必要 | 目地部の角欠けの補修や目地材の再充填が必要 | <p>■【技術基準】、【舗装設計施工指針】に準拠し、以下のとおり設定した。</p> <p>※他地整や NEXCO においても同様の方針としていることが多い</p> <p>①種別</p> <ul style="list-style-type: none"> コンクリート舗装とする トンネル毎に普通コンクリート舗装と連続鉄筋コンクリート舗装の比較検討により、最適な舗装工を選定する。 <p>○2号トンネル</p> <p>比較の結果、普通コンクリート舗装を採用</p> <p>②路盤工</p> <ul style="list-style-type: none"> 粒度調整碎石路盤を用いる <p>≪参考：1号トンネル(R2年度)≫</p> <p>⇒上記方針としている。</p> <p>比較の結果、普通コンクリート舗装を適用。</p> <p>路盤工については、粒度調整碎石を適用とし、施工時の申し送り事項として、湧水等が生じる場合、セメント安定処理路盤を適用する旨を記載する旨指示あり。</p> <p>③舗装計画交通量</p> <ul style="list-style-type: none"> 計画交通量×大型車混入率×重方向率 = 4,000台/日×11.9%×50.0% = 238台/日・方向 以上より、N4区分とする。 <p>④舗装厚(N4区分相当)</p> <p>(1)普通コンクリート舗装の場合…計35cm</p> <ul style="list-style-type: none"> 表層(コンクリート版)：20cm アスファルト中間層：0cm 路盤工(粒度調整碎石路盤)：15cm <p>(2)連続鉄筋コンクリート舗装の場合…計35cm</p> <ul style="list-style-type: none"> 表層(コンクリート版)：20cm アスファルト中間層：0cm 路盤工(粒度調整碎石路盤)：15cm |
| 舗装の種類 | 普通コンクリート舗装 | 連続鉄筋コンクリート舗装 | 縦柱コンクリート舗装 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 構造の概要 | コンクリート版に予め目地を設け、版に発生するひび割れを誘導する。目地部が構造の弱点となった。走行時の衝撃を発生させることがある。目地部には継ぎ目継ぎ目(アウレキバー)を設ける。 | コンクリート版の継目地をいっさい消したものである。版の継ぎ目部を縦筋で分断する。このひび割れは、継ぎ目ひび割れ(アウレキバー)のひび割れに比べて、継ぎ目ひび割れ(アウレキバー)を設ける。 | コンクリート版に予め目地を設け、版に発生するひび割れを誘導する。目地部が構造の弱点となった。走行時の衝撃を発生させることがある。目地部には継ぎ目継ぎ目(アウレキバー)を設ける。 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 養生期間 | 少なくとも現場養生を行った後、試験体の強度が3MPa以上となるまで、通常、普通ポルトランドセメントを用いた場合、普通コンクリート舗装、連続鉄筋コンクリート舗装では2週間、縦柱コンクリート舗装では3週間程度である。 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 特 徴 | 目地部の角欠けの補修や目地材の再充填が必要 | 縦筋部角欠けの補修や目地材の再充填が必要 | 目地部の角欠けの補修や目地材の再充填が必要 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <p>【舗装設計便覧(H18.2/日本道路協会)P.30,156,157】</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

表-3.2.2 疲労破壊輪数の基準値(普通道路、標準車重49kN)

| 交通量区分 | 舗装計画交通量 (単位：台/日・方向) | 疲労破壊輪数 (単位：回/10年) |
|-------|------------------------|----------------------|
| N7 | 3,000以上 | 35,000,000 |
| N6 | 1,000以上3,000未満 | 7,000,000 |
| N5 | 250以上1,000未満 | 1,000,000 |
| N4 | 100以上 250未満 | 150,000 |
| N3 | 40以上100未満 | 30,000 |
| N2 | 15以上40未満 | 7,000 |
| N1 | 15未満 | 1,500 |

表-6.2.5 路盤の厚さ(普通コンクリート舗装、連続鉄筋コンクリート舗装)

| 交通量区分 | 舗装計画交通量 (台/日・方向) | 路床の設計CBR | アスファルト 中間層(cm) | 粒度調整碎石 (cm) | クラッシュラン (cm) |
|--------|---------------------|----------|-------------------|----------------|-----------------|
| N1~N4 | T<250 | (2) | 0 | 25 (20) | 40 (30) |
| | | 3 | 0 | 20 (15) | 25 (20) |
| | | 4 | 0 | 25 (15) | 0 |
| | | 6 | 0 | 20 (15) | 0 |
| | | 8 | 0 | 15 (15) | 0 |
| | | 12以上 | 0 | 15 (15) | 0 |
| N5 | 250≦T<1,000 | (2) | 0 | 35 (20) | 45 (45) |
| | | 3 | 0 | 30 (20) | 30 (25) |
| | | 4 | 0 | 20 (20) | 25 (0) |
| | | 6 | 0 | 25 (15) | 0 |
| | | 8 | 0 | 20 (15) | 0 |
| | | 12以上 | 0 | 15 (15) | 0 |
| N6, N7 | 1,000≦T | (2) | 4 (0) | 25 (20) | 45 (45) |
| | | 3 | 4 (0) | 20 (20) | 30 (25) |
| | | 4 | 4 (0) | 10 (20) | 25 (0) |
| | | 6 | 4 (0) | 15 (15) | 0 |
| | | 8 | 4 (0) | 15 (15) | 0 |
| | | 12以上 | 4 (0) | 15 (15) | 0 |

[注]
1. 粒度調整碎石の欄()内の値：セメント安定処理路盤の場合の厚さ
2. クラッシュランの欄()内の値：上層路盤にセメント安定処理路盤を使用した場合の厚さ
3. 路床(原土)の設計CBRが2のときには、遮断層の設置や路床の精査を検討する。
4. 設計CBR算出時の路床の厚さは1mを標準とする。ただし、その下面に生じる圧縮応力が十分小さいことが確認される場合においては、この限りではない。

表-6.2.7 コンクリート版の版厚等(普通コンクリート舗装)

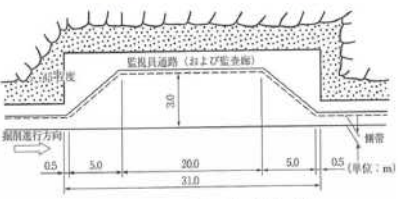

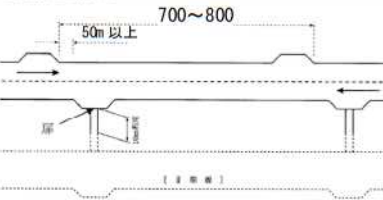
| 交通量区分 | 舗装計画交通量 (台/日・方向) | コンクリート版の設計 | | | 収縮目地 間隔 | タイバー、 アウレキ バー |
|-------|---------------------|--------------------|----------------|--------------------------------------|---------------------------|---------------------|
| | | 設計基準 曲げ強度 | 版厚 | 鉄筋 | | |
| N1~N3 | T<100 | 4.4MPa (3.9MPa) | 15cm (20cm) | | 8m 鉄筋を用 いない場 合5m | 版厚として 使用する。 |
| N4 | 100≦T<250 | 4.4MPa (3.9MPa) | 20cm (25cm) | 原則として 使用する。 3kg/m ² | | |
| N5 | 250≦T<1,000 | 4.4MPa | 25cm | | | |
| N6 | 1,000≦T<3,000 | 4.4MPa | 28cm | | | |
| N7 | 3,000≦T | 4.4MPa | 30cm | | | |

[注]
1. 表中の版厚の欄における()内の値は設計基準曲げ強度3.9MPaのコンクリートを使用する場合の値である。
2. N1~N5の場合で鉄筋を省略する場合には、収縮目地を6m程度の間隔で設置することを検討するとよい。

表-6.2.8 コンクリート版の版厚等(連続鉄筋コンクリート舗装)

| 交通量区分 | 舗装計画交通量 (台/日・方向) | コンクリート 版の設計 | 鉄筋 | | | | |
|--------------|---------------------|----------------|------------|-----|------------|-----|----|
| | | | 縦筋 | 横筋 | | | |
| 設計基準 曲げ強度 | 版厚 | 径 | 間隔 (cm) | 径 | 間隔 (cm) | | |
| N1~N5 | T<1,000 | 4.4MPa | 20cm | D16 | 15 | D13 | 60 |
| | | | | D13 | 10 | D10 | 30 |
| N6, N7 | 1,000≦T | 4.4MPa | 25cm | D16 | 12.5 | D13 | 60 |
| | | | | D13 | 8 | D10 | 30 |

[注]
1. 縦筋方向鉄筋および横筋方向鉄筋の寸法と間隔は、一般に表中に示す組合わせて版厚に応じて用いる。
2. 縦目地を突合わせ目地とする場合は、ネジ付きタイバーを用いる。

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|--|--|---|---|--------|---------------|----|----|-----------|----|----|---------|----|----|-------------|----|----|---|------|------------|--------|----------|---------------|---|----|---|-----------|---|----|---|---------|---|----|---|-------------|---|----|---|---|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10. 非常駐車帯 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10.1. 非常駐車帯 設置基準 | <p>[技術基準 P.157]</p> <ul style="list-style-type: none"> トンネルは路肩が狭いため、延長の長いトンネルでは故障車などの駐車ができる非常駐車帯を設け、トンネル内の安全かつ円滑な交通流の確保を図ることが多い。 また、非常駐車帯の配置は片側車線につき通常500～1,500m程度の間隔に設けるのが一般的である。 | <p>※どうこうには記載無し。</p> <p>[東北地方整備局管内における設計事例]</p> <ul style="list-style-type: none"> [近畿地整基準]に準拠して設計されることが多い。 | <p>[設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-48]</p> <p>(1)非常駐車帯の計画</p> <ul style="list-style-type: none"> 延長が1,000mを超えるトンネルにおいては、非常駐車帯の設置を標準とし、計画される道路の利用条件や設計事例などを調査の上、担当課と協議を行い、設置の有無を決定する。 <p>(2)非常駐車帯の配置</p> <ul style="list-style-type: none"> 配置は片側750m程度を標準とし、大断面となることから出来るだけ地山の良好な箇所に設けるものとする。 対向車線側の非常駐車帯との位置関係は、同一断面に集中しないよう、端部間距離として50m以上確保する。 完成4車線道路において、暫定2車線供用期間が長くなると想定される場合については、両側車線に配置することとする。また、トンネル区間が連続する場合は、明り区間の非常駐車帯位置を考慮して配慮するものとする。 | <p>1号～4号トンネルは延長が短いため非常駐車帯は設置しない。</p> <p>■ [技術基準]に準拠しつつ、[近畿地整基準]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>※他地整やNEXCOにおいても同様の方針としていることが多い</p> <p>①計画</p> <ul style="list-style-type: none"> 延長1,000mを超えるトンネル <p>②配置</p> <ul style="list-style-type: none"> 片側750m程度を標準 対向車線側の非常駐車帯と端部間距離50m以上を確保 <ul style="list-style-type: none"> 1号 TN(L=229m)⇒設置しない 2号 TN(L=484m)⇒設置しない 3号 TN(L=299m)⇒設置しない 4号 TN(L=419m)⇒設置しない | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10.2. 非常駐車帯 寸法 | <p>[技術基準 P.157]</p> <ul style="list-style-type: none"> 非常駐車帯の平面寸法は「道路構造令の運用と解説」((社)日本道路協会)によるものとし、トンネル内の非常駐車帯の一例を図-3.7.3に示す。  <p>図-3.7.3 非常駐車帯の平面寸法の例</p> | <p>(技術基準に記載の内容で問題なし)</p> <p>[道路構造令の解説と運用 (H27.6/日本道路協会) P.654]</p> <p>(1)長さおよびすりつけ長</p> <ul style="list-style-type: none"> 非常駐車帯の有効長さおよびすりつけ長は、道路の区分に応じ、表9-7の値を標準とする。 ただし、橋梁、トンネル等では最小5mまで縮小することができる。 <table border="1"> <caption>表9-7 非常駐車帯のすりつけ長および有効長</caption> <thead> <tr> <th>道路区分</th> <th>すりつけ長(m)</th> <th>有効長(m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>第1種 第1,2,3,4級</td> <td>20</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>第2種 第1,2級</td> <td>20</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>第3種 第1級</td> <td>20</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>第3種 第2,3,4級</td> <td>10</td> <td>15</td> </tr> </tbody> </table>  <p>図9-16 非常駐車帯平面図</p> <p>(2)幅員</p> <ul style="list-style-type: none"> 非常駐車帯の幅員は3.00mを標準とする。 | 道路区分 | すりつけ長(m) | 有効長(m) | 第1種 第1,2,3,4級 | 20 | 20 | 第2種 第1,2級 | 20 | 20 | 第3種 第1級 | 20 | 20 | 第3種 第2,3,4級 | 10 | 15 | <p>[設計便覧(案)道路編(H24.4/近畿地方整備局) P.8-48]</p> <p>(3)非常駐車帯の寸法</p> <ul style="list-style-type: none"> 非常駐車帯の平面寸法は「道路構造令の解説と運用」によるものとする。 トンネル内は幅員の縮小規定を用いるため、すりつけ長は5mを標準とする。 <table border="1"> <caption>表9-9 非常駐車帯のすりつけ長および有効長 単位(m)</caption> <thead> <tr> <th>道路区分</th> <th>非常駐車帯幅員(m)</th> <th>有効長(m)</th> <th>すりつけ長(m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>第1種 第1,2,3,4級</td> <td>3</td> <td>20</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>第2種 第1,2級</td> <td>3</td> <td>20</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>第3種 第1級</td> <td>3</td> <td>20</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>第3種 第2,3,4級</td> <td>3</td> <td>15</td> <td>5</td> </tr> </tbody> </table>  <p>図9-9 非常駐車帯のすりつけ長および有効長 単位(m)</p> <p>(a) 暫定2車・高欄がない場合の非常駐車帯と避難連絡路の配置</p> | 道路区分 | 非常駐車帯幅員(m) | 有効長(m) | すりつけ長(m) | 第1種 第1,2,3,4級 | 3 | 20 | 5 | 第2種 第1,2級 | 3 | 20 | 5 | 第3種 第1級 | 3 | 20 | 5 | 第3種 第2,3,4級 | 3 | 15 | 5 | <p>1号～4号トンネルは延長が短いため非常駐車帯は設置しない。</p> <p>■ [技術基準][道路構造令]に準拠しつつ、[近畿地整基準]を参考にし、以下のとおり設定した。</p> <p>※他地整やNEXCOにおいても同様の方針としていることが多い</p> <p>①寸法</p> <ul style="list-style-type: none"> 幅員：3m 有効長：15m すりつけ長：5m |
| 道路区分 | すりつけ長(m) | 有効長(m) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第1種 第1,2,3,4級 | 20 | 20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第2種 第1,2級 | 20 | 20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第3種 第1級 | 20 | 20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第3種 第2,3,4級 | 10 | 15 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 道路区分 | 非常駐車帯幅員(m) | 有効長(m) | すりつけ長(m) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第1種 第1,2,3,4級 | 3 | 20 | 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第2種 第1,2級 | 3 | 20 | 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第3種 第1級 | 3 | 20 | 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第3種 第2,3,4級 | 3 | 15 | 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------|---|--|---|--------------|------|---|-------------|---|---|--------------------------------|-----------|-----|------|------|------|--------------------------------|-----------|---------------------------|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | | その他の基準、参考文献等 | | | | | | | | | | | | | | |
| 13. 施工計画 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.1. 掘削方式 | <p>【技術基準 P.187】</p> <ul style="list-style-type: none"> 爆破掘削・機械掘削・人力掘削があるが、現状では作業能率や施工性の面から爆破掘削と機械掘削が主体となっている。 | <p>※技術基準、積算基準書に記載の内容と同様</p> <p>【土木工事標準積算基準書(令和2年度版/国土交通省)IV-5-①-2】</p> <ul style="list-style-type: none"> 掘削方法の選定は、下図を標準とするが、適用にあたってはボーリング調査等の事前調査により、地山条件(一軸圧縮強度、亀裂係数、地質、湧水量等)や環境条件等を総合的に判断し、これにより難い場合は、別途選定するものとする。 <pre> graph TD A[工法の選定] --> B{D区分が大半で qu=49N/cm²(500kgf/cm²) 以下か} B -- YES --> C[機械掘削工法 (自由断面掘削機)] B -- NO --> D{騒音・振動等の環 境対策が必要か?} D -- YES --> E[その他工法] D -- NO --> F[発破工法] </pre> <p>(注) 「大半の区分」とは90%程度を目安とする。</p> | <p>■【積算基準書】に準拠して検討する。</p> | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.2. 掘削工法 | <p>【技術基準 P.191】</p> <p>(a) 全断面工法 (b) 補助ベンチ付全断面工法 (c) 上半断面工法 (d) 中央導坑 (e) 上半断面工法 (f) 頂設導坑 (g) 導坑先進工法 (g) 中壁分割工法</p> <p>注1) ①、②、③は掘削順序を示す。 注2) 岩山の安定性が悪い場合は、図中「—」で示したように掘削順序を個別材料することがある。 1. 半断面で掘削する場合は掘削順序を示す。</p> | <p>※技術基準、積算基準書に記載の内容と同様</p> <p>【土木工事標準積算基準書(令和2年度版/国土交通省)IV-5-①-4】</p> <ul style="list-style-type: none"> 岩区分、掘削方式及び掘削工法は、次表を標準とする。 <p>(1) 発破工法</p> <p>表3.1 岩区分、掘削方式及び掘削工法</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>岩区分</th> <th>掘削方式</th> <th>掘削工法</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>C</td> <td>補助ベンチ付全断面工法</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>上半先進ベンチカット工法 (ショートベンチカット工法)</td> <td>上下半交互併進工法</td> </tr> </tbody> </table> <p>(注) 地山条件等により切羽の安定性の確立や地上の崩落防止等のために必要に応じて適切な補助工法を別途考慮するものとする。</p> <p>(2) 機械掘削工法</p> <p>表3.1 掘削区分、掘削方式及び掘削工法</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>岩区分</th> <th>掘削方式</th> <th>掘削工法</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>C, D</td> <td>上半先進ベンチカット工法 (ショートベンチカット工法)</td> <td>上下半同時併進工法</td> </tr> </tbody> </table> <p>(注) 地山条件等により切羽の安全性の確立や地上の崩落防止等のために必要に応じて適切な補助工法を別途考慮する。</p> | 岩区分 | 掘削方式 | 掘削工法 | C | 補助ベンチ付全断面工法 | — | D | 上半先進ベンチカット工法 (ショートベンチカット工法) | 上下半交互併進工法 | 岩区分 | 掘削方式 | 掘削工法 | C, D | 上半先進ベンチカット工法 (ショートベンチカット工法) | 上下半同時併進工法 | <p>■【積算基準書】に準拠して検討する。</p> |
| 岩区分 | 掘削方式 | 掘削工法 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| C | 補助ベンチ付全断面工法 | — | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D | 上半先進ベンチカット工法 (ショートベンチカット工法) | 上下半交互併進工法 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 岩区分 | 掘削方式 | 掘削工法 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| C, D | 上半先進ベンチカット工法 (ショートベンチカット工法) | 上下半同時併進工法 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.3. ずり運搬方式 | <p>【技術基準 P.198】</p> <ul style="list-style-type: none"> ずり運搬方式には、タイヤ式、レール式、コンテナ式、コンベヤ式などが使用されている。 タイヤ方式は、全断面工法・補助ベンチ付全断面工法・上半断面工法・中壁分割工法などで適用され、トンネル勾配が比較的急な場合でも有効である。 レール方式は、導坑先進工法や延長の長い小断面トンネルなどで採用され、軟弱な地山で湧水が多いところなどでは良好な結果を得ている。 | <p>※技術基準、積算基準書に記載の内容と同様</p> <p>※技術基準、積算基準書に記載の内容と同様</p> | <p>■【技術基準】に準拠し、以下のとおり設定した。</p> <p>①ずり運搬方式</p> <ul style="list-style-type: none"> タイヤ式を基本とする。 | | | | | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | その他の基準、参考文献等 |
|---------------------|---|--|--------------|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) 【どうこう 208号 P.11】 | |
| 13.4. 鏡吹付 コンクリート | (記載無し) | | |
| | 【以下、抜粋】 4. ガイドライン適用に伴う留意事項 ・鏡吹付の施工については、従来どおり受注者より協議するものとする。また、吹付厚及び出来形管理方法も併せて、受注者より協議するものとする。 ・ガイドラインの適用により施工した鏡吹付の積算については、平成28年12月26日以降から鏡吹付を施工した工事のみ対象とする。 (平成28年12月26日より前から施工していた工事は対象としない) ・なお、入札時に技術提案されている場合は、積算計上しないよう留意されたい。 | | |

鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線
トンネル設計基準

■鏡吹付について

≪参考：1号トンネル(R2年度)≫
⇒上記方針としている。

【平成28年12月26日「山岳トンネル工事の切羽における肌落ち災害防止対策に係るガイドライン」】

【第4 事業者等の責務】
・山岳トンネル工事を行う事業者は、労働安全衛生関係法令を遵守するとともに、本ガイドラインに基づき切羽における肌落ち災害防止対策を講ずることにより、山岳トンネル工事の切羽における労働災害の防止に努めるものとする。

【第6 具体的な肌落ち防止対策】

- (1) 鏡吹付け
- (2) 鏡ボルト
- (3) 浮石落し
- (4) 水抜き・さぐり穿孔
- (5) 切羽変位計測
- (6) 設備的防護対策
- (7) フォアボーリング
- (8) 長尺フォアパイルリング
- (9) その他の工法

表 肌落ち防止対策の選定

| 肌落ち防止対策 | 地山等級等による肌落ち防止対策の選定 | | | | | 湧水対策としての効果 | 施工性(施工の容易さ) | その他 | |
|-----------|--------------------|-------|------|-----|----|------------|-------------|-----|-------|
| | IV、B | III、C | II、D | I、E | 人体 | | | 変状 | 防錆性の高 |
| 鏡吹付け | △ | ○ | ◎ | ◎ | ◎* | ◎ | ◎ | ◎ | △ |
| 鏡ボルト | △ | △ | ○ | ◎ | ○ | △ | × | △ | △ |
| 浮石落し | ◎ | ◎ | ◎ | △ | ◎ | ◎ | △ | △ | △ |
| 水抜き・さぐり穿孔 | ○ | ○ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | × | × | × |
| 切羽変位計測 | × | △ | ◎ | ◎ | × | ○ | ◎ | × | × |
| 設備的防護対策 | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | ○ |

注：◎：最良、○：良、△：可能、×：不適
◎*：水抜き対策を併用することで良。

【平成30年3月15日付東北地整事務連絡】

【土木工事標準積算基準(令和2年度版/国土交通省)IV-5-(I)-12.13】

※2019年度版以降、鏡吹付けの有無について、両方の時間あたり作業量が示されている。


表3.3 時間当たり作業量

| 岩区分 | 設計掘削断面積 (m ²) | ((トンネル延長) m / 時間当り) | | | | | | | | | | 備考 | |
|-------|---------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------|
| | | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | | |
| C I | 設計掘削断面積 (m ²) | 0.340 | 0.313 | 0.283 | 0.258 | 0.233 | 0.209 | 0.186 | 0.167 | 0.145 | 0.125 | 0.250 | 必要な断面積を上下半各々に計上する。 |
| C II | 設計掘削断面積 (m ²) | 0.265 | 0.258 | 0.256 | 0.248 | 0.245 | 0.238 | 0.234 | 0.226 | 0.219 | 0.214 | | |
| | 設計掘削断面積 (m ²) | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | | | | |
| D I | 設計掘削断面積 (m ²) | 0.237 | 0.231 | 0.230 | 0.223 | 0.218 | 0.212 | 0.210 | 0.204 | | | | |
| | 設計掘削断面積 (m ²) | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | | | | | | |
| D II | 設計掘削断面積 (m ²) | 0.450 | 0.438 | 0.427 | 0.415 | 0.413 | 0.392 | | | | | | |
| | 設計掘削断面積 (m ²) | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | | | | |
| D III | 設計掘削断面積 (m ²) | 0.216 | 0.208 | 0.203 | 0.205 | 0.198 | 0.196 | 0.195 | 0.187 | | | | |
| | 設計掘削断面積 (m ²) | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | | | | | | |

※例 「通常断面」C II 50 m²の場合 1日当り掘進長=0.265(m/時間)×8(時間)×2(方)=4.24m

| 岩区分 | 設計掘削断面積 (m ²) | ((トンネル延長) m / 時間当り) | | | | | | | | | | 備考 |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------|
| | | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | |
| C I | 設計掘削断面積 (m ²) | 0.320 | 0.295 | 0.302 | 0.278 | 0.273 | 0.260 | 0.248 | 0.245 | 0.235 | 0.230 | 必要な断面積を上下半各々に計上する。 |
| C II | 設計掘削断面積 (m ²) | 0.250 | 0.242 | 0.239 | 0.231 | 0.227 | 0.220 | 0.216 | 0.208 | 0.201 | 0.196 | |
| | D I | 設計掘削断面積 (m ²) | 0.222 | 0.215 | 0.213 | 0.205 | 0.199 | 0.193 | 0.190 | 0.184 | | |
| 設計掘削断面積 (m ²) | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | | | | | |
| D II | 設計掘削断面積 (m ²) | 0.443 | 0.428 | 0.414 | 0.400 | 0.396 | 0.374 | | | | | |
| | 設計掘削断面積 (m ²) | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | | | |
| D III | 設計掘削断面積 (m ²) | 0.203 | 0.195 | 0.189 | 0.190 | 0.182 | 0.180 | 0.178 | 0.170 | | | |
| | 設計掘削断面積 (m ²) | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | | | | | |

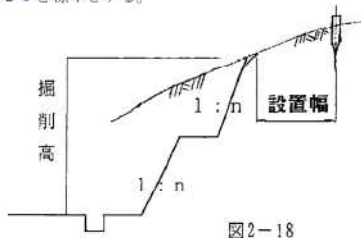
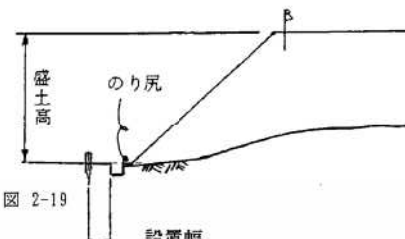
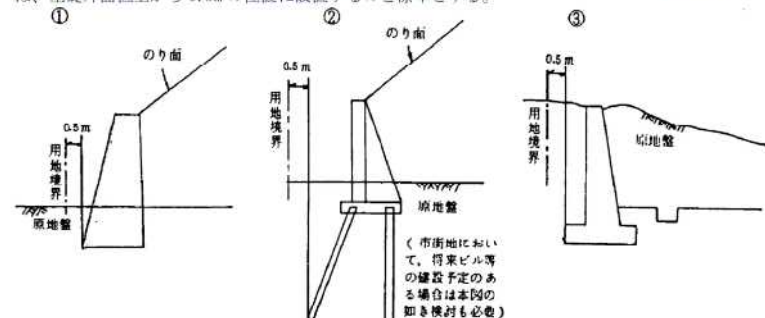
※例 「通常断面」C II 50 m²の場合 1日当り掘進長=0.250(m/時間)×8(時間)×2(方)=4.00m

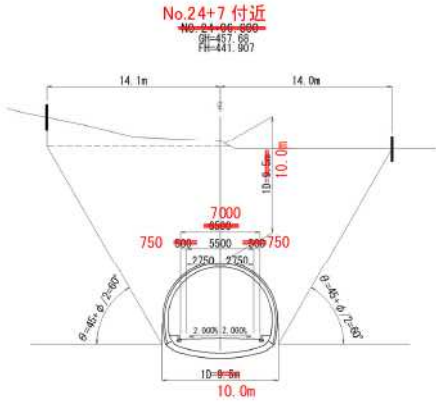
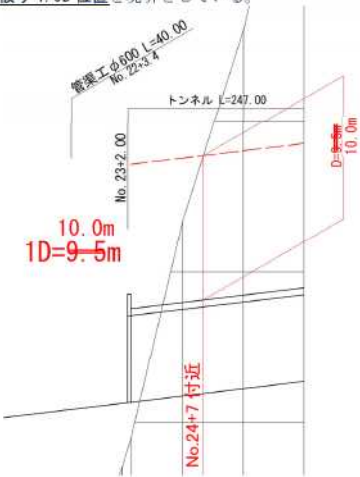
| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 |
|-------------------------------------|--|--|--|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | |
| 13.5. 濁水処理設備 : 原水の設定 | — (記載無し) | — (記載無し) | — | <p>■ [手引き]に準拠し、原水は以下のとおり設定した。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水素イオン濃度(pH) : 11 ・浮遊物質量(SS) : 3,000ppm |
| 13.6. 濁水処理設備 : 放流基準 | — (記載無し) | — (記載無し) | <p>[山岳トンネル工事における濁水処理設備の手引き(H14.1/日本トンネル協会)]</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水素イオン濃度(pH) : 11 ・浮遊物質量(SS) : 3,000ppm | <p>■ 本トンネルの排水は、[一律排水基準][秋田県公害防止条例 上乗せ基準]に準拠し、以下のとおり設定した。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水素イオン濃度(pH) : 5.8~8.6 ・浮遊物質量(SS) : 70mg/L |
| 13.7. 施工時換気 : 換気方式 | — (記載無し) | — (記載無し) | <p>[土木工事標準積算基準書(令和2年度版/国土交通省)IV-5-(1)-41]</p> <ul style="list-style-type: none"> ・吹付時の粉塵対策として集塵機を使用することを標準とする。 <p>[ずい道等建設工事における換気技術指針(R02/建設業労働災害防止協会)P.64]</p>  <p>図 2.2.1 換気方式の全体概念</p> | <p>■ [積算基準書]および[換気技術指針]に準拠し、以下のとおり設定した。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・換気・集塵方式は、粉塵対策を考慮し、集塵機を設置するものとし、「希釈封じ込め方式」と「吸引捕集方式」について検討し、適切な検討方式を採用する。 |
| 13.8. 施工時換気 : 粉塵発生量 低減対策 | — (記載無し) | — (記載無し) | <p>[ずい道等建設工事における換気技術指針(R02/建設業労働災害防止協会)P.118]</p> <ul style="list-style-type: none"> α = 1 粉じん低減対策をしない α = 0.75 粉じん低減剤、SECコンクリート吹付け、微粒分混入 α = 0.6 スラリー急結剤吹付け α = 0.4 液体急結剤、エアレス吹付け | <p>■ [換気技術指針]に準拠し、以下のとおり設定した。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・スラリー急結剤は劇物指定であるためα=0.6は除外し、以下の3ケースを検討する。 α=1.0 (粉じん低減対策をしない) α=0.75 (粉じん低減剤、他) α=0.40 (液体急結剤) |
| 13.9. 施工時換気 : 発破後の 所要換気 時間 | — (記載無し) | — (記載無し) | <p>[ずい道等建設工事における換気技術指針(R02/建設業労働災害防止協会)P.102]</p> <ul style="list-style-type: none"> ・所要換気量 Q2 を算出する際の所要換気時間は、15~20分を目安とする。 | <p>■ [換気技術指針]に準拠し、以下のとおり設定した。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・建設業労働災害防止協会によるアンケート調査(H21.9)による結果では平均19分であるため、換気時間は20分とする。 |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | その他の基準、参考文献等 | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|--|--|--------------|--|---------|---|------|-----------|--|------|--------|--|------|----------|--------------------------------|------|--------|---|------|---------|------------------------|------|------------|----------------------------|------|-----|--|------|-------|---|------|-------|--|-----|---------|---|------|---------|------------------------|------|--|-------|-----|-------|-------------|---|------|---------|--|------|-----------|---|------|--------|--|------|-------|---|------|----------|--------------------------------|------|--------|--|------|---------|------------------------|------|------------|----------------------------|------|-----|-----------------------------|------|--|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.10. 施工時換気 ：排気ガス 規制 | <p>(記載無し)</p> <p>〔土木工事標準積算基準書(令和2年度版/国土交通省)IV-5-①-69.138〕</p> <p>(1) 発破掘削 (28) 機械運転甲種表</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>機 械 名</th> <th>規 格</th> <th>適用甲種表</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ドリルジャンボ</td> <td>トンネル工事用ホイルローダ・排出ガス対策型(第3次基準値) 3ブーム・2バケット ドリフト質量170kg超</td> <td>機-25</td> </tr> <tr> <td>コンクリート吹付機</td> <td>トンネル工事用 湿式吹付・一体・C系 ・吐出ガス対策型(第3次基準値) ・吹付範囲半径7m級 ・吐出量0~22m³/h級</td> <td>機-25</td> </tr> <tr> <td>ホイルローダ</td> <td>トンネル工事用 オイルダンプ式・排出ガス対策型(第3次基準値) 山積2.3m級</td> <td>機-24</td> </tr> <tr> <td>吹付プラント設備</td> <td>(パッチ型・定置式) 25m³/h</td> <td>機-25</td> </tr> <tr> <td>大型ブレーカ</td> <td>トンネル工事用排出ガス対策型(第3次基準値) 油圧式1,300kg級 (ベースマシン含む)</td> <td>機-12</td> </tr> <tr> <td>ダンプトラック</td> <td>トンネル工事用オンロード型 10t 積</td> <td>機-32</td> </tr> <tr> <td>コンクリートポンプ車</td> <td>配管式圧送能力55m³/h</td> <td>機-24</td> </tr> <tr> <td>集塵機</td> <td>ブーム式圧送能力90~110m³/h 定格風量○○○m³/min級</td> <td>機-13</td> </tr> <tr> <td>バックホウ</td> <td>トンネル工事用後力超小型回型・排出ガス対策型(第3次基準値) クローラ型・吐出量0.45m³・貯積0.35m³</td> <td>機-13</td> </tr> <tr> <td>振動ローラ</td> <td>標準型・排出ガス対策型(第3次基準値) ・相結露音型・クローラ型・吐出量3.9m³・(平積0.6m³) (トンネル工事対応)</td> <td>機-1</td> </tr> <tr> <td>ダンプトラック</td> <td>標準・コンパインド式・排出ガス対策型(第2次基準値) 低騒音型・運転質量3~4t トンネル工事用オンロード型 10t 積</td> <td>機-16</td> </tr> <tr> <td>ダンプトラック</td> <td>トンネル工事用オンロード型 10t 積</td> <td>機-13</td> </tr> </tbody> </table> | 機 械 名 | 規 格 | 適用甲種表 | ドリルジャンボ | トンネル工事用ホイルローダ・排出ガス対策型(第3次基準値) 3ブーム・2バケット ドリフト質量170kg超 | 機-25 | コンクリート吹付機 | トンネル工事用 湿式吹付・一体・C系 ・吐出ガス対策型(第3次基準値) ・吹付範囲半径7m級 ・吐出量0~22m ³ /h級 | 機-25 | ホイルローダ | トンネル工事用 オイルダンプ式・排出ガス対策型(第3次基準値) 山積2.3m級 | 機-24 | 吹付プラント設備 | (パッチ型・定置式) 25m ³ /h | 機-25 | 大型ブレーカ | トンネル工事用排出ガス対策型(第3次基準値) 油圧式1,300kg級 (ベースマシン含む) | 機-12 | ダンプトラック | トンネル工事用オンロード型 10t 積 | 機-32 | コンクリートポンプ車 | 配管式圧送能力55m ³ /h | 機-24 | 集塵機 | ブーム式圧送能力90~110m ³ /h 定格風量○○○m ³ /min級 | 機-13 | バックホウ | トンネル工事用後力超小型回型・排出ガス対策型(第3次基準値) クローラ型・吐出量0.45m ³ ・貯積0.35m ³ | 機-13 | 振動ローラ | 標準型・排出ガス対策型(第3次基準値) ・相結露音型・クローラ型・吐出量3.9m ³ ・(平積0.6m ³) (トンネル工事対応) | 機-1 | ダンプトラック | 標準・コンパインド式・排出ガス対策型(第2次基準値) 低騒音型・運転質量3~4t トンネル工事用オンロード型 10t 積 | 機-16 | ダンプトラック | トンネル工事用オンロード型 10t 積 | 機-13 | <p>(記載無し)</p> <p>(2) 機械掘削 (15) 機械運転甲種表</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>機 械 名</th> <th>規 格</th> <th>適用甲種表</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>自由断面トンネル掘削機</td> <td>最大掘削高6.9m 掘削幅6.4m クッターヘッド出力200~240kW</td> <td>機-25</td> </tr> <tr> <td>ドリルジャンボ</td> <td>トンネル工事用 ホイルローダ・排出ガス対策型(第1次基準値) 2ブーム・2バケットドリフト質量150kg級</td> <td>機-25</td> </tr> <tr> <td>コンクリート吹付機</td> <td>トンネル工事用 湿式吹付・一体・(C系・E系) ・吐出ガス対策型(第3次基準値) ・吹付範囲半径7m級 ・吐出量0~22m³/h級</td> <td>機-25</td> </tr> <tr> <td>ホイルローダ</td> <td>トンネル専用機 オイルダンプ式・排出ガス対策型(第2次基準値) 山積2.3m級</td> <td>機-24</td> </tr> <tr> <td>バックホウ</td> <td>トンネル工事用 標準型・排出ガス対策型(第3次基準値) クローラ型・後力超小型回型・山積0.45m³(平積0.35m³)</td> <td>機-24</td> </tr> <tr> <td>吹付プラント設備</td> <td>(パッチ型・定置式) 25m³/h</td> <td>機-25</td> </tr> <tr> <td>大型ブレーカ</td> <td>トンネル工事用 排出ガス対策型(第3次基準値) 油圧式1,300kg級 (ベースマシン含む)</td> <td>機-12</td> </tr> <tr> <td>ダンプトラック</td> <td>トンネル工事用オンロード型 10t 積</td> <td>機-32</td> </tr> <tr> <td>コンクリートポンプ車</td> <td>配管式圧送能力55m³/h</td> <td>機-24</td> </tr> <tr> <td>集塵機</td> <td>定格風量○○○m³/min級</td> <td>機-14</td> </tr> </tbody> </table> | 機 械 名 | 規 格 | 適用甲種表 | 自由断面トンネル掘削機 | 最大掘削高6.9m 掘削幅6.4m クッターヘッド出力200~240kW | 機-25 | ドリルジャンボ | トンネル工事用 ホイルローダ・排出ガス対策型(第1次基準値) 2ブーム・2バケットドリフト質量150kg級 | 機-25 | コンクリート吹付機 | トンネル工事用 湿式吹付・一体・(C系・E系) ・吐出ガス対策型(第3次基準値) ・吹付範囲半径7m級 ・吐出量0~22m ³ /h級 | 機-25 | ホイルローダ | トンネル専用機 オイルダンプ式・排出ガス対策型(第2次基準値) 山積2.3m級 | 機-24 | バックホウ | トンネル工事用 標準型・排出ガス対策型(第3次基準値) クローラ型・後力超小型回型・山積0.45m ³ (平積0.35m ³) | 機-24 | 吹付プラント設備 | (パッチ型・定置式) 25m ³ /h | 機-25 | 大型ブレーカ | トンネル工事用 排出ガス対策型(第3次基準値) 油圧式1,300kg級 (ベースマシン含む) | 機-12 | ダンプトラック | トンネル工事用オンロード型 10t 積 | 機-32 | コンクリートポンプ車 | 配管式圧送能力55m ³ /h | 機-24 | 集塵機 | 定格風量○○○m ³ /min級 | 機-14 | <p>【ざい道等建設工事における換気技術指針 (R02/建設業労働災害防止協会)P.46】</p> <p>※1 H23年規格：オフロード法による規制値</p> <p>図 2.1.6 排出ガス対策型建設機械(130~560kW)の排出ガス基準値の比較 (g/kWh・h)</p> | <p>■【積算基準書】に準拠し、以下のとおり基準値を設定した。</p> <p>(1) 発破掘削</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ホイルローダ、振動ローラ : 第2次基準値 ・ドリルジャンボ、コンクリート吹付機、大型ブレーカ、バックホウ : 第3次基準値 <p>(2) 機械掘削</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ドリルジャンボ : 第1次基準値 ・ホイルローダ : 第2次基準値 ・コンクリート吹付機、大型ブレーカ、バックホウ : 第3次基準値 |
| 機 械 名 | 規 格 | 適用甲種表 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ドリルジャンボ | トンネル工事用ホイルローダ・排出ガス対策型(第3次基準値) 3ブーム・2バケット ドリフト質量170kg超 | 機-25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| コンクリート吹付機 | トンネル工事用 湿式吹付・一体・C系 ・吐出ガス対策型(第3次基準値) ・吹付範囲半径7m級 ・吐出量0~22m ³ /h級 | 機-25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ホイルローダ | トンネル工事用 オイルダンプ式・排出ガス対策型(第3次基準値) 山積2.3m級 | 機-24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 吹付プラント設備 | (パッチ型・定置式) 25m ³ /h | 機-25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 大型ブレーカ | トンネル工事用排出ガス対策型(第3次基準値) 油圧式1,300kg級 (ベースマシン含む) | 機-12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ダンプトラック | トンネル工事用オンロード型 10t 積 | 機-32 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| コンクリートポンプ車 | 配管式圧送能力55m ³ /h | 機-24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 集塵機 | ブーム式圧送能力90~110m ³ /h 定格風量○○○m ³ /min級 | 機-13 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| バックホウ | トンネル工事用後力超小型回型・排出ガス対策型(第3次基準値) クローラ型・吐出量0.45m ³ ・貯積0.35m ³ | 機-13 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 振動ローラ | 標準型・排出ガス対策型(第3次基準値) ・相結露音型・クローラ型・吐出量3.9m ³ ・(平積0.6m ³) (トンネル工事対応) | 機-1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ダンプトラック | 標準・コンパインド式・排出ガス対策型(第2次基準値) 低騒音型・運転質量3~4t トンネル工事用オンロード型 10t 積 | 機-16 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ダンプトラック | トンネル工事用オンロード型 10t 積 | 機-13 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 機 械 名 | 規 格 | 適用甲種表 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 自由断面トンネル掘削機 | 最大掘削高6.9m 掘削幅6.4m クッターヘッド出力200~240kW | 機-25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ドリルジャンボ | トンネル工事用 ホイルローダ・排出ガス対策型(第1次基準値) 2ブーム・2バケットドリフト質量150kg級 | 機-25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| コンクリート吹付機 | トンネル工事用 湿式吹付・一体・(C系・E系) ・吐出ガス対策型(第3次基準値) ・吹付範囲半径7m級 ・吐出量0~22m ³ /h級 | 機-25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ホイルローダ | トンネル専用機 オイルダンプ式・排出ガス対策型(第2次基準値) 山積2.3m級 | 機-24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| バックホウ | トンネル工事用 標準型・排出ガス対策型(第3次基準値) クローラ型・後力超小型回型・山積0.45m ³ (平積0.35m ³) | 機-24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 吹付プラント設備 | (パッチ型・定置式) 25m ³ /h | 機-25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 大型ブレーカ | トンネル工事用 排出ガス対策型(第3次基準値) 油圧式1,300kg級 (ベースマシン含む) | 機-12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ダンプトラック | トンネル工事用オンロード型 10t 積 | 機-32 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| コンクリートポンプ車 | 配管式圧送能力55m ³ /h | 機-24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 集塵機 | 定格風量○○○m ³ /min級 | 機-14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.11. 施工時換気 ：集塵機の 集塵効率 | (記載無し) | (記載無し) | (記載無し) | <p>■各種基準に記載がない。メーカーへの聞き取り調査より、最小値である以下の値とした。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・フィルター式効率 0.95 ・電気式効率 0.92 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.12. 施工時換気 ：換気・集塵 方式比較 | (記載無し) | (記載無し) | (記載無し) | <p>■換気・集塵方式の選定にあたっては、以下20ケースの比較検討により、経済性より最適案を決定する。その際、送風機及び集塵機の損料に電気料金、吹き付けコンクリートの材料費を考慮する。</p> <p>(1) 送気式・フィルター式集塵</p> <ol style="list-style-type: none"> ①対策無し ②粉塵低減材 ③液体急結剤 ④吸引捕集方式 ⑤希釈封じ込め方式 <p>(2) 送気式・電気式集塵</p> <ol style="list-style-type: none"> ①対策無し ②粉塵低減材 ③液体急結剤 ④吸引捕集方式 ⑤希釈封じ込め方式 <p>(3) 排気式・フィルター式集塵</p> <ol style="list-style-type: none"> ①対策無し ②粉塵低減材 ③液体急結剤 ④吸引捕集方式 ⑤希釈封じ込め方式 <p>(4) 排気式・電気式集塵</p> <ol style="list-style-type: none"> ①対策無し ②粉塵低減材 ③液体急結剤 ④吸引捕集方式 ⑤希釈封じ込め方式 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|--|--|-----------------|---------|---|---|------------------------------------|---------|----------------------------|-----------|------------------------------------|---------------|----------------------------------|--------------|------------------------------------|---------------|---|--------------|------------------------------------|---------------|-----------------------------------|-----|---|---------------|---|-----|--|---------------|------------------------------|-----|--|---------------|------------------------------|----------|------------------------------------|-------------------------------|--|----|---|---------------|------------------------------|---|---|---------------|------------------------------|-------|--------------|--------------|--------------|-----------------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|------|-------|--|-------|--|-------|--------------------------------------|-------|------------------------|-------|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.13. 環境影響 検討管理 目標値 | (記載無し) | (記載無し) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <p>【あんな発破 こんな発破 発破事例集(H14.3/日本火薬工業会)P.7,38】</p> <p>【発破振動の管理目標値】</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">対象</th> <th rowspan="2">周波数</th> <th colspan="3">振動(同波数)</th> </tr> <tr> <th>10Hz未満</th> <th>10~50Hz</th> <th>50Hz以上</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">人 (dB)</td> <td>昼間</td> <td>73 暗振動+30</td> <td>79 暗振動+30</td> <td>85 暗振動+30</td> </tr> <tr> <td>夜間</td> <td>58 暗振動+20</td> <td>64 暗振動+20</td> <td>70 暗振動+20</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">構造物 (cm/s)</td> <td>強度の明確な構造物</td> <td>1.25</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>一般構造物(住宅)</td> <td>0.50</td> <td>1.0</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>重要な構造物</td> <td>0.25</td> <td>0.5</td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table> <p>※人を対象とした振動レベルは昼間のいずれか小さい方の管理値、7時とする。特別回数分析のできない場合は、10Hz未満の値を適用する。</p> <p>【発破騒音・低周波音の管理目標値】</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>対象</th> <th>騒音(dB)</th> <th>低周波音(dB)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>昼間</td> <td>「100」または「暗騒音+30」 のいずれか小さい方</td> <td>130</td> </tr> <tr> <td>夜間</td> <td>「70」または「暗騒音+20」 のいずれか小さい方</td> <td>100</td> </tr> </tbody> </table> <p>【騒音に係る環境基準(由利本荘市)】</p> <p>【施工仮設備騒音の管理目標値】</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>時間の区分</th> <th>朝</th> <th>昼間</th> <th>夕</th> <th>夜間</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>区域の区分</td> <td>午前6時から午前8時まで</td> <td>午前8時から午後6時まで</td> <td>午後6時から午後9時まで</td> <td>午後9時から翌日の午前6時まで</td> </tr> <tr> <td>第1種区域</td> <td>45デシベル</td> <td>50デシベル</td> <td>45デシベル</td> <td>40デシベル</td> </tr> <tr> <td>第2種区域</td> <td>50デシベル</td> <td>55デシベル</td> <td>50デシベル</td> <td>45デシベル</td> </tr> <tr> <td>第3種区域</td> <td>60デシベル</td> <td>65デシベル</td> <td>60デシベル</td> <td>50デシベル</td> </tr> <tr> <td>第4種区域</td> <td>65デシベル</td> <td>70デシベル</td> <td>65デシベル</td> <td>60デシベル</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>指定区域</th> <th>区域の区分</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>都市計画法(昭和43年法律第100号)第8条第1項第1号に掲げる第1種低層住居専用地域及び第2種低層住居専用地域</td> <td>第1種区域</td> </tr> <tr> <td>都市計画法第8条第1項第1号に掲げる第1種中高層住居専用地域、第2種中高層住居専用地域、第1種住居地域、第2種住居地域及び準住居地域</td> <td>第2種区域</td> </tr> <tr> <td>都市計画法第8条第1項第1号に掲げる近隣商業地域、商業地域及び準工業地域</td> <td>第3種区域</td> </tr> <tr> <td>都市計画法第8条第1項第1号に掲げる工業地域</td> <td>第4種区域</td> </tr> </tbody> </table> <p>※当該地は用途地域の指定がないため、付近に幹線道路等がなく閑静な環境にあることを踏まえ、第2種区域相当と判断した。</p> | | 対象 | 周波数 | 振動(同波数) | | | 10Hz未満 | 10~50Hz | 50Hz以上 | 人 (dB) | 昼間 | 73 暗振動+30 | 79 暗振動+30 | 85 暗振動+30 | 夜間 | 58 暗振動+20 | 64 暗振動+20 | 70 暗振動+20 | 構造物 (cm/s) | 強度の明確な構造物 | 1.25 | 2.5 | 5.0 | 一般構造物(住宅) | 0.50 | 1.0 | 2.0 | 重要な構造物 | 0.25 | 0.5 | 1.0 | 対象 | 騒音(dB) | 低周波音(dB) | 昼間 | 「100」または「暗騒音+30」 のいずれか小さい方 | 130 | 夜間 | 「70」または「暗騒音+20」 のいずれか小さい方 | 100 | 時間の区分 | 朝 | 昼間 | 夕 | 夜間 | 区域の区分 | 午前6時から午前8時まで | 午前8時から午後6時まで | 午後6時から午後9時まで | 午後9時から翌日の午前6時まで | 第1種区域 | 45デシベル | 50デシベル | 45デシベル | 40デシベル | 第2種区域 | 50デシベル | 55デシベル | 50デシベル | 45デシベル | 第3種区域 | 60デシベル | 65デシベル | 60デシベル | 50デシベル | 第4種区域 | 65デシベル | 70デシベル | 65デシベル | 60デシベル | 指定区域 | 区域の区分 | 都市計画法(昭和43年法律第100号)第8条第1項第1号に掲げる第1種低層住居専用地域及び第2種低層住居専用地域 | 第1種区域 | 都市計画法第8条第1項第1号に掲げる第1種中高層住居専用地域、第2種中高層住居専用地域、第1種住居地域、第2種住居地域及び準住居地域 | 第2種区域 | 都市計画法第8条第1項第1号に掲げる近隣商業地域、商業地域及び準工業地域 | 第3種区域 | 都市計画法第8条第1項第1号に掲げる工業地域 | 第4種区域 |
| 対象 | 周波数 | 振動(同波数) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 10Hz未満 | 10~50Hz | 50Hz以上 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 人 (dB) | 昼間 | 73 暗振動+30 | 79 暗振動+30 | 85 暗振動+30 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 夜間 | 58 暗振動+20 | 64 暗振動+20 | 70 暗振動+20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 構造物 (cm/s) | 強度の明確な構造物 | 1.25 | 2.5 | 5.0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 一般構造物(住宅) | 0.50 | 1.0 | 2.0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 重要な構造物 | 0.25 | 0.5 | 1.0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 対象 | 騒音(dB) | 低周波音(dB) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 昼間 | 「100」または「暗騒音+30」 のいずれか小さい方 | 130 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 夜間 | 「70」または「暗騒音+20」 のいずれか小さい方 | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 時間の区分 | 朝 | 昼間 | 夕 | 夜間 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 区域の区分 | 午前6時から午前8時まで | 午前8時から午後6時まで | 午後6時から午後9時まで | 午後9時から翌日の午前6時まで | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第1種区域 | 45デシベル | 50デシベル | 45デシベル | 40デシベル | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第2種区域 | 50デシベル | 55デシベル | 50デシベル | 45デシベル | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第3種区域 | 60デシベル | 65デシベル | 60デシベル | 50デシベル | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 第4種区域 | 65デシベル | 70デシベル | 65デシベル | 60デシベル | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 指定区域 | 区域の区分 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 都市計画法(昭和43年法律第100号)第8条第1項第1号に掲げる第1種低層住居専用地域及び第2種低層住居専用地域 | 第1種区域 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 都市計画法第8条第1項第1号に掲げる第1種中高層住居専用地域、第2種中高層住居専用地域、第1種住居地域、第2種住居地域及び準住居地域 | 第2種区域 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 都市計画法第8条第1項第1号に掲げる近隣商業地域、商業地域及び準工業地域 | 第3種区域 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 都市計画法第8条第1項第1号に掲げる工業地域 | 第4種区域 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.14. 振動検討 : 振動推定式 | (記載無し) | (記載無し) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <p>【トンネル爆破技術指針(S57.2/日本トンネル技術協会)】</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>振動の発生源</th> <th>算定式</th> <th>適用条件</th> <th>備</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>伊</td> <td>$V = C \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$</td> <td></td> <td>K = 200~3000 標準式(1) 標準式(2)</td> </tr> <tr> <td>ロ</td> <td>$V = K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$</td> <td>1.0 < D < 1.4</td> <td>K = 100~3000 心部非連続部 心部連続部 心部非連続部</td> </tr> <tr> <td>ハ</td> <td>$V = K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$</td> <td>1.0 < D < 1.4</td> <td>K = 240~3000 心部連続部 心部非連続部 心部連続部 心部非連続部 心部連続部 心部非連続部</td> </tr> <tr> <td>ニ</td> <td>$V = C \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$</td> <td>1.0 < D < 1.4</td> <td>K = 400~3000 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部</td> </tr> <tr> <td>ホ</td> <td>$V = A \cdot \left(\frac{W}{D^3}\right)^{-1.5}$</td> <td>1.5 < D < 1.9</td> <td>K = 20~1000 標準式(1) 標準式(2) 標準式(3) 標準式(4) 標準式(5) 標準式(6) 標準式(7) 標準式(8) 標準式(9) 標準式(10) 標準式(11) 標準式(12) 標準式(13) 標準式(14) 標準式(15) 標準式(16) 標準式(17) 標準式(18) 標準式(19) 標準式(20) 標準式(21) 標準式(22) 標準式(23) 標準式(24) 標準式(25) 標準式(26) 標準式(27) 標準式(28) 標準式(29) 標準式(30) 標準式(31) 標準式(32) 標準式(33) 標準式(34) 標準式(35) 標準式(36) 標準式(37) 標準式(38) 標準式(39) 標準式(40) 標準式(41) 標準式(42) 標準式(43) 標準式(44) 標準式(45) 標準式(46) 標準式(47) 標準式(48) 標準式(49) 標準式(50) 標準式(51) 標準式(52) 標準式(53) 標準式(54) 標準式(55) 標準式(56) 標準式(57) 標準式(58) 標準式(59) 標準式(60) 標準式(61) 標準式(62) 標準式(63) 標準式(64) 標準式(65) 標準式(66) 標準式(67) 標準式(68) 標準式(69) 標準式(70) 標準式(71) 標準式(72) 標準式(73) 標準式(74) 標準式(75) 標準式(76) 標準式(77) 標準式(78) 標準式(79) 標準式(80) 標準式(81) 標準式(82) 標準式(83) 標準式(84) 標準式(85) 標準式(86) 標準式(87) 標準式(88) 標準式(89) 標準式(90) 標準式(91) 標準式(92) 標準式(93) 標準式(94) 標準式(95) 標準式(96) 標準式(97) 標準式(98) 標準式(99) 標準式(100)</td> </tr> <tr> <td>ヘ</td> <td>$A = 400 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$</td> <td>1.5 < D < 1.9</td> <td>K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部</td> </tr> <tr> <td>ヘ</td> <td>$A = 0.2 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$</td> <td>1.5 < D < 1.9</td> <td>K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部</td> </tr> <tr> <td>ヘ</td> <td>$A = K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$</td> <td></td> <td>K = 100~3000 標準式(1) 標準式(2) 標準式(3) 標準式(4) 標準式(5) 標準式(6) 標準式(7) 標準式(8) 標準式(9) 標準式(10) 標準式(11) 標準式(12) 標準式(13) 標準式(14) 標準式(15) 標準式(16) 標準式(17) 標準式(18) 標準式(19) 標準式(20) 標準式(21) 標準式(22) 標準式(23) 標準式(24) 標準式(25) 標準式(26) 標準式(27) 標準式(28) 標準式(29) 標準式(30) 標準式(31) 標準式(32) 標準式(33) 標準式(34) 標準式(35) 標準式(36) 標準式(37) 標準式(38) 標準式(39) 標準式(40) 標準式(41) 標準式(42) 標準式(43) 標準式(44) 標準式(45) 標準式(46) 標準式(47) 標準式(48) 標準式(49) 標準式(50) 標準式(51) 標準式(52) 標準式(53) 標準式(54) 標準式(55) 標準式(56) 標準式(57) 標準式(58) 標準式(59) 標準式(60) 標準式(61) 標準式(62) 標準式(63) 標準式(64) 標準式(65) 標準式(66) 標準式(67) 標準式(68) 標準式(69) 標準式(70) 標準式(71) 標準式(72) 標準式(73) 標準式(74) 標準式(75) 標準式(76) 標準式(77) 標準式(78) 標準式(79) 標準式(80) 標準式(81) 標準式(82) 標準式(83) 標準式(84) 標準式(85) 標準式(86) 標準式(87) 標準式(88) 標準式(89) 標準式(90) 標準式(91) 標準式(92) 標準式(93) 標準式(94) 標準式(95) 標準式(96) 標準式(97) 標準式(98) 標準式(99) 標準式(100)</td> </tr> <tr> <td>ヘ</td> <td>$A = 30 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$</td> <td>1.5 < D < 1.9</td> <td>K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部</td> </tr> <tr> <td>ヘ</td> <td>$A = 30 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$</td> <td>1.5 < D < 1.9</td> <td>K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部</td> </tr> </tbody> </table> <p>※ 1) 各種算定式は単位を統一して用いる。 2) 算定式の単位 V: 振動速度 (cm/sec) W: 発破重量 (kg) A: 最大振動 (cm) D: 標準式(1)の距離 (m) K: 係数</p> | | 振動の発生源 | 算定式 | 適用条件 | 備 | 伊 | $V = C \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | | K = 200~3000 標準式(1) 標準式(2) | ロ | $V = K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.0 < D < 1.4 | K = 100~3000 心部非連続部 心部連続部 心部非連続部 | ハ | $V = K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.0 < D < 1.4 | K = 240~3000 心部連続部 心部非連続部 心部連続部 心部非連続部 心部連続部 心部非連続部 | ニ | $V = C \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.0 < D < 1.4 | K = 400~3000 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部 | ホ | $V = A \cdot \left(\frac{W}{D^3}\right)^{-1.5}$ | 1.5 < D < 1.9 | K = 20~1000 標準式(1) 標準式(2) 標準式(3) 標準式(4) 標準式(5) 標準式(6) 標準式(7) 標準式(8) 標準式(9) 標準式(10) 標準式(11) 標準式(12) 標準式(13) 標準式(14) 標準式(15) 標準式(16) 標準式(17) 標準式(18) 標準式(19) 標準式(20) 標準式(21) 標準式(22) 標準式(23) 標準式(24) 標準式(25) 標準式(26) 標準式(27) 標準式(28) 標準式(29) 標準式(30) 標準式(31) 標準式(32) 標準式(33) 標準式(34) 標準式(35) 標準式(36) 標準式(37) 標準式(38) 標準式(39) 標準式(40) 標準式(41) 標準式(42) 標準式(43) 標準式(44) 標準式(45) 標準式(46) 標準式(47) 標準式(48) 標準式(49) 標準式(50) 標準式(51) 標準式(52) 標準式(53) 標準式(54) 標準式(55) 標準式(56) 標準式(57) 標準式(58) 標準式(59) 標準式(60) 標準式(61) 標準式(62) 標準式(63) 標準式(64) 標準式(65) 標準式(66) 標準式(67) 標準式(68) 標準式(69) 標準式(70) 標準式(71) 標準式(72) 標準式(73) 標準式(74) 標準式(75) 標準式(76) 標準式(77) 標準式(78) 標準式(79) 標準式(80) 標準式(81) 標準式(82) 標準式(83) 標準式(84) 標準式(85) 標準式(86) 標準式(87) 標準式(88) 標準式(89) 標準式(90) 標準式(91) 標準式(92) 標準式(93) 標準式(94) 標準式(95) 標準式(96) 標準式(97) 標準式(98) 標準式(99) 標準式(100) | ヘ | $A = 400 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.5 < D < 1.9 | K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部 | ヘ | $A = 0.2 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.5 < D < 1.9 | K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部 | ヘ | $A = K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | | K = 100~3000 標準式(1) 標準式(2) 標準式(3) 標準式(4) 標準式(5) 標準式(6) 標準式(7) 標準式(8) 標準式(9) 標準式(10) 標準式(11) 標準式(12) 標準式(13) 標準式(14) 標準式(15) 標準式(16) 標準式(17) 標準式(18) 標準式(19) 標準式(20) 標準式(21) 標準式(22) 標準式(23) 標準式(24) 標準式(25) 標準式(26) 標準式(27) 標準式(28) 標準式(29) 標準式(30) 標準式(31) 標準式(32) 標準式(33) 標準式(34) 標準式(35) 標準式(36) 標準式(37) 標準式(38) 標準式(39) 標準式(40) 標準式(41) 標準式(42) 標準式(43) 標準式(44) 標準式(45) 標準式(46) 標準式(47) 標準式(48) 標準式(49) 標準式(50) 標準式(51) 標準式(52) 標準式(53) 標準式(54) 標準式(55) 標準式(56) 標準式(57) 標準式(58) 標準式(59) 標準式(60) 標準式(61) 標準式(62) 標準式(63) 標準式(64) 標準式(65) 標準式(66) 標準式(67) 標準式(68) 標準式(69) 標準式(70) 標準式(71) 標準式(72) 標準式(73) 標準式(74) 標準式(75) 標準式(76) 標準式(77) 標準式(78) 標準式(79) 標準式(80) 標準式(81) 標準式(82) 標準式(83) 標準式(84) 標準式(85) 標準式(86) 標準式(87) 標準式(88) 標準式(89) 標準式(90) 標準式(91) 標準式(92) 標準式(93) 標準式(94) 標準式(95) 標準式(96) 標準式(97) 標準式(98) 標準式(99) 標準式(100) | ヘ | $A = 30 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.5 < D < 1.9 | K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部 | ヘ | $A = 30 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.5 < D < 1.9 | K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 振動の発生源 | 算定式 | 適用条件 | 備 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 伊 | $V = C \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | | K = 200~3000 標準式(1) 標準式(2) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ロ | $V = K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.0 < D < 1.4 | K = 100~3000 心部非連続部 心部連続部 心部非連続部 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ハ | $V = K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.0 < D < 1.4 | K = 240~3000 心部連続部 心部非連続部 心部連続部 心部非連続部 心部連続部 心部非連続部 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ニ | $V = C \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.0 < D < 1.4 | K = 400~3000 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ホ | $V = A \cdot \left(\frac{W}{D^3}\right)^{-1.5}$ | 1.5 < D < 1.9 | K = 20~1000 標準式(1) 標準式(2) 標準式(3) 標準式(4) 標準式(5) 標準式(6) 標準式(7) 標準式(8) 標準式(9) 標準式(10) 標準式(11) 標準式(12) 標準式(13) 標準式(14) 標準式(15) 標準式(16) 標準式(17) 標準式(18) 標準式(19) 標準式(20) 標準式(21) 標準式(22) 標準式(23) 標準式(24) 標準式(25) 標準式(26) 標準式(27) 標準式(28) 標準式(29) 標準式(30) 標準式(31) 標準式(32) 標準式(33) 標準式(34) 標準式(35) 標準式(36) 標準式(37) 標準式(38) 標準式(39) 標準式(40) 標準式(41) 標準式(42) 標準式(43) 標準式(44) 標準式(45) 標準式(46) 標準式(47) 標準式(48) 標準式(49) 標準式(50) 標準式(51) 標準式(52) 標準式(53) 標準式(54) 標準式(55) 標準式(56) 標準式(57) 標準式(58) 標準式(59) 標準式(60) 標準式(61) 標準式(62) 標準式(63) 標準式(64) 標準式(65) 標準式(66) 標準式(67) 標準式(68) 標準式(69) 標準式(70) 標準式(71) 標準式(72) 標準式(73) 標準式(74) 標準式(75) 標準式(76) 標準式(77) 標準式(78) 標準式(79) 標準式(80) 標準式(81) 標準式(82) 標準式(83) 標準式(84) 標準式(85) 標準式(86) 標準式(87) 標準式(88) 標準式(89) 標準式(90) 標準式(91) 標準式(92) 標準式(93) 標準式(94) 標準式(95) 標準式(96) 標準式(97) 標準式(98) 標準式(99) 標準式(100) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ヘ | $A = 400 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.5 < D < 1.9 | K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ヘ | $A = 0.2 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.5 < D < 1.9 | K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ヘ | $A = K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | | K = 100~3000 標準式(1) 標準式(2) 標準式(3) 標準式(4) 標準式(5) 標準式(6) 標準式(7) 標準式(8) 標準式(9) 標準式(10) 標準式(11) 標準式(12) 標準式(13) 標準式(14) 標準式(15) 標準式(16) 標準式(17) 標準式(18) 標準式(19) 標準式(20) 標準式(21) 標準式(22) 標準式(23) 標準式(24) 標準式(25) 標準式(26) 標準式(27) 標準式(28) 標準式(29) 標準式(30) 標準式(31) 標準式(32) 標準式(33) 標準式(34) 標準式(35) 標準式(36) 標準式(37) 標準式(38) 標準式(39) 標準式(40) 標準式(41) 標準式(42) 標準式(43) 標準式(44) 標準式(45) 標準式(46) 標準式(47) 標準式(48) 標準式(49) 標準式(50) 標準式(51) 標準式(52) 標準式(53) 標準式(54) 標準式(55) 標準式(56) 標準式(57) 標準式(58) 標準式(59) 標準式(60) 標準式(61) 標準式(62) 標準式(63) 標準式(64) 標準式(65) 標準式(66) 標準式(67) 標準式(68) 標準式(69) 標準式(70) 標準式(71) 標準式(72) 標準式(73) 標準式(74) 標準式(75) 標準式(76) 標準式(77) 標準式(78) 標準式(79) 標準式(80) 標準式(81) 標準式(82) 標準式(83) 標準式(84) 標準式(85) 標準式(86) 標準式(87) 標準式(88) 標準式(89) 標準式(90) 標準式(91) 標準式(92) 標準式(93) 標準式(94) 標準式(95) 標準式(96) 標準式(97) 標準式(98) 標準式(99) 標準式(100) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ヘ | $A = 30 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.5 < D < 1.9 | K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ヘ | $A = 30 \cdot K \cdot W^{1/3} \cdot D^{-2}$ | 1.5 < D < 1.9 | K = 1.0 近接距離心部連続部 近接距離心部非連続部 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | |
|---|---|
| ■ 付近に支障物がある場合は、[発破事例集]、[由利本荘市環境基準]に準拠し、管理目標値は以下のとおり。 | |
| ① 発破振動 | <ul style="list-style-type: none"> 昼間: 79dB 夜間: 64dB |
| ② 発破騒音 | <ul style="list-style-type: none"> 昼間: 100dB 夜間: 70dB |
| ③ 低周波音 | <ul style="list-style-type: none"> 昼間: 130dB 夜間: 100dB |
| ④ 施工仮設備騒音(第2種地域相当と仮定) | <ul style="list-style-type: none"> 昼間: 55dB 夜間: 45dB |
| ※ただし、トンネル施工時には、近傍の民家は移転するため、騒音振動による影響が生じることはないと考えられる。 | |
| | |
| ■ 付近に支障物がある場合は、[技術指針]に記載の振動推定式を用いて、以下のとおり検討する。 | |
| ① 振動推定式 | <ul style="list-style-type: none"> 日本化業の式を用いる |
| ② K値 | <ul style="list-style-type: none"> 平均値を使用する 芯抜き 450~900 (平均 675) 払い 200~500 (平均 350) 踏まえ 300~700 (平均 500) |
| ③ 齊発薬量 | <ul style="list-style-type: none"> 積算基準より算出する |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|--|--|--------------|------------------------------|------|--------|-----|------|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|--------|--------|-----|------|------|-----------|-------|------|-------|------|--|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14. 用地幅杭 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14.1. 土工区間 | <p>(記載無し)</p> <p>【設計施工マニュアル(案)道路編(H15.4/東北地方整備局)P.2-2-22~25】</p> <p>※トンネル坑口付近に係るもののみ抜粋。</p> <p>【標準的設置余裕幅：山地部】</p> <ul style="list-style-type: none"> 掘削部の場合は、施工及び将来の維持管理を考慮して表2-7を標準とするが、法肩に構造物を設けるなど特殊条件のある場合は、別に定めることができる。 盛土の場合は、法尻の排水側溝端部から0.5mを標準とするが、盛土高の大きい場合、または原地盤が急傾斜の場合は施工及び将来の維持管理を考慮して表2-8を標準とする。 <p>表 2-7 標準用地余裕幅(掘削)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">掘削高(m)</th> <th colspan="2">設置幅(m)</th> </tr> <tr> <th>地形急峻</th> <th>地形なだらか</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0~3</td> <td>1.00</td> <td>0.70</td> </tr> <tr> <td>3~7</td> <td>2.00</td> <td>0.70</td> </tr> <tr> <td>7~14</td> <td>3.00</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>14以上</td> <td>4.00</td> <td>1.50</td> </tr> </tbody> </table>  <p>図2-18</p> <p>表 2-8 標準用地余裕幅(盛土)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>盛土高(m)</th> <th>設置幅(m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0~5</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>5~10</td> <td>0.50~1.00</td> </tr> <tr> <td>10~15</td> <td>3.00</td> </tr> <tr> <td>15~20</td> <td>4.00</td> </tr> </tbody> </table>  <p>図 2-19</p> <p>(設計施工マニュアルに記載の内容で問題なし)</p> | 掘削高(m) | 設置幅(m) | | 地形急峻 | 地形なだらか | 0~3 | 1.00 | 0.70 | 3~7 | 2.00 | 0.70 | 7~14 | 3.00 | 1.00 | 14以上 | 4.00 | 1.50 | 盛土高(m) | 設置幅(m) | 0~5 | 0.50 | 5~10 | 0.50~1.00 | 10~15 | 3.00 | 15~20 | 4.00 | <p>■過年度(次頁)に用地幅杭は設定済みである。追加で用地幅杭を設定する必要がある場合は、[設計施工マニュアル]に準拠し、以下のとおり設定する。</p> <p>①掘削部</p> <ul style="list-style-type: none"> 掘削高さに応じて設定(左記表2-7) <p>②盛土部</p> <ul style="list-style-type: none"> 盛土高さに応じて設定(左記表2-8) <p>③擁壁部</p> <ul style="list-style-type: none"> 基礎外面直上から0.5m |
| 掘削高(m) | 設置幅(m) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 地形急峻 | 地形なだらか | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0~3 | 1.00 | 0.70 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3~7 | 2.00 | 0.70 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7~14 | 3.00 | 1.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14以上 | 4.00 | 1.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 盛土高(m) | 設置幅(m) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0~5 | 0.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5~10 | 0.50~1.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10~15 | 3.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 15~20 | 4.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <p>【標準的設置余裕幅：擁壁等の構造物箇所】</p> <ul style="list-style-type: none"> 腰石積など簡易な構造物の場合は基礎外面直上に用地杭を設置するものとし、その他重要構造物の場合は、基礎外面直上から0.5mの位置に設置するのを標準とする。  <p>図2-21 構造物箇所の用地幅杭の設置(例)</p> <p>【その他留意事項】</p> <ul style="list-style-type: none"> 床掘り線が用地境界杭設置幅より民地側に出る場合、床掘りに要する敷幅は買収によらず借地等で補償するのを原則とするが、宅地の場合、家屋移転等の問題が生ずる場合は、床掘り方式あるいは構造物そのものについても検討を行い、不経済とならないように比較するものとする。 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 各種基準書等の内容 | | | 鳥海ダム建設事業 付替市道百宅線 トンネル設計基準 |
|---|--|--|--------------|---|
| | 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (平成15年11月/日本道路協会) | 東北地方整備局管内における設計事例 または、どうこう(東北地方整備局 道路工事課) | その他の基準、参考文献等 | |
| 14.2. トンネル 区間 | — (記載無し) | ※どうこうには記載無し。 | | <p>■ 過年度に用地幅杭は設定済みである。追加で用地幅杭を設定する必要がある場合は、[技術基準]には記載が無いため、[過年度幅杭設計]を参考にし、以下のとおり設定する。</p> <p>■ 幅杭設定は「平成29年度鳥海ダム付替道路百宅線用地幅杭計画補足作業」と同様に下記の手法で設定する。但し、当業務では、路肩幅を0.5mとしたトンネル断面を用いているため、今回は路肩幅を0.75mとしたトンネル断面で設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 起点側用地幅杭は、令和3年6月9日に発注者より提示を受けた資料を基本に、今年度業務で決定した坑口位置により再設定する。 ・ 但し、2号トンネル終点側(～3号トンネル起点側)の用地幅杭が設置されていないため、当該業務で設定する。 <p>① トンネル横断方向</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ トンネル足付け位置より45° + φ/2で立上げ、土被り1.0Dとの交点位置を最大幅とする <p>② トンネル縦断方向</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ トンネル中心位置で、土被り1.0D位置を境界とする |
| <p>[参考：H29年度 鳥海ダム付替道路百宅線用地幅杭計画補足作業]を一部修正</p> <p>① トンネル横断方向</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ トンネル足付け位置より45° + φ/2で立上げ、土被り1.0Dとの交点位置を最大幅としている。  <p>② トンネル縦断方向</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ トンネル中心位置で、土被り1.0D位置を境界としている。  | | | | |

1.3 過年度業務成果の整理

表 1.3.1 過年度成果一覧表

| 番号 | 調査・設計名 | 実施年月 | 実施業者 | 資料 | 調査・設計項目 |
|----|--|----------------------|----------------------------------|-----------------|--|
| 1 | 平成 28 年度 鳥海ダム百宅線他道路予備設計業務 | H28.9 ～ H29.2 | オリエンタルコン サルタンツ・エイ テック設計共同体 | 電子 データ 一式 | <ul style="list-style-type: none"> ・路線測量 (L=6.99km) ・UAV 測量 (0.18km²) ・道路予備設計(A) L=0.67km (法体線②、付替林道大膳ヶ沢線、ダム施設管理用道路) ・道路予備設計(B) L=4.73km (百宅線、川熊上百宅線、法体線①、法体線②、付替林道大膳ヶ沢線、ダム施設管理用道路) ・3D 道路設計 L=0.67km (法体線②、付替林道大膳ヶ沢線、ダム施設管理用道路) |
| 2 | 令和元年度 鳥海ダム付替道路百宅線詳細設計業務 | R1.7 ～ R2.3 | セントラル コンサルタント㈱ | 電子 データ 一式 | <ul style="list-style-type: none"> ・道路予備検討(橋梁区間線形改良検討) L=0.93km (NO.58+7.867～NO.78+16.642、NO.229+6.812～NO.255+8.404) ・道路詳細設計(A) L=3.01km (鳥海ダム付替道路百宅線) ・道路詳細設計(B) L=2.69km (工事用道路5箇所) ・一般構造物詳細設計(補強土[テールアルメ、多数アンカー式擁壁] 4箇所) |
| 3 | 令和2年度 鳥海ダム付替道路下向線他詳細設計業務 | R2.8 ～ R3.2.26 | ㈱ウスマ地域総研 | 電子 データ 一式 | <ul style="list-style-type: none"> ・基準点測量 (4級基準点測量:16点) ・UAV 測量 ・道路予備設計(A) L=0.30km ・道路詳細設計(A) L=2.05km ・道路詳細設計(B) L=0.90km ・P1 橋脚工事用道路修正設計 ・百宅線仮設道路検討 ・4号橋周辺市道う回路修正設計 ・A2 橋台工事用道路検討 |
| 4 | 平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査 業務 | H28.9 ～ H29.2 | 東邦技術㈱ | 電子 データ 一式 | <ul style="list-style-type: none"> ・機械ボーリング 15本 (1号トンネル両坑口、2号トンネル両坑口、3号トンネル両坑口、4号トンネル終点側坑口 鉛直・水平ボーリング各1孔、 5号橋 A1 橋台 鉛直ボーリング1孔) ・弾性波探査 L=0.39km (1号トンネル、2号トンネル、3号トンネル) |
| 5 | 平成 29 年度 鳥海ダム付替道路幅杭設置測量 (秋田県由利本荘市鳥海町百宅 地内) | H29.6 ～ H29.9 | 創和技術㈱ | 電子 データ 一式 | <ul style="list-style-type: none"> ・用地幅杭設置測量 L=7.0km |
| 6 | 平成 30 年度 鳥海ダム付替道路路線測量業務 | H30.6 ～ H30.12 | ㈱ウスマ地域総研 | 電子 データ 一式 | <ul style="list-style-type: none"> ・現地測量 0.026km² ・路線測量 0.59km (百宅線、手代線、倉ノ下線、下向線、法体線) |
| 7 | 平成 29 年度 鳥海ダム事業計画検討業務 | H29.7 ～ H30.3 | ㈱建設技術研究所 | 電子 データ 一式 | <ul style="list-style-type: none"> ・現体設計 ・全体事業工程検討 |
| 8 | 平成 30 年度 鳥海ダム事業計画検討業務 | H30.8 ～ H31.2 | ㈱ドーコン | 電子 データ 一式 | <ul style="list-style-type: none"> ・ダム本体施工計画 ・施工設備概略設計 |
| 9 | 平成 29 年度 鳥海ダム付替道路百宅線用地幅杭計画 補足作業 | H29.7 ～ H29.8 | ㈱オリエンタルコ ンサルタンツ | 電子 データ 一式 | <ul style="list-style-type: none"> ・幅杭計画 (百宅線、川熊上百宅線、法体線①、法体線②、付替林道大膳ヶ沢線、ダム施設管理用道路) |

※各業務、工事においては、次のとおり着色 (道路設計関連: 、地質関連: 、測量関連: 、計画検討関連: 、その他調査等:)

§ 2. 地形・地質概要

2.1 地形概要

地形概要については、「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務」（東邦技術㈱）報告書に基づき、記載する。

当該地域は、山形県と秋田県の県境付近にそびえる鳥海山（標高 2,236m）の北東部の山麓部で、鳥海山に源を発し、日本海に注ぐ一級河川の子吉川上流部右岸に位置する。

2 号トンネルは百宅川右岸側山地の山腹斜面を横断して計画されており、百宅川方向に開いた半円状の尾根地形の南側斜面となっている。尾根部の南側は数条のほぼ南北方向の支沢が発達するが、巨視的には尾根の直下から急傾斜をなし、斜面の中間部には 30° ～ 60° の急崖が発達している。

この急崖は基盤の地質を反映したものであり、主として安山岩質火砕岩の分布と一致する。この急崖の直下は下方の山裾に向かって緩傾斜となり、崖錐地形が発達している。尾根が部から南に向かって発達する支沢の沢頭付近には旧崩壊地形が発達する。急崖地下方の一部には小扇状地地形が発達し、支流上部及び急崖直下から発生した土石流によって形成されたものと推定される。また急崖地には南北方向の沢地形のほかに岩盤の割れ目が開いた溝地形が認められる。



写真 2.1.1 2号トンネル計画箇所 斜め上上空より見る

〔平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務〕（東邦技術㈱）報告書より引用〕

2号トンネル起点側坑口付近は急崖直下部付近を通過する。計画線上付近は、半円状の尾根から左側が急傾斜をなし、斜面末端部ほど緩傾斜をなす。

終点側坑口付近についても急傾斜で一部急崖をなし、岩盤が露出している。尾根の直下付近に崩壊地が点在する。

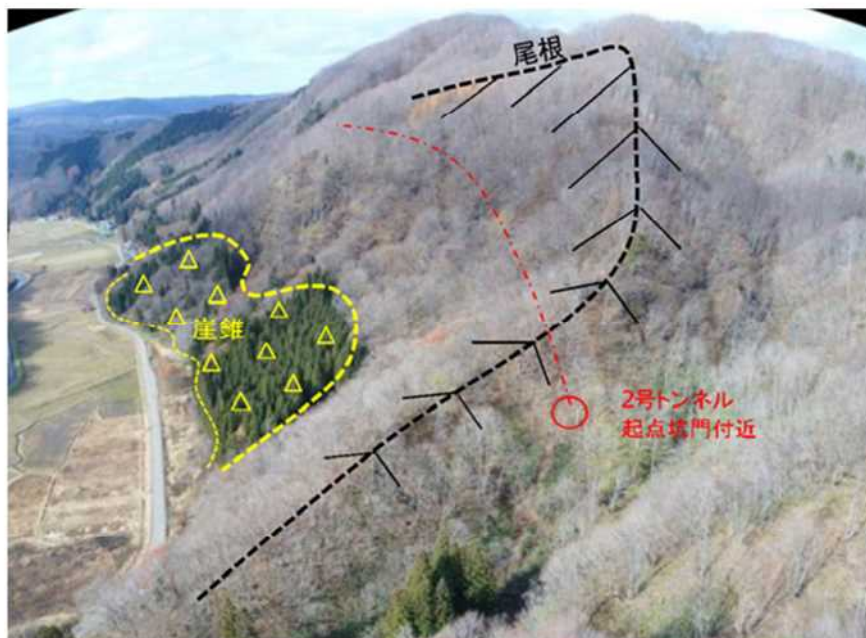


写真 2.1.2 2号トンネル起点側上空より見る

〔平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務〕(東邦技術株)報告書より引用



写真 2.1.3 2号トンネル終点側上空より見る

〔平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務〕(東邦技術株)報告書より引用

2.2 地質概要

地質概要については、「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務」（東邦技術(株) 報告書に基づき、記載する。

調査地付近の地質総括図と地質平面図を図 2.2.1, 図 2.2.2 に示す。

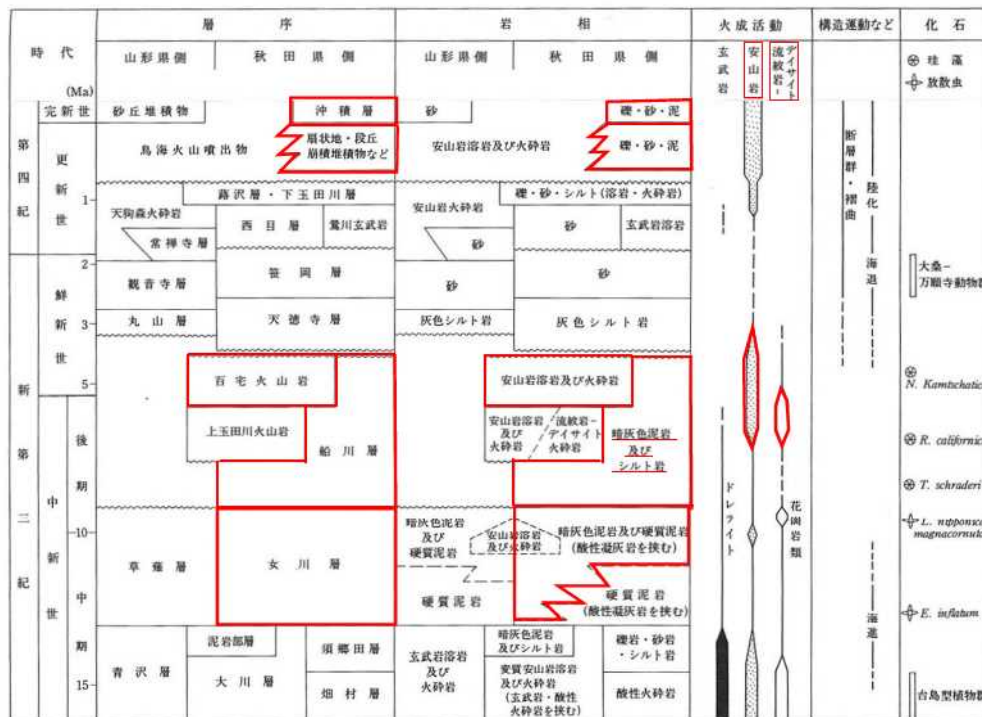


図 2.2.1 地質総括図

〔出典：鳥海及び深浦地域の地質（地質調査所）〕

当該地域付近の地質は、船川層の暗灰色泥岩及び泥岩・砂岩の互層 (S-M)、砂岩 (Ss)、礫岩 (Cg) などの堆積岩の上に百宅火山岩類が重なる地質構造となる。百宅火山岩類は、安山岩質火砕岩 (An1)、凝灰角礫岩 (Tb1、Tb2)、火山礫凝灰岩 (Lpt) を主体とするが、凝灰質礫岩・砂岩および砂岩・泥岩の互層を伴っている。

船川層は暗灰色塊状の泥岩、灰色シルト岩を主体として、わずかに酸性凝灰岩および凝灰質砂岩を挟在しているが、層理に乏しい軟岩で、調査地の東側に分布する。

百宅火山岩は、安山岩質の火山角礫岩および溶岩を主体とする部層と火山礫凝灰岩を主体とする部層に分けられるが、両者の境界は明瞭ではない。調査地付近ではダムサイト周辺と今回調査のトンネル区間付近に分布する。

女川層は暗灰色の硬質泥岩および泥岩を主体として酸性の凝灰岩を伴っている。女川層の上部層はしばしば酸性凝灰岩の薄層をはさみ、硬質泥岩と泥岩の硬軟互層をなし、船川層の泥岩・シルト岩に移化する。

船川層と百宅火山岩は、2号トンネル付近一帯に分布する。

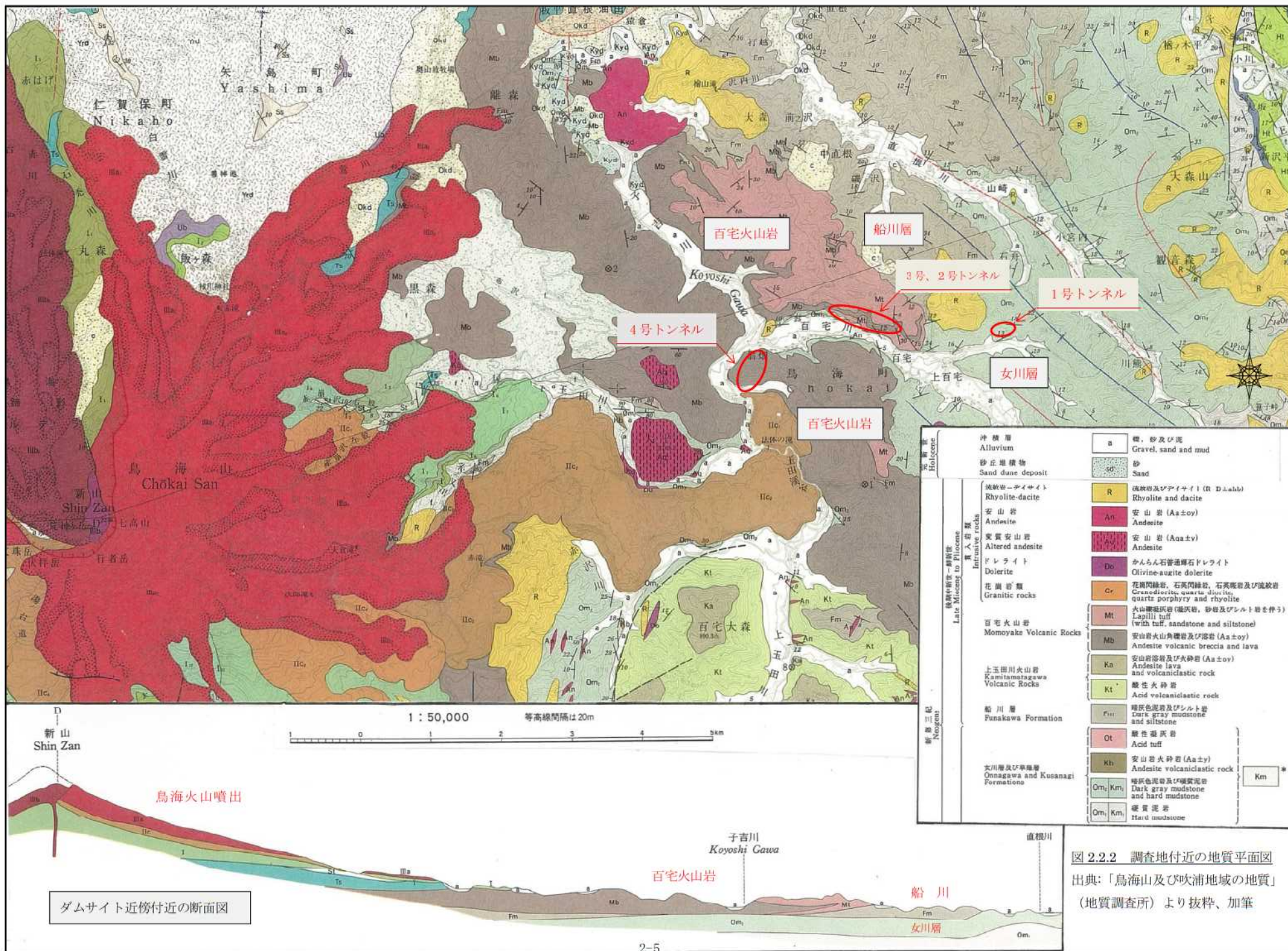


図 2.2.2 調査地付近の地質平面図
出典:「鳥海山及び吹浦地域の地質」
(地質調査所)より抜粋、加筆

「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務（東邦技術㈱）」において、弾性波探査結果より 2 号トンネル起点側坑奥部に断層破碎帯（低速度帯）が推定されていた。これを確認するために「令和 2 年度 鳥海ダム右岸管理用通路地質調査業務（復建技術コンサルタント㈱）」にて追加の水平ボーリングを実施している。

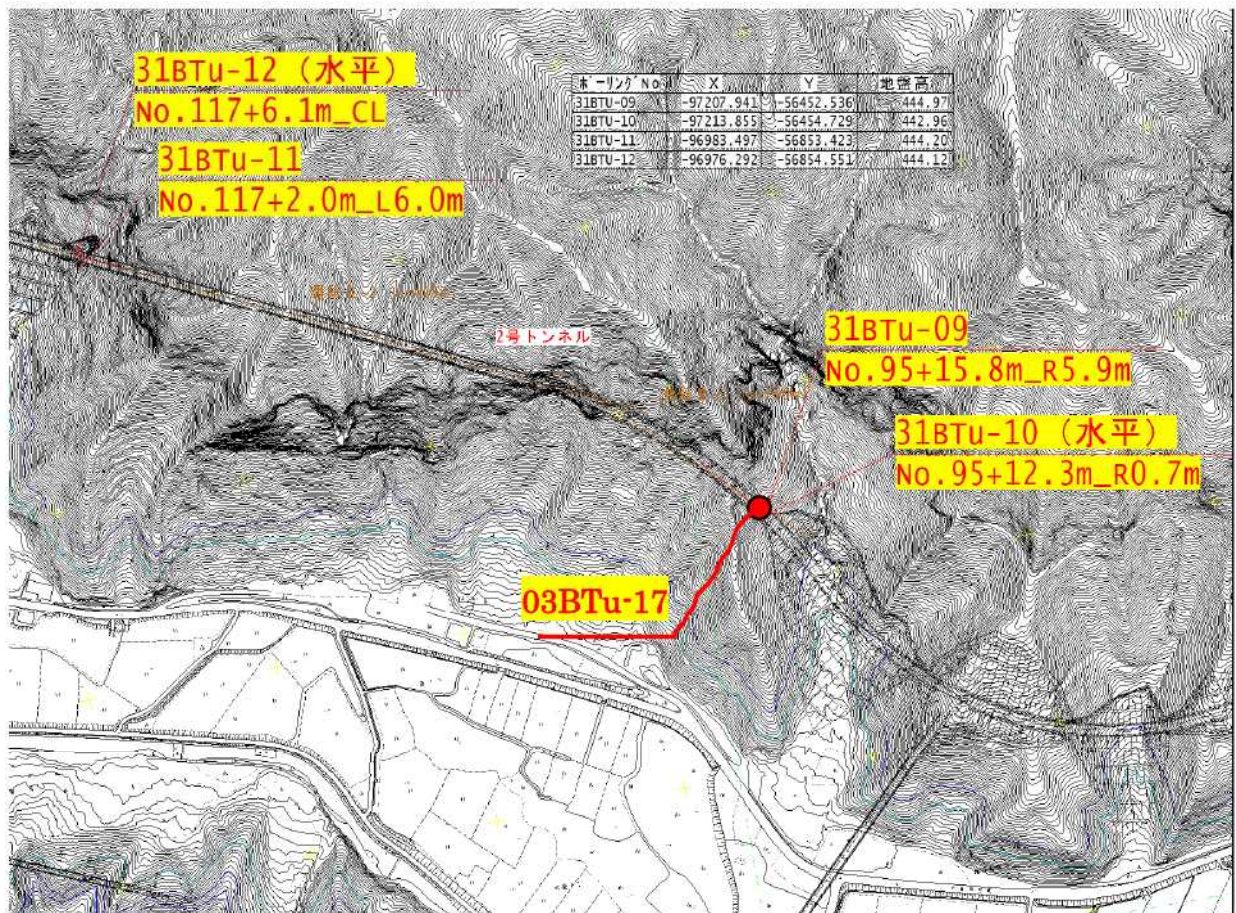
追加ボーリングの結果、断層破碎帯（低速度帯）は確認できず、岩種の違い（Lpt 層の分布が想定と異なった）に起因する弾性波速度の落ち込みであることが確認された。

また、起点側坑口の後方に露岩や小崩壊跡が確認されている。

以降に「令和 2 年度 鳥海ダム右岸管理用通路地質調査業務（復建技術コンサルタント㈱）」の資料を抜粋する。

6-2 追加調査結果

調査孔位置は、起点側坑口でトンネル天端部付近を目標に水平ボーリングを実施した。



坑口位置

| | | |
|----|---|--------------|
| 測点 | | No95+16、R1.5 |
| 標高 | | 445.02m |
| 座標 | X | -97210.397 |
| | Y | -56456.279 |



①砂岩&②砂岩/軽石 既往 BOR と性状、層厚ともに概ね一致

③火山礫凝灰岩 砂岩に互層している凝灰岩層で含有礫径はさほど大きくなく、軽石を多く含む。ハンマー打で容易に割れる程度の固さ。

④砂岩 亀裂が多いが、密着しており、掘削水も漏水しない。

⑤火山礫凝灰岩 砂岩と互層し凝灰岩部土砂状となる。火山礫凝灰岩は層理に沿わない。

⑥互層 砂岩と凝灰岩が概ね水平に互層しており、コアの半分で岩相が異なる。層理面で弱層となっていない。

⑦砂岩 塊状の砂岩で長棒状に採取される。

⑧火山礫凝灰岩 マトリックスが風化し、含有礫が局所的に浮き出ている。

⑨砂岩 狭在する砂岩で、層理 50° で見られ、これまでの水平傾向とは異なる。

⑩火山礫凝灰岩 礫種は安山岩、砂岩、溶岩等様々を含み、礫径 3~4 cm 程度で、30 cm クラスも含む。マトリックスは風化傾向で、コア瘦せている。亀裂部は礫状で、ハンマー打で容易につぶせる。漏水箇所や弱層もなく、一様な性状を呈す。

6-3 地質断面図

既往地質断面を今回のボーリング結果により修正した。



【既往調査結果】

弾性波探査により速度の落込み(低速度帯)がトンネル坑口から約 35m~75m 程度の幅で確認された。この区間は、断層破砕帯の存在する可能性が考えられる。

【水平ボーリング調査結果】

- ボーリングコアから、断層および破砕帯は確認されなかった。
- 地質的には、斜面では砂岩が、低速度帯に入ると、砂岩との互層から、火山礫凝灰岩主体層へと移行する。
- 砂岩は弱風化~新鮮な軟岩相当の岩盤である。一方で、火山礫凝灰質はマトリックスが風化し、礫の抜け落ちも局所的に見られ、削れやすく、ハンマー打で礫状になる程度の硬さとなる。
- ただし、火山礫凝灰岩は衝撃を与えると崩れやすいが、粘土化する箇所や弱層となるようなコアは見られない。
- 岩級区分上で傾向を大きく見たとき、砂岩 (Ss) は CLH 級、互層部は CLH ~CLL 級、火山礫凝灰岩 (Lpt) は CLL 級と評価される。
- 全掘進を通じて湧水等は見られない。

【検討結果】

- 断層、破砕帯はないことから、F1 と F2 は消去
- 弾性波速度の落込みは岩種の違いに依存
- 坑口付近は概ね水平程度で管理が見られ、50m付近の管理では 50° 程度の堆積構造が見られた。
- 踏査およびコアから、両坑口で層理面が逆行していることが分かる。これは、軽微に背斜軸が存在すると言える。←これも低速度帯の要因

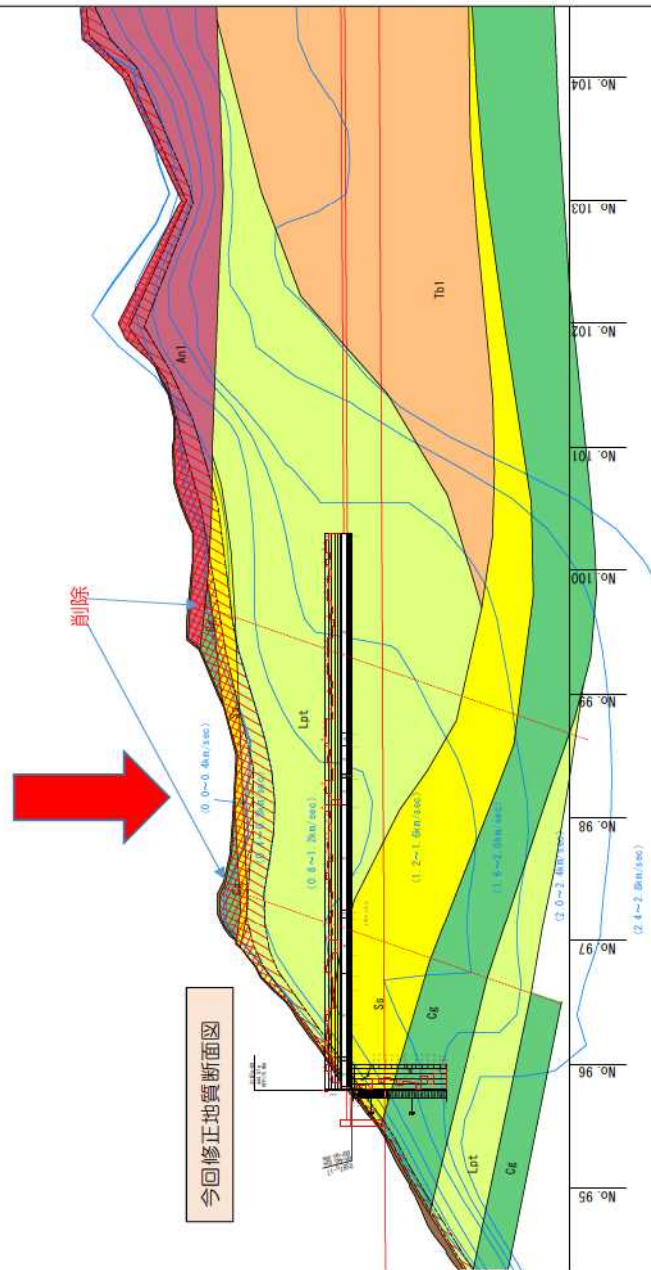
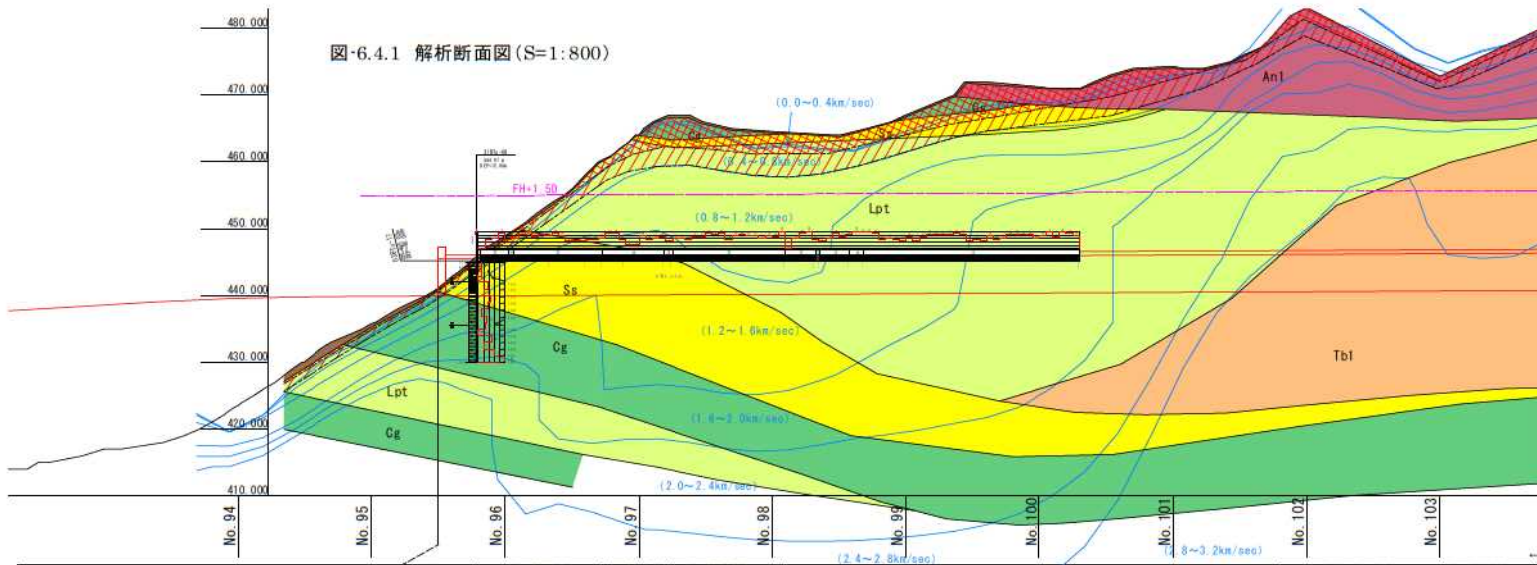


図-6.3.1 地質断面図 (S=任意)

図-6.4.1 解析断面図(S=1:800)



| 計画区間 | No.95+10.0 ~No.95+16.0 | No.95+16.0 ~No.96+14.6 | No.96+14.6 互層(Ss) | No.97+5.0 互層(Lpt) | No.98+1.0 互層(Lpt) | No.98+10.0 ~No.101+16.0 | No.101+16.2 ~No.103+0.5 | No.103+0.5 ~No.103+13.4 |
|----------|-----------------------------------|--|---|---|--|---|----------------------------|-------------------------------------|
| 岩相 | | 互層(Ss) | 互層(Ss) | 互層(Lpt) | 互層(Lpt) | 火山礫凝灰岩(Lpt) | | |
| 弾性地山波速度 | 計画高+1.5D (km/s) | ~0.8 | 0.8~1.2 | 0.8~1.2 | | 0.8~2.8 | 2.8~3.2 | 2.4~3.2 |
| | トンネル天端 (km/s) | | ~1.6 | 1.2~1.6 | 0.8~1.6 | 0.8~2.8 | 2.8~3.2 | 2.4~2.8 |
| 岩石物性値 | 地山強度比 | | 5.5 | 2.7 | 3.0 | | 2.8~3.2 | 2.8~3.2 |
| | 湿潤密度 ρt (kN/m³) | 17.00 | 19.00 | 18.00 | 18.68 | 17.16 | 2.47(24.2) | 2.47(24.2) |
| | 一軸圧縮強度 qu (MN/m²) | 3.20 | 8.76 | 5.98 | 5.39 | 1.55 | (15.5) | (15.5) |
| | 超音波伝播速度 (km/sec) | 2.37 | 2.58 | 2.48 | 2.31 | 1.69 | (4.39) | (4.39) |
| 土被り厚 (m) | | | 14~21 | 21~18.5 | | 18.5~33 | (0.25) | (0.25) |
| 湧水状況 | ボーリング調査中は孔からの湧水なし | | | | | | | |
| 地質状況 | 風化凝灰質砂岩や固結度低下 土層は細粒砂岩 下層は礫岩 | 凝灰質粗粒砂岩 10m以下から軽石層互層を主体とし、土層は火山礫凝灰岩が重なっている。地層は終点側に傾斜。 | 砂岩主で亀裂密着性よい。10m以下から軽石層互層を主体とし、土層は火山礫凝灰岩が重なっている。地層は終点側に傾斜。 | 火山礫凝灰岩、砂岩互層。層理が強化し、亀裂はほとんどない。砂岩に比べ、火山礫凝灰岩が主体。火山礫凝灰岩との変わり目と判断。 | 砂岩/火山礫凝灰岩互層。層理に沿っており、コア断面で層状化する。層理で弱層や亀裂がない。砂岩に比べ、火山礫凝灰岩が主体。火山礫凝灰岩との変わり目と判断。 | 火山礫凝灰岩の塊状層。コアは短棒状~長棒状で採取される。そのため、コアは凸凹状で含有率が浮いた状態となることがほとんどである。亀裂は数割は数割は、マトリックスが剥れた形で採取されるため、密着しない。ただし、断面傾向にないため、断面開口亀裂が連続している状態ではないと考える。ハンマー打で塊状に剥れる程度の硬さを呈す。塊は大小さまざまが含まれ、マトリックスに比べて硬質である。 | 固結度の高い地山の凝灰角礫岩主体。 | 固結度の高い地山の凝灰角礫岩主体であるが、亀裂発達部を挟むことがある。 |
| トンネル地山等級 | - | - | D I | D I | D I | D I | C II | C II |

調査結果を受け、地山等級を見直した。
 上図が今回の評価で、下図がH31年度の評価となる。斜面表層については、坑口形状が、現在設計段階のため、変更がある前提で描いている。

・岩石物性値
 H31 の試験値を採用している。選定については前述している(④地山強度比の項目)。

・D□の削除
 破砕帯、断層層が確認されなかったことから、D□を削除し、D□に変更した。

・D□の範囲
 地山等級の選定では、火山礫凝灰岩をD□、凝灰角礫岩をC□と評価している。今回の調査で、火山礫凝灰岩の分布域を変更したことでD□範囲を延長した。

| H31 年度既往解析結果 | | No.95+7.0 ~No.95+13.8 | No.95+13.8 ~No.96+2.0 | No.96+2.0 ~No.96+5.5 | No.96+5.5 ~No.97+3.0 | No.97+3.0 ~No.98+8.6 | No.98+8.6 ~No.99+9.2 | No.99+9.2 ~No.100+11.0 | No.100+11.0 ~No.101+7.8 | No.101+7.8 ~No.101+16.2 | No.101+16.2 ~No.103+0.5 | No.103+0.5 ~No.103+13.4 |
|--------------|-----------------------------------|--|--|--|--|--|--|--|----------------------------|-------------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| 岩相 | | | 砂岩(Ss) | 砂岩(Ss) | 砂岩(Ss) | 砂岩(Ss) | 火山礫凝灰岩(Lpt) | 火山礫凝灰岩(Lpt) | 火山礫凝灰岩(Lpt) | 火山礫凝灰岩(Lpt) | 火山礫凝灰岩(Lpt) | 火山礫凝灰岩(Lpt) |
| 弾性地山波速度 | トンネル断面 (km/sec) | 0.0~1.6 | 0.4~1.6 | 0.8~1.6 | 1.2~1.6 | 0.8~1.6 | 1.2~1.6 | 1.6~2.0 | 2.0~2.8 | 2.4~3.2 | 2.8~3.2 | 2.4~3.2 |
| | トンネル天端 (km/sec) | 0.0~0.4 | 0.4~0.8 | 0.8~1.2 | 1.2~1.6 | 0.8~1.2 | 1.2~1.6 | 1.6~2.0 | 2.0~2.4 | 2.4~2.8 | 2.8~3.2 | 2.4~2.8 |
| | トンネル計画高 (km/sec) | 0.4~1.6 | 1.2~1.6 | 1.2~1.6 | 1.2~1.6 | 1.2~1.6 | 1.2~1.6 | 1.6~2.0 | 2.0~2.8 | 2.8~3.2 | 2.8~3.2 | 2.8~3.2 |
| | 地山強度比 | 3.0 | 1.9~5.0 | 4.3~7.5 | 2.2~5.2 | 1.0 | 1.8~2.2 | 2.7~3.1 | 4.4~5.3 | 5.6~6.3 | 7~9 | 4.8~7 |
| 岩石物性値 | 湿潤密度 ρt (g/cm³) | 1.73(17.0) | 1.94(19.0) | 1.94(19.0) | 1.87(18.3) | 1.87(18.3) | 1.87(18.3) | 1.87(18.3) | 2.47(24.2) | 2.47(24.2) | 2.47(24.2) | 2.47(24.2) |
| | 一軸圧縮強度 qu (MN/m²) | 2.83~3.56 (平均3.20) | 2.83~9.21 (平均5.73) | 2.83~9.21 (平均5.73) | (2.03) | (2.03) | (2.03) | (2.03) | (15.5) | (15.5) | (15.5) | (15.5) |
| | 超音波伝播速度 (km/sec) | 2.37 | 2.47 | 2.47 | (2.03) | (2.03) | (2.03) | (2.03) | (4.39) | (4.39) | (4.39) | (4.39) |
| | 静ポアソン比 νs | 0.23 | 0.36 | 0.36 | (0.31) | (0.31) | (0.31) | (0.31) | (0.25) | (0.25) | (0.25) | (0.25) |
| 湧水状況 | ボーリング調査中は孔からの湧水なし | | | | | | | | | | | |
| 地質状況 | 風化凝灰質砂岩や固結度低下 土層は細粒砂岩 下層は礫岩 | 凝灰質粗粒砂岩および細粒砂岩を主体とし、土層は火山礫凝灰岩が重なっている。地層は斜めに終点側に傾斜。 | 凝灰質粗粒砂岩および細粒砂岩を主体とし、土層は火山礫凝灰岩が重なっている。地層は斜めに終点側に傾斜。 | 路線に低角度で交差する断層および破砕帯があると推定される。弾性波探査で低速帯として検出。 | 路線に低角度で交差する断層および破砕帯があると推定される。弾性波探査で低速帯として検出。 | 路線に低角度で交差する断層および破砕帯があると推定される。弾性波探査で低速帯として検出。 | 路線に低角度で交差する断層および破砕帯があると推定される。弾性波探査で低速帯として検出。 | 比較的高固結度の高い凝灰角礫岩で起点側ほど亀裂がないか、または、岩相が変化していることが考えられる。 | 固結度の高い地山の凝灰角礫岩主体。 | 固結度の高い地山の凝灰角礫岩主体であるが、亀裂発達部を挟むことがある。 | | |
| トンネル地山等級 | - | D I | D I | D I | D II | D I | D I | C II | C II | C II | C II | |

6-4-3 設計・施工上の留意点

トンネル区間の、①地形・地質、②坑口部について以下に整理した。

① 地形・地質

調査結果から、既往で確認された低速度帯は断層や破碎帯の分布ではなく、岩相によるものと判断された。概略としては、砂岩系は CLH 級で、火山礫凝灰岩が CLL 級に大別できる傾向にある。また、砂岩から火山礫凝灰岩へ移行する深度は、互層状から変化していくが、砂岩よりも火山礫凝灰岩が軟質となる傾向もあり、岩石の固さの違い（または、地層形成時の成因）から、礫状分布となっている可能性がある。



ただし、顕著な漏水や湧水もないことから、地中内では不動部で崩壊性ではないが、応力の開放により局所的な抜け落ちの可能性は考えられる。

②坑口部

踏査した結果、以下に示す。

- 坑口付近には砂岩、火山礫凝灰岩などが分布する。計画ルートの尾根部にも一部露出している(P-01)。
- 坑口上方右手には露岩した急崖が発達する。この急崖はほぼ同一標高付近(トンネルレベル上方)に連続する(P-02,03)。
- 岩石は凝灰角礫岩。明らかな異質礫が混在する(P-04)。
- 礫はマトリックスから突出し、上部は細粒、下方に行くほど粗粒となる(P-03,05)。
- 露岩部には開口した亀裂面が認められ、一部は岩塊が分離しかかっている(P-06,07)。
- ブロック状に崩壊し、岩塊が斜面に点在。メートルクラスのものもいくつか見受けられる(P-08,09)。坑口にはこのようなものが落石として到達する危険性がある。
- 待受けるには落石エネルギーが大きすぎるので、発生源をロープネットで被覆するなどの対策工が考えられる。
- 坑口左手上方には小規模な崩壊跡が存在。崩土が坑口に到達する恐れあり(P-10)。
- 対策としては法枠工などが考えられる。場合によってはロックボルトも併用する。
- 坑口周辺の植生は豊かで雪崩等はあまり発生しないと考えられる(P-11)。

上方の、露岩急崖や崩落跡からの落石対策を施す必要性はあるが、それ以外の問題点は踏査上からは認められていない。

2.3 過年度地質調査の整理

表 2.3.1 過年度地質調査一覧表

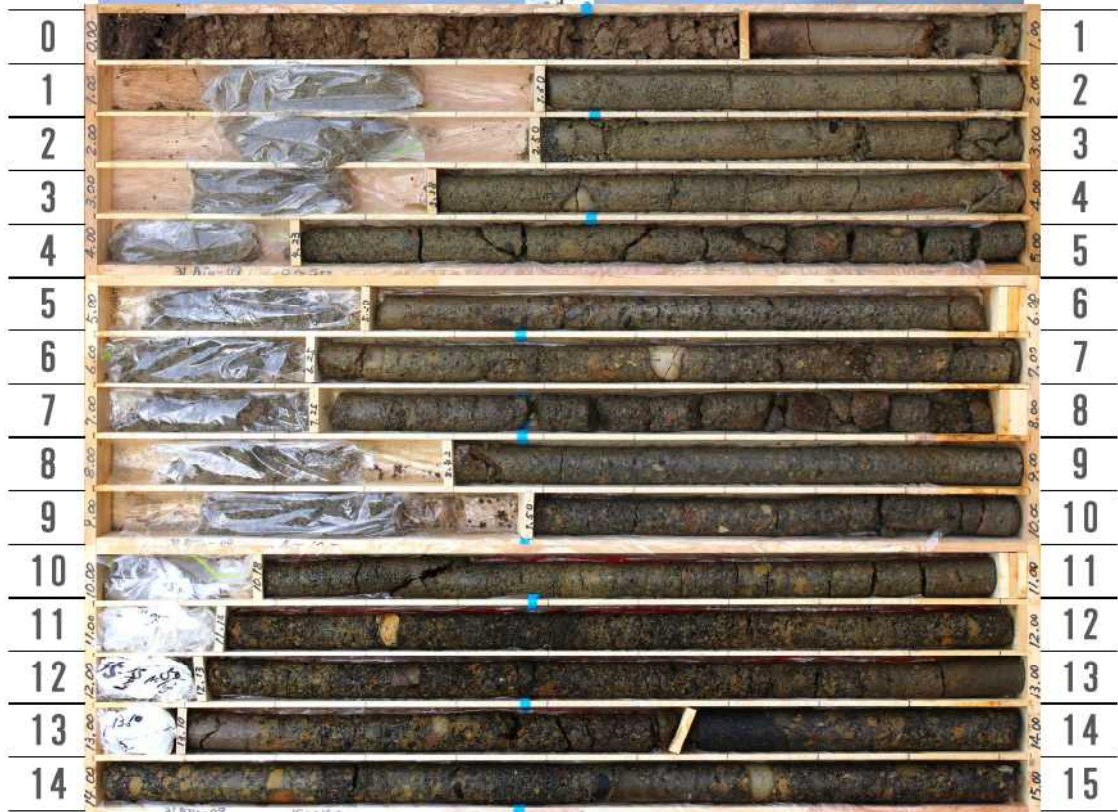
| 番号 | 調査・設計名 | 実施年月 | 実施業者 | 調査・設計項目 |
|----|---------------------------------|----------------------|----------------|---|
| 1 | 平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 | H28.9 ～ H29.2 | 東邦技術(株) | <ul style="list-style-type: none"> ・機械ボーリング 15 本 (1 号トンネル両坑口、2 号トンネル両坑口、3 号トンネル両坑口、4 号トンネル終点側坑口 鉛直・水平ボーリング各 1 孔、5 号橋 A1 橋台 鉛直ボーリング 1 孔) ・弾性波探査 L=0.39km (1 号トンネル、2 号トンネル、3 号トンネル) |
| 2 | 令和 2 年度 鳥海ダム右岸管理用通路地質調査業務 | R03.2 ～ R03.10 | 復建技術コンサルタント(株) | <ul style="list-style-type: none"> ・機械ボーリング 1 本 (本トンネル初関連分) 2 号トンネル起点側坑口 水平ボーリング 1 孔 |

次頁以降に「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務」(東邦技術(株))及び「令和 2 年度 鳥海ダム右岸管理用通路地質調査業務」(復建技術コンサルタント(株))における調査結果の抜粋を添付する。

【 業 務 名 】 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務

| | |
|---------------|-----------------|
| 業 務 場 所 | 秋田県由利本荘市鳥海町百宅地内 |
| ボ ー リ ン グ No. | 31BTu-09 |
| 深 度 | 0.00 ~ 15.00 m |
| 孔 口 標 高 | 444.97 m |

| | | | |
|-----|----------------------------|----|----------------|
| 件名 | 平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 | | |
| 孔番 | 31BTu-09 | 深度 | 0.00m ~ 15.00m |
| 発注者 | 鳥海ダム工事事務所 | 社名 | 東邦技術株式会社 |



【 業 務 名 】 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務

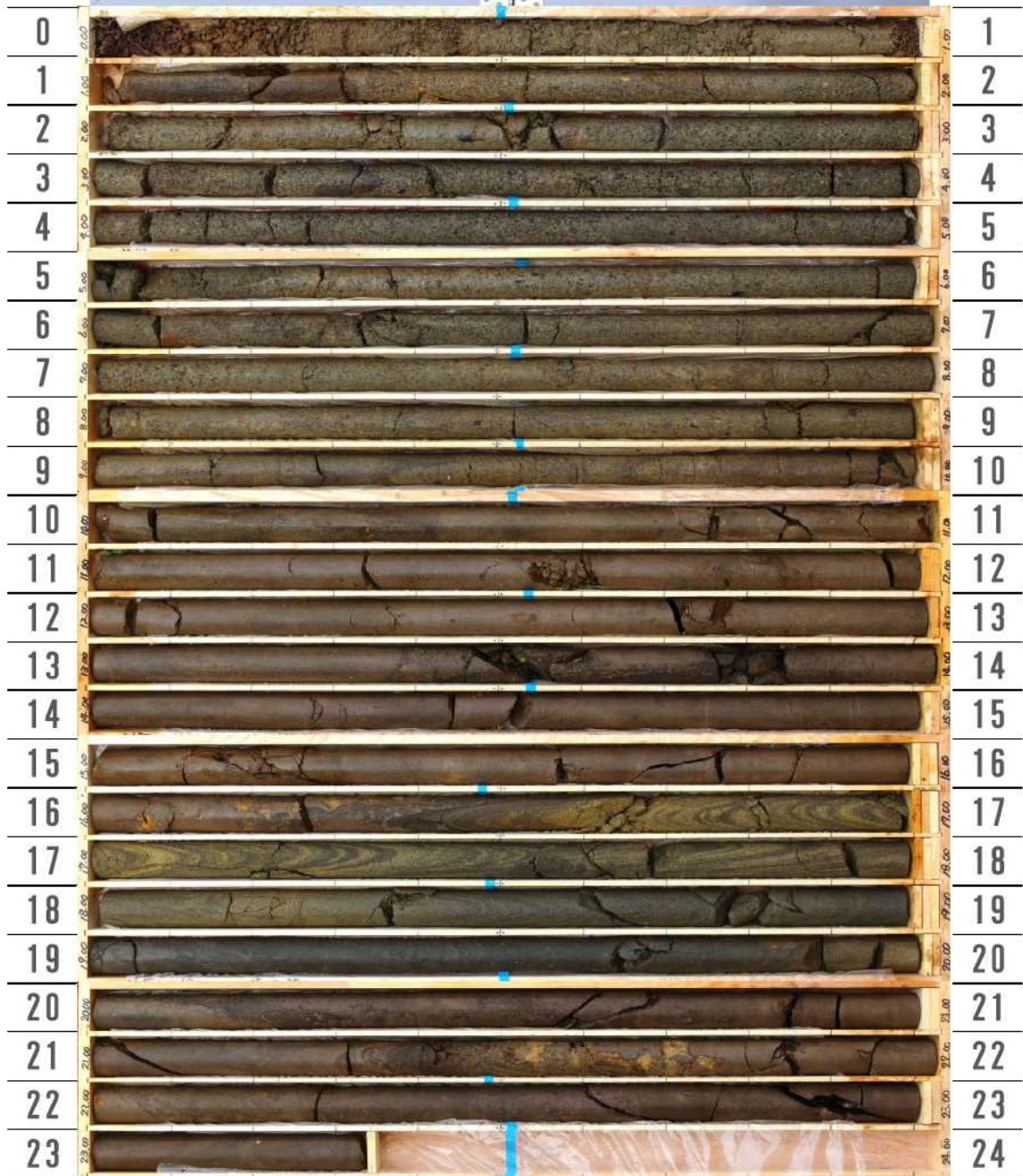
業 務 場 所 秋田県由利本荘市鳥海町百宅地内

ボーリングNo. 31BTu-10

深 度 0.00 ~ 23.00 m

孔 口 標 高 442.96 m

| | | | |
|-----|----------------------------|----|--------------|
| 件名 | 平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 | | |
| 孔番 | 31BTu-10 | 深度 | 0.00m~23.00m |
| 発注者 | 鳥海ダム工事事務所 | | 社名 東邦技術株式会社 |



【 業 務 名 】 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務

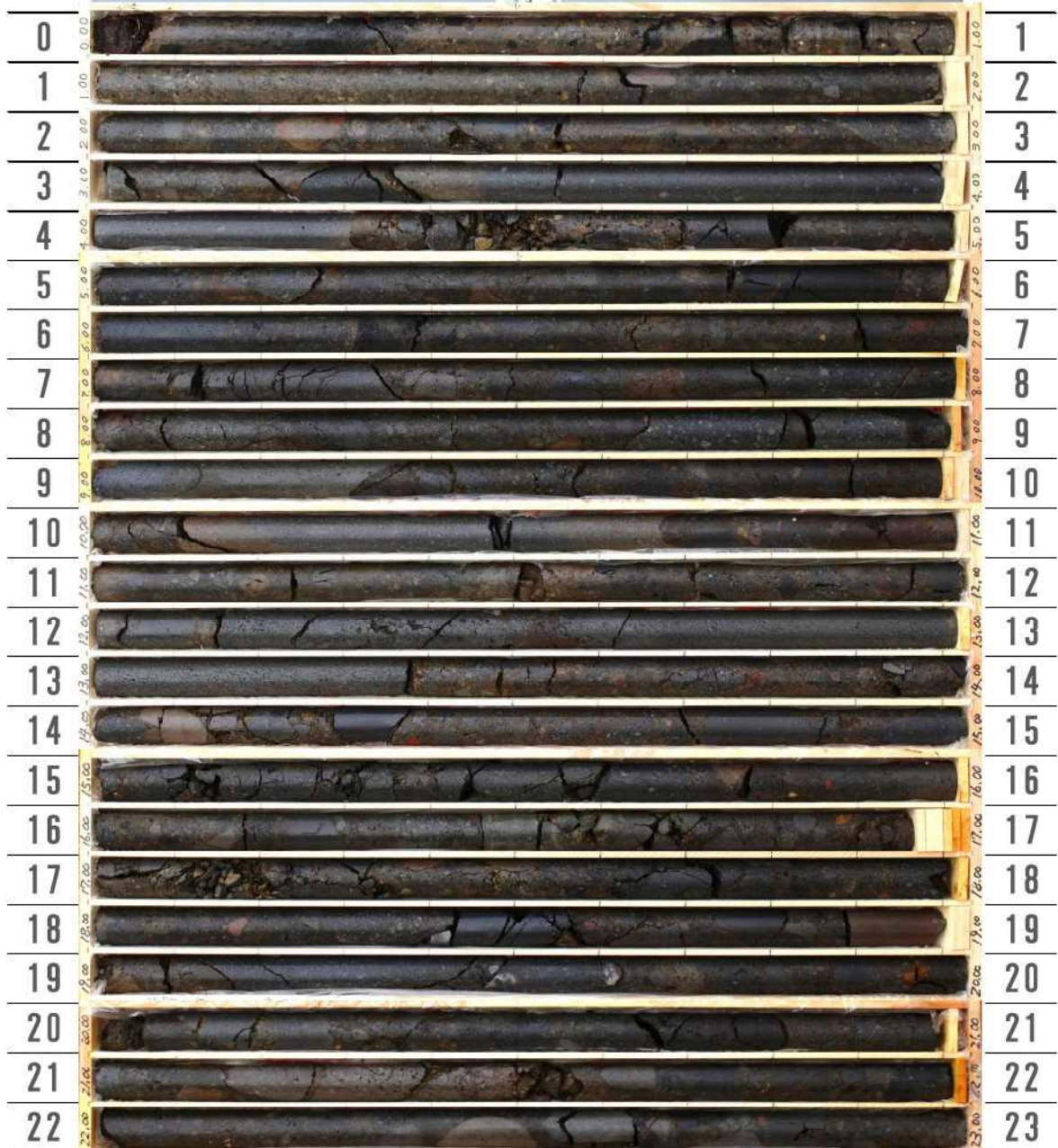
| | | | |
|---------------|-----------------|---------|---|
| 業 務 場 所 | 秋田県由利本荘市鳥海町百宅地内 | | |
| ボ ー リ ン グ No. | 31BTu-11 | | |
| 深 度 | 0.00 | ~ 10.00 | m |
| 孔 口 標 高 | 444.20 | | m |

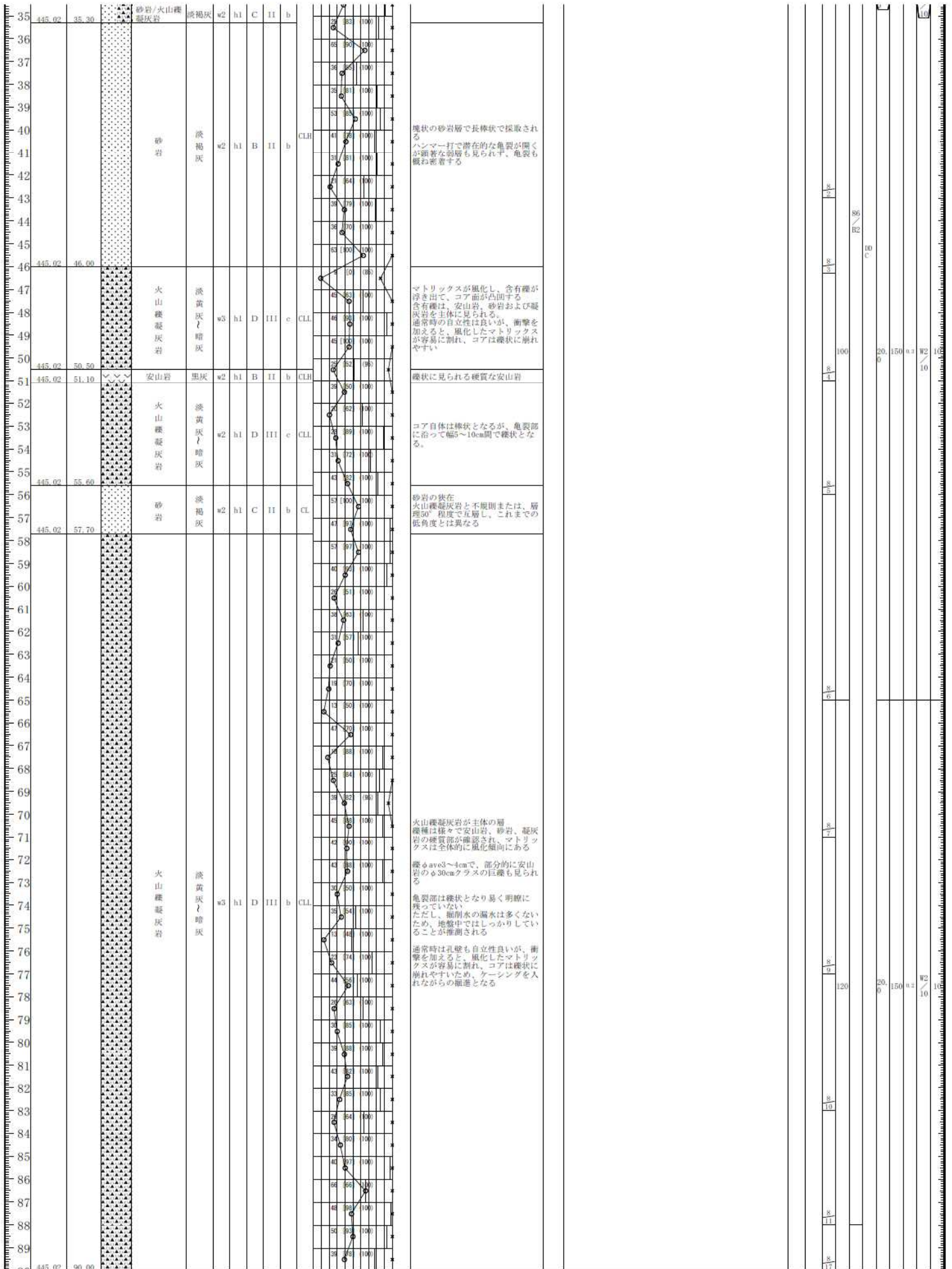


【 業 務 名 】 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務

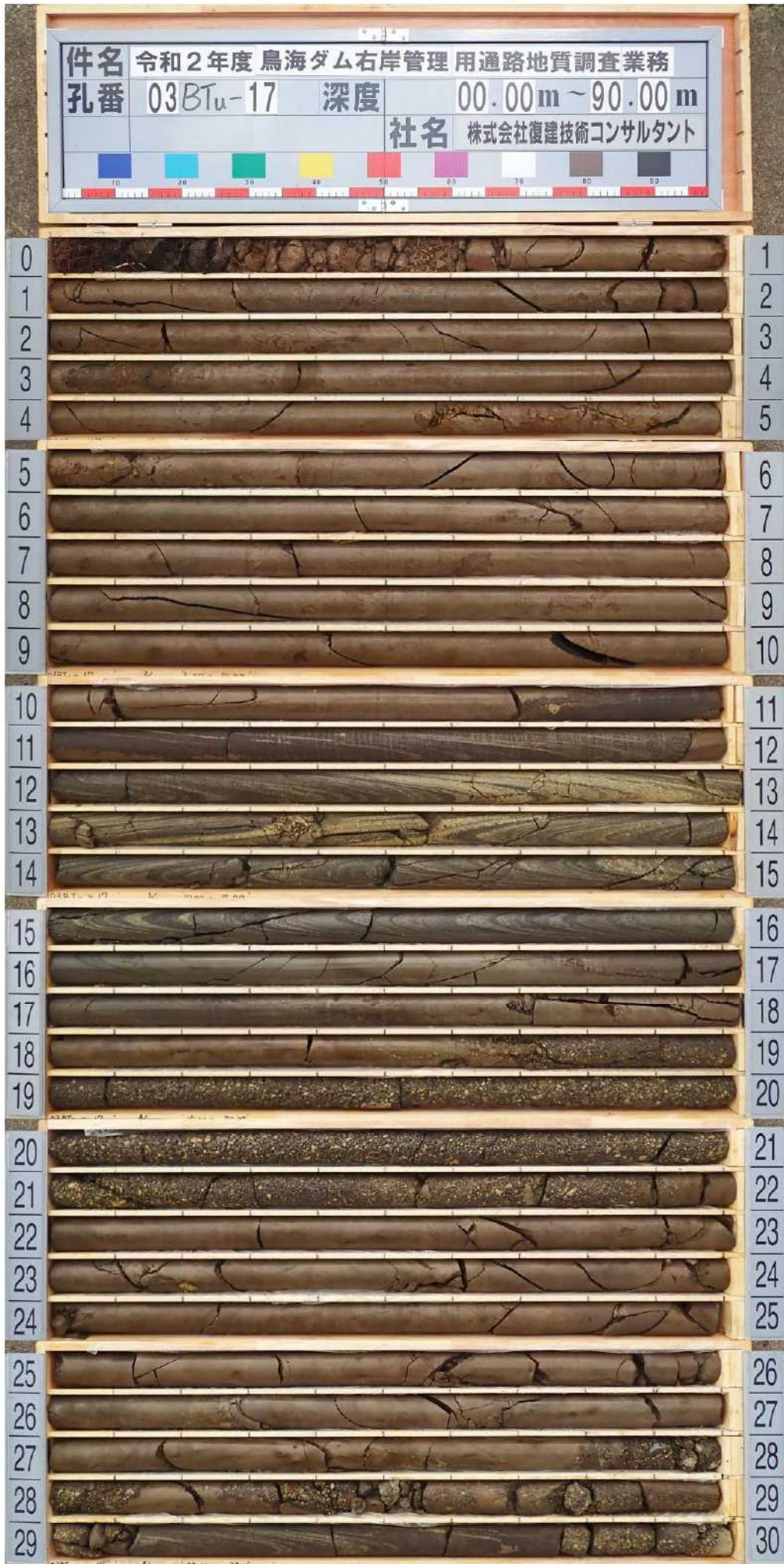
| | |
|----------|-----------------|
| 業 務 場 所 | 秋田県由利本荘市鳥海町百宅地内 |
| ボーリングNo. | 31BTu-12 |
| 深 度 | 0.00 ~ 23.00 m |
| 孔 口 標 高 | 444.12 m |

| | | | |
|-----|-----------------------------|----|----------------|
| 件名 | 平成31年度 鳥海ダム付替 道路トンネル他地質調査業務 | | |
| 孔番 | 31BTu-12 | 深度 | 0.00m ~ 23.00m |
| 発注者 | 鳥海ダム工事事務所 | 社名 | 東邦技術株式会社 |





03BTu-17(0.00-30.00m)



03BTu-17(30.00-60.00m)



03BTu-17(60.00-90.00m)



§ 3. 内空断面の検討

3.1 概要

道路トンネルの内空断面は、道路交通のサービス機能を果たすものであり、道路構造令に定める必要な建築限界のほかに、換気施設・照明施設・非常用施設および内装・管理用の通路・舗装・排水工を設置する空間ならびに覆工誤差に対する余裕などを考慮して決定しなければならない。

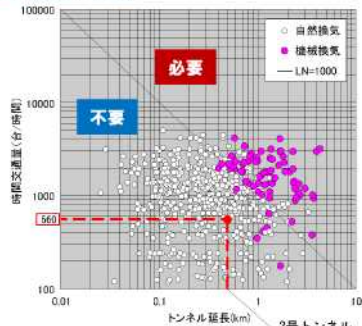
本トンネルの内空断面検討については、下記条件を考慮し最良なる内空断面を選定することとする。

表-3.1.1 内空断面検討条件事項

| | 検 討 条 件 事 項 |
|---|--------------------------------|
| ① | 道路構造規格 |
| ② | 平面線形及び横断勾配 |
| ③ | 幅員構成・建築限界・監査歩廊及び 舗装（オーバーレイ） |
| ④ | 施工余裕 |
| ⑤ | 内装工 |
| ⑥ | 平面線形による余裕 |
| ⑦ | 視距 |
| ⑧ | 非常用施設等の諸機器 |
| ⑨ | 機械換気の設置 |
| ⑩ | 照明器具の設置 |
| ⑪ | 内空半径のラウンド値 |
| | |

<②換気設備の有無>

■目安式による判定



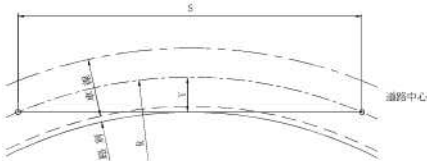
設計時間交通量 = $4,000 \times 14/100 \times 100/100 = 560$ 台/時
 $L \cdot N = 0.468 \times 560 = 262 < 1,000 \Rightarrow$ 機械換気は不要

<④内装板設置余裕の有無>

内装板設置に伴う余裕は見込まない。

<⑥視距確保のための拡幅>

照査を行った結果、視距確保のための拡幅は必要としないため、余裕は見込まない。



[曲線内側車線]

$$Y = R(1 - \cos R/2R) \approx S^2 / 8R$$

ここに Y: 視距確保のために必要な縁石前までの距離 (m)

R: 車線中心半径 ($350 - (2.750 / 2) = 348.625$)

S: 視距 (30 m)

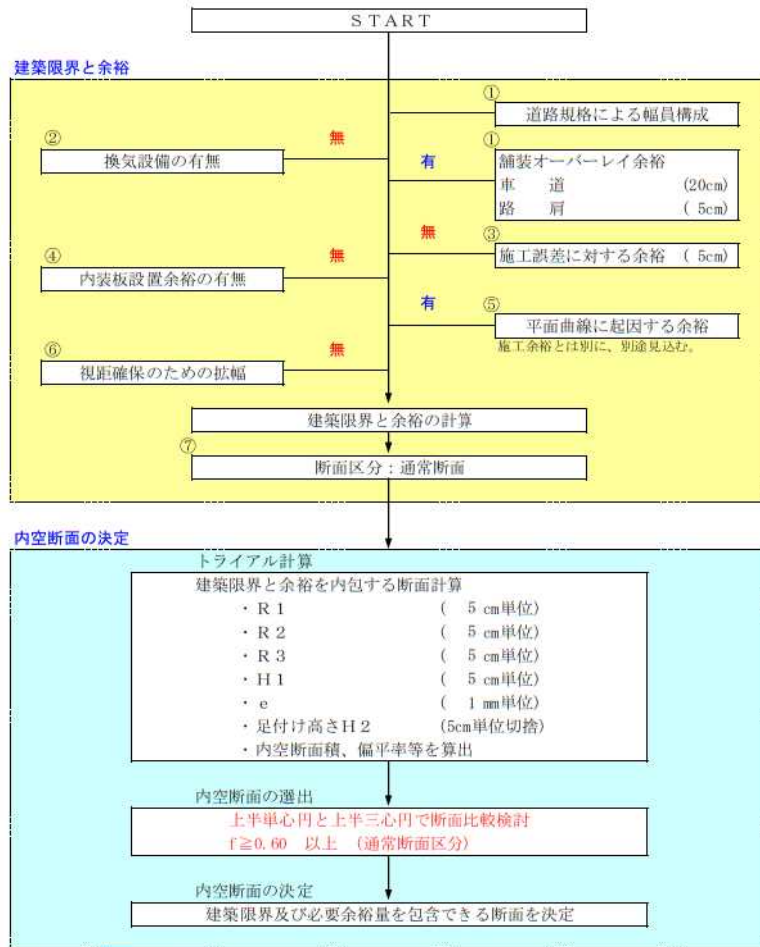
$$Y = 30^2 / (8 \times 348.625) = 0.323 \text{ m}$$

実寸Yは

$$Y = \text{車道幅} 2.750 \text{ m} \div 2 + \text{路肩} 0.750 \text{ m} = 2.125 \text{ m} > 0.323 \text{ m}$$

よって、トンネル内の視距30mとした場合は実寸Yが低いため視距による拡幅は必要としない。

<内空断面決定フロー>



内空断面の決定

トライアル計算

- 建築限界と余裕を内包する断面計算
- ・ R 1 (5 cm単位)
 - ・ R 2 (5 cm単位)
 - ・ R 3 (5 cm単位)
 - ・ H 1 (5 cm単位)
 - ・ e (1 mm単位)
 - ・ 足付け高さ H 2 (5cm単位切捨)
 - ・ 内空断面積、偏平率等を算出

内空断面の選出

上半単心円と上半三心円で断面比較検討
 $f \geq 0.60$ 以上 (通常断面区分)

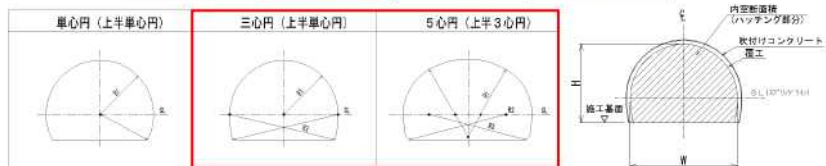
内空断面の決定

建築限界及び必要余裕量を包含できる断面を決定

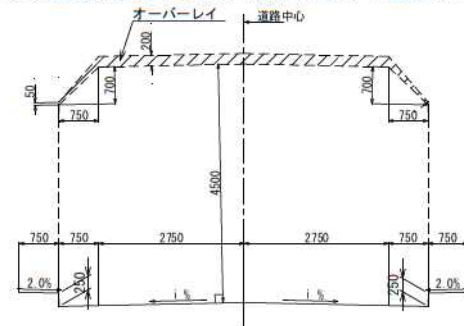
<⑦断面区分>

| | 通常断面 | 大断面 | 小断面 |
|-------------------------|----------|-----------|------------------|
| 内空幅 (m) | 8.5~12.5 | 12.5~14.0 | 3.0~5.0 |
| 内空形状 | 上半単心円断面 | 上半三心円断面 | 上半単心円 側壁部鉛直断面 |
| 内空縦横比 | 0.60以上 | 0.57以上 | 0.80以上 |
| 内空断面積 (m ²) | 40~80程度 | 80~100程度 | 8~16程度 |

⇒ W/H (下図参照)



<①道路規格による幅員構成・建築限界>



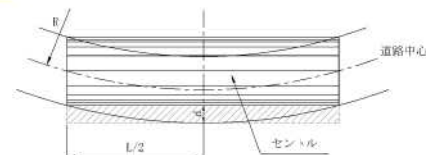
<③施工誤差に対する余裕>

施工誤差に対する余裕は見込まない。

参考: 東北地方整備局公開用成果

<⑤平面曲線に起因する余裕>

下表に示す値を平面曲線に起因する余裕 (セメントルに対する余裕) として見込む。



$$d \approx R - \sqrt{R^2 - (L/2)^2}$$

ここに、d: 平面曲線に起因する余裕 (m)
 R: 平面曲線半径 (m)
 L: セメントル長 (m)

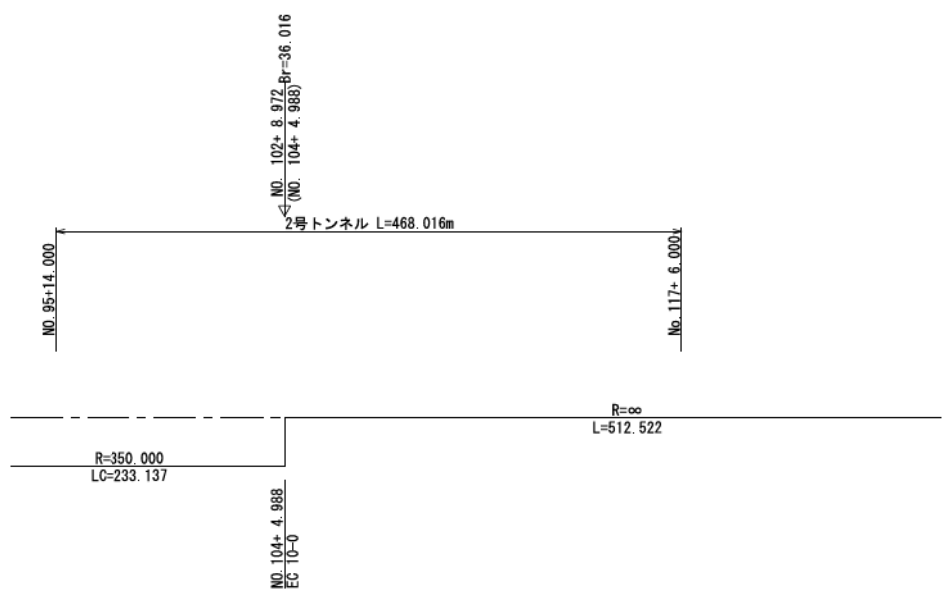
[左カーブ R = 350]

$$d = 350 - \sqrt{350^2 - (10.5/2)^2} = 0.040 \text{ m [右]}$$

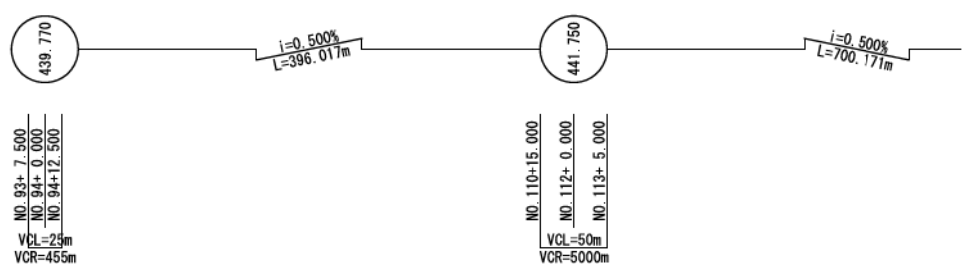
<スライドセメントル>



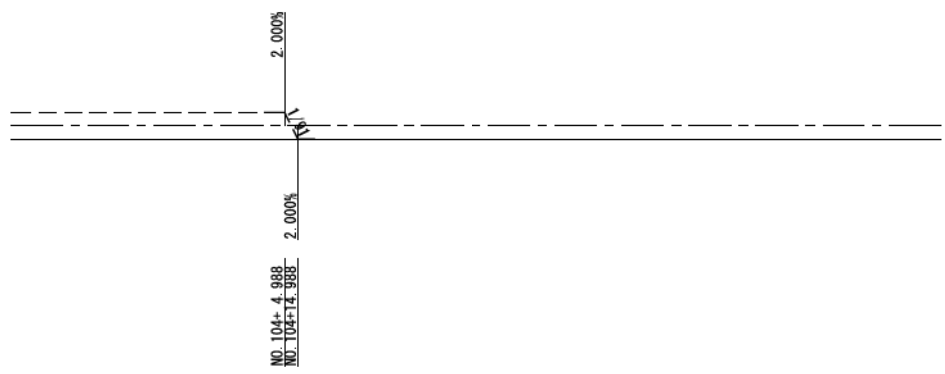
(平面線形)



(縦断線形)



(横断線形)



3.2 内空断面の検討条件

3.2.1 検討条件（建築限界及び余裕値について）

(1) トンネル部標準幅員

トンネル部の標準幅員は、

| | |
|------|---------|
| 車線幅員 | 2.75m×2 |
| 路肩幅員 | 0.75m×2 |
| 監査歩廊 | 0.75m×2 |

を設けるものとする。

監査歩廊はH=0.25mのマウントアップとする。

車道部横断勾配は、片勾配+2.000%～拌み勾配±2.000%となる。

監査歩廊は車道側へ2.0%下りとする。

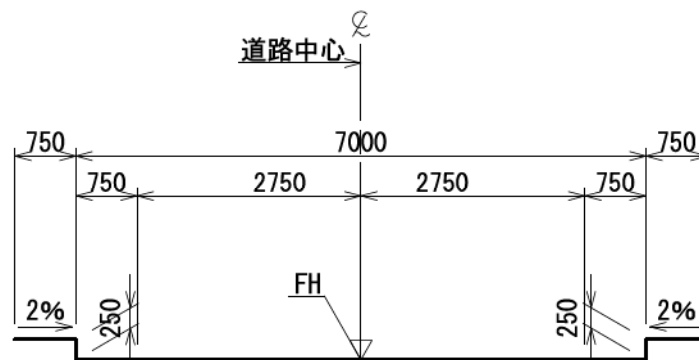
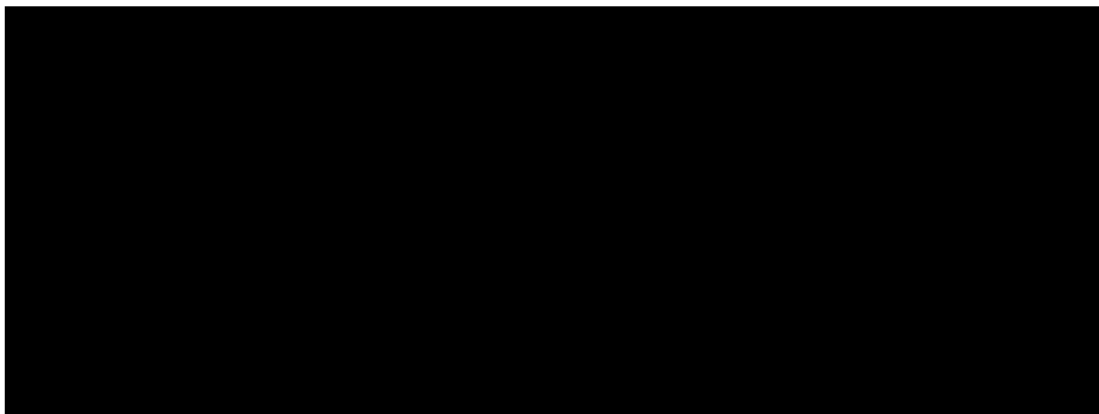


図-3.2.1 トンネル部標準幅員図

(2) 建築限界

建築限界に対する考え方は次のとおりとする。

①車道部の建築限界については、「道路構造令の解説と運用 日本道路協会」による。



出典：「第 188 号 どうこう P.19」

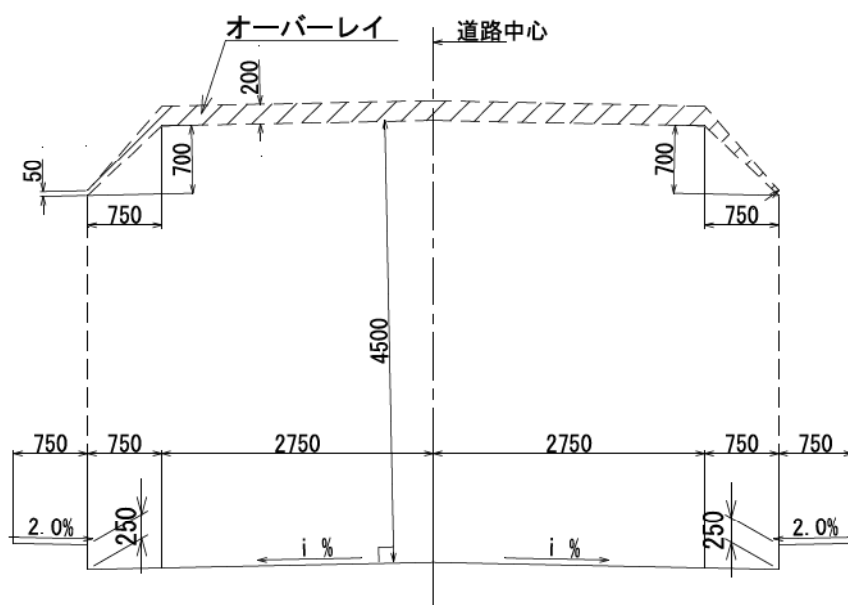


図-3.2.2 建築限界の取り方

■路側側溝

路側側溝については、「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説」では、現場打ち円形水路となっている。

本トンネルでは、排水工種別の比較検討の結果により「プレキャスト製品：薄型円形水路」を採用する。

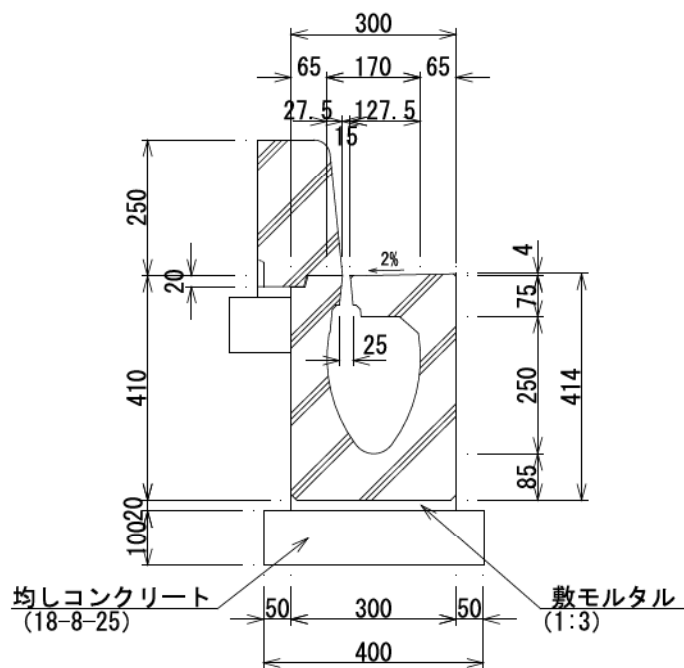


図-3.2.3 路側側溝

■舗装構成

舗装構成については、舗装工種別の比較検討の結果より「普通コンクリート舗装」を採用する。

| | |
|------------|------------|
| 普通コンクリート舗装 | 20cm |
| 中間層 | 0cm |
| 路盤(粒度調整碎石) | 15cm (最小厚) |
| 計 | 35cm |

(3) 施工余裕



出典：「第 188 号 どうこう P.19」

(4) 内装に対する余裕

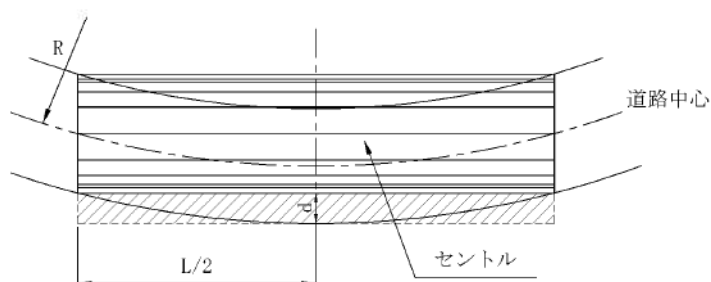


出典：「第 188 号 どうこう P.19」

(5) 平面線形による内空余裕

曲線区間を有するトンネルにおいては、セントルを使用して覆工コンクリートを施工する際の移程量として、下式により算出した値を余裕として車道部及び歩道部・自転車歩行者道部の曲線の外側に見込むものとする。

セントルは $L=10.5\text{m}$ を標準とする。



$$d \approx R - \sqrt{R^2 - (L/2)^2}$$

ここに、 d ：平面曲線に起因する余裕 (m)
 R ：平面曲線半径 (m)
 L ：セントル長 (m)

図-3.2.4 平面線形による内空余裕

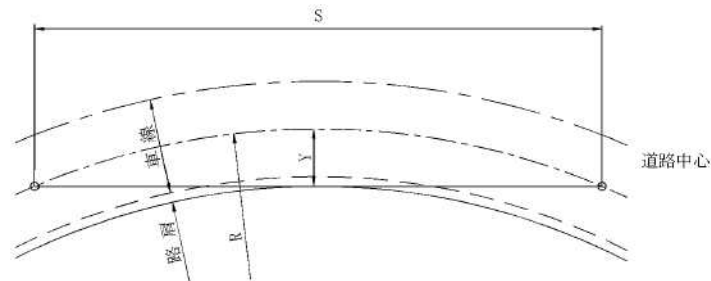
[左カーブ $R=350$]

$$\begin{aligned} d &= 350 - \sqrt{350^2 - (10.5 / 2)^2} \\ &= 0.040 \text{ m [右]} \end{aligned}$$

(6) 視距確保のための拡幅の要否

トンネルの平面線形は、原則として直線あるいは拡幅を必要としない大半径曲線を用いることが望ましい。

平面線形は、R=350 の曲線区間を有するトンネルが最小であるため、視距が確保されているのかの確認が必要である。



[曲線内側車線]

$$Y = R (1 - \cos R / 2R) \doteq S^2 / 8R$$

ここに Y : 視距確保の為に必要な縁石前面までの距離 (m)

R : 車線中心半径 (350 - (2.750 / 2)) = 348.625

S : 視距 (30 m)

$$Y = 30^2 / (8 \times 348.625) = 0.323 \text{ m}$$

実寸Yは

$$Y = \text{車道幅} 2.750\text{m} \div 2 + \text{路肩} 0.750\text{m} = 2.125\text{m} > 0.323\text{m}$$

よって、トンネル内の視距30mとした場合は実寸Yが広いため視距による拡幅は必要としない

図-3.2.5 視距確保のための拡幅の要否

(7) 非常用施設等の諸機器設置に伴う余裕

一般の道路と同様に各種の占用物件が断面内に収容される。収容物件には電らん管，水道管等があり、収容位置は路肩側溝と側壁との間である。

本トンネルについては、トンネル等級が“D 等級”となり非常用施設を必要としないため、箱抜による余裕は考慮しない。

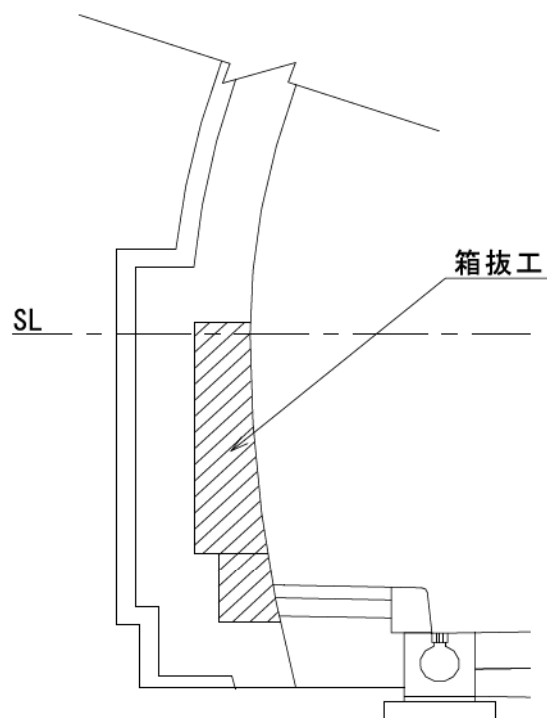


図-3.2.6 箱抜工の形状例

(8) 換気設備設置スペースの要否

道路トンネル技術基準（換気編）・同解説より自然換気の限界のトンネル長さの目安は、次式の値までは自然換気が可能である。

イ) 対面通行に対して $L \cdot N = 1000$

ロ) 一方通行に対して $L \cdot N = 3000$

L : トンネル延長 (Km)

N : 時間交通量 (台/h)

1) 交通量

交通量 ----- 4,000 台/日

2) 設計時間交通量について

ただし K : 計画交通量（年平均日交通量）に対する設計時間交通量（通常は 30 番目時間交通量）の割合で通常百分率で表す。

D : 往復合計の交通量（1 時間単位）に対する重方向交通量の割合で、通常百分率で表す。

$$\begin{aligned} \text{設計時間交通量} &= 4,000 \times \frac{14}{100} \times \frac{100}{100} & K &= 14 \dots \text{山地} \\ & & D &= 100 \dots \text{対面通行} \\ &= 560 \text{ 台/時} \end{aligned}$$

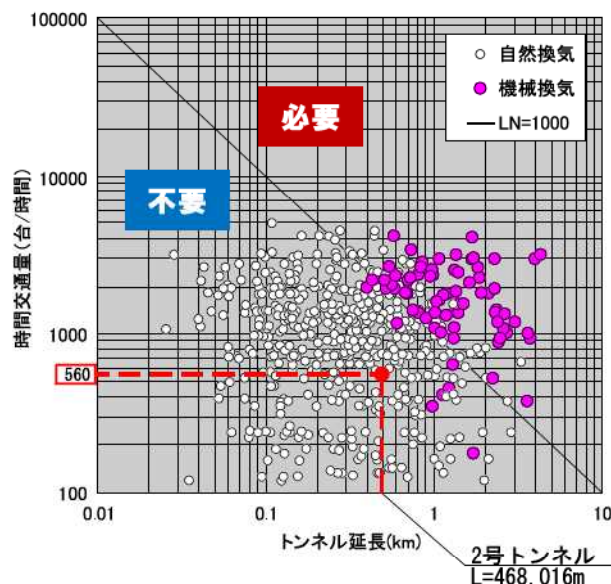


図-3.2.7 自然換気の目安（対面通行トンネル）

$$L \cdot N = 0.468 \times 560 = 262 < 1,000 \Rightarrow \text{機械換気は不要}$$

(9) 照明器具の設置に伴う余裕

照明器具については、照明効果の有効な位置に設置することが望ましいが、一般に断面内の余裕部分に収納することから、照明器具設置のための特別な内空断面余裕は考慮しないものとする。

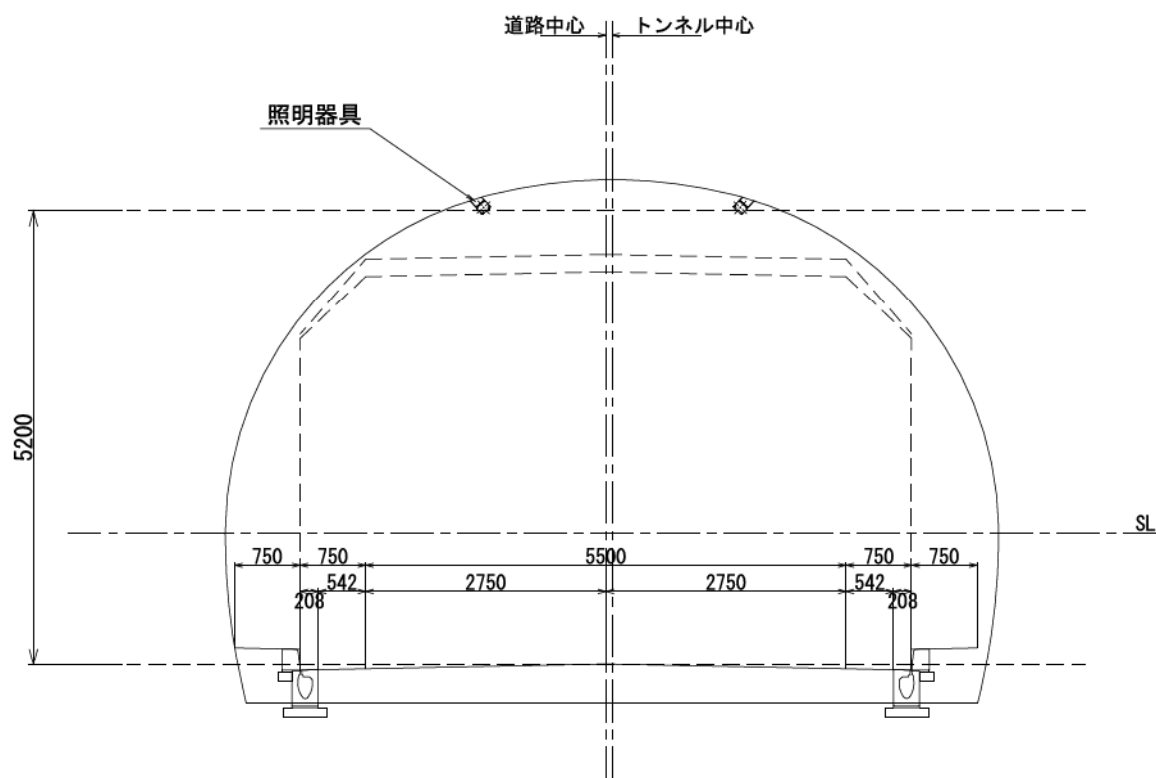


図-3.2.8 照明器具配置例

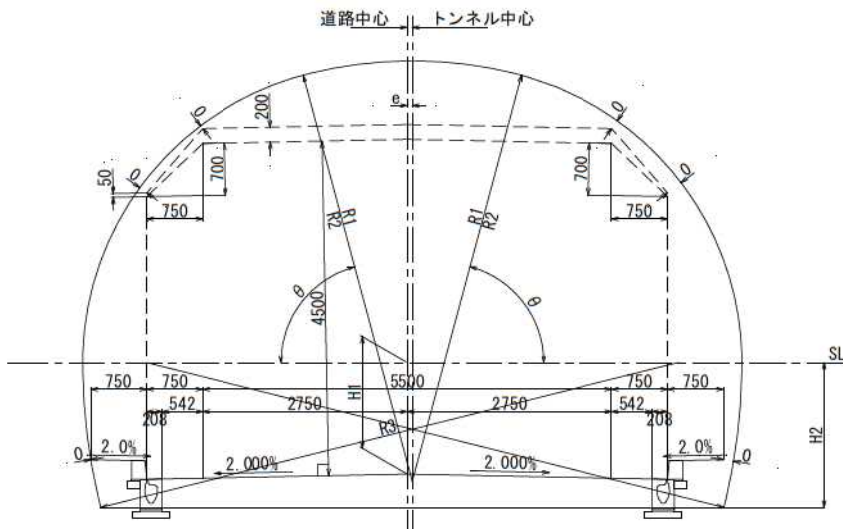
(10) 余裕値の集計

以上の検討より、余裕値として整理する。

表-3.2.1 内空断面余裕一覧表

| | 施工余裕 | 平面線形による余裕 | | 内装版による余裕 | 視距確保の余裕 | 必要余裕 | |
|-----------------|------|-----------|------|----------|---------|------|------|
| | | 左側 | 右側 | | | 左側 | 右側 |
| 直線 R=∞ | — | — | — | — | — | 0mm | 0mm |
| 左カーブ R=350 | — | — | 40mm | — | — | 0mm | 40mm |
| 拌み勾配 ±2.000% | — | — | — | — | — | — | — |

〔直線 R=∞ 拌み勾配 ±2.000%〕



〔左カーブ R=350 片勾配 +2.000%〕

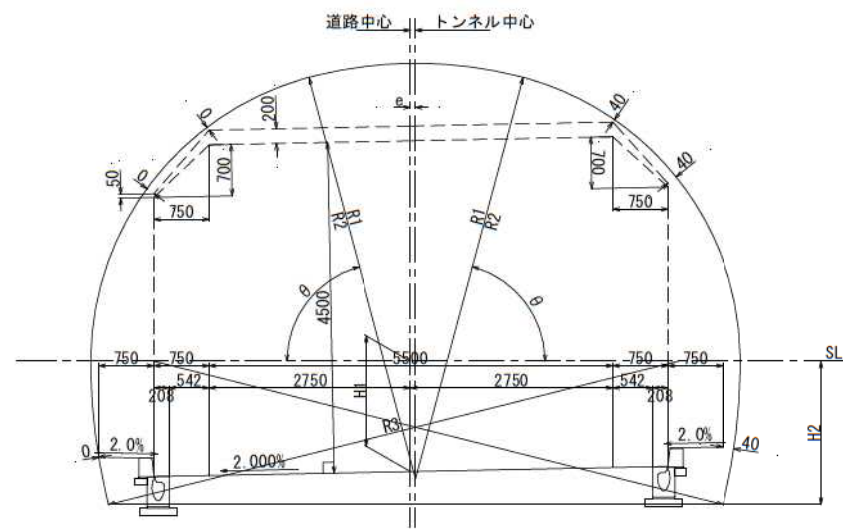


図-3.2.9 内空断面余裕図

3.2.2 断面形状

トンネル断面の基本形状は、従来より下図に示す 3 通りが考えられており、次頁に示す道路トンネル技術基準(構造編)・同解説により、トンネル内空幅によって断面形状の設定が行われている。

これによると、本トンネルの内空幅は 8.9m 程度となり、断面区分の適応範囲は「通常断面」に位置する。よって内空縦横比は、 $f \geq 0.60$ 以上として、上半単心円と上半三心円で比較検討を行う。

表-3.2.3 検討条件一覧表

| | 内空形状 | 検討条件 | | 備考 |
|------|-------|------------|---------------|----|
| | | | | |
| 通常断面 | 上半単心円 | $R2=1.0R1$ | $f \geq 0.60$ | |
| | | $R2=1.5R1$ | $f \geq 0.60$ | |
| | | $R2=2.0R1$ | $f \geq 0.60$ | |
| 通常断面 | 上半三心円 | $R3=1.0R2$ | $f \geq 0.60$ | |
| | | $R3=1.5R2$ | $f \geq 0.60$ | |
| | | $R3=2.0R2$ | $f \geq 0.60$ | |

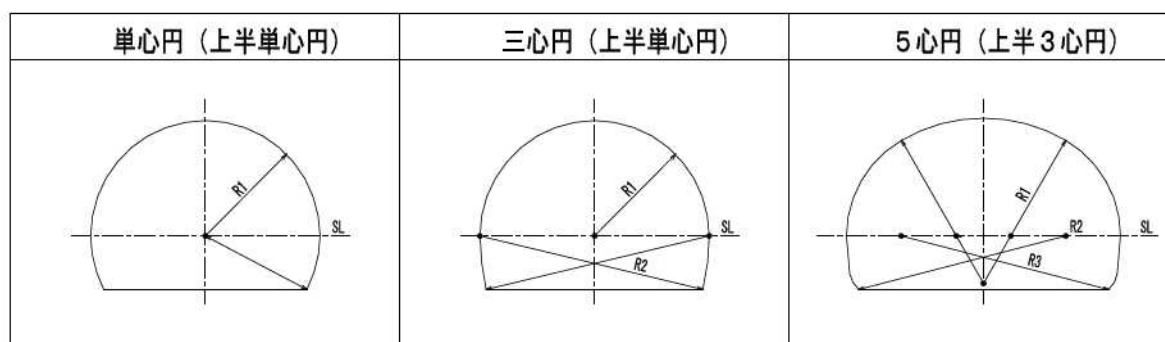


図-3.2.11 内空形状図

表-3.2.4 断面区分

断面区分

| | 通常断面 | 大断面 | 小断面 |
|---------------------------------|-----------------|-----------------|--------------------------|
| 内空幅(m) | 8.5~12.5 程度 | 12.5~14.0 程度 | 3.0~5.0 程度 |
| 内空形状 | 一般的に 上半単心円断面 | 一般的に 上半三心円断面 | 一般的に 上半単心円 側壁部鉛直断面 |
| 内空縦横比 | 概ね 0.6 以上 | 概ね 0.57 以上 | 概ね 0.8 以上 |
| 内空断面積(m ²) (参考値) | 40~80 程度 | 80~100 程度 | 8~16 程度 |

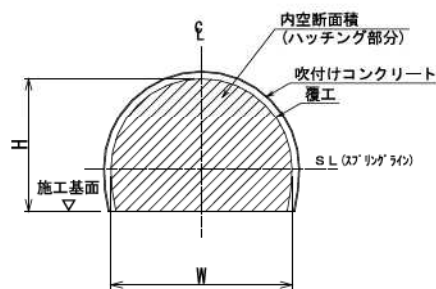
注 1) 内空幅とは、スプリングライン上での内空幅をいう。(付図-1, 2 に示すWをさす。)

注 2) 内空縦横比(H/W)は付図-1, 2 に示す内空高さ(H)と内空幅(W)の比で表示した。

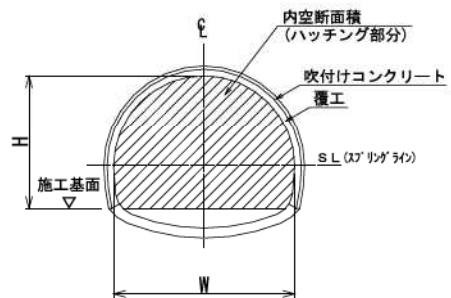
注 3) 内空形状は上半(SLより上)を形成する円弧の数で付図-3, 4 に示すように上半単心円(三心円)と上半三心円(五心円)とした。

注 4) 内空断面積は断面形状(内空縦横比など)の影響を受けやすいため、この影響を受けない内空幅により断面を区分する。参考値として各断面のおおよその内空断面積を表に示した。なお、ここでいう内空断面積とは、付図-1.2 に示すようにインバート(盤下げ)を含まない覆工内側の全内空断面積をいい、換気計算に用いる車道内空(舗装面の上部)とは異なる。

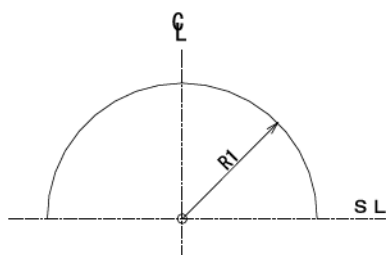
注 5) 大断面における非常駐車帯の内空断面の設定にあたっては、側壁部の形状を共有する形で拡大すると、極度に扁平になることも考えられるため、一般部の内空形状を相似拡大する案も含め、地山条件などに応じた検討が必要である。



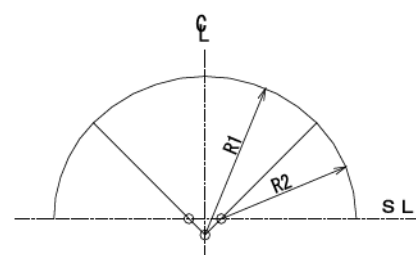
付図-1 インバートなしの場合



付図-2 インバートのある場合



付図-3 上半単心円



付図-4 上半三心円

出典：「道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 P.94」

内空断面形状比較表

| | 上半単心円 | 上半三心円 | 備考 |
|-------------------------|--|--|--|
| 断面図 | | | <p>・監査歩廊の通行に問題ないことを確認するため、建築限界高さ2mを明示する ⇒通行に問題なし</p> |
| 断面緒元 | <p>R1 = 4.400 m</p> <p>R2 = 6.600 m</p> <p>H1 = 1.350 m</p> <p>H2 = 1.800 m</p> <p>f = 0.705</p> | <p>R1 = 5.650 m</p> <p>R2 = 4.000 m</p> <p>R3 = 8.000 m</p> <p>H1 = 1.500 m</p> <p>H2 = 1.950 m</p> <p>f = 0.678</p> | |
| 内空断面積 (m ²) | A = 45.953 m ² (1.000) 0.000 m ² | A = 45.574 m ² (0.992) -0.379 m ² | |
| 概算工事費 | ■■■■円 | ■■■■円 ■■■■円 | 概算工事費は、次頁参照 |
| 評価 | 上半三心円が経済性で優位であり、監査歩廊の建築限界への食い込みもなく運用上望ましいため、「上半三心円断面」を採用する。 | | |

上半単心円と上半三心円の比較

(1) 概要

「上半単心円と上半三心円の比較(R=160m の場合)」における工事費算出は、一般に公開されている下記、「概算事業費算出表記入要領(案)」(四国地方整備局)を基に、上半単心円と上半三心円の場合における内空断面積より、各支保パターン断面ごとに算出した。

| トンネル | | | | | |
|------|------------------|-----|------------|---|--|
| 工 程 | 規 格 | 単 位 | 単 価 | 備 考 | 積算計上内訳書 |
| トンネル | 掘削覆工 B | m | 掘削区別別グラフ参照 | | 坑口付け部についてはDIII単価を適用する。 抗門工、トンネル仮設備については左記により別途計上する。 ※内空断面40m2未満、80m2以上は便宜調整すること。 |
| | 掘削覆工 C I | m | 掘削区別別グラフ参照 | | |
| | 掘削覆工 C II | m | 掘削区別別グラフ参照 | | |
| | 掘削覆工 D I | m | 掘削区別別グラフ参照 | | |
| | 掘削覆工 D II | m | 掘削区別別グラフ参照 | | |
| | 掘削覆工 D III | m | 掘削区別別グラフ参照 | | |
| | 抗門工 | 箇所 | | | 箇所当たり単価は直接工事費へ'-'である。 |
| | トンネル仮設備 | 月 | | $T = \frac{B_A}{B_A} + \frac{B_{C I}}{B_{C I}} + \frac{B_{C II}}{B_{C II}} + \frac{B_{D I}}{B_{D I}} + \frac{B_{D II}}{B_{D II}} + \frac{B_{D III}}{B_{D III}} + T I$ T : 仮設備供用月数 (月) B I : 各支保パターン毎延長 (m) B II : 各支保パターン毎の平均月当り掘進長 (m/月) B III : 100m/月 C I : 80m/月 C II : 70m/月 D I、D II、D III : 50m/月 T I : 覆工コンクリート等、各工法別加算月数 (月) 築設工法 1.0月 機械掘削工法 1.5月 | |
| | 非常用設備 等級A | m | | | トンネル再放送設備を設置する場合は 〇〇〇〇円/m を加算する。 |
| | 非常用設備 等級B、C | m | | | |
| | 照明設備 設計速度 80km/h | m | | | |
| | 舗装 高規格道路 | m | | | トンネル付帯施設 踏切歩道舗装 段石、円形水路、排水機含む |

注1) 注式長尺解管先受工法等の大規模な補助工法を行う場合は別途考慮すること。
 注2) 機械換気を行う場合は別途考慮する。
 注3) 非常用発電機を設置する場合は別途考慮する。

【トンネル断面毎の掘削覆工費の算定】

| 規格 | 単位 | 単価(千円/m) | | | |
|------------|----|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | 一般部 | インバート有り | 非常駐車帯有り | 大規模補助工法 |
| 掘削覆工 B | m | $y = x + \dots$ | | $y = x + \dots$ | |
| 掘削覆工 C I | m | $y = x + \dots$ | | $y = x + \dots$ | |
| 掘削覆工 C II | m | $y = x + \dots$ | | $y = x + \dots$ | |
| 掘削覆工 D I | m | $y = x + \dots$ | $y = x + \dots$ | | |
| 掘削覆工 D II | m | | $y = x + \dots$ | | |
| 掘削覆工 D III | m | | $y = x + \dots$ | | $y = x + \dots$ |
| 仮設備費 | ヶ月 | $y = T + \dots$ | | | T: 仮設備供用月数 |

y: m当りトンネル掘削覆工費、X=トンネル内空断面

【出典：「概算事業費算出表記入要領(案)」(四国地方整備局)】

(2) 算出結果

本項目では、以下①上半単心円断面の場合、②上半三心円断面の場合の各算出結果を示す。

①トンネル概算工事費根拠【上半単心円断面】 ※L=468.016m

・トンネル内空断面：x=45.953 m²

C II 断面 $y = x + \dots$ (円/m)

$\dots \times \dots + \dots = \dots$ (円/m) $\times 268.016$ (m) = \dots (円)

D I 断面 $y = x + \dots$ (円/m)

$\dots \times \dots + \dots = \dots$ (円/m) $\times 100.0$ (m) = \dots (円)

D III 断面 $y = x + \dots$ (円/m)

$\dots \times \dots + \dots = \dots$ (円/m) $\times 100.0$ (m) = \dots (円)

合計 = \dots (円)

諸経費 (50%) \dots (円)

合計 = \dots (円)

[基準]

※トンネルパターン延長は概略 (C II 60%、D I 20%、D III 20%) とした。

②トンネル概算工事費根拠【上半三心円断面】 ※L=468.016m

・トンネル内空断面：x=45.574 m²

C II 断面 $y = x + \dots$ (円/m)

$\dots \times \dots + \dots = \dots$ (円/m) $\times 268.016$ (m) = \dots (円)

D I 断面 $y = x + \dots$ (円/m)

$\dots \times \dots + \dots = \dots$ (円/m) $\times 200.0$ (m) = \dots (円)

D III 断面 $y = x + \dots$ (円/m)

$\dots \times \dots + \dots = \dots$ (円/m) $\times 200.0$ (m) = \dots (円)

合計 = \dots (円)

諸経費 (50%) \dots (円)

合計 = \dots (円)

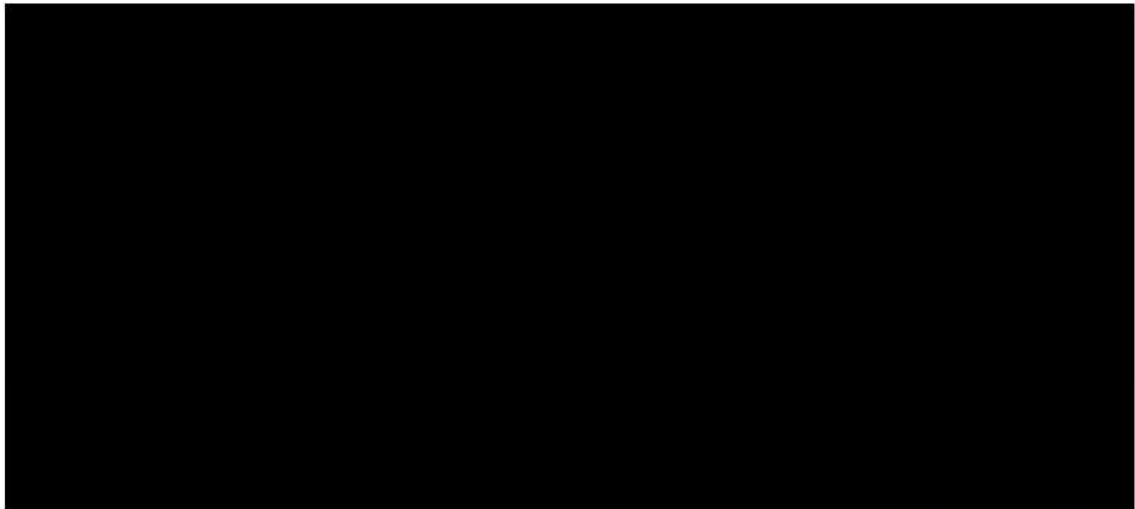
[\dots (円)]

※トンネルパターン延長は概略 (C II 60%、D I 20%、D III 20%) とした。

⇒上半三心円が経済的に優位 (\dots 円) であり、監査歩廊の建築限界への食い込みもなく運用上望ましいため、「上半三心円断面」を採用する。

3.2.3 断面諸値

内空断面の諸数値は下記の単位に丸めるものとする。



出典：「第 188 号 どうこう P.19~20」

当該トンネルにおいては、延長が卓越するのは平面曲線半径 $R=\infty$

($L=306.028\text{m}$ /全長 484.016m 、拌み勾配 2.0%) であるため、これにより足付け高さを決定する。

- ・路盤下端高さ (道路計画高を基点とする)

$$h = \frac{(2.75 + 0.542) \times 0.020}{\text{舗装幅}} + \frac{(0.20 + 0.15)}{\text{舗装厚}} = 0.416\text{m}$$

- ・側溝最下端高さ (道路計画高を基点とする)

$$h = \frac{(2.75 + 0.542) \times 0.020}{\text{舗装幅}} + \frac{0.414}{\text{側溝高}} = 0.480\text{m}$$

よって、大きい方の側溝下端高さ ($h=0.480\text{m}$) とする。

$$H2 = 1.500 + 0.480 = 1.980 \Rightarrow 1.950\text{m}$$

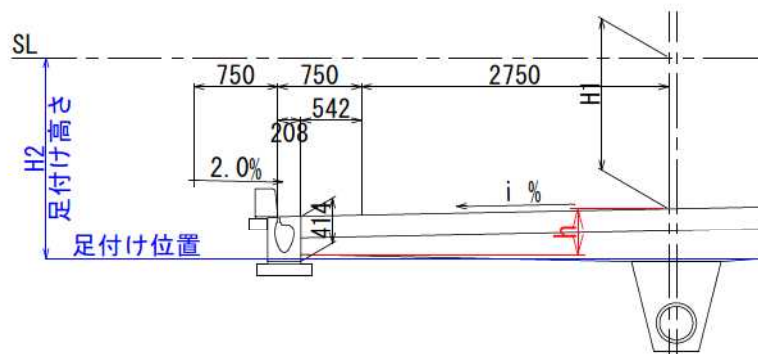


図-3.2.12 足付け位置設定図

3.3 内空断面検討結果

比較検討による検討結果を表-3.3.1に示す。

表-3.3.1 検討結果

| | 内空形状 | 検討条件 | | 検討結果 | 備考 |
|------|-------|------|------------------------|------------------------|----|
| | | ① | ② | | |
| 通常断面 | 上半三心円 | ① | R3=1.0R2 $f \geq 0.60$ | A=45.776m ² | |
| | | ② | R3=1.5R2 $f \geq 0.60$ | A=45.659m ² | |
| | | ③ | R3=2.0R2 $f \geq 0.60$ | A=45.574m ² | |

本トンネルの採用断面諸元は以下の通りである。

| | | | | | |
|----|---|--------|----------|---|----------------------|
| R1 | = | 5.650m | e | = | 0.069m |
| R2 | = | 4.000m | θ | = | 75° |
| R3 | = | 8.000m | f | = | 0.678 |
| H1 | = | 1.500m | A | = | 45.574m ² |
| H2 | = | 1.950m | B | = | 8.854m |

| 項目 | 余裕量一覧(mm) | | | | | | | | |
|--------------|-----------|-------|---|---|----|-------|----|----|---|
| | | 断面 左側 | | | | 断面 右側 | | | |
| | | A | B | C | D | E | F | G | H |
| R=∞ (直線) | セトル | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 拌み勾配±2.000% | 合計 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| R=350 (左カーブ) | セトル | 0 | 0 | 0 | 40 | 40 | 40 | 40 | |
| 片勾配 +2.000% | 合計 | 0 | 0 | 0 | 40 | 40 | 40 | 40 | |

| | |
|----------|--------------|
| — (直線) | 拌み勾配 ±2.000% |
| — (左カーブ) | 片勾配 +2.000% |
| | 40mm ≥ 40mm |

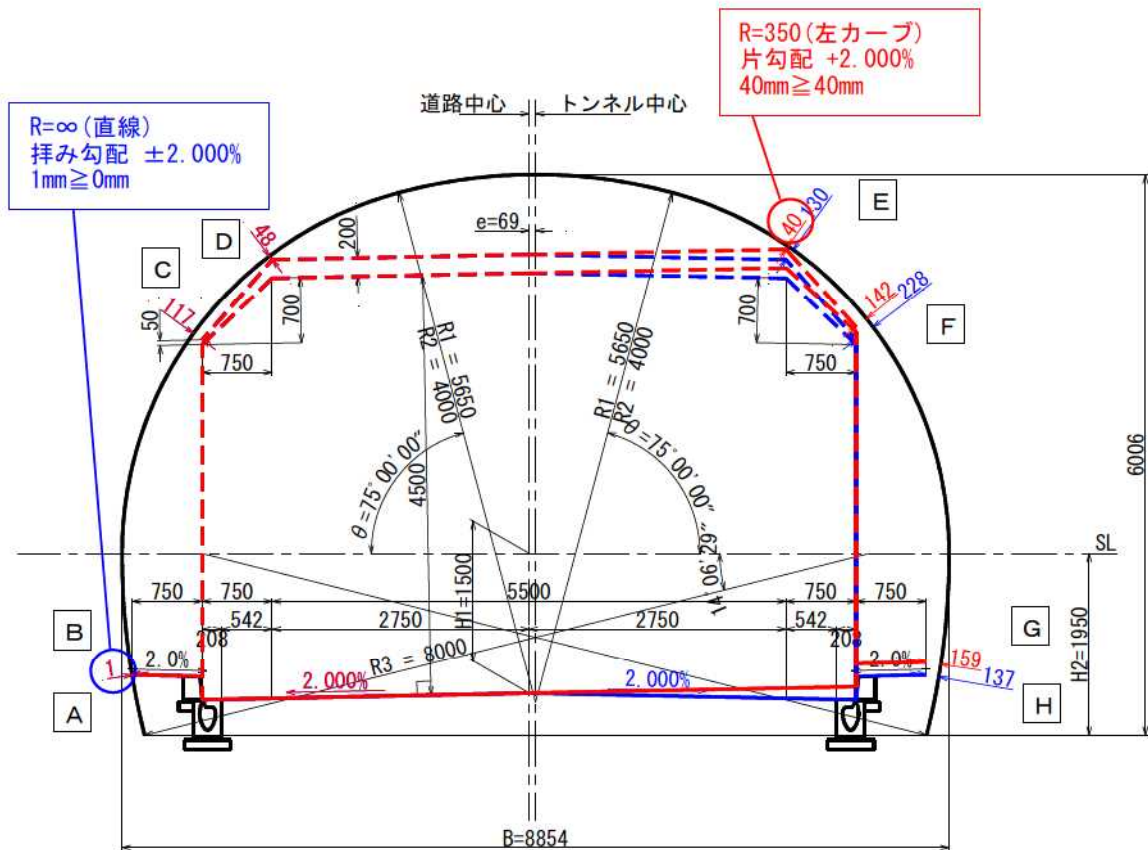


図-3.3.1 採用断面

3.4 インバートの設定



出典：「第188号 どうかう P.19」

脚部では、吹付けコンクリートと覆工の厚さの合計がインバート厚さとなるようにインバート厚さをすりつけるものとする。すりつけ形状については図-3.4.1を標準とする。

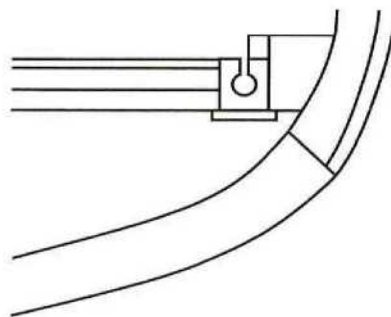


図-3.4.1 インバートの形状

出典：「道路トンネル技術基準 P.130」

インバートの設定方法

【検討方針及び検討結果】

- ①インバート半径は、一般に、中央排水工下端と側壁下端を通る円弧で決定する。
- ②横断勾配が低い側において、監査歩廊の足元余裕が確保出来るかについて照査した。
- ③その結果、側壁とインバートの擦り付け半径は、 $R=1.5\text{m}$ を用いた場合、監査歩廊の足元余裕が確保出来ないため、 $R=1.0\text{m}$ を採用した。

(vii)インバート半径は、路盤構造、中央排水工、側溝などを包含するとともに地山の性状を考慮した合理的な形状を選定しなければならない。一般には、インバート半径は、上半半径の2~3倍とすることが多い。また、インバートと側壁のすり付け部は、最も応力が集中しやすい箇所であり、極力大きなすり付け半径を採用すべきである。一般には、通常断面トンネルで1.0~1.5m、大断面トンネルでは1.5m以上のすり付け半径を採用することが望ましい。

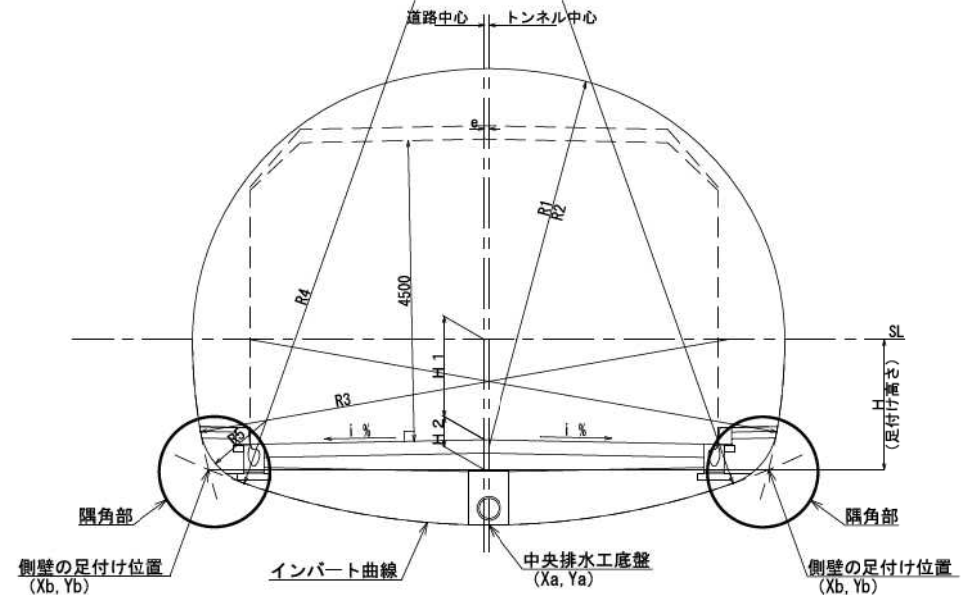
出典：「道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 P.96」

4-4 インバート

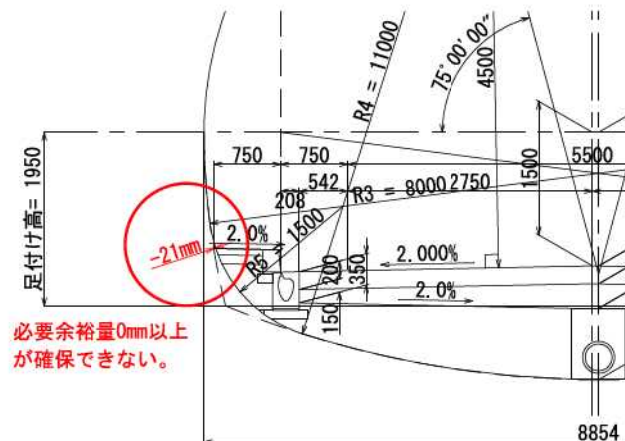
- (1) インバート半径は、中央排水工と側壁下端を通る円弧として設置する。ただし、路側排水工の設置に支障をきたす場合には、側壁下端に変えて路側排水工の端部を通る円弧として設定する。
- (2) インバートと側壁との接合円半径は1.5mを標準とする。ただし、路側排水工の設置に支障をきたす場合や監査歩廊下等にトンネル設備配管を埋設するスペースが不足する場合には1.0mとすることができる。

出典：「近畿地方整備局 設計便覧(案)第3編道路編 第8章トンネル P.8-13」

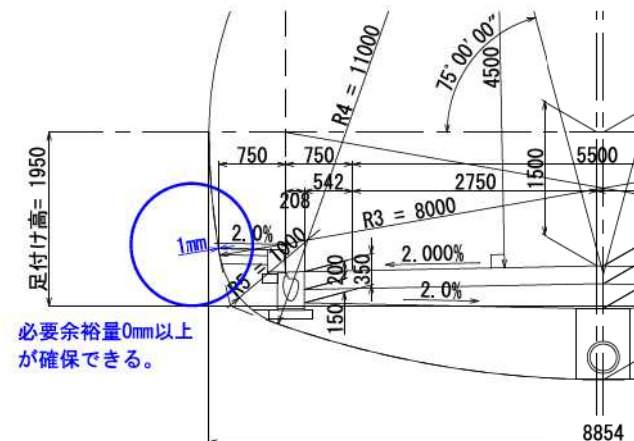
インバートの形状概要(参考図)



a: 隅角部半径R5を1.500mとした場合 out



b: 隅角部半径R5を1.000mとした場合 【採用】



3.5 参考資料

(1) 建築限界

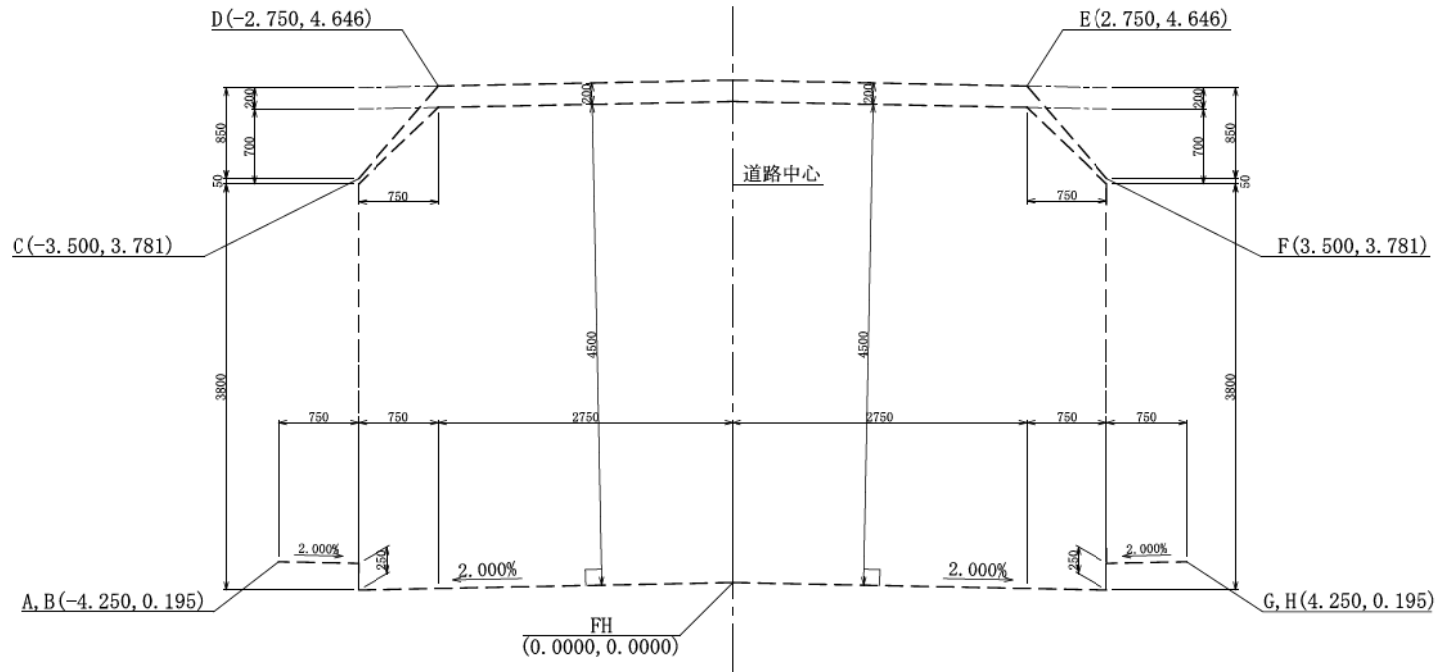
(2) 最小内空断面積計算結果

(3) インバート計算

(1) 建築限界

建築限界座標図(1) S=1:50

拌み勾配 $i = \pm 2.000\%$ (鉛直)

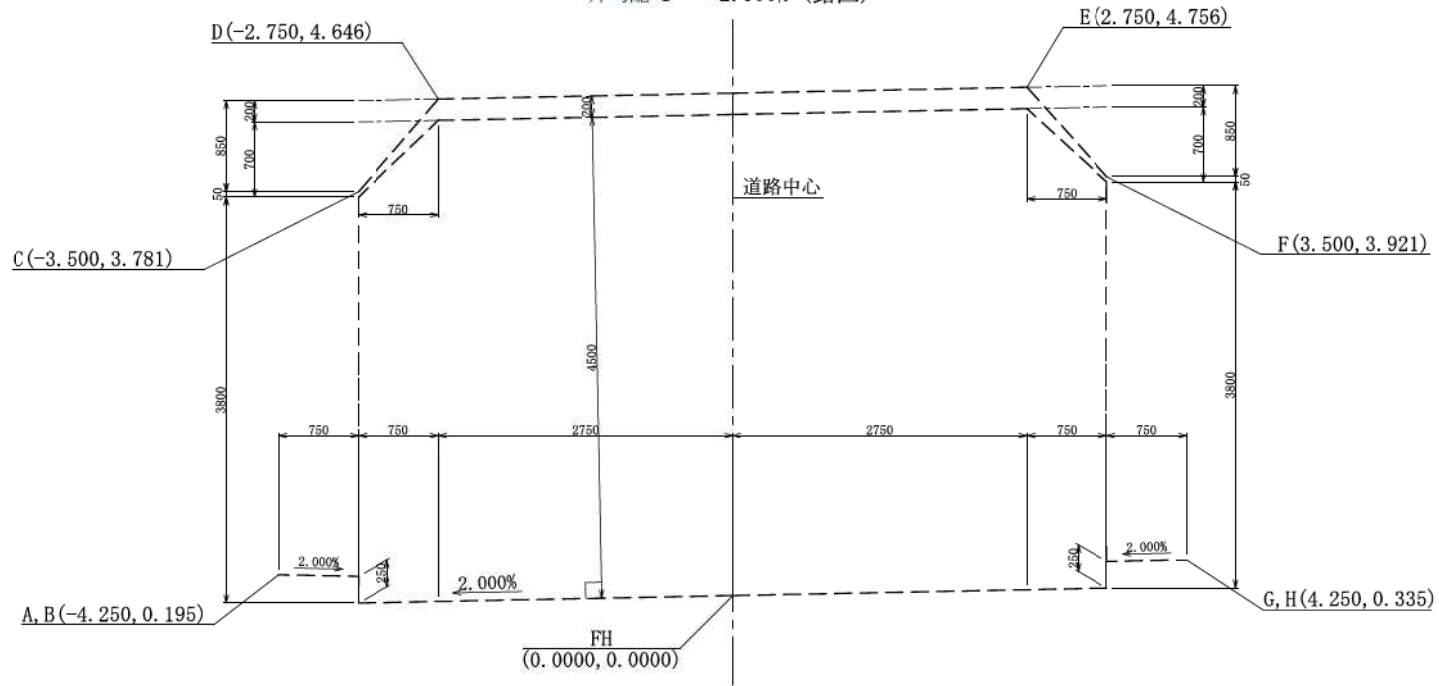


| | X 座標計算 | | Y 座標計算 | |
|------|----------------------------|--------|--|-------|
| A, B | $-(2.750 + 0.750 + 0.750)$ | -4.250 | $(2.750 + 0.750) \times (-0.02000) + 0.250 + 0.750 \times 0.02000$ | 0.195 |
| C | $-(2.750 + 0.750)$ | -3.500 | $(2.750 + 0.750) \times (-0.02000) + 3.850 / \cos \theta$ | 3.781 |
| D | $-(2.750 + 0.750 - 0.750)$ | -2.750 | $(2.750 + 0.750 - 0.750) \times (-0.02000) + 4.700 / \cos \theta$ | 4.646 |
| E | $2.750 + 0.750 - 0.750$ | 2.750 | $(2.750 + 0.750 - 0.750) \times (-0.02000) + 4.700 / \cos \theta$ | 4.646 |
| F | $2.750 + 0.750$ | 3.500 | $(2.750 + 0.750) \times (-0.02000) + 3.850 / \cos \theta$ | 3.781 |
| G, H | $2.750 + 0.750 + 0.750$ | 4.250 | $(2.750 + 0.750) \times (-0.02000) + 0.250 + 0.750 \times 0.02000$ | 0.195 |

※ $\theta = \arctan(0.02000) = 1.145763^\circ$

建築限界座標図(2) S=1:50

片勾配 $i = +2.000\%$ (鉛直)



| | X 座標計算 | | Y 座標計算 | |
|------|----------------------------|--------|--|-------|
| A, B | $-(2.750 + 0.750 + 0.750)$ | -4.250 | $(2.750 + 0.750) \times (-0.02000) + 0.250 + 0.750 \times 0.02000$ | 0.195 |
| C | $-(2.750 + 0.750)$ | -3.500 | $(2.750 + 0.750) \times (-0.02000) + 3.850 / \cos \theta$ | 3.781 |
| D | $-(2.750 + 0.750 - 0.750)$ | -2.750 | $(2.750 + 0.750 - 0.750) \times (-0.02000) + 4.700 / \cos \theta$ | 4.646 |
| E | $2.750 + 0.750 - 0.750$ | 2.750 | $(2.750 + 0.750 - 0.750) \times 0.02000 + 4.700 / \cos \theta$ | 4.756 |
| F | $2.750 + 0.750$ | 3.500 | $(2.750 + 0.750) \times 0.02000 + 3.850 / \cos \theta$ | 3.921 |
| G, H | $2.750 + 0.750 + 0.750$ | 4.250 | $(2.750 + 0.750) \times 0.02000 + 0.250 + 0.750 \times 0.02000$ | 0.335 |

※ $\theta = \text{A tan} (0.02000) = 1.145763^\circ$

(2) 最小内空断面積計算結果

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

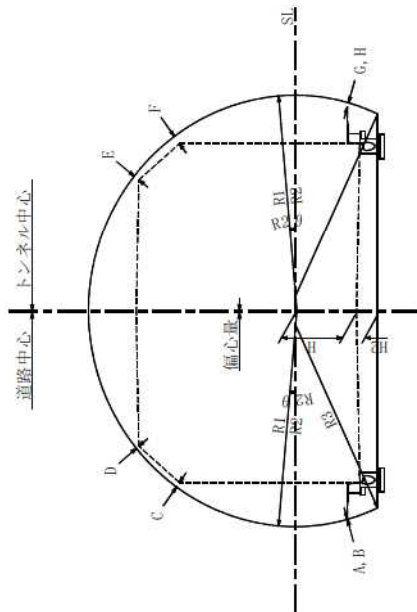
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 5.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | | 左カーブR=350鉛直 | |
|-----|-------|----|-------------|----|
| | I | II | I | II |
| | | | | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|-------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.450 | 4.150 | 4.150 | 5.000 | 1.300 | 0.450 | 69.386 | 1.072 | 1.000 | 8.898 | I | 0.003 | 0.003 | 0.107 | 0.070 | 0.128 | 0.182 | 0.092 | 0.092 |
| 2 | 4.450 | 4.200 | 4.200 | 5.000 | 1.300 | 0.450 | 69.432 | 1.060 | 1.000 | 8.898 | II | 0.007 | 0.007 | 0.111 | 0.074 | 0.130 | 0.183 | 0.092 | 0.092 |
| 3 | 4.450 | 4.250 | 4.250 | 5.000 | 1.300 | 0.450 | 69.478 | 1.047 | 1.000 | 8.898 | II | 0.011 | 0.011 | 0.116 | 0.079 | 0.132 | 0.184 | 0.092 | 0.092 |
| 4 | 4.500 | 3.350 | 3.350 | 5.000 | 1.300 | 0.450 | 68.397 | 1.343 | 1.000 | 8.991 | I | 0.001 | 0.001 | 0.105 | 0.055 | 0.126 | 0.197 | 0.109 | 0.109 |
| 5 | 4.500 | 3.650 | 3.650 | 5.000 | 1.250 | 0.450 | 68.114 | 1.233 | 1.000 | 8.994 | I | 0.001 | 0.001 | 0.064 | 0.016 | 0.128 | 0.209 | 0.173 | 0.173 |
| 6 | 4.500 | 3.700 | 3.700 | 5.000 | 1.250 | 0.450 | 68.160 | 1.216 | 1.000 | 8.994 | II | 0.005 | 0.005 | 0.069 | 0.021 | 0.130 | 0.210 | 0.174 | 0.174 |
| 7 | 4.500 | 3.750 | 3.750 | 5.000 | 1.250 | 0.450 | 68.205 | 1.200 | 1.000 | 8.994 | II | 0.009 | 0.009 | 0.073 | 0.025 | 0.132 | 0.211 | 0.174 | 0.174 |
| 8 | 4.500 | 4.150 | 4.150 | 5.000 | 1.200 | 0.450 | 68.014 | 1.084 | 1.000 | 8.997 | I | 0.022 | 0.022 | 0.051 | 0.003 | 0.130 | 0.214 | 0.220 | 0.220 |
| 9 | 4.500 | 4.200 | 4.200 | 5.000 | 1.200 | 0.450 | 68.060 | 1.071 | 1.000 | 8.998 | II | 0.024 | 0.024 | 0.054 | 0.007 | 0.133 | 0.217 | 0.222 | 0.222 |
| 10 | 4.500 | 4.250 | 4.250 | 5.000 | 1.200 | 0.450 | 68.105 | 1.059 | 1.000 | 8.998 | II | 0.026 | 0.026 | 0.056 | 0.010 | 0.137 | 0.220 | 0.224 | 0.224 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

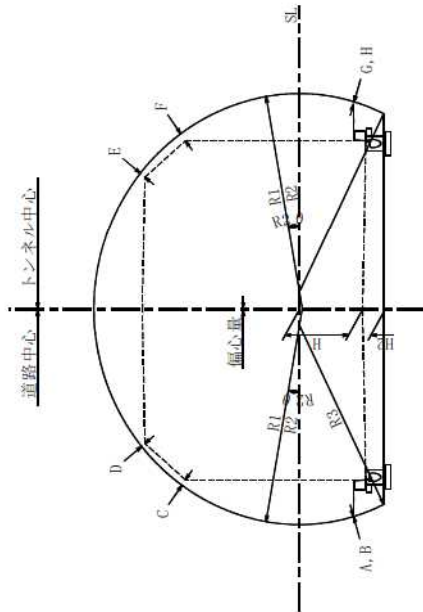
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 10.00°

建築限界座標 (計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | | 左カーブR=350鉛直 | |
|-----|-------|----|-------------|----|
| | I | II | I | II |
| | | | | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.450 | 4.100 | 4.100 | 10.000 | 1.350 | 0.450 | 69.625 | 1.085 | 1.000 | 8.889 | I | 0.003 | 0.003 | 0.132 | 0.094 | 0.127 | 0.175 | 0.052 | 0.052 |
| 2 | 4.450 | 4.300 | 4.300 | 10.000 | 1.300 | 0.450 | 69.405 | 1.035 | 1.000 | 8.895 | II | 0.005 | 0.005 | 0.132 | 0.094 | 0.041 | 0.092 | 0.090 | 0.090 |
| 3 | 4.450 | 4.350 | 4.350 | 10.000 | 1.300 | 0.450 | 69.491 | 1.023 | 1.000 | 8.897 | I | 0.012 | 0.012 | 0.115 | 0.078 | 0.133 | 0.185 | 0.096 | 0.096 |
| 4 | 4.500 | 3.850 | 3.850 | 10.000 | 1.300 | 0.450 | 68.340 | 1.169 | 1.000 | 8.980 | I | 0.002 | 0.002 | 0.082 | 0.034 | 0.128 | 0.204 | 0.147 | 0.147 |
| 5 | 4.500 | 3.900 | 3.900 | 10.000 | 1.300 | 0.450 | 68.425 | 1.154 | 1.000 | 8.982 | II | 0.009 | 0.009 | 0.082 | 0.034 | 0.041 | 0.119 | 0.187 | 0.187 |
| 6 | 4.500 | 4.050 | 4.050 | 10.000 | 1.250 | 0.450 | 68.124 | 1.111 | 1.000 | 8.986 | I | 0.004 | 0.004 | 0.055 | 0.007 | 0.130 | 0.214 | 0.195 | 0.195 |
| 7 | 4.500 | 4.100 | 4.100 | 10.000 | 1.250 | 0.450 | 68.209 | 1.098 | 1.000 | 8.988 | II | 0.004 | 0.004 | 0.055 | 0.007 | 0.042 | 0.127 | 0.231 | 0.231 |
| 8 | 4.500 | 4.150 | 4.150 | 10.000 | 1.250 | 0.450 | 68.294 | 1.084 | 1.000 | 8.989 | I | 0.018 | 0.018 | 0.072 | 0.026 | 0.138 | 0.217 | 0.192 | 0.192 |
| 9 | 4.500 | 4.350 | 4.350 | 10.000 | 1.200 | 0.450 | 68.078 | 1.034 | 1.000 | 8.995 | II | 0.018 | 0.018 | 0.072 | 0.026 | 0.051 | 0.131 | 0.227 | 0.227 |
| 10 | 4.550 | 3.450 | 3.450 | 10.000 | 1.300 | 0.450 | 67.379 | 1.319 | 1.000 | 9.067 | I | 0.027 | 0.027 | 0.054 | 0.007 | 0.133 | 0.217 | 0.225 | 0.225 |
| | | | | | | 0.450 | | | | | II | 0.027 | 0.027 | 0.054 | 0.007 | 0.046 | 0.131 | 0.257 | 0.257 |
| | | | | | | 0.450 | | | | | I | 0.003 | 0.003 | 0.068 | 0.009 | 0.129 | 0.224 | 0.188 | 0.188 |
| | | | | | | 0.450 | | | | | II | 0.003 | 0.003 | 0.068 | 0.009 | 0.041 | 0.136 | 0.233 | 0.233 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

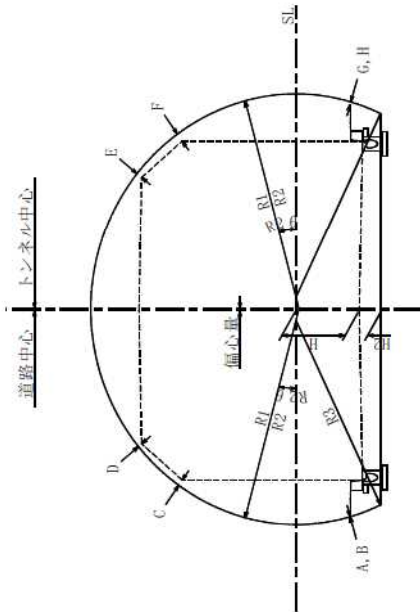
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 15.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | | 左カーブR=350鉛直 | |
|-----|-------|----|-------------|----|
| | I | II | I | II |
| | | | | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.450 | 4.200 | 4.200 | 15.000 | 1.350 | 0.450 | 69.630 | 1.060 | 1.000 | 8.883 | I | 0.001 | 0.001 | 0.128 | 0.089 | 0.126 | 0.175 | 0.056 | 0.056 |
| 2 | 4.450 | 4.350 | 4.350 | 15.000 | 1.300 | 0.450 | 69.425 | 1.023 | 1.000 | 8.893 | II | 0.006 | 0.006 | 0.106 | 0.068 | 0.129 | 0.184 | 0.099 | 0.099 |
| 3 | 4.450 | 4.400 | 4.400 | 15.000 | 1.300 | 0.450 | 69.544 | 1.011 | 1.000 | 8.897 | I | 0.016 | 0.016 | 0.119 | 0.083 | 0.135 | 0.186 | 0.095 | 0.095 |
| 4 | 4.500 | 3.950 | 3.950 | 15.000 | 1.350 | 0.450 | 68.704 | 1.139 | 1.000 | 8.963 | I | 0.005 | 0.005 | 0.113 | 0.064 | 0.130 | 0.198 | 0.107 | 0.107 |
| 5 | 4.500 | 4.050 | 4.050 | 15.000 | 1.300 | 0.450 | 68.383 | 1.111 | 1.000 | 8.969 | II | 0.001 | 0.001 | 0.077 | 0.028 | 0.128 | 0.205 | 0.155 | 0.155 |
| 6 | 4.500 | 4.100 | 4.100 | 15.000 | 1.300 | 0.450 | 68.501 | 1.098 | 1.000 | 8.973 | I | 0.011 | 0.011 | 0.090 | 0.043 | 0.134 | 0.208 | 0.152 | 0.152 |
| 7 | 4.500 | 4.200 | 4.200 | 15.000 | 1.250 | 0.450 | 68.181 | 1.071 | 1.000 | 8.980 | II | 0.006 | 0.006 | 0.055 | 0.007 | 0.130 | 0.214 | 0.197 | 0.197 |
| 8 | 4.500 | 4.250 | 4.250 | 15.000 | 1.250 | 0.450 | 68.299 | 1.059 | 1.000 | 8.983 | II | 0.016 | 0.016 | 0.068 | 0.022 | 0.136 | 0.216 | 0.194 | 0.194 |
| 9 | 4.500 | 4.400 | 4.400 | 15.000 | 1.200 | 0.450 | 68.097 | 1.023 | 1.000 | 8.993 | I | 0.028 | 0.028 | 0.054 | 0.007 | 0.134 | 0.217 | 0.226 | 0.226 |
| 10 | 4.550 | 3.800 | 3.800 | 15.000 | 1.300 | 0.450 | 67.476 | 1.197 | 1.000 | 9.049 | II | 0.006 | 0.006 | 0.062 | 0.003 | 0.130 | 0.227 | 0.204 | 0.204 |

最小内空断面積計算結果

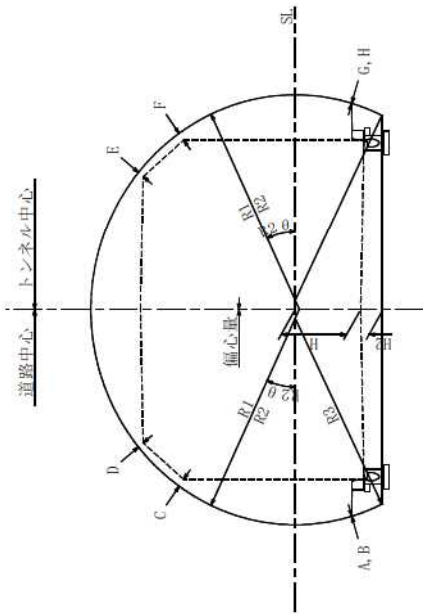
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=1.0R2
R2θ： 25.00°

建築限界座標 (計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H | |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.450 | 4.250 | 4.250 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 70.132 | 1.047 | 1.000 | 8.863 | I | 0.006 | 0.006 | 0.168 | 0.130 | 0.132 | 0.170 | 0.008 | 0.008 | |
| 2 | 4.450 | 4.300 | 4.300 | 25.000 | 1.350 | 0.450 | 69.732 | 1.035 | 1.000 | 8.872 | I | 0.007 | 0.007 | 0.168 | 0.130 | 0.130 | 0.174 | 0.088 | 0.045 | 0.045 |
| 3 | 4.450 | 4.400 | 4.400 | 25.000 | 1.300 | 0.450 | 69.498 | 1.011 | 1.000 | 8.891 | I | 0.009 | 0.009 | 0.111 | 0.074 | 0.131 | 0.184 | 0.096 | 0.096 | 0.096 |
| 4 | 4.500 | 4.100 | 4.100 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 69.254 | 1.098 | 1.000 | 8.925 | I | 0.007 | 0.007 | 0.150 | 0.100 | 0.130 | 0.189 | 0.101 | 0.130 | 0.130 |
| 5 | 4.500 | 4.250 | 4.250 | 25.000 | 1.300 | 0.450 | 68.627 | 1.059 | 1.000 | 8.953 | I | 0.008 | 0.008 | 0.090 | 0.042 | 0.131 | 0.206 | 0.147 | 0.147 | 0.147 |
| 6 | 4.500 | 4.350 | 4.350 | 25.000 | 1.250 | 0.450 | 68.398 | 1.034 | 1.000 | 8.972 | I | 0.016 | 0.016 | 0.071 | 0.024 | 0.136 | 0.215 | 0.120 | 0.182 | 0.182 |
| 7 | 4.500 | 4.450 | 4.450 | 25.000 | 1.200 | 0.450 | 68.169 | 1.011 | 1.000 | 8.991 | I | 0.028 | 0.028 | 0.056 | 0.011 | 0.137 | 0.220 | 0.134 | 0.223 | 0.223 |
| 8 | 4.550 | 3.950 | 3.950 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 68.388 | 1.152 | 1.000 | 8.988 | I | 0.005 | 0.005 | 0.129 | 0.068 | 0.130 | 0.209 | 0.100 | 0.100 | 0.100 |
| 9 | 4.550 | 4.100 | 4.100 | 25.000 | 1.300 | 0.450 | 67.768 | 1.110 | 1.000 | 9.016 | I | 0.006 | 0.006 | 0.067 | 0.008 | 0.131 | 0.226 | 0.138 | 0.198 | 0.198 |
| 10 | 4.600 | 3.800 | 3.800 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 67.534 | 1.211 | 1.000 | 9.050 | I | 0.002 | 0.002 | 0.107 | 0.035 | 0.129 | 0.229 | 0.148 | 0.148 | 0.148 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

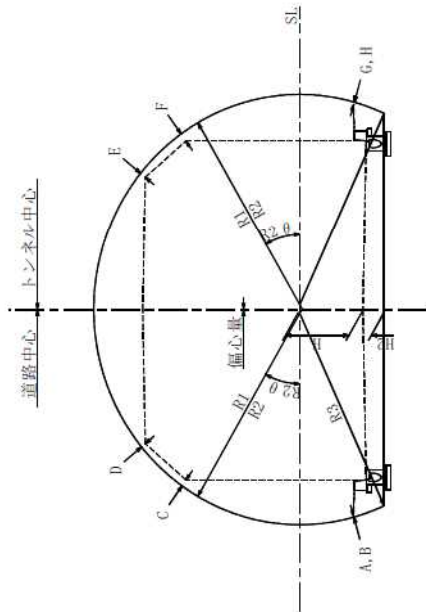
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 30.00°

建築限界座標 (計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.450 | 4.350 | 4.350 | 30.000 | 1.350 | 0.450 | 69.873 | 1.023 | 1.000 | 8.873 | I | 0.010 | 0.010 | 0.144 | 0.106 | 0.132 | 0.176 | 0.049 | 0.049 |
| 2 | 4.450 | 4.400 | 4.400 | 30.000 | 1.300 | 0.450 | 69.486 | 1.011 | 1.000 | 8.887 | II | 0.005 | 0.005 | 0.144 | 0.106 | 0.046 | 0.093 | 0.084 | 0.084 |
| 3 | 4.500 | 4.150 | 4.150 | 30.000 | 1.400 | 0.450 | 69.333 | 1.084 | 1.000 | 8.906 | I | 0.000 | 0.000 | 0.107 | 0.070 | 0.129 | 0.184 | 0.096 | 0.096 |
| 4 | 4.500 | 4.300 | 4.300 | 30.000 | 1.300 | 0.450 | 68.742 | 1.047 | 1.000 | 8.946 | II | 0.000 | 0.000 | 0.147 | 0.096 | 0.039 | 0.101 | 0.085 | 0.085 |
| 5 | 4.500 | 4.350 | 4.350 | 30.000 | 1.250 | 0.450 | 68.960 | 1.034 | 1.000 | 8.960 | I | 0.005 | 0.005 | 0.060 | 0.012 | 0.130 | 0.212 | 0.189 | 0.189 |
| 6 | 4.500 | 4.400 | 4.400 | 30.000 | 1.250 | 0.450 | 68.537 | 1.023 | 1.000 | 8.973 | II | 0.026 | 0.026 | 0.085 | 0.040 | 0.142 | 0.217 | 0.185 | 0.185 |
| 7 | 4.500 | 4.450 | 4.450 | 30.000 | 1.200 | 0.450 | 68.157 | 1.011 | 1.000 | 8.987 | I | 0.026 | 0.026 | 0.054 | 0.008 | 0.134 | 0.218 | 0.224 | 0.224 |
| 8 | 4.550 | 4.050 | 4.050 | 30.000 | 1.400 | 0.450 | 68.592 | 1.123 | 1.000 | 8.966 | II | 0.004 | 0.004 | 0.054 | 0.008 | 0.046 | 0.131 | 0.255 | 0.255 |
| 9 | 4.550 | 4.200 | 4.200 | 30.000 | 1.300 | 0.450 | 68.008 | 1.083 | 1.000 | 9.006 | I | 0.016 | 0.016 | 0.135 | 0.074 | 0.130 | 0.207 | 0.090 | 0.090 |
| 10 | 4.600 | 4.000 | 4.000 | 30.000 | 1.350 | 0.450 | 67.483 | 1.150 | 1.000 | 9.039 | II | 0.016 | 0.016 | 0.085 | 0.027 | 0.137 | 0.227 | 0.187 | 0.187 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

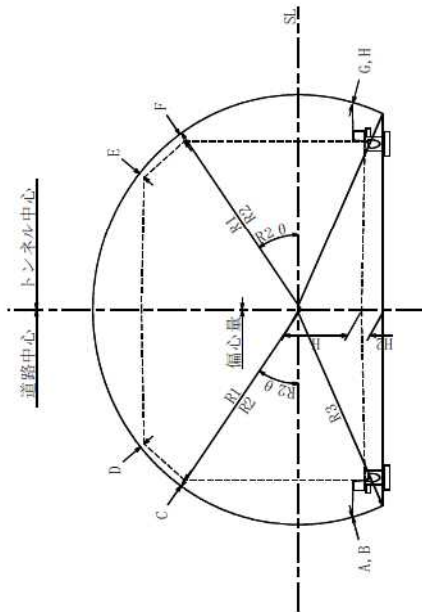
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 35.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.450 | 4.350 | 4.350 | 35.000 | 1.350 | 0.450 | 69.864 | 1.023 | 1.000 | 8.864 | I | 0.004 | 0.004 | 0.138 | 0.099 | 0.127 | 0.174 | 0.046 | 0.046 |
| 2 | 4.450 | 4.400 | 4.400 | 35.000 | 1.300 | 0.450 | 69.481 | 1.011 | 1.000 | 8.882 | I | 0.002 | 0.002 | 0.104 | 0.066 | 0.127 | 0.182 | 0.095 | 0.095 |
| 3 | 4.500 | 4.350 | 4.350 | 35.000 | 1.300 | 0.450 | 68.903 | 1.034 | 1.000 | 8.946 | I | 0.021 | 0.021 | 0.112 | 0.065 | 0.139 | 0.207 | 0.135 | 0.135 |
| 4 | 4.500 | 4.400 | 4.400 | 35.000 | 1.250 | 0.450 | 68.526 | 1.023 | 1.000 | 8.964 | II | 0.018 | 0.018 | 0.078 | 0.032 | 0.138 | 0.215 | 0.183 | 0.183 |
| 5 | 4.500 | 4.450 | 4.450 | 35.000 | 1.200 | 0.450 | 68.151 | 1.011 | 1.000 | 8.982 | I | 0.023 | 0.023 | 0.052 | 0.005 | 0.131 | 0.216 | 0.222 | 0.222 |
| 6 | 4.550 | 4.250 | 4.250 | 35.000 | 1.300 | 0.450 | 68.152 | 1.071 | 1.000 | 8.991 | II | 0.015 | 0.015 | 0.091 | 0.032 | 0.136 | 0.225 | 0.177 | 0.177 |
| 7 | 4.550 | 4.300 | 4.300 | 35.000 | 1.250 | 0.450 | 67.779 | 1.058 | 1.000 | 9.010 | I | 0.019 | 0.019 | 0.062 | 0.003 | 0.131 | 0.227 | 0.220 | 0.220 |
| 8 | 4.600 | 4.100 | 4.100 | 35.000 | 1.350 | 0.450 | 67.780 | 1.122 | 1.000 | 9.019 | II | 0.010 | 0.010 | 0.103 | 0.033 | 0.134 | 0.234 | 0.169 | 0.169 |
| 9 | 4.600 | 4.150 | 4.150 | 35.000 | 1.300 | 0.450 | 67.408 | 1.108 | 1.000 | 9.037 | I | 0.012 | 0.012 | 0.072 | 0.002 | 0.130 | 0.239 | 0.216 | 0.216 |
| 10 | 4.650 | 3.950 | 3.950 | 35.000 | 1.400 | 0.450 | 67.410 | 1.177 | 1.000 | 9.047 | II | 0.004 | 0.004 | 0.115 | 0.033 | 0.130 | 0.242 | 0.158 | 0.158 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

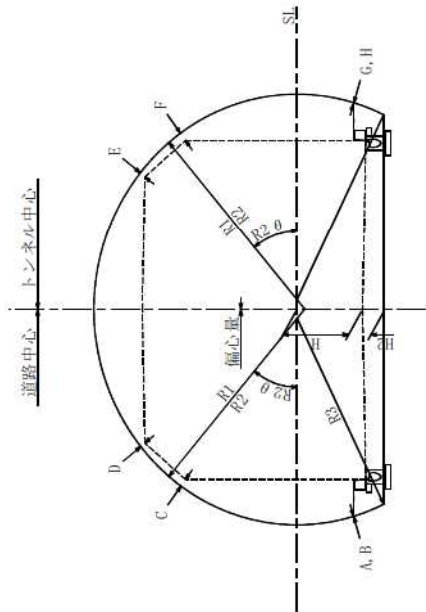
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 40.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H | |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.500 | 4.250 | 4.250 | 40.000 | 1.400 | 0.450 | 69.675 | 1.059 | 1.000 | 8.883 | I | 0.006 | 0.006 | 0.165 | 0.115 | 0.129 | 0.183 | 0.027 | 0.027 | |
| 2 | 4.500 | 4.300 | 4.300 | 40.000 | 1.350 | 0.450 | 69.292 | 1.047 | 1.000 | 8.906 | II | 0.008 | 0.008 | 0.134 | 0.085 | 0.131 | 0.193 | 0.079 | 0.079 | |
| 3 | 4.500 | 4.350 | 4.350 | 40.000 | 1.300 | 0.450 | 68.910 | 1.034 | 1.000 | 8.930 | I | 0.010 | 0.010 | 0.103 | 0.055 | 0.132 | 0.203 | 0.130 | 0.130 | |
| 4 | 4.500 | 4.400 | 4.400 | 40.000 | 1.250 | 0.450 | 68.530 | 1.023 | 1.000 | 8.953 | II | 0.011 | 0.011 | 0.072 | 0.025 | 0.134 | 0.212 | 0.118 | 0.164 | 0.164 |
| 5 | 4.500 | 4.450 | 4.450 | 40.000 | 1.200 | 0.450 | 68.153 | 1.011 | 1.000 | 8.977 | I | 0.021 | 0.021 | 0.050 | 0.002 | 0.141 | 0.213 | 0.219 | 0.219 | |
| 6 | 4.550 | 4.350 | 4.350 | 40.000 | 1.250 | 0.450 | 67.967 | 1.046 | 1.000 | 9.006 | II | 0.022 | 0.022 | 0.073 | 0.017 | 0.147 | 0.234 | 0.217 | 0.217 | |
| 7 | 4.550 | 4.400 | 4.400 | 40.000 | 1.200 | 0.450 | 67.593 | 1.034 | 1.000 | 9.030 | I | 0.043 | 0.043 | 0.060 | 0.001 | 0.129 | 0.225 | 0.246 | 0.246 | |
| 8 | 4.600 | 4.150 | 4.150 | 40.000 | 1.350 | 0.450 | 67.976 | 1.108 | 1.000 | 8.989 | II | 0.043 | 0.043 | 0.060 | 0.001 | 0.129 | 0.229 | 0.277 | 0.277 | |
| 9 | 4.600 | 4.200 | 4.200 | 40.000 | 1.300 | 0.450 | 67.602 | 1.095 | 1.000 | 9.013 | I | 0.002 | 0.002 | 0.104 | 0.033 | 0.141 | 0.241 | 0.191 | 0.191 | |
| 10 | 4.650 | 4.150 | 4.150 | 40.000 | 1.300 | 0.450 | 67.048 | 1.120 | 1.000 | 9.066 | II | 0.003 | 0.003 | 0.073 | 0.003 | 0.130 | 0.238 | 0.206 | 0.206 | |
| | | | | | | | | | | | | 0.025 | 0.025 | 0.082 | 0.001 | 0.130 | 0.249 | 0.231 | 0.231 | |
| | | | | | | | | | | | | 0.025 | 0.025 | 0.082 | 0.001 | 0.130 | 0.249 | 0.231 | 0.231 | |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

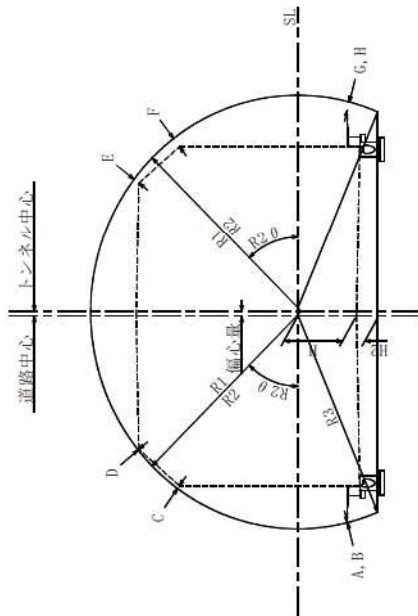
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 45.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|-------------|--------|--------|---------|
| | X | Y | X | Y |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 0.1950 |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -4.2500 |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 0.1950 |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 3.7810 |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 0.1950 |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 0.1950 |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------|--------|
| | I | II |
| | 4.300 | 4.2500 |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 4.500 | 4.400 | 4.400 | 45.000 | 1.250 | 0.450 | 68.549 | 45.924 | 68.549 | 1.023 | 1.000 | 8.941 | I 0.088 | 0.004 0.004 | 0.003 0.003 | 0.067 0.067 | 0.029 0.020 | 0.129 0.041 | 0.208 0.122 | 0.175 0.208 | 0.175 0.208 |
| 2 | 4.550 | 4.300 | 4.300 | 45.000 | 1.300 | 0.450 | 68.388 | 45.993 | 68.388 | 1.058 | 1.000 | 8.954 | II | 0.003 | 0.003 | 0.089 | 0.032 | 0.129 | 0.216 | 0.156 | 0.156 |
| 3 | 4.550 | 4.350 | 4.350 | 45.000 | 1.250 | 0.450 | 68.002 | 45.987 | 68.002 | 1.046 | 1.000 | 8.983 | I | 0.007 | 0.007 | 0.061 | 0.005 | 0.133 | 0.227 | 0.209 | 0.209 |
| 4 | 4.600 | 4.200 | 4.200 | 45.000 | 1.350 | 0.450 | 68.228 | 46.055 | 68.228 | 1.095 | 1.000 | 8.966 | II | 0.002 | 0.002 | 0.112 | 0.044 | 0.128 | 0.223 | 0.134 | 0.134 |
| 5 | 4.600 | 4.250 | 4.250 | 45.000 | 1.300 | 0.450 | 67.843 | 46.053 | 67.843 | 1.082 | 1.000 | 8.995 | I | 0.006 | 0.006 | 0.083 | 0.017 | 0.132 | 0.234 | 0.189 | 0.189 |
| 6 | 4.650 | 4.150 | 4.150 | 45.000 | 1.350 | 0.450 | 67.684 | 46.114 | 67.684 | 1.120 | 1.000 | 9.007 | II | 0.004 | 0.004 | 0.106 | 0.029 | 0.131 | 0.241 | 0.167 | 0.167 |
| 7 | 4.650 | 4.200 | 4.200 | 45.000 | 1.300 | 0.450 | 67.303 | 46.112 | 67.303 | 1.107 | 1.000 | 9.036 | I | 0.013 | 0.013 | 0.080 | 0.004 | 0.132 | 0.249 | 0.219 | 0.219 |
| 8 | 4.700 | 4.050 | 4.050 | 45.000 | 1.400 | 0.450 | 67.526 | 46.167 | 67.526 | 1.160 | 1.000 | 9.019 | II | 0.001 | 0.001 | 0.129 | 0.040 | 0.130 | 0.160 | 0.158 | 0.158 |
| 9 | 4.700 | 4.100 | 4.100 | 45.000 | 1.350 | 0.450 | 67.146 | 46.170 | 67.146 | 1.146 | 1.000 | 9.049 | I | 0.007 | 0.007 | 0.100 | 0.013 | 0.133 | 0.258 | 0.200 | 0.200 |
| 10 | 4.750 | 4.000 | 4.000 | 45.000 | 1.400 | 0.450 | 66.989 | 46.222 | 66.989 | 1.188 | 1.000 | 9.061 | II | 0.003 | 0.003 | 0.122 | 0.024 | 0.132 | 0.264 | 0.177 | 0.177 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

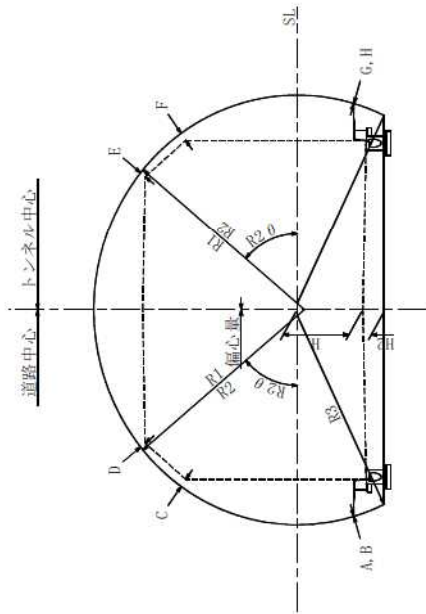
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 50.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.500 | 4.300 | 4.300 | 50.000 | 1.400 | 0.450 | 0.001 | 46.133 | 69.963 | 1.047 | 1.000 | 8.857 | I | 0.005 | 0.005 | 0.172 | 0.127 | 0.128 | 0.173 | 0.007 | 0.007 |
| 2 | 4.500 | 4.350 | 4.350 | 50.000 | 1.350 | 0.450 | 0.026 | 46.187 | 69.551 | 1.034 | 1.000 | 8.893 | II | 0.014 | 0.014 | 0.146 | 0.102 | 0.135 | 0.189 | 0.064 | 0.064 |
| 3 | 4.550 | 4.250 | 4.250 | 50.000 | 1.400 | 0.450 | 0.016 | 46.098 | 69.439 | 1.071 | 1.000 | 8.886 | I | 0.002 | 0.002 | 0.162 | 0.108 | 0.128 | 0.188 | 0.033 | 0.033 |
| 4 | 4.550 | 4.300 | 4.300 | 50.000 | 1.350 | 0.450 | 0.041 | 46.152 | 69.030 | 1.058 | 1.000 | 8.921 | II | 0.011 | 0.011 | 0.136 | 0.083 | 0.134 | 0.203 | 0.090 | 0.090 |
| 5 | 4.600 | 4.250 | 4.250 | 50.000 | 1.350 | 0.450 | 0.056 | 46.114 | 68.513 | 1.082 | 1.000 | 8.950 | I | 0.009 | 0.009 | 0.126 | 0.064 | 0.132 | 0.216 | 0.116 | 0.116 |
| 6 | 4.600 | 4.300 | 4.300 | 50.000 | 1.300 | 0.450 | 0.081 | 46.162 | 68.110 | 1.070 | 1.000 | 8.986 | II | 0.017 | 0.017 | 0.101 | 0.039 | 0.138 | 0.230 | 0.173 | 0.173 |
| 7 | 4.650 | 4.200 | 4.200 | 50.000 | 1.350 | 0.450 | 0.073 | 46.074 | 67.998 | 1.107 | 1.000 | 8.979 | I | 0.004 | 0.004 | 0.114 | 0.043 | 0.131 | 0.231 | 0.144 | 0.144 |
| 8 | 4.650 | 4.250 | 4.250 | 50.000 | 1.300 | 0.450 | 0.098 | 46.122 | 67.599 | 1.094 | 1.000 | 9.014 | II | 0.013 | 0.013 | 0.089 | 0.018 | 0.136 | 0.244 | 0.201 | 0.201 |
| 9 | 4.650 | 4.300 | 4.300 | 50.000 | 1.250 | 0.450 | 0.107 | 46.165 | 67.203 | 1.081 | 1.000 | 9.050 | I | 0.035 | 0.035 | 0.076 | 0.004 | 0.132 | 0.245 | 0.242 | 0.242 |
| 10 | 4.700 | 4.200 | 4.200 | 50.000 | 1.300 | 0.450 | 0.109 | 46.080 | 67.091 | 1.119 | 1.000 | 9.043 | II | 0.014 | 0.014 | 0.081 | 0.001 | 0.131 | 0.253 | 0.224 | 0.224 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.014 | 0.014 | 0.081 | 0.001 | 0.040 | 0.164 | 0.260 | 0.260 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

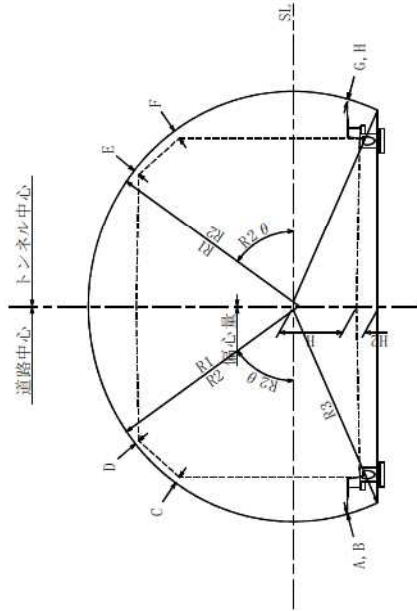
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 55.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | | 左カーブR=350鉛直 | |
|-----|-------|----|-------------|----|
| | I | II | I | II |
| | | | | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内筒単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | 断面積 (㎡) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.500 | 4.350 | 4.350 | 55.000 | 1.350 | 0.450 | 69.624 | 46.034 | 69.624 | 1.034 | 1.000 | 8.872 | I | 0.004 | 0.004 | 0.138 | 0.096 | 0.128 | 0.180 | 0.054 | 0.054 |
| 2 | 4.500 | 4.400 | 4.400 | 55.000 | 1.300 | 0.450 | 69.189 | 46.134 | 69.189 | 1.023 | 1.000 | 8.915 | II | 0.016 | 0.016 | 0.116 | 0.074 | 0.136 | 0.197 | 0.113 | 0.113 |
| 3 | 4.550 | 4.350 | 4.350 | 55.000 | 1.300 | 0.450 | 68.718 | 45.997 | 68.718 | 1.046 | 1.000 | 8.929 | I | 0.007 | 0.007 | 0.100 | 0.050 | 0.131 | 0.205 | 0.132 | 0.132 |
| 4 | 4.550 | 4.400 | 4.400 | 55.000 | 1.250 | 0.450 | 68.291 | 46.092 | 68.291 | 1.034 | 1.000 | 8.972 | II | 0.018 | 0.018 | 0.078 | 0.028 | 0.138 | 0.221 | 0.191 | 0.191 |
| 5 | 4.600 | 4.350 | 4.350 | 55.000 | 1.250 | 0.450 | 67.824 | 45.953 | 67.824 | 1.057 | 1.000 | 8.987 | I | 0.008 | 0.008 | 0.062 | 0.004 | 0.132 | 0.230 | 0.212 | 0.212 |
| 6 | 4.650 | 4.250 | 4.250 | 55.000 | 1.350 | 0.450 | 68.338 | 46.127 | 68.338 | 1.094 | 1.000 | 8.959 | II | 0.012 | 0.012 | 0.129 | 0.066 | 0.135 | 0.221 | 0.222 | 0.222 |
| 7 | 4.700 | 4.200 | 4.200 | 55.000 | 1.350 | 0.450 | 67.870 | 45.986 | 67.870 | 1.119 | 1.000 | 8.974 | I | 0.001 | 0.001 | 0.112 | 0.041 | 0.129 | 0.230 | 0.143 | 0.143 |
| 8 | 4.700 | 4.250 | 4.250 | 55.000 | 1.300 | 0.450 | 67.449 | 46.084 | 67.449 | 1.106 | 1.000 | 9.016 | II | 0.013 | 0.013 | 0.089 | 0.018 | 0.136 | 0.246 | 0.203 | 0.203 |
| 9 | 4.800 | 4.100 | 4.100 | 55.000 | 1.400 | 0.450 | 67.495 | 46.104 | 67.495 | 1.171 | 1.000 | 9.003 | I | 0.004 | 0.004 | 0.140 | 0.055 | 0.132 | 0.245 | 0.130 | 0.130 |
| 10 | 4.850 | 4.100 | 4.100 | 55.000 | 1.350 | 0.450 | 66.615 | 46.061 | 66.615 | 1.183 | 1.000 | 9.060 | II | 0.003 | 0.003 | 0.097 | 0.005 | 0.133 | 0.271 | 0.216 | 0.216 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

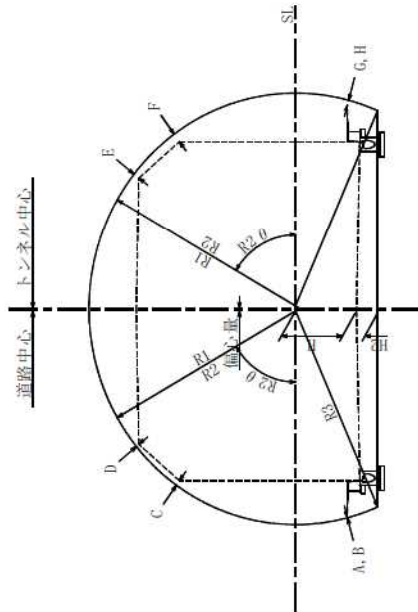
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 60.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H | |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.500 | 4.400 | 4.400 | 60.000 | 1.300 | 0.450 | 0.050 | 46.031 | 69.251 | 1.023 | 1.000 | 8.900 | I | 0.009 | 0.009 | 0.110 | 0.069 | 0.132 | 0.191 | 0.105 | 0.105 | 0.105 |
| 2 | 4.550 | 4.300 | 4.300 | 60.000 | 1.400 | 0.450 | 0.001 | 46.042 | 69.869 | 1.058 | 1.000 | 8.850 | II | 0.002 | 0.002 | 0.169 | 0.125 | 0.126 | 0.171 | 0.004 | 0.004 | 0.004 |
| 3 | 4.550 | 4.400 | 4.400 | 60.000 | 1.250 | 0.450 | 0.089 | 45.938 | 68.380 | 1.034 | 1.000 | 8.950 | I | 0.007 | 0.007 | 0.069 | 0.021 | 0.132 | 0.213 | 0.180 | 0.180 | 0.180 |
| 4 | 4.550 | 4.450 | 4.450 | 60.000 | 1.200 | 0.450 | 0.103 | 46.079 | 67.926 | 1.022 | 1.000 | 9.000 | I | 0.031 | 0.031 | 0.059 | 0.008 | 0.135 | 0.223 | 0.232 | 0.232 | 0.232 |
| 5 | 4.600 | 4.300 | 4.300 | 60.000 | 1.350 | 0.450 | 0.041 | 45.958 | 68.990 | 1.070 | 1.000 | 8.900 | II | 0.001 | 0.001 | 0.128 | 0.076 | 0.127 | 0.194 | 0.080 | 0.080 | 0.080 |
| 6 | 4.650 | 4.350 | 4.350 | 60.000 | 1.250 | 0.450 | 0.105 | 46.013 | 67.668 | 1.069 | 1.000 | 9.000 | I | 0.015 | 0.015 | 0.067 | 0.008 | 0.136 | 0.235 | 0.218 | 0.218 | 0.218 |
| 7 | 4.700 | 4.250 | 4.250 | 60.000 | 1.350 | 0.450 | 0.057 | 46.033 | 68.271 | 1.106 | 1.000 | 8.950 | II | 0.008 | 0.008 | 0.125 | 0.063 | 0.132 | 0.217 | 0.117 | 0.117 | 0.117 |
| 8 | 4.750 | 4.250 | 4.250 | 60.000 | 1.300 | 0.450 | 0.099 | 45.939 | 67.410 | 1.118 | 1.000 | 9.000 | I | 0.005 | 0.005 | 0.082 | 0.013 | 0.132 | 0.240 | 0.196 | 0.196 | 0.196 |
| 9 | 4.850 | 4.200 | 4.200 | 60.000 | 1.300 | 0.450 | 0.111 | 46.006 | 66.708 | 1.155 | 1.000 | 9.050 | I | 0.016 | 0.016 | 0.083 | 0.002 | 0.132 | 0.258 | 0.229 | 0.229 | 0.229 |
| 10 | 4.900 | 4.100 | 4.100 | 60.000 | 1.400 | 0.450 | 0.066 | 46.016 | 67.301 | 1.195 | 1.000 | 9.000 | II | 0.003 | 0.003 | 0.139 | 0.054 | 0.131 | 0.243 | 0.129 | 0.129 | 0.129 |

最小内空断面積計算結果

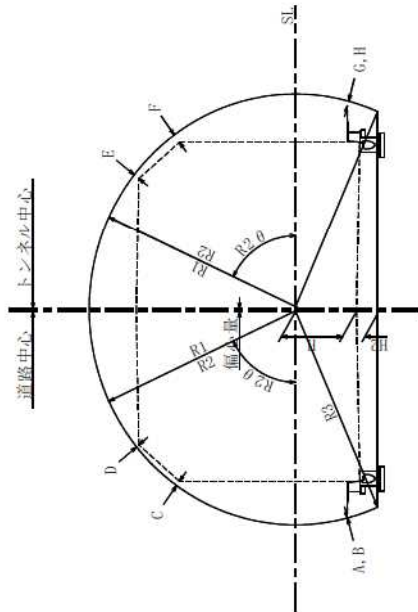
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=1.0R2
R2θ： 65.00°

建築限界座標 (計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.500 | 4.400 | 4.400 | 65.000 | 1.300 | 0.450 | 0.050 | 45.927 | 69.326 | 1.023 | 1.000 | 8.885 | I | 0.001 | 0.001 | 0.104 | 0.064 | 0.127 | 0.185 | 0.098 | 0.098 |
| 2 | 4.550 | 4.350 | 4.350 | 65.000 | 1.350 | 0.450 | 0.026 | 45.990 | 69.553 | 1.046 | 1.000 | 8.869 | II | 0.001 | 0.001 | 0.104 | 0.064 | 0.040 | 0.101 | 0.132 | 0.132 |
| 3 | 4.550 | 4.450 | 4.450 | 65.000 | 1.200 | 0.450 | 0.103 | 45.975 | 67.998 | 1.022 | 1.000 | 8.985 | I | 0.024 | 0.024 | 0.052 | 0.003 | 0.130 | 0.217 | 0.224 | 0.224 |
| 4 | 4.700 | 4.350 | 4.350 | 65.000 | 1.250 | 0.450 | 0.105 | 45.966 | 67.617 | 1.080 | 1.000 | 8.996 | I | 0.013 | 0.013 | 0.065 | 0.007 | 0.135 | 0.233 | 0.216 | 0.216 |
| 5 | 4.750 | 4.300 | 4.300 | 65.000 | 1.300 | 0.450 | 0.082 | 46.033 | 67.838 | 1.105 | 1.000 | 8.980 | I | 0.013 | 0.013 | 0.098 | 0.037 | 0.136 | 0.229 | 0.172 | 0.172 |
| 6 | 4.850 | 4.250 | 4.250 | 65.000 | 1.300 | 0.450 | 0.099 | 45.948 | 67.237 | 1.141 | 1.000 | 9.007 | II | 0.008 | 0.008 | 0.085 | 0.015 | 0.134 | 0.242 | 0.199 | 0.199 |
| 7 | 4.900 | 4.200 | 4.200 | 65.000 | 1.350 | 0.450 | 0.074 | 46.009 | 67.457 | 1.167 | 1.000 | 8.992 | I | 0.010 | 0.010 | 0.119 | 0.046 | 0.134 | 0.237 | 0.152 | 0.152 |
| 8 | 5.000 | 4.150 | 4.150 | 65.000 | 1.350 | 0.450 | 0.092 | 45.920 | 66.858 | 1.205 | 1.000 | 9.018 | I | 0.003 | 0.003 | 0.105 | 0.024 | 0.132 | 0.251 | 0.180 | 0.180 |
| 9 | 5.050 | 4.100 | 4.100 | 65.000 | 1.400 | 0.450 | 0.066 | 45.976 | 67.077 | 1.232 | 1.000 | 9.003 | II | 0.004 | 0.004 | 0.140 | 0.055 | 0.132 | 0.244 | 0.130 | 0.130 |
| 10 | 5.100 | 4.050 | 4.050 | 65.000 | 1.450 | 0.450 | 0.040 | 46.026 | 67.297 | 1.259 | 1.000 | 8.987 | I | 0.004 | 0.004 | 0.174 | 0.085 | 0.132 | 0.238 | 0.080 | 0.080 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.004 | 0.004 | 0.174 | 0.085 | 0.042 | 0.151 | 0.122 | 0.122 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

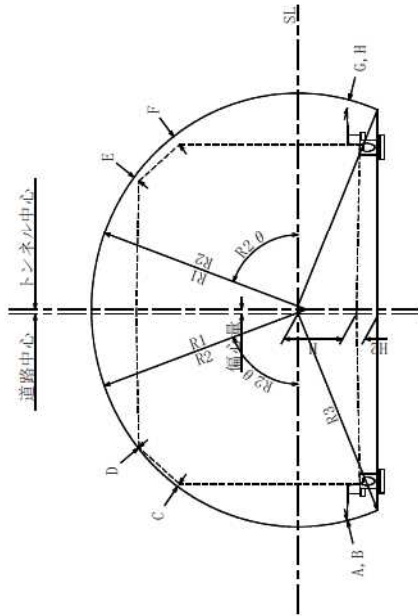
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 70.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |
| | I | II |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内筒単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.600 | 4.400 | 4.400 | 70.000 | 1.250 | 0.450 | 0.089 | 45.838 | 68.391 | 1.045 | 1.000 | 8.937 | I | 0.001 | 0.001 | 0.064 | 0.017 | 0.128 | 0.207 | 0.174 | 0.174 |
| 2 | 4.750 | 4.350 | 4.350 | 70.000 | 1.250 | 0.450 | 0.105 | 45.812 | 67.988 | 1.092 | 1.000 | 8.974 | I | 0.002 | 0.002 | 0.057 | 0.000 | 0.128 | 0.224 | 0.205 | 0.205 |
| 3 | 4.900 | 4.250 | 4.250 | 70.000 | 1.350 | 0.450 | 0.057 | 45.943 | 68.076 | 1.153 | 1.000 | 8.945 | I | 0.005 | 0.005 | 0.123 | 0.061 | 0.131 | 0.215 | 0.115 | 0.115 |
| 4 | 5.000 | 4.250 | 4.250 | 70.000 | 1.300 | 0.450 | 0.099 | 45.954 | 67.072 | 1.176 | 1.000 | 9.013 | I | 0.011 | 0.011 | 0.087 | 0.017 | 0.136 | 0.245 | 0.202 | 0.202 |
| 5 | 5.050 | 4.200 | 4.200 | 70.000 | 1.350 | 0.450 | 0.074 | 45.911 | 67.375 | 1.202 | 1.000 | 8.981 | I | 0.005 | 0.005 | 0.115 | 0.043 | 0.131 | 0.233 | 0.147 | 0.147 |
| 6 | 5.150 | 4.200 | 4.200 | 70.000 | 1.300 | 0.450 | 0.111 | 45.919 | 66.380 | 1.226 | 1.000 | 9.050 | I | 0.015 | 0.015 | 0.083 | 0.002 | 0.132 | 0.257 | 0.184 | 0.184 |
| 7 | 5.200 | 4.150 | 4.150 | 70.000 | 1.350 | 0.450 | 0.092 | 45.876 | 66.679 | 1.253 | 1.000 | 9.018 | I | 0.003 | 0.003 | 0.105 | 0.024 | 0.132 | 0.251 | 0.179 | 0.179 |
| 8 | 5.350 | 4.100 | 4.100 | 70.000 | 1.350 | 0.450 | 0.111 | 45.836 | 65.989 | 1.305 | 1.000 | 9.065 | I | 0.001 | 0.001 | 0.095 | 0.003 | 0.131 | 0.269 | 0.213 | 0.213 |
| 9 | 5.500 | 4.000 | 4.000 | 70.000 | 1.450 | 0.450 | 0.058 | 45.941 | 66.368 | 1.375 | 1.000 | 9.026 | I | 0.003 | 0.003 | 0.165 | 0.065 | 0.132 | 0.257 | 0.113 | 0.113 |
| 10 | 5.600 | 4.000 | 4.000 | 70.000 | 1.400 | 0.450 | 0.105 | 45.950 | 65.385 | 1.400 | 1.000 | 9.094 | I | 0.006 | 0.006 | 0.125 | 0.017 | 0.135 | 0.288 | 0.206 | 0.206 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.006 | 0.006 | 0.125 | 0.017 | 0.042 | 0.197 | 0.248 | 0.248 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

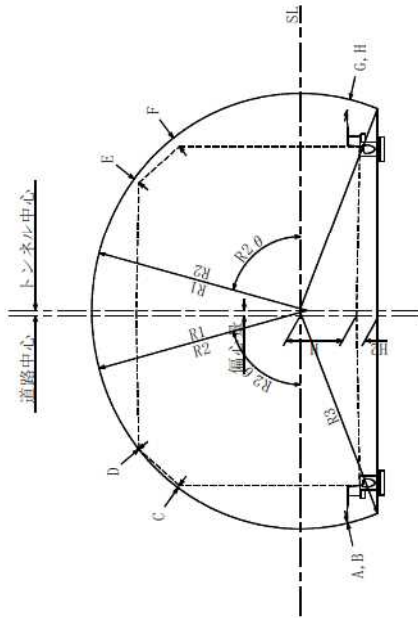
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 75.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | | 左カーブR=350鉛直 | |
|-----|-------|----|-------------|----|
| | I | II | I | II |
| | | | | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.600 | 4.450 | 4.450 | 75.000 | 1.200 | 0.450 | 0.103 | 45.925 | 68.003 | 1.034 | 1.000 | 8.978 | I | 0.020 | 0.020 | 0.049 | 0.001 | 0.128 | 0.215 | 0.221 | 0.221 |
| 2 | 4.900 | 4.350 | 4.350 | 75.000 | 1.250 | 0.450 | 0.105 | 45.868 | 67.545 | 1.126 | 1.000 | 8.985 | I | 0.007 | 0.007 | 0.061 | 0.004 | 0.132 | 0.229 | 0.211 | 0.211 |
| 3 | 5.000 | 4.300 | 4.300 | 75.000 | 1.300 | 0.450 | 0.082 | 45.884 | 67.770 | 1.163 | 1.000 | 8.962 | I | 0.005 | 0.005 | 0.090 | 0.031 | 0.131 | 0.222 | 0.163 | 0.163 |
| 4 | 5.100 | 4.250 | 4.250 | 75.000 | 1.350 | 0.450 | 0.057 | 45.894 | 67.997 | 1.200 | 1.000 | 8.940 | I | 0.003 | 0.003 | 0.121 | 0.060 | 0.129 | 0.213 | 0.113 | 0.113 |
| 5 | 5.200 | 4.200 | 4.200 | 75.000 | 1.400 | 0.450 | 0.032 | 45.899 | 68.225 | 1.238 | 1.000 | 8.918 | I | 0.000 | 0.000 | 0.152 | 0.089 | 0.128 | 0.204 | 0.062 | 0.062 |
| 6 | 5.200 | 4.250 | 4.250 | 75.000 | 1.300 | 0.450 | 0.099 | 45.801 | 67.987 | 1.224 | 1.000 | 8.992 | I | 0.001 | 0.001 | 0.079 | 0.011 | 0.129 | 0.236 | 0.192 | 0.192 |
| 7 | 5.450 | 4.200 | 4.200 | 75.000 | 1.300 | 0.450 | 0.111 | 45.871 | 66.238 | 1.298 | 1.000 | 9.047 | I | 0.014 | 0.014 | 0.081 | 0.001 | 0.131 | 0.256 | 0.228 | 0.228 |
| 8 | 5.550 | 4.150 | 4.150 | 75.000 | 1.350 | 0.450 | 0.092 | 45.880 | 66.458 | 1.337 | 1.000 | 9.025 | I | 0.006 | 0.006 | 0.108 | 0.025 | 0.133 | 0.253 | 0.183 | 0.183 |
| 9 | 5.650 | 4.100 | 4.100 | 75.000 | 1.400 | 0.450 | 0.066 | 45.883 | 66.680 | 1.378 | 1.000 | 9.002 | I | 0.004 | 0.004 | 0.140 | 0.054 | 0.132 | 0.244 | 0.130 | 0.130 |
| 10 | 5.750 | 4.050 | 4.050 | 75.000 | 1.450 | 0.450 | 0.040 | 45.881 | 66.903 | 1.420 | 1.000 | 8.980 | I | 0.001 | 0.001 | 0.171 | 0.083 | 0.130 | 0.235 | 0.077 | 0.077 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.001 | 0.001 | 0.171 | 0.083 | 0.040 | 0.148 | 0.148 | 0.119 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

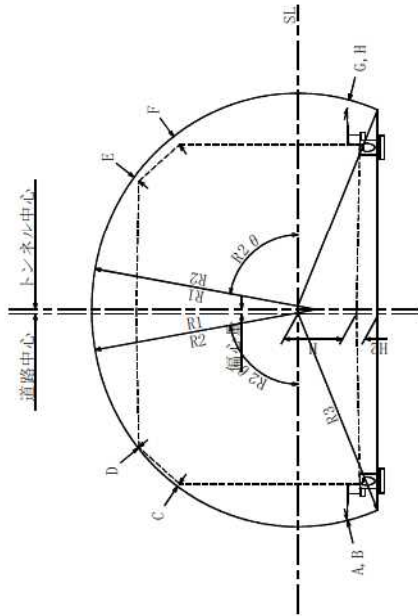
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 80.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | | 左カーブR=350鉛直 | |
|-----|-------|----|-------------|----|
| | I | II | I | II |
| | | | | |



最低偏平率を満たす最低断面積

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.800 | 4.400 | 4.400 | 80.000 | 1.250 | 0.450 | 0.089 | 45.841 | 68.308 | 1.091 | 1.000 | 8.939 | I | 0.002 | 0.002 | 0.065 | 0.018 | 0.128 | 0.208 | 0.175 | 0.175 |
| 2 | 5.150 | 4.350 | 4.350 | 80.000 | 1.250 | 0.450 | 0.105 | 45.817 | 67.523 | 1.184 | 1.000 | 8.978 | II | 0.004 | 0.004 | 0.058 | 0.001 | 0.129 | 0.226 | 0.207 | 0.207 |
| 3 | 5.350 | 4.300 | 4.300 | 80.000 | 1.300 | 0.450 | 0.082 | 45.886 | 67.665 | 1.244 | 1.000 | 8.965 | I | 0.006 | 0.006 | 0.091 | 0.032 | 0.132 | 0.223 | 0.164 | 0.164 |
| 4 | 5.500 | 4.250 | 4.250 | 80.000 | 1.350 | 0.450 | 0.057 | 45.843 | 67.930 | 1.294 | 1.000 | 8.934 | II | 0.000 | 0.000 | 0.119 | 0.058 | 0.128 | 0.211 | 0.110 | 0.110 |
| 5 | 5.700 | 4.200 | 4.200 | 80.000 | 1.400 | 0.450 | 0.032 | 45.901 | 68.073 | 1.357 | 1.000 | 8.921 | I | 0.002 | 0.002 | 0.154 | 0.090 | 0.129 | 0.205 | 0.063 | 0.063 |
| 6 | 5.700 | 4.250 | 4.250 | 80.000 | 1.300 | 0.450 | 0.099 | 45.856 | 66.884 | 1.341 | 1.000 | 9.004 | II | 0.006 | 0.006 | 0.084 | 0.014 | 0.133 | 0.241 | 0.197 | 0.197 |
| 7 | 5.850 | 4.200 | 4.200 | 80.000 | 1.350 | 0.450 | 0.074 | 45.812 | 67.146 | 1.393 | 1.000 | 8.973 | I | 0.001 | 0.001 | 0.111 | 0.040 | 0.129 | 0.229 | 0.143 | 0.143 |
| 8 | 6.050 | 4.150 | 4.150 | 80.000 | 1.400 | 0.450 | 0.048 | 45.869 | 67.287 | 1.458 | 1.000 | 8.960 | II | 0.003 | 0.003 | 0.147 | 0.072 | 0.130 | 0.224 | 0.095 | 0.095 |
| 9 | 6.200 | 4.150 | 4.150 | 80.000 | 1.350 | 0.450 | 0.092 | 45.776 | 66.368 | 1.494 | 1.000 | 9.012 | I | 0.000 | 0.000 | 0.103 | 0.022 | 0.130 | 0.248 | 0.176 | 0.176 |
| 10 | 6.250 | 4.150 | 4.150 | 80.000 | 1.350 | 0.450 | 0.092 | 45.881 | 66.249 | 1.506 | 1.000 | 9.029 | II | 0.008 | 0.008 | 0.110 | 0.027 | 0.135 | 0.255 | 0.185 | 0.185 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.008 | 0.008 | 0.110 | 0.027 | 0.135 | 0.255 | 0.185 | 0.185 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.008 | 0.008 | 0.110 | 0.027 | 0.135 | 0.255 | 0.185 | 0.185 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

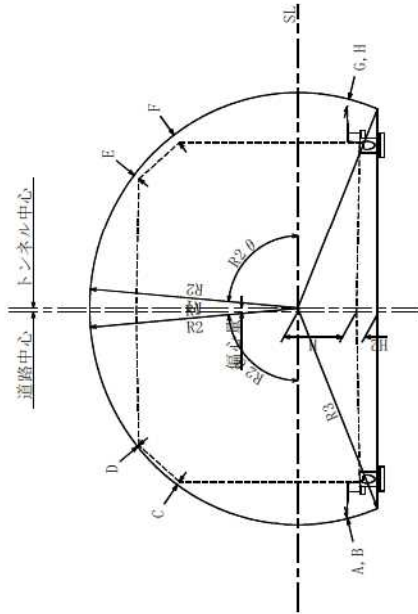
検討ケース： R3=1.0R2

R2θ： 85.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |

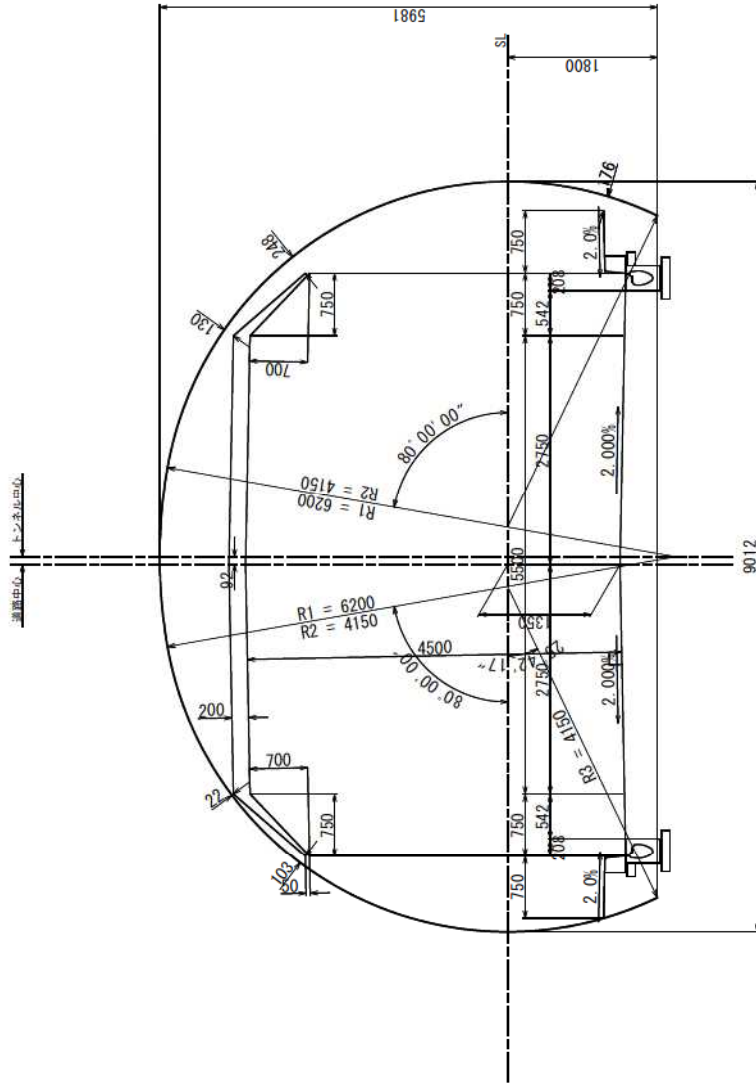


最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

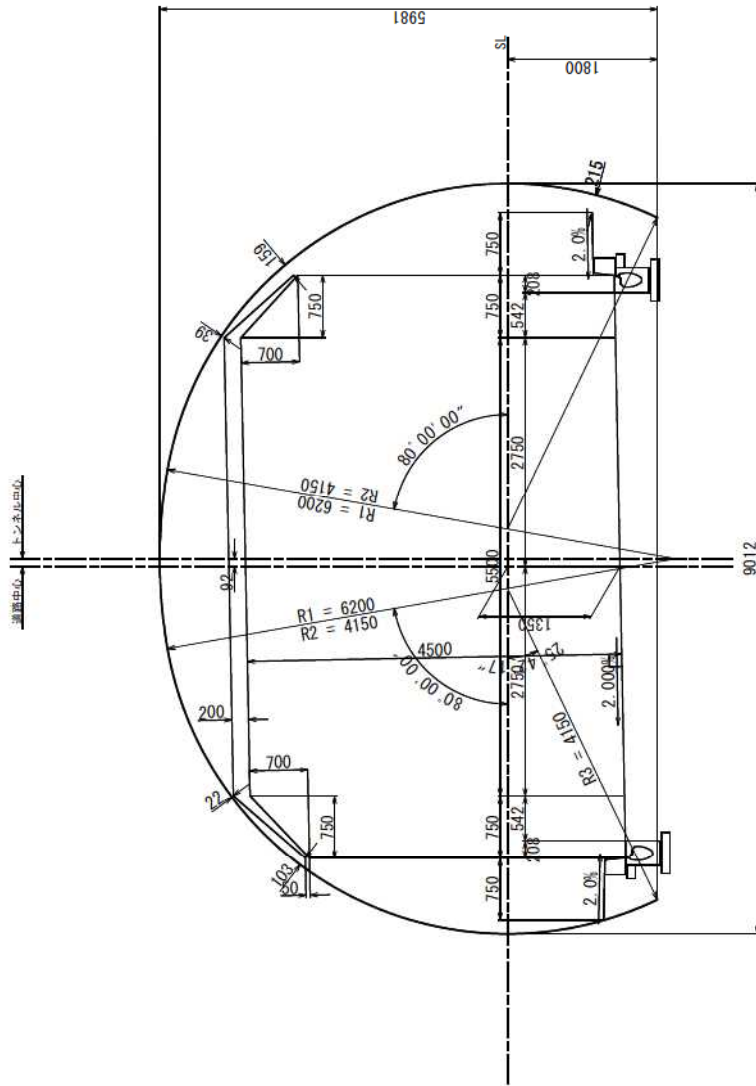
| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.500 | 4.450 | 4.450 | 85.000 | 1.250 | 0.450 | 0.073 | 45.913 | 69.035 | 1.011 | 1.000 | 8.909 | I | 0.004 | 0.004 | 0.075 | 0.037 | 0.128 | 0.193 | 0.146 | 0.146 |
| 2 | 5.200 | 4.400 | 4.400 | 85.000 | 1.250 | 0.450 | 0.089 | 45.841 | 68.270 | 1.182 | 1.000 | 8.939 | I | 0.002 | 0.002 | 0.065 | 0.018 | 0.128 | 0.208 | 0.175 | 0.175 |
| 3 | 5.250 | 4.400 | 4.400 | 85.000 | 1.250 | 0.450 | 0.089 | 45.895 | 68.206 | 1.193 | 1.000 | 8.948 | I | 0.007 | 0.007 | 0.069 | 0.021 | 0.131 | 0.212 | 0.208 | 0.208 |
| 4 | 5.600 | 4.350 | 4.350 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 0.065 | 45.858 | 68.455 | 1.287 | 1.000 | 8.918 | I | 0.001 | 0.001 | 0.096 | 0.047 | 0.127 | 0.201 | 0.127 | 0.127 |
| 5 | 5.650 | 4.350 | 4.350 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 0.065 | 45.911 | 68.390 | 1.299 | 1.000 | 8.927 | I | 0.005 | 0.005 | 0.099 | 0.049 | 0.130 | 0.204 | 0.131 | 0.131 |
| 6 | 5.950 | 4.350 | 4.350 | 85.000 | 1.250 | 0.450 | 0.105 | 45.818 | 67.448 | 1.368 | 1.000 | 8.979 | I | 0.004 | 0.004 | 0.059 | 0.002 | 0.130 | 0.226 | 0.208 | 0.208 |
| 7 | 6.000 | 4.350 | 4.350 | 85.000 | 1.250 | 0.450 | 0.105 | 45.871 | 67.384 | 1.379 | 1.000 | 8.988 | II | 0.004 | 0.004 | 0.059 | 0.002 | 0.041 | 0.139 | 0.241 | 0.241 |
| 8 | 6.050 | 4.300 | 4.300 | 85.000 | 1.350 | 0.450 | 0.041 | 45.923 | 68.575 | 1.407 | 1.000 | 8.905 | I | 0.003 | 0.003 | 0.130 | 0.078 | 0.129 | 0.196 | 0.082 | 0.082 |
| 9 | 6.350 | 4.300 | 4.300 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 0.082 | 45.833 | 67.629 | 1.477 | 1.000 | 8.957 | I | 0.002 | 0.002 | 0.088 | 0.030 | 0.130 | 0.220 | 0.161 | 0.161 |
| 10 | 6.400 | 4.300 | 4.300 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 0.082 | 45.886 | 67.565 | 1.488 | 1.000 | 8.966 | II | 0.006 | 0.006 | 0.092 | 0.032 | 0.132 | 0.223 | 0.165 | 0.165 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.006 | 0.006 | 0.092 | 0.032 | 0.043 | 0.137 | 0.200 | 0.200 |

検討結果

検討ケース名 : R3=1.0R2
 横断勾配 : 直線R=∞
 断面積 : 45.776 m²
 偏平率 : 66.368 %



検討結果
 検討ケース名 : R3=1.0R2
 横断勾配 : 左カーブR=350鉛直
 断面積 : 45.776 m²
 偏平率 : 66.368 %



最小内空断面積計算結果

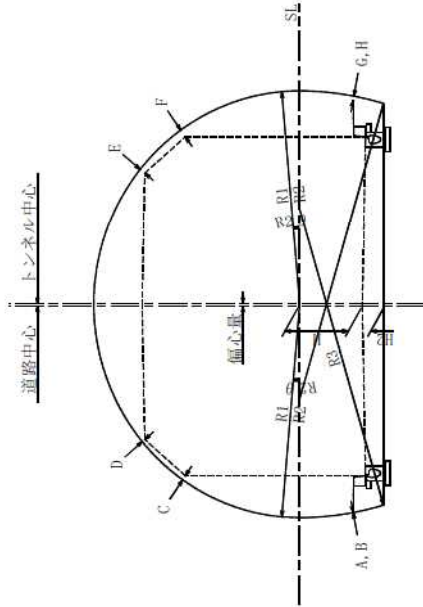
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=1.5R2
R2θ： 5.00°

建築限界座標 (計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|-------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.250 | 6.400 | 5.000 | 1.350 | 0.450 | 0.044 | 45.826 | 70.315 | 1.035 | 1.506 | 8.799 | I | 0.000 | 0.000 | 0.095 | 0.069 | 0.125 | 0.167 | 0.087 | 0.087 |
| 2 | 4.400 | 4.300 | 6.450 | 5.000 | 1.350 | 0.450 | 0.041 | 45.867 | 70.361 | 1.023 | 1.500 | 8.799 | I | 0.004 | 0.004 | 0.100 | 0.074 | 0.127 | 0.167 | 0.085 | 0.085 |
| 3 | 4.400 | 4.350 | 6.550 | 5.000 | 1.350 | 0.450 | 0.040 | 45.911 | 70.408 | 1.011 | 1.506 | 8.800 | I | 0.007 | 0.007 | 0.103 | 0.078 | 0.130 | 0.169 | 0.086 | 0.086 |
| 4 | 4.450 | 3.400 | 5.100 | 5.000 | 1.350 | 0.450 | 0.063 | 45.908 | 69.258 | 1.309 | 1.500 | 8.892 | II | 0.001 | 0.001 | 0.084 | 0.047 | 0.126 | 0.187 | 0.123 | 0.123 |
| 5 | 4.450 | 3.750 | 5.650 | 5.000 | 1.300 | 0.450 | 0.088 | 45.807 | 69.018 | 1.187 | 1.500 | 8.895 | I | 0.000 | 0.000 | 0.053 | 0.016 | 0.126 | 0.195 | 0.173 | 0.173 |
| 6 | 4.450 | 3.800 | 5.700 | 5.000 | 1.300 | 0.450 | 0.086 | 45.849 | 69.064 | 1.171 | 1.500 | 8.895 | II | 0.003 | 0.003 | 0.057 | 0.020 | 0.129 | 0.196 | 0.172 | 0.172 |
| 7 | 4.450 | 3.850 | 5.800 | 5.000 | 1.300 | 0.450 | 0.084 | 45.895 | 69.110 | 1.156 | 1.506 | 8.895 | I | 0.007 | 0.007 | 0.061 | 0.025 | 0.131 | 0.197 | 0.172 | 0.172 |
| 8 | 4.450 | 4.250 | 6.400 | 5.000 | 1.250 | 0.450 | 0.101 | 45.819 | 68.917 | 1.047 | 1.506 | 8.898 | II | 0.011 | 0.011 | 0.039 | 0.003 | 0.129 | 0.202 | 0.198 | 0.198 |
| 9 | 4.450 | 4.300 | 6.450 | 5.000 | 1.250 | 0.450 | 0.100 | 45.861 | 68.963 | 1.035 | 1.500 | 8.899 | I | 0.012 | 0.012 | 0.042 | 0.007 | 0.132 | 0.204 | 0.210 | 0.210 |
| 10 | 4.450 | 4.350 | 6.550 | 5.000 | 1.250 | 0.450 | 0.099 | 45.904 | 69.009 | 1.023 | 1.506 | 8.899 | II | 0.015 | 0.015 | 0.045 | 0.011 | 0.135 | 0.205 | 0.210 | 0.210 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

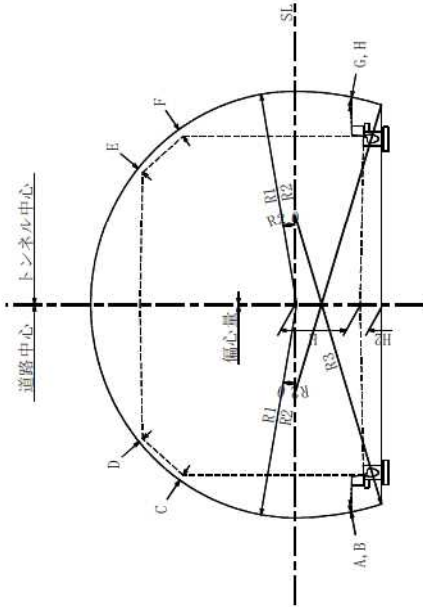
検討ケース： R3=1.5R2

R2θ： 10.00°

建築限界座標 (計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内筒単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H | |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.150 | 6.250 | 10.000 | 1.400 | 0.450 | 0.024 | 45.951 | 70.590 | 1.060 | 1.506 | 8.792 | I | 0.005 | 0.005 | 0.123 | 0.097 | 0.128 | 0.162 | 0.052 | 0.052 | 0.078 |
| 2 | 4.400 | 4.350 | 6.550 | 10.000 | 1.350 | 0.450 | 0.042 | 45.871 | 70.368 | 1.011 | 1.500 | 8.798 | II | 0.005 | 0.005 | 0.099 | 0.074 | 0.128 | 0.168 | 0.087 | 0.087 | 0.087 |
| 3 | 4.400 | 4.400 | 6.600 | 10.000 | 1.350 | 0.450 | 0.037 | 45.953 | 70.454 | 1.000 | 1.500 | 8.800 | I | 0.011 | 0.011 | 0.108 | 0.084 | 0.131 | 0.169 | 0.084 | 0.084 | 0.084 |
| 4 | 4.450 | 3.700 | 5.550 | 10.000 | 1.400 | 0.450 | 0.052 | 45.979 | 69.501 | 1.203 | 1.500 | 8.877 | II | 0.004 | 0.004 | 0.100 | 0.063 | 0.128 | 0.184 | 0.106 | 0.106 | 0.106 |
| 5 | 4.450 | 3.900 | 5.850 | 10.000 | 1.350 | 0.450 | 0.072 | 45.905 | 69.281 | 1.141 | 1.500 | 8.883 | I | 0.004 | 0.004 | 0.075 | 0.038 | 0.129 | 0.192 | 0.146 | 0.146 | 0.146 |
| 6 | 4.450 | 4.100 | 6.150 | 10.000 | 1.300 | 0.450 | 0.091 | 45.825 | 69.062 | 1.085 | 1.500 | 8.889 | II | 0.004 | 0.004 | 0.051 | 0.014 | 0.128 | 0.198 | 0.183 | 0.183 | 0.183 |
| 7 | 4.450 | 4.150 | 6.250 | 10.000 | 1.300 | 0.450 | 0.087 | 45.910 | 69.148 | 1.072 | 1.506 | 8.891 | I | 0.010 | 0.010 | 0.059 | 0.023 | 0.133 | 0.200 | 0.181 | 0.181 | 0.181 |
| 8 | 4.450 | 4.350 | 6.550 | 10.000 | 1.250 | 0.450 | 0.101 | 45.823 | 68.929 | 1.023 | 1.506 | 8.897 | II | 0.012 | 0.012 | 0.039 | 0.003 | 0.129 | 0.202 | 0.211 | 0.211 | 0.211 |
| 9 | 4.450 | 4.400 | 6.600 | 10.000 | 1.250 | 0.450 | 0.100 | 45.905 | 69.015 | 1.011 | 1.500 | 8.898 | I | 0.014 | 0.014 | 0.044 | 0.010 | 0.136 | 0.206 | 0.212 | 0.212 | 0.212 |
| 10 | 4.500 | 3.450 | 5.200 | 10.000 | 1.350 | 0.450 | 0.102 | 45.925 | 68.215 | 1.304 | 1.507 | 8.968 | II | 0.002 | 0.002 | 0.050 | 0.002 | 0.128 | 0.213 | 0.201 | 0.201 | 0.201 |

最小内空断面積計算結果

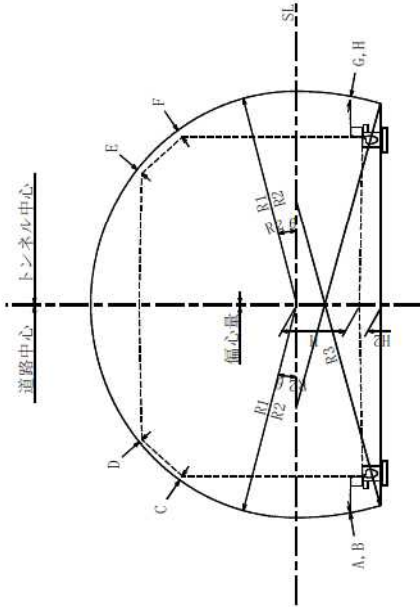
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=1.5R2
R2θ： 15.00°

建築限界座標 (計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.3350 | 0.0400 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.3350 | 0.0400 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 4.400 | 4.350 | 6.550 | 15.000 | 1.350 | 0.450 | 0.044 | 45.829 | 70.334 | 1.011 | 1.506 | 8.797 | I II | 0.002 0.002 | 0.002 0.002 | 0.095 0.095 | 0.069 0.069 | 0.126 0.040 | 0.167 0.085 | 0.088 0.112 | 0.088 0.112 |
| 2 | 4.400 | 4.400 | 6.600 | 15.000 | 1.350 | 0.450 | 0.037 | 45.953 | 70.454 | 1.000 | 1.500 | 8.800 | II | 0.011 0.011 | 0.011 0.011 | 0.108 0.108 | 0.084 0.084 | 0.131 0.046 | 0.169 0.087 | 0.084 0.107 | 0.084 0.107 |
| 3 | 4.450 | 3.950 | 5.950 | 15.000 | 1.400 | 0.450 | 0.053 | 45.986 | 69.598 | 1.127 | 1.506 | 8.866 | I | 0.007 0.007 | 0.007 0.007 | 0.100 0.100 | 0.063 0.063 | 0.129 0.043 | 0.186 0.102 | 0.110 0.138 | 0.110 0.138 |
| 4 | 4.450 | 4.100 | 6.150 | 15.000 | 1.350 | 0.450 | 0.070 | 45.948 | 69.392 | 1.085 | 1.500 | 8.876 | II | 0.009 0.009 | 0.009 0.009 | 0.079 0.079 | 0.043 0.043 | 0.131 0.045 | 0.193 0.109 | 0.146 0.171 | 0.146 0.171 |
| 5 | 4.450 | 4.200 | 6.300 | 15.000 | 1.300 | 0.450 | 0.093 | 45.782 | 69.968 | 1.060 | 1.500 | 8.883 | I II | 0.001 0.001 | 0.001 0.001 | 0.047 0.047 | 0.010 0.010 | 0.127 0.039 | 0.197 0.112 | 0.184 0.208 | 0.184 0.208 |
| 6 | 4.450 | 4.250 | 6.400 | 15.000 | 1.300 | 0.450 | 0.086 | 45.909 | 69.187 | 1.047 | 1.506 | 8.886 | II | 0.011 0.011 | 0.011 0.011 | 0.060 0.060 | 0.024 0.024 | 0.132 0.045 | 0.199 0.114 | 0.180 0.204 | 0.180 0.204 |
| 7 | 4.450 | 4.400 | 6.600 | 15.000 | 1.250 | 0.450 | 0.100 | 45.863 | 68.982 | 1.011 | 1.500 | 8.897 | I II | 0.013 0.013 | 0.013 0.013 | 0.042 0.042 | 0.007 0.007 | 0.132 0.045 | 0.204 0.118 | 0.211 0.232 | 0.211 0.232 |
| 8 | 4.450 | 4.450 | 6.700 | 15.000 | 1.250 | 0.450 | 0.095 | 45.989 | 69.101 | 1.000 | 1.506 | 8.900 | I II | 0.021 0.021 | 0.021 0.021 | 0.053 0.053 | 0.020 0.020 | 0.139 0.052 | 0.207 0.122 | 0.209 0.230 | 0.209 0.230 |
| 9 | 4.500 | 3.650 | 5.500 | 15.000 | 1.400 | 0.450 | 0.085 | 45.967 | 68.552 | 1.233 | 1.507 | 8.942 | I II | 0.002 0.002 | 0.002 0.002 | 0.071 0.071 | 0.022 0.022 | 0.128 0.040 | 0.207 0.121 | 0.168 0.198 | 0.168 0.198 |
| 10 | 4.500 | 3.800 | 5.700 | 15.000 | 1.350 | 0.450 | 0.102 | 45.933 | 68.349 | 1.184 | 1.500 | 8.952 | I II | 0.006 0.006 | 0.006 0.006 | 0.051 0.051 | 0.003 0.003 | 0.129 0.041 | 0.214 0.127 | 0.205 0.233 | 0.205 0.233 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

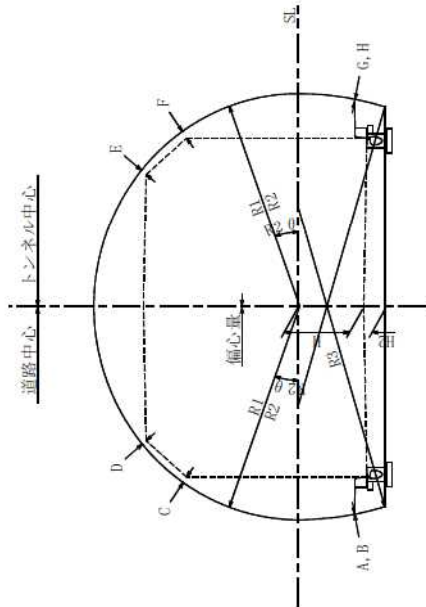
検討ケース： R3=1.5R2

R2θ： 20.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.300 | 6.450 | 20.000 | 1.400 | 0.450 | 0.019 | 46.030 | 70.731 | 1.023 | 1.500 | 8.788 | I | 0.011 | 0.011 | 0.132 | 0.107 | 0.132 | 0.163 | 0.049 | 0.049 |
| 2 | 4.400 | 4.400 | 6.600 | 20.000 | 1.350 | 0.450 | 0.037 | 45.953 | 70.454 | 1.000 | 1.500 | 8.800 | II | 0.011 | 0.011 | 0.132 | 0.107 | 0.047 | 0.082 | 0.073 | 0.073 |
| 3 | 4.450 | 3.950 | 5.950 | 20.000 | 1.450 | 0.450 | 0.036 | 45.964 | 69.900 | 1.127 | 1.506 | 8.840 | I | 0.000 | 0.000 | 0.118 | 0.080 | 0.125 | 0.177 | 0.070 | 0.070 |
| 4 | 4.450 | 4.100 | 6.150 | 20.000 | 1.400 | 0.450 | 0.047 | 46.061 | 69.772 | 1.085 | 1.500 | 8.858 | II | 0.012 | 0.012 | 0.110 | 0.074 | 0.133 | 0.187 | 0.105 | 0.105 |
| 5 | 4.450 | 4.200 | 6.300 | 20.000 | 1.350 | 0.450 | 0.066 | 45.984 | 69.499 | 1.060 | 1.500 | 8.870 | I | 0.012 | 0.012 | 0.086 | 0.050 | 0.133 | 0.193 | 0.142 | 0.142 |
| 6 | 4.450 | 4.300 | 6.450 | 20.000 | 1.300 | 0.450 | 0.085 | 45.904 | 69.227 | 1.035 | 1.500 | 8.882 | II | 0.010 | 0.010 | 0.061 | 0.025 | 0.132 | 0.199 | 0.178 | 0.178 |
| 7 | 4.450 | 4.350 | 6.550 | 20.000 | 1.300 | 0.450 | 0.076 | 46.073 | 69.372 | 1.023 | 1.506 | 8.888 | I | 0.024 | 0.024 | 0.078 | 0.044 | 0.140 | 0.202 | 0.174 | 0.174 |
| 8 | 4.450 | 4.400 | 6.600 | 20.000 | 1.250 | 0.450 | 0.101 | 45.820 | 68.955 | 1.011 | 1.500 | 8.894 | I | 0.011 | 0.011 | 0.039 | 0.003 | 0.130 | 0.202 | 0.210 | 0.210 |
| 9 | 4.450 | 4.450 | 6.700 | 20.000 | 1.250 | 0.450 | 0.095 | 45.989 | 69.101 | 1.000 | 1.506 | 8.900 | II | 0.021 | 0.021 | 0.053 | 0.020 | 0.139 | 0.207 | 0.209 | 0.209 |
| 10 | 4.500 | 4.000 | 6.000 | 20.000 | 1.350 | 0.450 | 0.096 | 46.008 | 68.559 | 1.125 | 1.500 | 8.940 | I | 0.011 | 0.011 | 0.061 | 0.015 | 0.134 | 0.215 | 0.200 | 0.200 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.011 | 0.011 | 0.061 | 0.015 | 0.046 | 0.129 | 0.226 | 0.226 |

最小内空断面積計算結果

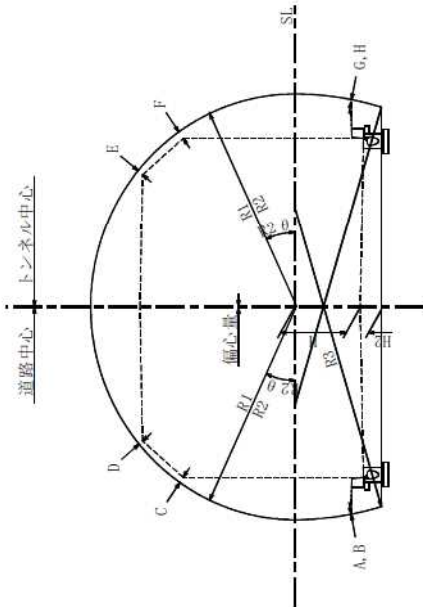
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=1.5R2
R2θ： 25.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1(m) | R2(m) | R3(m) | R2θ | H(m) | H2(m) | 偏心率 | 断面積 (m ²) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-----------------------|---------|----------|----------|---------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.300 | 6.450 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 0.022 | 45.941 | 70.893 | 1.023 | 1.500 | 8.781 | I 0.005 | 0.005 | 0.125 | 0.099 | 0.128 | 0.161 | 0.080 | 0.048 | 0.073 |
| 2 | 4.400 | 4.400 | 6.600 | 25.000 | 1.350 | 0.450 | 0.037 | 45.953 | 70.454 | 1.000 | 1.500 | 8.800 | I 0.011 | 0.011 | 0.108 | 0.084 | 0.131 | 0.169 | 0.084 | 0.084 | 0.084 |
| 3 | 4.450 | 4.150 | 6.250 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 0.049 | 45.964 | 69.802 | 1.072 | 1.506 | 8.844 | I 0.006 | 0.006 | 0.104 | 0.067 | 0.129 | 0.184 | 0.102 | 0.102 | 0.102 |
| 4 | 4.450 | 4.250 | 6.400 | 25.000 | 1.350 | 0.450 | 0.065 | 45.976 | 69.567 | 1.047 | 1.506 | 8.863 | I 0.011 | 0.011 | 0.087 | 0.051 | 0.133 | 0.192 | 0.108 | 0.139 | 0.139 |
| 5 | 4.450 | 4.350 | 6.550 | 25.000 | 1.300 | 0.450 | 0.080 | 45.984 | 69.334 | 1.023 | 1.500 | 8.881 | I 0.017 | 0.017 | 0.070 | 0.035 | 0.136 | 0.200 | 0.108 | 0.174 | 0.174 |
| 6 | 4.450 | 4.450 | 6.700 | 25.000 | 1.250 | 0.450 | 0.095 | 45.989 | 69.101 | 1.000 | 1.506 | 8.900 | I 0.021 | 0.021 | 0.053 | 0.020 | 0.139 | 0.207 | 0.122 | 0.209 | 0.209 |
| 7 | 4.500 | 4.000 | 6.000 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 0.076 | 45.978 | 68.925 | 1.125 | 1.500 | 8.906 | I 0.005 | 0.005 | 0.083 | 0.035 | 0.129 | 0.205 | 0.119 | 0.154 | 0.154 |
| 8 | 4.500 | 4.100 | 6.150 | 25.000 | 1.350 | 0.450 | 0.092 | 45.991 | 68.693 | 1.098 | 1.500 | 8.925 | I 0.011 | 0.011 | 0.066 | 0.019 | 0.133 | 0.213 | 0.127 | 0.217 | 0.217 |
| 9 | 4.500 | 4.200 | 6.300 | 25.000 | 1.300 | 0.450 | 0.102 | 46.000 | 68.463 | 1.071 | 1.500 | 8.944 | I 0.022 | 0.022 | 0.053 | 0.006 | 0.133 | 0.217 | 0.130 | 0.223 | 0.223 |
| 10 | 4.550 | 3.850 | 5.800 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 0.104 | 45.989 | 68.059 | 1.182 | 1.500 | 8.969 | I 0.004 | 0.004 | 0.061 | 0.001 | 0.129 | 0.226 | 0.207 | 0.247 | 0.247 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.004 | 0.004 | 0.061 | 0.001 | 0.040 | 0.138 | 0.236 | 0.236 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

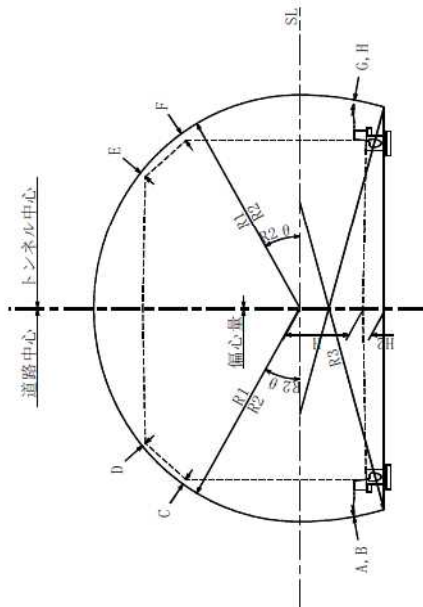
検討ケース： R3=1.5R2

R2θ： 30.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.400 | 6.600 | 30.000 | 1.350 | 0.450 | 70.454 | 1.000 | 1.500 | 8.800 | I | 0.011 | 0.011 | 0.108 | 0.084 | 0.131 | 0.169 | 0.084 | 0.084 |
| 2 | 4.450 | 4.200 | 6.300 | 30.000 | 1.400 | 0.450 | 69.908 | 1.060 | 1.500 | 8.833 | I | 0.004 | 0.004 | 0.108 | 0.070 | 0.129 | 0.183 | 0.094 | 0.094 |
| 3 | 4.450 | 4.300 | 6.450 | 30.000 | 1.350 | 0.450 | 69.696 | 1.035 | 1.500 | 8.860 | I | 0.017 | 0.017 | 0.098 | 0.063 | 0.136 | 0.192 | 0.109 | 0.131 |
| 4 | 4.450 | 4.350 | 6.550 | 30.000 | 1.300 | 0.450 | 69.309 | 1.023 | 1.500 | 8.873 | I | 0.010 | 0.010 | 0.063 | 0.028 | 0.132 | 0.198 | 0.113 | 0.173 |
| 5 | 4.450 | 4.450 | 6.700 | 30.000 | 1.250 | 0.450 | 69.101 | 1.000 | 1.506 | 8.900 | I | 0.021 | 0.021 | 0.053 | 0.020 | 0.139 | 0.207 | 0.207 | 0.209 |
| 6 | 4.500 | 4.100 | 6.150 | 30.000 | 1.400 | 0.450 | 69.156 | 1.098 | 1.500 | 8.893 | I | 0.010 | 0.010 | 0.097 | 0.049 | 0.133 | 0.205 | 0.141 | 0.141 |
| 7 | 4.500 | 4.150 | 6.250 | 30.000 | 1.350 | 0.450 | 68.772 | 1.084 | 1.506 | 8.906 | I | 0.002 | 0.002 | 0.051 | 0.013 | 0.129 | 0.211 | 0.185 | 0.185 |
| 8 | 4.500 | 4.250 | 6.400 | 30.000 | 1.300 | 0.450 | 68.565 | 1.059 | 1.506 | 8.933 | I | 0.018 | 0.018 | 0.054 | 0.008 | 0.134 | 0.218 | 0.218 | 0.219 |
| 9 | 4.500 | 4.350 | 6.550 | 30.000 | 1.250 | 0.450 | 68.360 | 1.034 | 1.506 | 8.960 | I | 0.042 | 0.042 | 0.054 | 0.008 | 0.134 | 0.218 | 0.218 | 0.243 |
| 10 | 4.550 | 3.900 | 5.850 | 30.000 | 1.450 | 0.450 | 68.621 | 1.167 | 1.500 | 8.926 | I | 0.002 | 0.002 | 0.096 | 0.036 | 0.128 | 0.216 | 0.148 | 0.148 |
| | | | | | | | | | | | II | 0.002 | 0.002 | 0.096 | 0.036 | 0.040 | 0.129 | 0.177 | 0.177 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

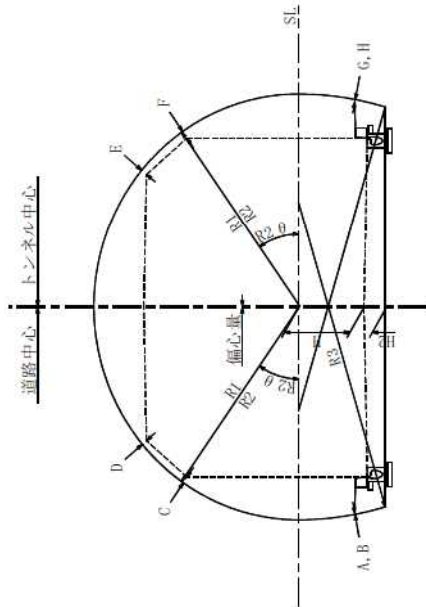
検討ケース： R3=1.5R2

R2θ： 35.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H | |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.350 | 6.550 | 35.000 | 1.400 | 0.450 | 0.015 | 46.063 | 70.842 | 1.011 | 1.506 | 8.782 | I | 0.014 | 0.014 | 0.138 | 0.114 | 0.133 | 0.163 | 0.043 | 0.043 | 0.043 |
| 2 | 4.400 | 4.400 | 6.600 | 35.000 | 1.350 | 0.450 | 0.037 | 45.953 | 70.454 | 1.000 | 1.500 | 8.800 | II | 0.011 | 0.011 | 0.108 | 0.084 | 0.131 | 0.169 | 0.084 | 0.084 | 0.084 |
| 3 | 4.450 | 4.250 | 6.400 | 35.000 | 1.400 | 0.450 | 0.039 | 46.021 | 70.067 | 1.047 | 1.506 | 8.828 | I | 0.010 | 0.010 | 0.120 | 0.083 | 0.132 | 0.183 | 0.087 | 0.087 | 0.087 |
| 4 | 4.450 | 4.300 | 6.450 | 35.000 | 1.350 | 0.450 | 0.062 | 45.911 | 69.682 | 1.035 | 1.500 | 8.846 | II | 0.007 | 0.007 | 0.088 | 0.052 | 0.130 | 0.189 | 0.129 | 0.129 | 0.129 |
| 5 | 4.450 | 4.350 | 6.550 | 35.000 | 1.300 | 0.450 | 0.086 | 45.799 | 69.300 | 1.023 | 1.506 | 8.864 | I | 0.002 | 0.002 | 0.057 | 0.020 | 0.139 | 0.196 | 0.172 | 0.172 | 0.172 |
| 6 | 4.450 | 4.450 | 6.700 | 35.000 | 1.250 | 0.450 | 0.095 | 45.989 | 69.101 | 1.000 | 1.506 | 8.900 | II | 0.021 | 0.021 | 0.053 | 0.020 | 0.122 | 0.207 | 0.209 | 0.209 | 0.209 |
| 7 | 4.500 | 4.150 | 6.250 | 35.000 | 1.400 | 0.450 | 0.063 | 45.975 | 69.299 | 1.084 | 1.506 | 8.873 | I | 0.006 | 0.006 | 0.100 | 0.051 | 0.130 | 0.201 | 0.130 | 0.130 | 0.130 |
| 8 | 4.500 | 4.200 | 6.300 | 35.000 | 1.350 | 0.450 | 0.087 | 45.864 | 68.919 | 1.071 | 1.500 | 8.891 | II | 0.002 | 0.002 | 0.068 | 0.019 | 0.128 | 0.208 | 0.173 | 0.173 | 0.173 |
| 9 | 4.500 | 4.300 | 6.450 | 35.000 | 1.300 | 0.450 | 0.097 | 46.058 | 68.722 | 1.047 | 1.500 | 8.928 | I | 0.021 | 0.021 | 0.064 | 0.019 | 0.139 | 0.220 | 0.212 | 0.212 | 0.212 |
| 10 | 4.550 | 4.000 | 6.000 | 35.000 | 1.450 | 0.450 | 0.064 | 46.030 | 68.919 | 1.138 | 1.500 | 8.901 | II | 0.004 | 0.004 | 0.111 | 0.050 | 0.129 | 0.213 | 0.129 | 0.129 | 0.129 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

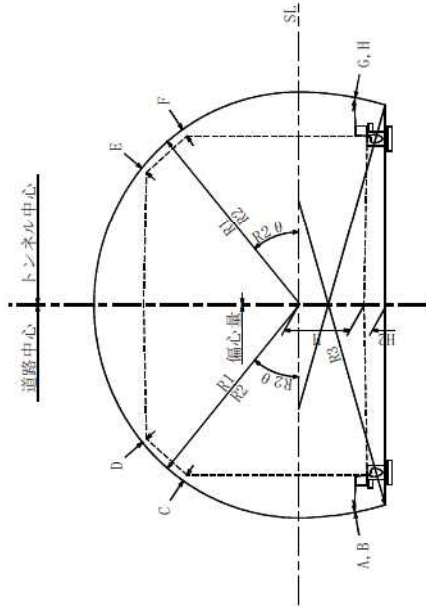
検討ケース： R3=1.5R2

R2θ： 40.00°

建築限界座標 (計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | 断面積 (㎡) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.350 | 6.550 | 40.000 | 1.400 | 0.450 | 70.845 | 46.014 | 70.845 | 1.011 | 1.506 | 8.777 | I | 0.011 | 0.011 | 0.136 | 0.112 | 0.131 | 0.161 | 0.041 | 0.041 |
| 2 | 4.400 | 4.400 | 6.600 | 40.000 | 1.350 | 0.450 | 70.454 | 45.953 | 70.454 | 1.000 | 1.500 | 8.800 | I | 0.011 | 0.011 | 0.108 | 0.084 | 0.131 | 0.169 | 0.084 | 0.084 |
| 3 | 4.450 | 4.450 | 6.700 | 40.000 | 1.250 | 0.450 | 69.101 | 45.989 | 69.101 | 1.000 | 1.506 | 8.900 | I | 0.021 | 0.021 | 0.053 | 0.020 | 0.139 | 0.207 | 0.209 | 0.209 |
| 4 | 4.500 | 4.150 | 6.250 | 40.000 | 1.450 | 0.450 | 69.883 | 46.052 | 69.883 | 1.084 | 1.506 | 8.836 | I | 0.009 | 0.009 | 0.139 | 0.091 | 0.131 | 0.191 | 0.071 | 0.071 |
| 5 | 4.500 | 4.200 | 6.300 | 40.000 | 1.400 | 0.450 | 69.496 | 45.993 | 69.496 | 1.071 | 1.500 | 8.860 | I | 0.008 | 0.008 | 0.110 | 0.062 | 0.131 | 0.199 | 0.116 | 0.116 |
| 6 | 4.500 | 4.250 | 6.400 | 40.000 | 1.350 | 0.450 | 69.112 | 45.933 | 69.112 | 1.059 | 1.506 | 8.883 | I | 0.007 | 0.007 | 0.081 | 0.033 | 0.132 | 0.208 | 0.163 | 0.163 |
| 7 | 4.500 | 4.300 | 6.450 | 40.000 | 1.300 | 0.450 | 68.730 | 45.866 | 68.730 | 1.047 | 1.500 | 8.906 | I | 0.007 | 0.007 | 0.052 | 0.006 | 0.131 | 0.215 | 0.206 | 0.206 |
| 8 | 4.550 | 4.250 | 6.400 | 40.000 | 1.300 | 0.450 | 68.163 | 46.029 | 68.163 | 1.071 | 1.506 | 8.960 | I | 0.029 | 0.029 | 0.062 | 0.004 | 0.131 | 0.228 | 0.234 | 0.234 |
| 9 | 4.600 | 4.000 | 6.000 | 40.000 | 1.450 | 0.450 | 68.552 | 46.018 | 68.552 | 1.150 | 1.500 | 8.919 | I | 0.003 | 0.003 | 0.110 | 0.039 | 0.129 | 0.227 | 0.148 | 0.148 |
| 10 | 4.600 | 4.050 | 6.100 | 40.000 | 1.400 | 0.450 | 68.172 | 45.961 | 68.172 | 1.136 | 1.506 | 8.943 | I | 0.002 | 0.002 | 0.079 | 0.009 | 0.130 | 0.236 | 0.196 | 0.196 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.002 | 0.002 | 0.079 | 0.009 | 0.041 | 0.147 | 0.223 | 0.223 |

最小内空断面積計算結果

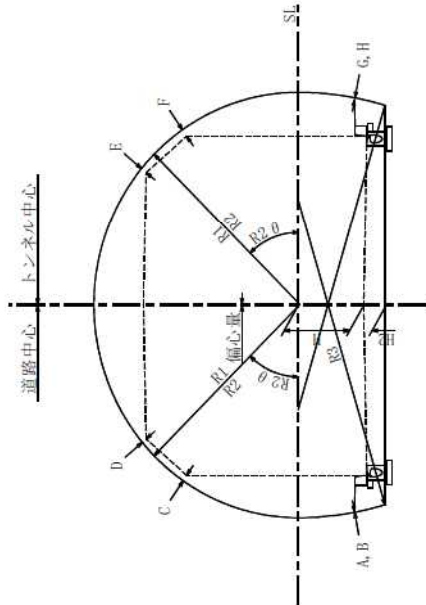
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=1.5R2
R2θ： 45.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

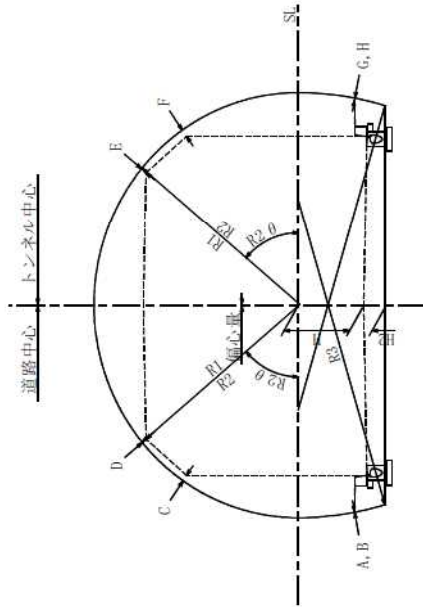
検討ケース： R3=1.5R2

R2θ： 50.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.350 | 6.550 | 50.000 | 1.400 | 0.450 | 70.875 | 1.011 | 1.506 | 8.764 | I | 0.004 | 0.004 | 0.130 | 0.106 | 0.127 | 0.157 | 0.036 | 0.036 |
| 2 | 4.400 | 4.400 | 6.600 | 50.000 | 1.350 | 0.450 | 70.454 | 1.000 | 1.500 | 8.800 | II | 0.011 | 0.011 | 0.108 | 0.084 | 0.131 | 0.169 | 0.060 | 0.060 |
| 3 | 4.450 | 4.300 | 6.450 | 50.000 | 1.400 | 0.450 | 70.342 | 1.035 | 1.500 | 8.793 | I | 0.003 | 0.003 | 0.122 | 0.088 | 0.126 | 0.171 | 0.062 | 0.062 |
| 4 | 4.450 | 4.350 | 6.550 | 50.000 | 1.350 | 0.450 | 69.925 | 1.023 | 1.506 | 8.829 | II | 0.010 | 0.010 | 0.099 | 0.065 | 0.131 | 0.184 | 0.112 | 0.112 |
| 5 | 4.500 | 4.250 | 6.400 | 50.000 | 1.400 | 0.450 | 69.813 | 1.059 | 1.506 | 8.821 | I | 0.000 | 0.000 | 0.111 | 0.069 | 0.126 | 0.186 | 0.091 | 0.091 |
| 6 | 4.500 | 4.300 | 6.450 | 50.000 | 1.350 | 0.450 | 69.399 | 1.047 | 1.500 | 8.857 | II | 0.006 | 0.006 | 0.088 | 0.046 | 0.131 | 0.199 | 0.140 | 0.140 |
| 7 | 4.500 | 4.350 | 6.550 | 50.000 | 1.300 | 0.450 | 68.989 | 1.034 | 1.506 | 8.893 | I | 0.013 | 0.013 | 0.066 | 0.024 | 0.134 | 0.210 | 0.189 | 0.189 |
| 8 | 4.500 | 4.400 | 6.600 | 50.000 | 1.250 | 0.450 | 68.582 | 1.023 | 1.500 | 8.929 | II | 0.027 | 0.027 | 0.050 | 0.006 | 0.133 | 0.214 | 0.228 | 0.228 |
| 9 | 4.550 | 4.250 | 6.400 | 50.000 | 1.350 | 0.450 | 68.877 | 1.071 | 1.506 | 8.886 | I | 0.004 | 0.004 | 0.078 | 0.026 | 0.130 | 0.213 | 0.169 | 0.169 |
| 10 | 4.550 | 4.300 | 6.450 | 50.000 | 1.300 | 0.450 | 68.470 | 1.058 | 1.500 | 8.921 | II | 0.011 | 0.011 | 0.056 | 0.005 | 0.132 | 0.223 | 0.216 | 0.216 |

最小内空断面積計算結果

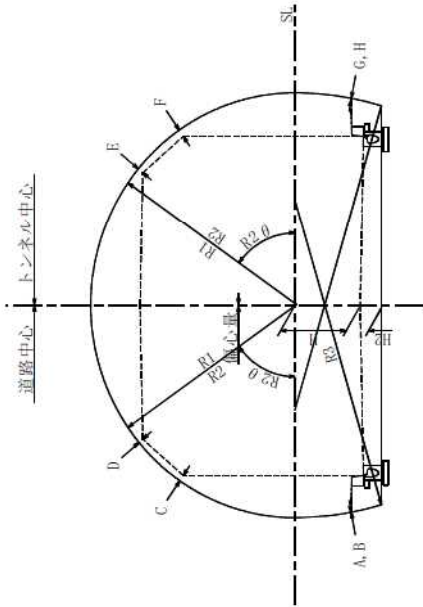
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=1.5R2
R2θ： 55.00°

建築限界座標 (計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H | |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.350 | 6.550 | 55.000 | 1.400 | 0.450 | 0.016 | 45.864 | 70.900 | 1.011 | 1.506 | 8.757 | I | 0.001 | 0.001 | 0.127 | 0.104 | 0.124 | 0.154 | 0.032 | 0.032 | 0.032 |
| 2 | 4.400 | 4.400 | 6.600 | 55.000 | 1.350 | 0.450 | 0.037 | 45.953 | 70.454 | 1.000 | 1.500 | 8.800 | I | 0.011 | 0.011 | 0.108 | 0.084 | 0.131 | 0.169 | 0.084 | 0.084 | 0.084 |
| 3 | 4.450 | 4.350 | 6.550 | 55.000 | 1.350 | 0.450 | 0.052 | 45.822 | 69.974 | 1.023 | 1.506 | 8.815 | I | 0.003 | 0.003 | 0.093 | 0.061 | 0.127 | 0.178 | 0.105 | 0.105 | 0.105 |
| 4 | 4.450 | 4.400 | 6.600 | 55.000 | 1.300 | 0.450 | 0.074 | 45.907 | 69.535 | 1.011 | 1.500 | 8.857 | I | 0.011 | 0.011 | 0.073 | 0.040 | 0.133 | 0.193 | 0.157 | 0.157 | 0.157 |
| 5 | 4.500 | 4.350 | 6.550 | 55.000 | 1.300 | 0.450 | 0.090 | 45.774 | 69.060 | 1.034 | 1.506 | 8.872 | I | 0.002 | 0.002 | 0.057 | 0.016 | 0.129 | 0.202 | 0.180 | 0.180 | 0.180 |
| 6 | 4.500 | 4.400 | 6.600 | 55.000 | 1.250 | 0.450 | 0.102 | 45.854 | 68.629 | 1.023 | 1.500 | 8.915 | I | 0.020 | 0.020 | 0.045 | 0.002 | 0.129 | 0.209 | 0.222 | 0.222 | 0.222 |
| 7 | 4.550 | 4.200 | 6.300 | 55.000 | 1.450 | 0.450 | 0.024 | 45.877 | 70.025 | 1.083 | 1.500 | 8.802 | I | 0.001 | 0.001 | 0.141 | 0.097 | 0.127 | 0.180 | 0.180 | 0.048 | 0.048 |
| 8 | 4.600 | 4.200 | 6.300 | 55.000 | 1.400 | 0.450 | 0.062 | 45.833 | 69.109 | 1.095 | 1.500 | 8.859 | I | 0.001 | 0.001 | 0.104 | 0.052 | 0.128 | 0.205 | 0.123 | 0.123 | 0.123 |
| 9 | 4.600 | 4.250 | 6.400 | 55.000 | 1.350 | 0.450 | 0.084 | 45.922 | 68.677 | 1.082 | 1.506 | 8.902 | I | 0.012 | 0.012 | 0.084 | 0.031 | 0.134 | 0.219 | 0.177 | 0.177 | 0.177 |
| 10 | 4.750 | 4.100 | 6.150 | 55.000 | 1.400 | 0.450 | 0.097 | 45.922 | 67.826 | 1.159 | 1.500 | 8.946 | I | 0.007 | 0.007 | 0.092 | 0.019 | 0.133 | 0.246 | 0.197 | 0.197 | 0.197 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.007 | 0.007 | 0.092 | 0.019 | 0.043 | 0.158 | 0.223 | 0.223 | 0.223 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

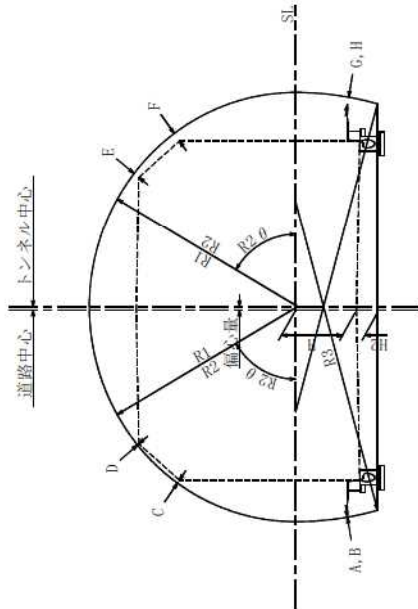
検討ケース： R3=1.5R2

R2θ： 60.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.450 | 4.400 | 6.600 | 60.000 | 1.300 | 0.450 | 69.567 | 1.011 | 1.500 | 8.850 | 0.074 | 0.008 | 0.008 | 0.070 | 0.038 | 0.131 | 0.190 | 0.154 | 0.154 |
| 2 | 4.500 | 4.300 | 6.450 | 60.000 | 1.400 | 0.450 | 70.190 | 1.047 | 1.500 | 8.800 | 0.031 | 0.005 | 0.005 | 0.124 | 0.090 | 0.129 | 0.175 | 0.166 | 0.166 |
| 3 | 4.550 | 4.300 | 6.450 | 60.000 | 1.350 | 0.450 | 69.305 | 1.058 | 1.500 | 8.850 | 0.068 | 0.003 | 0.003 | 0.085 | 0.041 | 0.128 | 0.196 | 0.137 | 0.137 |
| 4 | 4.650 | 4.250 | 6.400 | 60.000 | 1.350 | 0.450 | 68.579 | 1.094 | 1.506 | 8.900 | 0.084 | 0.011 | 0.011 | 0.083 | 0.031 | 0.134 | 0.219 | 0.176 | 0.176 |
| 5 | 4.700 | 4.150 | 6.250 | 60.000 | 1.450 | 0.450 | 69.194 | 1.133 | 1.506 | 8.850 | 0.040 | 0.008 | 0.008 | 0.138 | 0.083 | 0.132 | 0.203 | 0.166 | 0.166 |
| 6 | 4.750 | 4.150 | 6.250 | 60.000 | 1.400 | 0.450 | 68.318 | 1.145 | 1.506 | 8.900 | 0.079 | 0.004 | 0.004 | 0.098 | 0.035 | 0.130 | 0.225 | 0.159 | 0.159 |
| 7 | 4.800 | 4.050 | 6.100 | 60.000 | 1.500 | 0.450 | 68.931 | 1.185 | 1.506 | 8.850 | 0.033 | 0.001 | 0.001 | 0.154 | 0.088 | 0.128 | 0.208 | 0.165 | 0.165 |
| 8 | 4.850 | 4.100 | 6.150 | 60.000 | 1.400 | 0.450 | 67.603 | 1.183 | 1.500 | 8.950 | 0.097 | 0.009 | 0.009 | 0.094 | 0.020 | 0.134 | 0.248 | 0.199 | 0.199 |
| 9 | 4.900 | 4.000 | 6.000 | 60.000 | 1.500 | 0.450 | 68.208 | 1.225 | 1.500 | 8.900 | 0.050 | 0.006 | 0.006 | 0.151 | 0.073 | 0.132 | 0.231 | 0.104 | 0.104 |
| 10 | 5.050 | 3.950 | 5.950 | 60.000 | 1.450 | 0.450 | 66.637 | 1.278 | 1.506 | 9.000 | 0.113 | 0.003 | 0.003 | 0.101 | 0.005 | 0.133 | 0.278 | 0.224 | 0.224 |

最小内空断面積計算結果

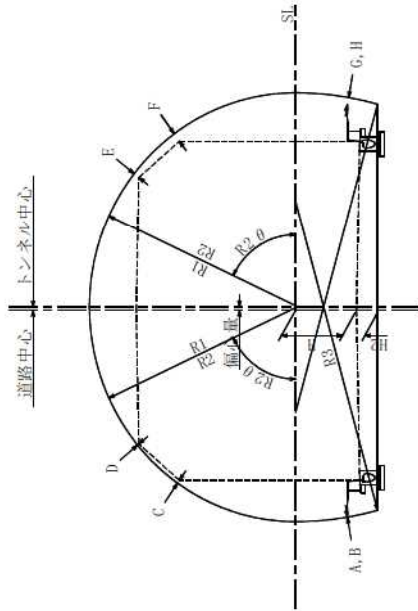
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=1.5R2
R2θ： 65.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

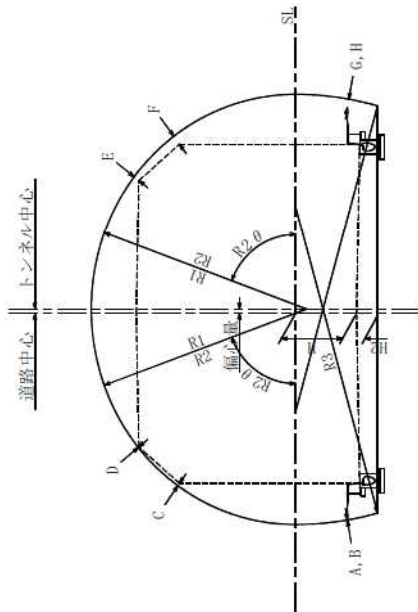
検討ケース： R3=1.5R2

R2θ： 70.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H | |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.600 | 4.350 | 6.550 | 70.000 | 1.300 | 0.450 | 68.933 | 1.057 | 1.506 | 8.871 | I | 0.002 | 0.002 | 0.056 | 0.016 | 0.128 | 0.202 | 0.179 | 0.179 | |
| 2 | 4.750 | 4.300 | 6.450 | 70.000 | 1.300 | 0.450 | 68.222 | 1.105 | 1.500 | 8.908 | I | 0.005 | 0.005 | 0.051 | 0.000 | 0.128 | 0.218 | 0.209 | 0.209 | 0.209 |
| 3 | 5.000 | 4.100 | 6.150 | 70.000 | 1.500 | 0.450 | 69.243 | 1.220 | 1.500 | 8.816 | I | 0.001 | 0.001 | 0.163 | 0.107 | 0.128 | 0.190 | 0.131 | 0.233 | 0.233 |
| 4 | 5.100 | 4.100 | 6.150 | 70.000 | 1.450 | 0.450 | 68.215 | 1.244 | 1.500 | 8.884 | I | 0.007 | 0.007 | 0.130 | 0.065 | 0.132 | 0.220 | 0.117 | 0.202 | 0.202 |
| 5 | 5.150 | 4.050 | 6.100 | 70.000 | 1.500 | 0.450 | 68.527 | 1.272 | 1.506 | 8.852 | I | 0.002 | 0.002 | 0.155 | 0.089 | 0.129 | 0.209 | 0.134 | 0.144 | 0.144 |
| 6 | 5.250 | 4.050 | 6.100 | 70.000 | 1.450 | 0.450 | 67.508 | 1.296 | 1.506 | 8.921 | I | 0.006 | 0.006 | 0.120 | 0.045 | 0.132 | 0.239 | 0.151 | 0.179 | 0.179 |
| 7 | 5.300 | 4.000 | 6.000 | 70.000 | 1.500 | 0.450 | 67.816 | 1.325 | 1.500 | 8.889 | I | 0.001 | 0.001 | 0.147 | 0.070 | 0.129 | 0.227 | 0.141 | 0.128 | 0.128 |
| 8 | 5.350 | 4.050 | 6.100 | 70.000 | 1.400 | 0.450 | 66.506 | 1.321 | 1.506 | 8.989 | I | 0.011 | 0.011 | 0.087 | 0.002 | 0.133 | 0.265 | 0.175 | 0.233 | 0.233 |
| 9 | 5.400 | 4.000 | 6.000 | 70.000 | 1.450 | 0.450 | 66.807 | 1.350 | 1.500 | 8.958 | I | 0.003 | 0.003 | 0.110 | 0.025 | 0.132 | 0.257 | 0.169 | 0.185 | 0.185 |
| 10 | 5.750 | 3.800 | 5.700 | 70.000 | 1.600 | 0.450 | 66.797 | 1.513 | 1.500 | 8.934 | I | 0.002 | 0.002 | 0.194 | 0.088 | 0.132 | 0.256 | 0.168 | 0.078 | 0.078 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

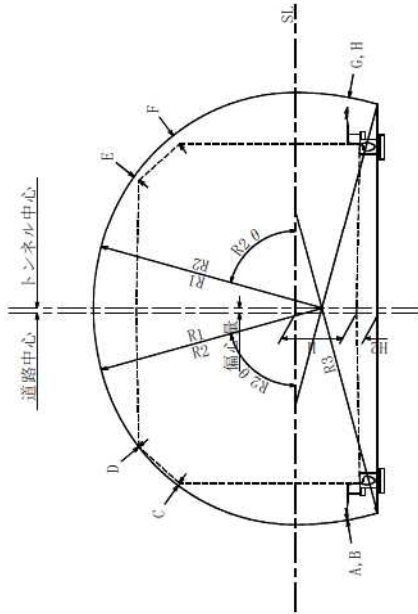
検討ケース： R3=1.5R2

R2θ： 75.00°

建築限界座標 (計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | | 左カーブR=350鉛直 | |
|-----|-------|----|-------------|----|
| | I | II | I | II |
| | | | | |



最低偏平率を満たす最低断面積

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.900 | 4.300 | 6.450 | 75.000 | 1.300 | 0.450 | 0.104 | 45.713 | 68.126 | 1.140 | 1.500 | 8.911 | I | 0.006 | 0.006 | 0.052 | 0.001 | 0.129 | 0.219 | 0.211 | 0.211 |
| 2 | 5.000 | 4.250 | 6.400 | 75.000 | 1.350 | 0.450 | 0.084 | 45.739 | 68.355 | 1.176 | 1.506 | 8.888 | II | 0.005 | 0.005 | 0.079 | 0.027 | 0.130 | 0.214 | 0.170 | 0.170 |
| 3 | 5.100 | 4.200 | 6.300 | 75.000 | 1.400 | 0.450 | 0.062 | 45.760 | 68.585 | 1.214 | 1.500 | 8.866 | I | 0.005 | 0.005 | 0.107 | 0.054 | 0.130 | 0.207 | 0.126 | 0.126 |
| 4 | 5.200 | 4.200 | 6.300 | 75.000 | 1.350 | 0.450 | 0.102 | 45.659 | 67.664 | 1.238 | 1.500 | 8.918 | I | 0.000 | 0.000 | 0.066 | 0.006 | 0.129 | 0.230 | 0.201 | 0.201 |
| 5 | 5.300 | 4.150 | 6.250 | 75.000 | 1.400 | 0.450 | 0.079 | 45.682 | 67.891 | 1.277 | 1.506 | 8.895 | II | 0.001 | 0.001 | 0.096 | 0.034 | 0.129 | 0.223 | 0.156 | 0.156 |
| 6 | 5.400 | 4.100 | 6.150 | 75.000 | 1.450 | 0.450 | 0.056 | 45.697 | 68.120 | 1.317 | 1.500 | 8.873 | I | 0.001 | 0.001 | 0.125 | 0.061 | 0.129 | 0.215 | 0.111 | 0.111 |
| 7 | 5.500 | 4.050 | 6.100 | 75.000 | 1.500 | 0.450 | 0.033 | 45.712 | 68.350 | 1.358 | 1.506 | 8.851 | II | 0.001 | 0.001 | 0.155 | 0.088 | 0.128 | 0.208 | 0.066 | 0.066 |
| 8 | 5.550 | 4.100 | 6.150 | 75.000 | 1.400 | 0.450 | 0.097 | 45.753 | 67.028 | 1.354 | 1.500 | 8.951 | I | 0.009 | 0.009 | 0.094 | 0.020 | 0.135 | 0.248 | 0.199 | 0.199 |
| 9 | 5.850 | 4.000 | 6.000 | 75.000 | 1.450 | 0.450 | 0.093 | 45.680 | 66.569 | 1.463 | 1.500 | 8.958 | I | 0.003 | 0.003 | 0.110 | 0.025 | 0.132 | 0.257 | 0.185 | 0.185 |
| 10 | 5.950 | 3.950 | 5.950 | 75.000 | 1.500 | 0.450 | 0.069 | 45.693 | 66.793 | 1.506 | 1.506 | 8.935 | II | 0.004 | 0.004 | 0.140 | 0.025 | 0.132 | 0.250 | 0.138 | 0.138 |

最小内空断面積計算結果

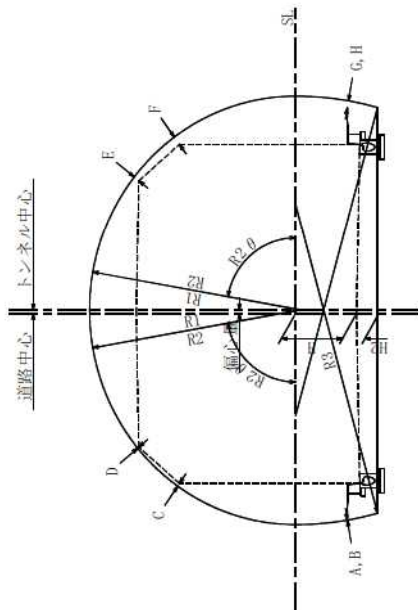
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=1.5R2
R2θ： 80.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | 断面積 (㎡) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.500 | 4.400 | 6.600 | 80.000 | 1.300 | 0.450 | 69.628 | 45.751 | 69.628 | 1.023 | 1.500 | 8.835 | I | 0.000 | 0.000 | 0.064 | 0.033 | 0.126 | 0.184 | 0.146 | 0.146 |
| 2 | 4.850 | 4.350 | 6.550 | 80.000 | 1.300 | 0.450 | 68.828 | 45.737 | 68.828 | 1.115 | 1.506 | 8.874 | I | 0.003 | 0.003 | 0.057 | 0.017 | 0.129 | 0.203 | 0.180 | 0.169 |
| 3 | 5.200 | 4.300 | 6.450 | 80.000 | 1.300 | 0.450 | 68.035 | 45.715 | 68.035 | 1.209 | 1.500 | 8.913 | I | 0.007 | 0.007 | 0.052 | 0.002 | 0.129 | 0.219 | 0.212 | 0.212 |
| 4 | 5.350 | 4.250 | 6.400 | 80.000 | 1.350 | 0.450 | 68.303 | 45.689 | 68.303 | 1.259 | 1.506 | 8.882 | I | 0.002 | 0.002 | 0.076 | 0.025 | 0.128 | 0.211 | 0.167 | 0.167 |
| 5 | 5.550 | 4.200 | 6.300 | 80.000 | 1.400 | 0.450 | 68.447 | 45.762 | 68.447 | 1.321 | 1.500 | 8.869 | I | 0.006 | 0.006 | 0.108 | 0.055 | 0.131 | 0.209 | 0.128 | 0.128 |
| 6 | 5.700 | 4.150 | 6.250 | 80.000 | 1.450 | 0.450 | 68.718 | 45.729 | 68.718 | 1.373 | 1.506 | 8.838 | I | 0.002 | 0.002 | 0.134 | 0.080 | 0.129 | 0.198 | 0.154 | 0.154 |
| 7 | 5.700 | 4.200 | 6.300 | 80.000 | 1.350 | 0.450 | 67.512 | 45.661 | 67.512 | 1.357 | 1.500 | 8.921 | I | 0.002 | 0.002 | 0.068 | 0.007 | 0.130 | 0.231 | 0.202 | 0.202 |
| 8 | 5.900 | 4.150 | 6.250 | 80.000 | 1.400 | 0.450 | 67.655 | 45.736 | 67.655 | 1.422 | 1.506 | 8.908 | I | 0.008 | 0.008 | 0.101 | 0.038 | 0.133 | 0.228 | 0.162 | 0.162 |
| 9 | 6.050 | 4.100 | 6.150 | 80.000 | 1.450 | 0.450 | 67.922 | 45.699 | 67.922 | 1.476 | 1.500 | 8.877 | I | 0.003 | 0.003 | 0.127 | 0.062 | 0.130 | 0.217 | 0.113 | 0.113 |
| 10 | 6.100 | 4.150 | 6.250 | 80.000 | 1.350 | 0.450 | 66.608 | 45.735 | 66.608 | 1.470 | 1.506 | 8.977 | I | 0.021 | 0.021 | 0.074 | 0.000 | 0.130 | 0.249 | 0.237 | 0.237 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.021 | 0.021 | 0.074 | 0.000 | 0.039 | 0.160 | 0.262 | 0.262 |

最小内空断面積計算結果

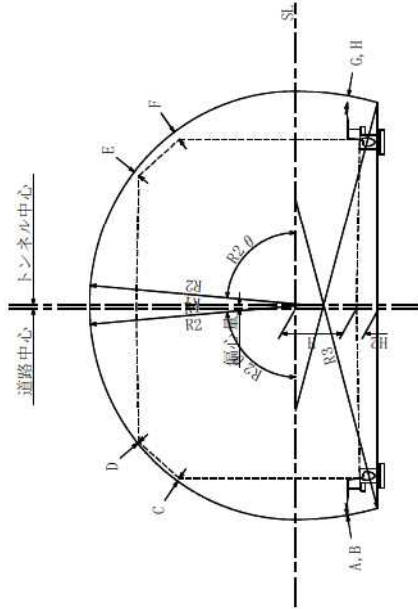
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=1.5R2
R2θ： 85.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |

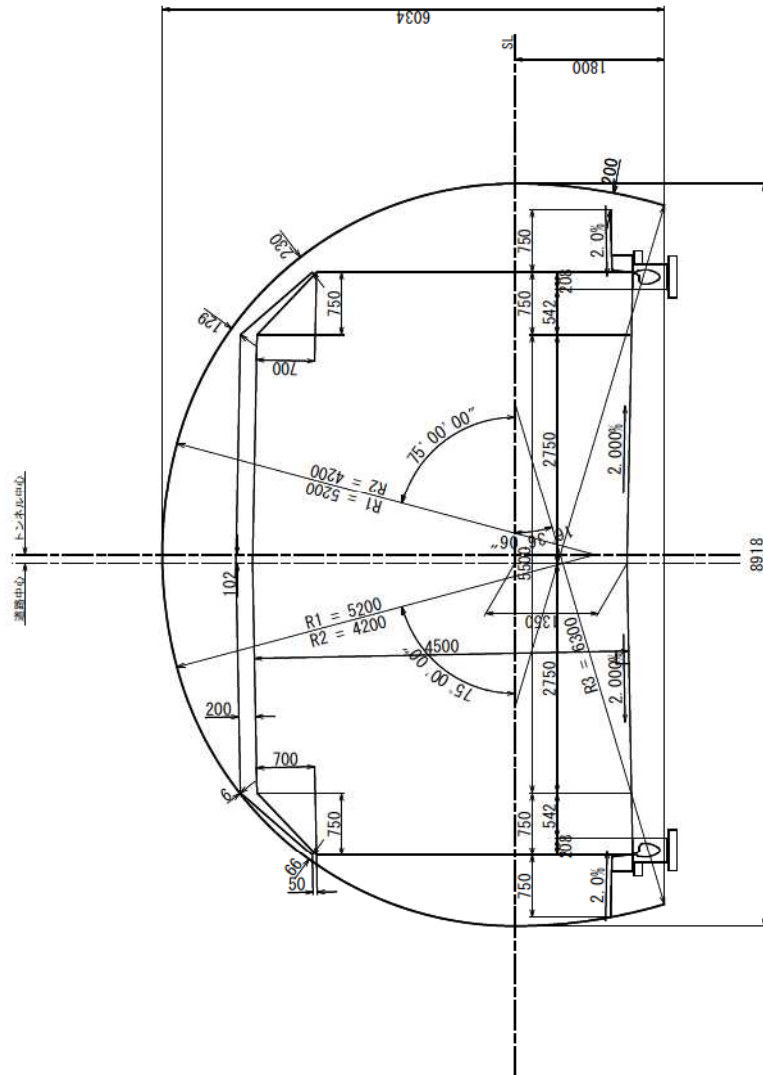


最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | 断面積 (㎡) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.600 | 4.400 | 6.600 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 69.619 | 45.752 | 69.619 | 1.045 | 1.500 | 8.835 | I | 0.000 | 0.000 | 0.064 | 0.033 | 0.126 | 0.184 | 0.146 | 0.146 |
| 2 | 5.000 | 4.350 | 6.550 | 85.000 | 1.350 | 0.450 | 69.808 | 45.781 | 69.808 | 1.149 | 1.506 | 8.813 | II | 0.002 | 0.002 | 0.092 | 0.060 | 0.126 | 0.177 | 0.104 | 0.104 |
| 3 | 5.350 | 4.350 | 6.550 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 68.780 | 45.737 | 68.780 | 1.230 | 1.506 | 8.874 | I | 0.003 | 0.003 | 0.058 | 0.017 | 0.129 | 0.203 | 0.181 | 0.181 |
| 4 | 5.400 | 4.350 | 6.550 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 68.715 | 45.791 | 68.715 | 1.241 | 1.506 | 8.883 | II | 0.008 | 0.008 | 0.061 | 0.020 | 0.132 | 0.207 | 0.185 | 0.185 |
| 5 | 5.750 | 4.300 | 6.450 | 85.000 | 1.350 | 0.450 | 68.967 | 45.763 | 68.967 | 1.337 | 1.500 | 8.853 | I | 0.004 | 0.004 | 0.086 | 0.045 | 0.129 | 0.197 | 0.138 | 0.138 |
| 6 | 6.100 | 4.250 | 6.400 | 85.000 | 1.400 | 0.450 | 69.221 | 45.734 | 69.221 | 1.435 | 1.500 | 8.822 | II | 0.001 | 0.001 | 0.112 | 0.069 | 0.127 | 0.187 | 0.091 | 0.091 |
| 7 | 6.100 | 4.300 | 6.450 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 67.949 | 45.715 | 67.949 | 1.419 | 1.500 | 8.914 | I | 0.007 | 0.007 | 0.053 | 0.002 | 0.130 | 0.220 | 0.212 | 0.212 |
| 8 | 6.150 | 4.250 | 6.400 | 85.000 | 1.400 | 0.450 | 69.155 | 45.787 | 69.155 | 1.447 | 1.500 | 8.831 | II | 0.005 | 0.005 | 0.115 | 0.072 | 0.129 | 0.190 | 0.095 | 0.095 |
| 9 | 6.150 | 4.300 | 6.450 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 67.885 | 45.768 | 67.885 | 1.430 | 1.500 | 8.922 | I | 0.012 | 0.012 | 0.056 | 0.005 | 0.132 | 0.223 | 0.217 | 0.217 |
| 10 | 6.450 | 4.250 | 6.400 | 85.000 | 1.350 | 0.450 | 68.198 | 45.689 | 68.198 | 1.518 | 1.506 | 8.883 | I | 0.003 | 0.003 | 0.077 | 0.026 | 0.129 | 0.212 | 0.168 | 0.168 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.003 | 0.003 | 0.077 | 0.026 | 0.040 | 0.126 | 0.192 | 0.192 |

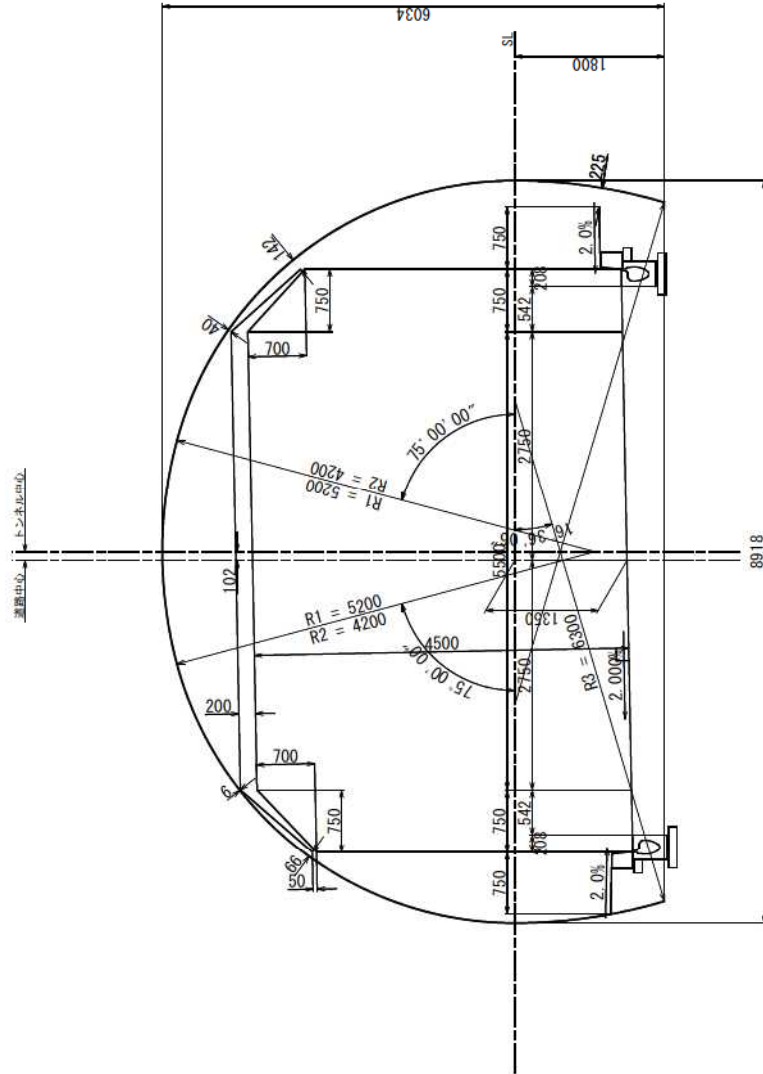
検討結果

検討ケース名 : R3=1.5R2
 横断勾配 : 直線R=∞
 断面積 : 45.659 m²
 偏平率 : 67.664 %



検討結果

検討ケース名 : R3=1.5R2
 横断勾配 : 左カーブR=350鉛直
 断面積 : 45.659 m²
 偏平率 : 67.664 %



最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

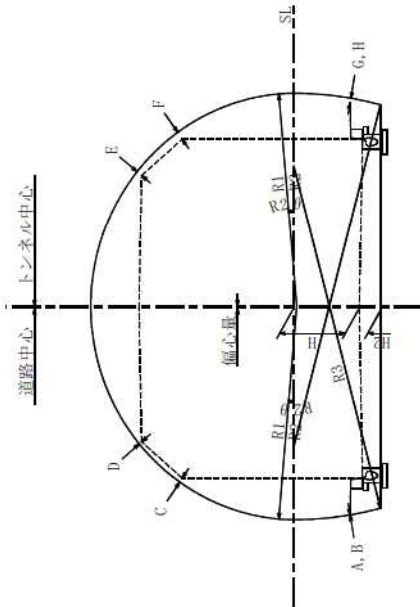
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 5.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内荷単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | 断面積 (㎡) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|-------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 4.400 | 3.650 | 7.300 | 5.000 | 1.400 | 0.450 | 70.325 | 45.812 | 70.325 | 1.205 | 2.000 | 8.794 | I II | 0.001 0.001 | 0.001 0.001 | 0.092 0.092 | 0.066 0.066 | 0.125 0.039 | 0.167 0.085 | 0.092 0.114 | 0.092 0.114 |
| 2 | 4.400 | 3.700 | 7.400 | 5.000 | 1.400 | 0.450 | 70.372 | 45.855 | 70.372 | 1.189 | 2.000 | 8.795 | I II | 0.005 0.005 | 0.005 0.005 | 0.096 0.096 | 0.071 0.071 | 0.127 0.041 | 0.168 0.086 | 0.091 0.113 | 0.091 0.113 |
| 3 | 4.400 | 4.100 | 8.200 | 5.000 | 1.350 | 0.450 | 70.175 | 45.777 | 70.175 | 1.073 | 2.000 | 8.798 | I II | 0.004 0.004 | 0.004 0.004 | 0.072 0.072 | 0.047 0.047 | 0.127 0.041 | 0.175 0.092 | 0.129 0.148 | 0.129 0.148 |
| 4 | 4.400 | 4.150 | 8.300 | 5.000 | 1.350 | 0.450 | 70.222 | 45.819 | 70.222 | 1.060 | 2.000 | 8.798 | I II | 0.007 0.007 | 0.007 0.007 | 0.076 0.076 | 0.052 0.052 | 0.129 0.043 | 0.176 0.093 | 0.128 0.147 | 0.128 0.147 |
| 5 | 4.400 | 4.200 | 8.400 | 5.000 | 1.350 | 0.450 | 70.268 | 45.861 | 70.268 | 1.048 | 2.000 | 8.798 | I II | 0.010 0.010 | 0.010 0.010 | 0.080 0.080 | 0.056 0.056 | 0.132 0.046 | 0.177 0.094 | 0.127 0.146 | 0.127 0.146 |
| 6 | 4.450 | 3.200 | 6.400 | 5.000 | 1.350 | 0.450 | 69.074 | 45.831 | 69.074 | 1.391 | 2.000 | 8.890 | I II | 0.002 0.002 | 0.002 0.002 | 0.054 0.054 | 0.017 0.017 | 0.128 0.041 | 0.196 0.111 | 0.175 0.200 | 0.175 0.200 |
| 7 | 4.450 | 3.250 | 6.500 | 5.000 | 1.350 | 0.450 | 69.120 | 45.875 | 69.120 | 1.369 | 2.000 | 8.891 | I II | 0.006 0.006 | 0.006 0.006 | 0.058 0.058 | 0.022 0.022 | 0.130 0.043 | 0.197 0.113 | 0.175 0.199 | 0.175 0.199 |
| 8 | 4.450 | 3.650 | 7.300 | 5.000 | 1.300 | 0.450 | 68.926 | 45.802 | 68.926 | 1.219 | 2.000 | 8.894 | I II | 0.012 0.012 | 0.012 0.012 | 0.037 0.037 | 0.001 0.001 | 0.128 0.040 | 0.200 0.115 | 0.211 0.232 | 0.211 0.232 |
| 9 | 4.450 | 3.700 | 7.400 | 5.000 | 1.300 | 0.450 | 68.972 | 45.845 | 68.972 | 1.203 | 2.000 | 8.894 | I II | 0.013 0.013 | 0.013 0.013 | 0.040 0.040 | 0.004 0.004 | 0.131 0.044 | 0.203 0.118 | 0.213 0.233 | 0.213 0.233 |
| 10 | 4.450 | 4.250 | 8.500 | 5.000 | 1.250 | 0.450 | 68.917 | 45.884 | 68.917 | 1.047 | 2.000 | 8.898 | I II | 0.032 0.032 | 0.032 0.032 | 0.039 0.039 | 0.003 0.003 | 0.129 0.042 | 0.202 0.116 | 0.233 0.249 | 0.233 0.249 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

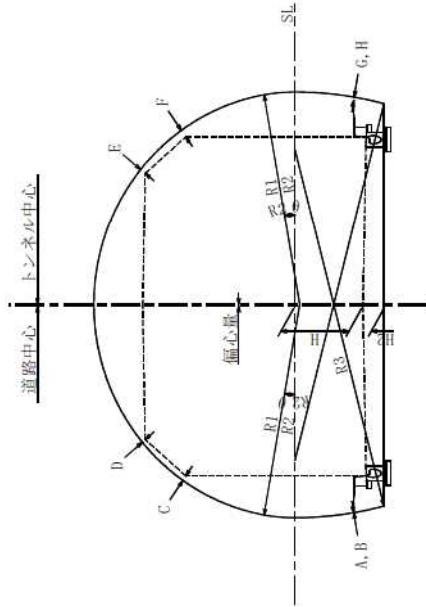
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 10.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 3.800 | 7.600 | 10.000 | 1.450 | 0.450 | 0.034 | 45.872 | 70.553 | 1.158 | 2.000 | 8.782 | I | 0.003 | 0.003 | 0.108 | 0.082 | 0.126 | 0.164 | 0.070 | 0.070 |
| 2 | 4.400 | 4.000 | 8.000 | 10.000 | 1.400 | 0.450 | 0.052 | 45.788 | 70.330 | 1.100 | 2.000 | 8.788 | I | 0.001 | 0.001 | 0.085 | 0.059 | 0.126 | 0.170 | 0.103 | 0.103 |
| 3 | 4.400 | 4.050 | 8.100 | 10.000 | 1.400 | 0.450 | 0.047 | 45.871 | 70.417 | 1.086 | 2.000 | 8.789 | I | 0.008 | 0.008 | 0.094 | 0.069 | 0.129 | 0.171 | 0.100 | 0.100 |
| 4 | 4.400 | 4.250 | 8.500 | 10.000 | 1.350 | 0.450 | 0.064 | 45.782 | 70.194 | 1.035 | 2.000 | 8.795 | I | 0.005 | 0.005 | 0.071 | 0.046 | 0.128 | 0.176 | 0.132 | 0.132 |
| 5 | 4.400 | 4.300 | 8.600 | 10.000 | 1.350 | 0.450 | 0.060 | 45.864 | 70.281 | 1.023 | 2.000 | 8.797 | I | 0.011 | 0.011 | 0.079 | 0.056 | 0.132 | 0.178 | 0.129 | 0.129 |
| 6 | 4.450 | 3.550 | 7.100 | 10.000 | 1.400 | 0.450 | 0.082 | 45.825 | 69.243 | 1.254 | 2.000 | 8.873 | I | 0.001 | 0.001 | 0.060 | 0.023 | 0.126 | 0.193 | 0.163 | 0.163 |
| 7 | 4.450 | 3.800 | 7.600 | 10.000 | 1.350 | 0.450 | 0.096 | 45.824 | 69.109 | 1.171 | 2.000 | 8.880 | I | 0.006 | 0.006 | 0.045 | 0.009 | 0.130 | 0.201 | 0.196 | 0.196 |
| 8 | 4.450 | 4.050 | 8.100 | 10.000 | 1.300 | 0.450 | 0.101 | 45.817 | 68.976 | 1.099 | 2.000 | 8.888 | I | 0.017 | 0.017 | 0.037 | 0.001 | 0.128 | 0.201 | 0.217 | 0.217 |
| 9 | 4.450 | 4.100 | 8.200 | 10.000 | 1.300 | 0.450 | 0.100 | 45.899 | 69.062 | 1.085 | 2.000 | 8.889 | I | 0.020 | 0.020 | 0.043 | 0.008 | 0.134 | 0.205 | 0.218 | 0.218 |
| 10 | 4.450 | 4.350 | 8.700 | 10.000 | 1.250 | 0.450 | 0.101 | 45.886 | 68.929 | 1.023 | 2.000 | 8.897 | I | 0.033 | 0.033 | 0.039 | 0.003 | 0.129 | 0.202 | 0.234 | 0.234 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.033 | 0.033 | 0.039 | 0.003 | 0.042 | 0.116 | 0.250 | 0.250 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

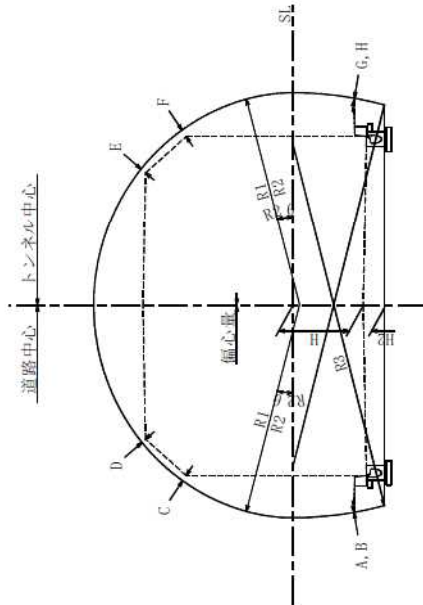
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 15.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H | |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 3.850 | 7.700 | 15.000 | 1.500 | 0.450 | 70.843 | 1.143 | 2.000 | 8.763 | I | 0.002 | 0.002 | 0.128 | 0.102 | 0.125 | 0.158 | 0.037 | 0.037 | |
| 2 | 4.400 | 4.000 | 8.000 | 15.000 | 1.450 | 0.450 | 70.633 | 1.100 | 2.000 | 8.773 | II | 0.003 | 0.003 | 0.109 | 0.083 | 0.126 | 0.164 | 0.076 | 0.060 | 0.060 |
| 3 | 4.400 | 4.150 | 8.300 | 15.000 | 1.400 | 0.450 | 70.423 | 1.060 | 2.000 | 8.783 | II | 0.005 | 0.005 | 0.090 | 0.065 | 0.127 | 0.170 | 0.101 | 0.101 | 0.101 |
| 4 | 4.400 | 4.300 | 8.600 | 15.000 | 1.350 | 0.450 | 70.214 | 1.023 | 2.000 | 8.793 | II | 0.005 | 0.005 | 0.071 | 0.046 | 0.128 | 0.176 | 0.132 | 0.132 | 0.132 |
| 5 | 4.400 | 4.350 | 8.700 | 15.000 | 1.350 | 0.450 | 70.334 | 1.011 | 2.000 | 8.797 | I | 0.014 | 0.014 | 0.084 | 0.061 | 0.134 | 0.178 | 0.127 | 0.127 | 0.127 |
| 6 | 4.450 | 3.700 | 7.400 | 15.000 | 1.450 | 0.450 | 69.566 | 1.203 | 2.000 | 8.849 | II | 0.001 | 0.001 | 0.081 | 0.043 | 0.126 | 0.188 | 0.131 | 0.131 | 0.131 |
| 7 | 4.450 | 3.850 | 7.700 | 15.000 | 1.400 | 0.450 | 69.360 | 1.156 | 2.000 | 8.859 | II | 0.003 | 0.003 | 0.061 | 0.024 | 0.127 | 0.194 | 0.165 | 0.165 | 0.165 |
| 8 | 4.450 | 4.000 | 8.000 | 15.000 | 1.350 | 0.450 | 69.154 | 1.113 | 2.000 | 8.869 | I | 0.003 | 0.003 | 0.042 | 0.005 | 0.128 | 0.200 | 0.197 | 0.197 | 0.197 |
| 9 | 4.450 | 4.050 | 8.100 | 15.000 | 1.350 | 0.450 | 69.273 | 1.099 | 2.000 | 8.873 | II | 0.013 | 0.013 | 0.055 | 0.020 | 0.134 | 0.202 | 0.193 | 0.193 | 0.193 |
| 10 | 4.450 | 4.200 | 8.400 | 15.000 | 1.300 | 0.450 | 69.068 | 1.060 | 2.000 | 8.883 | II | 0.018 | 0.018 | 0.041 | 0.005 | 0.131 | 0.203 | 0.217 | 0.217 | 0.217 |
| | | | | | | | | | | | II | 0.018 | 0.018 | 0.041 | 0.005 | 0.131 | 0.203 | 0.217 | 0.217 | 0.217 |
| | | | | | | | | | | | II | 0.018 | 0.018 | 0.041 | 0.005 | 0.131 | 0.203 | 0.217 | 0.217 | 0.217 |
| | | | | | | | | | | | II | 0.018 | 0.018 | 0.041 | 0.005 | 0.131 | 0.203 | 0.217 | 0.217 | 0.217 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

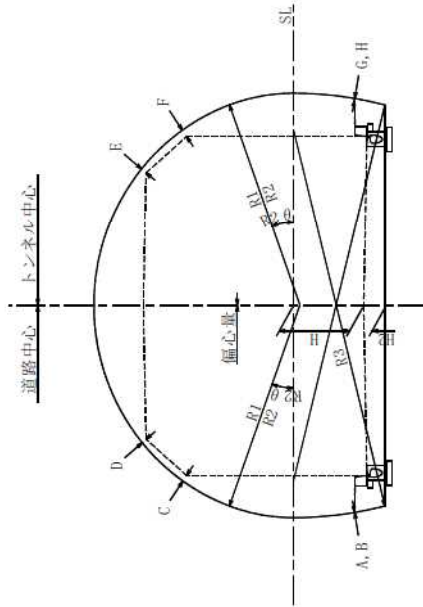
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 20.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H | |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.000 | 8.000 | 20.000 | 1.500 | 0.450 | 0.014 | 45.940 | 70.993 | 1.100 | 2.000 | 8.752 | I | 0.005 | 0.005 | 0.135 | 0.109 | 0.127 | 0.158 | 0.032 | 0.032 | 0.054 |
| 2 | 4.400 | 4.100 | 8.200 | 20.000 | 1.450 | 0.450 | 0.033 | 45.862 | 70.715 | 1.073 | 2.000 | 8.764 | II | 0.002 | 0.002 | 0.110 | 0.084 | 0.127 | 0.164 | 0.068 | 0.068 | 0.088 |
| 3 | 4.400 | 4.200 | 8.400 | 20.000 | 1.400 | 0.450 | 0.050 | 45.780 | 70.438 | 1.048 | 2.000 | 8.776 | I | 0.001 | 0.001 | 0.087 | 0.061 | 0.125 | 0.169 | 0.100 | 0.100 | 0.100 |
| 4 | 4.400 | 4.350 | 8.700 | 20.000 | 1.350 | 0.450 | 0.059 | 45.861 | 70.308 | 1.011 | 2.000 | 8.794 | II | 0.011 | 0.011 | 0.080 | 0.056 | 0.132 | 0.177 | 0.128 | 0.146 | 0.146 |
| 5 | 4.450 | 3.900 | 7.800 | 20.000 | 1.450 | 0.450 | 0.062 | 45.894 | 69.754 | 1.141 | 2.000 | 8.834 | I | 0.003 | 0.003 | 0.087 | 0.050 | 0.128 | 0.188 | 0.126 | 0.126 | 0.126 |
| 6 | 4.450 | 4.000 | 8.000 | 20.000 | 1.400 | 0.450 | 0.080 | 45.812 | 69.480 | 1.113 | 2.000 | 8.846 | II | 0.002 | 0.002 | 0.063 | 0.026 | 0.127 | 0.193 | 0.160 | 0.160 | 0.160 |
| 7 | 4.450 | 4.150 | 8.300 | 20.000 | 1.350 | 0.450 | 0.089 | 45.895 | 69.353 | 1.072 | 2.000 | 8.864 | I | 0.012 | 0.012 | 0.057 | 0.022 | 0.134 | 0.201 | 0.188 | 0.188 | 0.188 |
| 8 | 4.450 | 4.250 | 8.500 | 20.000 | 1.300 | 0.450 | 0.101 | 45.807 | 69.081 | 1.047 | 2.000 | 8.876 | II | 0.015 | 0.015 | 0.038 | 0.002 | 0.129 | 0.201 | 0.201 | 0.215 | 0.215 |
| 9 | 4.450 | 4.400 | 8.800 | 20.000 | 1.250 | 0.450 | 0.101 | 45.883 | 68.955 | 1.011 | 2.000 | 8.894 | I | 0.032 | 0.032 | 0.039 | 0.003 | 0.130 | 0.202 | 0.202 | 0.233 | 0.233 |
| 10 | 4.500 | 3.700 | 7.400 | 20.000 | 1.450 | 0.450 | 0.091 | 45.918 | 68.808 | 1.216 | 2.000 | 8.904 | II | 0.004 | 0.004 | 0.064 | 0.016 | 0.129 | 0.210 | 0.210 | 0.183 | 0.183 |

最小内空断面積計算結果

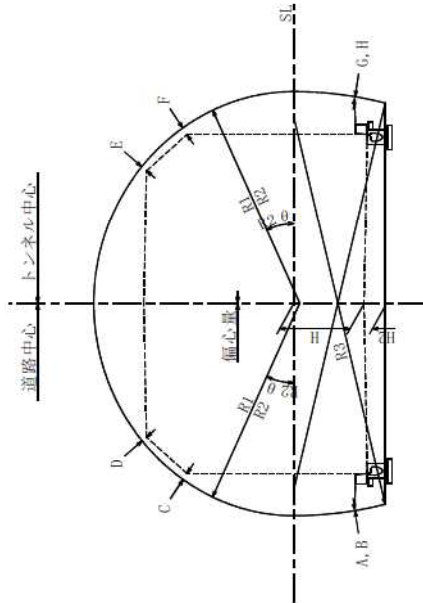
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=2.0R2
R2θ： 25.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内筒単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | 断面積 (㎡) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.100 | 8.200 | 25.000 | 1.500 | 0.450 | 71.173 | 46.010 | 71.173 | 1.073 | 2.000 | 8.744 | I | 0.008 | 0.008 | 0.144 | 0.119 | 0.131 | 0.159 | 0.026 | 0.026 |
| 2 | 4.400 | 4.200 | 8.400 | 25.000 | 1.450 | 0.450 | 70.932 | 46.019 | 70.932 | 1.048 | 2.000 | 8.763 | II | 0.015 | 0.015 | 0.129 | 0.105 | 0.133 | 0.166 | 0.078 | 0.047 |
| 3 | 4.400 | 4.250 | 8.500 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 70.827 | 45.814 | 70.827 | 1.035 | 2.000 | 8.772 | I | 0.003 | 0.003 | 0.092 | 0.087 | 0.127 | 0.169 | 0.095 | 0.095 |
| 4 | 4.400 | 4.300 | 8.600 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 70.693 | 46.025 | 70.693 | 1.023 | 2.000 | 8.781 | II | 0.020 | 0.020 | 0.113 | 0.090 | 0.136 | 0.173 | 0.091 | 0.115 |
| 5 | 4.400 | 4.350 | 8.700 | 25.000 | 1.350 | 0.450 | 70.289 | 45.817 | 70.289 | 1.011 | 2.000 | 8.791 | I | 0.007 | 0.007 | 0.076 | 0.052 | 0.130 | 0.176 | 0.128 | 0.128 |
| 6 | 4.450 | 3.850 | 7.700 | 25.000 | 1.550 | 0.450 | 70.513 | 46.020 | 70.513 | 1.156 | 2.000 | 8.788 | II | 0.005 | 0.005 | 0.142 | 0.104 | 0.128 | 0.173 | 0.042 | 0.042 |
| 7 | 4.450 | 4.100 | 8.200 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 69.637 | 45.837 | 69.637 | 1.085 | 2.000 | 8.834 | I | 0.004 | 0.004 | 0.072 | 0.035 | 0.041 | 0.107 | 0.151 | 0.151 |
| 8 | 4.450 | 4.200 | 8.400 | 25.000 | 1.350 | 0.450 | 69.402 | 45.841 | 69.402 | 1.060 | 2.000 | 8.863 | II | 0.008 | 0.008 | 0.055 | 0.019 | 0.131 | 0.199 | 0.184 | 0.184 |
| 9 | 4.450 | 4.300 | 8.600 | 25.000 | 1.300 | 0.450 | 69.169 | 45.841 | 69.169 | 1.035 | 2.000 | 8.872 | I | 0.015 | 0.015 | 0.042 | 0.006 | 0.132 | 0.203 | 0.203 | 0.203 |
| 10 | 4.500 | 3.950 | 7.900 | 25.000 | 1.400 | 0.450 | 68.760 | 45.855 | 68.760 | 1.139 | 2.000 | 8.897 | II | 0.004 | 0.004 | 0.050 | 0.002 | 0.128 | 0.213 | 0.206 | 0.206 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

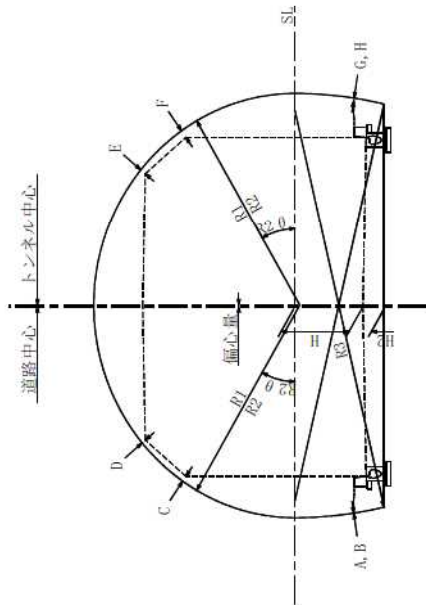
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 30.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.200 | 8.400 | 30.000 | 1.450 | 0.450 | 0.028 | 45.837 | 70.886 | 1.048 | 2.000 | 8.746 | I | 0.001 | 0.001 | 0.116 | 0.089 | 0.125 | 0.162 | 0.056 | 0.056 |
| 2 | 4.400 | 4.300 | 8.600 | 30.000 | 1.400 | 0.450 | 0.039 | 45.934 | 70.669 | 1.023 | 2.000 | 8.773 | II | 0.013 | 0.013 | 0.107 | 0.082 | 0.132 | 0.171 | 0.090 | 0.090 |
| 3 | 4.400 | 4.350 | 8.700 | 30.000 | 1.350 | 0.450 | 0.062 | 45.771 | 70.277 | 1.011 | 2.000 | 8.787 | I | 0.004 | 0.004 | 0.073 | 0.048 | 0.128 | 0.175 | 0.127 | 0.127 |
| 4 | 4.450 | 3.950 | 7.900 | 30.000 | 1.550 | 0.450 | 0.013 | 45.990 | 70.727 | 1.127 | 2.000 | 8.766 | II | 0.003 | 0.003 | 0.149 | 0.111 | 0.127 | 0.171 | 0.029 | 0.029 |
| 5 | 4.450 | 4.100 | 8.200 | 30.000 | 1.450 | 0.450 | 0.049 | 45.936 | 70.120 | 1.085 | 2.000 | 8.806 | I | 0.007 | 0.007 | 0.105 | 0.068 | 0.130 | 0.185 | 0.104 | 0.104 |
| 6 | 4.450 | 4.250 | 8.500 | 30.000 | 1.350 | 0.450 | 0.084 | 45.871 | 69.519 | 1.047 | 2.000 | 8.846 | II | 0.010 | 0.010 | 0.062 | 0.027 | 0.133 | 0.199 | 0.177 | 0.177 |
| 7 | 4.450 | 4.350 | 8.700 | 30.000 | 1.300 | 0.450 | 0.095 | 45.962 | 69.309 | 1.023 | 2.000 | 8.873 | I | 0.021 | 0.021 | 0.053 | 0.020 | 0.139 | 0.207 | 0.209 | 0.209 |
| 8 | 4.500 | 3.900 | 7.800 | 30.000 | 1.500 | 0.450 | 0.058 | 45.930 | 69.576 | 1.154 | 2.000 | 8.839 | II | 0.002 | 0.002 | 0.104 | 0.055 | 0.127 | 0.198 | 0.116 | 0.116 |
| 9 | 4.500 | 4.050 | 8.100 | 30.000 | 1.400 | 0.450 | 0.095 | 45.871 | 68.979 | 1.111 | 2.000 | 8.879 | I | 0.005 | 0.005 | 0.060 | 0.012 | 0.130 | 0.212 | 0.192 | 0.192 |
| 10 | 4.500 | 4.150 | 8.300 | 30.000 | 1.350 | 0.450 | 0.102 | 45.966 | 68.772 | 1.084 | 2.000 | 8.906 | II | 0.020 | 0.020 | 0.054 | 0.008 | 0.134 | 0.218 | 0.222 | 0.222 |

最小内空断面積計算結果

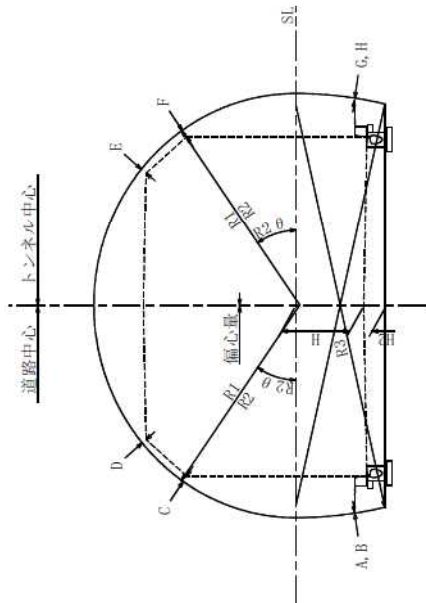
トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

検討ケース： R3=2.0R2
R2θ： 35.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H | |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.250 | 8.500 | 35.000 | 1.450 | 0.450 | 71.051 | 1.035 | 2.000 | 8.746 | I | 0.011 | 0.011 | 0.131 | 0.106 | 0.130 | 0.162 | 0.048 | 0.048 | |
| 2 | 4.400 | 4.300 | 8.600 | 35.000 | 1.400 | 0.450 | 70.661 | 1.023 | 2.000 | 8.764 | II | 0.006 | 0.006 | 0.101 | 0.075 | 0.128 | 0.168 | 0.087 | 0.087 | |
| 3 | 4.400 | 4.350 | 8.700 | 35.000 | 1.350 | 0.450 | 70.273 | 1.011 | 2.000 | 8.782 | I | 0.001 | 0.001 | 0.071 | 0.045 | 0.125 | 0.174 | 0.125 | 0.174 | 0.125 |
| 4 | 4.450 | 4.150 | 8.300 | 35.000 | 1.450 | 0.450 | 70.271 | 1.072 | 2.000 | 8.791 | II | 0.006 | 0.006 | 0.111 | 0.074 | 0.130 | 0.183 | 0.093 | 0.093 | 0.141 |
| 5 | 4.450 | 4.200 | 8.400 | 35.000 | 1.400 | 0.450 | 69.885 | 1.060 | 2.000 | 8.810 | I | 0.002 | 0.002 | 0.081 | 0.043 | 0.127 | 0.188 | 0.133 | 0.133 | 0.114 |
| 6 | 4.450 | 4.350 | 8.700 | 35.000 | 1.300 | 0.450 | 69.300 | 1.023 | 2.000 | 8.864 | II | 0.014 | 0.014 | 0.048 | 0.013 | 0.135 | 0.205 | 0.104 | 0.152 | 0.152 |
| 7 | 4.500 | 4.000 | 8.000 | 35.000 | 1.500 | 0.450 | 69.884 | 1.125 | 2.000 | 8.819 | I | 0.006 | 0.006 | 0.122 | 0.073 | 0.130 | 0.196 | 0.119 | 0.119 | 0.224 |
| 8 | 4.500 | 4.050 | 8.100 | 35.000 | 1.450 | 0.450 | 69.500 | 1.111 | 2.000 | 8.837 | II | 0.002 | 0.002 | 0.091 | 0.042 | 0.128 | 0.202 | 0.111 | 0.111 | 0.119 |
| 9 | 4.500 | 4.200 | 8.400 | 35.000 | 1.350 | 0.450 | 68.919 | 1.071 | 2.000 | 8.891 | I | 0.015 | 0.015 | 0.057 | 0.011 | 0.136 | 0.219 | 0.116 | 0.159 | 0.159 |
| 10 | 4.550 | 3.900 | 7.800 | 35.000 | 1.500 | 0.450 | 69.117 | 1.167 | 2.000 | 8.865 | II | 0.002 | 0.002 | 0.101 | 0.040 | 0.127 | 0.214 | 0.111 | 0.141 | 0.141 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

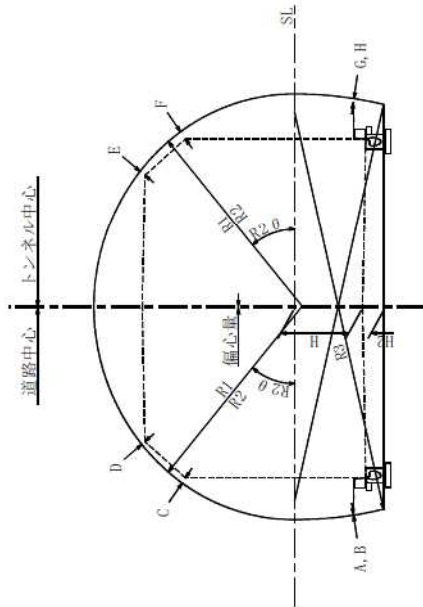
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 40.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|---|---|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | X | Y |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |
| | I | II |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.450 | 4.200 | 8.400 | 40.000 | 1.450 | 0.450 | 70.468 | 1.060 | 2.000 | 8.783 | I | 0.012 | 0.012 | 0.124 | 0.088 | 0.133 | 0.181 | 0.081 | 0.081 |
| 2 | 4.450 | 4.250 | 8.500 | 40.000 | 1.400 | 0.450 | 70.078 | 1.047 | 2.000 | 8.806 | II | 0.011 | 0.011 | 0.097 | 0.061 | 0.047 | 0.099 | 0.101 | 0.101 |
| 3 | 4.450 | 4.300 | 8.600 | 40.000 | 1.350 | 0.450 | 69.690 | 1.035 | 2.000 | 8.830 | I | 0.009 | 0.009 | 0.069 | 0.033 | 0.132 | 0.188 | 0.122 | 0.122 |
| 4 | 4.450 | 4.350 | 8.700 | 40.000 | 1.300 | 0.450 | 69.305 | 1.023 | 2.000 | 8.853 | II | 0.007 | 0.007 | 0.042 | 0.006 | 0.131 | 0.202 | 0.203 | 0.203 |
| 5 | 4.500 | 4.250 | 8.500 | 40.000 | 1.350 | 0.450 | 69.112 | 1.059 | 2.000 | 8.883 | I | 0.021 | 0.021 | 0.070 | 0.025 | 0.140 | 0.218 | 0.203 | 0.203 |
| 6 | 4.500 | 4.300 | 8.600 | 40.000 | 1.300 | 0.450 | 68.730 | 1.047 | 2.000 | 8.906 | II | 0.020 | 0.020 | 0.052 | 0.005 | 0.052 | 0.132 | 0.221 | 0.221 |
| 7 | 4.550 | 4.000 | 8.000 | 40.000 | 1.500 | 0.450 | 69.509 | 1.138 | 2.000 | 8.843 | I | 0.010 | 0.010 | 0.125 | 0.066 | 0.132 | 0.212 | 0.212 | 0.117 |
| 8 | 4.550 | 4.050 | 8.100 | 40.000 | 1.450 | 0.450 | 69.124 | 1.123 | 2.000 | 8.866 | II | 0.008 | 0.008 | 0.096 | 0.037 | 0.044 | 0.126 | 0.126 | 0.139 |
| 9 | 4.550 | 4.100 | 8.200 | 40.000 | 1.400 | 0.450 | 68.741 | 1.110 | 2.000 | 8.889 | I | 0.007 | 0.007 | 0.068 | 0.010 | 0.131 | 0.226 | 0.202 | 0.202 |
| 10 | 4.650 | 3.850 | 7.700 | 40.000 | 1.500 | 0.450 | 68.182 | 1.208 | 2.000 | 8.926 | II | 0.003 | 0.003 | 0.068 | 0.010 | 0.130 | 0.138 | 0.138 | 0.197 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

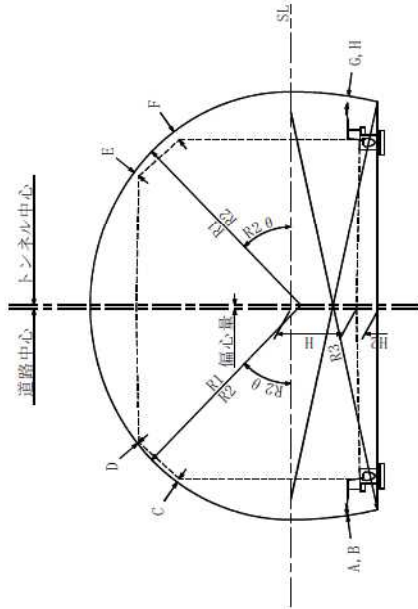
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 45.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |
| | I | II |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.500 | 4.200 | 8.400 | 45.000 | 1.400 | 0.450 | 69.556 | 1.071 | 2.000 | 8.824 | I | 0.001 | 0.001 | 0.080 | 0.035 | 0.127 | 0.200 | 0.148 | 0.148 |
| 2 | 4.500 | 4.250 | 8.500 | 45.000 | 1.350 | 0.450 | 69.461 | 1.059 | 2.000 | 8.854 | I | 0.003 | 0.003 | 0.056 | 0.011 | 0.129 | 0.209 | 0.191 | 0.191 |
| 3 | 4.550 | 4.050 | 8.100 | 45.000 | 1.500 | 0.450 | 69.789 | 1.123 | 2.000 | 8.807 | I | 0.002 | 0.002 | 0.126 | 0.071 | 0.128 | 0.201 | 0.093 | 0.093 |
| 4 | 4.550 | 4.100 | 8.200 | 45.000 | 1.450 | 0.450 | 69.392 | 1.110 | 2.000 | 8.836 | I | 0.004 | 0.004 | 0.101 | 0.046 | 0.129 | 0.210 | 0.138 | 0.138 |
| 5 | 4.550 | 4.150 | 8.300 | 45.000 | 1.400 | 0.450 | 68.998 | 1.096 | 2.000 | 8.866 | I | 0.006 | 0.006 | 0.076 | 0.021 | 0.130 | 0.219 | 0.182 | 0.182 |
| 6 | 4.550 | 4.200 | 8.400 | 45.000 | 1.350 | 0.450 | 68.606 | 1.083 | 2.000 | 8.895 | I | 0.014 | 0.014 | 0.056 | 0.000 | 0.128 | 0.222 | 0.220 | 0.220 |
| 7 | 4.600 | 3.950 | 7.900 | 45.000 | 1.550 | 0.450 | 69.624 | 1.165 | 2.000 | 8.819 | I | 0.004 | 0.004 | 0.147 | 0.081 | 0.129 | 0.210 | 0.103 | 0.103 |
| 8 | 4.600 | 4.000 | 8.000 | 45.000 | 1.500 | 0.450 | 69.228 | 1.150 | 2.000 | 8.849 | I | 0.005 | 0.005 | 0.121 | 0.055 | 0.131 | 0.220 | 0.127 | 0.127 |
| 9 | 4.600 | 4.050 | 8.100 | 45.000 | 1.450 | 0.450 | 68.835 | 1.136 | 2.000 | 8.878 | I | 0.007 | 0.007 | 0.095 | 0.030 | 0.132 | 0.229 | 0.173 | 0.173 |
| 10 | 4.600 | 4.100 | 8.200 | 45.000 | 1.400 | 0.450 | 68.444 | 1.122 | 2.000 | 8.907 | I | 0.009 | 0.009 | 0.070 | 0.006 | 0.133 | 0.237 | 0.217 | 0.217 |
| | | | | | | | | | | | II | 0.009 | 0.009 | 0.070 | 0.006 | 0.044 | 0.150 | 0.237 | 0.237 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

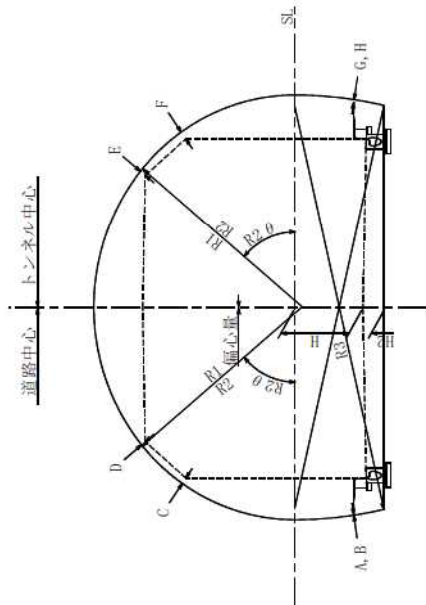
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 50.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 4.450 | 4.250 | 8.500 | 50.000 | 1.450 | 0.450 | 0.024 | 45.935 | 70.762 | 1.047 | 2.000 | 8.757 | I II | 0.011 0.011 | 0.011 0.101 | 0.131 0.131 | 0.101 0.101 | 0.132 0.046 | 0.171 0.089 | 0.059 0.078 | 0.059 0.078 |
| 2 | 4.500 | 4.150 | 8.300 | 50.000 | 1.500 | 0.450 | 0.018 | 45.868 | 70.650 | 1.084 | 2.000 | 8.750 | I II | 0.004 0.004 | 0.004 0.144 | 0.144 0.105 | 0.105 0.105 | 0.127 0.041 | 0.174 0.092 | 0.039 0.060 | 0.039 0.060 |
| 3 | 4.500 | 4.200 | 8.400 | 50.000 | 1.450 | 0.450 | 0.039 | 45.905 | 70.230 | 1.071 | 2.000 | 8.786 | I II | 0.009 0.009 | 0.009 0.122 | 0.122 0.083 | 0.083 0.045 | 0.131 0.045 | 0.186 0.103 | 0.087 0.107 | 0.087 0.107 |
| 4 | 4.550 | 4.100 | 8.200 | 50.000 | 1.500 | 0.450 | 0.034 | 45.837 | 70.117 | 1.110 | 2.000 | 8.779 | I II | 0.001 0.001 | 0.001 0.134 | 0.134 0.134 | 0.085 0.040 | 0.127 0.040 | 0.189 0.106 | 0.068 0.089 | 0.068 0.089 |
| 5 | 4.550 | 4.150 | 8.300 | 50.000 | 1.450 | 0.450 | 0.055 | 45.873 | 69.700 | 1.096 | 2.000 | 8.814 | I II | 0.007 0.007 | 0.007 0.112 | 0.112 0.063 | 0.063 0.043 | 0.131 0.043 | 0.201 0.117 | 0.115 0.136 | 0.115 0.136 |
| 6 | 4.550 | 4.200 | 8.400 | 50.000 | 1.400 | 0.450 | 0.076 | 45.906 | 69.287 | 1.083 | 2.000 | 8.850 | I II | 0.012 0.012 | 0.012 0.089 | 0.089 0.041 | 0.041 0.046 | 0.134 0.046 | 0.212 0.127 | 0.162 0.182 | 0.162 0.182 |
| 7 | 4.600 | 4.100 | 8.200 | 50.000 | 1.450 | 0.450 | 0.071 | 45.839 | 69.174 | 1.122 | 2.000 | 8.843 | I II | 0.004 0.004 | 0.004 0.101 | 0.101 0.043 | 0.043 0.041 | 0.129 0.041 | 0.215 0.130 | 0.144 0.165 | 0.144 0.165 |
| 8 | 4.600 | 4.150 | 8.300 | 50.000 | 1.400 | 0.450 | 0.093 | 45.871 | 68.764 | 1.108 | 2.000 | 8.879 | I II | 0.008 0.008 | 0.008 0.078 | 0.078 0.044 | 0.044 0.044 | 0.133 0.044 | 0.227 0.141 | 0.192 0.212 | 0.192 0.212 |
| 9 | 4.600 | 4.200 | 8.400 | 50.000 | 1.350 | 0.450 | 0.105 | 45.900 | 68.357 | 1.095 | 2.000 | 8.914 | I II | 0.022 0.022 | 0.022 0.063 | 0.063 0.003 | 0.003 0.042 | 0.131 0.042 | 0.231 0.143 | 0.230 0.249 | 0.230 0.249 |
| 10 | 4.650 | 4.100 | 8.200 | 50.000 | 1.400 | 0.450 | 0.107 | 45.835 | 68.245 | 1.134 | 2.000 | 8.907 | I II | 0.007 0.007 | 0.007 0.068 | 0.068 0.001 | 0.001 0.040 | 0.130 0.040 | 0.239 0.151 | 0.219 0.239 | 0.219 0.239 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

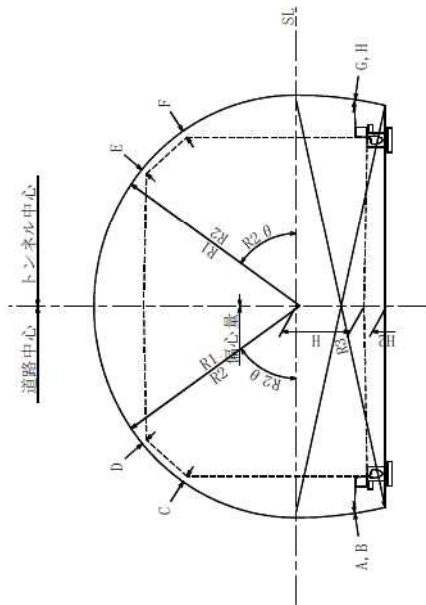
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 55.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | 断面積 (㎡) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.400 | 4.300 | 8.600 | 55.000 | 1.450 | 0.450 | 71.351 | 45.861 | 71.351 | 1.023 | 2.000 | 8.715 | I | 0.005 | 0.005 | 0.134 | 0.115 | 0.127 | 0.151 | 0.025 | 0.025 |
| 2 | 4.450 | 4.300 | 8.600 | 55.000 | 1.400 | 0.450 | 70.418 | 45.816 | 70.418 | 1.035 | 2.000 | 8.772 | II | 0.006 | 0.006 | 0.101 | 0.072 | 0.129 | 0.175 | 0.095 | 0.095 |
| 3 | 4.500 | 4.300 | 8.600 | 55.000 | 1.350 | 0.450 | 69.496 | 45.766 | 69.496 | 1.047 | 2.000 | 8.829 | I | 0.006 | 0.006 | 0.066 | 0.029 | 0.130 | 0.198 | 0.166 | 0.166 |
| 4 | 4.500 | 4.350 | 8.700 | 55.000 | 1.300 | 0.450 | 69.060 | 45.843 | 69.060 | 1.034 | 2.000 | 8.872 | II | 0.015 | 0.015 | 0.048 | 0.009 | 0.135 | 0.211 | 0.215 | 0.215 |
| 5 | 4.550 | 4.150 | 8.300 | 55.000 | 1.500 | 0.450 | 70.469 | 45.883 | 70.469 | 1.096 | 2.000 | 8.759 | I | 0.007 | 0.007 | 0.147 | 0.107 | 0.131 | 0.178 | 0.045 | 0.045 |
| 6 | 4.600 | 4.150 | 8.300 | 55.000 | 1.450 | 0.450 | 69.546 | 45.836 | 69.546 | 1.108 | 2.000 | 8.816 | II | 0.007 | 0.007 | 0.147 | 0.107 | 0.132 | 0.202 | 0.117 | 0.117 |
| 7 | 4.650 | 4.150 | 8.300 | 55.000 | 1.400 | 0.450 | 68.635 | 45.783 | 68.635 | 1.120 | 2.000 | 8.874 | I | 0.005 | 0.005 | 0.075 | 0.018 | 0.131 | 0.226 | 0.191 | 0.191 |
| 8 | 4.650 | 4.200 | 8.400 | 55.000 | 1.350 | 0.450 | 68.205 | 45.863 | 68.205 | 1.107 | 2.000 | 8.916 | II | 0.021 | 0.021 | 0.062 | 0.003 | 0.132 | 0.233 | 0.233 | 0.233 |
| 9 | 4.750 | 4.000 | 8.000 | 55.000 | 1.500 | 0.450 | 68.683 | 45.843 | 68.683 | 1.188 | 2.000 | 8.860 | I | 0.004 | 0.004 | 0.120 | 0.050 | 0.132 | 0.231 | 0.231 | 0.140 |
| 10 | 4.800 | 4.000 | 8.000 | 55.000 | 1.450 | 0.450 | 67.782 | 45.788 | 67.782 | 1.200 | 2.000 | 8.918 | II | 0.001 | 0.001 | 0.081 | 0.003 | 0.130 | 0.254 | 0.216 | 0.216 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

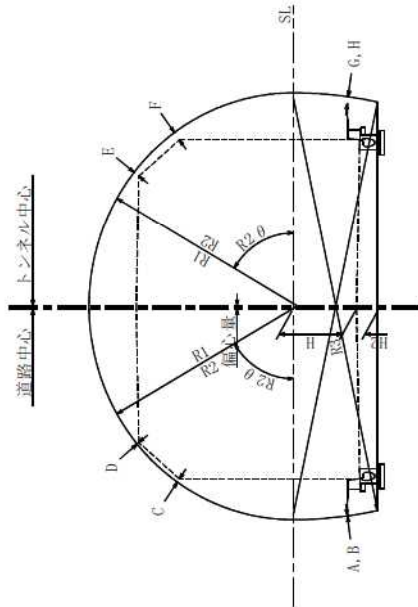
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 60.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |
| | I | II |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 4.450 | 4.350 | 8.700 | 60.000 | 1.350 | 0.450 | 70.038 | 1.023 | 2.000 | 8.800 | I II | 0.008 0.008 | 0.008 0.076 | 0.076 0.076 | 0.048 0.048 | 0.130 0.044 | 0.183 0.099 | 0.137 0.155 | 0.137 0.155 |
| 2 | 4.500 | 4.350 | 8.700 | 60.000 | 1.300 | 0.450 | 69.153 | 1.034 | 2.000 | 8.850 | I II | 0.004 0.004 | 0.004 0.039 | 0.039 0.039 | 0.002 0.002 | 0.129 0.041 | 0.202 0.117 | 0.204 0.221 | 0.204 0.221 |
| 3 | 4.550 | 4.250 | 8.500 | 60.000 | 1.400 | 0.450 | 69.774 | 1.071 | 2.000 | 8.800 | I II | 0.004 0.004 | 0.004 0.091 | 0.091 0.091 | 0.053 0.041 | 0.128 0.041 | 0.189 0.105 | 0.123 0.142 | 0.123 0.142 |
| 4 | 4.600 | 4.150 | 8.300 | 60.000 | 1.500 | 0.450 | 70.403 | 1.108 | 2.000 | 8.750 | I II | 0.003 0.003 | 0.003 0.143 | 0.143 0.143 | 0.104 0.104 | 0.128 0.041 | 0.175 0.093 | 0.140 0.091 | 0.140 0.091 |
| 5 | 4.650 | 4.200 | 8.400 | 60.000 | 1.400 | 0.450 | 69.042 | 1.107 | 2.000 | 8.850 | I II | 0.011 0.011 | 0.011 0.088 | 0.088 0.040 | 0.040 0.040 | 0.134 0.046 | 0.213 0.128 | 0.163 0.183 | 0.163 0.183 |
| 6 | 4.750 | 4.100 | 8.200 | 60.000 | 1.450 | 0.450 | 68.780 | 1.159 | 2.000 | 8.850 | I II | 0.005 0.005 | 0.005 0.102 | 0.102 0.102 | 0.044 0.044 | 0.132 0.043 | 0.220 0.134 | 0.150 0.170 | 0.150 0.170 |
| 7 | 4.800 | 4.000 | 8.000 | 60.000 | 1.550 | 0.450 | 69.399 | 1.200 | 2.000 | 8.800 | I II | 0.005 0.005 | 0.005 0.157 | 0.157 0.096 | 0.096 0.042 | 0.131 0.042 | 0.204 0.120 | 0.163 0.085 | 0.163 0.085 |
| 8 | 4.850 | 4.050 | 8.100 | 60.000 | 1.450 | 0.450 | 68.058 | 1.198 | 2.000 | 8.900 | I II | 0.011 0.011 | 0.011 0.098 | 0.098 0.028 | 0.028 0.046 | 0.136 0.046 | 0.244 0.156 | 0.191 0.212 | 0.191 0.212 |
| 9 | 4.950 | 3.950 | 7.900 | 60.000 | 1.500 | 0.450 | 67.797 | 1.253 | 2.000 | 8.900 | I II | 0.004 0.004 | 0.004 0.112 | 0.112 0.031 | 0.031 0.041 | 0.132 0.041 | 0.250 0.162 | 0.176 0.198 | 0.176 0.198 |
| 10 | 5.000 | 3.850 | 7.700 | 60.000 | 1.600 | 0.450 | 68.407 | 1.299 | 2.000 | 8.850 | I II | 0.004 0.004 | 0.004 0.168 | 0.168 0.083 | 0.083 0.041 | 0.131 0.041 | 0.235 0.149 | 0.186 0.111 | 0.186 0.111 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

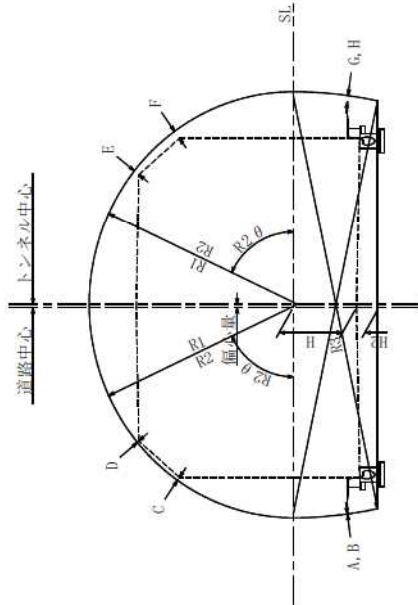
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 65.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.450 | 4.350 | 8.700 | 65.000 | 1.350 | 0.450 | 0.065 | 45.691 | 70.116 | 1.023 | 2.000 | 8.785 | I | 0.000 | 0.000 | 0.070 | 0.043 | 0.125 | 0.176 | 0.129 | 0.129 |
| 2 | 4.600 | 4.250 | 8.500 | 65.000 | 1.400 | 0.450 | 0.060 | 45.699 | 69.723 | 1.082 | 2.000 | 8.796 | II | 0.002 | 0.002 | 0.089 | 0.052 | 0.127 | 0.187 | 0.121 | 0.147 |
| 3 | 4.750 | 4.150 | 8.300 | 65.000 | 1.450 | 0.450 | 0.056 | 45.701 | 69.332 | 1.145 | 2.000 | 8.807 | I | 0.002 | 0.002 | 0.108 | 0.060 | 0.129 | 0.199 | 0.104 | 0.140 |
| 4 | 4.900 | 4.050 | 8.100 | 65.000 | 1.500 | 0.450 | 0.051 | 45.696 | 68.942 | 1.210 | 2.000 | 8.818 | II | 0.002 | 0.002 | 0.127 | 0.068 | 0.129 | 0.245 | 0.227 | 0.103 |
| 5 | 4.950 | 4.100 | 8.200 | 65.000 | 1.400 | 0.450 | 0.109 | 45.725 | 67.608 | 1.207 | 2.000 | 8.918 | I | 0.011 | 0.011 | 0.071 | 0.003 | 0.132 | 0.245 | 0.227 | 0.103 |
| 6 | 5.050 | 3.950 | 7.900 | 65.000 | 1.550 | 0.450 | 0.047 | 45.683 | 68.552 | 1.278 | 2.000 | 8.830 | I | 0.001 | 0.001 | 0.145 | 0.074 | 0.130 | 0.223 | 0.093 | 0.093 |
| 7 | 5.100 | 4.000 | 8.000 | 65.000 | 1.450 | 0.450 | 0.110 | 45.715 | 67.225 | 1.275 | 2.000 | 8.930 | II | 0.006 | 0.006 | 0.085 | 0.006 | 0.134 | 0.260 | 0.223 | 0.223 |
| 8 | 5.250 | 3.800 | 7.600 | 65.000 | 1.650 | 0.450 | 0.019 | 45.726 | 68.390 | 1.382 | 2.000 | 8.826 | I | 0.003 | 0.003 | 0.196 | 0.109 | 0.131 | 0.227 | 0.041 | 0.041 |
| 9 | 5.250 | 3.900 | 7.800 | 65.000 | 1.500 | 0.450 | 0.108 | 45.699 | 66.843 | 1.346 | 2.000 | 8.941 | I | 0.003 | 0.003 | 0.101 | 0.010 | 0.133 | 0.272 | 0.215 | 0.215 |
| 10 | 5.450 | 3.750 | 7.500 | 65.000 | 1.600 | 0.450 | 0.083 | 45.740 | 66.681 | 1.453 | 2.000 | 8.937 | II | 0.003 | 0.003 | 0.150 | 0.042 | 0.134 | 0.280 | 0.166 | 0.166 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

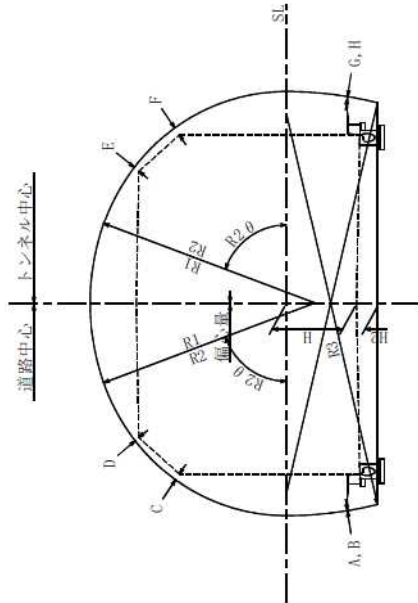
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 70.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.800 | 4.150 | 8.300 | 70.000 | 1.500 | 0.450 | 0.019 | 45.700 | 70.205 | 1.157 | 2.000 | 8.745 | I | 0.000 | 0.000 | 0.141 | 0.102 | 0.126 | 0.172 | 0.038 | 0.038 |
| 2 | 4.950 | 4.100 | 8.200 | 70.000 | 1.500 | 0.450 | 0.034 | 45.678 | 69.479 | 1.207 | 2.000 | 8.781 | II | 0.000 | 0.002 | 0.141 | 0.102 | 0.040 | 0.090 | 0.059 | 0.059 |
| 3 | 5.050 | 4.100 | 8.200 | 70.000 | 1.450 | 0.450 | 0.073 | 45.683 | 68.445 | 1.232 | 2.000 | 8.850 | I | 0.005 | 0.005 | 0.102 | 0.044 | 0.132 | 0.220 | 0.107 | 0.091 |
| 4 | 5.100 | 4.050 | 8.100 | 70.000 | 1.500 | 0.450 | 0.051 | 45.652 | 68.758 | 1.259 | 2.000 | 8.818 | II | 0.002 | 0.002 | 0.127 | 0.068 | 0.129 | 0.209 | 0.125 | 0.125 |
| 5 | 5.150 | 4.100 | 8.200 | 70.000 | 1.400 | 0.450 | 0.109 | 45.680 | 67.427 | 1.256 | 2.000 | 8.918 | I | 0.011 | 0.011 | 0.071 | 0.003 | 0.132 | 0.245 | 0.157 | 0.247 |
| 6 | 5.200 | 4.050 | 8.100 | 70.000 | 1.450 | 0.450 | 0.091 | 45.653 | 67.734 | 1.284 | 2.000 | 8.887 | II | 0.005 | 0.005 | 0.093 | 0.024 | 0.132 | 0.239 | 0.184 | 0.184 |
| 7 | 5.250 | 4.000 | 8.000 | 70.000 | 1.500 | 0.450 | 0.069 | 45.622 | 68.044 | 1.313 | 2.000 | 8.855 | I | 0.001 | 0.001 | 0.118 | 0.048 | 0.130 | 0.229 | 0.138 | 0.138 |
| 8 | 5.350 | 4.000 | 8.000 | 70.000 | 1.450 | 0.450 | 0.110 | 45.619 | 67.030 | 1.338 | 2.000 | 8.923 | I | 0.003 | 0.003 | 0.083 | 0.004 | 0.132 | 0.257 | 0.220 | 0.220 |
| 9 | 5.600 | 3.800 | 7.600 | 70.000 | 1.650 | 0.450 | 0.019 | 45.682 | 68.037 | 1.474 | 2.000 | 8.831 | II | 0.003 | 0.003 | 0.083 | 0.004 | 0.041 | 0.169 | 0.241 | 0.241 |
| 10 | 5.700 | 3.800 | 7.600 | 70.000 | 1.600 | 0.450 | 0.062 | 45.685 | 67.020 | 1.500 | 2.000 | 8.900 | I | 0.007 | 0.007 | 0.162 | 0.065 | 0.135 | 0.260 | 0.129 | 0.129 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.007 | 0.007 | 0.162 | 0.065 | 0.043 | 0.172 | 0.154 | 0.154 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

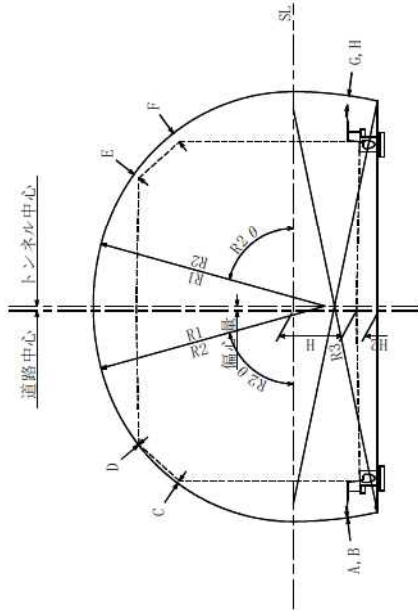
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 75.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | | 左カーブR=350鉛直 | |
|-----|-------|----|-------------|----|
| | I | II | I | II |
| | | | | |



最低偏平率を満たす最低断面積

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.950 | 4.250 | 8.500 | 75.000 | 1.350 | 0.450 | 0.098 | 45.658 | 68.535 | 1.165 | 2.000 | 8.862 | I | 0.004 | 0.004 | 0.057 | 0.010 | 0.131 | 0.215 | 0.198 | 0.198 |
| 2 | 5.250 | 4.150 | 8.300 | 75.000 | 1.400 | 0.450 | 0.094 | 45.610 | 68.070 | 1.265 | 2.000 | 8.869 | I | 0.003 | 0.003 | 0.073 | 0.016 | 0.130 | 0.224 | 0.189 | 0.189 |
| 3 | 5.350 | 4.100 | 8.200 | 75.000 | 1.450 | 0.450 | 0.073 | 45.635 | 68.300 | 1.305 | 2.000 | 8.847 | I | 0.004 | 0.004 | 0.101 | 0.043 | 0.131 | 0.219 | 0.148 | 0.148 |
| 4 | 5.450 | 4.050 | 8.100 | 75.000 | 1.500 | 0.450 | 0.051 | 45.657 | 68.531 | 1.346 | 2.000 | 8.825 | I | 0.006 | 0.006 | 0.130 | 0.070 | 0.131 | 0.212 | 0.106 | 0.106 |
| 5 | 5.550 | 4.000 | 8.000 | 75.000 | 1.550 | 0.450 | 0.029 | 45.676 | 68.763 | 1.388 | 2.000 | 8.802 | I | 0.007 | 0.007 | 0.158 | 0.096 | 0.131 | 0.205 | 0.064 | 0.064 |
| 6 | 5.650 | 4.000 | 8.000 | 75.000 | 1.500 | 0.450 | 0.069 | 45.574 | 67.835 | 1.413 | 2.000 | 8.854 | I | 0.001 | 0.001 | 0.117 | 0.048 | 0.130 | 0.228 | 0.137 | 0.137 |
| 7 | 5.750 | 3.950 | 7.900 | 75.000 | 1.550 | 0.450 | 0.047 | 45.592 | 68.065 | 1.456 | 2.000 | 8.832 | I | 0.002 | 0.002 | 0.146 | 0.075 | 0.130 | 0.222 | 0.094 | 0.094 |
| 8 | 5.800 | 4.000 | 8.000 | 75.000 | 1.450 | 0.450 | 0.110 | 45.623 | 66.743 | 1.450 | 2.000 | 8.932 | I | 0.007 | 0.007 | 0.086 | 0.007 | 0.135 | 0.261 | 0.224 | 0.224 |
| 9 | 5.850 | 3.900 | 7.800 | 75.000 | 1.600 | 0.450 | 0.024 | 45.606 | 68.295 | 1.500 | 2.000 | 8.809 | I | 0.003 | 0.003 | 0.175 | 0.102 | 0.130 | 0.214 | 0.106 | 0.106 |
| 10 | 5.900 | 3.950 | 7.900 | 75.000 | 1.500 | 0.450 | 0.087 | 45.644 | 66.968 | 1.494 | 2.000 | 8.909 | I | 0.009 | 0.009 | 0.116 | 0.034 | 0.135 | 0.254 | 0.181 | 0.181 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.009 | 0.009 | 0.116 | 0.034 | 0.044 | 0.166 | 0.203 | 0.203 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

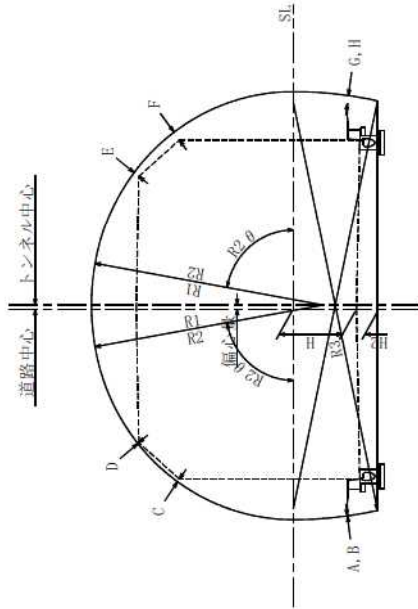
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 80.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |



最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.950 | 4.300 | 8.600 | 80.000 | 1.350 | 0.450 | 0.081 | 45.680 | 69.227 | 1.151 | 2.000 | 8.826 | I | 0.004 | 0.004 | 0.065 | 0.028 | 0.129 | 0.196 | 0.164 | 0.164 |
| 2 | 5.100 | 4.250 | 8.500 | 80.000 | 1.400 | 0.450 | 0.060 | 45.657 | 69.502 | 1.200 | 2.000 | 8.795 | II | 0.002 | 0.002 | 0.089 | 0.052 | 0.127 | 0.187 | 0.121 | 0.121 |
| 3 | 5.300 | 4.250 | 8.500 | 80.000 | 1.350 | 0.450 | 0.098 | 45.660 | 68.428 | 1.247 | 2.000 | 8.865 | I | 0.005 | 0.005 | 0.058 | 0.011 | 0.131 | 0.216 | 0.200 | 0.200 |
| 4 | 5.450 | 4.200 | 8.400 | 80.000 | 1.400 | 0.450 | 0.077 | 45.637 | 68.699 | 1.298 | 2.000 | 8.834 | II | 0.003 | 0.003 | 0.082 | 0.035 | 0.130 | 0.207 | 0.156 | 0.156 |
| 5 | 5.600 | 4.150 | 8.300 | 80.000 | 1.450 | 0.450 | 0.056 | 45.610 | 68.972 | 1.349 | 2.000 | 8.804 | I | 0.000 | 0.000 | 0.106 | 0.059 | 0.128 | 0.197 | 0.111 | 0.111 |
| 6 | 5.800 | 4.150 | 8.300 | 80.000 | 1.400 | 0.450 | 0.094 | 45.612 | 67.903 | 1.398 | 2.000 | 8.873 | II | 0.005 | 0.005 | 0.075 | 0.018 | 0.131 | 0.226 | 0.191 | 0.191 |
| 7 | 5.950 | 4.050 | 8.100 | 80.000 | 1.550 | 0.450 | 0.013 | 45.651 | 69.394 | 1.469 | 2.000 | 8.760 | I | 0.003 | 0.003 | 0.163 | 0.112 | 0.128 | 0.184 | 0.028 | 0.028 |
| 8 | 5.950 | 4.100 | 8.200 | 80.000 | 1.450 | 0.450 | 0.073 | 45.584 | 68.171 | 1.451 | 2.000 | 8.842 | II | 0.002 | 0.002 | 0.099 | 0.041 | 0.130 | 0.217 | 0.146 | 0.146 |
| 9 | 6.150 | 4.050 | 8.100 | 80.000 | 1.500 | 0.450 | 0.051 | 45.659 | 68.316 | 1.519 | 2.000 | 8.829 | I | 0.008 | 0.008 | 0.131 | 0.071 | 0.133 | 0.214 | 0.108 | 0.108 |
| 10 | 6.150 | 4.100 | 8.200 | 80.000 | 1.400 | 0.450 | 0.109 | 45.582 | 67.113 | 1.500 | 2.000 | 8.912 | I | 0.008 | 0.008 | 0.069 | 0.001 | 0.130 | 0.243 | 0.223 | 0.223 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.008 | 0.008 | 0.069 | 0.001 | 0.040 | 0.155 | 0.243 | 0.243 |

最小内空断面積計算結果

トンネル名称： 鳥海ダム2号トンネル

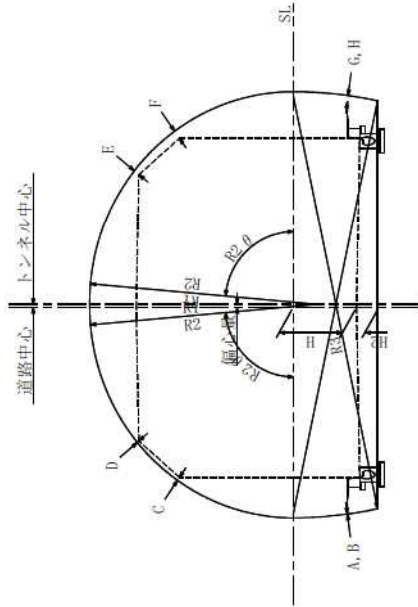
検討ケース： R3=2.0R2

R2θ： 85.00°

建築限界座標(計画高基準)

| | 直線R=∞ | | | | 左カーブR=350鉛直 | | | |
|---|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--|--|
| | X | Y | 必要余裕量 | X | Y | 必要余裕量 | | |
| A | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| B | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | -4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| C | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | -3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| D | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | -2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| E | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | 2.7500 | 4.6460 | 0.0000 | | |
| F | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | 3.5000 | 3.7810 | 0.0000 | | |
| G | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |
| H | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | 4.2500 | 0.1950 | 0.0000 | | |

| 余裕量 | 直線R=∞ | |
|-----|-------------|----|
| | I | II |
| | 左カーブR=350鉛直 | |

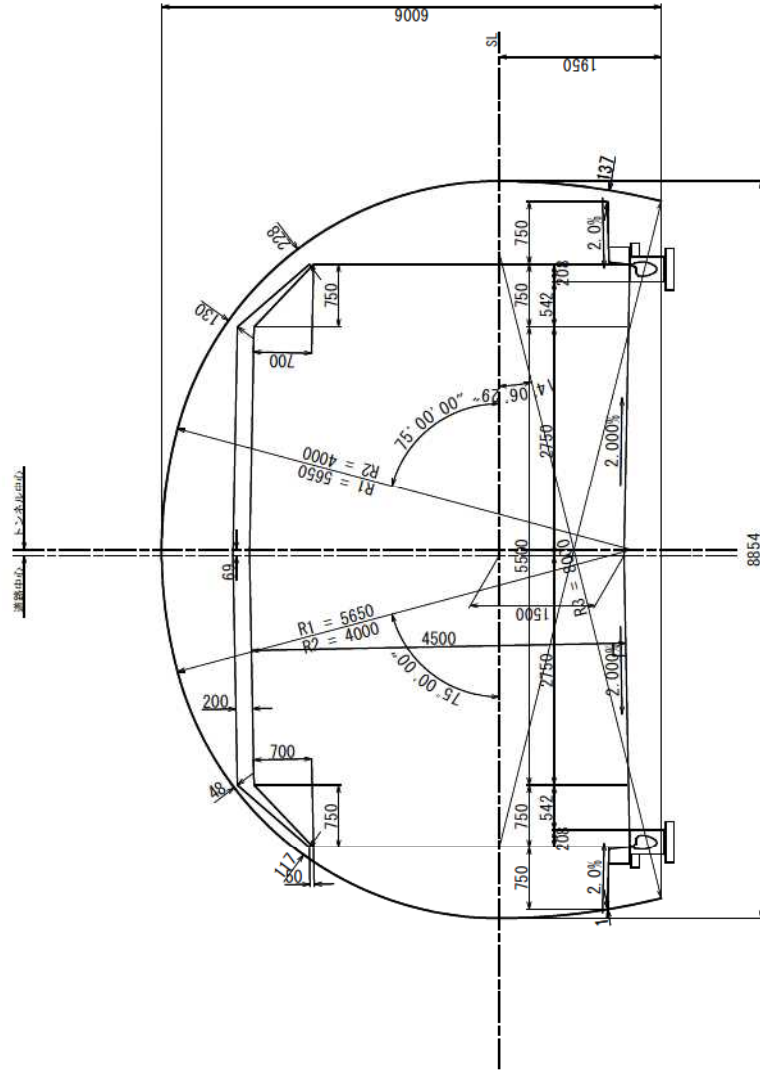


最低偏平率を満たす最低断面積 (R2内高単位)

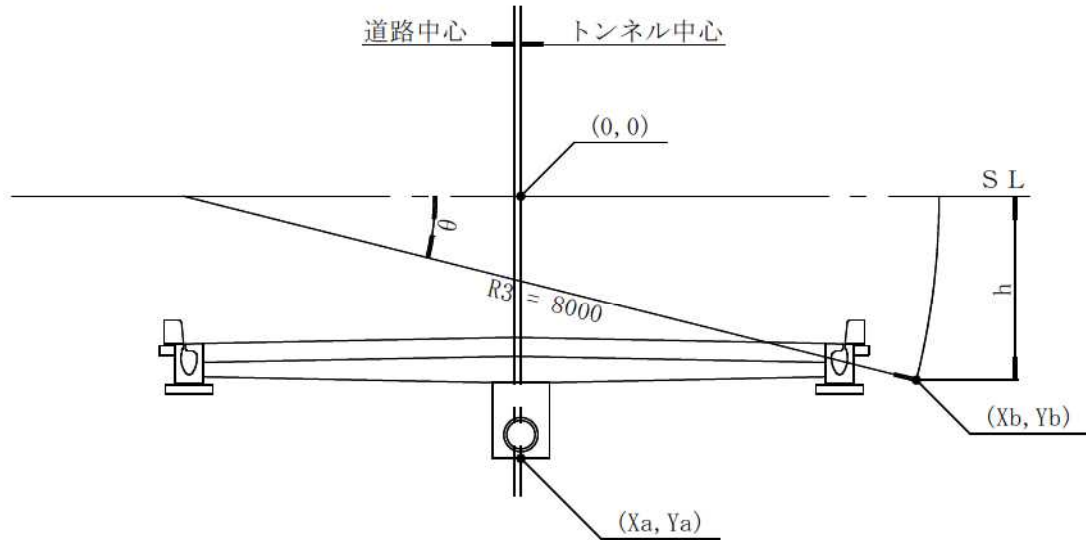
| NO | R1 (m) | R2 (m) | R3 (m) | R2θ | H (m) | H2 (m) | 偏心量 (m) | 断面積 (㎡) | 偏平率 (%) | R1/R2 比率 | R3/R2 比率 | 断面幅 (m) | 余裕量 (m) | A | B | C | D | E | F | G | H |
|----|--------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 4.850 | 4.350 | 8.700 | 85.000 | 1.350 | 0.450 | 0.065 | 45.695 | 70.010 | 1.115 | 2.000 | 8.787 | I | 0.002 | 0.002 | 0.071 | 0.044 | 0.126 | 0.177 | 0.130 | 0.130 |
| 2 | 5.200 | 4.350 | 8.700 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 0.101 | 45.647 | 68.977 | 1.195 | 2.000 | 8.848 | I | 0.003 | 0.003 | 0.038 | 0.002 | 0.128 | 0.202 | 0.203 | 0.203 |
| 3 | 5.250 | 4.350 | 8.700 | 85.000 | 1.300 | 0.450 | 0.101 | 45.700 | 68.911 | 1.207 | 2.000 | 8.857 | I | 0.007 | 0.007 | 0.041 | 0.005 | 0.131 | 0.205 | 0.207 | 0.207 |
| 4 | 5.550 | 4.300 | 8.600 | 85.000 | 1.350 | 0.450 | 0.081 | 45.627 | 69.231 | 1.291 | 2.000 | 8.818 | I | 0.000 | 0.000 | 0.062 | 0.025 | 0.127 | 0.193 | 0.161 | 0.161 |
| 5 | 5.600 | 4.300 | 8.600 | 85.000 | 1.350 | 0.450 | 0.081 | 45.681 | 69.165 | 1.302 | 2.000 | 8.827 | I | 0.004 | 0.004 | 0.065 | 0.028 | 0.129 | 0.197 | 0.165 | 0.165 |
| 6 | 5.950 | 4.250 | 8.500 | 85.000 | 1.400 | 0.450 | 0.060 | 45.658 | 69.420 | 1.400 | 2.000 | 8.796 | I | 0.002 | 0.002 | 0.090 | 0.052 | 0.127 | 0.187 | 0.121 | 0.121 |
| 7 | 6.000 | 4.250 | 8.500 | 85.000 | 1.400 | 0.450 | 0.060 | 45.711 | 69.354 | 1.412 | 2.000 | 8.805 | I | 0.007 | 0.007 | 0.093 | 0.055 | 0.130 | 0.191 | 0.125 | 0.125 |
| 8 | 6.300 | 4.250 | 8.500 | 85.000 | 1.350 | 0.450 | 0.098 | 45.608 | 68.393 | 1.482 | 2.000 | 8.857 | I | 0.002 | 0.002 | 0.055 | 0.009 | 0.129 | 0.213 | 0.196 | 0.196 |
| 9 | 6.350 | 4.200 | 8.400 | 85.000 | 1.450 | 0.450 | 0.040 | 45.685 | 69.610 | 1.512 | 2.000 | 8.775 | I | 0.003 | 0.003 | 0.117 | 0.078 | 0.128 | 0.182 | 0.082 | 0.082 |
| 10 | 6.350 | 4.250 | 8.500 | 85.000 | 1.350 | 0.450 | 0.098 | 45.661 | 68.327 | 1.494 | 2.000 | 8.866 | I | 0.006 | 0.006 | 0.058 | 0.011 | 0.132 | 0.216 | 0.200 | 0.200 |
| | | | | | | | | | | | | | II | 0.006 | 0.006 | 0.058 | 0.011 | 0.043 | 0.130 | 0.219 | 0.219 |

検討結果

検討ケース名 : R3=2.0R2
 横断勾配 : 直線R=∞
 断面積 : 45.574 m²
 偏平率 : 67.835 %



インバート曲線の計算（おがみ勾配2.000%）



各座標値は、SL及びトンネル中心を基準とする。

$$X_a = 0.0000$$

$$Y_a = - (1.5000 - 3.2920 \times (-0.020) + 0.3500 + 3.0610 \times 0.020 + 0.8000)$$

$$= - 2.777020$$

$$h = 1.950000 \quad (\text{固定})$$

$$\theta = \text{S i n}^{-1} (1.950000 / 8.000000)$$

$$= 14.107975$$

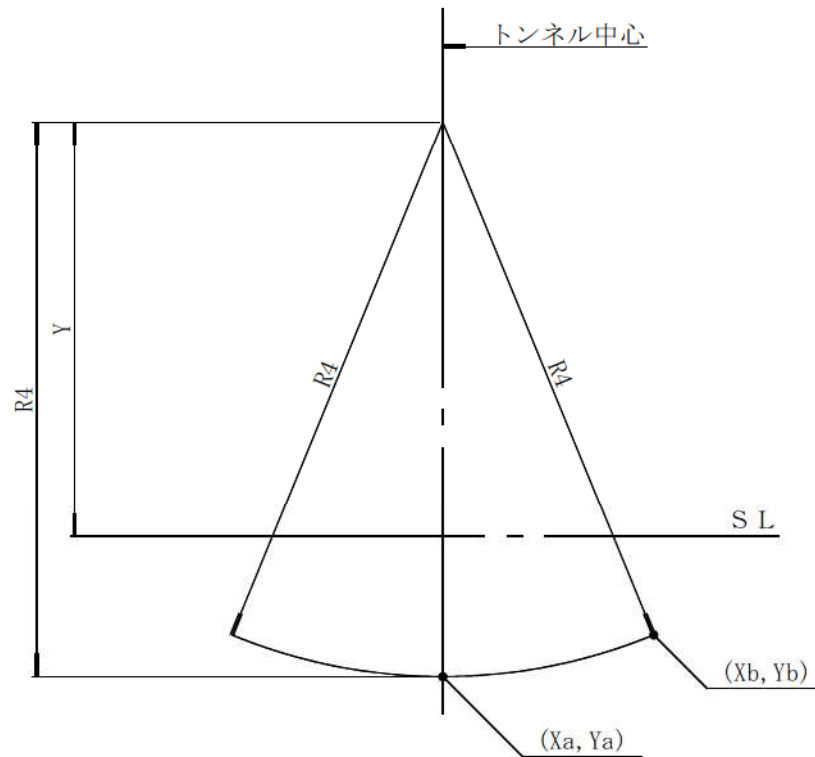
$$\alpha = 75.000000$$

$$X_b = \text{C o s } \theta \times 8.0000$$

$$- 8.0000 + 4.0000 + \text{C o s } \alpha \times (5.6500 - 4.0000)$$

$$= 4.185756$$

$$Y_b = - 1.950000 \quad (\text{SLからR3とR4の交点までの高さ})$$



a, b 点を通り、円中心がトンネル中心線上にあるインバート曲線 (R_4) を計算する。

$$X^2 + (Y + 2.777020)^2 = R_4^2$$

$$(X + 4.185756)^2 + (Y + 1.950000)^2 = R_4^2$$

ここで円中心がトンネル中心線上にあるため $X = 0.0000$ として上式を解くと

$$Y^2 + 5.554040Y + 7.711840 = R_4^2$$

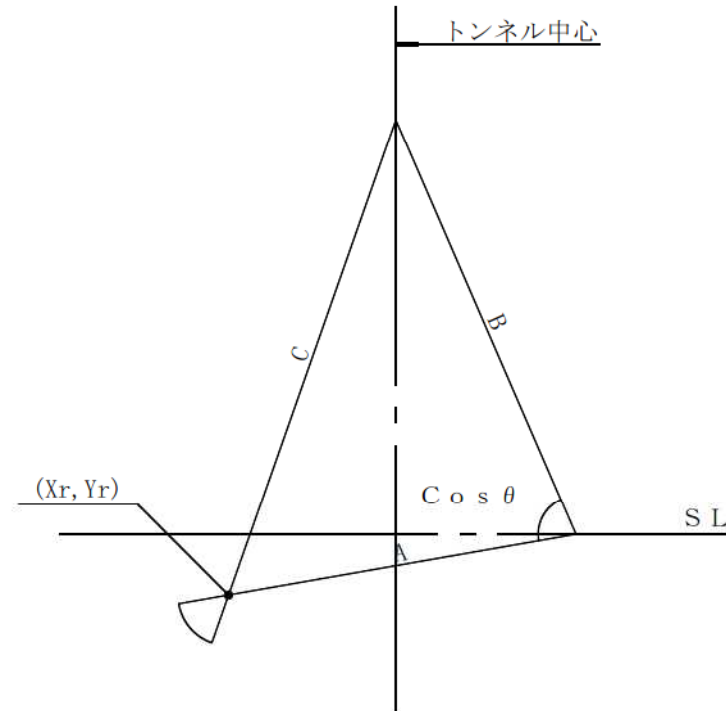
$$-) \quad 17.520555 + Y^2 + 3.900000Y + 3.802500 = R_4^2$$

$$1.654040Y - 13.611215 = 0.0000$$

$$\therefore Y = 8.229072$$

$$\begin{aligned} \text{故に } R_4 &= Y + Y_a = 8.229072 + 2.777020 \\ &= 11.006092 \end{aligned}$$

$$\therefore 11.000\text{m (5cm単位切り捨て)}$$



次に R_3 と R_4 を緩和する隅角部曲線を計算する。

R_3 、 R_4 、 R_5 の中心点間の長さは、

$$A = 7.000000 \quad (R_3 - R_5)$$

$$B = 8.965677 \quad (R_3 \text{ の中心と } R_4 \text{ の中心の距離})$$

$$C = 10.000000 \quad (R_4 - R_5) \quad \text{である。}$$

$$\text{Cos } \theta = \frac{A^2 + B^2 - C^2}{2.0 \times A \times B} \quad (\text{余弦定理})$$

であるため、

$$\text{Cos } \theta = 0.234094$$

$$\text{故に } X_r = -3.321825$$

$$Y_r = -1.209171$$

インバート隅角部曲線の計算結果

$$R_1 = 5.650000$$

$$R_2 = 4.000000$$

$$R_2 \theta = 75^\circ.000000$$

$$R_3 = 8.000000$$

$$R_3 \theta = 9^\circ.947094$$

$$R_4 = 11.000000$$

$$R_4 \theta = 38^\circ.802598$$

$$R_4 \text{ 中心座標 } (X, Y) = (0.0000, 8.222980)$$

$$R_5 = 1.000000$$

$$R_5 \theta = 60^\circ.651607$$

$$R_5 \text{ 中心座標 } (X_r, Y_r) = (-3.321825, -1.209171)$$

§ 4. 地山分類および支保工の設計

4.1 概要

本来、トンネルの設計はそれぞれの地質に応じて設計することが望ましいが、一つのトンネルをとってみてもその地質は千差万別であり、これに適合する支保等の設計を一つ一つ対応させることは非常に困難でかつ複雑となる。また、トンネル施工の安全性、迅速性、経済性および合理性を追求していく中で、詳細な設計があまり意味がない場合も多くある。そこで、当初設計においては類似した地山を、トンネル施工時の挙動の特徴によって大まかに4つの岩石グループに区分し、さらに岩石グループそれぞれにおいて、トンネル施工時の挙動の程度に応じた地山等級に分類し、それと標準支保パターンとの対応をつけることにより当初設計の効率化や合理化を図る。

本地区該当トンネルにおける地質調査は、下表の通りである。

表-4.1.1 本業務における地質調査一覧表

| 略称 | 業務名 | 調査会社 |
|-------|-------------------------------|------------------|
| 地質調査① | 平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 | 東邦技術株式会社 |
| 地質調査② | 令和3年度 鳥海ダム右岸管理用通路地質調査業務 | 株式会社 復建技術コンサルタント |



4.2 地山分類

4.2.1 地山分類計画

地山の工学的諸性質は生成時代、地質構造、風化、変質状況、地下水の影響等によって異なってくるものであるから、地山の諸性質を工学的に評価することは極めて難しく、トンネルの設計・施工を効率よくかつ合理的に行うためには、設計・施工と対応した地山評価基準すなわち地山分類基準が必要となる。

トンネルの地山分類とは、トンネルの設計・施工に影響を与える岩盤の諸性質を分類することであるが、地山分類は断面形状、支保工、覆工等の設計や掘削工法、施工方式（発破工法か機械掘削かなど）の選定、材料（爆薬・ビットの消費量等）、施工能率（進行・のみ下り等）の想定の際のよりどころとなっており、地質調査の結果を工事計画や設計・施工に反映させるためには適切な工学的地山評価を行うことが重要である。

地山分類の判定基準は次の6つの要素からなっている。

| | | |
|--|--|----------|
| 1) 弾性波速度 (V_p , km/s) 2) 地山強度比 3) ボーリングコア (コアの状態, 採取率) |  | 設計時の判定基準 |
| 4) 地山状態 (地質調査の成果または掘削面の状態) 5) 切羽の観察 (ハンマー打撃による割れ方・亀裂間隔) 6) 掘削後の状態 (切羽の自立性・内空変位量) |  | 施工時の判定基準 |

但し、4)、5)、6) については、施工時の判定基準であり、当初設計では主に1)～3) を用いて地山分類を行う。

次頁に地山分類フローを示す。

トンネルの地山分類とは、トンネルの設計・施工に影響を与える岩盤の諸性質を分類することである。地山分類は断面形状、支保工、覆工等の設計や掘削工法、施工方式（発破工法か機械掘削かなど）の選定、材料（爆薬・ビットの消費量等）、施工能率（進行・のみ下り等）の想定の際のよりどころとなっており、地質調査の結果を工事計画や設計・施工に反映させるためには適切な工学的地山評価を行うことが重要である。

以下に地山分類の流れを示す。

①地山分類の資料収集：H31年度鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査（R02.1）

- ・現地調査
- ・ボーリング調査
- ・物理探査（弾性波探査）
- ・室内試験 等

②坑口部断面範囲の判定

坑口部は土被りが薄く、地山のグランドアーチの形成が困難な区間に適用し、DIIIa（坑口部断面）パターンに分類



出典：「東北地方整備局設計事例」

③岩石グループ

「平成31年度鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 東邦技術株式会社」より、当該トンネルの基盤岩は砂岩（Ss）、凝灰角礫岩（Tb1）、火山礫凝灰岩（Lpt）である。

岩種より、以下の通り、岩石グループを設定する。

- ・砂岩（Ss） ⇒ 第三紀層砂岩・礫岩相当（M塊状）
- ・凝灰角礫岩（Tb1） ⇒ 凝灰岩、凝灰角礫岩相当（L塊状）
- ・火山礫凝灰岩（Lpt） ⇒ 凝灰岩、凝灰角礫岩相当（L塊状）

| | | 岩盤の初生的性質を反映した新鮮な状態での強度の区分 | | |
|---------------------|------|---|---|---|
| | | H（硬質岩） 80N/㎡以上 | M（中硬質岩） 20～80N/㎡以上 | L（軟質岩） 20N/㎡以下 |
| 劣化のし かたによ る区分 | 塊状岩盤 | はんれい岩、かんらん岩 閃緑岩 花崗閃緑岩 花崗岩 石英斑岩、輝緑岩 花崗斑岩 ホルンフェルス 角閃石岩 中・古生層砂岩 石灰岩、チャート（珪岩） 片麻岩 | 安山岩 玄武岩、輝緑凝灰岩 石英安山岩 流紋岩 ひん岩 | 蛇紋岩 凝灰岩 凝灰角礫岩 : Lpt : Tb1 |
| | 層状岩盤 | | 粘板岩 中・古生層頁岩 | 千枚岩 黒色片岩、石黒片岩 緑色片岩 第三紀層泥岩 |

出典：「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説 P.80」



出典：「四国地方整備局 設計便覧（案）（道路編）P.9-37.39」
および「東北地方整備局設計事例」



図 3.2.1 地山分類の検討フロー

④-1 地山弾性波速度

| 地山等級 | B | C I | C II | D I | D II |
|----------------|-----------|-----------------|-----------------|-----------|-----------|
| M塊状 : Ss | — | 3.5 ～ 4.6 | 2.8 ～ 3.5 | 3.2 以下 | 2.7 以下 |
| L塊状 : Lpt, Tb1 | 4.4 以上 | 3.3 ～ 4.2 | 2.5 ～ 3.5 | 3.0 以下 | 3.0 以下 |

※地山分類表からの読み取り値

弾性波探査結果はある程度幅を持った速度層として整理されるため、速度層の下限値を用いて判定するものとする。

④-2 地山強度比

| 地山等級 | B | C I | C II | D I | D II |
|----------------|---|-----|------|-----|------|
| M塊状 : Ss | — | 4以上 | 4以上 | 4～2 | 2～1 |
| L塊状 : Lpt, Tb1 | — | 4以上 | 4以上 | 4～2 | 2～1 |

※トンネルの地山の安定を判断する目安として、2 以下の場合は、押し出し性、膨張性地山と想定される。

※地山強度比算出について、亀裂等の影響が大きい地山においては準岩盤強度を用いる。

出典：「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説 P.78～79」

④-3 ボーリングコアのRQD

| 地山等級 | コアの状態 | RQD (%)※ |
|------|---|----------|
| B | ・岩片状～短柱状～棒状 ・コアの長さが概ね10～20cmであるが5cm前後のものもみられる。 | 70%以上 |
| C I | ・コア長さが概ね5～20cmであるが5cm以下のものもみられる。 | 40～70% |
| C II | ・コアの長さが10cm以下のものが多く、5cm以下の細片が多量に取れる状態のもの | 10～40% |
| D I | ・コアは細片状となる。 ・角礫混じり砂状あるいは粘土状。 | 10%程度以下 |
| D II | | |

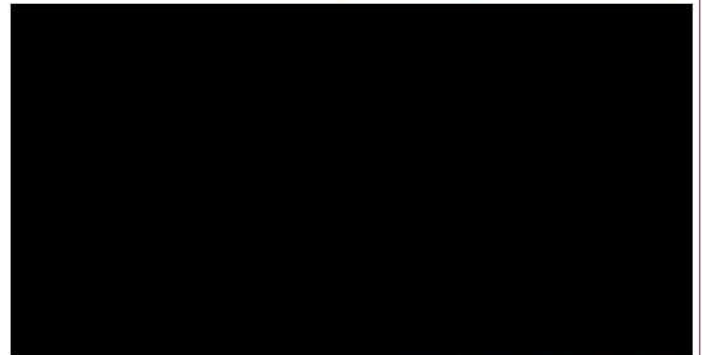
※1片10cm以上のコアの総長÷掘進長を%で表示したもの。

出典：「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説 P.78～79」

④-4 土被りによる判定

トンネル計画高より上部約1.5Dの範囲が複数の速度層からなる場合は、弾性波速度分布図における基盤の速度層より上層（速度の遅い層）の速度を採用する。

出典：「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説 P.81」



出典：「東北地方整備局設計事例」

4.2.2 地山等級区分

地山等級区分は、大別して標準部と坑口部の地山区分の2通りに分けて計画する。

(1) 地山分類の検討

トンネルの地山分類は、全線について得られている地表地質調査、地山弾性波探査を基準として坑口部は特にボーリング調査より得られたコア状況、RQD及び地山物性値等を総合的に判断して行う。

1) 弾性波による判定基準

弾性波探査は、山岳トンネルで一般に多く利用される調査である。

トンネル全長にわたり弾性波速度で地山を区分しそれを表現できるため、指標として採用するのに適している。

弾性波速度は、地山に不連続面や密度が低下するような状態、例えば風化や変質していると健全な岩石からなる地山に比べて速度が低下するので、その低下の度合いによって地山の状態が推定できる。

トンネル計画高より上部約1.5Dの範囲が複数の速度層からなる場合は、弾性波速度分布図における計画高の速度層より上層（速度の遅い層）の速度を採用する。

尚、同じ弾性波速度でも地山等級が異なる場合は、安全を見越し低い方の地山等級とする。

地山判定のための弾性波速度値は以下の表-4.2.1～表-4.2.2によるものとする。

表-4.2.1 地山等級と弾性波速度（判定基準）(1)

| 地山等級 | 砂岩 (Ss) | |
|------|---------|--------------|
| | 岩石グループ | 弾性波速度 (km/s) |
| B | M塊状 | — |
| C I | | 3.5~4.6 |
| C II | | 2.8~3.5 |
| D I | | 3.2 以下 |
| D II | | 2.7 以下 |

表-4.2.2 地山等級と弾性波速度（判定基準）(2)

| 地山等級 | 火山礫凝灰岩 (Lpt)、凝灰角礫岩 (Tb1) | |
|------|--------------------------|--------------|
| | 岩石グループ | 弾性波速度 (km/s) |
| B | L塊状 | 4.4 以上 |
| C I | | 3.3~4.2 |
| C II | | 2.5~3.5 |
| D I | | 3.0 以下 |
| D II | | 3.0 以下 |

・岩石グループ

地山分類にあたっては、岩盤を初生的な新鮮な状態での強度と、その後の劣化の過程を表す劣化のしかたをもとに、以下の5つの岩石グループに区分されている。すなわち新鮮な状態での強度により、一軸圧縮強度が 80N/mm^2 以上の硬質岩(H)、 $20\sim 80\text{N/mm}^2$ の中硬質岩(M)、 20N/mm^2 未満の軟質岩(L)に区分され、劣化のしかたは層理面あるいは片理面が支配的な不連続面となるようなものを層状、節理面が支配的な不連続面となるようなものを塊状に区分される。そして、これらをトンネル建設時の挙動の特徴をもとに下表のように硬質塊状岩盤、中硬質塊状岩盤、中硬質層状岩盤、軟質塊状岩盤、軟質層状岩盤の5つのグループに区分されている。

本トンネルにおいては、表-4.2.3より、岩石グループを下記のとおり設定する。

- ・砂岩 (Ss) ⇒ 第三紀層砂岩・礫岩相当 (M塊状)
- ・凝灰角礫岩 (Tb1) ⇒ 凝灰岩、凝灰角礫岩相当 (L塊状)
- ・火山礫凝灰岩 (Lpt) ⇒ 凝灰岩、凝灰角礫岩相当 (L塊状)

表-4.2.3 岩石グループ

| | | 岩盤の初生的性質を反映した新鮮な状態での強度の区分 | | |
|-------------|------|--|--|---------------------------------------|
| | | H (硬質岩) 80N/mm ² 以上 | M (中硬質岩) 20~80N/mm ² 以上 | L (軟質岩) 20N/mm ² 以下 |
| 劣化のしかたによる区分 | 塊状岩盤 | はんれい岩, かんらん岩 閃緑岩 花崗閃緑岩 花崗岩 石英斑岩, 輝緑岩 花崗斑岩 ホルンフェルス 角閃石岩 中・古生層砂岩 石灰岩, チャート(珪岩) 片麻岩 | 安山岩 玄武岩, 輝緑凝灰岩 石英安山岩 流紋岩 ひん岩 第三紀層砂岩, 礫岩 : Ss | 蛇紋岩 凝灰岩 凝灰角礫岩 : Lpt : Tb1 |
| | 層状岩盤 | | 粘板岩 中・古生層頁岩 | 千枚岩 黒色片岩, 石墨片岩 緑色片岩 第三紀層泥岩 |

注) ----- は、主に地山の弾性波速度の違いによる分類を示し、分類されたグループは、表-4.2.1の代表岩種名欄のグループに対応する。

出典：「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説 P.80」

表-4.2.4 地山分類表

| 地山等級 | 岩石グループ | 代表岩石名 | 弾性波速度 Vp(km/s) | | | | | 地山の状態 | | | コアの状態, RQD | 地山強度比 | トンネル掘削の状況と変位の目安 |
|------|--------|-----------------------------|----------------|-----|-----|-----|-----|---|---|---|--|-------|--|
| | | | 1.0 | 2.0 | 3.0 | 4.0 | 5.0 | 岩質, 水による影響 | 不連続面の間隔 | 不連続面の状態 | | | |
| B | H塊状 | 花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス | | | | | | <ul style="list-style-type: none"> 新鮮で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 水による劣化はない。 | <ul style="list-style-type: none"> 節理の間隔は平均的に50cm程度。 層理、片理の影響が認められるがトンネル掘削に対する影響は小さい。 | <ul style="list-style-type: none"> 不連続面に縞肌や狭い鉄在粘土がほとんどみられない。 不連続面は概ね密着している。 | コアの形状は岩片状～短柱状～棒状を示す。コアの長さが概ね10～20cmであるが5cm前後のものもみられる。 RQDは70以上。 | - | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて非常に大きい。 不連続面の状態も良好でトンネル掘削によるゆるみはほとんど生じない。掘削壁面から部分的に肌落ちする場合もある。 切羽は自立する。 掘削幅10m程度のトンネルでは、掘削にともなう内空変位は15mm程度以下の微小な弾性変位にとどまる。 |
| | | 中生層砂岩, チャート | | | | | | | | | | | |
| | M塊状 | 安山岩, 玄武岩, 流紋岩 石英安山岩 | | | | | | | | | | | |
| | L塊状 | 第三紀層砂岩・礫岩 | | | | | | | | | | | |
| | M層状 | 粘板岩, 中古生層頁岩 | | | | | | | | | | | |
| C I | H塊状 | 花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス | | | | | | <ul style="list-style-type: none"> 比較的新鮮で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 固結度の比較的良好な軟岩。 水による劣化は少ない | <ul style="list-style-type: none"> 節理の間隔は平均的に30cm程度。 層理、片理が顕著で、トンネル掘削に影響を与えるもの。 | <ul style="list-style-type: none"> 不連続面に縞肌や薄い鉄在粘土がごく一部みられる。 不連続面は部分的に開口しているが開口幅は小さい。 | コアの長さが概ね5～20cmであるが5cm以下のものもみられる。 RQDは40～70。 | - | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きい。 不連続面の状態も比較的良好でトンネル掘削によるゆるみは部分的なものにとどまる。比較的すべりやすい不連続面によって、局部的に抜け落ちる場合もある。切羽は自立する。 掘削幅10m程度のトンネルでは、掘削にともなう内空変位は15～20mm程度以下の小さな弾性変位にとどまる。 |
| | | 中生層砂岩, チャート | | | | | | | | | | | |
| | M塊状 | 安山岩, 玄武岩, 流紋岩 石英安山岩 | | | | | | | | | | | |
| | L塊状 | 第三紀層砂岩・礫岩 | | | | | | | | | | | |
| | M層状 | 粘板岩, 中古生層頁岩 | | | | | | | | | | | |
| C II | H塊状 | 花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス | | | | | | <ul style="list-style-type: none"> 比較的新鮮で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 風化・変質作用により岩質は多少軟化している。 固結度の比較的良好な軟岩。 水により、劣化やゆるみを部分的に生じる。 | <ul style="list-style-type: none"> 節理の間隔は平均的に20cm程度。 層理、片理が顕著で、トンネル掘削に影響を与えるもの。 | <ul style="list-style-type: none"> 不連続面に縞肌や薄い鉄在粘土が部分的にみられる。 不連続面が開口しているものが多くなり、開口幅も比較的大きくなる。 幅の狭い小断層を挟むもの。 | コアの長さが10cm以下のもが多く、5cm以下の細片が多量に取れる状態のもの。 RQDは10～40。 | - | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べてあまり大きくはないが、概ね弾性変形をとどめる程度である。 岩石の強度は大きいても不連続面の状態が悪く、掘削によりすべりやすい不連続面によって岩塊が落下しようとしてゆるみが大きくなる。 切羽はほぼ自立する。 掘削にともなう内空変位は、岩石の強度が作用する荷重に比べて小さい場合には、掘削幅10m程度のトンネルで弾塑性境界である30mm程度発生するが、2D離れるまでにほぼ収束する。 |
| | | 中生層砂岩, チャート | | | | | | | | | | | |
| | M塊状 | 安山岩, 玄武岩, 流紋岩 石英安山岩 | | | | | | | | | | | |
| | L塊状 | 第三紀層砂岩・礫岩 | | | | | | | | | | | |
| | M層状 | 粘板岩, 中古生層頁岩 | | | | | | | | | | | |
| D I | H塊状 | 花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス | | | | | | <ul style="list-style-type: none"> 岩質は多少硬い部分もあるが、全体的に強い風化・変質を受けたもの。 層理・片理が非常に顕著なもの。 不連続面の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは開口している。 不連続面の開口も大きく鏡肌や粘土を挟むことが多い。 小規模な断層を挟むもの。 転石を多く混じえた土砂、崖錐等。 水により劣化やゆるみが著しい。 | <ul style="list-style-type: none"> 節理の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは開口している。 層理、片理が非常に顕著なもの。 | <ul style="list-style-type: none"> 不連続面に縞肌や薄い鉄在粘土が部分的にみられる。 不連続面が開口しているものが多くなり、開口幅も比較的大きくなる。 幅の狭い小断層を挟むもの。 | コアは細片状となる。時には、角礫混じり砂状あるいは粘土状となるもの。 RQDは10程度以下。 | 4～2 | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて小さくなり、弾性変形とともに一部塑性変形を生じる。 岩石の強度は弾性変形をとどめるに足りるほど大きくても、不連続面の状態が非常に悪く、掘削により多くのすべりやすい不連続面によって地山のゆるみが拡大する。切羽の自立が悪く、地山条件によってはリングカットや鎖吹きを必要とする。 掘削にともなう内空変位は、岩石の強度が作用する荷重に比べて小さい場合には、インバートで早期に閉合しないならば、掘削幅10m程度のトンネルで30～60mm程度発生し、切羽が2D離れても収束しないことが多い。 |
| | | 中生層砂岩, チャート | | | | | | | | | | | |
| | M塊状 | 安山岩, 玄武岩, 流紋岩 石英安山岩 | | | | | | | | | | | |
| | L塊状 | 第三紀層砂岩・礫岩 | | | | | | | | | | | |
| | M層状 | 粘板岩, 中古生層頁岩 | | | | | | | | | | | |
| D II | H塊状 | 花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス | | | | | | <ul style="list-style-type: none"> 岩質は多少硬い部分もあるが、全体的に強い風化・変質を受けたもの。 層理・片理が非常に顕著なもの。 不連続面の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは開口している。 不連続面の開口も大きく鏡肌や粘土を挟むことが多い。 小規模な断層を挟むもの。 転石を多く混じえた土砂、崖錐等。 水により劣化やゆるみが著しい。 | <ul style="list-style-type: none"> 節理の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは開口している。 層理、片理が非常に顕著なもの。 | <ul style="list-style-type: none"> 不連続面に縞肌や薄い鉄在粘土が部分的にみられる。 不連続面が開口しているものが多くなり、開口幅も比較的大きくなる。 幅の狭い小断層を挟むもの。 | コアは細片状となる。時には、角礫混じり砂状あるいは粘土状となるもの。 RQDは10程度以下。 | 2～1 | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて小さく弾性変形とともに大きな塑性変形を生じる。 岩石の強度が小さいことに加えて、不連続面の状態も非常に悪く掘削により多くのすべりやすい不連続面によって地山のゆるみが拡大し変位も大きくなる。切羽の自立が悪く、地山条件によってはリングカットや鎖吹きを必要とする。 掘削にともなう内空変位は、インバートで早期に閉合しないならば、掘削幅10m程度のトンネルで60～200mm程度発生し、切羽が2D離れても収束しない。 |
| | | 中生層砂岩, チャート | | | | | | | | | | | |
| | M塊状 | 安山岩, 玄武岩, 流紋岩 石英安山岩 | | | | | | | | | | | |
| | L塊状 | 第三紀層砂岩・礫岩 | | | | | | | | | | | |
| | M層状 | 粘板岩, 中古生層頁岩 | | | | | | | | | | | |

注-1) 本分類表にははまらないほど地山が良好なものを地山等級A、劣悪なもの（掘削幅10m程度で内空変位200mm以上）を地山等級Eとする。

注-2) H、M、Lの区分：岩石の初生的な新鮮な状態での強度により、一軸圧縮強度で次のように区分する。

H: $qu \geq 80 \text{ N/mm}^2$ M: $20 \text{ N/mm}^2 \leq qu < 80 \text{ N/mm}^2$ L: $qu < 20 \text{ N/mm}^2$

注-3) 塊状、層状の区分

塊状：節理面が支配的な不連続面となるもの。

層状：層理面あるいは片理面が支配的な不連続面となるもの。

注-4) 内空変位とは、トンネル掘削中に実際に計測されるトンネル壁面間距離の変化で、掘削以前に変位したものは含まない。

注-5) ゆるみとは、土圧によって閉鎖されていた岩盤中の不連続面が、トンネル掘削により応力を解放することで開口し、それによって岩塊が重力により落下しようとするをいう。

注-6) 岩石の強度とは、割れ目の影響を受けにくい岩石の強度のことをいう。

出典：「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説 P.78 P.79」に一部加筆

2) 地山強度比の判定基準

地山強度比は、次のように定義する。

$$\text{地山強度比} : \frac{qu'}{\gamma \cdot H}$$

qu' : 準岩盤強度
 γ : 地山の単位体積重量 (kN/m³)
 H : 土被り高さ (m)

なお、地山の一軸圧縮強度は、亀裂等の存在が無視できる地山においては、試料の一軸圧縮強度を適用できるが亀裂等の影響が大きい地山については、準岩盤強度 qu'(kN/m²)を用いることができる。

$$qu' = \left(\frac{V_p}{U_p} \right)^2 \cdot qu$$

qu : 地山の一軸圧縮強度 (kN/m²)
 Vp : 地山の弾性波探査速度 (縦波 km/s)
 Up : 試料の超音波伝播速度 (縦波 km/s)

一般に Up ≥ Vp であるが、スレーキング性や土被り等の関係で Vp > Up となる場合は、Up = Vp として準岩盤強度を求める。

表-4.2.5 地山判定基準表による地山強度比

| 岩石グループ | B | C I | C II | D I | D II |
|---------------|---|------|------|-----|------|
| M塊状 : Ss | — | 4 以上 | 4 以上 | 4~2 | 2~1 |
| L塊状 : Lpt、Tb1 | — | 4 以上 | 4 以上 | 4~2 | 2~1 |

※トンネルの地山の安定を判断する目安として、2 以下の場合は、押し出し性、膨張性地山と想定される。

表-4.2.6 室内岩石結果(1)

| 調査対象 | 岩種 | 層記号 | 湿潤密度 (g/cm ³) | P波速度 (km/s) | 圧縮強度 qu (MN/m ²) | 浸水崩壊度 区分 | 備考 |
|-----------------------|-------------------|------|------------------------------|---------------------|---------------------------------|-------------|--|
| 1号トンネル 坑口 | 泥岩 | O-Ms | 1.70~1.87 (1.80) | 1.93~2.12 (2.05) | 2.88~16.1 (7.93) | B | 同様の岩盤 トンネル断面内の弾性波速度 層ごとに試験を実施(計8個) |
| 2号トンネル 坑口 (起点側) | 凝灰質 粗粒砂岩 | Ss | 1.72~1.74 (1.73) | 2.32~2.42 (2.37) | 2.83~3.56 (3.20) | A | |
| | 砂岩 | Ss | 1.93~1.95 (1.94) | 2.57~2.58 (2.58) | 8.30~9.21 (8.76) | A | |
| 2号トンネル 坑口 (終点側) | 礫岩 | Cg | 2.09~2.14 (2.12) | 2.72~3.46 (3.09) | 3.59~4.33 (3.96) | A | |
| | 凝灰角礫岩 | Tb1 | 2.46~2.47 (2.47) | 4.36~4.41 (4.39) | 23.9~30.2 (27.1) | A | 異状の岩盤 代表的な箇所を抽出し試験は 各2個実施 |
| 3号トンネル 坑口 (起点側) | 砂岩 | Ss | 2.00~2.01 (2.01) | 2.67~2.71 (2.69) | 7.61~11.2 (9.41) | A | |
| 3号トンネル 坑口 (終点側) | 風化火山礫 凝灰岩 | Lpt | 1.72~1.77 (1.75) | 1.65~1.73 (1.69) | 1.32~1.77 (1.55) | A | |
| | 劣風化 火山礫 凝灰岩 | Lpt | 1.85~1.89 (1.87) | 1.98~2.08 (2.03) | 1.91~2.14 (2.03) | A | |

() 内は平均

出典：「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務／東邦技術株式会社

／令和2年1月／P.4-100」

に一部加筆

表-4.2.7 室内岩石結果(2)

| 調査対象 | 層記号 | 番号 | 深 度 (m) | 岩種・層記号 | 湿潤密度 ρ_L (g/cm ³) | 圧縮強度 qu (MN/m ²) | 接線変形係数 Et.30 (MN/m ²) | 静水圧比 vs | P波速度 Vp (km/sec) | S波速度 Vs (km/sec) | 備 考 |
|---------------------------|----------|----|---------------|---------------|--|------------------------------------|---|------------|------------------------|------------------------|-------------------|
| 1号 トンネル 坑口 (起点側) | 31BTa-01 | 1 | 3.80 ~ 3.70 | 泥岩 O-Ms | 1.70 | 4.61 | 1.51E+03 | 0.452 | 1.93 | 0.72 | Vs=0.8~1.2km/sec域 |
| | | 2 | 12.50 ~ 12.60 | 泥岩 O-Ms | 1.87 | 3.79 | 2.28E+02 | 0.593 | 1.97 | 0.70 | Vs=2.0~2.4km/sec域 |
| | 31BTa-02 | 3 | 5.20 ~ 5.30 | 泥岩 O-Ms | 1.80 | 2.88 | 1.36E+03 | 0.540 | 2.08 | 0.73 | Vs=0.8~1.2km/sec域 |
| | | 4 | 7.15 ~ 7.25 | 泥岩 O-Ms | 1.78 | 16.1 | 1.49E+03 | 0.268 | 2.11 | 0.77 | Vs=1.2~1.6km/sec域 |
| | | 5 | 14.05 ~ 14.15 | 泥岩 O-Ms | 1.82 | 10.9 | 1.49E+03 | 0.628 | 2.08 | 0.73 | |
| | | 6 | 14.40 ~ 14.50 | 泥岩 O-Ms | 1.82 | 5.18 | 1.53E+03 | 0.454 | 2.08 | 0.73 | Vs=1.6~2.0km/sec域 |
| 1号 トンネル 坑口 (終点側) | 31BTa-03 | 7 | 7.20 ~ 7.30 | 泥岩 O-Ms | 1.84 | 6.66 | 1.50E+03 | 0.466 | 2.02 | 0.72 | Vs=0.8~1.2km/sec域 |
| | 31BTa-04 | 8 | 19.25 ~ 19.35 | 泥岩 O-Ms | 1.79 | 13.4 | 1.85E+03 | 0.519 | 2.12 | 0.74 | Vs=1.2~1.6km/sec域 |
| 3号 トンネル 坑口 (起点側) | 31BTa-10 | 9 | 4.30 ~ 4.40 | 凝灰質粗粒砂岩 Ss | 1.72 | 2.83 | 6.34E+03 | 0.164 | 2.32 | 0.94 | |
| | | 10 | 4.40 ~ 4.60 | 凝灰質粗粒砂岩 Ss | 1.74 | 3.66 | 7.91E+03 | 0.288 | 2.42 | 1.03 | |
| | | 11 | 14.80 ~ 14.70 | 砂岩 Ss | 1.95 | 8.30 | 5.95E+03 | 0.463 | 2.57 | 1.13 | |
| | | 12 | 14.80 ~ 14.90 | 砂岩 Ss | 1.93 | 9.21 | 5.03E+03 | 0.538 | 2.58 | 1.10 | |
| 3号 トンネル 坑口 (終点側) | 31BTa-11 | 13 | 3.15 ~ 3.25 | 礫岩 Cg | 2.14 | 3.59 | 2.91E+03 | 0.238 | 2.72 | 1.21 | |
| | | 14 | 3.25 ~ 3.35 | 礫岩 Cg | 2.09 | 4.33 | 4.64E+03 | 0.379 | 3.46 | 1.23 | |
| | 31BTa-12 | 15 | 5.40 ~ 5.60 | 凝灰角礫岩 Tb1 | 2.47 | 30.2 | 1.99E+04 | 0.202 | 4.41 | 1.82 | |
| | | 16 | 5.50 ~ 5.60 | 凝灰角礫岩 Tb1 | 2.46 | 23.9 | 2.94E+04 | 0.299 | 4.36 | 1.75 | |
| 3号 トンネル 坑口 (終点側) | 31BTa-13 | 17 | 5.35 ~ 5.45 | 砂岩 Ss | 2.01 | 11.2 | 4.74E+03 | 0.228 | 2.71 | 1.13 | |
| | | 18 | 5.45 ~ 5.55 | 砂岩 Ss | 2.00 | 7.61 | 5.09E+03 | 0.243 | 2.67 | 1.17 | |
| 3号 トンネル 坑口 (終点側) | 31BTa-16 | 19 | 6.35 ~ 6.45 | 風化火山礫凝灰岩 Lpt | 1.72 | 1.32 | 1.46E+03 | 0.453 | 1.73 | 0.76 | |
| | | 20 | 6.60 ~ 6.70 | 風化火山礫凝灰岩 Lpt | 1.77 | 1.77 | 1.42E+03 | 0.245 | 1.65 | 0.75 | |
| | | 21 | 28.65 ~ 28.75 | 劣風化火山礫凝灰岩 Lpt | 1.89 | 1.91 | 1.64E+03 | 0.334 | 1.98 | 0.99 | |
| | | 22 | 28.85 ~ 28.95 | 劣風化火山礫凝灰岩 Lpt | 1.85 | 2.14 | 7.69E+02 | 0.293 | 2.08 | 0.99 | |

出典：「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務／東邦技術株式会社

／令和2年1月／P.4-101」

に一部加筆

3) ボーリングコアの判定基準

コアの状態により次のように分類されている。

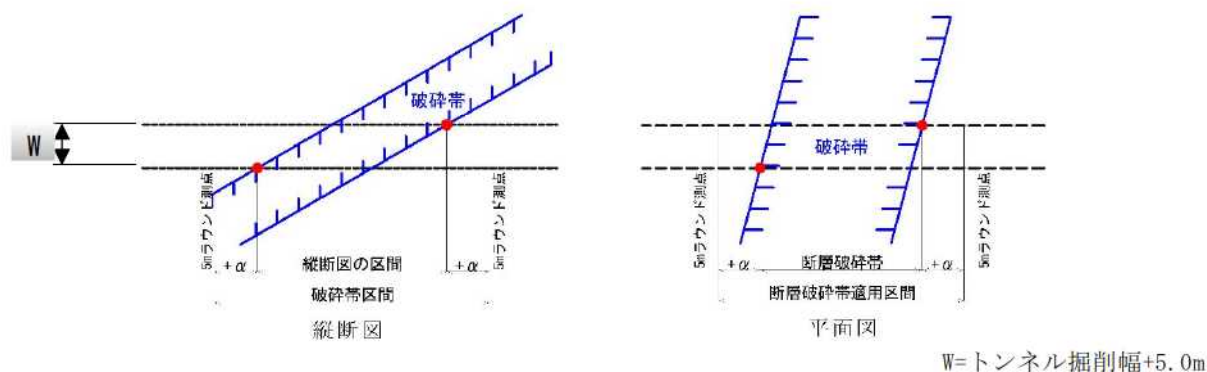
表-4.2.8 ボーリングコアの判定基準

| 地山等級 | RQD | コアの状況 |
|------|---------|---|
| B | 70%以上 | コアの形状は岩片状～矩形状～棒状を示す。コアの長さが概ね 10～20cm であるが 5cm 前後のものもみられる。 |
| C I | 40～70% | コア長さが概ね 5～20cm であるが 5cm 以下のものもみられる。 |
| C II | 10～40% | コアの長さが 10cm 以下のものが多く、5cm 以下の細片が多量に取れる状態のもの。 |
| D I | 10%程度以下 | コアは細片状となる。時には、角礫混じり砂状あるいは粘土状となるもの。 |
| D II | | |

なお、ボーリングコアの状態および RQD（1片 10cm 以上のコアの総長÷掘進長を%表示したもの）はボーリングの施工技術や掘削径によって大きく左右されるので、必ずしも一律な判定基準とはならないが、大まかな目安として利用できる。但し、ここでの基準はオールコアボーリングで採取されたコアについて適用する。

4) 断層・破碎帯（低速度帯）の考え方

トンネル掘削幅に 5.0m 程度（ロックボルト長 4.0m+余裕 1.0m）を含めた範囲を断層・破碎帯区間として取り扱う。



本トンネルに該当する区間は存在しない。

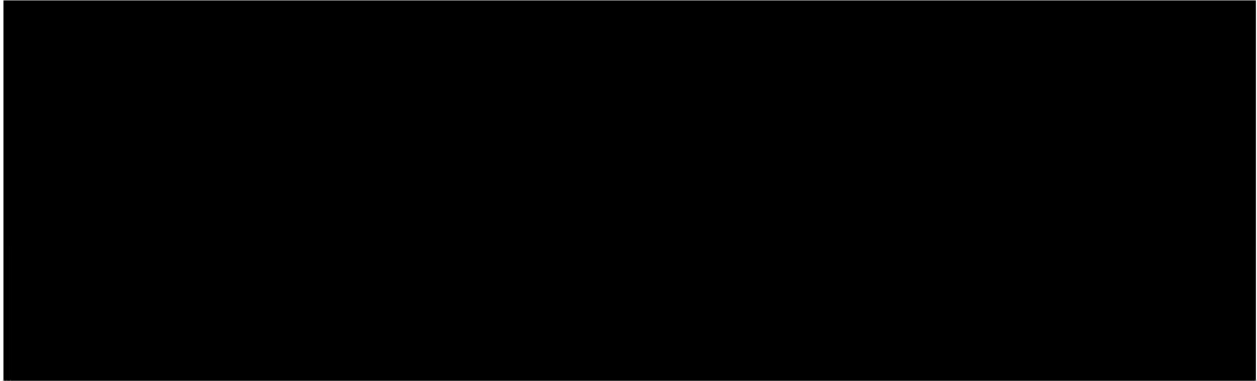
5) 緩衝区間

支保パターンが急変する場合（地山等級が2ランク以上）であっても、緩衝区間は設けない。

6) 支保の最小区間長

東北地整設計事例より、

(参考)



出典：「どうこう 182 号 P.4」

(2) 坑口部、低土被り部の地山等級区分

「道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 P.140」より坑口背面からトンネル標準パターンに移行するまでの施工区間を坑口部とし、通常地山のグラウンドアーチの形成が可能な $1\sim 2D$ (D は掘削幅) 程度の土被りが確保できる範囲とされている。

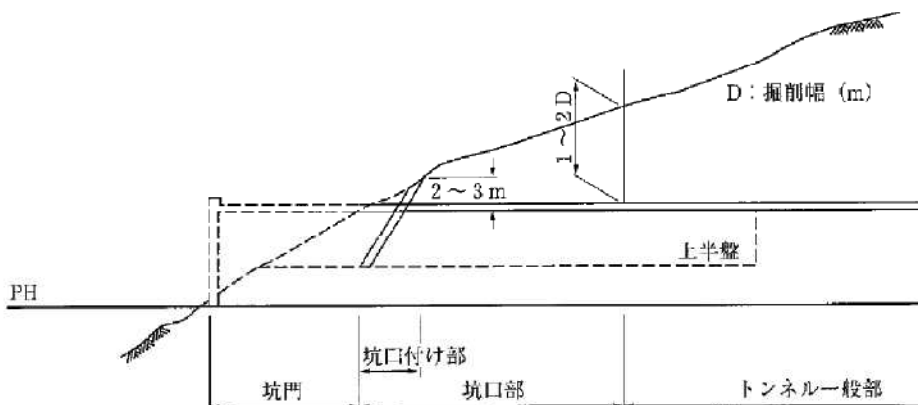
また、土質と土被りの関係を硬岩、軟岩、土砂にて分類されている事から、本トンネルの坑口部は硬岩の場合 $1.0D$ 、軟岩 $1.5D$ 、土砂 $2.0D$ 以上が確保でき、かつ、パターンボルトが軟岩以上の地質に打設できる位置までの区間とする。

(2) トンネル坑口部の範囲

トンネルの坑口部として設計する範囲は、トンネル上の上被りが $1\sim 2D$ (D はトンネル掘削幅) 以下で、グラウンドアーチの形成が期待できないと考えられる区間とする (図 10.26 参照)。

坑口部とみなす土被り高さは、個々のトンネルの地山状態を考慮して決めるものとし、土砂 $2D$ 、軟岩 $1.5D$ 、硬岩 $1D$ を標準とする。

坑口付け部では、最小 $2\sim 3m$ の土被りを確保するものとする。



出典：「北陸地方整備局 設計要領(道路編) P.10-30」

次頁に坑口部区間根拠図を示す。

2号トンネル坑口部断面の範囲設定 (起点側)

・鉛直ボーリングによる確認【31BTu-09】

0.00～0.70m: シルト質砂
表土および強風化帯の土砂。

0.70～0.90m: 細粒砂岩
風化細粒砂岩。

0.90～5.50m: 凝灰質砂岩
粗粒土で構成される凝灰質砂岩。

所々にφ2～30mmの垂円～垂角礫を含有。
含有する礫種は凝灰岩、泥岩、安山岩など全般に固結度が低下しており、特に深度3.0m付近までは軟質化進行。
コアは短棒状に採取される。



5.50～15.00m: 礫岩
上位より礫分および礫径多くなる。

礫はφ5～40mmの垂円～垂角礫で、一部円礫。

礫種は、凝灰岩、泥岩、安山岩など全般に固結度は低下。
コアは概ね短棒状をなすが部分的に岩片状～礫状をなす。特に9.0m～9.4m間は土砂状を呈し、N値も低い (9mの補正N値=9)。
12.95～13.15m、砂岩を挟む (境界傾斜5°前後)。
13.65m以深、固結度良好となり硬くなる。

・水平ボーリングによる確認【03BTu-17】

10.70～16.15m: 砂岩/軽石質砂岩
層理15°前後で互層する。軽石はφ3～4mmが主体で指圧で削れる。その他礫種は火山岩系の1cm前後の礫を含む。
12.65～12.8mくさび状に亀裂あり、亀裂沿いに礫状。13.25～13.6m縦沿う亀裂。また、13.4mには層理に沿う亀裂。14.2～14.7m∠70°の亀裂あり、亀裂部軟質。14.85～15.0∠65°。15.0～15.4mに連続する∠80°～70°の亀裂。



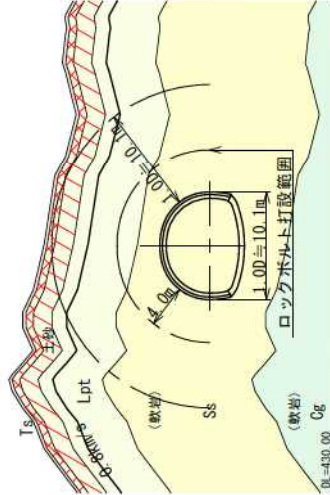
21.90～27.80m: 砂岩

亀裂は概ね密着傾向にあり、掘削水の漏水なし。
塊状の砂岩で狭在層は見られない。19m以前に見られた砂岩と比べ、硬さは同等であるが、亀裂がやや多い。

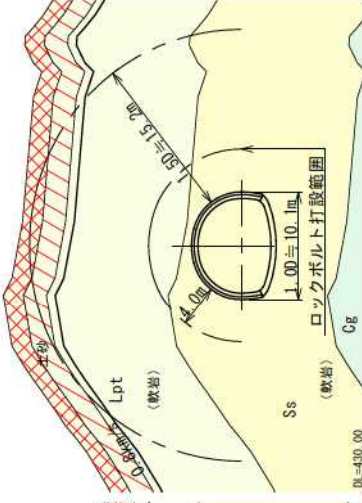
・横断面図による確認

| 土質 | 色 | 状態 | 備考 |
|-------|-----|----|----|
| 表土 | 黄褐色 | 軟弱 | |
| シルト質砂 | 黄褐色 | 軟弱 | |
| 細粒砂岩 | 黄褐色 | 軟弱 | |
| 凝灰質砂岩 | 黄褐色 | 軟弱 | |
| 砂岩 | 黄褐色 | 軟弱 | |
| 礫岩 | 黄褐色 | 軟弱 | |
| 砂 | 黄褐色 | 軟弱 | |
| 粘土 | 黄褐色 | 軟弱 | |
| その他 | 黄褐色 | 軟弱 | |

1.00～10.1m
(土層分)
No.96+11.0



1.50～15.2m
(土層分)
No.96+18.0



【土被り1.00位置】

・トンネル切羽面および地山のアーチ形成に寄与するトンネル上方の地質は軟岩層となる。
⇒硬岩・中硬岩層で包含されないため、地山がアーチ作用により保持できない。

【土被り1.50位置】

・トンネル切羽面および地山のアーチ形成に寄与するトンネル上方の地質は軟岩層となる。
⇒軟岩以上の地質が出現するため、地山がアーチ作用により保持される。また、ロックボルトも軟岩以上の地質への打設となる。よって、土被り1.50位置を坑口部範囲の境界とする。

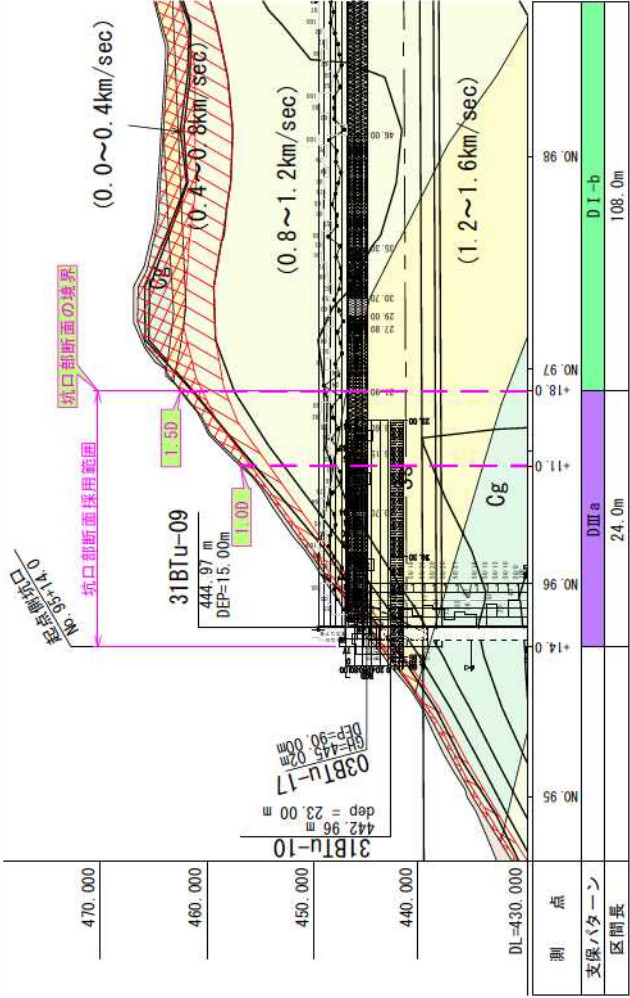
坑口部断面範囲

硬岩・中硬岩⇒1.00以下の範囲
軟岩⇒1.50以下の範囲
土砂⇒2.00以下の範囲



<起点側坑口部断面範囲>

・坑口部断面の境界: NO.96+18.0
・土被り: 1.50→約15.2m
・坑口パターンの延長: 24.0m



2号トンネル坑口部断面の範囲設定（終点側）

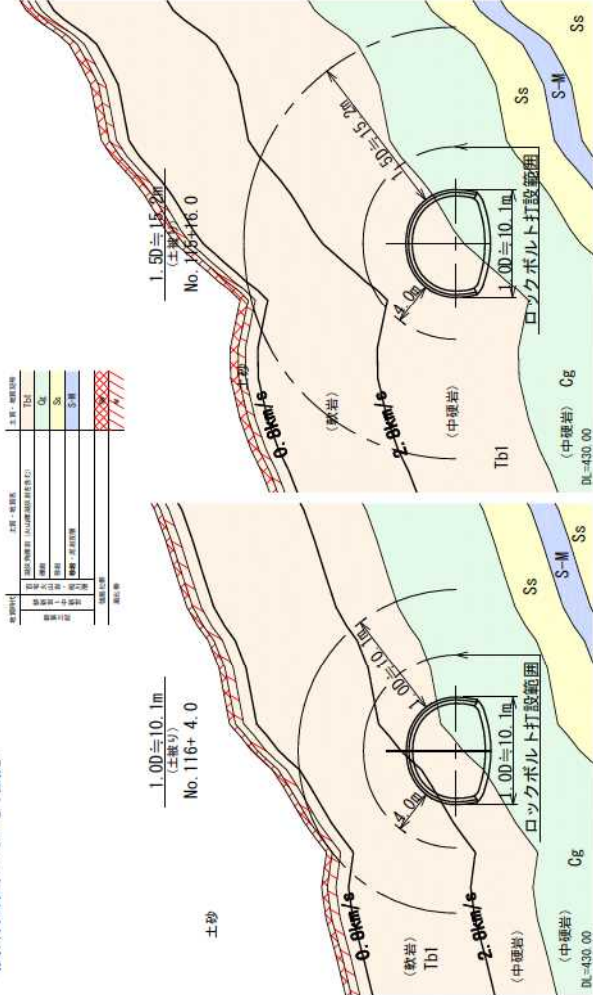
・鉛直ボーリングによる確認【31BTu-11】

0.00～1.45m：凝灰角礫岩
コアは5cm～35cmの短棒状に採取される。
礫はφ2～30mm程度の垂角礫で礫種は凝灰岩、安山岩、泥岩など固結度は良好で、コアは硬さはハンマー一強打で割れる程度の硬さ。

1.45～4.72m：砂岩・礫岩
砂岩と礫岩の互層。
深度1.5～1.65m付近の砂岩と礫岩の境界面傾斜は20°前後。固結度は良好。
コアは5～75cmの棒状に採取される。



・横断面図による確認



【土被り1.00位置】

・トンネル切羽面および地山のアーチ形成に寄与するトンネル上方の地質は軟岩および中硬岩層となる。
⇒軟岩層が出現するため、一部に軟岩層が含まれるため、地山がアーチ作用により保持できない。

【土被り1.50位置】

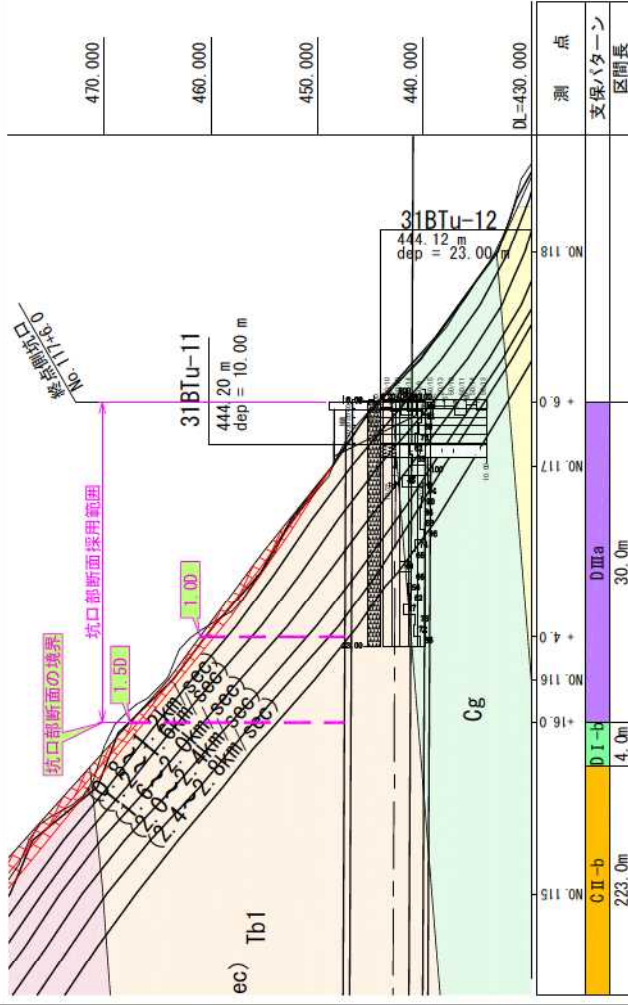
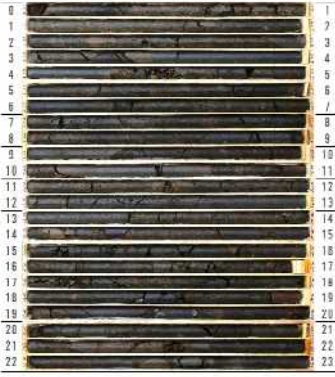
・トンネル切羽面および地山のアーチ形成に寄与するトンネル上方の地質は中硬岩層となる。
⇒軟岩以上の地質が出現するため、地山がアーチ作用により保持される。また、ロックボルトも軟岩以上の地質への打設となる。よって、土被り1.50位置を坑口部範囲の境界とする。

・水平ボーリングによる確認【31BTu-12】

0.00～0.05m：シルト表土。

0.05～23.00m：凝灰角礫岩

礫はφ5～1000mmの垂角礫主体。礫種は緻密で硬い安山岩、多孔質安山岩を主体とする。
緻密な安山岩は非常に硬く中硬岩相当を有する。
コアは概ね15cm～40cmの短棒状に採取される。
軟岩～中硬岩相当岩盤（礫部の安山岩は中硬岩相当）。
ハンマー一強打で割れる～割るのが困難な硬さ。
亀裂部はやや風化変色する箇所あり。

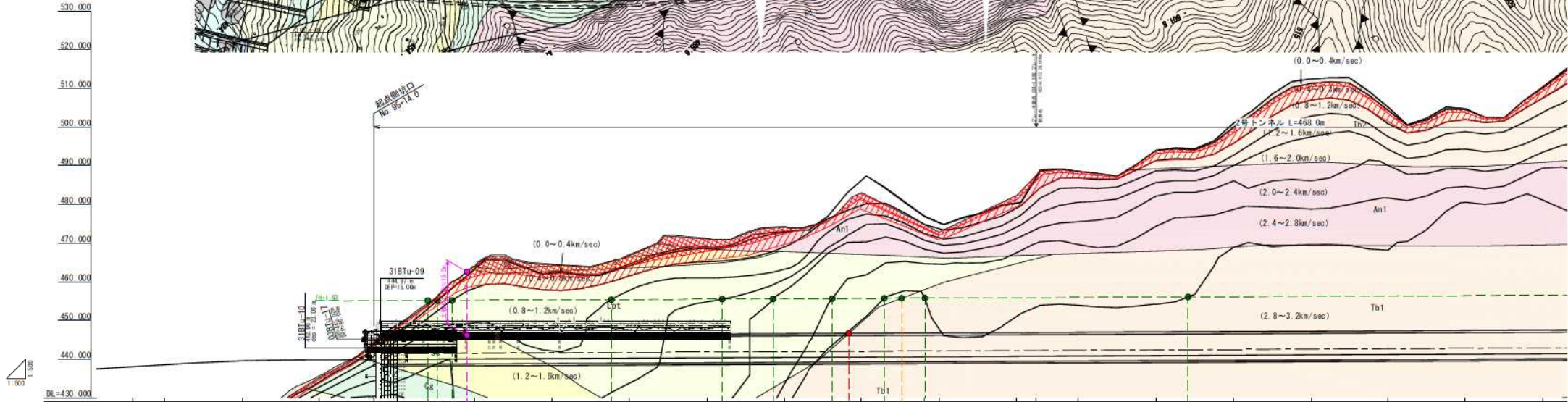


坑口部断面範囲
硬岩・中硬岩⇒1.00以下の範囲
軟岩⇒1.50以下の範囲
土砂⇒2.00以下の範囲



<終点側坑口部断面範囲>
・坑口部断面の境界：NO. 115+16.0
・土被り：1.50→約15.2m
・坑口パターンの延長：30.0m

地山分類根拠図



| | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------|-----------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 測点 | NO. 93 | NO. 94 | NO. 95 | NO. 96 | NO. 97 | NO. 98 | NO. 99 | NO. 100 | NO. 101 | NO. 102 | NO. 103 | NO. 104 | NO. 105 | NO. 106 | NO. 107 | NO. 108 | NO. 109 |
| 断面影響範囲 (破砕帯・変質帯含む) | [Geological profile diagram] | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 地山弾性波速度 | [Velocity profile diagram] | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ROD (%) | [ROD profile diagram] | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 地山強度比 | [Strength ratio profile diagram] | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 地山等級 | [Ground level profile diagram] | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 支保パターン | [Support pattern profile diagram] | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 区間長 (m) | [Interval length profile diagram] | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 区間番号 | [Interval number profile diagram] | | | | | | | | | | | | | | | | |

① トンネルを包含する地質は軟弱で、主として1.50~1.15 Zmが確保でき、かつ数割以上の地質がロックボルトが打設可能な位置であるNo. 96~18.0までをD0バターンとする。

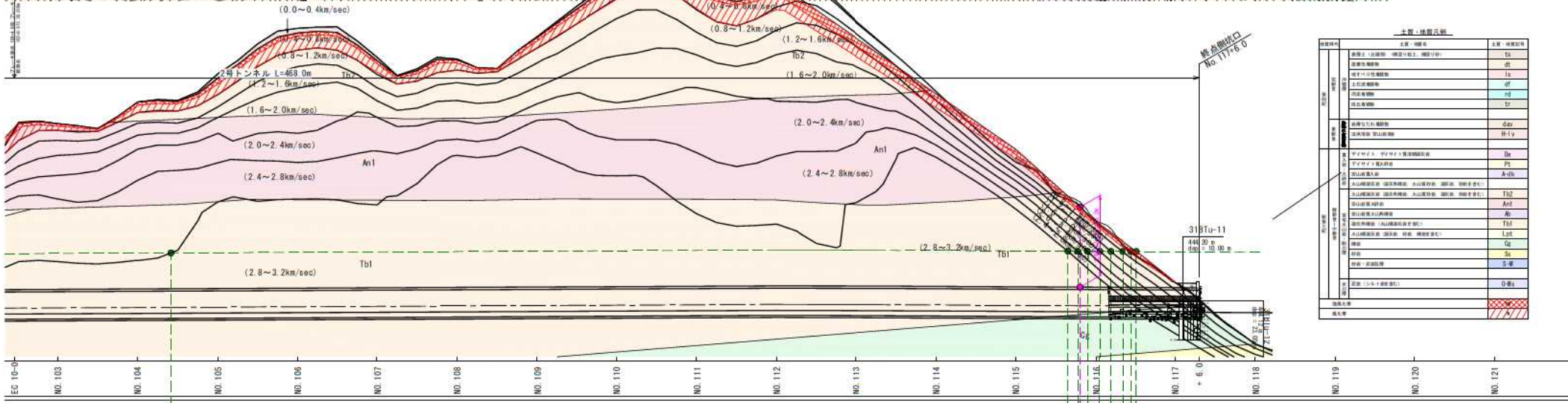
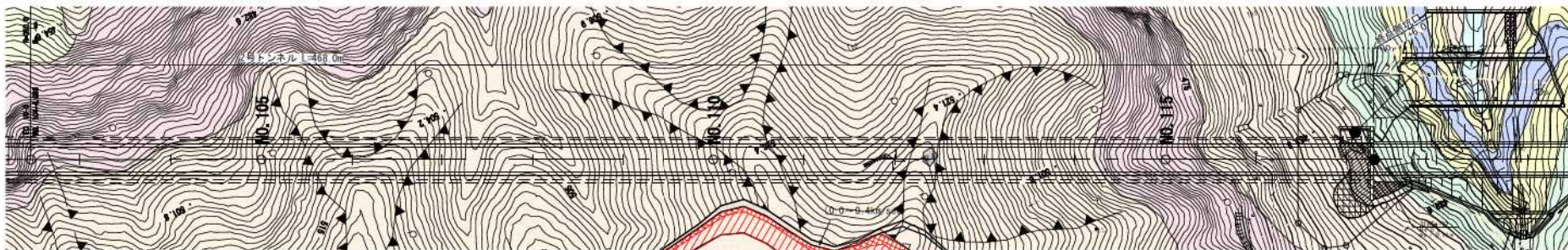
② 弾性波速度は0.8~2.4km/sであり、D0~D1地質群から大きな変形を生じるような地山状況は報告されていないため、D1-bバターンを採用とする。

③ 弾性波速度は2.4~2.8km/sであり、D0~D0Bパターンとなる。しかし、下層値である2.4km/sがD0Bパターンの判定指標範囲から外れるため、D0Bパターンは除外する。地質調査からは大きな変形を生じるような地山状況は報告されていないため、D1-bバターンを採用とする。

④ 弾性波速度は2.8~3.2km/sであり、D0~D0Bパターンとなる。しかし、下層値である2.4km/sがD0Bパターンの判定指標範囲から外れるため、D0Bパターンは除外する。地質調査からは大きな変形を生じるような地山状況は報告されていないため、D1-bバターンを採用とする。

⑤ 弾性波速度は2.8~3.2km/sであり、D0~D0Bパターンとなる。しかし、下層値である2.4km/sがD0Bパターンの判定指標範囲から外れるため、D0Bパターンは除外する。地質調査からは大きな変形を生じるような地山状況は報告されていないため、D1-bバターンを採用とする。

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------|------------------------------------|--------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--|
| 地質調査 | 計画区間 | No. 95-10.0 ~ No. 96-14.0 | No. 96-14.0 ~ No. 97-18.0 | No. 97-18.0 ~ No. 98-12.0 | No. 98-12.0 ~ No. 99-18.0 | No. 99-18.0 ~ No. 100-18.0 | No. 100-18.0 ~ No. 101-18.0 | No. 101-18.0 ~ No. 102-18.0 | No. 102-18.0 ~ No. 103-18.0 | No. 103-18.0 ~ No. 104-18.0 | No. 104-18.0 ~ No. 105-18.0 | No. 105-18.0 ~ No. 106-18.0 | No. 106-18.0 ~ No. 107-18.0 | No. 107-18.0 ~ No. 108-18.0 | No. 108-18.0 ~ No. 109-18.0 | |
| | 岩相 | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | 砂岩 (Ss) | |
| 地質調査 | トンネル断面 (km/sec) | 0.8 | 0.8~1.2 | 0.8~1.2 | 0.8~1.2 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | |
| | トンネル天崖 (km/sec) | -1.6 | 1.2~1.6 | 0.8~1.6 | 0.8~1.6 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | 0.8~2.0 | |
| | トンネル計画高 (km/sec) | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 地山強度比 | 5.5 | 2.7 | 3.0 | 2.9 | 7.0 | 7.0 | 7.0 | 7.0 | 7.0 | 7.0 | 7.0 | 7.0 | 7.0 | 7.0 | |
| 地質調査 | 湿潤密度 ρ_w (g/cm ³) | 17.00 | 18.00 | 18.00 | 18.00 | 17.00 | 17.00 | 17.00 | 17.00 | 17.00 | 17.00 | 17.00 | 17.00 | 17.00 | 17.00 | |
| | 一軸圧縮強度 σ_c (MPa) | 3.20 | 0.70 | 2.00 | 0.70 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| | 超音波伝播速度 (km/sec) | 2.30 | 2.00 | 2.00 | 2.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| | 静水圧力 σ_v (MPa) | | 14~1 | 14~1 | 14~1 | 14~1 | 14~1 | 14~1 | 14~1 | 14~1 | 14~1 | 14~1 | 14~1 | 14~1 | 14~1 | |
| 地質状況 | 湧水状況 | [Water status profile diagram] | | | | | | | | | | | | | | |
| | トンネル地山等級 | [Ground level profile diagram] | | | | | | | | | | | | | | |



| 土質・地層分類 | | |
|-----------|---------|-----------|
| 土質・地層名 | 土質・地層記号 | 土質・地層説明 |
| 表層土(表層部) | 01 | 表層土(表層部) |
| 表層土(中層部) | 02 | 表層土(中層部) |
| 表層土(下層部) | 03 | 表層土(下層部) |
| 表層土(底層部) | 04 | 表層土(底層部) |
| 表層土(最底層部) | 05 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 06 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 07 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 08 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 09 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 10 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 11 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 12 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 13 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 14 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 15 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 16 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 17 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 18 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 19 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 20 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 21 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 22 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 23 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 24 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 25 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 26 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 27 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 28 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 29 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 30 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 31 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 32 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 33 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 34 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 35 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 36 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 37 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 38 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 39 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 40 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 41 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 42 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 43 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 44 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 45 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 46 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 47 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 48 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 49 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 50 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 51 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 52 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 53 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 54 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 55 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 56 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 57 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 58 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 59 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 60 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 61 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 62 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 63 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 64 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 65 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 66 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 67 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 68 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 69 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 70 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 71 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 72 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 73 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 74 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 75 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 76 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 77 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 78 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 79 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 80 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 81 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 82 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 83 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 84 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 85 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 86 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 87 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 88 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 89 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 90 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 91 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 92 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 93 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 94 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 95 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 96 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 97 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 98 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 99 | 表層土(最底層部) |
| 表層土(最底層部) | 100 | 表層土(最底層部) |

| 基礎内層部(Tb1) L地状 | | 基礎内層部(Tb1) L地状 | | 基礎内層部(Tb1) L地状 | | 基礎内層部(Tb1) L地状 | |
|----------------|---------|----------------|---------|----------------|---------|----------------|---------|
| No. 105 | No. 106 | No. 107 | No. 108 | No. 109 | No. 110 | No. 111 | No. 112 |
| 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 |
| DII~CII | DII~CII | DII~CII | DII~CII | DII~CII | DII~CII | DII~CII | DII~CII |
| 23.6 | 23.6 | 23.6 | 23.6 | 23.6 | 23.6 | 23.6 | 23.6 |
| D I | D I | D I | D I | D I | D I | D I | D I |
| 69.0m | 69.0m | 69.0m | 69.0m | 69.0m | 69.0m | 69.0m | 69.0m |
| (5) | (5) | (5) | (5) | (5) | (5) | (5) | (5) |

① 弾性波速度は2.4~2.8km/sであり、DII~CIIパターンとなる。しかし、下層部である2.4km/sがDIIパターンの判定指標範囲から外れるため、DIIパターンは除外する。地質調査からは大きな変形を生じるような地山状況は報告されていないため、D I-bパターンを採用とする。

② 弾性波速度は2.8~3.2km/sであり、DII~CIIパターンとなる。地山深部であり、固結度の高い凝灰岩層の出現が想定されるため、CII-bとする。

③ 弾性波速度は2.4~2.8km/sであり、DII~CIIパターンとなる。しかし、下層部である2.4km/sがDIIパターンの判定指標範囲から外れるため、DIIパターンは除外する。地質調査からは大きな変形を生じるような地山状況は報告されていないため、D I-bパターンを採用とする。

④ トンネルを含む地質は軟弱であることから、全長約150mがDIIパターンの判定指標範囲から外れるため、DIIパターンは除外する。地質調査からは大きな変形を生じるような地山状況は報告されていないため、D I-bパターンを採用とする。

| 基礎内層部(Tb1) L地状 | | 基礎内層部(Tb1) L地状 | | 基礎内層部(Tb1) L地状 | | 基礎内層部(Tb1) L地状 | |
|----------------|---------|----------------|---------|----------------|---------|----------------|---------|
| No. 113 | No. 114 | No. 115 | No. 116 | No. 117 | No. 118 | No. 119 | No. 120 |
| 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 | 2.4~2.8 |
| DII~CII | DII~CII | DII~CII | DII~CII | DII~CII | DII~CII | DII~CII | DII~CII |
| 47.3 | 47.3 | 47.3 | 47.3 | 47.3 | 47.3 | 47.3 | 47.3 |
| D I | D I | D I | D I | D I | D I | D I | D I |
| 4.0m | 4.0m | 4.0m | 4.0m | 4.0m | 4.0m | 4.0m | 4.0m |
| (7) | (7) | (7) | (7) | (7) | (7) | (7) | (7) |

4.3 支保パターンの設定

支保構造について、「H15 東北地整設計施工マニュアル(案)」に記載がないため、「道路トンネル技術基準・同解説 日本道路協会」及び「H24 近畿地整設計便覧(案)道路編」に準拠し、設定する。

4.3.1 支保構造一般

支保構造の設計にあたっては、トンネルの掘削に伴う地山の挙動を的確にとらえ、施工の各段階に応じて支保構造部材を適切に配置し、地山条件に最も適合したものとしなければならない。支保構造を構成する部材としては吹付けコンクリート・ロックボルト・鋼アーチ支保工および覆工などがある。

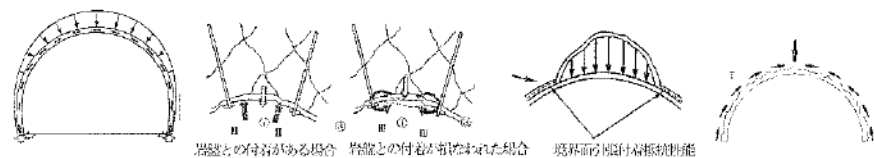
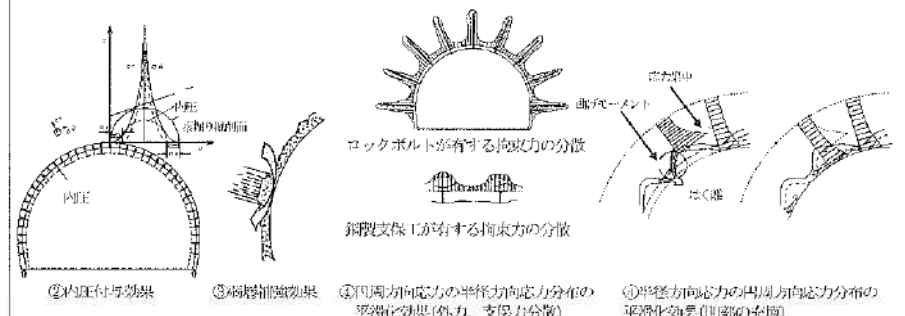
(1) 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートは、掘削後ただちに地山に密着するように施工でき、掘削断面の大きさ、形状に左右されず、容易に施工できることから、最も一般的に用いられる支保部材のひとつである。一般に考えられている吹付けコンクリートの作用効果を次頁に示す。

吹付けコンクリートの配合では施工性、すなわち付着を良くし、はね返りを少なくするという条件が配合を決定する際のより重要な条件となる。この条件を満足すれば、必要な強度は得られる場合が多い。強度については、一般的に4週的设计基準強度を 18N/mm^2 、1日の目標とする強度を 5N/mm^2 とすることが多い。

よって、吹付けコンクリートの設計基準強度は 18N/mm^2 とする。

表-4.3.1 吹付けコンクリートの性能および効果の概念

| 分類 | | 概要 |
|--|--|--|
| 性能 | I | 吹付けコンクリートの軸圧縮抵抗性能 コンクリートの軸圧縮耐力や剛性によって、アーチに作用するおもむき内空に向けた比較的均一な外力や変形に起因する軸力に抵抗する。 |
| | II | 吹付けコンクリートのせん断抵抗性能 コンクリートのせん断耐力や剛性によって、局所的な抜落ち等に起因するせん断力やせん断変位に抵抗する。地山と吹付けコンクリート間の付着力が必要である。付着力が損なわれると曲げ抵抗モードとなる。 |
| | III | 吹付けコンクリートの曲げ抵抗性能 コンクリートの曲げ耐力や剛性によって、局所的な抜落ち等に起因する曲げモーメント等に抵抗する。 |
| | IV | 吹付けコンクリートと地山の境界面せん断抵抗、衬管抵抗性能 I~IIIによって受け止めた荷重を、吹付けコンクリートと地山の境界面におけるせん断抵抗(付着抵抗)によって支障するとともに、地山に分散させる。 |
| 効果 |  <p>I 軸圧縮抵抗性能 II せん断抵抗性能 III 曲げ抵抗性能 IV コンクリートと地山の境界面せん断抵抗、付着抵抗性能</p> | |
| | ① | 崩落防止、小岩塊保持効果 掘削直後の初期直前、不連続面で分離されて重力により落下しようとする小岩塊を保持することにより、作業の安全性を確保するとともに、引き続いて発生するおそれのある大きな岩塊や崩壊を防止する効果である。 |
| | ② | 地山への内圧付与効果 坑内方向へ変形が大きくなり、抜落ちや未固結地山のトンネルでは、吹付けコンクリートの反力として半径方向外向きの拘束力を地山に与え、トンネル掘削直前直後地山を三軸状態に保つことで地山の許荷力を高める効果である。 |
| | ③ | 洞窟補修による形状保持の効果 開口変位や剥離の小さい弱層等、地山の弱点となる箇所を、吹付けコンクリートで充填補修する、あるいは掘削で比較的一通りとした地山部分面上を密着、一体化することで、地山内の不連続面や弱層の影響を低減する効果である。 |
| | ④ | 応力分布の平滑化効果 凹部を充填し吹付け表面を円筒状に滑らかに仕上げることで、吹付けコンクリートや地山内の円周方向応力分布が平滑化される。また、局所的に配置されたロックボルトや鋼製支保工等の支保効果を面的に拡大して伝達する、あるいはトンネルに作用する偏荷重、局所荷重を面的に分散して支持する効果である。 |
| | ⑤ | 保護効果、地山の劣化防止効果 掘削直前表面を被覆し、空気との接触による乾燥や酸化による地山の劣化、あるいは湧水との接触による地山の酸化や土粒子の溜り等を防止する効果である。 |
|  <p>①内圧付与効果 ②洞窟補修効果 ③円周方向応力の半径方向応力分布の平滑化効果(外力、支保力分散) ④半径方向応力の円周方向応力分布の平滑化効果(凹部の充填) ⑤保護効果</p> | | |

出典：「H28 トンネル標準示方書 山岳工法・同解説 P.82」

(2) ロックボルト

ロックボルトの作用効果については、種々の考え方が提案されているものの、全ての条件下において統一的に理論化され、設計に利用できる段階には至っていないが、概念的には、以下に示す効果が挙げられる。

表-4.3.2 ロックボルトの性能および効果の概念

| 分類 | | 概要 |
|----------|--|---|
| 性能 | I | ロックボルトの引張抵抗性能 ロックボルト軸方向の引張抵抗によってその方向の地山との相対変位を抑制する。 |
| | II | ロックボルトのせん断抵抗性能 ロックボルト軸直角方向のせん断抵抗によってその方向の地山との相対変位を抑制する。 |
| 効果 | ① 地山の補強効果 | a: 吊下げ効果 亀裂の発達した中硬岩、硬岩地山の場合には、亀裂によって区切られた不安定な岩塊を深部の地山と一体化し、そのはく落や抜落ちを抑制する。 c: 地山物性の改良効果 中硬岩、硬岩地山の場合に、亀裂に交差してロックボルトを打設すると、亀裂面のせん断強度が向上し、物性改良効果を期待できる。また、強度の小さい軟岩地山や未固結地山の場合においても、ロックボルトの打設によって地山のせん断抵抗が向上して降伏後の残留強度も向上し、物性改良効果を期待できる。 |
| | ② 内圧効果 | 軟岩地山や未固結地山の場合、ロックボルトに発生する軸力が吹付けコンクリートを介して坑壁に作用することで内圧効果が発揮され、トンネルの周辺地山の塑性化とその拡大の抑制を期待できる。 |
| | ③ 吹付け支持効果 | ロックボルト打設間隔よりも小さく、地山から分離した岩片は吹付けコンクリートで支持される。吹付けコンクリートは地山との付着によって荷重を支持するが、吹付けコンクリートと地山の付着が損なわれた場合には、ロックボルトが吹付けコンクリートを地山に縫い付けることによって、このような荷重を支持することを期待できる。 |
| 性能と効果の概要 | <p>(a) 中硬岩、硬岩地山(不連続体地山)</p> <p>(b) 軟岩、未固結地山(連続体地山)</p> | |

出典：「H28 トンネル標準示方書 山岳工法・同解説 P. 89」

ロックボルトの材質および強度については、以下を標準とする。

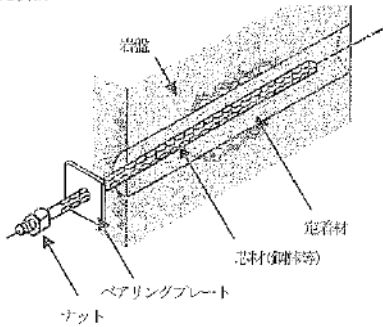
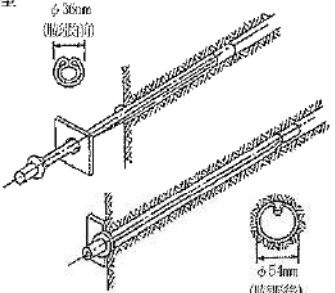
表-4.3.3 地山等級に応じたロックボルトの材質

| 地山等級 | ロックボルト材質 |
|-----------------|----------------------------|
| B, C I | 異形棒鋼と同等以上 (耐力 117.7kN 以上) |
| C II, D I, D II | ねじり棒鋼と同等以上 (耐力 176.5kN 以上) |

出典：「H24 近畿地整設計便覧(案)道路編 P.8-26」

ロックボルトの定着方式は、定着材式と摩擦式とがあるが、一般的には定着材式が用いられる。よって、定着方式は定着材式(モルタル全面接着式)とする。

表-4.3.4 全面定着方式の概要

| | 定着方法 | 特徴 | 適用範囲 | 概略図 |
|------|--|---|---|---|
| 定着材式 | 定着材を孔に充填し、芯材を挿入して定着させる先充填型と、定着材を封入したカプセルを先に充填するカプセル型、芯材を挿入した後定着材を注入して定着させる後注入型がある。定着材は、先充填型にはモルタル、カプセル型にはモルタルおよび樹脂、後注入型にはモルタルおよび樹脂がおもに用いられている。 | 定着材を用いて芯材全長を地山に定着させる。地山条件(亀裂、湧水の状態)や孔壁の自立性等に応じ、各種のものがある。 | 硬岩、中硬岩、軟岩、未固結地山をはじめ、膨張性地山も含めて種々の地山に適用可能である。 | 先充填型  |
| 摩擦式 | 芯材を孔壁面に密着させることにより得られる摩擦力によって定着される。代表的なものとして、鋼管膨張型がある。 | 鋼管膨張型では、穿孔した孔の中に先端を閉塞した鋼管を挿入した後、高圧水を注入して鋼管を膨張させることにより、瞬時に定着力が得られる。鋼管表面の腐食や孔壁面に加えられた押付け力低下等の耐久性の低減について十分な検討が必要である。 | 摩擦式は、湧水の多い地山に適用可能である。鋼管膨張型は穿孔した孔の半径方向に大きな塑性変形が可能なので、孔壁が自立すれば、広い範囲の地山に適用できる。 | 鋼管膨張型  |

出典：「H28 トンネル標準示方書 山岳工法・同解説 P.94」

(3) 鋼アーチ支保工

鋼アーチ支保工の機能および効果の概念を、以下に示す。

表-4.3.5 鋼アーチ支保工の性能および効果の概念

| 分類 | | 概要 | | |
|----------------------|---|--|--|--|
| 性能 効果 | | <p>鋼製支保工は、吹付けコンクリートと同様に、軸圧縮抵抗性能、せん断抵抗性能、曲げ抵抗性能により外力に抵抗することができる。これらは、鋼製支保工建込み直後は単体で抵抗し、吹付けコンクリートの強度発現後は吹付けコンクリート等と一体となって抵抗する。</p> | | |
| | ① | 岩塊保持効果 | <p>鋼製支保工を地山と密着させることにより、部材の曲げ抵抗性能やせん断抵抗性能により局所的な岩塊の崩落を防止する効果である。</p> | |
| | ② | 弱層補強効果 | <p>開口亀裂や規模の小さい弱層等の地山の弱点となる箇所を鋼製支保工が支持することにより、地山内の不連続面や弱層の影響を低減する効果である。</p> | |
| | ③ | 地山への内圧付与効果 | <p>グラウンドアーチが形成されにくい軟岩や未固結地山等では、鋼製支保工等が反力として半径方向外向きの拘束力(内圧)を地山に与え、掘削面近傍地山を三軸応力状態に保つことで地山の耐荷力を高める効果である。</p> | |
| | ④ | 吹付けコンクリートの補強効果 | <p>吹付けコンクリートは初期材齢において弾性係数が小さいために変形しやすく、強度も小さいため、鋼製支保工を用いて一体化することにより、支保工の弾性、じん性を向上させる効果である。また、吹付けコンクリート強度の発現後においては、吹付けコンクリートと一体となって地山に密着し、トンネル軸方向に連続したアーチシェルの構造を形成してトンネルや周辺地山の安定を図る効果である。</p> | |
| | ⑤ | 地山(脚部)への荷重伝達効果 | <p>支保工に作用する荷重を、鋼製支保工が底板やウイングリップを介して地山(脚部)に伝達させる効果である。</p> | |
| | ⑥ | 先受け工の支点効果 | <p>未固結地山や破碎帯等の切羽が不安定な地山で先受け工を行う場合、先受け鋼管等の反力支点として切羽前方地山と対になって荷重を支え、地山の緩みや崩壊を抑制する効果である。</p> | |

出典：「H28 トンネル標準示方書 山岳工法・同解説 P.97」

鋼アーチ支保工の種別および材料については、以下を標準とする。

表-4.3.6 鋼アーチ支保工の部材諸元

| 種別 | 寸法 (mm) | 断面積 (cm ²) | 単位重量 (kg/m) | 断面二次 モーメント I x (cm ⁴) | 断面 係数 Z x (cm ³) | 冷間加工最小 曲げ半径の目 安 (m) | 材料規格 |
|-------------|------------------|---------------------------|----------------|---|------------------------------------|------------------------------|-------|
| H 形 鋼 | H-125×125×6.5×9 | 30.00 | 23.6 | 839 | 134 | 1.5 | SS400 |
| | H-150×150×7.0×10 | 39.65 | 31.1 | 1620 | 216 | 2.0 | |
| | H-200×200×8.0×12 | 63.53 | 49.9 | 4720 | 472 | 4.2 | |

出典：「H24 近畿地整設計便覧(案)道路編 P.8-29」

表-4.3.7 鋼アーチ支保工の部材諸元

| 掘削 区分 名称 | 通常断面 (一般部) | | | 通常断面 (坑口部) | | 大断面 | |
|--------------------|----------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | CII-b | DI-b | DII | 上部判断面工法 DIIIa (核残し) | 側壁導坑先進工法 DIIIb (核残し) | CII | DI |
| H形鋼 (上) | H-125×125 ×6.5×9 n=2 | H-125×125 ×6.5×9 n=2 | H-150×150 ×7×10 n=2 | H-200×200 ×8×12 n=2 | H-200×200 ×8×12 n=2 | H-150×150 ×7×10 n=2 | H-150×150 ×7×10 n=2 |
| 継手板 (両側) | PL-155×180×9 n=2 | PL-155×180×9 n=2 | PL-180×180×9 n=2 | PL-230×230×16 n=2 | PL-230×230×16 n=2 | PL-180×180×9 n=2 | PL-180×180×9 n=2 |
| 継手板 | — | PL-155×180×9 n=4 | PL-180×180×9 n=4 | PL-230×230×16 n=4 | — | — | PL-180×180×9 n=4 |
| H形鋼 (下) | — | H-125×125 ×6.5×9 n=2 | H-150×150 ×7×10 n=2 | H-200×200 ×8×12 n=2 | — | — | H-150×150 ×7×10 n=2 |
| 底板 | PL-180×230×16 n=2 | PL-230×230×16 n=2 | PL-250×250×16 n=2 | PL-300×300×19 n=2 | PL-230×230×16 n=2 | PL-180×180×16 n=6 | PL-250×250×16 n=2 |
| ボルト ナット | φ20×70 n=2 | φ20×70 n=6 | φ20×70 n=6 | φ20×70 n=6 | φ20×70 n=2 | φ20×70 n=6 | φ20×70 n=6 |
| 継手材 | φ16×1.35 n=6 | φ16×1.15 n=10 | φ16×1.15 n=10 | φ16×1.15 n=6 | φ16×1.15 n=10 | φ16×1.35 n=8 | φ16×1.15 n=12 |

(注) 断層帯等特殊な場所では、H-200 及び MU-29 を使用することができる。

出典：「H24 近畿地整設計便覧(案)道路編 P.8-29」

(4) 覆工

覆工は吹付けコンクリートなど、他の支保構造部材とともにトンネルの安定を確保する支保構造の一部を構成するとともに、内装としての役割などトンネルの最終的な仕上げとしての役目を果たす。

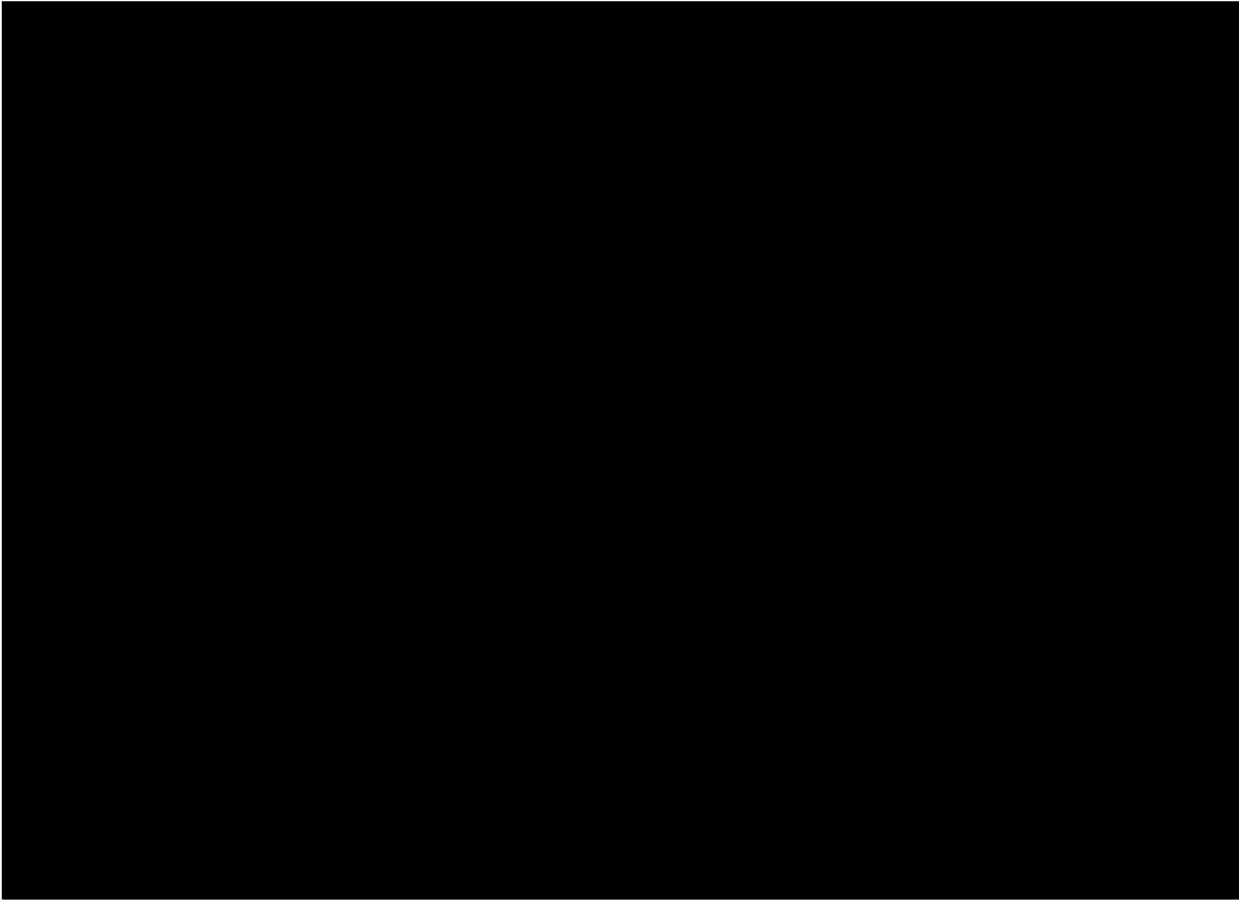
覆工コンクリートは、トンネルの安定を確保する重要な構造要素であるが、その厚さは、従来の実績が一つのよりどころとなっており、力学的に明確にその強度を規定するのは難しく、コンクリートの配合を強度に対する条件から定める根拠は少ない。覆工の施工は狭い空間内で行われ、締め固めがやりにくいなど施工条件が悪く、また凹凸の大きな地山や吹付けコンクリートとの間に空間を残さないようにコンクリートを十分に行きわたらせることが大切であるため、コンクリートには高い施工性が要求されることになる。さらに、覆工は水の影響を受ける場合があり、また寒冷地では凍結作用の影響も受けるので、十分な耐久性が必要である。

以上のような条件から、覆工コンクリートの配合は次の範囲で行うのが一般的である。

| | | |
|---------|---|--|
| セメント | : | 普通ポルトランドセメントまたは高炉セメントを用いる。 高炉セメントを用いる場合は、脱型時間が長くなるので注意が必要である。 |
| 単位セメント量 | : | 通常必要とされると考えられる設計基準強度（18N/mm ² ）を確保し、ポンプ打設を行うのに必要な施工性を得るためには270kg/m ³ （アーチ・側壁コンクリート）の最低単位セメント量とするのが適当である。 |
| スランプ | : | ポンプ施工の場合 15cm 程度（アーチ・側壁コンクリート） 8cm 程度（インバートコンクリート） |
| 空気量 | : | 4.5%程度 |
| 水セメント比 | : | 60%以下 |
| 最大粗骨材寸法 | : | 40mm 以下 |

出典：「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説 P.123、124」

以上より、覆工の規格は、設計基準強度 18N/mm²、スランプ 15cm（インバートは 8cm）、最大骨材寸法 40mm とする。



出典：「平成 26 年 10 月 28 日 事務連絡 道路部 道路情報管理官」

4.3.2 支保パターンの設定

現在用いられている NATM の設計手法は、①標準支保パターンの適用、②疑似条件での設計の適用、③解析手法の適用があり、この3手法を必要に応じて組合せて設計を行っている。

表-4.3.8 設計手法の適用

| 地山等級 | 設計条件 | |
|------|-------------|--------------------------|
| | 一般的条件 | 特殊条件 ^{※)} |
| A | 標準支保パターンを適用 | 疑似例、解析結果、施工条件等を考慮して個別に設計 |
| B | | |
| C | | |
| D | | |
| E | | |

標準パターンとは、複雑に変化する地山特性をトンネル掘削前に完全に把握することが困難であるため、地質調査結果に基づき地山の地質性状により地山を分類し、それぞれの地山等級に対し標準となる支保パターンを設定し、掘削時の観察・計測によって必要に応じて実情に即した変更を行い、設計・施工の合理化・効率化を図ろうとするものである。

(1) トンネル標準部

§3. 内空断面の検討に記載したとおり、本トンネルでは、内空形状は上半三心円を採用することとなった。内空幅が8.5～12.5mであることから、通常断面の支保構造を適用することとし、掘削中の計測により適宜妥当性の判断をすることとする。

表-4.3.9 断面区分

| | 通常断面 | 大断面 | 小断面 |
|---------------------------------|-----------------|-----------------|----------------------------|
| 内空幅(m) | 8.5～12.5 程度 | 12.5～14.0 程度 | 3.0～5.0 程度 |
| 内空形状 | 一般的に 上半単心円断面 | 一般的に 上半3心円断面 | 一般的に 上半単心円断面 側壁部鉛直断面 |
| 内空縦横比 | 概ね 0.6 以上 | 概ね 0.57 以上 | 概ね 0.8 以上 |
| 内空断面積(m ²) (参考値) | 40～80 程度 | 80～100 程度 | 8～16 程度 |

出典：「道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 P.94」

表-4.3.10 標準的な支保構造の組み合わせの目安

| 通常断面トンネル (内空幅 8.5~12.5m程度) | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------|----------------------------|---------------------------------------|-------------------|------------------------|-----------------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|--|-----------------------------|--|-----------------------------------|------------------|--|
| 地 山 等 級 | 支 保 パ タ ー ン | 標 準 1 掘 進 長 (m) | ロックボルト | | | 鋼アーチ支保工 | | | 吹付 コンクリート 吹 付 け 厚 (cm) | 覆工厚 | | 変 形 余 裕 量 (cm) | 掘 削 工 法 | |
| | | | 長 さ (m) | 施工間隔 | | 施 工 範 囲 | 上 半 部 種 類 | 下 半 部 種 類 | | 建 込 間 隔 (m) | ア ー チ ・ 側 壁 (cm) | | | イ ン パ ー ト (cm) |
| | | | | 周 方 向 (m) | 延 長 方 向 (m) | | | | | | | | | |
| B | B | 2.0 | 3.0 | 1.5 | 2.0 | 上半 120° | — | — | — | 5 | 30 | — | 0 | 補助 ベンチ 付き 全断面 工法 または 上部 半断面 工法 |
| C I | C I | 1.5 | 3.0 | 1.2 | 1.5 | 上・下半 | — | — | — | 10 | 30 | (40) | 0 | |
| C II | C II-a | 1.2 | 3.0 | 1.2 | 1.2 | 上・下半 | — | — | — | 10 | 30 | (40) | 0 | |
| | C II-b | | | | | | H125 | — | 1.2 | | | | | |
| D I | D I-a | 1.0 | 3.0 | 1.0 | 1.0 | 上・下半 | H125 | H125 | 1.0 | 15 | 30 | 45 | 0 | |
| | D I-b | | 4.0 | | | | | | | | | | | |
| D II | D II | 1.0 以下 | 4.0 | 1.0 | 1.0 以下 | 上・下半 | H150 | H150 | 1.0 以下 | 20 | 30 | 50 | 10 | |

注 1) 支保パターンa、b区分は、地山等級がC II、D Iの場合はbを基本とし、トンネル掘削に伴う変位が小さく、切羽が安定すると予想される場合はaの適用を検討する。

注 2) インバートについて

- ① ()内に示した地山等級範囲において、第三紀層泥岩、凝灰岩、蛇紋岩などの粘性土岩や風化結晶岩、温泉余土などの場合は()の厚さを有するインバートを設置する。
- ② 早期の断面閉合が必要な場合は、吹付けコンクリートにてインバート閉合を行うものとするが、その厚さについては上・下半部の吹付け厚さを参考にして個々に決定するものとする。また、吹付けコンクリートによるインバートはインバート厚さを含めることができるが、現場打ちコンクリートによるインバート部分の厚さがアーチ・側壁の覆工コンクリート厚さを下回ってはならない。
- ③ 地山等級がD Iであっても、下半部に堅岩が現れるなど岩の長期的支持力が十分であり、側圧による押し出しなどもないと考えられる場合はインバートを省略できる。

注 3) 金網について

- ① 地山等級がD Iにおいては、一般に上半部に設置する。なお、D IIにおいては上・下半部に設置するのが通例である。
- ② 鋼繊維補強吹付けコンクリート(SFRC)などを用いる場合は、金網を省略できる。

注 4) 変形余裕量について

地山等級がD IIにおいては、上半断面工法の場合は上半部に、補助ベンチ付全断面工法は掘削に時間差が無いため上・下半部に変形余裕量として10cm程度見込んで設計するのが通例である。なお、変形余裕量は実際の施工中の計測により適宜変更していく必要がある。

注 5) 地山等級A、Eについては、地山条件にあわせて、それぞれ検討するものとする。

注 6) 通常断面の適用範囲内であっても、大断面との境界付近で上半三心円などの偏平な断面を採用する場合には、大断面の支保パターンの適用を検討する。

出典：「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説 P.126、127」

本トンネルにおける地山等級がC II、D Iとなった区間には、上記、注1)に従い、基本となるbを適用する。

(2) 坑口部、低土被り部

一般に土被りが浅く未固結層から構成されることが多い坑口部では、グラウンドアーチが形成され難く、地山のもつ強度を有効に利用することが難しい。又、全土被り荷重が土圧として支保工や覆工に作用することがあり、まれに震害を受けることもある。よって、全土被り荷重を支持できる剛性の高い支保構造としなければならない。

このため、坑口部の支保構造は先に示した一般部と比べて剛な支保構造となるのが一般的で、以下に示す理由により覆工は鉄筋による補強を行い、インバートを設置することとしている。

- ① 全土被り荷重が作用すると考えられ、荷重が大きく、かつ地盤反力も不均衡となる恐れがある。
- ② 温度変化，乾燥収縮等の影響が大きい。
- ③ 震害を受ける恐れがある。

このように、坑口部は一般部に比べて制約条件が多いが、技術基準では一般部と同様に表-4.3.11の標準支保パターンが示されており、本トンネルにおいてもこれを適用することとした。尚、本地区該当トンネルでは支持地盤の地耐力が十分期待できるため、上部半断面工法の支保パターンを適用することとし、覆工及びインバートは単鉄筋で補強（主筋 D19@20cm，配力筋 D16@30cm）した構造を採用する。

表-4.3.11 坑口部の標準的な支保構造の組み合わせの目安

| 通常断面トンネル (内空幅 8.5~12.5m程度) | | | | | | | | | | | |
|----------------------------|-----------------------------|----------------------|------------------------|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------------------|------------------------------|--|--|----------|
| 掘削工法 | 1 掘 進 長 (m) | ロックボルト (フォアポーリング) | | | 鋼アーチ支保工 | | | 吹 付 け 厚 (cm) | 覆工厚 | | |
| | | 長 さ (m) | 施工間隔 | | 上 半 部 種 類 | 下 半 部 種 類 | 建 込 み 間 隔 (m) | | ア ー チ ・ 側 壁 (cm) | イ ン バ ー ト 部 (cm) | |
| | | | 周 方 向 (m) | 延 長 方 向 (m) | | | | | | | |
| 上部半断面工法 | 1.0 | 4.0 (3.0) | 1.2 (0.6) | 1.0 (1.0) | H200 | H200 | 1.0 | 25 | 35 | 50 | |
| 側壁導坑 先進工法 | 本坑 | 1.0 | 4.0 (3.0) | 1.2 (0.6) | 1.0 (1.0) | H200 | — | 1.0 以下 | 25 | 35 | 50 以上 |
| | 導坑 | 1.0 | 2.0 (2.0) | 1.0 (0.6) | 1.0 (1.0) | H125 | | 1.0 | 10 | — | — |

() : フォアポーリングを示す。

注 1) ロックボルトは側壁部付近に設置し、状況に応じてアーチへ打設範囲を拡大する。ただし、ロックボルトの長さは4mを標準とする。

注 2) フォアポーリングは、天端 120° の範囲に切羽天端の安定化のため必要に応じて設置するものとし、その材質および工法などの選定にあたっては、現地条件を考慮し決定するものとする。

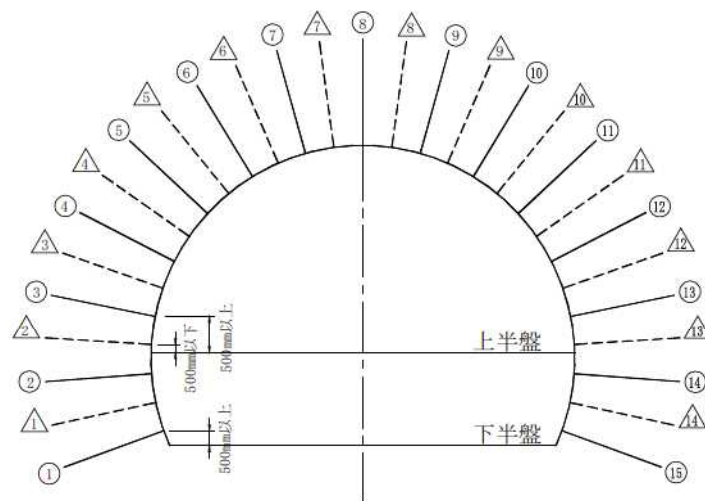
注 3) 金網は、上部半断面工法、補助ベンチ付き全断面工法の場合は上・下半部に、側壁導坑先進工法の場合は上半部に設置するのを標準とする。なお、鋼繊維補強吹付コンクリート(SFRC)などを用いる場合はこの限りではない。

出典 : 「道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 P.145、146」

4.3.3 ロックボルトの配置

ロックボルトの配置については、「H15 東北地整設計施工マニュアル(案)」に記載がないため、「H24 近畿地整設計便覧(案)道路編」に準拠し、下記項目について設定する。

- (1) 吹付周長に対し周方向間隔に配置する。
- (2) 配置は左右対称とする。
- (3) 周方向間隔は断面の途中で変えない。
- (4) 上下半最下部のロックボルトは、打設機械のガイドセル高さを考慮し、上下半盤から 500 mm 程度の離隔を確保することが望ましい。配置する上でやむを得ない場合には、下半盤からの離隔を優先する。
- (5) 同一トンネルであっても、上半頂部に配置するか、あるいは上半頂部を外すかは、支保パターン毎に使い分け、支保の作用効果、経済性の双方に優れた最適な配置を選定する。

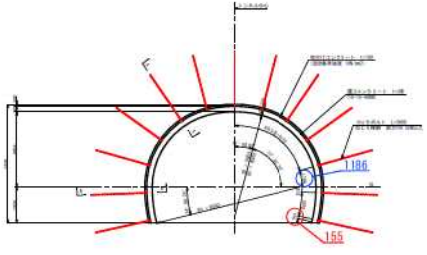
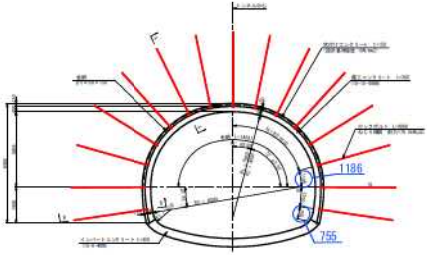
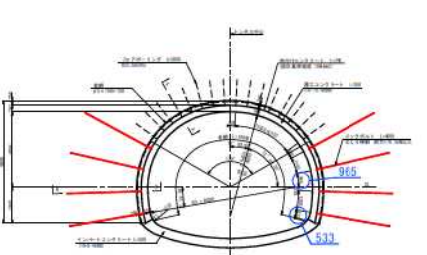
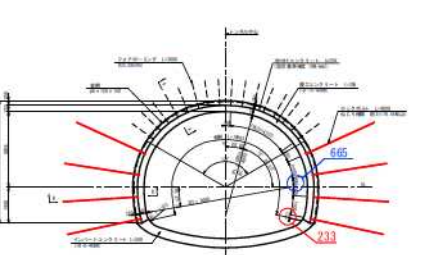
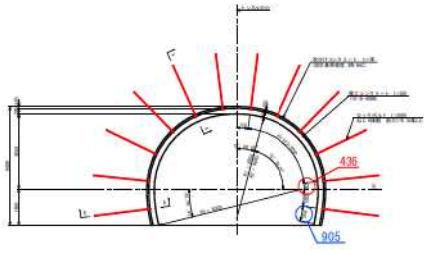
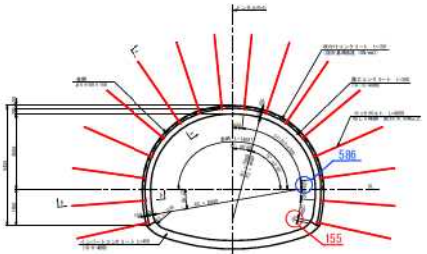
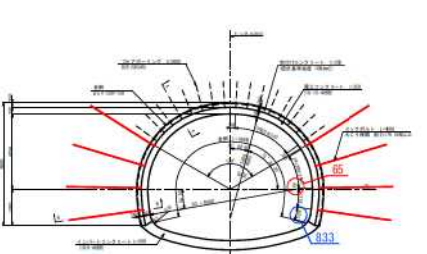
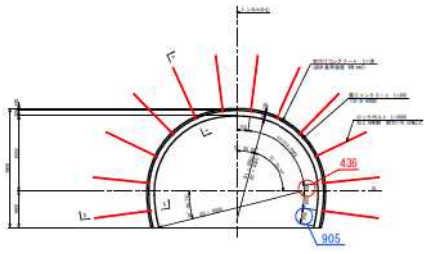
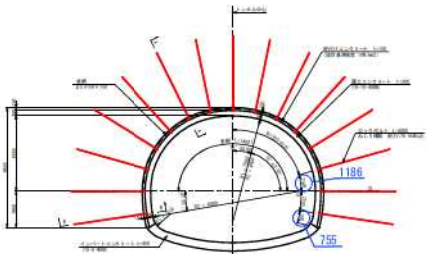
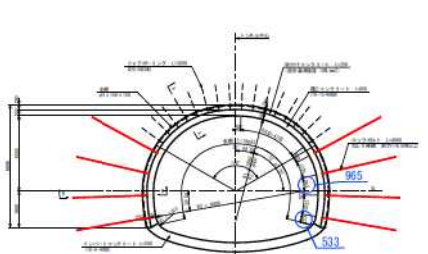


- : 上半頂部に配置する計画
- △ : 上半頂部を外して配置する計画

図-4.3.2 ロックボルトの配置の考え方(頂部配置の採用例)

出典：「H24 近畿地整設計便覧(案)道路編 P. 8-27」

2号トンネル ロックボルトの配置計画

| | CⅡ-b 断面 | DI-b 断面 | DⅢa 断面 | |
|---|---|--|---|---|
| 比較案 | 〔センター配置 N=13本〕 | 〔センター配置 N=15本〕 | 〔FP最大配置時の端部より600mm離れた位置からRBを打設した配置 N=8本 (FP=15.5本)〕 | 〔FP最大配置時の端部より900mm離れた位置からRBを打設した配置 N=8本 (FP=15.5本)〕 |
| |  |  |  |  |
| | 打設機械のガイドセル高さを考慮した500mm程度の離隔を下半盤で確保できない。 | 打設機械のガイドセル高さを考慮した500mm程度の離隔を上半盤共に確保できる。 | 打設機械のガイドセル高さを考慮した500mm程度の離隔を上半盤共に確保できる。 | 打設機械のガイドセル高さを考慮した500mm程度の離隔を下半盤で確保できない。 |
| | 〔センターをはずした配置 N=12本〕 | 〔センターをはずした配置 N=16本〕 | 〔FP最大配置時の端部より300mm離れた位置からRBを打設した配置 N=8本 (FP=15.5本)〕 | |
|  |  |  | | |
| 打設機械のガイドセル高さを考慮した500mm程度の離隔を下半盤で確保できる。 | 打設機械のガイドセル高さを考慮した500mm程度の離隔を下半盤で確保できない。 | 打設機械のガイドセル高さを考慮した500mm程度の離隔を上半盤で確保できない。 | | |
| 採用 | 〔センターをはずした配置 N=12本〕 | 〔センター配置 N=15本〕 | 〔FP最大配置時の端部より600mm離れた位置からRBを打設した配置 N=8本 (FP=15.5本)〕 | |
| |  |  |  | |
| | 打設機械のガイドセル高さを考慮した500mm程度の離隔を下半盤で確保できる。 | 打設機械のガイドセル高さを考慮した500mm程度の離隔を上半盤共に確保できる。 | 打設機械のガイドセル高さを考慮した500mm程度の離隔を上半盤共に確保できる。 | |

4.4 補助工法の検討（参考）

4.4.1 検討概要

トンネル掘削の施工の安全確保（切羽安定対策・湧水対策等）を目的とし、地山条件、掘削断面、地表面沈下の制限等の立地条件に基づき、補助工法の検討が必要な区間を抽出。その区間について、補助工法の必要性を検討し、安全性と経済性が得られる合理的な補助工法の検討を行う。

なお、当初発注には補助工法は見込まないため、施工時の切羽状況に応じて本検討結果を精査することが望ましい。

4.4.2 補助工法区間の抽出

(1) 概要

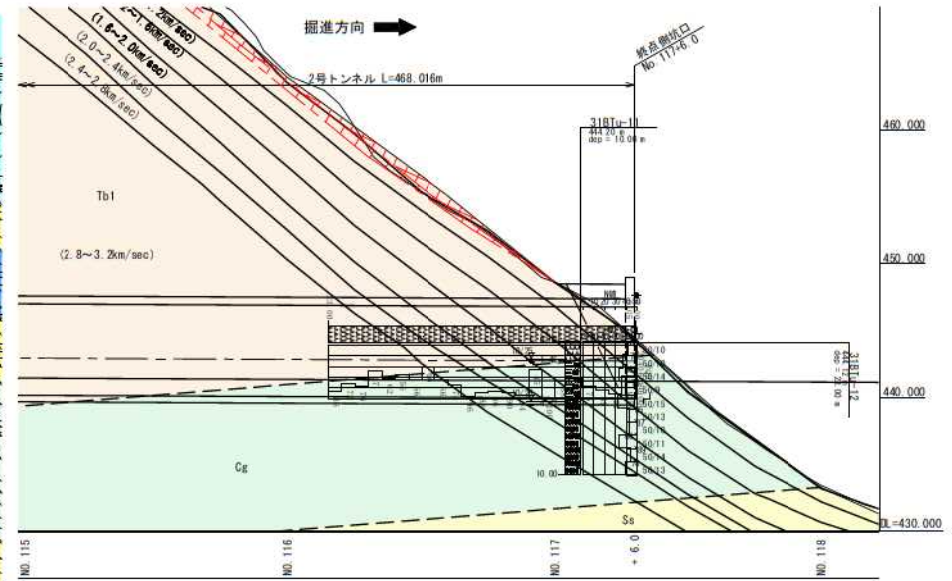
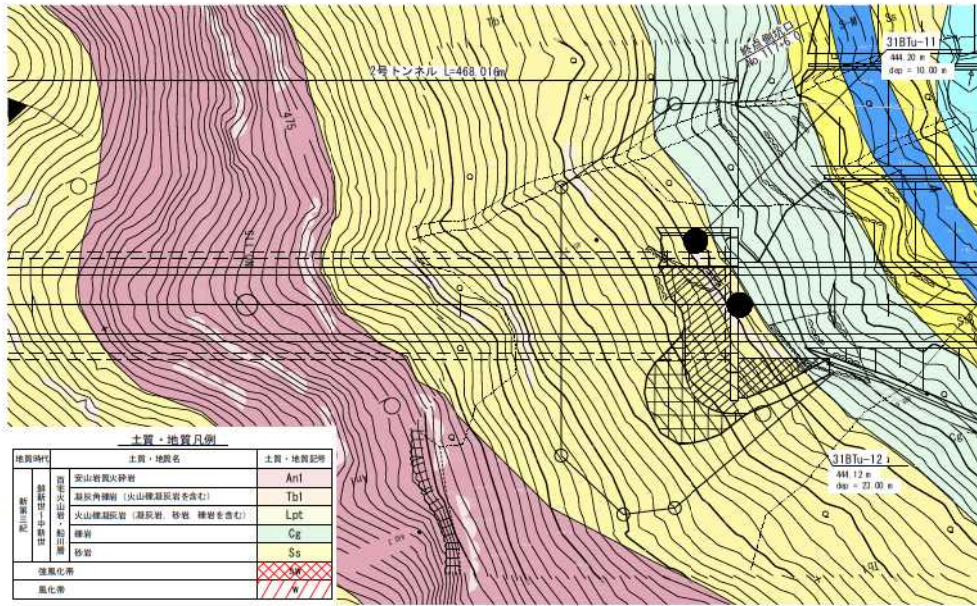
NATM工法を用いてトンネルを掘削する場合には、支保工が施工されて効果を発揮するまでの間、切羽および天端が安定している必要がある。特に土被りの浅い坑口部ではグラウンドアーチの形成が不十分であることから、天端付近の安定が損なわれるケースがある。

そのため、地質の状況により大別する岩級区分、風化区分において、ボーリングコアなどの情報を基に、地山状況による判定から、補助工法の要否、補助工法の区間を設定する。

(2) 補助工法区間設定

地山状況（風化区分）やボーリングコア等の情報を基に、補助工法の要否、補助工法の区間を設定した。次頁に区間設定図を示す。

【2号トンネル終点側坑口部】

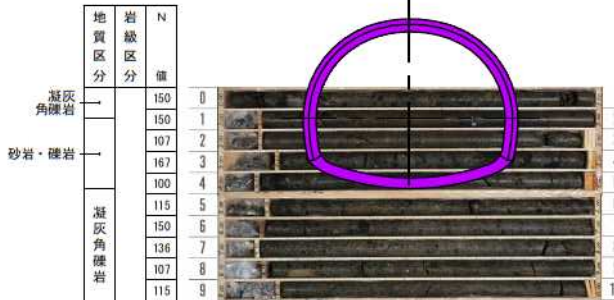


鉛直ボーリング 318Tu-11

0.00~1.45m: 凝灰角礫岩
コアは5cm~35cmの短棒状に採取される。礫はφ2~30mm程度の垂角礫で礫種は安山岩など。硬さはハンマー強打で割れる程度の硬さ。

1.45~4.72m: 砂岩・礫岩
砂岩と礫岩の互層。深度1.5~1.65m付近の砂岩と礫岩の境界面積率は20%前後。固結度は良好。コアは35~75cmの棒状に採取される。

4.72~10.00m: 凝灰質礫岩
礫はφ2~30mm、最大100mm程度の垂角~円礫。礫種は凝灰岩、安山岩、泥岩など固結度は良好で、コアは概ね5~50cmの短棒状に採取される。硬さはハンマー強打で割れる程度の硬さ。



水平ボーリング 318Tu-12

0.00~0.05m: シルト表土。

0.05~23.00m: 凝灰質礫岩
礫はφ5~100mmの垂角礫主体。礫種は緻密で硬い安山岩、多孔質安山岩を主体とする。緻密な安山岩は非常に硬く中硬岩相当を有する。コアは概ね15cm~40cmの短棒状に採取される。軟岩~中硬岩相当岩盤(礫部の安山岩は中硬岩相当)。ハンマー強打で割れる~割るのが困難な硬さ。亀裂部はやや風化変色する箇所あり。



| 地形・地質状況 | ボーリング結果 | 補助工法検討区間の設定 |
|--|--|---|
| <p>トンネル計画は斜面斜交となり、表土は薄い。</p> <p>固結度の高い塊状の凝灰角礫岩が主体。所々に亀裂があり、亀裂部は風化。下盤は砂岩。</p> | <p>鉛直ボーリング318Tu-11の深度1.45mまでは短棒状に採取され、硬さはハンマー強打で割れる程度の硬さの凝灰質礫岩からなる。N値は50以上を示す。</p> <p>水平ボーリング318Tu-12の深度0.05mまでは表土。深度0.05~23.00mまではコアは概ね15cm~40cmの短棒状に採取され、ハンマー強打で割れる~割るのが困難な硬さの軟岩~中硬岩相当の凝灰質礫岩からなる。R Q D値はほぼ50以上を示す。</p> | <p>【天端安定対策】不要 水平ボーリングで捉えられた表土は、坑口付け掘削により除去される。また、凝灰質礫岩はハンマー強打で割れるのが困難な硬さの軟岩~中硬岩相当であり、R Q D値も比較的高い値を示していることから、天端崩落の恐れはないものと判断する。</p> <p>【脚部沈下対策】不要 脚部に出現する地質のN値は50以上を示すことから、脚部沈下の恐れはないものと判断する。</p> |

(3) 補助工法の提案

1) 補助工法の分類

当該トンネルに対する補助工法は前述のとおり、天端安定対策を目的としたものが必要となる。

下表より選定される天端安定対策の内、「充填式フォアポーリング」は坑口部の標準パターンとして用いられるものであること、「パイプルーフ」、「水平ジェットグラウト（噴射攪拌）」、「スリットコンクリート」は道路交差部の地表面沈下対策等、制約条件の厳しい箇所で用いられ、高コストかつ、通常のトンネル施工機械設備、材料で対処が困難な対策であることから、比較対象外とする。

よって、「第1案：注入式フォアポーリング工法」、「長尺フォアパイリング工法」で比較検討を実施する。このうち、「長尺フォアパイリング工法」については、一般的に用いられる「第2案：長尺鋼管フォアパイリング（AGF）工法」に加え、鋼管径を小さくすることで経済的となる「第3案：小口径長尺鋼管フォアパイリング工法」、新工法である「第4案：多重式先受工法」を加えた比較を行うものとする。

表-4.4.1 補助工法の分類表

| 工法 | | 目的 | | | | | | 対象地山 | | | 摘要 | |
|---------|---------------|----------|-------|-------|---------|---------|---------|------|----|-----|----|----|
| | | 施工の安全確保 | | | 周辺環境の保全 | | | 硬岩 | 軟岩 | 未固結 | | |
| | | 切羽安定対策 | | | 地下水対策 | 地表面沈下対策 | 近接構造物対策 | | | | | |
| | | 天端の安定 | 鏡面の安定 | 脚部の安定 | | | | | | | | |
| 先受け工 | フォアポーリング | ○ | | | | | | ○ | ○ | ○ | ※1 | |
| | 長尺フォアパイリング | ○ | | | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ※3 | |
| | 水平ジェットグラウト | ○ | ○ | ○ | | | ○ | ○ | | ○ | ※3 | |
| | スリットコンクリート | ○ | | | | | ○ | ○ | | ○ | ※3 | |
| | パイプルーフ | ○ | | | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ※3 | |
| 鏡面の補強 | 鏡吹付けコンクリート | | ○ | | | | | ○ | ○ | ○ | ※1 | |
| | 鏡ボルト | | ○ | | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ※1 | |
| 脚部の補強 | ウイングリブ付き鋼製支保工 | | | ○ | | | ○ | | ○ | ○ | ※1 | |
| | 脚部吹付けコンクリート | | | ○ | | | ○ | | ○ | ○ | ※1 | |
| | 仮インパート | | | ○ | | | ○ | | ○ | ○ | ※1 | |
| | 脚部補強ボルト | | | ○ | | | ○ | | ○ | ○ | ※1 | |
| | 脚部補強パイル | | | ○ | | | ○ | | ○ | ○ | ※2 | |
| | 脚部補強サイドパイル | | | ○ | | | ○ | | ○ | ○ | ※2 | |
| | 脚部補強注入 | | | ○ | | | ○ | | ○ | ○ | ※3 | |
| 地下水水位対策 | 排水 | 水抜きボーリング | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | ○ | ※1 | |
| | | ウェルポイント | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | ○ | ※3 | |
| | | ディープウェル | ○ | ○ | ○ | ○ | | | ○ | ○ | ○ | ※3 |
| | | 水抜き坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | | | ○ | ○ | ○ | ※3 |
| | 止水 | 止水注入工法 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | ○ | ○ | ○ | ※3 |
| | | 凍結工法 | | | | ○ | ○ | | | | ○ | ※3 |
| | | 圧気工法 | | | | ○ | ○ | | | | ○ | ※3 |
| | 遮水壁工法 | | | | ○ | ○ | | | | ○ | ※3 | |
| 地山補強 | 垂直縫地工法 | ○ | | ○ | | | ○ | | ○ | ○ | ※3 | |
| | 注入工法、攪拌工法 | ○ | | ○ | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ※3 | |
| | 遮断壁工法 | | | | | | | | ○ | ○ | ※3 | |

注) ○ 比較的良好に採用される工法

※1 通常のトンネル施工機械設備、材料で対処が可能な対策

※2 適用する工法によって通常のトンネル施工機械設備、材料で対処が可能な工法と困難な工法がある対策

※3 通常のトンネル施工機械設備、材料で対処が困難で、専用の設備等を要する対策

出典：「トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説/平成28年8月/土木学会/P.287」

2) 多重式先受工法の特徴 [第4案]

a) 工法の概要

多重式先受工法は、トンネル外周にL=13.5mの鋼管を打設し、通常は無拡幅AGF工法よりもシフト長を短く(5m)し、無拡幅工法で鋼管の打設を周方向に0.90mピッチで千鳥に行い、多重式で打設する工法である。

b) 工法の主な特徴

- ① 天端部に常に二重の改良ゾーンが形成され、前方地山に剛性の高いシェルが構築できるため、先行地山の緩み抑制効果に優れる。
- ② 鋼管下部や鋼管間からの地山の抜け落ちが低減でき、掘削の安全性が向上する。
- ③ シフト数は増加するが一括施工が可能であり、かつ端末撤去管内に注入しないため、1本あたりの注水量を低減でき、従来のAGF工法と比較して、工期の短縮、工費の低減が図れる。
- ④ 逆止弁パッカーの設置により、端末撤去管内に注入材が流入しないため、撤去材料の再資源化が可能である。

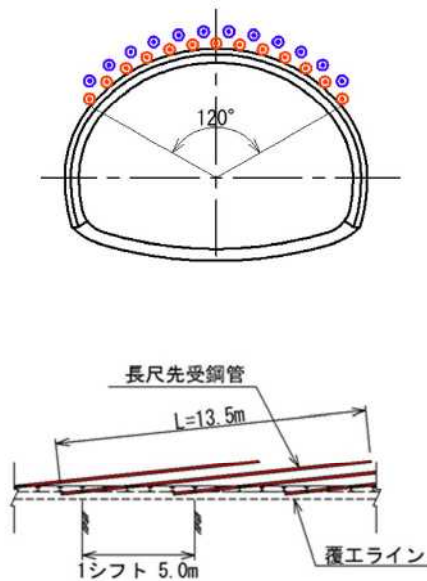


図-4.4.1 多重式先受工法概要図

| 工法名 | 概要図 |
|---------------|---|
| 従来工法 (無拡幅) | <p>掘削断面との離れが大きいことや、鋼管はシングル配置となることから、鋼管下部からの地山の剥落の危険性がある。</p> <p>9m シフト</p> |
| 多重式 先受工法 | <p>掘削断面との離れが小さいことや、鋼管や改良体はダブル配置となることから、鋼管下部からの地山の剥落の低減が可能がある。</p> <p>5m シフト</p> |

図-4.4.2 従来工法と多重式先受工法の比較

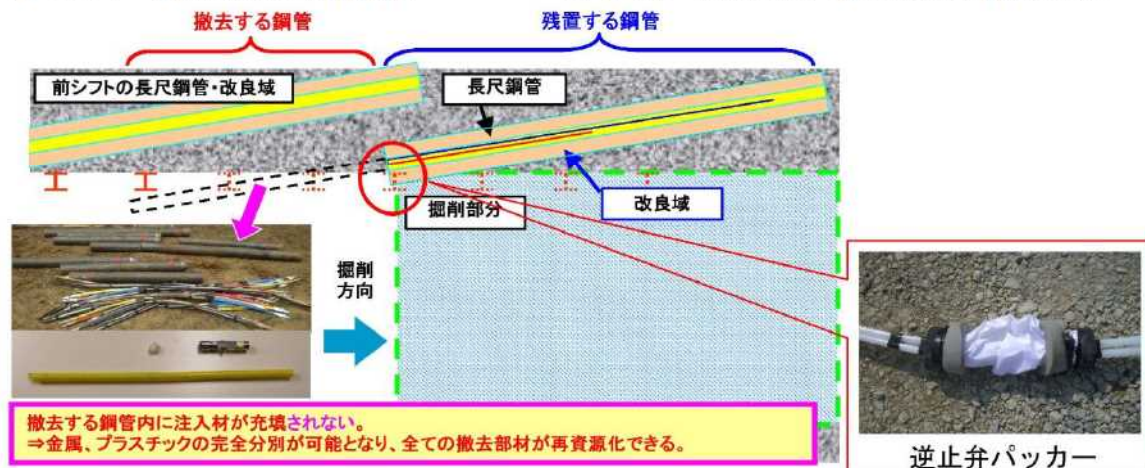


図-4.4.3 端末撤去管の打設イメージ

(3) 補助工法の比較

天端安定対策の補助工法として、採用が考えられる各工法の比較を以下に示す。

表-4.4.2 天端安定対策工一次選定表

| 補助工法 | | 第1案 | 第2案 | 第3案 | 第4案 |
|-----------|---------|---|---|--|---|
| | | 注入式フォアボーリング工法 | 長尺鋼管フォアパイル工法 (AGF) 工法 | 小口径長尺鋼管フォアパイル工法 | 多重式先受工法 |
| 工法概要 | | トンネル外周部にL=3m程度の注入鋼管を打設し、鋼管内から注入改良することで天端安定を図る。短尺で先受け効果は低いため、天端崩落を対象とした地質への対応に適用される。 | トンネル外周部にL=12.5mの長尺鋼管を打設し、鋼管内から注入改良することで天端に先受けを構築する。鋼管剛性が比較的高く、長尺であるため、天端崩落防止に加え、ゆるみ防止を要する軟弱・未固結部、近接施工対策等に有効である。 | トンネル外周部にL=12.5mの長尺鋼管を打設し、鋼管内から注入改良することで天端に先受けを構築する。小口径であるため、軽量、安価、簡便である。N値が小さい未固結土では適用性が低い。 | トンネル外周部にL=13.5m程度のAGF鋼管を多重式(千鳥)で打設し、通常の注入式長尺鋼管フォアパイル工法 (AGF工法) よりもシフト長を短くする。鋼管剛性と鋼管周辺の注入材による改良体によって、天端崩落防止効果、地山荷重支持効果、先行変位抑制効果を高める工法。 |
| 概要図 | 横断面図 | | | | |
| | 縦断面図 | | | | |
| 工法仕様 | | 施工位置 : 切羽から打設 施工機械 : ドリルジャンボ 鋼管長(先受け長) : 3.0 m 打設間隔 : 1.0 m 周方向打設ピッチ : 千鳥配置600 mm 鋼管径 : 27.2 mm 打設角度 : 10~30° 注入材 : 実績はウレタン系のみ NETIS登録 : なし(対象外) 特許 : なし | 施工位置 : 切羽から打設 施工機械 : ドリルジャンボ 鋼管長(先受け長) : 12.5 m 打設間隔 : 9.0 m 周方向打設ピッチ : 450 mm 鋼管径 : 114.3 mm 打設角度 : 8~10° 注入材 : 実績はウレタン系のみ NETIS登録 : なし 特許 : なし | 施工位置 : 切羽から打設 施工機械 : ドリルジャンボ 鋼管長(先受け長) : 12.5 m 打設間隔 : 9.0 m 周方向打設ピッチ : 450 mm 鋼管径 : 76.3 mm 打設角度 : 8~10° 注入材 : 実績はウレタン系のみ NETIS登録 : なし 特許 : なし | 施工位置 : 切羽から打設 施工機械 : ドリルジャンボ 鋼管長(先受け長) : 13.5 m 打設間隔 : 5.0 m 周方向打設ピッチ : 千鳥配置(900) mm 鋼管径 : 114.3 mm 打設角度 : 6~8° 注入材 : 実績はウレタン系が多い NETIS登録 : なし 特許 : なし |
| 対策効果・適用地盤 | 対策効果 | 改良効果で崩落防止に有効。先受け長が短く、鋼管剛性が低いため、低強度や超薄被り地山でのゆるみ抑制には不向きであるが、当該地山は問題ない。天端崩落を目的とする当現場では有効である。 | 先受け長が比較的に長いこと、天端安定やゆるみ抑制に対して効果が高い。天端崩落を目的とする当現場では有効である。 | 先受け長が比較的に長いこと、天端安定やゆるみ抑制に対して比較的效果が高い。天端崩落を目的とする当現場では有効である。 | 先受け長が比較的に長いこと、天端安定やゆるみ抑制に対して比較的效果が高い。天端崩落を目的とする当現場では有効である。 |
| | 対象地盤 | 改良効果で崩落防止を図るため、均質に改良できない粘性土では比較的效果が低いが、当該地山は砂質土であることから、効果は見込める。 | 鋼管剛性、改良効果の両者で安定を図るため、土質性状によらず効果が得られる(但し、粘性土の場合は脈状注入となる)。 | 鋼管剛性、改良効果の両者で安定を図るため、土質性状によらず効果が得られる(但し、粘性土の場合は脈状注入となる)。N値が小さい未固結地山では不安定化することが懸念される。 | 鋼管剛性、改良効果の両者で安定を図るため、土質性状によらず効果が得られる(但し、粘性土の場合は脈状注入となる)。 |
| 施工性 | | <ul style="list-style-type: none"> トンネル施工重機で施工可能 毎切羽で施工範囲の調整が可能(切羽状況対応:高) | <ul style="list-style-type: none"> トンネル施工重機で施工可能 9m毎に施工範囲の調整が可能(切羽状況対応:低) | <ul style="list-style-type: none"> トンネル施工重機で施工可能 9m毎に施工範囲の調整が可能(切羽状況対応:低) | <ul style="list-style-type: none"> トンネル施工重機で施工可能 5m毎に施工範囲の調整が可能(切羽状況対応:中) |
| 概算工費 | 1シフト当り | ■■■■円/シフト | ■■■■円/シフト | ■■■■円/シフト | ■■■■円/シフト |
| | 1m当り | ■■■■円/m | ■■■■円/m | ■■■■円/m | ■■■■円/m |
| 工程 | 起点側対象範囲 | ■■■■円 | ■■■■円 | ■■■■円 | ■■■■円 |
| | 1シフト当り | 212分/シフト | 1,612分/シフト | 1,062分/シフト | 843分/シフト |
| 適応 | 1シフト当り | 212分/m | 179分/m | 118分/m | 169分/m |
| | 適応 | 施工性に優れ、改良効果も見込める。施工区間が短い場合、経済的となる。本地山に対する天端対策は、天端崩落を目的としており、改良効果で崩落防止に有効かつ、毎切羽で施工範囲の調整が可能な本案を採用する。 | 先行変位抑制効果は高いが、トンネル天端との離隔が大きくなる区間での抜け落ち等により十分な先受け効果が得られない可能性がある。ただし、対象延長が2.0mと短いことから、本工法における施工は過大となり、現実的ではない。 | 先行変位抑制効果は高いが、トンネル天端との離隔が大きくなる区間での抜け落ち等により十分な先受け効果が得られない可能性がある。ただし、対象延長が2.0mと短いことから、本工法における施工は過大となり、現実的ではない。 | 始めおよび終わりのシフトは900mmピッチとなるため、注入式フォアボーリング等の隙間対策が必要となるが、鋼管と切羽の離隔距離が小さく改良効果が高い。ただし、対象延長が2.0mと短いことから、本工法における施工は過大となり、現実的ではない。 |

(5) 補助工法の選定

前述した起点側坑口部の補助工法検討区間は、2.0mと短区間であり、また、沈下抑制等ではなく、天端崩落を目的とするものであることから、「長尺フォアパイリング工法」として抽出した「第2案：長尺鋼管フォアパイリング（AGF）工法」、「第3案：小口径長尺鋼管フォアパイリング工法」、「第4案：多重式先受工法」を施工することは過大となり、現実的ではない。

よって、「第1案：注入式フォアボーリング工法」を推奨工法とする。

4.4.3 注入材の選定

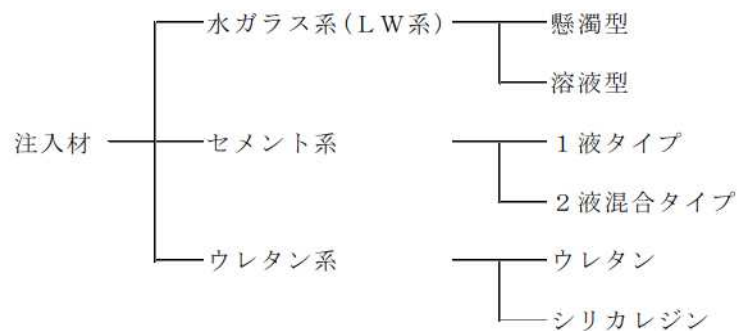
(1) 注入材の目的

トンネル補助工法における地山注入の目的は、隣接する注入ボルト等の中の地山の結合力を高め、地山自体の支保能力を高めることにより天端部の崩落に起因する周辺地山の不安定化を防止することである。そのために、注入材には次のような特性が要求される。

- ①岩片同士の高強度の接着力を確保することができる。
- ②注入ボルト周辺の限定された地山を改良することができる。(地山内へ逸走を起こさない)
- ③強度発現が早く、注入後すぐに掘削できる。
- ④湧水に対して安定した効果が発揮できる。

(2) 注入材の分類

注入材は大別すると水ガラス系、セメント系、ウレタン系がある。



この中で、水ガラス系のものは、短期的な地盤の安定には比較的使用されるが、専門業者による施工を必要とし、強度が小さい。従って、強度が要求される地山注入では適さないため、今回は比較の対象から除外する。

(3) 注入材の特性

ここではウレタン系注入材とセメント系注入材の一般的な特性について述べるものとする。

表-4.4.3 注入材の効果・特性一覧表

| 注入材 | 効果・特性 |
|--------------|--|
| ウレタン系 注入材 | <ul style="list-style-type: none"> ・セメント系注入材に比べ岩塊間を結合させる接着力が大きい。(○) ・靱性が大きいので、切羽、天端の崩落を確実に防止できる。 ・確実な限定注入が可能である。(○) ・リークに対してはインターバル注入で容易に対応できる。 ・強度発現が早く、注入後すぐに掘削が可能となる。(○) ・従来のウレタンは湧水により反応し、懸濁および泡立ちが発生しやすい。 ・シリカレジンは湧水に対する安定性が高く、確実な効果を発揮できる。(○) ・ライズタイムが短いため、高圧での注入が可能となり、細かい亀裂まで確実に充填できる。 ・比較的高価(ウレタン)。 ・注入式フォアポーリング・長尺先受け工法での施工実績は多い。 |
| セメント系 注入材 | <ul style="list-style-type: none"> ・ウレタン系注入材に比べ、岩塊間を結合させる接着力が小さい。(△) ・靱性は小さいが、注入された部分を「硬く」することができる。 ・ホモゲル強度があまり高くないので、割裂注入形態を形成する場合にはあまり有効でない。 ・ゲルタイムの調整等、コントロールが難しい。リークへの対応が難しい。(△) ・強度発現に時間を要するため、注入後養生が必要となり、掘削サイクルにロスが生じる。(△) ・湧水に対しては注入材の劣化や流出等の可能性がある。(△) ・高圧で注入した場合、残存応力により地山を破壊する恐れもある。また逸走する恐れもあり、細かい亀裂への確実な充填は難しい。 ・注入式フォアポーリングでの施工実績は比較的多いが、長尺先受け工法での施工実績は比較的少ない。 |

(4) 注入材の比較選定

「ウレタン系(シリカレジ、ン、ウレタン)とセメント系(超微粒子セメント+急硬混和材、特殊速効性セメント、特殊ガラス系懸濁型)の5種類について、比較検討を行った。

セメント系材料は、経済性には優れるが、施工時のリーク時の対応、動水地盤における固結性、薬液の逸走性、限定改良性、施工性(注入速度が遅い)、改良効果においてウレタン系に劣ることより、ウレタン系を選定する。

ウレタン系(シリカレジ、ン、ウレタン)の両者は、ほぼ同程度の改良効果と施工性を有するが、動水地盤における固結性、経済性に優れるシリカレジ、ンを採用する。

天端崩落防止・地山の緩み防止

| 対策項目 | セメント系注入材 | | | | ウレタン系注入材 | |
|-------------|--|---|--|---|--|-----------------|
| | 超微粒子セメント+急硬型材：セメント系1，5ショット方式 | 特殊速硬化セメント：セメント系1ショット方式 | 特殊水ガラス系懸濁液：セメント系1，5ショット方式 | シリカレジン | ウレタン | |
| 注入材料 | 超微粒子セメント+急硬型材：セメント系1，5ショット方式 | 特殊速硬化セメント：セメント系1ショット方式 | 特殊水ガラス系懸濁液：セメント系1，5ショット方式 | シリカレジン | ウレタン | |
| 使用区分 | ホモゲル強度があまり高くないので、割製注入形態を形成する場合にはあまり有効でない。地山改良効果を期待しない場合にはボルト内への充填及び周辺地山との定着を目的に使用されるケースもある。 | 浸透性が悪く、かつホモゲル強度が小さいことから、浸透注入・割製注入共にあまり有効でない。地山改良効果を期待しない場合にはボルト内への充填及び周辺地山との定着を目的に使用されるケースもある。 | ・砂・マサ土等比較的細かい間隙のある地山～亀裂性の岩と比較的幅広い範囲の地山に適している。 | ・砂・マサ土等比較的細かい間隙のある地山～亀裂性の岩とあらゆる地山に適しており、ウレタン系注入材の中では経済的となることから注入式アオアポーリングおよびAGF工法の標準注入材として使用されている。 | ・砂・マサ土等比較的細かい間隙のある地山～亀裂性の岩とあらゆる地山に適している。偏圧・崩落処理・超硬土被り部など高強度の改良が必要とされる地山に使用する。 | |
| 浸透性 | 超微粒子セメントの使用によりある程度の浸透性はあるが、溶成型に比べ劣る。 | 粒子が大きいため、浸透性が悪い。 | 超微粒子セメントと溶解型の水ガラスの使用により比較的浸透性はあるが、シリカレジンに比べ劣る。 | 発泡による接着力が大きく、早期強度が得られることにより浸透注入・割製注入の双方に有効である。 | 発泡による接着力が大きく、早期強度が得られることにより浸透注入・割製注入の双方に有効である。 | |
| 硬化時間 | 30～300秒(ゲル化) (少しづつ粘性が高まり流動性がなくなる。) | 60～120分(ゲル化) | 30～180秒(ゲル化) (ゲル化特性を有する。) | 45～120秒(硬化反応終了時間) (急激に発泡し、地山の内部応力や岩片間の結合力を高める。) | 30～90秒(硬化反応終了時間) (急激に発泡し、地山の内部応力や岩片間の結合力を高める。) | |
| 材料強度 | 1日→13kgf/cm ² (注入後養生が必要となり、掘削時に発生する。) | 1日→10kgf/cm ² (注入後養生が必要となり、掘削時に発生する。) | 1日→30～50kgf/cm ² (ゲル化後、3hrで強度は1.5kgf/cm ² とやや小さい。) | 発泡後→30～40kgf/cm ² (早期強度が得られるため、注入後すぐに掘削が可能。) | 発泡後→40～60kgf/cm ² (早期強度が得られるため、注入後すぐに掘削が可能。) | |
| 岩片間の接着力 | (硬化すれば大きな強度は得られるが、接着力は小さい。) | (硬化すれば大きな強度は得られるが、接着力は小さい。) | (硬化すれば大きな強度は得られるが、接着力は小さい。) | 発泡後→10～20kgf/cm ² (割製・浸透注入し、発泡により、地山の内部応力を高め、岩片間の結合力は大きい。また接着強度も大きい。) | 発泡後→10～20kgf/cm ² (割製・浸透注入し、発泡により、地山の内部応力を高め、岩片間の結合力は大きい。また接着強度も大きい。) | |
| リーク時の対応 | 少量ならばインターバル注入で処置可となるが、実際は、処理困難。また亀裂の多い地山や湧水地山ではリークしやすく、地山状況に大きく左右される。 | 処置不可。 | ある程度のリークはインターバル注入で対応可能。 | 発泡しインターバル注入が可能なため処置可。 | 発泡しインターバル注入が可能なため処置可。 | |
| 注 入 材 | 湧水中には、流出する場合有り。特にロングゲルタイプの場合は流出しやすいため。 △× | 一般的に流出。 × | 湧水地盤では、流出する可能性がある。 ○ | 湧水地山でもよく固結し、止水効果も得られ、水質等を汚染することはない。 ○ | 湧水地山では一部裂隙の流出が見られ、河川の内岸、泡立が見られる。固結強度も低下する。 △ | |
| | 注入後動揺時に水に混濁し、セメント粒子は比重が大きいので底層に沈みます。 3分後 10分後 | 注入後動揺時に水に混濁し、セメント粒子は比重が大きいので底層に沈みます。 3分後 10分後 | 注入後動揺時に水に混濁し、セメント粒子は比重が大きいので底層に沈みます。 3分後 10分後 | 混合液 3分後 10分後 | 混合液 3分後 10分後 | 混合液 3分後 10分後 |
| | △× 中～大 | △× 大 | △× 小～中 | ○ 小 | ○ 小 | |
| 凍液の透水性 | (ロングゲルの場合や湧水地山では特に透水性大) △× | △× | (ゲル化特性を有するため、ある程度の透水性の抑制が可能) △× | ○ | ○ | |
| 限定改良 | 一部不可～不可 (極初期段階の強度が極めて小さいため、限定改良は困難) △× | 不可 × | 可～一部不可 ○～△ | ○ 可 | ○ 可 | |
| 作業性及び設備 | 注入作業は坑内作業員でも施工可能。ただし現場での練り混ぜとなる為、作業員が多く必要。 △ | 通常のセメントミルクに使用する注入機で現場作業員にて施工可能。 ○ | 通常のセメントミルクに使用する注入機で現場作業員にて施工可能。 ○ | 軽量・簡便な注入機のため現場作業員にて施工可能。 ○ | 軽量・簡便な注入機のため現場作業員にて施工可能。 ○ | |
| 注入材の施工性 | ・注入量を多く必要とするため、注入時間が長い。強度発現にやや時間を要するため、注入後の早期掘削が困難で養生を要し、φ100mm程度が生じる。 ・亀裂の多い地山や湧水地山ではリークしやすく処理が困難。 ・注入ボース内に比重の大きなセメント粒子が沈降し、目詰まりを生じやすく、また使用後の整備に時間を要する。 ・1シフトあたりの使用量が少ない場合には材料ロスが多くなる。 △ | ・注入量を多く必要とするため、注入時間が長い。強度発現に時間を要するため、注入後の早期掘削が困難で養生を要し、φ100mm程度が生じる。 ・リークが止まらない。 ・1産性のため、ボース内、ミキサー内で硬化する可能性有り。 ・1シフトあたりの使用量が少ない場合には材料ロスが多くなる。 △ | ・注入量を多く必要とするため、注入時間が長い。 ・セメントミルクと同様の注入機を用いて、増員なく現場作業員にて施工可能。 ・1シフトあたりの使用量が少ない場合には材料ロスが多くなる。 ○ | ・発泡し、インターバル注入が可能なため、注入量が少量で済むので注入時間が短い。 ・早期強度が得られるため、注入後すぐに掘削が可能。 ・限定注入が可能である。 ○ | ・発泡し、インターバル注入が可能なため、注入量が少量で済むので注入時間が短い。 ・早期強度が得られるため、注入後すぐに掘削が可能。 ・限定注入が可能である。 ○ | |
| 地山改良効果 | ・鋼管(ボルト)周囲の限定改良及びリーク時の対応は非常に難しく、鋼管(ボルト)間からの抜け落ち、鋼管(ボルト)下部の剥離が懸念される。また地山のアーチ部を確実に改良することは困難であり、掘削時、大きな緩み荷重を誘発する恐れもある。 △ | ・鋼管(ボルト)周囲の限定改良及びリーク時の対応は不可能で、鋼管(ボルト)間からの抜け落ち、鋼管(ボルト)下部の剥離が懸念される。また地山のアーチ部を確実に改良することは不可能で、掘削時、大きな緩み荷重を誘発する恐れもある。 △ | ・注入効果、切羽掘削時の安定性、注入作業の施工性では、ウレタン系に劣るため、慎重な施工を要するもの、セメント系のみでは強度発現が最も早く不溶化ゲルを形成するため、比較的優れた改良効果、切羽の安定性を確保することができる。 ○ | ・切羽状況より注入量の対応ができ、限定注入が可能。地山の高強度改良、接着性大。湧水地山でもよく固結する。 ・鋼管(ボルト)間を確実に連結し、地山のアーチ部を確実に改良するため、掘削作業の安全性も高い。 ・岩層状の地質には発泡性能を有するため、地山改良効果が高い。 ○ | ・切羽状況より注入量の対応ができ、限定注入が可能。地山の高強度改良、接着性大。 ・鋼管(ボルト)間を確実に連結し、地山のアーチ部を確実に改良するため、掘削作業の安全性も高い。 ○ | |
| 経済性 | 対象土量1m ³ あたり n・a=30%と仮定すると 1,000L×0.30=300L 300L× <input type="text"/> 円/L= <input type="text"/> 円/m ³ ○ | 対象土量1m ³ あたり n・a=30%と仮定すると 1,000L×0.30=300L 300L× <input type="text"/> 円/L= <input type="text"/> 円/m ³ ○ | 対象土量1m ³ あたり n・a・U=15% (n・a=30%, U=50%)と仮定すると 1,000L×0.15=150L 150L× <input type="text"/> 円/L= <input type="text"/> 円/m ³ ○ | 対象土量1m ³ あたり n・a・U=15% (n・a=30%, U=50%)と仮定すると 1,000L×0.15=150L 150L×4×1.19kg/L=50kg/m ³ 50kg× <input type="text"/> 円/kg= <input type="text"/> 円/m ³ ○ | 対象土量1m ³ あたり n・a・U=15%と仮定すると 1,000L×0.15=150L 150L×4×1.19kg/L=50kg/m ³ 50kg× <input type="text"/> 円/kg= <input type="text"/> 円/m ³ △ | |
| 注入時間 | 対象土量1m ³ あたり 300L÷15L/分÷2台=10分/m ³ +養生時間 △ | 対象土量1m ³ あたり 300L÷15L/分÷2台=10分/m ³ +養生時間 △ | 対象土量1m ³ あたり 150L÷15L/分÷2台=5分/m ³ ○ | 対象土量1m ³ あたり 50kg÷5kg/分÷3台=3分/m ³ ○ | 対象土量1m ³ あたり 45kg÷5kg/分÷3台=3分/m ³ ○ | |
| 総合評価 | ・注入材の効果、施工性で不利となる。特に鋼管(ボルト)周囲の限定改良は難しく、鋼管(ボルト)間からの抜け落ち、鋼管(ボルト)下部の剥離が懸念される。また地山のアーチ部を確実に改良することは困難であり、掘削時、大きな緩み荷重を誘発する恐れもある。 ・注入量を多く必要とするため、注入時間が長い。 ・強度発現にやや時間を要するため、注入後の早期掘削が困難で養生を要し、φ100mm程度を生じる。 ・粉土化している当該地質では割製注入形態になりやすいため、有効ではない。 △ | ・注入材の効果、施工性で不利となる。特に鋼管(ボルト)周囲の限定改良は難しく、鋼管(ボルト)間からの抜け落ち、鋼管(ボルト)間からの抜け落ち、鋼管(ボルト)下部の剥離が懸念される。また地山のアーチ部を確実に改良することは不可能なため、掘削時、大きな緩み荷重が作用することになる。 ・注入量を多く必要とするため、注入時間が長い。 ・強度発現にやや時間を要するため、注入後の早期掘削が困難で養生を要し、φ100mm程度を生じる。 ・粉土化している当該地質では割製注入形態になりやすいため、有効ではない。 ○ | ・セメント系注入材ではあるが、従来型のセメント系注入材とシリカレジン注入材の中間的な注入材である。 ・注入効果、切羽掘削時の安定性、注入作業の施工性では、ウレタン系に劣るため、慎重な施工を要するもの、セメント系のみでは最も強度発現が早く不溶化ゲルを形成するため、比較的優れた改良効果、切羽の安定性を確保することができるが、土砂化の進行した地質の場合はシリカレジンと比較すると発泡性能を有しないため効果で劣り、やや割高となる。 ○ | ・比較的簡便に施工できる上に、地山改良効果も高い。 ・鋼管(ボルト)間を確実に連結し、地山のアーチ部を確実に改良するに安定であり、注入作業の安全性も高い。得られる効果に対して費用も割安で、注入式アオアポーリングおよびAGF工法の標準注入材として使用されている。 ・発泡性能を有するため、地山改良効果が高く、経済性においても有利である。 ○ | ・シリカレジンとはほぼ同様の以上の効果は得られるが、湧水がある場合は固結強度が低下する。偏圧・崩落処理など高強度の改良が必要とされる地山に適用する。 ・シリカレジンよりかなり高価となるため、近年ではほとんど使用されていない。 △ | |

4.4.4 参考資料

参考資料として以下の資料を添付する。

| | |
|------------------------|-----------|
| (1) 天端安定対策概算工事費 | |
| 1) 注入式フォアポーリング工法 | ・・・・・4-43 |
| 2) 長尺鋼管フォアパイリング（AGF）工法 | ・・・・・4-47 |
| 3) 小口径長尺鋼管フォアパイリング工法 | ・・・・・4-54 |
| 4) 多重式先受工法 | ・・・・・4-61 |

- (1) 天端安定対策概算工事費
 - 1) 注入式フォアポーリング工法

① サイクルタイムの算出

注入式フォアポーリング

| 項 目 | | 単位 | 注入材 | 備 考 | |
|-----------------|---------------|----------------|-------|--------------|--|
| | | | シリカレジ | | |
| 1 断面当り施工本数 | P | 本 | 16.5 | | |
| ポ ル ト 長 | L | m | 3.0 | | |
| 1 本 当 り 注 入 量 | Q | kg/本 | 45 | | |
| 1 本 当 り 削 孔 時 間 | B | 分 | 4 | 削孔/挿入 | |
| ポ ン プ 吐 出 量 | q | kg/分 | 4 | | |
| コ ー キ ン グ 養 生 | C | 分 | 6 | 3分/本 × 2分割施工 | |
| 削 孔 | 削 孔 準 備 | t ₁ | 分 | 10 | 10分 |
| | 削 孔 / 挿 入 | t ₂ | 分 | 66 | P×B |
| | 跡 片 付 け | t ₃ | 分 | 10 | 10分 |
| | 小 計 | T ₁ | 分 | 86 | t ₁ + t ₂ + t ₃ |
| 注 入 | 注 入 準 備 | t ₄ | 分 | 10 | 10分 |
| | 口 元 コ ー キ ン グ | t ₅ | 分 | 50 | P × 3分/本 |
| | 注 入 | t ₆ | 分 | 100 | [P×Q÷q+(P-2)×1] ÷ 2 |
| | 跡 片 付 け | t ₇ | 分 | 10 | 10分 |
| | 小 計 | T ₂ | 分 | 126 | t ₄ + t ₆ + t ₇ + C |
| 計 | | T | 分 | 212 | T ₁ + T ₂ |

※ポンプ使用台数 : 2 台

※削孔、注入作業は隣接孔への逸走防止のため奇数孔、偶数孔の交互施工とする。

② 直接工事費

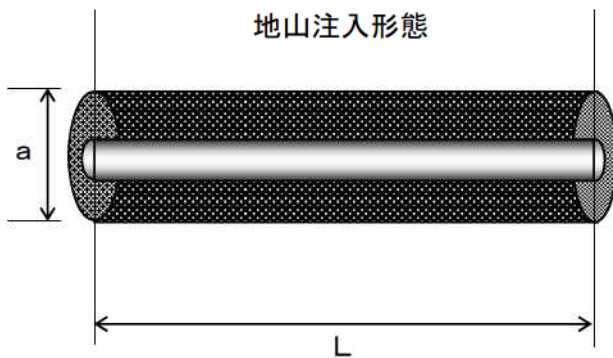
工法名： 注入式フォアポーリング
 使用薬液名： スーパーSRF

10 断面当り

| 項目 | 目 | 形状 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 備 | 考 |
|------------------|---|---------------------------|-----|-------|----|----|---|------------------------------------|
| 鋼管・注入材 | | | | | | | | |
| 注入材 | | シリカレジン | kg | 7,425 | | | | 45 kg/本 × 16.5 本/断面 × 10 断面 |
| コーキング剤 | | コーキングワゴン | 本 | 330 | | | | 2 本/孔 × 16.5 孔/断面 × 10 断面 |
| 注入ポルト | | 挿入型 | 式 | 1 | | | | 注入ポルト内訳参照 |
| クロスビット | | | 個 | 2,48 | | | | 3 m/本 × 16.5 本/断面 ÷ 200m × 10 断面 |
| ロッド | | | 本 | 0.50 | | | | 3 m/本 × 16.5 本/断面 ÷ 1,000m × 10 断面 |
| シャックスリーブ | | | 個 | 0.50 | | | | 3 m/本 × 16.5 本/断面 ÷ 1,000m × 10 断面 |
| ミキシングユニット | | ホ-ルバル付 | ヶ | 20 | | | | 2 ヶ/断面 × 10 断面 |
| 耐圧リバリ-ホ-ス | | L=20m × 2本 | 組 | 1 | | | | |
| 耐圧リバリ-ホ-ス | | L=1.5m × 2本 | 組 | 10 | | | | |
| ウエス | | メリヤス製 | kg | 165 | | | | 1 kg/本 × 16.5 本/断面 × 10 断面 |
| 小 | 計 | | | | | | | |
| 労務費 | | | | | | | | |
| 切羽監視責任者 | | | 人工 | 5.0 | | | | 212 × 8 ÷ 8 ÷ 420 × 1人 × 10 断面 |
| トンネル世話役 | | | 人工 | 5.0 | | | | 212 × 8 ÷ 8 ÷ 420 × 1人 × 10 断面 |
| トンネル特殊工 | | | 人工 | 30.3 | | | | 212 × 8 ÷ 8 ÷ 420 × 6人 × 10 断面 |
| トンネル作業員 | | | 人工 | 5.0 | | | | 212 × 8 ÷ 8 ÷ 420 × 1人 × 10 断面 |
| 施工指導員 | | | 人工 | 4.0 | | | | 2人/日 × 2日 |
| 小 | 計 | | | | | | | |
| 機械損料 | | | | | | | | |
| ドリルジャンボ運転 | | | Hr | 35.3 | | | | 212 ÷ 60 × 10 断面 |
| 注入ポンプ | | | 台・日 | 10.0 | | | | 2 台 × 10 断面 ÷ 2断面/日 |
| 集塵機運転 | | 2,400m ³ /min級 | 日 | 2.5 | | | | 212 ÷ (420分 × 2) × 10 断面 |
| 運搬台車 | | クレーン付トラック(4.0t) | Hr | 35.3 | | | | 212 ÷ 60 × 10 断面 |
| 注入台車 | | トラック(4.0t) | Hr | 35.3 | | | | 212 ÷ 60 × 10 断面 |
| 小 | 計 | | | | | | | |
| 諸雑費 | | | | | | | | |
| 合 | 計 | | | | | | | |
| m当り | | | | | | | | |
| 本当り | | | | | | | | |
| * 注入ポルト内訳 | | | | | | | | |
| PUポルト | | L= 3.0 m | 本 | 165 | | | | 16.5 本/断面 × 10 断面 |
| 小 | 計 | | | | | | | |

2) 長尺鋼管フォアパイリング (AGF) 工法

3. 注入量の算出



地山改良堆積

$$V1 = (a \cdot a - B \cdot B) \times \pi / 4 \times L \times 1,000$$

$$= 1,834.6 \text{ ℓ}$$

容積 (鋼管外)

$$V2 = (B \cdot B - D \cdot D) \times \pi / 4 \times L \times 1,000$$

$$= 25.1 \text{ ℓ}$$

容積 (鋼管内)

$$V3 = (d \cdot d) \times \pi / 4 \times L \times 1,000$$

$$= 102.7 \text{ ℓ}$$

地山注入量: Q1

$$Q1 = V1 \times (n \times \alpha \times U) \times (1 + \beta) \times \rho \times 1/F$$

$$= 1,834.6 \times 0.14 \times 1.05 \times 1.34 \times 1 / 4$$

$$= 90.3 \text{ kg/本}$$

鋼管外注入量: Q2

$$Q2 = V2 \times (1.0 \times 1.0) \times (1 + \beta) \times \rho \times 1/F$$

$$= 25.1 \times (1 + 0.05) \times 1.34 \times 1 / 4$$

$$= 8.8 \text{ kg/本}$$

鋼管内注入量: Q3

$$Q3 = V3 \times (1.0 \times 1.0) \times (1 + \beta) \times \rho \times 1/F$$

$$= 102.7 \times (1 + 0.05) \times 1.34 \times 1 / 4$$

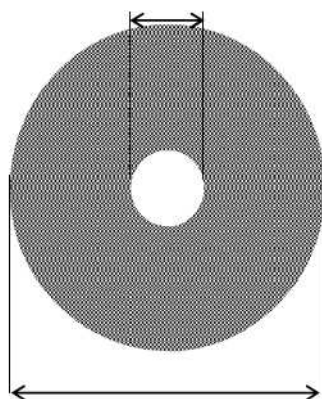
$$= 36.1 \text{ kg/本}$$

したがって注入量(Q)は

$$Q = Q1 + Q2 + Q3$$

$$= 135 \text{ kg/本}$$

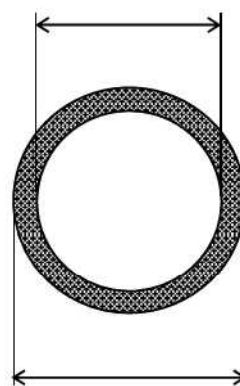
削孔径 125.0 mm



改良径 450 mm

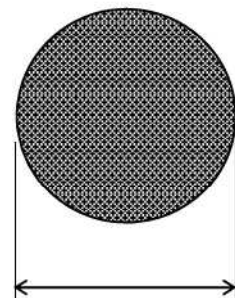
地山注入量(Q1)の算出

鋼管外径 114.3 mm



削孔径 125.0 mm

鋼管外容積(Q2)の算出



鋼管内径 102.3 mm

鋼管内容積(Q3)の算出

① サイクルタイムの算出

サイクルタイム

| 項 目 | | 単位 | 鋼管径 φ 114.3 シリカレジン | | 備 考 |
|-----------------------|------------------|-----------------|--------------------------|--|---|
| | | | | | |
| 1シフト当り施工本数 | P | 本 | 21 | | |
| 鋼 管 長 | L1 | m | 12.92 | | |
| 削 孔 長 | L2 | m | 12.50 | | |
| 改 良 長 | L3 | m | 12.50 | | |
| 1 本 当 り 注 入 量 | Q | kg/本 | 135 | | |
| 先 行 削 孔 時 間 | B | 分/本 | 3.0 | | |
| 1 m 当 り 推 進 時 間 | F | 分 | 8 | | 削孔、ロッド、鋼管接続、回収含む |
| ポ ン プ 吐 出 量 | q | kg/分 | 5 | | |
| 鏡 吹 付 け 面 積 | M | m ² | 33.5 | | |
| 吹 付 け コ ン ク リ ー ト 厚 | N | m | 0.1 | | |
| す り つ け コ ン ク リ ー ト 量 | V | m ³ | - | | |
| 準 備 工 | 鏡 吹 | 吹 付 け | 分 | 21 | $M \times N \times K1 (=1.25) \times 60 / 12$ |
| | | 小 計 | 分 | 21 | |
| | 先 行 削 孔 | 削 孔 準 備 | 分 | 20 | 2分割施工、10分/回×2 |
| | | 測 量 ・ マ ー キ ン グ | 分 | 53 | $P \times 5 \text{分/本} \div 2$ |
| | | 削 孔 | T ₂ 分 | 32 | $P \times B \div 2$ |
| | | 跡 片 付 け | 分 | 20 | 2分割施工、10分/回×2 |
| | 小 計 | 分 | 125 | | |
| | 打 設 工 | 削 孔 準 備 | 分 | 20 | 2分割施工、10分/回×2 |
| | | 削 孔 | 分 | 1,103 | $(P \times 5 + P \times L2 \times F) \div 2$ |
| | | 跡 片 付 け | 分 | 20 | 2分割施工、10分/回×2 |
| 小 計 | | 分 | 1,143 | | |
| 注 入 工 | 注 入 準 備 | 分 | 40 | 2分割施工、20分/回×2 | |
| | 口元コーキング・インサート管挿入 | 分 | 53 | $P \times 5 \text{分/本} \div 2$ | |
| | パ ッ カ 一 部 注 入 | 分 | 21 | $P \times 3 \text{分/本} \div 3$ | |
| | 注 入 | 分 | 189 | $P \times Q / (q \times 3)$ | |
| | 跡 片 付 け | 分 | 20 | 2分割施工、10分/回×2 | |
| 小 計 | 分 | 323 | | | |
| す り つ け 部 吹 付 け | | 分 | - | $V \times K2 (=1.43) \times 60 / 12$ | |
| 計 | T | 分 | 1,612 | | |
| 1 日 当 り 施 工 本 数 | | | 10.9 | $420 \text{分} \times 2 \text{方} / (T/P)$ | |

- ※ 鋼管径はφ114.3mmとする。
- ※ ドリルジャンボは170kg級とし、施工時には2ブームを使用する。
- ※ 注入ポンプ台数は3台を使用した場合。
- ※ 鋼管打設、注入作業は奇数孔、偶数孔の交互施工とする。

②直接工事費

1シフト当たりの直接工事費を算出する。

| 第1号 | | AGF-P工法 | | | | 12.5 m × 21本 | |
|--------|---------|---------|----|----|----|---------------|--|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 準備工 | 先行削孔工 | 式 | 1 | | | 第2号単価表 | |
| 打設工 | φ 114.3 | 式 | 1 | | | 第3号単価表 | |
| 注入工 | スーパーSRF | 式 | 1 | | | 第4号単価表 | |
| 鏡吹付け工 | | 式 | 1 | | | 第6号単価表 | |
| 計 | | | | | | | |
| 単位m当たり | | | | | | 1シフト掘削長 = 9 m | |

| 第2号 | | 先行削孔工 | | 1シフト当り単価表 | | 30 cm × 21本 | |
|-----------|--------------|-------|-------|-----------|----|------------------------------|--|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 0.30 | | | 1人 × 8h / 8h × 125分 / 420分/方 | |
| トンネル世話役 | | 人 | 0.30 | | | 1人 × 8h / 8h × 125分 / 420分/方 | |
| トンネル特殊工 | | 人 | 1.79 | | | 6人 × 8h / 8h × 125分 / 420分/方 | |
| トンネル作業員 | | 人 | 0.30 | | | 1人 × 8h / 8h × 125分 / 420分/方 | |
| 技術指導員 | AGF | 人 | 0.18 | | | 1人 × 125分 / 420分 × 3シフト/5シフト | |
| 親子ビット | φ 150 | 個 | 0.032 | | | 0.3m/本 / 200m/個 × 21本 | |
| ロッド | EH32M38-3050 | 本 | 0.006 | | | 0.3m/本 / 1000m/本 × 21本 | |
| 異径スリーブ | CM38R38NZ | 個 | 0.006 | | | 0.3m/本 / 1000m/個 × 21本 | |
| ドリルジャンボ運転 | | h | 1.42 | | | 85分 / 60分 | |
| 集塵機運転 | 2400m3/min級 | 日 | 0.15 | | | 125分 / (2 × 420分) | |
| 諸雑費 | | 式 | | | | (まるめ) | |
| 計 | | | | | | | |

| 第3号 | | 打設工 | | 1シフト当り単価表 | | 12.5m × 21本 | |
|------------|-----------------|-----|-------|-----------|----|------------------------------|---------------------------|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘 | 要 |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 2.72 | | | 1人 × 8h / 8h × | 1,143分 / 420分/方 |
| トンネル世話役 | | 人 | 2.72 | | | 1人 × 8h / 8h × | 1,143分 / 420分/方 |
| トンネル特殊工 | | 人 | 16.33 | | | 6人 × 8h / 8h × | 1,143分 / 420分/方 |
| トンネル作業員 | | 人 | 2.72 | | | 1人 × 8h / 8h × | 1,143分 / 420分/方 |
| 技術指導員 | AGF | 人 | 1.63 | | | 1人 × | 1,143分 / 420分 × 3シフト/5シフト |
| AGF鋼管 | φ 114.3 | 本 | 21.00 | | | 第5号単価表 (先端部牽引推進型) | |
| パイロットデバイス | UD38MP70SA-15 | 個 | 1.05 | | | 12.5m/本 × 21本 / 250m/組 | |
| リングロストビット | UL125SA76-172 | 個 | 21.00 | | | | |
| スタビライザー | AM38M38Z1 | 個 | 0.26 | | | 12.5m/本 × 21本 / 1000m/個 | |
| 異径スリーブ | CM38R38NZ | 個 | 0.26 | | | 12.5m/本 × 21本 / 1000m/個 | |
| ロッド(3.05m) | EH32M38-3050 | 本 | 0.79 | | | 12.5m/本 × 21本 / 1000m/本 × 3本 | |
| ロッド(3.66m) | ER32M38-3660 | 本 | 0.26 | | | 12.5m/本 × 21本 / 1000m/本 × 1本 | |
| T38スリーブ | CM38 | 個 | 0.79 | | | 12.5m/本 × 21本 / 1000m/個 × 3個 | |
| 保護キャップ | | 個 | 4.20 | | | 21本 × 0.2個/本 | |
| セントライザー | | 組 | 0.20 | | | | |
| サブセントライザー | | 組 | 0.20 | | | | |
| ドリルジャンボ運転 | | h | 18.38 | | | 1,103分 / 60分 | |
| 運搬台車 | クレーン付トラック(4.0t) | h | 2.00 | | | 120分 / 60分 | |
| 集塵機運転 | 2400m3/min級 | 日 | 1.36 | | | 1,143分 / (2 × 420分) | |
| 諸雑費 | | 式 | | | | (まるめ) | |
| 計 | | | | | | | |

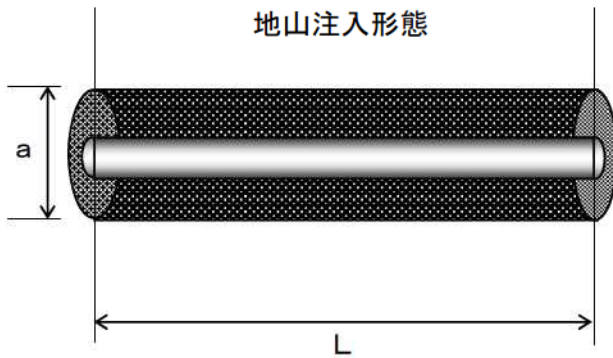
| 第4号 | | 注入工 | | 1シフト当り単価表 | | | |
|------------|---------------------|-----|---------|-----------|----|-------------------------------|-------------------------|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘 | 要 |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 0.77 | | | 1人 × 8h / 8h × | 323分 / 420分/方 |
| トンネル世話役 | | 人 | 0.77 | | | 1人 × 8h / 8h × | 323分 / 420分/方 |
| トンネル特殊工 | | 人 | 4.61 | | | 6人 × 8h / 8h × | 323分 / 420分/方 |
| トンネル作業員 | | 人 | 0.77 | | | 1人 × 8h / 8h × | 323分 / 420分/方 |
| 技術指導員 | | 人 | 0.46 | | | 1人 × | 323分 / 420分 × 3シフト/5シフト |
| シリカレジ | スーパーSRF | kg | 2,835.0 | | | 135kg × 21本 | |
| インサートパッカー | φ 80mmレンコン管(12.5m用) | 組 | 21.00 | | | | |
| 逆止弁 | ゴム製 | 個 | 21.00 | | | | |
| 逆止弁ストッパー | | 個 | 4.20 | | | 21本 × 0.2個/本 | |
| ミキシングユニット | | 個 | 6.00 | | | | |
| 耐圧テリハリーホース | φ 12 × 20m | 本 | 0.75 | | | | |
| 耐圧テリハリーホース | φ 12 × 1.5mボールバルブ付 | 本 | 6.00 | | | | |
| コーキング剤 | コーキングチューブ | 本 | 42.00 | | | 21孔 × 2本/孔 | |
| コーキング用ウエス | | kg | 21.00 | | | | |
| 注入ポンプ | 流量計一体型 | 日 | 1.15 | | | 323分 / (420分 × 2) × 3台 運転日あたり | |
| ドリルジャンボ運転 | | h | 0.88 | | | 53分 / 60分 | |
| 運搬台車 | クレーン付トラック(4.0t) | h | 1.00 | | | 60分 / 60分 | |
| 注入台車 | トラック(4.0t) | h | 1.00 | | | 60分 / 60分 | |
| 集塵機運転 | 2400m3/min級 | 日 | 0.38 | | | 323分 / (2 × 420分) | |
| 諸雑費 | | 式 | | | | (まるめ) | |
| 計 | | | | | | | |

| 第5号 | | AGF鋼管1本当り単価表 | | | L= 12.92 m | |
|-----|--------------|--------------|----|----|------------|------------|
| 名 称 | 規 格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘 要 |
| 先頭管 | L= 3.770 有効長 | 本 | 1 | | | ケーシングトップ含む |
| 中間管 | L= 3.050 有効長 | 本 | 2 | | | |
| 端末管 | L= 3.050 有効長 | 本 | 1 | | | 特殊埋設管 |
| 計 | | | | | | |

| 第6号 | | 鏡吹付けコンクリート工 | | | 1シフト当り単価表 | | t= 10 cm | |
|------------|--|----------------|------|----|-----------|------------------------------------|----------|--------|
| 名 称 | 規 格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘 要 | | |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 0.05 | | | 1人 × 8h / 8h × 21分 | / | 420分/方 |
| トンネル世話役 | | 人 | 0.05 | | | 1人 × 8h / 8h × 21分 | / | 420分/方 |
| トンネル特殊工 | | 人 | 0.30 | | | 6人 × 8h / 8h × 21分 | / | 420分/方 |
| トンネル作業員 | | 人 | 0.05 | | | 1人 × 8h / 8h × 21分 | / | 420分/方 |
| 吹付けコンクリート | | m ³ | 4.19 | | | 33.5 m ² × 0.1 m × 1.25 | | |
| 吹付け機運転 | 箱式・R一体型・コンプレッサ搭載・吐出8~22m ³ ・7m級 | h | 0.35 | | | 21分 / 60 | | |
| トラックミキサ運転 | 4.4~4.5m ³ | h | 0.35 | | | 21分 / 60 | | |
| 集塵機運転 | 2400m ³ /h | 日 | 0.03 | | | 21分 / (2 × 420分) | | |
| 吹付プラント設備運転 | 25m ³ /h | h | 0.50 | | | 30分 / 60 | | |
| 諸雑費 | | 式 | 1 | | | (まるめ) | | |
| 計 | | | | | | | | |

3) 小口径長尺鋼管フォアパイリング工法

3. 注入量の算出



地山改良堆積

$$V1 = (a \cdot a - B \cdot B) \times \pi / 4 \times L \times 1,000$$

$$= 1,908.5 \text{ ℓ}$$

容積 (鋼管外)

$$V2 = (B \cdot B - D \cdot D) \times \pi / 4 \times L \times 1,000$$

$$= 22.4 \text{ ℓ}$$

容積 (鋼管内)

$$V3 = (d \cdot d) \times \pi / 4 \times L \times 1,000$$

$$= 42.6 \text{ ℓ}$$

地山注入量: Q1

$$Q1 = V1 \times (n \times \alpha \times U) \times (1 + \beta) \times \rho \times 1/F$$

$$= 1,908.5 \times 0.14 \times 1.05 \times 1.34 \times 1 / 4$$

$$= 94.0 \text{ kg/本}$$

鋼管外注入量: Q2

$$Q2 = V2 \times (1.0 \times 1.0) \times (1 + \beta) \times \rho \times 1/F$$

$$= 22.4 \times (1 + 0.05) \times 1.34 \times 1 / 4$$

$$= 7.9 \text{ kg/本}$$

鋼管内注入量: Q3

$$Q3 = V3 \times (1.0 \times 1.0) \times (1 + \beta) \times \rho \times 1/F$$

$$= 42.6 \times (1 + 0.05) \times 1.34 \times 1 / 4$$

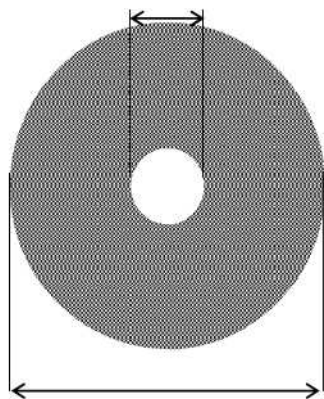
$$= 15.0 \text{ kg/本}$$

したがって注入量(Q)は

$$Q = Q1 + Q2 + Q3$$

$$= 117 \text{ kg/本}$$

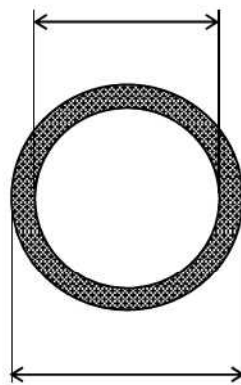
削孔径 90.0 mm



改良径 450 mm

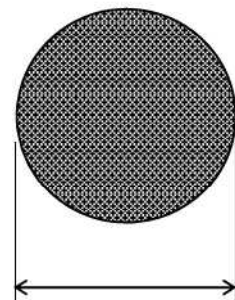
地山注入量(Q1)の算出

鋼管外径 76.3 mm



削孔径 90.0 mm

鋼管外容積(Q2)の算出



鋼管内径 65.9 mm

鋼管内容積(Q3)の算出

① サイクルタイムの算出

サイクルタイム

| 項 目 | | 単位 | 鋼管径 | 備 考 | |
|-----------------------|------------------|-----------------|------------------|--|---|
| | | | φ 76.3 シリカレジン | | |
| 1シフト当り施工本数 | P | 本 | 21 | | |
| 鋼 管 長 | L1 | m | 12.82 | | |
| 削 孔 長 | L2 | m | 12.50 | | |
| 改 良 長 | L3 | m | 12.50 | | |
| 1 本 当 り 注 入 量 | Q | kg/本 | 117 | | |
| 先 行 削 孔 時 間 | B | 分/本 | 3.0 | | |
| 1 m 当 り 推 進 時 間 | F | 分 | 4 | 削孔、ロッド、鋼管接続、回収含む | |
| ポ ン プ 吐 出 量 | q | kg/分 | 5 | | |
| 鏡 吹 付 け 面 積 | M | m ² | 33.5 | | |
| 吹 付 け コ ン ク リ ー ト 厚 | N | m | 0.1 | | |
| す り つ け コ ン ク リ ー ト 量 | V | m ³ | - | | |
| 準 備 工 | 鏡 吹 | 吹 付 け | 分 | 21 | $M \times N \times K1(=1.25) \times 60 / 12$ |
| | | 小 計 | 分 | 21 | |
| | 先 行 削 孔 | 削 孔 準 備 | 分 | 20 | 2分割施工、10分/回×2 |
| | | 測 量 ・ マ ー キ ン グ | 分 | 53 | $P \times 5 \text{分/本} \div 2$ |
| | | 削 孔 | T ₂ 分 | 32 | $P \times B \div 2$ |
| | | 跡 片 付 け | 分 | 20 | 2分割施工、10分/回×2 |
| | | 小 計 | 分 | 125 | |
| | 打 設 工 | 削 孔 準 備 | 分 | 20 | 2分割施工、10分/回×2 |
| | | 削 孔 | 分 | 578 | $(P \times 5 + P \times L_2 \times F) \div 2$ |
| | | 跡 片 付 け | 分 | 20 | 2分割施工、10分/回×2 |
| 小 計 | | 分 | 618 | | |
| 注 入 工 | 注 入 準 備 | 分 | 40 | 2分割施工、20分/回×2 | |
| | 口元コーキング・インサート管挿入 | 分 | 53 | $P \times 5 \text{分/本} \div 2$ | |
| | パ ッ カ 一 部 注 入 | 分 | 21 | $P \times 3 \text{分/本} \div 3$ | |
| | 注 入 | 分 | 164 | $P \times Q / (q \times 3)$ | |
| | 跡 片 付 け | 分 | 20 | 2分割施工、10分/回×2 | |
| | 小 計 | 分 | 298 | | |
| す り つ け 部 吹 付 け | | 分 | - | $V \times K2(=1.43) \times 60 / 12$ | |
| 計 | T | 分 | 1,062 | | |
| 1 日 当 り 施 工 本 数 | | | 16.6 | $420 \text{分} \times 2 \text{方} / (T/P)$ | |

- ※ 鋼管径はφ76.3mmとする。
- ※ ドリルジャンボは170kg級とし、施工時には2ブームを使用する。
- ※ 注入ポンプ台数は3台を使用した場合。
- ※ 鋼管打設、注入作業は奇数孔、偶数孔の交互施工とする。

②直接工事費

1シフト当たりの直接工事費を算出する。

| 第1号 | | パノラマ工法(φ76.3) | | | 12.5 m × 21本 | |
|--------|---------|---------------|----|----|--------------|---------------|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| 準備工 | 先行削孔工 | 式 | 1 | | | 第2号単価表 |
| 打設工 | φ 76.3 | 式 | 1 | | | 第3号単価表 |
| 注入工 | スーパーSRF | 式 | 1 | | | 第4号単価表 |
| 鏡吹付け工 | | 式 | 1 | | | 第6号単価表 |
| 計 | | | | | | |
| 単位m当たり | | | | | | 1シフト掘削長 = 9 m |

| 第2号 | | 先行削孔工 | | | 1シフト当り単価表 | | 30 cm × 21本 | |
|-----------|--------------------------|-------|-------|----|-----------|------------------------------|-------------|--|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 0.30 | | | 1人 × 8h / 8h × 125分 / 420分/方 | | |
| トンネル世話役 | | 人 | 0.30 | | | 1人 × 8h / 8h × 125分 / 420分/方 | | |
| トンネル特殊工 | | 人 | 1.79 | | | 6人 × 8h / 8h × 125分 / 420分/方 | | |
| トンネル作業員 | | 人 | 0.30 | | | 1人 × 8h / 8h × 125分 / 420分/方 | | |
| 技術指導員 | パノラマ | 人 | 0.18 | | | 1人 × 125分 / 420分 × 3シフト/5シフト | | |
| 親子ビット | | 個 | 0.032 | | | 0.3m/本 / 200m/個 × 21本 | | |
| ロッド | L=3050 | 本 | 0.006 | | | 0.3m/本 / 1000m/本 × 21本 | | |
| シャンクスリーブ | (異形スリーブ) | 個 | 0.006 | | | 0.3m/本 / 1000m/個 × 21本 | | |
| ドリルジャンボ運転 | | h | 1.42 | | | 85分 / 60分 | | |
| 集塵機運転 | 2400m ³ /min級 | 日 | 0.15 | | | 125分 / (2 × 420分) | | |
| 諸雑費 | | 式 | | | | (まるめ) | | |
| 計 | | | | | | | | |

| 第3号 | | 打設工 | | 1シフト当り単価表 | | 12.5m × 21本 | |
|------------|--------------------------|-----|-------|-----------|----|------------------------------|--|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 1.47 | | | 1人 × 8h / 8h × 618分 / 420分/方 | |
| トンネル世話役 | | 人 | 1.47 | | | 1人 × 8h / 8h × 618分 / 420分/方 | |
| トンネル特殊工 | | 人 | 8.83 | | | 6人 × 8h / 8h × 618分 / 420分/方 | |
| トンネル作業員 | | 人 | 1.47 | | | 1人 × 8h / 8h × 618分 / 420分/方 | |
| 技術指導員 | パノラマ | 人 | 0.88 | | | 1人 × 618分 / 420分 × 3シフト/5シフト | |
| パノラマ鋼管 | φ 76.3 | 本 | 21.00 | | | 第5号単価表 (先端部牽引推進型) | |
| インナーデバイス | φ76.3用 | 個 | 1.05 | | | 12.5m/本 × 21本 / 250m/組 | |
| ロストビット | φ76.3用 | 個 | 21.00 | | | | |
| シャンクスリーブ | (異形スリーブ) | 個 | 0.26 | | | 12.5m/本 × 21本 / 1000m/個 | |
| ロッド(3.05m) | | 本 | 0.79 | | | 12.5m/本 × 21本 / 1000m/本 × 3本 | |
| ロッド(4.00m) | | 本 | 0.26 | | | 12.5m/本 × 21本 / 1000m/本 × 1本 | |
| スリーブ | カップリング | 個 | 0.79 | | | 12.5m/本 × 21本 / 1000m/個 × 3個 | |
| 保護キャップ | ディスチャージヘッド | 個 | 4.20 | | | 21本 × 0.2個/本 | |
| セントライザー | | 組 | 0.20 | | | | |
| サブセントライザー | | 組 | 0.20 | | | | |
| ドリルジャンボ運転 | | h | 9.63 | | | 578分 / 60分 | |
| 運搬台車 | クレーン付トラック(4.0t) | h | 2.00 | | | 120分 / 60分 | |
| 集塵機運転 | 2400m ³ /min級 | 日 | 0.74 | | | 618分 / (2 × 420分) | |
| 諸雑費 | | 式 | | | | (まるめ) | |
| 計 | | | | | | | |

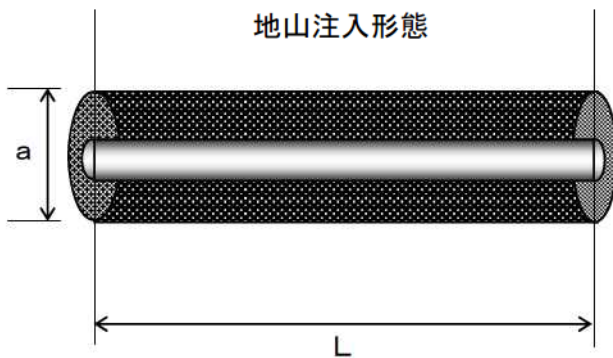
| 第4号 | | 注入工 | | 1シフト当り単価表 | | | |
|------------|--------------------------|-----|---------|-----------|----|-------------------------------|--|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 0.71 | | | 1人 × 8h / 8h × 298分 / 420分/方 | |
| トンネル世話役 | | 人 | 0.71 | | | 1人 × 8h / 8h × 298分 / 420分/方 | |
| トンネル特殊工 | | 人 | 4.26 | | | 6人 × 8h / 8h × 298分 / 420分/方 | |
| トンネル作業員 | | 人 | 0.71 | | | 1人 × 8h / 8h × 298分 / 420分/方 | |
| 技術指導員 | | 人 | 0.43 | | | 1人 × 298分 / 420分 × 3シフト/5シフト | |
| シリカレジン | スーパーSRF | kg | 2,457.0 | | | 117kg × 21本 | |
| インサートパッカー | チューブ式 | 組 | 21.00 | | | | |
| 逆止弁 | パノラマ用 | 個 | 21.00 | | | | |
| 逆止弁ストッパー | パノラマ用 | 個 | 4.20 | | | 21本 × 0.2個/本 | |
| ミキシングユニット | | 個 | 6.00 | | | | |
| 耐圧テリハリーホース | φ12 × 20m | 本 | 0.75 | | | | |
| 耐圧テリハリーホース | φ12 × 1.5mホールバルブ付 | 本 | 6.00 | | | | |
| コーキング剤 | コーキングチューブ | 本 | 42.00 | | | 21孔 × 2本/孔 | |
| コーキング用ウエス | | kg | 21.00 | | | | |
| 注入ポンプ | 流量計一体型 | 日 | 1.06 | | | 298分 / (420分 × 2) × 3台 運転日あたり | |
| ドリルジャンボ運転 | | h | 0.88 | | | 53分 / 60分 | |
| 運搬台車 | クレーン付トラック(4.0t) | h | 1.00 | | | 60分 / 60分 | |
| 注入台車 | トラック(4.0t) | h | 1.00 | | | 60分 / 60分 | |
| 集塵機運転 | 2400m ³ /min級 | 日 | 0.35 | | | 298分 / (2 × 420分) | |
| 諸雑費 | | 式 | | | | (まるめ) | |
| 計 | | | | | | | |

| 第5号 | | パノラマ鋼管1本当り単価表 | | | | L= 12.82 m | |
|-----|--------------|---------------|----|----|----|------------|--|
| 名 称 | 規 格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘 要 | |
| 先頭管 | L= 3.620 有効長 | 本 | 1 | | | ケーシングシュー含む | |
| 中間管 | L= 3.050 有効長 | 本 | 2 | | | | |
| 端末管 | L= 3.100 有効長 | 本 | 1 | | | スリット加工品 | |
| 計 | | | | | | | |

| 第6号 | | 鏡吹付けコンクリート工 | | | | 1シフト当り単価表 | | t= 10 cm | |
|------------|--|----------------|------|----|----|------------------------------------|--|----------|--|
| 名 称 | 規 格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘 要 | | | |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 0.05 | | | 1人 × 8h / 8h × 21分 / 420分/方 | | | |
| トンネル世話役 | | 人 | 0.05 | | | 1人 × 8h / 8h × 21分 / 420分/方 | | | |
| トンネル特殊工 | | 人 | 0.30 | | | 6人 × 8h / 8h × 21分 / 420分/方 | | | |
| トンネル作業員 | | 人 | 0.05 | | | 1人 × 8h / 8h × 21分 / 420分/方 | | | |
| 吹付けコンクリート | | m ³ | 4.19 | | | 33.5 m ² × 0.1 m × 1.25 | | | |
| 吹付け機運転 | 箱式・R一体型・コンプレッソ搭載・吐出8~22m ³ ・7m級 | h | 0.35 | | | 21分 / 60 | | | |
| トラックミキサ運転 | 4.4~4.5m ³ | h | 0.35 | | | 21分 / 60 | | | |
| 集塵機運転 | 2400m ³ /h | 日 | 0.03 | | | 21分 / (2×420分) | | | |
| 吹付プラント設備運転 | 25m ³ /h | h | 0.50 | | | 30分 / 60 | | | |
| 諸雑費 | | 式 | 1 | | | (まるめ) | | | |
| 計 | | | | | | | | | |

4) 多重式先受工法

3. 注入量の算出



地山改良堆積

$$V1 = (a \cdot a - B \cdot B) \times \pi / 4 \times L \times 1,000$$

$$= 1,541.1 \text{ ℓ}$$

容積 (鋼管外)

$$V2 = (B \cdot B - D \cdot D) \times \pi / 4 \times L \times 1,000$$

$$= 21.1 \text{ ℓ}$$

容積 (鋼管内)

$$V3 = (d \cdot d) \times \pi / 4 \times L \times 1,000$$

$$= 86.3 \text{ ℓ}$$

地山注入量: Q1

$$Q1 = V1 \times (n \times \alpha \times U) \times (1 + \beta) \times \rho \times 1/F$$

$$= 1,541.1 \times 0.14 \times 1.05 \times 1.34 \times 1/4$$

$$= 75.9 \text{ kg/本}$$

鋼管外注入量: Q2

$$Q2 = V2 \times (1.0 \times 1.0) \times (1 + \beta) \times \rho \times 1/F$$

$$= 21.1 \times (1 + 0.05) \times 1.34 \times 1/4$$

$$= 7.4 \text{ kg/本}$$

鋼管内注入量: Q3

$$Q3 = V3 \times (1.0 \times 1.0) \times (1 + \beta) \times \rho \times 1/F$$

$$= 86.3 \times (1 + 0.05) \times 1.34 \times 1/4$$

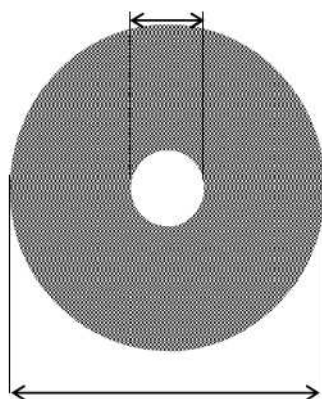
$$= 30.4 \text{ kg/本}$$

したがって注入量(Q)は

$$Q = Q1 + Q2 + Q3$$

$$= 114 \text{ kg/本}$$

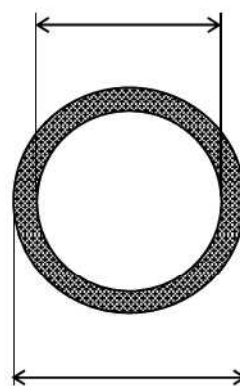
削孔径 125.0 mm



改良径 450 mm

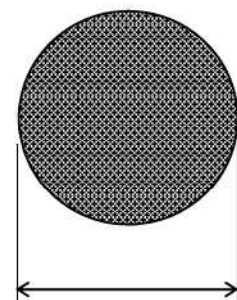
地山注入量(Q1)の算出

鋼管外径 114.3 mm



削孔径 125.0 mm

鋼管外容積(Q2)の算出



鋼管内径 102.3 mm

鋼管内容積(Q3)の算出

① サイクルタイムの算出

サイクルタイム

| 項 目 | | 単位 | 鋼管径 | 備 考 | |
|-----------------------|------------------|-----------------|-------------------|--|---|
| | | | φ 114.3 シリカレジン | | |
| 1シフト当り施工本数 | P | 本 | 10.5 | | |
| 鋼 管 長 | L1 | m | 13.90 | | |
| 削 孔 長 | L2 | m | 13.50 | | |
| 改 良 長 | L3 | m | 10.50 | | |
| 1 本 当 り 注 入 量 | Q | kg/本 | 114 | | |
| 先 行 削 孔 時 間 | B | 分/本 | 3.0 | | |
| 1 m 当 り 推 進 時 間 | F | 分 | 8 | 削孔、ロッド、鋼管接続、回収含む | |
| ポ ン プ 吐 出 量 | q | kg/分 | 5 | | |
| 鏡 吹 付 け 面 積 | M | m ² | 33.5 | | |
| 吹 付 け コ ン ク リ ー ト 厚 | N | m | 0.1 | | |
| す り つ け コ ン ク リ ー ト 量 | V | m ³ | - | | |
| 準 備 工 | 鏡 吹 | 吹 付 け | 分 | 21 | $M \times N \times K1(=1.25) \times 60 / 12$ |
| | | 小 計 | 分 | 21 | |
| | 先 行 削 孔 | 削 孔 準 備 | 分 | 10 | |
| | | 測 量 ・ マ ー キ ン グ | 分 | 26 | $P \times 5 \text{分/本} \div 2$ |
| | | 削 孔 | T ₂ 分 | 16 | $P \times B \div 2$ |
| | | 跡 片 付 け | 分 | 10 | |
| | 小 計 | 分 | 62 | | |
| | 打 設 工 | 削 孔 準 備 | 分 | 10 | |
| | | 削 孔 | 分 | 593 | $(P \times 5 + P \times L_2 \times F) \div 2$ |
| | | 跡 片 付 け | 分 | 10 | |
| 小 計 | | 分 | 613 | | |
| 注 入 工 | 注 入 準 備 | 分 | 20 | | |
| | 口元コーキング・インサート管挿入 | 分 | 26 | $P \times 5 \text{分/本} \div 2$ | |
| | パ ッ カ 一 部 注 入 | 分 | 11 | $P \times 3 \text{分/本} \div 3$ | |
| | 注 入 | 分 | 80 | $P \times Q / (q \times 3)$ | |
| | 跡 片 付 け | 分 | 10 | | |
| 小 計 | 分 | 147 | | | |
| す り つ け 部 吹 付 け | | 分 | - | $V \times K2(=1.43) \times 60 / 12$ | |
| 計 | T | 分 | 843 | | |
| 1 日 当 り 施 工 本 数 | | | 10.5 | $420 \text{分} \times 2 \text{方} / (T/P)$ | |

※ 鋼管径はφ114.3mmとする。

※ ドリルジャンボは170kg級とし、施工時には2ブームを使用する。

※ 注入ポンプ台数は3台を使用した場合。

②直接工事費

1シフト当たりの直接工事費を算出する。

| 第1号 | | 多重式エコリムーブ工法(φ114.3) | | | | 13.5 m × 10.5本 | |
|--------|---------|---------------------|----|----|----|----------------|--|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 準備工 | 先行削孔工 | 式 | 1 | | | 第2号単価表 | |
| 打設工 | φ 114.3 | 式 | 1 | | | 第3号単価表 | |
| 注入工 | スーパーSRF | 式 | 1 | | | 第4号単価表 | |
| 鏡吹付け工 | | 式 | 1 | | | 第6号単価表 | |
| 計 | | | | | | | |
| 単位m当たり | | | | | | 1シフト掘削長 = 5 m | |

| 第2号 | | 先行削孔工 1シフト当り単価表 | | | | 30 cm × 10.5本 | |
|-----------|--------------|-----------------|-------|----|----|-----------------------------|--|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 0.15 | | | 1人 × 8h / 8h × 62分 / 420分/方 | |
| トンネル世話役 | | 人 | 0.15 | | | 1人 × 8h / 8h × 62分 / 420分/方 | |
| トンネル特殊工 | | 人 | 0.89 | | | 6人 × 8h / 8h × 62分 / 420分/方 | |
| トンネル作業員 | | 人 | 0.15 | | | 1人 × 8h / 8h × 62分 / 420分/方 | |
| 技術指導員 | エコリムーブ | 人 | 0.09 | | | 1人 × 62分 / 420分 × 3シフト/5シフト | |
| 親子ビット | φ150 | 個 | 0.016 | | | 0.3m/本 / 200m/個 × 10.5本 | |
| ロッド | EH32M38-3050 | 本 | 0.003 | | | 0.3m/本 / 1000m/本 × 10.5本 | |
| 異径スリーブ | CM38R38NZ | 個 | 0.003 | | | 0.3m/本 / 1000m/個 × 10.5本 | |
| ドリルジャンボ運転 | | h | 0.70 | | | 42分 / 60分 | |
| 集塵機運転 | 2400m3/min級 | 日 | 0.07 | | | 62分 / (2 × 420分) | |
| 諸雑費 | | 式 | | | | (まるめ) | |
| 計 | | | | | | | |

| 第3号 | | 打設工 | | 1シフト当り単価表 | | 13.5m × 10.5本 | |
|------------|-----------------|-----|-------|-----------|----|--------------------------------|-------------------------|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘 | 要 |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 1.46 | | | 1人 × 8h / 8h × | 613分 / 420分/方 |
| トンネル世話役 | | 人 | 1.46 | | | 1人 × 8h / 8h × | 613分 / 420分/方 |
| トンネル特殊工 | | 人 | 8.76 | | | 6人 × 8h / 8h × | 613分 / 420分/方 |
| トンネル作業員 | | 人 | 1.46 | | | 1人 × 8h / 8h × | 613分 / 420分/方 |
| 技術指導員 | エコリム-ブ | 人 | 0.88 | | | 1人 × | 613分 / 420分 × 3シフト/5シフト |
| AGF鋼管 | φ 114.3 | 本 | 10.50 | | | 第5号単価表 (先端部牽引推進型) | |
| パイロットデバイス | UD38MP70SA-15 | 個 | 0.57 | | | 13.5m/本 × 10.5本 / 250m/組 | |
| リングロストビット | UL125SA76-172 | 個 | 10.50 | | | | |
| スタビライザー | AM38M38Z1 | 個 | 0.14 | | | 13.5m/本 × 10.5本 / 1000m/個 | |
| 異径スリーブ | CM38R38NZ | 個 | 0.14 | | | 13.5m/本 × 10.5本 / 1000m/個 | |
| ロッド(3.05m) | EH32M38-3050 | 本 | 0.28 | | | 13.5m/本 × 10.5本 / 1000m/本 × 2本 | |
| ロッド(3.66m) | ER32M38-3660 | 本 | 0.28 | | | 13.5m/本 × 10.5本 / 1000m/本 × 2本 | |
| 調整ロッド | | 本 | 0.14 | | | 13.5m/本 × 10.5本 / 1000m/本 × 1本 | |
| T38スリーブ | CM38 | 個 | 0.57 | | | 13.5m/本 × 10.5本 / 1000m/個 × 4個 | |
| 保護キャップ | | 個 | 2.10 | | | 10.5本 × 0.2個/本 | |
| セントライザー | | 組 | 0.20 | | | | |
| サブセントライザー | | 組 | 0.20 | | | | |
| ドリルジャンボ運転 | | h | 9.88 | | | 593分 / 60分 | |
| 運搬台車 | クレーン付トラック(4.0t) | h | 2.00 | | | 120分 / 60分 | |
| 集塵機運転 | 2400m3/min級 | 日 | 0.73 | | | 613分 / (2 × 420分) | |
| 諸雑費 | | 式 | | | | (まるめ) | |
| 計 | | | | | | | |

| 第4号 | | 注入工 | | 1シフト当り単価表 | | | |
|-----------|----------------------|-----|---------|-----------|----|-------------------------------|-------------------------|
| 名称 | 規格 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘 | 要 |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 0.35 | | | 1人 × 8h / 8h × | 147分 / 420分/方 |
| トンネル世話役 | | 人 | 0.35 | | | 1人 × 8h / 8h × | 147分 / 420分/方 |
| トンネル特殊工 | | 人 | 2.10 | | | 6人 × 8h / 8h × | 147分 / 420分/方 |
| トンネル作業員 | | 人 | 0.35 | | | 1人 × 8h / 8h × | 147分 / 420分/方 |
| 技術指導員 | エコリム-ブ | 人 | 0.21 | | | 1人 × | 147分 / 420分 × 3シフト/5シフト |
| シリカレジン | スーパーSRF | kg | 1,197.0 | | | 114kg × 10.5本 | |
| インサートパッカー | φ 80mmレンコン管(エコリム-ブ用) | 組 | 10.50 | | | | |
| 逆止弁 | ゴム製 | 個 | 10.50 | | | | |
| 逆止弁ストッパー | | 個 | 2.10 | | | 10.5本 × 0.2個/本 | |
| ミキシングユニット | | 個 | 6.00 | | | | |
| 耐圧テリハリホース | φ 12 × 20m | 本 | 0.75 | | | | |
| 耐圧テリハリホース | φ 12 × 1.5mホールバルブ付 | 本 | 6.00 | | | | |
| コーキング剤 | コーキングチューブ | 本 | 21.00 | | | 10.5孔 × 2本/孔 | |
| コーキング用ウエス | | kg | 10.50 | | | | |
| 注入ポンプ | 流量計一体型 | 日 | 0.53 | | | 147分 / (420分 × 2) × 3台 運転日あたり | |
| ドリルジャンボ運転 | | h | 0.43 | | | 26分 / 60分 | |
| 運搬台車 | クレーン付トラック(4.0t) | h | 1.00 | | | 60分 / 60分 | |
| 注入台車 | トラック(4.0t) | h | 1.00 | | | 60分 / 60分 | |
| 集塵機運転 | 2400m3/min級 | 日 | 0.18 | | | 147分 / (2 × 420分) | |
| 諸雑費 | | 式 | | | | (まるめ) | |
| 計 | | | | | | | |

| 第5号 | | AGF鋼管1本当り単価表 | | | | L= 13.90 m | |
|-----|--------------|--------------|-----|-----|-----|-----------------|--|
| 名 称 | 規 格 | 単 位 | 数 量 | 単 価 | 金 額 | 摘 要 | |
| 先頭管 | L= 3,940 有効長 | 本 | 1 | | | ケーシングトップ含む | |
| 中間管 | L= 3,050 有効長 | 本 | 2 | | | | |
| 端末管 | L= 3,860 有効長 | 本 | 1 | | | エコリム-ブ用・無孔スリット管 | |
| 計 | | | | | | | |

| 第6号 | | 鏡吹付けコンクリート工 | | | | 1シフト当り単価表 | | t= 10 cm | |
|------------|---|----------------|------|-----|-----|------------------------------------|--|----------|--|
| 名 称 | 規 格 | 単 位 | 数 量 | 単 価 | 金 額 | 摘 要 | | | |
| 切羽監視責任者 | | 人 | 0.05 | | | 1人 × 8h / 8h × 21分 / 420分/方 | | | |
| トンネル世話役 | | 人 | 0.05 | | | 1人 × 8h / 8h × 21分 / 420分/方 | | | |
| トンネル特殊工 | | 人 | 0.30 | | | 6人 × 8h / 8h × 21分 / 420分/方 | | | |
| トンネル作業員 | | 人 | 0.05 | | | 1人 × 8h / 8h × 21分 / 420分/方 | | | |
| 吹付けコンクリート | | m ³ | 4.19 | | | 33.5 m ² × 0.1 m × 1.25 | | | |
| 吹付け機運転 | 箱式・R-一体型・コンプレッサ搭載・吐出8~22m ³ ・7m級 | h | 0.35 | | | 21分 / 60 | | | |
| トラックミキサ運転 | 4.4~4.5m ³ | h | 0.35 | | | 21分 / 60 | | | |
| 集塵機運転 | 2400m ³ /h | 日 | 0.03 | | | 21分 / (2×420分) | | | |
| 吹付フロント設備運転 | 25m ³ /h | h | 0.50 | | | 30分 / 60 | | | |
| 諸雑費 | | 式 | 1 | | | (まるめ) | | | |
| 計 | | | | | | | | | |

§ 5. 坑門工比較検討

5.1 概要

5.1.1 坑門位置の基本的な考え方

(1) 坑口位置の検討

坑口位置の選定に当たっては、背後の地形、地質、基礎の支持力などを精査し把握しなければならない、又一般に坑口部は地形・地質的に不安定であるため、坑口的位置を山腹に深く切り込むことは斜面の安定をそこない、著しく工事を困難にするほか、落石、崩土等の影響を受けやすく、将来とも維持管理に苦勞することが多いため得策ではない。

したがって、坑口位置は、斜面の安定面から大きな切取りを避け、また、斜面の維持・管理面から、坑門上部の永久のり面積を小さくする位置に計画することが望ましいと考えられる。

出典：「平成3年制定 トンネル標準示方書(山岳編)・同解説 土木学会 P.122」を加筆

(2) 地形条件

トンネル坑口位置は、概ね下図に示すような地形上の位置に選定される。トンネル中心軸線と地形との関係は、概ね①～⑤に分類し、整理することが出来る。

出典：「(山岳トンネルの坑口部の設計・施工に関する研究報告書昭和60年2月 社団法人日本トンネル技術協会)P.33」

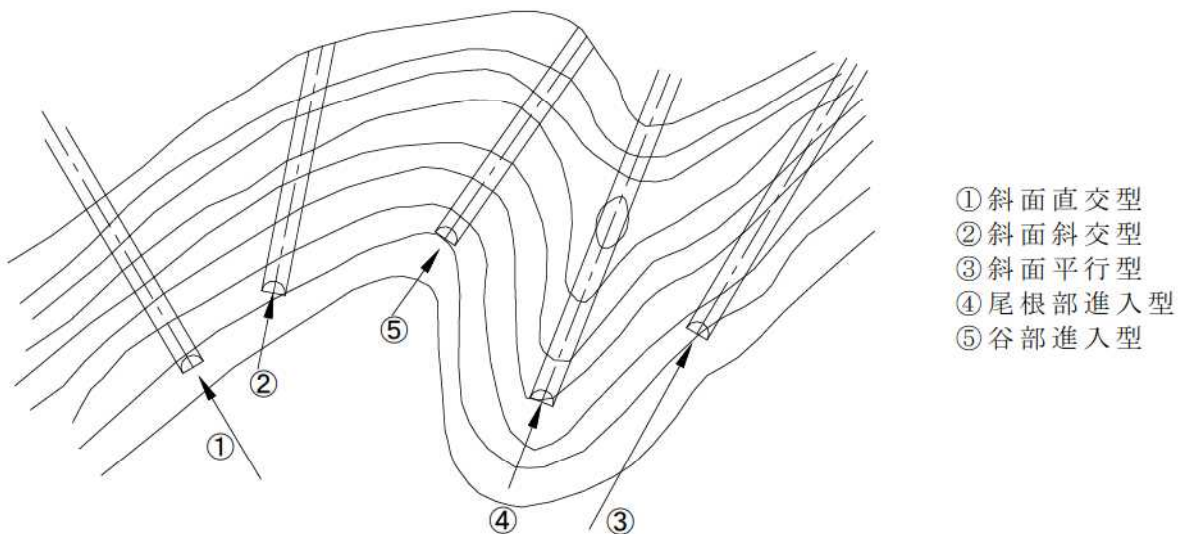


図-5.1.1 トンネル中心軸線と地形との関係

①斜面直交型

地すべり地形などのように地質上の問題がなければ最も理想的な坑口条件である。崖錐や表土が浅く、地山が安定している場合は、坑門上部に1段程度の切土を残す位置まで坑門を地山に追い込むことも可能であり、坑口部の施工延長は一般的に短くなる。しかし、急峻斜面中腹に坑口が計画される場合は、施工上の特別な配慮が必要となる。

②斜面斜交型

坑口付近の横断は傾斜地形を呈し、地層の層向傾斜が斜面と同一方向の場合は、強度な偏土圧が予想される。

③斜面平行型

斜面へのトンネル進入角度は最も悪く、一般的に浅層土被りの状態が比較的長い区間続き、補助工法や対策工を最も必要とし、坑口部の施工延長も長くなる。地形の勾配にもよるが、押え盛土、抱き擁壁などの対策工を組合わせた側壁導坑などの掘削方式についても十分な検討が必要となる。

④尾根部進入型

このような地形では、風化層や崖錐などの堆積物が薄く比較的地山が安定している場合と、堆積土が厚く左右の地山が沢水などの影響により谷となり、凸形状を呈している場合の2種類がある。設計上検討する場合も追加ボーリングを実施し十分な調査を必要とし、地山を切り取り安定させるか、坑口付けを極力さけるかの2案を検討する必要がある。

⑤谷部進入型

一般にこのような地形においては、崖錐や崩積土等、未固結層が厚く堆積し、地下水位も比較的高い場合が多い。このため、坑口付けの法面安定度は低く、湧水とともにその対策工は充分検討せねばならない。また、坑口付近の周辺には土石流、なだれなど自然災害を受け易く問題の多い斜面でもあり、坑口位置の選定にあたっては、これらのことを十分配慮する必要がある。

| トンネル名 | 坑口箇所 | トンネル中心軸線と地形との関係 |
|-------|------|-----------------|
| 2号 | 起点側 | ① 斜面直交型 |
| | 終点側 | ② 斜面斜交型 |

5.1.2 坑門工の位置及び形式の選定

(1) 坑門工の形式の選定

坑門工形式の実施例は以下に示すものが多い。

- ① 面壁型
- ② 半突出型
- ③ 突出型
- ④ 重力型

この中でも多数使用される型式として面壁型・半突出型・突出型があげられる。これらの坑門工の特質を次頁 表-5.1.1 に示す。

本計画では、地形条件を前提に施工実績が豊富で経済的な面壁型、積雪への対応が高い突出型を立案し、坑門位置・形式の比較を行った。

■坑門工の形式選定

一般に、坑門工形式については、下記に示す種類が代表的な形式としてあげられている。中でも坑門工形式で最も経済的で施工実績が豊富な形式は面壁型である。また、地域性ならびに気象条件等により坑門工形式が決定される場合も多く、積雪寒冷地などの地域では突出型を適用している場合も多い。
本検討においては、地形条件を前提に施工実績が豊富で経済的な面壁（ウイング式）、積雪への対応が高い突出型（突出式）を立案し、坑門位置・形式の比較を行った。

表-5.1.1 トンネル坑門の形式と特徴

「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説 P.150」、「トンネル標準示方書【山岳工法編】・同解説 P.126」を参考に作成

| 形式 項目 | 面壁型 | | 半突出型 | 突出型 | | 重力型 | |
|------------|---|--|---|--|--|--|---|
| | ウイング式 | アーチウイング式 | パラペット式 | 突出式 | 竹割（逆竹割）式 | ベルマウス（逆）式 | |
| 形状 | | | | | | | |
| パース | | | | | | | |
| 概要 | 地山を切込み、土留め壁として面壁を設ける形式。トンネル延長を長くし、丸みをもたせることにより圧迫感を軽減する形式。 | ウイング式に対してトンネル延長を長くし、丸みをもたせることにより圧迫感を軽減する形式。 | アーチ部を突出させ、盛りこぼしに対する土留め壁を設ける形式。 | 主に景観、積雪への対応を向上させるため、トンネル本体と同一の内空断面を突出させて、明り巻を設ける形式。 | 突出式のコンクリート露出部分をなくした形式。 | 竹割式をラップ状に開いた形式。 | 重力式擁壁を坑門工として設ける形式。最近ではウイング式で代用され、ほとんど採用されていない。 |
| 地形条件による適用性 | ・比較的急峻な地形で切り込んで坑口を設ける場合 ・斜面に斜交する場合は側方に土留め壁や抱き擁壁を設ける | ・比較的平坦な地形がなだらかな場合 ・左右の切土工が比較的小さい場合 | ・尾根状地形や左右に他の構造物との取り合いがない場合 | ・周辺の地形が比較的なだらかな場合 ・斜面対策の押え盛土を施工する場合 ・落石が懸念される場合 | ・周辺の地形がなだらかで、坑口周辺が開けた場合 ・坑口部周辺の造成を伴う場合 | ・周辺の地形がなだらかで、坑口周辺が開けた場合 ・坑口部周辺の造成を伴う場合 | ・比較的急峻な地形の場合や土留め擁壁の構造が必要となる場合 ・落石が懸念される場合 |
| 積雪地への適用性 | ・積雪地でも問題は少ない ・積雪量が多い場合には防雪工を併用 | ・積雪地でも問題は少ない ・積雪量が多い場合には防雪工を併用 | ・積雪地でも問題は少ない | ・雪庇が生じにくく適用性は高い | ・坑内への雪の吹込みが懸念されるため適用性は低い | ・坑内への雪の吹込みが懸念されるため適用性は低い | ・積雪地でも問題は少ない |
| 設計・施工上の留意点 | ・トンネル本体工との一体化が必要となる | ・地形によっては、一部明り巻（特にアーチ部）が必要である ・多少の保護盛土が必要となる | ・数mの本体工の明り巻を必要とし、かつ盛りこぼしに対して多少の土留め壁が生じる | ・トンネルの延長が長くなる ・保護盛土が必要となる ・保護盛土を補強盛土とし、延長を短くすることもできる | ・型枠、配筋等にやや手間がかかる ・保護盛土が必要となる ・重心位置の関係から基礎の支持力不足に留意 | ・型枠、配筋等にやや手間がかかる ・保護盛土が必要となる ・重心位置の関係から基礎の支持力不足に留意 | ・地質条件によっては杭や大規模な置換え基礎が必要になる |
| 景観性 | ・壁面積が大きく、輝度を下げる工夫（壁面のはつり等）が必要となる ・重量感があり、圧迫感を感じやすい | ・アーチ部の曲線により圧迫感を緩和できる ・周辺地形と違和感がないような配慮が必要 | ・壁面積が少なくなるため、圧迫感が比較的小さい ・坑口周辺地形と調和しやすい | ・壁面積が少なくなるため、圧迫感が比較的小さい ・坑口周辺地形と調和しやすい | ・壁面積が少なくなるため、圧迫感が比較的小さい ・周辺地形を修景することで坑門との調和が図れる | ・入り口を広げたベルマウス式は突出式、竹割式よりも進人性が向上する ・周辺地形を修景することで坑門との調和が図れる | ・壁面積が大きく、輝度を下げる工夫（壁面のはつり等）が必要となる ・重量感があり、圧迫感を感じやすい |
| 経済性 | ◎ | ○ | △ | △ | △ | △ | △ |
| 本トンネルへの適用性 | ・採用実績も多く、経済性に優れる ・積雪量が多いため防雪工が必要 ⇒比較案として抽出 | | | ・高規格道路での採用が多く、積雪への対応が可能 ⇒比較案として抽出 | | | |

(2) 坑門工位置の決定

坑門の型式設計にあたって坑門構造の視覚的効果を定量的に取り扱うことは、人間の美の定量化や心理の定量的な解析につながり非常に困難である。

しかし、坑門が持つ本来の機能と視覚的な効果がうまく調和されれば、トンネル坑門のような重圧的な構造に対する運転者の心理的な悪影響を少しでも軽減できるものとする。

又、坑門位置は、坑口部の設計で述べたように種々選定され、原則的には坑口付けの方法によって決定されるものである。

従って、坑口付けの位置及び方式を誤ることによって工事が難航するだけでなく、多額の工費と工期の延伸を余儀なくされ、その上将来の維持管理面にも問題を残す結果となる。

従来、トンネルの設計では工費の高いトンネル区間の工費削減を目的とし、坑口を極力山側へ追いやりトンネル延長を極力短くする設計がなされてきた。

しかし、近年、坑口付近の斜面崩壊等に伴うトンネル崩壊事故等の発生により、上記考えは見直されてきており、進入斜面が急峻で風化が進んでいる場合や、崖錐が厚く堆積しており、坑口斜面が不安定であると予想される場合には、地山の切取りにより斜面崩壊や地すべりを引き起こす恐れがあること、坑口付けでゆるめた斜面にトンネル掘削で、さらに応力開放を与えるため、通常の切り取り斜面に比べて不安定な状態になりやすいことを考慮し、自然地山を切り込まない、あるいは坑口位置を多少前に出して押え盛土で対応するといった考え方に移行しつつある。(下記資料参考)

5.2 坑口部の設計

- (1) 坑口部の設計にあたっては、坑口斜面への影響、周辺景観との調和、施工法ならびに将来の開発計画や周辺の土地利用等の変化を考慮しなければならない。
- (2) 坑口部の支保工及び覆工は、坑口部特有の地山条件を考慮して設計しなければならない。
- (3) トンネルの建設に伴って予想される諸問題に対し、適切な対策工法を選定し、設計しなければならない。

【解説】

(1) について

坑口部は、一般にトンネル掘削に着手する前に斜面を切り取ったりする坑付けを行う区間とトンネル一般部に移行するまでの区間とに分けられる。

坑口付けは、自然斜面を安定させながら切土や盛土を行い、トンネル掘削を安全かつ容易にすることを目的としている。坑口位置の選定にあたっては、切土斜面の安定性、地耐力、トンネル軸線と斜面の関係、坑口部の切土や盛土、トンネルの施工方法、周辺環境との調和等を検討することが重要である。自然環境保全の面からも坑口背面に必要以上に永久のり面を作らない計画とし、永久のり面を残す場合には必要に応じてのり面对策を設計しなければならない。また、坑口斜面が不安定な状態にある場合は、坑口位置を多少前に出して押え盛土で対応することが多い。トンネル延長を短くするために斜面を深く切り込むことは、地すべりや斜面崩壊を引き起こす恐れがあるため避けなければならない。

坑口付けで自然斜面を切土する際には、斜面に緩みが生じる。この緩みを生じた斜面にトンネル掘削でさらに応力が解放されるため、通常の切土斜面に比べて不安定な状態になりやすいので、斜面への影響を十分に考慮し、必要に応じて吹付けコンクリートやロックボルト等を用いた安定化対策を検討する。地山に入る場合と地山から出る場合とではトンネル掘削による地山への影響が異なるので、これらを考慮のうえ、設計を行う必要がある。都市部のトンネル等で切土や盛土、構造物建設等の近接施工の影響を受けることが予想される場合には、必要に応じてこれらの影響を設計へ配慮しなければならない。

出典：「トンネル標準示方書(山岳工法・同解説) P.122」

5.1.3 比較検討条件

(1) 坑門前面の道路幅員

車道幅員、路肩幅員は、「令和元年度 鳥海ダム付替道路百宅線詳細設計業務」に準拠し以下のとおりとする。

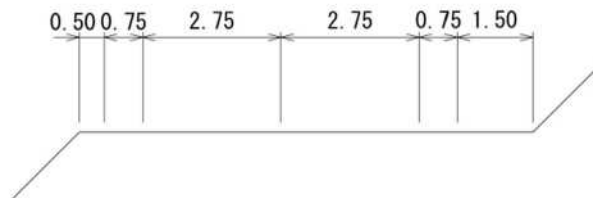


図-5.1.2 坑口前面土工部幅員

出典：「令和元年度 鳥海ダム百宅線詳細設計業務 P. 2-1」

(2) 坑口付掘削勾配

坑口付掘削勾配はトンネル掘削の施工性から要求される勾配は、 $1:0.3\sim 0.5$ とされている。本トンネルでは安定側となる $1:0.5$ とする。

出典：「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説（平成15年11月/日本道路協会）p.149」

出典：「道路設計要領-設計編-(H26.3/中部地方整備局)P.7-44」

(3) 坑口背面の余裕量

坑口背面と坑口付けの余裕幅は、掘進着手側、到達側ともに下半盤で0.5m確保した位置とする。

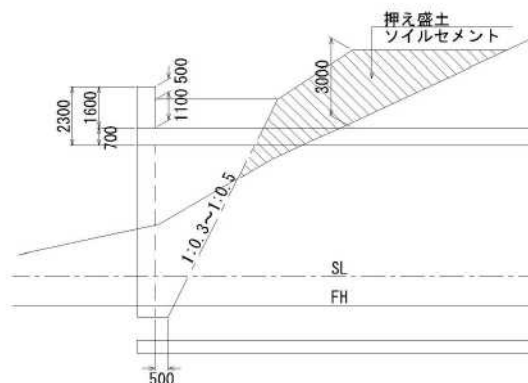
出典：「東北地方整備局設計」

(4) トンネル中心での坑口付け最小土被り及び押え盛土高さ



出典：「どうこう 第188号 P.21」

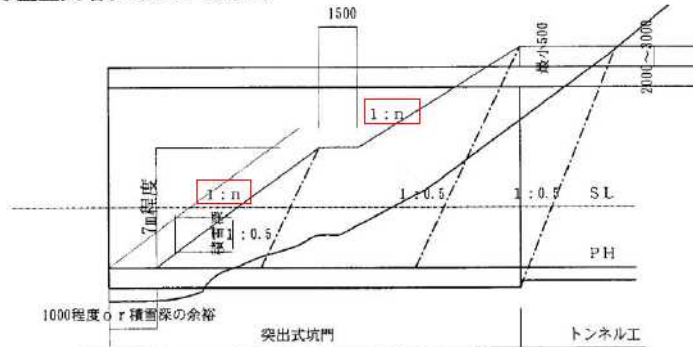
出典：「落石対策便覧（平成29年12月/日本道路協会）P.225」



出典：「東北支社 設計・施工マニュアル 坑口設計の手引き（平成14年12月/日本道路公団）」

(5) 突出型とした場合の坑口背面の盛土勾配について

また、坑門部の復旧は安定勾配による盛土 (1:n) とすることが望ましいが、坑門等延長等の構造上の制約を受ける場合や用地的に困難な場合では、下図の様に緑化補強土壁等により、坑門延長を短くする事を検討する。ここで、緑化補強土壁を使用する場合の高さは、トンネルへの進入車両に対する心理的圧迫感及び土工部との取り合いを考慮し、高さを7m程度に抑えることとする。但し、地形（永久のり面の発生）・基礎地盤・近接構造物・用地等の制約条件により有利と判断される場合は盛土天端までとしてよい。



出典：「日本道路公団 東北支社 設計・施工マニュアル 坑口設計の手引き (平成14年12月9日)」

(6) 積雪深の設定

当該トンネルは積雪寒冷地に位置し、積雪深については、H10~R2 (R2/2/10) の観測データより、最大積雪深 396 cm (H16.3) であるため、設計積雪深は 400cm とした。

また、坑口部の積雪に対しては別途雪庇防止板の検討を行うためパラペットの嵩上げは行わないものとする。

| 月日 | 百 宅 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|-----|----|-----|-----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|----|----|-----|----|----|-----|-----|----|----|----|
| | 2 | 1 | 30 | 29 | 28 | 27 | 26 | 25 | 24 | 23 | 22 | 21 | 20 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 14 | 13 | 12 | 11 | 10 |
| 12月1日 | 3 | 9 | 7 | 28 | 0 | 4 | 0 | 18 | 2 | 6 | 6 | 0 | 22 | 0 | 19 | 5 | 0 | 0 | 25 | 23 | 2 | 29 | — |
| 12月2日 | 3 | 0 | 2 | 70 | 2 | 2 | 5 | 16 | 17 | 5 | 2 | 0 | 17 | 0 | 22 | 7 | 0 | 0 | 23 | 22 | 0 | 25 | — |
| 12月3日 | 2 | 0 | 0 | 64 | 0 | 0 | 27 | 12 | 10 | 2 | 0 | 0 | 13 | 5 | 26 | 11 | 0 | 0 | 22 | 18 | 0 | 28 | — |
| 12月4日 | 11 | 34 | 0 | 36 | 0 | 9 | 36 | 9 | 0 | 0 | 9 | 0 | 10 | 7 | 49 | 21 | 0 | 0 | 20 | 13 | 0 | 36 | — |
| 12月5日 | 9 | 68 | 0 | 32 | 0 | 21 | 44 | 9 | 8 | 4 | 3 | 0 | 7 | 29 | 48 | 30 | 0 | 0 | 18 | 24 | 0 | 22 | — |
| 12月6日 | 4 | 96 | 0 | 68 | 0 | 30 | 82 | 5 | 8 | 4 | 0 | 0 | 3 | 43 | 45 | 23 | 0 | 0 | 15 | 23 | 21 | 20 | — |
| 12月7日 | 0 | 85 | 0 | 87 | 20 | 32 | 89 | 9 | 31 | 0 | 0 | 8 | 42 | 26 | 34 | 32 | 0 | 0 | 16 | 26 | 29 | 21 | — |
| 12月8日 | 3 | 70 | 42 | 80 | 17 | 25 | 82 | 26 | 46 | 3 | 0 | 8 | 34 | 19 | 32 | 30 | 0 | 13 | 20 | 41 | 28 | 27 | — |
| 12月9日 | 4 | 60 | 88 | 83 | 12 | 22 | 71 | 22 | 98 | 7 | 0 | 4 | 30 | 23 | 28 | 30 | 0 | 30 | 25 | 45 | 16 | 23 | — |
| 12月10日 | 0 | 56 | 91 | 89 | 18 | 21 | 83 | 13 | 98 | 32 | 8 | 0 | 17 | 26 | 32 | 68 | 0 | 31 | 25 | 49 | 8 | 18 | — |
| 12月11日 | 0 | 46 | 87 | 76 | 40 | 17 | 70 | 10 | 100 | 34 | 4 | 0 | 6 | 26 | 53 | 77 | 0 | 28 | 65 | 53 | 22 | 12 | — |
| 12月12日 | 0 | 32 | 75 | 96 | 35 | 12 | 58 | 30 | 121 | 38 | 6 | 0 | 0 | 21 | 48 | 82 | 0 | 20 | 92 | 50 | 30 | 19 | — |
| 12月13日 | 0 | 33 | 54 | 98 | | 12 | 78 | 55 | 134 | 48 | 8 | 0 | 0 | 20 | 40 | 100 | 0 | 11 | 120 | 46 | 48 | 30 | — |
| 12月14日 | 22 | 33 | 61 | 107 | 20 | 10 | 114 | 89 | 123 | 38 | 3 | 0 | 0 | 18 | 31 | 106 | 0 | 10 | 107 | 53 | 49 | 50 | — |
| 12月15日 | 49 | 40 | 99 | 117 | 37 | 8 | 108 | 93 | 99 | 24 | 30 | 35 | 9 | 27 | 28 | 114 | 0 | 8 | 87 | 86 | 48 | 43 | — |
| 12月16日 | 45 | 37 | 92 | 108 | 44 | 0 | 99 | 103 | 62 | 57 | 44 | 74 | 9 | 35 | 26 | 103 | 0 | 5 | 67 | 98 | 25 | 42 | — |
| 12月17日 | 56 | 34 | 67 | 134 | 53 | 11 | 89 | 96 | 59 | 80 | 54 | 109 | 3 | 48 | 23 | 123 | 4 | 4 | 42 | 125 | 29 | 49 | — |
| 12月18日 | 84 | 26 | 71 | 134 | 50 | 26 | 109 | 82 | 57 | 92 | 69 | 94 | 0 | 58 | 35 | 161 | 2 | 6 | 40 | 134 | 27 | 54 | — |
| 12月19日 | 98 | 24 | 82 | 144 | 35 | 29 | 122 | 77 | 73 | 87 | 61 | 95 | 0 | 79 | 37 | 150 | 0 | 4 | 39 | 140 | 22 | 55 | — |
| 12月20日 | 108 | 22 | 90 | 165 | 28 | 24 | 117 | 74 | 87 | 104 | 55 | 99 | 0 | 67 | 38 | 151 | 0 | 30 | 46 | 137 | 16 | 60 | — |
| 12月21日 | 124 | 28 | 85 | 164 | 26 | 19 | 101 | 77 | 98 | 102 | 41 | 104 | 0 | 76 | 32 | 153 | 2 | 42 | 45 | 137 | 14 | 74 | — |
| 12月22日 | 118 | 26 | 81 | 149 | | 12 | 141 | 87 | 90 | 95 | 35 | 91 | 0 | 69 | 32 | 146 | 6 | 34 | 43 | 141 | 19 | 72 | — |
| 12月23日 | 106 | 25 | 75 | 130 | 8 | 11 | 138 | 89 | 94 | 97 | 27 | 88 | 6 | 66 | 33 | 158 | 15 | 23 | 41 | 148 | 15 | 88 | — |
| 12月24日 | 81 | 35 | 77 | 123 | 13 | 8 | 140 | 93 | 114 | 103 | 33 | 80 | 5 | 56 | 46 | 159 | 39 | 16 | 44 | 142 | 15 | 82 | — |
| 12月25日 | 69 | 39 | 91 | 114 | 20 | 6 | 148 | 119 | 120 | 131 | 48 | 72 | 2 | 54 | 45 | 171 | 45 | 13 | — | 135 | 24 | 75 | — |
| 12月26日 | 73 | 29 | 85 | 130 | 16 | 21 | 168 | 112 | 127 | 144 | 61 | 68 | 8 | | 41 | 183 | 53 | 12 | — | 133 | 43 | 74 | — |
| 12月27日 | 77 | 30 | 111 | 152 | 9 | | 174 | 98 | 132 | 146 | 117 | 63 | 14 | 49 | 31 | 206 | 52 | 19 | 89 | 135 | 53 | 86 | — |
| 12月28日 | 72 | 46 | 120 | 186 | 32 | | 162 | 109 | 132 | 162 | 107 | 59 | 16 | 47 | 22 | 207 | 60 | 28 | 85 | 135 | 78 | 76 | — |
| 12月29日 | 68 | 47 | 128 | 188 | 35 | 87 | 154 | 139 | 124 | 154 | 91 | 62 | 17 | 38 | 33 | 225 | 66 | 15 | 104 | 143 | 76 | 62 | — |
| 12月30日 | 68 | 43 | 138 | 200 | 45 | 102 | 148 | 139 | 107 | 172 | 90 | 61 | 13 | 31 | 63 | 212 | 79 | 10 | 119 | 143 | 70 | 56 | — |
| 12月31日 | 97 | 28 | 139 | 195 | 46 | 92 | 165 | 141 | 138 | 162 | 95 | 65 | 51 | 50 | 78 | 236 | 82 | 12 | 123 | 159 | 64 | 54 | — |

平成10年度以降12月最高積雪深：236cm

| 月日 | 百 宅 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|-----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 2 | 1 | 30 | 29 | 28 | 27 | 26 | 25 | 24 | 23 | 22 | 21 | 20 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 14 | 13 | 12 | 11 | 10 |
| 1月1日 | 145 | 40 | 151 | 190 | 35 | 90 | 178 | 132 | 137 | 155 | 88 | 70 | 63 | 55 | 70 | 235 | 83 | 10 | 115 | 157 | 60 | 57 | — |
| 1月2日 | 162 | 50 | 145 | 197 | 36 | 84 | 189 | 142 | 150 | 153 | 84 | 94 | 78 | 73 | 65 | 221 | 100 | 11 | 124 | 170 | 78 | 59 | — |
| 1月3日 | 181 | 49 | 168 | 238 | 29 | 48 | 196 | 146 | 176 | 159 | 87 | 106 | 101 | 77 | 56 | 216 | 90 | 13 | 123 | 183 | 113 | 59 | — |
| 1月4日 | 195 | 65 | 160 | 236 | 41 | 45 | 189 | 147 | 180 | 152 | 88 | 115 | 97 | 82 | 51 | 238 | 61 | 17 | 105 | 181 | 112 | 63 | — |
| 1月5日 | 230 | 67 | 154 | 233 | 75 | 55 | 183 | 161 | 193 | 166 | 94 | 120 | 89 | 78 | 48 | 233 | 80 | 21 | 158 | 188 | 141 | 72 | — |
| 1月6日 | 201 | 69 | 162 | 226 | 91 | 72 | 173 | 174 | 198 | 184 | 125 | 134 | 87 | 77 | 45 | 255 | 80 | 28 | 159 | — | 168 | 67 | — |
| 1月7日 | 193 | 63 | 168 | 233 | 82 | 80 | 184 | 168 | 196 | 197 | 137 | 137 | 97 | 74 | 47 | 245 | 72 | 26 | 157 | — | — | 58 | — |
| 1月8日 | 209 | 65 | 191 | 225 | 72 | 80 | 210 | 160 | 204 | 205 | 149 | 133 | 94 | 72 | 54 | 264 | 94 | 36 | 149 | 173 | — | 68 | — |
| 1月9日 | 238 | 47 | 213 | 199 | 66 | 100 | 217 | 151 | 211 | 193 | 170 | 147 | 91 | 72 | 60 | 264 | 116 | 32 | 138 | 209 | — | 74 | — |
| 1月10日 | 245 | 45 | 200 | 198 | 56 | 100 | 227 | 177 | 218 | 204 | 181 | 150 | 96 | 86 | 84 | 253 | 115 | 31 | 132 | 229 | 128 | 67 | — |
| 1月11日 | 253 | — | 182 | 236 | 90 | 110 | 233 | 188 | 224 | 203 | 195 | 150 | 113 | 84 | 101 | 251 | 140 | 49 | 134 | 230 | — | 78 | — |
| 1月12日 | 237 | — | 168 | 228 | 111 | 119 | 230 | 198 | 220 | 214 | 185 | 143 | 107 | 86 | 104 | 257 | 165 | 51 | 135 | 227 | 164 | 76 | — |
| 1月13日 | 239 | — | 163 | 236 | 146 | 132 | 228 | 214 | 212 | 218 | 192 | 154 | 123 | 93 | 105 | 246 | 170 | 47 | 132 | 202 | 182 | 77 | — |
| 1月14日 | 224 | 47 | 164 | 232 | 163 | 148 | 219 | 227 | 201 | 234 | 200 | 185 | 136 | 114 | 123 | 235 | 166 | 52 | 123 | 194 | 186 | 69 | — |
| 1月15日 | 211 | 47 | 161 | 224 | 177 | 149 | 215 | 216 | 216 | 235 | 216 | 203 | 154 | 120 | 125 | 221 | 154 | 62 | 148 | 188 | 180 | 65 | — |
| 1月16日 | — | 62 | 178 | 212 | 179 | 150 | 210 | 212 | 235 | 247 | 207 | 209 | 152 | 140 | 120 | 214 | 158 | 75 | 154 | 175 | 197 | 65 | — |
| 1月17日 | — | 60 | 191 | 204 | 161 | 172 | 218 | 210 | 244 | 232 | 209 | 215 | 178 | 148 | 115 | 216 | 165 | 77 | 151 | 190 | 213 | 67 | — |
| 1月18日 | 218 | 54 | 243 | 23 | 161 | 162 | 256 | 222 | 246 | 214 | 211 | 206 | 163 | 173 | 107 | 235 | 165 | 70 | 146 | 200 | 227 | 68 | — |
| 1月19日 | 230 | 54 | 243 | 198 | 158 | 178 | 260 | 226 | 247 | 209 | 236 | 201 | 137 | 189 | 111 | 255 | 160 | 66 | 142 | 213 | 226 | 67 | — |
| 1月20日 | 243 | 61 | 232 | 195 | 163 | 188 | 268 | 234 | — | 201 | 240 | 188 | 128 | 180 | 115 | 257 | 165 | 71 | 139 | 202 | 218 | 88 | — |
| 1月21日 | 230 | 84 | 248 | 198 | 159 | 188 | 259 | 235 | 230 | 198 | 233 | 161 | 122 | 168 | 108 | 252 | 180 | 76 | 163 | 195 | 208 | 112 | — |
| 1月22日 | 212 | 79 | 285 | 220 | 155 | 215 | 253 | 240 | 224 | 200 | 259 | 187 | 116 | 160 | 102 | 257 | 209 | 89 | 166 | 171 | 218 | 121 | 99 |
| 1月23日 | — | 73 | 289 | 217 | 184 | 225 | 240 | 248 | 223 | 198 | 277 | 198 | 108 | 155 | 102 | 287 | 214 | 104 | 162 | 187 | 210 | 115 | 93 |
| 1月24日 | — | 65 | 298 | 260 | 195 | 218 | 244 | 238 | 219 | 215 | 274 | 195 | 142 | 156 | 106 | 295 | 201 | 115 | 192 | 201 | 213 | 110 | 83 |
| 1月25日 | 193 | 63 | 296 | 272 | 195 | 217 | 238 | 221 | 242 | 222 | 265 | 188 | 180 | 166 | 105 | 285 | 206 | 118 | 196 | 210 | 204 | 144 | 82 |
| 1月26日 | 191 | 62 | 289 | 288 | 191 | 218 | 234 | 199 | 269 | 236 | 265 | 190 | 188 | 178 | 108 | 282 | 210 | 121 | 188 | 214 | 195 | 151 | 80 |
| 1月27日 | 189 | 62 | 291 | 314 | 176 | 203 | 227 | 211 | 305 | 265 | 267 | 189 | 202 | 182 | 100 | 279 | 219 | 147 | 183 | 209 | 192 | 167 | — |
| 1月28日 | 183 | 61 | 282 | 317 | 170 | 205 | 226 | 205 | 287 | 259 | 275 | 178 | 192 | 184 | 98 | 289 | 221 | 141 | 164 | 234 | — | 163 | 69 |
| 1月29日 | 201 | 60 | 318 | 330 | 163 | 196 | 253 | 206 | 296 | 254 | 287 | 183 | 175 | 170 | 92 | 279 | 208 | 143 | 185 | 249 | — | 145 | 128 |
| 1月30日 | — | 57 | 305 | 336 | 158 | 191 | 240 | 205 | 295 | 288 | 298 | 193 | 163 | 173 | 90 | 272 | 211 | 136 | 203 | 254 | 221 | 137 | 139 |
| 1月31日 | — | 61 | 294 | 348 | 157 | 194 | 257 | 197 | 301 | 298 | 299 | 193 | 159 | 182 | 88 | 259 | 230 | 133 | 214 | 264 | 221 | 149 | 134 |

平成10年度以降1月最高積雪深：348cm

| 月日 | 百 宅 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 2 | 1 | 30 | 29 | 28 | 27 | 26 | 25 | 24 | 23 | 22 | 21 | 20 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 14 | 13 | 12 | 11 | 10 |
| 2月1日 | 225 | 86 | 300 | 330 | 158 | 214 | 268 | 198 | 287 | 297 | 305 | 181 | 170 | 213 | 109 | 256 | 281 | 131 | 212 | 273 | 212 | 168 | 141 |
| 2月2日 | 199 | 84 | 312 | 316 | 176 | 223 | 284 | 197 | 263 | 305 | 297 | 184 | 170 | 212 | 125 | 269 | 272 | 124 | 209 | 273 | 229 | 158 | 133 |
| 2月3日 | 244 | 82 | 301 | 305 | 198 | 238 | 282 | 187 | 248 | 300 | 279 | 211 | 175 | 191 | 138 | 276 | 277 | 115 | 202 | 258 | 248 | 148 | 225 |
| 2月4日 | 271 | 102 | 273 | 297 | 188 | 222 | 279 | 192 | 245 | 308 | 271 | 238 | 170 | 187 | 135 | 283 | 296 | 127 | 213 | 244 | 259 | 141 | 238 |
| 2月5日 | 269 | 98 | 279 | 313 | 179 | 222 | 272 | 218 | 240 | 312 | 202 | 222 | 162 | 169 | 128 | 294 | 301 | 135 | 216 | 239 | 259 | 141 | 222 |
| 2月6日 | 126 | 272 | 323 | 166 | 217 | 269 | 243 | 242 | 298 | 257 | 244 | 164 | 194 | 117 | 308 | 311 | 148 | 215 | 235 | 247 | 140 | 225 | |
| 2月7日 | 132 | 266 | 331 | 182 | 234 | 278 | 255 | 243 | 278 | 252 | 246 | 168 | 194 | 111 | 298 | 308 | 167 | 215 | 231 | 241 | 143 | 223 | |
| 2月8日 | 266 | 147 | 286 | 343 | 199 | 238 | 271 | 252 | 272 | 318 | 250 | 234 | 176 | 199 | 111 | 293 | 292 | 174 | 199 | 225 | 250 | 146 | 212 |
| 2月9日 | 279 | 153 | 303 | 330 | 195 | 227 | 288 | 261 | 306 | 348 | 246 | 221 | 178 | 204 | 110 | 307 | 282 | 170 | 187 | 234 | 267 | 169 | 201 |
| 2月10日 | 300 | 151 | 314 | 320 | 192 | 245 | 293 | 258 | 323 | 361 | 264 | 209 | 171 | 191 | 108 | 315 | 278 | 174 | 178 | 235 | 255 | 194 | 202 |
| 2月11日 | — | 154 | 317 | 306 | 209 | 237 | 286 | 258 | 342 | 364 | 269 | 209 | 164 | 183 | 117 | 340 | 315 | 157 | 174 | 250 | 290 | 191 | 199 |
| 2月12日 | — | 143 | 321 | 351 | 215 | 227 | 285 | 250 | 333 | 389 | 257 | 221 | 165 | 190 | 121 | 350 | 332 | 171 | 199 | 266 | 307 | 198 | 203 |
| 2月13日 | — | 130 | 335 | 374 | 233 | 214 | 289 | 248 | 319 | 387 | 261 | 230 | 160 | 220 | 122 | 343 | 319 | 161 | 197 | 268 | 303 | 203 | 208 |
| 2月14日 | — | 110 | 334 | 358 | 234 | 187 | 309 | 251 | 315 | 361 | 269 | 235 | 142 | 216 | 118 | 321 | 315 | 146 | 202 | 274 | 308 | 204 | 224 |
| 2月15日 | — | 103 | 325 | 348 | 246 | 174 | 337 | 252 | 315 | 347 | 274 | 228 | 133 | 238 | 109 | 289 | 314 | 145 | 205 | 279 | 308 | 224 | 223 |
| 2月16日 | — | 98 | 316 | — | 244 | 186 | 334 | 267 | 321 | 345 | 266 | 224 | 169 | 248 | 134 | 284 | 305 | 177 | 199 | 275 | 299 | 233 | 212 |
| 2月17日 | — | 91 | 321 | — | 220 | 215 | 323 | 269 | 316 | 339 | 258 | 232 | 183 | — | 130 | 294 | 318 | 174 | 196 | 260 | 313 | 246 | 200 |
| 2月18日 | — | 95 | 314 | — | 219 | 208 | 314 | 288 | 310 | 364 | 254 | 227 | 300 | 257 | 125 | 326 | 335 | 187 | 162 | 247 | 310 | 254 | 178 |
| 2月19日 | — | 109 | 298 | 362 | 214 | 198 | 310 | 312 | 309 | 371 | 252 | 229 | 213 | 246 | 121 | 316 | 320 | 179 | 187 | 267 | 289 | 262 | 172 |
| 2月20日 | — | 113 | 288 | 364 | 216 | 184 | 303 | 302 | 328 | 373 | 246 | 235 | 202 | 248 | 116 | 298 | 311 | 175 | 186 | 267 | 297 | 249 | 172 |
| 2月21日 | — | 108 | 280 | 377 | 222 | 169 | 299 | 311 | 332 | 376 | 242 | 233 | 184 | 252 | 114 | 288 | 369 | 165 | 182 | 257 | 289 | 249 | 188 |
| 2月22日 | — | 100 | 275 | 368 | 227 | 169 | 293 | 335 | 337 | 364 | 238 | 225 | 185 | 242 | 113 | 283 | 378 | 147 | 187 | 248 | 272 | 259 | 195 |
| 2月23日 | — | 97 | 271 | 353 | 220 | 166 | 279 | 318 | 350 | 352 | 235 | 217 | 179 | 230 | 110 | 276 | 369 | 131 | 183 | 245 | 260 | 264 | 191 |
| 2月24日 | — | 105 | 269 | — | 217 | 187 | 274 | 304 | 375 | 339 | 230 | 211 | 174 | 268 | 111 | 271 | 362 | 146 | 178 | 247 | 267 | 266 | 188 |
| 2月25日 | — | 98 | 265 | 317 | 239 | 188 | 271 | 296 | 364 | 336 | 218 | 205 | 172 | 283 | 110 | 268 | 361 | 145 | 178 | 244 | 291 | 276 | 188 |
| 2月26日 | — | 94 | 259 | 365 | 243 | 213 | 268 | 294 | 375 | 356 | 227 | 199 | 172 | 273 | 107 | 264 | 386 | 137 | 180 | 240 | 298 | 288 | 182 |
| 2月27日 | — | 96 | 260 | — | 240 | 211 | 263 | 278 | 356 | 376 | 214 | 193 | 169 | 279 | 106 | 253 | 389 | 136 | 205 | 237 | 298 | 271 | 174 |
| 2月28日 | — | 118 | 256 | 351 | 228 | 210 | 280 | 263 | 338 | 383 | 210 | 190 | 168 | 281 | 107 | 251 | 390 | 139 | 203 | 234 | 279 | 283 | 195 |
| 2月29日 | — | 110 | — | — | — | 198 | — | — | — | 369 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |

平成10年度以降2月最高積雪深：390cm

| 月日 | 百 宅 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|---|--|
| | 2 | 1 | 30 | 29 | 28 | 27 | 26 | 25 | 24 | 23 | 22 | 21 | 20 | 19 | 18 | 17 | 16 | 1 | |

(7) 坑門位置

坑門位置は、一般的に坑口切付け位置により決定される場合が多い。坑口切付け位置を山側に追い込んだ場合、トンネル延長が短くなり経済性で優れることになるが、坑門背面に切土永久法面が生じ、走行車両に対する景観性はもちろんのこと、地形・地質条件によっては将来的な地山斜面の安定性に影響を及ぼすことになる。従って坑口部の地形・地質条件を十分考慮し、坑口切付け位置を決定する。

坑門位置検討の基本的な考え方は、坑口施工の安全性、将来的な地山斜面の安定性、坑門脚部の支持力、及び経済性、景観性、将来の維持管理等を考慮し検討するものとする。

表-5.1.2 文献によるトンネル背面切土の考え方

| 分類 | 内容 | 資料名・発行機関 |
|--------|---|---|
| 坑口部の設計 | <p>トンネル延長を短くしようとして、坑口を山腹深く切込むと、斜面の安定性を損ない崩壊、地すべりなどを引き起こす恐れがあり、特に地山が崖錐層などの不安定な地質であるときは、この危険性が大きいことと、また周辺環境との調和が図り難く、供用にあたっての安定走行に支障を来す恐れがある。</p> | <p>NEXCO 西日本 設計要領 3集 P.128</p> |
| | <p>坑口部の切土や盛土、トンネルの施工方法、周辺環境との調和等を検討することが重要である。自然環境保全の面からも坑口背面に必要以上に永久のり面を作らない計画とし、永久のり面を残す場合には必要に応じてのり面对策を設計しなければならない。また、坑口斜面が不安定な状態にある場合は、坑口位置を多少前に出して押え盛土で対応することが多い。<u>トンネル延長を短くするために斜面を深く切り込むことは、地すべりや斜面崩壊を引き起こす恐れがあるため避けなければならない。</u></p> | <p>トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説 平成 28 年 8 月 P.122</p> |
| | <p>トンネルの完成後、<u>坑口背面の切取斜面の規模は坑口周辺環境を考慮し、できるだけ最小被り厚さの範囲に留めるべきであるが、やむを得ずこれを越える場合でも、垂直高さで 7.0m 程度以下に留めることが望ましい。</u></p> | <p>山岳トンネルの坑口部の設計・施工に関する研究報告書 (日本道路公団) 昭和 60 年 2 月 P.38・P.39</p> |
| | | |

(8) 背面切土勾配の設定

「設計施工マニュアル（案）[河川編・道路編]」より、坑口背面切土の標準法面勾配が示されている。本トンネルの起点側坑口付近は、凝灰質砂岩・礫岩が分布し、表層には強風化した土砂層～粗粒土で構成される凝灰質砂岩が確認されている。深度 3.0m 付近までは軟質化し全体的に固結度が低い(N 値 19～27)。終点側坑口は、凝灰質角礫岩～砂岩・礫岩が分布し、表層から固結度の良い凝灰質角礫岩 (N 値 50 以上) が確認されている。

起点側については、「砂質土：密実でないもの」に該当し、切土法面の標準勾配は 1 : 1.2 とする。終点側については、「砂質土：密実なもの」に該当するが、凝灰角礫岩は風化の進行が早く、将来的な安定を考慮し、切土法面の標準勾配は 1 : 1.2 をとする。

表2-3 掘削部の標準のり面勾配

| 地山の土質 | | 掘削高(m) | 勾配 | 標準値 |
|------------------|---------------------|--------|-------------|-----|
| 硬岩 | | | 1:0.3~1:0.8 | 0.3 |
| 中硬岩 | | | | 0.5 |
| 軟岩 | | | | 0.8 |
| 砂 | 密実でない粒度分布の悪いもの | | 1:1.5 以上 | 1.8 |
| 砂質土 | 密実なもの | 5 m以下 | 1:0.8~1:1.0 | 1.0 |
| | | 5~10m | 1:1.0~1:1.2 | 1.0 |
| | 密実でないもの | 5 m以下 | 1:1.0~1:1.2 | 1.0 |
| | | 5~10m | 1:1.2~1:1.5 | 1.2 |
| 砂利又は岩塊混じり砂質土(玉石) | 密実なもの、又は粒度分布の良いもの | 10m以下 | 1:0.8~1:1.0 | 1.0 |
| | | 10~15m | 1:1.0~1:1.2 | 1.0 |
| | 密実でないもの、又は粒度分布の悪いもの | 10m以下 | 1:1.0~1:1.2 | 1.0 |
| | | 10~15m | 1:1.2~1:1.5 | 1.2 |
| 粘性土など | | 10m以下 | 1:0.8~1:1.2 | 1.0 |
| 岩塊又は玉石混じりの粘性土 | | 5 m以下 | 1:1.0~1:1.2 | 1.0 |
| | | 5 ~10m | 1:1.2~1:1.5 | 1.2 |

出典：「設計施工マニュアル（案）[河川編・道路編] 東北地方整備局（平成15年4月）P. 2-2-8」

5.2 坑口比較検討

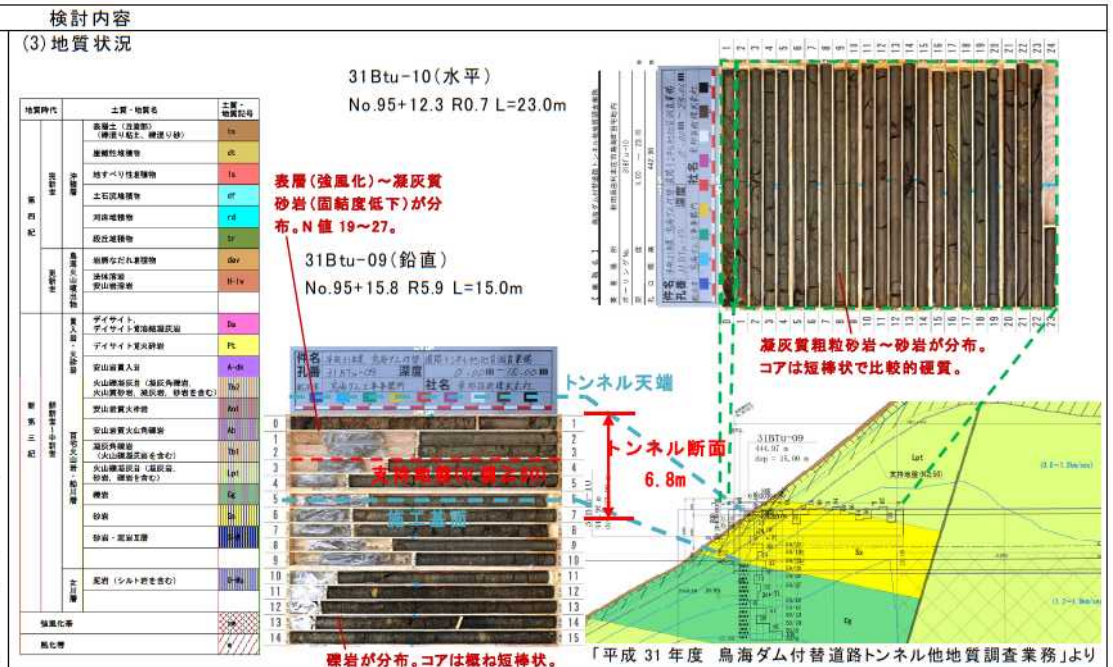
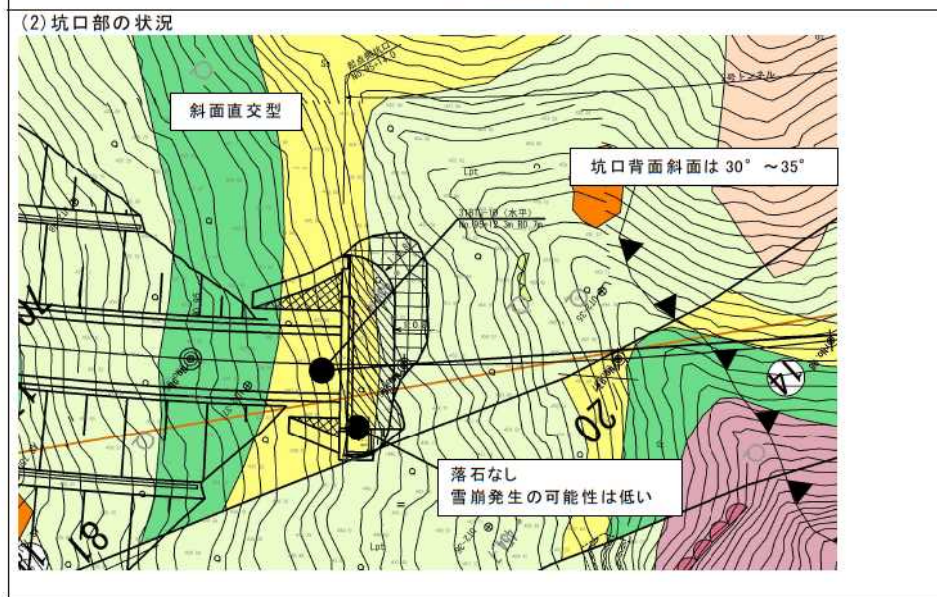
5.2.1 起点側坑口部

(1)坑門工の諸条件

- 坑門工の形式：**面壁型**
 経済性や施工性に優れ、施工実績からも「面壁型」として位置検討を行い、「突出型」を追加検討する。
- 進入地形：**斜面直交型**
 坑口付近の地形は、トンネル軸線に対し概ね直交する形であり、斜面直交型である。
- 地形条件：**急斜面（30°～35°）程度**
 坑口付近は山腹の急傾斜（30°～35°）に位置し、雪崩発生の可能性は低い（5.3参照）。転石等は認められない。
- 地質条件：**百宅火山岩・船川層**
 表層には沖積層（礫混じり粘土・砂）が分布、その下に基岩となる。
 百宅火山岩・船川層（火山礫凝灰岩・砂岩）が分布する。
- 近接条件：**特になし**
- 設計積雪深：**H=4.0m（14kN/m²）**
 過年度道路詳細設計と同様にH16.3.1の最大積雪深3.96mより「4.00m」として設定。

<条件整理表>

| 形式 | 地形 | 地表面 | 地質 | 近接 | 落石・雪崩 |
|-----|-------|-----------|---|------|------------|
| 面壁型 | 斜面直交型 | 30°～35°程度 | ・沖積層（礫混じり粘土・砂） ・百宅火山岩・船川層（火山礫凝灰岩・砂岩） | 特になし | 雪崩発生の可能性あり |



(4)検討案の立案と検討結果

①前提条件

- 坑門形式は、「面壁型（ウイング）」「突出型」を比較する。
- 積雪寒冷地であることから維持管理の観点から坑門背面の切土は極力小さくする。

②検討案の立案

面壁型（ウイング）にて最適な坑口位置を選定し、その坑口位置に対して突出型を加えて比較検討を行う。本坑口の比較案は下表に示す5案とする。

表-5.1.4 起点側坑門工比較表

| 比較案 | 坑口位置 | 概要 | 概算工費 | 採用 |
|-----------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------|----|
| 第1案（面壁型） | No.95+9.0（基準案） | 永久法面が発生しない位置 | ■■■■円 ■■■■円(1.296) | |
| 第2案（面壁型） | No.95+11.0（-2.0m） | 切土1段 H=7.0m程度 安定勾配1:1.2で切土した位置 | ■■■■円 ■■■■円(1.191) | |
| 第3案（面壁型） | No.95+14.0（-5.0m） | 切土1段 H=7.0m程度 法枠併用1:0.8で切土した位置 | ■■■■円 基準案 (1.000) | ○ |
| 第4案（突出型） | No.94+17.0（+12.0m） | 第1案坑口位置と同位置とし、前面盛土1:1.5とした案 | ■■■■円 ■■■■円(1.784) | |
| 第5案（半突出型） | No.95+4.0（+5.0m） | 第1案坑口位置と同位置とし、前面盛土1:0.5とした案 | ■■■■円 ■■■■円(1.401) | |

③検討結果

維持管理、経済性に優れ、景観性も問題無い「第3案（面壁型）No.95+14.0」を採用とする。

2号トンネル起点側坑門工比較表

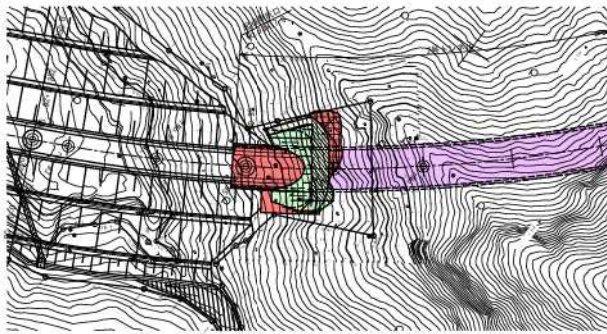
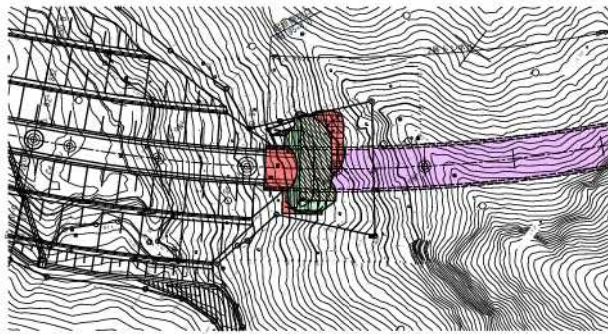
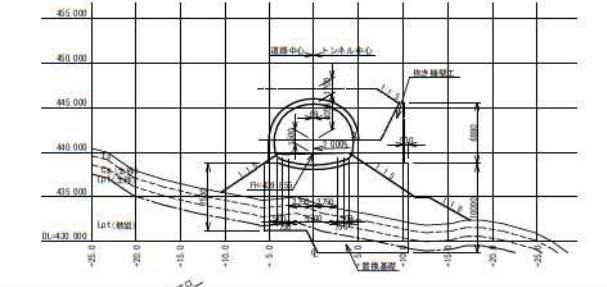
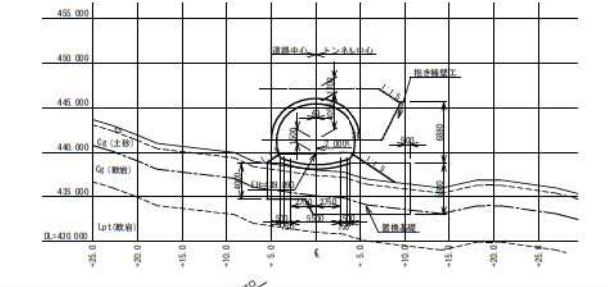
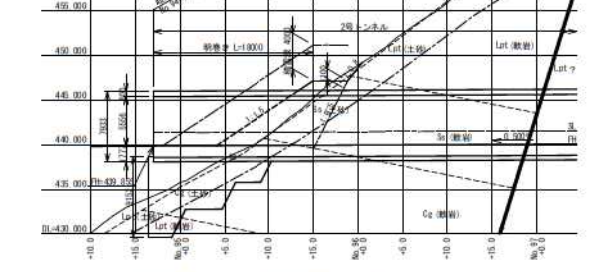
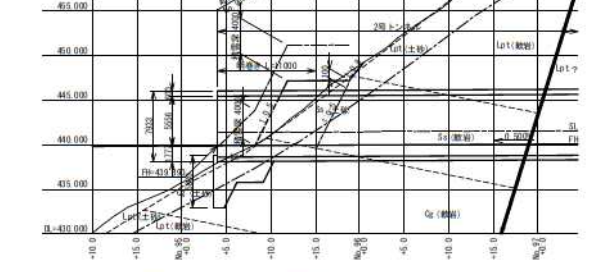
(比較対象範囲 No. 94+17.0~No. 96+ 3.0 : L=26m)

| 検討案 | 第1案 面壁型 背面切土なし | 第2案 面壁型 背面切土1段(1:1.2) | 第3案 面壁型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8) | 備考 |
|----------------|---|--|---|---------------------|
| 測点 | No. 95+ 9.0(±0m) | No. 95+11.0(-2m) | No. 95+14.0(-5m) | |
| 平面図 S=1:600 | | | | |
| 正面図 S=1:300 | | | | |
| 縦断面 S=1:300 | | | | |
| 地形地質概要 | <ul style="list-style-type: none"> トンネル軸線は斜面に対し、斜面直交型地形を呈する。 坑口背面の斜面は約30°~35°と比較的急峻である。 坑口周辺に露岩、転石は一部確認されるが、本線に影響する転石、露頭は、1箇所のため除去等が対応可と考えられる。 | <ul style="list-style-type: none"> 雪崩危険度は、0であり、雪崩は発生しにくい。 | | |
| 案の概要 | 背面の切土を生じさせない坑門位置とした案。 | 背面に安定勾配(1:1.2)の切土を1段許容できるまで追い込んだ案。 背面切土は安定勾配であるが、風化に伴う崩壊等が懸念されるため、表面保護として法枠工を設置する。 | 背面に法枠併用の切土(1:0.8)を1段許容できるまで追い込んだ案。 | |
| 施工性 | 背面切土法面が発生しないため施工時の切土高が低く、施工安全性に優れる。 トンネル延長が長い。 △抱き擁壁、置換えコンクリートが大規模となるため施工性に劣る。 | 背面切土は安定勾配による局地的に発生する比較的小規模な法面であり、施工安全性に優れる。 △トンネル延長は第1案と同等に長い。 △抱き擁壁、置換えコンクリートが大規模となるため施工性に劣る。 | 法枠を併用した切土法面であるが、比較的小規模であるため施工性に問題は無い。 トンネル延長は最も短い。 △抱き擁壁、置換えコンクリートを必要としないため施工性に優れる。 | ◎ |
| 維持管理 | 坑口背面に切土は生じないため、法面に対する維持管理は不要である。 | 坑口背面の切土は安定勾配であるが、表面保護の法枠の維持管理が必要となる。 | 坑口背面の法枠を併用した切土に対する維持管理が必要となる。 | △ |
| 景観性 | 坑口背面に永久切土法面も発生しないことから景観性に優れる。 | 坑口背面の永久切土は局地的に発生する比較的小規模な法面であり、法面を緑化することで周辺地形との調和を図れる。 | 坑口背面の法枠を併用した永久切土が残るが、法面を緑化することで周辺地形との調和が図れる。 | ○ |
| 積雪・落石 | △雪庇が生じ易い。 (雪庇防止板を設置する場合、●●●●●円の追加費用が生じる) ※落石のリスクがあるが、発生源の除去で対応可。 | △雪庇が生じ易い。 (雪庇防止板を設置する場合、●●●●●円の追加費用が生じる) ○落石のリスクがあるが、発生源の除去で対応可。 | △雪庇が生じ易い。 (雪庇防止板を設置する場合、●●●●●円の追加費用が生じる) ○落石のリスクがあるが、発生源の除去で対応可。 | △ |
| 経済性 (諸経費込) | 坑門工・他構造物：●●●●●円+雪庇防止板：●●●●●円=●●●●●円 (差額 ●●●●●円 比率：1.290) | 坑門工・他構造物：●●●●●円+雪庇防止板：●●●●●円=●●●●●円 (差額 ●●●●●円 比率：1.191) | 坑門工・他構造物：●●●●●円+雪庇防止板：●●●●●円=●●●●●円 (差額 ●●●●●円 比率：1.000) | ① |
| 総合評価 | ◎：3×1+○：2×1+△：1×2+③：6=13点【2】 | ◎：3×0+○：2×1+△：1×3+②：8=13点【2】 | ◎：3×1+○：2×1+△：1×2+①：10=17点【1】 | 施工性、経済性に優れた本案を採用する。 |

●評価指標
・経済性
①：10点
②：8点
③：6点
④：4点
⑤：2点
・上記以外の項目
◎：3点
○：2点
△：1点

2号トンネル起点側坑門工比較表

(比較対象範囲 No. 94+17.0~No. 96+ 3.0 : L=26m)

| 検討案 | 第4案 突出型 (前面盛土1:1.5) | 第5案 突出型 (前面盛土1:0.5) | 備考 |
|-----------------|--|---|----|
| 測点 | No. 94+17.0 (+12m) | No. 95+ 4.0 (+5m) | |
| 平面図 S=1:600 |  |  | |
| 正面図 S=1:300 |  |  | |
| 縦断面図 S=1:300 |  |  | |
| 地形地質概要 | <ul style="list-style-type: none"> トンネル軸線は斜面に対し、斜面直交型地形を呈する。 坑口背面の斜面は約30°~35°と比較的急峻である。 坑口周辺に露岩、転石は一部確認されるが、本線に影響する転石、露頭は、1箇所のため除去等対応可と考えられる。 | <ul style="list-style-type: none"> 雪崩危険度は、0であり、雪崩は発生しにくい。 | |
| 案の概要 | 背面の切土を生じさせない坑門位置とし、前面盛土勾配を1:1.5とした突出案。 | 背面の切土を生じさせない坑門位置とし、前面盛土勾配を1:0.5とした突出案。 | |
| 施工性 | <ul style="list-style-type: none"> ○法枠を併用した切土法面であるが、比較的小規模であるため施工性に問題は無い。 △明り巻を用いた突出型構造は延長が長く、坑口背面からの発生する盛土は大規模となるため、施工性に劣る。 △明り巻下部に大規模な置換基礎が必要となる。 | <ul style="list-style-type: none"> ○法枠を併用した切土法面であるが、比較的小規模であるため施工性に問題は無い。 △明り巻を用いた半突出型構造は第1案に比べ延長が長く、坑口面の補強土壁も比較的大規模となるため、施工性に劣る。 △明り巻下部に大規模な置換基礎が必要となる。 | |
| 維持管理 | <ul style="list-style-type: none"> △坑口背面の法枠を併用した切土に対する維持管理が必要となる。 ○雪崩点検時の危険性を回避できることから、積雪時の維持管理に優れる。 | <ul style="list-style-type: none"> △坑口背面の法枠を併用した切土に対する維持管理が必要となる。 △背面に大規模な急勾配補強土壁が生じるため維持管理が必要となる。 | |
| 景観性 | <ul style="list-style-type: none"> ○坑口背面の法枠を併用した永久切土が残るが、法面を緑化することで周辺地形との調和が図れる。 ○壁面がないため圧迫感が軽減され、景観・走行性に優れる。 | <ul style="list-style-type: none"> ○坑口背面の法枠を併用した永久切土が残るが、法面を緑化することで周辺地形との調和が図れる。 ○壁面がないため圧迫感が軽減され、景観・走行性に優れる。 | |
| 積雪・落石 | <ul style="list-style-type: none"> ○雪崩が生じにくい。 ※落石は回避できる(ただし、構造物の損傷が懸念されるため、除去等の対応が望ましい)。 | <ul style="list-style-type: none"> ○雪崩が生じにくい。 ※落石は回避できる(ただし、構造物の損傷が懸念されるため、除去等の対応が望ましい)。 | |
| 経済性 (諸経費込) | <p style="text-align: center;">(差額: ████████円 比率: 1.784)</p> | <p style="text-align: center;">(差額: ████████円 比率: 1.401)</p> | |
| 総合評価 | ◎: 3×1+○: 2×2+△: 1×1+⑤: 2=10点【4】 | ◎: 3×1+○: 2×1+△: 1×2+④: 4=11点【3】 | |

■評価指標
 ・経済性
 ①: 10点
 ②: 8点
 ③: 6点
 ④: 4点
 ⑤: 2点
 ・上記以外の項目
 ◎: 3点
 ○: 2点
 △: 1点

2号トンネル起点側坑門工事費内訳表 (比較対象範囲 No. 94+17.0~No. 96+3.0)

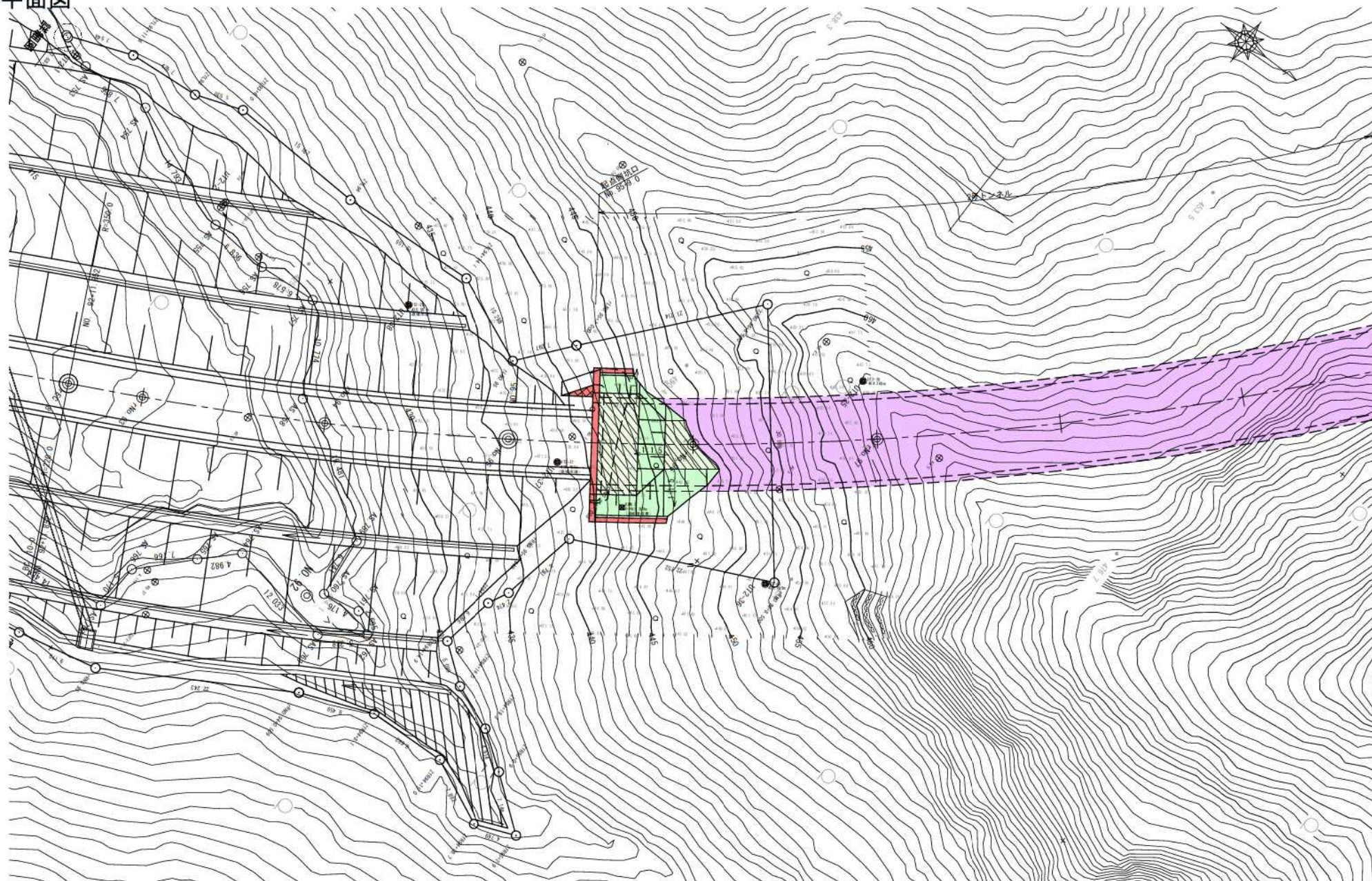
| 項目 | 単位 | 規格 | 単価 | 第1案 面壁型 背面切土なし No. 95+9.0(+0m) | | 第2案 面壁型 背面切土1段(法枠併用 1:1.2) No. 95+11.0(-2m) | | 第3案 面壁型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8) No. 95+14.0(-5m) | | 第4案 突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8) No. 94+17.0(+12m) | | 第5案 突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8) No. 95+1.0(+5m) | | 備 考 |
|-------------|-----------------|-----------------|---------------------------|--------------------------------------|-------|---|-------|---|-------|--|-------|--|---------------------|-------------------------------|
| | | | | 数量 | 金額 | 数量 | 金額 | 数量 | 金額 | 数量 | 金額 | 数量 | 金額 | |
| | | | | トンネル本体工 | m | D11La | 13.3 | | 11.3 | | 8.3 | | 8.0 | |
| 補助工法 | m | 注入式フォアボーリング | 3.0 | | 3.0 | | 2.0 | | 2.0 | | 2.0 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.41 | |
| トンネル壁 掘削 | 掘き機 | m ³ | 66.9 | | 49.8 | | 0.0 | | 164.4 | | 112.8 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 型枠 | m ² | 77.6 | | 61.2 | | 0.0 | | 137.5 | | 100.7 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 足場工 | 掛m ² | 74.6 | | 59.0 | | 0.0 | | 133.4 | | 97.8 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | コンクリート | m ³ | 57.4 | | 24.4 | | 0.0 | | 785.0 | | 383.5 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 型枠 | m ² | 26.3 | | 13.5 | | 0.0 | | 234.5 | | 127.7 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 足場工 | 掛m ² | 26.3 | | 13.5 | | 0.0 | | 234.5 | | 127.7 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 小計 | | | | | | | | | | | | | |
| | 坑門本体 | m ³ | 61.1 | | 64.5 | | 56.0 | | 303.2 | | 185.3 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| 型枠 | m ² | 195.9 | | 201.3 | | 170.5 | | 387.6 | | 243.4 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | | |
| 鉄筋 | t | 6.9 | | 7.3 | | 6.3 | | 34.1 | | 20.8 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 <small>※(A)別冊(施工積算)別冊(法人経済調査会) P.309</small> | | |
| 足場工 | 掛m ² | 172.9 | | 183.2 | | 159.3 | | 131.0 | | 80.1 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | | |
| 小計 | | | | | | | | | | | | | | |
| 掘削 切土工 | 土砂 | m ³ | 126.9 | | 205.7 | | 363.9 | | 857.7 | | 735.2 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 軟岩 | m ³ | 16.0 | | 19.6 | | 89.7 | | 481.9 | | 435.5 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 硬岩 | m ³ | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 小計 | | | | | | | | | | | | | |
| 盛土工 | 普通盛土(発生土) | m ³ | 512.8 | | 512.8 | | 512.8 | | 512.8 | | 512.8 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 盛土(ソイルセメント) | m ³ | 539.3 | | 384.1 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 設計事例 | |
| | 埋め戻し(小規模・人力) | m ³ | 116.0 | | 127.9 | | 136.0 | | 149.5 | | 291.1 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 小計 | | | | | | | | | | | | | |
| のり面工 | 積生基材吹付 | m ² | t=3cm | 0.0 | | 36.5 | | 75.6 | | 78.3 | | 78.3 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.3.P.8(別冊) 積生 |
| | 種子散布 | m ² | | 91.0 | | 62.0 | | 11.2 | | 135.3 | | 19.0 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.4.P.8(別冊) 種子 |
| | ブロック積工 | m ² | コンクリートブロック 直高3.0m未満 | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.13 |
| | | m | 基礎工 | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.13 |
| | | m | 天端コンクリート | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.13 |
| | 大型ブロック積工 | m ² | コンクリートブロック 直高3.0m以上5.0m未満 | 4.9 | | 13.2 | | 40.0 | | 33.5 | | 11.6 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.13 |
| | | m | 基礎工 | 3.4 | | 7.1 | | 13.0 | | 10.0 | | 5.1 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.13 |
| | | m | 天端コンクリート | 3.4 | | 7.1 | | 13.0 | | 10.0 | | 5.1 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.13 |
| | 大型ブロック積工(基礎込み) | m ² | 地震時対応 | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | メーカーヒアリング |
| | 300×300 | m ² | | 0.0 | | 36.5 | | 75.6 | | 78.3 | | 78.3 | | 土木コスト情報 令和2年7月 P.141 |
| | | 本 | L=1.0m, Ø2.25m2/本 | 0.0 | | 0.0 | | 34.0 | | 35.0 | | 35.0 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.11 |
| | 補強土壁工 | m ² | | | | | | | | | | 92.3 | | H26年度 近畿地整概算単価 P.13 |
| | 小計 | | | | | | | | | | | | | |
| 計 | | | | | | | | | | | | | | |
| 諸経費 | | ×0.5 | | | | | | | | | | | | |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | |
| | 百万 | | | | | | | | | | | | | |
| 雪庇防止板 | 一式 | | 1.0 | | 1.0 | | 1.0 | | 0.0 | | 0.0 | | メーカーヒアリング | |
| 諸経費 | | ×0.5 | | | | | | | | | | | | |
| 合計(雪庇防止板含む) | | | | | | | | | | | | | | |
| | 百万 | | | | | | | | | | | | | |

千円

比率
差額

起点側坑口 第1案 面壁型 背面切土なし

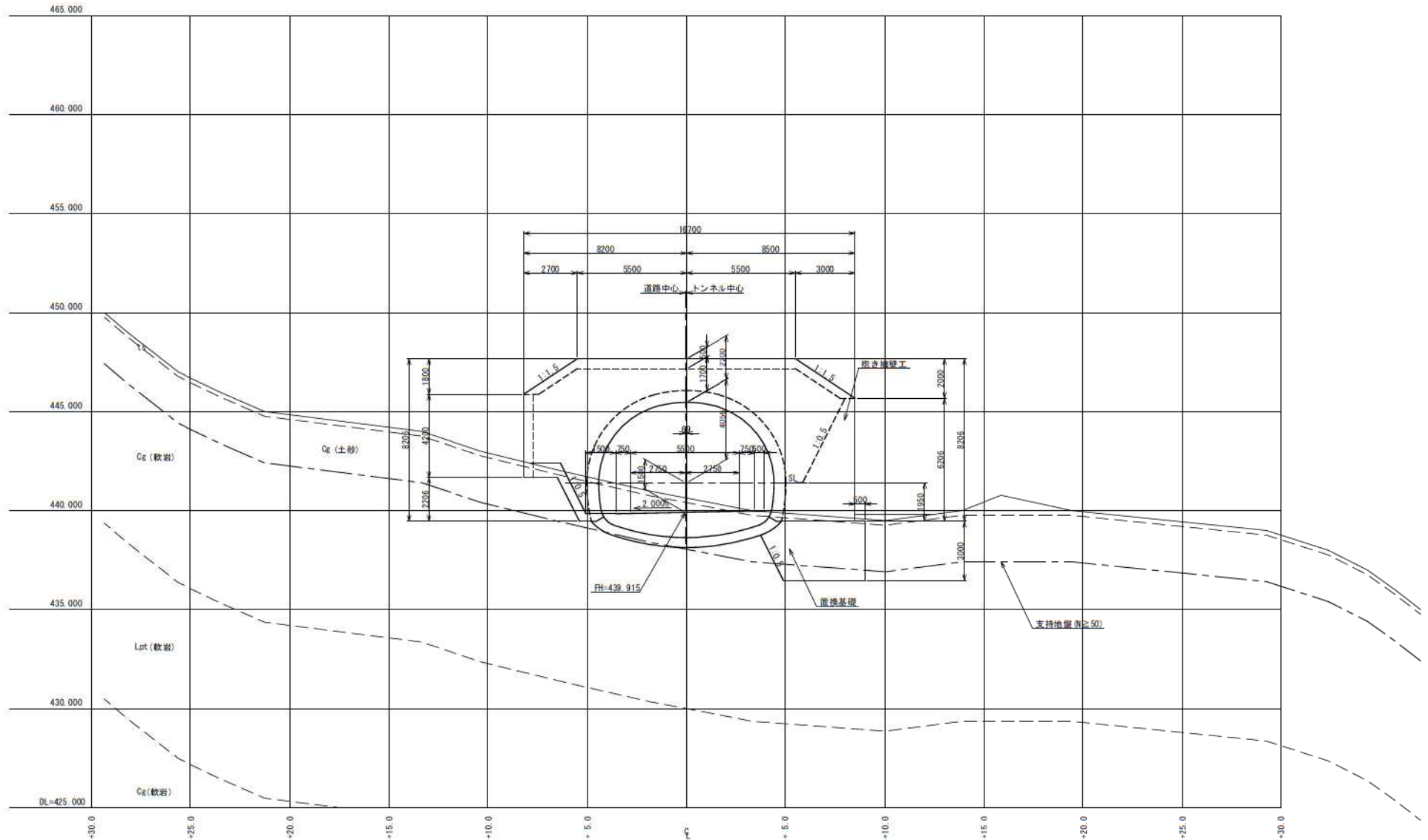
平面図



起点側坑口 第1案 面壁型 背面切土なし

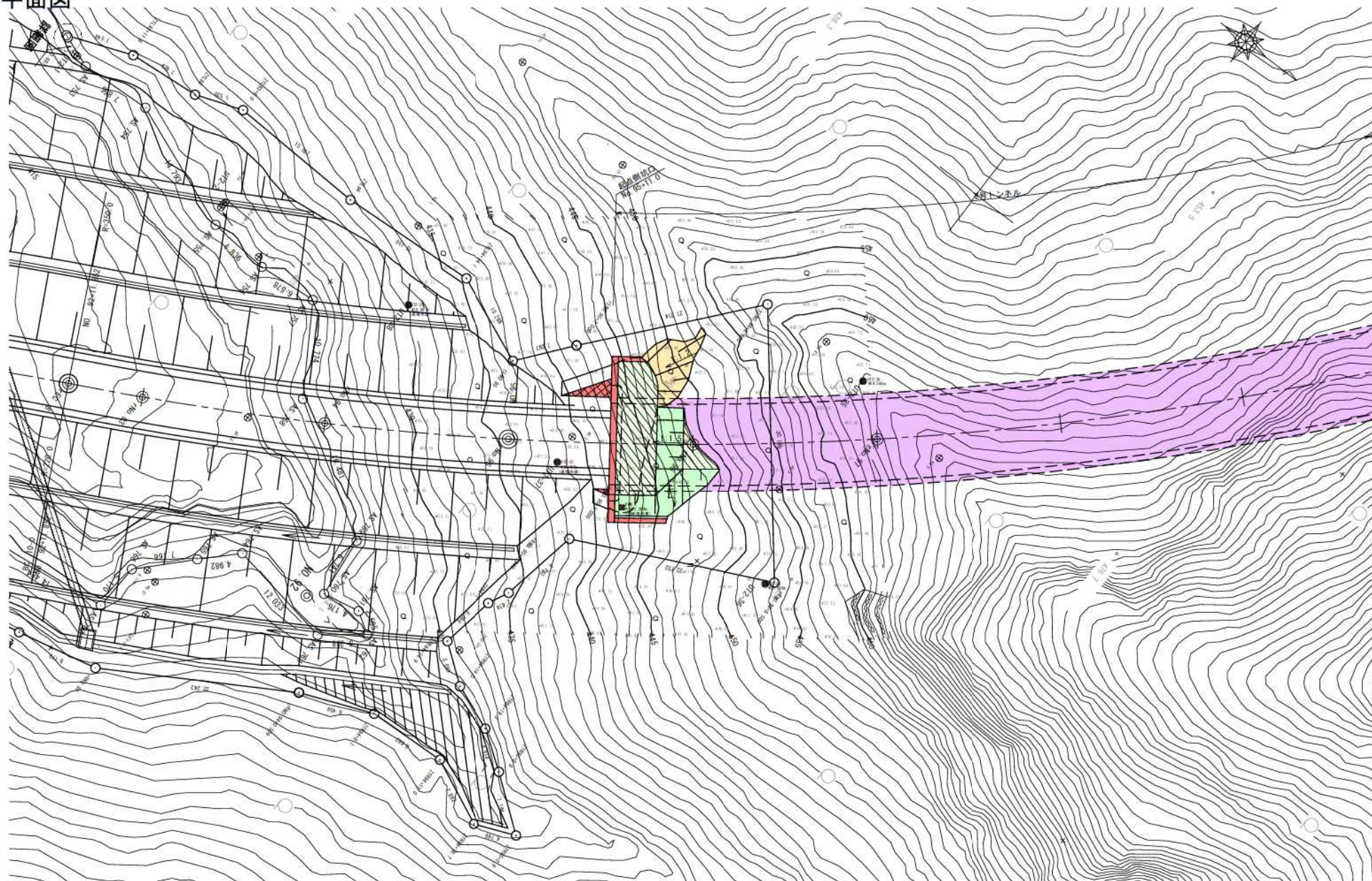
正面図

No. 95+9.0



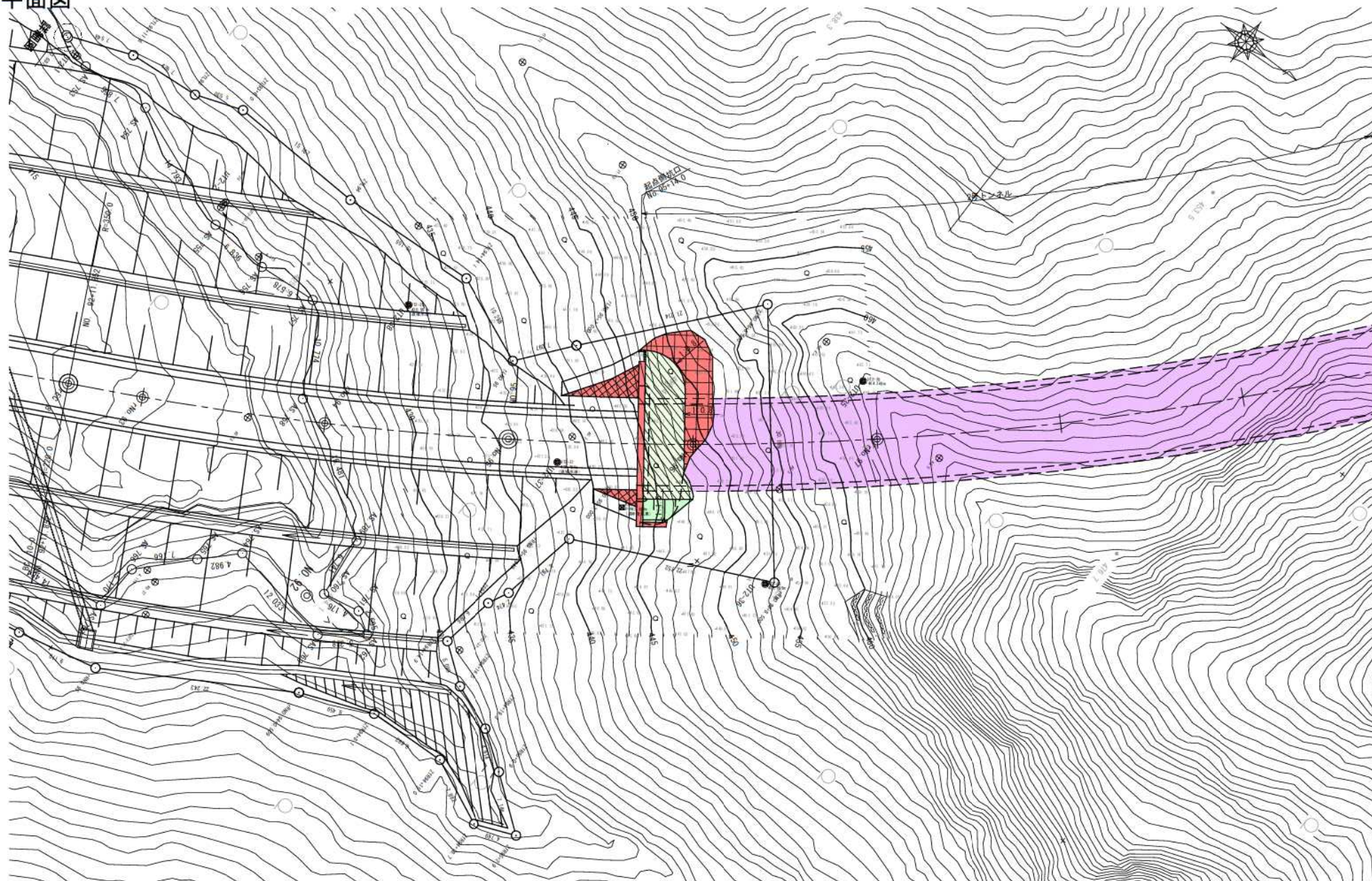
起点側坑口 第2案 面壁型 背面切土1段(1:1.2)

平面図



起点側坑口 第3案 面壁型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

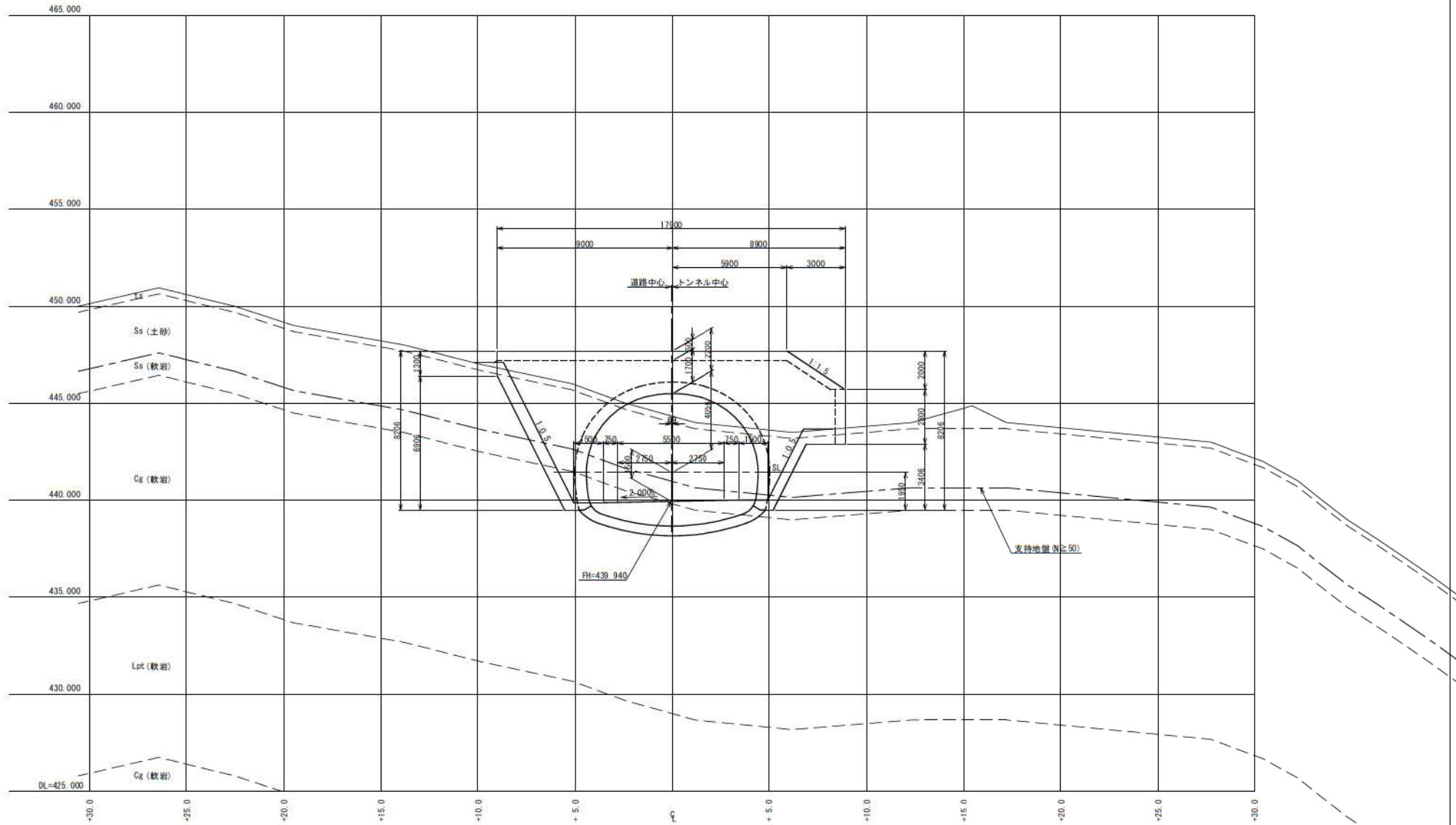
平面図



起点側坑口 第3案 面壁型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

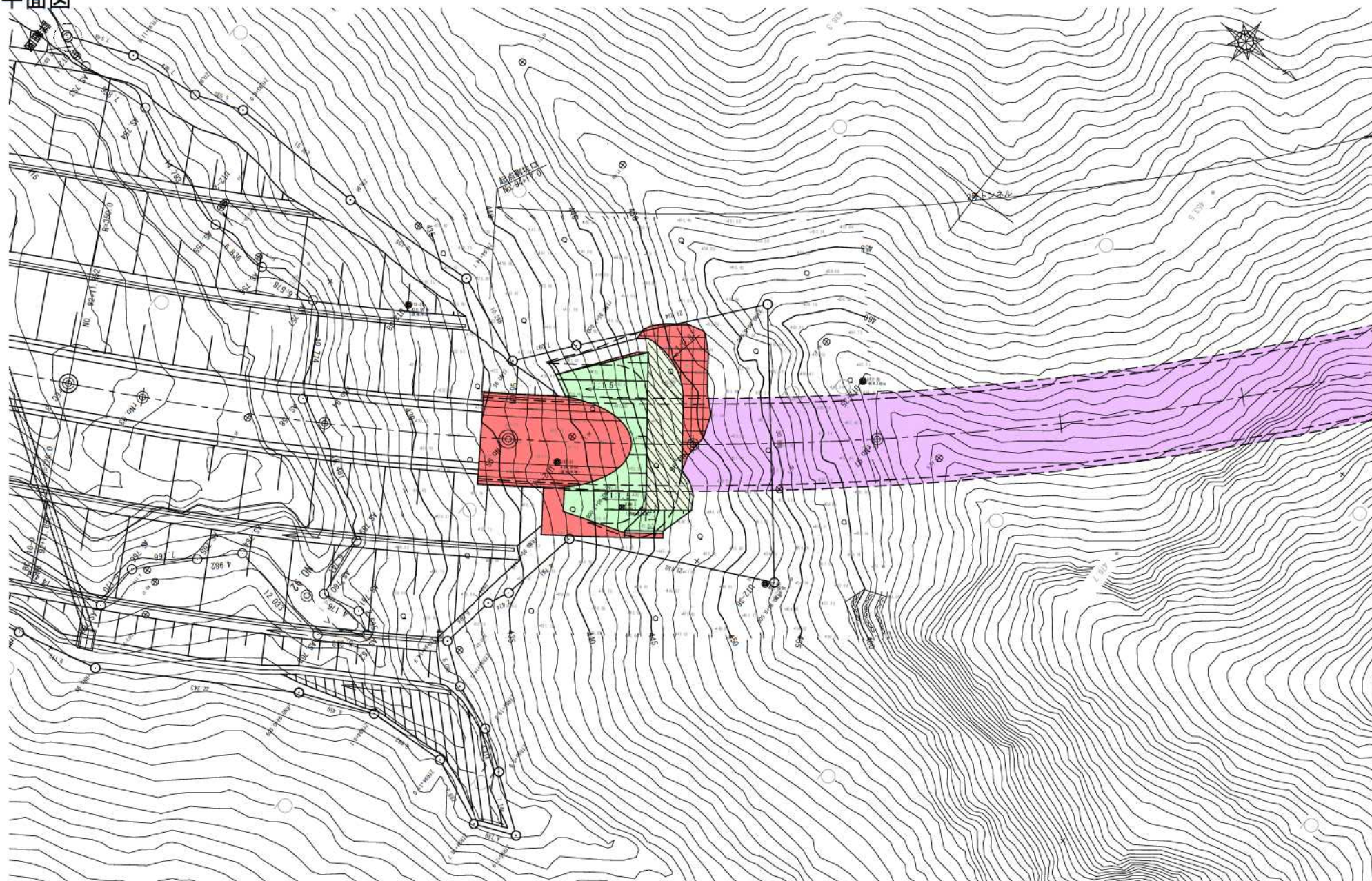
正面図

No. 95+14.0



起点側坑口 第4案 突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

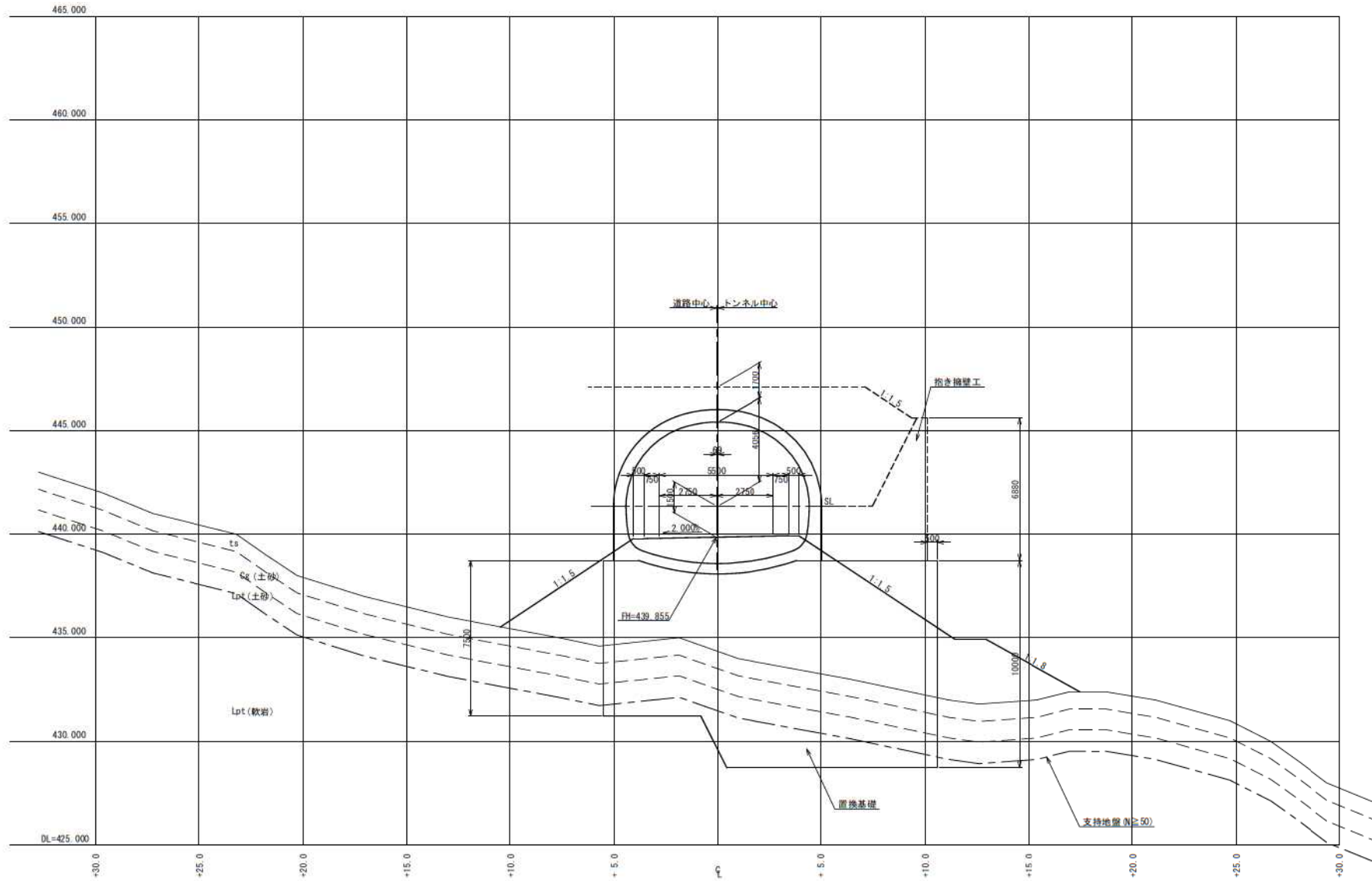
平面図



起点側坑口 第4案 突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

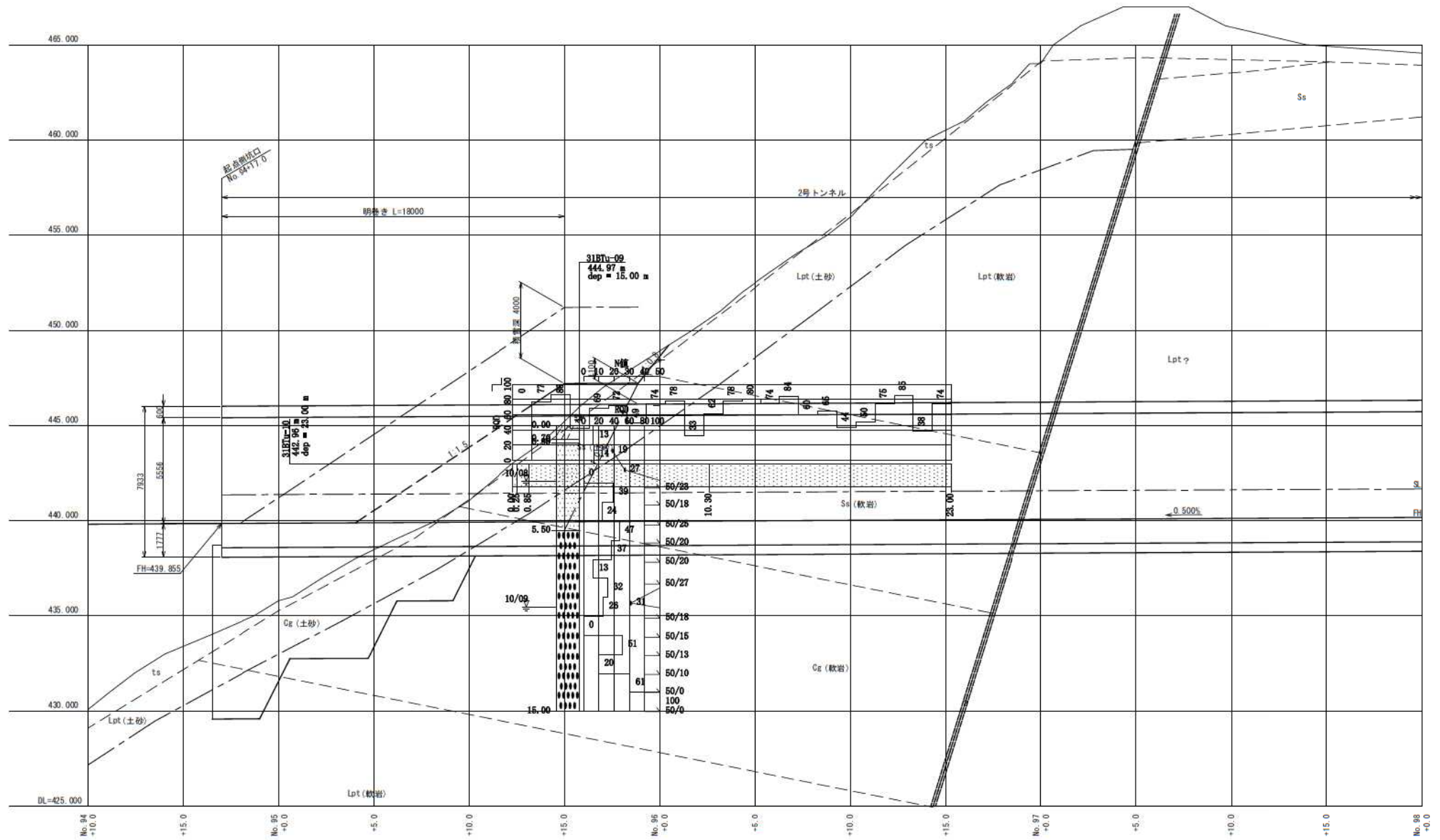
正面図

No. 94+17.0



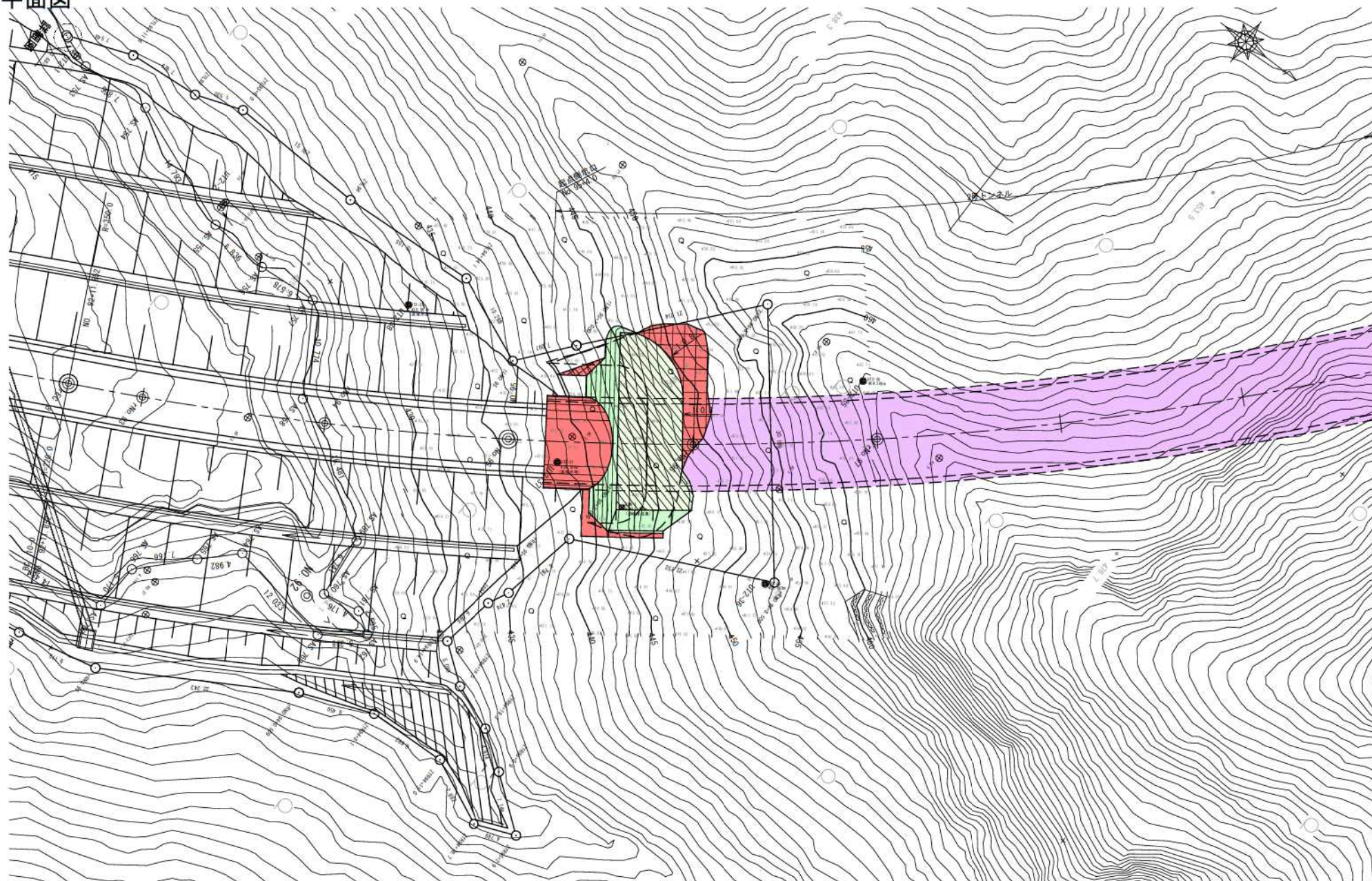
起点側坑口 第4案 突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

縦断面図



起点側坑口 第5案 半突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

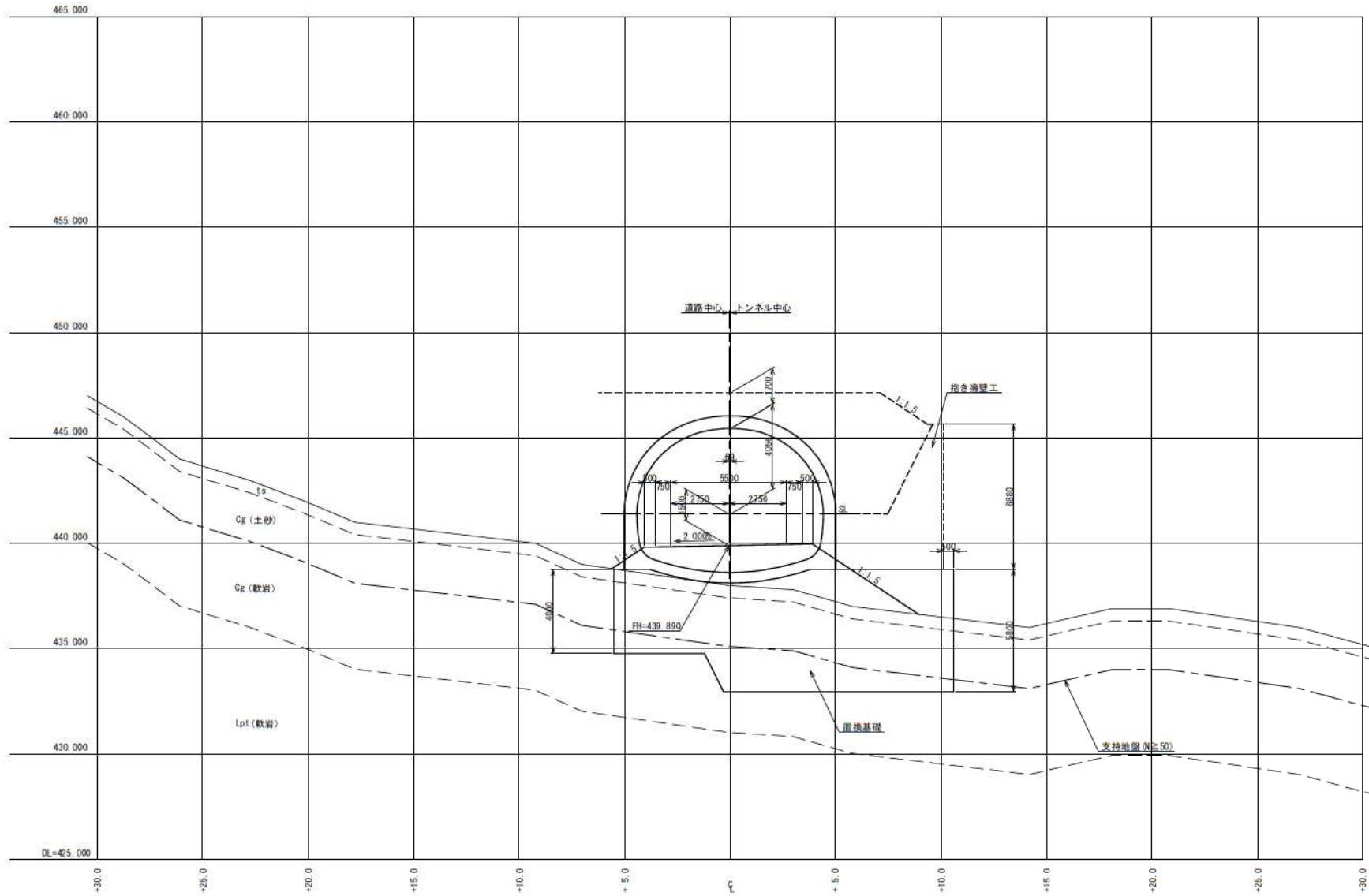
平面図



起点側坑口 第5案 半突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

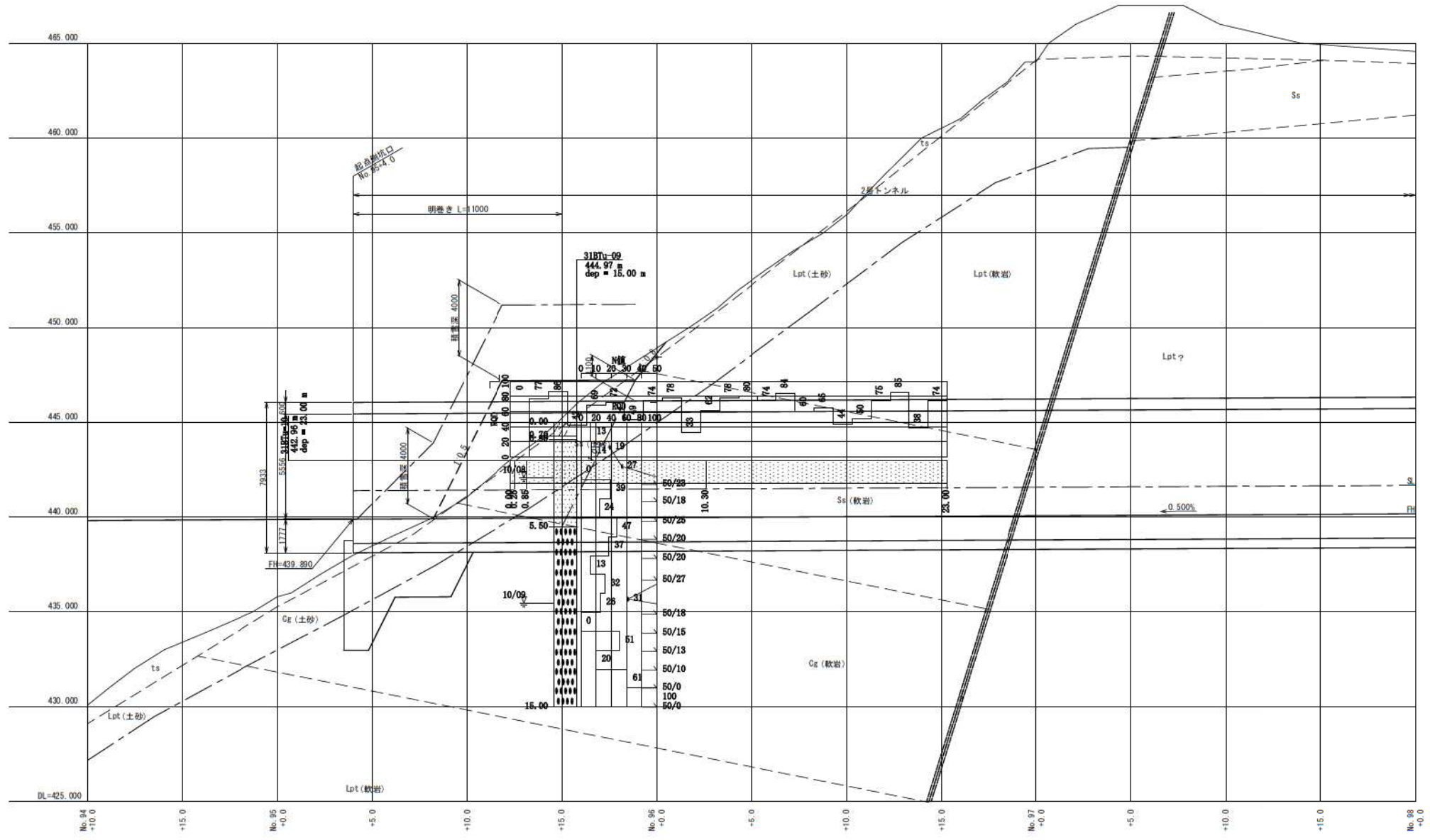
正面図

No. 95+4.0



起点側坑口 第5案 半突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

縦断面図



5.2.2 終点側坑口部

(1) 坑門工の諸条件

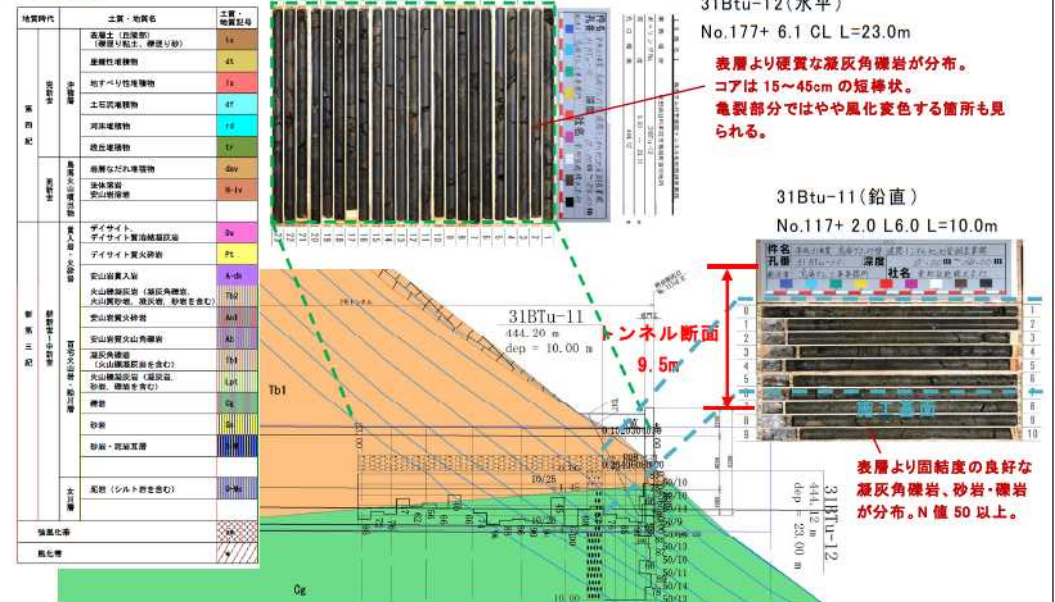
- ・坑門工の形式：**面壁型**
 経済性や施工性に優れ、施工実績からも「面壁型」として位置検討を行い、「突出型」を追加検討する。
- ・進入地形：**斜面斜交型**
 坑口付近の地形は、トンネル軸線に対し斜交する形であり、斜面斜交型である。
- ・地形条件：**急斜面（40°）程度**
 坑口付近は山腹の急傾斜（40°）に位置し、雪崩発生の可能性が高い（5.3参照）。明確な転石等は認められないが、露頭から落石が生じる可能性はある。
- ・地質条件：**百宅火山岩・船川層**
 崩壊跡地形に位置し、表層には凝灰角礫岩が分布する。
- ・近接条件：**特になし**
- ・設計積雪深：**H=4.0m（14kN/m²）**
 過年度道路詳細設計と同様にH16.3.1の最大積雪深3.96mより「4.00m」として設定。

<条件整理表>

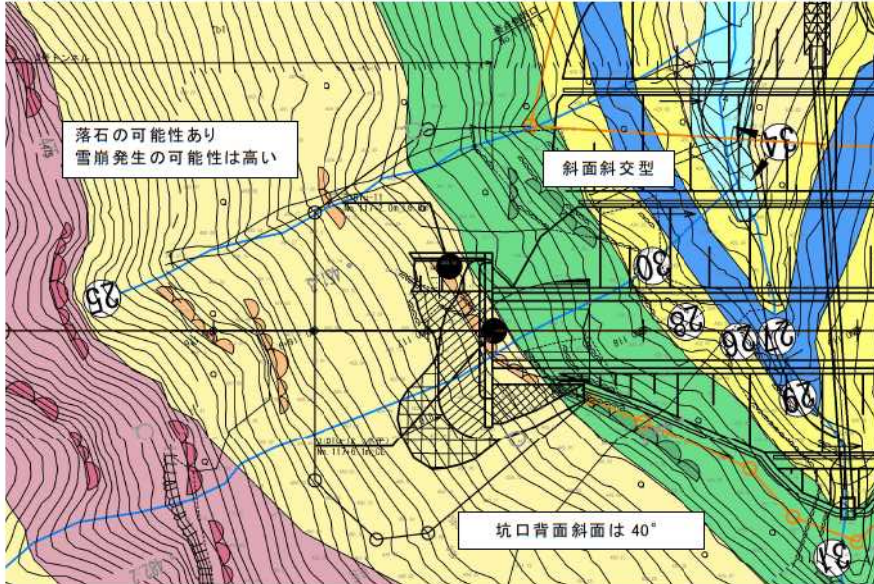
| 形式 | 地形 | 地表面 | 地質 | 近接 | 落石・雪崩 落石・雪崩 発生の可能性あり |
|-----|-------|-------|-------|------|----------------------------|
| 面壁型 | 斜面斜交型 | 40°程度 | 凝灰角礫岩 | 特になし | |

検討内容

(3) 地質状況



(2) 坑口部の状況



(4) 検討案の立案と検討結果

- ①前提条件
 - ・坑門形式は、「面壁型（ウイング）」「突出型」を比較する。
 - ・積雪寒冷地であることから維持管理の観点から坑門背面の切土は極力小さくする。
 - ・坑口背面斜面が急傾斜であるため安定勾配（1:1.2）では多段切土が生じる。坑口を追い込む場合は1:0.8（法枠併用）での切土とする。
- ②検討案の立案
 面壁型（ウイング）にて最適な坑口位置を選定し、その坑口位置に対して突出型を加えて比較検討を行う。本坑口の比較案は下表に示す5案とする。

表-5.1.5 終点側坑門工比較表

| 比較案 | 坑口位置 | 概要 | 概算工費 | 採用 |
|-----------|----------------------|---|------------------------|----|
| 第1案（面壁型） | No. 117+10.0（基準案） | 永久法面が発生しない位置 | ■■■■円 ■■■■円(1.156) | |
| 第2案（面壁型） | No. 117+ 6.0（- 4.0m） | 切土1段 H=7.0m程度 法枠併用 1:0.8で切土した位置 | ■■■■円 基準案 (1.000) | ○ |
| 第3案（面壁型） | No. 117+ 5.0（- 5.0m） | 切土2段 H=7.0m程度（1段あたり） 法枠併用 1:0.8で切土した位置 | ■■■■円 ■■■■円 (1.094) | |
| 第4案（突出型） | No. 118+ 3.0（+13.0m） | 第1案坑口位置と同位置とし、前面盛土 1:1.5とした案 | ■■■■円 ■■■■円(1.483) | |
| 第5案（半突出型） | No. 117+16.0（+ 6.0m） | 第1案坑口位置と同位置とし、前面盛土 1:0.5とした案 | ■■■■円 ■■■■円(1.154) | |

- ③検討結果
 維持管理、経済性に優れ、景観性も問題無い「第2案（面壁型）No. 117+ 6.0」を採用とする。

2号トンネル終点側坑門工比較表

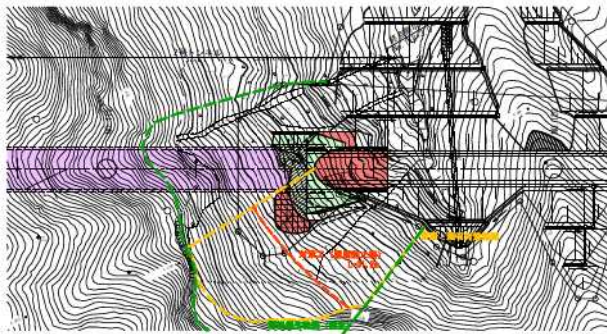
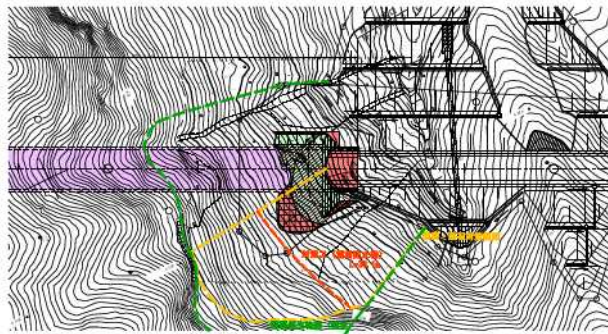
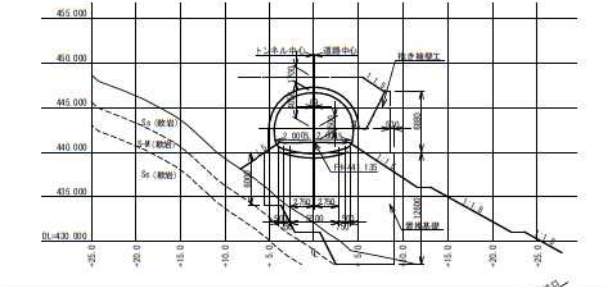
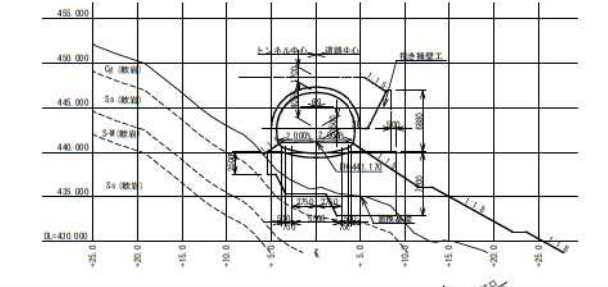
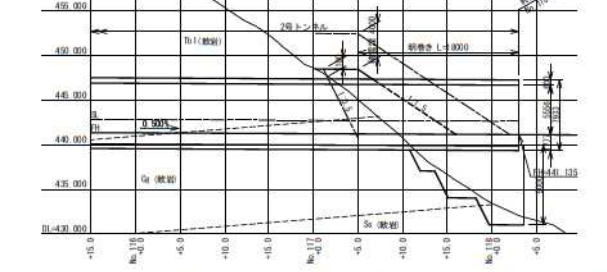
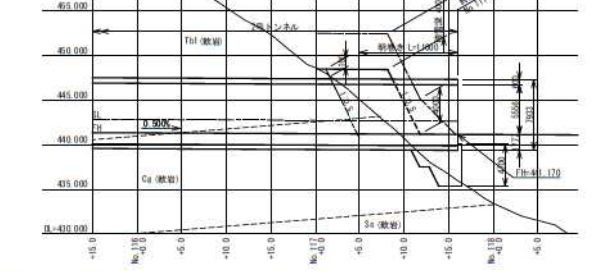
(比較対象範囲 No.116+ 8.0~No.118+ 3.0 : L=25m)

| 検討案 | 第1案 面壁型 背面切土なし No.117+10.0(±0m) | 第2案 面壁型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8) No.117+ 6.0(-4m) | 第3案 面壁型 背面切土2段(法枠併用 1:0.8) No.117+ 5.0(-5m) | 備考 |
|----------------|---|---|---|----|
| 測点 | No.117+10.0(±0m) | No.117+ 6.0(-4m) | No.117+ 5.0(-5m) | |
| 平面図 S=1:600 | | | | |
| 正面図 S=1:300 | | | | |
| 縦断図 S=1:300 | | | | |
| 地形地質概要 | <ul style="list-style-type: none"> トンネル軸線は斜面に対し、斜交型地形を呈する。 坑口背面の斜面は約40°と比較的急峻である。 坑口背面斜面には露岩が確認される。(但し、落石規模は不明。) | <ul style="list-style-type: none"> 坑口背面斜面には草地が分布しており、危険度はAであり、雷害の発生が懸念される。 | | |
| 案の概要 | 背面の切土を生じさせない坑門位置とした案。 (坑口奥で安定勾配(1:1.2)の切土を行った場合、法面が多段となる。) | 背面に法枠併用の切土(1:0.8)を1段許容できるところまで追い込んだ案。 | 背面に法枠併用の切土(1:0.8)を2段許容できるところまで追い込んだ案。 | |
| 施工性 | ○背面切土法面が発生しないため施工時の切土高が低く、施工安全性に優れる。 △トンネル延長が長い。 △抱き擁壁、置換えコンクリートが大規模となるため施工性に劣る。 | ○法枠を併用した切土法面であるが、比較的小規模であるため施工性に問題は無い。 ○トンネル延長は比較的長いが、第3案との差は小さく施工性に問題は無い。 | △坑口背面に法枠を併用した法面が2段生じ大規模となるため、施工性に劣る。 ○トンネル延長は最も短くなる。 | ○ |
| 維持管理 | ◎坑口背面に切土は生じないため、法面に対する維持管理は不要である。 | △坑口背面の法枠を併用した切土に対する維持管理が必要となる。 | △坑口背面の法枠を併用した多段の切土に対する維持管理が必要となる。 | △ |
| 景観性 | ○坑口背面に永久切土法面も発生しないことから景観性に優れる。 | ○坑口背面の法枠を併用した永久切土が残るが、法面を緑化する事で周辺地形との調和が図れる。 | △坑口背面の法枠を併用した永久切土が2段残るため他案に比べて劣る。 | △ |
| 積雪・落石 | △雪庇が生じ易い。(雪庇防止板の設置が必要。) ※雷害のリスクがある。(雷害対策が必要。) △落石リスクがある。(落石対策が必要。) | △雪庇が生じ易い。(雪庇防止板の設置が必要。) ※雷害のリスクがある。(雷害対策が必要。) △落石リスクが大きい。(落石対策が必要。) | △雪庇が生じ易い。(雪庇防止板の設置が必要。) ※雷害のリスクがある。(雷害対策が必要。) △落石リスクが最も大きい。(落石対策が必要。) | △ |
| 経済性 (諸経費込) | 坑門工・他構造物：■■■■円+落石・雷害対策工 ■■■■円=■■■■円 (差額：■■■■円 比率：1.156) | 坑門工・他構造物：■■■■円+雪庇防止板 ■■■■円+落石・雷害対策工 ■■■■円=■■■■円 (差額：■■■■円 比率：1.000) | 坑門工・他構造物 ■■■■円+雪庇防止板 ■■■■円+落石・雷害対策工 ■■■■円=■■■■円 (差額：■■■■円 比率：1.094) | ② |
| 総合評価 | ◎：3×1+○：2×1+△：1×2+③：6=13点【3】 | ◎：3×1+○：2×1+△：1×2+①：10=17点【1】 施工性、経済性に優れる本案を採用する。 | ◎：3×0+○：2×1+△：1×3+②：8=13点【2】 | |

■評価指標
・経済性
①：10点
②：8点
③：6点
④：4点
⑤：2点
・上記以外の項目
◎：3点
○：2点
△：1点

2号トンネル終点側坑門工比較表

(比較対象範囲 No.116+ 8.0~No.118+ 3.0 : L=25m)

| 検討案 | 第4案 突出型 (前面盛土1:1.5) | 第5案 突出型 (前面盛土1:0.5) | 備考 |
|----------------|---|---|----|
| 測点 | No.118+ 3.0(+13m) | No.117+16.0(-6m) | |
| 平面図 S=1:600 |  |  | |
| |  |  | |
| |  |  | |
| 地形地質概要 | <ul style="list-style-type: none"> トンネル軸線は斜面に対し、斜面斜交型地形を呈する。 坑口背面の斜面は約40°と比較的急峻である。 坑口周辺に露岩、転石は確認されない。 | <ul style="list-style-type: none"> 坑口背面には草地が分布しており、危険度はAであり、雷害の発生が懸念される。 | |
| 案の概要 | 背面の切土を生じさせない坑門位置とし、前面盛土勾配を1:1.5とした突出案。 | 背面の切土を生じさせない坑門位置とし、前面盛土勾配を1:0.5とした突出案。 | |
| 施工性 | <ul style="list-style-type: none"> ○法枠を併用した切土法面であるが、比較的小規模であるため施工性に問題は無い。 △明り巻を用いた突出型構造は延長が長く、坑口背面からの発生する塵土は大規模となるため、施工性に劣る。 △大規模な抱き擁壁、置換基礎が必要となる。 | <ul style="list-style-type: none"> ○法枠を併用した切土法面であるが、比較的小規模であるため施工性に問題は無い。 △明り巻を用いた半突出型構造は第1案に比べ延長が長く、坑口面の補強土壁も比較的大規模となるため、施工性に劣る。 △比較的大規模な抱き擁壁、置換基礎が必要となる。 | |
| 維持管理 | <ul style="list-style-type: none"> △坑口背面の法枠を併用した切土に対する維持管理が必要となる。 ○雷前点検時の危険性を回避できることから、積雪時の維持管理に優れる。 | <ul style="list-style-type: none"> △坑口背面の法枠を併用した切土に対する維持管理が必要となる。 △背面に大規模な急勾配補強土壁が生じるため維持管理が必要となる。 | |
| 景観性 | <ul style="list-style-type: none"> ○坑口背面の法枠を併用した永久切土が残るが、法面を緑化することで周辺地形との調和が図れる。 ○壁面がないため圧迫感が軽減され、景観・走行性に優れる。 | <ul style="list-style-type: none"> ○坑口背面の法枠を併用した永久切土が残るが、法面を緑化することで周辺地形との調和が図れる。 ○壁面がないため圧迫感が軽減され、景観・走行性に優れる。 | |
| 積雪・落石 | <ul style="list-style-type: none"> ○雪庇が生じにくい。 ※雷害のリスクがある。(雷害対策が必要。) △本線への落石リスクの回避は可能であるが、明り巻本体への衝突のリスクがある。 | <ul style="list-style-type: none"> ○雪庇が生じにくい。 ※雷害のリスクがある。(雷害対策が必要。) △本線への落石リスクの回避は可能であるが、明り巻本体への衝突のリスクがある。 | |
| 経済性 (諸経費込) | 坑門工・他構造物 〇円+落石・雷前対策工 〇円=〇円 (差額 〇円 比率: 1.483) | 坑門工・他構造物 〇円+落石・雷前対策工 〇円=〇円 (差額 〇円 比率: 1.154) | |
| 総合評価 | ◎: 3×1+○: 2×2+△: 1×1+⑤: 2=10点【5】 | ◎: 3×1+○: 2×1+△: 1×2+④: 4=11点【4】 | |

■評価指標
・経済性
①: 10点
②: 8点
③: 6点
④: 4点
⑤: 2点
・上記以外の項目
◎: 3点
○: 2点
△: 1点

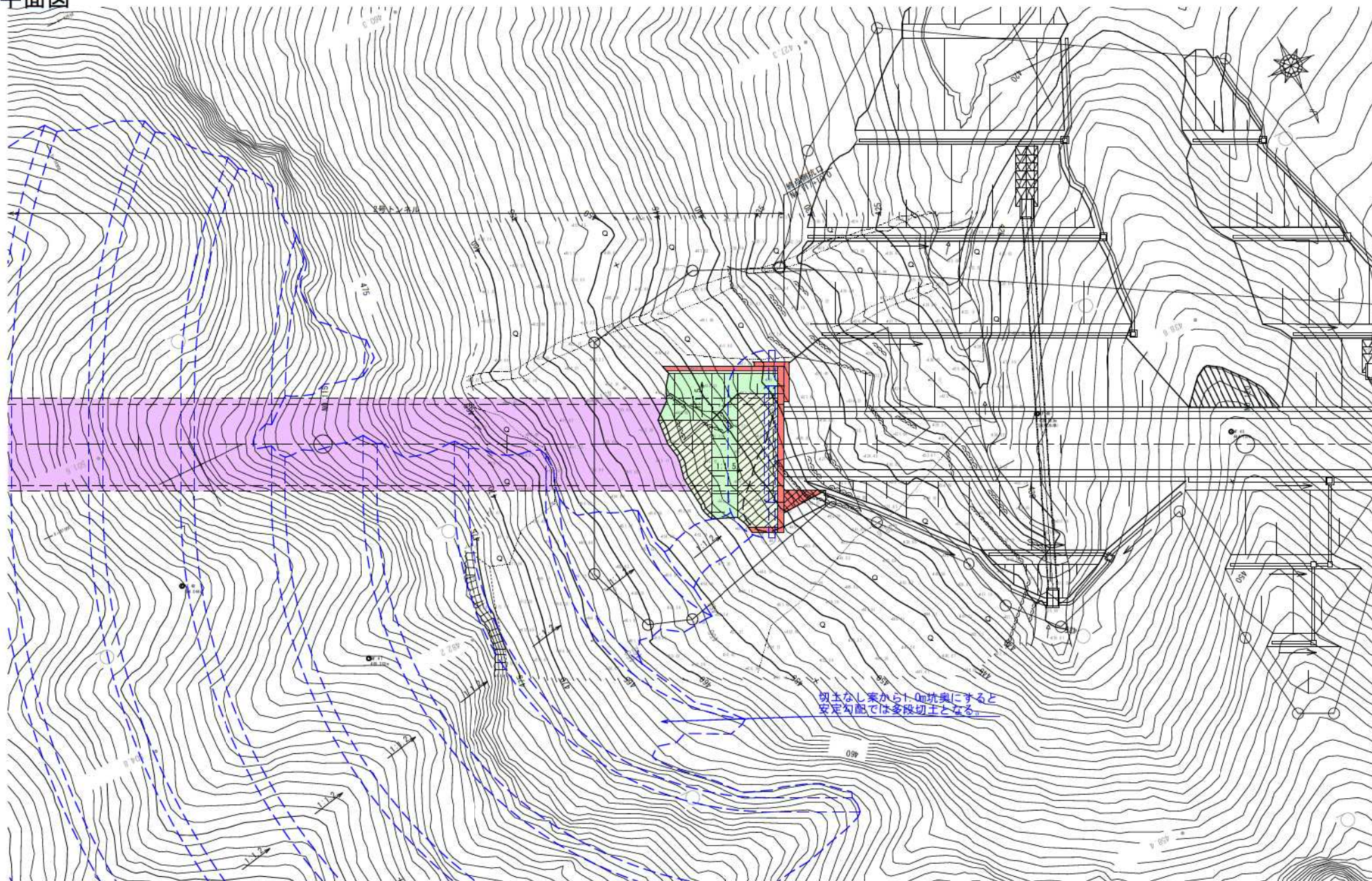
| 項目 | 単位 | 規格 | 単価 | 第1案 面壁型 背面切土なし No.117+10.0(+9m) | | 第2案 面壁型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8) No.117+6.0(+9m) | | 第3案 面壁型 背面切土2段(法枠併用 1:0.8) No.117+5.0(+9m) | | 第4案 突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8) No.118+3.0(+13m) | | 第5案 突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8) No.117+6.0(+9m) | | 備 考 | |
|-------------|----------------|-----------------|---------------------------|---------------------------------------|-----|--|------|--|-------|---|------|--|---------------------|--------------------------------|-----------------------|
| | | | | 数量 | 金額 | 数量 | 金額 | 数量 | 金額 | 数量 | 金額 | 数量 | 金額 | | |
| | | | | トンネル本体内工 | m | D11a | | 21.3 | | 17.3 | | 16.3 | | | 17.0 |
| 補助工法 | m | 注入式フォアポーリング | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.41 | |
| トンネル壁 掘削 | コンクリート | m ³ | | 106.9 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 184.0 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 型枠 | m ² | | 115.8 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 183.1 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 足場工 | 掛m ² | | 111.1 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 177.3 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | コンクリート | m ³ | | 102.2 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 1,425.5 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 型枠 | m ² | | 37.2 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 327.6 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 足場工 | 掛m ² | | 37.2 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 327.6 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 小計 | | | | | | | | | | | | | | |
| 坑門本 体 | コンクリート | m ³ | | 62.3 | | 59.9 | | 58.6 | | 302.2 | | 185.3 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 型枠 | m ² | | 193.5 | | 201.4 | | 194.9 | | 387.6 | | 243.4 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 鉄筋 | t | | 7.0 | | 6.7 | | 6.6 | | 34.1 | | 20.8 | | 新30号の施工と積算切U 建設法人経済委員会 P.69 | |
| | 足場工 | 掛m ² | | 177.0 | | 167.4 | | 164.1 | | 131.0 | | 80.1 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 小計 | | | | | | | | | | | | | | |
| 掘削 土 | 土砂 | m ³ | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 軟岩 | m ³ | | 77.2 | | 308.7 | | 527.3 | | 1,948.9 | | 486.1 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 硬岩 | m ³ | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 小計 | | | | | | | | | | | | | | |
| 盛土工 | 普通盛土(発生土) | m ³ | | 1,998.6 | | 1,998.6 | | 1,998.6 | | 1,998.6 | | 1,998.6 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 盛土(ソイルセメント) | m ³ | | 636.5 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 設計事例 | |
| | 埋め戻し(小規模・入力) | m ³ | | 122.8 | | 181.3 | | 156.8 | | 296.5 | | 402.8 | | 令和3年度 土木工事積算標準単価 | |
| | 小計 | | | | | | | | | | | | | | |
| のり面工 | 植生基材吹付 | m ² | t=3cm | 0.0 | | 67.2 | | 219.7 | | 83.1 | | 83.1 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.3.1.4.9(植) 植1 | |
| | 種子散布 | m ² | | 97.0 | | 22.5 | | 19.0 | | 136.5 | | 30.1 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.3.1.4.9(植) 植1 | |
| | ブロック積工 | m ² | コンクリートブロック 直高3.0m未満 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.13 |
| | | m | 基礎工 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.13 |
| | | m | 天端コンクリート | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.13 |
| | 大型ブロック積工 | m ³ | コンクリートブロック 直高3.0m以上5.0m未満 | | 0.0 | | 28.4 | | 36.7 | | 44.9 | | 34.4 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.13 |
| | | m | 基礎工 | | 0.0 | | 4.0 | | 5.0 | | 11.7 | | 8.1 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.13 |
| | | m | 天端コンクリート | | 0.0 | | 4.0 | | 5.0 | | 11.7 | | 8.1 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.13 |
| | 大型ブロック積工(基礎込み) | m ² | 地震時対応 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | 0.0 | | メーカーヒアリング |
| | 法枠 | m ³ | 300×300 | | 0.0 | | 67.2 | | 219.7 | | 83.1 | | 83.1 | | 土木コスト情報 令和2年 7月 P.141 |
| | 工 鉄筋挿入工 | 本 | L=4.0m、φ2.25m2/本 | | 0.0 | | 30.0 | | 98.0 | | 37.0 | | 37.0 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.11 |
| 補強土盛工 | m ² | | | | | | | | | | 72.0 | | H26年度 近畿地盤概算単価 P.13 | | |
| 小計 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 計 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 諸経費 | | ×0.5 | | | | | | | | | | | | | |
| 合計 | 百万 | | | | | | | | | | | | | | |
| 雪底防止板 | 一式 | | | 1.0 | | 1.0 | | 1.0 | | 0.0 | | 0.0 | | メーカーヒアリング | |
| 諸経費 | | ×0.5 | | | | | | | | | | | | | |
| 雪崩・落石対策工 | m | | | 43.2 | | 41.3 | | 41.3 | | 31.2 | | 30.1 | | メーカーヒアリング | |
| 諸経費 | | ×0.5 | | | | | | | | | | | | | |
| 合計(対策工含む) | 百万 | | | | | | | | | | | | | | |

千円

比率
差額

終点側坑口 第1案 面壁型 背面切土なし

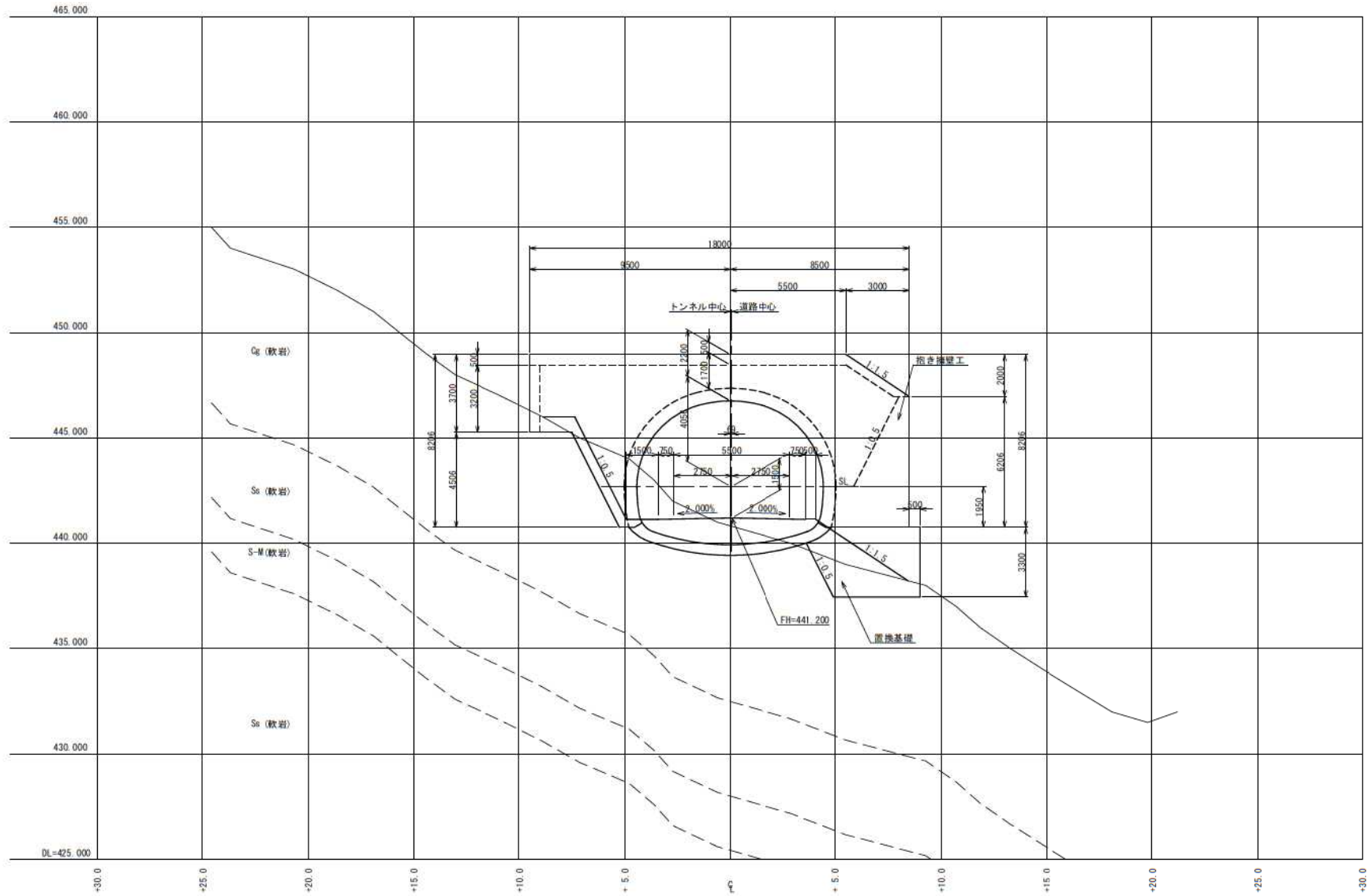
平面図



終点側坑口 第1案 面壁型 背面切土なし

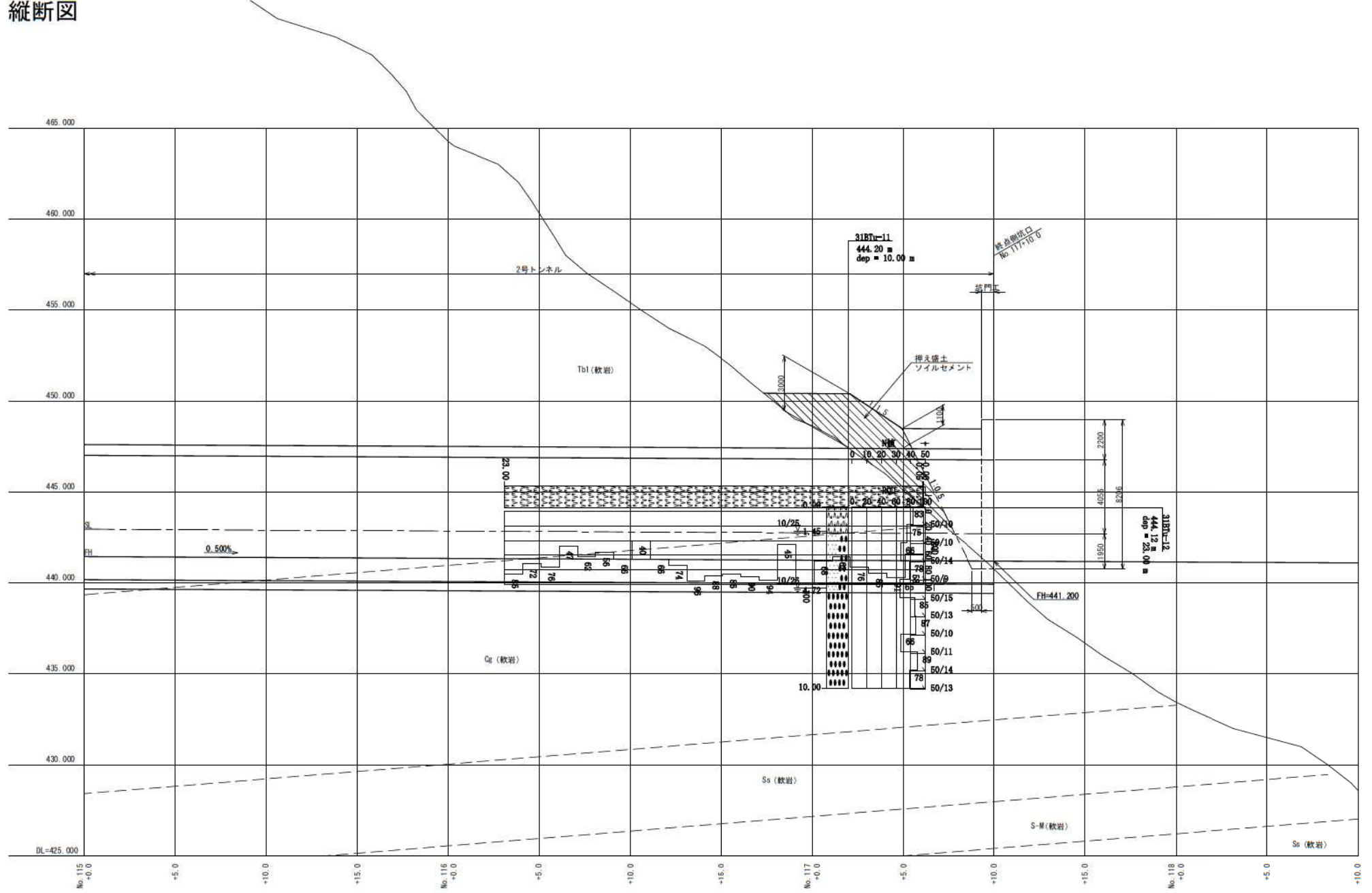
正面図

No. 117+10.0



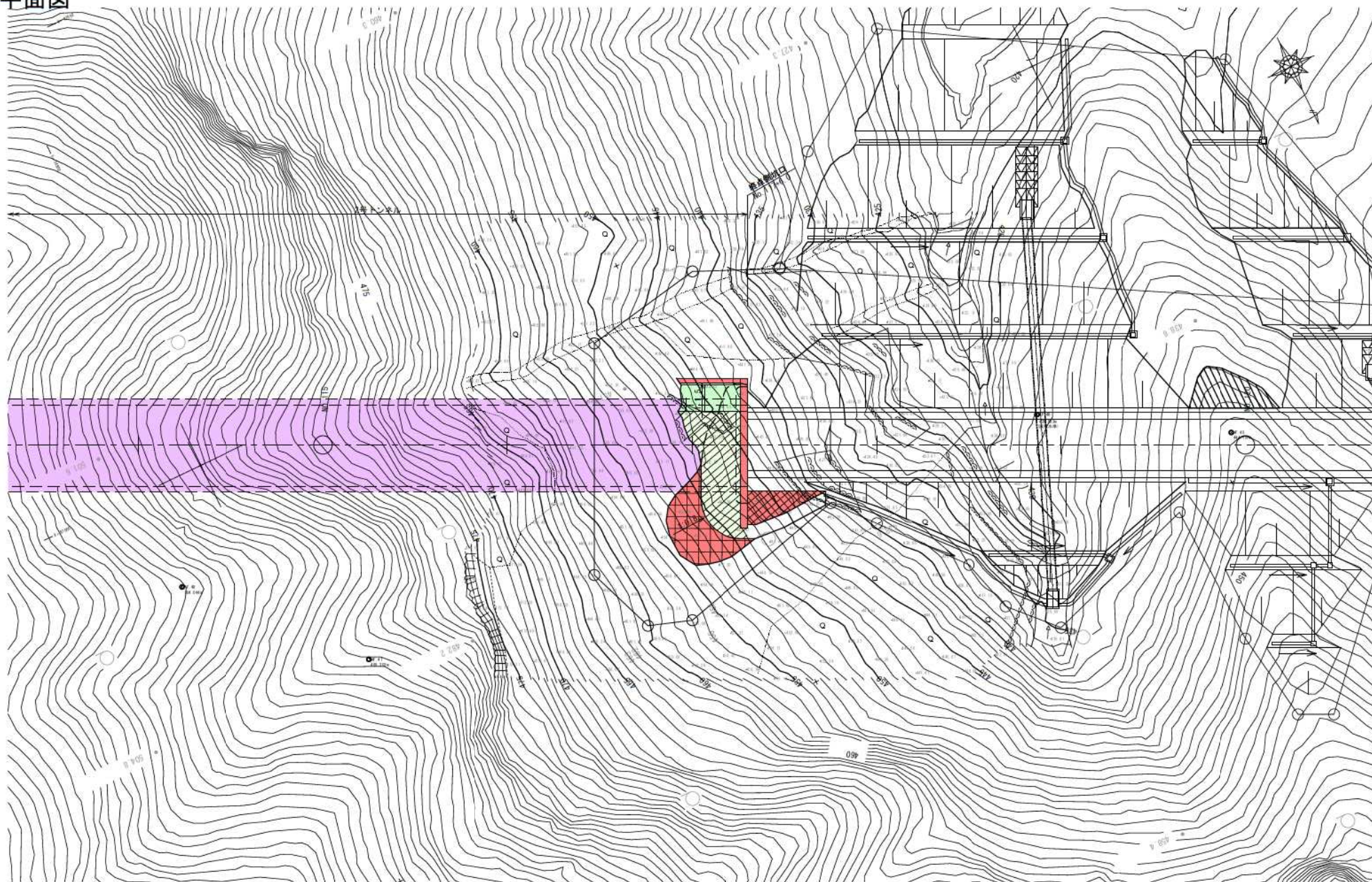
終点側坑口 第1案 面壁型 背面切土なし

縦断図



終点側坑口 第2案 面壁型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

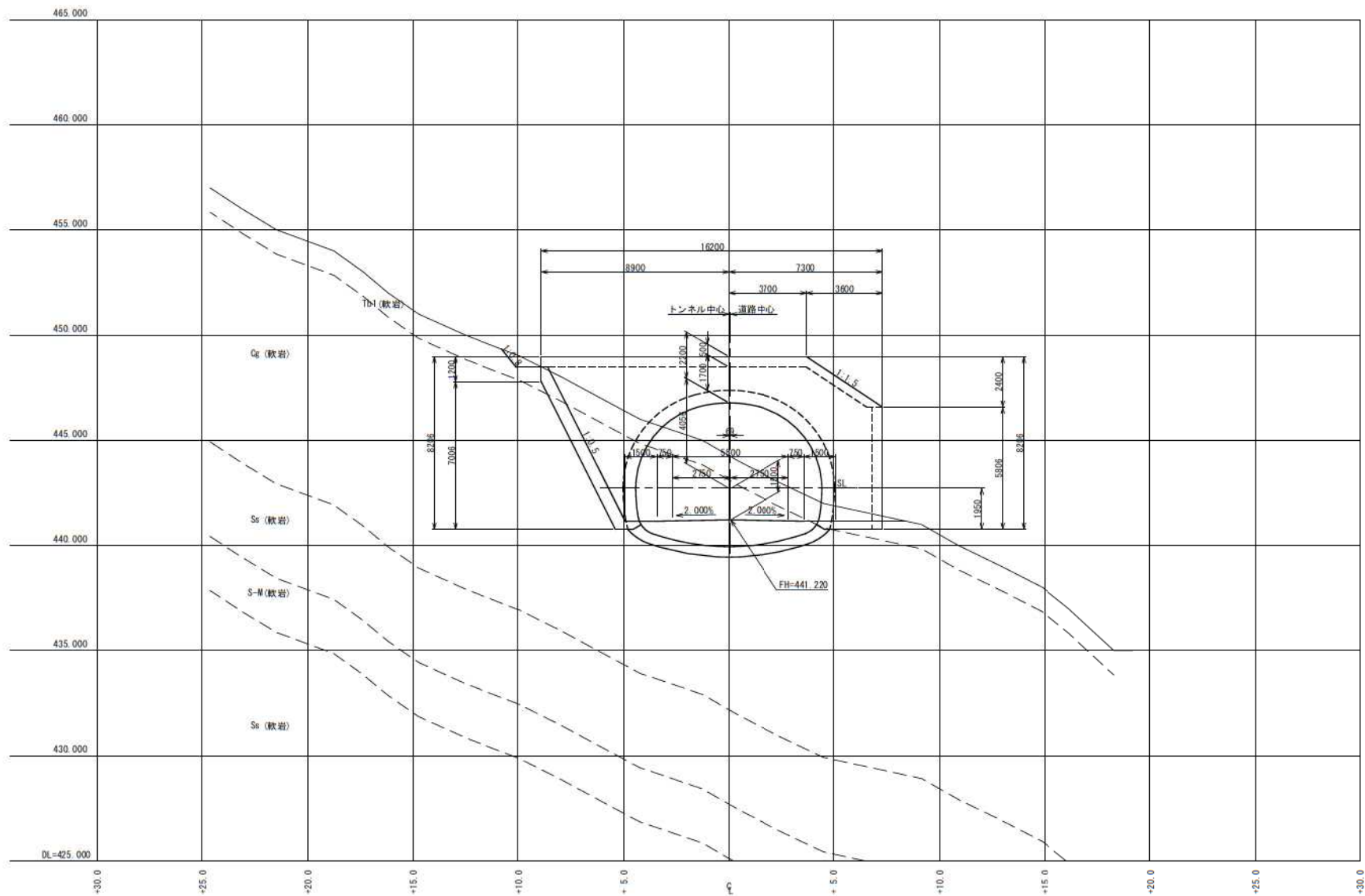
平面図



終点側坑口 第2案 面壁型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

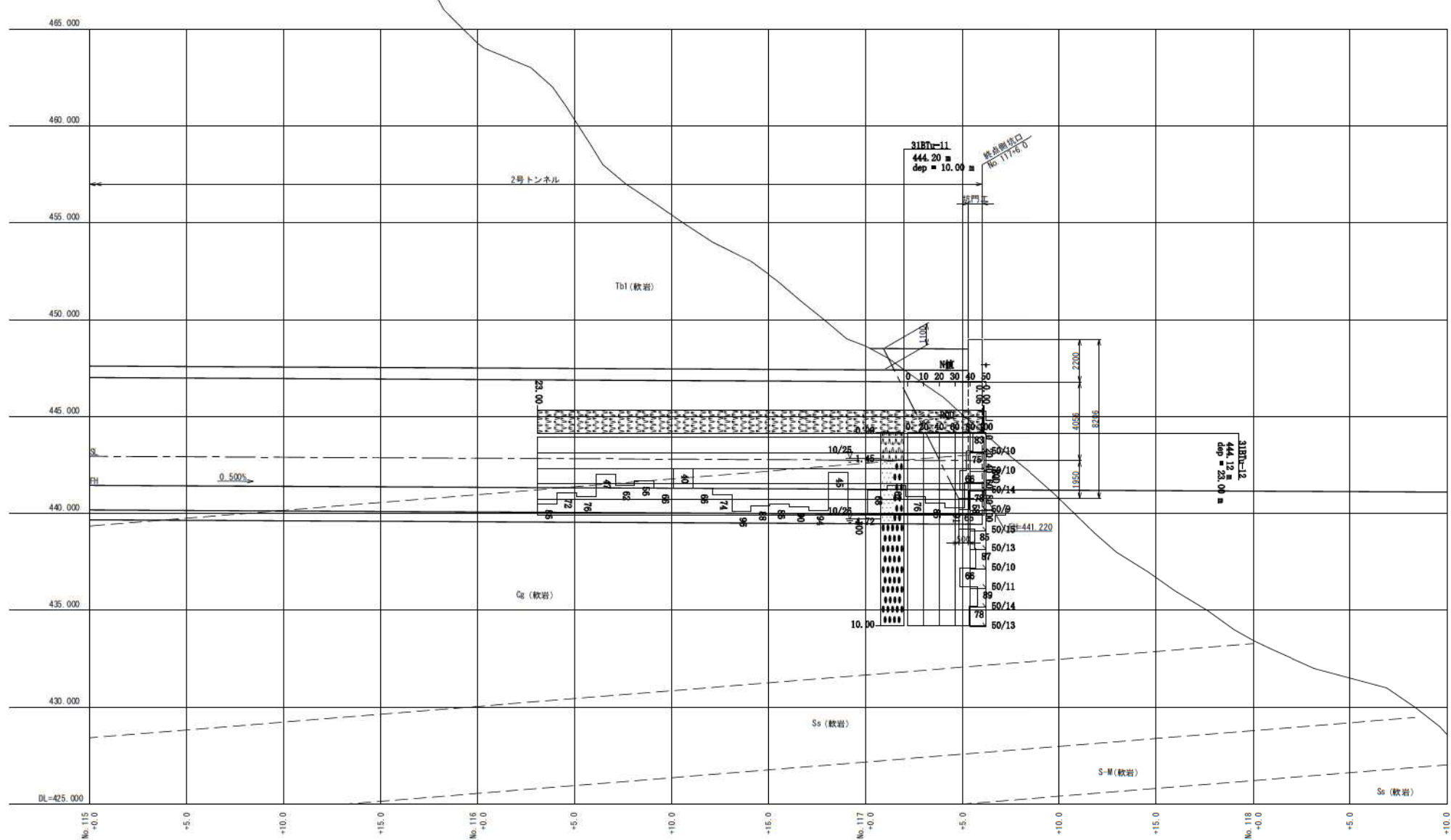
正面図

No. 117+6.0



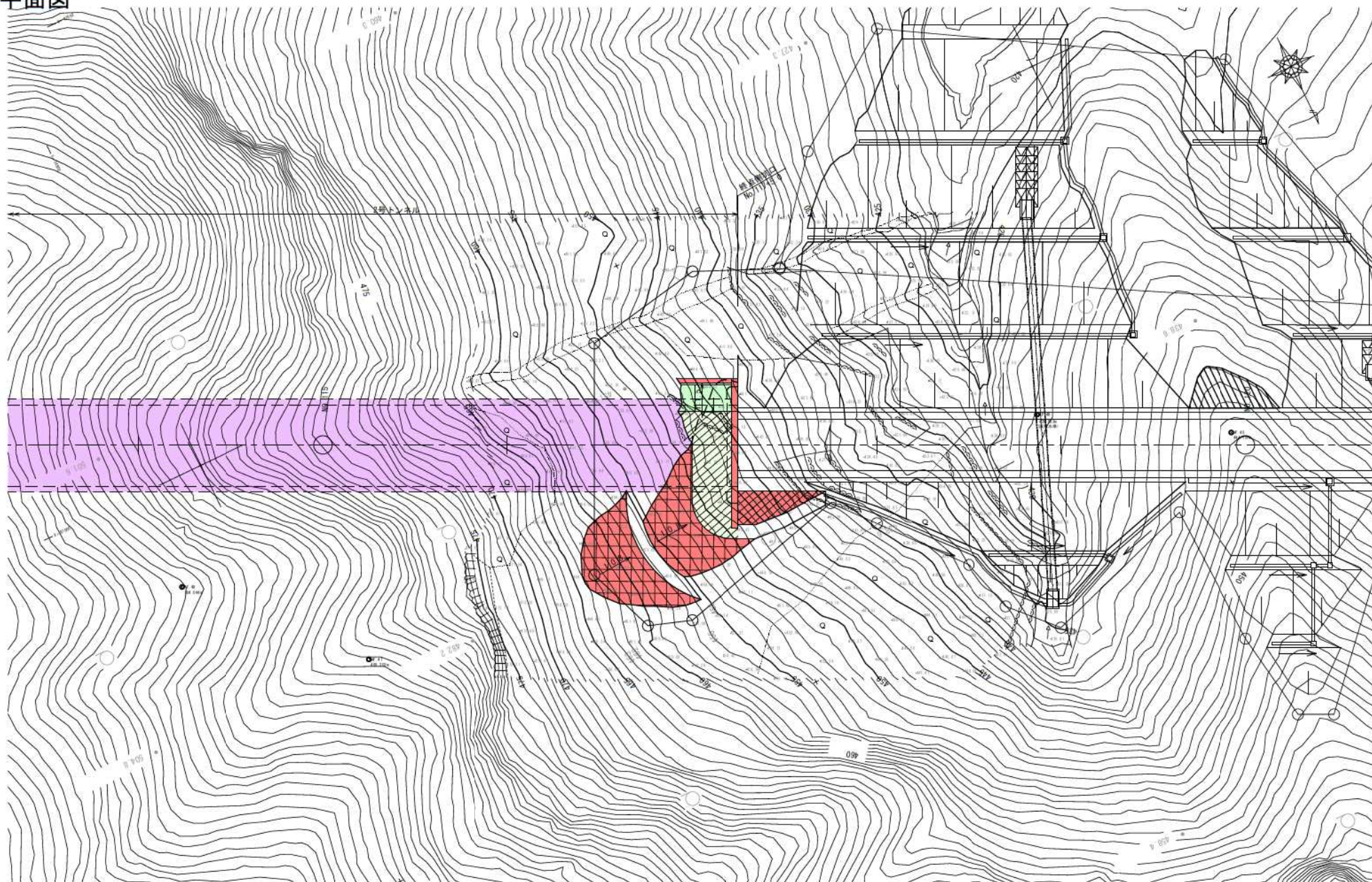
終点側坑口 第2案 面壁型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

縦断図



終点側坑口 第3案 面壁型 背面切土2段(法枠併用 1:0.8)

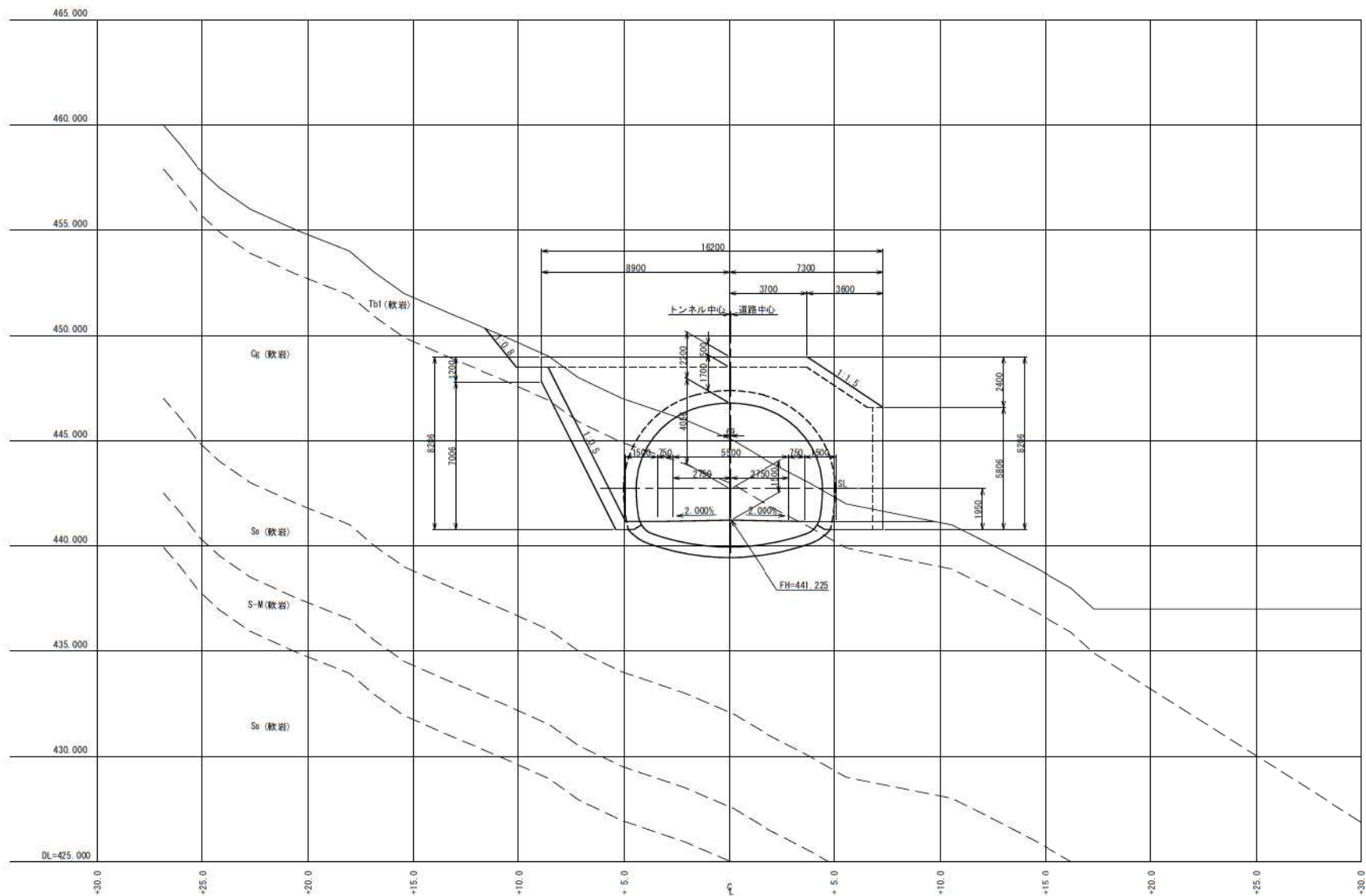
平面図



終点側坑口 第3案 面壁型 背面切土2段(法枠併用 1:0.8)

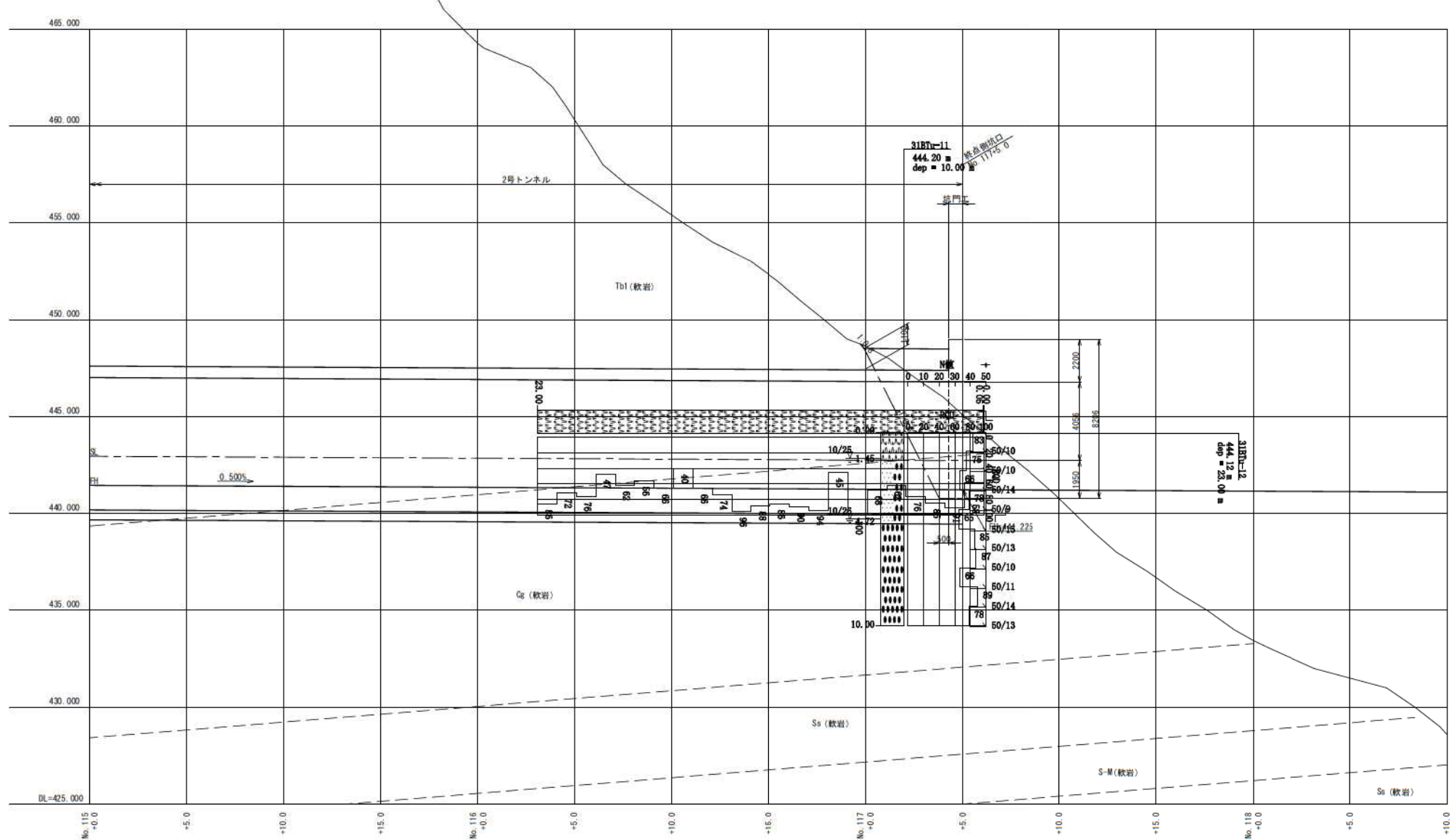
正面図

No. 117+5.0



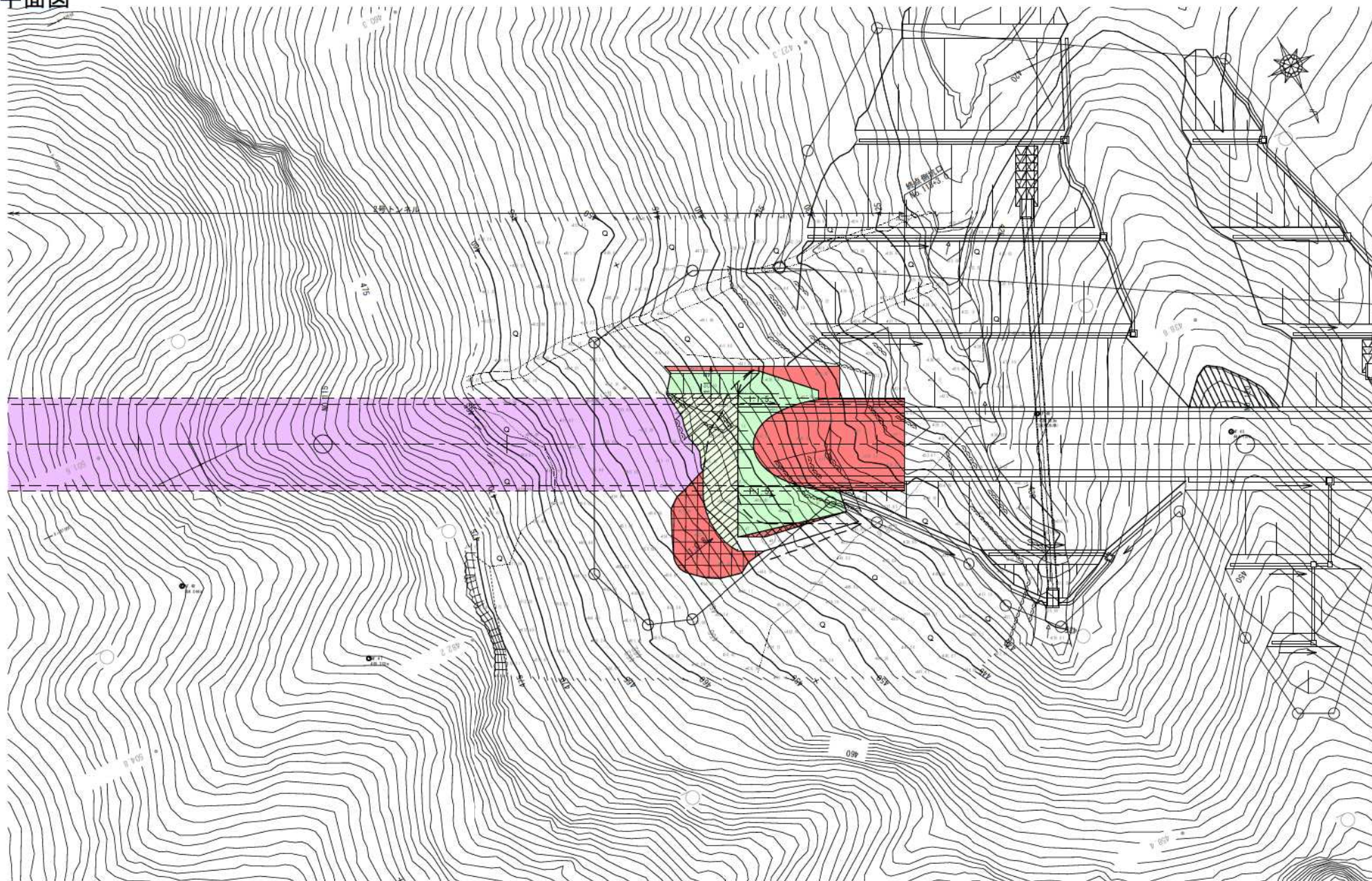
終点側坑口 第3案 面壁型 背面切土2段(法枠併用 1:0.8)

縦断図



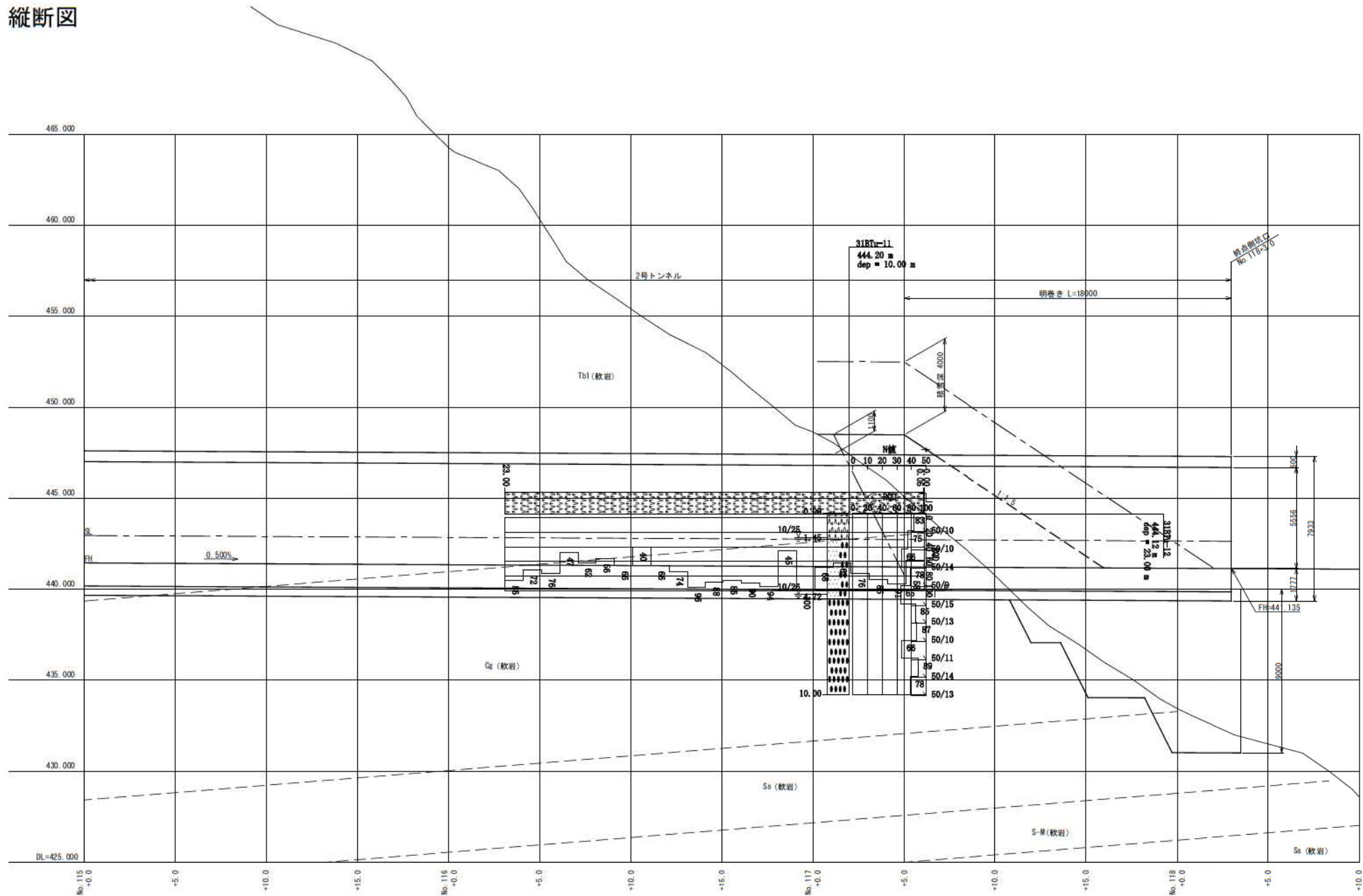
終点側坑口 第4案 突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

平面図



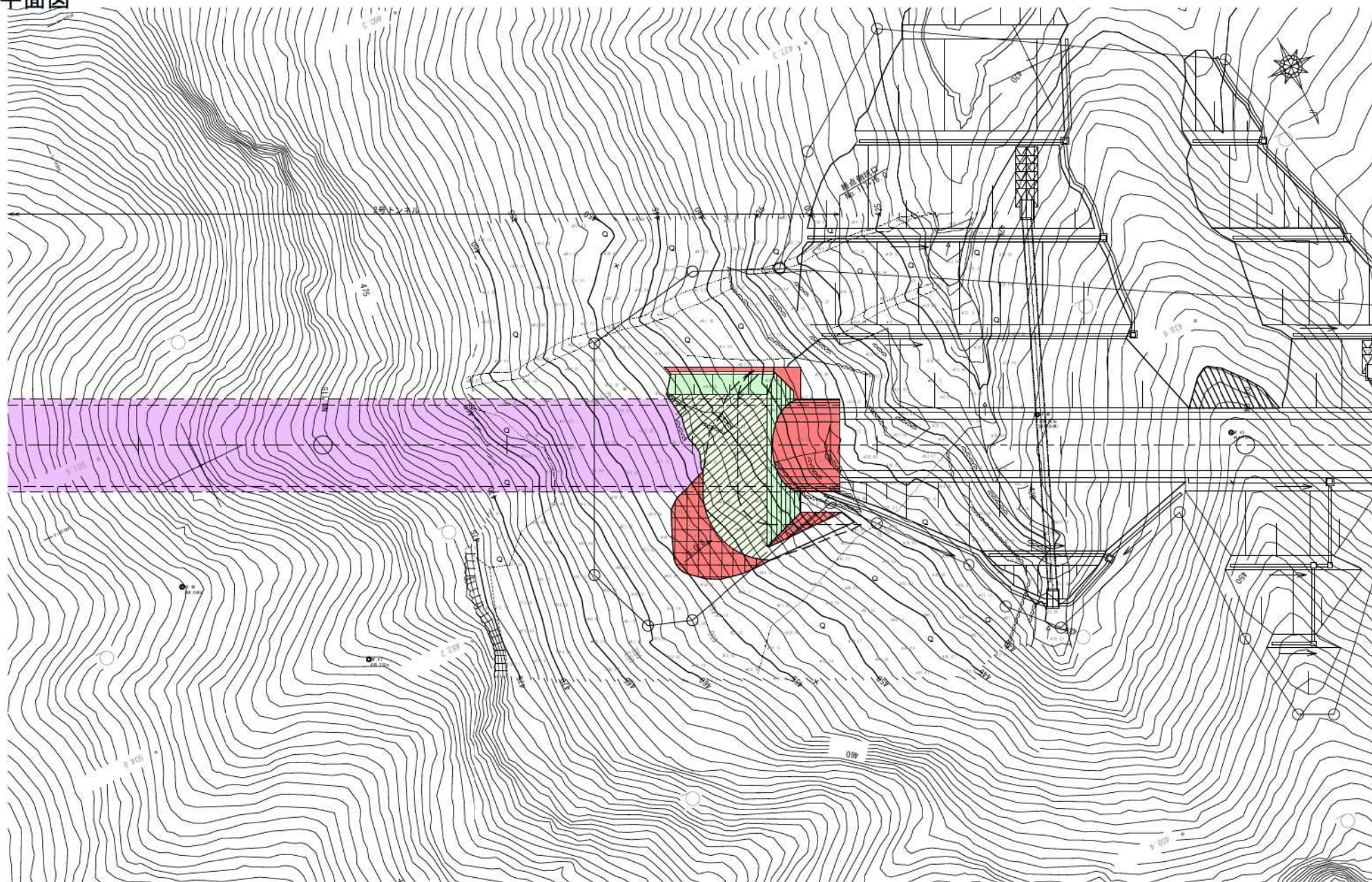
終点側坑口 第4案 突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

縦断図



終点側坑口 第5案 半突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

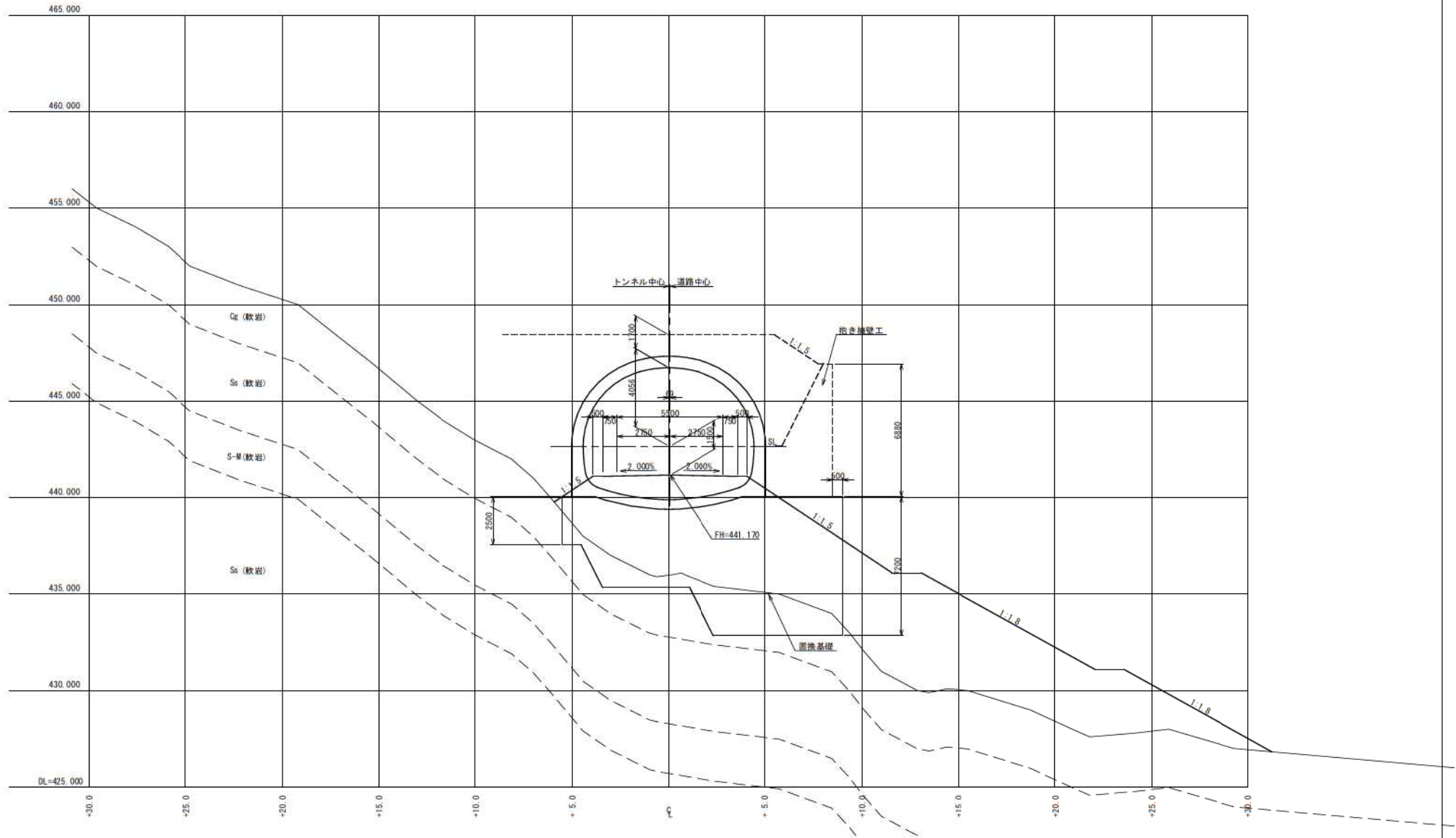
平面図



終点側坑口 第5案 半突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

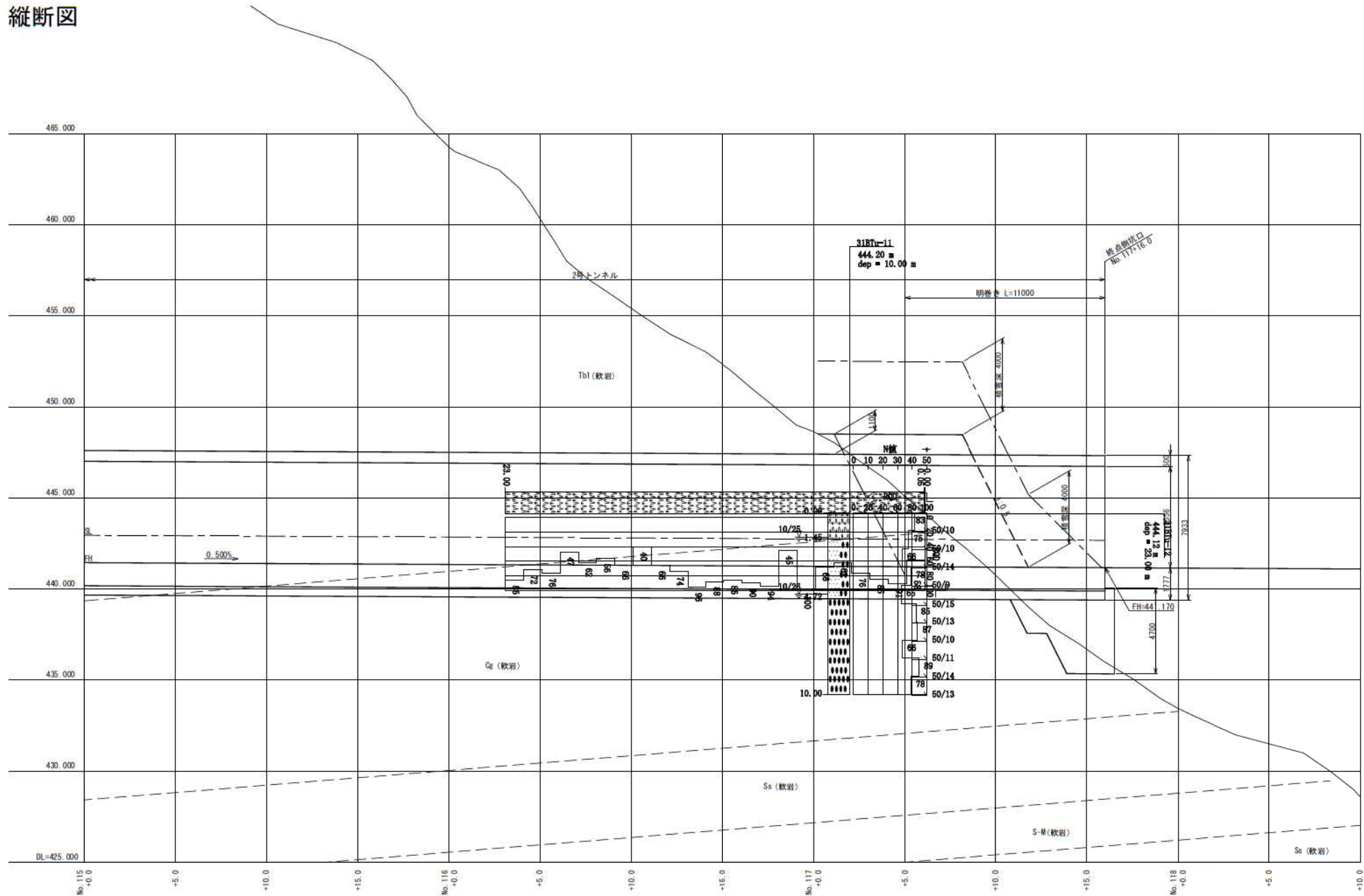
正面図

No. 117+16.0



終点側坑口 第5案 半突出型 背面切土1段(法枠併用 1:0.8)

縦断面図



5.3 坑口部雪崩発生を検証

5.3.1 検討結果

「新編 防雪工学ハンドブック(2010) , (社)日本建設機械化協会」によると、斜面は雪崩危険度および危険度に応じた雪崩対策施設の設置優先度の一例が示されている。

各坑口部およびトンネル明かり部の斜面について、傾斜、植生、積雪深の状況より数値化し、評価得点から危険度 A, B, C を分級した。

【雪崩危険度】

道路に到達する雪崩の発生頻度

危険度 A : 2~3年に一回以上の頻度で到達する危険箇所

危険度 B : 10年に一回程度以上の頻度で到達する危険箇所

危険度 C : 30年に一回程度以上の頻度で到達する危険箇所

| 危険度 | 得点 | 評 価 | 備 考 |
|-----|-------|---------------|--|
| A | 27以上 | 雪崩発生の起こりやすさが大 | ある積雪深を与えた時、雪崩発生の起こりやすさが大きい(発生確立30~50%以上)斜面 |
| B | 23~26 | 雪崩発生の起こりやすさが中 | ある積雪深を与えた時、雪崩発生の起こりやすさが中程度(発生確立10~30%)の斜面 |
| C | 20~22 | 雪崩発生の起こりやすさが小 | ある積雪深を与えた時、雪崩発生の起こりやすさが小さい(発生確立10%未満)斜面 |

- 注) 1. 「ある積雪深」とは、基準の利用目的に対応して設定することができる。
 2. 得点19以下は安全な斜面として考える。
 3. 評価得点は、61カ所の積雪観測データと、約1,500単位斜面の空中写真判読及び現地補足データをベースに、数量化II類による分析により得たものである。

出典:「新編 防雪工学ハンドブック(POD版)」,2010.11,(社)日本建設機械化協会,p134

斜面の雪崩危険度は下記のように傾斜、植生状況、積雪深により決定される。

| 要因 | 階 級 | 評価得点 |
|-------|----------------------------------|------|
| 傾 斜 | 1. 30°未満 | 4 |
| | 2. 30°~40° | 7 |
| | 3. 40°以上 | 10 |
| 植 生 | 1. 裸地、草地、樹高2m未満のカン木、樹冠疎密度20%未満 | 10 |
| | 2. 低木:疎密度20~100% 中木:疎密度20~50% | 9 |
| | 3. 中木:疎密度50%以上 高木:疎密度20~50% | 7 |
| | ※1 4. 高木:疎密度50%以上 ※2 | 4 |
| 積 雪 深 | 1. 100cm未満 | 0 |
| | 2. 100~200cm | 6 |
| | 3. 200~300cm | 7 |
| | 4. 300cm以上 | 9 |

※1・・・低木:樹高1m未満
中木:樹高1m以上3m未満
高木:樹高3m以上

※2・・・樹冠疎密度
:20㎡の森林区間における樹冠投影面積

【雪崩対策施設の設置優先度の一例】

優先度[A]:危険度Aの地点とし、原則として建築段階で十分な雪崩対策施設の設置を行う。

優先度[B]:危険度Bの地点とし、路線の重要度に応じてできるだけ建設段階で雪崩対策施設を設置する。

優先度[C]:危険度Cの地点とし、雪崩の監視体制を維持し、危険が予測される場合、人工雪崩などで処理し、雪崩発生の危険性が確認された場合は、対策施設の設置を検討する。

結果、起点側は危険度C、終点側は危険度Aと判定された。詳細な検討については次頁以降に述べる。

| | 鳥海ダム2号TN | | 備考 |
|-----|----------------------------|-----------------------------|--|
| | 起点側 | 終点側 | |
| 傾斜 | 7 ($\theta=38^\circ$) | 10 ($\theta=45^\circ$) | ・ペーロケ断面図より判定(※雪崩検討資料(1)(2)参照) |
| 植生 | 4 | 10 | ・起点側坑口部: 樹高3m以上の高木が分布しており、空中写真や現地調査より疎密度は50%以上と推定される ⇒階級「4」とする ・終点側坑口部: 樹高3m以上の高木がほとんどなく、現地調査より草地や低木、疎密度は20%未満と推定される ⇒階級「10」とする |
| 積雪深 | 9 (400cm) | 9 (400cm) | ・積雪深: 400cm |
| 計 | 20 (危険度C) | 29 (危険度A) | ・植生状況により危険度は変更される |

●結果

- ・起点側坑口部 : 評価得点20点より、「雪崩発生の起こりやすさ小の斜面」と判断できる。
- ・終点側坑口部 : 評価得点29点より、「雪崩発生の起こりやすさ大の斜面」と判断できる。

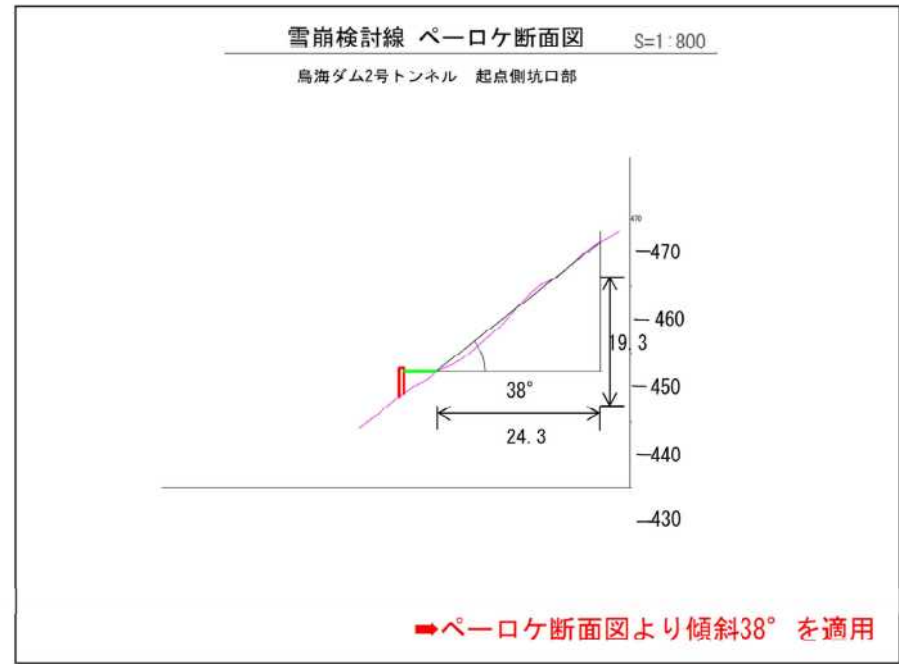
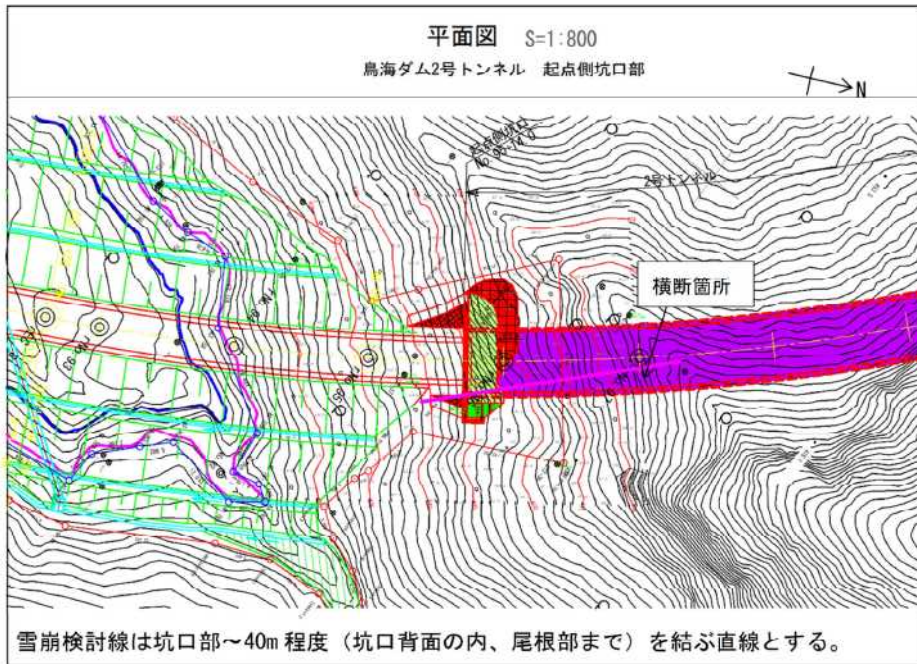
●方針

▶ 起点側については雪崩発生の危険性は低いため、特別な雪崩対策は不要と判断する。
終点側については雪崩発生の危険性が高いため、雪崩対策が必要と判断する。

雪崩検討 資料 (1)

鳥海ダム2号トンネル 起点側坑口部

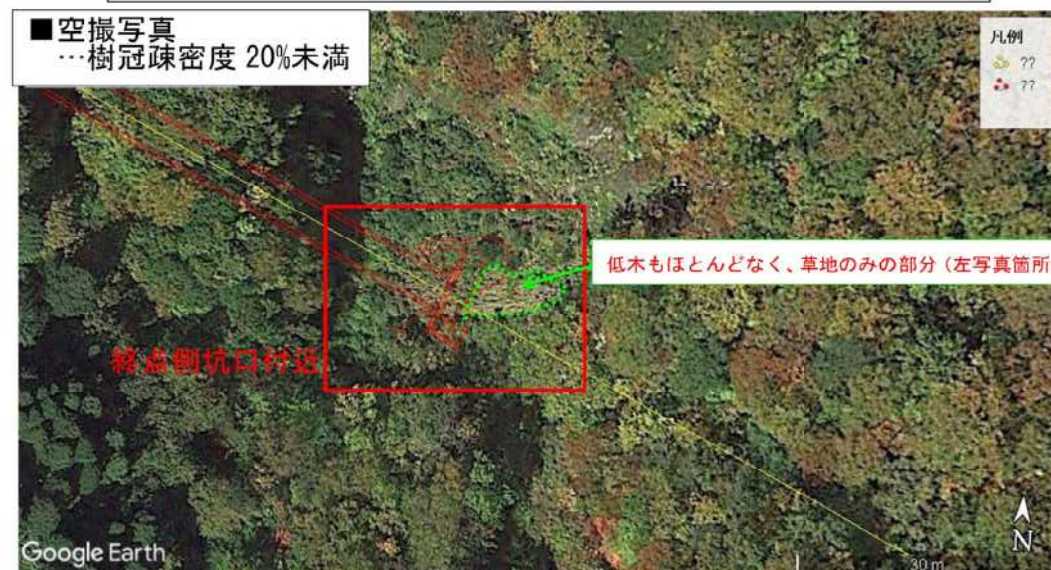
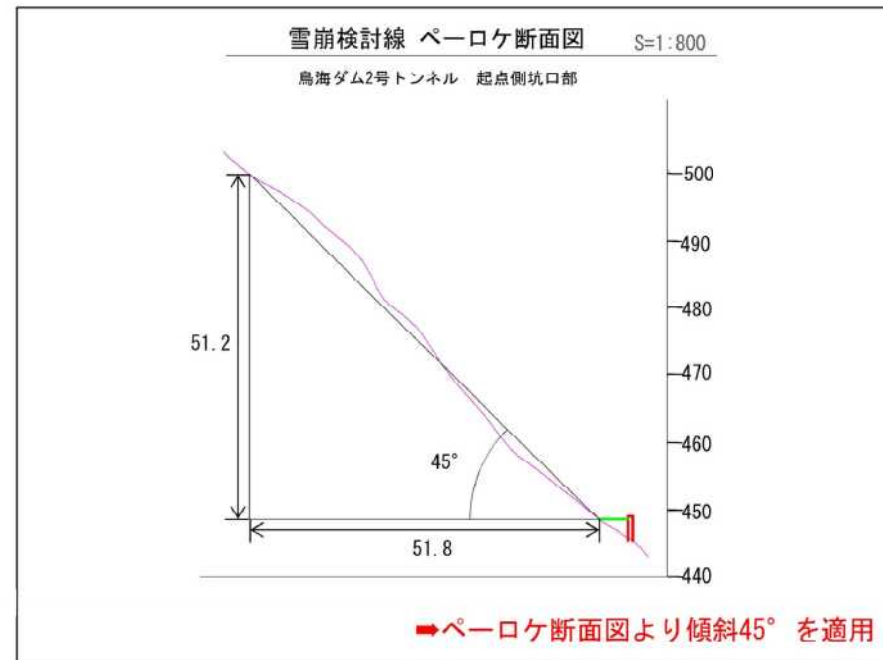
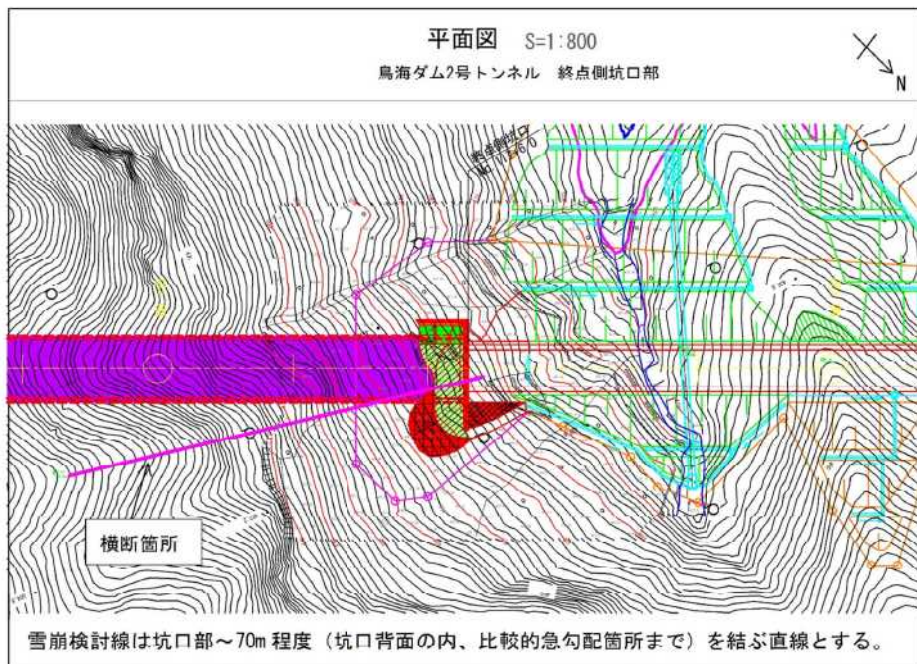
○起点側坑口部は、ほぼ一様な傾斜を有する斜面である。付近で最急勾配となる断面を設計断面とする。



雪崩検討 資料 (2)

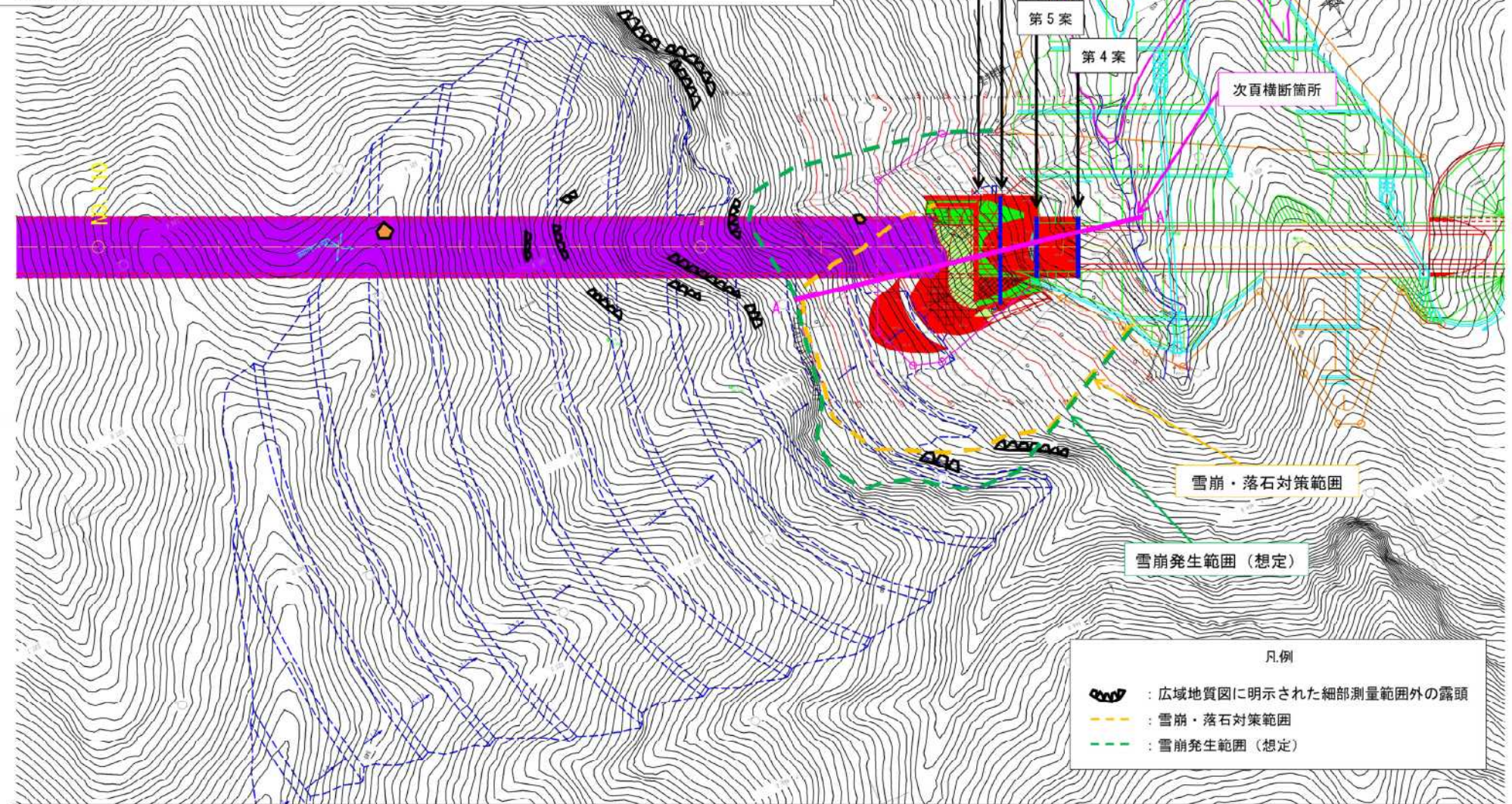
鳥海ダム2号トンネル 終点側坑口部

○終点側坑口部は、急傾斜を有する斜面である。付近で最急勾配となる断面を設計断面とする。



【概要】

- ・終点側の坑門工比較案（全5案）について、落石・雪崩が生じた場合の坑口部への影響の有無を検討した。
- ・雪崩の到達範囲については、次頁左下図を参考として、表層雪崩の場合18°、全層雪崩の場合24°として到達範囲を検証した。



【検討結果と方針】

- ・雪崩発生範囲は、現地踏査より草木や低木の分布範囲から地形を考慮し安全側として想定した。
- ・雪崩が構造物に衝突する場合、構造物の損傷が懸念される。このため、いずれの坑門形式でも雪崩の到達を防止する必要がある（雪崩到達範囲は次頁参照）。
- ・雪崩対策範囲は、落石対策範囲と同様、本線へののり上げを考慮し、盛土一段目までを対策範囲とし、雪崩・落石の両方を防護する対策工を適用する。

雪崩影響検討 資料
 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑口部

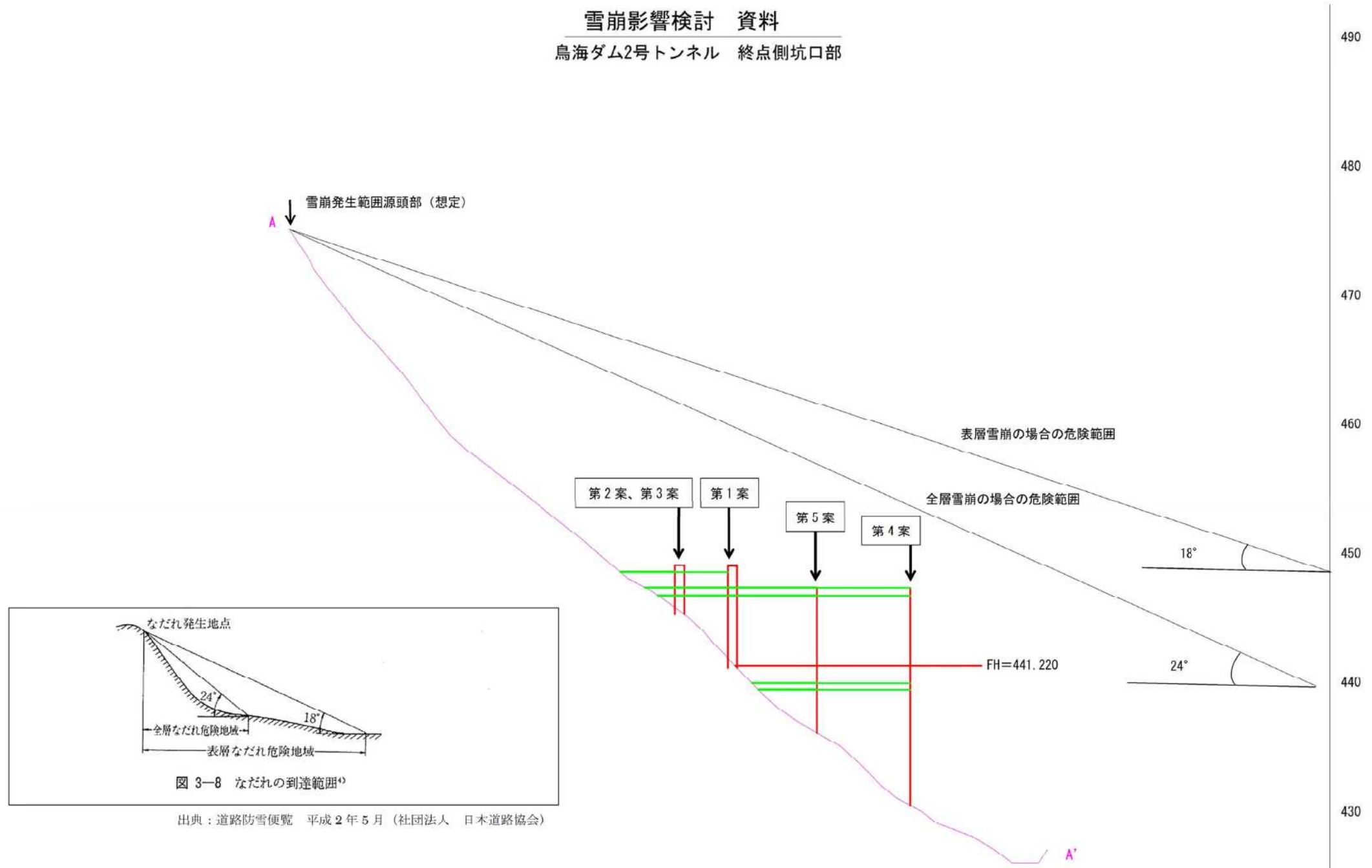


図 3-8 なたれの到達範囲

出典：道路防雪便覧 平成2年5月（社団法人 日本道路協会）

【検討結果】

・雪崩の影響範囲について、第1案～第5案すべての坑門形式において表層雪崩および全層雪崩いずれの場合も、坑門工を越えて本線に到達しており、対策が必要となる。

5.3.2 雪崩対策工の種類（一次選定）

雪崩対策工の種類について、下記文献を基に整理した。

- ・道路防雪便覧(1990), 社団法人 日本道路協会 p32-95
- ・新編 防雪工学ハンドブック(2010), 社団法人 日本建設機械化協会 p157-243
- ・除雪・防雪ハンドブック(2005), 社団法人 日本建設機械化協会 p142-234

(1) 雪崩跡の区分

典型的な雪崩跡は、図-1 のような発生区、走路、堆積区に3区分され、各部分の雪崩対策工は以下の表の通りである。



| | |
|-----|-------------------|
| 発生区 | 積雪の不安定区域をいう。 |
| 走路 | なだれの走行する区域をいう。 |
| 堆積区 | 積雪が崩落して堆積する区域をいう。 |

図 典型的な雪崩跡

道路防雪便覧(2011) p24 より引用

(2) 施設の選定

典型的ななだれ発生地は、発生区・走路・堆積区に3区分（図 3-2 参照）されるが、実際には走路が短くて発生区と堆積区が直結している場合、あるいは数箇所の発生区から成る場合などさまざまである。しかし、これらの複雑な条件ごとに対策施設の選定を標準化するのは難しいため、ここでは発生区・走路・堆積区別に一般的に適用できる構造物を次頁に示す。表からわかるように設置箇所の同じ条件に対して数種類の構造物が選定できるようなものが多いが、このことは必ずしも選定範囲にある数種の構造物が、各々同じような機能や効果があるということを意味しているわけではない。したがって、これらのうちから個々の場所に最も適した構造物を選定するためにそれぞれの地点の地形や気象の条件、路線の重要度なども考慮し、最終的に1～2種類程度の構造物を選定することになる。

道路防雪便覧(2011) p40 より引用

表 雪崩対策施設の種類と役割

| | 分類 | 機能 | 図対象番号 | 施設名 | 機能 | |
|-------------|------|------------|-------|----------------------------|-------------------------------------|---|
| なだれ 対策施設 | 予防施設 | 発生 予防工 | 1 | なだれ防止林 | 発生源に設け、ゾナイドを 阻止し斜面積雪の安定をは かる。 | } |
| | | | 2 | 階段工 | | |
| | | | 3 | 予防ぐい | | |
| | | | 4 | 予防柵 | | |
| | | | 5 | 吊 枠 | | |
| | | | 6 | 吊 柵 | | |
| | | | 7 | せり出し防止柵 | | |
| | | 雪 び 予防工 | 8 | 雪び防止林 | 山頂の雪び防止あるいは斜 面の吹だまり防止 | |
| | 9 | | 吹だめ柵 | | | |
| | 10 | | 吹払い柵 | | | |
| | | 阻止工 | 11 | 防護柵 | なだれ運動の阻止 | } |
| | 12 | | 防護擁壁 | | | |
| | | 防護工 | 13 | スノーシェッド | なだれ走路からの防護 | } |
| | | 誘導工 | 14 | 誘導擁壁, 誘導堤 | なだれ進路の誘導変更 | |
| | | | 15 | 誘導柵 | | |
| | | | 16 | 誘導溝 | | |
| | | | 17 | なだれ割り | | |
| | 減勢工 | 18 | 土 塁 | なだれ運動勢力の減衰, 小 勢力のなだれの阻止 | } | |
| | | 19 | 減勢ぐい | | | |
| | | 20 | 枠組工 | | | |
| | | 21 | 減勢擁壁 | | | |
| | | 22 | 減勢柵 | | | |

発生区 (表-4)

走路 (表-5)、堆積区 (表-6)

道路防雪便覧(2011) p38 より引用

(3) 対策施設の検討方法

- ・対策施設を以下の文献を基に判断を行った。

道路防雪便覧(1990) , 社団法人 日本道路協会 p32-95

新編 防雪工学ハンドブック(2010) , 社団法人 日本建設機械化協会 p157-243

除雪・防雪ハンドブック(2005) , 社団法人 日本建設機械化協会 p142-234

- ・「道路防雪便覧」を基に、当該トンネル明かり部の斜面条件（雪崩の種類、積雪深、傾斜勾配、地形、土質・地質等）に有効と判断される対策施設を抽出し、その適用性を検討した。
- ・発生区、走路、堆積区に関して、以下の通り対策案を一次選定した。
- ・次項以降に詳細な検討を記載する。

【一次選定】

i) 発生区対策施設の検討（表-4）

- ・対策施設の抽出
→ 「予防柵」、「吊柵」
- ・当該箇所への適用性
 - ・予防柵 ➡ 他の発生区対策施設に比べ、施工範囲が広いため、工費が高くなりやすい。
→二次選定
 - ・吊柵 ➡ 毎年点検が必要。長い場合には現場施工が困難。
→二次選定

ii) 走路対策施設の検討（表-5）

- ・対策施設の抽出
→ 「雪崩割り」、「スノーシェッド」
- ・当該箇所への適用性 ⇒ 当該明かり部への適用不可
 - ・雪崩割り ➡ 雪崩を誘導する十分なスペースの確保が必要だが、当該箇所のように設置斜面が雪崩の発生区である場合、十分な効果を発揮できない。
 - ・スノーシェッド ➡ 屋根上に雪崩を滑らせる構造物であるが、当該設置箇所が本線盛土区間（雪崩の走路高と本線高が同等）であるため、地形的に適用が難しい。

iii) 堆積区対策施設の検討（表-6）

- ・対策施設の抽出
→ 「スノーシェッド」
- ・当該箇所への適用性 ⇒ 当該明かり部への適用不可
 - ・スノーシェッド ➡ 屋根上に雪崩を滑らせる構造物であるが、当該設置箇所が本線盛土区間（雪崩の走路高と本線高が同等）であるため、地形的に適用が難しい。

(4) 「発生区」の対策施設

当該明かり部の斜面条件より、道路防雪便覧を基に、適用可能な対策施設の抽出を行った。
 下表より表-4より「予防柵」、「吊柵」が抽出された。

終点側坑口背面の斜面条件

| | | |
|--------|---|-----------|
| ・雪崩の種類 | ： | 表層崩壊、全層崩壊 |
| ・積雪深 | ： | 400cm |
| ・傾斜勾配 | ： | 45° |
| ・地形 | ： | 均一地形 |
| ・斜面長 | ： | 30~50m |
| ・土質・地質 | ： | 軟岩 |

表-4 発生区の対策施設

| 要因 | 対策工 | なだれ 予 防 工 | | | なだれ 予 防 工 | | | 備 考 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-------|--|---|-----------------------------------|-------------------|---------------|---------------|---------------------------------|-------|--|-----------------|------------------|------------------|-------------|------------------|-------------|-------------|----------------|----------------|-------|--|----------------|----------------|----------------|---------------|--|---------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|---------------|
| | | 防 止 林 | 階 段 工 | 予 防 柵 | 吊 柵 | 吊 柵 | 吊 柵 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| なだれの種類 | 全層 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 表層なだれば、積雪の上部の層がすべり出すための対策工は限られる | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 表層 | × | × | × | ○ | × | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 積雪深 | 1~4m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 予防柵、吊柵は埋雪しても全層なだれに効果がある6m以上では道路などの場合、スノーシェッドを用いるか、トンネルの採用の検討を要す | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 4~6m | × | × | ○ | ○ | ○ | × | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 6m以上 | × | × | × | × | × | × | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 斜面勾配 | 20°以下 | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | 50度（8分）以上の斜面ではコンクリート基礎を設けるのが困難である 予防柵、吊柵などは勾配が急な場合、効果が減少する。予防柵などの設置の最下側は30度以下になる所まで設けるのが原則である | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 20~30° | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 30~40° | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 40~50° | × | △ | △ | ○ | △ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 50°以上 | × | × | × | △ | × | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 地形 | 凹凸大 | × | × | ○ | ○ | ○ | × | 凹凸とは流水によってできた溝や転石などの突起を指している 凹凸の所は積雪量が多くなるので、根固め構造にする必要がある | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 沢地形 | △ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 均一地形 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 斜面長 | 15~50m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 階段工や予防柵を施工する場合、通常設置間隔は15m程度が多い 吊柵、吊柵は1列のアンカーから2~3段が多い | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 50~100m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 100~200m | ○ | ○ | × | ○ | × | × | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 200m以上 | ○ | × | × | ○ | × | × | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 土質地質 | 土 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 予防柵、吊柵は支持地盤の深い所は一般に過ぎないが、1m以上深い所では、根かせ式の基礎により設置できる 地すべり地では斜面に基礎が設置できないので吊柵か吊柵になる | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 軟岩 | × | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 硬岩 | × | × | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 編 要 | 地すべり | ○ | × | × | × | ○ | ○ | <table border="0"> <tr> <td>1. 造林は通常階段上に植えるので、階段上が役立つ4m以下の積雪地</td> <td>1. 斜面勾配30°~40°の斜面</td> <td>1. 斜面勾配的40°以下</td> <td>1. 斜面勾配的50°以下</td> <td>1. 斜面勾配が急か土質状態が悪く強固な基礎に不適當な斜面基礎</td> <td rowspan="2">} 同 左</td> </tr> <tr> <td>2. 樹木は成育がおそいので、その間、他の予防工の併用が必要となることもある</td> <td>2. 容易に根付できる軟岩程度</td> <td>2. 容易に根付できる程度の基岩</td> <td>2. 容易に根付できる程度の基岩</td> <td>2. 全層なだれの予防</td> </tr> <tr> <td>3. 恒久対策として最も望ましい</td> <td>3. 全層なだれの予防</td> <td>3. 全層なだれの予防</td> <td>3. 全層、表層なだれの予防</td> <td>3. 積雪深5~6m程度以下</td> <td rowspan="2">} 同 左</td> </tr> <tr> <td></td> <td>4. 積雪深3~4m程度以下</td> <td>4. 積雪深3~4m程度以下</td> <td>4. 積雪深5~6m程度以下</td> <td>4. 基礎、アンカーに留意</td> </tr> <tr> <td></td> <td>5. 軟には階段の土砂の堆積を取り除く</td> <td>5. 凹凸の大きい地形では、予防柵、吊柵は、千鳥配置または断続設置とする</td> <td>5. 凹凸の大きい地形では、予防柵は、千鳥配置または断続設置とする</td> <td>5. 吊柵、吊柵はヤロープの径が太くなり現場加工が困難になる</td> <td>4. 基礎、アンカーに留意</td> </tr> </table> | 1. 造林は通常階段上に植えるので、階段上が役立つ4m以下の積雪地 | 1. 斜面勾配30°~40°の斜面 | 1. 斜面勾配的40°以下 | 1. 斜面勾配的50°以下 | 1. 斜面勾配が急か土質状態が悪く強固な基礎に不適當な斜面基礎 | } 同 左 | 2. 樹木は成育がおそいので、その間、他の予防工の併用が必要となることもある | 2. 容易に根付できる軟岩程度 | 2. 容易に根付できる程度の基岩 | 2. 容易に根付できる程度の基岩 | 2. 全層なだれの予防 | 3. 恒久対策として最も望ましい | 3. 全層なだれの予防 | 3. 全層なだれの予防 | 3. 全層、表層なだれの予防 | 3. 積雪深5~6m程度以下 | } 同 左 | | 4. 積雪深3~4m程度以下 | 4. 積雪深3~4m程度以下 | 4. 積雪深5~6m程度以下 | 4. 基礎、アンカーに留意 | | 5. 軟には階段の土砂の堆積を取り除く | 5. 凹凸の大きい地形では、予防柵、吊柵は、千鳥配置または断続設置とする | 5. 凹凸の大きい地形では、予防柵は、千鳥配置または断続設置とする | 5. 吊柵、吊柵はヤロープの径が太くなり現場加工が困難になる | 4. 基礎、アンカーに留意 |
| | 1. 造林は通常階段上に植えるので、階段上が役立つ4m以下の積雪地 | 1. 斜面勾配30°~40°の斜面 | 1. 斜面勾配的40°以下 | 1. 斜面勾配的50°以下 | 1. 斜面勾配が急か土質状態が悪く強固な基礎に不適當な斜面基礎 | } 同 左 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. 樹木は成育がおそいので、その間、他の予防工の併用が必要となることもある | 2. 容易に根付できる軟岩程度 | 2. 容易に根付できる程度の基岩 | 2. 容易に根付できる程度の基岩 | 2. 全層なだれの予防 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3. 恒久対策として最も望ましい | 3. 全層なだれの予防 | 3. 全層なだれの予防 | 3. 全層、表層なだれの予防 | 3. 積雪深5~6m程度以下 | } 同 左 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 4. 積雪深3~4m程度以下 | 4. 積雪深3~4m程度以下 | 4. 積雪深5~6m程度以下 | 4. 基礎、アンカーに留意 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 5. 軟には階段の土砂の堆積を取り除く | 5. 凹凸の大きい地形では、予防柵、吊柵は、千鳥配置または断続設置とする | 5. 凹凸の大きい地形では、予防柵は、千鳥配置または断続設置とする | 5. 吊柵、吊柵はヤロープの径が太くなり現場加工が困難になる | 4. 基礎、アンカーに留意 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | <p>凡 例</p> <p>○：採用できる</p> <p>△：他の工法との比較</p> <p>×</p> <p>斜面向配：設置場所の斜面勾配</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

「道路防雪便覧(1990), 社団法人 日本道路協会」 p42-43 に加筆

「予防柵」、「吊柵」に関して、その適用性を検討した。

○予防柵

・概要

予防柵は、雪崩発生斜面に設置して、表層および全層の雪崩を未然に防止する。



・利点

- ①山腹の地形、傾斜角に関わらず、効果的。
- ②予防ぐいでは防止しきれない場所（積雪量：多）等に対して、予防ぐいと併用により防止。
- ③積雪形態の変化する地点では一層硬化的である。

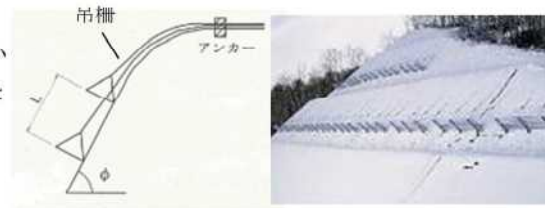
・欠点

①他の発生区の対策施設に比べ、施工範囲が広いので、工費が高くなりやすい。（斜面の一部だけに施工すると、雪圧が集中し柵の倒壊をもたらすことがあるので、発生区全域にわたって施工することが望ましいため。）

○吊柵

・概要

吊柵は、地形が急峻な場合や斜面の土質状況が悪い場合、斜面で起訴の根掘りが困難な場合に予防柵と同様な機能を期待して設置される。



・利点

- ①吊柵は、横の連繋が可能のため、吊枠のように枠と枠との間から雪が崩壊する欠点を防ぐ。
- ②土質条件の良くない斜面にも適用できる。

・欠点

- ①毎年、降雪前に設置状況を点検し、柵の配置、傾きを調整しなければならない。
- ②均一斜面ではないと効果的な設置が困難
- ③何段にもなると、ワイヤーロープが太くなり、現場施工が困難となる。

⇒ 「予防柵」、「吊柵」ともに適用可能であるため、二次選定の比較対象とする。

(5) 「走路」の対策施設 (参考)

当該明かり部の斜面条件より、道路防雪便覧を基に、適用可能な対策施設の抽出を行った。
 下表 表-5 より「なだれ割り」、「スノーシェッド」が抽出された。

終点側坑口背面の斜面条件

- ・雪崩の種類 : 表層崩壊、全層崩壊
- ・積雪深 : 400cm
- ・傾斜勾配 : 45°
- ・地形 : 均一地形
- ・斜面長 : 30~50m
- ・土質・地質 : 軟岩

表-5 走路の対策施設

| 要因 | 対策工 | 誘導工 | | | | なだれ割り | 減勢工 | 減勢工 | | 防凍工 | 阻 止 工 | 備 考 |
|----------|--|-----|-----|-----|---|---|--|---|----------------------------------|--|-------|-----|
| | | 誘導柵 | 誘導柵 | 誘導柵 | 誘導溝 | | | 土 柵 | 枠組工 | | | |
| 斜 面 勾 配 | 20°以下 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ |
| | 20~30° | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | × | × | ○ | △ | ○ | ○ |
| | 30~40° | ○ | ○ | × | × | ○ | × | × | ○ | ○ | × | × |
| | 40~50° | △ | △ | × | × | ○ | × | × | × | ○ | × | × |
| | 50°以上 | × | × | × | × | × | × | × | × | ○ | × | × |
| 地 形 | 凹凸大 | ○ | ○ | △ | × | ○ | ○ | × | × | ○ | ○ | ○ |
| | 沢地形 | ○ | ○ | × | × | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 均一地形 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | × | ○ | ○ | ○ |
| 走 路 長 | 50m以下 | △ | △ | × | × | ○ | △ | × | × | ○ | ○ | ○ |
| | 50~100m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | × | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 100~1,000m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ |
| 土 質 地 質 | 土 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | × | ○ | ○ | ○ |
| | 軟 岩 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 硬 岩 | ○ | ○ | × | × | ○ | ○ | × | △ | ○ | ○ | ○ |
| 積 雪 深 | 堆すべり | × | × | × | × | × | △ | × | × | × | × | × |
| | 1~4m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 4~6m | × | × | × | × | × | × | △ | △ | ○ | △ | △ |
| なだれの 種 類 | 6m以上 | × | × | × | × | × | × | × | × | ○ | × | × |
| | 全 層 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 表 層 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| なだれの 規 模 | 大 | ○ | × | × | × | × | △ | × | × | ○ | × | × |
| | 中 | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | △ | △ |
| | 小 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ |
| 備 考 | 1. 発生したなだれの走路を変更させる。 2. 崖、橋に衝突させて少し走路を変更させる。 3. 走路幅を限定させるも目的にも設置する。 (傾斜の保固、スノーシェッドの設置延長の短縮) | | | | 1. 鉄塔、橋柱などの点防護を目的とする。 2. なだれの流れを分割し勢力を弱める。 | 1. 落下してきたなだれの勢いを弱めて下方に堆積させる。 2. 斜面勾配が20度以下の場所。 3. 走路幅の狭い場所に通している。 | 1. 落下してきたなだれの勢いを弱めて下方に堆積させる。 2. 大規模ななだれ発生時に、発生区域が不適当な場所。 3. 斜面勾配に特に弱い箇所。 4. 下方に深埋埋積させる区間を長く(砂溜の10倍程度)とする。 | 1. 沢地で1石の落下防止と兼用しているものが多い。 2. 完全な補助工ができる。 3. 他の施設設置が不適当な場所。 | 1. 走路が短いこと。 2. 斜面勾配が30度以下の場所。 | 凡 例 ○:採用できる △:他の工法との比較 ×:不適当である | | |

「道路防雪便覧(1990), 社団法人 日本道路協会」 p44-45 に加筆

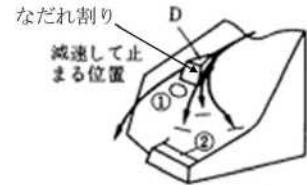
「なだれ割り」、「スノーシェッド」に関して、その適用性を検討した。

○なだれ割り

・利点（特徴）

防護対象が鉄塔やトンネル坑口等の点防護の場合、雪崩を二方向に分割誘導する。防護する構造物の幅が比較的小さく、雪崩予防施設の設置が適当でないところに用いる。

- ・欠点 ①誘導した先端部は雪崩を堆積させ得るだけのスペースが必要。
②雪崩の規模が大きいと適用不可となる。



- ① 直接被害を受けない所
- ② 雪崩が減速して到達しない所

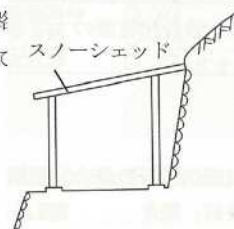


○スノーシェッド

・概要

スノーシェッドは、他の誘導工とは性質が異なり、道路・鉄道などに屋根を設け、雪崩をその屋根を滑り台として通過させることを目的とした構造物。

- ・走行車両、歩行者などを雪崩の被害から守る。
- ・雪崩による雪の堆積を防ぐ。
- ・降雪に対してシェルターと同様の効果をもたらす。



・利点

- ①完全な線防護ができる。②雪崩対策、冬季交通確保として信頼度が高い。
- ③ほかの施設設置が不適当な場所への適用が可能。
- ④施工場所、施工時期、地盤条件、荷重条件などから、最適な材料を選択する。

- ・欠点 走路の対策施設としては、比較的上費が高い。

●結論

- ・なだれ割りを設置する場合、雪崩を誘導する十分なスペースの確保が必要だが、当該箇所のように設置斜面が雪崩の発生区である場合、十分な効果を確保できない。
- ・スノーシェッドは屋根上に雪崩を滑らせる構造物であるが、当該設置箇所が本線盛土区間（雪崩の走路高と本線高が同等）であるため、地形的に適用が難しい。

(5)「堆積区」の対策施設（参考）

当該明かり部の斜面条件より、道路防雪便覧を基に、適用可能な対策施設の抽出を行った。
下表 表-6 より「スノーシェッド」が抽出された。

明かり部の斜面条件

| | |
|---------|-------------|
| ・傾斜勾配 | : 35~45° |
| ・地形 | : 均一地形 |
| ・土質・地質 | : 軟岩 |
| ・積雪深 | : 400cm |
| ・雪崩の種類 | : 表層崩壊、全層崩壊 |
| ・雪崩の規模 | : 不明 |
| ・堆積スペース | : 小さい |

表-6 堆積区の対策施設

| 要因 | 対策工 | 阻止工 | | 防護工 | 減勢工 | 減勢工 | 誘導工 | | 備考 |
|--------------|--------|--|------|---|---|---|---|---|---|
| | | 防護柵 | 防護柵壁 | スノーシェッド | 減勢ぐい | 土 壘 | 枠組工 | 誘導堤 | |
| 斜面勾配 | 20°以下 | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | 20度以下では、阻止工を採用し、減勢工、誘導工は補助的に用いる。30度以上ではスノーシェッドを用いるのが一般的な目安である |
| | 20~30° | △ | △ | ○ | × | × | ○ | △ | |
| 地形 | 凹凸大 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | 堆積区は地形の影響は少ないが、誘導工は均一地形が望ましい |
| | 沢地形 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | |
| 土質 地質 | 均一地形 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 堆積区が地すべり地の場合、地すべり対策と合せてなだれ対策工を検討すべきである |
| | 上 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 軟岩 | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | |
| 積雪深 | 硬岩 | ○ | ○ | ○ | ○ | × | × | × | なだれの層厚によって、堆積量が大きく異なるので要注意 |
| | 地すべり | × | × | × | × | △ | × | × | |
| | 1~4m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| なだれの種類 | 4~6m | △ | △ | ○ | × | × | ○ | × | 表層なだれと全層なだれでは、堆積区が異なることが多いので要注意 |
| | 6m以上 | × | × | ○ | × | × | × | × | |
| なだれの規模 | 全層 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 4,000㎡以上 500~4,000㎡ 500㎡以下 |
| | 表層 | ○ | ○ | ○ | △ | △ | ○ | ○ | |
| | 大 | × | × | ○ | △ | △ | ○ | × | |
| 堆積スペース(ポケット) | 中 | △ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | なだれを堆積させるスペース(ポケット)が必要である |
| | 小 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | |
| 備考 | 大きい | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | なだれを堆積させるスペース(ポケット)が必要である |
| | 小さい | × | × | ○ | × | × | × | × | |
| 備考 | | 1. 予防施設の設置が困難な他の施設を設置しても、なだれが到達するため限りする 2. 異なる基礎地質が望ましい 3. 全層、表層なだれの防護 4. 柵、柵壁の背面の堆積スペース(ポケット)が小さい場合は、切上をして容易の増大を図る | | 1. 完全な雪防護ができる 2. なだれ対策として信頼度が高い 3. 他の施設の設置が不適当な場所 | 1. 流下してきたなだれの勢いを弱めて下方に堆積させる 2. 阻止工の上段に設置してなだれの勢いを弱める | 1. 液下してきたなだれの勢いを弱めて下方に堆積させる 2. 阻止工の上段に設置してなだれの勢いを弱める | 1. 大規模ななだれで、他の対策工が不適当な場合 2. 下方に減勢堆積させる区画を長くとる(砂の10倍m程度) 3. 極力走路に設置し、柵組の中に堆積させない | 1. なだれ堆積部の近くで、速度がとろえた場所には緩曲線を描くように設置するとあふれだす 2. 方向を急変させようとする 3. なだれの量に対応した堆積場所が必要である 3. 単独設置でなく誘導堤と併設すれば効果が大きい | 凡 例 ○：採用できる △：他の工法との比較 ×：不適当である |

「道路防雪便覧(1990), 社団法人 日本道路協会」p46-47 に加筆

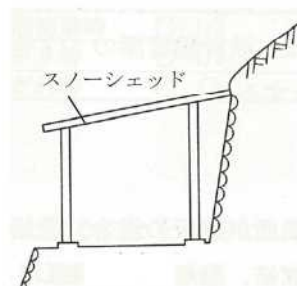
「スノーシェッド」に関して、その適用性を検討した。

○スノーシェッド（走路部の特徴に加え、堆積区に対応する特徴を記載）

・概要

スノーシェッドは、他の誘導工とは性質が異なり、道路、鉄道などに屋根を設け、雪崩をその屋根を滑り台として通過させることを目的した構造物。

- ・走行車両、歩行者などを雪崩の被害から守る。
- ・雪崩による雪の堆積を防ぐ。
- ・降雪に対してシェルターと同様の効果をもたらす。



・利点

- ① 完全な線防護ができる。
- ② 雪崩対策、冬季交通確保として信頼度が高い。
- ③ ほかの施設設置が不適当な場所への適用が可能。
- ④ 施工場所、施工時期、地盤条件、荷重条件などから、最適な材料を選択する。

・欠点 堆積区対策施設としては、比較的工費が高い。

・材料

・鋼製

…工場で数ブロックに分けて製作でき、現場での組み立ても容易。

塗装を行った後直ちに実用に供し得る。

浸食に対しては、5年に一回程度の再塗装を行えば十分であり、耐候性鋼の使用により低減。

・プレストレストコンクリート製

…工場で製品化された部材を現場に搬入して、組み立て架設する。いわゆるプレハブ工法が主体であり、鉄筋コンクリートに比べ、より安定した品質が得られ、現場での組み立ても鋼製と同様に用意で、施工後ただちに実用に供することができ、浸食の心配がなく、維持管理性が良い。

・鉄筋コンクリート製

…現場で型枠を組み配筋後コンクリートを打設する場所打工法が主体であり、供用中の路線では、ほとんど用いられない。部材形状が大きく重厚感はある反面、施工性や工期に難があるが、地形とのなじみがよく、プレストレストコンクリート製と同様に浸食の心配がなく、維持管理性が良い。



●結論

- ・屋根上に雪崩を滑らせる構造物であるが、当該設置箇所が本線盛土区間（雪崩の走路高と本線高が同等）であるため、地形的に適用が難しい。

5.3.3 雪崩対策工の比較検討（二次選定）

一次選定において抽出した「予防柵」、「吊柵」から以下3案を立案したうえで、比較検討を行った。

- ・第1案：三角フェンス(スノーネット)
- ・第2案：スロープガードフェンスタイプLS(せり出し防止柵)
- ・第3案：吊柵

結果、雪崩の発生を予防することができ、また、経済性においても優位となる、【第1案：三角フェンス(スノーネット)】を提案する。

次頁に、比較表を掲載する。

雪崩対策比較表

| 項目 | 第1案 三角フェンス(スノーネット) | 第2案 スロープガードフェンスタイルS(せり出し防止柵) | 第3案 吊柵 | |
|----------------|--|---|---|--|
| 完成イメージ |  |  |  | |
| NETIS登録番号 | HR-020009-VE | HR-100008-A | | |
| 構造概要 | <ul style="list-style-type: none"> ・スノーネットは、雪崩発生区に設置し雪崩の発生を予防する工法である。 ・施設の配置は、雪のすり抜けがない連続配置である。 ・支持面が柔なワイヤロープ構造であり、小規模な落石防護機能も有している。(※落石を考慮する場合、構造体が変わる場合もある。) ・支持面の上下部にワイヤロープを取り付けアンカーに係留する構造である。 ・地盤の悪い箇所でも適用可能である。 ・落石対策便覧(129年改正版)実験対応。 ※但しスパン長の制約がある。 | <ul style="list-style-type: none"> ・せり出し防止柵は、基本的に道路側に設け斜面積雪のせり出しを防止する工法であり、斜面中腹にも設置可能である。 ・施設の配置は、雪のすり抜けがない連続配置である。 ・支持面にワイヤロープ・金網を取り付ける構造である。 ・地盤の悪い箇所でも適用可能である。 ・落石対策便覧(129年改正版)実験対応。 ※但しスパン長の制約がある。 | <ul style="list-style-type: none"> ・吊柵は、雪崩発生区に設置し雪崩の発生を予防する工法である。 ・施設の配置は、雪崩予防柵に準じたものが一般的である。 ・支持面の上下部にワイヤロープを取り付けアンカーに係留する構造である。 ・地盤の悪い箇所でも適用可能である。 ・落石には、対応不可能である。 | |
| 経済性 (概算工事費) | 〃円/m (1.00) ※モノレール等の仮設は考慮しない事とする。 | 〃円/m (1.36) | 〃円/m (1.02) ※モノレール等の仮設は考慮しない事とする。 | |
| 構 造 性 | 一般性 | <ul style="list-style-type: none"> ・新工法であり、主に豪雪地帯で採用は増加しつつある。 ・秋田県にて施工実績あり。 | <ul style="list-style-type: none"> ・新工法であり、主に豪雪地帯で採用は増加しつつある。 ・秋田県にて施工実績あり。 | <ul style="list-style-type: none"> ・従来工法であり、施工実績は多い。 ・秋田県にて施工実績あり。 |
| | 耐久性 | <ul style="list-style-type: none"> ・部材は溶融亜鉛メッキを施しているため、腐食および耐久性に問題はない。 | <ul style="list-style-type: none"> ・部材は溶融亜鉛メッキを施しているため、腐食および耐久性に問題はない。 | <ul style="list-style-type: none"> ・部材は溶融亜鉛メッキを施しているため、腐食および耐久性に問題はない。 |
| 当地の 適用性 | <ul style="list-style-type: none"> ・ネットの連続構造である事から、雪のすり抜けがない。 ・ワイヤネット構造のため、景観性にも優れている。 ・多少の落石であれば対応可能である。 | <ul style="list-style-type: none"> ・金網の連続構造である事から、雪のすり抜けがない。 ・金網構造のため、景観性にも優れている。 ・多少の落石であれば対応可能である。ただし、第1案には劣る。 ・通常路肩際に設置されるが、斜面への設置も可能。 ※本比較では斜面への設置を想定した。 | <ul style="list-style-type: none"> ・1基ずつの設置であり、延長方向の柵間隔が1m程度空けるため、雪質によっては、こぼれ落ちる可能性がある。 ・支持面が鋼製のバーのため、景観を損ねる可能性がある。 ・落石には対応不可能である。 | |
| 施工性 | <ul style="list-style-type: none"> ・足場の設置が必要である。 ・アンカーの削孔は、小型削孔機械を用いる。 ・全体的に部材が軽量であり、人力施工が可能であるが、人力施工の場合、支柱重量が重い事から、簡易的なやぐらが必要となる。 ・資機材運搬のため、500kg積モノレールの設置が必要である。 | <ul style="list-style-type: none"> ・広めの足場の設置が必要である。 ・削孔は、大口径ボーリングマシンを用いる。 ・支柱重量が重いため、建込ではやぐら及びクレーン等の補助機械が必要となる。 ・資機材運搬のため、3t積モノレールの設置が必要である。 | <ul style="list-style-type: none"> ・足場の設置が不要である。 ・アンカーの削孔は、小型削孔機械を用いる。 ・部材が軽量であり、人力施工が可能である。 ・資機材運搬のため、簡易クレーンもしくは1.500kg積モノレールの設置が必要である。 | |
| 環境への 適用性 | <ul style="list-style-type: none"> ・斜面掘削は不要であり、柵からアンカーまでの距離が短いため、立木伐採や斜面改変を最小限に抑えた設置が可能である。 | <ul style="list-style-type: none"> ・斜面掘削は不要であるが、ダウンサハールハンマを使用するため、第1・3案より多めの残土が発生する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・斜面の掘削は不要であるが、吊ワイヤロープを含めた構造物の範囲の伐採が必要であることから、環境性への負荷は大きい。 | |
| 維持管理 | <ul style="list-style-type: none"> ・柔なワイヤロープ構造であるため、施工の翌年にロープの緩み等の点検が必要となる。 | <ul style="list-style-type: none"> ・柔なワイヤロープ構造であるため、施工の翌年にロープの緩み等の点検が必要となる。 | <ul style="list-style-type: none"> ・柔なワイヤロープ構造であるため、施工の翌年にロープの緩み等の点検が必要となる。 | |

§ 6. 坑門工設計

6.1 坑門工の構造設計

6.1.1 検討方針及び設計条件

本トンネルの坑門は面壁型坑門工を採用しており、これについて設計・構造計算を行う。

坑門の構造設計については以下の基準類に基づいて実施する。

(1) 適用基準及び準拠指針

| 適用基準類 | 発行所 | 発行年月 | 略称 |
|--|---------------------|----------|-----------|
| 道路土工 カルバート工指針 (平成21年度版) | (社)日本道路協会 | 平成22年3月 | 【カルバート】 |
| 土木構造物設計マニュアル(案) に係わる設計施工の手引き [ボックスカルバート・擁壁編] | 建設省 (社)全日本建設技術協会 | 平成11年11月 | 【マニュアル】 |
| 道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版) | (社)日本道路協会 | 平成24年7月 | 【擁壁】 |
| 2012年制定 コンクリート標準示方書 設計編 | 土木学会 | 2013年3月 | 【コン示 設計編】 |

(2) 材料の単位体積重量

・鉄筋コンクリート $\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$ 【カルバート P61】

・裏込め土 (レキ・レキ質土) $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 35^\circ$

表-6.1.1 裏込め材の種類と土質定数 【カルバート P73】

| 裏込め材の種類 | 単位体積重量： γ (KN/m ³) | せん断抵抗角： ϕ (°) |
|---------|---------------------------------------|--------------------|
| レキ・レキ質土 | 20 | 35 |
| 砂・砂質土 | 19 | 30 |
| シルト・粘性土 | 18 | 25 |

(3) 使用材料および許容応力度

1) コンクリート 【カルバート P83, P84】

| 項目 | 記号 | 常時 | 施工時 |
|------------------------|---------------|------------------------|------------------------|
| 設計基準強度 | σ_{ck} | 24N/mm ² | |
| 許容曲げ圧縮応力度 | σ_{ca} | 8.0 N/mm ² | 10.0 N/mm ² |
| 許容せん断応力度 ^{※2} | τ_a | 0.23 N/mm ² | 0.28 N/mm ² |
| 許容付着応力度 | τ_{oa} | 1.6 N/mm ² | 2.0 N/mm ² |

※1：施工時の許容応力度は、常時の1.25倍とする。

※2：許容せん断応力度は、【カルバートP83】に準拠した。また、許容せん断応力度は、【カルバートP83】に基づき、有効高補正 (Ce)、引張鉄筋比補正 (Cpt)、軸方向圧縮力補正 (CN) を行う。

2) 鉄筋 【カハート P89】

| 項目 | 記号 | 常時 | 施工時 |
|---------|---------------|-------------------------|-------------------------|
| 材質 | - | 24N/mm ² | |
| 許容引張応力度 | σ_{sa} | 180.0 N/mm ² | 225.0 N/mm ² |

※1：施工時の許容応力度は、常時の1.25倍とする。

(4) 荷重

1) 土圧

- ・ 静止土圧係数 $k_0=0.5$

2) 施工時荷重 【擁壁 P53】

- ・ 埋戻し土圧の他に施工時荷重：10.0 kN/m²を考慮する。

3) 雪荷重 【擁壁 P61】

- ・ 積雪深(10年再現)400cm
 - ・ 雪荷重 $q=3.5\text{kN/m}^2$
- より、雪荷重として「14.0kN/m²」を考慮する。

4) 地震の影響

- ・ 地震の影響は考慮しない。

5) 検討ケース

- ・ ケース1：常時
- ・ ケース2：施工時（常時荷重に施工時荷重を加えたケースで、許容応力度を25%割増し）

| 検討ケース | 載荷重 | 雪荷重 | 輪荷重 | 合計 |
|-------|-------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|
| 常時 | 0.00 kN/m ² | 14.00 kN/m ² | 0.00 kN/m ² | 14.00 kN/m ² |
| 施工時 | 10.00 kN/m ² | 0.00 kN/m ² | 0.00 kN/m ² | 10.00 kN/m ² |

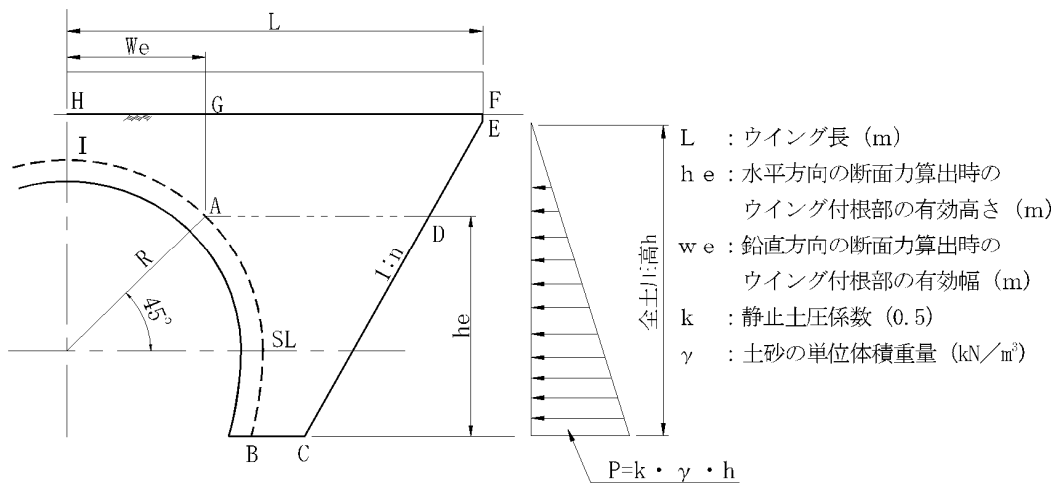
(5) 面壁型坑門の設計方針

面壁型の坑門は、トンネル本体（覆工）に剛結された片持版ちすて求めるものとする。【設計便覧(案) 近畿地整 P8-44】

1) ウイングに作用する断面力

①断面力算出モデル 【設計便覧(案) 近畿地整 P9-70】

- ・ 水平方向の断面力は、仮想固定端 G-A-B に対して面 A, B, C, D, E, F, G に作用する土圧を鉛直方向有効支持長： h_e で支持させるものとし、せん断力および曲げモーメントを算出する。
- ・ 鉛直方向の断面力は、仮想固定端 I-A-D に対して面 A, D, E, F, G, H, I に作用する土圧を水平方向有効支持長： w_e で支持させるものとし、せん断力および曲げモーメントを算出する。



②ウイング固定端の断面力 【設計便覧(案) 近畿地整 P8-45】

- ・ 水平方向断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_{A \sim B} = \frac{\sum M_{G \sim A \sim B}}{h_e}$$

$$\text{せん断力} \quad S_{A \sim B} = \frac{\sum S_{G \sim A \sim B}}{h_e}$$

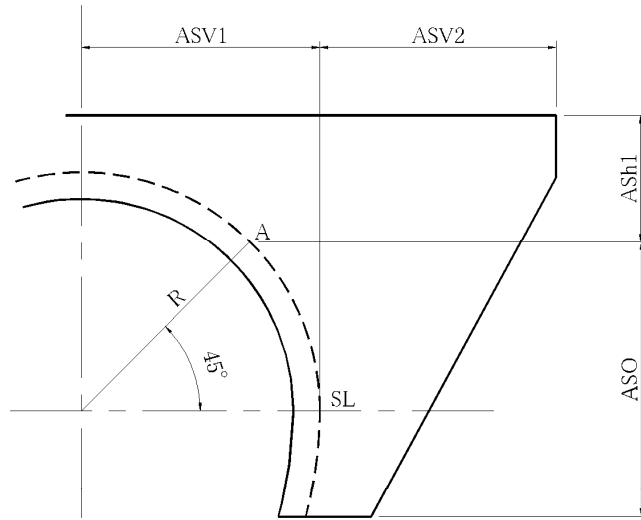
- ・ 鉛直方向断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_{A \sim I} = \frac{\sum M_{I \sim A \sim D}}{w_e}$$

$$\text{せん断力} \quad S_{A \sim I} = \frac{\sum S_{I \sim A \sim D}}{w_e}$$

③配筋要領

ウイング各部位の配筋は、算定された水平方向断面力より最適な部材厚および鉄筋量 (A_{so}) を決定し、これを基準に下図に示す要領で配筋を行う。鉛直方向応力は、水平方向応力に比べて非常に小さくなるが、2方向版の性状に配慮した下記の要領で配筋する。【設計便覧(案) 近畿地整 P8-45】



A_{so}, A_{sh1} : 水平方向に配筋される主鉄筋量 (cm^2/m)

A_{sv1}, A_{sv2} : 鉛直方向に配筋される主鉄筋量 (cm^2/m)

$$A_{sh1} = A_{so} / 2$$

$$A_{sv1} = A_{so} / 2$$

$$A_{sv2} = A_{so} / 4$$

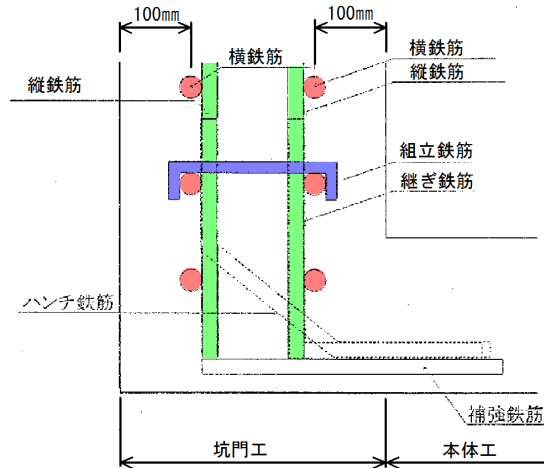
(6) 構造細目

1) 面壁厚さ 【設計便覧(案) 近畿地整 P8-46】

- ・面壁の最小厚さは、50cmとし、経済性、施工性を考慮して決定するものとする。

2) 配筋の基本 【設計便覧(案) 近畿地整 P8-46】

- ・主鉄筋（水平方向鉄筋）は、配力鉄筋（鉛直方向鉄筋）の外側とする。
- ・組立鉄筋は、外側鉄筋（水平方向鉄筋）にかけるものとする。



3) 主鉄筋かぶり 【設計便覧(案) 近畿地整 P8-46】

- ・主鉄筋（水平鉄筋）中心からコンクリート表面までの距離は 100 mm とする。

4) 鉄筋間隔 【マニュアル p74】

- ・主鉄筋間隔は、250 mm、125 mm を基本とする。

5) 最大、最小鉄筋径 【設計便覧(案) 近畿地整 P12-47】

- ・使用鉄筋径は、D16～D32 とする。
- ・ただし、組立鉄筋は D13 を使用する。

6) 鉄筋の継手

- ・鉄筋の継手は、重ね継手を基本とする。（継手が必要となるのは、トンネル天端付近の水平鉄筋のみであり、対象本数が少ないため）
- ・重ね継手長（ L_a ）は、以下のとおりとする。 【マニュアル p75】
$$L_a = \sigma_{sa} \times \phi / (4 \times \tau_{oa}) = 200 \times \phi / (4 \times 1.6) = 31.25 \phi \text{ (10 mm 単位に切り上げ)}$$
- ・異なった径の鉄筋を継ぐ場合は、異なった径の鉄筋の断面積比を 1/2 以下とする。

【鉄筋定着・継手指針[2007年版】

- ・継手を同一断面に集めないことを原則とし、継手位置を軸方向に相互にずらす距離は 25ϕ 以上を標準とする。【コン示 設計編 p197】

7) 圧縮鉄筋 【カルバート p125】

- ・圧縮側（ウイング前面）鉄筋量は、引張側（ウイング背面）鉄筋量の 1/6 以上とする。

8) 配力鉄筋 【カルバート P125】

- ・配力鉄筋の配筋量は、軸方向鉄筋量の 1/6 以上とする。

9) 鉄筋の定尺 【設計便覧(案) 近畿地整 P12-46】

- ・鉄筋の最大定尺長は、12m とする。
- ・重ね継手長で調整できる鉄筋は、原則として定尺鉄筋を使用する。

10) 本体補強鉄筋

- ・面壁とトンネル覆工の接合部は、面壁に発生する応力がトンネル覆工にも影響するため、覆工外面にも「面壁に配置する主鉄筋と同等の鉄筋を面壁から 5m 程度配置」する。

11) サイドウイングの接合部

- ・サイドウイングの接合部は、サイドウイング同等厚のハンチを設ける。
- ・ハンチ内に配置するハンチ筋は、背面側主鉄筋と同径、同間隔とする。

12) 覆工コンクリートへの呑み込み長

- ・主鉄筋、配力鉄筋は、覆工コンクリートへ定着長分呑み込ませた。
- ・覆工コンクリートは $\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ であり、許容付着応力度 $\tau_{oa} = 1.4 \text{ N/mm}^2$ となることから、定着長は $L = \sigma_{sa} \times \phi / (4 \times \tau_{oa}) = 200 \times \phi / (4 \times 1.4) = 35.71 \phi$

13) 主鉄筋の段落し

主鉄筋ピッチが 125mm となる場合、鉄筋量の低減を図る観点から段落し位置を設定。中部地整の考えかたに準拠し、トンネルSL中心から 45° 覆工水平ラインの張り出し量×1/2を標準とするが、面壁形状は一様でなくサイドウイング等が取りつく場合もある事から、適宜カルバート工指針をもとに段落し計算を行い段落し位置を設定するものとする。

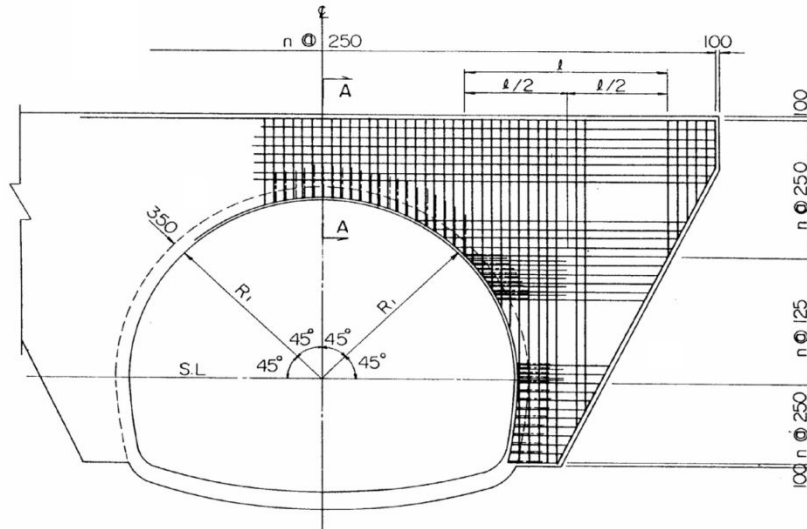


図-6.1.1 配筋要領（段落し）

<山岳トンネルの坑口部の設計・施工に関する研究 報告書／昭和 60 年 2 月／社団法人日本トンネル技術協会／P. 79>

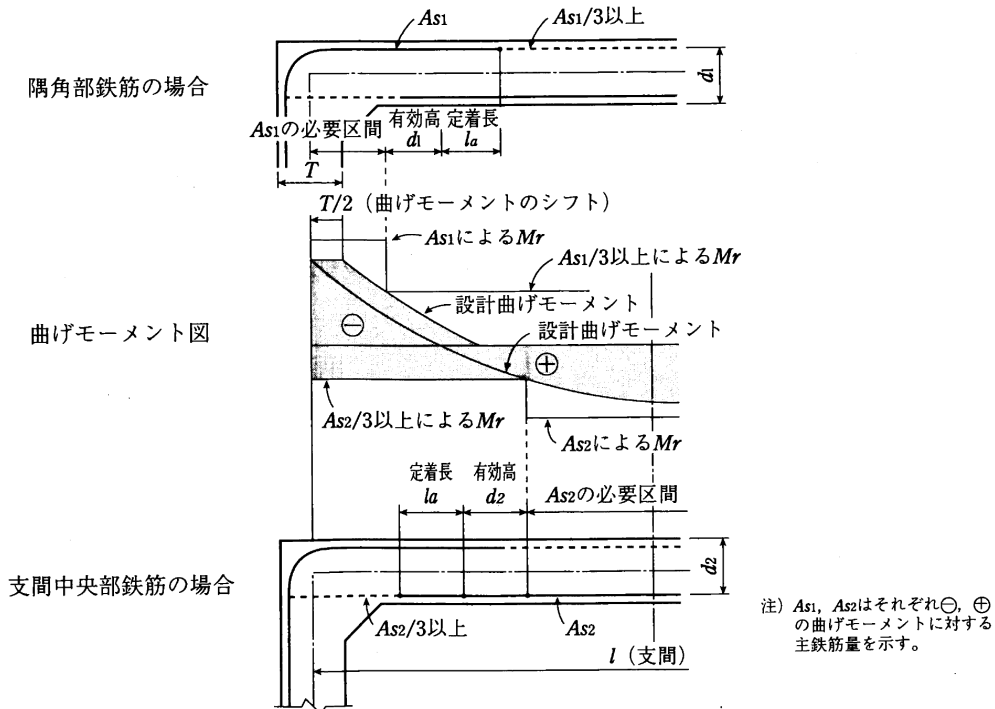


図-6.1.2 配筋要領（段落し）

【カルバート P. 139】

14) 配筋方法

・面壁坑門の配筋方法は、以下の通りとする。

| 番号 | 名称 | 鉄筋加工図 | 配置位置 | 鉄筋径 | 長さの考え方 |
|--------------|---------|-------|-----------------------|---------|--|
| ① | キャップ筋 | | 天端部 | D13 | L1=195 L2=縦鉄筋中心間距離 |
| | | | 側面部 | D13 | L1=195 L2=横鉄筋中心間距離 |
| ② | 組立て筋 | | — | D13 | L1=100 L2=横鉄筋中心間距離+横鉄筋/2×2+組立て筋/2×2 |
| ③ | ハンチ筋 | | 面壁の主筋と同じ位置 | 面壁主筋相当 | L1=坑門工継手長 L3=本体工継手長 |
| ④ | 坑門接続部鉄筋 | | 覆工補強筋延長 | 覆工補強筋相当 | L1=補強鉄筋を坑門工厚分長くする |
| ⑤ | さし筋 | | 坑門前面から約5mの位置まで(主筋同等径) | 面壁主筋相当 | L1=坑門工継手長 L2=4.9m |
| ⑥ | 継ぎ筋 | | 面壁の主筋と同じ位置(主筋同等径) | 面壁主筋相当 | L1=坑門工継手長 L2=かぶり+本体工継手長 |
| <p>[概略図]</p> | | | | | |

(7) 使用プログラム

1) 断面力の算出

プログラム名 : トンネル坑口配筋図システム

バージョン : Ver. 2.60

開 発 元 : 株式会社エムティシー

概 要 : 面壁の断面寸法、上載荷重、土の単位体積重量などを入力することで、スライス分割から断面力算出までの計算を実施する。(応力度照査は別途計算)

2) 応力度照査

プログラム名 : RC 断面計算

バージョン : Ver. 8

開 発 元 : 株式会社フォーラムエイト

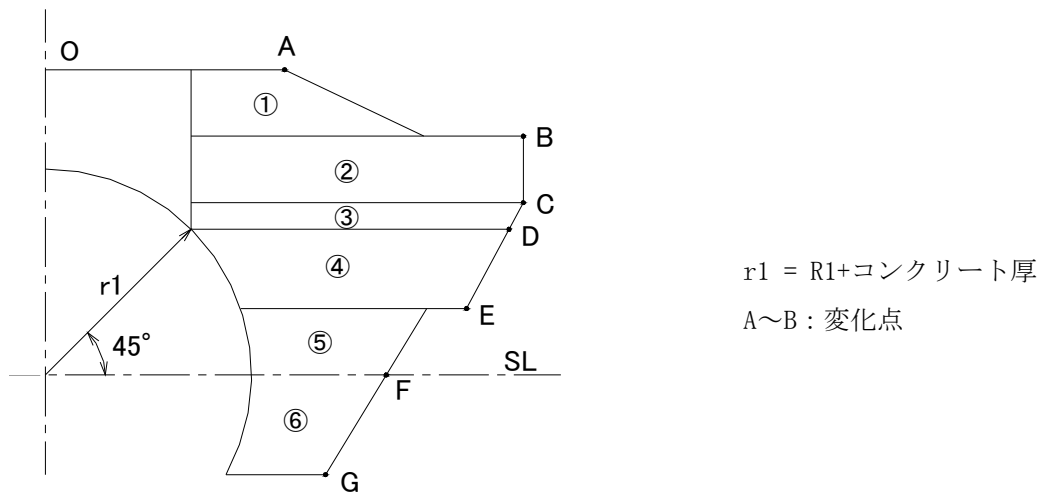
概 要 : 断面力、断面諸元（断面寸法、鉄筋）などを入力することで、部材の応力度を算出する。

6.1.2 坑門応力度の算定方法

ウイング応力の算定は、仮想固定端線上で、水平・鉛直各方向にスライス分割し、微小幅の片持版として応力を算定し、そのトータルを各方向の応力とする。

(1) 面壁部水平方向の応力

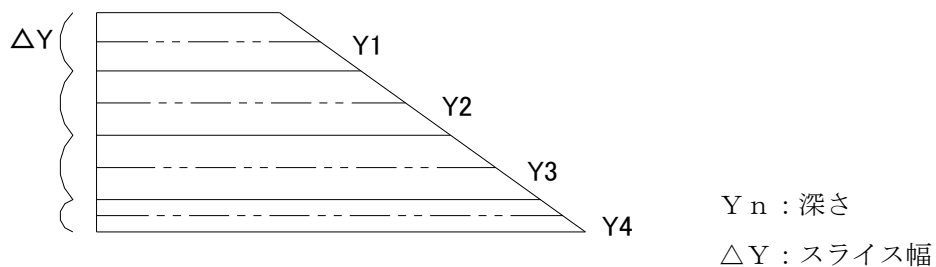
変化点毎に分割された形状をスライス分割し、それぞれの応力及びせん断力を計算し集計する。



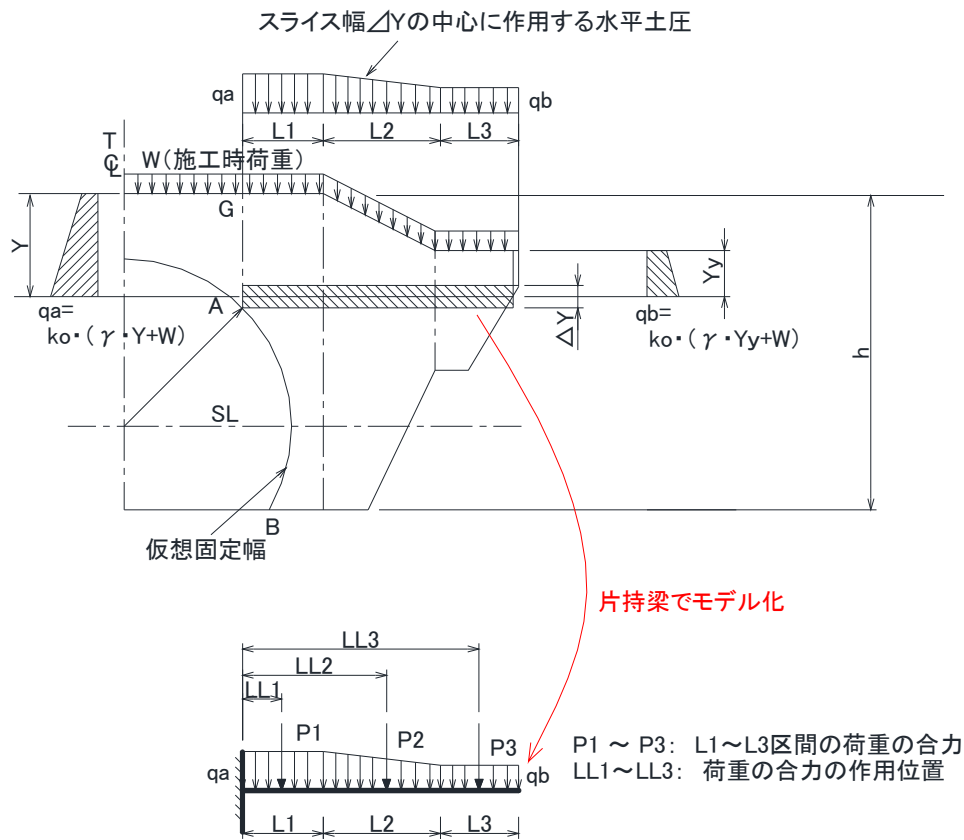
a. スライス分割方法

変化点毎に分割された形状をスライス分割し、それぞれの応力及びせん断力を計算し集計する。スライス幅 ΔY は、50cm程度を基本とする

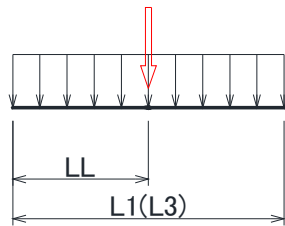
①部のスライス例



b. スライス部のモデル化

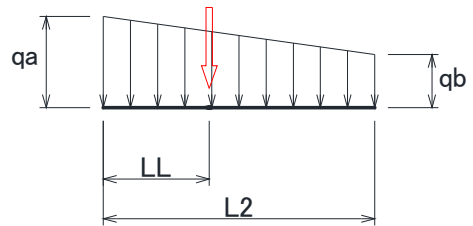


・ 合力作用位置の求め方
(長方形荷重)



$$LL = \frac{L1 (L3)}{2}$$

(台形荷重)



$$LL = \frac{2 \times qb + qa}{qb + qa} \times \frac{L2}{3}$$

c. 荷重および断面力算出式

水平方向の荷重、断面力の算出式は以下の通りである。

- ・スライス幅中心における荷重強度

$$q_a = k_o \times (Y \times \gamma + W)$$

$$q_b = k_o \times (Y_y \times \gamma + W)$$

ここに k_o : 静止土圧係数 (0.5)

γ : 裏込め土単位体積重量 (20 kN/m³)

W : 上載荷重 (施工時のみ 10 kN/m²)

Y, Y_y : 地表面からスライス幅中心までの深さ

- ・各区間の荷重合力

$$P_1 = q_a \times L_1 \times \Delta Y$$

$$P_2 = (q_a + q_b) / 2 \times L_2 \times \Delta Y$$

$$P_3 = q_b \times L_3 \times \Delta Y$$

- ・仮想固定端から各荷重合力までの距離

$$LL_1 = L_1 / 2$$

$$LL_2 = L_1 + \left\{ \frac{2q_b + q_a}{q_b + q_a} \times L_2 / 3 \right\}$$

$$LL_3 = L_1 + L_2 + L_3 / 2$$

- ・仮想固定端における断面力

曲げモーメント : $M_h = P_1 \times LL_1 + P_2 \times LL_2 + P_3 \times LL_3$

せん断力 : $Sh = P_1 + P_2 + P_3$

(3) 側壁土留め壁部

ウイング背面に横方向土留め（側壁土留め壁）が付設される場合は、側壁土留め壁単体で断面力を算定し、曲げモーメントのみを面壁の水平方向曲げモーメントに加算し、有効支持長： h_e で除する。

側壁土留め壁の計算モデルは、面壁部の縁部に固定された片持梁として計算する。なお、応力の計算方法は、面壁部と同様スライス分割し、そのトータルを各方向の応力とする。

※詳細は、前述の「(1)面壁部水平方向の応力」を参照

(4) 配筋規定

| 項 目 | | 単位 | |
|-------------------|------------|----------|---------------------------------------|
| 許容応力度 使用材料及び材質 | 鉄筋 | | SD345 |
| | ・許容曲げ引張応力度 | N/mm^2 | 180 |
| | コンクリート | 〃 | $\sigma_{ck}=24$ |
| | ・許容曲げ圧縮応力度 | N/mm^2 | 8 |
| 単位質量 | ・許容せん断応力度 | 〃 | 0.23(補正を行う) |
| | 鉄筋 C_o | kN/m^3 | 24.5 |
| | 埋戻し土 | 〃 | 20 (レキ・レキ質土) |
| | エアモルタル | 〃 | — |
| | 雪 | 〃 | $3.5kN/m^3$ |
| 埋め戻し土の内部摩擦角 | | ° | — |
| 検討ケース | | | 常時、施工時 (地震時は行わない) |
| 土圧式 | | | 静止土圧 |
| 施工時 | 検討ケース | | 考慮する |
| | 上載荷重 | kN/m^2 | 10 |
| | 許容応力度の割り増し | | 1.25 |
| 常時載荷重 | | | なし=0 |
| 落石荷重 | | | なし=0 |
| 積雪及び設計積雪深 | | kN/m^2 | 14.00kN/m ² |
| 主鉄筋被り | | mm | 芯被り100mm確保 |
| 鉄筋間隔 | | mm | @125, @250 |
| 最大、最小主鉄筋径・配置規定 | | mm | D16~D32 (交互配筋は行わない) |
| 面壁厚さについて | | | 最小500mm (サイドウイング含む) |
| 水平方向主鉄筋の段落ち位置 | | | 水平方向拘束高さ(he)上端位置での水平張出し長さの1/2 |
| 鉄筋の圧接について | | | 用いない (水平筋の対象本数が少ない為) |
| 鉄筋の配置について | | | 水平筋:外側 |
| 鉄筋の重ね継ぎ手について | | | 鉄筋の断面積比は“1/2”以上とする (2ランク以下) |
| 圧縮鉄筋(前面筋)について | | | 最小径D16 引張鉄筋の1/6以上 @250 (サイドウイング含む) |
| 配力鉄筋について | | | 最小径D16 引張鉄筋の1/6以上 @250 (サイドウイング含む) |
| 本体補強鉄筋 | | | 面壁前面から5.0m, 主筋同等 |
| 本体工へののみ込み | | | 定着長分本体へののみ込ませる |
| ハンチ筋 | | | 主筋径同等、フック長:12φ |
| キャップ筋 | | | 主筋同等、フック長:12φ |
| 鉄筋の最大定尺長 | | m | 12.0 (工事用道路の状況、配筋状況により決定) |
| 鉄筋継手長 | | | 31.25D |
| 鉄筋長の丸め | | | 四捨五入 10mm ラウンド |

6.2 坑門工設計計算

(1) 坑門工設計計算結果

1) 起点側

| | | 単位 | 左 側 | | | | 右 側 | | | | 備 考 | | | | | | | | | |
|---------------|------|------|-------------------|----------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|-----------------------------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|---|
| | | | 常時 | | 施工時 | | 常時 | | 施工時 | | | | | | | | | | | |
| 断面力 (水平方向) | M | kN・m | 289.000 | 289.000 | 268.108 | 268.108 | 275.089 | 276.465 | 252.434 | 253.630 | 〔常時〕 雪荷重 14.0kN/m ² | | | | | | | | | |
| | S | kN | 171.489 | 171.489 | 161.566 | 161.566 | 152.132 | 152.132 | 142.733 | 142.733 | | | | | | | | | | |
| 断面力 (鉛直方向) | M | kN・m | 96.347 | 96.347 | 83.095 | 83.095 | 71.972 | 71.972 | 61.772 | 61.772 | | | | | | | | | | |
| | S | kN | 105.008 | 105.008 | 93.444 | 93.444 | 86.450 | 86.450 | 76.323 | 76.323 | | | | | | | | | | |
| 面壁厚 | | mm | 600 | (試算) 500 | 600 | (試算) 500 | 600 | (試算) 500 | 600 | (試算) 500 | | | | | | | | | | |
| 配筋計画 | 水平方向 | 鉄筋量 | 鉄筋径 | D25 | | D32 | | D25 | | D32 | | D25 | | D32 | | | | | | |
| | | | 間隔 | mm 125 | | 125 | | 125 | | 125 | | 125 | | 125 | | | | | | |
| | | 応力度 | N/mm ² | σ _c | 6.9 < 8.0 | ○ | 8.8 < 8.0 | × | 6.4 < 10.0 | ○ | 8.2 < 10.0 | ○ | 6.5 < 8.0 | ○ | 8.4 > 8.0 | × | 6.0 < 10.0 | ○ | 7.7 < 10.0 | ○ |
| | | | | σ _s | 163.6 < 180.0 | ○ | 136.0 < 180.0 | ○ | 151.8 < 225.0 | ○ | 126.2 < 225.0 | ○ | 155.8 < 180.0 | ○ | 130.1 < 180.0 | ○ | 142.9 < 225.0 | ○ | 119.4 < 225.0 | ○ |
| | τ | | | 0.34 < 0.41 | ○ | 0.43 < 0.46 | ○ | 0.32 < 0.51 | ○ | 0.40 < 0.58 | ○ | 0.30 < 0.41 | ○ | 0.38 < 0.46 | ○ | 0.29 < 0.51 | ○ | 0.36 < 0.58 | ○ | |
| | 鉛直方向 | 鉄筋量 | 鉄筋径 | D25 | | D32 | | D25 | | D32 | | D25 | | D32 | | | | | | |
| | | | 間隔 | mm 250 | | 250 | | 250 | | 250 | | 250 | | 250 | | | | | | |
| | | 応力度 | N/mm ² | σ _c | 3.2 < 8.0 | ○ | 4.1 < 8.0 | ○ | 2.7 < 10.0 | ○ | 3.6 < 10.0 | ○ | 2.4 < 8.0 | ○ | 3.1 < 8.0 | ○ | 2.0 < 10.0 | ○ | 2.7 < 10.0 | ○ |
| | | | | σ _s | 111.2 < 180.0 | ○ | 94.9 < 180.0 | ○ | 95.9 < 225.0 | ○ | 81.9 < 225.0 | ○ | 83.0 < 180.0 | ○ | 70.9 < 180.0 | ○ | 71.3 < 225.0 | ○ | 60.9 < 225.0 | ○ |
| | τ | | | 0.22 < 0.34 | ○ | 0.28 < 0.44 | ○ | 0.20 < 0.42 | ○ | 0.25 < 0.56 | ○ | 0.18 < 0.34 | ○ | 0.24 < 0.44 | ○ | 0.16 < 0.42 | ○ | 0.21 < 0.56 | ○ | |
| 判 定 | | | OK | NG | OK | OK | OK | NG | OK | OK | 面壁厚：t=600を採用する。 | | | | | | | | | |

※面壁の最小厚は500mm

2) 終点側

| | | 単位 | 左 側 | | | | 右 側 | | | | 備 考 | | | | | | | | | |
|---------------|------|------|-------------------|----------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|-----------------------------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|---|
| | | | 常時 | | 施工時 | | 常時 | | 施工時 | | | | | | | | | | | |
| 断面力 (水平方向) | M | kN・m | 264.470 | 264.470 | 244.953 | 244.953 | 497.507 | 505.570 | 458.279 | 465.625 | 〔常時〕 雪荷重 14.0kN/m ² | | | | | | | | | |
| | S | kN | 161.509 | 161.509 | 152.013 | 152.013 | 138.312 | 138.312 | 130.419 | 130.419 | | | | | | | | | | |
| 断面力 (鉛直方向) | M | kN・m | 94.518 | 94.518 | 81.496 | 81.496 | 40.447 | 40.447 | 34.381 | 34.381 | | | | | | | | | | |
| | S | kN | 103.054 | 103.054 | 91.693 | 91.693 | 54.517 | 54.517 | 47.608 | 47.608 | | | | | | | | | | |
| 面壁厚 | | mm | 700 | (試算) 600 | 700 | (試算) 600 | 700 | (試算) 600 | 700 | (試算) 600 | | | | | | | | | | |
| 配筋計画 | 水平方向 | 鉄筋量 | 鉄筋径 | D32 | | D25 | | D32 | | D25 | | D32 | | D32 | | | | | | |
| | | | 間隔 | mm 250 | | 125 | | 250 | | 125 | | 125 | | 125 | | | | | | |
| | | 応力度 | N/mm ² | σ _c | 5.0 < 8.0 | ○ | 6.3 < 8.0 | ○ | 4.7 < 10.0 | ○ | 5.8 < 10.0 | ○ | 7.5 < 8.0 | ○ | 10.5 > 8.0 | × | 7.0 < 10.0 | ○ | 9.6 < 10.0 | ○ |
| | | | | σ _s | 155.7 < 180.0 | ○ | 149.8 < 180.0 | ○ | 144.2 < 225.0 | ○ | 138.7 < 225.0 | ○ | 152.2 < 180.0 | ○ | 187.6 > 180.0 | × | 140.2 < 225.0 | ○ | 172.8 < 225.0 | ○ |
| | τ | | | 0.27 < 0.34 | ○ | 0.32 < 0.41 | ○ | 0.25 < 0.43 | ○ | 0.30 < 0.51 | ○ | 0.23 < 0.42 | ○ | 0.28 < 0.44 | ○ | 0.22 < 0.53 | ○ | 0.26 < 0.56 | ○ | |
| | 鉛直方向 | 鉄筋量 | 鉄筋径 | D25 | | D25 | | D25 | | D25 | | D32 | | D32 | | | | | | |
| | | | 間隔 | mm 250 | | 250 | | 250 | | 250 | | 250 | | 250 | | | | | | |
| | | 応力度 | N/mm ² | σ _c | 2.3 < 8.0 | ○ | 3.1 < 8.0 | ○ | 2.0 < 10.0 | ○ | 2.7 < 10.0 | ○ | 0.8 < 8.0 | ○ | 1.2 < 8.0 | ○ | 0.7 < 10.0 | ○ | 1.0 < 10.0 | ○ |
| | | | | σ _s | 89.9 < 180.0 | ○ | 109.1 < 180.0 | ○ | 77.5 < 225.0 | ○ | 94.0 < 225.0 | ○ | 25.2 < 180.0 | ○ | 30.9 < 180.0 | ○ | 21.4 < 225.0 | ○ | 26.3 < 225.0 | ○ |
| | τ | | | 0.18 < 0.30 | ○ | 0.22 < 0.34 | ○ | 0.16 < 0.38 | ○ | 0.19 < 0.42 | ○ | 0.10 < 0.35 | ○ | 0.12 < 0.39 | ○ | 0.08 < 0.44 | ○ | 0.10 < 0.49 | ○ | |
| 判 定 | | | OK | OK | OK | OK | OK | NG | OK | OK | 面壁厚：t=700を採用する。 | | | | | | | | | |

※面壁の最小厚は500mm

(2) サイドウイング計算結果

1) 起点右側サイドウイング

| | | 単位 | 右側 | | | | 備考 | |
|---------------|------------|------|-------------------|---------------|-----------|---------------|---|------------|
| | | | 常時 | | 施工時 | | | |
| 断面力 (水平方向) | M | kN・m | 43.956 | | 38.395 | | 〔常時〕 雪荷重 14.0kN/m ² | |
| | S | kN | 39.014 | | 34.639 | | | |
| 袖壁厚 | | mm | 500 | | 500 | | | |
| 配筋計画 | 水平方向 | 鉄筋量 | 鉄筋径 | | D16 | | 〔施工時〕 上載荷重 10kN/m ² 許容応力度の割増係数 1.25 | |
| | | | 間隔 | mm | 250 | | | |
| | | 応力度 | N/mm ² | σ_c | 2.7 < 8.0 | ○ | | 2.4 < 10.0 |
| | σ_s | | | 149.1 < 180.0 | ○ | 130.2 < 225.0 | | ○ |
| | τ | | | 0.10 < 0.28 | ○ | 0.09 < 0.35 | | ○ |
| | 鉛直方向 | 鉄筋量 | 鉄筋径 | | D16 | | | |
| 間隔 | | | mm | 250 | | | | |
| 判定 | | | OK | | OK | | | |
| | | | 袖壁厚：t=500を採用する。 | | | | ※ウイング厚は最小500mm | |

2) 終点右側サイドウイング

| | | 単位 | 右側 | | | | 備考 | |
|---------------|------------|------|-------------------|---------------|-----------|---------------|---|------------|
| | | | 常時 | | 施工時 | | | |
| 断面力 (水平方向) | M | kN・m | 287.396 | | 262.346 | | 〔常時〕 雪荷重 14.0kN/m ² | |
| | S | kN | 124.083 | | 115.127 | | | |
| 袖壁厚 | | mm | 600 | | 600 | | | |
| 配筋計画 | 水平方向 | 鉄筋量 | 鉄筋径 | | D25 | | 〔施工時〕 上載荷重 10kN/m ² 許容応力度の割増係数 1.25 | |
| | | | 間隔 | mm | 125 | | | |
| | | 応力度 | N/mm ² | σ_c | 6.8 < 8.0 | ○ | | 6.2 < 10.0 |
| | σ_s | | | 162.7 < 180.0 | ○ | 148.5 < 225.0 | | ○ |
| | τ | | | 0.25 < 0.41 | ○ | 0.23 < 0.51 | | ○ |
| | 鉛直方向 | 鉄筋量 | 鉄筋径 | | D16 | | | |
| 間隔 | | | mm | 250 | | | | |
| 判定 | | | OK | | OK | | | |
| | | | 袖壁厚：t=600を採用する。 | | | | ※ウイング厚は最小500mm | |

■応力度の計算[起点側]

| 形状名称 タイトル | | [矩 形] 起点-左-水平-常時 | [矩 形] 起点-右-水平-常時 | [矩 形] 起点-左-鉛直-常時 | [矩 形] 起点-右-鉛直-常時 |
|--|---|--|--|--|--|
| 断面寸法 (m) | B1 H1 B2 H2 B3 H3 | 1.000 0.600 0.000 0.000 ----- 0.000 | 1.000 0.600 0.000 0.000 ----- 0.000 | 1.000 0.600 0.000 0.000 ----- 0.000 | 1.000 0.600 0.000 0.000 ----- 0.000 |
| ウェブ幅 有効高 桁高変化 | bw m d m tan γ | 1.0000 0.5000 0.0000 | 1.0000 0.5000 0.0000 | 1.0000 0.4750 0.0000 | 1.0000 0.4750 0.0000 |
| 鉄筋量 | d1 /As1 | 0.5000 8.000-D25 | 0.5000 8.000-D25 | 0.4750 4.000-D25 | 0.4750 4.000-D25 |
| | 合計 cm2 | 40.536 | 40.536 | 20.268 | 20.268 |
| 断面力 | M kN.m N kN S kN | 289.000 0.000 171.489 | 275.089 0.000 152.132 | 96.347 0.000 105.008 | 71.972 0.000 86.450 |
| 応力度 | σ c N/mm2 σ s1 σ s1' | 6.9 < 8.00 163.6 < 180.00 ----- | 6.5 < 8.00 155.8 < 180.00 ----- | 3.2 < 8.00 111.2 < 180.00 ----- | 2.4 < 8.00 83.0 < 180.00 ----- |
| 中立軸 | x m | 0.1932 | 0.1932 | 0.1422 | 0.1422 |
| ヤング係数比 | n = | 15.00 | 15.00 | 15.00 | 15.00 |
| 必要鉄筋量 最小鉄筋量 抵抗 | Asreq Asmin Mr kN.m | 36.647 ----- 317.839 | 34.788 ----- 317.839 | 12.258 ----- 155.994 | 9.058 ----- 155.994 |
| ひび割れ 初降伏 終局 | Mc kN.m My0kN.m Mu kN.m | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- |
| Sh Sh' 平均 τ m 平均 τ amax | kN kN N/mm2 N/mm2 | 171.489 0.000 0.34 < 0.410 3.200 | 152.132 0.000 0.30 < 0.410 3.200 | 105.008 0.000 0.22 < 0.337 3.200 | 86.450 0.000 0.18 < 0.337 3.200 |
| τ a補正係数 τ max σ x σ I Vo(m) or j Asreq Aw(a) a Aw θ σ s Sc Ss U周長総和 τ o' τ o | Ce Cpt CN Cdc N/mm2 N/mm2 N/mm2 cm2 cm2 cm cm2 度 N/mm2 kN kN mm N/mm2 | 1.286 1.386 1.000 1.000 0.38 0.2 -0.3 0.3000 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 180.0 204.994 0.000 640.000 0.616 < 1.600 | 1.286 1.386 1.000 1.000 0.34 0.2 -0.2 0.3000 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 180.0 204.994 0.000 640.000 0.547 < 1.600 | 1.300 1.127 1.000 1.000 0.25 0.0 -0.2 0.3000 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 180.0 160.019 0.000 320.000 0.794 < 1.600 | 1.300 1.127 1.000 1.000 0.21 0.0 -0.2 0.3000 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 180.0 160.019 0.000 320.000 0.654 < 1.600 |

x, Vo は、圧縮縁からの距離を示す。

■応力度の計算[起点側]

| 形状名称 タイトル | | [矩 形] 起点-左-水平-施工時 | | [矩 形] 起点-右-水平-施工時 | | [矩 形] 起点-左-鉛直-施工時 | | [矩 形] 起点-右-鉛直-施工時 | |
|--|---|--|--|--|--|--|--|--|----------------------------|
| 断面寸法 (m) | B1 H1 B2 H2 B3 H3 | 1.000 0.000 ----- | 0.600 0.000 0.000 | 1.000 0.000 ----- | 0.600 0.000 0.000 | 1.000 0.000 ----- | 0.600 0.000 0.000 | 1.000 0.000 ----- | 0.600 0.000 0.000 |
| ウェブ幅 有効高 桁高変化 | bw m d m tan γ | | 1.0000 0.5000 0.0000 | | 1.0000 0.5000 0.0000 | | 1.0000 0.4750 0.0000 | | 1.0000 0.4750 0.0000 |
| 鉄筋量 | d1 /As1 | 0.5000 | 8.000-D25 | 0.5000 | 8.000-D25 | 0.4750 | 4.000-D25 | 0.4750 | 4.000-D25 |
| | 合計 | 40.536 | | 40.536 | | 20.268 | | 20.268 | |
| 断面力 | M kN.m N kN S kN | 268.108 0.000 161.566 | | 252.434 0.000 142.733 | | 83.095 0.000 93.444 | | 61.772 0.000 76.323 | |
| 応力度 | σ c N/mm2 σ s1 σ s1' | 6.4 < 151.8 < | 10.00 225.00 ----- | 6.0 < 142.9 < | 10.00 225.00 ----- | 2.7 < 95.9 < | 10.00 225.00 ----- | 2.0 < 71.3 < | 10.00 225.00 ----- |
| 中立軸 | x m | 0.1932 | | 0.1932 | | 0.1422 | | 0.1422 | |
| ヤング係数比 | | n = 15.00 | | n = 15.00 | | n = 15.00 | | n = 15.00 | |
| 必要鉄筋量 最小鉄筋量 抵抗 | Asreq Asmin Mr kN.m | 26.760 ----- 397.298 | | 25.121 ----- 397.298 | | 8.344 ----- 194.993 | | 6.146 ----- 194.993 | |
| ひび割れ 初降伏 終局 | Mc kN.m My0kN.m Mu kN.m | ----- ----- ----- | | ----- ----- ----- | | ----- ----- ----- | | ----- ----- ----- | |
| Sh Sh' 平均 平均 | kN kN τ m τ amax | 161.566 0.000 0.32 < | 0.000 0.513 3.200 | 142.733 0.000 0.29 < | 0.000 0.513 3.200 | 93.444 0.000 0.20 < | 0.000 0.422 3.200 | 76.323 0.000 0.16 < | 0.000 0.422 3.200 |
| τ a補正係数 τ max σ x σ I Vo(m) or j Asreq Aw(a) a Aw θ σ s Sc Ss U周長総和 τ o' τ o | Ce Cpt CN Cdc N/mm2 N/mm2 N/mm2 cm2 cm2 cm cm2 度 N/mm2 kN kN mm N/mm2 | 1.286 1.386 1.000 1.000 0.36 0.2 -0.3 0.3000 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 256.688 0.000 640.000 0.581 < | 225.0 ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- 225.0 256.688 0.000 640.000 2.000 | 1.286 1.386 1.000 1.000 0.31 0.2 -0.2 0.3000 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 256.688 0.000 640.000 0.513 < | 225.0 ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- 225.0 256.688 0.000 640.000 2.000 | 1.300 1.127 1.000 1.000 0.22 0.0 -0.2 0.3000 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 200.371 0.000 320.000 0.707 < | 225.0 ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- ----- 225.0 200.371 0.000 320.000 2.000 | 1.300 1.127 1.000 1.000 0.18 0.0 -0.2 0.3000 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 200.371 0.000 320.000 0.577 < | |

x, Vo は、圧縮縁からの距離を示す。

■応力度の計算[起点側]

| 形状名称 タイトル | | [矩 形] 起点-右-ウイング-常時 | | [矩 形] 起点-右-ウイング-施工 | |
|------------------|---------|-------------------------|-----------|-------------------------|-----------|
| 断面寸法 (m) | B1 H1 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 0.500 |
| | B2 H2 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | B3 H3 | ----- | 0.000 | ----- | 0.000 |
| ウェブ幅 | bw m | | 1.0000 | | 1.0000 |
| 有効高 | d m | | 0.4000 | | 0.4000 |
| 桁高変化 | tan γ | | 0.0000 | | 0.0000 |
| 鉄筋量 | d1 /As1 | 0.4000 | 4.000-D16 | 0.4000 | 4.000-D16 |
| | 合計 | | 7.944 | | 7.944 |
| 断面力 | M kN.m | | 43.956 | | 38.395 |
| | N kN | | 0.000 | | 0.000 |
| | S kN | | 39.014 | | 34.639 |
| 応力度 σ c N/mm2 | σ ca | 2.7 < | 8.00 | 2.4 < | 10.00 |
| | σ s1 | 149.1 < | 180.00 | 130.2 < | 225.00 |
| | σ s1' | ----- | ----- | ----- | ----- |
| 中立軸 | x m | | 0.0864 | | 0.0864 |
| ヤング係数比 | | n = | 15.00 | n = | 15.00 |
| 必要鉄筋量 | Asreq | | 6.537 | | 4.519 |
| 最小鉄筋量 | Asmin | | ----- | | ----- |
| 抵抗 | Mr kN.m | | 53.075 | | 66.344 |
| ひび割れ | Mc kN.m | | ----- | | ----- |
| 初降伏 | My0kN.m | | ----- | | ----- |
| 終局 | Mu kN.m | | ----- | | ----- |
| Sh | kN | | 39.014 | | 34.639 |
| Sh' | kN | | 0.000 | | 0.000 |
| 平均 τ m | N/mm2 | 0.10 < | 0.277 | 0.09 < | 0.347 |
| 平均 τ amax | N/mm2 | | 3.200 | | 3.200 |
| τ a補正係数 | Ce | | 1.343 | | 1.343 |
| | Cpt | | 0.897 | | 0.897 |
| | CN | | 1.000 | | 1.000 |
| | Cdc | | 1.000 | | 1.000 |
| τ max | N/mm2 | | 0.11 | | 0.10 |
| σ x | N/mm2 | | 0.0 | | 0.0 |
| σ I | N/mm2 | | -0.1 | | -0.1 |
| Vo(m) or j | | | 0.2500 | | 0.2500 |
| Asreq | cm2 | | ----- | | ----- |
| Aw(a) | cm2 | | ----- | | ----- |
| a | cm | | 100.0 | | 100.0 |
| Aw | cm2 | | 0.000 | | 0.000 |
| θ | 度 | | 90.0 | | 90.0 |
| σ s | N/mm2 | 0.0 < | 180.0 | 0.0 < | 225.0 |
| Sc | kN | | 110.843 | | 138.794 |
| Ss | kN | | 0.000 | | 0.000 |
| U周長総和 | mm | | 200.000 | | 200.000 |
| τ o' τ o | N/mm2 | 0.561 < | 1.600 | 0.498 < | 2.000 |

x, Vo は、圧縮縁からの距離を示す。

■応力度の計算[終点側]

| 形状名称 タイトル | [矩 形] 終点-左-水平-常時 | [矩 形] 終点-右-水平-常時 | [矩 形] 終点-左-鉛直-常時 | [矩 形] 終点-右-鉛直-常時 |
|---|--|--|--|--|
| 断面寸法 (m) B1 H1 B2 H2 B3 H3 | 1.000 0.700 0.000 0.000 ----- 0.000 | 1.000 0.700 0.000 0.000 ----- 0.000 | 1.000 0.700 0.000 0.000 ----- 0.000 | 1.000 0.700 0.000 0.000 ----- 0.000 |
| ウェブ幅 bw m 有効高 d m 桁高変化 tan γ | 1.0000 0.6000 0.0000 | 1.0000 0.6000 0.0000 | 1.0000 0.5715 0.0000 | 1.0000 0.5680 0.0000 |
| 鉄筋量 d1 /As1 | 0.6000 4.000-D32 | 0.6000 8.000-D32 | 0.5715 4.000-D25 | 0.5680 4.000-D32 |
| 合計 cm2 | 31.768 | 63.536 | 20.268 | 31.768 |
| 断面力 M kN.m N kN S kN | 264.470 0.000 161.509 | 497.507 0.000 138.312 | 94.518 0.000 103.054 | 40.447 0.000 54.517 |
| 応力度 σ c N/mm2 σ s1 σ s1' | σ ca 5.0 < 8.0 σ sa1 155.7 < 180.0 σ sa1 ----- | 7.5 < 8.0 152.2 < 180.0 ----- | 2.3 < 8.0 89.9 < 180.0 ----- | 0.8 < 8.0 25.2 < 180.0 ----- |
| 中立軸 x m | 0.1962 | 0.2560 | 0.1584 | 0.1899 |
| ヤング係数比 | n = 15.00 | n = 15.00 | n = 15.00 | n = 15.00 |
| 必要鉄筋量 Asreq 最小鉄筋量 Asmin 抵抗 Mr kN.m | 27.286 ----- 305.701 | 53.139 ----- 527.101 | 9.855 ----- 189.226 | 4.146 ----- 288.615 |
| ひび割れ Mc kN.m 初降伏 My0kN.m 終局 Mu kN.m | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- |
| Sh kN Sh' kN 平均 τ m N/mm2 平均 τ amax N/mm2 | 161.509 0.000 0.27 < 0.344 3.200 | 138.312 0.000 0.23 < 0.424 3.200 | 103.054 0.000 0.18 < 0.302 3.200 | 54.517 0.000 0.10 < 0.354 3.200 |
| τ a補正係数 Ce Cpt CN Cdc τ max N/mm2 σ x N/mm2 σ I N/mm2 Vo(m) or j Asreq cm2 Aw(a) cm2 a cm Aw cm2 θ 度 σ s N/mm2 Sc kN Ss kN U周長総和 mm τ o' τ o N/mm2 | 1.229 1.218 1.000 1.000 0.31 0.1 -0.3 0.3500 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 180.0 206.449 0.000 400.000 0.774 < 1.600 | 1.229 1.500 1.000 1.000 0.25 0.4 -0.1 0.3500 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 180.0 254.314 0.000 800.000 0.331 < 1.600 | 1.245 1.055 1.000 1.000 0.21 0.0 -0.2 0.3500 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 180.0 172.572 0.000 320.000 0.648 < 1.600 | 1.247 1.236 1.000 1.000 0.11 0.0 -0.1 0.3500 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 180.0 201.262 0.000 400.000 0.276 < 1.600 |

x, Vo は、圧縮縁からの距離を示す。

■応力度の計算[終点側]

| 形状名称 タイトル | | [矩 形] 終点-左-水平-施工時 | | [矩 形] 終点-右-水平-施工時 | | [矩 形] 終点-左-鉛直-施工時 | | [矩 形] 終点-右-鉛直-施工時 | | |
|----------------------------------|--|---|---|--|---|--|--|--|--|--|
| 断面寸法 (m) | B1 H1 B2 H2 B3 H3 | 1.000 0.000 ----- | 0.700 0.000 0.000 | 1.000 0.000 ----- | 0.700 0.000 0.000 | 1.000 0.000 ----- | 0.700 0.000 0.000 | 1.000 0.000 ----- | 0.700 0.000 0.000 | |
| ウェブ幅 有効高 桁高変化 | bw m d m tan γ | | 1.0000 0.6000 0.0000 | | 1.0000 0.6000 0.0000 | | 1.0000 0.5715 0.0000 | | 1.0000 0.5680 0.0000 | |
| 鉄筋量 | d1 /As1 | 0.6000 | 4.000-D32 | 0.6000 | 8.000-D32 | 0.5715 | 4.000-D25 | 0.5680 | 4.000-D32 | |
| | 合計 cm2 | | 31.768 | | 63.536 | | 20.268 | | 31.768 | |
| 断面力 | M kN.m | | 244.953 | | 458.279 | | 81.496 | | 34.381 | |
| | N kN | | 0.000 | | 0.000 | | 0.000 | | 0.000 | |
| | S kN | | 152.013 | | 130.419 | | 91.693 | | 47.608 | |
| 応力度 σ c N/mm2 | σ ca σ sl σ sl' | 4.7 144.2 | < 10.00 < 225.00 ----- | 7.0 140.2 | < 10.00 < 225.00 ----- | 2.0 77.5 | < 10.00 < 225.00 ----- | 0.7 21.4 | < 10.00 < 225.00 ----- | |
| | 中立軸 x | | 0.1962 | | 0.2560 | | 0.1584 | | 0.1899 | |
| | ヤング係数比 | | n = 15.00 | | n = 15.00 | | n = 15.00 | | n = 15.00 | |
| 必要鉄筋量 最小鉄筋量 抵抗 | Asreq Asmin Mr kN.m | | 19.940 ----- 382.127 | | 38.465 ----- 658.876 | | 6.721 ----- 236.533 | | 2.797 ----- 360.769 | |
| | ひび割れ 初降伏 終局 | Mc kN.m My0kN.m Mu kN.m | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- | ----- ----- ----- | |
| Sh Sh' 平均 τ m 平均 τ amax | kN kN N/mm2 N/mm2 | | 152.013 0.000 0.25 < 0.431 3.200 | | 130.419 0.000 0.22 < 0.531 3.200 | | 91.693 0.000 0.16 < 0.378 3.200 | | 47.608 0.000 0.08 < 0.444 3.200 | |
| | τ a補正係数 τ max σ x σ I Vo(m) or j Asreq Aw(a) a Aw θ σ s Sc Ss U周長総和 τ o' τ o | Ce Cpt CN Cdc N/mm2 N/mm2 N/mm2 cm2 cm2 cm cm2 度 N/mm2 kN kN mm N/mm2 | | 1.229 1.218 1.000 1.000 0.30 0.1 -0.2 0.3500 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 225.0 258.510 0.000 400.000 0.728 < 2.000 | | 1.229 1.500 1.000 1.000 0.23 0.4 -0.1 0.3500 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 225.0 318.446 0.000 800.000 0.312 < 2.000 | | 1.245 1.055 1.000 1.000 0.19 0.0 -0.2 0.3500 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 225.0 216.090 0.000 320.000 0.577 < 2.000 | | 1.247 1.236 1.000 1.000 0.09 0.0 -0.1 0.3500 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 225.0 252.016 0.000 400.000 0.241 < 2.000 |

x, Vo は、圧縮縁からの距離を示す。

■応力度の計算[終点側]

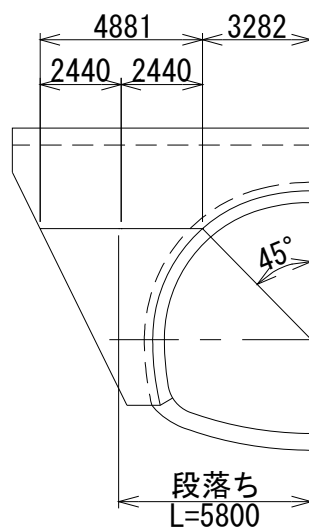
| 形状名称 タイトル | | [矩 形] 終点-右-ウイング-常時 | | [矩 形] 終点-右-ウイング-施工 | |
|------------------|---------|-------------------------|-----------|-------------------------|-----------|
| 断面寸法 (m) | B1 H1 | 1.000 | 0.600 | 1.000 | 0.600 |
| | B2 H2 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | B3 H3 | ----- | 0.000 | ----- | 0.000 |
| ウェブ幅 | bw m | | 1.0000 | | 1.0000 |
| 有効高 | d m | | 0.5000 | | 0.5000 |
| 桁高変化 | tan γ | | 0.0000 | | 0.0000 |
| 鉄筋量 | d1 /As1 | 0.5000 | 8.000-D25 | 0.5000 | 8.000-D25 |
| | 合計 cm2 | | 40.536 | | 40.536 |
| 断面力 | M kN.m | | 287.396 | | 262.346 |
| | N kN | | 0.000 | | 0.000 |
| | S kN | | 124.083 | | 115.127 |
| 応力度 σ c N/mm2 | σ ca | 6.8 < | 8.00 | 6.2 < | 10.00 |
| | σ s1 | 162.7 < | 180.00 | 148.5 < | 225.00 |
| | σ s1' | ----- | ----- | ----- | ----- |
| 中立軸 | x m | | 0.1932 | | 0.1932 |
| ヤング係数比 | | n = | 15.00 | n = | 15.00 |
| 必要鉄筋量 最小鉄筋量 | Asreq | | 36.435 | | 26.159 |
| | Asmin | | ----- | | ----- |
| 抵抗 | Mr kN.m | | 317.839 | | 397.298 |
| ひび割れ | Mc kN.m | | ----- | | ----- |
| 初降伏 | My0kN.m | | ----- | | ----- |
| 終局 | Mu kN.m | | ----- | | ----- |
| Sh | kN | | 124.083 | | 115.127 |
| Sh' | kN | | 0.000 | | 0.000 |
| 平均 τ m | N/mm2 | 0.25 < | 0.410 | 0.23 < | 0.513 |
| 平均 τ amax | N/mm2 | | 3.200 | | 3.200 |
| τ a補正係数 | Ce | | 1.286 | | 1.286 |
| | Cpt | | 1.386 | | 1.386 |
| | CN | | 1.000 | | 1.000 |
| | Cdc | | 1.000 | | 1.000 |
| τ max | N/mm2 | | 0.27 | | 0.25 |
| σ x | N/mm2 | | 0.2 | | 0.2 |
| σ I | N/mm2 | | -0.2 | | -0.2 |
| Vo(m) or j | | | 0.3000 | | 0.3000 |
| Asreq | cm2 | | ----- | | ----- |
| Aw(a) | cm2 | | ----- | | ----- |
| a | cm | | 100.0 | | 100.0 |
| Aw | cm2 | | 0.000 | | 0.000 |
| θ | 度 | | 90.0 | | 90.0 |
| σ s | N/mm2 | 0.0 < | 180.0 | 0.0 < | 225.0 |
| Sc | kN | | 204.994 | | 256.688 |
| Ss | kN | | 0.000 | | 0.000 |
| U周長総和 | mm | | 640.000 | | 640.000 |
| τ o' τ o | N/mm2 | 0.446 < | 1.600 | 0.414 < | 2.000 |

x, Vo は、圧縮縁からの距離を示す。

(3) 段落ち計算結果

1) 起点左側

当該坑門壁左側は必要鉄筋量が「D25@125」となることから段落ち位置の検証を実施。鉄筋量の低減を図るため、トンネル SL 中心から 45° 覆工水平ラインの張り出し量×1/2 である「5.8m」を段落ち位置とする。

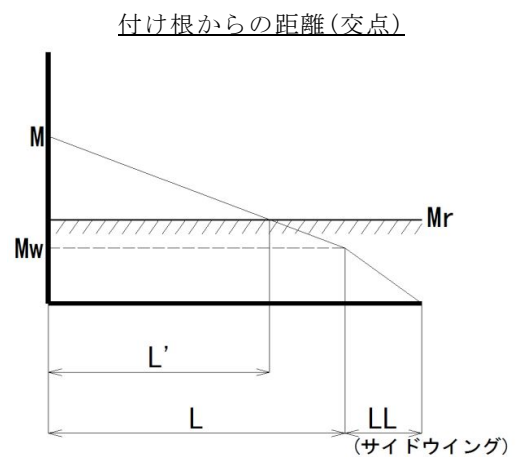
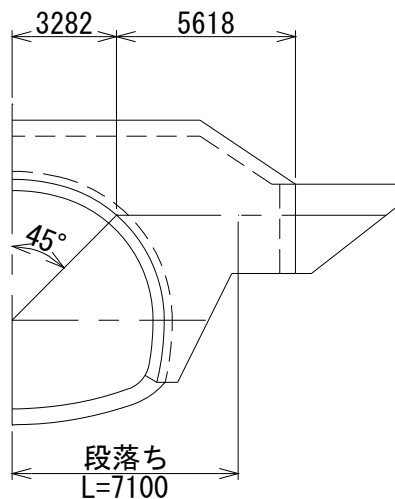


2) 起点右側

当該坑門壁右側は必要鉄筋量が「D25@125」となることから段落ち位置の検証を実施。主鉄筋の定着位置は、主鉄筋の低減量が計算上不要となる位置（抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点）から定着長を加えた「7.1m」とする。

| | | | 起点_右側 | |
|--------------|---------------|-------------------|---------|----------------------|
| 発生断面力 | M | KN・m | 275.089 | |
| 部材幅 | b | cm | 100.0 | |
| 部材高 | h | cm | 60.0 | |
| 有効高 | d | cm | 50.0 | |
| ヤング係数比 | n | — | 15 | |
| 低減後の鉄筋量 | | mm | D25@250 | |
| | As | cm ² | 20.268 | |
| 許容応力度 | σ_{ca} | N/mm ² | 8.00 | |
| | σ_{sa} | N/mm ² | 180.00 | |
| サイドウイングモーメント | Mw | KN・m | 23.524 | … サイドウイングモーメント/面壁有効高 |
| 抵抗曲げモーメント | Mr | KN・m | 164.588 | … RC計算書参照 |

| | | | 起点_右側 | |
|-------------|---------|----|-------|---------------------------------------|
| 有効長 | L | m | 5.618 | … 張り出し長 |
| 付根からの距離(交点) | L' | mm | 2.468 | |
| 定着鉄筋 | — | mm | 25 | |
| 定着長 | Lo | m | 0.781 | … 31.25D σ 24N/mm ² |
| 定着位置 | L' + Lo | Lm | m | 3.249 |
| | 有効高 | d | m | 0.500 |
| | 計算値 | — | m | 3.749 |
| | — | m | 7.10m | |

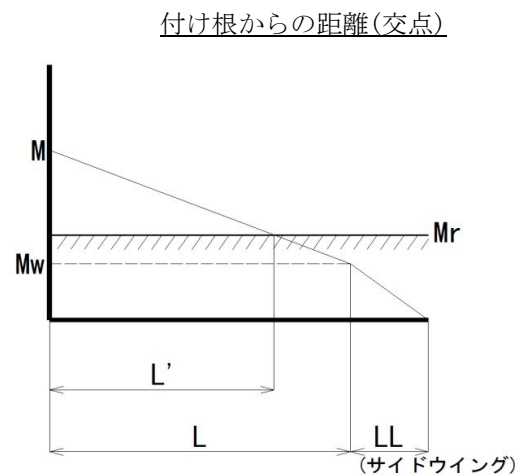
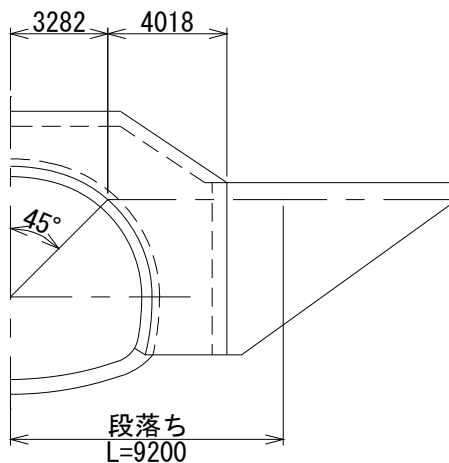


3) 終点右側

当該坑門壁左側は必要鉄筋量が「D32@125」となることから段落ち位置の検証を実施。主鉄筋の定着位置は、主鉄筋の低減量が計算上不要となる位置（抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点）から定着長を加えたが9.2mとなり面壁幅を超過することから「段落ちは行わない」ものとする。

| | | | 終点_右側 | |
|--------------|---------------|-------------------|---------|----------------------|
| 発生断面力 | M | KN・m | 497.507 | |
| 部材幅 | b | cm | 100.0 | |
| 部材高 | h | cm | 70.0 | |
| 有効高 | d | cm | 60.0 | |
| ヤング係数比 | n | — | 15 | |
| 低減後の鉄筋量 | | mm | D32@250 | |
| | As | cm ² | 31.768 | |
| 許容応力度 | σ_{ca} | N/mm ² | 8.00 | |
| | σ_{sa} | N/mm ² | 180.00 | |
| サイドウイングモーメント | Mw | KN・m | 318.926 | … サイドウイングモーメント/面壁有効高 |
| 抵抗曲げモーメント | Mr | KN・m | 305.701 | … RC計算書参照 |

| | | | 終点_右側 | |
|--------------|---------|----|-------|---------------------------------------|
| 有効長 | L | m | 4.018 | … 張り出し長 |
| 付け根からの距離(交点) | L' | mm | 4.316 | |
| 定着鉄筋 | — | mm | 32 | |
| 定着長 | Lo | m | 1.000 | … 31.25D σ 24N/mm ² |
| 定着位置 | L' + Lo | Lm | m | 5.316 |
| | 有効高 | d | m | 0.600 |
| | 計算値 | — | m | 5.916 |
| | — | m | 9.20m | |



■応力度の計算[段落ち]

| 形状名称 タイトル | | [矩 形] 起点-左-水平-常時 | | [矩 形] 終点-右-水平-常時 | | |
|----------------------------------|--|---|-------------------------------------|--|-------------------------------------|--|
| 断面寸法 (m) | B1 H1 B2 H2 B3 H3 | 1.000 0.000 ----- | 0.600 0.000 0.000 | 1.000 0.000 ----- | 0.700 0.000 0.000 | |
| ウェブ幅 有効高 桁高変化 | bw m d m tan γ | | 1.0000 0.5000 0.0000 | | 1.0000 0.6000 0.0000 | |
| 鉄筋量 | d1 /As1 | 0.5000 | 4.000-D25 | 0.6000 | 4.000-D32 | |
| | 合計 cm2 | | 20.268 | | 31.768 | |
| 断面力 | M kN.m | | 289.000 | | 497.507 | |
| | N kN | | 0.000 | | 0.000 | |
| | S kN | | 171.489 | | 138.312 | |
| 応力度 σ c N/mm2 | σ ca σ s1 σ s1' | 8.7 > 316.0 > ----- | 8.00 180.00 ----- | 9.5 > 292.9 > ----- | 8.00 180.00 ----- | |
| | 中立軸 x m | | 0.1466 | | 0.1962 | |
| | ヤング係数比 | | n = 15.00 | | n = 15.00 | |
| 必要鉄筋量 最小鉄筋量 抵抗 | Asreq Asmin Mr kN.m | | 36.647 ----- 164.588 | | 53.139 ----- 305.701 | |
| | ひび割れ 初降伏 終局 | Mc kN.m My0kN.m Mu kN.m | ----- ----- ----- | | ----- ----- ----- | |
| Sh Sh' 平均 τ m 平均 τ amax | kN kN N/mm2 N/mm2 | | 171.489 8.054 0.34 > 3.200 | | 138.312 0.000 0.23 < 3.344 | |
| | τ a補正係数 τ max σ x σ I Vo(m) or j Asreq Aw(a) a Aw θ σ s Sc Ss U周長総和 τ o' τ o | Ce Cpt CN Cdc N/mm2 N/mm2 N/mm2 cm2 cm2 cm cm2 度 N/mm2 kN kN mm N/mm2 | | 1.286 1.105 1.000 1.000 0.40 0.1 -0.3 0.3000 0.117 1.029 100.0 0.000 90.0 0.0 < 163.435 0.000 320.000 1.233 < | | 1.229 1.218 1.000 1.000 0.27 0.2 -0.2 0.3500 ----- ----- 100.0 0.000 90.0 0.0 < 206.449 0.000 400.000 0.663 < |

x, Vo は、圧縮縁からの距離を示す。

(4) 応力度計算結果

次頁から応力計算結果を示す。

水平方向の応力計算(左側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.6m(常時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 14.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P1 | QA1 | YA1 | QB1 | YB1 | L1 | LL1 | P2 | QA2 | YA2 | QB2 | YB2 | L2 | LL2 | P3 | QA3 | YA3 | QB3 | YB3 | L3 | LL3 | Mh1 | Sh1 | | |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|------------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 27.1605 | 9.5000 | 0.2500 | 9.5000 | 0.2500 | 5.7180 | 2.8590 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 77.6519 | 27.1605 | |
| 2 | 0.6501 | 0.3002 | 23.1751 | 13.5010 | 0.6501 | 13.5010 | 0.6501 | 5.7180 | 2.8590 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 66.2576 | 23.1751 | |
| 3 | 0.9001 | 0.1998 | 18.1209 | 16.0010 | 0.9001 | 16.0010 | 0.9001 | 5.6681 | 2.8341 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 51.3564 | 18.1209 | |
| 4 | 1.2500 | 0.5000 | 53.5577 | 19.5000 | 1.2500 | 19.5000 | 1.2500 | 5.4931 | 2.7466 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 147.1016 | 53.5577 | |
| 5 | 1.7500 | 0.5000 | 64.2280 | 24.5000 | 1.7500 | 24.5000 | 1.7500 | 5.2431 | 2.6216 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 168.3801 | 64.2280 | |
| 6 | 2.2371 | 0.4742 | 69.6331 | 29.3710 | 2.2371 | 29.3710 | 2.2371 | 4.9996 | 2.4998 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 174.0688 | 69.6331 | |
| 7 | 2.4871 | 0.0258 | 3.9961 | 31.8710 | 2.4871 | 31.8710 | 2.4871 | 4.8598 | 2.4299 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.7101 | 3.9961 | |
| 8 | 2.7500 | 0.5000 | 76.8315 | 34.5000 | 2.7500 | 34.5000 | 2.7500 | 4.4540 | 2.2270 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 171.1038 | 76.8315 | |
| 9 | 3.2500 | 0.5000 | 74.9039 | 39.5000 | 3.2500 | 39.5000 | 3.2500 | 3.7926 | 1.8963 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 142.0403 | 74.9039 | |
| 10 | 3.7500 | 0.5000 | 72.0522 | 44.5000 | 3.7500 | 44.5000 | 3.7500 | 3.2383 | 1.6192 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 116.6669 | 72.0522 | |
| 11 | 4.2500 | 0.5000 | 68.4882 | 49.5000 | 4.2500 | 49.5000 | 4.2500 | 2.7672 | 1.3836 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 94.7603 | 68.4882 | |
| 12 | 4.7500 | 0.5000 | 64.4762 | 54.5000 | 4.7500 | 54.5000 | 4.7500 | 2.3661 | 1.1831 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 76.2818 | 64.4762 | |
| 13 | 5.2500 | 0.5000 | 60.3241 | 59.5000 | 5.2500 | 59.5000 | 5.2500 | 2.0277 | 1.0139 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 61.1626 | 60.3241 | |
| 14 | 5.6281 | 0.2562 | 29.3594 | 63.2810 | 5.6281 | 63.2810 | 5.6281 | 1.8109 | 0.9055 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 26.5849 | 29.3594 | |
| 15 | 5.8781 | 0.2438 | 27.0214 | 65.7810 | 5.8781 | 65.7810 | 5.8781 | 1.6849 | 0.8425 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 22.7655 | 27.0214 | |
| 16 | 6.2500 | 0.5000 | 52.5663 | 69.5000 | 6.2500 | 69.5000 | 6.2500 | 1.5127 | 0.7564 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 39.7611 | 52.5663 | |
| 17 | 6.7500 | 0.5000 | 48.7007 | 74.5000 | 6.7500 | 74.5000 | 6.7500 | 1.3074 | 0.6537 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 31.8356 | 48.7007 | |
| 18 | 7.2500 | 0.5000 | 45.0288 | 79.5000 | 7.2500 | 79.5000 | 7.2500 | 1.1328 | 0.5664 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 25.5043 | 45.0288 | |
| 19 | 7.6031 | 0.2062 | 17.6072 | 83.0310 | 7.6031 | 83.0310 | 7.6031 | 1.0284 | 0.5142 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.0536 | 17.6072 | |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1,512.0472 | 897.2313 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mh1 = 1,512.0472 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh1 = 897.2313 \text{ (kN)}$

b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mh = \Sigma Mh1 / he = 288.9999 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sh = \Sigma Sh1 / he = 171.4892 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $he = 5.2320 \text{ (m)}$

水平方向の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.6m(常時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 14.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P1 | QA1 | YA1 | QB1 | YB1 | L1 | LL1 | P2 | QA2 | YA2 | QB2 | YB2 | L2 | LL2 | P3 | QA3 | YA3 | QB3 | YB3 | L3 | LL3 | Mh1 | Sh1 | |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|----------|------------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 12.4355 | 9.5000 | 0.2500 | 9.5000 | 0.2500 | 2.6180 | 1.3090 | 1.5473 | 9.5000 | 0.2500 | 7.0000 | 0.0000 | 0.3751 | 2.7961 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 20.6045 | 13.9828 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 18.9805 | 14.5000 | 0.7500 | 14.5000 | 0.7500 | 2.6180 | 1.3090 | 6.0474 | 14.5000 | 0.7500 | 7.0000 | 0.0000 | 1.1251 | 3.1151 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 43.6837 | 25.0279 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 25.5255 | 19.5000 | 1.2500 | 19.5000 | 1.2500 | 2.6180 | 1.3090 | 12.4225 | 19.5000 | 1.2500 | 7.0000 | 0.0000 | 1.8751 | 3.4081 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 75.7500 | 37.9480 |
| 4 | 1.7500 | 0.5000 | 32.0705 | 24.5000 | 1.7500 | 24.5000 | 1.7500 | 2.6180 | 1.3090 | 19.1250 | 24.5000 | 1.7500 | 9.5000 | 0.2500 | 2.2500 | 3.5776 | 3.5625 | 9.5000 | 0.2500 | 9.5000 | 0.2500 | 0.7500 | 5.2430 | 129.0801 | 54.7580 | |
| 5 | 2.2371 | 0.4742 | 36.4628 | 29.3710 | 2.2371 | 29.3710 | 2.2371 | 2.6180 | 1.3090 | 23.3353 | 29.3710 | 2.2371 | 14.3710 | 0.7371 | 2.2500 | 3.6144 | 5.1110 | 14.3710 | 0.7371 | 14.3710 | 0.7371 | 0.7500 | 5.2430 | 158.8699 | 64.9091 | |
| 6 | 2.4871 | 0.0258 | 2.1405 | 31.8710 | 2.4871 | 31.8710 | 2.4871 | 2.6032 | 1.3016 | 1.4147 | 31.8710 | 2.4871 | 16.8710 | 0.9871 | 2.2500 | 3.6128 | 0.3265 | 16.8710 | 0.9871 | 16.8710 | 0.9871 | 0.7500 | 5.2282 | 9.6041 | 3.8817 | |
| 7 | 2.7500 | 0.5000 | 40.1735 | 34.5000 | 2.7500 | 34.5000 | 2.7500 | 2.3289 | 1.1645 | 30.3750 | 34.5000 | 2.7500 | 19.5000 | 1.2500 | 2.2500 | 3.3497 | 7.3125 | 19.5000 | 1.2500 | 19.5000 | 1.2500 | 0.7500 | 4.9539 | 184.7546 | 77.8610 | |
| 8 | 3.2500 | 0.5000 | 37.8706 | 39.5000 | 3.2500 | 39.5000 | 3.2500 | 1.9175 | 0.9588 | 36.0000 | 39.5000 | 3.2500 | 24.5000 | 1.7500 | 2.2500 | 2.9546 | 9.1875 | 24.5000 | 1.7500 | 24.5000 | 1.7500 | 0.7500 | 4.5425 | 184.4102 | 83.0581 | |
| 9 | 3.7500 | 0.5000 | 35.8937 | 44.5000 | 3.7500 | 44.5000 | 3.7500 | 1.6132 | 0.8066 | 41.6250 | 44.5000 | 3.7500 | 29.5000 | 2.2500 | 2.2500 | 2.6622 | 11.0625 | 29.5000 | 2.2500 | 29.5000 | 2.2500 | 0.7500 | 4.2382 | 186.6510 | 88.5812 | |
| 10 | 4.1501 | 0.3002 | 20.8266 | 48.5010 | 4.1501 | 48.5010 | 4.1501 | 1.4304 | 0.7152 | 27.6941 | 48.5010 | 4.1501 | 33.5010 | 2.6501 | 2.2500 | 2.4868 | 7.5428 | 33.5010 | 2.6501 | 33.5010 | 2.6501 | 0.7500 | 4.0554 | 114.3539 | 56.0635 | |
| 11 | 4.4001 | 0.1998 | 13.6526 | 51.0010 | 4.4001 | 51.0010 | 4.4001 | 1.3398 | 0.6699 | 9.0803 | 51.0010 | 4.4001 | 44.6670 | 3.7667 | 0.9501 | 1.8044 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 25.5304 | 22.7329 |
| 12 | 4.7500 | 0.5000 | 33.8173 | 54.5000 | 4.7500 | 54.5000 | 4.7500 | 1.2410 | 0.6205 | 20.1202 | 54.5000 | 4.7500 | 49.3330 | 4.2333 | 0.7751 | 1.6221 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 53.6206 | 53.9375 |
| 13 | 5.2500 | 0.5000 | 34.2899 | 59.5000 | 5.2500 | 59.5000 | 5.2500 | 1.1526 | 0.5763 | 15.1623 | 59.5000 | 5.2500 | 56.0000 | 4.9000 | 0.5251 | 1.4125 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 41.1780 | 49.4522 |
| 14 | 5.6281 | 0.2562 | 18.2375 | 63.2810 | 5.6281 | 63.2810 | 5.6281 | 1.1249 | 0.5625 | 5.3526 | 63.2810 | 5.6281 | 61.0410 | 5.4041 | 0.3361 | 1.2919 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 17.1736 | 23.5901 |
| 15 | 5.8781 | 0.2438 | 18.0244 | 65.7810 | 5.8781 | 65.7810 | 5.8781 | 1.1239 | 0.5620 | 3.3493 | 65.7810 | 5.8781 | 64.3740 | 5.7374 | 0.2111 | 1.2291 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 14.2463 | 21.3737 |
| 16 | 6.2500 | 0.5000 | 39.5316 | 69.5000 | 6.2500 | 69.5000 | 6.2500 | 1.1376 | 0.5688 | 0.8712 | 69.5000 | 6.2500 | 69.3330 | 6.2333 | 0.0251 | 1.1501 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 23.4875 | 40.4028 |
| 17 | 6.7500 | 0.5000 | 35.6632 | 74.5000 | 6.7500 | 74.5000 | 6.7500 | 0.9574 | 0.4787 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 17.0720 | 35.6632 |
| 18 | 7.2500 | 0.5000 | 31.1163 | 79.5000 | 7.2500 | 79.5000 | 7.2500 | 0.7828 | 0.3914 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 12.1789 | 31.1163 |
| 19 | 7.6031 | 0.2062 | 11.6149 | 83.0310 | 7.6031 | 83.0310 | 7.6031 | 0.6784 | 0.3392 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 3.9398 | 11.6149 |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1,316.1891 | 795.9549 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mh1 = 1,316.1891 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh1 = 795.9549 \text{ (kN)}$

b) 側面土留壁の応力

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 123.0766 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 109.2396 \text{ (kN)}$

c) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mh = (\Sigma Mh1 + \Sigma Mh2) / he = 275.0891 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sh = \Sigma Sh1 / he = 152.1321 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $he = 5.2320 \text{ (m)}$

鉛直方向の応力計算(左側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.6m(常時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 14.00 \text{ kN/m}^2$

a) ウイングの応力

| No | X | ΔX | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mv1 | Sv1 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 9.3346 | 20.5520 | 1.3552 | 7.0000 | 0.0000 | 1.3552 | 0.5665 | 5.2881 | 9.3346 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 9.7696 | 20.9710 | 1.3971 | 7.0000 | 0.0000 | 1.3971 | 0.5822 | 5.6879 | 9.7696 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 10.6745 | 21.8170 | 1.4817 | 7.0000 | 0.0000 | 1.4817 | 0.6139 | 6.5531 | 10.6745 |
| 4 | 1.7500 | 0.5000 | 12.1418 | 23.1230 | 1.6123 | 7.0000 | 0.0000 | 1.6123 | 0.6623 | 8.0415 | 12.1418 |
| 5 | 2.2500 | 0.5000 | 14.4826 | 25.0660 | 1.8066 | 7.0000 | 0.0000 | 1.8066 | 0.7337 | 10.6259 | 14.4826 |
| 6 | 2.7500 | 0.5000 | 18.0738 | 27.7840 | 2.0784 | 7.0000 | 0.0000 | 2.0784 | 0.8322 | 15.0410 | 18.0738 |
| 7 | 3.1410 | 0.2820 | 12.4833 | 30.5670 | 2.3567 | 7.0000 | 0.0000 | 2.3567 | 0.9319 | 11.6332 | 12.4833 |
| 8 | 3.3910 | 0.2180 | 10.4482 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 10.1734 | 10.4482 |
| 9 | 3.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 10 | 4.2500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 11 | 4.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 12 | 5.2500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 13 | 5.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 14 | 6.2500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 15 | 6.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 16 | 7.2500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 17 | 7.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 18 | 8.0815 | 0.1630 | 7.8122 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 7.6067 | 7.8122 |
| 合計 | | | | | | | | | | 290.6532 | 320.8957 |

曲げモーメント $\Sigma Mv1 = 290.6532 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sv1 = 320.8957 \text{ (kN)}$

b) 張り出し部の応力

| No | ΔX | ya1(L1) | ya2(L2) | qa1 | qb1 | ps1 | qa2 | qb2 | ps2 | P | QA | QB | L | LL | Mv2 | Sv2 |
|----|------------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|--------|---------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | 0.8370 | 2.4742 | 0.8002 | 31.7420 | 7.0000 | 47.9277 | 15.0020 | 7.0000 | 8.8030 | 23.7418 | 13.3325 | 5.8590 | 2.4742 | 1.0765 | 25.5580 | 23.7418 |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | 25.5580 | 23.7418 |

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 25.5580 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 23.7418 \text{ (kN)}$

c) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mv = (\Sigma Mv1 + \Sigma Mv2) / we = 96.3472 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sv = (\Sigma Sv1 + \Sigma Sv2) / we = 105.0084 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $we = 3.2820 \text{ (m)}$

鉛直方向の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.6m(常時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 14.00 \text{ kN/m}^2$

| No | X | ΔX | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mv1 | Sv1 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 9.3346 | 20.5520 | 1.3552 | 7.0000 | 0.0000 | 1.3552 | 0.5665 | 5.2881 | 9.3346 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 9.7696 | 20.9710 | 1.3971 | 7.0000 | 0.0000 | 1.3971 | 0.5822 | 5.6879 | 9.7696 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 10.6745 | 21.8170 | 1.4817 | 7.0000 | 0.0000 | 1.4817 | 0.6139 | 6.5531 | 10.6745 |
| 4 | 1.7500 | 0.5000 | 12.1418 | 23.1230 | 1.6123 | 7.0000 | 0.0000 | 1.6123 | 0.6623 | 8.0415 | 12.1418 |
| 5 | 2.2500 | 0.5000 | 14.4826 | 25.0660 | 1.8066 | 7.0000 | 0.0000 | 1.8066 | 0.7337 | 10.6259 | 14.4826 |
| 6 | 2.7500 | 0.5000 | 18.0738 | 27.7840 | 2.0784 | 7.0000 | 0.0000 | 2.0784 | 0.8322 | 15.0410 | 18.0738 |
| 7 | 3.1410 | 0.2820 | 12.4833 | 30.5670 | 2.3567 | 7.0000 | 0.0000 | 2.3567 | 0.9319 | 11.6332 | 12.4833 |
| 8 | 3.3910 | 0.2180 | 10.4482 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 10.1734 | 10.4482 |
| 9 | 3.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 10 | 4.2500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 11 | 4.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 12 | 5.2500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 13 | 5.7000 | 0.4000 | 19.1711 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 18.6669 | 19.1711 |
| 14 | 5.9500 | 0.1000 | 4.6876 | 31.4090 | 2.4409 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4409 | 0.9619 | 4.5090 | 4.6876 |
| 15 | 6.2500 | 0.5000 | 20.3972 | 29.4090 | 2.2409 | 7.0000 | 0.0000 | 2.2409 | 0.8906 | 18.1657 | 20.3972 |
| 16 | 6.7500 | 0.5000 | 15.7739 | 26.0760 | 1.9076 | 7.0000 | 0.0000 | 1.9076 | 0.7704 | 12.1522 | 15.7739 |
| 17 | 7.2500 | 0.5000 | 11.7050 | 22.7420 | 1.5742 | 7.0000 | 0.0000 | 1.5742 | 0.6482 | 7.5872 | 11.7050 |
| 18 | 7.7500 | 0.5000 | 8.1927 | 19.4090 | 1.2409 | 7.0000 | 0.0000 | 1.2409 | 0.5233 | 4.2872 | 8.1927 |
| 19 | 8.0750 | 0.1500 | 1.8621 | 17.2420 | 1.0242 | 7.0000 | 0.0000 | 1.0242 | 0.4400 | 0.8193 | 1.8621 |
| 20 | 8.3250 | 0.3500 | 4.0477 | 16.7420 | 0.9742 | 7.0000 | 0.0000 | 0.9742 | 0.4205 | 1.7021 | 4.0477 |
| 21 | 8.7000 | 0.4000 | 4.6259 | 16.7420 | 0.9742 | 7.0000 | 0.0000 | 0.9742 | 0.4205 | 1.9452 | 4.6259 |
| 合計 | | | | | | | | | | 236.2133 | 283.7272 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mv1 = 236.2133 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sv1 = 283.7272 \text{ (kN)}$

b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mv = \Sigma Mv1 / we = 71.9724 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sv = \Sigma Sv1 / we = 86.4495 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $we = 3.2820 \text{ (m)}$

側面土留壁の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.6m(常時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 14.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mh2 | Sh2 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 15.2000 | 9.5000 | 0.2500 | 9.5000 | 0.2500 | 3.2000 | 1.6000 | 24.3200 | 15.2000 |
| 2 | 0.6000 | 0.2000 | 8.3200 | 13.0000 | 0.6000 | 13.0000 | 0.6000 | 3.2000 | 1.6000 | 13.3120 | 8.3200 |
| 3 | 0.8500 | 0.3000 | 13.9830 | 15.5000 | 0.8500 | 15.5000 | 0.8500 | 3.0071 | 1.5036 | 21.0248 | 13.9830 |
| 4 | 1.2500 | 0.5000 | 24.3058 | 19.5000 | 1.2500 | 19.5000 | 1.2500 | 2.4929 | 1.2465 | 30.2972 | 24.3058 |
| 5 | 1.7500 | 0.5000 | 22.6625 | 24.5000 | 1.7500 | 24.5000 | 1.7500 | 1.8500 | 0.9250 | 20.9628 | 22.6625 |
| 6 | 2.2500 | 0.5000 | 17.8047 | 29.5000 | 2.2500 | 29.5000 | 2.2500 | 1.2071 | 0.6036 | 10.7469 | 17.8047 |
| 7 | 2.6500 | 0.3000 | 6.9636 | 33.5000 | 2.6500 | 33.5000 | 2.6500 | 0.6929 | 0.3465 | 2.4129 | 6.9636 |
| 合計 | | | | | | | | | | 123.0766 | 109.2396 |

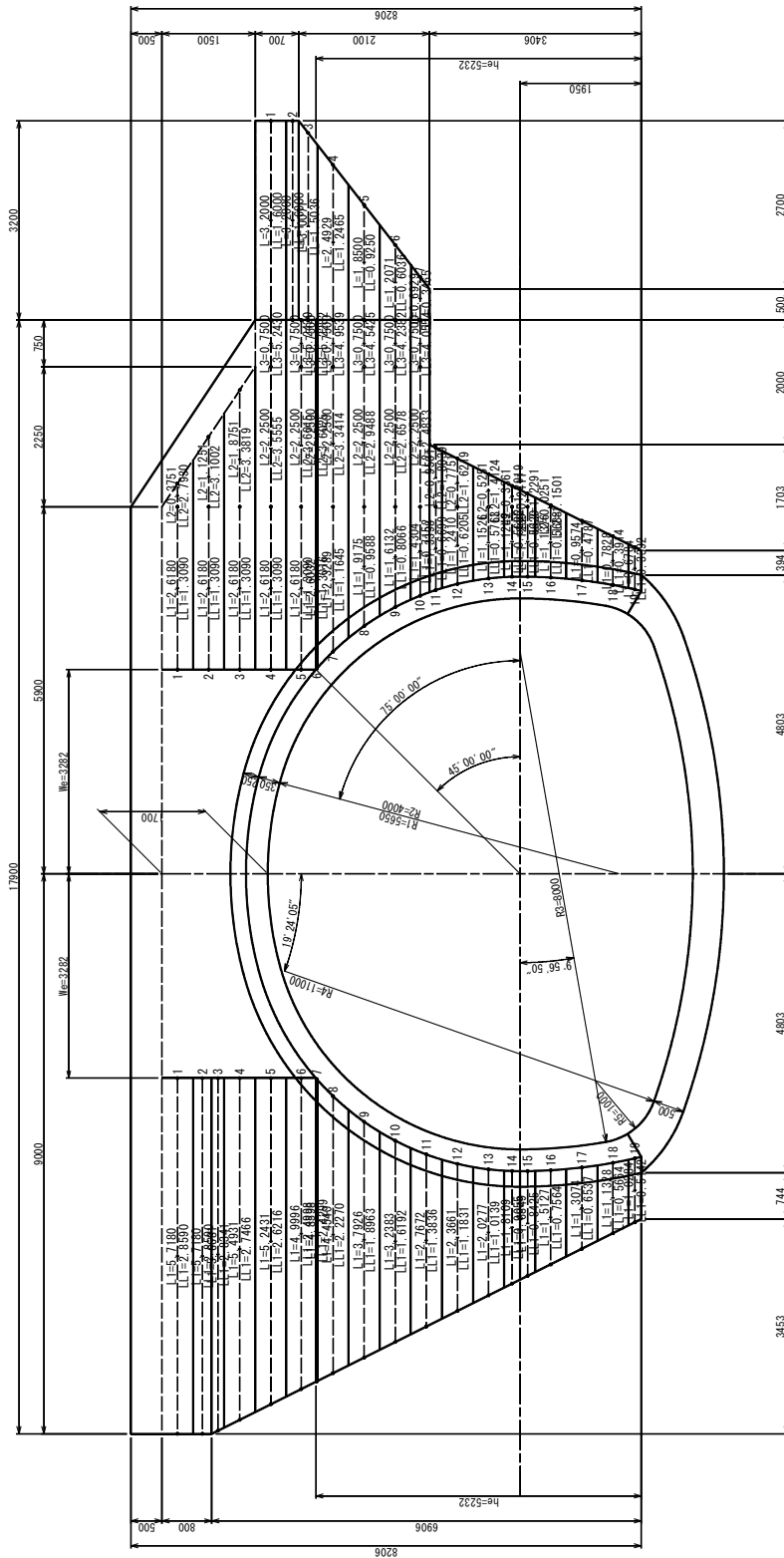
a) 側面土留壁の応力

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 123.0766 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 109.2396 \text{ (kN)}$

b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $M_s = \Sigma Mh2 / sh = 43.9560 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $S_s = \Sigma Sh2 / sh = 39.0142 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $sh = 2.8000 \text{ (m)}$

鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工【施工時】
水平方向の応力計算



水平方向の応力計算(左側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.6m(施工時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 10.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P1 | QA1 | YA1 | QB1 | YB1 | L1 | LL1 | P2 | QA2 | YA2 | QB2 | YB2 | L2 | LL2 | P3 | QA3 | YA3 | QB3 | YB3 | L3 | LL3 | Mh1 | Sh1 | | |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|------------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 21.4425 | 7.5000 | 0.2500 | 7.5000 | 0.2500 | 5.7180 | 2.8590 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 61.3041 | 21.4425 | |
| 2 | 0.6501 | 0.3002 | 19.7420 | 11.5010 | 0.6501 | 11.5010 | 0.6501 | 5.7180 | 2.8590 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 56.4424 | 19.7420 | |
| 3 | 0.9001 | 0.1998 | 15.8559 | 14.0010 | 0.9001 | 14.0010 | 0.9001 | 5.6681 | 2.8341 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 44.9372 | 15.8559 | |
| 4 | 1.2500 | 0.5000 | 48.0646 | 17.5000 | 1.2500 | 17.5000 | 1.2500 | 5.4931 | 2.7466 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 132.0142 | 48.0646 | |
| 5 | 1.7500 | 0.5000 | 58.9849 | 22.5000 | 1.7500 | 22.5000 | 1.7500 | 5.2431 | 2.6216 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 154.6348 | 58.9849 | |
| 6 | 2.2371 | 0.4742 | 64.8914 | 27.3710 | 2.2371 | 27.3710 | 2.2371 | 4.9996 | 2.4998 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 162.2155 | 64.8914 | |
| 7 | 2.4871 | 0.0258 | 3.7453 | 29.8710 | 2.4871 | 29.8710 | 2.4871 | 4.8598 | 2.4299 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.1007 | 3.7453 | |
| 8 | 2.7500 | 0.5000 | 72.3775 | 32.5000 | 2.7500 | 32.5000 | 2.7500 | 4.4540 | 2.2270 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 161.1847 | 72.3775 | |
| 9 | 3.2500 | 0.5000 | 71.1113 | 37.5000 | 3.2500 | 37.5000 | 3.2500 | 3.7926 | 1.8963 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 134.8484 | 71.1113 | |
| 10 | 3.7500 | 0.5000 | 68.8139 | 42.5000 | 3.7500 | 42.5000 | 3.7500 | 3.2383 | 1.6192 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 111.4235 | 68.8139 | |
| 11 | 4.2500 | 0.5000 | 65.7210 | 47.5000 | 4.2500 | 47.5000 | 4.2500 | 2.7672 | 1.3836 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 90.9316 | 65.7210 | |
| 12 | 4.7500 | 0.5000 | 62.1101 | 52.5000 | 4.7500 | 52.5000 | 4.7500 | 2.3661 | 1.1831 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 73.4825 | 62.1101 | |
| 13 | 5.2500 | 0.5000 | 58.2964 | 57.5000 | 5.2500 | 57.5000 | 5.2500 | 2.0277 | 1.0139 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 59.1067 | 58.2964 | |
| 14 | 5.6281 | 0.2562 | 28.4315 | 61.2810 | 5.6281 | 61.2810 | 5.6281 | 1.8109 | 0.9055 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 25.7447 | 28.4315 | |
| 15 | 5.8781 | 0.2438 | 26.1999 | 63.7810 | 5.8781 | 63.7810 | 5.8781 | 1.6849 | 0.8425 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 22.0734 | 26.1999 | |
| 16 | 6.2500 | 0.5000 | 51.0536 | 67.5000 | 6.2500 | 67.5000 | 6.2500 | 1.5127 | 0.7564 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 38.6169 | 51.0536 | |
| 17 | 6.7500 | 0.5000 | 47.3933 | 72.5000 | 6.7500 | 72.5000 | 6.7500 | 1.3074 | 0.6537 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 30.9810 | 47.3933 | |
| 18 | 7.2500 | 0.5000 | 43.8960 | 77.5000 | 7.2500 | 77.5000 | 7.2500 | 1.1328 | 0.5664 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 24.8627 | 43.8960 | |
| 19 | 7.6031 | 0.2062 | 17.1831 | 81.0310 | 7.6031 | 81.0310 | 7.6031 | 1.0284 | 0.5142 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 8.8356 | 17.1831 | |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1,402.7406 | 845.3142 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mh1 = 1,402.7406 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh1 = 845.3142 \text{ (kN)}$

b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mh = \Sigma Mh1 / he = 268.1080 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sh = \Sigma Sh1 / he = 161.5662 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $he = 5.2320 \text{ (m)}$

水平方向の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.6m(施工時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 10.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P1 | QA1 | YA1 | QB1 | YB1 | L1 | LL1 | P2 | QA2 | YA2 | QB2 | YB2 | L2 | LL2 | P3 | QA3 | YA3 | QB3 | YB3 | L3 | LL3 | Mh1 | Sh1 | | |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|----------|---------|------------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 9.8175 | 7.5000 | 0.2500 | 7.5000 | 0.2500 | 2.6180 | 1.3090 | 1.1722 | 7.5000 | 0.2500 | 5.0000 | 0.0000 | 0.3751 | 2.7930 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 16.1251 | 10.9897 | |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 16.3625 | 12.5000 | 0.7500 | 12.5000 | 0.7500 | 2.6180 | 1.3090 | 4.9223 | 12.5000 | 0.7500 | 5.0000 | 0.0000 | 1.1251 | 3.1002 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 36.6786 | 21.2848 | |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 22.9075 | 17.5000 | 1.2500 | 17.5000 | 1.2500 | 2.6180 | 1.3090 | 10.5474 | 17.5000 | 1.2500 | 5.0000 | 0.0000 | 1.8751 | 3.3819 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 65.6562 | 33.4549 | |
| 4 | 1.7500 | 0.5000 | 29.4525 | 22.5000 | 1.7500 | 22.5000 | 1.7500 | 2.6180 | 1.3090 | 16.8750 | 22.5000 | 1.7500 | 7.5000 | 0.2500 | 2.2500 | 3.5555 | 2.8125 | 7.5000 | 0.2500 | 7.5000 | 0.2500 | 0.7500 | 5.2430 | 113.2983 | 49.1400 | | |
| 5 | 2.2371 | 0.4742 | 33.9799 | 27.3710 | 2.2371 | 27.3710 | 2.2371 | 2.6180 | 1.3090 | 21.2014 | 27.3710 | 2.2371 | 12.3710 | 0.7371 | 2.2500 | 3.6015 | 4.3997 | 12.3710 | 0.7371 | 12.3710 | 0.7371 | 0.7500 | 5.2430 | 143.9042 | 59.5810 | | |
| 6 | 2.4871 | 0.0258 | 2.0062 | 29.8710 | 2.4871 | 29.8710 | 2.4871 | 2.6032 | 1.3016 | 1.2986 | 29.8710 | 2.4871 | 14.8710 | 0.9871 | 2.2500 | 3.6025 | 0.2878 | 14.8710 | 0.9871 | 14.8710 | 0.9871 | 0.7500 | 5.2282 | 8.7942 | 3.5926 | | |
| 7 | 2.7500 | 0.5000 | 37.8446 | 32.5000 | 2.7500 | 32.5000 | 2.7500 | 2.3289 | 1.1645 | 28.1250 | 32.5000 | 2.7500 | 17.5000 | 1.2500 | 2.2500 | 3.3414 | 6.5625 | 17.5000 | 1.2500 | 17.5000 | 1.2500 | 0.7500 | 4.9539 | 170.5569 | 72.5321 | | |
| 8 | 3.2500 | 0.5000 | 35.9531 | 37.5000 | 3.2500 | 37.5000 | 3.2500 | 1.9175 | 0.9588 | 33.7500 | 37.5000 | 3.2500 | 22.5000 | 1.7500 | 2.2500 | 2.9488 | 8.4375 | 22.5000 | 1.7500 | 22.5000 | 1.7500 | 0.7500 | 4.5425 | 172.3212 | 78.1406 | | |
| 9 | 3.7500 | 0.5000 | 34.2805 | 42.5000 | 3.7500 | 42.5000 | 3.7500 | 1.6132 | 0.8066 | 39.3750 | 42.5000 | 3.7500 | 27.5000 | 2.2500 | 2.2500 | 2.6578 | 10.3125 | 27.5000 | 2.2500 | 27.5000 | 2.2500 | 0.7500 | 4.2382 | 176.0080 | 83.9680 | | |
| 10 | 4.1501 | 0.3002 | 19.9678 | 46.5010 | 4.1501 | 46.5010 | 4.1501 | 1.4304 | 0.7152 | 26.3432 | 46.5010 | 4.1501 | 31.5010 | 2.6501 | 2.2500 | 2.4833 | 7.0925 | 31.5010 | 2.6501 | 31.5010 | 2.6501 | 0.7500 | 4.0554 | 108.4620 | 53.4035 | | |
| 11 | 4.4001 | 0.1998 | 13.1172 | 49.0010 | 4.4001 | 49.0010 | 4.4001 | 1.3398 | 0.6699 | 8.7007 | 49.0010 | 4.4001 | 42.6670 | 3.7667 | 0.9501 | 1.8039 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 24.4824 | 21.8179 | |
| 12 | 4.7500 | 0.5000 | 32.5763 | 52.5000 | 4.7500 | 52.5000 | 4.7500 | 1.2410 | 0.6205 | 19.3451 | 52.5000 | 4.7500 | 47.3330 | 4.2333 | 0.7751 | 1.6219 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 51.5894 | 51.9214 | |
| 13 | 5.2500 | 0.5000 | 33.1373 | 57.5000 | 5.2500 | 57.5000 | 5.2500 | 1.1526 | 0.5763 | 14.6372 | 57.5000 | 5.2500 | 54.0000 | 4.9000 | 0.5251 | 1.4124 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 39.7706 | 47.7745 | |
| 14 | 5.6281 | 0.2562 | 17.6611 | 61.2810 | 5.6281 | 61.2810 | 5.6281 | 1.1249 | 0.5625 | 5.1804 | 61.2810 | 5.6281 | 59.0410 | 5.4041 | 0.3361 | 1.2919 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 16.6269 | 22.8415 | |
| 15 | 5.8781 | 0.2438 | 17.4764 | 63.7810 | 5.8781 | 63.7810 | 5.8781 | 1.1239 | 0.5620 | 3.2464 | 63.7810 | 5.8781 | 62.3740 | 5.7374 | 0.2111 | 1.2291 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 13.8119 | 20.7228 | |
| 16 | 6.2500 | 0.5000 | 38.3940 | 67.5000 | 6.2500 | 67.5000 | 6.2500 | 1.1376 | 0.5688 | 0.8461 | 67.5000 | 6.2500 | 67.3330 | 6.2333 | 0.0251 | 1.1501 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 22.8116 | 39.2401 | |
| 17 | 6.7500 | 0.5000 | 34.7058 | 72.5000 | 6.7500 | 72.5000 | 6.7500 | 0.9574 | 0.4787 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 16.6137 | 34.7058 | |
| 18 | 7.2500 | 0.5000 | 30.3335 | 77.5000 | 7.2500 | 77.5000 | 7.2500 | 0.7828 | 0.3914 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 11.8725 | 30.3335 | |
| 19 | 7.6031 | 0.2062 | 11.3351 | 81.0310 | 7.6031 | 81.0310 | 7.6031 | 0.6784 | 0.3392 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 3.8449 | 11.3351 | |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1,213.2286 | 746.7798 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mh1 = 1,213.2286 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh1 = 746.7798 \text{ (kN)}$

b) 側面土留壁の応力

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 107.5045 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 96.9897 \text{ (kN)}$

c) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mh = (\Sigma Mh1 + \Sigma Mh2) / he = 252.4337 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sh = \Sigma Sh1 / he = 142.7332 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $he = 5.2320 \text{ (m)}$

鉛直方向の応力計算(左側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.6m(施工時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 10.00 \text{ kN/m}^2$

a) ウイングの応力

| No | X | ΔX | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mv1 | Sv1 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 7.9794 | 18.5520 | 1.3552 | 5.0000 | 0.0000 | 1.3552 | 0.5476 | 4.3695 | 7.9794 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 8.3725 | 18.9710 | 1.3971 | 5.0000 | 0.0000 | 1.3971 | 0.5628 | 4.7120 | 8.3725 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 9.1928 | 19.8170 | 1.4817 | 5.0000 | 0.0000 | 1.4817 | 0.5934 | 5.4550 | 9.1928 |
| 4 | 1.7500 | 0.5000 | 10.5295 | 21.1230 | 1.6123 | 5.0000 | 0.0000 | 1.6123 | 0.6403 | 6.7420 | 10.5295 |
| 5 | 2.2500 | 0.5000 | 12.6760 | 23.0660 | 1.8066 | 5.0000 | 0.0000 | 1.8066 | 0.7095 | 8.9936 | 12.6760 |
| 6 | 2.7500 | 0.5000 | 15.9954 | 25.7840 | 2.0784 | 5.0000 | 0.0000 | 2.0784 | 0.8053 | 12.8811 | 15.9954 |
| 7 | 3.1410 | 0.2820 | 11.1541 | 28.5670 | 2.3567 | 5.0000 | 0.0000 | 2.3567 | 0.9026 | 10.0677 | 11.1541 |
| 8 | 3.3910 | 0.2180 | 9.3695 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 8.8392 | 9.3695 |
| 9 | 3.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 10 | 4.2500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 11 | 4.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 12 | 5.2500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 13 | 5.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 14 | 6.2500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 15 | 6.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 16 | 7.2500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 17 | 7.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 18 | 8.0815 | 0.1630 | 7.0056 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 6.6091 | 7.0056 |
| 合計 | | | | | | | | | | 251.1298 | 285.6821 |

曲げモーメント $\Sigma Mv1 = 251.1298 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sv1 = 285.6821 \text{ (kN)}$

b) 張り出し部の応力

| No | ΔX | ya1(L1) | ya2(L2) | qa1 | qb1 | ps1 | qa2 | qb2 | ps2 | P | QA | QB | L | LL | Mv2 | Sv2 |
|----|------------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|--------|---------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | 0.8370 | 2.4742 | 0.8002 | 29.7420 | 5.0000 | 42.9793 | 13.0020 | 5.0000 | 7.2026 | 21.0011 | 12.7911 | 4.1850 | 2.4742 | 1.0280 | 21.5891 | 21.0011 |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | 21.5891 | 21.0011 |

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 21.5891 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 21.0011 \text{ (kN)}$

c) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mv = (\Sigma Mv1 + \Sigma Mv2) / we = 83.0954 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sv = (\Sigma Sv1 + \Sigma Sv2) / we = 93.4440 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $we = 3.2820 \text{ (m)}$

鉛直方向の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.6m(施工時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 10.00 \text{ kN/m}^2$

| No | X | ΔX | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mv1 | Sv1 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 7.9794 | 18.5520 | 1.3552 | 5.0000 | 0.0000 | 1.3552 | 0.5476 | 4.3695 | 7.9794 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 8.3725 | 18.9710 | 1.3971 | 5.0000 | 0.0000 | 1.3971 | 0.5628 | 4.7120 | 8.3725 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 9.1928 | 19.8170 | 1.4817 | 5.0000 | 0.0000 | 1.4817 | 0.5934 | 5.4550 | 9.1928 |
| 4 | 1.7500 | 0.5000 | 10.5295 | 21.1230 | 1.6123 | 5.0000 | 0.0000 | 1.6123 | 0.6403 | 6.7420 | 10.5295 |
| 5 | 2.2500 | 0.5000 | 12.6760 | 23.0660 | 1.8066 | 5.0000 | 0.0000 | 1.8066 | 0.7095 | 8.9936 | 12.6760 |
| 6 | 2.7500 | 0.5000 | 15.9954 | 25.7840 | 2.0784 | 5.0000 | 0.0000 | 2.0784 | 0.8053 | 12.8811 | 15.9954 |
| 7 | 3.1410 | 0.2820 | 11.1541 | 28.5670 | 2.3567 | 5.0000 | 0.0000 | 2.3567 | 0.9026 | 10.0677 | 11.1541 |
| 8 | 3.3910 | 0.2180 | 9.3695 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 8.8392 | 9.3695 |
| 9 | 3.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 10 | 4.2500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 11 | 4.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 12 | 5.2500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 13 | 5.7000 | 0.4000 | 17.1917 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 16.2186 | 17.1917 |
| 14 | 5.9500 | 0.1000 | 4.1994 | 29.4090 | 2.4409 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4409 | 0.9319 | 3.9134 | 4.1994 |
| 15 | 6.2500 | 0.5000 | 18.1563 | 27.4090 | 2.2409 | 5.0000 | 0.0000 | 2.2409 | 0.8622 | 15.6544 | 18.1563 |
| 16 | 6.7500 | 0.5000 | 13.8663 | 24.0760 | 1.9076 | 5.0000 | 0.0000 | 1.9076 | 0.7452 | 10.3332 | 13.8663 |
| 17 | 7.2500 | 0.5000 | 10.1308 | 20.7420 | 1.5742 | 5.0000 | 0.0000 | 1.5742 | 0.6267 | 6.3490 | 10.1308 |
| 18 | 7.7500 | 0.5000 | 6.9518 | 17.4090 | 1.2409 | 5.0000 | 0.0000 | 1.2409 | 0.5059 | 3.5169 | 6.9518 |
| 19 | 8.0750 | 0.1500 | 1.5549 | 15.2420 | 1.0242 | 5.0000 | 0.0000 | 1.0242 | 0.4257 | 0.6619 | 1.5549 |
| 20 | 8.3250 | 0.3500 | 3.3657 | 14.7420 | 0.9742 | 5.0000 | 0.0000 | 0.9742 | 0.4070 | 1.3698 | 3.3657 |
| 21 | 8.7000 | 0.4000 | 3.8465 | 14.7420 | 0.9742 | 5.0000 | 0.0000 | 0.9742 | 0.4070 | 1.5655 | 3.8465 |
| 合計 | | | | | | | | | | 202.7364 | 250.4914 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mv1 = 202.7364 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sv1 = 250.4914 \text{ (kN)}$

b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mv = \Sigma Mv1 / we = 61.7723 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sv = \Sigma Sv1 / we = 76.3228 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $we = 3.2820 \text{ (m)}$

側面土留壁の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 起点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.6m(施工時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 10.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mh2 | Sh2 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|----------|---------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 12.0000 | 7.5000 | 0.2500 | 7.5000 | 0.2500 | 3.2000 | 1.6000 | 19.2000 | 12.0000 |
| 2 | 0.6000 | 0.2000 | 7.0400 | 11.0000 | 0.6000 | 11.0000 | 0.6000 | 3.2000 | 1.6000 | 11.2640 | 7.0400 |
| 3 | 0.8500 | 0.3000 | 12.1788 | 13.5000 | 0.8500 | 13.5000 | 0.8500 | 3.0071 | 1.5036 | 18.3120 | 12.1788 |
| 4 | 1.2500 | 0.5000 | 21.8129 | 17.5000 | 1.2500 | 17.5000 | 1.2500 | 2.4929 | 1.2465 | 27.1898 | 21.8129 |
| 5 | 1.7500 | 0.5000 | 20.8125 | 22.5000 | 1.7500 | 22.5000 | 1.7500 | 1.8500 | 0.9250 | 19.2516 | 20.8125 |
| 6 | 2.2500 | 0.5000 | 16.5976 | 27.5000 | 2.2500 | 27.5000 | 2.2500 | 1.2071 | 0.6036 | 10.0183 | 16.5976 |
| 7 | 2.6500 | 0.3000 | 6.5479 | 31.5000 | 2.6500 | 31.5000 | 2.6500 | 0.6929 | 0.3465 | 2.2688 | 6.5479 |
| 合計 | | | | | | | | | | 107.5045 | 96.9897 |

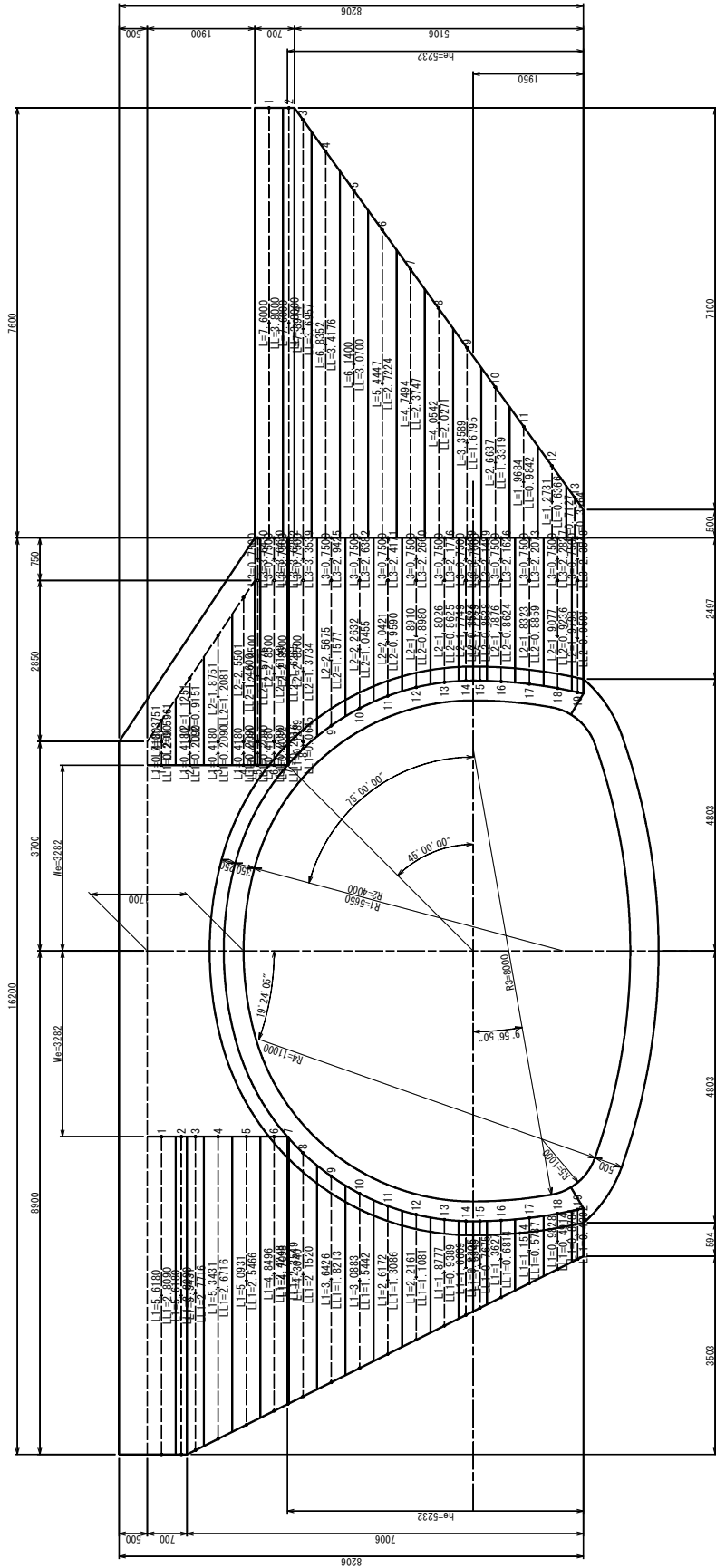
a) 側面土留壁の応力

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 107.5045 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 96.9897 \text{ (kN)}$

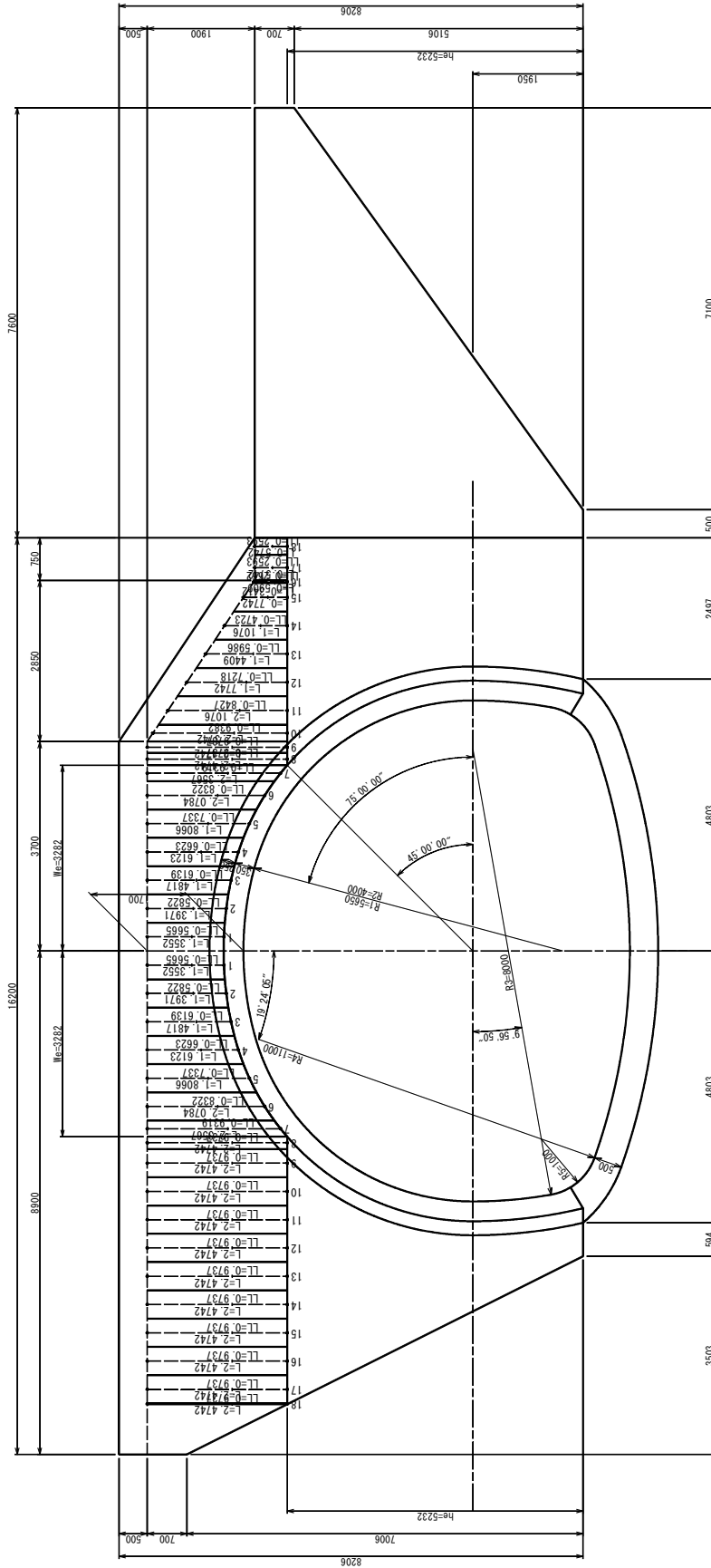
b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $M_s = \Sigma Mh2 / sh = 38.3945 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $S_s = \Sigma Sh2 / sh = 34.6392 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $sh = 2.8000 \text{ (m)}$

鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工【常時】
水平方向の応力計算



鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工【常時】
鉛直方向の応力計算



水平方向の応力計算(左側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.7m(常時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 14.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P1 | QA1 | YA1 | QB1 | YB1 | L1 | LL1 | P2 | QA2 | YA2 | QB2 | YB2 | L2 | LL2 | P3 | QA3 | YA3 | QB3 | YB3 | L3 | LL3 | Mh1 | Sh1 | | |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|------------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 26.6855 | 9.5000 | 0.2500 | 9.5000 | 0.2500 | 5.6180 | 2.8090 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 74.9596 | 26.6855 | |
| 2 | 0.6001 | 0.2002 | 14.6225 | 13.0010 | 0.6001 | 13.0010 | 0.6001 | 5.6180 | 2.8090 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 41.0746 | 14.6225 | |
| 3 | 0.8501 | 0.2998 | 25.7599 | 15.5010 | 0.8501 | 15.5010 | 0.8501 | 5.5431 | 2.7716 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 71.3961 | 25.7599 | |
| 4 | 1.2500 | 0.5000 | 52.0952 | 19.5000 | 1.2500 | 19.5000 | 1.2500 | 5.3431 | 2.6716 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 139.1775 | 52.0952 | |
| 5 | 1.7500 | 0.5000 | 62.3905 | 24.5000 | 1.7500 | 24.5000 | 1.7500 | 5.0931 | 2.5466 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 158.8836 | 62.3905 | |
| 6 | 2.2371 | 0.4742 | 67.5439 | 29.3710 | 2.2371 | 29.3710 | 2.2371 | 4.8496 | 2.4248 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 163.7804 | 67.5439 | |
| 7 | 2.4871 | 0.0258 | 3.8727 | 31.8710 | 2.4871 | 31.8710 | 2.4871 | 4.7098 | 2.3549 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.1198 | 3.8727 | |
| 8 | 2.7500 | 0.5000 | 74.2440 | 34.5000 | 2.7500 | 34.5000 | 2.7500 | 4.3040 | 2.1520 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 159.7731 | 74.2440 | |
| 9 | 3.2500 | 0.5000 | 71.9414 | 39.5000 | 3.2500 | 39.5000 | 3.2500 | 3.6426 | 1.8213 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 131.0269 | 71.9414 | |
| 10 | 3.7500 | 0.5000 | 68.7147 | 44.5000 | 3.7500 | 44.5000 | 3.7500 | 3.0883 | 1.5442 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 106.1092 | 68.7147 | |
| 11 | 4.2500 | 0.5000 | 64.7757 | 49.5000 | 4.2500 | 49.5000 | 4.2500 | 2.6172 | 1.3086 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 84.7655 | 64.7757 | |
| 12 | 4.7500 | 0.5000 | 60.3887 | 54.5000 | 4.7500 | 54.5000 | 4.7500 | 2.2161 | 1.1081 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 66.9167 | 60.3887 | |
| 13 | 5.2500 | 0.5000 | 55.8616 | 59.5000 | 5.2500 | 59.5000 | 5.2500 | 1.8777 | 0.9389 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 52.4485 | 55.8616 | |
| 14 | 5.6281 | 0.2562 | 26.9275 | 63.2810 | 5.6281 | 63.2810 | 5.6281 | 1.6609 | 0.8305 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 22.3633 | 26.9275 | |
| 15 | 5.8781 | 0.2438 | 24.6158 | 65.7810 | 5.8781 | 65.7810 | 5.8781 | 1.5349 | 0.7675 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 18.8926 | 24.6158 | |
| 16 | 6.2500 | 0.5000 | 47.3538 | 69.5000 | 6.2500 | 69.5000 | 6.2500 | 1.3627 | 0.6814 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 32.2669 | 47.3538 | |
| 17 | 6.7500 | 0.5000 | 43.1132 | 74.5000 | 6.7500 | 74.5000 | 6.7500 | 1.1574 | 0.5787 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 24.9496 | 43.1132 | |
| 18 | 7.2500 | 0.5000 | 39.0663 | 79.5000 | 7.2500 | 79.5000 | 7.2500 | 0.9828 | 0.4914 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 19.1972 | 39.0663 | |
| 19 | 7.6031 | 0.2062 | 15.0391 | 83.0310 | 7.6031 | 83.0310 | 7.6031 | 0.8784 | 0.4392 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 6.6052 | 15.0391 | |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1,383.7063 | 845.0120 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mh1 = 1,383.7063 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh1 = 845.0120 \text{ (kN)}$

b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mh = \Sigma Mh1 / he = 264.4699 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sh = \Sigma Sh1 / he = 161.5085 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $he = 5.2320 \text{ (m)}$

水平方向の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.7m(常時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 14.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P1 | QA1 | YA1 | QB1 | YB1 | L1 | LL1 | P2 | QA2 | YA2 | QB2 | YB2 | L2 | LL2 | P3 | QA3 | YA3 | QB3 | YB3 | L3 | LL3 | Mh1 | Sh1 | |
|----|--------|------------|--------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 1.9855 | 9.5000 | 0.2500 | 9.5000 | 0.2500 | 0.4180 | 0.2090 | 1.5473 | 9.5000 | 0.2500 | 7.0000 | 0.0000 | 0.3751 | 0.5961 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 1.3373 | 3.5328 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 3.0305 | 14.5000 | 0.7500 | 14.5000 | 0.7500 | 0.4180 | 0.2090 | 6.0474 | 14.5000 | 0.7500 | 7.0000 | 0.0000 | 1.1251 | 0.9151 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 6.1674 | 9.0779 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 4.0755 | 19.5000 | 1.2500 | 19.5000 | 1.2500 | 0.4180 | 0.2090 | 12.4225 | 19.5000 | 1.2500 | 7.0000 | 0.0000 | 1.8751 | 1.2081 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 15.8594 | 16.4980 |
| 4 | 1.7000 | 0.4000 | 4.0128 | 24.0000 | 1.7000 | 24.0000 | 1.7000 | 0.4180 | 0.2090 | 15.8106 | 24.0000 | 1.7000 | 7.0000 | 0.0000 | 2.5501 | 1.4600 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 23.9222 | 19.8234 |
| 5 | 1.9500 | 0.1000 | 1.1077 | 26.5000 | 1.9500 | 26.5000 | 1.9500 | 0.4180 | 0.2090 | 4.8450 | 26.5000 | 1.9500 | 7.5000 | 0.0500 | 2.8500 | 1.5776 | 0.5625 | 7.5000 | 0.0500 | 7.5000 | 0.0500 | 0.7500 | 3.6430 | 9.9242 | 6.5152 | |
| 6 | 2.2371 | 0.4742 | 5.8218 | 29.3710 | 2.2371 | 29.3710 | 2.2371 | 0.4180 | 0.2090 | 26.8551 | 29.3710 | 2.2371 | 10.3710 | 0.3371 | 2.8500 | 1.6159 | 3.6884 | 10.3710 | 0.3371 | 10.3710 | 0.3371 | 0.7500 | 3.6430 | 58.0488 | 36.3653 | |
| 7 | 2.4871 | 0.0258 | 0.3315 | 31.8710 | 2.4871 | 31.8710 | 2.4871 | 0.4032 | 0.2016 | 1.6449 | 31.8710 | 2.4871 | 12.8710 | 0.5871 | 2.8500 | 1.6265 | 0.2491 | 12.8710 | 0.5871 | 12.8710 | 0.5871 | 0.7500 | 3.6282 | 3.6460 | 2.2255 | |
| 8 | 2.7500 | 0.5000 | 2.2235 | 34.5000 | 2.7500 | 34.5000 | 2.7500 | 0.1289 | 0.0645 | 35.6250 | 34.5000 | 2.7500 | 15.5000 | 0.8500 | 2.8500 | 1.3734 | 5.8125 | 15.5000 | 0.8500 | 15.5000 | 0.8500 | 0.7500 | 3.3539 | 68.5653 | 43.6610 | |
| 9 | 3.2500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 37.3038 | 37.6170 | 3.0617 | 20.5000 | 1.3500 | 2.5675 | 1.1577 | 7.6875 | 20.5000 | 1.3500 | 20.5000 | 1.3500 | 0.7500 | 2.9425 | 65.8071 | 44.9913 | |
| 10 | 3.7500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 37.3926 | 40.5880 | 3.3588 | 25.5000 | 1.8500 | 2.2632 | 1.0455 | 9.5625 | 25.5000 | 1.8500 | 25.5000 | 1.8500 | 0.7500 | 2.6382 | 64.3218 | 46.9551 | |
| 11 | 4.2500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 38.0923 | 44.1140 | 3.7114 | 30.5000 | 2.3500 | 2.0421 | 0.9590 | 11.4375 | 30.5000 | 2.3500 | 30.5000 | 2.3500 | 0.7500 | 2.4171 | 64.1761 | 49.5298 | |
| 12 | 4.7500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 39.5247 | 48.1060 | 4.1106 | 35.5000 | 2.8500 | 1.8910 | 0.8980 | 13.3125 | 35.5000 | 2.8500 | 35.5000 | 2.8500 | 0.7500 | 2.2660 | 65.6593 | 52.8372 | |
| 13 | 5.2500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 41.9181 | 52.5170 | 4.5517 | 40.5000 | 3.3500 | 1.8026 | 0.8625 | 15.1875 | 40.5000 | 3.3500 | 40.5000 | 3.3500 | 0.7500 | 2.1776 | 69.2267 | 57.1056 | |
| 14 | 5.6281 | 0.2562 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 22.8261 | 56.1130 | 4.9113 | 44.2810 | 3.7281 | 1.7749 | 0.8526 | 8.5086 | 44.2810 | 3.7281 | 44.2810 | 3.7281 | 0.7500 | 2.1499 | 37.7542 | 31.3347 | |
| 15 | 5.8781 | 0.2438 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 22.7889 | 58.6070 | 5.1607 | 46.7810 | 3.9781 | 1.7739 | 0.8538 | 8.5539 | 46.7810 | 3.9781 | 46.7810 | 3.9781 | 0.7500 | 2.1489 | 37.8386 | 31.3428 | |
| 16 | 6.2500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 50.4626 | 62.4170 | 5.5417 | 50.5000 | 4.3500 | 1.7876 | 0.8624 | 18.9375 | 50.5000 | 4.3500 | 50.5000 | 4.3500 | 0.7500 | 2.1626 | 84.4732 | 69.4001 | |
| 17 | 6.7500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 56.4422 | 67.7160 | 6.0716 | 55.5000 | 4.8500 | 1.8323 | 0.8859 | 20.8125 | 55.5000 | 4.8500 | 55.5000 | 4.8500 | 0.7500 | 2.2073 | 95.9416 | 77.2547 | |
| 18 | 7.2500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 63.7735 | 73.2180 | 6.6218 | 60.5000 | 5.3500 | 1.9077 | 0.9236 | 22.6875 | 60.5000 | 5.3500 | 60.5000 | 5.3500 | 0.7500 | 2.2827 | 110.6900 | 86.4610 | |
| 19 | 7.6031 | 0.2062 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 28.8338 | 77.2300 | 7.0230 | 64.0310 | 5.7031 | 1.9798 | 0.9591 | 9.9024 | 64.0310 | 5.7031 | 64.0310 | 5.7031 | 0.7500 | 2.3548 | 50.9727 | 38.7362 | |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 934.3319 | 723.6476 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mh1 = 934.3319 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh1 = 723.6476 \text{ (kN)}$

b) 側面土留壁の応力

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 1,668.6227 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 720.4259 \text{ (kN)}$

c) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mh = (\Sigma Mh1 + \Sigma Mh2) / he = 497.5067 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sh = \Sigma Sh1 / he = 138.3119 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $he = 5.2320 \text{ (m)}$

鉛直方向の応力計算(左側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.7m(常時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 14.00 \text{ kN/m}^2$

a) ウイングの応力

| No | X | ΔX | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mv1 | Sv1 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 9.3346 | 20.5520 | 1.3552 | 7.0000 | 0.0000 | 1.3552 | 0.5665 | 5.2881 | 9.3346 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 9.7696 | 20.9710 | 1.3971 | 7.0000 | 0.0000 | 1.3971 | 0.5822 | 5.6879 | 9.7696 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 10.6745 | 21.8170 | 1.4817 | 7.0000 | 0.0000 | 1.4817 | 0.6139 | 6.5531 | 10.6745 |
| 4 | 1.7500 | 0.5000 | 12.1418 | 23.1230 | 1.6123 | 7.0000 | 0.0000 | 1.6123 | 0.6623 | 8.0415 | 12.1418 |
| 5 | 2.2500 | 0.5000 | 14.4826 | 25.0660 | 1.8066 | 7.0000 | 0.0000 | 1.8066 | 0.7337 | 10.6259 | 14.4826 |
| 6 | 2.7500 | 0.5000 | 18.0738 | 27.7840 | 2.0784 | 7.0000 | 0.0000 | 2.0784 | 0.8322 | 15.0410 | 18.0738 |
| 7 | 3.1410 | 0.2820 | 12.4833 | 30.5670 | 2.3567 | 7.0000 | 0.0000 | 2.3567 | 0.9319 | 11.6332 | 12.4833 |
| 8 | 3.3910 | 0.2180 | 10.4482 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 10.1734 | 10.4482 |
| 9 | 3.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 10 | 4.2500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 11 | 4.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 12 | 5.2500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 13 | 5.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 14 | 6.2500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 15 | 6.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 16 | 7.2500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 17 | 7.7500 | 0.5000 | 23.9639 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 23.3336 | 23.9639 |
| 18 | 8.0065 | 0.0130 | 0.6231 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 0.6067 | 0.6231 |
| 合計 | | | | | | | | | | 283.6532 | 313.7066 |

曲げモーメント $\Sigma Mv1 = 283.6532 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sv1 = 313.7066 \text{ (kN)}$

b) 張り出し部の応力

| No | ΔX | ya1(L1) | ya2(L2) | qa1 | qb1 | ps1 | qa2 | qb2 | ps2 | P | QA | QB | L | LL | Mv2 | Sv2 |
|----|------------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|--------|---------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | 0.8870 | 2.4742 | 0.7002 | 31.7420 | 7.0000 | 47.9277 | 14.0020 | 7.0000 | 7.3528 | 24.5169 | 13.6090 | 6.2090 | 2.4742 | 1.0831 | 26.5543 | 24.5169 |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | 26.5543 | 24.5169 |

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 26.5543 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 24.5169 \text{ (kN)}$

c) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mv = (\Sigma Mv1 + \Sigma Mv2) / we = 94.5179 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sv = (\Sigma Sv1 + \Sigma Sv2) / we = 103.0541 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $we = 3.2820 \text{ (m)}$

鉛直方向の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.7m(常時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 14.00 \text{ kN/m}^2$

| No | X | ΔX | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mv1 | Sv1 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 9.3346 | 20.5520 | 1.3552 | 7.0000 | 0.0000 | 1.3552 | 0.5665 | 5.2881 | 9.3346 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 9.7696 | 20.9710 | 1.3971 | 7.0000 | 0.0000 | 1.3971 | 0.5822 | 5.6879 | 9.7696 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 10.6745 | 21.8170 | 1.4817 | 7.0000 | 0.0000 | 1.4817 | 0.6139 | 6.5531 | 10.6745 |
| 4 | 1.7500 | 0.5000 | 12.1418 | 23.1230 | 1.6123 | 7.0000 | 0.0000 | 1.6123 | 0.6623 | 8.0415 | 12.1418 |
| 5 | 2.2500 | 0.5000 | 14.4826 | 25.0660 | 1.8066 | 7.0000 | 0.0000 | 1.8066 | 0.7337 | 10.6259 | 14.4826 |
| 6 | 2.7500 | 0.5000 | 18.0738 | 27.7840 | 2.0784 | 7.0000 | 0.0000 | 2.0784 | 0.8322 | 15.0410 | 18.0738 |
| 7 | 3.1410 | 0.2820 | 12.4833 | 30.5670 | 2.3567 | 7.0000 | 0.0000 | 2.3567 | 0.9319 | 11.6332 | 12.4833 |
| 8 | 3.3910 | 0.2180 | 10.4482 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 10.1734 | 10.4482 |
| 9 | 3.6000 | 0.2000 | 9.5855 | 31.7420 | 2.4742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9737 | 9.3334 | 9.5855 |
| 10 | 3.8500 | 0.3000 | 13.4411 | 30.7420 | 2.3742 | 7.0000 | 0.0000 | 2.3742 | 0.9382 | 12.6104 | 13.4411 |
| 11 | 4.2500 | 0.5000 | 18.4815 | 28.0760 | 2.1076 | 7.0000 | 0.0000 | 2.1076 | 0.8427 | 15.5744 | 18.4815 |
| 12 | 4.7500 | 0.5000 | 14.0792 | 24.7420 | 1.7742 | 7.0000 | 0.0000 | 1.7742 | 0.7218 | 10.1624 | 14.0792 |
| 13 | 5.2500 | 0.5000 | 10.2336 | 21.4090 | 1.4409 | 7.0000 | 0.0000 | 1.4409 | 0.5986 | 6.1258 | 10.2336 |
| 14 | 5.7500 | 0.5000 | 6.9435 | 18.0760 | 1.1076 | 7.0000 | 0.0000 | 1.1076 | 0.4723 | 3.2794 | 6.9435 |
| 15 | 6.2500 | 0.5000 | 4.2082 | 14.7420 | 0.7742 | 7.0000 | 0.0000 | 0.7742 | 0.3412 | 1.4358 | 4.2082 |
| 16 | 6.5250 | 0.0500 | 0.2941 | 12.9090 | 0.5909 | 7.0000 | 0.0000 | 0.5909 | 0.2662 | 0.0783 | 0.2941 |
| 17 | 6.7750 | 0.4500 | 2.5506 | 12.7420 | 0.5742 | 7.0000 | 0.0000 | 0.5742 | 0.2593 | 0.6614 | 2.5506 |
| 18 | 7.1500 | 0.3000 | 1.7004 | 12.7420 | 0.5742 | 7.0000 | 0.0000 | 0.5742 | 0.2593 | 0.4409 | 1.7004 |
| 合計 | | | | | | | | | | 132.7463 | 178.9261 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mv1 = 132.7463 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sv1 = 178.9261 \text{ (kN)}$

b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mv = \Sigma Mv1 / we = 40.4468 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sv = \Sigma Sv1 / we = 54.5174 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $we = 3.2820 \text{ (m)}$

側面土留壁の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.7m(常時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 14.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mh2 | Sh2 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|------------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 36.1000 | 9.5000 | 0.2500 | 9.5000 | 0.2500 | 7.6000 | 3.8000 | 137.1800 | 36.1000 |
| 2 | 0.6000 | 0.2000 | 19.7600 | 13.0000 | 0.6000 | 13.0000 | 0.6000 | 7.6000 | 3.8000 | 75.0880 | 19.7600 |
| 3 | 0.8500 | 0.3000 | 34.3700 | 15.5000 | 0.8500 | 15.5000 | 0.8500 | 7.3914 | 3.6957 | 127.0212 | 34.3700 |
| 4 | 1.2500 | 0.5000 | 66.6432 | 19.5000 | 1.2500 | 19.5000 | 1.2500 | 6.8352 | 3.4176 | 227.7598 | 66.6432 |
| 5 | 1.7500 | 0.5000 | 75.2150 | 24.5000 | 1.7500 | 24.5000 | 1.7500 | 6.1400 | 3.0700 | 230.9101 | 75.2150 |
| 6 | 2.2500 | 0.5000 | 80.3093 | 29.5000 | 2.2500 | 29.5000 | 2.2500 | 5.4447 | 2.7224 | 218.6340 | 80.3093 |
| 7 | 2.7500 | 0.5000 | 81.9272 | 34.5000 | 2.7500 | 34.5000 | 2.7500 | 4.7494 | 2.3747 | 194.5525 | 81.9272 |
| 8 | 3.2500 | 0.5000 | 80.0705 | 39.5000 | 3.2500 | 39.5000 | 3.2500 | 4.0542 | 2.0271 | 162.3109 | 80.0705 |
| 9 | 3.7500 | 0.5000 | 74.7355 | 44.5000 | 3.7500 | 44.5000 | 3.7500 | 3.3589 | 1.6795 | 125.5183 | 74.7355 |
| 10 | 4.2500 | 0.5000 | 65.9266 | 49.5000 | 4.2500 | 49.5000 | 4.2500 | 2.6637 | 1.3319 | 87.8076 | 65.9266 |
| 11 | 4.7500 | 0.5000 | 53.6389 | 54.5000 | 4.7500 | 54.5000 | 4.7500 | 1.9684 | 0.9842 | 52.7914 | 53.6389 |
| 12 | 5.2500 | 0.5000 | 37.8747 | 59.5000 | 5.2500 | 59.5000 | 5.2500 | 1.2731 | 0.6366 | 24.1110 | 37.8747 |
| 13 | 5.6530 | 0.3060 | 13.8550 | 63.5300 | 5.6530 | 63.5300 | 5.6530 | 0.7127 | 0.3564 | 4.9379 | 13.8550 |
| 合計 | | | | | | | | | | 1,668.6227 | 720.4259 |

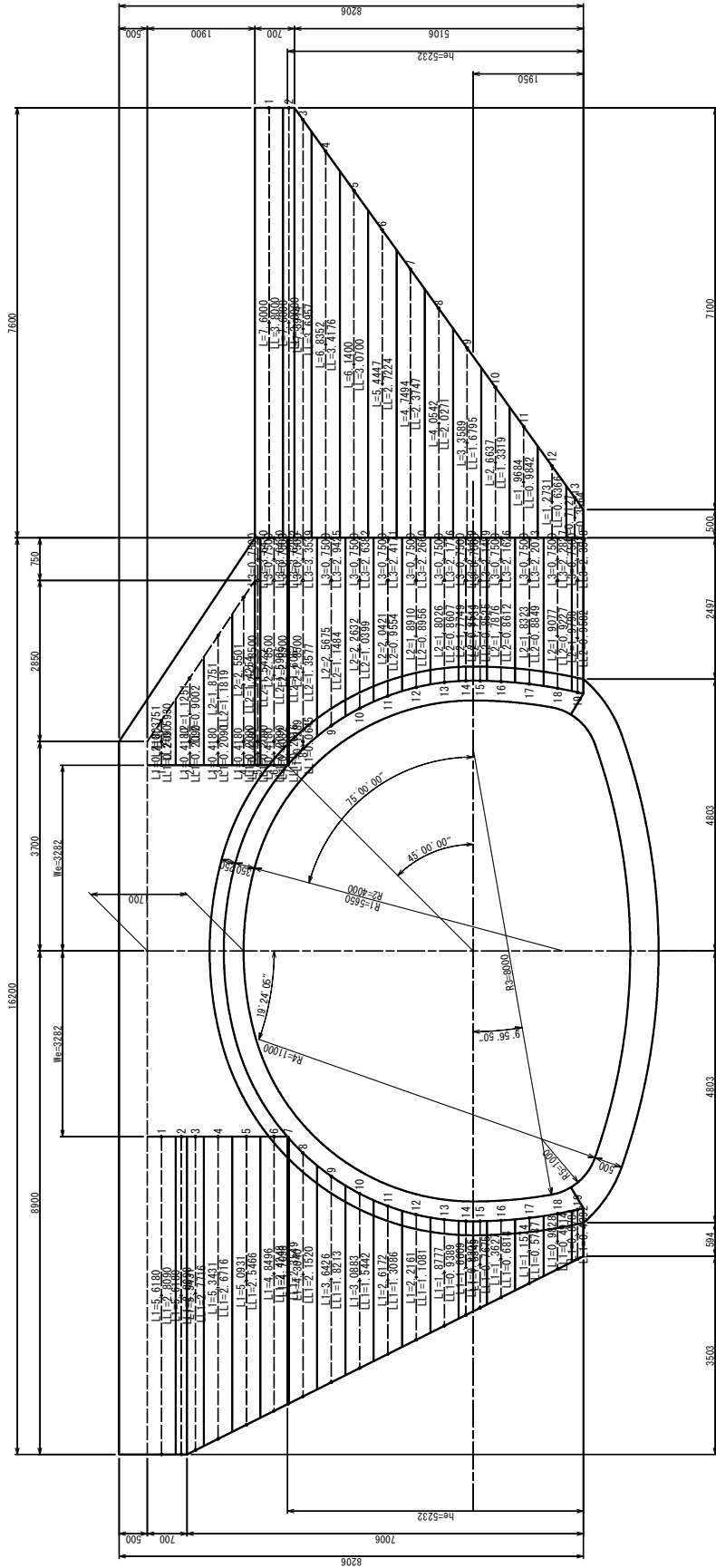
a) 側面土留壁の応力

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 1,668.6227 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 720.4259 \text{ (kN)}$

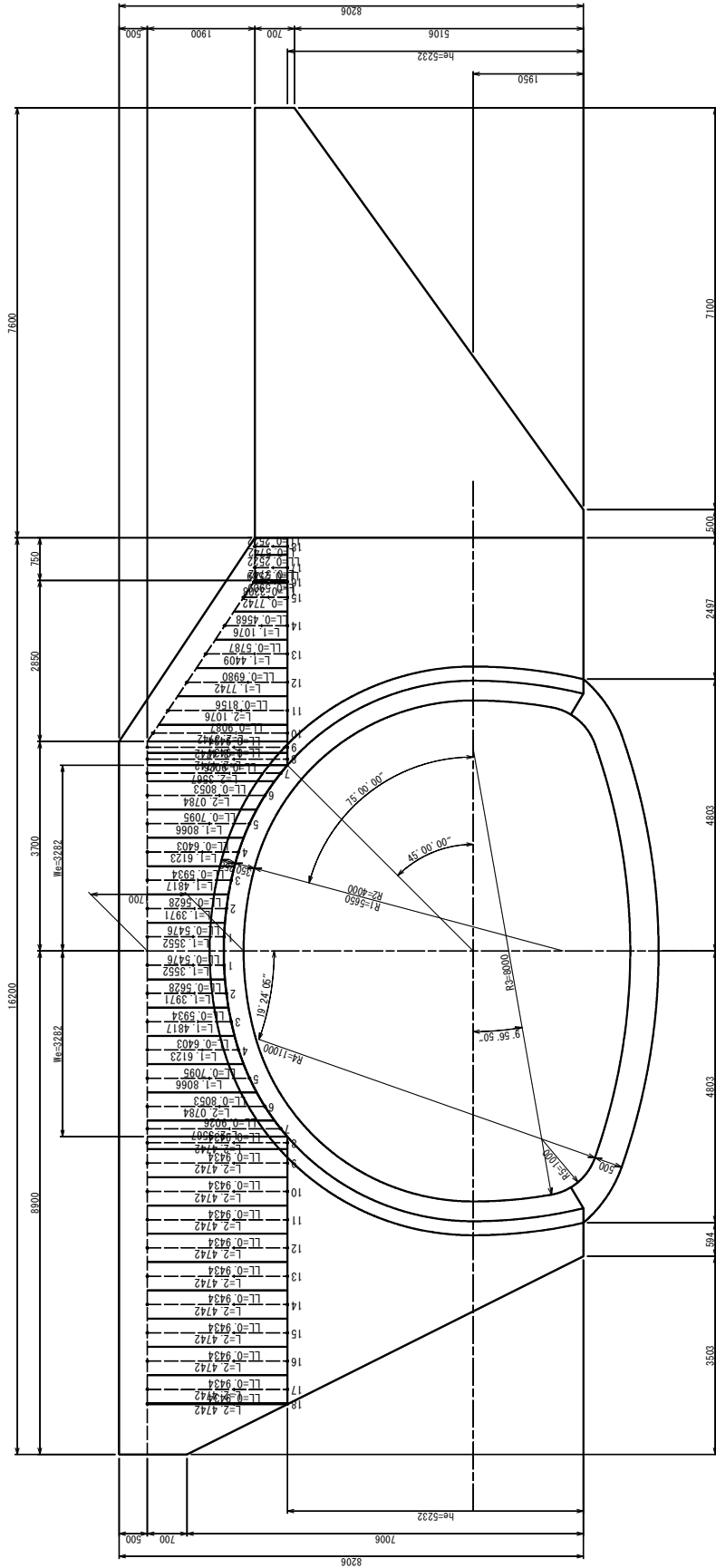
b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $M_s = \Sigma Mh2 / sh = 287.3963 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $S_s = \Sigma Sh2 / sh = 124.0831 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $sh = 5.8060 \text{ (m)}$

鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工【施工時】
水平方向の応力計算



鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工【施工時】
鉛直方向の応力計算



水平方向の応力計算(左側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.7m(施工時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 10.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P1 | QA1 | YA1 | QB1 | YB1 | L1 | LL1 | P2 | QA2 | YA2 | QB2 | YB2 | L2 | LL2 | P3 | QA3 | YA3 | QB3 | YB3 | L3 | LL3 | Mh1 | Sh1 | | |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|------------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 21.0675 | 7.5000 | 0.2500 | 7.5000 | 0.2500 | 5.6180 | 2.8090 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 59.1786 | 21.0675 | |
| 2 | 0.6001 | 0.2002 | 12.3731 | 11.0010 | 0.6001 | 11.0010 | 0.6001 | 5.6180 | 2.8090 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 34.7560 | 12.3731 | |
| 3 | 0.8501 | 0.2998 | 22.4363 | 13.5010 | 0.8501 | 13.5010 | 0.8501 | 5.5431 | 2.7716 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 62.1844 | 22.4363 | |
| 4 | 1.2500 | 0.5000 | 46.7521 | 17.5000 | 1.2500 | 17.5000 | 1.2500 | 5.3431 | 2.6716 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 124.9029 | 46.7521 | |
| 5 | 1.7500 | 0.5000 | 57.2974 | 22.5000 | 1.7500 | 22.5000 | 1.7500 | 5.0931 | 2.5466 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 145.9136 | 57.2974 | |
| 6 | 2.2371 | 0.4742 | 62.9446 | 27.3710 | 2.2371 | 27.3710 | 2.2371 | 4.8496 | 2.4248 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 152.6281 | 62.9446 | |
| 7 | 2.4871 | 0.0258 | 3.6297 | 29.8710 | 2.4871 | 29.8710 | 2.4871 | 4.7098 | 2.3549 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 8.5476 | 3.6297 | |
| 8 | 2.7500 | 0.5000 | 69.9400 | 32.5000 | 2.7500 | 32.5000 | 2.7500 | 4.3040 | 2.1520 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 150.5109 | 69.9400 | |
| 9 | 3.2500 | 0.5000 | 68.2988 | 37.5000 | 3.2500 | 37.5000 | 3.2500 | 3.6426 | 1.8213 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 124.3926 | 68.2988 | |
| 10 | 3.7500 | 0.5000 | 65.6264 | 42.5000 | 3.7500 | 42.5000 | 3.7500 | 3.0883 | 1.5442 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 101.3403 | 65.6264 | |
| 11 | 4.2500 | 0.5000 | 62.1585 | 47.5000 | 4.2500 | 47.5000 | 4.2500 | 2.6172 | 1.3086 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 81.3406 | 62.1585 | |
| 12 | 4.7500 | 0.5000 | 58.1726 | 52.5000 | 4.7500 | 52.5000 | 4.7500 | 2.2161 | 1.1081 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 64.4611 | 58.1726 | |
| 13 | 5.2500 | 0.5000 | 53.9839 | 57.5000 | 5.2500 | 57.5000 | 5.2500 | 1.8777 | 0.9389 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 50.6855 | 53.9839 | |
| 14 | 5.6281 | 0.2562 | 26.0764 | 61.2810 | 5.6281 | 61.2810 | 5.6281 | 1.6609 | 0.8305 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 21.6565 | 26.0764 | |
| 15 | 5.8781 | 0.2438 | 23.8674 | 63.7810 | 5.8781 | 63.7810 | 5.8781 | 1.5349 | 0.7675 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 18.3182 | 23.8674 | |
| 16 | 6.2500 | 0.5000 | 45.9911 | 67.5000 | 6.2500 | 67.5000 | 6.2500 | 1.3627 | 0.6814 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 31.3383 | 45.9911 | |
| 17 | 6.7500 | 0.5000 | 41.9558 | 72.5000 | 6.7500 | 72.5000 | 6.7500 | 1.1574 | 0.5787 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 24.2798 | 41.9558 | |
| 18 | 7.2500 | 0.5000 | 38.0835 | 77.5000 | 7.2500 | 77.5000 | 7.2500 | 0.9828 | 0.4914 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 18.7142 | 38.0835 | |
| 19 | 7.6031 | 0.2062 | 14.6768 | 81.0310 | 7.6031 | 81.0310 | 7.6031 | 0.8784 | 0.4392 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 6.4461 | 14.6768 | |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1,281.5953 | 795.3319 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mh1 = 1,281.5953 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh1 = 795.3319 \text{ (kN)}$

b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mh = \Sigma Mh1 / he = 244.9533 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sh = \Sigma Sh1 / he = 152.0130 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $he = 5.2320 \text{ (m)}$

水平方向の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.7m(施工時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 10.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P1 | QA1 | YA1 | QB1 | YB1 | L1 | LL1 | P2 | QA2 | YA2 | QB2 | YB2 | L2 | LL2 | P3 | QA3 | YA3 | QB3 | YB3 | L3 | LL3 | Mh1 | Sh1 | |
|----|--------|------------|--------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|----------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 1.5675 | 7.5000 | 0.2500 | 7.5000 | 0.2500 | 0.4180 | 0.2090 | 1.1722 | 7.5000 | 0.2500 | 5.0000 | 0.0000 | 0.3751 | 0.5930 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 1.0227 | 2.7397 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 2.6125 | 12.5000 | 0.7500 | 12.5000 | 0.7500 | 0.4180 | 0.2090 | 4.9223 | 12.5000 | 0.7500 | 5.0000 | 0.0000 | 1.1251 | 0.9002 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 4.9771 | 7.5348 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 3.6575 | 17.5000 | 1.2500 | 17.5000 | 1.2500 | 0.4180 | 0.2090 | 10.5474 | 17.5000 | 1.2500 | 5.0000 | 0.0000 | 1.8751 | 1.1819 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 13.2304 | 14.2049 |
| 4 | 1.7000 | 0.4000 | 3.6784 | 22.0000 | 1.7000 | 22.0000 | 1.7000 | 0.4180 | 0.2090 | 13.7705 | 22.0000 | 1.7000 | 5.0000 | 0.0000 | 2.5501 | 1.4254 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 20.3973 | 17.4489 |
| 5 | 1.9500 | 0.1000 | 1.0241 | 24.5000 | 1.9500 | 24.5000 | 1.9500 | 0.4180 | 0.2090 | 4.2750 | 24.5000 | 1.9500 | 5.5000 | 0.0500 | 2.8500 | 1.5422 | 0.4125 | 5.5000 | 0.0500 | 5.5000 | 0.0500 | 0.7500 | 3.6430 | 8.3097 | 5.7116 | |
| 6 | 2.2371 | 0.4742 | 5.4254 | 27.3710 | 2.2371 | 27.3710 | 2.2371 | 0.4180 | 0.2090 | 24.1521 | 27.3710 | 2.2371 | 8.3710 | 0.3371 | 2.8500 | 1.5905 | 2.9771 | 8.3710 | 0.3371 | 8.3710 | 0.3371 | 0.7500 | 3.6430 | 50.3934 | 32.5546 | |
| 7 | 2.4871 | 0.0258 | 0.3107 | 29.8710 | 2.4871 | 29.8710 | 2.4871 | 0.4032 | 0.2016 | 1.4979 | 29.8710 | 2.4871 | 10.8710 | 0.5871 | 2.8500 | 1.6067 | 0.2104 | 10.8710 | 0.5871 | 10.8710 | 0.5871 | 0.7500 | 3.6282 | 3.2327 | 2.0190 | |
| 8 | 2.7500 | 0.5000 | 2.0946 | 32.5000 | 2.7500 | 32.5000 | 2.7500 | 0.1289 | 0.0645 | 32.7750 | 32.5000 | 2.7500 | 13.5000 | 0.8500 | 2.8500 | 1.3577 | 5.0625 | 13.5000 | 0.8500 | 13.5000 | 0.8500 | 0.7500 | 3.3539 | 61.6128 | 39.9321 | |
| 9 | 3.2500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 34.7363 | 35.6170 | 3.0617 | 18.5000 | 1.3500 | 2.5675 | 1.1484 | 6.9375 | 18.5000 | 1.3500 | 18.5000 | 1.3500 | 0.7500 | 2.9425 | 60.3048 | 41.6738 | |
| 10 | 3.7500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 35.1294 | 38.5880 | 3.3588 | 23.5000 | 1.8500 | 2.2632 | 1.0399 | 8.8125 | 23.5000 | 1.8500 | 23.5000 | 1.8500 | 0.7500 | 2.6382 | 59.7802 | 43.9419 | |
| 11 | 4.2500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 36.0502 | 42.1140 | 3.7114 | 28.5000 | 2.3500 | 2.0421 | 0.9554 | 10.6875 | 28.5000 | 2.3500 | 28.5000 | 2.3500 | 0.7500 | 2.4171 | 60.2751 | 46.7377 | |
| 12 | 4.7500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 37.6337 | 46.1060 | 4.1106 | 33.5000 | 2.8500 | 1.8910 | 0.8956 | 12.5625 | 33.5000 | 2.8500 | 33.5000 | 2.8500 | 0.7500 | 2.2660 | 62.1714 | 50.1962 | |
| 13 | 5.2500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 40.1155 | 50.5170 | 4.5517 | 38.5000 | 3.3500 | 1.8026 | 0.8607 | 14.4375 | 38.5000 | 3.3500 | 38.5000 | 3.3500 | 0.7500 | 2.1776 | 65.9665 | 54.5530 | |
| 14 | 5.6281 | 0.2562 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 21.9166 | 54.1130 | 4.9113 | 42.2810 | 3.7281 | 1.7749 | 0.8511 | 8.1243 | 42.2810 | 3.7281 | 42.2810 | 3.7281 | 0.7500 | 2.1499 | 36.1197 | 30.0409 | |
| 15 | 5.8781 | 0.2438 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 21.9240 | 56.6070 | 5.1607 | 44.7810 | 3.9781 | 1.7739 | 0.8525 | 8.1882 | 44.7810 | 3.9781 | 44.7810 | 3.9781 | 0.7500 | 2.1489 | 36.2858 | 30.1122 | |
| 16 | 6.2500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 48.6750 | 60.4170 | 5.5417 | 48.5000 | 4.3500 | 1.7876 | 0.8612 | 18.1875 | 48.5000 | 4.3500 | 48.5000 | 4.3500 | 0.7500 | 2.1626 | 81.2512 | 66.8625 | |
| 17 | 6.7500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 54.6099 | 65.7160 | 6.0716 | 53.5000 | 4.8500 | 1.8323 | 0.8849 | 20.0625 | 53.5000 | 4.8500 | 53.5000 | 4.8500 | 0.7500 | 2.2073 | 92.6083 | 74.6724 | |
| 18 | 7.2500 | 0.5000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 61.8658 | 71.2180 | 6.6218 | 58.5000 | 5.3500 | 1.9077 | 0.9227 | 21.9375 | 58.5000 | 5.3500 | 58.5000 | 5.3500 | 0.7500 | 2.2827 | 107.1603 | 83.8033 | |
| 19 | 7.6031 | 0.2062 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 28.0174 | 75.2300 | 7.0230 | 62.0310 | 5.7031 | 1.9798 | 0.9582 | 9.5931 | 62.0310 | 5.7031 | 62.0310 | 5.7031 | 0.7500 | 2.3548 | 49.4361 | 37.6105 | |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 874.5355 | 682.3500 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mh1 = 874.5355 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh1 = 682.3500 \text{ (kN)}$

b) 側面土留壁の応力

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 1,523.1798 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 668.4273 \text{ (kN)}$

c) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mh = (\Sigma Mh1 + \Sigma Mh2) / he = 458.2790 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sh = \Sigma Sh1 / he = 130.4186 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $he = 5.2320 \text{ (m)}$

鉛直方向の応力計算(左側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.7m(施工時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 10.00 \text{ kN/m}^2$

a) ウイングの応力

| No | X | ΔX | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mv1 | Sv1 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 7.9794 | 18.5520 | 1.3552 | 5.0000 | 0.0000 | 1.3552 | 0.5476 | 4.3695 | 7.9794 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 8.3725 | 18.9710 | 1.3971 | 5.0000 | 0.0000 | 1.3971 | 0.5628 | 4.7120 | 8.3725 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 9.1928 | 19.8170 | 1.4817 | 5.0000 | 0.0000 | 1.4817 | 0.5934 | 5.4550 | 9.1928 |
| 4 | 1.7500 | 0.5000 | 10.5295 | 21.1230 | 1.6123 | 5.0000 | 0.0000 | 1.6123 | 0.6403 | 6.7420 | 10.5295 |
| 5 | 2.2500 | 0.5000 | 12.6760 | 23.0660 | 1.8066 | 5.0000 | 0.0000 | 1.8066 | 0.7095 | 8.9936 | 12.6760 |
| 6 | 2.7500 | 0.5000 | 15.9954 | 25.7840 | 2.0784 | 5.0000 | 0.0000 | 2.0784 | 0.8053 | 12.8811 | 15.9954 |
| 7 | 3.1410 | 0.2820 | 11.1541 | 28.5670 | 2.3567 | 5.0000 | 0.0000 | 2.3567 | 0.9026 | 10.0677 | 11.1541 |
| 8 | 3.3910 | 0.2180 | 9.3695 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 8.8392 | 9.3695 |
| 9 | 3.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 10 | 4.2500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 11 | 4.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 12 | 5.2500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 13 | 5.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 14 | 6.2500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 15 | 6.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 16 | 7.2500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 17 | 7.7500 | 0.5000 | 21.4897 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 20.2734 | 21.4897 |
| 18 | 8.0065 | 0.0130 | 0.5587 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 0.5271 | 0.5587 |
| 合計 | | | | | | | | | | 245.0478 | 279.2352 |

曲げモーメント $\Sigma Mv1 = 245.0478 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sv1 = 279.2352 \text{ (kN)}$

b) 張り出し部の応力

| No | ΔX | ya1(L1) | ya2(L2) | qa1 | qb1 | ps1 | qa2 | qb2 | ps2 | P | QA | QB | L | LL | Mv2 | Sv2 |
|----|------------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|--------|---------|---------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 1 | 0.8870 | 2.4742 | 0.7002 | 29.7420 | 5.0000 | 42.9793 | 12.0020 | 5.0000 | 5.9524 | 21.7012 | 13.1070 | 4.4350 | 2.4742 | 1.0332 | 22.4217 | 21.7012 |
| 合計 | | | | | | | | | | | | | | | 22.4217 | 21.7012 |

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 22.4217 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 21.7012 \text{ (kN)}$

c) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mv = (\Sigma Mv1 + \Sigma Mv2) / we = 81.4959 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sv = (\Sigma Sv1 + \Sigma Sv2) / we = 91.6930 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $we = 3.2820 \text{ (m)}$

鉛直方向の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.7m(施工時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 10.00 \text{ kN/m}^2$

| No | X | ΔX | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mv1 | Sv1 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 7.9794 | 18.5520 | 1.3552 | 5.0000 | 0.0000 | 1.3552 | 0.5476 | 4.3695 | 7.9794 |
| 2 | 0.7500 | 0.5000 | 8.3725 | 18.9710 | 1.3971 | 5.0000 | 0.0000 | 1.3971 | 0.5628 | 4.7120 | 8.3725 |
| 3 | 1.2500 | 0.5000 | 9.1928 | 19.8170 | 1.4817 | 5.0000 | 0.0000 | 1.4817 | 0.5934 | 5.4550 | 9.1928 |
| 4 | 1.7500 | 0.5000 | 10.5295 | 21.1230 | 1.6123 | 5.0000 | 0.0000 | 1.6123 | 0.6403 | 6.7420 | 10.5295 |
| 5 | 2.2500 | 0.5000 | 12.6760 | 23.0660 | 1.8066 | 5.0000 | 0.0000 | 1.8066 | 0.7095 | 8.9936 | 12.6760 |
| 6 | 2.7500 | 0.5000 | 15.9954 | 25.7840 | 2.0784 | 5.0000 | 0.0000 | 2.0784 | 0.8053 | 12.8811 | 15.9954 |
| 7 | 3.1410 | 0.2820 | 11.1541 | 28.5670 | 2.3567 | 5.0000 | 0.0000 | 2.3567 | 0.9026 | 10.0677 | 11.1541 |
| 8 | 3.3910 | 0.2180 | 9.3695 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 8.8392 | 9.3695 |
| 9 | 3.6000 | 0.2000 | 8.5959 | 29.7420 | 2.4742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.4742 | 0.9434 | 8.1094 | 8.5959 |
| 10 | 3.8500 | 0.3000 | 12.0165 | 28.7420 | 2.3742 | 5.0000 | 0.0000 | 2.3742 | 0.9087 | 10.9194 | 12.0165 |
| 11 | 4.2500 | 0.5000 | 16.3739 | 26.0760 | 2.1076 | 5.0000 | 0.0000 | 2.1076 | 0.8156 | 13.3546 | 16.3739 |
| 12 | 4.7500 | 0.5000 | 12.3050 | 22.7420 | 1.7742 | 5.0000 | 0.0000 | 1.7742 | 0.6980 | 8.5889 | 12.3050 |
| 13 | 5.2500 | 0.5000 | 8.7927 | 19.4090 | 1.4409 | 5.0000 | 0.0000 | 1.4409 | 0.5787 | 5.0883 | 8.7927 |
| 14 | 5.7500 | 0.5000 | 5.8359 | 16.0760 | 1.1076 | 5.0000 | 0.0000 | 1.1076 | 0.4568 | 2.6658 | 5.8359 |
| 15 | 6.2500 | 0.5000 | 3.4340 | 12.7420 | 0.7742 | 5.0000 | 0.0000 | 0.7742 | 0.3308 | 1.1360 | 3.4340 |
| 16 | 6.5250 | 0.0500 | 0.2350 | 10.9090 | 0.5909 | 5.0000 | 0.0000 | 0.5909 | 0.2589 | 0.0608 | 0.2350 |
| 17 | 6.7750 | 0.4500 | 2.0338 | 10.7420 | 0.5742 | 5.0000 | 0.0000 | 0.5742 | 0.2522 | 0.5129 | 2.0338 |
| 18 | 7.1500 | 0.3000 | 1.3559 | 10.7420 | 0.5742 | 5.0000 | 0.0000 | 0.5742 | 0.2522 | 0.3420 | 1.3559 |
| 合計 | | | | | | | | | | 112.8382 | 156.2478 |

a) ウイングの応力

曲げモーメント $\Sigma Mv1 = 112.8382 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sv1 = 156.2478 \text{ (kN)}$

b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $Mv = \Sigma Mv1 / we = 34.3810 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $Sv = \Sigma Sv1 / we = 47.6075 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $we = 3.2820 \text{ (m)}$

側面土留壁の応力計算(右側)

坑門工名称： 鳥海ダム2号トンネル 終点側坑門工
 検討ケース名称： t=0.7m(施工時)

静止土圧係数 $K_0 = 0.5000$ 裏込土 $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$ 荷重 $q_w = 10.00 \text{ kN/m}^2$

| No | Y | ΔY | P | QA | YA | QB | YB | L | LL | Mh2 | Sh2 |
|----|--------|------------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|------------|----------|
| 1 | 0.2500 | 0.5000 | 28.5000 | 7.5000 | 0.2500 | 7.5000 | 0.2500 | 7.6000 | 3.8000 | 108.3000 | 28.5000 |
| 2 | 0.6000 | 0.2000 | 16.7200 | 11.0000 | 0.6000 | 11.0000 | 0.6000 | 7.6000 | 3.8000 | 63.5360 | 16.7200 |
| 3 | 0.8500 | 0.3000 | 29.9352 | 13.5000 | 0.8500 | 13.5000 | 0.8500 | 7.3914 | 3.6957 | 110.6315 | 29.9352 |
| 4 | 1.2500 | 0.5000 | 59.8080 | 17.5000 | 1.2500 | 17.5000 | 1.2500 | 6.8352 | 3.4176 | 204.3998 | 59.8080 |
| 5 | 1.7500 | 0.5000 | 69.0750 | 22.5000 | 1.7500 | 22.5000 | 1.7500 | 6.1400 | 3.0700 | 212.0603 | 69.0750 |
| 6 | 2.2500 | 0.5000 | 74.8646 | 27.5000 | 2.2500 | 27.5000 | 2.2500 | 5.4447 | 2.7224 | 203.8114 | 74.8646 |
| 7 | 2.7500 | 0.5000 | 77.1778 | 32.5000 | 2.7500 | 32.5000 | 2.7500 | 4.7494 | 2.3747 | 183.2741 | 77.1778 |
| 8 | 3.2500 | 0.5000 | 76.0163 | 37.5000 | 3.2500 | 37.5000 | 3.2500 | 4.0542 | 2.0271 | 154.0926 | 76.0163 |
| 9 | 3.7500 | 0.5000 | 71.3766 | 42.5000 | 3.7500 | 42.5000 | 3.7500 | 3.3589 | 1.6795 | 119.8770 | 71.3766 |
| 10 | 4.2500 | 0.5000 | 63.2629 | 47.5000 | 4.2500 | 47.5000 | 4.2500 | 2.6637 | 1.3319 | 84.2599 | 63.2629 |
| 11 | 4.7500 | 0.5000 | 51.6705 | 52.5000 | 4.7500 | 52.5000 | 4.7500 | 1.9684 | 0.9842 | 50.8541 | 51.6705 |
| 12 | 5.2500 | 0.5000 | 36.6016 | 57.5000 | 5.2500 | 57.5000 | 5.2500 | 1.2731 | 0.6366 | 23.3006 | 36.6016 |
| 13 | 5.6530 | 0.3060 | 13.4188 | 61.5300 | 5.6530 | 61.5300 | 5.6530 | 0.7127 | 0.3564 | 4.7825 | 13.4188 |
| 合計 | | | | | | | | | | 1,523.1798 | 668.4273 |

a) 側面土留壁の応力

曲げモーメント $\Sigma Mh2 = 1,523.1798 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $\Sigma Sh2 = 668.4273 \text{ (kN)}$

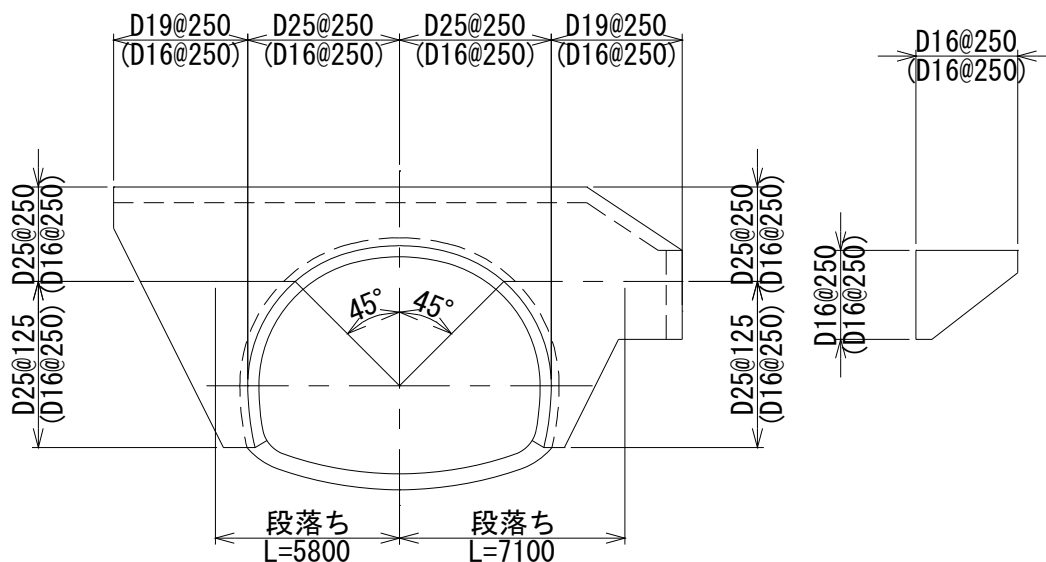
b) ウイング固定端の断面力

曲げモーメント $M_s = \Sigma Mh2 / sh = 262.3459 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 せん断力 $S_s = \Sigma Sh2 / sh = 115.1270 \text{ (kN)}$
 仮想固定端 $sh = 5.8060 \text{ (m)}$

(5) 配筋略図

1) 起点側配筋略図

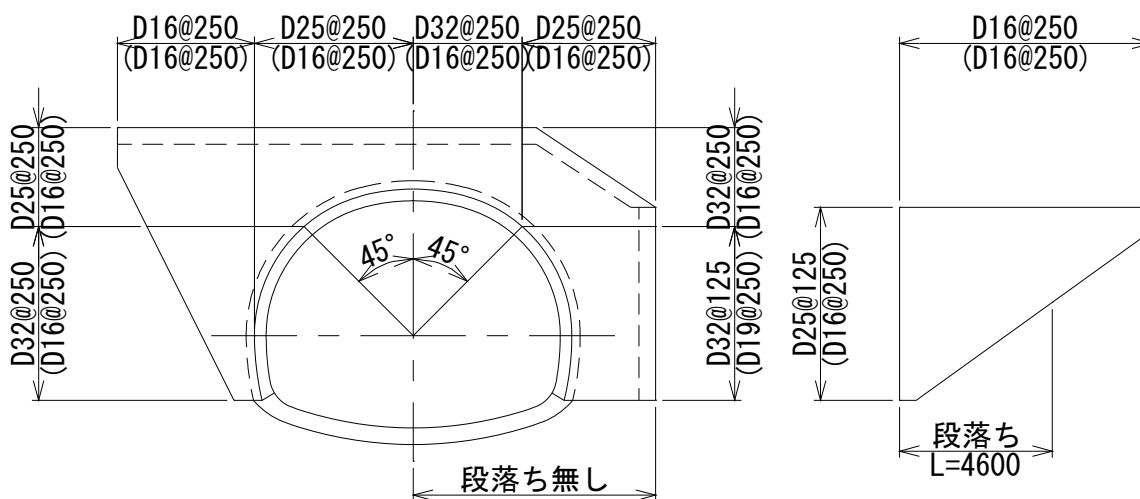
| 袖壁厚 (左側) | 面壁厚 | 袖壁厚 (右側) |
|----------|-------|----------|
| — | 600mm | 500mm |



()は面壁前面 (圧縮側) 鉄筋を示す。

2) 終点側配筋略図

| 袖壁厚 (左側) | 面壁厚 | 袖壁厚 (右側) |
|----------|-------|----------|
| — | 700mm | 600mm |



()は面壁前面 (圧縮側) 鉄筋を示す。

§ 7. 施工法の検討

7.1 概要

2号トンネルの施工にあたり、当該地山条件及び本トンネルの特殊性等を考慮し、掘削方式、掘削工法、ずり運搬方式の検討を行った。

また、周辺環境や施工性等を考慮し、掘削方向の検討、施工ヤード及び仮設備の配置検討を行った。

7.2 掘削方式の選定

本トンネルにおける施工法の選定にあたっては地質調査結果より得られた地山条件に加えて立地条件及びトンネルの規模等を整理し、総合的に判断して①掘削方式②掘削工法③ずり運搬方式④加背割等について最適な工法を選定する。

(1) 掘削方式の選定

掘削方式には、**発破掘削・機械掘削・人力掘削**があり、一般的な工法概要及び適用条件について下表に示す。

表-7.2.1 掘削方式の比較

| 項目 工法 | 工 法 概 要 | 適 用 条 件 |
|----------|---|--|
| 発破掘削 | <ul style="list-style-type: none"> ・発破掘削は、爆薬で地山を破碎掘削する方法である。 ・硬岩地山から土砂地山まで幅広い地山に適用でき、柔軟性に富んでいるので、我が国のように地質の変化の激しい所では、経済的な掘削方式となり一般的方式として多用されている。 | <ul style="list-style-type: none"> ・トンネル掘削方式として、一般的に多用されている工法である。 ・デメリットとしては、 <ol style="list-style-type: none"> ①爆薬を用いるため保安に最新の注意が必要。 ②余掘りが多く地山をいため易い。 ③爆破による騒音・振動を伴うため、環境保全対策に留意する必要がある。 |
| 機械掘削 | <ul style="list-style-type: none"> ・機械掘削は、地山を機械的に圧砕又は切削して掘削する方式である。 ・掘削機械は、ブーム式自由断面掘削機械と、トンネルボーリングマシン（TBM）に大別される。 ・地山を緩ませず余掘りも少なく騒音や振動が少ないこと、保安上の制約が少ないこと、また地山条件によっては、経済性に優れるなどの利点がある。 | <ul style="list-style-type: none"> ・地質の変化が少なく一様の場合に適用効果が高い。 ・日本の複雑な地質に対応し得る機械として、断面形状に融通性がある自由断面掘削機の採用実績が増えている。 ・掘削実績として、一軸圧縮強度49N/mm²以下の地質に多く適用されている。 |
| 人力掘削 | <ul style="list-style-type: none"> ・人力掘削は、ピックハンマー・つるはし等の簡易な器械や器具を用いて、人力を主体に掘削する方法である。 | <ul style="list-style-type: none"> ・坑口部などの切羽の自立性が悪く鏡押えや縫地矢板で掘削する場合。 ・ごく小断面の導坑等を掘削する場合等においてやむを得ず人力掘削を行うことがある。 |

〔出典：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説

（社）日本道路協会 平成15年11月 P.187～188〕

(2) 掘削方式

一軸圧縮強度による発破掘削と機械掘削の選定判断の指標としては、国交省土木工事標準積算基準書に基づき、49N/mm²を目安とする。

本トンネル地山の一軸圧縮強度は、地質調査における試験値では最大でも30.2MN/m²(Tb1層)であり、目安となる49MN/m²(49N/mm²)以下となる。しかし、CII-b区間が233m(50%)を占め、地山深部では新鮮な岩が出現することが想定される。周囲に騒音、振動の環境影響が懸念される民家等はないことから掘削方式選定フローより【発破工法】を採用する。

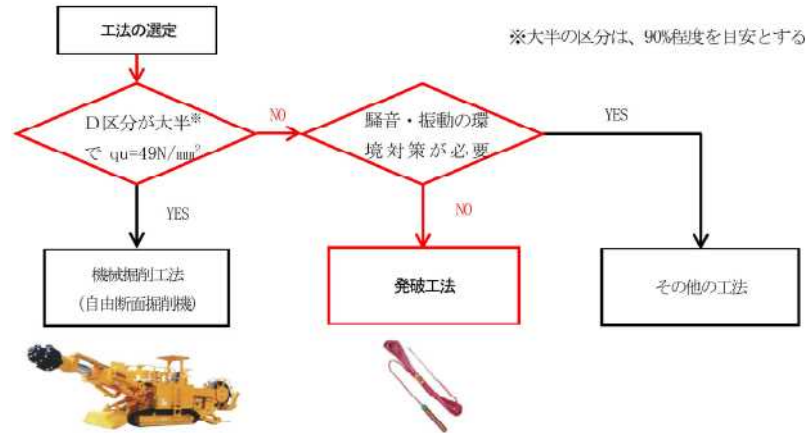


図-7.2.1 掘削方式選定フロー

[出典：「土木工事標準積算基準書」(令和3年版版/国土交通省)の一部加筆]

表-7.2.2 岩石試験結果一覧表

| 調査対象 | 孔番号 | 番号 | 深 度 (m) | 岩種・層記号 | 飽和密度 ρ _s (g/cm ³) | 圧縮強度 q _u (MN/m ²) | 抗線変形係数 E _{1,50} (MN/m ²) | 弾率アンソール比 ν _s | P波速度 V _p (km/sec) | S波速度 V _s (km/sec) | 備 考 | |
|-----------------|----------|----|---------------|---------|--|--|---|-------------------------|------------------------------|------------------------------|------|--|
| 3号トンネル 取口 (起点側) | 31BTu-10 | 9 | 4.30 ~ 4.40 | 凝灰質粗粒砂岩 | Ss | 1.72 | 2.83 | 6.34E+03 | 0.164 | 2.32 | 0.94 | |
| | | 10 | 4.40 ~ 4.50 | 凝灰質粗粒砂岩 | Ss | 1.74 | 3.56 | 7.91E+03 | 0.288 | 2.42 | 1.03 | |
| | | 11 | 14.60 ~ 14.70 | 砂岩 | Ss | 1.95 | 8.30 | 5.95E+03 | 0.463 | 2.57 | 1.13 | |
| | | 12 | 14.80 ~ 14.90 | 砂岩 | Ss | 1.95 | 9.21 | 6.03E+03 | 0.538 | 2.58 | 1.10 | |
| 3号トンネル 取口 (終点側) | 31BTu-12 | 13 | 3.15 ~ 3.25 | 礫岩 | Cg | 2.14 | 3.59 | 2.91E+03 | 0.238 | 2.72 | 1.21 | |
| | | 14 | 3.25 ~ 3.35 | 礫岩 | Cg | 2.09 | 4.33 | 4.64E+03 | 0.379 | 3.40 | 1.23 | |
| | | 15 | 5.40 ~ 5.50 | 凝灰質礫岩 | Tb1 | - | 30.2 | 1.99E+04 | 0.202 | 4.41 | 1.62 | |
| | | 16 | 5.50 ~ 5.60 | 凝灰質礫岩 | Tb1 | - | 23.0 | 2.94E+04 | 0.499 | 4.96 | 1.75 | |

出典：「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル地質調査業務(東邦技術株)」報告書よりP.4-101

| 地山分類 | 区間長(m) | | | | 合計 |
|------|--------|-------|----------|------|----------|
| | CI | CII-b | DI-b | DIII | |
| 延長 | 0m | 233m | 181.016m | 54m | 468.016m |
| 比率 | 0% | 50% | 39% | 11% | 100% |

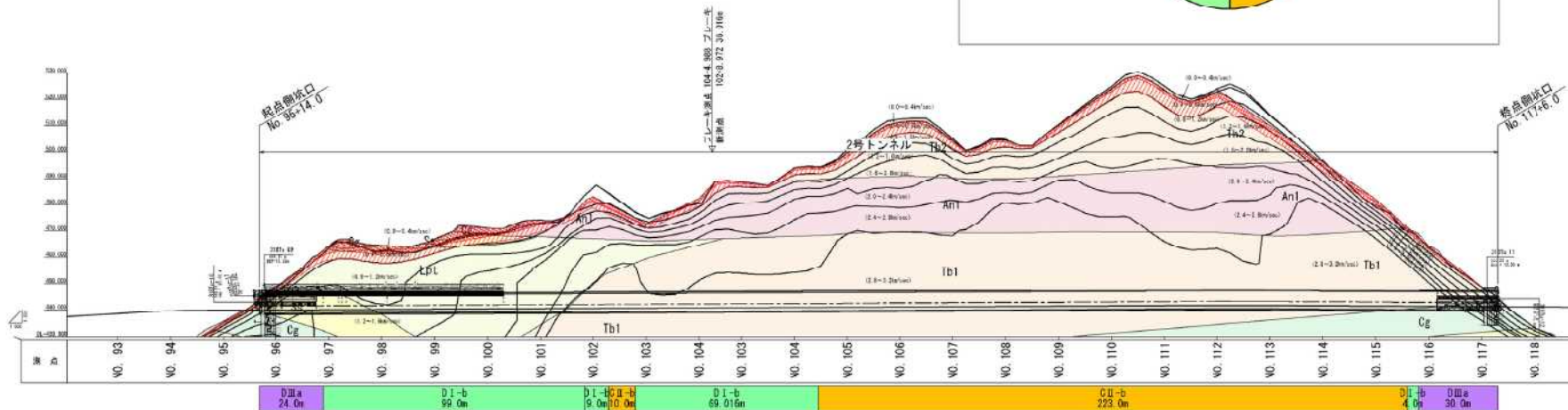
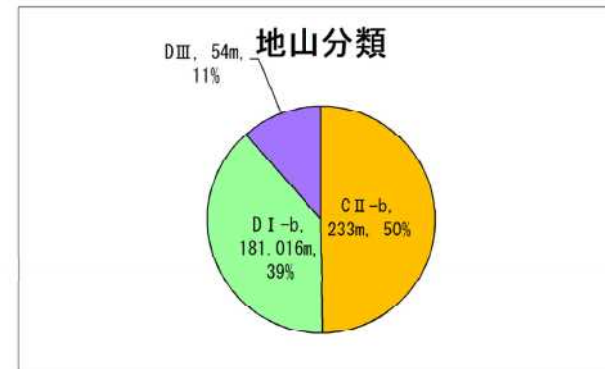


図-7.2.2 地山分類根拠図

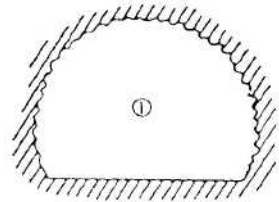
7.3 掘削工法の選定

掘削工法の選定にあたっては、地山が本来保有する支保機能を最大限に活用するため、周辺地山を緩めないよう考慮して、できるだけ大きな加背による掘削工法とする必要がある。

掘削工法には、**全断面工法**、**補助ベンチ付全断面工法**、**上半先進ベンチカット工法**、**側壁導坑先進工法**等があり、以下に各工法の工法概要、適用条件等を概述する。

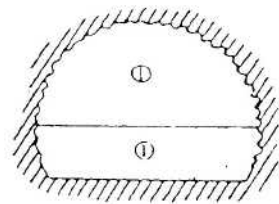
① 全断面工法

- ・トンネルの全断面を一回で掘削する最も単純な掘削工法である。
- ・施工に大型機械が使用でき、切羽の管理も行い易い。
- ・岩盤が堅硬で地質の変化が少ない地山。
- ・作業は最も単純であり、経済性、工期の点で有利である。
- ・地山等級はA～Bに適用される。



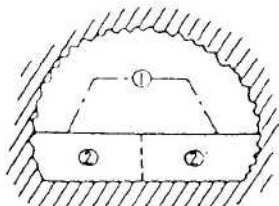
② 補助ベンチ付全断面工法

- ・切羽の安定化・安全性を目的として補助的に2～5 m程度のベンチを切羽に設け、下半盤に全トンネル断面をカバーできる大型機械を据えて上半部と下半部を施工する工法。
- ・全断面工法が採用できない地質に対しても補助ベンチを併用することにより経済性、工期が有利となる地山。



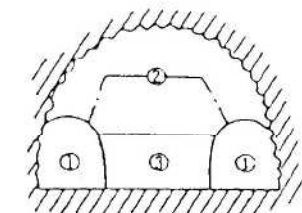
③ 上半先進ベンチカット工法

- ・トンネル断面を上半部と下半部に分けて掘削する工法である。
- ・この工法による施工に適合するように開発された機械が多く、汎用性のある工法である。
- ・ベンチ長の調整により地山条件の変化に対応ができる。



④ 側壁導坑先進工法

- ・トンネル断面内に導坑を先進させた後上半及び下半の切上げを追随させる工法である。
- ・地山状態の先行確認、上半脚部の地耐力不足対策等に多く用いられる。
- ・坑口部の特殊条件区間のみ採用されることも多い。
- ・地質が不安定で、地耐力不足、偏圧が予想される地山。



[出典：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説(社)日本道路協会 平成15年11月 P.188～191]

前項 7.3 掘削方式の選定から、発破掘削工法を採用することとなったことから、下表に示すとおり、**C 地山は補助ベンチ付き全断面工法**、**D 地山は上半先進ベンチカット工法(ショートベンチカット工法)**を採用する。(表-7.3.1)

表-7.3.1 掘削区分、掘削方式及び掘削工法(発破掘削)

| 掘削方式 | 掘削区分 | 掘削工法 | 備考 |
|------|------|--------------------------------|-----------|
| 発破掘削 | C | 補助ベンチ付き全断面工法 | |
| | D | 上半先進ベンチカット工法 (ショートベンチカット工法) | 上下半交互併進工法 |

[出典：「土木工事標準積算基準書」(令和3年度版/国土交通省)]

7.4 トンネル掘削方向比較検討

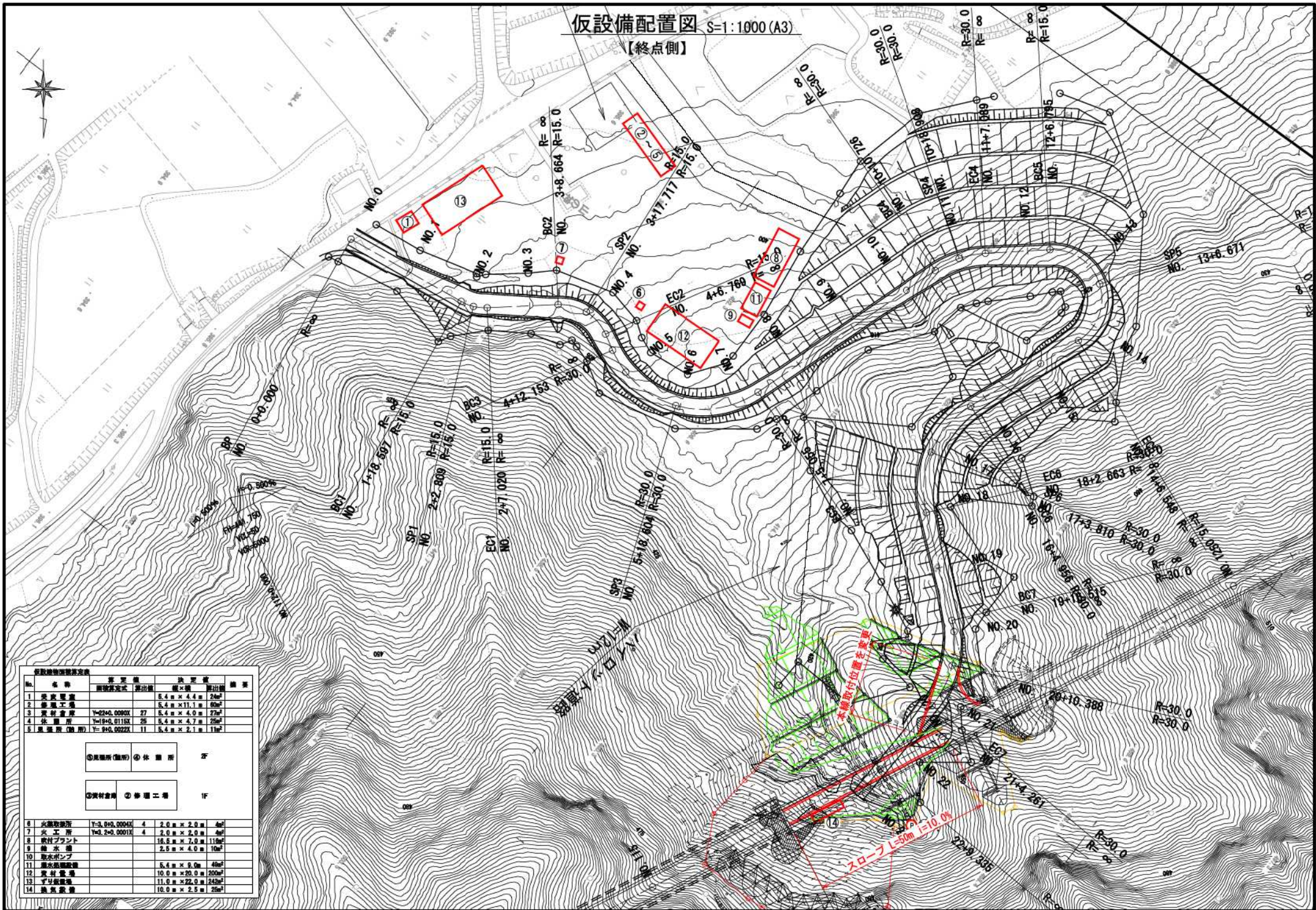
トンネル施工において、掘削方向は坑口付近から実施されるのが一般的である。本トンネルでは掘削工の検討にともない、施工性等のトンネル条件を考慮し、トンネルの掘削方向の検討を実施した。

掘削方向の比較

| | 第1案：起点側掘進案 | 第2案：終点側掘進案 |
|----------|--|--|
| 平面図 | | |
| 縦断面 | | |
| 工事中進入性 | <ul style="list-style-type: none"> ・現道から工事用道路を築造し、坑口まで進入可能。 | <ul style="list-style-type: none"> ・現道から工事用道路を築造し、坑口まで進入可能。 |
| 仮設備ヤード | <ul style="list-style-type: none"> ・本線盛土の最上段を後施工とすることで、仮設備配置スペースを坑口前に確保可能。 ・坑口近傍への配置となるため、施工性で有利となる。 | <ul style="list-style-type: none"> ・現道沿いに、施工ヤードスペースを確保可能。 ・本線盛土の最上段を後施工としても盛土区間の延長が短いため、スペースの確保は困難である。 |
| 掘削勾配 | <ul style="list-style-type: none"> ・トンネル延長の3/4は順掘となり自然排水で対応可能である。 | <ul style="list-style-type: none"> ・トンネル延長の3/4は逆掘となり強制排水設備が必要となる。 |
| 電力供給 | <ul style="list-style-type: none"> ・現道沿いの電力柱からより給電可能。 | <ul style="list-style-type: none"> ・現道沿いの電力柱からより給電可能。 |
| 周辺環境への影響 | <div style="background-color: black; width: 100%; height: 20px;"></div> | <div style="background-color: black; width: 100%; height: 20px;"></div> |
| 評価 | ○ | △ |
| | <ul style="list-style-type: none"> ・施工性の面から優れている起点側掘進案を採用する。 | |

仮設備配置図 S=1:1000 (A3)

【終点側】



仮設備配置表

| No. | 名称 | 原寸積 | 決定積 | 備考 |
|-----|--------|-----------------|-----------------|----|
| | | 面積 | 面積 | |
| 1 | 受付室 | 5.4m x 4.4m | 24㎡ | |
| 2 | 事務室 | 5.4m x 11.1m | 60㎡ | |
| 3 | 資料倉庫 | Y=2340.0000K 27 | 5.4m x 4.0m 22㎡ | |
| 4 | 休憩所 | Y=1940.0115K 25 | 5.4m x 4.7m 25㎡ | |
| 5 | 倉庫(機庫) | Y=1940.0022K 11 | 5.4m x 2.1m 11㎡ | |

| | | |
|-----------|-------|----|
| ① 事務所(機庫) | ④ 休憩所 | 2F |
| ② 資料倉庫 | ③ 事務室 | 1F |

| | | | | | |
|----|--------|---------------|---|---------------|------|
| 6 | 火災警報機 | Y=3,040.0004K | 4 | 2.0m x 2.0m | 4㎡ |
| 7 | 火工所 | Y=3,200.0001K | 4 | 2.0m x 2.0m | 4㎡ |
| 8 | 飲料プラント | | | 16.8m x 7.0m | 118㎡ |
| 9 | 給水機 | | | 2.5m x 4.0m | 10㎡ |
| 10 | 取水ポンプ | | | 5.4m x 8.0m | 43㎡ |
| 11 | 緊急避難設備 | | | 10.0m x 20.0m | 200㎡ |
| 12 | 資料倉庫 | | | 11.0m x 22.0m | 242㎡ |
| 13 | ゴミ仮置場 | | | 10.0m x 2.5m | 25㎡ |
| 14 | 換気設備 | | | | |

7.5 工事中仮設備配置計画

(1) 前提条件

過年度成果、令和元年度鳥海ダム付替道路百宅線詳細設計業務（セントラルコンサルタント 株）にて事業計画検討されており、それによると、トンネル坑口前の土工部はトンネル着工前に施工する計画としている。

本検討において、上記の事業計画の通り、トンネル着工前に坑口前の土工部が施工されていることを前提として検討するものとする。

(2) 分解搬入の検討（車両軌跡）

1) 工事用車両の軌跡検討

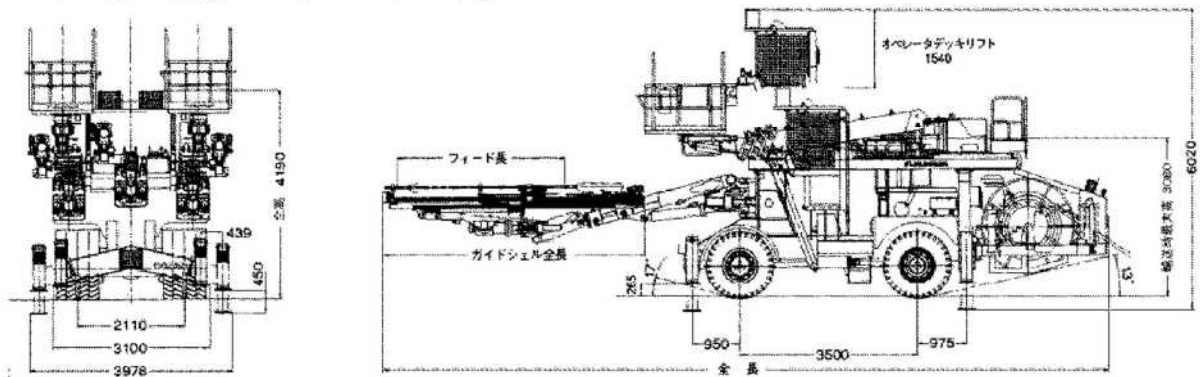
トンネル工事において用いる施工機械は、下表に示す機種が挙げられ、坑口付近まで自走によって進入することが考えられる。

表-7.5.1 トンネル工事機械一覧

| 発破掘削 | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|--|-----------------------------|--------|------------------|----|------------------|----|----------------------------|----|-----------|
| 機 種 | 仕 様 | 構成要素 | 重 量(T) | A:一般的な運搬方法 | | B:最大限分解した場合 | | C:最大限分解した自走可能 車両を自走した場合 | | |
| | | | | 運搬車両等 | 台数 | 運搬車両等 | 台数 | 運搬車両等 | 台数 | |
| 1 せん孔機 3B2Kホイールジャンボ | ドリフター質量 170Kg超級 規模(車幅) 3.20m 排出ガス対策型 | 本体重量 | 23.1 | 32tセミトレーラー | 1台 | 25tセミトレーラー | 1台 | 自 走 | - | |
| | | チャージングゲージ | 6.2 | | | | | | | |
| | | ガイドシエル | 2.1 | | | | | | | |
| | | ブーム | 9.5 | | | | | | | |
| | | ケーブルリール | 1.7 | | | | | | | |
| | | ルーフ | 0.2 | | | | | | | |
| 手摺り | 0.2 | | | | | | | | | |
| 2 積込機 ホイールローダ | サイドダンプ式 2.3m ³ 級 排出ガス対策型 | 本体重量 | 16.4 | 25t セミトレーラー | 1台 | 25t セミトレーラー | 1台 | 自 走 | - | |
| 3 こそく用 バックホウ (ベースマシン) 大型ブレード | ベースマシン20t級 油圧式1300Kg 排出ガス対策型 | 本体重量 [バックホウ] (ベースマシン) | 21.0 | 25tセミトレーラー | 1台 | 25tセミトレーラー | 1台 | 自 走 | 1台 | |
| | | 大型ブレード | 1.3 | | | | | | | 10tロングボディ |
| 4 積込補助用 バックホウ | 山積0.45m ³ 級 排出ガス対策型 | 本体重量 | 12.6 | 15t 大型低床 トラック | 1台 | 15t 大型低床 トラック | 1台 | 自 走 | - | |
| 5 吹付機 コンクリート吹付機 | 吹付ロボット一体 エアコンプレッサー搭載 吐出量 6~22m ³ 級 排出ガス対策型 | 本体重量 | 22.0 | 25t セミトレーラー | 1台 | 25t セミトレーラー | 1台 | 自 走 | - | |

次頁より示す各施工機械の車両諸元から、最大規模の施工機械により走行軌跡検証をおこなうものとする。

【トンネル施工重機：ドリルジャンボ】



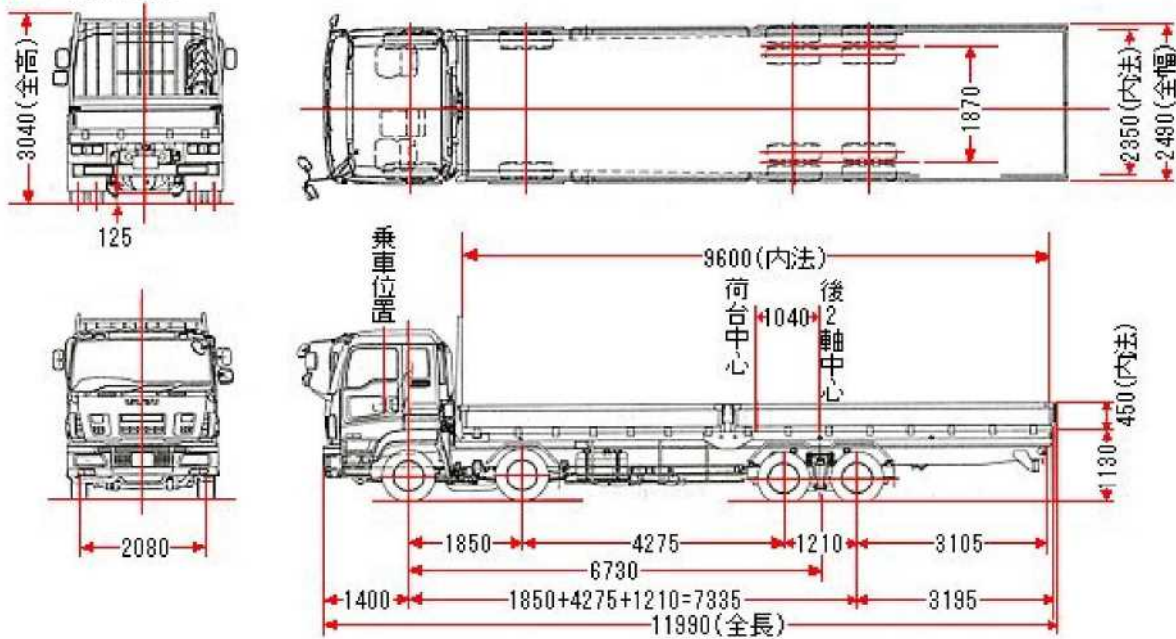
| | | | | |
|------------------|----------------------|----------|----------|----------|
| 全長 | 14,310mm | 14,760mm | 15,320mm | 15,530mm |
| 全幅 | 3,140 mm | | | |
| 全高 | 4,190 mm | | | |
| 走行速度 | 0~8 km/h | | | |
| 登坂能力 | 14.7° | | | |
| 最小回転半径 (内側 / 外側) | 6,270 mm / 11,500 mm | | | |
| GH833 ガイドシェル | 33-II | 40-II | 46-II | 52-II |
| 全長 | 5,263mm | 5,963mm | 6,523mm | 7,133mm |
| フィード長 | 3,340mm | 4,040mm | 4,600mm | 5,210mm |
| ロッド長 | 3,660mm | 4,360mm | 4,920mm | 5,530mm |

排出ガス対策型 (第3次基準値)

- ・ホイール式
 - ・3 ブーム・2 バスケット
- ドリフタ質量 170 kg 超級

【10t ロングボディ】

■ 車両外観図



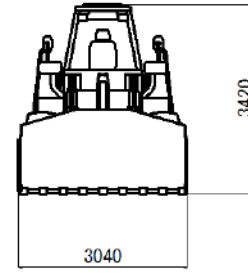
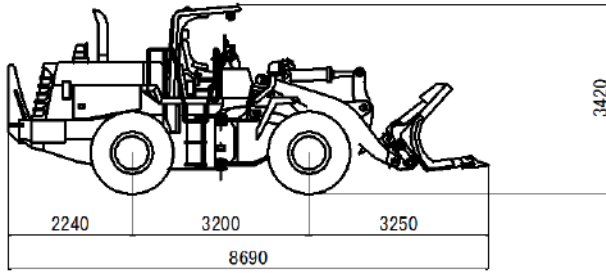
全長 11990mm

全幅 2490mm

最小回転半径 11.0m

⇒全長はドリルジャンボより短い
全幅はドリルジャンボより小さい

【サイドダンプホイールローダ(2.3m³級)】



自走時の大きさ

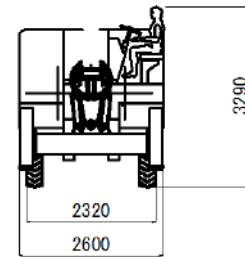
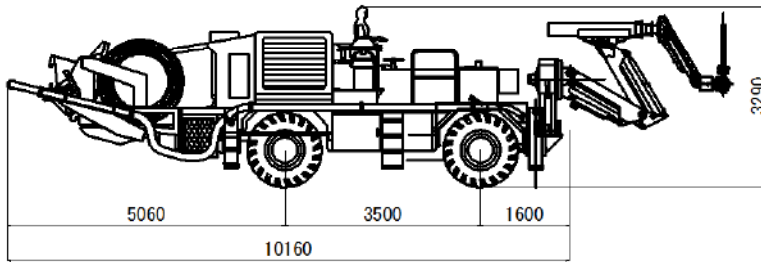
全長-8,690mm

全高-3,420mm

全幅-3,040mm

⇒全長は10tロングボディより短い
全幅は10tロングボディより540mm程度大きい
但し、ドリルジャンボより小さい

【コンクリート吹付機】



自走時の大きさ

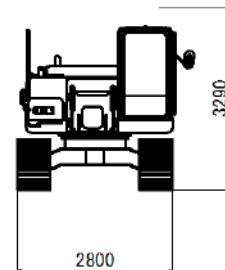
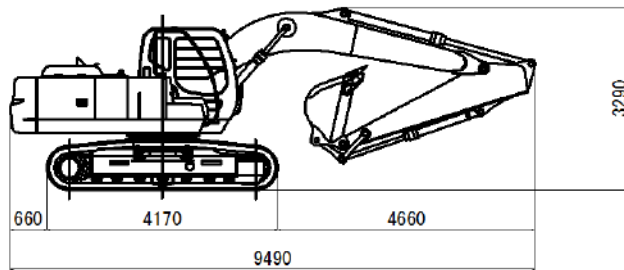
全長-10,160mm

全高-3,290mm

全幅-2,600mm

⇒全長は10tロングボディ短い
全幅は10tロングボディやや大きいと同程度

【バックホウ (0.8m³級)】



自走時の大きさ

全長-9,490mm

全高-3,290mm

全幅-2,800mm

※バックホウ (0.45m³) は省略

⇒キャタピラ式のため、定位置での回転が可能

《軌跡検証方針》

①走行軌跡の検証に用いる対象車両

- ・走行軌跡の検証にあたっては、ドリルジャンボ及び、10t ロングボディを対象とする。
この理由としては、以下のとおりである。

*キャタピラ式は、定位置で回転が可能であり、走行上の自由度が高いため、車両幅程
度が確保できていれば走行は可能と考えられる。

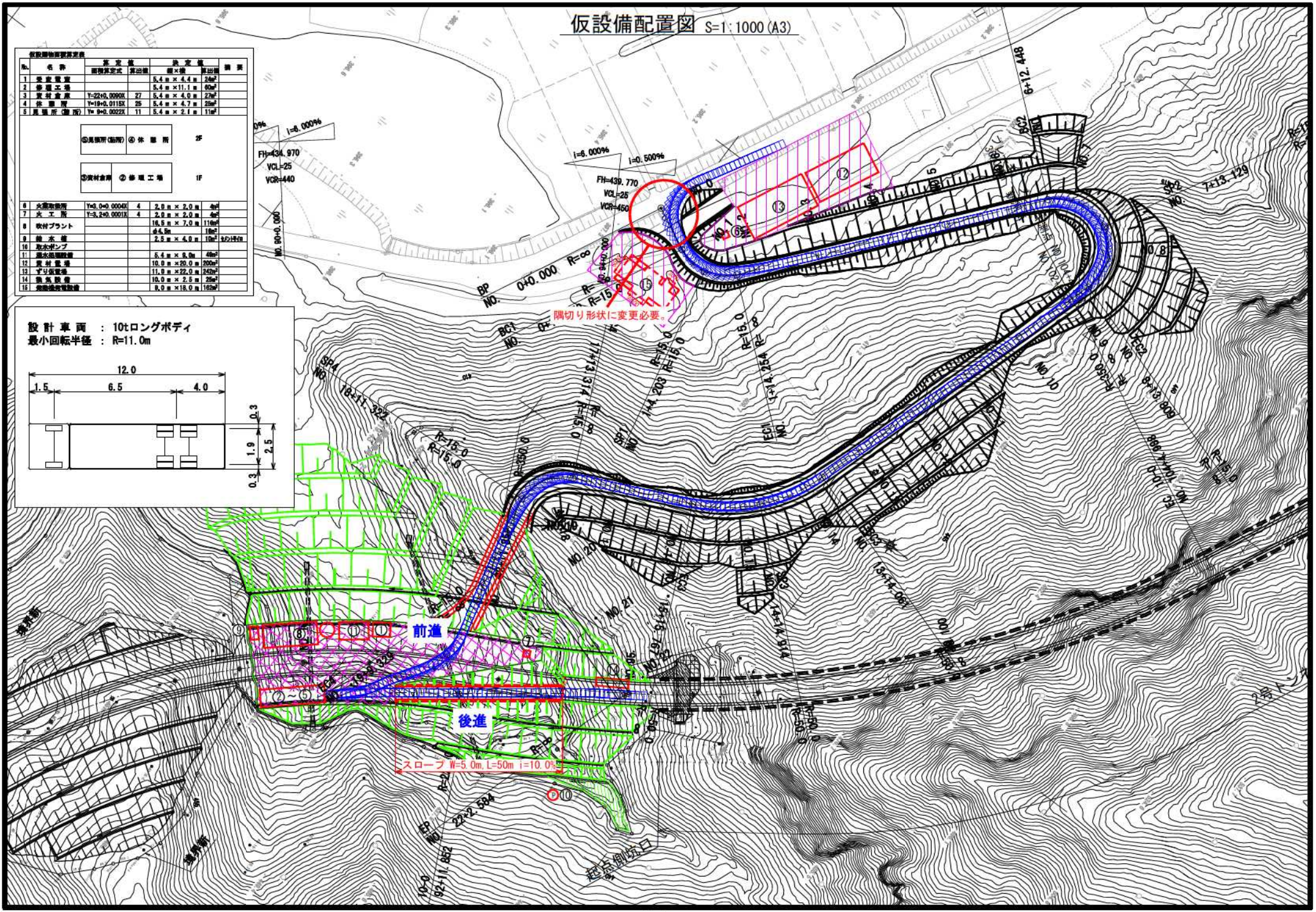
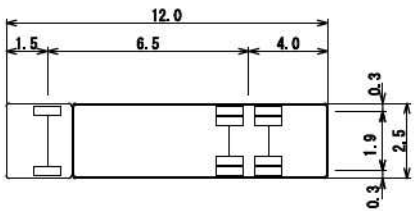
仮設備配置図 S=1:1000 (A3)

| No. | 名称 | 数量 | 規格 | 単位 | 面積 |
|-----|----------|--------------|--------------|-------------|-----|
| 1 | 床面積 | | 5.4m x 4.4m | 25㎡ | |
| 2 | 壁面積 | | 5.4m x 11.1m | 60㎡ | |
| 3 | 天井面積 | Y=22+0.0000X | 27 | 5.4m x 4.0m | 27㎡ |
| 4 | 柱面積 | Y=19+0.0115X | 25 | 5.4m x 4.7m | 25㎡ |
| 5 | 風量計 (設置) | Y= 9+0.0022X | 11 | 5.4m x 2.1m | 11㎡ |

| | | |
|-----------|-------|----|
| ①風量計 (設置) | ②休憩所 | 2F |
| ③資材倉庫 | ④修理工場 | 1F |

| No. | 名称 | 数量 | 規格 | 単位 | 面積 |
|-----|--------|---------------|----|---------------|------|
| 6 | 丸窓取付 | Y=0.0+0.0004X | 4 | 2.0m x 2.0m | 4㎡ |
| 7 | 火工取 | Y=3.2+0.0001X | 4 | 2.0m x 2.0m | 4㎡ |
| 8 | 吹付プラント | | | 18.5m x 7.9m | 146㎡ |
| 9 | 給水塔 | | | 4.5m | 16㎡ |
| 10 | 給水ポンプ | | | 2.5m x 4.8m | 12㎡ |
| 11 | 湯水取付設備 | | | 5.4m x 9.0m | 49㎡ |
| 12 | 資材置場 | | | 10.0m x 20.0m | 200㎡ |
| 13 | 下り階段 | | | 11.0m x 22.0m | 242㎡ |
| 14 | 電気設備 | | | 10.0m x 2.0m | 20㎡ |
| 15 | 電気設備設備 | | | 9.0m x 18.0m | 162㎡ |

設計車両 : 10tロングボディ
 最小回転半径 : R=11.0m



前進
 後進
 スロープ W=5.0m L=50m i=10.0%

・起点側工事用道路

工事用道路軌跡検証図 S=1:1000(A3)

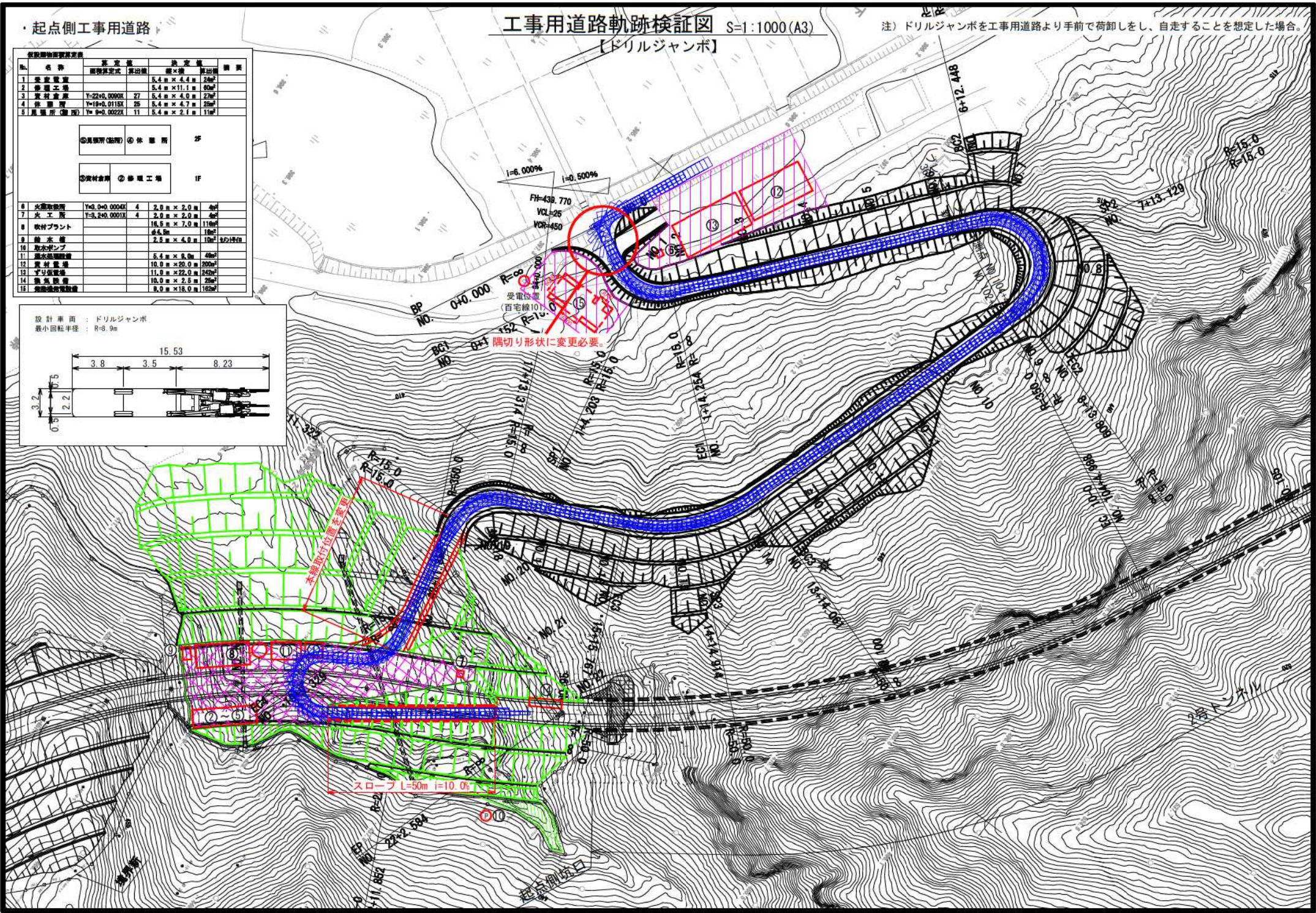
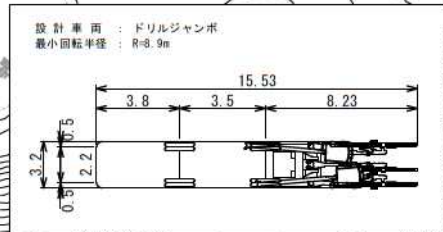
注) ドリルジャンボを工事用道路より手前で荷卸しをし、自走することを想定した場合。

【ドリルジャンボ】

| No. | 名称 | 数量 | 単位 | 標準積載量 | 積載数 | 積載積 | 積載積 |
|-----|---------|----|----|--------------|-----|-----|-----|
| 1 | 資材置き場 | 1 | 箇所 | 5.4m × 4.4m | 25㎡ | | |
| 2 | 作業区画 | 1 | 箇所 | 5.4m × 11.1m | 60㎡ | | |
| 3 | 資材置き場 | 27 | 箇所 | 5.4m × 4.0m | 22㎡ | | |
| 4 | 作業区画 | 25 | 箇所 | 5.4m × 4.7m | 25㎡ | | |
| 5 | 風置所(置所) | 11 | 箇所 | 5.4m × 2.1m | 11㎡ | | |

| | | |
|----------|-------|----|
| ①風置所(置所) | ②作業区画 | 25 |
| ③資材置き場 | ④作業区画 | 15 |

| | | | | | | | |
|----|--------|-----------|---|---------------|------|--------|--|
| 6 | 丸型掘削機 | Y=0.0000K | 4 | 2.0m × 2.0m | 8㎡ | | |
| 7 | 火工機 | Y=0.0001K | 4 | 2.0m × 2.0m | 8㎡ | | |
| 8 | 吹付プラント | | | 18.5m × 7.0m | 130㎡ | | |
| 9 | 給水機 | | | 4.5m | 16㎡ | | |
| 10 | 取水ポンプ | | | 2.5m × 4.0m | 10㎡ | 1/214m | |
| 11 | 揚水機設備 | | | 5.4m × 8.0m | 43㎡ | | |
| 12 | 資材置き場 | | | 10.0m × 20.0m | 200㎡ | | |
| 13 | 作業区画 | | | 11.0m × 22.0m | 242㎡ | | |
| 14 | 電気設備 | | | 10.0m × 2.0m | 20㎡ | | |
| 15 | 電気設備設備 | | | 8.0m × 18.0m | 144㎡ | | |



・起点側工事用道路

工事用道路軌跡検証図 S=1:1000(A3)

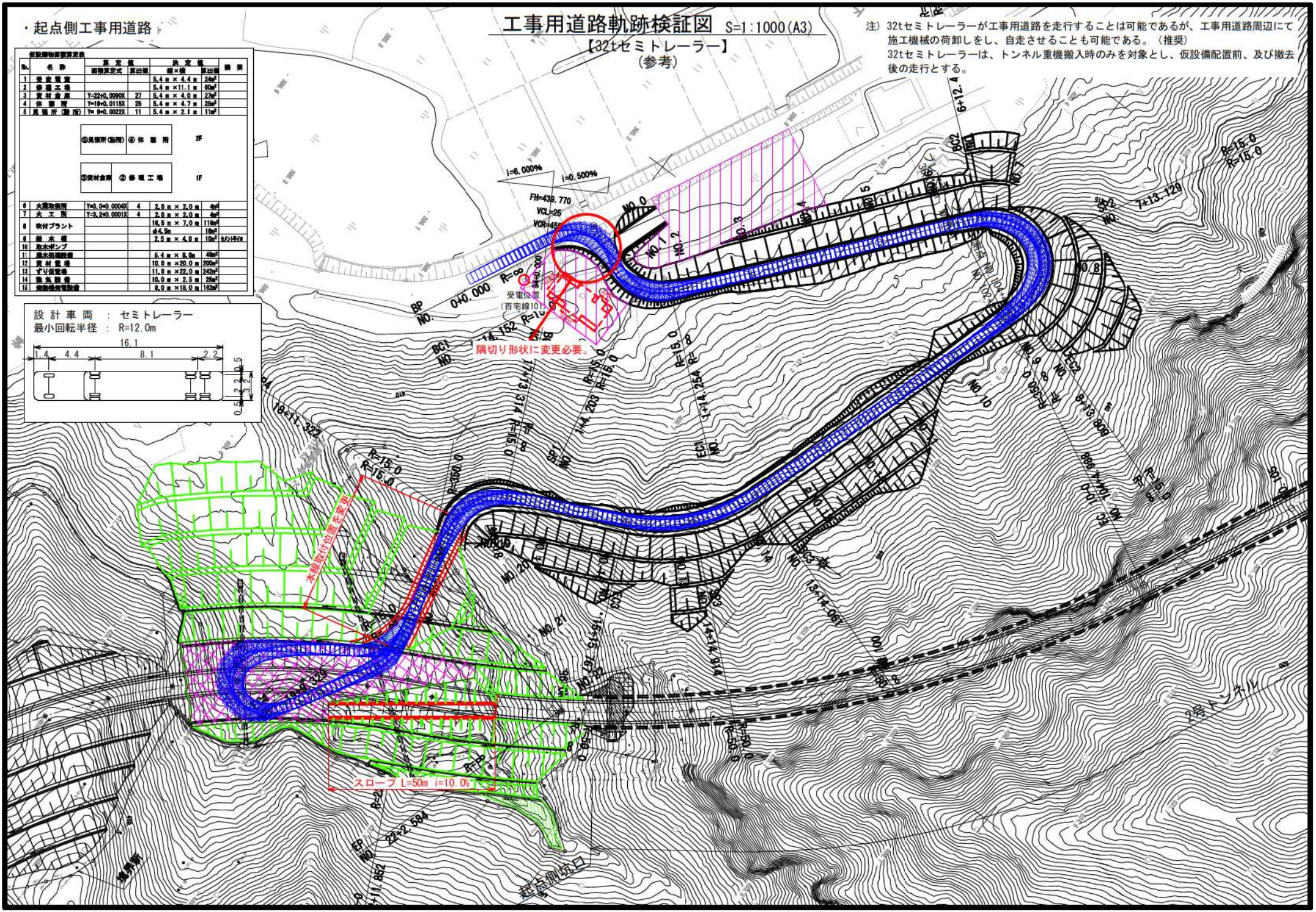
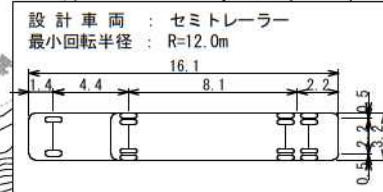
【32tセミトレーラー】
(参考)

注) 32tセミトレーラーが工事用道路を走行することは可能であるが、工事用道路周辺にて施工機械の荷卸しをし、自走させることも可能である。(推奨)
32tセミトレーラーは、トンネル重機搬入時のみを対象とし、仮設備配置前、及び撤去後の走行とする。

| No. | 名称 | 規格形式 | 数量 | 積載量 | 積出積 | 積入積 |
|-----|---------|--------------|----|--------------|-----|-----|
| 1 | 仮設養生 | | | 5.4m × 4.4m | 23㎡ | |
| 2 | 養生工費 | | | 5.4m × 11.1m | 60㎡ | |
| 3 | 資材倉庫 | Y=22x0.0000X | 27 | 5.4m × 4.0m | 22㎡ | |
| 4 | 仮設門 | Y=19x0.0115X | 25 | 5.4m × 4.7m | 25㎡ | |
| 5 | 風置所(暫設) | Y=9x0.0022X | 11 | 5.4m × 2.1m | 11㎡ | |

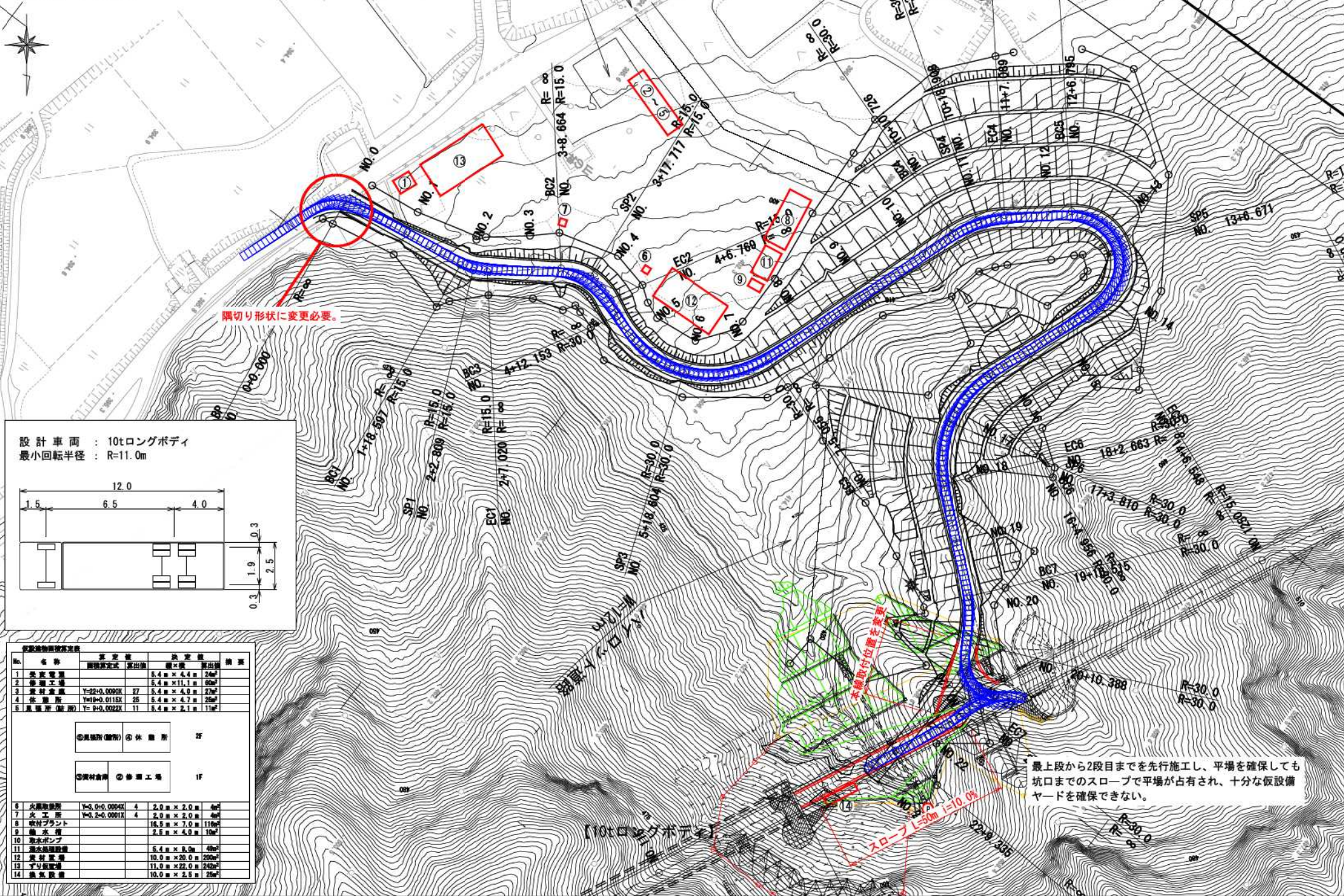
| | | |
|----------|------|----|
| ◎風置所(暫設) | ◎養生所 | 25 |
| ◎資材倉庫 | ◎仮設門 | 15 |

| No. | 名称 | 規格形式 | 数量 | 積載量 | 積出積 | 積入積 |
|-----|--------|---------------|----|---------------|------|--------|
| 6 | 仮設養生 | Y=6.0x0.0000X | 4 | 2.0m × 2.0m | 4㎡ | |
| 7 | 仮設門 | Y=3.2x0.0001X | 4 | 2.0m × 2.0m | 4㎡ | |
| 8 | 吹付プラント | | | 18.5m × 7.0m | 130㎡ | |
| 9 | 給水機 | | | 4.5m | 16㎡ | |
| 10 | 給水機 | | | 2.5m × 4.0m | 10㎡ | 1/224㎡ |
| 11 | 取水ポンプ | | | 5.4m × 9.0m | 49㎡ | |
| 12 | 排水設備 | | | 10.0m × 20.0m | 200㎡ | |
| 13 | 予圧設備 | | | 11.0m × 22.0m | 242㎡ | |
| 14 | 電気設備 | | | 10.0m × 2.0m | 20㎡ | |
| 15 | 仮設仮設設備 | | | 9.0m × 18.0m | 162㎡ | |

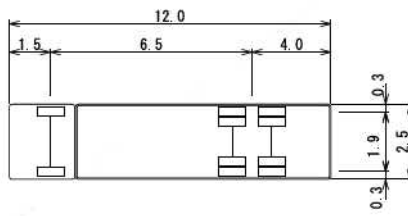


隅切り形状に変更必要。

スロープ L=50m i=10.0%

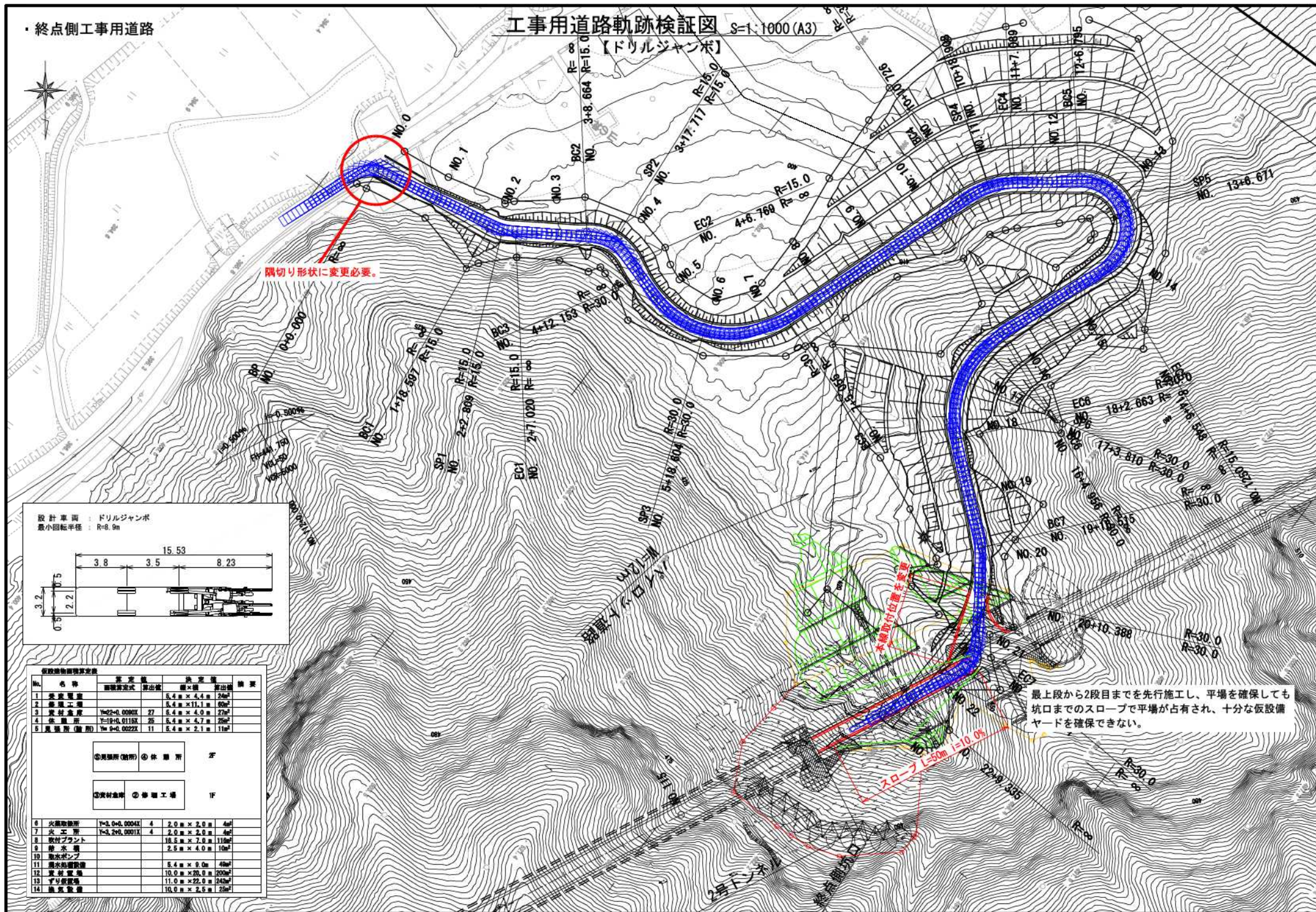


設計車両 : 10tロングボディ
 最小回転半径 : R=11.0m

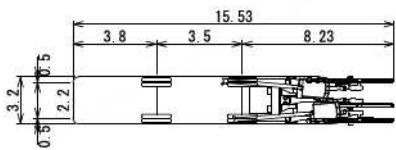


| No. | 名称 | 数量 | 単位 | 積算面積 | 積算体積 | 積算重量 |
|---------------------------------------|-----------|----|----|---------------|-------------------|------|
| 1 | 仮設事務所 | 4 | 棟 | 5.4 × 4.4 m | 24m ³ | 24t |
| 2 | 仮設工場 | 4 | 棟 | 5.4 × 11.1 m | 90m ³ | 90t |
| 3 | 仮設倉庫 | 27 | 棟 | 5.4 × 4.0 m | 27m ³ | 27t |
| 4 | 仮設トイレ | 25 | 棟 | 5.4 × 4.7 m | 25m ³ | 25t |
| 5 | 仮設トイレ(臨時) | 11 | 棟 | 5.4 × 2.1 m | 11m ³ | 11t |
| ① 仮設事務所 ② 仮設工場 2F ③ 仮設倉庫 ④ 仮設工場 1F | | | | | | |
| 6 | 仮設事務所 | 4 | 棟 | 2.0 × 2.0 m | 4m ³ | 4t |
| 7 | 仮設工場 | 4 | 棟 | 2.0 × 2.0 m | 4m ³ | 4t |
| 8 | 仮設プラント | 4 | 棟 | 16.5 × 7.0 m | 116m ³ | 116t |
| 9 | 仮設水塔 | 2 | 棟 | 2.5 × 4.0 m | 10m ³ | 10t |
| 10 | 仮設水塔 | 2 | 棟 | 5.4 × 9.0 m | 49m ³ | 49t |
| 11 | 仮設水塔 | 2 | 棟 | 10.0 × 20.0 m | 200m ³ | 200t |
| 12 | 仮設水塔 | 2 | 棟 | 11.0 × 22.0 m | 242m ³ | 242t |
| 13 | 仮設水塔 | 2 | 棟 | 10.0 × 2.5 m | 25m ³ | 25t |
| 14 | 仮設水塔 | 2 | 棟 | 10.0 × 2.5 m | 25m ³ | 25t |

【ドリルジャンボ】



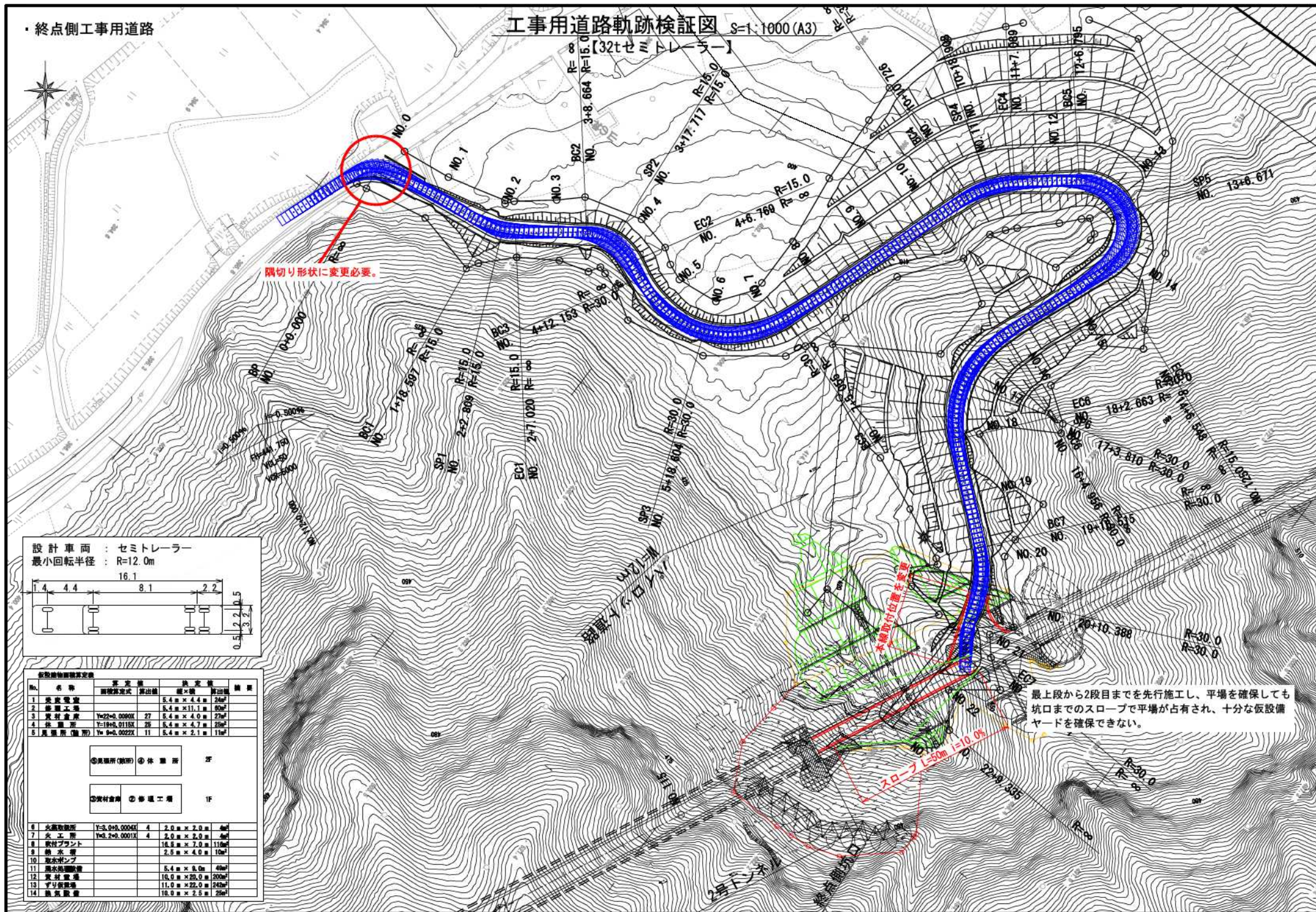
設計車両：ドリルジャンボ
最小回転半径：R=9.9m



| No. | 名称 | 算定式 | 算定値 | 備考 | | | | | | |
|---|----------|----------------|--------------|------------------|-------------------|-------|----|--------|--------|----|
| 1 | 基礎重量 | | 5.4m × 4.4m | 24m ² | | | | | | |
| 2 | 基礎土重 | | 5.4m × 11.1m | 60m ² | | | | | | |
| 3 | 燃料重量 | 1423 × 0.00022 | 5.4m × 4.0m | 22m ² | | | | | | |
| 4 | 油重量 | 718 × 0.0118 | 5.4m × 4.7m | 25m ² | | | | | | |
| 5 | 具重量 (雑用) | 9 × 0.00222 | 5.4m × 2.1m | 11m ² | | | | | | |
| <table border="1" style="width:100%; text-align:center;"> <tr> <td>⑤ 具場所 (雑用)</td> <td>④ 休憩所</td> <td>2F</td> </tr> <tr> <td>③ 資材倉庫</td> <td>② 準備工場</td> <td>1F</td> </tr> </table> | | | | | ⑤ 具場所 (雑用) | ④ 休憩所 | 2F | ③ 資材倉庫 | ② 準備工場 | 1F |
| ⑤ 具場所 (雑用) | ④ 休憩所 | 2F | | | | | | | | |
| ③ 資材倉庫 | ② 準備工場 | 1F | | | | | | | | |
| 6 | 火薬取捨所 | Y=3.0+0.0004X | 4 | 2.0m × 2.0m | 4m ² | | | | | |
| 7 | 火工所 | Y=3.2+0.0001X | 4 | 2.0m × 2.0m | 4m ² | | | | | |
| 8 | 設計プラント | | | 10.5m × 7.0m | 110m ² | | | | | |
| 9 | 貯水場 | | | 2.5m × 4.0m | 10m ² | | | | | |
| 10 | 取水ポンプ | | | | | | | | | |
| 11 | 湧水設備設置 | | | 5.4m × 9.0m | 49m ² | | | | | |
| 12 | 資材置場 | | | 10.0m × 20.0m | 200m ² | | | | | |
| 13 | すり置置場 | | | 11.0m × 22.0m | 242m ² | | | | | |
| 14 | 風気設備 | | | 10.0m × 2.5m | 25m ² | | | | | |

・ 終点側工事用道路

工事用道路軌跡検証図 S=1:1000 (A3)



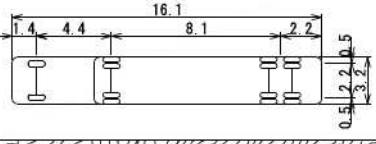
隅切り形状に変更必要。

スロープ 1:50m i=10.0%

最上段から2段目までを先行施工し、平場を確保しても坑口までのスロープで平場が占有され、十分な仮設備ヤードを確保できない。

設計車両：セミトレーラー

最小回転半径：R=12.0m



仮設機材置場算定表

| No. | 名称 | 算定式 | 算出値 | 積算値 | 備注 |
|-----|---------|--------------|--------------|-------------|-----|
| 1 | 仮設電室 | | 5.4m x 4.4m | 24㎡ | |
| 2 | 修理工場 | | 5.4m x 11.1m | 60㎡ | |
| 3 | 資材倉庫 | Y=22+0.000X | 27 | 5.4m x 4.0m | 27㎡ |
| 4 | 休憩所 | Y=18+0.0115X | 25 | 5.4m x 4.7m | 25㎡ |
| 5 | 風置所(備用) | Y=9+0.0222X | 11 | 5.4m x 2.1m | 11㎡ |

①風置所(兼用) ④休憩所 2F

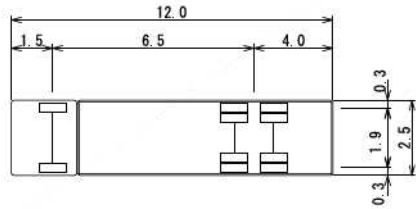
②資材倉庫 ③修理工場 1F

| | | | | | |
|----|--------|---------------|---|---------------|------|
| 6 | 仮設事務所 | Y=3.0+0.0004X | 4 | 2.0m x 2.0m | 8㎡ |
| 7 | 仮設トイレ | Y=3.2+0.0001X | 4 | 2.0m x 2.0m | 8㎡ |
| 8 | 仮設プラント | | | 16.5m x 7.0m | 116㎡ |
| 9 | 給水場 | | | 2.5m x 4.0m | 10㎡ |
| 10 | 取水ポンプ | | | 5.4m x 5.0m | 27㎡ |
| 11 | 排水設備 | | | 10.0m x 20.0m | 200㎡ |
| 12 | 資材置場 | | | 11.0m x 22.0m | 242㎡ |
| 13 | 予り保管場 | | | 10.0m x 2.5m | 25㎡ |
| 14 | 換気設備 | | | 10.0m x 2.5m | 25㎡ |



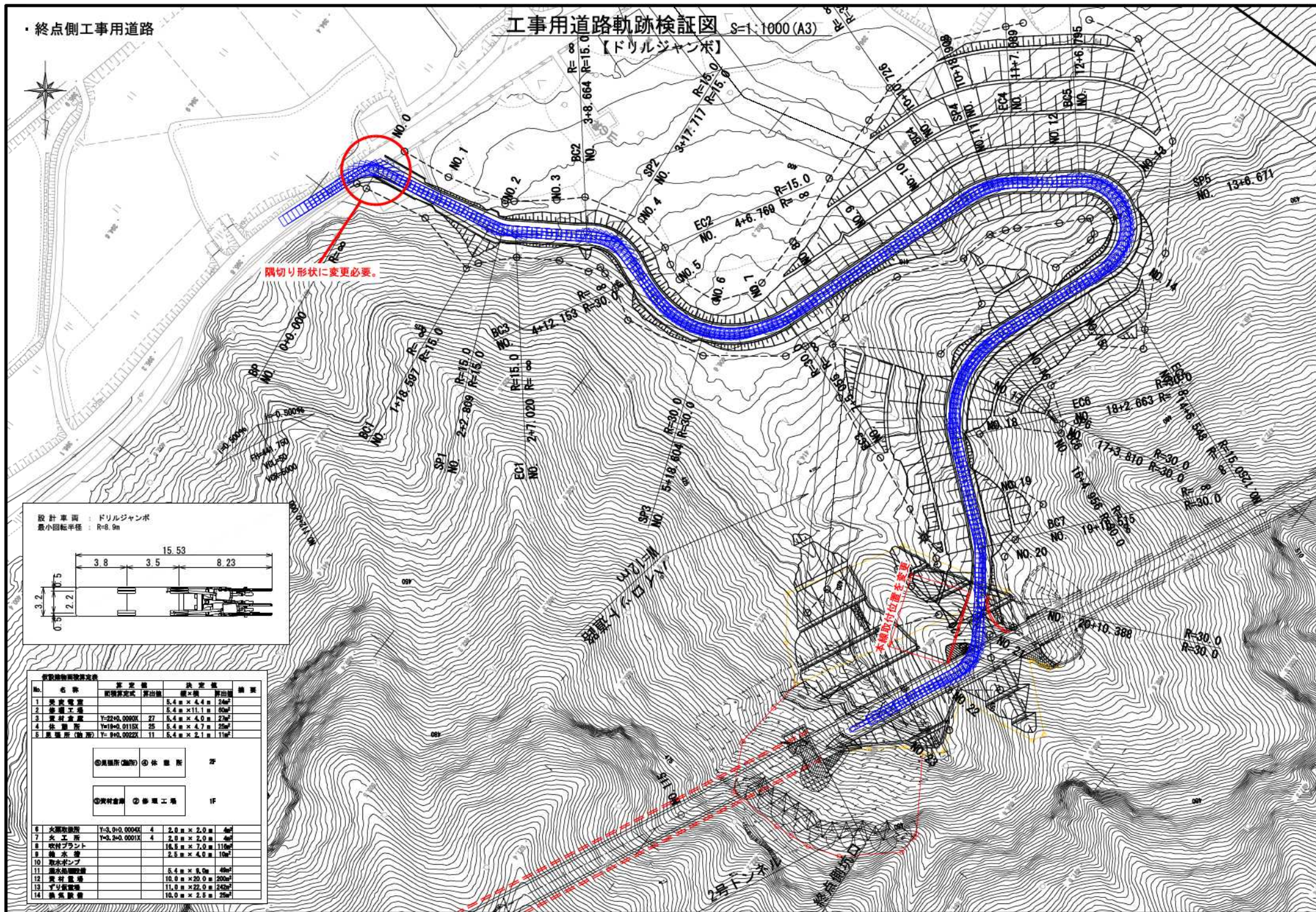
隅切り形状に変更必要。

設計車両 : 10tロングボディ
最小回転半径 : R=11.0m

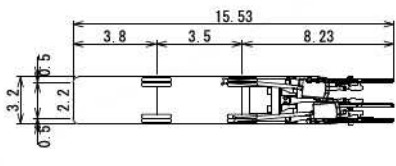


| No. | 名称 | 数量 | 単位 | 積算量 | 積算単価 | 積算額 |
|--|---------|---------------|------------------|---------------|-------------------|-----|
| 1 | 基礎掘削 | 5.4m × 4.4m | 29m ² | | | |
| 2 | 基礎埋立 | 5.4m × 11.1m | 60m ² | | | |
| 3 | 基礎養生 | Y=22+0.0090X | 27 | 5.4m × 4.0m | 27m ² | |
| 4 | 排水溝 | Y=19+0.0118X | 26 | 5.4m × 4.7m | 26m ² | |
| 5 | 基礎所(雑所) | Y= 8+0.0022X | 11 | 5.4m × 2.1m | 11m ² | |
| <p>①基礎所(雑所) ②排水溝 ③</p> <p>④基礎所 ⑤</p> <p>⑥基礎所 ⑦</p> <p>⑧基礎所 ⑨</p> <p>⑩基礎所 ⑪</p> | | | | | | |
| 6 | 火災取除所 | Y=0.9+0.0004X | 4 | 2.0m × 2.0m | 4m ² | |
| 7 | 火災用 | Y=3.2+0.0001X | 4 | 2.0m × 2.0m | 4m ² | |
| 8 | 排水ポンプ | | | 18.5m × 7.0m | 110m ² | |
| 9 | 排水溝 | | | 2.5m × 4.0m | 10m ² | |
| 10 | 取水ポンプ | | | | | |
| 11 | 排水処理設備 | | | 5.4m × 9.0m | 49m ² | |
| 12 | 基礎養生 | | | 10.0m × 20.0m | 200m ² | |
| 13 | すり面養生 | | | 11.0m × 22.0m | 242m ² | |
| 14 | 基礎養生 | | | 10.9m × 5.5m | 25m ² | |

【ドリルジャンボ】



設計車両：ドリルジャンボ
最小回転半径：R=9.9m



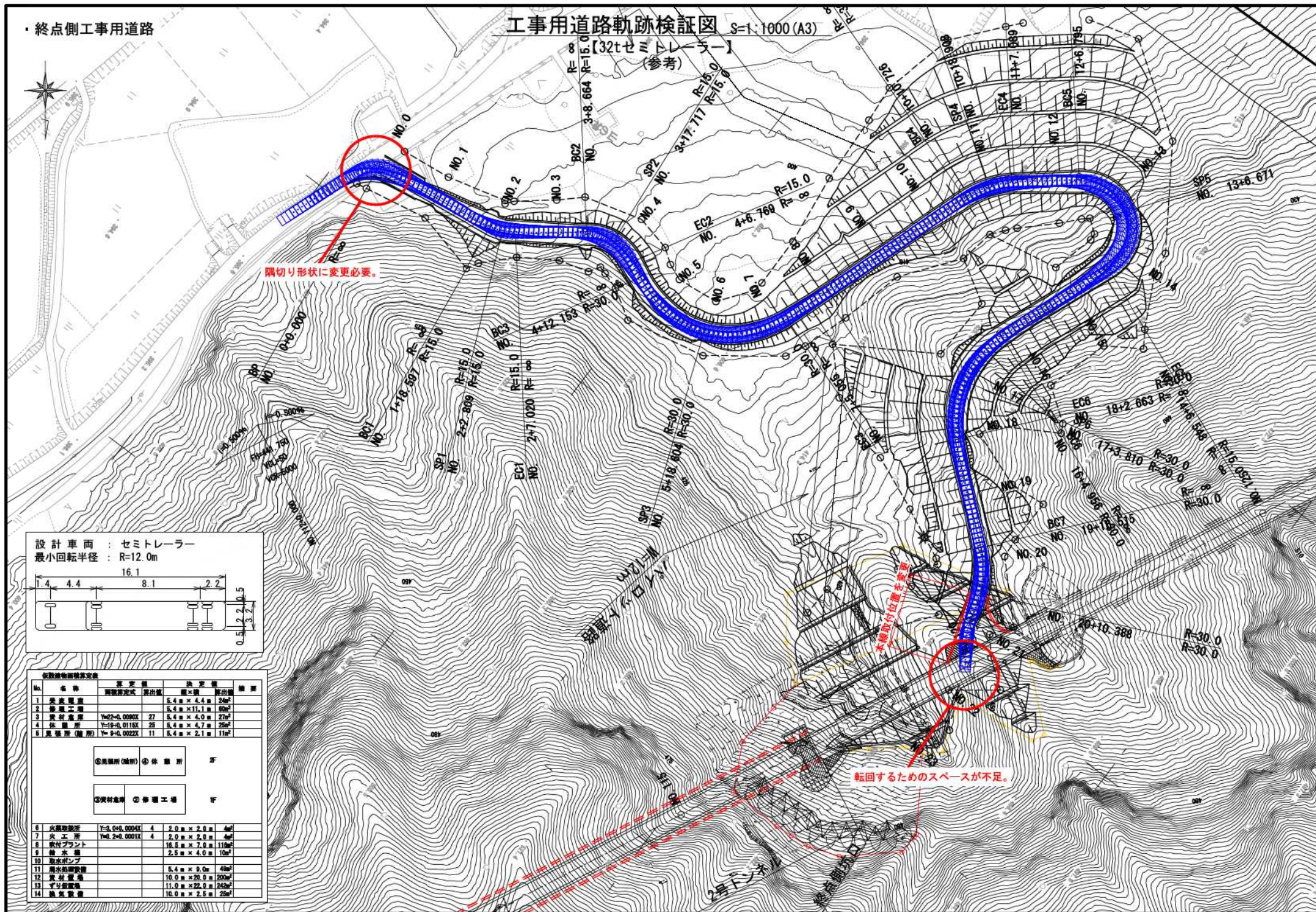
| No. | 名称 | 算定値 | 決定値 | 備考 | |
|-----|----------|--------------|-------------|-------------|-----|
| 1 | 架設電柱 | 算出値 | 算出値 | | |
| 2 | 橋脚工費 | | 5.4m × 4.4m | 24㎡ | |
| 3 | 架設倉庫 | Y=22+0.0000X | 27 | 5.4m × 4.0m | 22㎡ |
| 4 | 休憩所 | Y=19+0.0115X | 25 | 5.4m × 4.7m | 25㎡ |
| 5 | 車庫所 (輸車) | Y=24+0.0022X | 11 | 5.4m × 2.1m | 11㎡ |

| | | |
|------------|--------|---|
| ① 養護所 (箇所) | ④ 休憩所 | ⑦ |
| ② 資材倉庫 | ③ 修理工場 | ⑧ |

| | | | | | |
|----|--------|---------------|---|---------------|------|
| 6 | 水取設備 | Y=5.0+0.0004X | 4 | 2.0m × 2.0m | 4㎡ |
| 7 | 水マス | Y=5.2+0.0001X | 4 | 2.0m × 2.0m | 4㎡ |
| 8 | 吸排プラント | | | 10.0m × 7.0m | 110㎡ |
| 9 | 給水管 | | | 2.5m × 4.0m | 10㎡ |
| 10 | 取水ポンプ | | | | |
| 11 | 排水設備 | | | 5.4m × 6.0m | 40㎡ |
| 12 | 資材倉庫 | | | 10.0m × 20.0m | 200㎡ |
| 13 | トイレ設備 | | | 11.0m × 22.0m | 242㎡ |
| 14 | 養生設備 | | | 10.0m × 2.5m | 25㎡ |

・終点側工事用道路

工事用道路軌跡検証図 S=1:1000 (A3)



設計車両：セミトレーラー
 最小回転半径：R=12.0m

仮設設備面積算定表

| No. | 名称 | 算定値 | 算定値 | 算定値 | 備考 |
|-----|---------|--------------|--------------|------------------|------------------|
| | | 面積 | 容積 | 重量 | |
| 1 | 養生層 | | 5.4m × 4.4m | 24m ² | |
| 2 | 砕石層 | | 5.4m × 11.1m | 60m ² | |
| 3 | 鉄材倉庫 | Y=22-0.0080X | 27 | 5.4m × 4.0m | 27m ² |
| 4 | 休憩所 | Y=19+0.0115X | 25 | 5.4m × 4.7m | 25m ² |
| 5 | 作業所(備所) | Y=9+0.0222X | 11 | 5.4m × 2.1m | 11m ² |

| | | |
|----------|------|---|
| ③養生所(備所) | ④休憩所 | F |
| ③鉄材倉庫 | ④作業所 | F |

| | | | | | |
|----|--------|----------------|---|---------------|-------------------|
| 6 | 水車取付所 | Y=3.01+0.0042X | 4 | 2.0m × 2.0m | 4m ² |
| 7 | 水工所 | Y=1.2+0.0091X | 4 | 2.0m × 2.0m | 4m ² |
| 8 | 飲料プラント | | | 18.8m × 7.0m | 131m ² |
| 9 | 給水機 | | | 2.5m × 4.0m | 10m ² |
| 10 | 取水ポンプ | | | 5.4m × 9.0m | 48m ² |
| 11 | 高水揚設備 | | | 10.0m × 28.0m | 280m ² |
| 12 | 電力設備 | | | 11.0m × 22.0m | 242m ² |
| 13 | 予り設備 | | | 10.0m × 2.5m | 25m ² |
| 14 | 換気設備 | | | 10.0m × 2.5m | 25m ² |

(3) 仮設備建物の設定

トンネル工事用仮設備建物の規模については、平成3年施工中の国内のトンネル(道路、鉄道、水路等)の実態調査結果及び既存資料を基に設備の概要や標準的な設備内容をまとめた「トンネル工事における標準的仮設備(平成6年11月日本トンネル技術協会)」と、「トンネル工事用建物等実施調査報告書(昭和51年12月日本トンネル技術協会)」を参考にして算出する。本業務では以下の資料を参考として仮設備の種類・規模を設定するものとする。

【参考文献】

- ・国土交通省土木工事積算基準(平成20年度版:財団法人建設物価調査会発行)
…以下、文献①と称す
(最新版には記載がないため旧版を用いる)
- ・トンネル工事における標準的仮設備(平成6年11月:社団法人日本トンネル技術協会)
…以下、文献②と称す
- ・トンネル工事用建物実態調査報告書(昭和51年12月:社団法人日本トンネル技術協会)
…以下、文献③と称す
- ・土木工事仮設計画ガイドブック(Ⅱ)(平成23年3月:社団法人全日本建設技術協会)
…以下、文献④と称す

トンネル坑外に設置される仮設備の例としては、以下の図に示す種類があげられる。

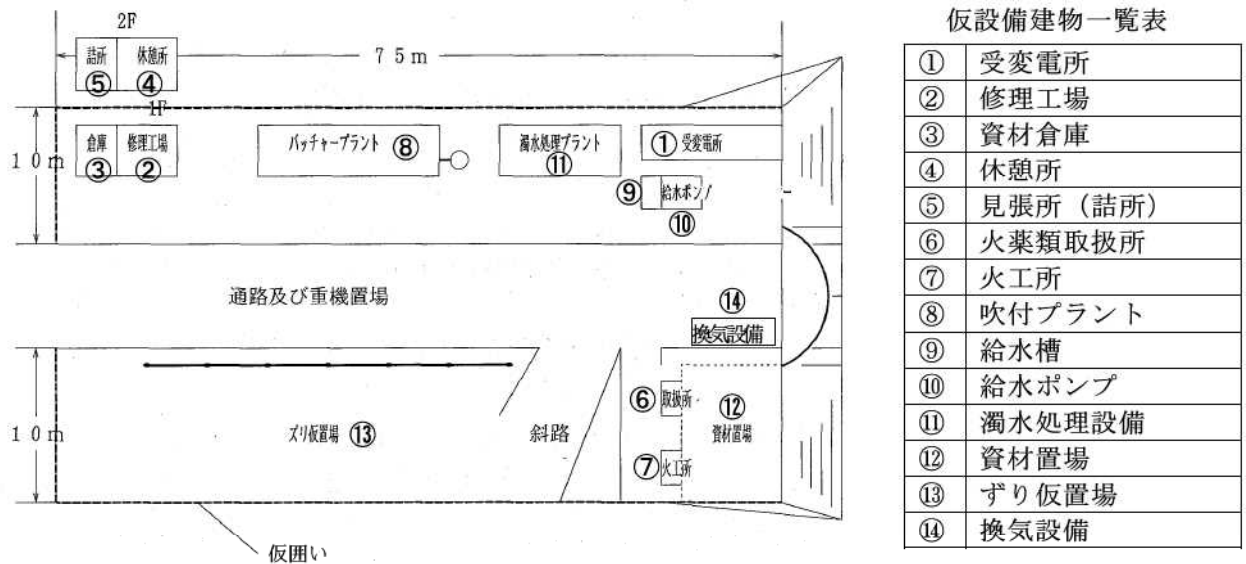


図-7.5.1 標準的なトンネル仮設備配置例

※⑭換気設備が必要となるため文献②p4に一部加筆

(4) 各仮設建物規模の設定

前項で選定した各坑外仮設備の規模を設定する。基本として、文献①、文献②を優先的に参照するものとし、掲載のない施設については、文献③、文献④を参照とする。

結果、以下のように設定する。

表-7.5.2 仮設備施設寸法 一覧表

※X=468.016m

| | 施設名称 | 寸法・面積 | 根拠資料 | | | | | | | | | | |
|----------------------------|---------------------|---|---------------------------|---------|---------------------------|---------------------|----------------------------|---------------------|---------------------------|---------------------|-------------|---------------------|----------|
| ① | 受変電所 | 5.4m×4.4m | 文献② P.62 | | | | | | | | | | |
| ② | 修理工場 | <table border="1"> <thead> <tr> <th>掘削断面</th> <th>面積</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A断面 (20m²未満)</td> <td>25m²程度</td> </tr> <tr> <td>B断面 (20～50m²)</td> <td>40m²程度</td> </tr> <tr> <td>C断面 (50m²以上)</td> <td>60m²程度</td> </tr> <tr> <td>D断面(2本同時施工)</td> <td>80m²程度</td> </tr> </tbody> </table> <p>⇒以上より、修理工場面積：60m²程度</p> | 掘削断面 | 面積 | A断面 (20m ² 未満) | 25m ² 程度 | B断面 (20～50m ²) | 40m ² 程度 | C断面 (50m ² 以上) | 60m ² 程度 | D断面(2本同時施工) | 80m ² 程度 | 文献② P.33 |
| 掘削断面 | 面積 | | | | | | | | | | | | |
| A断面 (20m ² 未満) | 25m ² 程度 | | | | | | | | | | | | |
| B断面 (20～50m ²) | 40m ² 程度 | | | | | | | | | | | | |
| C断面 (50m ² 以上) | 60m ² 程度 | | | | | | | | | | | | |
| D断面(2本同時施工) | 80m ² 程度 | | | | | | | | | | | | |
| ③ | 資材倉庫 | Y= 22+0.0090x (x：トンネル延長) = 22+0.0090*468 ≒ 27m ² 以上 | 文献③ | | | | | | | | | | |
| ④ | 休憩所 | Y= 19+0.0115x (x：トンネル延長) = 19+0.0115*468 ≒ 25m ² 以上 | 〃 | | | | | | | | | | |
| ⑤ | 見張所 (詰所) | Y= 9+0.0022x (x：トンネル延長) = 9+0.0022*468 ≒ 11m ² 以上 | 〃 | | | | | | | | | | |
| ⑥ | 火薬類取扱所 | Y= 3+0.0004x (x：トンネル延長) = 3+0.0004*468 ≒ 4m ² 以上 | 〃 | | | | | | | | | | |
| ⑦ | 火工所 | Y= 3.2+0.0001x (x：トンネル延長) = 3.2+0.0001*468 ≒ 4m ² 以上 | 〃 | | | | | | | | | | |
| ⑧ | 吹付プラント | 横 16.5m×縦 7.0m | 文献② P.49 | | | | | | | | | | |
| ⑨ | 給水槽 | <table border="1"> <thead> <tr> <th>掘削断面</th> <th>タンクの大きさ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>20m²未満</td> <td>10t</td> </tr> <tr> <td>20～50m²</td> <td>15t</td> </tr> <tr> <td>50m²以上</td> <td>20t</td> </tr> <tr> <td>2本同時施工</td> <td>20t</td> </tr> </tbody> </table> <p>→以上より、20tとする。 ⇒寸法：2.5m×4.0m×2.3m</p> | 掘削断面 | タンクの大きさ | 20m ² 未満 | 10t | 20～50m ² | 15t | 50m ² 以上 | 20t | 2本同時施工 | 20t | 文献② P.59 |
| 掘削断面 | タンクの大きさ | | | | | | | | | | | | |
| 20m ² 未満 | 10t | | | | | | | | | | | | |
| 20～50m ² | 15t | | | | | | | | | | | | |
| 50m ² 以上 | 20t | | | | | | | | | | | | |
| 2本同時施工 | 20t | | | | | | | | | | | | |
| ⑩ | 給水ポンプ | — | | | | | | | | | | | |
| ⑪ | 濁水処理設備 | 機械脱水処理方式 (上屋 1階建て 5.4m×9m 付) 処理能力 30m ³ /h 級を標準とする。 ただし、H29.9.7 事務連絡より、設計濁水量が 20m ³ /h 未満の場合は、建設機械等損料算定表に記載のある処理能力 20m ³ /h の規格の選定を検討するなど、設計濁水量に応じた適切な処理能力を有する規格を選定すること。 | 文献① P.822 H29.9.7 事務連絡 | | | | | | | | | | |
| ⑫ | 資材置場 | 200m ² (10.0m×20.0m) | 施工実績による | | | | | | | | | | |
| ⑬ | ずり仮置場 | 242m ² (11.0m×22.0m) とする。 | 別途算出による | | | | | | | | | | |
| ⑭ | 換気設備 | 10.0m×2.5m | メーカーカタログによる | | | | | | | | | | |

表 トンネル施工に用いられる仮設備の例 (2車線道路トンネル)

| ①受変電所 | ②修理工場、③資材倉庫 | | ④休憩所、⑤見張所 (詰所) | | |
|---|---|--|---|---|--|
| <p>必要面積：24m² (6.0m×4.0m)</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・不必要に人や物が近づかない場所 ・大容量の電力を使用する機械の近傍に設置 ・使いやすさ、配電のしやすい経路を確保できる配置にすることが望ましい |  | <p>必要面積：60m²</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・重機や車両の修理、整備を行うため、周辺にスペースが確保でき、施工基地内への出入りに便利な位置が望ましい |  | <p>必要面積：30m² ~ 50 m²</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・坑口からあまり離れない場所 ・省スペース化するため、休憩場と見張所は2階建の複合構造とすることが多い ・材料、トンネルずりなどの現場状況を把握できる場所 |  |
| <p>必要面積：4m²</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・修理工場等常時火気を取扱う事業用施設との距離は20m以上離す。詰所、休憩所、倉庫、受変電施設等火気を取扱わない事業用施設との距離は10m以上が望ましい。 ・防犯上、休憩所及び見張所から容易に確認できる場所に設置することが望ましい |  | <p>必要面積：4m²</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・取扱所とは20m以上離す ・これによりがたい場合は相互の間に安全な隔壁を設ける ・修理工場、塵芥焼却場等火気を取扱う事業用施設との距離は20mとする。詰所、休憩所、倉庫等火気を取扱わない事業用施設との距離は10m以上が望ましい。 |  | <p>必要面積：116m² (16.5m×7m×10.5m)</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・搬入経路の近傍で、さらに坑内への持ち込みにも利便な配置 ・排水処理設備が近傍に配置されることが望ましい ・資材搬入のため前方に比較的広いスペースを設けることが望ましい |  |
| <p>必要面積：10m²</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・取水原より取水ポンプにより取水して、施工基地内の給水槽に圧送する ・給水槽及び給水ポンプは水を利用する設備の近傍に配置することが望ましい |  | <p>必要面積：49m²</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・処理水を放流できる河川・沢の近く ・脱水ケーキの搬出が容易にできる ・湧水量の予測が難しいため、実際の湧水量が設備規模を上回った場合、これを拡張できるスペースを確保 ・坑内→処理施設→放流河川の順の排水経路が短距離で、なるべく自然流下できる |  | <p>必要面積：200m²</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・資材搬入及び搬出車両の出入りが容易にできる ・管理のしやすい場所に設置 |  |
| <p>必要面積：242m²</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・一日の夜間分の仮置きが可能となる面積を確保する ・積み上げる高さは、ダンプトラック荷台高さ (H=1.5m) を想定する |  | <p>必要面積：25m² (10m×2.5m)</p> <p>設置条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・坑口部より5~10m程度離れた坑外に配置することが望ましい ・省スペース化のため、坑口前面の法面上に配置する等の工夫も可能 |  | | |

以下に“仮設備施設寸法 一覧表”に示した各施設寸法の根拠を整理する。

① 受変電所

以下より、「5.4m×4.4m」として設定する。

文献②
P. 62

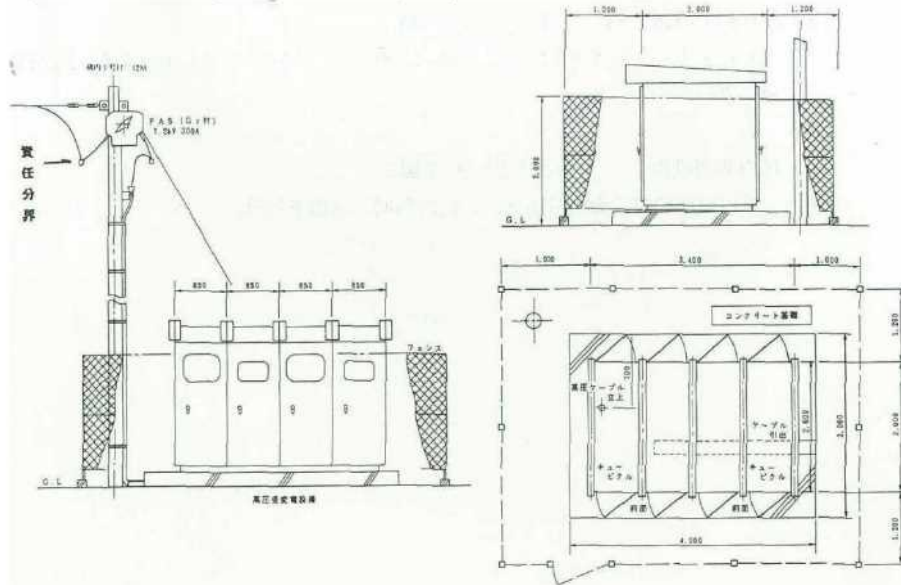


図-2.19.1 受変電設備の例

②修理工場

以下より、「60m²」程度とする。(本トンネルの掘削断面積 50.4～54.1m²程度)

文献②
P. 33

1) 山岳トンネルは一般に周辺の町より遠く、施工は普通昼夜サイクルで連続作業している関係から、小修理等は現場で対応する事が必要となる。トンネル断面と修理工場敷地面積の関係は概ね下記のようなのである。

| | |
|----------------------------|---------------------|
| A断面 (20m ² 未満) | 25m ² 程度 |
| B断面 (20～50m ²) | 40m ² 程度 |
| C断面 (50m ² 以上) | 60m ² 程度 |
| D断面 (2本同時施工) | 80m ² 程度 |

③資材倉庫～⑦火工所

各設備規模の設定については、文献③においてトンネル延長との関係から概ねの目安値が示されており、必要面積の算定については、「工法、名称別建物面積算出式総括一覧表-4」より算定する。

また、この表の中で、施工方法は上部半断面先進工法（タイヤ方式）であることから実績より UⅡ1～13 を選定する。

表-7.5.3工法，名称別，建物面積算出式総括一覧表

単位 m²

| 掘削工法別 建物種別 | U I 4~17 | F I 1~10 | B II 1~18 | U II 1~13 | B III 1~44 | U III 1~34 | S III 1~32 |
|---------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|------------------|
| 仮設建物 | Y=51+0.0120X | Y=80+0.0158X | Y=68+0.0315X | Y=52+0.0320X | Y=68+0.0315X | Y=81+0.0320X | Y=96+0.0180X |
| 事務所 | Y=21+0.0040X | Y=16+0.0085X | Y=30+0.0161X | Y= 8+0.0260X | Y=46+0.0140X | Y=20+0.0285X | Y=44+0.0065X |
| 社員宿舎 | Y=83+0.0150X | Y=59+0.0460X | Y=98+0.0270X | Y=112+0.0119X | Y=156+0.0265X | Y=127+0.0119X | Y=150+0.0345X |
| 作業員宿舎(単) | Y=140+0.0950X | Y=155+0.0450X | Y=239+0.1005X | Y=94+0.2200X | | Y=135+0.2200X | Y=280+0.1800X |
| 作業員宿舎(世) | Y=70+0.0375X | Y=25+0.0775X | Y=75+0.0775X | Y=75+0.0775X | Y=420+0.0450X | Y=90+0.0850X | Y=25+0.1500X |
| 倉庫(物品) | Y=17+0.0090X | Y=12+0.0090X | Y=15+0.0107X | | Y=95+0.0776X | Y=46+0.0090X | Y=31+0.0090X |
| 食堂・家事場 | Y=56+0.0030X | Y=58+0.0080X | Y=100+0.0031X | Y=30+0.0090X | Y=22+0.0148X | Y=118+0.0030X | Y=107+0.0143X |
| 倉庫 | Y=21+0.0050X | Y=21+0.0050X | Y=27+0.0050X | Y=66+0.0030X | Y=130+0.0030X | Y=31+0.0050X | Y=44+0.0033X |
| 浴場 | Y=15+0.0093X | Y=17+0.0122X | Y=24+0.0105X | Y=28+0.0050X | Y=35+0.0050X | Y=28+0.0180X | Y=60+0.0093X |
| その他 | Y=18+0.0018X | Y=18+0.0018X | Y=33+0.0018X | Y=22+0.0149X | Y=35+0.0122X | Y=41+0.0018X | Y=74+0.0104X |
| 小計 | Y=492+0.1916X | Y=461+0.2288X | Y=709+0.2837X | Y=22+0.0018X | Y=58+0.0018X | Y=717+0.4142X | Y=911+0.4353X |
| | | | | Y=509+0.4011X | Y=1065+0.2314X | | |
| 現場建物 現場見張所 | Y= 9+0.0022X | Y= 7+0.0022X | Y=18+0.0022X | Y= 9+0.0022X | Y=32+0.0022X | Y=18+0.0022X | Y=27+0.0033X |
| 休憩所 | Y= 8+0.0083X | Y= 6+0.0115X | Y=17+0.0115X | Y=19+0.0115X | Y=20+0.0115X | Y=20+0.0115X | Y=20+0.0110X |
| 資材倉庫 | Y=19+0.0080X | Y= 7+0.0044X | Y=27+0.0090X | Y=22+0.0090X | Y=28+0.0090X | Y=27+0.0090X | Y=27+0.0105X |
| 修理工場 | Y=16+0.0090X | Y=16+0.0090X | Y=16+0.0090X | Y=16+0.0090X | Y=21+0.0100X | Y=12+0.0213X | Y=38+0.0210X |
| 変電所 | Y=12+0.0073X | Y=11+0.0050X | Y=13+0.0073X | Y=12+0.0073X | Y=33+0.0073X | Y=13+0.0073X | Y=33+0.0090X |
| 充電所 | Y=16+0.0135X | Y=20+0.0155X | Y=48+0.0135X | | Y=75+0.0135X | | Y=84+0.0135X |
| 動力所 | Y=34+0.0050X | Y=45+0.0083X | Y=44+0.0095X | Y=36+0.0070X | Y=81+0.0095X | Y=54+0.0070X | Y=55+0.0130X |
| セメント倉庫 | | | | | Y=13+0.0105X | | |
| コンクリートプラント | | | | | Y=46+0.0111X | Y=135+0.0261X | Y=26+0.0031X |
| その他 | Y= 7+0.0095X | | | Y=11+0.0095X | | Y=31+0.0155X | Y=46+0.0060X |
| 小計 | Y=121+0.0628X | Y=112+0.0559X | Y=183+0.0620X | Y=125+0.0555X | Y=349+0.0846X | Y=310+0.0999X | Y=356+0.0904X |
| 火薬庫関係建物 | | | | | | | |
| 火薬庫 | Y=3.7+0.0017X | Y=1.4+0.0023X | Y=48+0.0017X | Y= 4+0.0017X | Y= 6+0.0017X | Y= 8+0.0027X | Y= 6+0.0017X |
| 火工取扱所(坑内) | | | | | Y=3.9+0.0007X | | Y=1.7+0.0020X |
| 火工所(坑内) | | | | | Y=5.5 | | Y=8.2 |
| 火工取扱所(坑外) | Y= 3+0.0004X | Y=2.8+0.0002X | Y=3.2+0.0002X | Y= 3+0.0004X | Y=2.3+0.0009X | Y=3.2+0.0004X | Y=2.6+0.0009X |
| 火工所(坑外) | Y=3.2+0.0001X | Y=3.4 | Y=3.2+0.0001X | Y=3.2+0.0001X | Y=3.6+0.0001X | Y=3.4+0.0004X | Y=2.6+0.0009X |
| 火工品庫 | Y=1.7+0.0014X | Y=2.9+0.0008X | Y=2.4+0.0015X | Y=2.4+0.0015X | Y=2.4+0.0015X | Y=4.2+0.0014X | Y= 6+0.0010X |
| 小計 | Y=11.6+0.0036X | Y=10.5+0.0033X | Y=13.6+0.0035X | Y=12.6+0.0037X | Y=23.7+0.0049X | Y=18.8+0.0049X | Y=27.1+0.0065X |
| 合計 | Y=624.6+0.2580X | Y=538.5+0.2880X | Y=905.6+0.3492X | Y=646.6+0.4603X | Y=1437.7+0.3209X | Y=1045.8+0.5190X | Y=1294.1+0.5322X |

・ x : トンネル延長 (m)

・ 線別名称 : 複線型 (内空面積 50~55m²程度) U II 1~13

表-7.5.4 整理符号と種類別件数表

| 工 法 種 別 | 区分 | 基準 番号 | 単 線 型 | | 複 線 型 | | 幹 線 型 | | 合 計 | | | | | | | |
|-------------------|-----------------------------|----------|-----------|-----------|------------|-----------|----------|------------|------|------|------|------|-----|-----|-----|---|
| | | | I 番 号 | II 番 号 | III 番 号 | IV 番 号 | 計 (件) | 比 率 (%) | 国 鉄 | 鉄 道 | 公 道 | 公 建 | 地下鉄 | その他 | | |
| 底設導坑先進 上部半断面工法 | タイヤ方式 | B | BI 1~6 | BII 1~18 | BIII 1~44 | | | | 68 | 32.2 | 38 | 20 | 5 | 4 | | 1 |
| | | | UI 1~3 | UII 1~13 | UIII 1~34 | | 50 | 23.7 | 15 | 4 | 18 | 12 | | 1 | | |
| | | | UI 1~17 | UII | UIII 5~38 | | 18 | 8.5 | 5 | 11 | 2 | | | | | |
| 全 断 面 工 法 | レール方式 (ショットバッチ方式 を含む) | F | FI 1~10 | FII | FIII 1~2 | | | 12 | 5.7 | 1 | 11 | | | | | |
| | | | SI 1~2 | SII 1~6 | SIII 1~32 | | 40 | 19.0 | 10 | 22 | 4 | 4 | | | | |
| シールド工法 | | Sh | SShI 1~21 | ShII 1~2 | ShIII | | | 23 | 10.9 | 2 | 1 | | | | 4 | |
| 合計 | | | 56 | 39 | 116 | | | 211 | | 71 | 69 | 29 | 20 | | 6 | |
| 百分率 | (%) | | 26.5 | 18.5 | 55.0 | | | | 100 | 33.6 | 32.7 | 13.7 | 9.5 | | 2.9 | |
| 調査対象件数 | □内の合計 | | 24 | 31 | 110 | | | 165 | 78.2 | | | | | | | |

注) 1. □枠囲は本調査において統計整理したものである。

2. 単線型の断面積範囲は 20~25 m²程度

複線型の断面積範囲は 50~55 m²程度

幹線型の断面積範囲は 60~65 m²程度

⑨給水槽

以下より、水タンクの大きさ 20 t として設定した。また、下表に、鋼製水槽の一覧表を添付した。結果、2.5m×5.0m と設定した。

文献②
P. 59

表-2.18.1 平均給水量と標準設備一覧表

| 項 目 | 20㎡未満 | 20～50㎡ | 50㎡以上 | 2本同時施工 |
|--------------|-------|---------|---------|----------|
| 平均給水量 (ℓ/分) | 200 | 250 | 300 | 400 |
| ポンプ能力 (ℓ/分) | 350 | 350 | 450 | 500 |
| 坑内配管径 (mm) | φ50 | φ50～φ75 | φ50～φ80 | φ50～φ100 |
| 坑外配管径 (mm) | φ50 | φ50～φ75 | φ50～φ80 | φ50～φ100 |
| 水タンクの大きさ (t) | 10 | 15 | 20 | 20 |

⑩給水ポンプ

仮設備の用地に影響しない。

⑪濁水処理設備

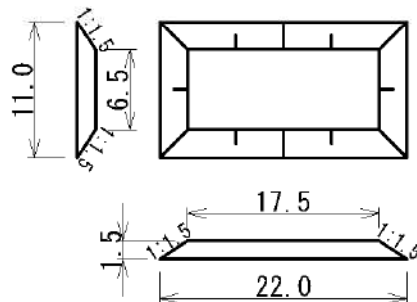
「機械処理脱水方式（上屋・1階建 5.4m×9.0m）、処理能力 30m³/h 級を標準とする」
ただし、H29.9.7 事務連絡より、設計濁水量が 20m³/h 未満の場合は、建設機械等損料算定表に記載のある処理能力 20m³/h の規格の選定を検討するなど、設計濁水量に応じた適切な処理能力を有する規格を選定すること。

文献①
P. 15・
③・1
H29.9.7
事務連絡

⑫資材置場

施工実績より、200m² (10m×20m) と設定する。

⑬ずり仮置場



C断面の日当たり作業量 5.008m/日 (国交省土木工事標準積算基準書)
0.313m/h×8h×2方=5.008m/日

C断面の掘削土量 56.6m³/m (支払)

ずり仮置き場規模

・1日当たりずり量

$$56.6\text{m}^3/\text{m} \times 5.008\text{m} / 2 \times 1.60(\text{土量変化率}) = 226.8\text{m}^3$$

・ずり仮置き可能土量(H=1.5m)

$$1/2 \times (11.0 \times 22.0 + 6.5 \times 17.5) \times 1.5 = 266.8\text{m}^3$$

$$1/2 \times (\text{盛土底面面積} + \text{盛土上面面積}) \times \text{盛土高} = \text{ずり仮置き可能土量}$$

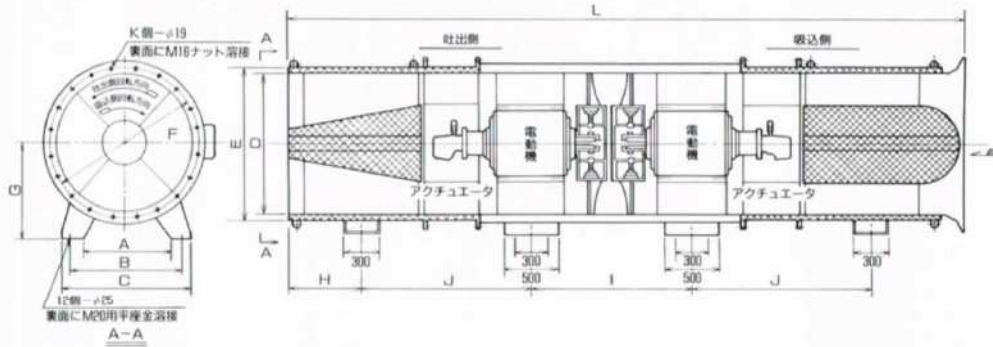
ずり仮置き場 266.8m³ > 226.8m³・・・OK

⑭換気設備

参考図書に記載がないため、カタログより設定する。換気設備の規模は、3000m³/minとする。

設置架台を含め、10m×2.5mとする。

メーカー
カタログ



●主要仕様

| 型 式 | 口 径 mm | 風 量 m ³ /min | 送風機全圧 kPa | 騒 音 dB(A) | 回転数 rpm | 電 動 機 kW(P)×台 | 電 源 V | 質 量 kg |
|--------------------|-----------|----------------------------|------------------|--------------|------------|------------------|----------|-----------|
| MFA110P2-SC31-VPC型 | 1100 | 1200 | 3.92 | 87 | 1500/1800 | 55(4)×2 | 400/440 | 5000 |
| MFA110P2-SC3-VPC型 | 1100 | 1500 | 4.9 (500mmHg) | 89 | 1500/1800 | 80(4)×2 | | 5000 |
| MFA125P2-SC5-VPC型 | 1250 | 2000 | | 91 | 1500/1800 | 110(4)×2 | | 5500 |
| MFA160P2-SC4-VPC型 | 1600 | 3000 | | 92 | 1000/1200 | 160(6)×2 | | 8000 |

●寸法表

(単位mm)

| 型 式 | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L |
|--------------------|------|------|------|-------|-------|-------|------|-----|------|------|----|------|
| MFA110P2-SC31-VPC型 | 750 | 950 | 1100 | φ1100 | φ1209 | φ1160 | 720 | 492 | 1433 | 1440 | 16 | 5639 |
| MFA110P2-SC3-VPC型 | 750 | 950 | 1100 | φ1100 | φ1209 | φ1160 | 720 | 492 | 1433 | 1440 | 16 | 5639 |
| MFA125P2-SC5-VPC型 | 890 | 1100 | 1200 | φ1250 | φ1359 | φ1310 | 820 | 492 | 1433 | 1440 | 20 | 5658 |
| MFA160P2-SC4-VPC型 | 1650 | 1350 | 1500 | φ1600 | φ1709 | φ1660 | 1050 | 608 | 1723 | 1837 | 24 | 7030 |

(5) 仮設建物配置計画における留意事項

基本的に、坑口近傍に 1500～1000 m²程度の平場が確保できれば、仮設備全般を坑口付近にすべて配置するのが最も理想的な配置計画である。しかし、急峻な山岳地形の現場では、このような大規模な平場を確保することは困難であり、狭隘なヤード内で工夫して配置計画を実施することが多い。

当該箇所においても、坑口付近に構台を設け仮設備を配置することから、施工性に配慮しつつ、極力、構台の規模を縮小化する必要がある。仮設建物の配置計画にあたっては、以下の事項に留意する。

①. 受変電所

安全性を考慮し、不必要に人や物が近よらない場所を選び、金網等で防護した設備を設けなければならない。

また、大容量の電力を使用する設備の近傍に設置し、経済性に注意を払い、使いやすさ、配電のしやすい経路とする必要がある。

②. 修理工場

資材置場、倉庫などの近傍で坑内への出入りに便利な位置を選ぶ。

⑥. 火薬類取扱所

法令により、「通路、通路となる坑道、動力線、火薬庫、火気を取り扱う場所、人の出入りする建物等に対して安全でかつ、湿気の少ない場所に設る。」等、定められているので、これに使用上の利便を考慮して配置する。

⑦. 火工所

法令を守る他、「取扱所との相互距離は 20m 以上取る」などの規定により、安全な設備配置をする。所定の離隔を確保できない場合は防爆壁を設ける。

⑧. 吹付プラント

骨材・セメントなどの材料搬入が便利なように搬入路の近傍で、さらに坑内への持込みにも有利な配置とする。

また、設備には洗淨汚水等の排水を処理する必要がある、このための排水処理設備が傍らになければならない。

⑩. 給水計画

給水ポンプは坑口付近の河川 又は 沢に設けるものとする。

⑪. 濁水処理設備

設置の際には次の点に注意しなければならない。

- ・ 処理水を放流出来る河川が近くにあること。
- ・ 泥土が発生するため、これを容易に搬出運搬できること。
- ・ 湧水量の予想が難しいため、実際の湧水量が設備規模を上回ってもこれを拡張できるスペースがあること。
- ・ 坑内－処理設備－放流河川の順の排水経路が短距離で、なるべく自然流下できるような配置とすること。

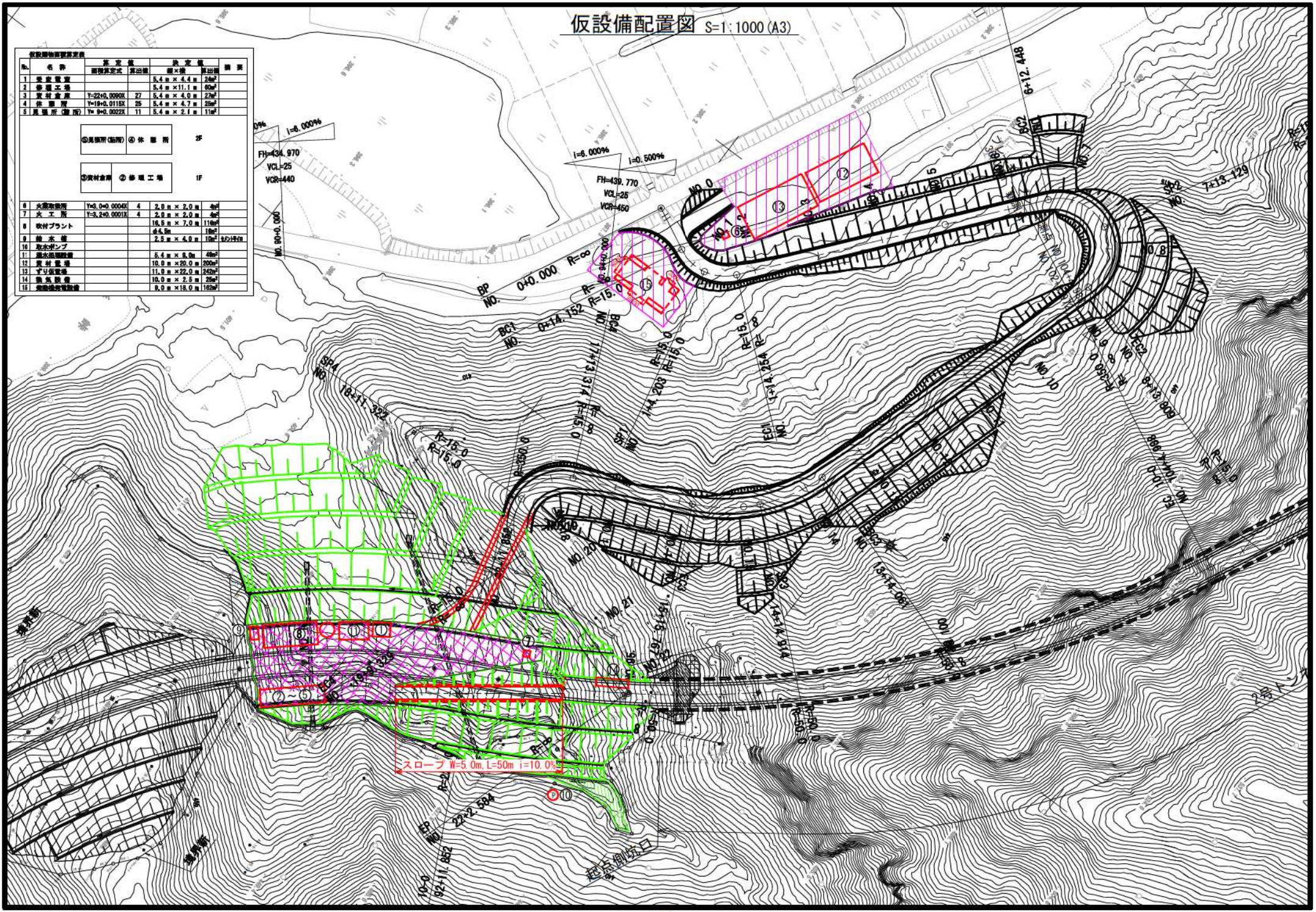
以上のことに留意し計画するものとする。

仮設備配置図 S=1:1000 (A3)

| 仮設備配置表 | | | | |
|--------|---------|--------------|----|------------------|
| No. | 名称 | 規格形式 | 数量 | 面積 |
| 1 | 保安室 | | 1 | 5.4m x 4.4m 24㎡ |
| 2 | 管理工場 | | 1 | 5.4m x 11.1m 60㎡ |
| 3 | 資材倉庫 | Y=22+0.0000X | 27 | 5.4m x 4.0m 22㎡ |
| 4 | 休憩所 | Y=19+0.0115X | 25 | 5.4m x 4.7m 25㎡ |
| 5 | 風置所(貯蔵) | Y=9+0.0022X | 11 | 5.4m x 2.1m 11㎡ |

| | | |
|----------|-------|----|
| ①風置所(貯蔵) | ②休憩所 | 25 |
| ③資材倉庫 | ④管理工場 | 1F |

| No. | 名称 | 規格形式 | 数量 | 面積 |
|-----|--------|---------------|----|--------------------|
| 6 | 発電機室 | Y=6.0+0.0000X | 4 | 2.0m x 2.0m 4㎡ |
| 7 | 火工所 | Y=3.2+0.0001X | 4 | 2.0m x 2.0m 4㎡ |
| 8 | 吹付プラント | | | 18.5m x 7.0m 130㎡ |
| 9 | 給水塔 | | | 4.5m 16㎡ |
| 10 | 給水塔 | | | 2.5m x 4.0m 10㎡ |
| 11 | 取水ポンプ | | | 1/22.5㎡ |
| 12 | 揚水設備 | | | 5.4m x 9.0m 49㎡ |
| 13 | 資材倉庫 | | | 10.0m x 20.0m 200㎡ |
| 14 | 予圧設備 | | | 11.0m x 22.0m 242㎡ |
| 15 | 電気設備 | | | 10.0m x 2.0m 20㎡ |
| 16 | 発電機設備 | | | 9.0m x 18.0m 162㎡ |



7.6 坑内ずり運搬方式

ずり出し方式は、タイヤ方式とレール方式が候補に挙げられるが、「土木工事標準積算基準書」(令和3年度版/国土交通省)に基づき、タイヤ方式とする。

表-7.6.1坑内ずり運搬方式

| 項目 \ 方式 | タイヤ方式 | レール方式 |
|---------|--|--|
| 坑外設備 | 特別の設備を必要としない。 | ある程度の設備および敷地が必要 |
| 路面、走行路 | 路面補修いじ委が必要 泥ねい化する地質や漏水が多い場合、徹底した路面維持対策が必要 | 路盤を傷めない 硬軟いずれの地質でも可能 脱線などを防止するために、徹底した軌条の整備が必要 |
| 勾配の制限 | 制限が少ない 通常15%程度まで | 制限が生じる 5%以下(労働安全衛生規則第202条) |
| 断面の制限 | 小断面に適さない | タイヤ方式に比較して小断面でも可能 |
| 換気設備 | 排ガス処理装置を装備した場合でも比較的大型の換気設備が必要 | 蓄電池機関車の場合は、タイヤ方式より小型の設備でよい |

7.7 起点側坑口部施工ステップ計画

(1) 概要

当該トンネルは起点側から掘進する計画であり、現道（市道百宅線）と坑口部に直線距離で約150m、高低差約40mであることから、工事用道路により進入する計画である。また、坑口前面は本線盛土であるため、上段から2段目までを先行して構築し、仮設備ヤードとして利用する計画を提案した。（但し、ずり仮置き場、資材置き場は工事用道路進入口の平場を使用する）

ここでは、工事用道路の構築～トンネル工事完了までの施工ステップを検討した。次頁に施工ステップ図を示す。

- STEP1：工事用道路の構築
- STEP2：施工ヤードの構築（本線盛土）
- STEP3：坑口付け、仮設備配置
- STEP4：トンネル掘削
- STEP5：坑門工、覆工構築
- STEP6：前面擁壁（大型ブロック積工）、背面切土法面工構築
- STEP7：トンネル工事完了

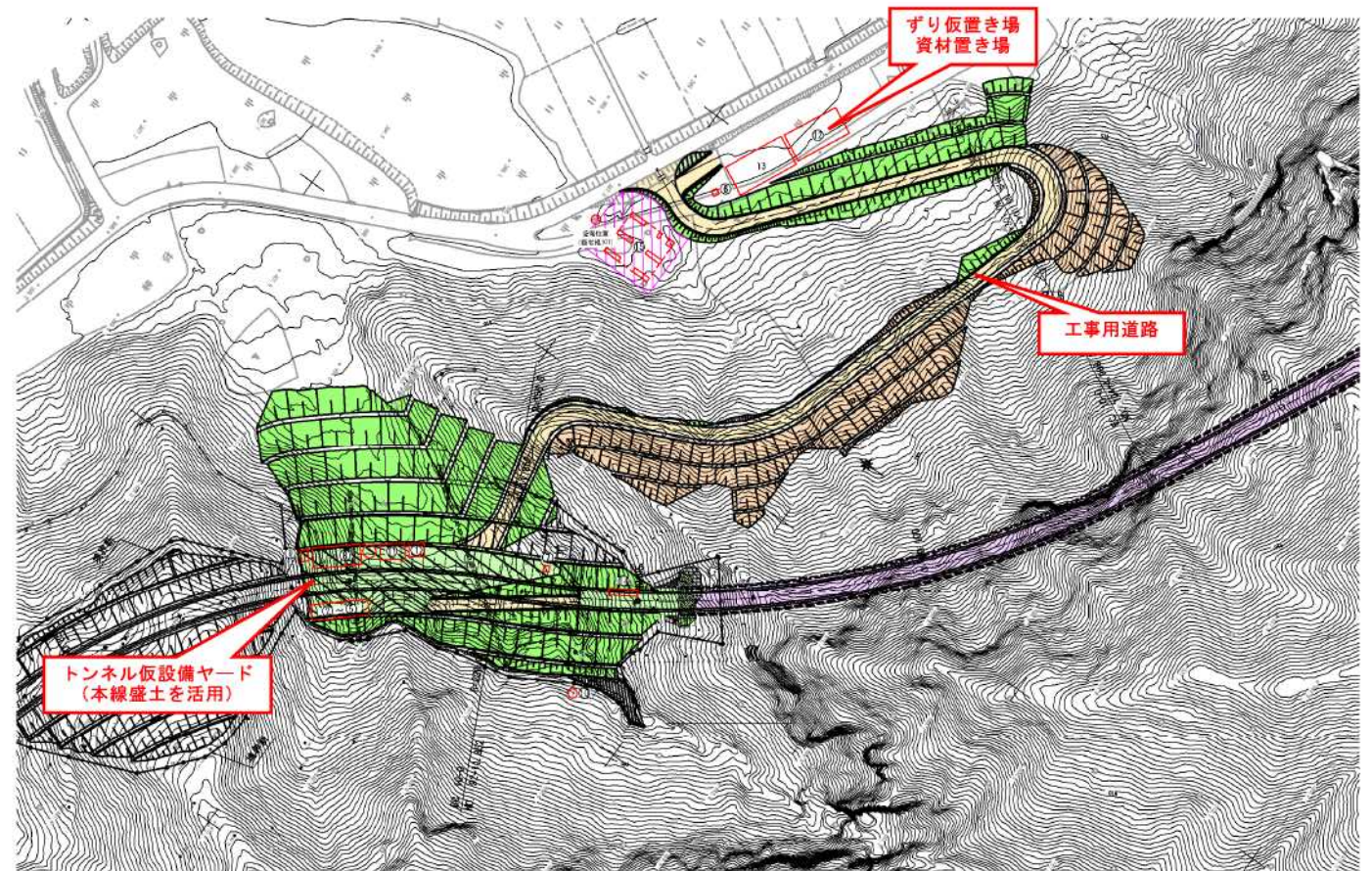
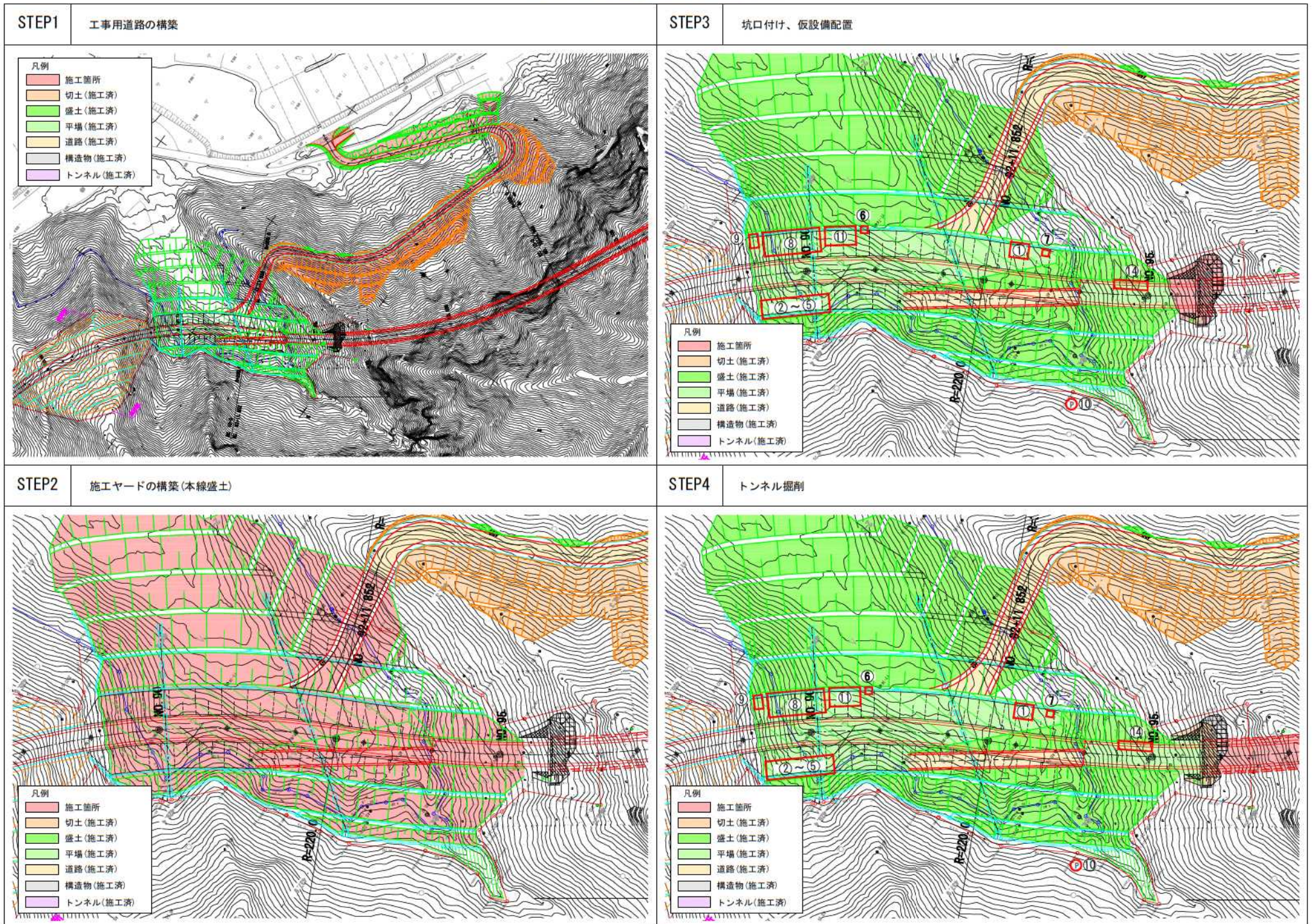
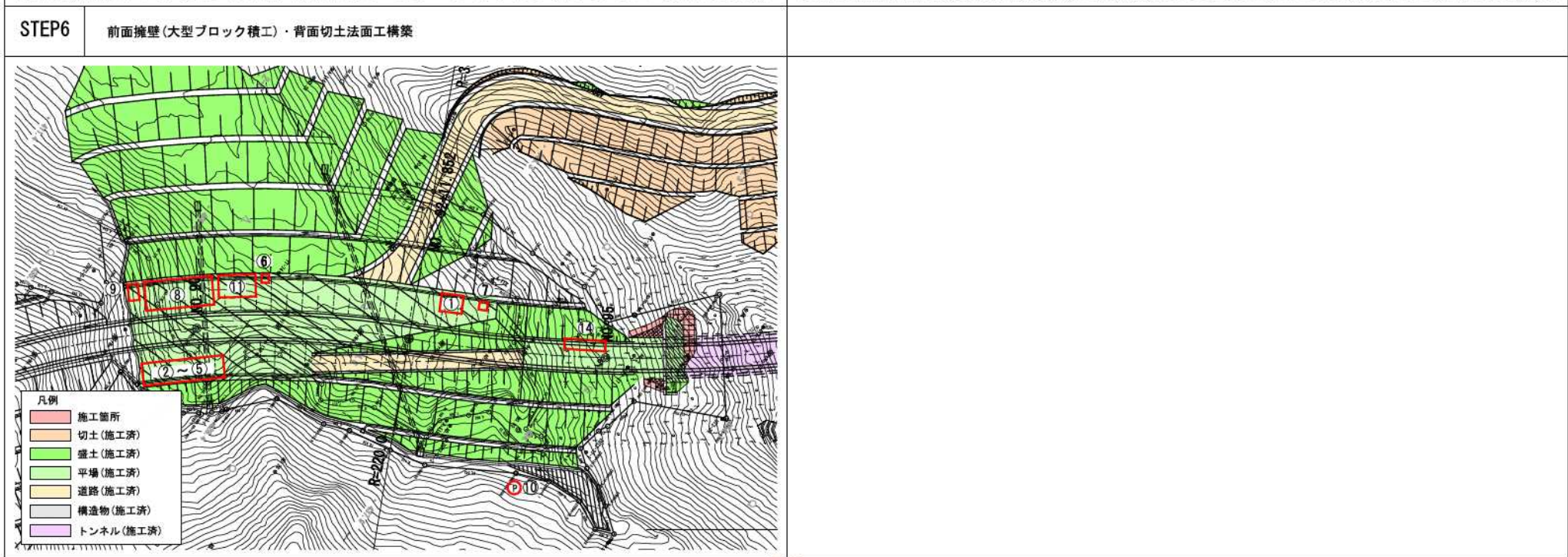
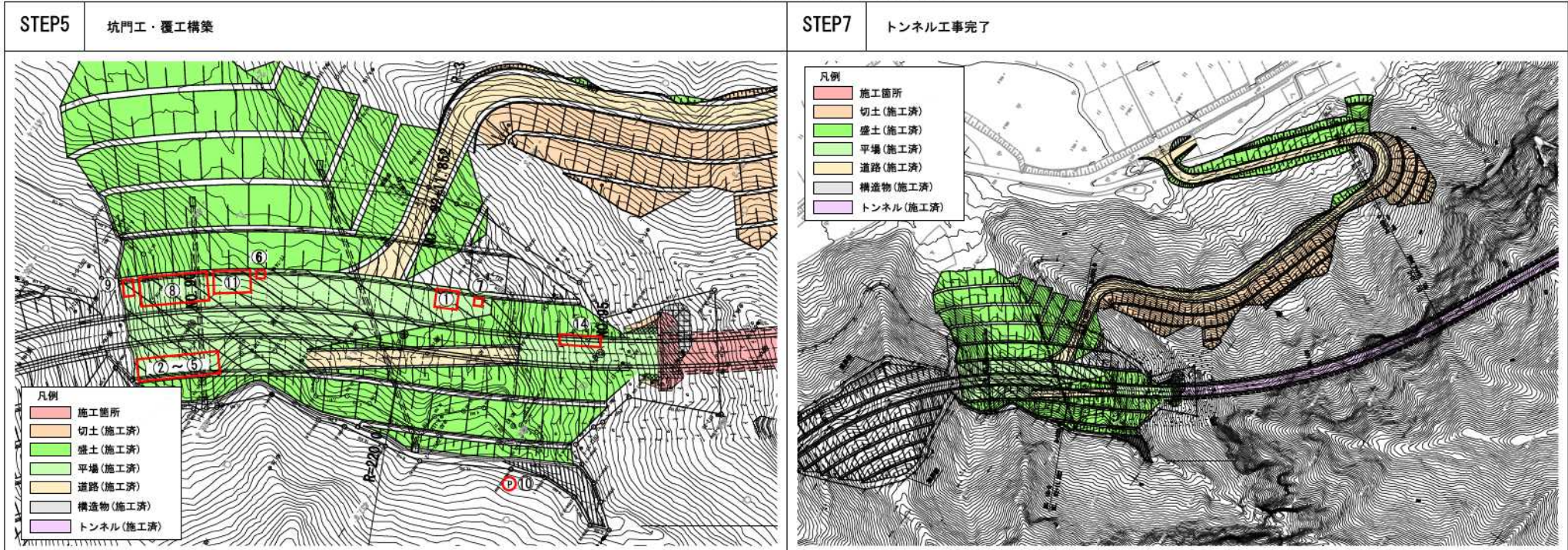


図-7.7.1 起点側坑口部平面図（工事用道路、仮設備ヤード）

2号トンネル起点側坑口施工順序図(1)



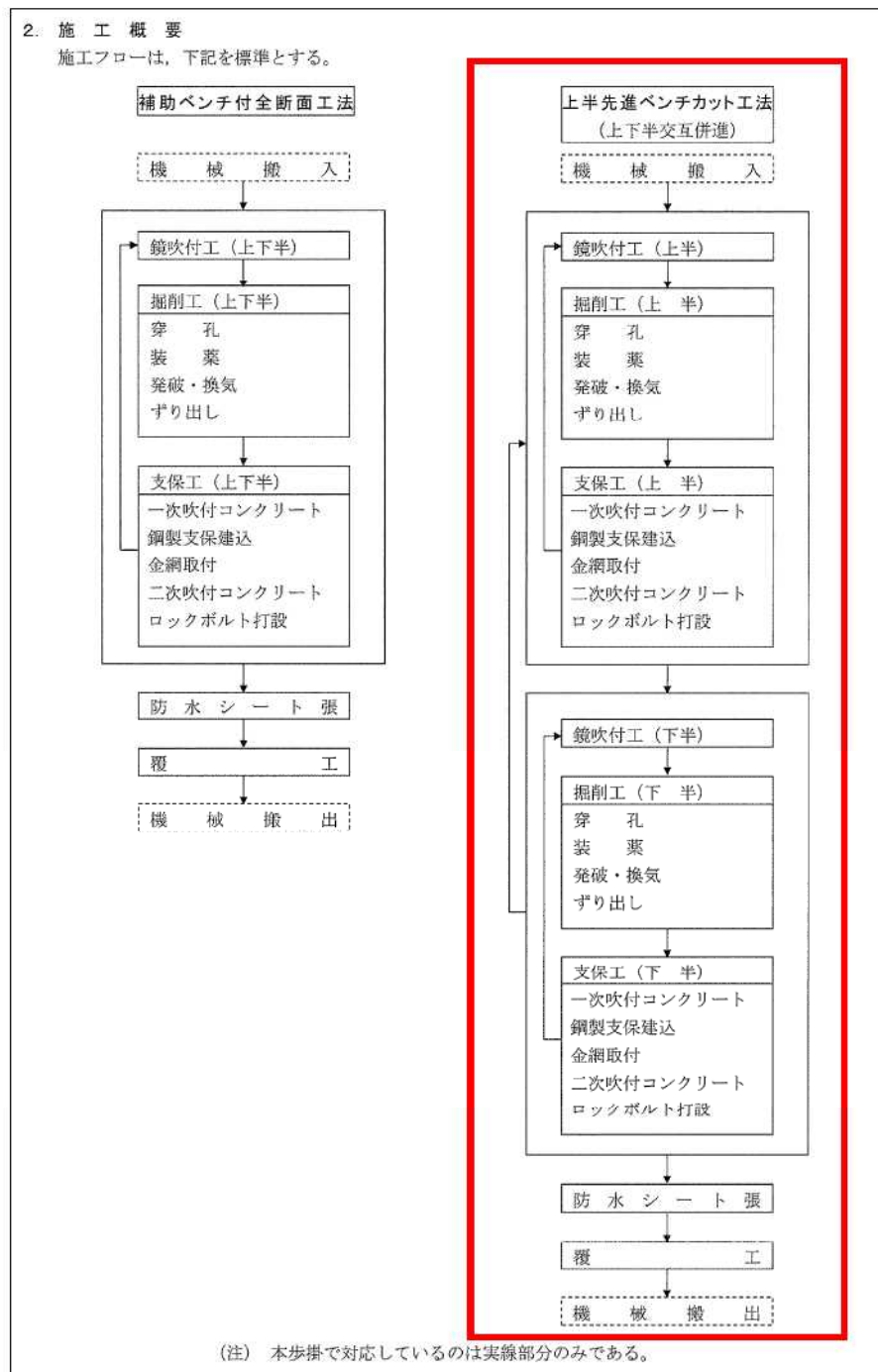
2号トンネル起点側坑口施工順序図(2)



7.7 加背割りの検討

本トンネルは、掘削断面積 $A=52.77\sim 56.56\text{m}^2$ ($R1=5.65\text{m}$, $R2=4.00\text{m}$) であることから、国土交通省土木工事標準積算基準（河川・道路編）の適用範囲内（設計断面積 50m^2 以上 130m^2 以下）となる。しかし、比較的断面積が小さいため、D パターンの標準加背割（上半先進ベンチカット工法）とした場合、①施工機械と坑壁の干渉、②上半掘削断面積が基準適用範囲外となるなどの問題が生じる。そのため、上半盤の盤下げ、加背割について検討を行った。なお、鳥海ダム1号トンネルにおいても、同様の検討を行い、上半盤を盤下げする計画を採用している。

本トンネルは発破掘削を適用するため、作業区分及び使用する施工機械は、国土交通省土木工事標準積算基準（河川・道路編）に示される以下を検討に用いた。



「国土交通省土木工事標準積算基準（河川・道路編）R02年度 IV-5-①-3」より

3. 施工計画

3-1 岩区分及び掘削工法

岩区分、掘削方式及び掘削工法は、次表を標準とする。

表3.1 岩区分、掘削方式及び掘削工法

| 岩区分 | 掘削方式 | 掘削工法 |
|-----|--------------------------------|-----------|
| C | 補助ベンチ付全断面工法 | — |
| D | 上半先進ベンチカット工法 (ショートベンチカット工法) | 上下半交互併進工法 |

(注) 地山条件等により切羽の安定性の確立や地上の崩落防止等のために必要に応じて適切な補助工法を別途考慮するものとする。

(2) 発破工法 (上半先進ショートベンチカット工法, 上下半交互併進工法)

掘削機械配置例(1) (上半削岩作業時)

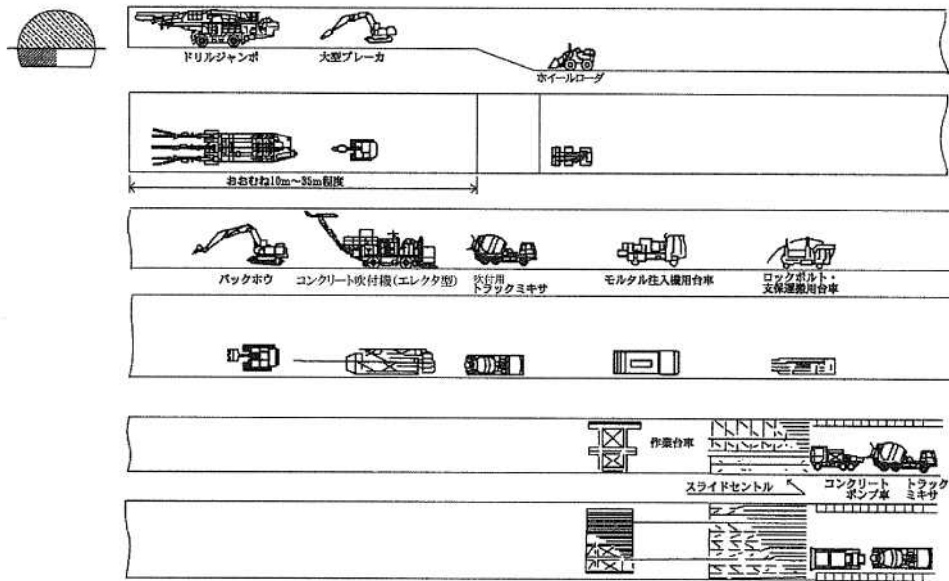


図3-6 上半先進ベンチカット工法(上下半交互併進工法)

掘削機械配置例(2) (上半ずり出し作業時)

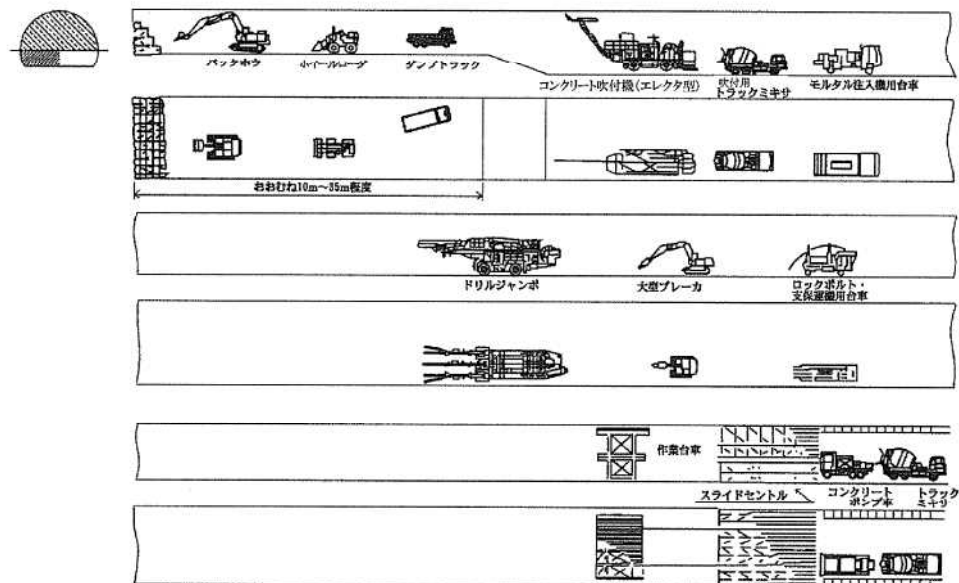


図3-7 上半先進ベンチカット工法(上下半交互併進工法)

掘削機械配置例(3) (上半吹付コンクリート作業時)

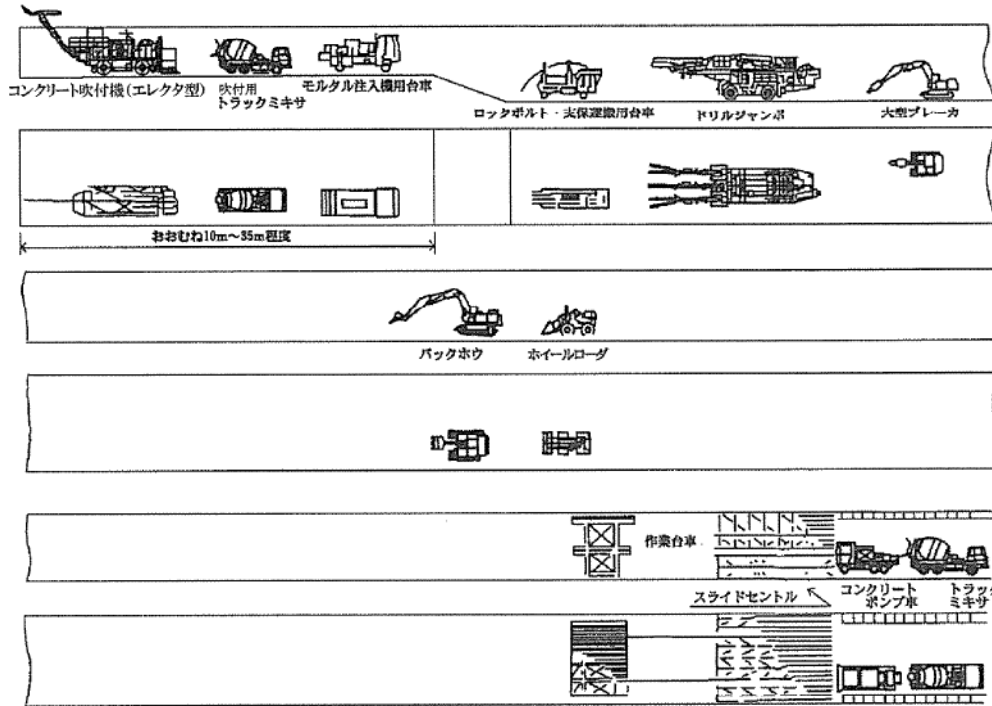


図3-8 上半先進ベンチカット工法(上下半交互併進工法)

掘削機械配置例(4) (上半ロックボルト作業時)

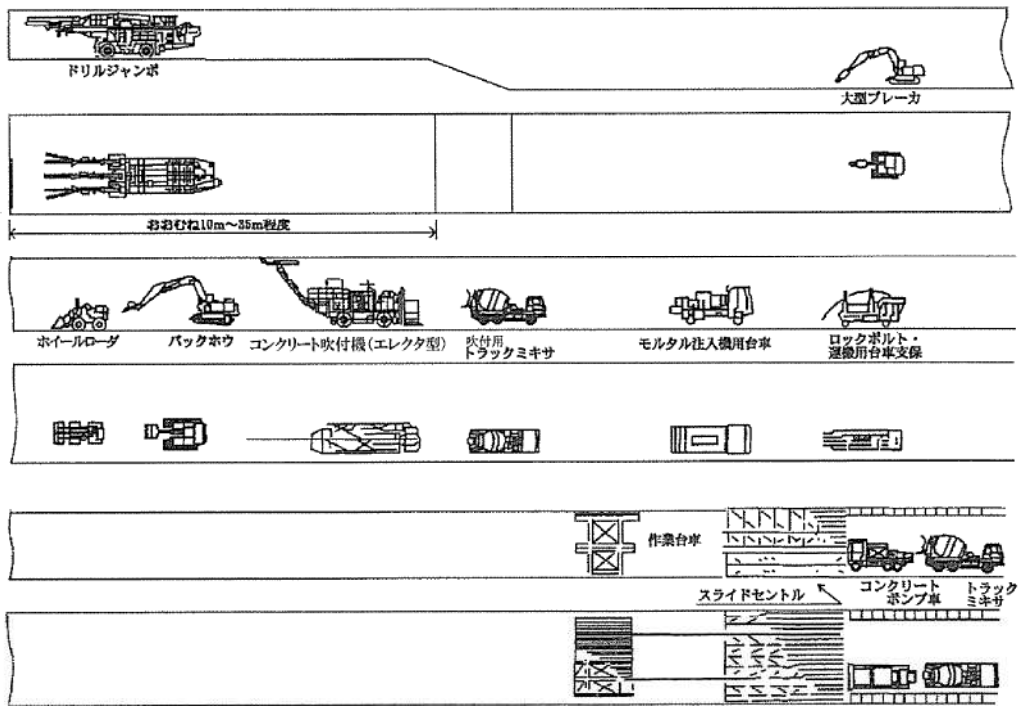


図3-9 上半先進ベンチカット工法(上下半交互併進工法)

掘削機械配置例(5) (上半鋼製支保工建込時)

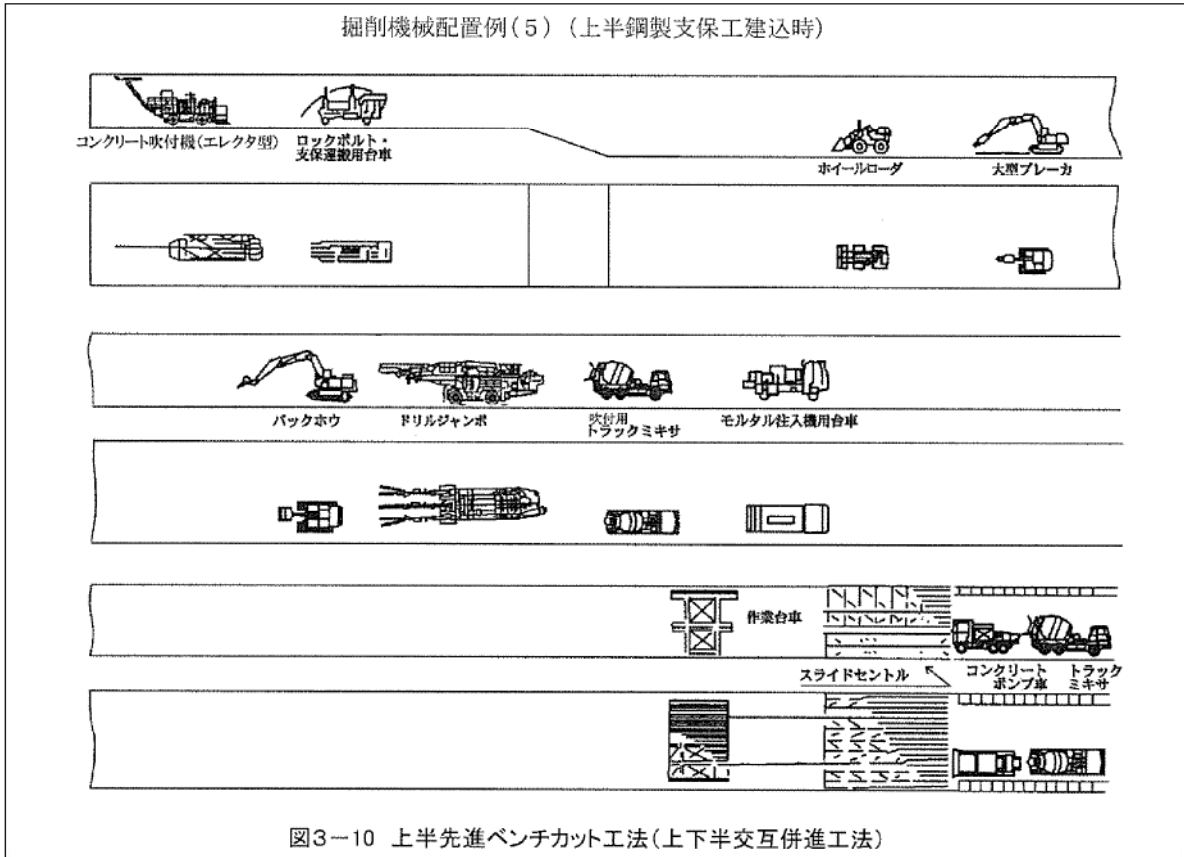


図3-10 上半先進ベンチカット工法(上下半交互併進工法)

「国土交通省土木工事標準積算基準 (河川・道路編) R02 年度 IV-5-①-9」より

①施工機械の干渉とその対策

過去の施工実績より掘削断面積A=50~60m²程度のトンネルでは、標準的な加背割（上半先進ベンチカット工法）を適用する場合、施工機械が坑壁に支障するなどの施工上の問題が報告されている。そのため、作業ごとに施工機械を配置し、支障の有無を検証した結果、施工機械が坑壁に支障することが確認できた。

表 7.7.1 施工機械の干渉検証

| 【標準】上半先進ベンチカット工法 | |
|-----------------------------|---|
| 切羽での施工機械と坑壁の干渉 (ずり出しの場合) | |
| 風管と施工車両の干渉 (コンクリートポンプ車) | |
| 摘要 | <ul style="list-style-type: none"> ・ずり出し等、切羽での施工機械と坑壁が干渉する。 ・施工時換気風管の設置スペースがない（上半掘削時は側方へ設置する等の対応が必要）。 |

対策として、他トンネルでも実績のある上半盤を部分的に盤下げを適用した。
 上半盤を 1000mm 下げ、トンネル両側に 1.0m の通路幅（土平）を確保する。通路幅に関しては、掘削断面積と調整を行ったものである（②参照）。

表 7.7.2 施工機械干渉への対策

| 【対応策】上半先進ベンチカット工法（盤下げ） | |
|-----------------------------|---|
| 切羽での施工機械と坑壁の干渉 (ずり出しの場合) | |
| 風管と施工車両の干渉 (コンクリートポンプ車) | |
| 摘要 | <ul style="list-style-type: none"> ずり積み可能な位置まで上半盤を下げる（通路部は両側 1.0m 残す）ことで施工機械の干渉を回避できる。 |

②標準積算適用範囲の検証（加背割の確認）

前述の通り、標準的な加背割の場合には積算基準の適用範囲外となる（下表参照）。①の検討によって、上半の盤下げと行うため、上半の掘削面積が増加し、積算基準の適用範囲内となる。

表 7.7.3 【標準】上半ベンチカット工法の掘削断面積

| 支保パターン | 掘削工法 | 掘削断面積 | 基準の適用範囲 |
|---------|----------------------|--------------------------|---------------------------|
| C II -b | 補助ベンチ付き 全断面工法 | 全断面：52.77 m ² | ≥50 m ² ：適用範囲内 |
| D I -b | 上半先進 ベンチカット工 法 | 上 半：34.98 m ² | <40 m ² ：適用範囲外 |
| | | 下 半：18.73 m ² | ≥10 m ² ：適用範囲内 |
| D III a | | 上 半：37.24 m ² | <40 m ² ：適用範囲外 |
| | | 下 半：19.32 m ² | ≥10 m ² ：適用範囲内 |

※国土交通省土木工事標準積算基準書（河川・道路編）（令和3年度版）

表 1.2 掘削断面積の適用範囲

| 岩 区 分 | 設計掘削断面積 (m ²) | 適用範囲 (m ²) | 備 考 | |
|-------------------|---------------------------|------------------------|-------------------|--|
| C I・C II | 50 | 50.0 ≤ A < 52.5 | 4-5 覆土工にも適用 | |
| | 55 | 52.5 ≤ A < 57.5 | | |
| | 60~125 | 上記と同様 | | |
| | 130 | 127.5 ≤ A ≤ 130.0 | | |
| D I・D II D III | 上半 | 40 | 40 ≤ A < 42.5 | |
| | | 45 | 42.5 ≤ A < 47.5 | |
| | | 50~105 | 上記と同様 | |
| | | 110 | 107.5 ≤ A ≤ 110.0 | |
| | 下半 | 10 | 10.0 ≤ A < 12.5 | |
| | | 15 | 12.5 ≤ A < 17.5 | |
| | | 20~45 | 上記と同様 | |
| | | 50 | 47.5 ≤ A ≤ 50.0 | |

(注) 上表の断面積は設計掘削断面積であり、余掘を含まない。
なお、施工歩掛には余掘（余巻、余吹）を含んでいる。

p. IV-5-①-2

表 3.1 岩区分、掘削方式及び掘削工法

| 岩区分 | 掘 削 方 式 | 掘 削 工 法 |
|-----|--------------------------------|-----------|
| C | 補助ベンチ付全断面工法 | — |
| D | 上半先進ベンチカット工法 (ショートベンチカット工法) | 上下半交互併進工法 |

(注) 地山条件等により切羽の安定性の確立や地上の崩落防止等のために必要に応じて適切な補助工法を別途考慮するものとする。

p. IV-5-①-4

通路幅（土平）を1.0mとした場合の掘削断面積を以下に示す。

上半を盤下げした場合（通路幅1.0m）、DⅠ-b、DⅢaのいずれの支保パターンにおいても、上半掘削断面積が積算基準適用範囲（40m²以上）となる。

表 7.7.4 【対応策】上半ベンチカット工法（盤下げ・通路幅1000mm）の掘削断面積

| 支保パターン | 掘削工法 | 掘削断面積 | 基準の適用範囲 |
|--------|--------------|-------------------------|--|
| DⅠ-b | 上半先進ベンチカット工法 | 上半：42.44 m ² | ≥40 m ² ：適用範囲内 (40.0 ≤ A < 42.5) |
| | | 下半：11.27 m ² | ≥10 m ² ：適用範囲内 (10.0 ≤ A < 12.5) |
| DⅢa | | 上半：44.80 m ² | ≥40 m ² ：適用範囲内 (42.5 ≤ A < 47.5) |
| | | 下半：11.76 m ² | ≥10 m ² ：適用範囲内 (10.0 ≤ A < 12.5) |

（参考）DⅢa 上半掘削断面積を（40 ≤ A < 42.5）とした場合

DⅢa パターンの上半掘削断面積を（40 ≤ A < 42.5）とする場合、通路幅（土平）を2.2m確保することとなり、施工機械の配置ができないため適用不可である。

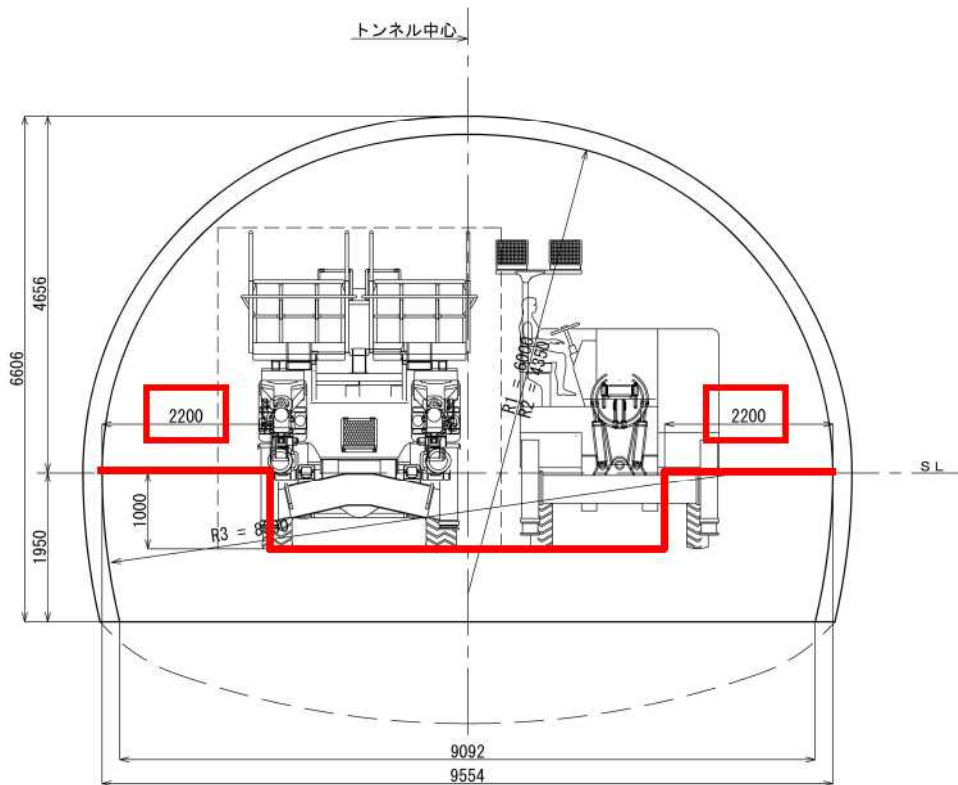
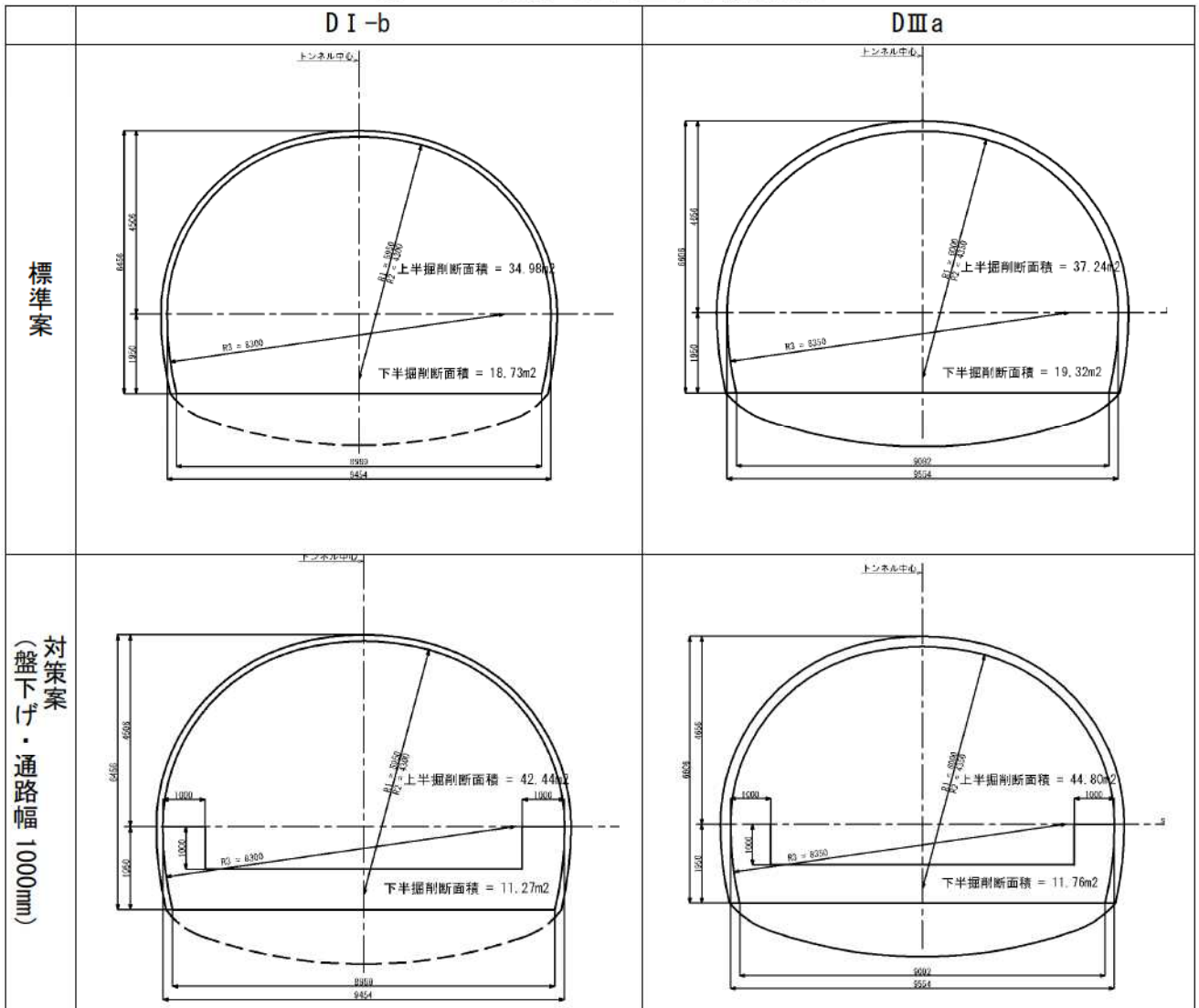


図 7.7.1 DⅢa 上半掘削断面積を（40 ≤ A < 42.5）とした場合の加背割案

表 7.7.5 各案における上下半掘削断面

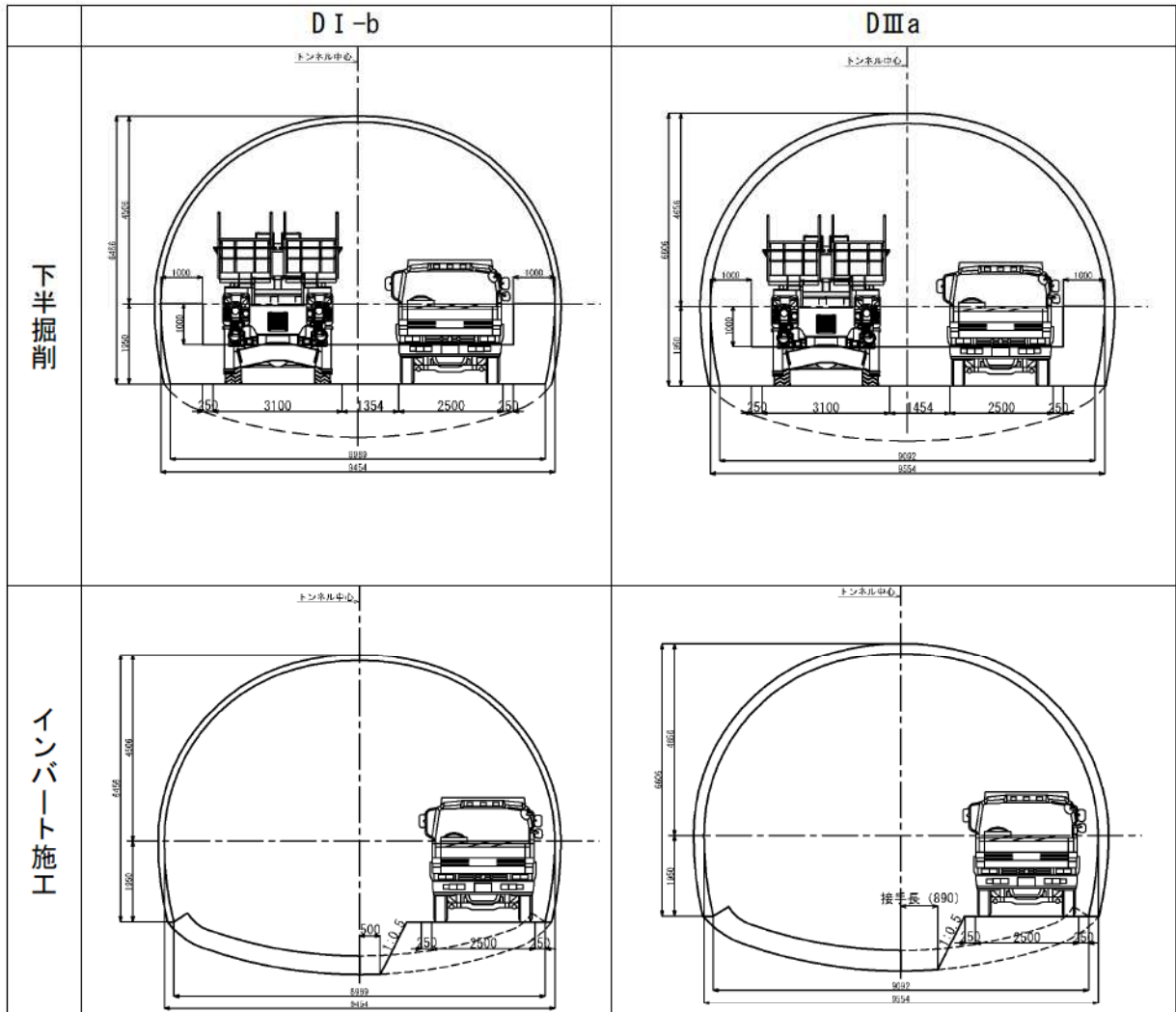


(参考) 下半・インバート施工時の車両通行幅の検証

下半掘削及び、インバート左右分割施工時の車両通行幅について検証を行った。

以下に、車両通行時の断面図を示す。

検証した結果、走行可能と判断される。



7.8 (参考) 希少猛禽類への影響

本項では、希少猛禽類への影響として、「令和2年度 鳥海ダム猛禽類調査 中間報告書(令和3年1~3月)」を基に直近の状況を整理する。実際の施工にあたっては、後続の調査等を参考に現地状況を確認の上、適切な対応を実施することが望まれる。

鳥海ダム事業用地周辺には希少猛禽類の生息が確認されており、これまで20年以上にわたって生息分布確認、営巣地確認、繁殖モニタリング等が実施されている。

[Redacted text block]

[Redacted text block]

[Redacted text block]

※国総研資料第906号H28.3 道路環境評価の技術手法「13.動物、植物、生態系」における環境保全のための取り組みに関する事例集を参考とした

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.906

March 2016

道路環境影響評価の技術手法

「13. 動物、植物、生態系」における環境保全のための取り組みに関する事例集
(平成27年度版)

防災・メンテナンス基盤研究センター 緑化生態研究室
上野 裕介 栗原 正夫

道路交通研究部 道路環境研究室
大城 温 井上 隆司 瀧本 真理 光谷 友樹 長谷川 啓一

The Technical Reference on Environment Impact Assessment Technique for Road Project
Examples of Environmental Conservation Measures on 13. Fauna, Flora, Ecosystem

Landscape and Ecology Division
Yusuke UENO
Masao KURIHARA

Road Environment Division
Nodoka OSHIRO
Ryuji INOUE
Masamichi TAKIMOTO
Yuki MITSUTANI
Keiichi HASEGAWA

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

3.3 鳥類（猛禽類）

3.3.1 鳥類（猛禽類）に対する環境保全措置等の概要

！ 鳥類（猛禽類）に対する環境保全措置等のポイント

- ☞ これまでに実施された猛禽類に対する工事中の環境保全措置等は、有効に機能しているものと考えられる。今後は効率化に努めることが重要。
- ☞ 法面での餌場の確保や緑地保全条例の活用による樹林の保全等、既にある仕組みや空間を活用して、長期的な猛禽類の保全に向けた検討を進めていくことも重要。

猛禽類は、これまでに最も多く環境保全措置等が実施されている分類であり、過去の実績から工事中の環境保全措置が有効に機能していることが把握されている（詳細は第2章のコラムを参照）。道路事業において多く対象となる

の3種について、工事を実施した場合と事前調査等の工事を実施していない場合で、繁殖成功率（繁殖に着手したペアのうち、巣立ちまで至った割合）を比較すると統計的に有意差はない¹⁾（図3.3-1）。つまり、これまでに実施されてきた環境保全措置は有効に機能していると考えられる。今後は、これまでの環境保全措置等を基本としながら、より効果の高い対策や最小限必要な対策を明らかにして環境保全措置等を絞り込むことで、環境保全措置等の効率化に努めることが重要である。

また、これまでに実施されてきた環境保全措置等は、工事影響の低減や営巣地代償のための代替巣の整備などが多く、工事完了後や供用後も継続的に環境を保全するための取り組みが少ない。本項では参考となる取り組みとして、

を紹介している。今後、工事中の環境保全措置等の効率化と共に、工事完了後や供用後も長期的に猛禽類の生息環境を保全するために、事業者の今ある仕組みや空間を活用して、新たな負担を増やさずに長期的に猛禽類を保全していくための検討を進めていくことが重要である。

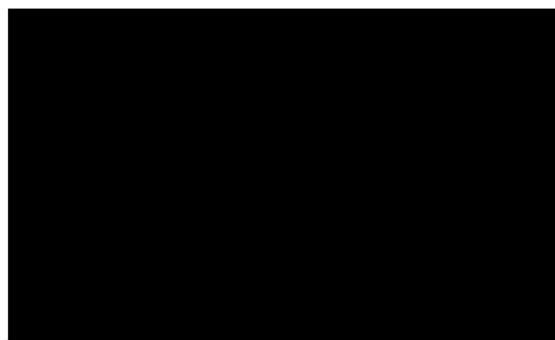


図3.3-1 工事の有無と繁殖成功率の違い（H21～24までの4年間の全国の直轄道路事業の調査結果を整理。アセス対象以外の事業も含む。）

¹⁾ 上野裕介・長谷川啓一・大城 温・神田真由美・井上隆司・栗原正夫（2015）メタ解析を用いた環境保全措置の効果検証—全国の道路事業での希少猛禽類3種の繁殖成否—。土木学会論文集G（環境）Vol.71 NO.6：65-71。

表 3.3-1(1) 猛禽類に対する環境保全措置等の代表例

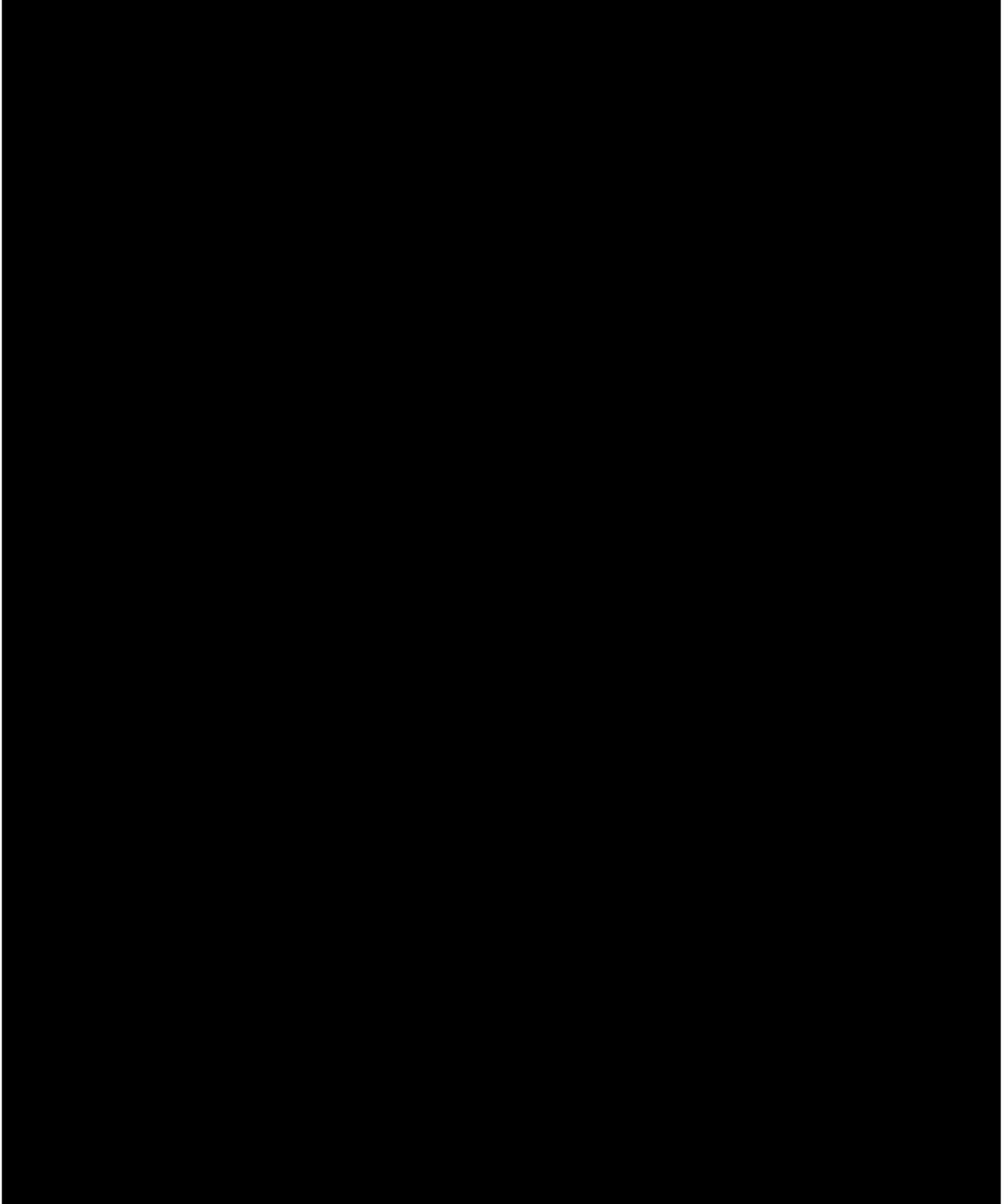
A large black rectangular area covering the majority of the page, indicating that the content of the table has been redacted.

表 3.3-1(2) 猛禽類に対する環境保全措置等の代表例

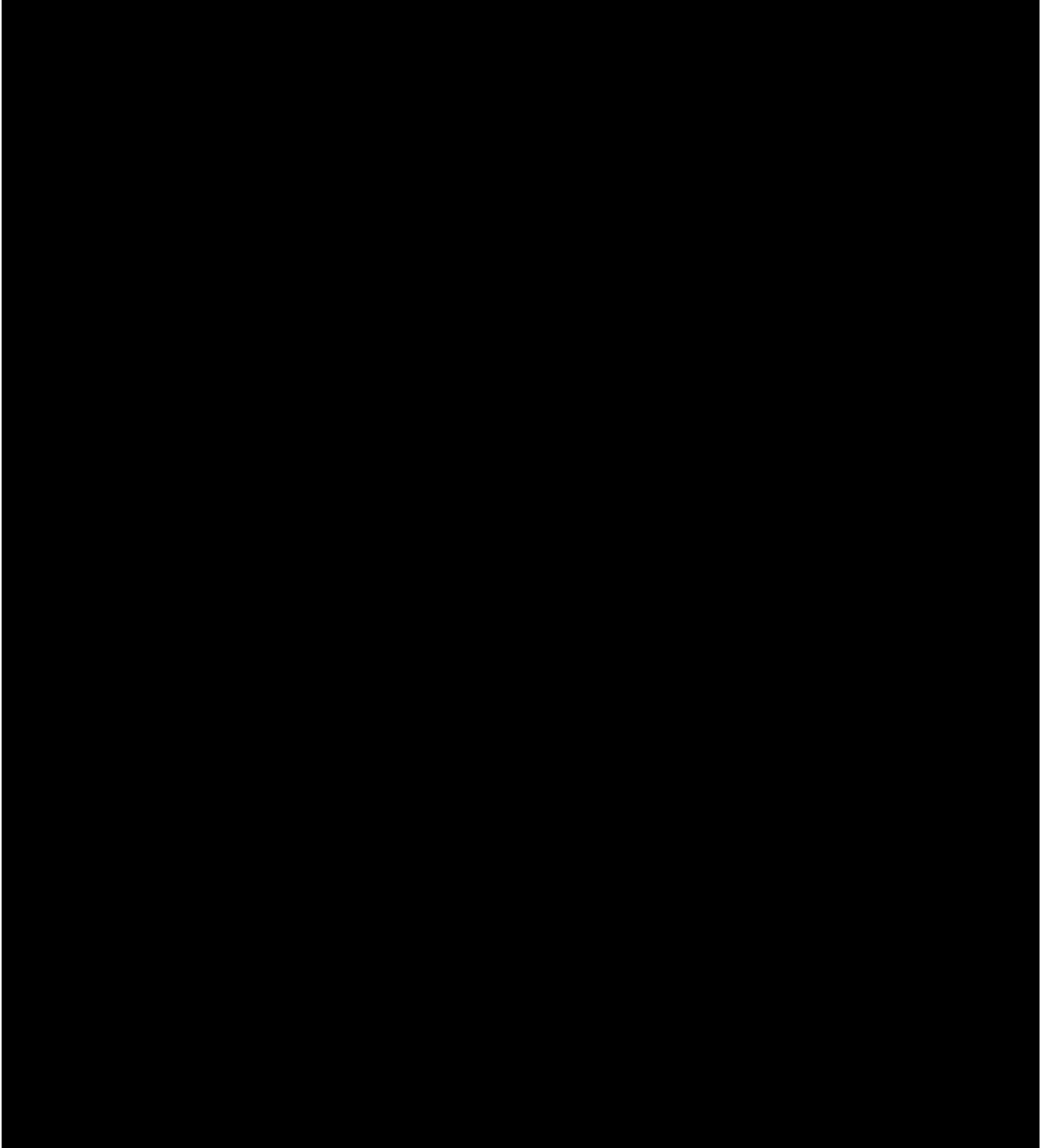
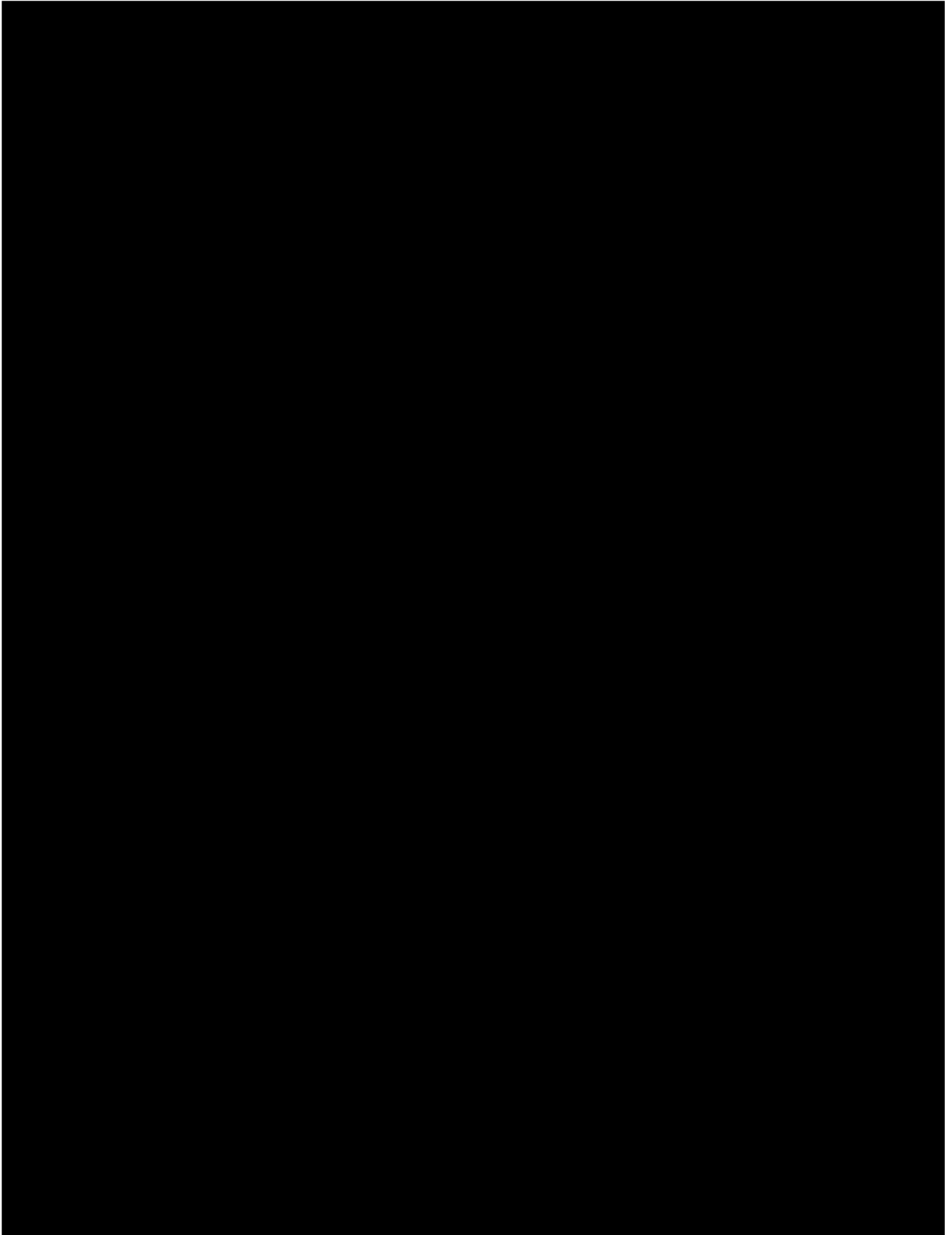


表 3.3-1(3) 猛禽類に対する環境保全措置等の代表例

A large black rectangular area covering the majority of the page, indicating that the content of the table has been redacted.

3.3.2 個別事例

以下に、鳥類（猛禽類）に対する環境保全措置等として取り上げた事例の一覧を示す。

表 3.3-2 (1) 猛禽類の環境保全措置等 事例一覧

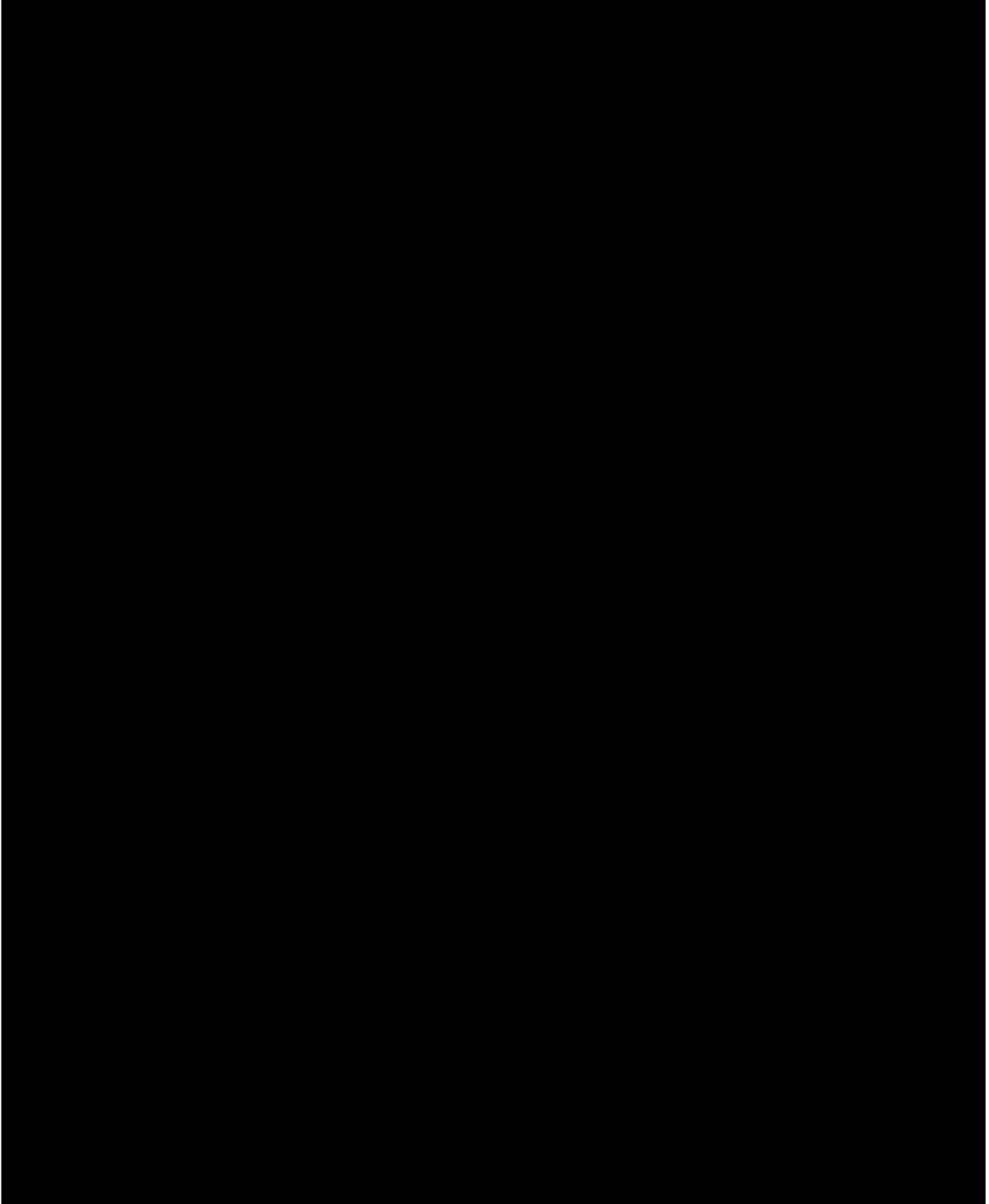
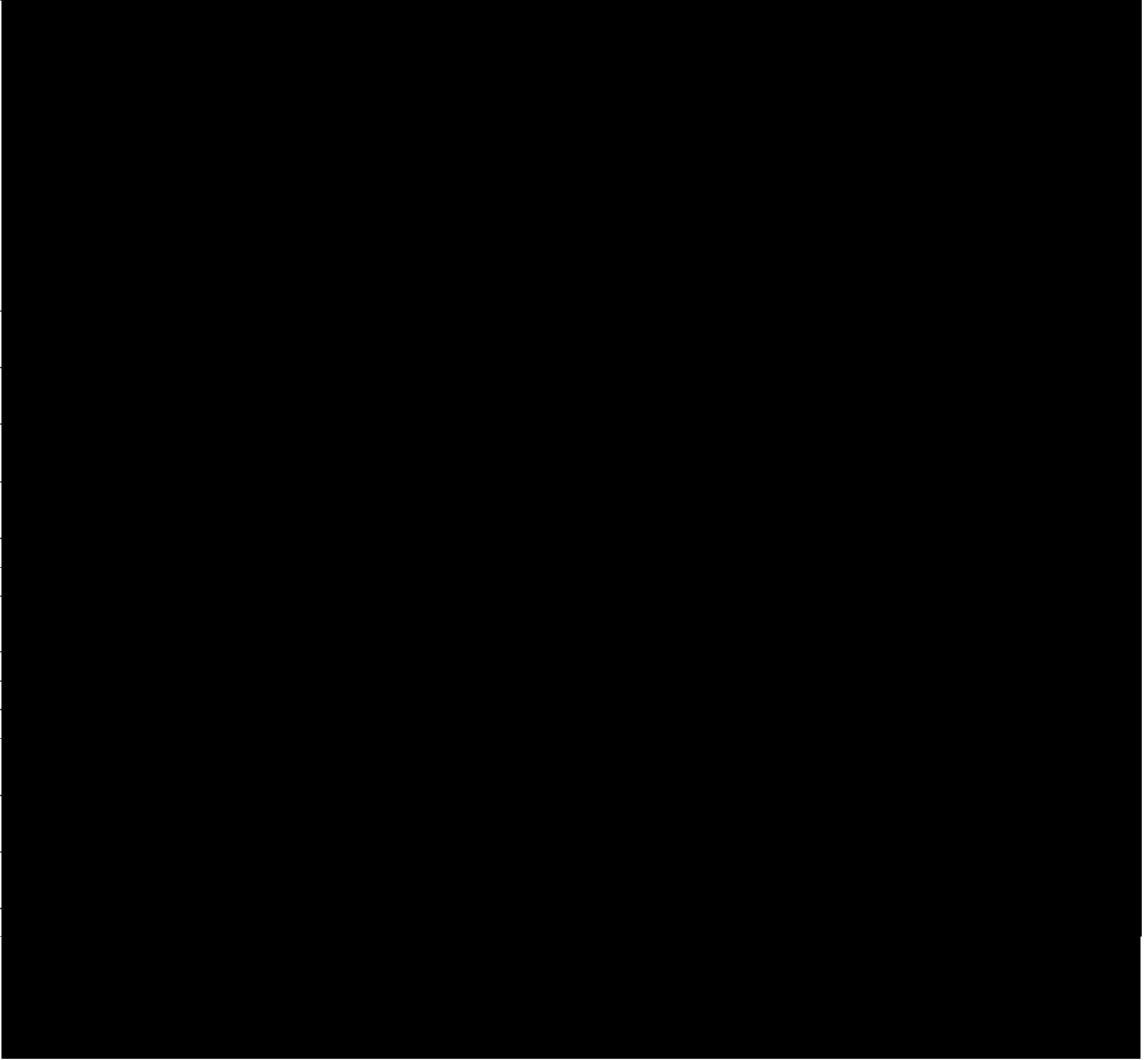
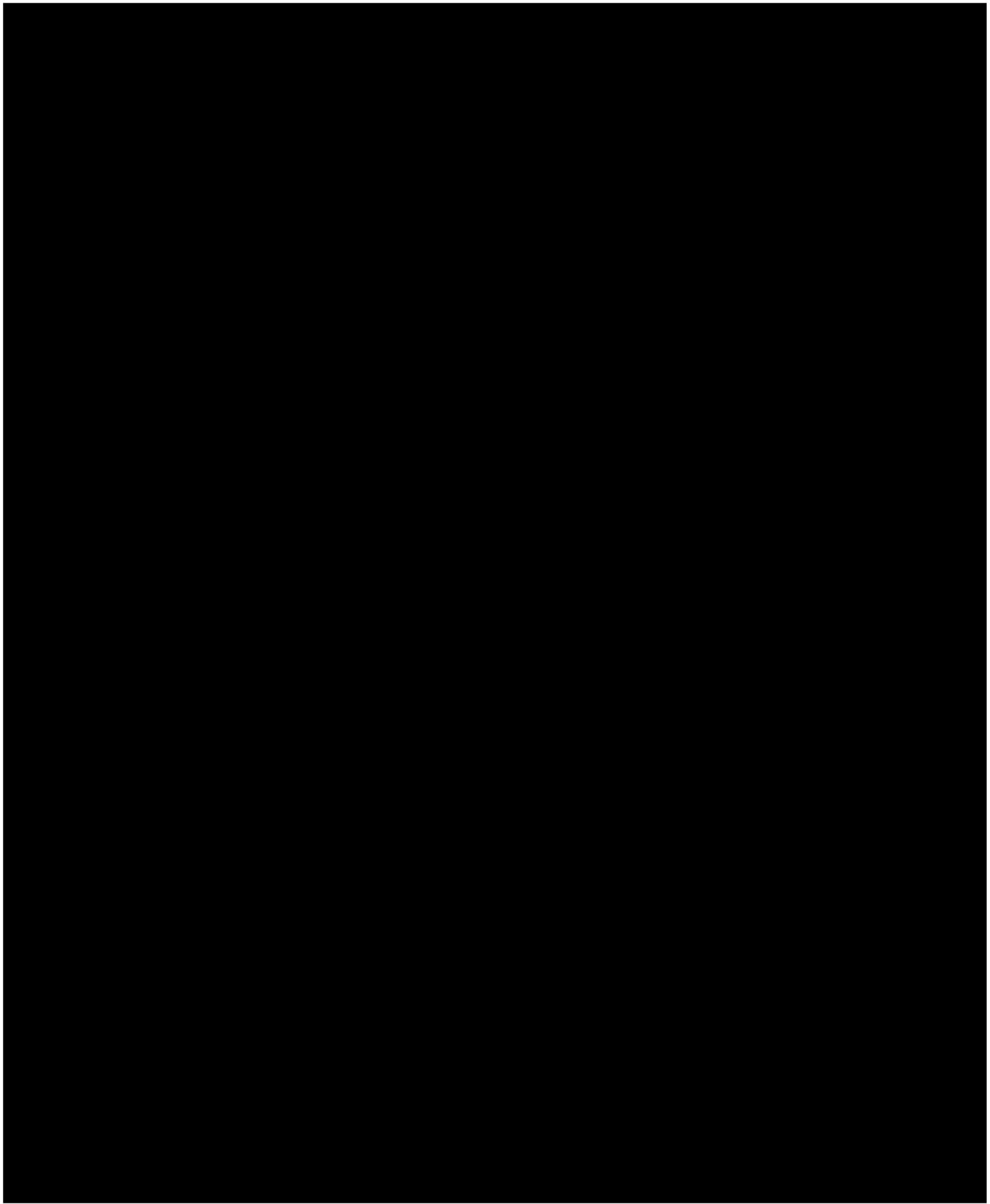
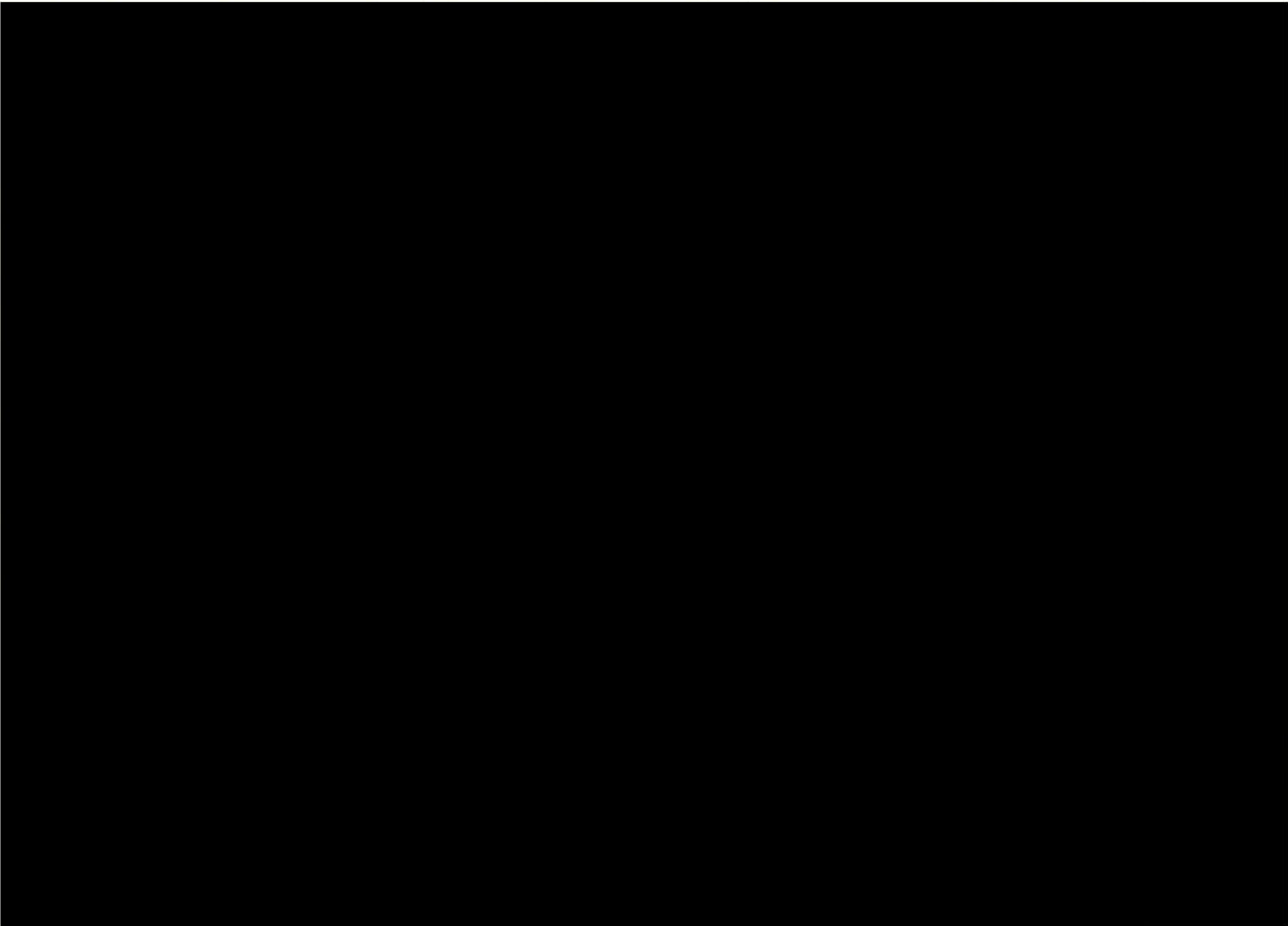


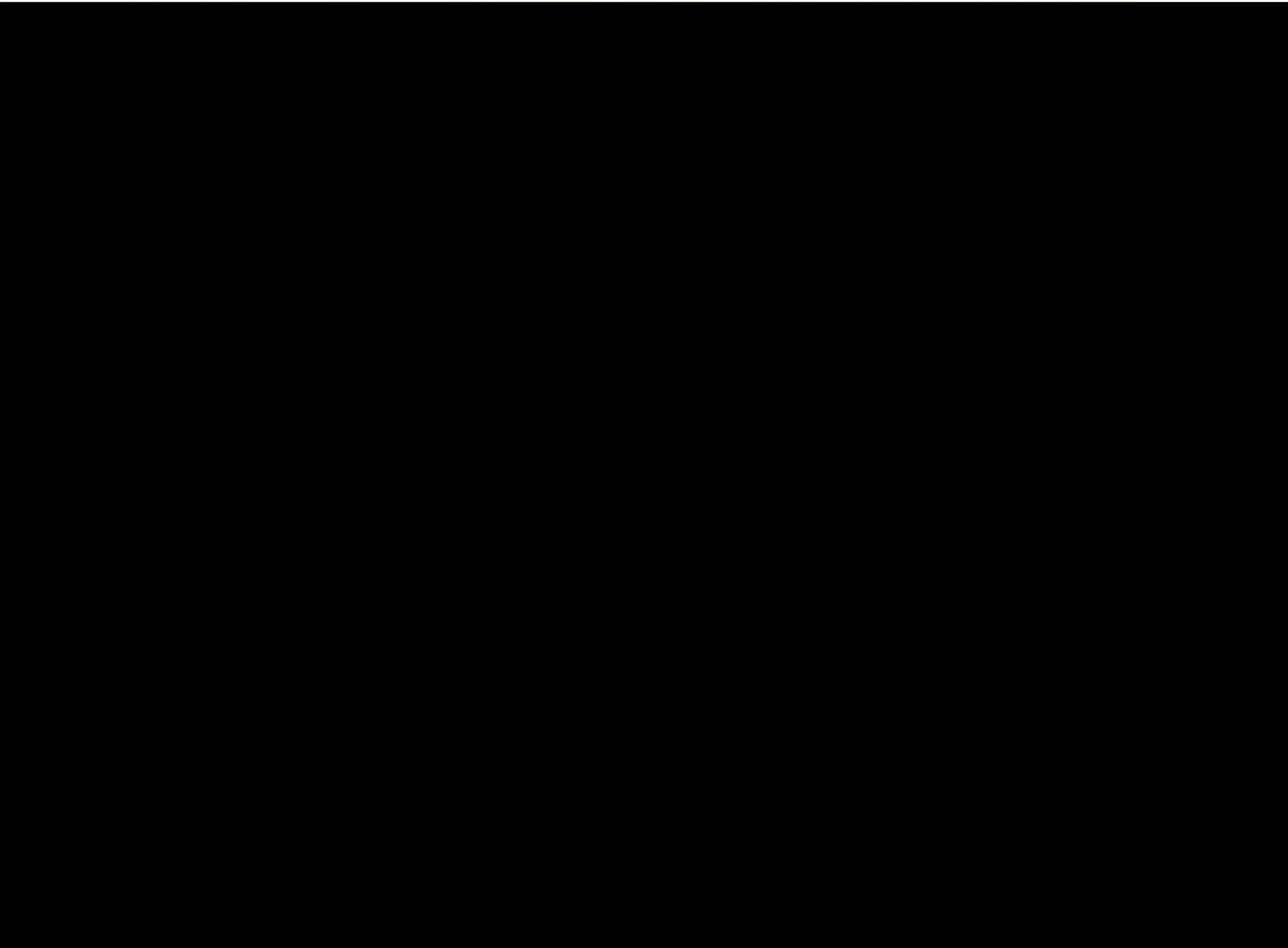
表 3.3-2 (2) 猛禽類の環境保全措置等 事例一覧





以降に「令和2年度 鳥海ダム猛禽類調査 中間報告書(令和3年1~3月)」を抜粋する。





§ 8. 防水・排水工設計

8.1 概説

防水工・排水工の設計にあたっては「道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 (社)日本道路協会(平成15年11月)第3編 設計 5.排水工・防水工」p132~139及び「第188号 どうこう」を参考とし、湧水等をすみやかにトンネル外へ排出できるよう、排水工を選定しなければならない。

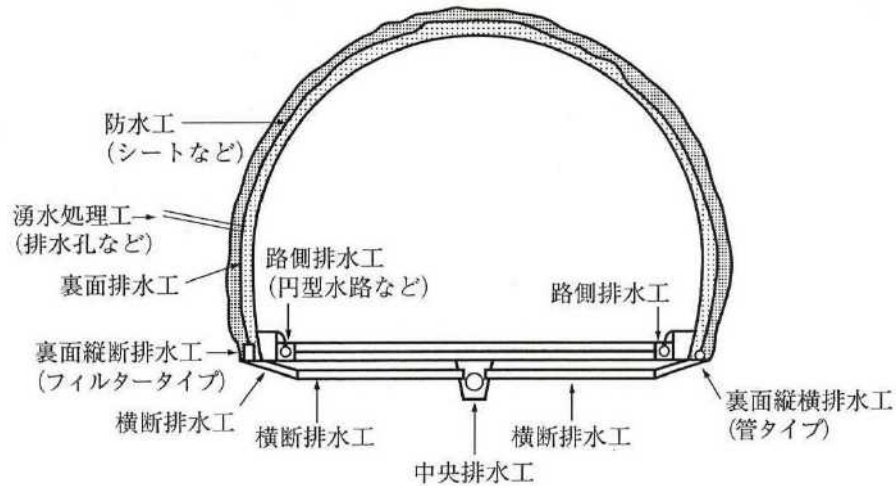


図-8.1.1 防・排水工

8.2 防水工

吹付けコンクリートと覆工との間の縁切りを行うことで遮水層を形成し、トンネル内部への漏水を防止することを目的としたものである。

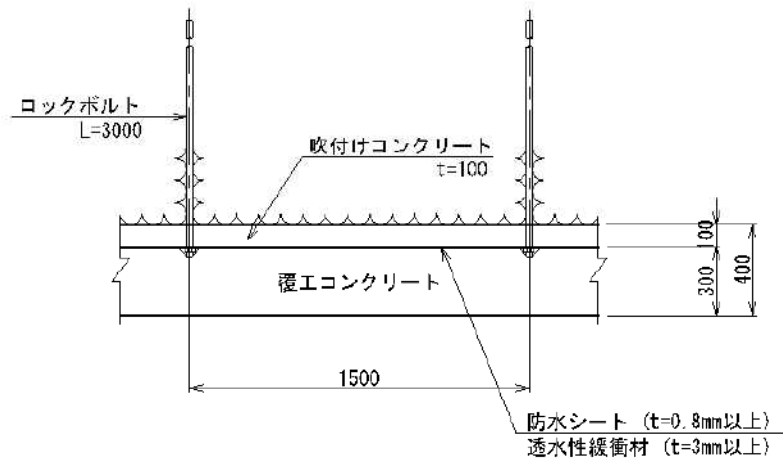


図-8.2.1 防水工

8.3 排水工

8.3.1 裏面排水工

覆工背面の湧水を集めて路盤排水工へ導くことを目的とした排水工である。また、裏面縦断排水工は防水工の下部端末として縦断方向へ設ける排水工である。

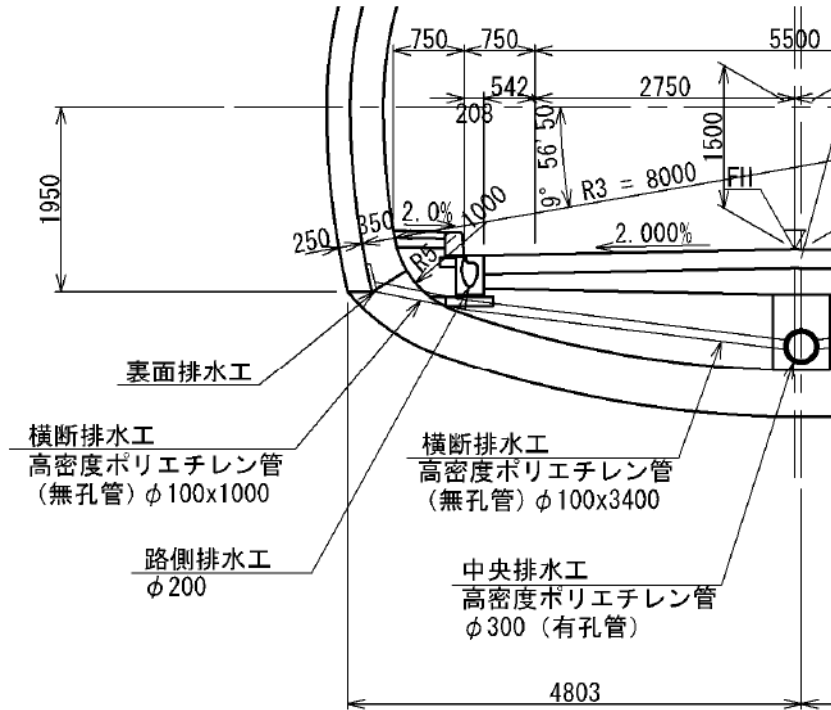


図-8.3.1 裏面排水工

8.3.2 路盤排水工

路盤内および覆工背面湧水をトンネル外へ導くことを目的として路面下に設ける中央排水工および横断排水工である。

(1) 横断排水工

横断排水工の設計は、一般には30～50mの間隔で設けるが、降雨強度、降雪量、土被りなどに支配される現場の湧水量によっては設置間隔を短くする場合もある。材料としては、有孔高密度ポリエチレン管（内面平滑タイプ）や有孔ヒューム管（Ⅱ種）を一般的に用いるが、歩道部など上載荷重が小さい場合には、塩化ビニル管と使い分けている例もある。なお、直径は将来の遊離石灰の沈着などを考えると最小でも10～15cm程度のものを布設しておくことが望ましい。

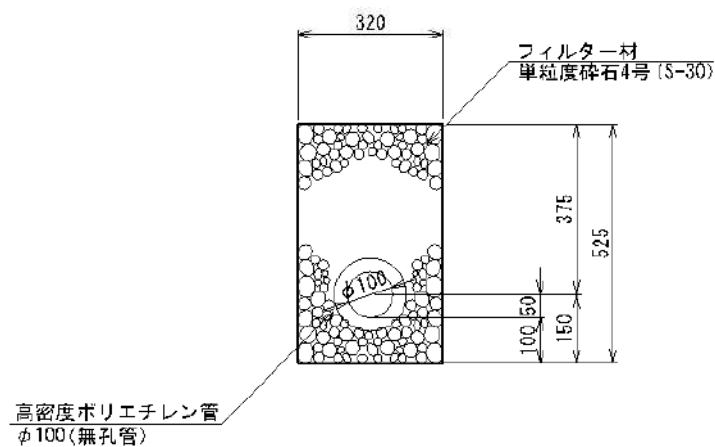


図-8.3.2 横断排水工

(2) 中央排水工



出典：「第 197 号 どうこう P7」

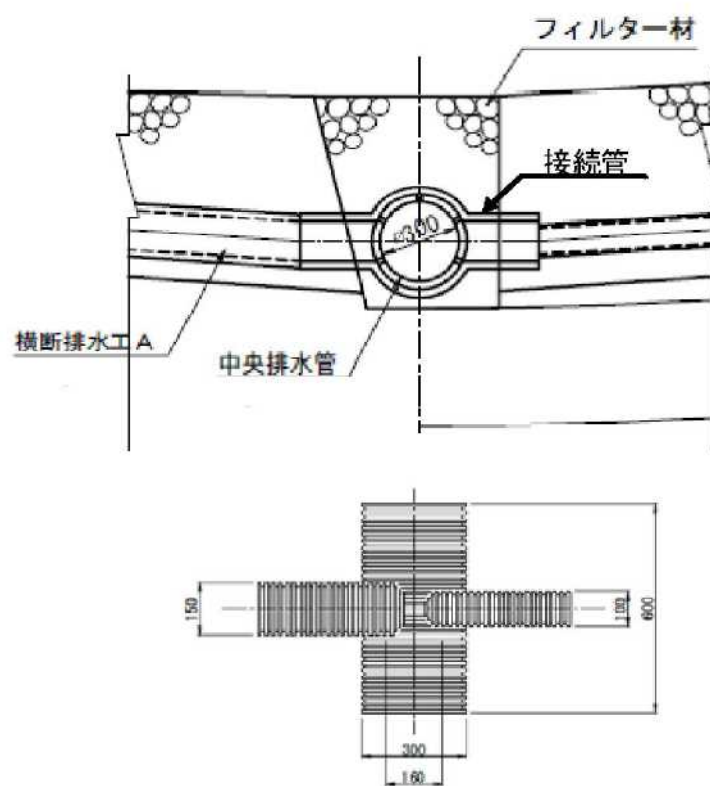


図-8.3.3 中央排水工

8.3.3 路側排水工

路側排水工の一般タイプはU型溝や円形水路であるが、トンネル延長が短く漏水が少ないなどの場合にはL型溝を用いることもある。排水工の形式は、将来の維持管理における清掃方法や清掃機械器具の仕様などに関連づけて設計しておく必要がある。また、清掃用の集水マスの間隔などについても、これらの能力などと深い関係がある。

本業務における路側排水工の工種は、「プレキャスト製品」：2工種と「現場打ち」：従来工法、スリップフォーム工法にて比較を行う。

その結果、2号トンネル単独施工の場合は、「第2案：薄型円形水路」が経済性において優位となる。2号トンネル、3号トンネル連続施工の場合は、「第4案：スリップフォーム工法」が経済性において優位となる。

ただし、8.4 参考資料(5)に示すとおり、「第4案：スリップフォーム工法」を採用した場合、内空断面積が増加し、同案を採用することによる工費減のメリットを上回る工費増が生じるため、「第2案：薄型円形水路」を採用し、維持管理のために集水柵を50m間隔で設ける。

表-8.3.1 路側排水工比較表（2号トンネル単独施工）

| 形式 | 二次製品 | | | | 現場打ち | | | | |
|--------------------|-------------------------------------|---|--|---|---------------------------------|---|---|---|--|
| 比較案 | 第1案(ケイコン) | | 第2案(ゴトウコンクリート) | | 第3案(従来工法) | | 第4案(スリップフォーム工法) | | |
| 形状 | | | | | | | | | |
| 製品名 | 円形水路Φ200 | | 薄型円形水路(Φ200) | | 現場打ち | | スリップフォーム工法 | | |
| 特徴 | 埋設管スペース | ○：通常の円型水路と同様 | | ◎：薄型であり、呑み口を監査路側へずらすことで、管路埋設スペースを確保できる。 | | △：標準のプレキャスト水路よりも管路埋設スペースが小さくなる。 | | △：標準のプレキャスト水路よりも管路埋設スペースが小さくなる。 | |
| | 舗装用機械 | ○：すべての機種のフィニッシャ荷重に対応(国交省の図集どおり) | | ○：T-25までなら対応可能(これ以上のフィニッシャ荷重に対しては検討が必要) | | ○：T-25までなら対応可能(これ以上のフィニッシャ荷重に対しては検討が必要) | | ○：T-25までなら対応可能(これ以上のフィニッシャ荷重に対しては検討が必要) | |
| | 維持管理(清掃) | △：圧力水による清掃。 ○：グレーチング蓋の脱却により、清掃が容易。 ○：スリット幅が80mmであるため、砂・枯葉などのつまりにも集水対応できる。 | | ○：圧力水による清掃、専用スコップによる清掃も可。 ○：排水が少量の場合でも流速が速いため、ごみが溜まりにくい。 △：砂・枯葉などのつまりへの対応は難しい | | △：圧力水による清掃。 ○：溝幅が50mmであるため、砂・枯葉などのつまりがある場合、集水対応し難いが、トンネル内である場合は影響なし。 | | △：圧力水による清掃。 ○：溝幅が50mmであるため、砂・枯葉などのつまりがある場合、集水対応し難いが、トンネル内である場合は影響なし。 | |
| | 品質 | ○：プレキャスト製品のため、材料管理は気候に左右されない。 | | ○：プレキャスト製品のため、材料管理は気候に左右されない。 | | △：寒冷地では生コンの管理が難しい。 | | △：寒冷地では生コンの管理が難しい。 | |
| | その他 | | | | | | | ○：自走式型枠での連続施工が可能 △：非常駐車帯は適用不可(現場打ちで対応) | |
| 安全性 | ○：グレーチングにより、自転車の車輪が溝に落ちる危険性はない。 | | ○：呑み口幅15mmのため、自転車の車輪が溝に落ちる危険性はない。 | | ○：グレーチングにより、自転車の車輪が溝に落ちる危険性はない。 | | ×：呑み口幅60mm(最小30mm)のため、自転車の車輪が溝に落ちる危険性がある。 | | |
| 経済性 [※] | 工種 | 金額 | 工種 | 金額 | 工種 | 金額 | 工種 | 金額 | |
| | 型枠工 | | 型枠工 | | 型枠工(基礎) | | センサーライン工 | | |
| | 均し基礎コンクリート工 | | 均し基礎コンクリート工 | | 均し基礎コンクリート工 | | 打設・成型工 | | |
| | 敷モルタル工 | | 敷モルタル工 | | 鉄筋工 | | 補正仕上げ工 | | |
| | 側溝据付 | | 側溝据付 | | 型枠工(本体内側) | | 目地工 | | |
| | | | | | 型枠工(本体外側) | | 養生工 | | |
| | | | | | コンクリート工 | | 鉄筋工 | | |
| | | | | | 一般養生工 | | 特定仮設費他 | | |
| | | | | | 敷モルタル工 | | 敷モルタル工 | | |
| | | | | | グレーチング | | 特許料 | | |
| 舗装工(W=7.0m/2-排水工幅) | | 舗装工(W=7.0m/2-排水工幅) | | 舗装工(W=7.0m/2-排水工幅) | | 舗装工(W=7.0m/2-排水工幅) | | | |
| 合計(片側10m当たり) | | 合計(片側10m当たり) | | 合計(片側10m当たり) | | 合計(片側10m当たり) | | | |
| 直工費 | 円/m:○ | 直工費 | 円/m:◎ | 直工費 | 円/m:△ | 直工費 | 円/m:○ | | |
| 比率(基準案) | 基準案 | 比率 | 0.81 | 比率 | 0.93 | 比率 | 0.81 | | |
| 差額(基準案) | 基準案 | 差額 | 円/m | 差額 | 円/m | 差額 | 円/m | | |
| 実績 | ・全国に多数 | | ※東北地方での実績が豊富 ・国交省:33件、自治体:2件 | | ・全国に多数 | | ・全国に多数 | | |
| 評価 | △ 標準側溝であり実績は多数であるものの、比較案の中で最も高価。 | | ◎ 監査歩部下の管路スペースを十分確保できる。東北地整での実績も多く、経済性で最も優れる。 | | △ 実績は多数あるものの、経済性で他案に劣る。 | | ○ 施行延長が長い場合は有利となるが、今回の施工延長では、最安案に比べやや高価。 | | |
| 備考 | ・製品単価:(円形水路)メーカー見積 | | ・製品単価:(円形水路)メーカー見積 | | ・工法歩掛:(円形水路)建設物価 R3.6 | | ・工法歩掛:(円形水路)メーカー見積 | | |

※経済性比較に際しては、路側排水工据付工事(型枠、基礎コン、敷モルタルを含む)だけでなく、路側排水工サイズにより舗装幅が異なるため、舗装工事の費用も算出している。

表-8.3.2 路側排水工比較表 (2号トンネル、3号トンネル連続施工)

| 形式 | 二次製品 | | | | 現場打ち | | | | |
|--------------------|-------------------------------------|---|--|---|---------------------------------|---|---|---|--|
| 比較案 | 第1案(ケイコン) | | 第2案(ゴトウコンクリート) | | 第3案(従来工法) | | 第4案(スリップフォーム工法) | | |
| 形状 | | | | | | | | | |
| 製品名 | 円形水路Φ200 | | 薄型円形水路 (Φ200) | | 現場打ち | | スリップフォーム工法 | | |
| 特徴 | 埋設管スペース | ○：通常の円型水路と同様 | | ◎：薄型であり、呑み口を監査路側へずらすことで、管路埋設スペースを確保できる。 | | △：標準のプレキャスト水路よりも管路埋設スペースが小さくなる。 | | △：標準のプレキャスト水路よりも管路埋設スペースが小さくなる。 | |
| | 舗装用機械 | ○：すべての機種(のフィニッシャー)に対応(国交省の図集どおり) | | ○：T-25までなら対応可能(これ以上のフィニッシャー)に対しては検討が必要) | | ○：T-25までなら対応可能(これ以上のフィニッシャー)に対しては検討が必要) | | ○：T-25までなら対応可能(これ以上のフィニッシャー)に対しては検討が必要) | |
| | 維持管理(清掃) | △：圧力水による清掃。 ○：グレーチング蓋の脱却により、清掃が容易。 ○：スリット幅が80mmであるため、砂・枯葉などのつまりにも集水対応できる。 | | ○：圧力水による清掃、専用スコップによる清掃も可。 ○：排水が少量の場合でも流速が速いため、ごみが溜まりにくい。 △：砂・枯葉などのつまりへの対応は難しい | | △：圧力水による清掃。 ○：溝幅が50mmであるため、砂・枯葉などのつまりがある場合、集水対応し難いが、トンネル内である場合は影響なし。 | | △：圧力水による清掃。 ○：溝幅が50mmであるため、砂・枯葉などのつまりがある場合、集水対応し難いが、トンネル内である場合は影響なし。 | |
| | 品質 | ○：プレキャスト製品のため、材料管理は気候に左右されない。 | | ○：プレキャスト製品のため、材料管理は気候に左右されない。 | | △：寒冷地では生コンの管理が難しい。 | | △：寒冷地では生コンの管理が難しい。 | |
| | その他 | | | | | | | ○：自走式型枠での連続施工が可能 △：非常駐車帯は適用不可(現場打ちで対応) | |
| 安全性 | ○：グレーチングにより、自転車の車輪が溝に落ちる危険性はない。 | | ○：呑み口幅15mmのため、自転車の車輪が溝に落ちる危険性はない。 | | ○：グレーチングにより、自転車の車輪が溝に落ちる危険性はない。 | | ×：呑み口幅60mm(最小30mm)のため、自転車の車輪が溝に落ちる危険性がある。 | | |
| 経済性 [※] | 工種 | 金額 | 工種 | 金額 | 工種 | 金額 | 工種 | 金額 | |
| | 型枠工 | | 型枠工 | | 型枠工(基礎) | | センサーライン工 | | |
| | 均し基礎コンクリート工 | | 均し基礎コンクリート工 | | 均し基礎コンクリート工 | | 打設・成型工 | | |
| | 敷モルタル工 | | 敷モルタル工 | | 鉄筋工 | | 補正仕上げ工 | | |
| | 側溝据付 | | 側溝据付 | | 型枠工(本体内側) | | 目地工 | | |
| | | | | | 型枠工(本体外側) | | 養生工 | | |
| | | | | | コンクリート工 | | 鉄筋工 | | |
| | | | | | 一般養生工 | | 特定仮設費他 | | |
| | | | | | 敷モルタル工 | | 敷モルタル工 | | |
| | | | | | グレーチング | | 特許料 | | |
| 舗装工(W=7.0m/2-排水工幅) | | 舗装工(W=7.0m/2-排水工幅) | | 舗装工(W=7.0m/2-排水工幅) | | 舗装工(W=7.0m/2-排水工幅) | | | |
| 合計(片側10m当たり) | | 合計(片側10m当たり) | | 合計(片側10m当たり) | | 合計(片側10m当たり) | | | |
| 直工費 | 円/m : ○ | 直工費 | 円/m : ◎ | 直工費 | 円/m : △ | 直工費 | 円/m : ○ | | |
| 比率(基準案) | 基準案 | 比率 | 0.81 | 比率 | 0.93 | 比率 | 0.80 | | |
| 差額(基準案) | 基準案 | 差額 | 円/m | 差額 | 円/m | 差額 | 円/m | | |
| 実績 | ・全国に多数 | | ※東北地方での実績が豊富 ・国交省：33件、自治体：2件 | | ・全国に多数 | | ・全国に多数 | | |
| 評価 | △ 標準側溝であり実績は多数であるものの、比較案の中で最も高価。 | | ○ 監査歩留下の管路スペースを十分確保できる。 東北地整での実績も多いものの、最安案に比べやや高価。 | | △ 実績は多数あるものの、経済性で他案に劣る。 | | ◎ 施行延長が長い場合は有利となる。 3号トンネルと同時発注した場合、経済性で最も優れる。 | | |
| 備考 | ・製品単価：(円形水路)メーカー見積 | | ・製品単価：(円形水路)メーカー見積 | | ・工法歩掛：(円形水路)建設物価 R3.6 | | ・工法歩掛：(円形水路)メーカー見積 | | |

※経済性比較に際しては、路側排水工据付工事(型枠、基礎コン、敷モルタルを含む)だけでなく、路側排水工サイズにより舗装幅が異なるため、舗装工事の費用も算出している。

8.4 参考資料

次頁より、参考資料として以下の資料を示す。

- | | |
|-----------------------------|--------------|
| (1) 円形水路Ⅱ型 (Φ200) 概算工事費 | ・ ・ ・ ・ 8-10 |
| (2) 薄型円形水路 (Φ200) 概算工事費 | ・ ・ ・ ・ 8-12 |
| (3) 現場打ち (従来工法) 概算工事費 | ・ ・ ・ ・ 8-14 |
| (4) 現場打ち (スリップフォーム工法) 概算工事費 | ・ ・ ・ ・ 8-17 |
| (5) スリップフォーム工法を適用した場合 | ・ ・ ・ ・ 8-45 |

(1) 円形水路Ⅱ型 (Φ200) 概算工事費

円形水路Ⅱ型(φ200)

10m当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-----|------------------|---------------|----|------|----|----|--|
| 据付工 | 円形水路本体 | L=2000 | m | 5.0 | | | |
| | 世話役 | | 人 | 0.3 | | | 据付工歩掛根拠:H26国交省土木積算基準P.122 |
| | 特殊作業員 | | 人 | 0.2 | | | ※均しコン設置のため、基礎砕石費率は考慮せず |
| | 普通作業員 | | 人 | 0.6 | | | |
| | バックホウ(クレーン機能付)運転 | 山積0.28㎡、1.7t吊 | h | 1.7 | | | 国交省土木工事積算基準P.5より T=4~7時間 ⇒平均の5.5h/日を採用 |
| | 諸雑費 | | % | 17.0 | | | |
| | | | | | 小計 | | |
| | | | | 1m当り | | | |

10m2当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-----|-------|------|----|-------|----|----|------------------------------|
| 型枠工 | 世話役 | | 人 | 0.1 | | | 均しコン型枠歩掛根拠:H26国交省土木積算基準P.291 |
| | 型枠工 | | 人 | 1.0 | | | |
| | 普通作業員 | | 人 | 0.4 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 18.0 | | | |
| | | | | | 小計 | | |
| | | | | 1m2当り | | | |

10m3当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-----------------|--------|---------|----|-------|----|----|----------------------------|
| 均し基礎 コンクリート工 | コンクリート | 18-8-40 | m3 | 10.0 | | | |
| | 世話役 | | 人 | 0.57 | | | 均しコン歩掛根拠:H26国交省土木積算基準P.285 |
| | 特殊作業員 | | 人 | 0.79 | | | |
| | 普通作業員 | | 人 | 1.25 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 7.0 | | | |
| | | | | | 小計 | | |
| | | | | 1m3当り | | | |

10m当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|--------|------|------|----|------|------|----|----|
| 敷きモルタル | モルタル | 1:3 | m3 | 0.11 | | | |
| | | | | | 小計 | | |
| | | | | | 1m当り | | |

製品10m当り

| 名称 | 工種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-------|-----------|------|----|------|----|----|----|
| 路側排水工 | 側溝据付工 | | m | 10.0 | | | |
| | 型枠工 | | m2 | 2.0 | | | |
| | 均しコンクリート工 | | m3 | 0.56 | | | |
| | 敷きモルタル工 | | m | 10.0 | | | |
| | | | | | 合計 | | |
| | | | | 1m当り | | | |

(2) 薄型円形水路 (Φ200) 概算工事費

薄型円形水路(Φ200)

10m当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-----|------------------|---------------|----|------|------|----|--|
| 据付工 | 薄型円形水路本体 | L=2000 | m | 5.0 | | | |
| | 世話役 | | 人 | 0.3 | | | 据付工歩掛根拠:H26国交省土木積算基準P.122 |
| | 特殊作業員 | | 人 | 0.2 | | | ※均しコン設置のため、基礎砕石費率は考慮せず |
| | 普通作業員 | | 人 | 0.6 | | | |
| | バックホウ(クレーン機能付)運転 | 山積0.28㎡、1.7t吊 | h | 1.7 | | | 国交省土木工事積算基準P.5より T=4~7時間 →平均の5.5h/日を採用 |
| | 諸雑費 | | % | 17.0 | | | |
| | | | | | 小計 | | |
| | | | | | 1m当り | | |

10m2当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-----|-------|------|----|------|-------|----|------------------------------|
| 型枠工 | 世話役 | | 人 | 0.1 | | | 均しコン型枠歩掛根拠:H26国交省土木積算基準P.291 |
| | 型枠工 | | 人 | 1.0 | | | |
| | 普通作業員 | | 人 | 0.4 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 18.0 | | | |
| | | | | | | 小計 | |
| | | | | | 1m2当り | | |

10m3当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-----------------|--------|---------|----|------|-------|----|----------------------------|
| 均し基礎 コンクリート工 | コンクリート | 18-8-40 | m3 | 10.0 | | | |
| | 世話役 | | 人 | 0.57 | | | 均しコン歩掛根拠:H26国交省土木積算基準P.285 |
| | 特殊作業員 | | 人 | 0.79 | | | |
| | 普通作業員 | | 人 | 1.25 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 7.0 | | | |
| | | | | | | 小計 | |
| | | | | | 1m3当り | | |

10m当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|--------|------|------|----|------|----|------|----|
| 敷きモルタル | モルタル | 1:3 | m3 | 0.06 | | | |
| | | | | | | 小計 | |
| | | | | | | 1m当り | |

製品10m当り

| 名称 | 工種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-------|----------|------|----|------|------|----|----|
| 路側排水工 | 側溝据付 | | m | 10.0 | | | |
| | 型枠工 | | m2 | 2.0 | | | |
| | 均コンクリート工 | | m3 | 0.40 | | | |
| | 縁石工 | | m | 10.0 | | | |
| | 敷きモルタル工 | | m | 10.0 | | | |
| | | | | | | 合計 | |
| | | | | | 1m当り | | |

(3) 現場打ち（従来工法）概算工事費

現場打ち円形水路

10m2当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-----|-------|------|----|-------|----|----|-------------------------------|
| 型枠工 | 世話役 | | 人 | 0.1 | | | 均しコン型枠歩掛根拠: H26国交省土木積算基準P.291 |
| | 型枠工 | | 人 | 1.0 | | | |
| | 普通作業員 | | 人 | 0.4 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 18.0 | | | |
| | | | | | 小計 | | |
| | | | | 1m2当り | | | |

10m3当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-----------------|--------|---------|----|-------|----|----|-----------------------------|
| 均し基礎 コンクリート工 | コンクリート | 18-8-25 | m3 | 10.0 | | | 均しコン歩掛根拠: H26国交省土木積算基準P.285 |
| | 世話役 | | 人 | 0.57 | | | |
| | 特殊作業員 | | 人 | 0.79 | | | |
| | 普通作業員 | | 人 | 1.25 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 7.0 | | | |
| | | | | | 小計 | | |
| | | | | 1m3当り | | | |

10m当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-----|-----|------------|----|------|----|----|----|
| 鉄筋工 | 鉄筋 | SD295A D10 | t | 0.08 | | | |
| | 鉄筋工 | | t | 0.08 | | | |
| | | | | | 小計 | | |
| | | | | 1m当り | | | |

10m当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|---------|-------|------|----|-------|----|----|-------------------------------|
| 型枠工(内側) | 世話役 | | 人 | 0.319 | | | 均しコン型枠歩掛根拠: H26国交省土木積算基準P.291 |
| | 型枠工 | | 人 | 1.617 | | | |
| | 普通作業員 | | 人 | 1.030 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 23.0 | | | |
| | | | | | 小計 | | |
| | | | | 1m2当り | | | |

10m当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|---------|-------|------|----|-------|----|----|-------------------------------|
| 型枠工(外側) | 世話役 | | 人 | 0.387 | | | 均しコン型枠歩掛根拠: H26国交省土木積算基準P.291 |
| | 型枠工 | | 人 | 1.811 | | | |
| | 普通作業員 | | 人 | 1.538 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 14.0 | | | |
| | | | | | 小計 | | |
| | | | | 1m2当り | | | |

10m3当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|---------|--------|---------|----|------|-------|----|----|
| コンクリート工 | コンクリート | 21-8-40 | m3 | 10.0 | | | |
| | 世話役 | | 人 | 0.91 | | | |
| | 特殊作業員 | | 人 | 1.00 | | | |
| | 普通作業員 | | 人 | 2.65 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 4.0 | | | |
| | | | | | | 小計 | |
| | | | | | 1m3当り | | |

10m3当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-------|-------|------|----|------|-------|----|----|
| 一般養生工 | 普通作業員 | | 人 | 0.16 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 33.0 | | | |
| | | | | | | 小計 | |
| | | | | | 1m3当り | | |

100m当り

| 名称 | 品種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-----|-----------|----------|----|-------|------|----|----|
| 緑石工 | 歩車道境界ブロック | B種 L=600 | 本 | 166.7 | | | |
| | 世話役 | | 人 | 1.67 | | | |
| | ブロック工 | | 人 | 3.33 | | | |
| | 普通作業員 | | 人 | 3.33 | | | |
| | 諸雑費 | | % | 9.0 | | | |
| | | | | | | 小計 | |
| | | | | | 1m当り | | |

製品10m当り

| 名称 | 工種 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-------|----------|------|----|------|------|----|----|
| 路側排水工 | 型枠工(基礎) | | m2 | 2.0 | | | |
| | 均コンクリート工 | | m3 | 0.57 | | | |
| | 鉄筋工 | | m | 10.0 | | | |
| | 型枠工(本体) | 内側 | m2 | 10.0 | | | |
| | | 外側 | m2 | 10.0 | | | |
| | コンクリート工 | | m3 | 1.70 | | | |
| | 一般養生工 | | m3 | 1.70 | | | |
| | 緑石工 | | m | 10.0 | | | |
| | 特殊グレーチング | | m | 10.0 | | | |
| | | | | | 合計 | | |
| | | | | | 1m当り | | |

(4) 現場打ち（スリップフォーム工法）概算工事費

工 事 設 計 書

工 事 名 称 : 円形水路φ200 新設 標準積算(スリップフォーム工法)
工 事 場 所 : 秋田県由利本荘市
工 事 期 間 :

工 事 金 額 : XXXXXXXXXX
設 計 金 額 : XXXXXXXXXX (内消費税 XXXXXX 円)

工事概要:施工延968mにて算出

労務単価:令和3年度公共工事設計労務単価(秋田県)採用

材料単価:生コンクリート(SF用) XXXXXXXXXX円/m3 メッシュ鉄筋 XXXXXXXXXX/ton

生コンは物価本秋田県横手地区単価を採用。現地と単価に差異がある事が予想されますので、現地価格の調査をお願い致します。

鉄筋工 単 価 表

¥ [redacted] / t 1.0 t当り

| 工 種 | 仕 様 | 形 状 寸 法 | 単 位 | 数 量 | 単 価 | 金 額 | 備 考 |
|---------------|-----|-------------|-----|-------|------------|------------|-----------|
| メッシュ筋 | | SD 295A | t | 1.030 | [redacted] | [redacted] | |
| 世話役 | | | 人 | 0.460 | [redacted] | [redacted] | |
| 鉄筋工 | | | 人 | 0.622 | [redacted] | [redacted] | |
| 普通作業員 | | | 人 | 0.959 | [redacted] | [redacted] | |
| 溶接工 | | | 人 | 0.622 | [redacted] | [redacted] | |
| エンジン付き溶接機運転費 | | | 日 | 0.622 | [redacted] | [redacted] | 第 6 号運転費 |
| トラッククレーン賃料 | | 油圧式 10～11t吊 | 日 | 0.084 | [redacted] | [redacted] | |
| トラック(クレーン付)運転 | | 4t積 2.9t吊 | 日 | 0.025 | [redacted] | [redacted] | 第 7 号運転費 |
| 組立筋設置 | | 材工供 | kg | 10.0 | [redacted] | [redacted] | 第 10 号単価表 |
| 諸雑費 | | | 式 | 1.0 | [redacted] | [redacted] | 上記労務費の3% |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| 合 計 | | | | | | [redacted] | /1.0 |

運転費 単価表

¥ [redacted] 1.0 日当り

| 工 種 | 仕 様 | 規 格 | 単 位 | 数 量 | 単 価 | 金 額 | 備 考 |
|-----------|-----|---------|-----|------|------------|------------|------|
| 2tダンプトラック | | | | | | | |
| 一般運転手 | | | 人 | 1.0 | [redacted] | [redacted] | |
| 燃料費 | | | ℓ | 25.0 | | | |
| 機械損料 | | 2t積み | 共用日 | 1.17 | | | |
| タイヤ損耗費 | | 路面区分:普通 | 共用日 | 1.17 | | | |
| 諸雑費 | | | 式 | 1.00 | | | 端数調整 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| 合 計 | | | | | | [redacted] | /1 |

(5) スリップフォーム工法を適用した場合

(5)スリップフォーム工法を適用した場合

インバート隅角部検討結果

検討ケース名:R3=2.0R2

横断勾配 :直線R=∞

断面積 : 45.992 m² (+0.418m²)

偏平率 : 68.398 %

第4案スリップフォーム工法を適用した場合、足付け高H=2000となり内空断面積が増加する (△A=0.418m²)
 この場合、スリップフォーム工法適用による工費減のメリットを上回る工費増が生じる。
 そのため、路側排水工は第2案の薄型円形水路を適用する。

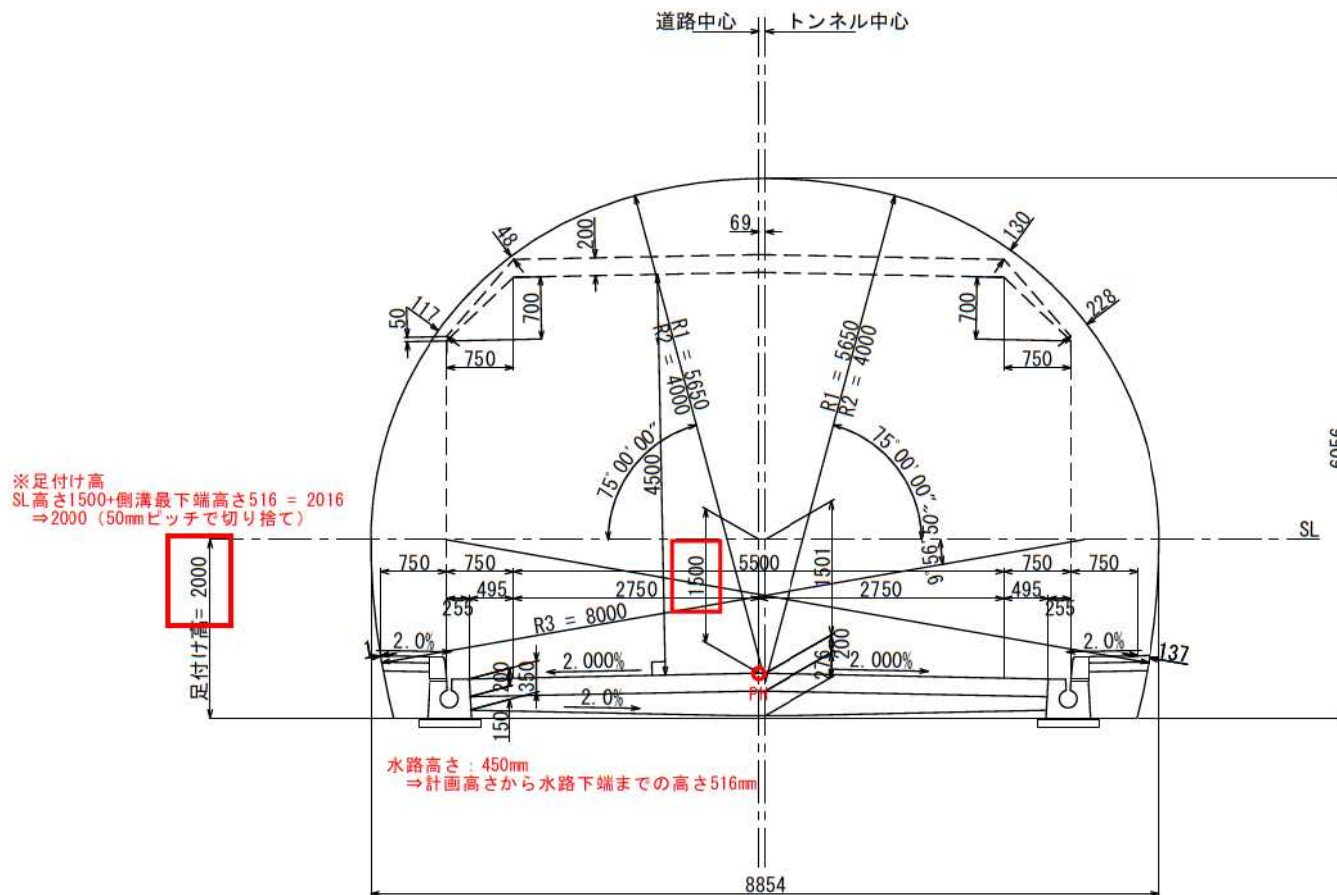
- ・スリップフォーム工法適用による工費減: █████ 円/m - █████ 円/m = █████ 円/m
- ・内空断面積の増加による工費増: (45.992m² - 45.574m²) × █████ 円/m = █████ 円/m

【トンネル断面毎の掘削工費の算定】

| 工種 | 規格 | 単位 | 単価(千円/m) | | | |
|------|------------|----|-------------------|----------------|---------------|----------------|
| | | | 一般部 | インバート有り | 非常駐車帯有り | 大規模補助工法 |
| トンネル | 掘削覆工 B | m | y = 10x + 200 | | y = 10x + 450 | |
| | 掘削覆工 C I | m | y = 10x + 300 | | y = 10x + 600 | |
| | 掘削覆工 C II | m | y = 10x + 400 | | y = 10x + 750 | |
| | 掘削覆工 D I | m | y = 10x + 700 | y = 10x + 900 | | |
| | 掘削覆工 D II | m | | y = 10x + 1000 | | |
| | 掘削覆工 D III | m | | y = 10x + 1100 | | y = 10x + 2800 |
| | 仮設備費 | ヶ月 | y = 12200T + 8300 | | | T: 仮設備供用月数 |

⇒m2当り █████ 円/m工費が増加する y: m当りトンネル掘削工費, X: トンネル内空断面

「四国地方整備局 概算事業費算定表 記入要領(案) (H23改訂)」より



§ 9. 舗装工設計

9.1 概要

一般に、舗装にはアスファルト舗装とセメントコンクリート舗装があるが、トンネル内という特殊性を考慮した場合、維持管理性・耐久性等を踏まえた設計が必要となる。また、車両の安全な走行を確保するためにトンネル内には照明が設置されるが、舗装の種類を決定する上で照明効果も重要な要素となる。

トンネル内の舗装工として代表的なアスファルトおよびセメントコンクリート舗装の概要は、下表に示す通りである。

表-9.1.1 表層（摩耗層）の比較表

| 種別 項目 | セメント コンクリート舗装 | アスファルト コンクリート舗装 | 摘要 |
|----------|---------------------|-------------------------|------------------------|
| 特色 | 照明効果が良く、耐摩耗性に優れる。 | 照明効果が悪く、耐摩耗性に劣る。 | |
| 平坦性 | 多少劣る | 優れる | |
| 補修 | 困難 (養生必要) | 容易 (養生不要) | ※アスファルトによるオーバーレイは考えない。 |
| 路面の摩擦抵抗 | ほぼ同等 | | |
| 耐久性 | 優れる | 劣る (セメントの1/2) | |
| 照明効果 | 優れる | 劣る | |
| わだち掘れ | 摩耗によりのみおこる | アスファルト混合物の変化および摩耗によりおこる | |
| 走行性の騒音 | 多少大きい (2.3dB 高い) | 基準値 | |

注) 一般に、アスファルトコンクリートはセメントコンクリート舗装の表層として使われることが多い。

トンネル内の舗装工は、上表よりセメントコンクリート舗装工としている事例が多い。

また、下記のとおり、四国地整の設計要領においても、トンネル内の舗装工はセメントコンクリート舗装を標準としている。

一般国道及び地域高規格道路のトンネルはコンクリート舗装を標準とする。1000≦T の交通の上層路盤に粒状材料を用いる場合は、原則としてアスファルト中間層を設けるものとし、場所による使い分けはしないものとする（トンネル含む）。

出典：「設計便覧（案） 第3編 道路編 平成30年7月 四国地方整備局 P.10-7」

9.2 コンクリート舗装工の比較検討

9.2.1 検討概要

コンクリート舗装には、下表に示す3種類があり、従来は「普通コンクリート舗装」が主流であったが、近年では耐久性や施工性等を考慮して、「連続鉄筋コンクリート舗装」の採用が増加傾向にある。

このため、本項では、「普通コンクリート舗装」と「連続鉄筋コンクリート舗装」を比較検討し、経済性、施工性、耐久性、維持管理性に優れる舗装工を選定する。

なお、転圧コンクリート舗装は、施工時からひび割れが多く、走行性の低下、維持管理面での課題が多く、近年ではほとんど施工されていないことから、比較案から除外する。

表-9.2.1 コンクリート舗装の種類と特徴

| 舗装の種類 | 普通 コンクリート舗装 | 連続鉄筋 コンクリート舗装 | 転圧 コンクリート舗装 |
|-------|---|---|--|
| 構造の概要 | コンクリート版に予め目地を設け、版に発生するひび割れを誘導する。目地部が構造的弱点となったり、走行時の衝撃感を生じることがある。目地部には荷重伝達装置（ダウエルバー）を設ける。 | コンクリート版の横目地をいっさい省いたものであり、生じるコンクリート版の横ひび割れを縦方向鉄筋で分散させる。このひび割れ幅は狭く、鉄筋とひび割れ面での骨材のかみ合わせにより連続性を保持する。 | コンクリート版に予め目地を設け、版に発生するひび割れを誘導する。目地部が構造的弱点となったり、走行時の衝撃感を生じることがある。一般的には目地部には荷重伝達装置を設けない。 |
| 養生期間 | 少なくとも現場養生を行った供試体の曲げ強度が3.5MPa以上となるまでで、通常、普通ポルトランドセメントを用いた場合、普通コンクリート舗装、連続鉄筋コンクリート舗装、では2週間、転圧コンクリート舗装では、3日間程度である。 | | |
| 維持 | 目地部の角欠けの補修や目地材の再充填が必要である。 | 版端起終点部の膨張目地では目地材の再充填が必要である。 | 目地部の角欠けの補修や目地材の再充填が必要である。 |

出典：「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P.145」

9.2.2 比較案の舗装構成

(1) 舗装計画

本トンネルにおける計画交通量は下表のとおりとする。

表-9.2.2 計画交通量

| | |
|------------------|-------------|
| 計画交通量 (台/日) | 1,871(台/日) |
| 大型車交通量 (台/日) | 208(台/日) |
| 大型車混入率 (%) | 11.1% |
| 重方向率 (%) | 50.0% |
| 舗装計画交通量 (台/日・方向) | 104(台/日・方向) |
| 交通区分 | N4 |

※大型車混入率は計画交通量、大型車交通量より求めた換算値。

(2) 交通区分および舗装厚

各種舗装の厚さは舗装計画交通量により区分される交通量区分に応じて、荷重に耐えられる舗装厚を設定する。

1) 舗装計画交通量

舗装計画交通量は以下の条件より、下式のとおり算出する。

- ・計画交通量 : 1,871 台/日
- ・大型車交通量 : 208 台/日 (大型車混入率 : 11.1%)
- ・重方向率 : 50.0%

$$\begin{aligned}
 \text{舗装計画交通量 } N_{\text{舗}} &= \text{大型車交通量} \times \text{重方向率} \\
 &= 208 \text{ 台/日} \times 50.0\% \\
 &= 104 \text{ 台/日} \cdot \text{方向}
 \end{aligned}$$

2) 交通量区分

舗装計画交通量は104 (台/日・方向) であることから、下表より交通量区分をN4として計画する。

表-9.2.3 交通量区分

| 交通量区分 | 舗装計画交通量 | 疲労破壊輪数 |
|----------------|----------------|-------------|
| | (単位: 台/日・方向) | (単位: 回/10年) |
| N ₇ | 3,000以上 | 35,000,000 |
| N ₆ | 1,000以上3,000未満 | 7,000,000 |
| N ₅ | 250以上1,000未満 | 1,000,000 |
| N ₄ | 100以上 250未満 | 150,000 |
| N ₃ | 40以上 100未満 | 30,000 |
| N ₂ | 15以上 40未満 | 7,000 |
| N ₁ | 15未満 | 1,500 |

出典: 「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P.30」

(3) 各工法における舗装構成

1) 普通コンクリート舗装

交通区分はN4であることから、下表より普通コンクリート版厚を20cm、路盤厚を15cmとする。

表-9.2.4 普通コンクリート版厚

| 交通量区分 | 舗装計画交通量 (台/日・方向) | コンクリート版の設計 | | | 収縮目地 間 隔 | タイバー、ダ ウエルバー |
|--------------------------------|---------------------|--------------|--------|--------------------------------------|-------------------------|-----------------|
| | | 設計基準 曲げ強度 | 版厚 | 鉄網 | | |
| N ₁ ~N ₃ | T<100 | 4.4MPa | 15cm | 原則として使用 する。 3kg/m ² | ・8m ・鉄網を用い ない場合5m | 原則として使用 する。 |
| | | (3.9MPa) | (20cm) | | | |
| N ₄ | 100 ≤ T < 250 | 4.4MPa | 20cm | | | |
| | | (3.9MPa) | (25cm) | | | |
| N ₅ | 250 ≤ T < 1,000 | 4.4MPa | 25cm | | 10m | |
| N ₆ | 1,000 ≤ T < 3,000 | 4.4MPa | 28cm | | | |
| N ₇ | 3000 ≤ T | 4.4MPa | 30cm | | | |

[注]

- 表中の版厚の欄における () 内の値は設計基準曲げ強度3.9MPaのコンクリートを使用する場合の値である。
- N₅~N₇の場合で鉄網を省略する場合には、収縮目地を6m程度の間隔で設置することを検討するとよい。

出典：「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P.157」

表-9.2.5 普通コンクリート路盤厚

| 交通量区分 | 舗装計画交通量 (台/日・方向) | 路床の 設計CBR | アスファルト 中間層(cm) | 粒度調整砕石 (cm) | クラッシュラン (cm) |
|---------------------------------|---------------------|--------------|-------------------|----------------|-----------------|
| N ₁ ~N ₄ | T<250 | (2) | 0 | 25(20) | 40(30) |
| | | 3 | 0 | 20(15) | 25(20) |
| | | 4 | 0 | 20(15) | 0 |
| | | 6 | 0 | 20(15) | 0 |
| | | 8 | 0 | 15(15) | 0 |
| | | 12以上 | 0 | 15(15) | 0 |
| N ₅ | 250 ≤ T < 1,000 | (2) | 0 | 35(20) | 45(45) |
| | | 3 | 0 | 30(20) | 30(25) |
| | | 4 | 0 | 20(20) | 25(0) |
| | | 6 | 0 | 25(15) | 0 |
| | | 8 | 0 | 20(15) | 0 |
| | | 12以上 | 0 | 15(15) | 0 |
| N ₆ , N ₇ | 1,000 ≤ T | (2) | 4(0) | 25(20) | 45(45) |
| | | 3 | 4(0) | 20(20) | 30(25) |
| | | 4 | 4(0) | 10(20) | 25(0) |
| | | 6 | 4(0) | 15(15) | 0 |
| | | 8 | 4(0) | 15(15) | 0 |
| | | 12以上 | 4(0) | 15(15) | 0 |

[注]

- 粒度調整砕石の欄 () 内の値：セメント安定処理路盤の場合の厚さ
- クラッシュランの欄 () 内の値：上層路盤にセメント安定処理路盤を使用した場合の厚さ
- 路床（原地盤）の設計CBRが2のときには、遮断層の設置や路床の構築を検討する。
- 設計CBR算出時の路床の厚さは1mを標準とする。ただし、その下面に生じる圧縮応力が十分小さいことが確認される場合においては、この限りではない。

出典：「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P.156」

2) 連続鉄筋コンクリート舗装

交通量区分はN4であることから、下表より連続鉄筋コンクリート版厚を20cm、路盤厚を15cmとする。

表-9.2.6 連続鉄筋コンクリート版厚

| 交通量区分 | 舗装計画交通量 (台/日・方向) | コンクリート版の設計 | | 鉄筋 | | | |
|---------------------------------|---------------------|--------------|------|-----|------------|-----|------------|
| | | 設計基準 曲げ強度 | 版厚 | 縦方向 | | 横方向 | |
| | | | | 径 | 間隔 (cm) | 径 | 間隔 (cm) |
| N ₁ ~N ₅ | T < 1,000 | 4.4MPa | 20cm | D16 | 15 | D13 | 60 |
| | | | | D13 | 10 | D10 | 30 |
| N ₆ , N ₇ | 1,000 ≤ T | 4.4MPa | 25cm | D16 | 12.5 | D13 | 60 |
| | | | | D13 | 8 | D10 | 30 |

[注]

- 縦方向鉄筋および横方向鉄筋の寸法と間隔は、一般に表に示す組合せで版厚に応じて用いる。
- 縦目地を突合せ目地とする場合は、ネジ付きタイバーを用いる。

出典：「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P.158」

表-9.2.7 連続鉄筋コンクリート路盤厚

| 交通量区分 | 舗装計画交通量 (台/日・方向) | 路床の設計CBR | アスファルト 中間層 (cm) | 粒度調整砕石 (cm) | クラッシュラン (cm) |
|---------------------------------|---------------------|----------|--------------------|----------------|-----------------|
| N ₁ ~N ₄ | T < 250 | (2) | 0 | 25(20) | 40(30) |
| | | 3 | 0 | 20(15) | 25(20) |
| | | 4 | 0 | 20(15) | 0 |
| | | 6 | 0 | 20(15) | 0 |
| | | 8 | 0 | 15(15) | 0 |
| | | 12以上 | 0 | 15(15) | 0 |
| N ₅ | 250 ≤ T < 1,000 | (2) | 0 | 35(20) | 45(45) |
| | | 3 | 0 | 30(20) | 30(25) |
| | | 4 | 0 | 20(20) | 25(0) |
| | | 6 | 0 | 25(15) | 0 |
| | | 8 | 0 | 20(15) | 0 |
| | | 12以上 | 0 | 15(15) | 0 |
| N ₆ , N ₇ | 1,000 ≤ T | (2) | 4(0) | 25(20) | 45(45) |
| | | 3 | 4(0) | 20(20) | 30(25) |
| | | 4 | 4(0) | 10(20) | 25(0) |
| | | 6 | 4(0) | 15(15) | 0 |
| | | 8 | 4(0) | 15(15) | 0 |
| | | 12以上 | 4(0) | 15(15) | 0 |

[注]

- 粒度調整砕石の欄 () 内の値：セメント安定処理路盤の場合の厚さ
- クラッシュランの欄 () 内の値：上層路盤にセメント安定処理路盤を使用した場合の厚さ
- 路床（原地盤）の設計CBRが2のときには、遮断層の設置や路床の構築を検討する。
- 設計CBR算出時の路床の厚さは1mを標準とする。ただし、その下面に生じる圧縮応力が十分小さいことが確認される場合においては、この限りではない。

出典：「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P.156」

9.2.3 トンネル内舗装工の比較検討

(1) 共通条件

表-9.2.2 に示した設計条件に耐えうる舗装構成とする。

(2) 比較条件

交通区分、各舗装工の舗装構成は下表のとおりである。

表-9.2.8 本計画路線の交通区分及び舗装厚

| 項目 | 条件内容・舗装構成 | |
|--------------------|------------------|------------------|
| 交通区分 | N4 | |
| 舗装種別 及び 舗装構成 | 普通セメントコンクリート舗装 | 連続鉄筋コンクリート舗装 |
| | コンクリート版 : 20 cm | コンクリート版 : 20 cm |
| | アスファルト中間層 : 0 cm | アスファルト中間層 : 0 cm |
| | 路盤 : 15 cm | 路盤 : 15 cm |
| | 合計 : 35 cm | 合計 : 35 cm |

(3) 比較検討結果

比較検討の結果、「普通コンクリート舗装」を採用する。

次頁に比較表を示す。

表-9.2.9 トンネル内舗装工の比較表（2号トンネル単独施工）

| 比較案 | 第1案 普通コンクリート舗装 | 第2案 連続鉄筋コンクリート舗装 | | | | | | |
|---------------------------|---|--|--|------------|--|---------------------|--|------------|
| 舗装構成 (交通区分 N4) | <table border="1"> <tr> <td>コンクリート版(4.4MPa)</td> <td rowspan="2"> </td> </tr> <tr> <td>路盤(粒度調整砕石)</td> </tr> </table> <p style="text-align: right;">Σt=350mm</p> | コンクリート版(4.4MPa) | | 路盤(粒度調整砕石) | <table border="1"> <tr> <td>連続鉄筋コンクリート版(4.4MPa)</td> <td rowspan="2"> </td> </tr> <tr> <td>路盤(粒度調整砕石)</td> </tr> </table> <p style="text-align: right;">Σt=350mm</p> | 連続鉄筋コンクリート版(4.4MPa) | | 路盤(粒度調整砕石) |
| コンクリート版(4.4MPa) | | | | | | | | |
| 路盤(粒度調整砕石) | | | | | | | | |
| 連続鉄筋コンクリート版(4.4MPa) | | | | | | | | |
| 路盤(粒度調整砕石) | | | | | | | | |
| 工法概要 | | | | | | | | |
| 概要 | <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート版に目地を設けてコンクリート版に発生するひび割れを誘導する。その目地部が構造的に弱点となる可能性もあり、走行時の振動を誘因する可能性がある。 ・目地部のズレによる段差を防止するために、荷重伝達装置(ダウエルバー)を設置する。 ・本案は、セットフォーム工法による施工が一般的である。(国交省におけるコンクリート舗装の標準歩掛) | <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート版の横目地を省いた舗装(起終点部や横施工目地、膨張目地を除く)であり、コンクリート版に生じる横ひび割れを縦方向鉄筋で分散させる。(走行車両の害にならない程度に狭く分散) ・個々のひび割れ幅は狭く、鉄筋とひび割れ面での骨材のかみ合わせにより連続性が保たれる。 ・構造的に連続していることから、スリップフォーム工法など連続した機械化施工が容易である。 | | | | | | |
| 走行性 | <ul style="list-style-type: none"> △：10m間隔で目地があるため、走行時の騒音・振動について、第2案に比べ劣る。 △：目地部に段差や反りなどが生じた場合には走行性が低下する。 | <ul style="list-style-type: none"> ○：走行時の騒音・振動が少なく、走行性に優れる。 | | | | | | |
| 耐久性 | <ul style="list-style-type: none"> ○：目地部で変形吸収することから、コンクリート版のクラックを抑制できる。 | <ul style="list-style-type: none"> ○：構造的な弱点となる目地が少ないため、構造的な強度や耐久性の向上に優れる。 ○：複鉄筋構造であり、第1案に比べ耐久性は高いと推定される。(明確な調査データはない) | | | | | | |
| 維持管理性 | <ul style="list-style-type: none"> ○：1ブロック毎に補修・張替が可能であるため、部分的な改修が可能である。 | <ul style="list-style-type: none"> △：無数のヘアークラックを許容するため、塩害地域や寒冷地域では鉄筋の錆が懸念される。 △：連続した鉄筋コンクリート構造であるため部分的な補修は困難であり、打ち換えの際は広い範囲を対象とする必要がある。また、鉄筋切断が必要となる。 ○：目地部の維持管理が不要となる。 | | | | | | |
| 施工性 | <ul style="list-style-type: none"> △：コンクリート版の1/2の位置に鉄網を設置するため、2層に分けてコンクリートを打設する必要があるため、やや施工性に劣る。 | <ul style="list-style-type: none"> ○：コンクリート版は1層で打設するため施工性がよい。 ○：(先行して鉄筋組立を行い、コンクリート版1/3の位置に設置) | | | | | | |
| 概算工事費 (純工事費) ※初期コスト | <p style="text-align: center;">■■■■円(■■■■円)</p> <p style="text-align: center;">【直接工事費：■■■■円(■■■■円/m²) + 共通仮設費：■■■■円(率計算)】</p> <p style="text-align: center;">※1：2号トンネル単独施工 L=468.016mの場合(舗装幅：W=6.584m)</p> | <p style="text-align: center;">■■■■円(■■■■円)</p> <p style="text-align: center;">【直接工事費：■■■■円(■■■■円/m²) + 共通仮設費：■■■■円(率計算+特定準備工費)】</p> <p style="text-align: center;">※1：2号トンネル単独施工 L=468.016mの場合(舗装幅：W=6.584m)</p> | | | | | | |
| その他 (実績等) | <ul style="list-style-type: none"> ○：トンネル内舗装としては、最も一般的な工法であり、施工実績が多い。 ○：(国交省の標準)であり、施工機械の調達も容易であることから、機械に関する調整(施工機械の確保や施工時期の調整)が不要で、工程上コントロールとならない。 | <ul style="list-style-type: none"> ○：近年、トンネル内舗装の実績が増加している。 △：スリップフォームの舗装用施工機械は、全国で40基程度と台数が少ない。そのため、機械に関する調整(機械の確保、他工事との施工時期の調整等)が必要となり、仮に舗装機械が確保できない又他工事の進捗が遅れる場合、舗装工事を実施できないリスクがある。 一：国交省の標準歩掛がないことから、施工業者からの見積りが必要となる。(「スリップフォーム工法標準積算マニュアル(舗装編)H27.11 日本スリップフォーム工法協会」を基に積上げを実施) | | | | | | |
| 評価 | <p>連続鉄筋コンクリート舗装は、横目地を省いた構造であるため、長期的な耐久性や高速の施工性などを考慮すると有力な案であるものの、全国的にも数少ない専用機械での施工となるため、施工時期の調整が必要となる可能性が高く、その市場性から現段階では限定しづらいところがある。</p> <p>よって、本トンネル内の舗装は、最も一般的な工法であり、施工機械の調達が容易で施工実績が多く、かつ、経済的に優れる「第1案：普通コンクリート舗装」として計画を行う。</p> <p style="text-align: center;">採用</p> | | | | | | | |

表-9. 2.10 トンネル内舗装工の比較表（2号トンネル、3号トンネル連続施工）

| 比較案 | 第1案 普通コンクリート舗装 | 第2案 連続鉄筋コンクリート舗装 | | | | | | |
|---------------------------|--|---|--|------------|---|---------------------|--|------------|
| 舗装構成 (交通区分 N4) | <table border="1"> <tr> <td>コンクリート版(4.4MPa)</td> <td rowspan="2"> </td> </tr> <tr> <td>路盤(粒度調整砕石)</td> </tr> </table> <p style="text-align: right;">Σ t=350mm</p> | コンクリート版(4.4MPa) | | 路盤(粒度調整砕石) | <table border="1"> <tr> <td>連続鉄筋コンクリート版(4.4MPa)</td> <td rowspan="2"> </td> </tr> <tr> <td>路盤(粒度調整砕石)</td> </tr> </table> <p style="text-align: right;">Σ t=350mm</p> | 連続鉄筋コンクリート版(4.4MPa) | | 路盤(粒度調整砕石) |
| コンクリート版(4.4MPa) | | | | | | | | |
| 路盤(粒度調整砕石) | | | | | | | | |
| 連続鉄筋コンクリート版(4.4MPa) | | | | | | | | |
| 路盤(粒度調整砕石) | | | | | | | | |
| 工法概要 | | | | | | | | |
| 概要 | <ul style="list-style-type: none"> コンクリート版に目地を設けてコンクリート版に発生するひび割れを誘導する。その目地部が構造的に弱点となる可能性もあり、走行時の振動を誘因する可能性がある。 目地部のズレによる段差を防止するために、荷重伝達装置(ダウエルバー)を設置する。 本案は、セットフォーム工法による施工が一般的である。(国交省におけるコンクリート舗装の標準歩掛) | <ul style="list-style-type: none"> コンクリート版の横目地を省いた舗装(起終点部や横施工目地、膨張目地を除く)であり、コンクリート版に生じる横ひび割れを縦方向鉄筋で分散させる。(走行車両の害にならない程度に狭く分散) 個々のひび割れ幅は狭く、鉄筋とひび割れ面での骨材のかみ合わせにより連続性が保たれる。 構造的に連続していることから、スリップフォーム工法など連続した機械化施工が容易である。 | | | | | | |
| 走行性 | <ul style="list-style-type: none"> △: 10m間隔で目地があるため、走行時の騒音・振動について、第2案に比べ劣る。 △: 目地部に段差や反りなどが生じた場合には走行性が低下する。 | <ul style="list-style-type: none"> ○: 走行時の騒音・振動が少なく、走行性に優れる。 | | | | | | |
| 耐久性 | <ul style="list-style-type: none"> ○: 目地部で変形吸収することから、コンクリート版のクラックを抑制できる。 | <ul style="list-style-type: none"> ○: 構造的な弱点となる目地が少ないため、構造的な強度や耐久性の向上に優れる。 ○: 複鉄筋構造であり、第1案に比べ耐久性は高いと推定される。(明確な調査データはない) | | | | | | |
| 維持管理性 | <ul style="list-style-type: none"> ○: 1ブロック毎に補修・張替が可能であるため、部分的な改修が可能である。 | <ul style="list-style-type: none"> △: 無数のヘアークラックを許容するため、塩害地域や寒冷地域では鉄筋の錆が懸念される。 △: 連続した鉄筋コンクリート構造であるため部分的な補修は困難であり、打ち換えする際は広い範囲を対象とする必要がある。また、鉄筋切断が必要となる。 ○: 目地部の維持管理が不要となる。 | | | | | | |
| 施工性 | <ul style="list-style-type: none"> △: コンクリート版の1/2の位置に鉄網を設置するため、2層に分けてコンクリートを打設する必要があるため、やや施工性に劣る。 | <ul style="list-style-type: none"> ○: コンクリート版は1層で打設するため施工性がよい。 ○: (先行して鉄筋組立を行い、コンクリート版1/3の位置に設置) | | | | | | |
| 概算工事費 (純工事費) ※初期コスト | <p style="text-align: center;">■■■■ 円 (■■■■ 円)</p> <p style="text-align: center;">【直接工事費: ■■■■ 円 (■■■■ 円/m²) + 共通仮設費: ■■■■ 円 (率計算)】</p> <p style="text-align: center;">※1: 2号トンネル、3号トンネル連続施工 L=767.016mの場合(舗装幅: W=6.584m)</p> | <p style="text-align: center;">■■■■ 円 (■■■■ 円)</p> <p style="text-align: center;">【直接工事費: ■■■■ 円 (■■■■ 円/m²) + 共通仮設費: ■■■■ 円 (率計算+特定準備工費)】</p> <p style="text-align: center;">※1: 2号トンネル、3号トンネル連続施工 L=767.016mの場合(舗装幅: W=6.584m)</p> | | | | | | |
| その他 (実績等) | <ul style="list-style-type: none"> ○: トンネル内舗装としては、最も一般的な工法であり、施工実績が多い。 ○: セットフォーム工法、スリップフォーム工法ともに施工が可能であるが、セットフォーム工法が一般的(国交省の標準)であり、施工機械の調達も容易であることから、機械に関する調整(施工機械の確保や施工時期の調整)が不要で、工程上コントロールとならない。 | <ul style="list-style-type: none"> ○: 近年、トンネル内舗装の実績が増加している。 △: スリップフォームの舗装用施工機械は、全国で40基程度と台数が少ない。そのため、機械に関する調整(機械の確保、他工事との施工時期の調整等)が必要となり、仮に舗装機械が確保できない又他工事の進捗が遅れる場合、舗装工事を実施できないリスクがある。 一: 国交省の標準歩掛がないことから、施工業者からの見積りが必要となる。(「スリップフォーム工法標準積算マニュアル(舗装編)H27.11 日本スリップフォーム工法協会」を基に積上げを実施) | | | | | | |
| 評価 | <p>連続鉄筋コンクリート舗装は、横目地を省いた構造であるため、長期的な耐久性や高速の施工性などを考慮すると有力な案であるものの、全国的にも数少ない専用機械での施工となるため、施工時期の調整が必要となる可能性が高く、その市場性から現段階では限定しづらいところがある。</p> <p>よって、本トンネル内の舗装は、最も一般的な工法であり、施工機械の調達が容易で施工実績が多く、かつ、経済的に優れる「第1案: 普通コンクリート舗装」として計画を行う。</p> <p style="text-align: center;">採用</p> | | | | | | | |

9.3 普通コンクリート舗装の設計

9.3.1 舗装構成

下表よりコンクリート版厚を20cm、路盤厚を15cmとする。

表-9.3.1 普通コンクリート版厚

| 交通量区分 | 舗装計画交通量 (台/日・方向) | コンクリート版の設計 | | | 収縮目地 間 隔 | タイバー, ダ ウエルバー |
|--------------------------------|---------------------|--------------|--------|--------------------------------------|---------------------------|------------------|
| | | 設計基準 曲げ強度 | 版厚 | 鉄網 | | |
| N ₁ ~N ₃ | T < 100 | 4.4MPa | 15cm | 原則として使用 する。 3kg/m ² | ・ 8m ・ 鉄網を用い ない場合5m | 原則として使用 する。 |
| | | (3.9MPa) | (20cm) | | | |
| N ₄ | 100 ≤ T < 250 | 4.4MPa | 20cm | | | |
| | | (3.9MPa) | (25cm) | | | |
| N ₅ | 250 ≤ T < 1,000 | 4.4MPa | 25cm | | 10m | |
| N ₆ | 1,000 ≤ T < 3,000 | 4.4MPa | 28cm | | | |
| N ₇ | 3000 ≤ T | 4.4MPa | 30cm | | | |

[注]

- 表中の版厚の欄における () 内の値は設計基準曲げ強度3.9MPaのコンクリートを使用する場合の値である。
- N₅~N₇の場合で鉄網を省略する場合には、収縮目地を6m程度の間隔で設置することを検討するとよい。

出典：「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P.157」

表-9.3.2 普通コンクリート路盤厚

| 交通量区分 | 舗装計画交通量 (台/日・方向) | 路床の 設計CBR | アスファルト 中間層(cm) | 粒度調整砕石 (cm) | クラッシュラン (cm) |
|---------------------------------|---------------------|--------------|-------------------|----------------|-----------------|
| N ₁ ~N ₄ | T < 250 | (2) | 0 | 25(20) | 40(30) |
| | | 3 | 0 | 20(15) | 25(20) |
| | | 4 | 0 | 20(15) | 0 |
| | | 6 | 0 | 20(15) | 0 |
| | | 8 | 0 | 15(15) | 0 |
| | | 12以上 | 0 | 15(15) | 0 |
| N ₅ | 250 ≤ T < 1,000 | (2) | 0 | 35(20) | 45(45) |
| | | 3 | 0 | 30(20) | 30(25) |
| | | 4 | 0 | 20(20) | 25(0) |
| | | 6 | 0 | 25(15) | 0 |
| | | 8 | 0 | 20(15) | 0 |
| | | 12以上 | 0 | 15(15) | 0 |
| N ₆ , N ₇ | 1,000 ≤ T | (2) | 4(0) | 25(20) | 45(45) |
| | | 3 | 4(0) | 20(20) | 30(25) |
| | | 4 | 4(0) | 10(20) | 25(0) |
| | | 6 | 4(0) | 15(15) | 0 |
| | | 8 | 4(0) | 15(15) | 0 |
| | | 12以上 | 4(0) | 15(15) | 0 |

[注]

- 粒度調整砕石の欄 () 内の値：セメント安定処理路盤の場合の厚さ
- クラッシュランの欄 () 内の値：上層路盤にセメント安定処理路盤を使用した場合の厚さ
- 路床(原地盤)の設計CBRが2のときには、遮断層の設置や路床の構築を検討する。
- 設計CBR算出時の路床の厚さは1mを標準とする。ただし、その下面に生じる圧縮応力が十分小さいことが確認される場合においては、この限りではない。

出典：「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P.156」

9.3.2 構造細目

(1) 鉄網

鉄網は1m²当り3kgを基準とするため、D6×150×150としコンクリート版厚のほぼ1/3の位置(200/3=66≒65mm)に配置するものとする。

出典：「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P199」

$$W = 0.249 \text{ kg/m} \times \frac{1.00}{0.15} \times 2 = 3.32 \text{ kg/m}^2 > 3.0 \text{ kg/m}^2$$

(2) 補強鉄筋

コンクリート版のチェアーを配置しない縦縁部には補強のために、径13mmの異形棒鋼を3本結束して配置する。

出典：「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P199」

(3) 目地

1) 側目地 (路側排水部)

路肩縁部と路側構造物との間には側目地を設ける。

出典：「舗装設計便覧 平成18年2月 (社)日本道路協会 P199」

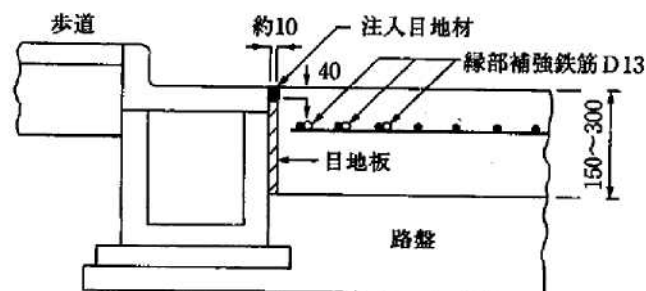


図-9.3.1 側目地の断面図

2) 横収縮目地

下表より、8m 間隔で収縮目地を設ける。

表-9.3.3 横収縮目地間隔

| 版の構造 | 版厚 | 間隔 |
|----------------|--------|-----|
| 鉄網および縁部補強鉄筋を省略 | 25cm未満 | 5m |
| | 25cm以上 | 6m |
| 鉄網および縁部補強鉄筋を使用 | 25cm未満 | 8m |
| | 25cm以上 | 10m |

出典：「舗装設計便覧 平成 18 年 2 月 (社)日本道路協会 P195」

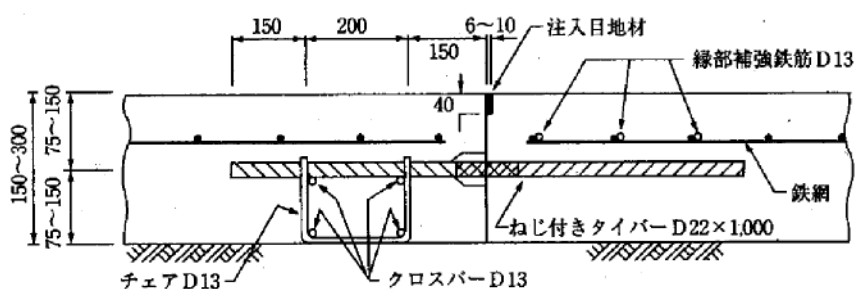


図-9.3.2 切削目地、打ち込み目地の断面図

9.4 監視員通路、監査歩廊の舗装

(1) 舗装構成

コンクリート版 $t=7\text{cm}$

路盤工 (RC-30) $t=10\text{cm}$

出典：「舗装設計便覧 平成 18 年 2 月 (社)日本道路協会 P.248」

(2) 目地

トンネル内の監視員通路・監査廊に設け、収縮目地については、2.5m 間隔で設けるものとする。

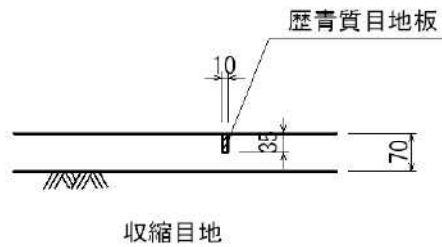


図-9.4.1 監査歩廊・歩道の目地の断面図 (収縮目地)

出典：「舗装設計便覧 平成 18 年 2 月 (社)日本道路協会 P.244」

膨張目地については、30m 間隔で設けるものとする。

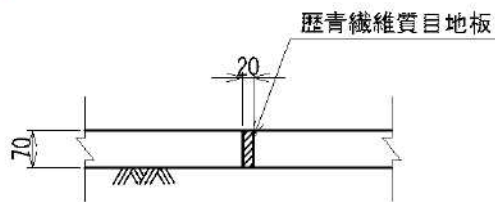


図-9.4.2 監査歩廊・歩道の目地の断面図 (膨張目地)

出典：「舗装設計便覧 平成 18 年 2 月 (社)日本道路協会 P.244」

9.5 参考資料

次頁より、参考資料として以下の資料を示す。

- (1) 2号トンネル単独施工
 - 1) 普通コンクリート舗装概算工事費
 - 2) 連続鉄筋コンクリート舗装概算工費

- (2) 2号トンネル、3号トンネル連続施工
 - 1) 普通コンクリート舗装概算工事費
 - 2) 連続鉄筋コンクリート舗装概算工費

(1) 2号トンネル単独施工

1) 普通コンクリート舗装概算工事費

2号トンネル単独施工：468.0m、W=6.584m

普通コンクリート舗装工 (St工法) 概算工事費 内訳表

※：国土交通省土木工事積算基準 令和3年度版 ③コンクリート舗装工」に準拠

| 費目・工種・細別等 | 単位 | 数量 | 単価 (円) | 金額 (円) | 摘要 |
|--|----------------|----------|--------|--------|---|
| 純工事費 | | | | | |
| 直接工事費 | | | | | |
| コンクリート舗装工 | 式 | 1.0 | | | |
| | 式 | 1.0 | | | 円/m ² |
| 車道舗装工 | m ² | 3,081.42 | | | 代価表 第1号 |
| | | | | | |
| 共通仮設費 | 式 | 1.0 | | | 土木工事積算基準 <34>～<37> A：435.1、b：-0.2074 |
| 共通仮設費(率計算) Kr=A・Pb=435.1×22,596,033 ⁻ -0.2074=12.98% | 式 | 1.0 | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

| 1号表 | | コンクリート舗装(車道標準部) | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|-------------------------|----|-----------------|----|-----|----|------------|-----------------------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| コンクリート舗装工(機械舗設) | | | | | | | |
| 1車 | m2 | 100.00 | | | | | 代価表 第2号 |
| コンクリート舗装工(材料) | | | | | | | |
| M4.5-2.5-40 | m2 | 100.00 | | | | | 代価表 第6号 |
| 目地材料費 (舗設額+主要材料費)×4% | 式 | 1.00 | | | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 2号表 | | コンクリート舗装工(機械舗設) | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|---|----|-----------------|----|-----|----|------------|--|
| 1車線施工 | | | | | | | |
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 土木一般世話役 | 人 | 0.81 | | | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 R3年度労務単価 |
| 特殊作業員 | 人 | 2.52 | | | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 R3年度労務単価 |
| 普通作業員 | 人 | 5.66 | | | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 R3年度労務単価 |
| コンクリートスプレッド機運転 プレート式・舗装幅3.0~7.5m | 時間 | 1.42 | | | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 代価表 第3号 |
| コンクリートフィニッシュ機運転 勾配固定式・舗装幅3.0~7.5m | 時間 | 1.42 | | | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 代価表 第4号 |
| コンクリートレベラー機運転 勾配固定式・舗装幅3.0~7.5m | 時間 | 1.42 | | | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 代価表 第5号 |
| ラフレックレン貨料(舗装機械の設置・撤去) 25t吊 油圧伸縮ジブ型 排出ガス対策型(第2次基準値) | 日 | 0.12 | | | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 建設機械等損料表 P4-11 0403-013-025-001 |
| 諸雑費 (養生材料、舗設に使用する機械、損耗費等) | 式 | 1.00 | | | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 上記計の18% |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |

| 3号表 | | コンクリートスプレッター運転 プレート式・舗装幅3.0～7.5m | | 代価表 | | 1.0 時間当り | |
|-------------------------------------|----|-------------------------------------|----|-----|---|----------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 運転手(特殊) # | 人 | 0.16 | | | 土木工事積算基準 P965 標準作業量 111㎡/日 | | |
| 軽油 小型ローリー渡し(ネットロー給油) | L | 4.00 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1008-100-075-001 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| コンクリートスプレッター損料 プレート式・舗装幅3.0～7.5m | 時間 | 1.00 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1008-100-075-001 | | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 調整金 | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1時間当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 4号表 | | コンクリートフィニッシュ運転 勾配固定式・舗装幅3.0～7.5m | | 代価表 | | 1.0 時間当り | |
|-------------------------------------|----|-------------------------------------|----|-----|---|----------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 運転手(特殊) # | 人 | 0.16 | | | 土木工事積算基準 P965 標準作業量 111㎡/日 | | |
| 軽油 小型ローリー渡し(ネットロー給油) | L | 4.00 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1009-015-075-001 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| コンクリートフィニッシュ損料 勾配固定式・舗装幅3.0～7.5m | 時間 | 1.00 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1009-015-075-001 | | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 調整金 | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1時間当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 5号表 | | コンクリートレベラー運転 勾配固定式・舗装幅3.0～7.5m | | 代価表 | | 1.0 時間当り |
|-----------------------------------|----|-----------------------------------|----|-----|---|----------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 運転手(特殊) | | | | | 土木工事積算基準 P965 | |
| # | 人 | 0.16 | | | 標準作業量 111㎡/日 | |
| 軽油 小型ロータリ渡し(バックホー給油) | L | 2.20 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1010-015-075-001 建設物価版 R3.6 P789 | |
| コンクリートレベラー損料 勾配固定式・舗装幅3.0～7.5m | 時間 | 1.00 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1010-015-075-001 | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 調整金 | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | |
| 1時間当り | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

| 6号表 | | コンクリート舗装工(材料) M4.5-2.5-40 | | 代価表 | | 100.0 m2当り |
|--|----|------------------------------|----|-----|--------------------------------|------------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 生コンクリート(N) M4.5-2.5-40 車道舗装用 (100×0.20×1.04=20.8) | m3 | 20.80 | | | 建設物価版 R3.6 P87 | |
| 舗装用金網(鉄網) D6-150*150 異形棒鋼 | m2 | 90.00 | | | 建設物価版 R3.6 P74 数量は実績より想定 | |
| 補強鉄筋(異形棒鋼) D13 SD345 | t | 0.13 | | | 建設物価版 R3.6 P21 数量は実績より想定 | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 調整金 | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | |
| 1m2当り | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

2) 連続鉄筋コンクリート舗装概算工費

2号トンネル単独施工：468.0m、W=6.584m

連続鉄筋コンクリート舗装工 (Sf工法) 概算工事費 内訳表

※「スリップフォーム工法標準積算マニュアル H27.11 日本スリップフォーム工法協会」に準拠

| 費目・工種・細別等 | 単位 | 数量 | 単価 (円) | 金額 (円) | 摘要 |
|--|----------------|----------|--------|--------|---|
| H27.11改定スリップフォーム工法標準積算マニュアル(舗装編) スリップフォーム タイプ C 純工事費 | 式 | 1.00 | | | |
| 直接工事費 6.584m×468.0m=3,081m ² (820m ² /日) | 式 | 1.00 | | | 円/m ² |
| セパフィン工 468.0m×3ライン=1,404m | m | 1,404.05 | | | 代価表 第1号 |
| 鉄筋組立工 | m ² | 3,081.42 | | | 代価表 第4号 |
| コンクリート打設 (タイプ C) t=20cm | m ² | 3,081.42 | | | 代価表 第5号 |
| 養生工 (800m ² /日) | m ² | 3,081.42 | | | 代価表 第8号 |
| 縦目地工 | m | 468.02 | | | 代価表 第10号 |
| 共通仮設費 | 式 | 1.00 | | | |
| 共通仮設費(率計算) Kr=A・Pb=435.1×24,746,541 ⁻ -0.2074=12.74% | 式 | 1.00 | | | 土木工事積算基準 <34>~<37> A: 435.1、b: -0.2074 |
| 特定準備費 | 式 | 1.00 | | | |
| 運搬費 (中型規模舗装) | 式 | 1.00 | | | 代価表 第14号 |
| 組立・解体費 | 式 | 1.00 | | | 代価表 第15号 |
| 幅員調整費 | 式 | 1.00 | | | 代価表 第16号 |

| 1号表 | | セキ工 | | 代価表 | | 100.0 m当り | |
|-------------------------------|----|--------|----|-----|-----------|-----------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 土木一般世話役 | 人 | 0.33 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 普通作業員 | 人 | 0.66 | | | R3年度 労務単価 | | |
| セキ損料 | m | 100.00 | | | 代価表 第2号 | | |
| ダンプトラック 良好 普通・ティール・積載質量2t積 | 日 | 0.33 | | | 代価表 第3号 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 2号表 | | セキ損料 | | 代価表 | | 100.0 m当り | |
|----------|----|--------|----|-----|--------------------|-----------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| セキロッド | 本 | 20.00 | | | 舗装業者へのヒアリングにて単価を設定 | | |
| セキランプ | 個 | 20.00 | | | 同上 | | |
| セキピン | 本 | 20.00 | | | 同上 | | |
| セキロープ | m | 100.00 | | | 同上 | | |
| クインチ | m | 100.00 | | | 同上 | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | 同上 | | |
| 1m当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 3号表 | | ダンプトラック 良好 普通・ディーゼル・積載質量2t積 | | 代価表 | | 1.0 日当り | |
|-----------------------------|-----|--------------------------------|----|-----|--|---------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 運転手(一般) | 人 | 1.00 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 軽油 小型ローリ渡し(ハトロ-給油) | L | 28.50 | | | 建設機械等損料表R3 P3-1 0301-011-020-001 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| ダンプトラック 普通・ディーゼル・積載質量2t積 | 供用日 | 1.17 | | | 建設機械等損料表R3 P3-1 0301-011-020-001 | | |
| 損耗費及び補修費(タテ) 2t 良好 | 供用日 | 1.17 | | | 建設機械等損料表R3 (37) | | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1日当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 4号表 | | 鉄筋組立工 | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|---------------------------------|----|--------|----|-----|---|------------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 異形棒鋼 SD345 D16mm 1.56kg/m | t | 1.40 | | | 建設物価版 R3.6 P21 数量は実績より想定 | | |
| 異形棒鋼 SD345 D13mm 0.995kg/m | t | 0.15 | | | 建設物価版 R3.6 P21 数量は実績より想定 | | |
| 鋼製スベ-チ- (ハ-型・H150*H900mm・防錆) | 個 | 220.00 | | | 建設物価版 R3.6 P181 スベ-チ-個数算出は、 NEXCO=2.2個/m ² | | |
| 鉄筋工 | 人 | 1.75 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 5号表 | | コンクリート打設 (タイプC) | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|--|----|--------------------|----|-----|----------------------------|------------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 土木一般世話役(1÷820×100=0.122) | 人 | 0.122 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 特殊機械工(2÷820×100=0.244) (機械センター職員) | 人 | 0.244 | | | 設備機械工×1.50で想定 R3年度 労務単価 | | |
| 特殊作業員(3÷820×100=0.366) | 人 | 0.366 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 普通作業員(6÷820×100=0.732) | 人 | 0.732 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 普通作業員(1÷820×100=0.122) (誘導員) マニピュレータ0.125人× → 0.122人〇 | 人 | 0.122 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 生コンクリート(N)M4.5-2.5-40 車道舗装用 (100×0.20×1.04=20.8) | m3 | 20.80 | | | 建設物価版 R3.6 P87 | | |
| スリップフォーム(舗装用)(1÷820×100=0.122) 最大舗装幅6m・最大舗装厚30cm | 日 | 0.122 | | | 代価表 第6号 | | |
| クレーントラック 良好 普通・ホイール・積載質量4t積 | 日 | 0.122 | | | 代価表 第7号 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |

| 6号表 | | スリップフォーム(舗装用)(1÷820×100=0.122) 最大舗装幅6m・最大舗装厚30cm | | 代価表 | | 1.0 日当り | |
|--|-----|---|----|-----|---------------------------------------|---------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 軽油 小型ローリーバートロム給油 2~4KL積載車 | L | 74.70 | | | 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| 特殊運転手 (機械センター職員) | 人 | 1.00 | | | メーカーヒアリング | | |
| スリップフォーム(コンクリート舗装用) 最大舗装幅6m・最大舗装厚30cm | 供用日 | 1.57 | | | 建設機械等損料表 R3 P10-9 1023-012-060-001 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1日当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 7号表 | | ダンプトラック 良好 普通・ディーゼル・積載質量4t積 | | 代価表 | | 1.0 日当り | |
|-----------------------------|-----|--------------------------------|----|-----|--------------------------------------|---------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 軽油 小型ロータリ渡し(バトロ-給油) | L | 40.00 | | | 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| 運転手(一般) | 人 | 1.00 | | | R3年度 労務単価 | | |
| ダンプトラック 普通・ディーゼル・積載質量4t積 | 供用日 | 1.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P3-1 0301-011-040-001 | | |
| 損耗費及び補修費(タテ) 4t 良好 | 供用日 | 1.00 | | | 建設機械等損料表 R3 (37) | | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1日当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 8号表 | | 養生工 (800㎡/日) | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|--------------------------------------|----|-----------------|----|-----|--------------------|------------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 土木一般世話役 (1÷800×100=0.125) | 人 | 0.125 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 普通作業員 (3÷800×100=0.375) | 人 | 0.375 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 養生材 「ハードコート CL-E1」(アオイ化学工業) | kg | 7.00 | | | 建設物価版 R3.6 P379 | | |
| 養生マット 「コンマット 1号」(アオイ化学工業) | m2 | 160.00 | | | 建設物価版 R3.6 P379 | | |
| 散水車運転 タンク容量3800L(1÷800×100=0.125) | 日 | 0.125 | | | 代価表 第9号 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 9号表 散水車 タンク容量3800L(1÷800×100=0.125) | | 代価表 | | | 1.0 日当り |
|--|-----|-------|----|----|---------------------------------------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| 運転手(一般) | 人 | 1.00 | | | R3年度 労務単価 |
| 軽油 小型ローリ=渡し(ハトロ=給油) | L | 28.00 | | | 建設物価版 R3.6 P789 |
| 散水車 タンク容量 3800L | 供用日 | 1.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P11-3 1108-012-038-001 |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% |
| 計 | 式 | 1.00 | | | |
| 1日当り | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

| 10号表 縦目土工 | | 代価表 | | | 10.0 m当り |
|----------------------------------|----|-------|----|----|------------------------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| 土木一般世話役 | 人 | 0.10 | | | R3年度 労務単価 |
| 鉄筋工 | 人 | 0.20 | | | R3年度 労務単価 |
| コンクリ舗装金具 タイバー D22*1000mm 糸'付き | 本 | 10.00 | | | 建設物価版 R3.6 P227 |
| チェア D13*160/150*900 | 組 | 2.00 | | | 舗装業者へのヒアリングにて単価 を設定 |
| カット工 深4cm・巾8mm | m | 10.00 | | | 代価表 第11号 |
| 注入目土工 ロス率25% | L | 4.00 | | | 代価表 第13号 |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% |
| | | | | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | |
| 1m当り | | | | | |
| | | | | | |

| 11号表 | | カッタ工 | | 代価表 | | 10.0 m当り | |
|--------------------------|----|-----------|----|-----|----------------------------------|----------|--|
| | | 深4cm・巾8mm | | | | | |
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 特殊作業員 | 人 | 0.299 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 普通作業員 | 人 | 0.149 | | | R3年度 労務単価 | | |
| コンクリートカッタ運転費 | 日 | 0.149 | | | 代価表 第12号 | | |
| コンクリートカッタープレート 径 30cm | 枚 | 0.025 | | | Web建設物価 H30 品目コード：610101-9006 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 12号表 | | コンクリートカッタ運転費 | | 代価表 | | 1.0 日当り | |
|--|-----|--------------|----|-----|---------------------------------------|---------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 特殊運転手 | 人 | 1.00 | | | R3年度 労務単価 | | |
| カッパン レキユラー スタンド渡し | L | 4.60 | | | 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| コンクリートカッタ 手動式・湿式・切削深10cm級・プレート径30cm | 供用日 | 1.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P11-9 1161-110-010-001 | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1日当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 13号表 注入目地工 ロス率25% | | 代価表 | | | 10.0 L当り |
|---|-----|-------|----|----|---|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| 目地材 (加熱注入式目地材<高分子化アスファルト系 高弾性> 標準換算値1.0kg=1.07L) | L | 10.00 | | | 建設物価版 R3.6 P226 ■円/1.07=■円 |
| プライマー | kg | 1.00 | | | メーカー見積り |
| ショットシーラ | 日 | 0.06 | | | R3年度 建設機械等損料表 P11-3 1114-018-001-001 |
| シーラ材溶解機 | 日 | 0.06 | | | 実績より |
| 空気圧縮機損料 可搬式・SE掛, 3.0m ³ /min | 供/日 | 0.012 | | | R3年度 建設機械等損料表 P12-1 1201-033-037-001 |
| 軽油 小型ローリー・ボート用給油 2~4KL積載車 | L | 1.90 | | | 建設物価版 R3.6 P789 |
| プロパンガス 工業用・業務用 ボンベ | kg | 3.30 | | | 建設物価版 R3.6 P791 |
| 普通作業員 | 人 | 0.40 | | | R3年度 労務単価 |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% |
| 計 | 式 | 1.00 | | | |
| 1L当り | | | | | |

| 14号表 運搬費 (中型機施工) | | 代価表 | | | 1.0 式当り |
|---|-----|----------|----|----|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| スリッパフォークローダー(本体) 1ト25t | 日/台 | 6.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P3-5 0303-011-250-001 搬入3日、撤去3日を想定 |
| 軽油 | L | 756.00 | | | 建設物価版 R3.6 P789 180×7h×6日=7560 |
| スリッパフォークローダー(付属品・・・モーター)(均し部部品) 11tトラック×2台 | 日/台 | 12.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P3-3 0302-011-110-001 搬入3日、撤去3日を想定 |
| 軽油 | L | 1,092.00 | | | 建設物価版 R3.6 P789 130×7h×6日=5460 |
| 台車 4tトラック | 日/台 | 6.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P3-3 0302-011-045-001 搬入3日、撤去3日を想定 |
| 軽油 | L | 289.80 | | | 建設物価版 R3.6 P789 6.90×7h×6日=289.80 |
| 荷卸し 10tトラッククレーン | 日/台 | 6.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P3-5 0302-021-103-001 搬入3日、撤去3日を想定 |
| 軽油 | L | 504.00 | | | 建設物価版 R3.6 P789 120×7h×6日=5040 |
| 運転手(特殊) | 人 | 12.00 | | | メーカー見積り |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の20% |
| 計 | 式 | 1.00 | | | |
| 1式当り | | | | | |

| 15号表 組立・解体費 | | 代価表 | | | 1.0 式当り |
|---|-----|------|----|----|---------------------------------------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| スリップフォームへーパ [®] (コンクリート舗装用) 最大舗装幅6m・最大舗装厚30cm | 供用日 | 2.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P10-9 1023-012-060-001 |
| 土木一般世話役 | 人 | 1.00 | | | R3年度 労務単価 |
| 運転手(特殊) (スリップフォーム) | 人 | 1.00 | | | メーカー見積 [※] |
| (機械センター職員/主張費含む) (特殊機械工・・・部品脱着業務) | 人 | 2.00 | | | メーカー見積 [※] |
| トラックレンタル賃貸料 25t オペレータ付 油圧伸縮ジブ [®] 型 | 日 | 2.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P4-9 0402-022-025-001 |
| 雑品 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% |
| 計 | 式 | 1.00 | | | |
| 1式当り | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

| 16号表 幅員調整費 | | 代価表 | | | 1.0 式当り |
|---|-----|------|----|----|---------------------------------------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| スリップフォームへーパ [®] (コンクリート舗装用) 最大舗装幅6m・最大舗装厚30cm | 供用日 | 3.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P10-9 1023-012-060-001 |
| 土木一般世話役 | 人 | 3.00 | | | R3年度 労務単価 |
| 運転手(特殊) (スリップフォーム) | 人 | 3.00 | | | メーカー見積 [※] |
| (機械センター職員/主張費含む) (特殊機械工・・・部品脱着業務) | 人 | 3.00 | | | メーカー見積 [※] |
| トラックレンタル賃貸料 25t オペレータ付 油圧伸縮ジブ [®] 型 | 日 | 1.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P4-9 0402-022-025-001 |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% |
| 計 | 式 | 1.00 | | | |
| 1式当り | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

- (2) 2号トンネル、3号トンネル連続施工
 - 1) 普通コンクリート舗装概算工事費

2号トンネル、3号トンネル連続施工：767.0m、W=6.584m

普通コンクリート舗装工 (St工法) 概算工事費 内訳表

※：国土交通省土木工事積算基準 令和3年度版 ③コンクリート舗装工」に準拠

| 費目・工種・細別等 | 単位 | 数量 | 単価 (円) | 金額 (円) | 摘要 |
|--|----------------|----------|--------|--------|---|
| 純工事費 | | | | | |
| 直接工事費 | | | | | |
| コンクリート舗装工 | 式 | 1.0 | | | |
| | 式 | 1.0 | | | 円/m ² |
| 車道舗装工 | m ² | 5,050.03 | | | 代価表 第1号 |
| 共通仮設費 | 式 | 1.0 | | | 土木工事積算基準 <34>～<37> A：435.1、b：-0.2074 |
| 共通仮設費(率計算) Kr=A・Pb=435.1×37,031,895 ⁻ -0.2074=11.72% | 式 | 1.0 | | | |

| 1号表 | | コンクリート舗装(車道標準部) | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|-------------------------|----|-----------------|----|-----|-----------------------|------------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| コンクリート舗装工(機械舗設) | | | | | | | |
| 1車 | m2 | 100.00 | | | 代価表 第2号 | | |
| コンクリート舗装工(材料) | | | | | | | |
| M4.5-2.5-40 | m2 | 100.00 | | | 代価表 第6号 | | |
| 目地材料費 (舗設額+主要材料費)×4% | 式 | 1.00 | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 2号表 | | コンクリート舗装工(機械舗設) | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|--|----|-----------------|----|-----|--|------------|--|
| 1車線施工 | | | | | | | |
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 土木一般世話役 | 人 | 0.81 | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 R3年度労務単価 | | |
| 特殊作業員 | 人 | 2.52 | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 R3年度労務単価 | | |
| 普通作業員 | 人 | 5.66 | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 R3年度労務単価 | | |
| コンクリートスプレッダ'運転 プレート'式・舗装幅3.0~7.5m | 時間 | 1.42 | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 代価表 第3号 | | |
| コンクリートフィニッシュ'運転 勾配固定式・舗装幅3.0~7.5m | 時間 | 1.42 | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 代価表 第4号 | | |
| コンクリートレベ'ラ'運転 勾配固定式・舗装幅3.0~7.5m | 時間 | 1.42 | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 代価表 第5号 | | |
| ラフレック'レン'賃料(舗装機械の設置・撤去) 25t吊 油圧伸縮'ジ'ャ'型 排出'ガ'ス対策型(第2次基準値) | 日 | 0.12 | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 建設機械等損料表 P4-11 0403-013-025-001 | | |
| 諸雑費 (養生材料、舗設に使用する機械、損耗費等) | 式 | 1.00 | | | 土木工事積算基準書 IV-1-⑤-2 上記計の18% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |

| 3号表 | | コンクリートスプレッター運転 プレート式・舗装幅3.0～7.5m | | 代価表 | | 1.0 時間当り | |
|-------------------------------------|----|-------------------------------------|----|-----|---|----------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 運転手(特殊) # | 人 | 0.16 | | | 土木工事積算基準 P965 標準作業量 111㎡/日 | | |
| 軽油 小型ローリー渡し(ネットロー給油) | L | 4.00 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1008-100-075-001 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| コンクリートスプレッター損料 プレート式・舗装幅3.0～7.5m | 時間 | 1.00 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1008-100-075-001 | | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 調整金 | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1時間当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 4号表 | | コンクリートフィニッシュ運転 勾配固定式・舗装幅3.0～7.5m | | 代価表 | | 1.0 時間当り | |
|-------------------------------------|----|-------------------------------------|----|-----|---|----------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 運転手(特殊) # | 人 | 0.16 | | | 土木工事積算基準 P965 標準作業量 111㎡/日 | | |
| 軽油 小型ローリー渡し(ネットロー給油) | L | 4.00 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1009-015-075-001 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| コンクリートフィニッシュ損料 勾配固定式・舗装幅3.0～7.5m | 時間 | 1.00 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1009-015-075-001 | | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 調整金 | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1時間当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 5号表 | | コンクリートレベラー運転 勾配固定式・舗装幅3.0~7.5m | | 代価表 | | 1.0 時間当り | |
|-----------------------------------|----|-----------------------------------|----|-----|---|----------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 運転手(特殊) | | | | | 土木工事積算基準 P965 | | |
| # | 人 | 0.16 | | | 標準作業量 111㎡/日 | | |
| 軽油 小型ロータリ渡し(バックホウ給油) | L | 2.20 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1010-015-075-001 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| コンクリートレベラー損料 勾配固定式・舗装幅3.0~7.5m | 時間 | 1.00 | | | 建設機械等損料表R3 P10-7 1010-015-075-001 | | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 調整金 | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1時間当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 6号表 | | コンクリート舗装工(材料) M4.5-2.5-40 | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|--|----|------------------------------|----|-----|--------------------------------|------------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 生コンクリート(N) M4.5-2.5-40 車道舗装用 (100×0.20×1.04=20.8) | m3 | 20.80 | | | 建設物価版 R3.6 P87 | | |
| 舗装用金網(鉄網) D6-150*150 異形棒鋼 | m2 | 90.00 | | | 建設物価版 R3.6 P74 数量は実績より想定 | | |
| 補強鉄筋(異形棒鋼) D13 SD345 | t | 0.13 | | | 建設物価版 R3.6 P21 数量は実績より想定 | | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 調整金 | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

2) 連続鉄筋コンクリート舗装概算工費

2号トンネル、3号トンネル連続施工：767.0m、W=6.584m

連続鉄筋コンクリート舗装工 (Sf工法) 概算工事費 内訳表

※「スリップフォーム工法標準積算マニュアル H27.11 日本スリップフォーム工法協会」に準拠

| 費目・工種・細別等 | 単位 | 数量 | 単価 (円) | 金額 (円) | 摘要 |
|---|----------------|----------|--------|--------|---|
| H27.11改定スリップフォーム工法標準積算マニュアル(舗装編) スリップフォーム タイプ C 純工事費 | 式 | 1.00 | | | |
| 直接工事費 | 式 | 1.00 | | | 円/m ² |
| 6.584m×767.0m=5,050m ² (820m ² /日) | | | | | |
| セパフィン工 | m | 2,301.05 | | | 代価表 第1号 |
| 767.0m×3ライン=2,301m | | | | | |
| 鉄筋組立工 | m ² | 5,050.03 | | | 代価表 第4号 |
| コンクリート打設 (タイプ C) t=20cm | m ² | 5,050.03 | | | 代価表 第5号 |
| 養生工 (800m ² /日) | m ² | 5,050.03 | | | 代価表 第8号 |
| 縦目地工 | m | 767.02 | | | 代価表 第10号 |
| 共通仮設費 | 式 | 1.00 | | | |
| 共通仮設費(率計算) Kr=A・Pb=435.1×40,556,290 ⁻ -0.2074=11.5% | 式 | 1.00 | | | 土木工事積算基準 <34>~<37> A: 435.1、b: -0.2074 |
| 特定準備費 | 式 | 1.00 | | | |
| 運搬費 (中型規模舗装) | 式 | 1.00 | | | 代価表 第14号 |
| 組立・解体費 | 式 | 1.00 | | | 代価表 第15号 |
| 幅員調整費 | 式 | 1.00 | | | 代価表 第16号 |

| 1号表 | | セキ化工 | | 代価表 | | 100.0 m当り | |
|--------------------------------|----|--------|----|-----|-----------|-----------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 土木一般世話役 | 人 | 0.33 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 普通作業員 | 人 | 0.66 | | | R3年度 労務単価 | | |
| セキ損料 | m | 100.00 | | | 代価表 第2号 | | |
| ダンプトラック 良好 普通・ディーゼル・積載質量2t積 | 日 | 0.33 | | | 代価表 第3号 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 2号表 | | セキ損料 | | 代価表 | | 100.0 m当り | |
|----------|----|--------|----|-----|--------------------|-----------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| セキロッド | 本 | 20.00 | | | 舗装業者へのヒアリングにて単価を設定 | | |
| セキランプ | 個 | 20.00 | | | 同上 | | |
| セキピン | 本 | 20.00 | | | 同上 | | |
| セキロープ | m | 100.00 | | | 同上 | | |
| クインチ | m | 100.00 | | | 同上 | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | 同上 | | |
| 1m当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 3号表 | | ダンプトラック 良好 普通・ディーゼル・積載質量2t積 | | 代価表 | | 1.0 日当り | |
|-----------------------------|-----|--------------------------------|----|-----|--|---------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 運転手(一般) | 人 | 1.00 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 軽油 小型ロータリ渡し(ハトロ-給油) | L | 28.50 | | | 建設機械等損料表R3 P3-1 0301-011-020-001 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| ダンプトラック 普通・ディーゼル・積載質量2t積 | 供用日 | 1.17 | | | 建設機械等損料表R3 P3-1 0301-011-020-001 | | |
| 損耗費及び補修費(タテ) 2t 良好 | 供用日 | 1.17 | | | 建設機械等損料表R3 (37) | | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1日当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 4号表 | | 鉄筋組立工 | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|---------------------------------|----|--------|----|-----|---|------------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 異形棒鋼 SD345 D16mm 1.56kg/m | t | 1.40 | | | 建設物価版 R3.6 P21 数量は実績より想定 | | |
| 異形棒鋼 SD345 D13mm 0.995kg/m | t | 0.15 | | | 建設物価版 R3.6 P21 数量は実績より想定 | | |
| 鋼製スベ-チ- (ハ-型・H150*H900mm・防錆) | 個 | 220.00 | | | 建設物価版 R3.6 P181 スベ-チ-個数算出は、 NEXCO=2.2個/m ² | | |
| 鉄筋工 | 人 | 1.75 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 5号表 | | コンクリート打設 (タイプC) | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|--|----|--------------------|----|-----|----------------------------|------------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 土木一般世話役(1÷820×100=0.122) | 人 | 0.122 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 特殊機械工(2÷820×100=0.244) (機械センター職員) | 人 | 0.244 | | | 設備機械工×1.50で想定 R3年度 労務単価 | | |
| 特殊作業員(3÷820×100=0.366) | 人 | 0.366 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 普通作業員(6÷820×100=0.732) | 人 | 0.732 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 普通作業員(1÷820×100=0.122) (誘導員) マニピュレータ0.125人× → 0.122人〇 | 人 | 0.122 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 生コンクリート(N)M4.5-2.5-40 車道舗装用 (100×0.20×1.04=20.8) | m3 | 20.80 | | | 建設物価版 R3.6 P87 | | |
| スリップフォーム(舗装用)(1÷820×100=0.122) 最大舗装幅6m・最大舗装厚30cm | 日 | 0.122 | | | 代価表 第6号 | | |
| クレーントラック 良好 普通・タイヤ・積載質量4t積 | 日 | 0.122 | | | 代価表 第7号 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |

| 6号表 | | スリップフォーム(舗装用)(1÷820×100=0.122) 最大舗装幅6m・最大舗装厚30cm | | 代価表 | | 1.0 日当り | |
|--|-----|---|----|-----|---------------------------------------|---------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 軽油 小型ローリーバートロム給油 2~4KL積載車 | L | 74.70 | | | 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| 特殊運転手 (機械センター職員) | 人 | 1.00 | | | メーカーヒアリング | | |
| スリップフォーム(コンクリート舗装用) 最大舗装幅6m・最大舗装厚30cm | 供用日 | 1.57 | | | 建設機械等損料表 R3.P10-9 1023-012-060-001 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1日当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 7号表 | | ダンプトラック 良好 普通・ディーゼル・積載質量4t積 | | 代価表 | | 1.0 日当り | |
|-----------------------------|-----|--------------------------------|----|-----|--------------------------------------|---------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 軽油 小型ロータリ渡し(バトロ-給油) | L | 40.00 | | | 建設物価版 R3.6 P789 | | |
| 運転手(一般) | 人 | 1.00 | | | R3年度 労務単価 | | |
| ダンプトラック 普通・ディーゼル・積載質量4t積 | 供用日 | 1.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P3-1 0301-011-040-001 | | |
| 損耗費及び補修費(タテ) 4t 良好 | 供用日 | 1.00 | | | 建設機械等損料表 R3 (37) | | |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1日当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 8号表 | | 養生工 (800㎡/日) | | 代価表 | | 100.0 m2当り | |
|--------------------------------------|----|-----------------|----|-----|--------------------|------------|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | | |
| 土木一般世話役 (1÷800×100=0.125) | 人 | 0.125 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 普通作業員 (3÷800×100=0.375) | 人 | 0.375 | | | R3年度 労務単価 | | |
| 養生材 「ハードコート CL-E1」(アオイ化学工業) | kg | 7.00 | | | 建設物価版 R3.6 P379 | | |
| 養生マット 「コンマット 1号」(アオイ化学工業) | m2 | 160.00 | | | 建設物価版 R3.6 P379 | | |
| 散水車運転 タンク容量3800L(1÷800×100=0.125) | 日 | 0.125 | | | 代価表 第9号 | | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | | |
| 1m2当り | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

| 9号表 散水車 タンク容量3800L(1÷800×100=0.125) | | 代価表 | | | 1.0 日当り |
|--|-----|-------|----|----|---------------------------------------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| 運転手(一般) | 人 | 1.00 | | | R3年度 労務単価 |
| 軽油 小型ローリ-渡し(ハトロー給油) | L | 28.00 | | | 建設物価版 R3.6 P789 |
| 散水車 タンク容量 3800L | 供用日 | 1.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P11-3 1108-012-038-001 |
| 諸 雑 費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% |
| 計 | 式 | 1.00 | | | |
| 1日当り | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

| 10号表 縦目土工 | | 代価表 | | | 10.0 m当り |
|----------------------------------|----|-------|----|----|------------------------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| 土木一般世話役 | 人 | 0.10 | | | R3年度 労務単価 |
| 鉄筋工 | 人 | 0.20 | | | R3年度 労務単価 |
| コンクリ舗装金具 タイバー D22*1000mm 糸'付き | 本 | 10.00 | | | 建設物価版 R3.6 P227 |
| チェア- D13*160/150*900 | 組 | 2.00 | | | 舗装業者へのヒアリングにて単価 を設定 |
| カット工 深4cm・巾8mm | m | 10.00 | | | 代価表 第11号 |
| 注入目土工 ロス率25% | L | 4.00 | | | 代価表 第13号 |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% |
| | | | | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | |
| 1m当り | | | | | |
| | | | | | |

| 11号表 | | 代価表 | | | 10.0 m当り | |
|--------------------------|----|-------|----|----|----------------------------------|--|
| カッタ工 深4cm・巾8mm | | | | | | |
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 特殊作業員 | 人 | 0.299 | | | R3年度 労務単価 | |
| 普通作業員 | 人 | 0.149 | | | R3年度 労務単価 | |
| コンクリートカッタ運転費 | 日 | 0.149 | | | 代価表 第12号 | |
| コンクリートカッタープレート 径 30cm | 枚 | 0.025 | | | Web建設物価 H30 品目コード：610101-9006 | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | |
| | | | | | | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | |
| 1m当り | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

| 12号表 | | 代価表 | | | 1.0 日当り | |
|--|-----|------|----|----|---------------------------------------|--|
| コンクリートカッタ運転費 | | | | | | |
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 特殊運転手 | 人 | 1.00 | | | R3年度 労務単価 | |
| カッパン レキユラー スタンド渡し | L | 4.60 | | | 建設物価版 R3.6 P789 | |
| コンクリートカッタ 手動式・湿式・切削深10cm級・プレート径30cm | 供用日 | 1.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P11-9 1161-110-010-001 | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | |
| 1日当り | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

| 13号表 注入目地工 ロス率25% | | 代価表 | | | 10.0 L当り | |
|---|-----|-------|----|----|---|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| 目地材 (加熱注入式目地材<高分子化アスファルト系 高弾性> 標準換算値1.0kg=1.07L) | L | 10.00 | | | 建設物価版 R3.6 P226 ■円/1.07=■円 | |
| プライマー | kg | 1.00 | | | メーカー見積り | |
| ショットシーラ | 日 | 0.06 | | | R3年度 建設機械等損料表 P11-3 1114-018-001-001 | |
| シーラ材溶解機 | 日 | 0.06 | | | 実績より | |
| 空気圧縮機損料 可搬式・SE掛, 3.0m ³ /min | 供/日 | 0.012 | | | R3年度 建設機械等損料表 P12-1 1201-033-037-001 | |
| 軽油 小型ローリー・ボート用給油 2~4KL積載車 | L | 1.90 | | | 建設物価版 R3.6 P789 | |
| プロパンガス 工業用・業務用 ボンベ | kg | 3.30 | | | 建設物価版 R3.6 P791 | |
| 普通作業員 | 人 | 0.40 | | | R3年度 労務単価 | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | |
| 1L当り | | | | | | |

| 14号表 運搬費 (中型機施工) | | 代価表 | | | 1.0 式当り | |
|---|-----|----------|----|----|--|--|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 | |
| スリッパフォークローダー(本体) 1ト25t | 日/台 | 6.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P3-5 0303-011-250-001 搬入3日、撤去3日を想定 | |
| 軽油 | L | 756.00 | | | 建設物価版 R3.6 P789 180×7h×6日=7560 | |
| スリッパフォークローダー(付属品・・・モーター)(均し部部品) 11tトラック×2台 | 日/台 | 12.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P3-3 0302-011-110-001 搬入3日、撤去3日を想定 | |
| 軽油 | L | 1,092.00 | | | 建設物価版 R3.6 P789 130×7h×6日=5460 | |
| 台車 4tトラック | 日/台 | 6.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P3-3 0302-011-045-001 搬入3日、撤去3日を想定 | |
| 軽油 | L | 289.80 | | | 建設物価版 R3.6 P789 6.90×7h×6日=289.80 | |
| 荷卸し 10tトラッククレーン | 日/台 | 6.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P3-5 0302-021-103-001 搬入3日、撤去3日を想定 | |
| 軽油 | L | 504.00 | | | 建設物価版 R3.6 P789 120×7h×6日=5040 | |
| 運転手(特殊) | 人 | 12.00 | | | メーカー見積り | |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の20% | |
| 計 | 式 | 1.00 | | | | |
| 1式当り | | | | | | |

| 15号表 組立・解体費 | | 代価表 | | | 1.0 式当り |
|---|-----|------|----|----|---------------------------------------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| スリップフォームへーパ [®] (コンクリート舗装用) 最大舗装幅6m・最大舗装厚30cm | 供用日 | 2.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P10-9 1023-012-060-001 |
| 土木一般世話役 | 人 | 1.00 | | | R3年度 労務単価 |
| 運転手(特殊) (スリップフォーム) | 人 | 1.00 | | | メーカーアリンク [®] |
| (機械センター職員/主張費含む) (特殊機械工・・・部品脱着業務) | 人 | 2.00 | | | メーカーアリンク [®] |
| トラックレンタル賃貸料 25t オペレータ付 油圧伸縮ジブ [®] 型 | 日 | 2.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P4-9 0402-022-025-001 |
| 雑品 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% |
| 計 | 式 | 1.00 | | | |
| 1式当り | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

| 16号表 幅員調整費 | | 代価表 | | | 1.0 式当り |
|---|-----|------|----|----|---------------------------------------|
| 名称・規格・条件 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| スリップフォームへーパ [®] (コンクリート舗装用) 最大舗装幅6m・最大舗装厚30cm | 供用日 | 3.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P10-9 1023-012-060-001 |
| 土木一般世話役 | 人 | 3.00 | | | R3年度 労務単価 |
| 運転手(特殊) (スリップフォーム) | 人 | 3.00 | | | メーカーアリンク [®] |
| (機械センター職員/主張費含む) (特殊機械工・・・部品脱着業務) | 人 | 3.00 | | | メーカーアリンク [®] |
| トラックレンタル賃貸料 25t オペレータ付 油圧伸縮ジブ [®] 型 | 日 | 1.00 | | | 建設機械等損料表 R3 P4-9 0402-022-025-001 |
| 諸雑費 | 式 | 1.00 | | | 上記計の1% |
| 計 | 式 | 1.00 | | | |
| 1式当り | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

§ 10. 非常用施設設計

10.1 概要

ここでは、トンネルの等級区分及び非常用施設の設備規模、設置間隔について検討を行い、非常用施設の割付計画を実施する。

10.2 トンネル等級区分の設定

トンネル非常用施設の施設規模を決定する際、考慮すべき事項は多岐にわたっており、トンネル延長、交通量に加えて線形条件、トンネル構造、交通方式（一方通行、対面通行）、管理体制等を総合的に判断し、これらに応じた非常用施設計画を策定することが望ましい。

しかし、これらの諸条件全てを対応させて、その規模を定めることは極めて難しいことから、非常用施設の規模は、全国のトンネル内火災発生率及び事故発生率の実績を考慮して、トンネル延長と交通量により、AA、A、B、C、Dの等級に関する基本的な境界を設定し、トンネル等級を区分する。

以下に等級区分図を示す。

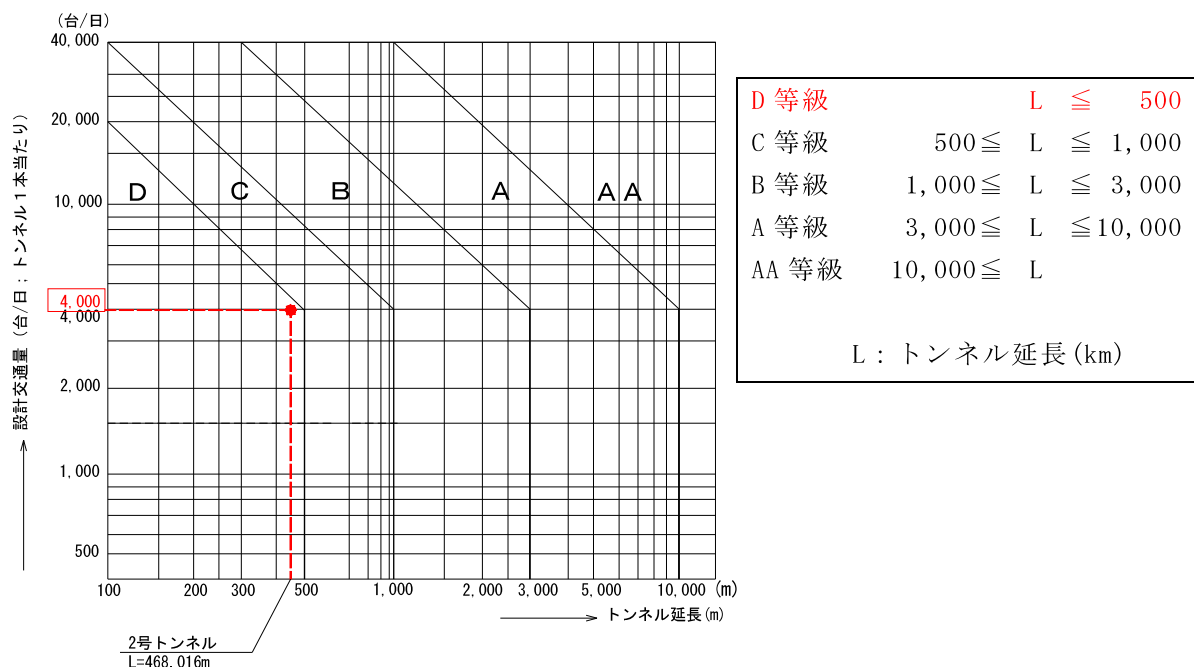


図 10.2.1 トンネルの等級区分図

「道路トンネル非常用施設設置基準・同解説(案)（令和元年9月）」に一部加筆

| | |
|--------|-----------|
| | 2号トンネル |
| トンネル延長 | 468.016m |
| 設計交通量 | 4,000 台/日 |
| トンネル等級 | D 等級 |

10.3 一階級上位の等級とする必要性検証

事故率が高くなると予想される下記条件のトンネルにおいては、トンネル等級区分図から定まる等級より、一階級上位の等級とすることが望ましい。

ここでは、本トンネルの幾何構造について整理し、1階級上位の等級とする必要性を検証する。

① 設計速度の高い道路トンネル

高速自動車国道、自動車専用道路などの設計速度の高い（80km/h以上）道路トンネルで、トンネル延長が長い（L=3,000m以上）対面通行のトンネルについては、交通量が4,000台/日以上の場合、トンネル延長と交通量から定まる等級より1階級上位の等級とすることが望ましい。

⇒本トンネルの設計速度は30km/hであり、トンネル延長もL=468.016mと短いため、該当しない。

② 見通しの悪いトンネル

地形の状況、その他の特別な理由により、曲線半径もしくは縦断勾配の値が、道路構造令に定められた規定値を超えた値（曲線半径については表10.3.1の曲線半径の左欄に掲げる値より小さい値、縦断勾配については表10.3.2の値より大きい値）を用いているために見通しが悪くなるトンネルについては、事故率が高くなることが予想される。

その場合、トンネル延長と交通量から定まる等級より一階級上位の等級とすることが望ましい。

⇒本トンネルにおいては、表中の赤囲み部の値を超えない（曲線半径：R=350～R=∞、縦断勾配：i=0.500%）ため、該当しない。

表 10.3.1 設計速度と曲線半径・縦断勾配の目安

| 設計速度 (km/h) | 曲線半径 (m) | 縦断勾配 (%) |
|-------------|----------|----------|
| 120 | 710 | 2 |
| 100 | 460 | 3 |
| 80 | 280 | 4 |
| 60 | 150 | 5 |
| 50 | 100 | 6 |
| 40 | 60 | 7 |
| 30 | 30 | 8 |
| 20 | 15 | 9 |

「道路トンネル非常用施設設置基準・同解説(案)（令和元年9月）」に一部加筆

本トンネルは、「設計速度の高い道路トンネル」及び「見通しの悪いトンネル」に適合しないことから、図10.2.1のトンネル等級区分図によりトンネル等級を設定する。

したがって、本計画トンネルの防災等級はD等級とする。

10.4 非常用施設設置計画

(1) 非常用施設の設置基準

道路トンネル非常用施設設置基準・同解説(令和元年9月)に準拠し、トンネル等級に応じた施設設置計画とする。

本トンネルについては、トンネル等級がD等級となり、下表に示すD等級に該当する施設設置計画とする。

表-10.2 トンネル等級別の非常用施設〔非常用施設設置基準 P.16〕に加筆

| トンネル等級 非常用施設 | | AA | A | B | C | D | 本トンネル の防災設備 |
|-----------------|----------|----|---|---|---|---|----------------|
| | | | | | | | |
| 通報・警報設備 | 通話型通報装置 | ○ | ○ | ○ | ○ | | — |
| | 操作型通報装置 | ○ | ○ | ○ | ○ | | — |
| | 自動通報装置 | ○ | △ | | | | — |
| | 非常警報装置 | ○ | ○ | ○ | ○ | | — |
| 消火設備 | 消火器 | ○ | ○ | ○ | | | — |
| | 消火栓設備 | ○ | ○ | | | | — |
| 避難誘導設備 | 誘導表示設備 | ○ | ○ | ○ | | | — |
| | 避難情報提供設備 | ○ | △ | | | | |
| | 避難通路 | ○ | △ | | | | — |
| | 排煙設備 | ○ | △ | | | | |
| その他の設備 | 給水栓設備 | ○ | △ | | | | — |
| | 無線通信補助設備 | ○ | △ | | | | — |
| | 水噴霧設備 | ○ | △ | | | | — |
| | 監視設備 | ○ | △ | | | | — |

(注1) 上表中「○印は原則として設置する」、「△印は必要に応じて設置する」ことを示す。

非常用施設割付図 S=1:1000

左

| 機器名称 | 箱抜 | 台数 |
|---------|----|----|
| 照明配管立上げ | ○ | 1 |

左側設備箇所数

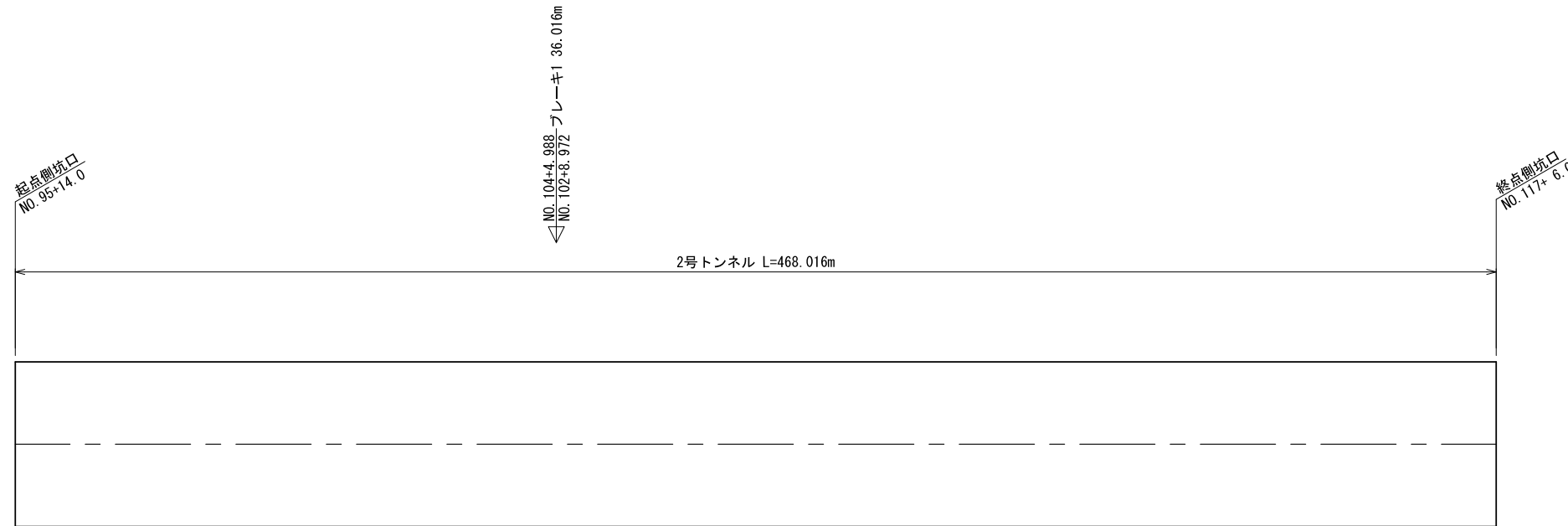
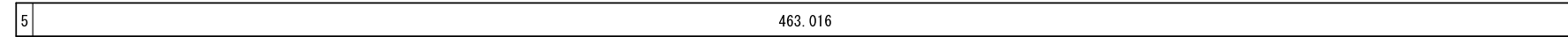
| CⅡ-b | DI-b | DⅢa |
|------|------|-----|
| — | — | 1 |

設計条件

| | |
|--------|-----------|
| トンネル延長 | 468.016m |
| 設計交通量 | 4,000 台/日 |
| トンネル等級 | D 等級 |

受配電設備

走行方向



左側箱抜箇所数

| | CⅡ-b | DI-b | DⅢa |
|---------|------|------|-----|
| 照明配管立上げ | — | — | 1 |

右側箱抜箇所数

| | CⅡ-b | DI-b | DⅢa |
|---------|------|------|-----|
| 照明配管立上げ | — | — | 1 |

| 坑門工 | DⅢa | DI-b | CⅡ-b | DI-b | CⅡ-b | DI-b | DⅢa | 坑門工 |
|------|-------|--------|-------|---------|--------|------|-------|------|
| 0.7m | 23.3m | 108.0m | 10.0m | 69.016m | 223.0m | 4.0m | 29.3m | 0.7m |

右

| 機器名称 | 箱抜 | 台数 |
|---------|----|----|
| 照明配管立上げ | ○ | 1 |

右側設備箇所数

| CⅡ-b | DI-b | DⅢa |
|------|------|-----|
| — | — | 1 |

※1：管路の立ち上げの埋め込み配管については照明設備設計に基づき 設置位置、サイズ等を見直しすること。
 ※2：各設備の割付位置及び、形状は、別途、設備詳細設計時に再精査が必要である。

| | | | |
|-------|-------------------|------|--|
| 工事名 | 鳥海ダム2号トンネル詳細設計業務 | | |
| 図面名 | 非常用施設割付図 | | |
| 作成年月日 | 令和4年3月 | | |
| 縮尺 | 1:1000 | 図面番号 | |
| 会社名 | 中央復建コンサルタンツ株式会社 | | |
| 事業者名 | 東北地方整備局 鳥海ダム工事事務所 | | |

12.5 非常用施設箱抜計画

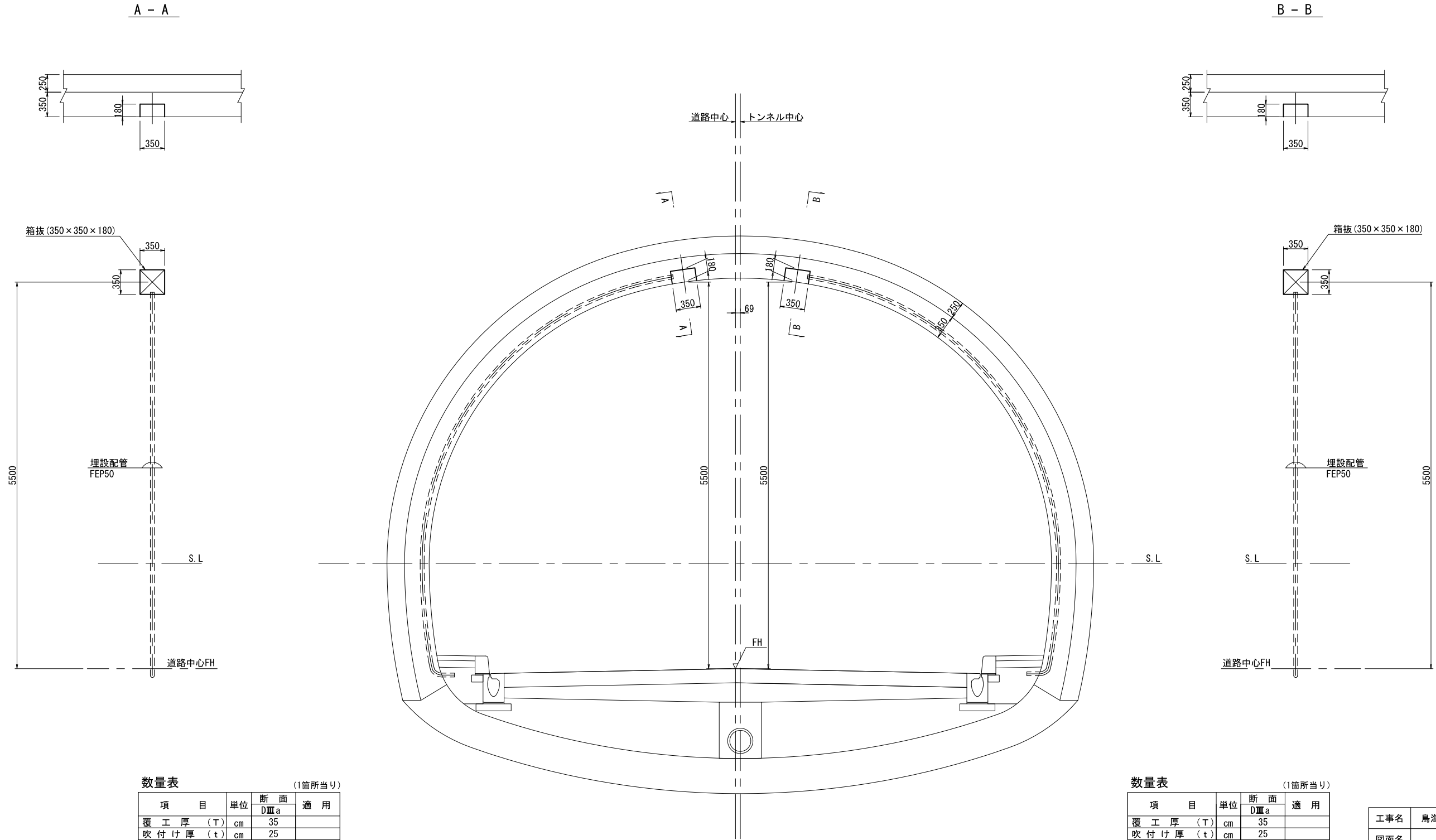
照明配管立上げ配管については、近隣施工事例を参考とし、決定するものとする。

非常用施設箱抜工図 S=1:30

照明配管立上げ

DⅢa 断面

一般図



数量表 (1箇所当り)

| 項目 | 単位 | 断面 DⅢa | 適用 |
|-----------|----|-----------|----|
| 覆工厚 (T) | cm | 35 | |
| 吹付け厚 (t) | cm | 25 | |
| 掘削 | m3 | - | |
| 吹付けコンクリート | m2 | - | |
| 覆工コンクリート | m3 | - | |
| 覆工控除 | m3 | 0.044 | |
| 型枠 | m2 | 0.753 | |
| 防水シート | m2 | - | |

数量表 (1箇所当り)

| 項目 | 単位 | 断面 DⅢa | 適用 |
|-----------|----|-----------|----|
| 覆工厚 (T) | cm | 35 | |
| 吹付け厚 (t) | cm | 25 | |
| 掘削 | m3 | - | |
| 吹付けコンクリート | m2 | - | |
| 覆工コンクリート | m3 | - | |
| 覆工控除 | m3 | 0.044 | |
| 型枠 | m2 | 0.753 | |
| 防水シート | m2 | - | |

※埋込み配管については、設備詳細設計に基づき、設置位置・サイズ等を見直すこと。

| | | | |
|-------|-------------------|------|--|
| 工事名 | 鳥海ダム2号トンネル詳細設計業務 | | |
| 図面名 | 非常用施設箱抜工図 | | |
| 作成年月日 | 令和4年3月 | | |
| 縮尺 | 1:30 | 図面番号 | |
| 会社名 | 中央復建コンサルタンツ株式会社 | | |
| 事業者名 | 東北地方整備局 鳥海ダム工事事務所 | | |

§ 11. 計測工の設計

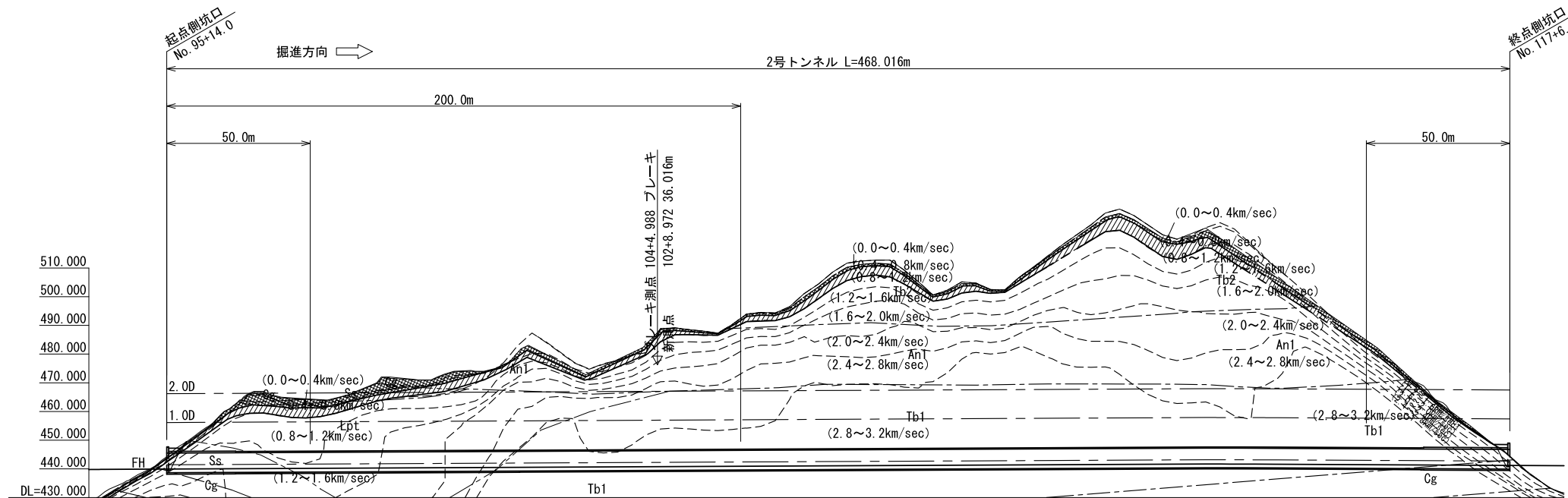
11.1 概要

本章では、観察・計測の項目として計測 A, 計測 B および前方探査の各項目の目的、実施要領および結果の整理方法について説明する。なお、観察・計測の項目のうち計測 A は、日常の施工管理のために必ず実施する項目である。計測 B は、地山条件に応じ、計測 A に追加して選定する項目であり、計測 A に比較して、実施される頻度は高くない項目である。前方探査は、地山条件に応じ、計測 B とは別に坑内から切羽前方の地山状況を調査するために追加して選定する項目である。

本トンネルの計測計画は、A 計測を基本に計画するものとする。
次頁に本トンネルの計測計画を示す。

計測工図(1) S=1:1000

縦断図



現場計測項目及び計測配置

| 計測項目 | 掘削分類 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|---------|-------|----------|-------|------------|--------|--------|---------|-----------|---------|-------------|---------|------------|---------|---------|----------|----------|---------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|---------|---------|------|---------|---------|
| | 坑門工 0.7 | | DⅢa 23.3 | | DI-b 108.0 | | | | CⅡ-b 10.0 | | DI-b 69.016 | | CⅡ-b 223.0 | | | | DI-b 4.0 | | DⅢa 29.3 | 坑門工 0.7 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 測点 | NO. 95 | +14.0 | NO. 96 | +18.0 | NO. 97 | NO. 98 | NO. 99 | NO. 100 | NO. 101 | NO. 102 | +6.0 | NO. 103 | +16.0 | NO. 104 | EC 10-0 | aNO. 103 | +9.0 | NO. 104 | NO. 105 | NO. 106 | NO. 107 | NO. 108 | NO. 109 | NO. 110 | NO. 111 | NO. 112 | NO. 113 | NO. 114 | NO. 115 | +12.0 | +16.0 | NO. 116 | NO. 117 | +6.0 | NO. 118 | NO. 119 |
| 坑内観測調査 | 掘削日毎一回 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 内空変位測定 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 10 | 10 | 10 | 10 | 8 |
| 天端沈下測定 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 10 | 10 | 10 | 10 | 8 |
| 脚部沈下測定 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 10 | 10 | 10 | 10 | 8 | |
| 地表面沈下測定 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 5 | 5 | 5 | 8 |
| ロックボルト軸力測定 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 吹付けコンクリート応力測定 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 鋼アーチ支保工応力測定 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 地表面沈下測定 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

※ 施工時における支保パターン変化位置では、随時測点を設けて測定を行うこと。

天端沈下・脚部沈下測定、内空変位の計測間隔

| 条件 | ① | ② | ③ | ④ |
|---------------------|-----|-----|-----|----------|
| 坑口付近 (坑口より50m間) | 10m | 10m | 20m | 必要に応じて実施 |
| 土被り2D以下 (D:トンネル掘削幅) | 10m | 10m | 20m | 必要に応じて実施 |
| ※施工の初期の段階 | 10m | 10m | 20m | 必要に応じて実施 |
| ある程度施工の進んだ段階 | 10m | 10m | 20m | 必要に応じて実施 |
| A, B | 10m | 10m | 20m | 必要に応じて実施 |
| CI, CII | 10m | 10m | 20m | 必要に応じて実施 |
| DI, DII | 10m | 10m | 20m | 必要に応じて実施 |
| E | 10m | 10m | 20m | 必要に応じて実施 |

注-1) 施工の初期の段階とは、200m程度の施工が進むまでの段階を言う。

地表面沈下測定の計測間隔

| 土被り | 計測間隔 |
|---------|------|
| 1D未満 | 5m |
| 1以上2D未満 | 10m |

注-2) 土被り2D以上であっても、地質・地下水・偏圧等の条件を考慮し地表面沈下等が予想される場合には、随時測点を設けて測定を行う。

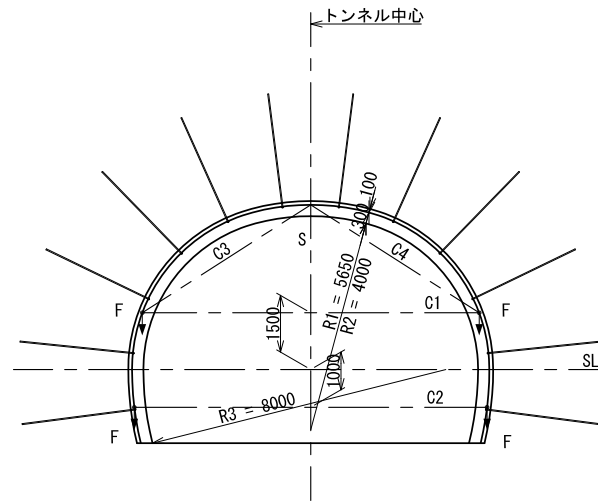
| 工種 | 箇所数 | 計測間隔 | 配置 | | |
|---------------|-----|--------|-------|-------|-------|
| | | | CⅡ-b | DI-b | DⅢa |
| 坑内観測調査 | — | 全延長 | 各切羽 | 各切羽 | 各切羽 |
| 内空変位測定 | 25 | 10~30m | C1~C4 | C1~C4 | C1~C4 |
| 天端沈下測定 | 25 | 10~30m | S | S | S |
| 脚部沈下測定 | 25 | 10~30m | F | F | F |
| 地表面沈下測定 | 14 | 5~10m | S | S | S |
| ロックボルト軸力測定 | — | — | — | — | — |
| 吹付けコンクリート応力測定 | — | — | — | — | — |
| 鋼アーチ支保工応力測定 | — | — | — | — | — |
| (B)地表面沈下測定 | — | — | — | — | — |

| | | | |
|-------|-------------------|------|----|
| 工事名 | 鳥海ダム2号トンネル詳細設計業務 | | |
| 図面名 | 計測工図(1) | | |
| 作成年月日 | 令和4年3月 | | |
| 縮尺 | 1:1000 | 図面番号 | 48 |
| 会社名 | 中央復建コンサルタンツ株式会社 | | |
| 事業者名 | 東北地方整備局 鳥海ダム工事事務所 | | |

計測工図(2) S=1:100

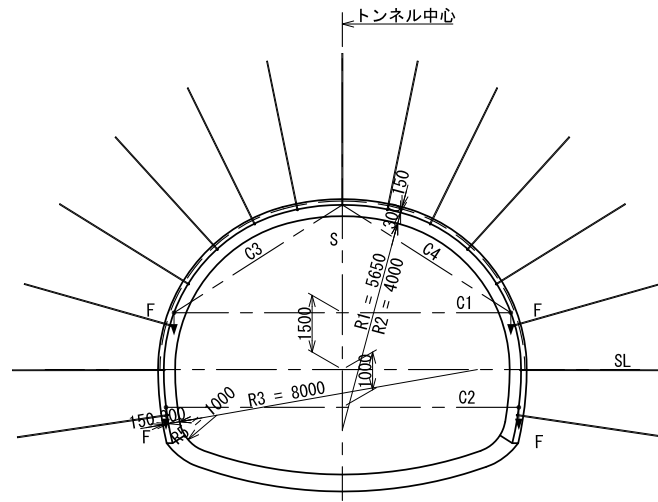
計測工計器配置図

CII-b 断面



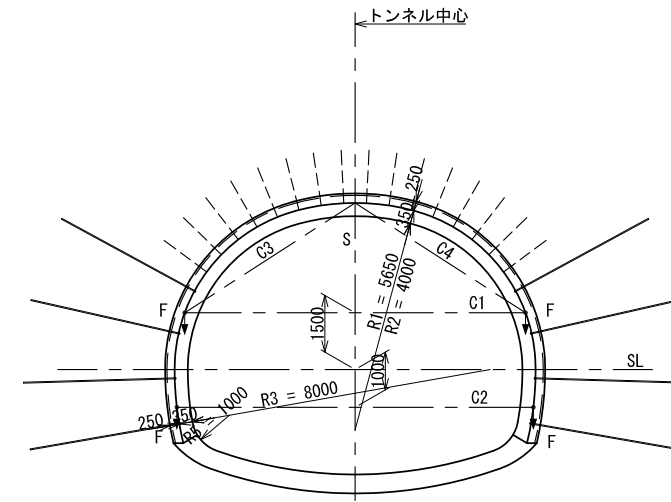
| 測定項目 | | 備考 |
|--------|---------------|----------------------------------|
| 計測工(A) | 内空変位側定 | 水平方向 C1~C2 2測線 対角方向 C3~C4 2測線 |
| | 天端沈下測定 | S 1ヶ所 |
| | 脚部沈下測定 | F 4ヶ所 |
| | 地表面沈下測定 | S 1ヶ所 |
| 計測工(B) | ロックボルト軸力測定 | — |
| | 吹付けコンクリート応力測定 | — |
| | 鋼アーチ支保工応力測定 | — |
| | 地表面沈下測定 | — |

DI-b 断面



| 測定項目 | | 備考 |
|--------|---------------|----------------------------------|
| 計測工(A) | 内空変位側定 | 水平方向 C1~C2 2測線 対角方向 C3~C4 2測線 |
| | 天端沈下測定 | S 1ヶ所 |
| | 脚部沈下測定 | F 4ヶ所 |
| | 地表面沈下測定 | S 1ヶ所 |
| 計測工(B) | ロックボルト軸力測定 | — |
| | 吹付けコンクリート応力測定 | — |
| | 鋼アーチ支保工応力測定 | — |
| | 地表面沈下測定 | — |

DIIIa 断面



| 測定項目 | | 備考 |
|--------|---------------|----------------------------------|
| 計測工(A) | 内空変位側定 | 水平方向 C1~C2 2測線 対角方向 C3~C4 2測線 |
| | 天端沈下測定 | S 1ヶ所 |
| | 脚部沈下測定 | F 4ヶ所 |
| | 地表面沈下測定 | S 1ヶ所 |
| 計測工(B) | ロックボルト軸力測定 | — |
| | 吹付けコンクリート応力測定 | — |
| | 鋼アーチ支保工応力測定 | — |
| | 地表面沈下測定 | — |

| | | | |
|-------|-------------------|------|----|
| 工事名 | 鳥海ダム2号トンネル詳細設計業務 | | |
| 図面名 | 計測工図(2) | | |
| 作成年月日 | 令和4年3月 | | |
| 縮尺 | 1:100 | 図面番号 | 49 |
| 会社名 | 中央復建コンサルタンツ株式会社 | | |
| 事業者名 | 東北地方整備局 鳥海ダム工事事務所 | | |

※ 地山がよく、変位が非常に小さい場合や小断面を掘削する場合には、下半盤の水平側線を省略してよい。

11.2 計測 A

計測 A は、日常の施工管理のために必ず実施すべき計測であり、トンネル縦断方向に一定の間隔で実施する。計測 A の計測項目は、坑内観察調査、天端・脚部沈下測定、内空変位測定および地表面沈下測定がある。計測 A の実施項目のうち坑内観察調査は、切羽の安定、岩質等の性状の把握や支保部材の変状把握のために行う。

天端・脚部沈下測定は、内空変位とあわせてトンネル天端の変位を計測し、断面の変形状態を知り、トンネル天端・脚部の安定性を判断する。内空変位測定は、天端・脚部沈下とあわせて変位量、変位速度等の断面の変形状態により①周辺地山の安定性，②支保工の設計，施工の妥当性および③覆工の施工時期の判断等に利用する。

また、地表面沈下測定は、土被りの小さいトンネル坑口等の地表面への影響や沈下防止対策の効果を判断することに利用する。

11.2.1 観察調査

(1) 切羽の観察

坑内観察調査のうち切羽の観察は、新しい切羽が出現して、最初に行う項目であり、スケッチ図の作成や写真撮影を行う。とくに、切羽に近づいて細部のスケッチ図を作成する場合は天端の崩落や切羽からの落石に十分注意を払う必要がある。

一定以上の品質でかつ経済的にトンネルを完成させるためには、トンネル掘削中に得られる地山情報を十分に活用することが必要である。そのため切羽の観察は、支保規模の決定を行う際、計測のみでは把握できない地山情報を得ることを目的として実施するもので、主として切羽の地質の状態と地質の変化状況とを目視調査するものである。とくに、地山の強度が大きい硬岩地山の場合には、トンネル掘削にともなう変位が小さく、トンネル挙動は割れ目等の不連続面によって支配される。このような場合にトンネルの支保規模を経験的に選定するためには、切羽で地山の不連続面の状態を直接目視して行う切羽観察が重要となる。

自然地山の性質は、一般に不均一、不連続、異方性であり、その物性は位置によって著しくこととなることが多い。そのためトンネルの掘進中は、新しい切羽が出現するたびに、割れ目等の走向・傾斜や風化・変質等の切羽の地質状況を観察して問題がないか確認し、必要に応じて適切な処置を講じなければならない。とくに、突発的な崩壊や湧水の危険性については、地質状況の変化から早めに的確に読み取るよう努める必要がある。

観察者は適正な縮尺のスケッチ図を作成し、必要事項を記載する。地質状況が悪化するような徴候が認められた場合には、ただちに対策を検討し実施しなければならない。

具体的な記述事項を以下に示す。

- ①地質（岩石名）とその分布、性状および切羽の自立性
- ②地山の硬軟、風化・変質、割れ目の間隔・状態とその卓越方向等の地山の状態
- ③断層の分布、走向・傾斜、破碎・粘土化の程度
- ④湧水箇所、湧水量とその状態
- ⑤軟弱層の分布
- ⑥その他

図-11.2.1 は一般的に使われている切羽観察記録様式の一部である。なお、補助ベンチ付き全断面工法では下半掘削面を観察することにより、地層や割れ目の方向などをより正確に把握できる場合がある。切羽スケッチで示す切羽状況のほかに、表-11.2.1 (a) に示す観察による地山の状態と性状(上半スケッチの観察)と支保の変状・補助工法等の状態を記録する。

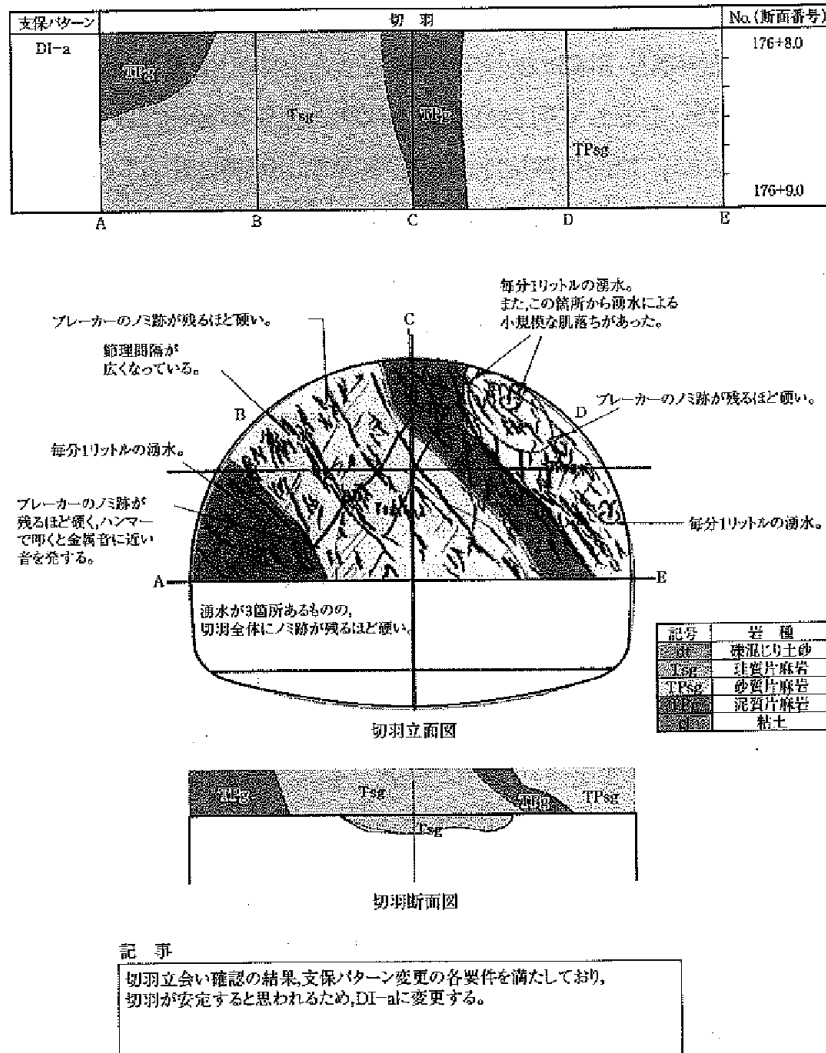


図-11.2.1 切羽観察記録様式の例

客観的に観察した所見は地山評価の重要な判断指標となるので、できるだけ詳細を記入しておく必要がある。近年、切羽観察の各項目に重みを持った評価点を配点し、その合計点から目安となる支保パターンを選定する事例が増えている。なお、記入様式としては、表-11.2.1 (a)のほか、表-11.2.1 (b)のような例がある。表-11.2.1 (b)は、①表-11.2.1 (a)における切羽の状態と素堀面の状態、割れ目の形態を省略していること、②切羽を天端部と左肩部、右肩部に分けて評価することに特徴がある。

なお、未固結地山については、別途検討の必要がある。

切羽の観察において、切羽に良好な部分と劣悪な部分が混在する場合の見方の例を示す。

「圧縮強度」、「風化変質」および「割れ目の間隔」の判定に際しては、表-11.2.1(b)に示すように切羽を天端および左右肩部に分割し、

- ・劣悪な部分が30%以上を占める場合は、劣悪な部分の状況により評価する。
- ・劣悪な部分が10%～30%の場合には、両者の中間ランクとする。
- ・劣悪な部分が10%以下の場合は、その他の良好な部分の状況により評価する。

「圧縮強度」に関しては、現場で簡易に概略値が判定できる点載荷試験(ポイントロードテスト)やシュミットハンマー試験、あるいは強度の小さい泥岩等では針貫入試験を利用するとよい。また、これらの試験をハンマー打撃による方法と併用して行うことにより、ハンマー打撃による方法から得られる強度の推定精度が向上することが期待できる。

「割れ目の状態」の判定に関しては、岩塊の落下に対する安全性の確保からの観点が最も重要となる。すなわち、部分的にでも切羽に悪い部分があると、そこをすべり面とした岩塊の落下の危険性があることから、単純に面積比で割り切れないものと考えられる。このような岩塊の落下に関しては、本来は割れ目の走向、傾斜から予想されるキープロックの安定性の検討を行って判断する必要があるが、現時点では定まった方法が確立していないので、安全側の判断となるように、岩盤の安定に対して最も大きな影響を与えられとされるもので判定する。また、切羽には存在していなくても、切羽のすぐ上方に状態の悪い割れ目が存在するような場合もあるので注意が必要である。

切羽の展開図は、切羽に向かってスケッチするが、記録者が見上げてそのままスケッチする場合と地質平面図のように上から見おろして記入する場合がある。記入方法は、関係者が見やすく、かつ活用しやすい方法でよいが、記入様式は施工を通じて一定とするのがよい。

表-11.2.1(a) 切羽観察データシート

| | | | | | | |
|--------------------|---------------------------------------|--|--|--|------------------------------------|--------|
| 土被り | m | | 総合判断 | 地山区分あるいはパターン区分の判定 | | |
| 岩種 | a, b, c, d, e | | | 岩石名 地質時代 | | |
| 特殊条件 状態 | 膨圧・偏圧・流動性・土被り小()m・重要構造近接・谷の直下・(その他) | | | | | |
| 掘削地点の地山の状態と挙動 | | | | | | |
| A | 切羽の状態 | 1. 安定 | 2. 鏡面から岩塊が抜け落ちる | 3. 鏡面の押し出しを生じる | 4. 鏡面は自立せず崩れあるいは流出 | 5. その他 |
| B | 素掘面の状態 | 1. 自立(普請不要) | 2. 時間がたつと緩み肌落ちする(後普請) | 3. 自立困難, 掘削後早期に支保する(先普請) | 4. 掘削に先行して山を受けておく必要がある | 5. その他 |
| C | 圧縮強度 | 1. $\sigma_c \geq 100\text{N/mm}^2$ ハンマー打撃ではね返る | 2. $100 > \sigma_c \geq 20$ ハンマー打撃で可だけの | 3. $20 > \sigma_c \geq 5$ 軽い打撃で可だけの | 4. $5 > \sigma_c$ ハンマー刃先食いこむ | 5. その他 |
| D | 風化質 | 1. なし・健全 | 2. 岩目に沿って変色, 強度やや低下 | 3. 全体に変色, 強度相当に低下 | 4. 土砂状, 粘土状, 破碎, 当初より未固結 | 5. その他 |
| E | 割れ目の間隔 | 1. 間隔 $d \geq 1\text{m}$ 割れ目なし | 2. $1\text{m} > d \geq 20\text{cm}$ | 3. $20\text{cm} > d \geq 5\text{cm}$ | 4. $5\text{cm} > d$ 破碎, 当初より未固結 | 5. その他 |
| F | 割れ目の状態 | 1. 密着 | 2. 部分的に開口 | 3. 開口 | 4. 粘土をはさむ, 当初より未固結 | 5. その他 |
| G | 割れ目の形態 | 1. ランダム 方形  | 2. 柱状  | 3. 層状, 片状, 板状  | 4. 土砂状, 細片状, 当初より未固結 | 5. その他 |
| H | 湧水 | 1. なし, 滲水程度 | 2. 滴水程度 | 3. 集中湧水 | 4. 全面湧水 | 5. その他 |
| I | 水による劣化 | 1. なし | 2. ゆるみを生ず | 3. 軟弱化 | 4. 崩壊・流出 | 5. その他 |
| 割れ目(面の向きと向き)の方向連続性 | 縦断方向(切羽をみて) | 1. 水平 ($10^\circ > \theta > 0^\circ$) 2. さし目 ($30^\circ > \theta \geq 10^\circ, 80^\circ > \theta \geq 60^\circ$) 3. さし目 ($60^\circ > \theta \geq 30^\circ$) 4. 流れ目 ($60^\circ > \theta \geq 30^\circ$) 5. 流れ目 ($30^\circ > \theta \geq 10^\circ, 80^\circ > \theta \geq 60^\circ$) 6. 垂直 ($\theta \geq 80^\circ$) 〔最大傾斜角をとる〕 | | | | |
| | 横断方向(切羽をみて) | 1. 水平 ($10^\circ > \theta > 0^\circ$) 2. 右から左へ ($30^\circ > \theta \geq 10^\circ, 80^\circ > \theta \geq 60^\circ$) 3. 右から左へ ($60^\circ > \theta \geq 30^\circ$) 4. 左から右へ ($60^\circ > \theta \geq 30^\circ$) 5. 左から右へ ($30^\circ > \theta \geq 10^\circ, 80^\circ > \theta \geq 60^\circ$) 6. 垂直 ($\theta \geq 80^\circ$) 〔切羽面のみかけの傾斜角をとる〕 | | | | |
| 記事 | | | | | | |

表-11.2.1(b) 切羽観察データシート

| | | | | | | | | | | |
|--|-----------------|--|------------------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------|---------------------------|----|----|----|
| トンネル名：〇〇トンネル | | 観察年月日：平成〇〇年〇〇月〇〇日 | | | | | | | | |
| 測点Sta. 〇〇+ 〇〇 | 坑口からの距離：〇〇 m | 断面番号：No. | | 支保パターン：DI-a | | | | | | |
| 土被り高さ： 〇〇 m | 岩石名・地質時代： | 岩石グループ (1~5)： 2 | | 岩石名コード： 32 | | | | | | |
| 補助工法 (鏡吹き, ボルトを含む) の諸元 無し | | 増し支保工の諸元 無し | | A, B計測 最も近い断面であればA, Bを記入 | | | | | | |
| | | 特殊条件・状態等 無し 崩壊の有無, 状況 水により風化作用がすすむ部分がある インパート早期閉合の有無 無し | | | | | | | | |
| 観察項目 | | 評価区分 | | | | | 評価区分記入 | | | |
| A. 圧縮強度 (N/mm ²) | 一軸圧縮強度 | 100以上 | 100~50 | 50~25 | 25~10 | 10~3 | 3以下 | 左肩 | 中央 | 右肩 |
| | ポイントロード | 4以上 | 4~2 | 2~1 | 1~0.4 | 0.4以下 | | | | |
| | ハンマーの打撃による強度の目安 | 岩片を地面に置きハンマーで強打しても割れにくい。 | 岩片を地面に置きハンマーで強打すれば割れる。 | 岩片を手を持ってハンマーでたたいて割ることができる。 | 岩片をおしをたたき合わせて割ることができる。 | 両手で岩片を部分的にでも割ることができる。 | 力を込めれば、小さな岩片を指先で潰すことができる。 | | | |
| | 評価区分 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | | | |
| B. 風化変質 | 風化の目安 | 概ね新鮮 | | 割れ目沿いの風化変質 | 岩芯まで風化変質 | 土砂状風化, 未固結土砂 | | 3 | 3 | 3 |
| | 熱水変質などの目安 | 実質は見られない | | 変質により割れ目に粘土を挟む | 変質により岩芯まで強度低下 | 著しい変質により全体が土砂状, 粘土化 | | | | |
| | 評価区分 | 1 | | 2 | 3 | 4 | | | | |
| C. 割目間隔 | 割れ目の間隔 | d ≥ 1m | 1m > d ≥ 50cm | 50cm > d ≥ 20cm | 20cm > d ≥ 5cm | 5cm > d | | 4 | 3 | 4 |
| | RQD | 80以上 | 80~50 | 60~30 | 40~10 | 20以下 | | | | |
| | 評価区分 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | | | |
| D. 割目状態 | 割目の開口度 | 割目は密着している | 割目の一部が開いている (幅 < 1mm) | 割目の多くが開いている (幅 < 1mm) | 割目が開いている (幅 1~5mm) | 割目が開いた 5mm以上の幅がある | | 4 | 3 | 4 |
| | 割目の挟在物 | なし | なし | なし | 薄い粘土を挟む (5mm以下) | 厚い粘土を挟む (5mm以上) | | | | |
| | 割目の粗度鏡肌 | 粗い | 割目が平滑 | 一部に鏡肌 | よく磨かれた鏡肌 | | | | | |
| | 評価区分 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | | | |
| E. 走向傾斜 | 走向がトンネル軸と直角 | 1: 差し目 傾斜45~90° | 2: 差し目 傾斜20~45° | 3: 差し目流れ目 傾斜0~20° | 4: 流れ目 傾斜20~45° | 5: 流れ目 傾斜45~90° | | 5 | 3 | 5 |
| | トンネル軸と平行 | | | 1: 傾斜0~20° | 2: 傾斜20~45° | 3: 傾斜45~90° | | | | |
| 切羽10m区間での湧水量と水による劣化状態による評価 (劣化は現在および将来における可能性について判定する) | | | | | | | | | | |
| F. 湧水量 | 状態 | なし, 滲水1ℓ/分以下 | 滴水程度1~20ℓ/分 | 集中湧水20~100ℓ/分 | 全面湧水100ℓ/分以上 | | 1 | 1 | 1 | |
| | 評価区分 | 1 | 2 | 3 | 4 | | | | | |
| G. 劣化 | 水による劣化 | なし | 緩みを生ず | 軟弱化 | 流出 | | 2 | 2 | 2 | |
| | 評価区分 | 1 | 2 | 3 | 4 | | | | | |

切羽の観察は掘削ごとに行うが、その記録は、坑内の地質平面図あるいは縦断図が連続して書けるよう原則として1回/1日記録する。切羽の状況を坑内観察記録に基づいて、平面、縦断を利用して、立体的に表現すれば図-11.2.2 のようになる。切羽のスケッチとは別に、切羽状況写真も同様の整理を行えば、より正確な情報となる。とくにパターンの変更、湧水状況の変化および切羽の状況の変化等が生じた場合は、切羽状況写真を添付することが望ましい。

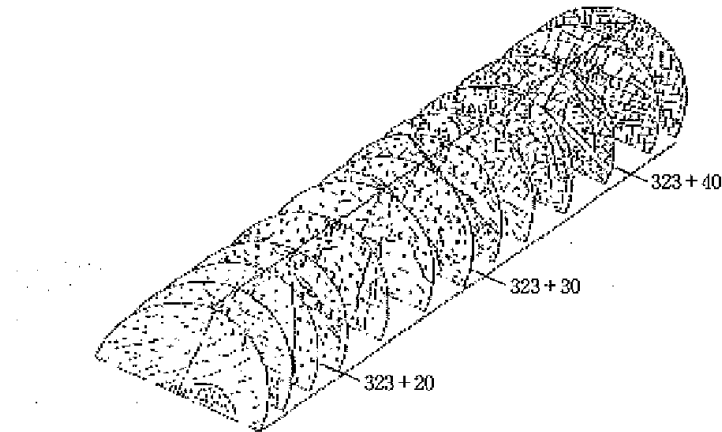


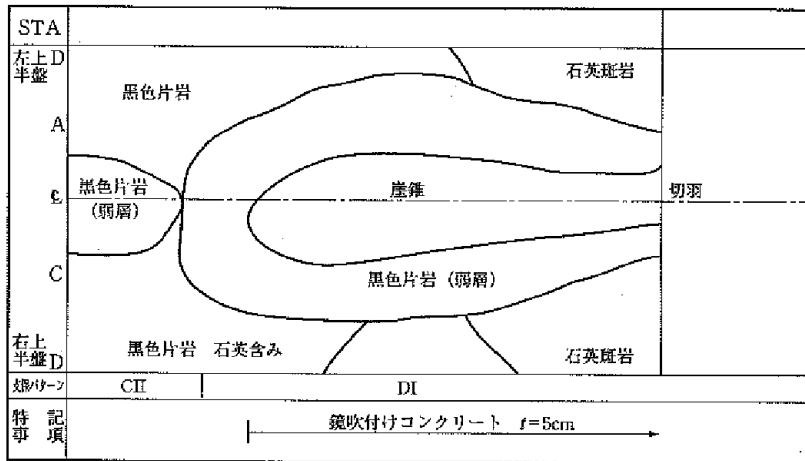
図-11.2.2 坑内観察記録の例

さらに、トンネル掘削が進むにしたがって、それまで得られた切羽スケッチをトンネル延長方向に整理し、地質の区間長、施工状況、特記事項、計測値等を併記した地質平面図と地質縦断図を作成することによって、全線にわたって地質の状況を把握することができ、切羽の観察記録からそれ以後の地質の推定や施工の参考にできるとともに、施工の記録として有効な資料となる。地質図の記入例を図-11.2.3 に示す。

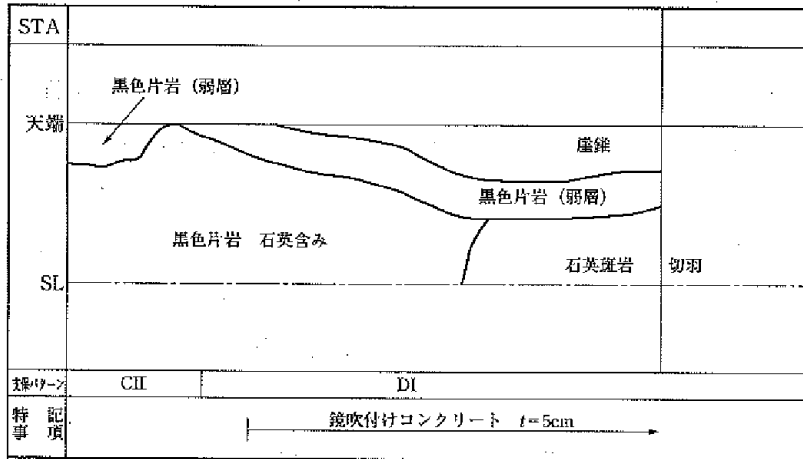
(2) 既施工区間の観察

既施工区間の観察は、計測を補完し、設計・施工が適正であるかを確認するとともに問題があればそれを把握することを目的として実施するものである。支保の状態を点検しながら観察し、異常が認められた場合はその原因を追求し、他の計測項目とあわせて総合的に判断することによって適切な措置を行うことができる。

地質展開図



地質縦断面図



注) 地質展開図は上からみた展開図である。
 縮尺は原則として、垂直方向(1/70), 縦断方向(1/200)とする。
 特記事項には、地質・湧水状態等のほか、施工中に見られた崩壊・
 変状等の現象や補助工法・増ボルト・増吹付け等の対策等を記入する。

図-11.2.3 地質展開図・地質縦断面図の記入様式例

既施工区間では、トンネル坑内を対象とし、以下の項目について点検しながら観察しなければならない。

- ①吹付けコンクリート…地山との密着、ひび割れ(発生位置,種類,幅,長さおよび進行状況)湧水等。
- ②ロックボルト……………打設位置・方向,ロックボルト・ベアリングプレートの変形地山への食込み,頭部の破断等。
- ③鋼アーチ支保工……………変形・座屈の位置,状況,吹付けコンクリートとの一体化状況,地山への食込み,脚部の沈下。
- ④覆工……………ひび割れ(位置,種類,幅,長さ),漏水状況等。

変状が認められた場合は、変状の位置,種類,規模,機構等,表 16-2-2 を参考に記録する。必要に応じて位置図やスケッチ等を作成する。

既施工区間の観察の頻度は 1 回/1 日とし、変状が認められた場合は観察の頻度を増すことが必要である。

(3) 坑外の観察

坑外(地表面)の観察によって、トンネル掘削にともなって発生する変化を坑内観察とあわせて評価することにより、地山の挙動を把握することが可能となる。

また、坑外の観察は、土被りの小さいトンネルやトンネル坑口付近において、とくに重要な計測であり、地表面沈下は、トンネルおよび周辺地山の安定性や地上構造物への影響を確認するためにも、現地の状況および施工時期を勘案した上で、実施することが望ましい。

トンネル坑口部付近および一般には土被りが 2D 以下(D はトンネル掘削幅)のような土被りの小さいトンネルの施工に際して、掘削による影響が地表面まで及び、地表面沈下が生じることが懸念されるので、既施工区間の観察のひとつとして、トンネル上部の地表面の状況を観察することが望ましい。

なお、実施する場合は、地表面において以下の項目について観察しなければならない。

- ①地表面の変状……………亀裂の分布等
- ②植生の状況……………立木の破損および傾動等
- ③水系の状況……………湧水等の変化(量・濁り)等

表-11.2.2 既施工区間の観察例

変状・補助工法

該当項目を○で囲み、該当地点または区間を右側に記入する。

| | | | | | | | | |
|----------|--------------------|------------|-----------------|-----------------------|-----------------|---------------|--------|---------------|
| 変状 | 鋼アーチ支保工 | ①なし | 2. 変形 | 3. 座屈 | | | | |
| | 吹付け コンクリート | ①なし | 2. ひび割れ あり | 3. 顕著な ひび割れ | 4. せん断 ひび割れ | 5. 押出し 発生 | 6. はく離 | 7. 脱落 |
| | ロックボルト | ①なし | 2. 頭部変 状 | 3. 頭部脱落 | 4. 破断 | | | |
| | インバート | ①なし | 2. 破損 | | | | | |
| | 覆工 コンクリート | ①なし | 2. ひび割れ 発生 | 3. 顕著な ひび割れ | 4. せん断 ひび割れ | 5. 破損 | | |
| 特殊 施工 | 増吹付け | ①なし | 2. あり ()cm | | | | | |
| | 増ボルト | ①なし | 2. あり ()cm | | | | | |
| | インバート 早期閉合 | ①なし | 2. あり | | | | | 当初から予定 |
| | 縫返し | ①変形 余裕内 | 2. 縫返し あり | | | | | 変形余裕 ()cm |
| | 縫 地 | ①なし | 2. 斜ボルト | 3. フォア ポーリング | 4. フォア バイリング | 5. パイプ ループ | | 当初から予定 |
| | 鏡止め | 1. なし | ②鏡吹付け | 3. 鏡ボルト | 4. 吹付け+ 鏡ボルト | 5. 長尺鏡 ボルト | | ○当初から予定 |
| | ストラット | ①なし | 2. あり | | | | | 当初から予定 |
| | リングカット | ①なし | 2. あり | | | | | 当初から予定 |
| | 薬液注入 | ①なし | 2. 水ガラス 系 | 3. ウレタン 系 | | | | 当初から予定 |
| | 水抜き工 | ①なし | 2. 水抜き ポーリング | 3. ウェルポイント ディーブウェル | | | | 当初から予定 |
| 地山 挙動 | SL部変状 | ①なし | 2. 流動化 | 3. 盤おくれ | | | | |
| | 泥土化 | ①なし | 2. 少しあり | 3. あり | | | | |
| 記事 | リングカット、フォアポーリング15本 | | | | | | | |

(4) 観察記録の整理

施工中の切羽観察および既施工区間の観察記録は、現在施工中のトンネルの設計・施工に反映させるほかに、工事完成後、供用中のトンネルの維持管理にも参考となる。このため、地質や湧水等の地山状況、施工結果等を一貫性のある記録として整理、保管しておくことが大切である。

なお、これらの記録は他のトンネルの施工技術資料としても有効である。近年、切羽観察と支保パターンとのデータを蓄積し分析することにより、切羽観察と支保パターンとの相関を整理し、切羽観察の評価点から目安となる支保パターンを選定するような活用がなされるようになってきている。また、土被りの小さい未固結地山では、地表面の変化と坑内観察をあわせて記録することにより、先行変位の傾向(変位量、変位速度)を把握し、最終的な変位量や地山の安定が予知できる場合がある。

11.2.2 天端・脚部沈下および内空変位測定

これまでスチールテープやスタッフなどを用いた別々の方法によって行われてきた天端・脚部沈下および内空変位の各測定は、測量機器の進歩にともない実用化された三次元測定システムによって行われるようになった。そこで本節では、三次元測定システムを用いた変位測定方法について説明する。ここで、三次元測定システムとは、視準間距離と角度から、視準した位置の座標を容易に求めることができる測定システムであり、各測点ごとに鉛直成分と水平成分の変化量を求めることができる。天端部の測点における鉛直方向の変化量を天端沈下、側壁部の測点における鉛直方向の変化量を脚部沈下、水平方向の変化量を内空変位と分類できる。

天端・脚部沈下および内空変位の各測定は、切羽観察、既施工区間の観察などの資料とあわせて、周辺地山の挙動、支保の変形モードなどを把握し、施工の安全性と支保の妥当性を確認するとともに、覆工の施工時期を検討するために行う。具体的な測定目的は、表-11.2.3 に示す事項を参考にして、設計・施工に反映させることにある。トンネルの安定性は、周辺地山の安定性と支保部材の妥当性から成り立っている。

表-11.2.3 天端・脚部沈下および内空変位測定のための目的

| | |
|----------|--|
| 周辺地山の安定性 | 掘削にともない周辺地山は、応力の再配分の開始とともに変位が発生して平衡に達することをもって収束する。 この収束するまでの過程と天端沈下と内空変位との総合的なバランスおよび変位の大きさでトンネルの安定性が判断される。 測定によって得られる変位は、周辺地山との関連でいえば、切羽の進行と地山特性によって大きな影響を受ける。 得られた変位および変位速度を分析することにより、事前の地質調査の結果等とあわせて周辺地山の特性、挙動をつかむことができる。これにより周辺地山の安定性の確認ができ、必要に応じて対応を検討する。 |
| 支保部材の妥当性 | トンネルにおける支保パターンごとの変形状態や計測 B で得られる支保部材の測定値などとあわせて、支保の妥当性を判断する資料とする。 |

なお、土被りの小さいトンネル等では、内空変位よりも天端沈下の方が顕著に表れる場合が多く、地表面沈下や脚部沈下と連動して沈下(共下がり現象という)を生じることがある。そのため、地表面沈下もあわせて測定し、地山の挙動を把握することも重要である。

(1) 測定方法と測定位置

1) 測定方法

三次元測定システムは、測定器を測点の視準しやすい任意の位置に据え付け座標が知られている基準点と光波反射ターゲットを設置した測点を視準することにより、視準間距離と角度から、測点の座標を求めることができる。

2) 測定位置

測定位置は、図-11.2.4 に示すように上半盤の天端部と側壁部および下半盤の側壁部の5点一般的である。なお、測定位置は全線同じ高さとする。天端沈下、脚部沈下および内空変位の各測定は、通常三次元測定システムにより一括して行われている。天端沈下はトンネル中心線上の上半盤天端部の鉛直方向の変位であり、脚部沈下との内空変位は上半盤側壁部および下半盤側壁部の同じ測点の鉛直方向と水平方向の変位で表示される。ここで、天端沈下と脚部沈下は測点の絶対的な変位量で表示されるのに対して、内空変位は上半盤の天端部と側壁部を結ぶ斜め方向の測線および側壁部どうしを結ぶ水平方向の測線ならびに下半盤の側壁部どうしを結ぶ水平方向の測線4測線から構成され、2点間の相対的な変位量として表示される。なお、1 測点の絶対的な変位量はトンネル半径で除すことにより、2 測点間の相対的な変位量はトンネル直径で除すことにより周辺地山のひずみを簡便に推定することができる。

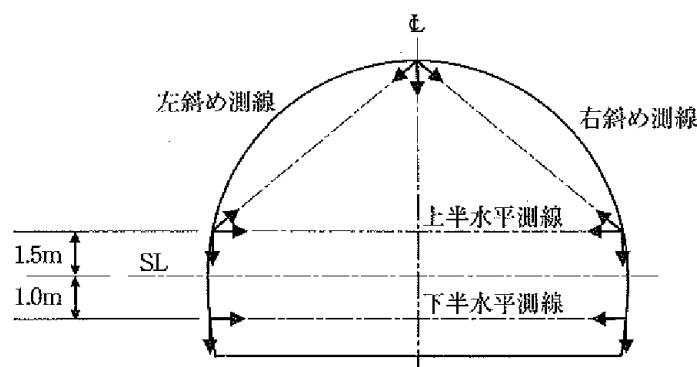


図-11.2.4 測定位置の例

測点を設置する上で、以下のような点に留意するとよい。

- ①地山がよく、変位が非常に小さい場合や小断面を掘削する場合には、下半盤の水平測線を省略してよい。
- ②変位が大きい場合や偏圧が著しい場合、盤ぶくれ等の特殊地山、あるいは大断面トンネルでは、必要に応じてアーチ肩部の左右等に測点を追加して測定する。
- ③中壁分割工法の場合には、中壁に測点を追加して測定する。ただし、通常の2車線断面トンネルの場合には上半盤の高さがSL付近の位置になるが、大断面トンネルの場合には上半盤の高さがSL付近の位置になるとは限らない。このような場合、測線の位置は上半盤の底盤から1.0～1.5m程度の高さの位置に設定する必要がある。

また、掘削工法を変え、測線を変更した場合は、変更の時期および位置を記録に残し、全体の計測結果との整合を図れるようにする必要がある。

重要構造物に近接する場合は、他の測定システムも含めて検討する必要がある。

(2) 測定の間隔と頻度

1) 測定の間隔

測定の間隔は表-11.2.4を基本とし、天端・脚部沈下および内空変位測定は同一断面において実施することを原則とする。ただし、どちらか一方の項目に重点を置いて数多く実施する場合はこの限りではない。

測定の間隔は、トンネルの延長、地質の変化(断層やスレーキングしやすい層の出現)、支保パターンの変更、掘削進行、施工実績(計測データ)の蓄積等によって適宜変更しなければならない。

表-11.2.4 測定の間隔(文献¹⁾を加筆修正)

| 地山等級 | 条件 | 坑口付近 | 土被り 2D 以下 (D はトンネル掘削幅) | 施工の初期 の段階 ^{注)} | ある程度施工の 進んだ段階 |
|-----------|----|------|---------------------------|----------------------------|------------------|
| A, B | | 10m | 10m | 20m | 必要に応じて実施 |
| C I, C II | | 10m | 10m | 20m | 30m |
| D I, D II | | 10m | 10m | 20m | 20m |
| E | | 10m | 10m | 10m | 10m |

注) 施工の初期の段階とは、200m 程度の施工が進むまでの段階をいう。

施工の初期では、地山挙動の特性を把握するために測定間隔を狭くし、地質、土被り、あるいは施工パターンと変位量の関係を調べ、ある程度実績が得られれば、測定間隔を拡げ坑内観察によって得られる情報等に重点を置くようにすればよい。図-11.2.5に天端沈下と内空変位の計測結果を整理した例を示す。

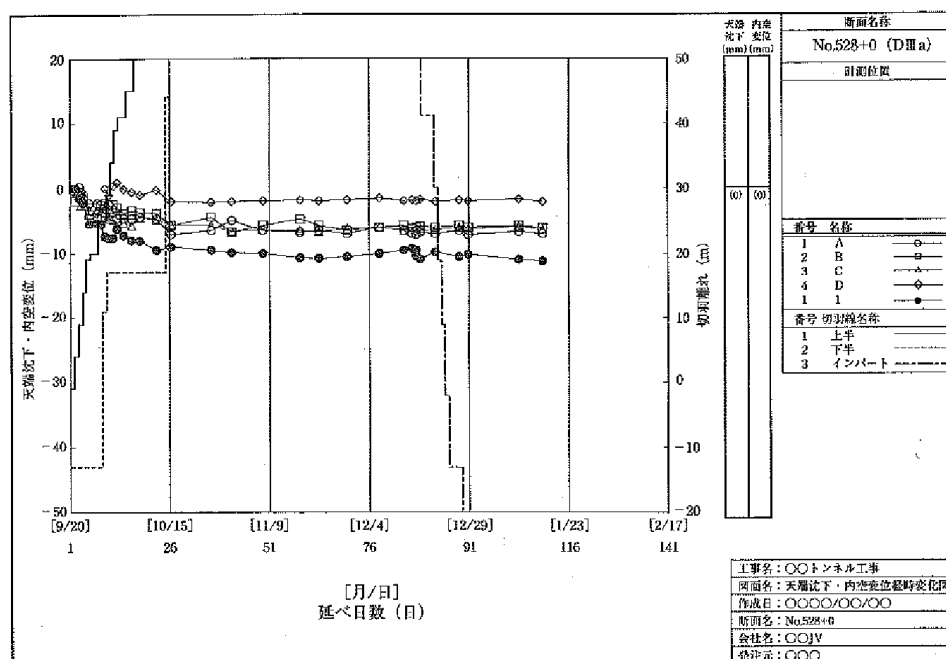


図-11.2.5 天端沈下・内空変位の経時変化図の例

2) 測定の頻度

測定の頻度は、変位が収束するまでの日数、変位量、掘進速度、掘削工法等によって異なるが、基本的には表-11.2.5に示すように、変位速度および切羽との離れによって定める。

測定頻度は、変位速度より定まる測定頻度と切羽からの離れより定まる測定頻度のうち、頻度の高い方を採ることを原則とする。測線によって変位速度は異なるが最も変位速度の大きい測線によって定まる頻度に合わせ、同じ断面内においては全測線の測定頻度は同一にする。天端・脚部沈下、内空変位は、上半断面工法の場合の下半切羽の接近およびインバート掘削によって変位速度が増すことが多いため、必要に応じて測定頻度を増やす必要がある。双設トンネルあるいは導坑先進工法、中壁分割工法の場合、先行トンネルの測定頻度は、後行トンネルが接近してきた場合には増やす必要がある。

表-11.2.5 測定の頻度

| 頻度 | 測定位置と切羽の離れ | 変位速度 | 摘 要 |
|-------|------------|----------|--|
| 2回/1日 | 0～0.5D | 10mm/日以上 | 測定頻度は、変位速度より定まる測定頻度と切羽からの離れより定まる測定頻度のうち、頻度の高い方を採ることを原則とする。 |
| 1回/1日 | 0.5～2D | 5～10mm/日 | |
| 1回/2日 | 2～5D | 1～5mm/日 | |
| 1回/1週 | 5D以上 | 1mm/日以下 | |

注)Dはトンネル掘削幅

(3) 測定の留意事項

1) 測定の精度

測定精度は±2mm以下を確保できる測定器を使用するものとする。測定器は、たとえば現場持ち込み時とそれ以降年1回というように、定期的に検定する必要がある。

2) 測点の防護等

測点は、計測中動かないように設置する。通常、測点となる光波反射用ターゲットを貼付する台座は等辺山形鋼（L-40×40程度）にD22mmで長さ30cm程度の鉄筋を溶接したものを作製し、所定の位置の吹付けコンクリート面にドリルで穿孔し、ロックボルト固定用モルタルにて設置する。機械掘削の場合は等辺山形鋼の代わりに平鋼を用いる場合もある。また、爆破や施工機械の接触などにより損傷しないように保護する必要がある。

測点ポイントには下記の条件が必要である。

- ・設置が容易である。
- ・吹付けコンクリートやゴミ等が付着しにくい。

3) 初期値の測定

初期値の測定は、変位の大小にかかわらず、掘削後初期の変位量を正しく知ることが重要であり、初期値は可能な限り早く測定することが必要である。そのため初期値は、ずり処理後3時間以内にできるだけ早く測定することを原則として、施工上の理由により、やむをえない場合でも6時間以内にかつ次の間の掘削（爆破）以前に測定しなければならない。

4) 測定の時期と収束の確認

天端・脚部沈下の測定時期や断面ごとの測定時期がずれると、計測結果の評価に支障をきたすので、測定時期は同一にするようにしなければならない。なお、一断面ごとの測定時期のズレが生じた場合は、測定時期を記録しておくことが望ましい。

変位速度が、1～3mm/月以下となったことを2週程度連続して確認できた場合に収束したとみなし、測定を終了してよい。なお、この値は変位速度なので週あたりに換算すると1mm/週程度になる。また、覆工の施工前には、再度天端沈下と内空変位の測定を行い、測定終了時と変位量の比較を行うとともに、既施工区間の観察を行い異常のないことを確認する必要がある。

(4) 測定結果の整理

天端・脚部沈下および内空変位の測定結果は、通常、図-11.2.5に示すように計測を開始してからの延べ日数との関係により整理している。この経時変化図には切羽進行も加えておき、上半切羽の距離との関係、下半切羽通過時の挙動などもつかんでおく。また、土被りの小さいトンネルでは地表面沈下をあわせて図化し、トンネルの変形状態や地山の挙動を把握するとよい。さらに、測点付近の支保工に変状が生じたり、天端安定対策や脚部沈下対策を実施したときには、図中にその時期がわかるように記入しておく対策工の効果を評価するときに役に立つ。

11.2.3 地表面沈下測定

図 11.2.6 に示すように、坑口部および土被りの小さいトンネルで地表面沈下測定を行う場合は、トンネル中心線上に測点を設置することを標準とする。土被りが比較的小さく、周辺に重要構造物がある場合や地すべり・斜面崩壊が懸念される場合あるいは偏圧が生じるような地形では、計測 B による地表面沈下測定を計画し、トンネル横断方向にも測点を設置する。

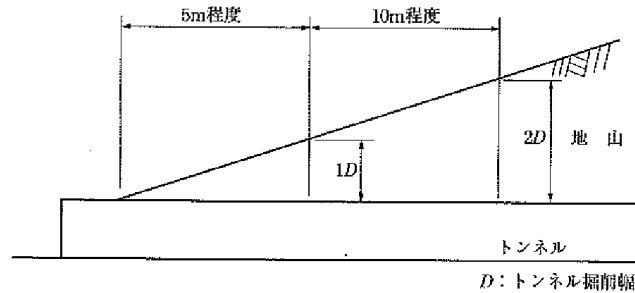


図-11.2.6 地表面沈下の測定間隔

土被りの小さいトンネルは、通常、土砂トンネルあるいは軟岩トンネルとなる場合が多く、一般に地表面沈下の発生することが多い。したがって、地表面沈下測定は、トンネルおよび周辺地山の安定性の確認のために欠くことのできない計測であるため計測 A としている。地表面沈下の測定間隔を表-11.2.6 に示す。なお、土被りが $2D$ 以上 (D はトンネル掘削幅) であっても、地質、地下水、偏圧等の条件を考慮し地表面沈下が予想される場合には、随時測点を設けて地表面沈下測定を行う。

測定精度は、 $\pm 2\text{mm}$ 以下を確保できる測定器を使用するものとする。

表-11.2.6 地表面沈下の測点間隔

| 土被り | 測点間隔 |
|-------------|--------|
| 1D 未満 | 5m 程度 |
| 1D 以上～2D 未満 | 10m 程度 |

トンネル坑口を導坑先進工法によって施工する場合は、トンネル中心線上だけでなく、導坑中心線上についても地表面沈下測定を行うものとする。

計測は、測定点に切羽掘削による沈下の影響が現れる以前から沈下量が収束するまで継続する。この期間は、一般に計測断面と切羽との距離が $2\sim 5D$ になるといわれている。

地表面沈下の計測値は、計測を開始してからの延べ日数との関係および計測点と切羽の距離との関係、トンネル縦断方向の沈下曲線図（横断方向は計測 B で実施）を整理するのがよい。経時変化図には切羽進行も加えておき、上半切羽の距離との関係、下半切羽通過時の挙動等をつかんでおく。また、土被りや天端沈下、脚部沈下をあわせて図化することにより、土被りやトンネル変形状態、地山の挙動との関連性を把握するのに役に立つ。さらに、測点付近の支保工に変状が発生したり、地表面沈下対策を実施したときには、図中にその時期がわかるように記入しておくこと、対策工の効果を評価するときに役に立つ。

11.3 計測 B

観察・計測のうち、地山条件や立地条件に応じて計測 A に追加して実施する計測 B の主な項目は、表-11.3.1 (1)・表-11.3.1 (2)に示すとおりである。

計測 B の各種計測項目のうち、どの項目を選定するかについては、表-11.3.2 が目安となる。

表-11.3.1(1) 主な観察・計測の項目と内容

| 計測項目 | | 計測によって求められるおもな事項 | 計測種別 ^{注1)} |
|-----------------------|-------------------|---|---------------------|
| 坑内観察調査 | | ①切羽の自立性、素掘面の安定性 ②岩質、断層・破砕帯、褶曲構造、変質帯等の性状把握 ③支保工の変状把握 ④当初の地山区分の再評価 | A |
| 1 原位置 調査・ 試験 | 坑内弾性波速度測定 | ①当初の地山区分の再評価 ②緩み領域 ③地層の亀裂、変質の程度 ④岩盤としての強度の把握 | B |
| | ボーリング調査 | ①岩質、断層・破砕帯、褶曲構造、変質帯、ガス等の性状把握 ②地山試料の採取 | |
| | ボーリング孔を利用した調査 | 地耐力（標準貫入試験）、水圧、透水試験（湧水圧試験）、変形係数（孔内水平載荷試験） | |
| | 岩盤直接せん断試験 | 粘着力（c）、内部摩擦角（φ）、残留強度（c'、φ'）、変形係数 | |
| | ジャッキ試験（平板載荷試験） | 変形係数、地盤反力係数 | |
| | ポイントロード試験（点載荷試験） | 点載荷強度 | 注2) |
| | シュミットハンマー試験 | シュミットハンマー反発値 | 注2) |
| | 針貫入試験 | 針貫入勾配 | |
| 2 地山試 料試験 | 一軸圧縮試験 | 一軸圧縮強度（ σ_c ）、静ヤング率（ E_s ）、静ポアソン比（ ν_s ） | B ^{注3)} |
| | 超音波伝播速度測定 | P波速度（ V_p ）、S波速度（ V_s ）、動ヤング率（ E_d ）、動ポアソン比（ ν_d ） | |
| | 単位体積重量試験 | 単位体積重量（ γ ）、含水比（w） | |
| | 吸水率試験 | 吸水率 | |
| | 圧裂引張試験 | 圧裂引張強度（ σ_t ） | |
| | クリープ試験 | クリープ定数 | |
| | 粒度分析試験 | 土砂地山の場合、切羽の安定性の判断資料とする 泥岩、温泉余土等の場合、膨脹性の判断資料とする | |
| | 浸水崩壊度試験（スレーキング試験） | 軟岩の場合、水に対する安定性の判断資料とする | |
| | 三軸圧縮試験 | 粘着力（c）、内部摩擦角（φ）、残留強度（c'、φ'） | |
| | X線分析試験 | 粘土鉱物の種類（膨脹性粘土の有無） | |
| | 陽イオン交換容量試験 | 粘土鉱物の含有量の推定 | |

表-11.3.1(2) 主な観察・計測の項目と内容

| | | | | |
|---|------|---------------|--|------------------|
| 3 | 計測 | 天端・脚部沈下測定 | トンネル天端・脚部の絶対沈下量を監視し断面の変形状態を知り、トンネル天端・脚部の安定性を判断する | A |
| | | 内空変位測定 | 変位量、変位速度、変位収束状況、断面の変形状態により、①周辺地山の安定性 ②支保工の設計・施工の妥当性 ③覆工の施工時期等を判断する | A |
| | | 地表面沈下測定 | 坑口部や土被りの小さい区間でトンネル縦断方向に地表面の沈下量を測定し、トンネル掘削の地表面への影響とトンネルの安定性を評価する | A ^{注4)} |
| | | 坑内地中変位測定 | トンネル周辺の緩み領域、変位量を知り、ロックボルトの長さ、設計、施工の妥当性を判断する | B |
| | | ロックボルト軸力測定 | ロックボルトに生じたひずみから、ロックボルト軸力を算出し、効果の確認、ロックボルト長、ロックボルト径の適否を判断する | B |
| | | 吹付けコンクリート応力測定 | 吹付けコンクリート応力から、支保効果の確認、増吹きとの必要性等を判断する | B ^{注5)} |
| | | 地表面・地中の変位測定 | トンネル掘削による地表面への影響、沈下防止対策の効果判定、トンネル周辺の緩み範囲を推定する | B |
| | | 鋼アーチ支保工応力測定 | 鋼アーチ支保工応力により支保工の大きさ、ピッチの適否を判断する 鋼アーチ支保工に作用する土圧の大きさ、方向、側係数を推定する | B |
| | | 覆工応力測定 | 覆工コンクリートの安定性、双設トンネルの相互干渉の有無を確認する | B |
| | | ロックボルト引抜き試験 | ロックボルトの定着効果を確認し、引抜き耐力から適正な定着方式や、ロックボルトの種類を選定を目的として実施する | B ^{注6)} |
| | | AB測定 | 山はね現象の発生の危険度を評価する | B |
| | | 盤ぶくれ測定 | インパートの必要性、効果の判定をする | B |
| 4 | 前方探査 | 坑内弾性波探査 | 切羽前方にある断層・破砕帯等の位置や幅等を把握する | |
| | | 削孔検層法 | 削孔速度や削孔のエネルギーを算定し、地山状況との比較により断層・破砕帯等の位置や幅等を把握する | |
| | | 探りノミ | 切羽前方の地質状況や地下水状況を簡易に把握する | |

注1) 計測種別のAは日常の施工管理のために必ず実施すべき計測(計測A)をいう。計測種別のBは地山条件に応じ、計測Aに追加して選定される計測(計測B)をいう。なお、計測種別が空欄のもの、あるいは本表に示されていない試験、計測項目についても、必要と認められるものについては実施する。
 注2) 場合によっては計測Aに含まれることがある。
 注3) 地山試料試験の試験項目は地山条件に応じて選定する。
 注4) 地表面沈下測定にはトンネル中心線上に測点を設置する計測Aのほかトンネル横断方向にも測点を設置する計測Bがある。
 注5) 吹付けコンクリート応力測定のうち、トンネル半径方向の測定を背面土圧測定、接線方向の測定を吹付けコンクリート応力測定とよぶ。
 注6) ここでいうロックボルト引抜き試験は、施工前あるいは掘削の初期段階で実施するものであり、日常の施工管理としてのロックボルト引抜き試験は計測Bとしては取り扱わない。

表-11.3.2 地山条件に応じた・観察・計測項目の選定

| 地山条件 | 施工時に問題となる現象 | 必要な観察・計測項目 | 場合により追加すべき観察・計測項目 |
|----------------|---|---|---|
| 硬岩・中硬岩地山 | 岩塊・岩片の肌落ちや緩み、崩落、切羽の自立性、山はね(土被りが大きく割れ目が少ない場合等) | 坑内観察調査、 天端・脚部沈下測定、 内空変位測定 | AB測定(山はねが問題となる場合) |
| 軟岩地山(膨張性地山は除く) | 岩塊・岩片の肌落ちや緩み、崩落、切羽の自立性 | 坑内観察調査、 天端・脚部沈下測定、 内空変位測定 | 地山試料試験、 地表面沈下測定(土被りが小さい場合)、 坑内地中変位測定、 ロックボルト軸力測定、 吹付けコンクリート応力測定、 鋼アーチ支保工応力測定 |
| 膨張性地山 | 側壁の押出し、盤ぶくれ、 切羽の押出しや自立性 | 坑内観察調査、 天端・脚部沈下測定、 内空変位測定、 坑内地中変位測定、 ロックボルト軸力測定、 吹付けコンクリート応力測定、 鋼アーチ支保工応力測定 | 地山試料試験、 覆工応力測定、 盤ぶくれ測定 |
| 土砂地山 | 地山の緩みとそれともなう地表面の沈下、切羽の流出、近接構造物への影響 | 坑内観察調査、 天端・脚部沈下測定、 内空変位測定、 地表面沈下測定、 坑内地中変位測定、 地表面・地中の変位測定 | 地山試料試験、 ロックボルト軸力測定、 吹付けコンクリート応力測定、 鋼アーチ支保工応力測定、 盤ぶくれ測定、 地下水圧や間げき水圧の測定 |

注1) この表は問題となる現象を対象とした観察・計測項目の選定の考え方を示したもので、個々のケースに応じた的確な項目の選定が重要である。
 注2) すべての地山条件について、地下水が施工に与える影響は大きく、必要な場合には坑外からのボーリング、坑内からの先進ボーリングや前方探査、さらにそれらを利用した湧水量や湧水圧、透水係数等の測定を行う。

11.3.1 原位置調査・試験

(1) 目的

原位置調査・試験は地質条件の詳細確認、地山区分の再評価あるいは挙動解析のための岩盤物性を得ること等を目的として実施する。

(2) 調査・試験の項目

原位置調査・試験の項目としては、表-11.3.3 に示すとおりである。これらの調査・試験は、他の計測値が得られている位置や地山区分に配慮した位置に選定することが望ましい。ただし、ボーリング調査、原位置せん断試験、ジャッキ試験等は作業スペース、作業時間の面で大がかりになり、掘削進行等に大きな影響を与えることから、原位置調査・試験の計画にあたっては十分な検討が必要である。

原位置調査・試験は、地山区分の再評価、解析等に用いる岩盤物性値の評価、あるいは断層・破碎帯等の地質調査による検討等を目的として実施するが、これらの目的にあった調査・試験項目を選定する必要がある。

表-11.3.3 原位置調査・試験の項目

| 項目 | 調査・試験によって得られる事項 | 備考 |
|---------------------|--|--|
| 1. 坑内弾性波速度測定 | ①地山等級の評価 ②緩み領域の評価 ③地盤物性の間接的推定 | 主に屈折法による弾性波探査 |
| 2. ボーリング調査 | ①地質の確認(岩種、断層・破碎帯、褶曲構造、変質帯、地質境界) ②地下水の状態 ③室内試験用試料の採取 | 地盤工学会 「岩の試験・調査方法の基準・解説書」 |
| 3. ボーリング孔を利用した調査・試験 | ①地耐力(標準貫入試験) ②水圧・透水係数(ルジオンテスト、湧水圧試験) ③変形係数(孔内載荷試験) ④割れ目の状態(ボアホールテレビ観察) ⑤弾性波速度(速度検層)等 | 地盤工学会 「地盤調査の方法と解説」 地盤工学会 「岩の試験・調査方法の基準・解説書」 |
| 4. 原位置せん断試験 | 粘着力(c)、内部摩擦角(ϕ) | 土木学会 「原位置岩盤の変形およびせん断試験指針」 |
| 5. ジャッキ試験 | 弾性係数 変形係数 クリープ係数 | 土木学会 「原位置岩盤の変形およびせん断試験指針」 |
| 6. その他の試験 | ①地山等級(切羽の地質)の評価(点載荷試験、針貫入試験、シュミットハンマー試験) ②地山応力の評価(初期地圧測定) | 地盤工学会 「岩の試験・調査方法の基準・解説書」 |

(3) 坑内弾性波速度測定

1) 目的

原位置調査・試験は、トンネルの施工段階ではいずれも特殊なものであるが、なかでも緩み領域を把握する目的等で比較的良く利用されるものは、坑内から周辺地山の弾性波速度を測定する調査である。

坑内弾性波速度測定は、当初設計時の地表面における弾性波速度測定値との対比によって地山区分の再評価を行うこと、あるいはトンネル掘削によって生じる緩み範囲等を判定すること等のための基礎資料を得ることを目的として行う。

2) 測定要領

地山の弾性波速度を測定する方法としては、壁面に発振源と受振点を配置する弾性波探査(屈折法)とボーリング孔を利用する速度検層等がある。

屈折法による弾性波探査では、各速度層についての速度および境界深度が求まるが、深度方向の詳細な速度分布を得ることはできない。トンネル壁面から周辺地山内部での深度方向の詳細な弾性波速度の分布を知る必要がある場合には、ボーリング孔を利用した速度検層を実施することが望ましい。

(a) 測定装置および測定方法

弾性波探査(屈折法)に用いる装置を図-11.3.1に示す。装置は点火器、発振源、受振器、増幅器、記録器等で構成される。

測定は、多点の受振点を設置し、弾性波の伝播時間を同時測定することが望ましく、装置は増幅器、記録器ともに、多点式の12あるいは24チャンネルのものが一般的に使用される。

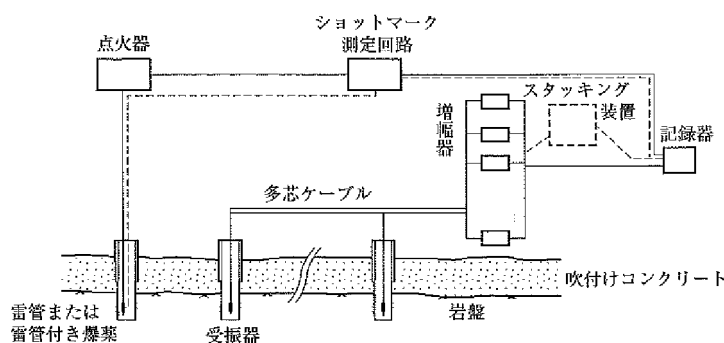


図-11.3.1 弾性波探査（屈折法）の測定系

発振源としては、電気雷管を使用するのが普通であるが、測線長が長い場合には爆薬を使用することもある。一方、火薬類による騒音が制約される場合は、かけや等を使用するが、明瞭な波形を得るために打撃を繰り返してスタッキング処理する方法が有効である。

なお、坑内の排水ポンプ、換気用風管、配管等によって測定値にノイズを生じやすいので、測定時には電源を遮断することが望ましい。

(b)測定位置

他の計測値との対比や測定の作業性の理由により、測定位置はトンネル側壁部付近とするのが一般的である。底盤部において実施することもあるが、車両通行の遮断や受振器設置時のずり処理等面倒なことが多い。なお、天端部では受振器の設置や発振作業に困難をともなうので、きわめて特殊な場合以外は行わないのが普通である。

(c)測点および測線の配置

受振点間隔は、通常の地表における弾性波探査では、5～10m程度であるが、坑内弾性波速度測定では、2～3m程度である。

また測線長は、探査深度（たとえば緩み深さ）の7倍程度以上必要といわれている。

一般に吹付けコンクリートの弾性波速度は、背面地山の弾性波速度よりも速いことが多いため、受振器を地山に設置する。

また、経時変化を測定する場合には、受振器を地山に固定するための治具を埋設するなど、受振器の設置状況が測定ごとに変化しないようにすることが必要である。

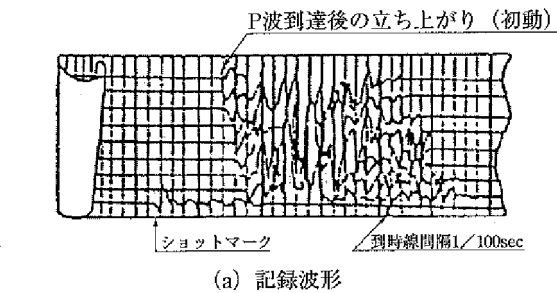
3)結果の整理

図-11.3.2 (a)に示すように、記録波形から各測点間の弾性波の伝播時間を読み取り、図-11.3.2 (b) に示す走時曲線を作成する。走時曲線の勾配から速度構造を2層または3層構造とし、各層の弾性波速度を求め、これを測線方向の断面図に速度分布として表わす。

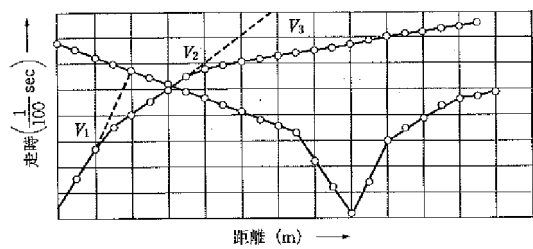
(4)ボーリング調査および孔内試験

ボーリング調査は、特殊な地山条件（湧水・断層・破碎帯・変質帯等）が予想される場合、あるいは遭遇した場合、対策工を検討する際に利用される。たとえば、断層・破碎帯や変質帯の位置や性状の確認、水抜きボーリングを兼ねた地下水の調査、さらに地山試料試験用コアの採取等のために実施される。

また、ボーリング孔を利用した調査・試験には、地耐力の検討のための基礎資料を得るための標準貫入試験、地下水や透水性の把握のための湧水圧試験、ルジオンテスト、地山内の亀裂や地質性状の把握のためのボアホールテレビ観察、さらに地山内の弾性波速度の分布を調べるための速度検層等がある。



(a) 記録波形



(b) 走時曲線

図-11.3.2 走時曲線図

(5) 圧縮強度の簡易試験

計測管理のために地山情報の収集の強化を目的とした調査・試験として、点載荷試験(ポイントロードテスト)、針貫入試験、シュミットハンマー試験等がある。

とくに切羽観察項目のうち、圧縮強度を推定する試験として、現場で簡易に概略値が判定できる点載荷試験やシュミットハンマー試験あるいは強度の小さい泥岩等では針貫入試験を利用するとよい。

(6) 原位置せん断試験・ジャッキ試験

設計時に想定した物性値の確認や数値解析に必要な地山物性値を得るなど、支保の設計や施工法を根本的に見直す場合に、原位置試験を実施することがある。

原位置試験としては、地山のせん断強度を得るための岩盤直接せん断試験、地山の变形係数やクリープ係数を得るためのジャッキ試験さらに初期地圧を得るための初期地圧測定等がある。

11.3.2 地山試料試験

(1) 目的

地山試料試験は、地山の各物性値、地山の特性を把握することで、以下の①～④に示されるような地山等級の再評価あるいは数値解析等に用いる地山物性値の検討、ずり処理方法の検討等を目的として行うものである。試験項目はその目的および地質条件、岩質等に応じて選定するものとする。

- ①現状の岩盤の力学特性等を把握し、設計時に想定した地山等級の再評価を行う。
- ②設計に想定した物性値の確認を行う。また、数値解析等の物性値の検討を行う。
- ③膨張性地山における膨張性の検討や、未固結地山での流砂現象の検討を行う。
- ④重金属が含まれる場合にはずり処理方法の検討等を行う。

(2) 試験項目

試験項目は、表-11.3.4 に示すとおりであり、地質条件、岩質等に応じて選定するものとする。硬岩や中硬岩の地山では、通常一軸圧縮試験と単位体積重量試験を行えば十分である。なお、数値解析等を行っている場合には一軸圧縮試験に際し、静ポアソン比、静弾性係数を求めることが望ましい。

一軸圧縮試験は、比較的簡便な試験であるが、必要とする多くの情報が得られるものであるため、容易にサンプリングできる地山では実施することが望ましい。また、試験結果の評価では、一軸圧縮試験で得られた値はあくまで岩石強度であり、亀裂等の影響を受けている全体的な岩盤強度と異なっていることに留意する必要がある、補正等の検討が必要である。

泥岩、温泉余土等の膨張性地山に対しては、さらに粒度、浸水崩壊度、膨潤度、陽イオン交換容量 (C. E. C) 等を追加し、膨張性の検討を行う。

流砂現象のおそれのある未固結地山に対しては、乾燥密度、比重、粒度等の物理試験及び間げき水圧測定や透水試験を実施した方がよい。また、一軸圧縮強度試験に用いる供試体の作製が困難な砂質地山では三軸圧縮試験を行い、強度、変形特性の把握が必要となる場合がある。

トンネルが鉍化帯や鉍床跡等に位置し、カドミウム、マンガン、銅、亜鉛等の重金属やヒ素、硫黄等の含有が考えられる場合は、ずりや湧水の処理に留意する必要がある。このような場合、湧水の pH や電気伝導度の測定および水質分析を行うとともに、地山から溶出する可能性のある鉍物を同定し、溶出試験により溶出程度を予想して、環境基準値等との関係を把握しておく必要がある。

(3) 試験頻度

地山試料試験は、必要に応じて実施するものとする。ただし、各計測結果との対比ができること、および解析を行う場合の解析値と計測値の対比を行うためにも計測断面と一致させる方が望ましい。

(4) 試験方法

地山試料試験の試料採取は、切羽や坑壁で採取したり、先進ボーリングで採取する。

未固結地山ではブロックサンプリング等も利用される。原則的には、自然状態で試験を実施するが、含水状態や応力状態で強度の変化する泥岩ないし未固結地山では、極力含水状態の変化のないように注意が必要である。

一般的な試験方法を、表-11.3.4 に示す。

表-11.3.4 地山試料試験項目と試験法

| 試験項目 | 試験によって得られる物性値 | 地山区分 | | | | 試験の規格 |
|-----------------------|----------------------------------|------|----|----|-----------|---|
| | | 硬岩 | 軟岩 | 土砂 | 膨張性 地山 | |
| 粒度試験 | 粒度分布 | | | ○ | ○ | JIS A 1204:2000 土の粒度試験方法 |
| 密度試験 含水比・吸水率試験 | 密度 含水比, 吸水率 | △ | ○ | ○ | ○ | JIS A 1232:1999 土粒子の密度試験方法, JIS A 1233:1999 土の含水比試験方法 KDK S0501 岩石の密度・含水比・飽和度・有効間隙率・吸水率試験方法 JHS 718-1997 岩石の密度・含水比・飽和度・有効間隙率・吸水率試験方法 JGS 2132-2000 岩石の密度試験方法, JGS 2134-2000 岩石の含水比試験方法 |
| 一軸圧縮試験 | 一軸圧縮強度, 静ポアソン比, 静弾性係数 | ○ | ○ | ○ | ○ | JIS A 1216:1998 土の一軸圧縮試験方法, JIS M 0302:2000 岩石の圧縮強さ試験方法 KDK S0502 岩石の一軸圧縮試験方法, KDK S0503 岩石の静弾性係数測定方法 JHS 719-1997 岩石の一軸圧縮強度試験方法, JHS 720-1997 岩石の弾性(変形)係数測定方法 JGS 2521-2000 岩石の一軸圧縮試験方法 |
| 三軸圧縮試験 | 粘着力, 内部摩擦角 | | ○ | ○ | ○ | JHS 721-1997 岩石の三軸圧縮試験方法 土木学会 軟岩の調査・試験の指針(案) 軟岩の三軸圧縮試験 JGS 0521~0542 土の三軸試験方法 JGS 2531-2000 岩石の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験方法 |
| 引張強度試験 | 引張強度 | △ | △ | | △ | JIS M 0303:2000 岩石の引張強さ試験方法 建設省土木試験基準(案)「引張試験方法」 JHS 715-1997 点荷試験機を用いた岩片の強度試験方法 土木学会 軟岩の調査・試験の指針(案) 軟岩の引張強度試験 |
| 動弾性係数測定 試験 | P波速度, S波速度, 動弾性係数, 動ポアソン比 | ○ | ○ | | ○ | KDK S0503 岩石の静弾性係数測定方法 JHS 720-1997 岩石の弾性(変形)係数測定方法 JGS 2110-1998 岩石の超音波速度測定方法 |
| 浸水崩壊度試験 (スレーキング試験) | 浸水崩壊度, スレーキング率(指数), 吸水量増加率 | | ○ | | ○ | JIS 110-2006 岩のスレーキング率試験方法, JIS 111-2006 岩の乾湿繰返し吸水率試験方法 JHS 722-1997 岩石の浸水崩壊度試験方法 土木学会 軟岩の調査・試験の指針(案) スレーキング試験法 |
| 膨潤度試験 | 吸水膨張率 | | | | △ | JHS 723-1997 岩石の膨潤度試験方法 JGS 2121-1998 岩石の吸水膨張試験方法 |
| 陽イオン交換容量 試験 | モンモリロナイト等の 含有量の推定 | | | | △ | JHS 724-1997 岩石の陽イオン交換容量測定方法 |
| X線分析 | 粘土鉱物の種類 | | △ | △ | ○ | JHS 725-1997 岩石のX線粉末回折による鉱物の測定方法 土木学会 軟岩の調査・試験の指針(案) X線粉末回折による鉱物の同定 土木学会 軟岩の調査・試験の指針(案) X線回折法による膨潤性粘土鉱物の定量法 |
| 溶出試験・成分分析 | 土壌からの汚染物質の 溶出量 土壌中の重金属含有量 | △ | △ | △ | △ | 土壌の汚染に係る環境基準について 平成13年3月28日付け 環境省告示第16号 底質調査方法 昭和63年9月8日付け環境省第127号環境庁 水質保全局長通知 |

注) JIS:日本工業規格, KDK:建設省土木試験基準(案), JHS:東・中・西高速道路株式会社試験方法, JGS:地盤工学会基準
○:よく実施する項目, △:場合によっては実施する項目

11.3.3 坑内地中変位測定

(1) 目的

坑内地中変位測定は、トンネル周辺の緩み等の地山挙動を明らかにすることを目的とする。すなわち、掘削にともなうトンネルの半径方向の地山内変位を測定して緩みの形態を推定し、支保の適否と地山のひずみ状況を判断する資料とするものである。

一般には、深度別の地中変位分布から、地山の緩み状況を推定し、ボルトの長さが適当か否かを判断したり、支保の妥当性の検討を行う。なお、地表から行う地表面・地中の変位測定は、図-11.3.3に示す。

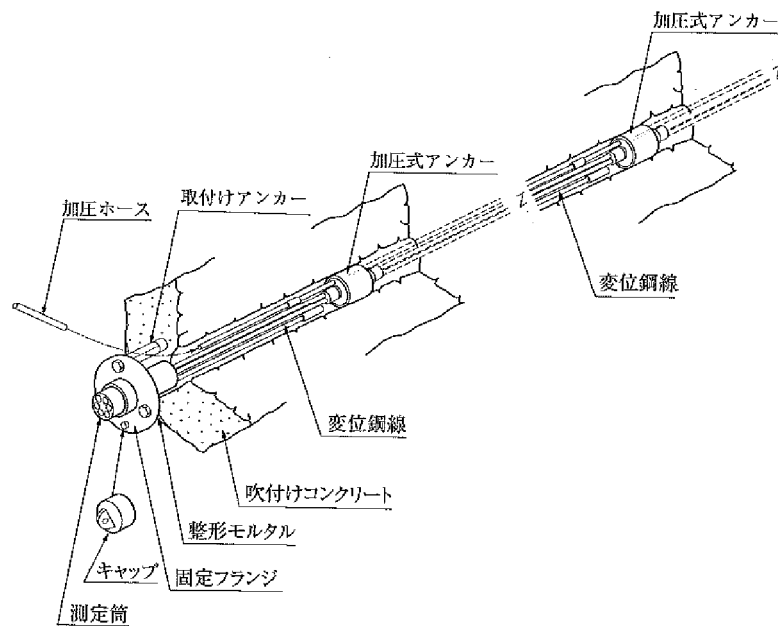


図-11.3.3 地中変位計の概要

(2) 測定要領

1) 測定方法

測定はボアホール内に地中変位計等を埋設して行うもので、測点となるアンカーは地山に確実に固定できる構造でなければならない。

地中変位の測定は、一般に1孔で多測点が測定できる地中変位計を用いて、トンネル壁面と測定アンカー間の相対変位をダイヤルゲージまたは、電気変換式変位計で測定する。この測定でもっとも重要なことは、任意の深度ごとに設ける測点アンカーを確実に地山に定着することである。定着方式はモルタル固定方式と機械固定方式が代表的である。

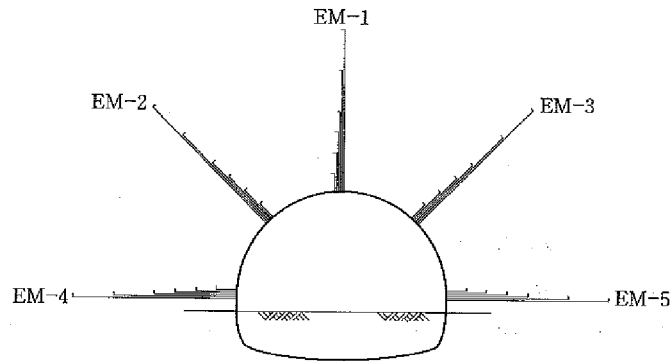


図-11.3.4 地中変位計の設置例

機械固定方式は、モルタル固定方式に比べ多少高価であるが、確実に地山に固定することができ、短時間で計測を開始できる利点がある。図-11.3.3は機械固定式と呼ばれる測定アンカーをもつ地中変位計で、通常6測点用が多く用いられる。

モルタル固定方式は、比較的構造は簡単である。この方式の場合、ボアホール内に間げきが残らないようにモルタルを完全に充填することが必要である。とくに、湧水箇所や上向きに設置する場合はモルタルの流失防止に留意する必要がある。また、土砂トンネル等の地山では、モルタルと計器が1本の棒のようになり、地山変位を正確にとらえにくいので、充填するモルタル強度は地山強度を考慮して配合することが望ましい。

2) 測定器の配置

1断面あたりの測定箇所は、現場状況に応じて3~7箇所であることが多い。

膨張性地山の偏圧が生じるようなトンネルでは、図11.3.4に示すように天端、肩部、SL付近の5箇所で行うことが多い。硬岩あるいは軟岩地山では、肩部を除いた上半盤3箇所でも地山の状況は把握できる。また、盤ぶくれが発生する場合にはインバート部への設置の検討を要する場合もある。この場合、図-11.3.4に示す、天端と側壁水平のEM-1, 4, 5は必須とし、肩部のEM-2, 3と下半2箇所の計4箇所は適宜設置するように計画している例が多い。

測点数は、地山区分やボルト長等によって異なるが、1孔に5~6測点程度が望ましい。

長さは最深部が不動点となるように決定するものとするが、一般にはロックボルト長の2倍程度を標準とする。最深部では確実にアンカーをとることが必要である。また、坑内の地中変位測定では、同一断面での内空変位や天端沈下の計測結果と関連づけることによって、最深部が変位しているか否かが判断できるので、測定地点で天端・脚部沈下測定、内空変位測定も同時に行うことが必要である。

3) 測線における測点数

坑内地中変位測定の測点数はロックボルト長を考慮して、表-11.3.5を標準とする。

表-11.3.5 一測線における測点数

| 測定長さ | 測点数 |
|-------|------|
| L= 6m | 5 測点 |
| L= 8m | 6 測点 |
| L=10m | 6 測点 |

4) 測定頻度

地中変位の測定頻度は、表-13.2.5 に示す天端・脚部沈下，内空変位の測定の頻度と同様とする。測定終了の時期もこれらの測定と同じものとする。

(3) 結果の整理

坑内地中変位測定の基本は、壁面と各深度別に固定した測点アンカー間の相対変位を測ることである。

具体的には図-11.3.5 に示すように、各測点の変位量から地中変位の分布および区間ひずみを求め、周辺地山の状況を把握するものである。

一般に施工中のデータは、経過日数に対する各点の相対変位あるいは最深部を不動点とした絶対変位を経時的に表示する。図-11.3.6 は、最深部を不動点と仮定した変化図で、上半，下半の切羽位置を同時に表したものである。経時変化図の作成と同時に掘削の進行、たとえば1D経過や下半ベンチの掘削等の状況に応じて図-11.3.7 に示すような変位分布図を求め、ロックボルトのピッチや長さが適当かどうかの判断材料に用いられる。

図-11.3.6 及び図-11.3.7 に示した地中変位データの形態と形状を分析することによって、トンネル周辺の地山状況や緩み領域等をおおむね推定することができる。

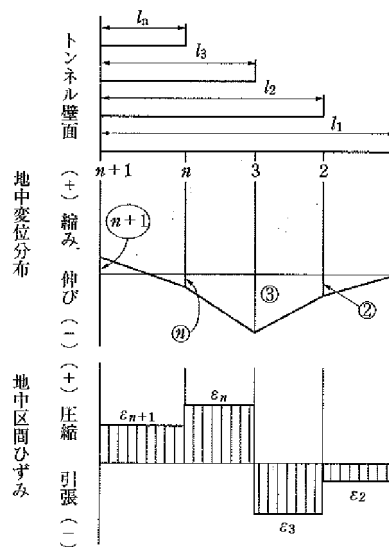


図-11.3.5 坑内地中変位の概念と区間ひずみの算定

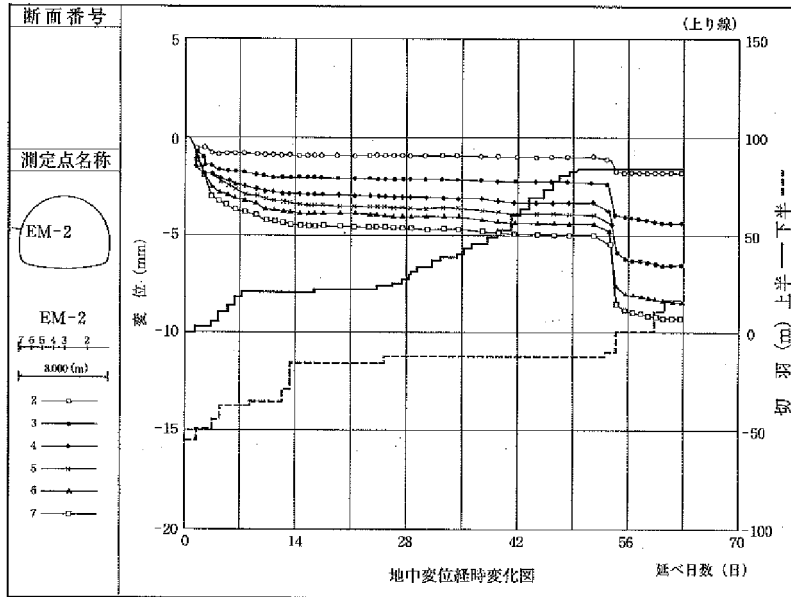


図-11.3.6 坑内地中変位の経時変化図例

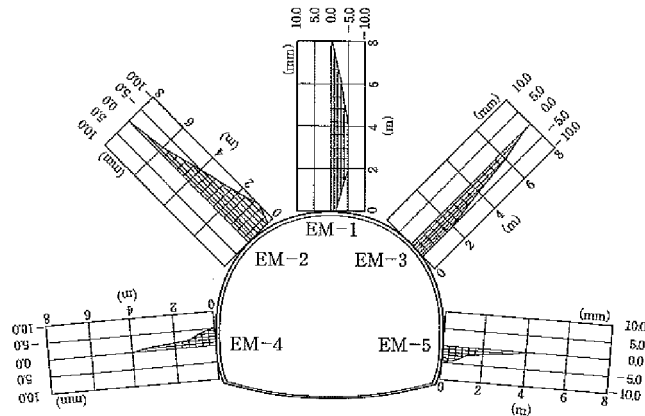


図-11.3.7 坑内地中変位の断面分布図例

11.3.4 ロックボルト軸力測定

(1) 目的

ロックボルトの軸力測定は、ロックボルトに発生している軸力の大きさとその分布状況からロックボルトの支保効果を把握し、ロックボルトの長さ、打設ピッチおよびロックボルト耐力の妥当性を判断するために実施する。

(2) 測定要領

1) 測線および測点の配置

ロックボルトの軸力測定は、1断面あたり5ないし7箇所の測線を標準とする。図11.3.8に標準的な設置箇所（天端部1箇所、上半側壁部2箇所、下半部2箇所計5箇所）を示す。軸力測定用のロックボルトは、パターンボルトと同じ長さ、同じ材質のものを使い、パターンボルトと同じ位置に同じ定着方法によって、パターンボルトの一部として設置する。測定用ロックボルトの測点は、ロックボルト長によって異なるが、軸力分布を詳細に知るには、4～6点程度あることが望ましい。

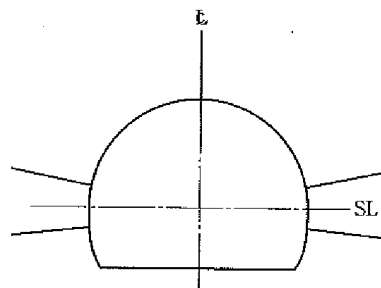


図-11.3.8 ロックボルト軸力計の測線配置

2) 測定頻度

ロックボルト軸力測定は、同じ位置で行われる天端・脚部沈下測定、内空変位測定と同じ頻度で測定するものとする。また、測定終了の時期も、これらの測定と同じものとする。

3) 測定方法

ロックボルト軸力の測定方法には、各測点間の局所ひずみをひずみゲージで電氣的に測定する方法と、各測点間の平均ひずみをロッド等によりこの区間の長さの変化として機械的あるいは電氣的に測定する方法とがある。

局所ひずみを測定する方法は、不連続面が発達した地山では、不連続面と測点の位置によっては軸力が測定できない場合があるので注意を要する。ひずみゲージで電氣的に測定する場合には、定着材の硬化熱の影響を除くために、ダミーゲージを設置する必要がある。また、孔曲がりや、ボルトに曲げ変形が生じる場合もあるので、どの測定方法においても、この曲げの影響を除くことのできる機構であることが必要である。さらに、長尺ボルトを継ぎ足して設置する場合、測定用ロックボルトもこれと同様な設置が可能な構造であることが望ましい。

局所ひずみあるいは平均ひずみを測る方法 及び電氣的あるいは機械的に測る方法の選定は、地山の状況、施工条件等を考慮して行うことが必要である。

設置や測定にあたっては、次のような点に留意する必要がある。

- ① 定着材は先端まで十分に充填する。
- ② ベアリングプレートと計測ボルトが直角になるように地山とのすき間は急結モルタル等で整形する。
- ③ 爆破等の坑内作業によって、計測ボルトの頭部や測定用ケーブルが破損しないように十分な保護をする。
- ④ ひずみゲージによる測定結果から応力を算出する場合には、弾性限界を事前に求めておき、ボルト軸力が弾性限界を超える場合には、校正試験等の方法で応力に変換する必要がある。

(3) 結果の整理

ロックボルト軸力の測定結果は、図-11.3.9、図-11.3.10 のような経日、距離による変化図や図-11.3.11 や図-11.3.12 のような軸力分布図として整理することによってロックボルトの作用状況を把握する。経日変化図には切羽進行も加えておき、上半切羽の距離との関係、下半切羽通過時の挙動等をつかんでおく。軸力分布図は、ロックボルト打設位置ごとの作用状況の違いをピーク軸力位置や分布形状の違いから判断することができる。また、ロックボルト軸力は、地山の変位によって生じるため、地中変位分布と対比したうえで、その作用状況を判断することも重要となる。

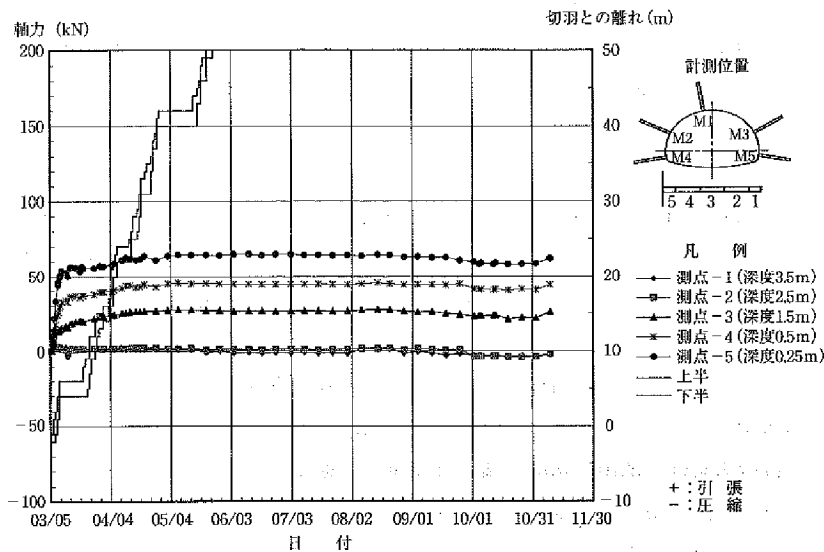


図-11.3.9 ロックボルト軸力変化図（経日）の例

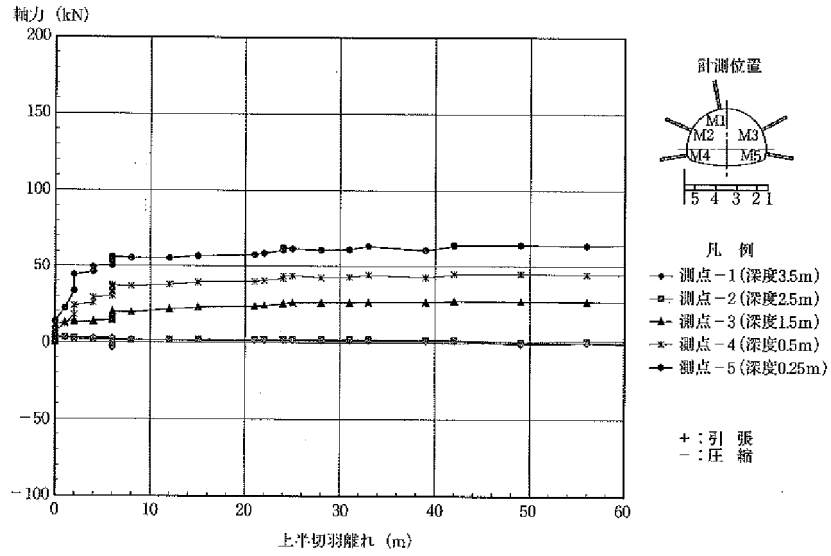


図-11.3.10 ロックボルト軸力変化図 (距離) の例

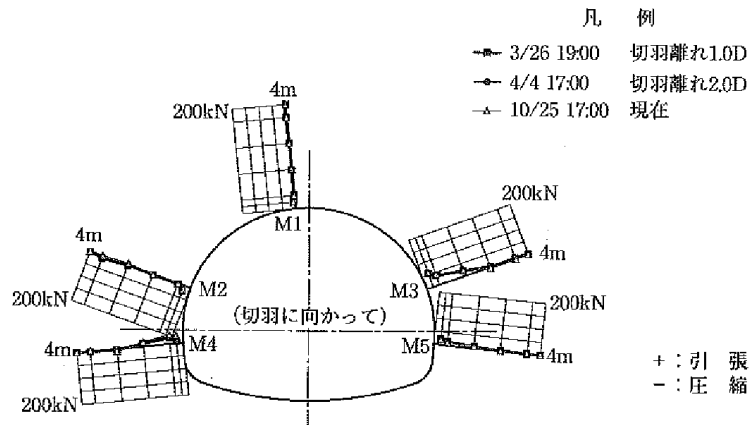


図-11.3.11 ロックボルト軸力分布図 (全体図) の例

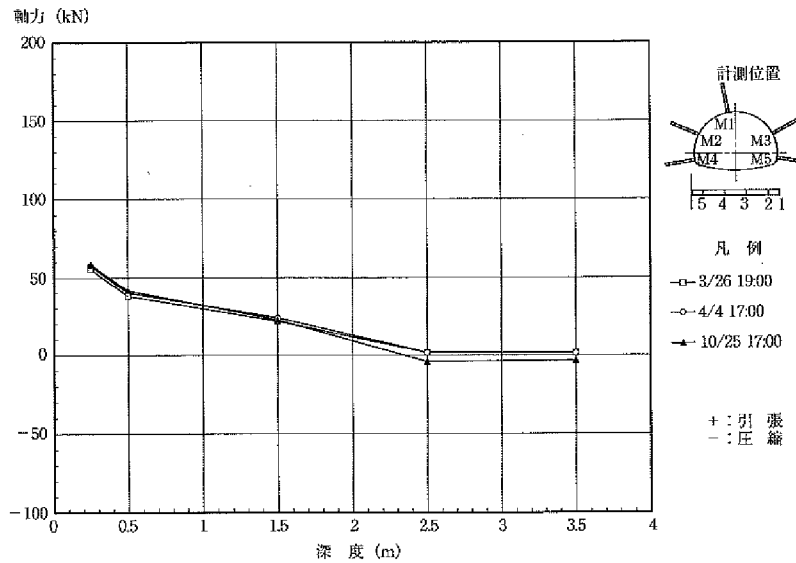


図-11.3.12 ロックボルト軸力分布図（経日各点ごと）の例

11.3.5 吹付けコンクリート応力測定

(1) 目的

吹付けコンクリート応力測定は、吹付けコンクリートに生じる応力の大きさおよびその分布状況を把握することを目的として実施する。

吹付けコンクリートは、地山と密着して施工されるため、周辺地山の挙動に敏感に反応する支保部材である。したがって、吹付けコンクリートを主たる支保とするような掘削では、吹付けコンクリートの応力状態を測定することは、トンネル全体の安定を判断するうえで重要な測定となる。ただし、地山の弾性係数が吹付けコンクリートのそれより大きいような中硬岩地山や吹付けコンクリートの目的が地山の風化や劣化を防ぎ、掘削面を平滑にして応力集中を避け、部分的な肌落ちを防ぐことであるような場合には、吹付けコンクリートの応力も小さく、測定の意義はあまり大きくない。しかし、土圧や変位量が大きく、吹付けコンクリートにリングとしての支保効果を期待するような場合、この測定によって応力状態を測定していくことが重要となる。

吹付けコンクリート応力測定では、吹付けコンクリートの剛性が材齢によって変化すること、計器設置時には空げきが生じないように慎重な作業が要求されること、計器の埋設によって応力集中を生じないように計器を選定すること等に留意する。

本測定の実施は、こうした点を念頭において決定する必要がある。

(2) 測定要領

1) 計器の配置

吹付けコンクリート応力測定は、1断面あたり5ないし7箇所での測定を標準とし、設置箇所はロックボルト軸力計に準じるものとする。

2) 測定頻度

吹付けコンクリート応力測定は、同じ位置で行われる天端・脚部沈下測定、内空変位測定と同じ頻度で測定するものとする。また、測定終了の時期も、これらの測定と同じものとする。

3)測定方法

吹付けコンクリート応力の測定方法としては、吹付けコンクリート施工時に応力計等の計器を埋設して測定する方法が一般的である。

この方法では、応力計は、吹付けコンクリートの接線方向応力を測定できるようにアンカー等で固定する。吹付けコンクリート施工時には、空げきが生じないように、また、計器の方向が変わらないように、慎重に作業する必要がある。吹付けコンクリート中に計器を埋設すると応力集中の生じる場合があるので、計器の選定に際しては、なるべく応力集中の生じない形状のものであり、かつ吹付けコンクリートの材齢による剛性の変化に影響されにくいものであることが望ましい。

(3)結果の整理

吹付けコンクリート応力の測定結果は、図-11.3.13 や図-11.3.14 のような経日、距離による変化図や図-11.3.15 に示すような応力分布として整理することによって、その作用状況を把握する。経日変化図は上半切羽との離れ、下半通過時期との関係がわかるグラフとし、他の計測結果と関連づけられるように整理しておく。吹付けコンクリート応力分布図は、その応力や荷重の大きさのほかに、土圧分布・偏土圧の状況を判断する資料となる。

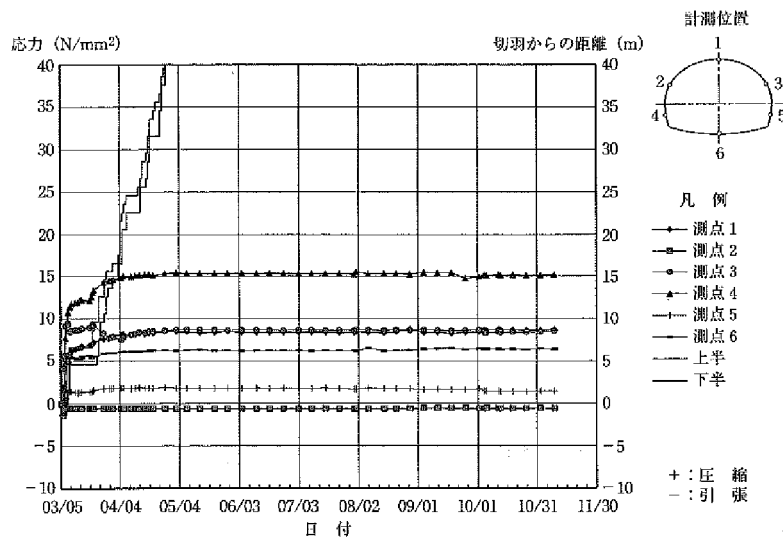


図-11.3.13 吹付けコンクリート応力変化図（経日）の例

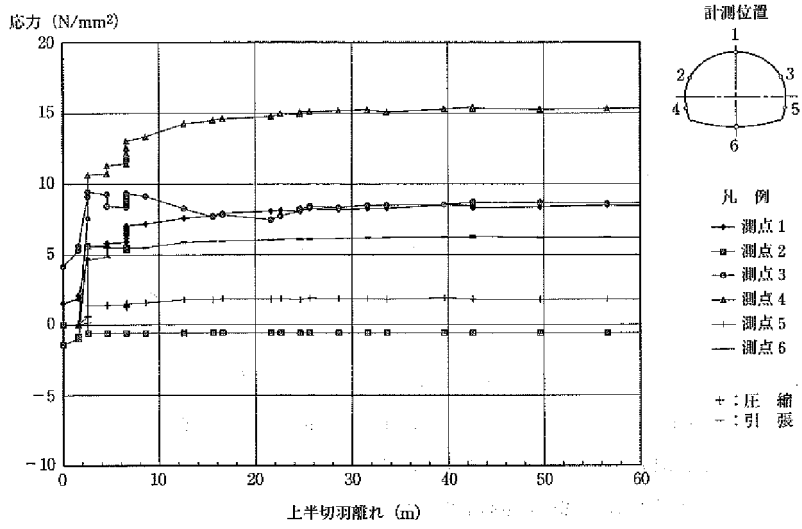


図-11.3.14 吹付けコンクリート応力変化図（距離）の例

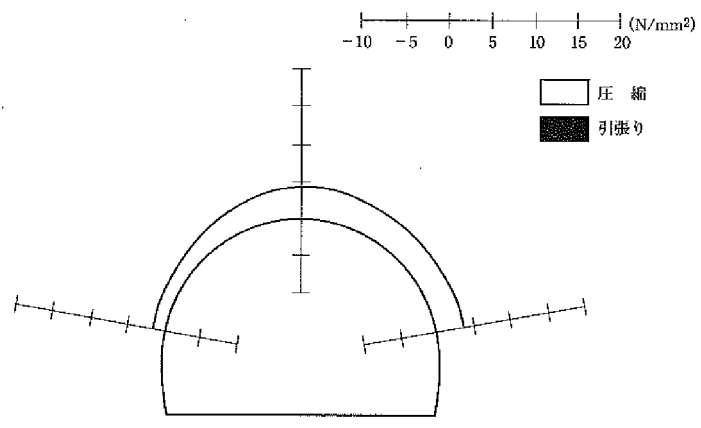


図-11.3.15 吹付けコンクリート応力分布図の例

11.3.6 鋼アーチ支保工応力測定

(1) 目的

鋼アーチ支保工の応力測定は、鋼アーチ支保工に生じる応力の大きさ、鋼アーチ支保工の適切な寸法・形状・建込み間隔を判断する資料を得ることを目的とする。

(2) 測定要領

鋼アーチ支保工の応力測定は、鋼材表面のひずみを測定して求める方法が一般的である。鋼アーチ支保工に使用される鋼材の種類として、H形鋼、鋼管、U形鋼等がある。これらのなかでH形鋼がもっとも一般的に採用されていることから、H形鋼を対象とした測定方法を示す。

1) 測定装置および測定方法

支保工にひずみゲージを貼り付け、ひずみ量を測定することにより、支保工に作用する断面力を求める。ひずみゲージは、図-11.3.16 および図-11.3.17 に示すように、支保工の裏表の両側に貼り付ける。軸力(N)および曲げモーメント(M)を測定するため、ひずみゲージ ϵ_a 、 ϵ_b を支保工の軸方向と平行に、それぞれ上側と下側に配置する。

また、せん断力(Q)を測定するため、ひずみゲージ ϵ_c 、 ϵ_d は中立軸上で軸線に対して 45° に配置する。

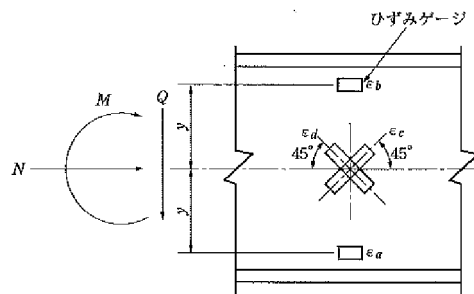


図-11.3.16 ひずみゲージの貼付け例

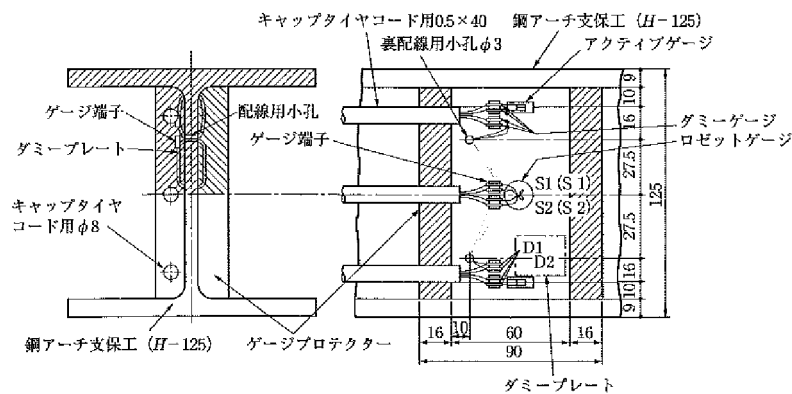


図-11.3.17 ゲージ貼付け配線図例

なお、ダミーゲージを取り付け、4ゲージ法によって温度の影響を相殺し、支保工両側のひずみゲージの平均的なひずみを求める。ひずみゲージは防湿および防護用のコーティングを施し、ひずみゲージ貼付け部全体を防護するためのカバーを取り付ける。

以上のようなひずみゲージ貼付け作業は、坑内へ支保工を搬入する前に、坑外の湿気の少ない場所においてあらかじめ実施しておく。また、ひずみゲージ貼付け終了時や支保工の建込み時等に、ひずみの値をチェックしておく。

鋼アーチ支保工の設置終了時を初期値とし、以後継続して経時変化を測定する。とくに、吹付けコンクリート施工時や下半掘削時等の前後には計測頻度を増すことが望ましい。

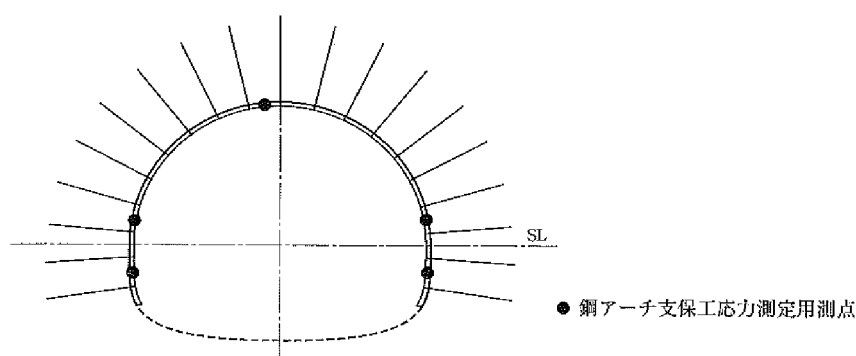


図-11.3.18 鋼アーチ支保工応力測定用測点入り例

2) 測点および測線の配置

測点配置例を図-11.3.18に示す。1断面あたりのひずみ測点数は多い方が望ましいが、5ないし7点程度が一般的である。同時に、吹付けコンクリート応力の測点とあわせた位置に配置すれば、荷重の分担等を検討する資料として利用することもできる。また、鋼アーチ支保工応力測定結果の照査やトンネルの安定性を検討するためにも、支保工脚部の沈下測定、天端沈下測定、内空変位測定等を併用して実施することが望ましい。

ひずみゲージ貼付け位置は、鋼アーチ支保工の端部に近すぎると応力が乱れることが考えられ、これを避けるために端部から鋼アーチ支保工の部材高さの2～3倍以上離すことが必要である。

(3) 結果の整理

ひずみゲージの測定値から鋼アーチ支保工に作用する軸力(N), 曲げモーメント(M), せん断力(Q)をそれぞれ次式によって求める。

$$N = \frac{\varepsilon a + \varepsilon b}{2} \cdot A \cdot E$$

$$M = \frac{\varepsilon a - \varepsilon b}{2} \cdot \frac{I}{y} \cdot E$$

$$Q = \frac{E}{2(1 + \nu)} \cdot (\varepsilon c - \varepsilon d) \cdot A_u$$

- ここに、 $\varepsilon a, \varepsilon b, \varepsilon c, \varepsilon d$: 鋼アーチ支保工のひずみ
 E : 鋼アーチ支保工の弾性係数
 A : 鋼アーチ支保工の断面積
 I : 鋼アーチ支保工の断面 2 次モーメント
 y : 中立軸からゲージ位置までの距離
 A_u : 鋼アーチ支保工のウェブのみの断面積
 ν : 鋼アーチ支保工のポアソン比

各測点で得られた断面力の分布を図-11.3.19 のように表す。

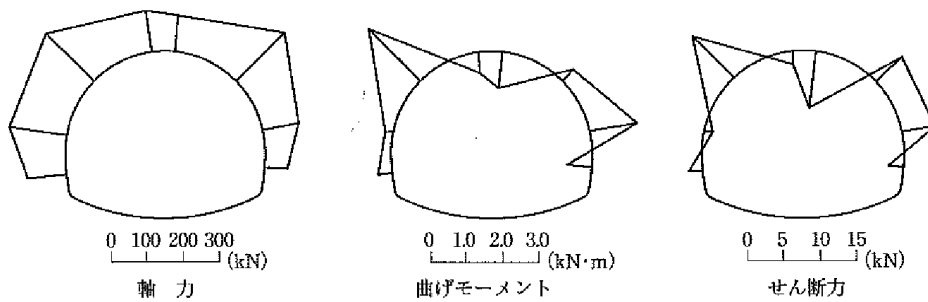


図-11.3.19 支保工断面力分布例

11.3.7 覆工応力測定

(1) 目的

覆工応力測定は、膨張性等の地山において覆工コンクリートを施工する段階でトンネル全体が安定していない場合や、双設トンネル等で施工済みの覆工コンクリートに新たな荷重が加わると考えられる場合に、覆工コンクリートの応力を測定して、その安全性や設計の妥当性を把握することを目的として行う。

(2) 測定要領

覆工コンクリートの応力測定は、コンクリートの打設時に計器を埋設する方法が一般に行われている。埋設する計器としては、コンクリートの有効応力計、鉄筋応力計等が用いられているが、トンネル半径に比べて巻厚が大きい場合には、軸力と比較して曲げモーメントが無視できない場合がある。したがって、覆工コンクリートの中立軸の内側と外側にそれぞれ計器を設置したり、曲げモーメントの小さいと考えられる位置に設置することが望ましい。

埋設計器の位置は、計測値を評価するうえで重要となるため、計器設置時に明確にしておくべきである。かぶりはコンクリート巻厚の0.1～0.15倍程度が目安となる。

覆工応力測定結果は、覆工コンクリートの安全性の確認およびその後に施工する覆工コンクリートの施工時期、強度、巻厚、鉄筋の必要性を判断する資料となる。

11.3.8 地表面・地中の変位測定

(1) 目的

土被りが比較的小さく、周辺に重要構造物がある場合や地すべり、斜面崩壊が懸念される場合あるいは、偏圧が生じるような地形では、計測 A で行う地表面沈下測定に追加して、トンネル掘削による周辺地山の変位にともない地表面に生じる沈下の大きさ、範囲を把握し、周辺地山およびトンネルの安定性を評価するとともに周辺環境に対する影響を評価するための資料を得ることを主目的とする。

(2) 測定要領

地表面・地中の変位測定によって、地山の安定性評価に加えて、地表面への影響範囲と大きさを把握することで、沈下防止対策の要否や効果の確認を行う。

ただし、ここで扱う地中変位測定は、地表面から地中変位計や傾斜計等を埋設して、切羽の接近・通過を通して地中の変位分布を測定しようとするものである。地中変位には、沈下と水平方向の成分があるが、水平成分は地すべりや偏圧が作用する場合に測定し、通常は沈下のみを測定する。トンネル坑内から計器を埋設する坑内地中変位測定は、表-11.3.6 に示す。

地中変位測定は、トンネル切羽通過前に生じる沈下（先行変位）を測定するためにはきわめて有効である。坑内地中変位測定がトンネル掘削後に坑内から行われるのに対し、地中沈下測定は坑外から行われるので、坑内作業に支障をきたすことなく測定できる利点がある。

また、トンネル上部におけるトンネル断面方向の挙動を把握するために、地表からのボーリング孔を利用した挿入式傾斜計やパイプひずみ計による地中の傾斜測定もあわせて実施することがある。

地表面・地中の変位測定の重要度の目安は、土被りにより表-11.3.6 に示すように区分されるが、地表面に住宅や各種の施設がある場合や、地中の既設構造物がトンネルに近接する場合等は、重要度を判断し計測計画を立案しなければならない。

表-11.3.6 地表面・地中の変位測定の実施の目安

| 土被り | 測定の重要度 | 観測の要否 |
|--------------|--------|-------------|
| $h < D$ | 非常に重要 | 測定が必要である |
| $D < h < 2D$ | 重要 | 測定を行ったほうがよい |
| $h < 2D$ | 普通 | 必要に応じて測定を行う |

注) D はトンネル掘削幅 h は土被り

1) 測定装置および測定方法

地表面沈下測定は、たとえば図-11.3.20 (a) に示すように地表面に標点をコンクリートで根固めを行って設置し、水準測量によって標点の沈下量を測定するのが一般的である。測定は通常の測量に加えて、光波ターゲット設置による自動計測も最近行われている。標点は凍上による浮上がり、降雨による洗掘、あるいは人為的に標点が破損されること等がないよう、十分な根固めや防護を施す必要があり、不動点は沈下の影響のない場所にとるものとする。このほかに、基準水槽から連通管で標点を結び、基準水面からの変位量を水位計や水圧計で計測し、標点の沈下量を自動的に計測する場合もある。この場合、システムが湿度の影響を受けやすいために、温度変化を抑制する措置や計測値の温度補正が必要となる。また、都市トンネル等において地表面に舗装がある場合に地表面沈下を測定するには、舗装面に標点を設置すると正確な沈下量が測れないので、舗装に穴を開けるなどして、舗装面より下の地山の沈下を測定できるように工夫する必要がある。

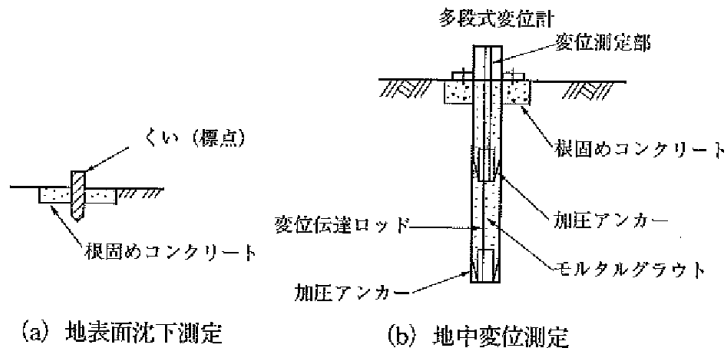


図-11.3.20 地表面・地中変位測定の概略構造

地中変位測定は、図-11.3.20 (b)に示すように地表からボーリングを行い、多段式の地中変位計を埋設し、電気式変換器によって地中変位を測定するものである。そのほかに電気変換式や機械式の沈下計、傾斜計、パイプひずみ計等があり、自動計測を行えば計測管理のうえで迅速化を図ることができる。

2) 測定位置および測点の配置

地表面沈下測定の測定位置、間隔、測点の配置等は、地質・地形・地下水等の地山条件、土被り、構造物の有無や大きさ・重要度、測定の障害となる物件の有無、トンネルの施工法等を総合的に検討し決定する。トンネル横断方向での掘削にともなう一般的測定対象範囲は、図-11.3.21 に示すように、トンネル底盤から約 45° の領域を目安とし、測点の配置はトンネル直上部で3m間隔、その両側で5m間隔程度を標準とする。トンネル縦断方向の測点間隔は、土被りが小さいほど狭くし、その目安は表-11.3.7 に示すとおりである。

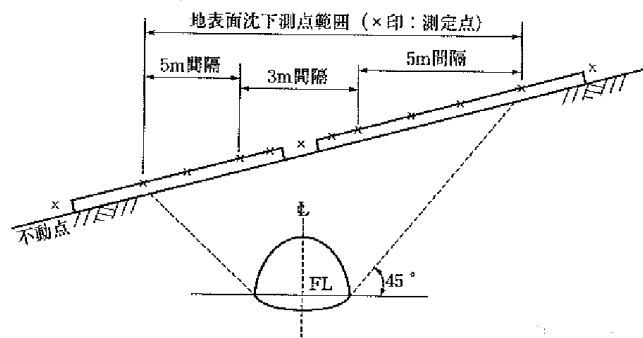


図-11.3.21 標準的な地表面沈下測点配置例

表-11.3.7 地表面沈下測定の見点間隔の例（縦断方向）

| 土被り (h) とトンネル掘削幅 (D) の関係 | 測点間隔 (m) |
|--------------------------|----------|
| $2D < h$ | 20～50 |
| $D < h < 2D$ | 10～20 |
| $h < D$ | 5～10 |

- 注 1) 施工の初期の段階、地質変化の激しい場合、沈下量の大きい場合等は表中の狭い間隔をとる。
 注 2) 近接構造物等がある場合は、表中の狭い間隔、あるいはさらに狭い間隔をとる。
 注 3) ある程度施工が進み、地質が良好で変化が少なく、沈下量も小さい場合は表中の広い間隔をとる。

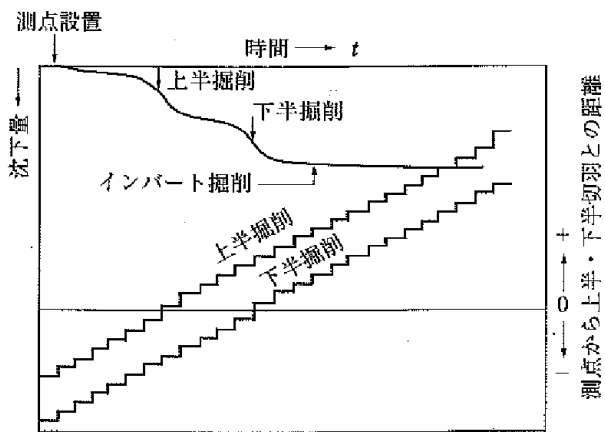
地中沈下測定の見トンネル横断方向の見定位置は、トンネル中心軸に多段式変位計を設置することを標準とするが、地質・地形・地下水等の地山条件、土被り、構造物の有無や大きさ・重要度、見定の障害となる物件の有無、トンネルの施工法、費用対効果等を総合的に判断し、追加設置、位置の変更等を見討する必要がある。なお、絶対沈下量を見握するためにも、地表面沈下の見定を同位置で行うことが望ましい。さらに、坑内で見実施する天端・脚部沈下、内空変位、地中内変位の見定位置を見考慮のうえ、見定位置を見決定しなければならない。

3) 測定頻度

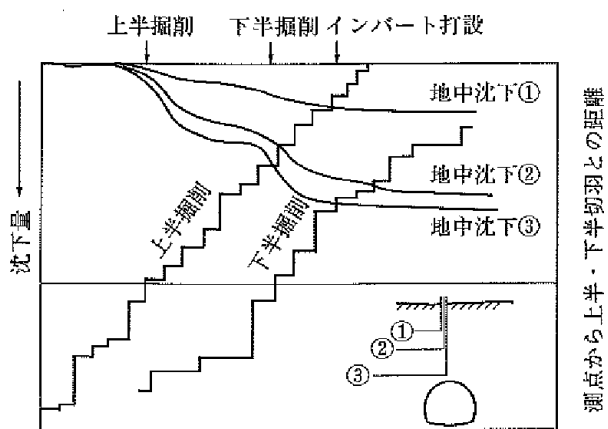
地表面・地中の変位測定は、トンネル掘削にともなう沈下の影響が見れる以前に初期値を見定する。切羽が見測位置（断面）に対し、土被り (h) または $2D$ (D はトンネル掘削幅) 程度に接近した時点から見測頻度を増加させ、切羽の通過後も変位の見束状況を見ながら見測を継続する。見測頻度は、切羽が通過する前後は頻度を増し、1～2 回/日程度とするが、土被り、周辺構造物の有無や重要度などに応じて適宜修正しなければならない。

(3) 結果の整理

たとえば、図-11.3.22 および図-11.3.23 に示すように沈下の見時変化図や沈下曲線図（トンネル縦断方向および横断方向）等を見作成する。なお、これらの図には掘削や支保の施工時期等の情報を合わせて表示することが重要である。



(a) 地表面沈下量経時変化



(b) 地中沈下量経時変化

図-11.3.22 経時変化図の例

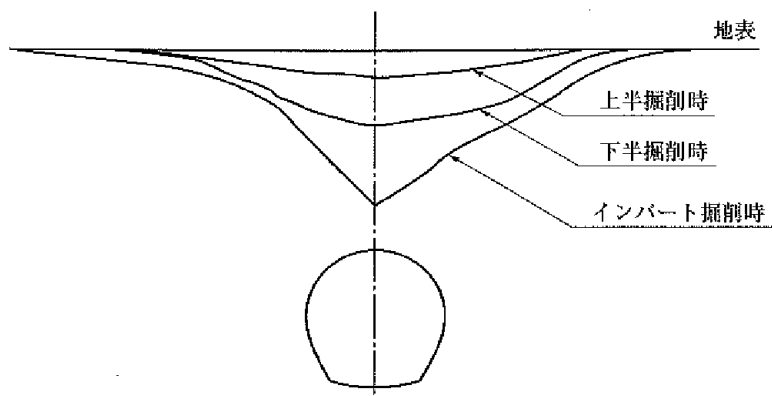


図-11.3.23 地表面沈下分布の例

11.3.9 ロックボルト引抜き試験

(1) 目的

ロックボルト引抜き試験には、計測 B で扱うロックボルト引抜き試験と日常の品質管理として行うロックボルト引抜き試験の 2 通りがある。計測 B で扱うロックボルト引抜き試験は、施工前あるいは掘削初期段階で実施するものであり、ロックボルトの定着効果を確認し、引抜き耐力から適正な定着方式や、ロックボルトの種類を選定および日常の品質管理における引抜き耐力の評価を目的として実施するものである。とくに、未固結地山や土砂地山のように地山のせん断強度が小さい場合には、引抜き耐力があまり期待できないので、重要な試験となる。ここでいうロックボルト引抜き試験は、施工前あるいは掘削初期段階で実施するものであり、日常の品質管理としてのロックボルト引抜き試験は、計測 B としては取り扱わない。

(2) 測定要領

ロックボルト引抜き試験は、図-11.3.24 に示すように、センターホールジャッキ等を用いて引抜き荷重を与え、ロックボルト頭部の変位をダイヤルゲージ等で測定して実施する。試験を行うときには、次のような点に留意する必要がある。

- ①引抜き方向とロックボルト軸を一致させ、ロックボルトに曲げを生じさせないようにする。
- ②ロックボルトの定着効果は、孔壁との定着状況にも支配されるので、実際の施工と同じ方法で削孔する。
- ③ロックボルトに吹付けコンクリートが定着していると、ロックボルトと地山の付着が正確に測定できないので、吹付けコンクリートとの縁を切って行う。ロックボルト引抜き試験で比較検討を行う項目としては、定着材の種類と材齢，定着方法，ロックボルトの種類と長さ等が挙げられる。

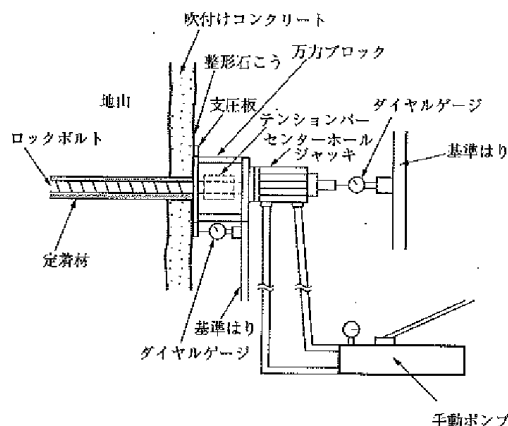


図-11.3.24 引抜き試験例

(3) 結果の整理

ロックボルト引抜き試験の結果は、一般に図-11.3.25 に示すように、センターホールジャッキから得られる荷重と、ロックボルト頭部の変位から、荷重－変位曲線として表わされる。

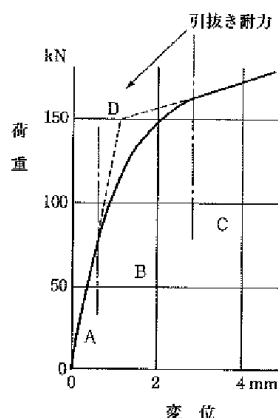


図-11.3.25 引抜き試験結果例（荷重－変位曲線）

11.3.10 AE判定

(1) 目的

ここでとりあげるAE (Acoustic Emission)測定は、岩盤の破壊にともなって発生する微小地震波を測定し、これを評価することにより、主として山はねの発生の予測を目的として実施する。

山はねとは、トンネル掘削において、掘削周辺の岩盤の一部が破壊し、大きな音響をともなって内空側に飛び出す現象である。この現象は、地山岩石中に蓄えられたひずみエネルギーが急激に解放されることにより発生するとされている。エネルギーの解放時には、微小な地震波が発生し、AE測定とはこのような固体の微小破壊にともなって放出される微小地震波を測定することにより、山はねの発生の予測をしようとするものである。

(2) 測定要領

AE測定は、AEセンサーにより微小振動を加速度計により測定し、ノイズ除去後、AEアナライザーによりAEパラメータを抽出する。

AEパラメータとしては、以下に示すようなものが取り上げられている。

- ① AEイベント数：山鳴りの発生頻度を示す指標であり、AEの振幅が、ある設定した振幅値(閾値)を超えた瞬間から再び閾値以下になるまでを1イベントとしている。点数化による指標は、所定の測定時間内の累積数をAEイベント数としている。
- ② リングダウンカウント数：山鳴りの大きさを示す指標であり、ある設定した振幅より大きい振幅の数がリングダウンカウント数である。1つのイベントのなかで閾値を超える振幅の数として検出する。
- ③ AE最大振幅値：これも山鳴りの大きさを示す指標のひとつであり、最大振幅値そのものを表わし、gal単位で検出する。

AE測定はセンサーの移動や穿孔作業時等の測定不能時間を除いて、24時間継続して測定されている。また、AEセンサーは切羽との距離を一定にしておく必要性から、切羽の進行にともない随時移動していくものとする。

11.3.11 盤ぶくれ測定

(1) 目的

盤ぶくれ測定は、主に膨張性地山において、上半盤、下半盤あるいは打設後のインバートコンクリートの隆起量を測定することによって、上半での仮インバートの必要性、インバートコンクリートの施工時期の判定およびインバートコンクリートの効果の判断資料を得ることを目的として実施する。

(2) 測定要領

盤ぶくれ測定は、主に膨張性地山において、坑内観察、天端沈下測定、内空変位測定に加えて実施されるため、測定結果の評価は、これらの結果とあわせて検討することが必要となる。

盤ぶくれ測定の結果は、上半施工時には仮インバートによる閉合の必要性、インバートコンクリートの施工時期等を判断する資料となる。

11.4 前方探査

トンネルの設計段階で得られる地山情報は、トンネルは地下に建設される線上構造物であり、土被りや地山状況が延長方向で変化するために、調査技術の限界や経済性の面から、必ずしも十分であるとはいいがたい。したがって、施工段階での観察・計測結果の活用により、設計や施工法を実際の地山状況に適合するように修正することが、工事の安全性と経済性を確保する上で重要である。

通常の観察・計測は、掘削後の切羽状況やトンネル周辺地山挙動を把握することを目的としている。一方、前方探査は、施工時に坑内から切羽前方の地山状況を積極的かつ事前に把握する調査であり、断層・破碎帯等の不良地山区間の事前把握や事前調査の精度向上・補完を行い、設計・施工に反映される。代表的な前方探査には、ドリルジャンボを用いて簡易に行う探りノミ、削孔時の機械データを収集・分析して地山状況を評価する削孔検層、弾性波を用いた切羽前方探査がある。

ここでは、その目的や調査要領等について述べる。

11.4.1 探りノミ

(1) 目的

探りノミは、爆破孔やロックボルト孔削孔用のドリルジャンボを利用したノンコアボーリングで簡易に行う前方探査である。油圧削岩機の高性能化にともなう削孔能力向上と普及により、有効な前方探査法のひとつとしてトンネルの地質条件や施工条件に応じて多用されている。

目的は、切羽前方の地質状況や地下水状況を簡易に把握することであり、具体的には、次のようなものがある。

- ①切羽観察で地質変化が見られた時点での前方地質等の状況確認
- ②事前地質調査で予想される地質変化地点や断層・破碎帯の状況確認
- ③トンネル全延長に対する計画的な切羽前方地質等の状況確認
- ④弾性波を利用した前方探査結果の精度向上のための補完
- ⑤前方探査に加えて、水抜きボーリング効果を期待

(2) 調査要領

最も一般的な利用法は、上記目的①の場合である。この場合は、切羽断面内での地質不良箇所などの前方に3～5mのボーリング（探りノミ）が実施される。また、天端の安定性を事前に把握確認して先受け工等の要否を検討するために、切羽から天端部の前方へ探りノミを実施することもある。ただし、削孔水により天端部の地山強度を低下させることもあるので注意が必要である。これらの場合は、削孔長も3～5mと短く、ロックボルトの削孔と同様のロッド、ビット（径42mm程度）が利用される。

上記目的②～⑤の場合は、比較的長い探りノミが実施される。1回の削孔長（探査長）は、ドリルジャンボ搭載の削岩機能力と削孔の難易度を左右する地山状況、さらに削孔精度により異なるが、20～30m程度が一般的である。削孔方向や角度は、トンネルの掘進方向と想定される断層・破碎帯等の位置関係も考慮して決定することが合理的である。探り孔のラップ長は、水抜き孔と兼用するケースでは湧水量やその低減時間により異なるが、5～10mのラップ長を設けることが多い。また、削孔時のスライム排出やジャミング防止の観点から削孔径を大きくするとともに3～4°上向きとすることが多い。ただし、孔壁が自立しない場合にはジャミング等のトラブルが多くなり、長尺削孔が困難または適用不可となる場合があることに留意する必要がある。

図-11.4.1に切羽より3～5mの探りノミの施工概念図を示す。削孔位置は、地質不良箇所等で適宜選択し、複数で実施する場合もある。

比較的長い探りノミを実施する場合の削孔配置は、加背割やその目的のよって異なる。図-11.4.2は、補助ベンチ付き全断面工法による掘削時に切羽中央に探りノミを配置した例である。図では下半切羽からの削孔としているが、上半切羽で削孔時の安全性や継ぎノミ作業スペースが確保できる場合は、上半からの施工が合理的である。断層・破砕帯がトンネルに斜交すると想定される場合等の削孔方向は、斜め前方に削孔するなどの対応が必要である。図-11.4.3は、水抜き孔と兼用する場合の例であり、孔口元での湧水処理を考慮して、孔奥ではトンネル断面外となるように左右に広げた配置としている。

(3) 結果の整理

探りノミはノンコアボーリングであるものの、削孔時データの連続的な収集・分析により有効な切羽前方地質情報が得られる。ただし、定量的な評価基準がないために、そのトンネルでの相対比較評価とならざるを得ないのが現状である。したがって、削孔時データとトンネル掘削時の切羽観察記録や計測結果、さらに事前地質調査結果等との関連を早期に把握して有効に利用していくことが重要となる。

探り孔を削孔する時の調査項目と地質状況との関連等を以下に示す。調査結果は、これらの情報の相互関連が分かるような帳票で整理し、さらにトンネル掘削時の状況も記載して施工に反映していくことが必要である。なお、調査結果の分析評価に際しては、それぞれの情報が相互関連しているために、総合的に判断することが重要である。

①削孔速度（ノミ下がり）

岩盤の硬軟に関する基本的な情報である。地山の強度、割れ目の状況、風化・変質程度等に関連して変化する。データは1m当たりの所要削孔時間等で整理される。ただし、局所的な削孔速度の変化、とくに、破砕帯や軟質部では、速度が速くなる場合やジャミングにより削孔作業が中断した結果として削孔速度が遅くなる場合等にも注意が必要である。

②スライム状況

削孔時のくり粉状況であり、色や大きさを観察する。色や大きさは、地質や破砕、風化・変質程度等に関連するため、一般的な指標を示すことは困難である。したがって、現場ごとでスライム状況とトンネル掘削時の地山状況を対比して、実績での判断指標を作成して評価することが必要である。

③リターン水の色及び量

リターン水の色は、②のスライム状況と一対になる情報であり、前述と同じように一般的な指標を示すことは困難であるため、現場ごとで判断指標を作成して評価することが必要である。

リターン水の量は、湧水がない場合に削孔用送水量とほぼ同じ量が孔口元からリターンしてくるが、湧水がある場合は増加する。亀裂が多い岩盤では、湧水がなければ削孔水が逸水して減少する場合と、湧水が多ければ増加する場合がある。

④湧水量と位置

地山の地下水情報である③のリターン水情報と一对になる情報であるが、湧水量は削孔送水量と区別する必要がある。測定は、一定間隔で削孔を中断して削孔水の排水が終了し、孔口湧水量が安定した後に実施する。削孔途中で局所的に湧水が増加する場合は、削孔を中断して口元からの湧水量と湧水位置を測定する。測定方法は、少量湧水の場合は、一定容量の容器が満杯となるまでの時間を計測して行うが、多量湧水の場合は三角堰等の利用も必要である。なお、削孔終了後も一定時間間隔で測定が行えれば、切羽前方の地下水低下状況も把握できる。

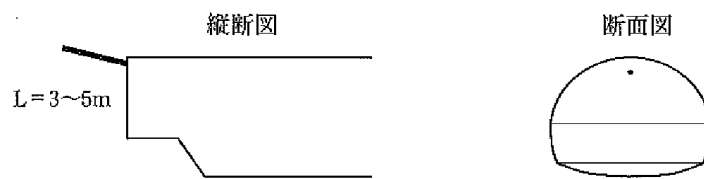


図-11.4.1 探りノミの施工概念図

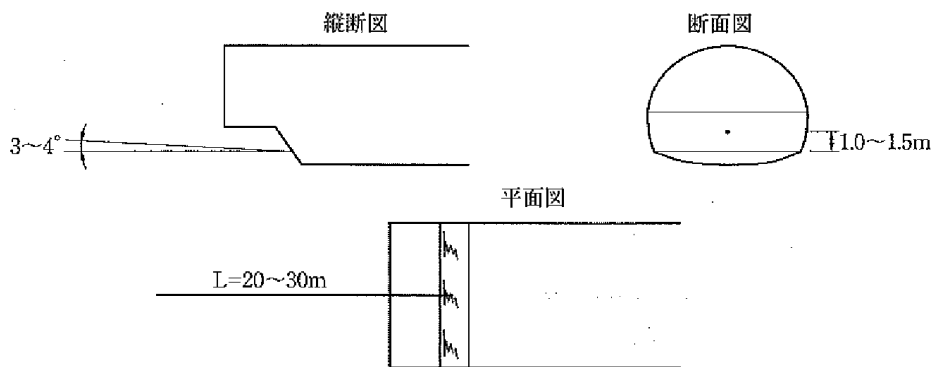


図-11.4.2 20~30mの探りノミ配置例

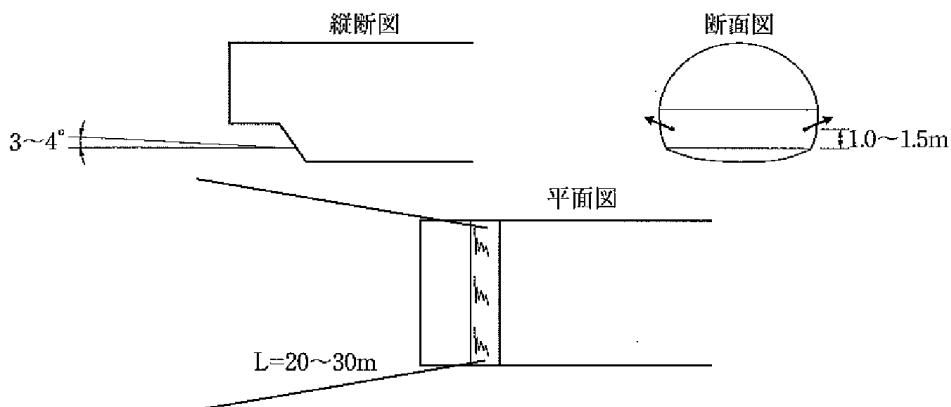


図-11.4.3 水抜き孔兼用の配置例

11.4.2 削孔検層法

(1) 目的

削孔検層法はトンネルの前方探査として比較的簡易で直接的な方法であり、トンネルの切羽から掘削進行方向に向けてドリルジャンボ等により削孔し、そのときに得られる各種削孔機械データを解析し、トンネル掘削時の地山状況との比較により、地山の硬軟、割れ目の状況、断層・破碎帯等の位置等の前方地山状況を探査する手法である。一般的な探査範囲は20～30m程度である。

(2) 調査要領

削孔検層の調査方法は、ドリルジャンボを用いて地山を穿孔する際に得られる削孔機械データを削孔機械に設けた計測システムで逐次自動収録し、そのデータを解析することで、削孔した範囲の地山状況を評価するものである。測定データ中は、削孔速度、フィード圧（給進力）、トルク（回転圧）、打撃圧、ダンピング圧（削孔反力）等を自動採取する。なお、削孔速度は給進力に依存するため、定量的評価を行うためにデータ測定は給進力を一定とするなど工夫が必要である。これらのデータのほか、くり粉の状態、湧水量等を測定する。本調査方法の機器構成の例を図-11.4.4に示す。

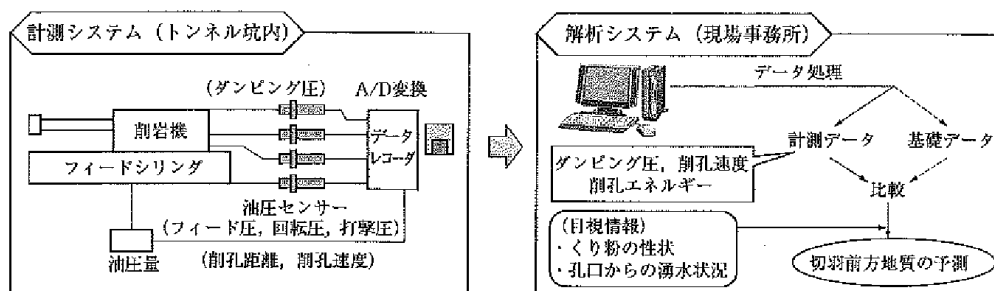


図-11.4.4 削孔検層システムの例

(3) 結果の整理

削孔検層法では、削孔データの中から、とくに定量的な地山状態の評価が可能な①削孔速度、②ダンピング圧（削孔反力）および③単位体積あたりの地山を削孔するのに要したエネルギー（削孔速度、打撃圧等から算定）の3つのパラメータにより分析が行われる。そのほか、くり粉の状態、湧水量等の削孔状況の観察結果や切羽観察の評価点等を総合的に検討することで、岩盤の相対強度、断層・破碎帯等の状態、湧水等、地山状態の総合的な評価を行う。

これらの調査結果は、図-11.4.5に示すようにデータを整理し、掘削時の地山状況や断層・破碎帯等との関係を明らかにすることで、地山状況を事前に把握できる方法である。

調査結果の整理にあたっては、使用する削孔機械の能力によりパラメータ値の評価が異なることや、調査深度によっても切羽近傍と切羽以奥でエネルギー効率の違いから評価が異なること等、適用上の問題があることに留意して地山状況を評価する必要がある。

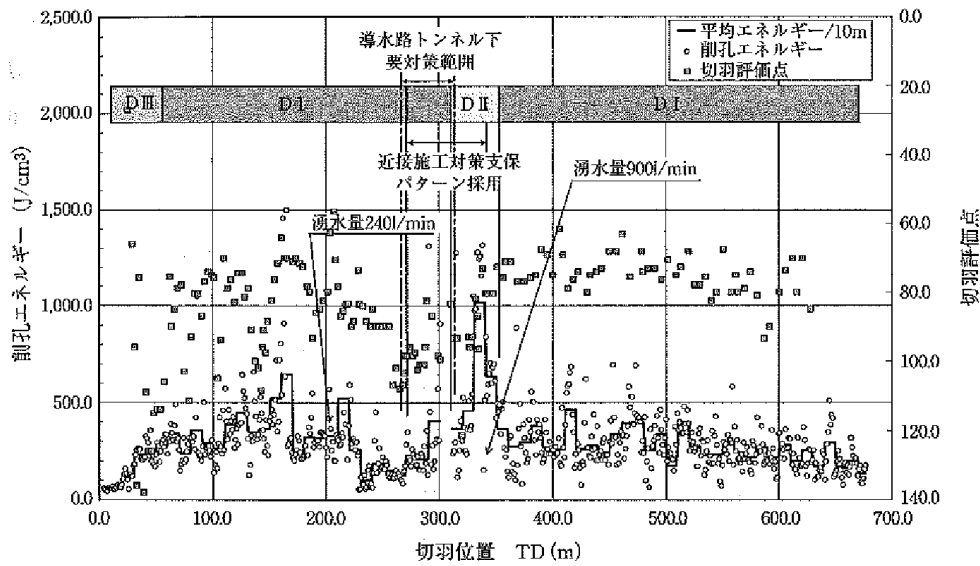


図-11.4.5 削孔検層結果整理の例

11.4.3 弾性波を用いた切羽前方探査

(1) 目的

切羽前方探査の目的は、切羽前方の断層・破碎帯等の地質急変部の存在の有無、位置、幅、交差角度を事前に予測し、支保パターンや補助工法に反映させることにある。

弾性波による切羽前方探査には、トンネルH S P法(Horizontal Seismic Profiling) T P S法(Tunnel Seismic Prediction)、反射トモグラフィー法¹⁾等がある。これらには起震と受震の位置関係、拡張性、解析アルゴリズム等に違いがあるものの、いずれも物理探査における反射法地震探査やV S P (Vertical Seismic Profiling)探査の技術を応用したものである。これらの基本原理は、図-11.4.6 に示すように、施工中のトンネル内で爆薬等による人工的な震動を発生させ、切羽前方の地質境界から反射してくる弾性波（以下、反射波という）をトンネル内に配置した受震点でとらえることにより、地質構造や地山状況を予測するものである。一般に切羽から100~200mまでの範囲を探査できる。その分解能は岩盤を伝わる弾性波の周波数と速度に依存し、岩盤を伝わる弾性波速度が5Km/sの場合には、断層等の幅は20~50cm程度まで検出可能である。ただし、そこから予測される断層等の位置は、切羽からの距離の1割程度の誤差をとる。これは切羽前方における実際の地山弾性波速度を実測できないため、既施工区間の弾性波速度を基に解析しているからである。

T S P法は受震器をトンネル内に1~2箇所設置するため、機材の配置が容易で探査時間も短く、解析時間を含めて1日程度で済む。そのため、調査の翌日には解析結果を施工へ反映させることも可能で迅速性がある。しかしながら、受震点と起震点の配置が固定されているため、探査対象の断層や地層の走向・傾斜がトンネル計画線に平行に近い場合等には対応できないこともある。また、切羽前方の位置を予測するには地山の弾性波速度の仮定が必要であるが、既施工区間における見掛けの速度を用いるなどして解析を省略しており、精度が後述のトンネルH S P法に比べてやや劣る。

一方、トンネルHSP法や反射トモグラフィー法は、調査と解析に専門の技術者が携わる必要があるが、調査対象や測定条件により自由に測定の配置を組み替えられ、さまざまな地質構造に対応できる。また、弾性波の震源には掘削作業にともなう爆破や、ブレイカー・TBMの掘削振動を震源に利用することも可能となり、切羽を占有することなく、実施することができる¹⁾。そのほか、切羽を含め1地点に2成分(X, Y)や3成分(X, Y, Z)の受震器を設置して波動を計測したり、受震点を直線状ではなくトンネルの天端や側壁に三次元的に配置し計測することで、三次元的に切羽前方を予測することもある。トンネルHSP法と反射トモグラフィー法は、予測精度を向上させるためにトンネル周辺の弾性波の速度構造モデルを仮定し、切羽前方の予測に役立てている。既施工区間における地山弾性波速度構造モデルの作成にあたり、トンネルHSP法は掘削にともなう緩み領域と地山弾性波速度層の2層に分けて解析している。他方、反射トモグラフィー法では既施工区間のトンネル周辺にあらかじめ複数の速度層を仮定し、計測記録と速度構造モデルから求めた数値計算結果が合致するまでの、繰り返し速度構造モデルを修正することで切羽近傍における予測精度を向上させている。

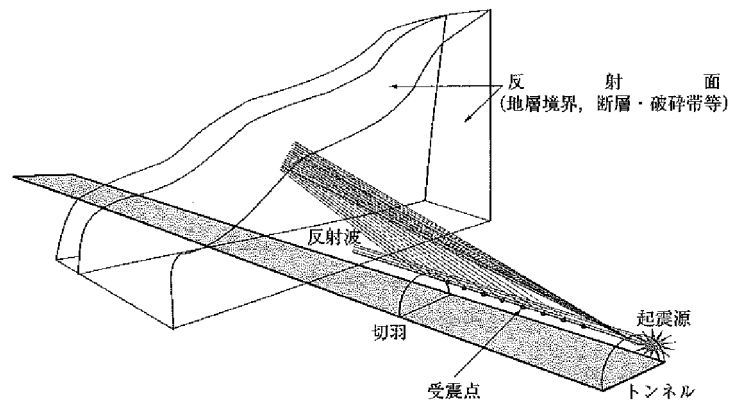


図-11.4.6 トンネルHSP法の概念図

(2) 調査要領

1) 計画の立案

既存資料をもとに地質構造（地層や断層の走行・傾斜、湧水の有無、岩相の変化等）の概要を把握した後に、起震点や受震点の位置や間隔、測定方式を計画する。

2) 測定装置・配置・方式

主たる測定装置は、受震器、受震器ケーブル、中継線、データ収録装置、点火器から構成される。受震器には、一般的に速度計もしくは加速度計を用いる。

また、起震源には原則として爆薬を使用し、P波による探査を行う。ただし、探査深度が浅い場合には、ハンマーによる起震でも良い。

起震点と受震点は、トンネル軸に沿ってなるべく直線状かつできるだけ起伏が少なくなるように側壁もしくは底盤へ配置する。配置にあたっては、①探査対象（地層や断層の走向・傾斜）、②探査対象深度、③坑内の設備状況に配慮する。

このうち、②探査対象深度については、探査可能な範囲が100～200mであるが、弾性波は距離が遠いほど減衰するので、受震点をできるだけ探査対象に近い位置に設定することが望ましい。

(図-11.4.7)

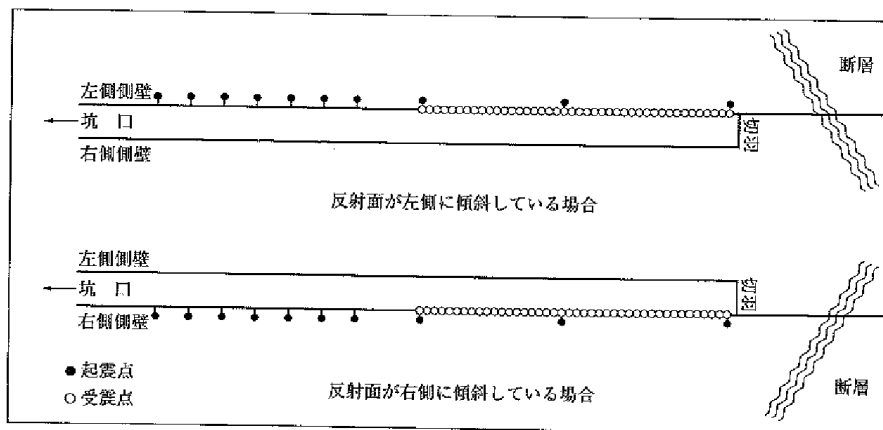


図-11.4.7 探査対象と測定配置

また、測定方式には、図-11.4.8 に示すように、多点受震—少数起震型と、多点起震—少数受震型とがあるので、測定方式の選定にあたっては、①測定作業の安全性、②経済性と効率を考慮して決定する。ただし、多点起震—少数受震型において1点のみでの受震の場合には、緩み領域の速度とその分布域、さらに地山弾性波速度を正確に得られないので、できるだけ複数の受震点を設ける方がよい。トンネルHSP法では多点受震—少数起震型を、TSP法では多点起震—少数受震型を用いている。

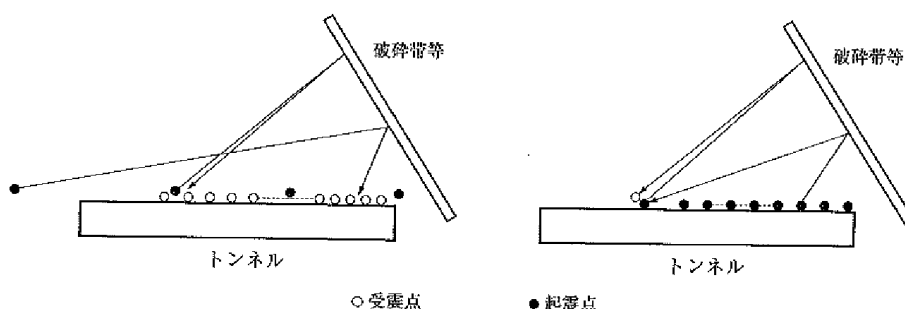


図-11.4.8 多点受震—少数起震型（左）と多点起震—少数受震型（右）のレイアウト

(3) 結果の整理

ここでは、切羽前方における地質構造を画像化することを目的として、取得した波形データのノイズ除去から解析結果の出力までの一連の解析過程を述べる。解析の流れを図-11.4.9 に示す。

まず、任意の地点で起震し取得した波形データを選択し、その減衰した波形の振幅を回復させる。さらに周波数帯域を区切り、ノイズを取り除いたり、波形の形状を整える。

次に、既施工区間に設置した受震器に直接到達する波形の到達時間の走時曲線から、既施工区間から切羽周辺までの速度構造モデルを作成する。これにより、トンネルの線形や坑壁の凹凸、掘削による緩み領域から生じる波形の到達時間差を補正し、反射波の位置を補正することができる。

さらに、マイグレーション処理を行い回折波を取り除き、反射波の連続性を向上させる。

最後に、他地点で起震した同様のデータについても前述までの解析処理したデータを重ね合わせ、反射波の連続性と振幅を強調し、解析断面を出力する。解析断面の一例を図-11.4.10に示す。

なお、解析過程における周波数や波形のウィンドウ幅等の解析パラメータの設定にあたっては、計測した波形データに含まれる震源や周囲のノイズを十分に観察したり、既存の地質データに基づいて決定する。ただし、パラメータの設定が困難な場合においては、実際にいくつかのケースを試行し、その結果を比較することで選択してもよい。

このうち、既施工区間の弾性波速度構造モデルの作成においては、トンネルHSP法では2層構造として、反射波トモグラフィ法では多層構造として解析している。

一方、TSP法では受震器を孔壁から2m以深に設置し、緩いの影響がないことを前提として1層構造で解析している。

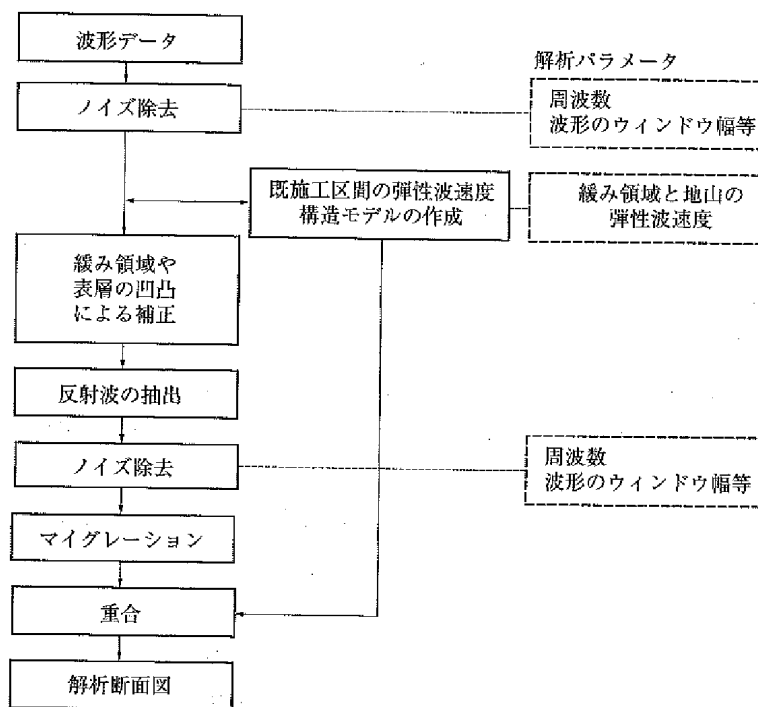


図-11.4.9 弾性波を用いた切羽前方探査解析の流れ

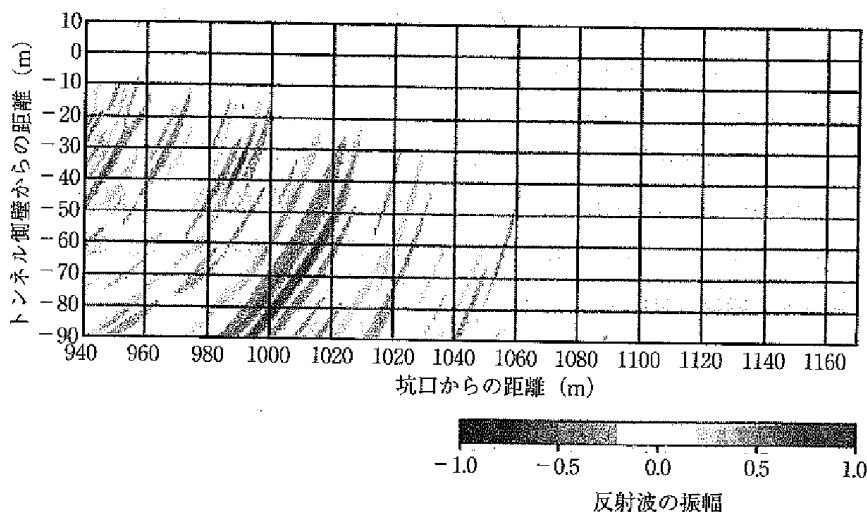


図-11.4.10 弾性波を用いた切羽前方探査の解析断面

§ 12. 一般構造物詳細設計

12.1 前面擁壁工概要

坑門工比較による坑門工の位置・形式決定を受け、坑口前面の擁壁工を計画した。この場合、各坑口部の概要は下表のとおりであり、前提条件を踏まえ、擁壁構造形式を選定（大型ブロック積擁壁）、詳細設計を行った。

(前提条件)

- ・擁壁条件 : 切土部土留擁壁
- ・前面勾配 : 坑口前面であるため、1:0.5を基本とする。
- ・地震時の考え方 : 大型ブロック積擁壁における路線の要求性能は「重要度1」のため地震の影響を考慮する。
- ・地山条件 : 下表に概要を示す。

表-12.1.1 検討概要図

| | 2号トンネル起点側坑口 (No. 95+14.0) | 2号トンネル終点側坑口 (No. 117+6.0) |
|-----|---|---|
| 平面図 | | |
| 正面図 | | |
| | 切土高(左側) : 7.30m 切土高(右側) : 3.70m | 切土高(左側) : 7.40m 切土高(右側) : — |
| 地質 | <ul style="list-style-type: none"> ・擁壁背面 : 表層土(ts)、強風化凝灰質砂岩(wSs)、砂岩(Ss)、礫岩(Cg) ・擁壁支持 : 砂岩(Ss)、礫岩(Cg) ・特徴 : 壁背面は3層から成り、強風化凝灰質砂岩(wSs)が主体 ・直近 Bor : 31BTu-09 (ts:N=-、wSs:N=23、Ss:N=70、Cg:N=83) 31BTu-10 03BTu-17 | <ul style="list-style-type: none"> ・擁壁背面 : 凝灰角礫岩(Tb1)、礫岩(Cg) ・擁壁支持 : 礫岩(Cg) ・特徴 : 壁背面は2層から成り、礫岩層(Cg)が主体 ・直近 Bor : 31BTu-11 (Tb1:N=150、Ss・Cg:N=141、Cg:N=121) |

12.1.1 検討条件

(1) 適用基準

- ・道路土工 擁壁工指針（平成24年7月）（社）日本道路協会

(2) 設計条件

1) 大型ブロック積擁壁の設計条件

| 項目 | | 設計条件 | | 適用基準 |
|------------------|----------------------|------------------------|-----------------------------------|--|
| 構造形式 | | もたれ式擁壁 | | |
| 基礎型式 | | 直接基礎 | | |
| 土 圧 | | 試行くさび法(土と土) | | 道路土工擁壁工指針 P. 97~109 |
| 上載荷重 (雪荷重) | 単位体積重量： γ_s | 3.5kN/m ³ | | 道路土工擁壁工指針 P. 10 |
| | 設計積雪深 | 4.0m | | 百宅防雪センターの観測データ(H20~R2.2)の最大積雪深：396m(H16.3.1)より設定 |
| | 雪荷重： q_w | 14.0kN/m ² | | |
| 単位体積重量 | 無筋コンクリート： γ_c | 23.0 kN/m ³ | | 道路土工擁壁工指針 P. 10 |
| | 鉄筋コンクリート： γ_c | 24.5 kN/m ³ | | 今回は適用なし |
| 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 | | 考慮しない | | 道路土工擁壁工指針 P. 70 |
| 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数 | | $\tan \phi = 0.7$ | | 道路土工擁壁工指針 P. 70 (岩盤) |
| 地震時の検討 | 地盤種別 | I種地盤 | | 支持層は岩盤(N \geq 50) |
| | 設計水平震度の標準値： k_{h0} | レベル1：0.12 レベル2：0.16 | | 道路土工擁壁工指針 P. 96 |
| | 地域別補正係数： C_z | =0.85 | | 道路土工要綱 P. 350 (秋田県) |
| | 設計水平震度： k_h | レベル1：0.10 レベル2：0.14 | | 道路土工擁壁工指針 P. 96 $k_h = C_z \times k_{h0}$ |
| 計画安全率 | 安全率の種類 | 常時 | 地震時 | |
| | 転倒に対する許容偏心量 | $e/B \leq 1/6$ | $e/B \leq 1/3$ | 道路土工擁壁工指針 P. 112 |
| | 滑動に対する安全率 | $F_s \geq 1.5$ | $F_s \geq 1.2$ | 道路土工擁壁工指針 P. 113 |
| | 許容支持力度： q_a | 300kN/m ² | 450kN/m ² (常時の1.5倍) | 道路土工擁壁工指針 P. 69 (軟岩・土丹) |

2) 設計手順

大型ブロック積擁壁の設計においては「道路土工 擁壁工指針」に記載される施工手順に準じて実施する。

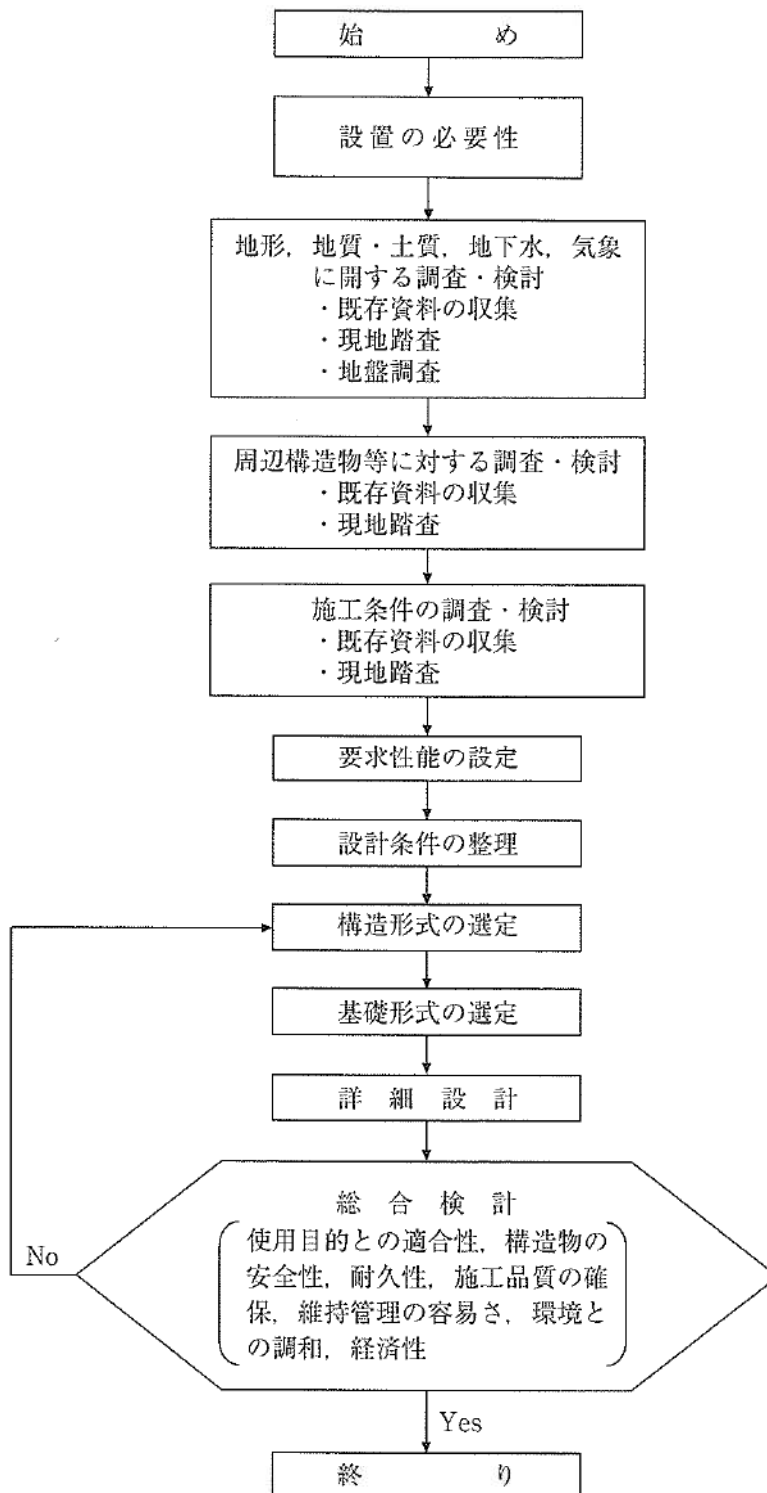


図-12.1.1 大型ブロック積擁壁を用いる場合の設計手順

出典：「道路土工・擁壁工指針 H24.7 日本道路協会 P.24」

(3) 地盤定数の設定

1) 地盤定数の一覧表

設計に用いる地盤定数は、起終点毎に直近のボーリングデータを基に下記のとおり設定した。設定方法は次頁以降に添付する。

【起点側地盤定数】

・31BTu-09、31BTu-10(平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務より)

| 土質・岩質名 (地質記号) | N値補正 | | | 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 ϕ (°) | 備考 |
|-----------------------|-------|------|------|---|---|--|----|
| | 平均N値 | 標準偏差 | 設計N値 | | | | |
| 表層土 (ts) | — | — | — | 14 | 15 | 10 | |
| 強風化 凝灰質砂岩 (wSs) | 23 | 4 | 23 | 17 $\gamma_t = (1.173/3 + 0.4 \times \log N) \times 9.807$ (kN/m ³) (※2) | 42→1.99(逆算値) C=15.2N ^{0.327} (※3) | 36 $\phi = 5.10 \log N + 29.3$ (※3) | |
| 凝灰質 砂岩 (Ss) | 69.5 | 9.9 | 70 | 17 $\gamma_t = (9.81 \times (1.72 + 1.74)) / 2$ (kN/m ³) (※4) | 61 C=15.2N ^{0.327} (※3) | 39 $\phi = 5.10 \log N + 29.3$ (※3) | |
| 礫岩 (Cg) | 128.5 | 91 | 83 | 19 $\gamma_t = (9.81 \times (1.95 + 1.93)) / 2$ (kN/m ³) (※4) | 65 C=15.2N ^{0.327} (※3) | 39 $\phi = 5.10 \log N + 29.3$ (※3) | |

- (※1) 後述 資料-5 NEXCO「設計要領第一集土工編」P.1-48
 (※2) 後述 資料-6 「わかりやすい岩石と岩盤の知識」P.206
 (※3) 後述 資料-7 NEXCO「設計要領第二集橋梁建設編」P.4-10
 (※4) 後述 「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P5-20」室内試験値

【終点側地盤定数】

・31BTu-11、31BTu-12(平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務より)

| 土質・岩質名 (地質記号) | N値補正 | | | 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 ϕ (°) | 備考 |
|------------------------|-------|------|------|--|---|---|----|
| | 平均N値 | 標準偏差 | 設計N値 | | | | |
| 凝灰角礫岩 (Tb1) | 150 | 0 | 150 | 24 $\gamma_t = (9.81 \times (2.47 + 2.46)) / 2$ (kN/m ³) (※2) | 337→13.01(逆算値) C=16.2N ^{0.606} (※1) | 21 $\phi = 0.888 \log N + 19.3$ (※1) | |
| 砂岩・ 礫岩互層 (Ss・Cg) | 141.3 | 25.2 | 141 | 21 単位体積重量は Cgと同等とする。 | 77 C=15.2N ^{0.327} (※1) | 40 $\phi = 5.10 \log N + 29.3$ (※1) | |
| 凝灰質礫岩 (Cg) | 120.7 | 17.2 | 121 | 21 $\gamma_t = (9.81 \times (2.14 + 2.09)) / 2$ (kN/m ³) (※2) | 73 C=15.2N ^{0.327} (※1) | 40 $\phi = 5.10 \log N + 29.3$ (※1) | |

- (※1) 後述 資料-7 NEXCO「設計要領第二集橋梁建設編」P.4-10
 (※2) 後述 「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P5-20」室内試験値

- 注. 1) 青枠部は検討に用いる地質を示す。
 注. 2) 赤枠部は地盤定数の逆解析対象を示す。

2) 地盤定数の設定方法

①設計N値(起点側)

地質調査は「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務」にて実施されているボーリング調査(31BTu-09)を基に設定するものとし「基礎工」特集:最近の基礎設計に用いる地盤物性値」の手法を用いて設定した。下表のとおりである。

また、その根拠となるボーリング柱状図・コア写真、標準貫入試験結果を示す。

トンネル坑口部(起点側) 鉛直ボーリング(31BTu-09)より

| 地層名 | 記号 | N値 | | | | 変動係数 V | 標準偏差 $\sigma \leq 1$ | 変動係数 V ≤ 0.2 | 統計処理により評価 | 判定 | 設計N値 |
|------------|-----|-----|-----|-------|---------------|-----------|-------------------------|----------------------|-----------|----|------|
| | | 最大値 | 最小値 | 平均値 | 標準偏差 σ | | | | | | |
| 表層土(砂質シルト) | ts | - | - | - | - | - | no | no | yes | ② | - |
| 強風化凝灰質砂岩 | wSs | 27 | 19 | 23 | 4 | 0.2 | no | yes | yes | ① | 23 |
| 凝灰質砂岩 | Ss | 83 | 60 | 69.5 | 9.9 | 0.1 | no | yes | yes | ① | 70 |
| 礫岩 | Cg | 800 | 31 | 128.5 | 91 | 0.7 | no | no | yes | ② | 83 |

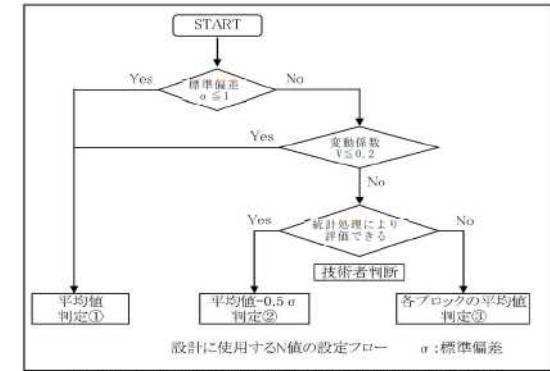


図 5.1.4.4 道路橋基礎設計に用いる地盤物性値の評価

(引用: 基礎工 Vol. 37, No. 4 (2009) 「特集: 最近の基礎設計に用いる地盤物性値」)

31BTu-09 標準貫入試験結果

| 深 度 (m) | 地質 区分 | 土質・岩種 | 標準貫入試験 | | | 換算N値* | |
|---------------|----------|----------|--------|---------|---------|-------|-----|
| | | | 0-10cm | 10-20cm | 20-30cm | | |
| 1.15 ~ 1.45 | wSs | 強風化凝灰質砂岩 | 5 | 6 | 8 | 19 | |
| 2.15 ~ 2.45 | | | 6 | 10 | 11 | 27 | |
| wSs平均 | | | | | | 23.0 | |
| 3.15 ~ 3.38 | Ss | 凝灰質砂岩 | 16 | 25 | 9/5 | 50/23 | 65 |
| 4.05 ~ 4.23 | | | 20 | 30/8 | | 50/18 | 83 |
| 5.05 ~ 5.30 | | | 15 | 20 | 15/5 | 50/25 | 60 |
| Ss平均 | | | | | | 69.5 | |
| 6.05 ~ 6.25 | Cg | 礫岩 | 20 | 30 | | 50/20 | 75 |
| 7.05 ~ 7.25 | | | 18 | 32 | | 50/20 | 75 |
| 8.15 ~ 8.42 | | | 15 | 20 | 15/7 | 50/27 | 56 |
| 9.15 ~ 9.45 | | | 3 | 8 | 20 | 31 | 31 |
| 10.00 ~ 10.18 | | | 21 | 29/8 | | 50/18 | 83 |
| 11.00 ~ 11.15 | | | 30 | 20/5 | | 50/15 | 100 |
| 12.00 ~ 12.13 | | | 35 | 15/3 | | 50/13 | 115 |
| 13.00 ~ 13.10 | | | 50/10 | | | 50/10 | 150 |
| 14.00 ~ 14.00 | | | 50/0 | | | 50/0 | 300 |
| 15.00 ~ 15.00 | | | 50/0 | | | 50/0 | 300 |
| Cg平均 | | | | | | 128.5 | |

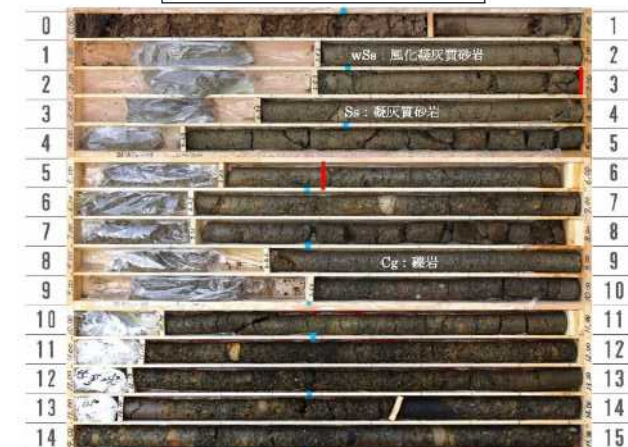
* 換算N値: N値50以上については、30cm貫入した場合のN値を換算する。

例 N計=50/5 ⇒ 換算N計=50×30cm/5cm=300

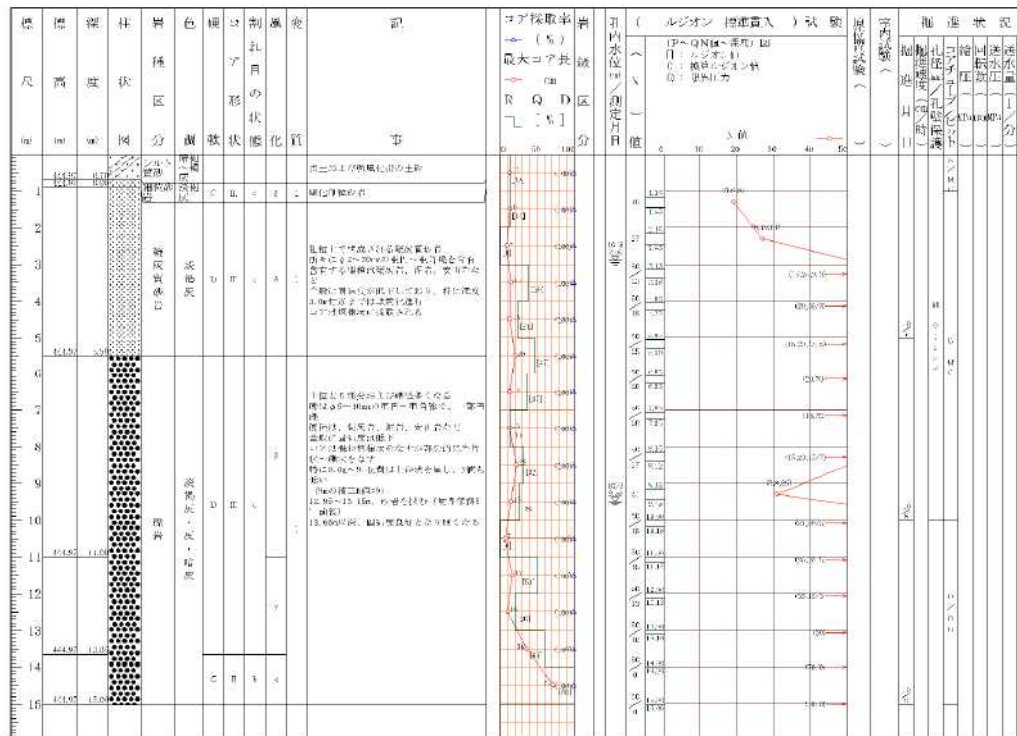
出典: 「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 報告書

令和2年1月 東邦技術株式会社 P.4-68」

31BTu-09 ボーリングコア写真



31BTu-09 ボーリング柱状図



②設計N値(終点側)

地質調査は「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務」にて実施されているボーリング調査(31BTu-11)を基に設定するものとし「基礎工「特集:最近の基礎設計に用いる地盤物性値」」の手法を用いて設定した。下表のとおりである。

また、その根拠となるボーリング柱状図・コア写真、標準貫入試験結果を示す。

トンネル坑口部(終点側)鉛直ボーリング「31BTu-11」より

| 地層名 | 記号 | N値 | | | | 変動係数 V | 標準偏差 $\sigma \leq 1$ | 変動係数 $V \leq 0.2$ | 統計処理により評価 | 判定 | 設計N値 |
|------------------------|-------|-----|-----|-------|---------------|-----------|-------------------------|----------------------|-----------|----|------|
| | | 最大値 | 最小値 | 平均値 | 標準偏差 σ | | | | | | |
| 百宅火山岩・船川層 凝灰角礫岩 | Tb1 | 150 | 150 | 150 | 0 | 0.0 | yes | yes | yes | ① | 150 |
| 百宅火山岩・船川層 砂岩・礫岩互層 | Ss+Cg | 167 | 107 | 141.3 | 26.2 | 0.2 | no | yes | yes | ① | 141 |
| 百宅火山岩・船川層 礫岩(凝灰質礫岩) | Cg | 150 | 100 | 120.7 | 17.2 | 0.1 | no | yes | yes | ① | 121 |

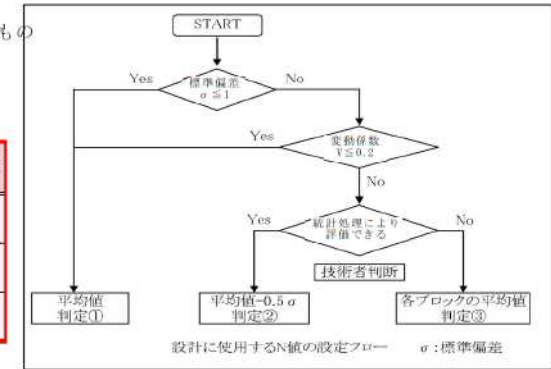


図 5.1.4.4 道路橋基礎設計に用いる地盤物性値の評価
(引用:基礎工 Vol.37, No.4(2009)「特集:最近の基礎設計に用いる地盤物性値」)

31BTu-11 標準貫入試験結果

| 深 度 (m) | 地質 区分 | 土質・岩相 | 標準貫入試験 | | | 換算N値 [※] |
|---------------|----------|---------|--------|---------|---------|-------------------|
| | | | 0~10cm | 10~20cm | 20~30cm | |
| 1.00 ~ 1.10 | Tb1 | 凝灰角礫岩 | 50/10 | | | 50/10 150 |
| 2.00 ~ 2.10 | Ss・Cg | 砂岩・礫岩互層 | 50/10 | | | 50/10 150 |
| 3.00 ~ 3.14 | | | 36 | 14/4 | | 50/14 107 |
| 4.00 ~ 4.09 | | | 50/9 | | | 50/9 167 |
| Ss・Cg平均 | | | | | | 141.3 |
| 5.00 ~ 5.15 | Cg | 凝灰質礫岩 | 32 | 18/5 | | 50/15 100 |
| 6.00 ~ 6.13 | | | 39 | 11/3 | | 50/13 115 |
| 7.00 ~ 7.10 | | | 50/10 | | | 50/10 150 |
| 8.00 ~ 8.11 | | | 45 | 5/1 | | 50/11 136 |
| 9.00 ~ 9.14 | | | 33 | 17/4 | | 50/14 107 |
| 10.00 ~ 10.13 | Cg平均 | | | 39 | 11/3 | 50/13 115 |
| Cg平均 | | | | | | 120.7 |

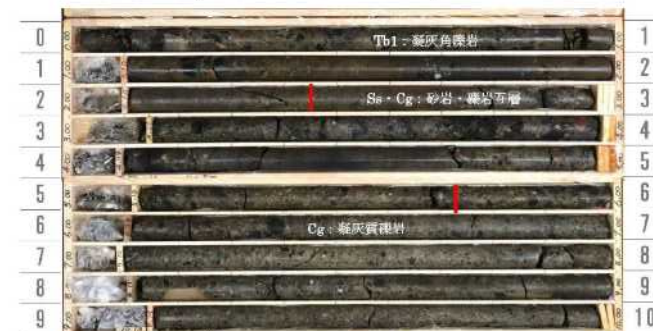
※換算N値: N値50以上については、30cm貫入した場合のN値を換算する。

例 N値=50/5 ⇒ 換算N値=50×30cm/5cm=300

出典:「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 報告書

令和2年1月 東邦技術株式会社 P.4-69」

31BTu-11 コア写真



31BTu-11 ボーリング柱状図



③地盤定数の設定方法

設計地盤定数は、次頁の文献を用いて設定するものとした。以下の方針とする。

・表層土 (ts) :

起点側は標準貫入試験による N 値が不明である。砂質シルトであり、腐食物、植物根を混入する表層土である。

このため、資料 5 より“自然地盤-粘土およびシルト-軟らかいもの”として、地盤定数（単位体積重量： γ_s 、粘着力： C 、せん断抵抗角： ϕ ）を設定する。

・強風化凝灰質砂岩 (wSs)、凝灰質砂岩 (Ss)、砂岩・礫岩互層 (Ss・Cg)、礫岩 (Cg)

強風化凝灰質砂岩、凝灰質砂岩、砂岩・礫岩互層、礫岩においては、前述した設計 N 値を用いて地盤定数（単位体積重量 γ_s 、粘着力 C 、せん断抵抗角 ϕ ）を設定する。

強風化凝灰質砂岩、凝灰質砂岩、砂岩・礫岩互層、礫岩における地盤定数を定量的に算定できる以下の手法を用いた。

*単位体積重量 γ_s ：強風化凝灰質砂岩 (wSs) は資料-6「分かりやすい岩石と岩盤の知識」に記載の算定式を用いる。

凝灰質砂岩 (Ss)、礫岩 (Cg) は「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P5-20」より室内試験を用いる。

砂岩・礫岩互層 (Ss・Cg) は C_g と同等とする。

*粘着力： C 、せん断抵抗角 ϕ ：資料-7「NEXCO「設計要領第二集 橋梁編」に掲載のある換算 N 値による算定式（砂岩・礫・深成岩類）を用いるものとする。

・凝灰角礫岩 (Tb1)

凝灰角礫岩においては、前述した設計 N 値を用いて地盤定数（単位体積重量 γ_s 、粘着力 C 、せん断抵抗角 ϕ ）を設定する。

凝灰角礫岩における地盤定数を定量的に算定できる以下の手法を用いた。

*単位体積重量 γ_s ：「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P5-20」より室内試験を用いる。

*粘着力： C 、せん断抵抗角 ϕ ：資料-7「NEXCO「設計要領第二集 橋梁編」に掲載のある換算 N 値による算定式（泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩）を用いるものとする。

凝灰質砂岩 (Ss)、礫岩 (Cg)、凝灰角礫岩 (Tb1) の単位体積重量は「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P5-20」に示される下表の室内試験(湿潤密度)を用いて算出する。

砂岩・礫岩互層 (Ss・Cg) の単位体積重量は Cg と同等として算出する。

表 5.1.2-4 各岩相の力学的特性等

| 調査対象 | 孔番号 | 番号 | 深 度 (m) | 岩種・層記号 | | 湿潤密度 ρ_t (g/cm ³) | 圧縮強度 qu (MN/m ²) | 接線変形係数 Et, 50 (MN/m ²) | 静ポアソン比 ν_s | P波速度 Vp (km/sec) | S波速度 Vs (km/sec) |
|---------------------------|----------|----|---------------|---------|-----|--|------------------------------------|--|-------------------|------------------------|------------------------|
| 2号 トンネル 坑口 (起点側) | 31BTu-10 | 9 | 4.30 ~ 4.40 | 凝灰質粗粒砂岩 | Ss | 1.72 | 2.83 | 6.34E+03 | 0.164 | 2.32 | 0.94 |
| | | 10 | 4.40 ~ 4.50 | 凝灰質粗粒砂岩 | Ss | 1.74 | 3.56 | 7.91E+03 | 0.288 | 2.42 | 1.03 |
| | | 11 | 14.60 ~ 14.70 | 砂岩 | Ss | 1.95 | 8.30 | 5.95E+03 | 0.463 | 2.57 | 1.13 |
| | | 12 | 14.80 ~ 14.90 | 砂岩 | Ss | 1.93 | 9.21 | 5.03E+03 | 0.538 | 2.58 | 1.10 |
| 2号 トンネル 坑口 (終点側) | 31BTu-11 | 13 | 3.15 ~ 3.25 | 礫岩 | Cg | 2.14 | 3.59 | 2.91E+03 | 0.238 | 2.72 | 1.21 |
| | | 14 | 3.25 ~ 3.35 | 礫岩 | Cg | 2.09 | 4.33 | 4.64E+03 | 0.379 | 3.46 | 1.23 |
| | 31BTu-12 | 15 | 5.40 ~ 5.50 | 凝灰角礫岩 | Tb1 | 2.47 | 30.2 | 1.99E+04 | 0.202 | 4.41 | 1.82 |
| | | 16 | 5.50 ~ 5.60 | 凝灰角礫岩 | Tb1 | 2.46 | 23.9 | 2.94E+04 | 0.299 | 4.36 | 1.75 |

出典：「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 報告書
令和 2 年 1 月 東邦技術株式会社 P. 5-20」

資料-1 地盤工学会「地盤調査の方法と解説」

| 砂地盤の相対密度 | | 粘土地盤のコンシステンシー | |
|----------|-------|---------------|----------|
| N値 | 相対密度 | N値 | コンシステンシー |
| 0~4 | 非常に緩い | 0~2 | 非常に軟らかい |
| 4~10 | 緩い | 2~4 | 軟らかい |
| 10~30 | 中位 | 4~8 | 中くらい |
| 30~50 | 密な | 8~15 | 硬い |
| 50以上 | 非常に密な | 15~30 | 非常に硬い |
| | | 30以上 | 特別に硬い |

資料-2 道路橋示方書・解説I 共通編P.47

表-解 2.2.4 土の単位重量 (kN/m³)

| 地盤 | 土質 | ゆるいもの | | 密なもの | |
|----------|--------|-------|------|-------|------|
| | | ゆるいもの | 密なもの | ゆるいもの | 密なもの |
| 自然 地盤 | 砂及び砂れき | 18 | 20 | | |
| | 砂質土 | 17 | 19 | | |
| | 粘性土 | 14 | 18 | | |
| 盛 土 | 砂及び砂れき | 20 | | | |
| | 砂質土 | 19 | | | |
| | 粘性土 | 18 | | | |

参考資料

資料-3 道路土工 擁壁工指針 H11 P.19

粘性土の粘着力 c
 $c = 6N \sim 10N$ (kN/m²) ... (1-3)
 (0.6N~1.0N) (tf/m²)
 砂質土のせん断抵抗角 ϕ
 $\phi = 15 + \sqrt{15 \cdot N} \leq 45^\circ$ ただし、 $N > 5$... (1-4)
 ここに c : 粘着力(kN/m²(tf/m²))
 ϕ : せん断抵抗角(°)

資料-4 道路土工 擁壁工指針 H24 P.64~P.65

粘性土の粘着力 c
 $c = 6N \sim 10N$... (解4-5)
 砂質土のせん断抵抗角 ϕ
 $\phi = 4.8 \log N_1 + 21$ ただし、 $N_1 > 5$... (解4-6)
 $N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$... (解4-7)
 $\sigma'_v = \gamma_H h_v + \gamma'_v (z - h_v)$... (解4-8)

σ'_v : 標準貫入試験を実施した地点の有効上載圧 (kN/m²)
 N_1 : 有効上載圧100kN/m²相当に換算したN値。ただし、原位置の σ'_v が
 $\sigma'_v < 50$ kN/m²である場合には、 $\sigma'_v = 50$ kN/m²として算出する。
 N : 標準貫入試験から得られるN値

資料-6 「わかりやすい岩石と岩盤の知識」P.206

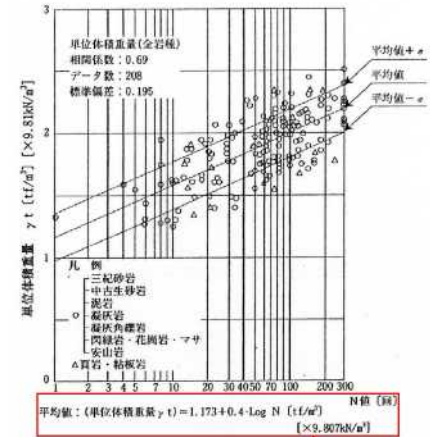


図4-2-3 岩盤の単位体積重量の測定例

強化凝灰質砂岩 (wSs)
 凝灰質砂岩 (Ss)
 砂岩・礫岩互層 (Ss・Cg)
 礫岩 (Cg)
 ・単位体積重量 γt

凝灰角礫岩 (Tb1)
 ・粘着力 c
 ・内部摩擦角 ϕ

資料-5 NEXCO「設計要領第一集 土工編」P.1-48

表1-17 土質定数

| 種類 | 状態 | 単位体積重量 (kN/m ³) | せん断抵抗角 (度) | 粘着力 (kN/m ²) | 地盤工学会基準 ^(注1) | |
|---------------------------------|-----------|---------------------------------------|-------------|--------------------------|-------------------------|----------|
| | | | | | 記号 | |
| 盛土 | 礫および礫まじり砂 | 縮められたもの | 20 | 40 | 0 | (G) |
| | 砂 | 縮められたもの | 20 | 35 | 0 | (S) |
| | | 粒径幅の広いもの | | | | |
| | | 分級されたもの | 19 | 30 | 0 | |
| | 砂質土 | 縮められたもの | 19 | 25 | 30以下 | (SF) |
| 粘性土 | 縮められたもの | 18 | 15 | 50以下 | (M), (C) | |
| 関東ローム | 縮められたもの | 14 | 20 | 10以下 | (V) | |
| 自然地盤 | 礫 | 密実なものまたは粒径幅の広いもの | 20 | 40 | 0 | (G) |
| | | 密実でないものまたは分級されたもの | 18 | 35 | 0 | |
| | 礫まじり砂 | 密実なもの | 21 | 40 | 0 | (G) |
| | 砂 | 密実なもの | 19 | 35 | 0 | |
| | | 密実でないものまたは粒径幅の広いもの | 20 | 35 | 0 | (S) |
| | | 密実でないものまたは分級されたもの | 18 | 30 | 0 | |
| | 砂質土 | 密実なもの | 19 | 30 | 30以下 | (SF) |
| | | 密実でないもの | 17 | 25 | 0 | |
| | 粘性土 | 固いもの(指で強く押し多少へこむ) ^(注1) | 18 | 25 | 50以下 | (M), (C) |
| | | やや軟らかいもの(指の中指程度の方で貫入) ^(注1) | 17 | 20 | 30以下 | |
| | | 軟らかいもの(指が容易に貫入) ^(注1) | 16 | 15 | 15以下 | |
| | 粘土およびシルト | 固いもの(指で強く押し多少へこむ) ^(注1) | 17 | 20 | 50以下 | (M), (C) |
| | | やや軟らかいもの(指の中指程度の方で貫入) ^(注1) | 16 | 15 | 30以下 | |
| 軟らかいもの(指が容易に貫入) ^(注1) | | 14 | 10 | 15以下 | | |
| 関東ローム | | 14 | 5(ϕ) | 30以下 | (V) | |

注1: N値の目安は次のとおりである。

固いもの(N=8~15), やや軟らかいもの(N=4~8), 軟らかいもの(N=2~4)

注2: 地盤工学会基準の記号は、おおよその目安である。

表層土(ts)
 ・単位体積重量 γt
 ・粘着力 c
 ・内部摩擦角 ϕ

資料-7 NEXCO「設計要領第二集 橋梁建設編」P.4-10

表4-2-5 換算N値による場合の測定例

| 粘着力 (kN/m ²) | 換算N値と平均値の関係 | 砂岩・礫岩 | 安山岩 | 泥岩・凝灰岩 | 備考 |
|--------------------------|-------------|------------------------|------------------------|------------------------|----------|
| | | 深成岩類 | 凝灰角礫岩 | 凝灰質礫岩 | |
| | | 15.2N ^{0.327} | 25.3N ^{0.334} | 16.2N ^{0.605} | |
| | 標準偏差 | 0.218 | 0.384 | 0.464 | ・Log軸上の値 |
| せん断抵抗角 (度) | 換算N値と平均値の関係 | 5.10LogN + 29.3 | 6.82LogN + 21.5 | 0.888LogN + 19.3 | |
| | 標準偏差 | 4.40 | 7.85 | 9.78 | |

資料-8 NEXCO「設計要領第二集 橋梁建設編」P.4-13

せん断定数の推定例

| 岩級 | | 粘板岩(ダムサイトの例) | | 花崗岩(本四連絡橋基礎の例) | |
|----|----|-----------------------|------------|-----------------------|------------|
| | | c(kN/m ²) | ϕ (°) | c(kN/m ²) | ϕ (°) |
| 硬岩 | B | 2250~2750 | 2500 | 40~50 | 45 |
| | CH | 1750~2250 | 2000 | 35~40 | 40 |
| | CM | 750~1750 | 1250 | 35~40 | 40 |
| 軟岩 | CL | 250~750 | 500 | 30~40 | 35 |
| | D | 100以下 | 0 | 20~30 | 25 |

砂岩・礫岩 (wSs, Ss, Ss・Cg, Cg)
 ・粘着力 c
 ・内部摩擦角 ϕ

(4) 擁壁の重要度と要求性能

1) 擁壁の重要度と要求性能

「道路土工 擁壁工指針」では、擁壁の要求性能及び重要度を以下のように定められている。また、「道路土工構造物技術基準・同解説」より重要度の区分についての記載がある。

市道百宅線は、鳥海ダムの管理用道路としての位置付けであり、特に冬季には1号～3号トンネルを含む一部区間しか通行できない状況を踏まえ、「重要度1」と設定する方針とした（設計協議）。

(1) 擁壁の要求性能の水準は、以下を基本とする。

- ・性能1：想定する作用によって擁壁としての健全性を損なわない性能
- ・性能2：想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、擁壁としての機能の回復が速やかに行い得る性能
- ・性能3：想定する作用による損傷が擁壁として致命的とならない性能

(2) 擁壁の重要度の区分は、以下を基本とする。

- ・重要度1：万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合、あるいは隣接する施設に重大な影響を与える場合
- ・重要度2：上記以外の場合

解表 4-1 擁壁の要求性能の例

| 想定する作用 | | 重要度 | |
|--------|-----------|-------|-------|
| | | 重要度 1 | 重要度 2 |
| 常時の作用 | | 性能 1 | 性能 1 |
| 降雨の作用 | | 性能 1 | 性能 1 |
| 地震動の作用 | レベル 1 地震動 | 性能 1 | 性能 2 |
| | レベル 2 地震動 | 性能 2 | 性能 3 |

出典：「道路土工・擁壁工指針 H24.7 日本道路協会 P. 42・P. 44」

(3) 道路土工構造物の重要度の区分は、次のとおりとする。

重要度1：下記（ア）、（イ）に示す道路土工構造物

（ア）下記に掲げる道路に存する道路土工構造物のうち、当該道路の機能への影響が著しいもの

- ・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡高速道路及び一般国道

・都道府県道及び市町村道のうち、地域の防災計画上の位置づけや利用状況等に鑑みて、特に重要な道路

（イ）損傷すると隣接する施設に著しい影響を与える道路土工構造物

重要度2：（ア）及び（イ）以外の道路土工構造物

出典：「道路土工構造物技術基準・同解説（H29.3（社）日本道路協会）P33～34」

2) 耐震検討における要求性能

重要度 1 とする擁壁の要求性能より、レベル 1 及びレベル 2 地震動について照査を行うものとする。

表-12.1.2 設計水平震度と性能の満足

| 照査方法 | レベル 1 地震動 | レベル 2 地震動 | 重要度 |
|-----------------------|--------------|--------------|-----------|
| レベル 1 地震動で安定性, 安全性を照査 | 性能 1 | 性能 3 | 重要度 2 に相当 |
| レベル 2 地震動で安定性, 安全性を照査 | 性能 1 | 性能 2 | 重要度 1 に相当 |
| H=8m 以下の常時作用で安定性等を照査 | 性能 2 | 性能 3 | 重要度 2 に相当 |

出典：「道路土工・擁壁工指針 H24.7 日本道路協会 P.89」

3) 設計水平震度の算定

本擁壁の設計において、震度法等の静的照査法に基づく検討に必要な設計水平震度の算出を行う。

① 地盤種別

耐震設計上の地盤種別は下式より T_G をもとに区別する。当該区間の地盤状況は、基礎部もしくは直近に耐震上の基岩層 ($N \geq 50$) が分布しているため、全箇所において地盤種別は I 種地盤となる。

(4) 地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、原則として式(資 1-5)により算出する地盤の特性値 T_G をもとに、資表 1-6 により区別するものとする。地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合は、I 種地盤とする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (資 1-5)$$

ここに、 T_G : 地盤の特性値 (s)

i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分される
ときの地表面から i 番目の地層の番号

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

資表 1-6 地盤種別と地盤の特性値 (c_z)

| 地盤種別 | 地盤の特性値 T_G (s) |
|-------|----------------------|
| I 種 | $T_G < 0.2$ |
| II 種 | $0.2 \leq T_G < 0.6$ |
| III 種 | $0.6 \leq T_G$ |

平均せん断弾性波速度 V_{si} は、弾性波探査や P S 検層によって測定するのが望ましいが、実測値がない場合は式(資 1-6)によって N 値から推定してもよい。この場合の N 値は各層の平均的な N 値で代表し、むやみに計算を複雑にする必要はない。

粘性土層の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 25)$$

砂質土層の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 50)$$

} (資 1-6)

ここに、 V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層で区分されるとき
の地表面から i 番目の地層の番号

ここで、耐震設計上の基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300 m/s 程度以上の地層の上面をいう。

地盤調査結果に基づく地盤種別の区別を原則とするが、地盤種別の区別に必要な情報が得られていない場合には、I 種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤、III 種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、II 種地盤は I 種地盤及び III 種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてもよい。ここでいう沖積層には、がけ崩れなどによる新しい堆積層、表土、埋立土並びに軟弱層を含み、沖積層のうち締まった砂層、砂れき層、玉石層については洪積層として取り扱ってよい。

出典 : 「道路土工要綱(平成 21 年度版) H21.6 (社)日本道路協会 P.353・P.354」

②地域別補正係数

地域別補正係数は、下図より 0.85 とする。

| 凡 例 | | |
|------|----|-----------------------|
| 地域区分 | 凡例 | 地域別補正係数C _z |
| A | | 1.00 |
| B | | 0.85 |
| C | | 0.70 |



出典：「道路土工要綱 H21.6 日本道路協会 P.350」

③設計水平震度

設計水平震度は下記式により求める。

$$k_h = C_z \cdot k_{h0}$$

ここに k_h : 設計水平震度 (小数点以下2桁に丸める)

k_{h0} : 標準設計水平震度

C_z : 地域別補正係数

表-12.1.3 標準設計水平震度

| | I種 | II種 | III種 |
|---------|------|------|------|
| レベル1地震動 | 0.12 | 0.15 | 0.18 |
| レベル2地震動 | 0.16 | 0.20 | 0.24 |

本設計区間の土質調査資料結果から、その設計水平震度を求めると下表のとおりである。

| 区間 | | 起終点坑口 | 備考 |
|-----------------------|---------|-------|----|
| 種別 | 対象 Bor. | - | |
| | 地盤種別 | I種 | |
| 標準設計水平震度 (k_{h0}) | レベル1 | 0.12 | |
| | レベル2 | 0.16 | |
| 地域別補正係数 (C_z) | | 0.85 | |
| 設計水平震度 | レベル1 | 0.10 | |
| | レベル2 | 0.14 | |

(5) 設計荷重

1) 上載荷重

坑門工前面の土留め擁壁のため、上載荷重は考慮しない。

2) 雪荷重

当該地域は積雪寒冷地のため、当該擁壁において雪荷重を考慮する。

i) 積雪深：4.00m〔百宅防雪センターの観測データ(H10～R2.2.10)の最大積雪深：396m(H16.3.1)より設定〕

ii) 単位体積重量： $\gamma_s = 3.5 \text{ kN/m}^3$ 〔「道路土工・擁壁工指針 H24.7 日本道路協会 P.61」〕

iii) 雪荷重： $W_s = 14.0 \text{ kN/m}^2$ ($= 4.00 \text{ m}$ 【i】 $\times 3.5 \text{ kN/m}^3$ 【ii】)

| 月日 | 百 宅 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 2 | 1 | 30 | 29 | 28 | 27 | 26 | 25 | 24 | 23 | 22 | 21 | 20 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 14 | 13 | 12 | 11 | 10 |
| 3月1日 | | 98 | 252 | 347 | 224 | 199 | 274 | 254 | 323 | 353 | 210 | 191 | 165 | 261 | 106 | 254 | 396 | 129 | — | 232 | 267 | 300 | 207 |
| 3月2日 | | 95 | 251 | 361 | 219 | 207 | 270 | 251 | 311 | 343 | 215 | 204 | 177 | 266 | 105 | 260 | 391 | 136 | — | 227 | 263 | 284 | 190 |
| 3月3日 | | 93 | 247 | 359 | 215 | 215 | 278 | 248 | 348 | 350 | 234 | 201 | 178 | 259 | 104 | 261 | 387 | 163 | — | 234 | 265 | 271 | 184 |
| 3月4日 | | 91 | 243 | 344 | 225 | 196 | 277 | 251 | 341 | 345 | 256 | 199 | 171 | 259 | 100 | 261 | 372 | 157 | 200 | 235 | 256 | 258 | 180 |
| 3月5日 | | 88 | 241 | 335 | 220 | 191 | 271 | 248 | 332 | 341 | 265 | 191 | 166 | 254 | 95 | 261 | 377 | 177 | 215 | 232 | 263 | 247 | 175 |
| 3月6日 | | 110 | 238 | 335 | 218 | 184 | 279 | 275 | 327 | 330 | 250 | 185 | 164 | 266 | 86 | 251 | 366 | 181 | 207 | 230 | 295 | 242 | 179 |
| 3月7日 | | 110 | 234 | 338 | 216 | 170 | 273 | 286 | 316 | 320 | 231 | 183 | 156 | 267 | 108 | 247 | 361 | 184 | 205 | 230 | 286 | 242 | 174 |
| 3月8日 | | 101 | 245 | 330 | 232 | 166 | 263 | 296 | 304 | 312 | 237 | 182 | 157 | 267 | 126 | 245 | 348 | 199 | 211 | 239 | 302 | 253 | 175 |
| 3月9日 | | 96 | 241 | 312 | | 161 | 260 | 304 | 291 | 308 | 244 | 181 | 154 | 255 | 126 | 240 | 344 | 206 | 217 | 237 | 309 | 255 | 182 |
| 3月10日 | | 84 | 231 | 308 | | 163 | 256 | 297 | 286 | 310 | 266 | 198 | 151 | 245 | 118 | 240 | 342 | 184 | 217 | 225 | 308 | 260 | 175 |
| 3月11日 | | 76 | 226 | 306 | 250 | 171 | 269 | 299 | 327 | 312 | 270 | 214 | 150 | 240 | 106 | 233 | 332 | 160 | 239 | 223 | 310 | 275 | 173 |
| 3月12日 | | 85 | 222 | 311 | 241 | 169 | 265 | 327 | 314 | 325 | | 199 | 169 | 230 | 126 | 230 | 325 | 158 | 249 | 221 | 319 | 262 | 179 |
| 3月13日 | | 72 | 219 | 304 | 232 | 163 | 265 | 296 | 299 | 323 | | 187 | 157 | 224 | 138 | 249 | 341 | 154 | 256 | 218 | 331 | 252 | 176 |
| 3月14日 | | 77 | 228 | 293 | 227 | 160 | 262 | 300 | 292 | 342 | | 185 | 148 | 216 | 165 | 249 | 347 | 158 | 239 | 214 | 305 | 278 | 169 |
| 3月15日 | | 74 | 233 | 284 | 229 | 159 | 261 | 311 | 288 | 341 | | 182 | 168 | 207 | 169 | 248 | 345 | 155 | 232 | 205 | 288 | 271 | 164 |
| 3月16日 | | 86 | 226 | 268 | 224 | 158 | 256 | 302 | 284 | 333 | | 168 | 159 | 198 | 158 | 236 | 332 | 153 | 223 | 198 | 284 | 266 | 161 |
| 3月17日 | | 86 | 221 | 270 | 229 | 154 | 250 | 296 | 281 | 321 | | 176 | 150 | 190 | 154 | 228 | 324 | 144 | 216 | 195 | 277 | 294 | 156 |
| 3月18日 | | 84 | 226 | 266 | 226 | 143 | 244 | 286 | 277 | 314 | | 195 | 146 | 187 | 167 | 224 | 316 | 131 | 211 | 188 | 272 | 293 | 151 |
| 3月19日 | | 76 | | 261 | 219 | 135 | 234 | 277 | 265 | 322 | | 181 | 128 | 182 | 177 | 218 | 320 | 136 | 211 | 191 | 266 | 268 | 147 |
| 3月20日 | | 66 | 212 | 254 | 213 | 130 | 234 | 274 | 261 | 334 | | 170 | 112 | 178 | 175 | 230 | | — | 216 | 188 | 256 | 254 | 145 |
| 3月21日 | | 64 | 206 | 253 | 210 | 127 | 231 | 309 | 292 | 344 | | 156 | 117 | 173 | 175 | 225 | | 123 | 224 | 181 | 242 | 260 | 145 |
| 3月22日 | | 56 | 191 | 253 | 212 | 125 | 229 | 312 | 290 | 336 | | 166 | 119 | 166 | 164 | 218 | 303 | 118 | 214 | 168 | 235 | 259 | 155 |
| 3月23日 | | 54 | 198 | 256 | 209 | 121 | 224 | 309 | 274 | 326 | | 165 | 102 | 161 | 159 | 212 | 298 | 114 | 209 | 166 | 225 | 252 | 170 |
| 3月24日 | | 70 | 209 | 252 | 212 | 121 | 248 | 296 | 264 | 328 | | 158 | 101 | 154 | 153 | 210 | 294 | 109 | 205 | 172 | 218 | 247 | 165 |
| 3月25日 | | 59 | 204 | 247 | 220 | 131 | 260 | 282 | 258 | 325 | | 156 | 106 | 145 | 135 | 208 | 292 | 103 | 200 | 167 | 211 | 254 | 159 |
| 3月26日 | | 52 | 193 | 236 | 213 | 136 | 254 | 263 | 268 | 342 | | 167 | 104 | 139 | 130 | 201 | 295 | 97 | 195 | 163 | 200 | 260 | 154 |
| 3月27日 | | 46 | 185 | 226 | 208 | 124 | 234 | 257 | 263 | 339 | | 173 | 110 | 138 | 125 | 199 | 295 | 98 | 190 | 154 | 204 | 275 | 148 |
| 3月28日 | | 38 | 190 | 218 | 207 | 118 | 234 | 251 | 250 | 335 | | 178 | 130 | 134 | 115 | 193 | 295 | 90 | 185 | 151 | 202 | 267 | 146 |
| 3月29日 | | 35 | 185 | 206 | 211 | 111 | 221 | 240 | 247 | 327 | 255 | 172 | 139 | 133 | 108 | 187 | 285 | 83 | 184 | 147 | 204 | 243 | 180 |
| 3月30日 | | 32 | 182 | 200 | 203 | 105 | 220 | 228 | 246 | 318 | 242 | 189 | 118 | 132 | 108 | 204 | 299 | 75 | 179 | 142 | 215 | 232 | 189 |
| 3月31日 | | 25 | 189 | 195 | 196 | 91 | 214 | 226 | 242 | | | 177 | 111 | 131 | 111 | 214 | 295 | 67 | 173 | 136 | 219 | 230 | — |

平成10年度以降3月最高積雪深：396cm
⇒設計積雪深は400cmとして設定した

出典：「百宅防雪センター観測データ(H10～R02.2)」

12.2 大型ブロック積擁壁の比較

大型ブロック積2案、もたれ式擁壁を比較した結果、経済性に最も優位であり、施工性や景観性等に問題のない第1案を推奨案とする。なお、比較箇所は全3箇所の内、擁壁高が高く背面に土砂地山があることから最も安定条件の厳しい“起点側左側”で代表させた。

表-12.2.1 前面擁壁比較表 ※起点側左側で代表

| 工法 | 第1案:大型積ブロック擁壁(薄肉箱抜きタイプ) | 第2案:大型積ブロック擁壁(裏込コンクリート一体タイプ) | 第3案:もたれ式擁壁 |
|-----|---|---|--|
| 構造図 | <p>※最小控幅: 700mm</p> | <p>※最小控幅: 894mm</p> | |
| 構造性 | 薄肉箱抜きタイプと呼ばれる形状のブロックに専用残存裏型枠を使用し、計算上必要とされる胴込め・裏込コンクリートを打設する。 | 裏コン一体タイプと呼ばれる大きさが規格化された形状のブロックを使用し、計算で決定されたブロック構成にて胴込めコンクリートを打設する構造である。 | 地山あるいは裏込材に自重によって土圧に抵抗する土留め構造物である。 |
| 景観性 | ○滑面タイプ、はつり模様様の粗面タイプ、景観性に優れる石割タイプと現場条件に応じたブロックの選定が可能。 ○ | ○景観性に優れる化粧(石割)タイプが標準である。 ○ | ○無対策の場合は、景観性に劣るが、化粧型枠等により景観性の向上が図ることが可能。 ○ |
| 施工性 | ○単純に水平積みする工法であり、ブロック積上げと胴込め・裏込コンクリート打設の単純作業を繰り返すだけで施工可能である。 ○ブロック前壁と控壁が接合するので、打設したコンクリートが完全に硬化しなくても上段ブロックの施工が可能である。 ○ | ○同左 ○同左 ○ | △型枠・足場準備→コンクリート打設→養生→脱型といった施工工程のため、それぞれに熟練工を要する。 △コンクリートの養生に一週間程度を要する。 △ |
| 経済性 | ■■■■ 円/m ■■■■ 円/m ² ◎ | ■■■■ 円/m ■■■■ 円/m ² ○ | ■■■■ 円/m ■■■■ 円/m ² △ |
| 総評 | 景観性や施工性に問題がなく、経済性が優位である。 ◎ | | |

12.3 安定性の照査

12.3.1 荷重の組合せ

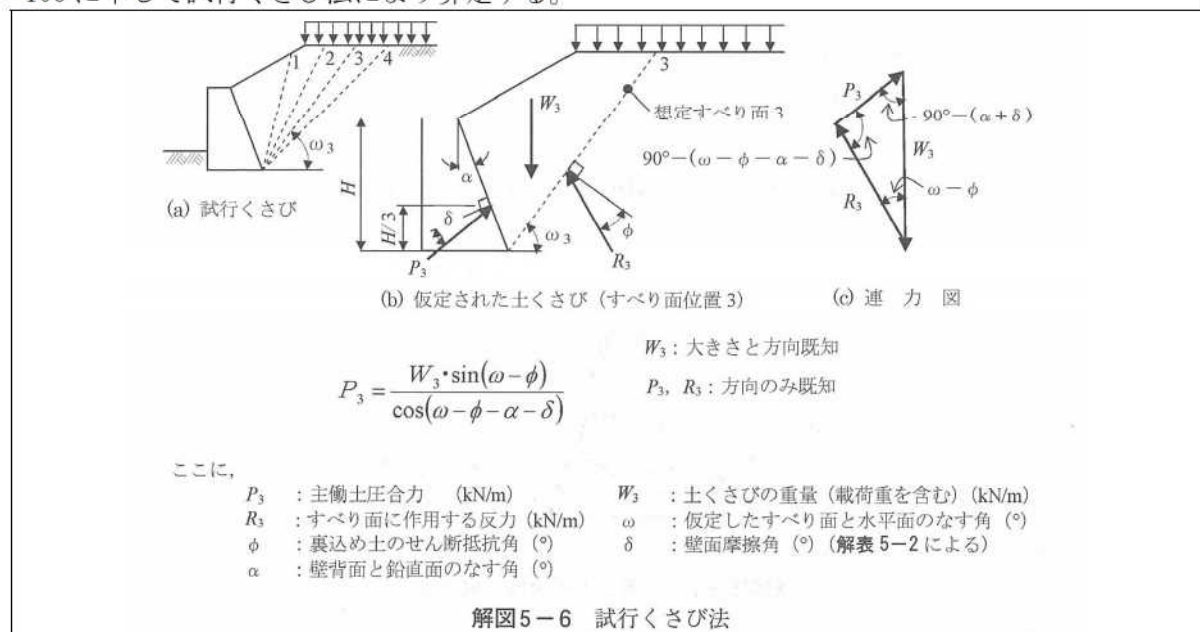
荷重条件は、下記①の荷重を考慮するものとし、必要に応じて②～⑧の荷重を考慮する。

- ① 自重 ← 対象
- ② 載荷重（活荷重及び死荷重） ← 対象外
- ③ 土圧 ← 対象
- ④ 水圧および浮力 ← 対象外
- ⑤ 地震の影響 ← 対象
- ⑥ 風荷重 ← 対象外
- ⑦ 雪荷重 ← 対象
- ⑧ 衝突荷重（自動車及び落石等） ← 対象外

安定性照査における荷重の組合せは以下のとおりとする。

- ・常時：自重＋土圧＋雪荷重
- ・地震時：自重＋地震時土圧＋地震時慣性力＋雪荷重

なお、土圧（地震時土圧）については、「道路土工 擁壁工指針 平成 24 年 7 月 日本道路協会」P97～106 に準じて試行くさび法により算定する。



出典：「道路土工 擁壁工指針 平成 24 年 7 月 日本道路協会 P.101」

また、土圧が作用する対象地山は、N 値 < 50 で土砂相当とみなせる強風化岩を対象とすることとした（N 値 ≥ 50 は耐震上の基盤面にも相当することから、地震時においても土圧は発生しないと考えられる）。

12.4 安定条件

安定条件は、以下のとおりとする。

表-12.4.1 安定条件

| 検討項目 | | 常時 | 地震時 |
|--------|------------------------|----------------|-----------------|
| 転倒に対して | e (m) | $e \leq B/6$ | $e \leq B/3$ |
| 支持に対して | q (kN/m ²) | $q \leq q_a$ | $q \leq 1.5q_a$ |
| 滑動に対して | Fs | $F_s \geq 1.5$ | $F_s \geq 1.2$ |

出典：「道路土工 擁壁工指針 平成 24 年 7 月 日本道路協会 P. 113、118」

12.5 許容支持力および摩擦係数

基礎地盤である礫岩(Cg)は、ボーリング調査（起点：31Btu-09、終点：31Btu-11）より平均N値＝129(起点)、121(終点)の岩盤（室内試験による一軸圧縮強度は3590～9210kN/m²）であるため、軟岩・土丹相当とみなし許容支持力は「 $q_a=300\text{kN/m}^2$ 」とする。

また、摩擦係数は、支持地盤の種類が岩盤であることから「 $\mu=0.7$ 」とする。

表-12.5.1 基礎地盤の種類と許容支持力度（常時値）

| 基礎地盤の種類 | | 許容鉛直支持力度 q _a (kN/m ² (tf/m ²)) | 備 考 | |
|------------|-------------|--|---|-------|
| | | | 一軸圧縮強度 q _u (kN/m ² (tf/m ²)) | N 値 |
| 岩 盤 | 亀裂の少ない均一な硬岩 | 1000 (100) | 10000 以上(100 以上) | — |
| | 亀裂の多い硬岩 | 600 (60) | 10000 以上(100 以上) | — |
| | 軟岩・土丹 | 300 (30) | 1000 以上(10 以上) | — |
| 礫 層 | 密なもの | 600 (60) | — | — |
| | 密でないもの | 300 (30) | — | — |
| 砂 質 地 盤 | 密なもの | 300 (30) | — | 30～50 |
| | 中位なもの | 200 (20) | — | 20～30 |
| 粘性土 地 盤 | 非常に堅いもの | 200 (20) | 200～400(2.0～4.0) | 15～30 |
| | 堅いもの | 100 (10) | 100～200(1.0～2.0) | 10～15 |

出典：「道路土工 擁壁工指針 平成 24 年 7 月 日本道路協会 P. 69」

表-12.5.2 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

| せん断面の条件 | 支持地盤の 種 類 | 摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$ | 付着力 c _B |
|----------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------|
| 岩または礫とコンクリート | 岩 盤 | 0.7 | 考慮しない |
| | 礫 層 | 0.6 | 考慮しない |
| 土と基礎のコンクリートの間に 割り栗石または砕石を敷く場合 | 砂 質 土 | 0.6 | 考慮しない |
| | 粘 性 土 | 0.5 | 考慮しない |

出典：「道路土工 擁壁工指針 平成 24 年 7 月 日本道路協会 P. 70」

12.6 安定計算結果

これまでの条件を基に、大型ブロック積擁壁の安定計算を行った。結果以下のとおりである。

| | | 大型ブロック積擁壁 | | | | | | | | | | | |
|------------------|--|-----------|-----|-------|--------|-----|-------|--------|-----|-------|--------|-----|-------|
| | | 起点側 | | | | | | 終点側 | | | | | |
| 擁壁概念図 | | | | | | | | | | | | | |
| | <p>【結果概要】</p> <ul style="list-style-type: none"> 当該箇所では地表より強風化砂岩（土砂相当）が分布している。強風化砂岩の分布範囲において背面土圧を作用させるものとし、その作用高さは擁壁天端から4.3m（左側）、3.6m（右側）となる。 ⇒計算の結果、左右ともに部材厚 $t=0.7\text{m}$ で許容値を満足することとなった。 | | | | | | | | | | | | |
| 安定計算 | 箇所 | 左側 | | | | 右側 | | | | 左側 | | | |
| 照査項目 | | 常時 | | 地震時 | | 常時 | | 地震時 | | 常時 | | 地震時 | |
| | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 |
| 転倒 ※許容値以上 | d (m) | 1.745 | ≥ | 0.450 | 0.457 | ≥ | 0.300 | 1.235 | ≥ | 0.450 | 0.639 | ≥ | 0.300 |
| | | OK | | OK | | OK | | OK | | OK | | OK | |
| 滑動 ※許容値以上 | Fs | 4.85 | ≥ | 1.50 | 1.67 | ≥ | 1.20 | 4.04 | ≥ | 1.50 | 1.53 | ≥ | 1.20 |
| | | OK | | OK | | OK | | OK | | OK | | OK | |
| 地盤支持力度 ※許容値以下 | Qa (kN/m ²) | 196.51 | ≤ | 300 | 202.20 | ≤ | 450 | 115.56 | ≤ | 300 | 115.55 | ≤ | 450 |
| | | OK | | OK | | OK | | OK | | OK | | OK | |
| | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 |
| | | 196.51 | ≤ | 300 | 202.20 | ≤ | 450 | 115.56 | ≤ | 300 | 115.55 | ≤ | 450 |
| | | OK | | OK | | OK | | OK | | OK | | OK | |

12.7 設計計算書

次頁以降に、本検討の設計計算書を以下に示す。

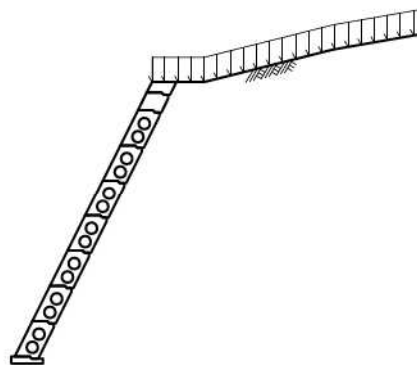
- 01_ (比較：起点坑口_左側) 大型ブロック積擁壁設計計算書(薄肉箱抜きタイプ)
- 02_ (比較：起点坑口_左側) 大型ブロック積擁壁設計計算書(裏込コンクリート一体タイプ)
- 03_ (比較：起点坑口_左側) もたれ式擁壁設計計算書
- 04_ (起点坑口_右側) 大型ブロック積擁壁設計計算書(薄肉箱抜きタイプ)
- 05_ (起点坑口_右側) 大型ブロック積擁壁設計計算書(裏込コンクリート一体タイプ)
- 06_ (起点坑口_右側) もたれ式擁壁設計計算書
- 07_ (終点坑口_左側) 大型ブロック積擁壁設計計算書(薄肉箱抜きタイプ)
- 08_ (終点坑口_左側) 大型ブロック積擁壁設計計算書(裏込コンクリート一体タイプ)
- 09_ (終点坑口_左側) もたれ式擁壁設計計算書

設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 大型ブロック積擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 8.000$ (m)
底版幅 $B = 0.900$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
うらかたくん



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

- | | |
|-----|-------------------------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧) |

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

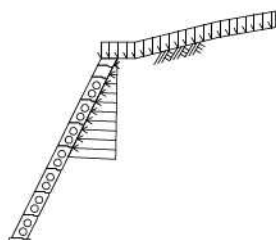
製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリートを自重として考慮した。

自重 : $W_c = 129.73$ (kN)

2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 36.00(^{\circ})$
 単位体積重量： $\gamma_s = 17.00 (\text{kN/m}^3)$

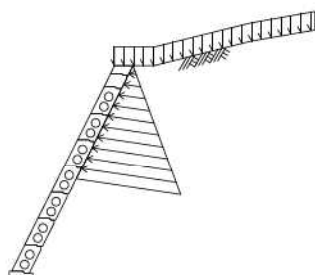


土圧作用高さ： $h = 4.300 (\text{m})$
 土圧： $P_a = 20.01 (\text{kN})$

3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

設計水平震度： $K_h = 0.14$



慣性力： $H = 18.19 (\text{kN})$
 土圧： $P_a = 38.41 (\text{kN})$

(4) 安定計算

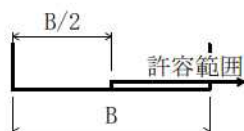
擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 転 倒

基礎底版位置での合力の作用位置による検討を行った。

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。

常 時： $d = 1.745 > 0.450$
 地震時： $d = 0.457 \geq 0.300$
 (単位：m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数： 0.700

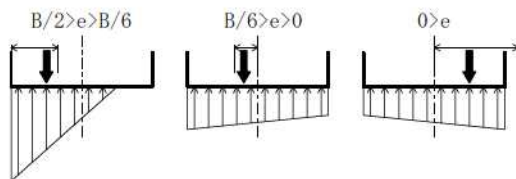
常 時： $F_s = 4.85 \geq 1.50$
 地震時： $F_s = 1.67 \geq 1.20$

3) 支持力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

$$\begin{aligned} \text{常時} &: q = 196.51 \leq 300 \\ \text{地震時} &: q = 202.20 \leq 450 \end{aligned}$$

(単位：kN/m²)



(5) 壁体の断面計算

ブロック各段における検討を行った。

1) 壁体の断面計算結果

ブロック各段において、曲げ応力度及び、せん断応力度の検討を行った。

< 2段目の結果 >

$$\begin{aligned} \text{常時} &: \sigma_c = 0.24 \leq 4.50 \\ &\quad \tau = 0.10 \leq 0.33 \\ \text{地震時} &: \sigma_c = 0.33 \leq 6.75 \\ &\quad \tau = 0.13 \leq 0.33 \end{aligned}$$

< 1段目の結果 >

$$\begin{aligned} \text{常時} &: \sigma_c = 0.59 \leq 4.50 \\ &\quad \sigma_t = 0.12 \leq 0.23 \\ &\quad \tau = 0.10 \leq 0.33 \\ \text{地震時} &: \sigma_c = 0.50 \leq 6.75 \\ &\quad \sigma_t = 0.00 \leq 0.35 \\ &\quad \tau = 0.13 \leq 0.33 \end{aligned}$$

(単位：N/mm²)

§1 設計条件

1.1 設計条件

| | |
|-------------------|--|
| (1) 擁壁形式 | 大型ブロック積擁壁 |
| (2) 基礎形式 | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | H = 8.000 (m) |
| (4) 土 圧 | 試行くさび法による土圧 |
| (5) 地表面載荷重 積雪荷重 | q = 14.00 (kN/m ²) |
| (6) 設計水平震度 | Kh = c _z · k _{so} = 0.14 |
| 地域別補正係数 | c _z = 0.85 |
| 設計水平震度の標準値 | |
| レベル2地震動 I種地盤 | k _{so} = 0.16 |
| (7) 単位体積重量 コンクリート | γ _c = 23.00 (kN/m ³) |

1.2 土質条件

| | | |
|------------------|---|--|
| (1) 擁壁背面の裏込め土 | | |
| せん断抵抗角 | φ = 36.00 (°) | |
| 単位体積重量 | γ _s = 17.00 (kN/m ³) | |
| (2) 支持地盤 | | |
| 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 | μ = 0.700 | |
| ” の粘着力 | C = 0.0 (kN/m ²) | |
| 許容支持力度 常 時 | q _a = 300 (kN/m ²) | |
| 地震 時 | q _a = 450 (kN/m ²) | |

1.3 安定条件

| | | |
|--------------|---------|---|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | F _s ≥ 1.50 (1.20) |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | d > 1/2 B (1/3) |
| (3) 支持に対する検討 | 最大地盤反力度 | q ≤ q _a (kN/m ²) |

※ ()は地震時

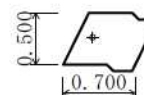
1.4 材料強度及び許容応力度

| | (N/mm ²) | 常 時 | 地震 時 |
|------------|----------------------|------|------|
| (1) コンクリート | | | |
| 設計基準強度 | σ _{ck} | 18 | |
| 許容圧縮応力度 | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| 許容曲げ引張応力度 | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| 許容せん断応力度 | τ _a | 0.33 | 0.33 |

1.5 使用ブロック

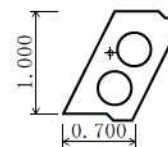
(1) うらかたくん C型(8段目)

| | | | | |
|----------------------|-------|----------------|---------|---------------------------|
| 製品幅 (m) | 2.000 | | | |
| 体積 (m ³) | | 重心座標 (m) | 重量 (kN) | [単重] (kN/m ²) |
| 製品本体 | 0.171 | (0.287, 0.263) | 3.93 | [23.00] |
| コンクリート | 0.529 | (0.537, 0.246) | 12.17 | [23.00] |



(2) うらかたくん A型(7段目～1段目)

| 製品幅 (m) | 2.000 | | | | |
|---------|----------------------|----------------|---------|---------------------------|--|
| | 体積 (m ³) | 重心座標 (m) | 重量 (kN) | [単重] (kN/m ³) | |
| 製品本体 | 0.287 | (0.460, 0.592) | 6.60 | [23.00] | |
| コンクリート | 1.113 | (0.636, 0.476) | 25.60 | [23.00] | |



(3) 胴込め材の単位体積重量

胴込めコンクリート (全段) $\gamma_c = 23.00$ (kN/m³)

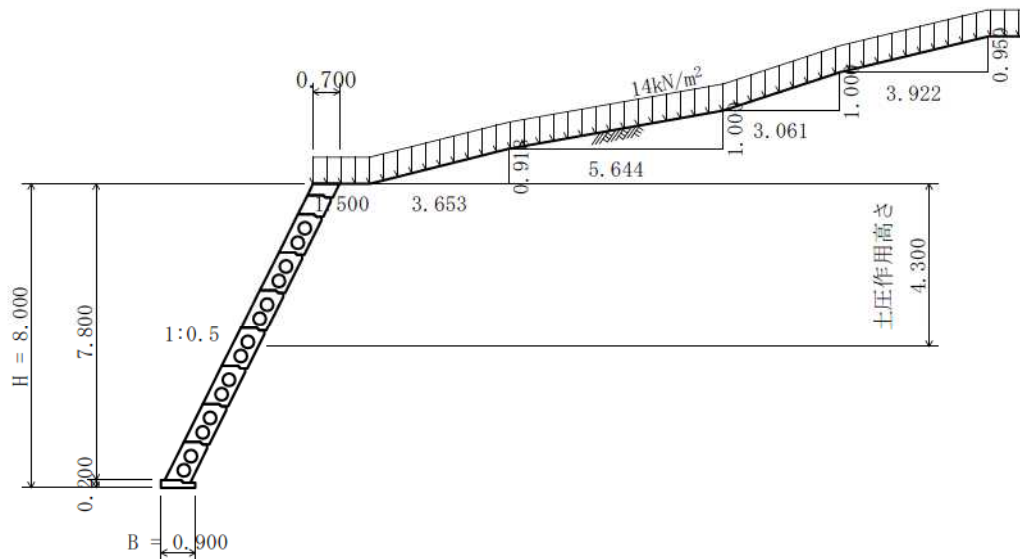
1.6 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

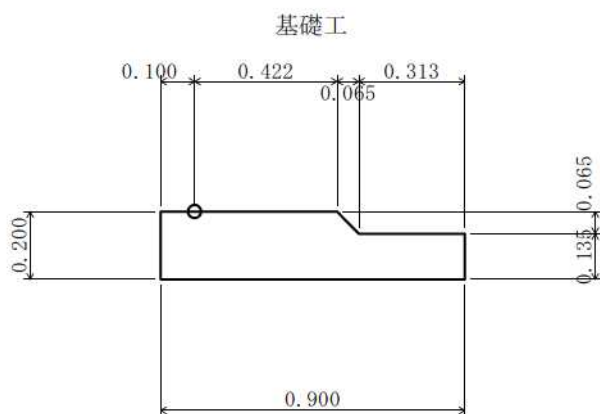
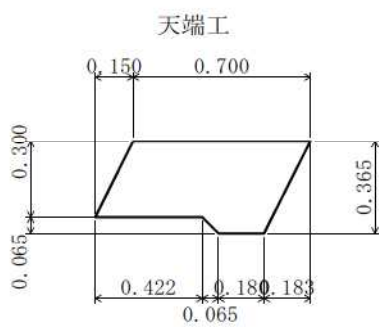
(社)日本道路協会

§2 一般形状寸法図

2.1 一般図



2.2 詳細図



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

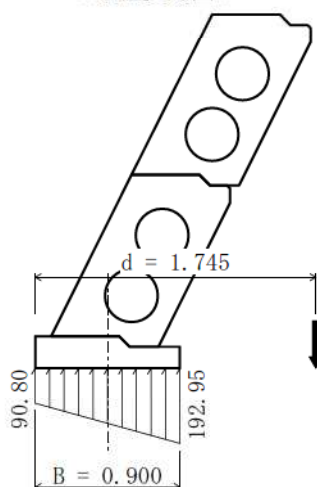
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑 動 安全率 Fs | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|------------------|--|--------|-------|
| 138.63 | 19.99 | 1.745 | 4.85 | 90.80 | 192.95 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.450 | 1.50 | 300 | | |

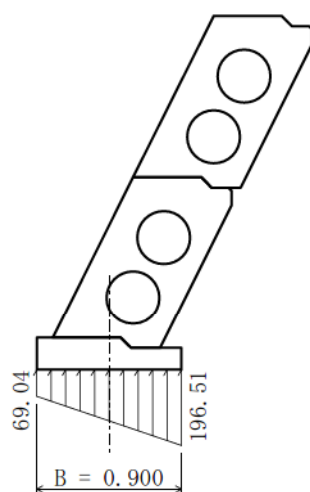
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|--|--------|-------|
| 139.53 | 0.00 | 69.04 | 196.51 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 300 | | |

《地盤反力図》

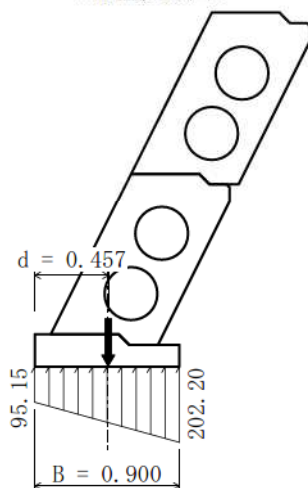


3.1.2 地震時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑動 安全率 Fs | 地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|-----------------|--|--------|-------|
| 133.81 | 56.17 | 0.457 | 1.67 | 95.15 | 202.20 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.300 | 1.20 | 450 | | |

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 ブロック各段の断面計算

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 8段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.43 × 10 ⁶ | -5.48 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 19.90 × 10 ³ | 22.83 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 7.04 × 10 ³ | 3.39 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.09 | 0.15 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.01 | 0.07 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.01 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 7段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -3.79 × 10 ⁶ | -13.83 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 32.94 × 10 ³ | 38.11 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 15.91 × 10 ³ | 11.25 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.14 | 0.35 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.01 | 0.21 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.03 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 6段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.84 × 10 ⁶ | -19.84 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 46.57 × 10 ³ | 52.76 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 25.51 × 10 ³ | 23.21 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.15 | 0.50 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.30 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.05 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| 5段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.542 × 10 ⁶ | 0.522 × 10 ⁶ |
| | | Z (mm ³) | 0.05345 × 10 ⁹ | 0.04972 × 10 ⁹ |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 0.85 × 10 ⁶ | -19.10 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 60.81 × 10 ³ | 66.80 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 35.89 × 10 ³ | 39.27 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.13 | 0.51 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.26 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.08 | 0.09 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 6.68×10^6 | -10.06×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 75.89×10^3 | 81.82×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.49×10^3 | 48.88×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.27 | 0.36 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.05 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 6.61×10^6 | -4.99×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 91.82×10^3 | 97.94×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.87×10^3 | 51.14×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.29 | 0.29 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | — |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.51 × 10 ⁶ | -5.70 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 107.94 × 10 ³ | 114.06 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 41.87 × 10 ³ | 53.40 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.24 | 0.33 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | — |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.13 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -17.62 × 10 ⁶ | -12.24 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 124.06 × 10 ³ | 130.18 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 41.87 × 10 ³ | 55.66 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.59 | 0.50 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.12 | — |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.13 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・載荷重
- ・土圧
- ・地震の影響（自重による慣性力、地震時土圧）

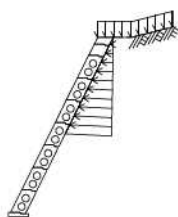
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

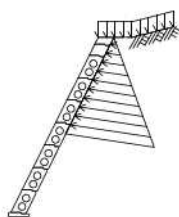
| | |
|-----|--------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 常時

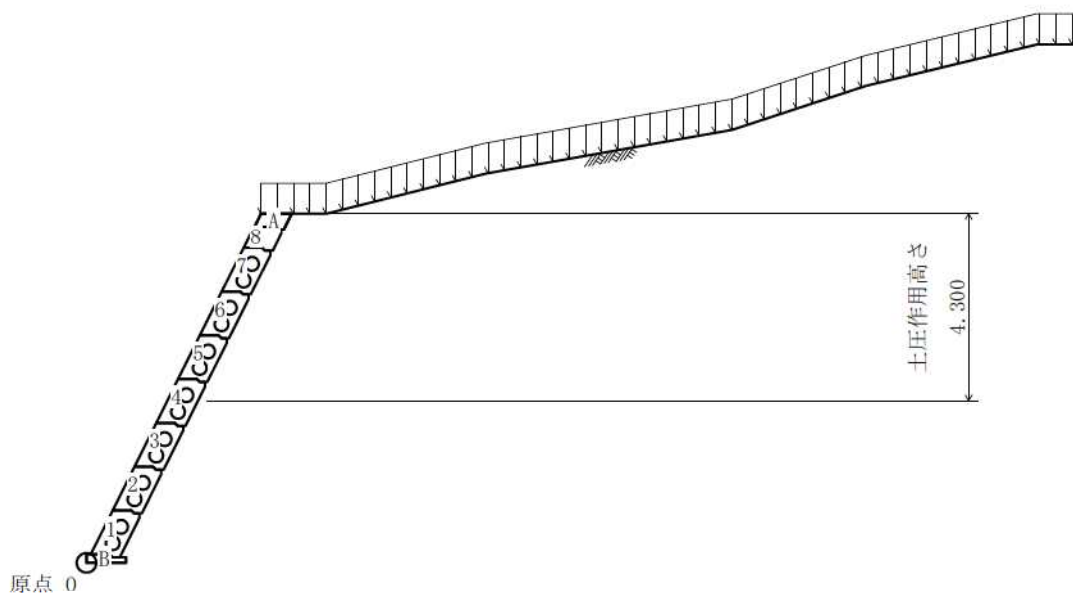


2) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。
荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

1) 天端コンクリート(A)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|----------|-----------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.850 | 0.365 | 0.310 | 0.675 | 0.618 | 0.2093 | 0.1916 |
| a | -1/2 | 0.150 | 0.300 | 0.300 | 0.700 | -0.0069 | -0.0161 |
| b | - | 0.422 | 0.065 | 0.461 | 0.468 | -0.0124 | -0.0126 |
| c | -1/2 | 0.065 | 0.065 | 0.694 | 0.457 | -0.0014 | -0.0009 |
| d | -1/2 | 0.183 | 0.365 | 1.039 | 0.557 | -0.0343 | -0.0184 |
| 合計 | | | 0.225 | | | 0.1543 | 0.1436 |

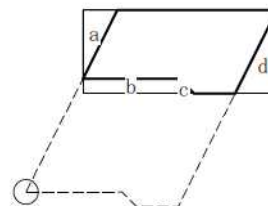
体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.225 \times 1.000 = 0.225 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1543}{0.225} = 0.686 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1436}{0.225} = 0.638 \text{ (m)}$$



2) 基礎コンクリート(B)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|----------|-----------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.900 | 0.200 | 0.180 | 0.450 | 0.100 | 0.0810 | 0.0180 |
| a | -1/2 | 0.065 | 0.065 | 0.565 | 0.178 | -0.0011 | -0.0004 |
| b | - | 0.313 | 0.065 | 0.744 | 0.168 | -0.0149 | -0.0034 |
| 合計 | | | 0.158 | | | 0.0650 | 0.0142 |

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.158 \times 1.000 = 0.158 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0650}{0.158} = 0.411 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0142}{0.158} = 0.090 \text{ (m)}$$



3) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

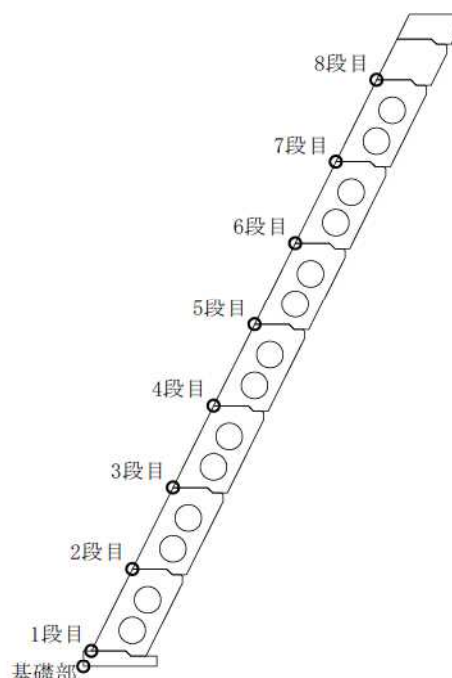
| | | 体積 | 単位重量 | 鉛直荷重 | 慣性力 | 重心位置 | |
|---------|-------------|----------------------|--------------------------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
| | | V_0 (m^3) | γ (kN/m^3) | V (kN) | H (kN) | x_c (m) | y_c (m) |
| 8段目 | 天端コンクリート | 0.225×23.00 | | 5.18 | | 0.686 | 0.638 |
| | C型 | 0.086×23.00 | | 1.98 | | 0.287 | 0.263 |
| | 胴込めコンクリート | 0.265×23.00 | | 6.10 | | 0.537 | 0.246 |
| | 合計 Σ | | | 13.26 | 1.86 | 0.558 | 0.402 |
| 7段目～1段目 | A型 | 0.144×23.00 | | 3.31 | | 0.460 | 0.592 |
| | 胴込めコンクリート | 0.557×23.00 | | 12.81 | | 0.636 | 0.476 |
| | 合計 Σ | | | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 |
| 基礎部 | 基礎コンクリート | 0.158×23.00 | | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 |

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

4) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_N , y_N)を示す。

| | 番号 N | 基準点 | |
|-----|---------|------------------|------------------|
| | | x_N (m) | y_N (m) |
| 8段目 | 9 | 3.600 | 7.200 |
| 7段目 | 8 | 3.100 | 6.200 |
| 6段目 | 7 | 2.600 | 5.200 |
| 5段目 | 6 | 2.100 | 4.200 |
| 4段目 | 5 | 1.600 | 3.200 |
| 3段目 | 4 | 1.100 | 2.200 |
| 2段目 | 3 | 0.600 | 1.200 |
| 1段目 | 2 | 0.100 | 0.200 |
| 基礎部 | 1 | 0.000 | 0.000 |



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_c , y_c)と、上の基準点(x_N , y_N)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_c + (x_k - x_n)$$

$$y = y_c + (y_k - y_n)$$

ここに、

(x_k , y_k): 荷重が属する段の基準点座標 ($N=k$)

(x_n , y_n): 荷重を集計する段の原点座標 ($N=n$)

基礎部の荷重集計($m=1$)で用いる、1段目の自重($k=2$)の作用位置は

$$x = 0.600 + (0.100 - 0.000) = 0.700 \text{ (m)}$$

$$y = 0.500 + (0.200 - 0.000) = 0.700 \text{ (m) となる。}$$

4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

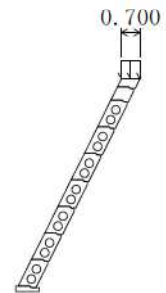
1) 積雪荷重

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 14.00 \times 0.700 \times 1.000 = 9.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 4.350 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

地 震 時

$$We = \frac{W}{\cos \theta}$$

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

任意位置の土圧強度を求めめるため、算出した土圧力 (Pa) が高さ (h) に三角形分布するものとして、主働土圧係数を逆算する。

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma s \cdot h^2}$$

任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

Pa : 主働土圧合力 (kN/m)

W : 土くさびの重量 (kN/m)

We : 土くさびの重量とそれに起因する慣性力との合力 (kN/m)

ω : すべり角 (°)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 36.00$ (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)

θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.97$ (°)

Ka : 主働土圧係数

γs : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma s = 17.00$ (kN/m³)

h : 土圧の作用高さ (m)

pa₁ : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)

h₁ : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)

h₁, h₂ : 上, 下部位置 (m)

pa₁, pa₂ : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)

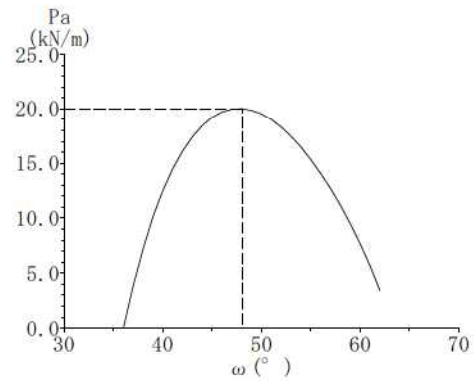
V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$h = 4.300 \text{ (m)}$
 $\alpha = -26.57 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 93.15 \text{ (kN/m)}$ [載荷重： 27.88]
 $\omega = 48.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 24.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 36.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

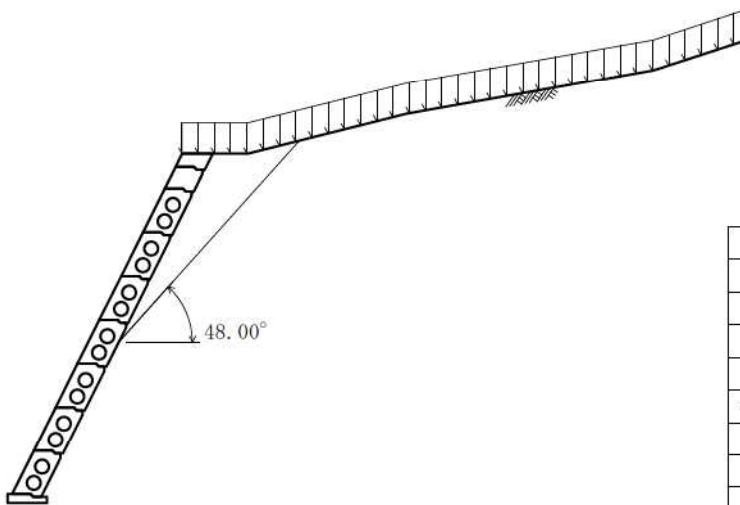
$$Pa = \frac{93.15 \times \sin(48.00 - 36.00)}{\cos(48.00 - 36.00 - 24.00 + 26.57)}$$

$$= 20.01 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \times 20.01}{17.00 \times 4.300^2}$$

$$= 0.127$$



| ω | Pa | W |
|----------|--------|--------|
| 52.00 | 18.315 | 62.99 |
| 51.00 | 19.003 | 70.00 |
| 50.00 | 19.521 | 77.34 |
| 49.00 | 19.860 | 85.05 |
| * 48.00 | 20.010 | 93.15 |
| 47.00 | 19.959 | 101.68 |
| 46.00 | 19.693 | 110.69 |
| 45.00 | 19.197 | 120.22 |
| 44.00 | 18.450 | 130.32 |

鉛直荷重

$$V = 20.01 \times \sin(24.00 - 26.57) \times 1.000 = -0.90 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 20.01 \times \cos(24.00 - 26.57) \times 1.000 = 19.99 \text{ (kN)}$$

作用位置

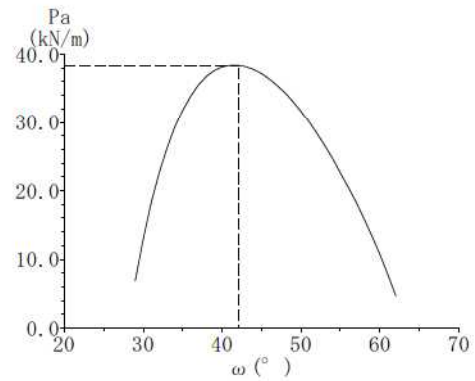
$$x = 3.266 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{4.300}{3} + 3.700 = 5.133 \text{ (m)}$$

(2) 地震時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$h = 4.300 \text{ (m)}$
 $\alpha = -26.57 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 152.49 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 46.65]
 $\omega = 42.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 18.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 36.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\theta = 7.97 \text{ (}^\circ\text{)}$



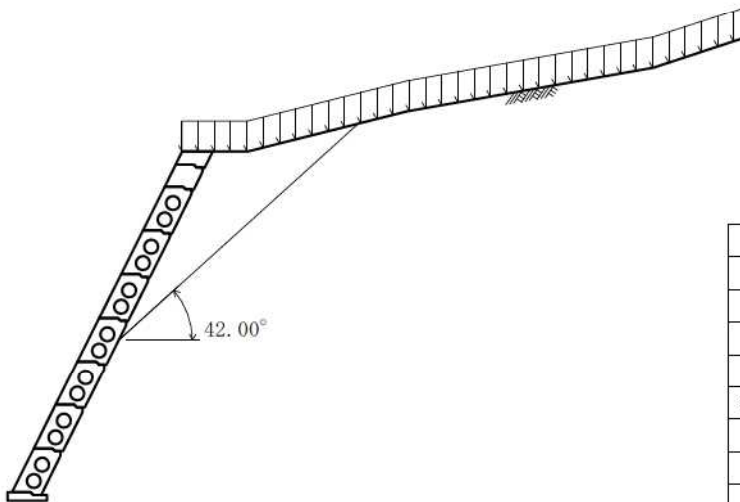
最大主働土圧合力

$$We = \frac{152.49}{\cos 7.97} = 153.98 \text{ (kN/m)}$$

$$Pa = \frac{153.98 \times \sin(42.00 - 36.00 + 7.97)}{\cos(42.00 - 36.00 - 18.00 + 26.57)} = 38.41 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \times 38.41}{17.00 \times 4.300^2} = 0.244$$



| ω | Pa | W |
|----------|--------|--------|
| 46.00 | 36.378 | 110.69 |
| 45.00 | 37.165 | 120.22 |
| 44.00 | 37.774 | 130.32 |
| 43.00 | 38.193 | 141.05 |
| * 42.00 | 38.407 | 152.49 |
| 41.00 | 38.398 | 164.70 |
| 40.00 | 38.147 | 177.79 |
| 39.00 | 37.629 | 191.85 |
| 38.00 | 36.779 | 206.81 |

鉛直荷重

$V = 38.41 \times \sin(18.00 - 26.57) \times 1.000 = -5.72 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 38.41 \times \cos(18.00 - 26.57) \times 1.000 = 37.98 \text{ (kN)}$

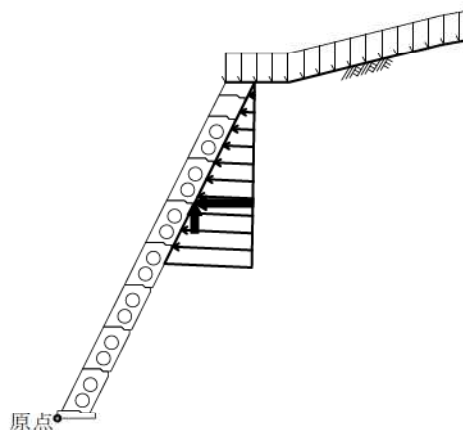
作用位置

$x = 3.266 \text{ (m)}$
 $y = \frac{4.300}{3} + 3.700 = 5.133 \text{ (m)}$

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-----------|-----|------|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 4.158 | 7.602 | 55.14 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.700 | 6.700 | 59.64 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 3.200 | 5.700 | 51.58 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.700 | 4.700 | 43.52 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 2.200 | 3.700 | 35.46 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.700 | 2.700 | 27.40 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.200 | 1.700 | 19.34 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.700 | 0.700 | 11.28 | |
| | 基礎部 | 3.63 | | 0.411 | 0.090 | 1.49 | | |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 4.350 | 8.000 | 42.63 |
| | 土圧 | | -0.90 | 19.99 | 3.266 | 5.133 | -2.94 | 102.61 |
| 合 計 Σ | | | 138.63 | 19.99 | | | 344.54 | 102.61 |
| 自重のみの合計 Σ | | | 139.53 | 0.00 | | | 347.48 | 0.00 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|-----|------|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 4.158 | 7.602 | 55.14 | 14.14 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.700 | 6.700 | 59.64 | 15.14 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 3.200 | 5.700 | 51.58 | 12.88 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.700 | 4.700 | 43.52 | 10.62 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 2.200 | 3.700 | 35.46 | 8.36 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.700 | 2.700 | 27.40 | 6.10 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.200 | 1.700 | 19.34 | 3.84 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.700 | 0.700 | 11.28 | 1.58 |
| | 基礎部 | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 | 1.49 | 0.05 | |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 4.350 | 8.000 | 42.63 |
| | 土圧 | | -5.72 | 37.98 | 3.266 | 5.133 | -18.68 | 194.95 |
| 合 計 Σ | | | 133.81 | 56.17 | | | 328.80 | 267.66 |

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.900 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地震時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- Fs : 滑動安全率
- Fsa : 滑動安全率の許容値

| | |
|-----|------------|
| 常 時 | Fsa = 1.50 |
| 地震時 | Fsa = 1.20 |
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣH : 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

| |
|---------------|
| $\mu = 0.700$ |
|---------------|
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.900 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 Be = B - 2・e (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 0.900$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- l : 擁壁壁面長 (m)
- θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)
- ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする
- q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)
- κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_1 と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_1 / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

| 荷重状態 | 自重のみの場合 | 荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合 | | |
|------------|---------|---------------------------|-------|-------|
| 背面勾配 | — | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
| κ_1 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
| κ_d | 0.58 | 0.56 | | |

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.70$ を用いる。

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a$$

ここに、

$$q_a : \text{地盤の許容支持力度} \quad \begin{array}{ll} \text{常 時} & q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{地 震 時} & q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{array}$$

5.2 計算結果

5.2.1 常時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 138.63 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 19.99 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 344.54 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 102.61 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{344.54 - 102.61}{138.63} = 1.745 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 1.745 = -1.295 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.745 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.450 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -1.295 = 3.490 \quad (\text{m}) > B = 0.900 \quad \text{より} \quad Be = 0.900 \quad (\text{m})$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{138.63 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{19.99}$$

$$= 4.85 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -1.295 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

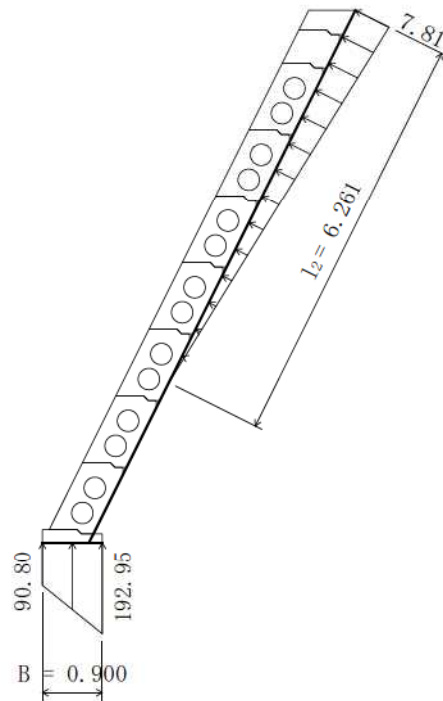
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{241.93 - 0.56 \times 0.900 \times 138.63}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 8.944 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 24.46 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 24.46}{0.70 \times 8.944} = 7.81 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 138.63 - 24.46 \times \sin 26.57 = 127.69 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 127.69 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 90.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 127.69 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 192.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_2 = 192.95 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』 荷重の総括より、

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 139.53 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 347.48 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

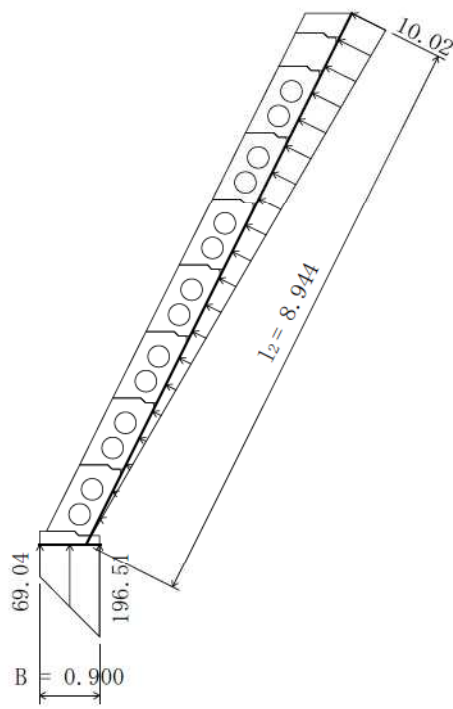
$$\begin{aligned} Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{347.48 - 0.58 \times 0.900 \times 139.53}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 8.944 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 44.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 44.79}{1.00 \times 8.944} = 10.02 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 139.53 - 44.79 \times \sin 26.57 = 119.50 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 119.50 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.900 \times 1.000} = 69.04 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 119.50 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 196.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 196.51 \leqq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

5.2.2 地震時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 133.81 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 56.17 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 328.80 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 267.66 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{328.80 - 267.66}{133.81} = 0.457 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 0.457 = -0.007 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.457 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.300 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -0.007 = 0.914 \quad (\text{m}) > B = 0.900 \quad \text{より } Be = 0.900 \quad (\text{m})$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{133.81 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{56.17}$$

$$= 1.67 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

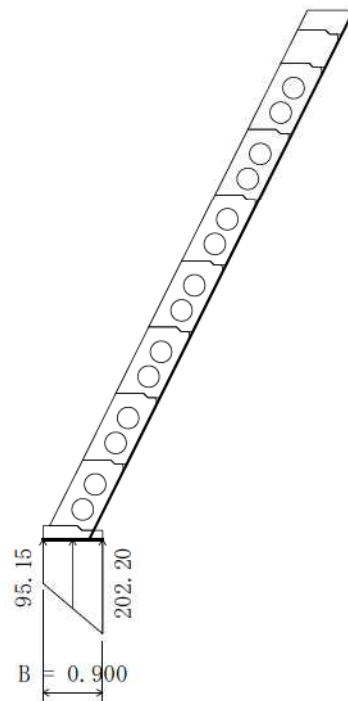
 $e = -0.007 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

$$d = 0.457 \leq \kappa_d \cdot B = 0.504 \quad (\text{m}) \quad \text{であるため、} Q_t = 0.00 \quad (\text{kN/m}) \quad \text{とする。}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 133.81 - 0.00 \times \sin 26.57 = 133.81 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 133.81 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 95.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 133.81 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 202.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_s = 202.20 \leqq q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

§6 ブロック各段の部材断面設計

6.1 荷重の計算

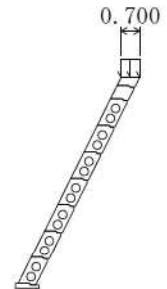
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

6.1.1 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

| | 荷重 q (kN/m ²) | 作用幅 l (m) | | 鉛直荷重 V (kN) | 作用位置 | |
|-----|---------------------------------|-----------------|----------|-------------------|----------|-------|
| | | L (m) | X (m) | | Y (m) | |
| 8段目 | 積雪荷重 14.00 | × 0.700 | × 1.000 | 9.80 | 0.750 | 0.800 |
| 7段目 | | | | | 1.250 | 1.800 |
| 6段目 | | | | | 1.750 | 2.800 |
| 5段目 | | | | | 2.250 | 3.800 |
| 4段目 | | | | | 2.750 | 4.800 |
| 3段目 | | | | | 3.250 | 5.800 |
| 2段目 | | | | | 3.750 | 6.800 |
| 1段目 | | | | | 4.250 | 7.800 |



6.1.2 土圧

『設計荷重』の土圧にて算出した土圧係数より土圧力を求める。
任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

- pa₁ : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)
- Ka : 土圧係数
- γs : 裏込め土の単位体積重量 γs = 17.00 (kN/m³)
- h₁ : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- h₁, h₂ : 上, 下部位置 (m)
- pa₁, pa₂ : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 α = -26.57 (°)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m ²) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|--|----------------------------|----------------------|
| 8段目 | 0.000 0.865 | 0.127 | 0.000 1.868 | 0.865 | 0.81 |
| 7段目 | 0.000 1.865 | 0.127 | 0.000 4.027 | 1.865 | 3.76 |
| 6段目 | 0.000 2.865 | 0.127 | 0.000 6.186 | 2.865 | 8.86 |
| 5段目 | 0.000 3.865 | 0.127 | 0.000 8.345 | 3.865 | 16.13 |
| 4段目 | 0.000 4.300 | | | 4.300 | 20.01 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ (°) | 傾斜角 α (°) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|----------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.81 | 24.00 | -26.57 | -0.04 | 0.81 | 0.811 | 0.223 |
| 7段目 | 3.76 | 24.00 | -26.57 | -0.17 | 3.76 | 0.978 | 0.557 |
| 6段目 | 8.86 | 24.00 | -26.57 | -0.40 | 8.85 | 1.145 | 0.890 |
| 5段目 | 16.13 | 24.00 | -26.57 | -0.72 | 16.11 | 1.311 | 1.223 |
| 4段目 | 20.01 | 24.00 | -26.57 | -0.90 | 19.99 | 1.666 | 1.933 |
| 3段目 | 20.01 | 24.00 | -26.57 | -0.90 | 19.99 | 2.166 | 2.933 |
| 2段目 | 20.01 | 24.00 | -26.57 | -0.90 | 19.99 | 2.666 | 3.933 |
| 1段目 | 20.01 | 24.00 | -26.57 | -0.90 | 19.99 | 3.166 | 4.933 |

(2) 地震時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m ²) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|--|----------------------------|----------------------|
| 8段目 | 0.000 0.865 | 0.244 | 0.000 3.588 | 0.865 | 1.55 |
| 7段目 | 0.000 1.865 | 0.244 | 0.000 7.736 | 1.865 | 7.21 |
| 6段目 | 0.000 2.865 | 0.244 | 0.000 11.884 | 2.865 | 17.02 |
| 5段目 | 0.000 3.865 | 0.244 | 0.000 16.032 | 3.865 | 30.98 |
| 4段目 | 0.000 4.300 | | | 4.300 | 38.41 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ ($^{\circ}$) | 傾斜角 α ($^{\circ}$) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 1.55 | 18.00 | -26.57 | -0.23 | 1.53 | 0.811 | 0.223 |
| 7段目 | 7.21 | 18.00 | -26.57 | -1.07 | 7.13 | 0.978 | 0.557 |
| 6段目 | 17.02 | 18.00 | -26.57 | -2.54 | 16.83 | 1.145 | 0.890 |
| 5段目 | 30.98 | 18.00 | -26.57 | -4.62 | 30.63 | 1.311 | 1.223 |
| 4段目 | 38.41 | 18.00 | -26.57 | -5.72 | 37.98 | 1.666 | 1.933 |
| 3段目 | 38.41 | 18.00 | -26.57 | -5.72 | 37.98 | 2.166 | 2.933 |
| 2段目 | 38.41 | 18.00 | -26.57 | -5.72 | 37.98 | 2.666 | 3.933 |
| 1段目 | 38.41 | 18.00 | -26.57 | -5.72 | 37.98 | 3.166 | 4.933 |

6.1.3 壁背面の地盤反力

壁背面に作用する地盤反力を考慮した。「安定計算」より、各段に作用する地盤反力は以下の通りとなる。

壁背面地盤反力は次式より求められる。

$$Q_{tz} = \frac{2 \cdot l_2 - z'}{l_2^2} \cdot Q_1 \cdot z'$$

鉛直水平荷重は次式より求められる。

$$H = Q_{tz} \cdot \cos \theta$$

$$V = -Q_{tz} \cdot \sin \theta$$

ここに、

z : 擁壁天端から照査断面位置又は反力分布下端までの長さ (m)

Q_{tz} : 高さ z の位置における壁面地盤反力 (kN)

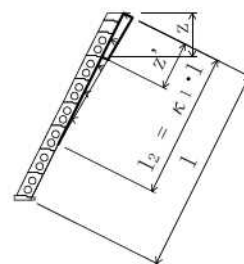
Q_1 : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)

l_2 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 $l_2 = 6.261$ (m)

z' : 高さ z の位置における壁面長 $z' = z / \cos \theta$ (m)

V, H : 壁面地盤反力の鉛直、水平成分 (kN)

θ : 壁背面傾斜角 $\theta = 26.57$ ($^{\circ}$)



(1) 常 時

$$Q_1 = 24.46 \text{ (kN)}$$

| | z (m) | z' (m) | Q _{tz} (kN) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|----------|-----------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|
| | | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.865 | 0.967 | 6.97 | -3.12 | 6.23 | 0.889 | 0.380 |
| 7段目 | 1.865 | 2.085 | 13.58 | -6.07 | 12.15 | 1.164 | 0.930 |
| 6段目 | 2.865 | 3.203 | 18.63 | -8.33 | 16.66 | 1.465 | 1.532 |
| 5段目 | 3.865 | 4.321 | 22.11 | -9.89 | 19.78 | 1.803 | 2.207 |
| 4段目 | 4.865 | 5.439 | 24.04 | -10.75 | 21.50 | 2.195 | 2.990 |
| 3段目 | 5.600 | 6.261 | 24.46 | -10.94 | 21.88 | 2.666 | 3.933 |
| 2段目 | 5.600 | 6.261 | 24.46 | -10.94 | 21.88 | 3.166 | 4.933 |
| 1段目 | 5.600 | 6.261 | 24.46 | -10.94 | 21.88 | 3.666 | 5.933 |

6.2 設計荷重の集計

原点0における荷重の集計を行う。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 8段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 0.558 | 0.402 | 7.40 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.750 | 0.800 | 7.35 | |
| | 土圧 | | -0.04 | 0.81 | 0.811 | 0.223 | -0.03 | 0.18 |
| | 地盤反力 | | -3.12 | 6.23 | 0.889 | 0.380 | -2.77 | 2.37 |
| 合 計 Σ | | | 19.90 | 7.04 | | | 11.95 | 2.55 |
| 7段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 1.058 | 1.402 | 14.03 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.250 | 1.800 | 12.25 | |
| | 土圧 | | -0.17 | 3.76 | 0.978 | 0.557 | -0.17 | 2.09 |
| | 地盤反力 | | -6.07 | 12.15 | 1.164 | 0.930 | -7.07 | 11.30 |
| 合 計 Σ | | | 32.94 | 15.91 | | | 28.71 | 13.39 |
| 6段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 1.558 | 2.402 | 20.66 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.750 | 2.800 | 17.15 | |
| | 土圧 | | -0.40 | 8.85 | 1.145 | 0.890 | -0.46 | 7.88 |
| | 地盤反力 | | -8.33 | 16.66 | 1.465 | 1.532 | -12.20 | 25.52 |
| 合 計 Σ | | | 46.57 | 25.51 | | | 52.55 | 33.40 |
| 5段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 2.058 | 3.402 | 27.29 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.250 | 3.800 | 22.05 | |
| | 土圧 | | -0.72 | 16.11 | 1.311 | 1.223 | -0.94 | 19.70 |
| | 地盤反力 | | -9.89 | 19.78 | 1.803 | 2.207 | -17.83 | 43.65 |
| 合 計 Σ | | | 60.81 | 35.89 | | | 83.76 | 63.35 |
| 4段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 2.558 | 4.402 | 33.92 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | 4段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.750 | 4.800 | 26.95 | |
| | 土圧 | | -0.90 | 19.99 | 1.666 | 1.933 | -1.50 | 38.64 |
| | 地盤反力 | | -10.75 | 21.50 | 2.195 | 2.990 | -23.60 | 64.29 |
| 合 計 Σ | | | 75.89 | 41.49 | | | 122.81 | 102.93 |
| 3段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 3.058 | 5.402 | 40.55 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | 4段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | | |
| | 3段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 3.250 | 5.800 | 31.85 | |
| | 土圧 | | -0.90 | 19.99 | 2.166 | 2.933 | -1.95 | 58.63 |
| | 地盤反力 | | -10.94 | 21.88 | 2.666 | 3.933 | -29.17 | 86.05 |
| 合 計 Σ | | | 91.82 | 41.87 | | | 170.23 | 144.68 |

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 2段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 3.558 | 6.402 | 47.18 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.100 | 5.500 | 49.97 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 3.750 | 6.800 | 36.75 | |
| | 土圧 | | -0.90 | 19.99 | 2.666 | 3.933 | -2.40 | 78.62 |
| | 地盤反力 | | -10.94 | 21.88 | 3.166 | 4.933 | -34.64 | 107.93 |
| 合 計 Σ | | | 107.94 | 41.87 | | | 225.81 | 186.55 |
| 1段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 4.058 | 7.402 | 53.81 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.600 | 6.500 | 58.03 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 3.100 | 5.500 | 49.97 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | 1段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 4.250 | 7.800 | 41.65 | |
| | 土圧 | | -0.90 | 19.99 | 3.166 | 4.933 | -2.85 | 98.61 |
| | 地盤反力 | | -10.94 | 21.88 | 3.666 | 5.933 | -40.11 | 129.81 |
| 合 計 Σ | | | 124.06 | 41.87 | | | 289.45 | 228.42 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|-----|-----|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 8段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 0.558 | 0.402 | 7.40 | 0.75 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.750 | 0.800 | 7.35 | |
| | 土圧 | | -0.23 | 1.53 | 0.811 | 0.223 | -0.19 | 0.34 |
| 合 計 Σ | | | 22.83 | 3.39 | | | 14.56 | 1.09 |
| 7段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 1.058 | 1.402 | 14.03 | 2.61 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.250 | 1.800 | 12.25 | |
| | 土圧 | | -1.07 | 7.13 | 0.978 | 0.557 | -1.05 | 3.97 |
| 合 計 Σ | | | 38.11 | 11.25 | | | 34.90 | 7.71 |
| 6段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 1.558 | 2.402 | 20.66 | 4.47 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.750 | 2.800 | 17.15 | |
| | 土圧 | | -2.54 | 16.83 | 1.145 | 0.890 | -2.91 | 14.98 |
| 合 計 Σ | | | 52.76 | 23.21 | | | 62.30 | 23.97 |
| 5段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 2.058 | 3.402 | 27.29 | 6.33 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.250 | 3.800 | 22.05 | |
| | 土圧 | | -4.62 | 30.63 | 1.311 | 1.223 | -6.06 | 37.46 |
| 合 計 Σ | | | 66.80 | 39.27 | | | 96.47 | 53.96 |
| 4段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 2.558 | 4.402 | 33.92 | 8.19 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.750 | 4.800 | 26.95 | |
| | 土圧 | | -5.72 | 37.98 | 1.666 | 1.933 | -9.53 | 73.42 |
| 合 計 Σ | | | 81.82 | 48.88 | | | 138.38 | 99.69 |
| 3段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 3.058 | 5.402 | 40.55 | 10.05 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 3.250 | 5.800 | 31.85 | |
| | 土圧 | | -5.72 | 37.98 | 2.166 | 2.933 | -12.39 | 111.40 |
| 合 計 Σ | | | 97.94 | 51.14 | | | 188.96 | 149.70 |

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|-----|-------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 2段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 3.558 | 6.402 | 47.18 | 11.91 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.100 | 5.500 | 49.97 | 12.43 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 3.750 | 6.800 | 36.75 |
| | 土圧 | | -5.72 | 37.98 | 2.666 | 3.933 | -15.25 | 149.38 |
| 合 計 Σ | | | 114.06 | 53.40 | | | 247.60 | 201.97 |
| 1段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 4.058 | 7.402 | 53.81 | 13.77 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.600 | 6.500 | 58.03 | 14.69 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 3.100 | 5.500 | 49.97 | 12.43 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 4.250 | 7.800 | 41.65 | |
| 土圧 | | -5.72 | 37.98 | 3.166 | 4.933 | -18.11 | 187.36 | |
| 合 計 Σ | | | 130.18 | 55.66 | | | 314.30 | 256.50 |

6.3 設計断面力一覧

原点0における設計荷重の集計から、設計断面力を求める。

軸 力

$$N = \Sigma V \text{ (kN)}$$

せん断力

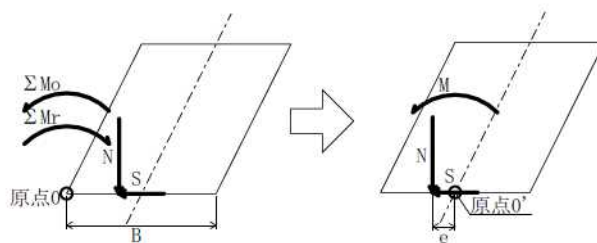
$$S = \Sigma H \text{ (kN)}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{N} \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = N \cdot e \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(1) 常 時

| | 底面幅 B (m) | 軸 力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏 心 距 離 e (m) | 曲 げ モーメント M (kN · m) |
|-----|-----------------|------------------|-------------------|------------------|-----------------|------------------------|-------------------------------|
| | | | | ΣMr (kN · m) | ΣMo (kN · m) | | |
| 8段目 | 0.700 | 19.90 | 7.04 | 11.95 | 2.55 | -0.122 | -2.43 |
| 7段目 | 0.700 | 32.94 | 15.91 | 28.71 | 13.39 | -0.115 | -3.79 |
| 6段目 | 0.700 | 46.57 | 25.51 | 52.55 | 33.40 | -0.061 | -2.84 |
| 5段目 | 0.700 | 60.81 | 35.89 | 83.76 | 63.35 | 0.014 | 0.85 |
| 4段目 | 0.700 | 75.89 | 41.49 | 122.81 | 102.93 | 0.088 | 6.68 |
| 3段目 | 0.700 | 91.82 | 41.87 | 170.23 | 144.68 | 0.072 | 6.61 |
| 2段目 | 0.700 | 107.94 | 41.87 | 225.81 | 186.55 | -0.014 | -1.51 |
| 1段目 | 0.700 | 124.06 | 41.87 | 289.45 | 228.42 | -0.142 | -17.62 |

(2) 地震時

| | 底面幅 B (m) | 軸力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏心 距離 e (m) | 曲げ モーメント M (kN・m) |
|-----|-----------------|-----------------|-------------------|------------------------|------------------------|----------------------|----------------------------|
| | | | | ΣM_r (kN・m) | ΣM_o (kN・m) | | |
| 8段目 | 0.700 | 22.83 | 3.39 | 14.56 | 1.09 | -0.240 | -5.48 |
| 7段目 | 0.700 | 38.11 | 11.25 | 34.90 | 7.71 | -0.363 | -13.83 |
| 6段目 | 0.700 | 52.76 | 23.21 | 62.30 | 23.97 | -0.376 | -19.84 |
| 5段目 | 0.700 | 66.80 | 39.27 | 96.47 | 53.96 | -0.286 | -19.10 |
| 4段目 | 0.700 | 81.82 | 48.88 | 138.38 | 99.69 | -0.123 | -10.06 |
| 3段目 | 0.700 | 97.94 | 51.14 | 188.96 | 149.70 | -0.051 | -4.99 |
| 2段目 | 0.700 | 114.06 | 53.40 | 247.60 | 201.97 | -0.050 | -5.70 |
| 1段目 | 0.700 | 130.18 | 55.66 | 314.30 | 256.50 | -0.094 | -12.24 |

6.4 実応力度の計算

6.4.1 無筋コンクリート長方形断面の応力度

無筋コンクリート長方形断面の応力度は以下の式で算出する。

縁応力度

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

- N : 断面に作用する軸力 (N)
- M : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
- A : 断面積 (mm²) A = b・h
- Z : 断面係数 (mm³) $Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$
- h : 部材厚 (mm)
- b : 有効計算幅 (mm)
- σ_1 : 前面側縁応力度 (N/mm²)
- σ_2 : 背面側縁応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

6.4.2 計算結果

| 部 材 | 項 目 | 常 時 | 地 震 時 | |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 8段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.43 × 10 ⁶ | -5.48 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 19.90 × 10 ³ | 22.83 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 7.04 × 10 ³ | 3.39 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.09 | 0.15 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | 0.01 | 0.07 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.01 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 7段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -3.79 × 10 ⁶ | -13.83 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 32.94 × 10 ³ | 38.11 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 15.91 × 10 ³ | 11.25 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.14 | 0.35 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.01 | 0.21 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.03 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 6段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.84 × 10 ⁶ | -19.84 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 46.57 × 10 ³ | 52.76 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 25.51 × 10 ³ | 23.21 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.15 | 0.50 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.30 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.05 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 5段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 0.85×10^6 | -19.10×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 60.81×10^3 | 66.80×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 35.89×10^3 | 39.27×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.13 | 0.51 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.26 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.08 | 0.09 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 6.68×10^6 | -10.06×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 75.89×10^3 | 81.82×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.49×10^3 | 48.88×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.27 | 0.36 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.05 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 6.61×10^6 | -4.99×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 91.82×10^3 | 97.94×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.87×10^3 | 51.14×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.29 | 0.29 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | — |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|----------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522×10^6 | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972×10^9 | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.51×10^6 | -5.70×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 107.94×10^3 | 114.06×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.87×10^3 | 53.40×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.24 | 0.33 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | — |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.13 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

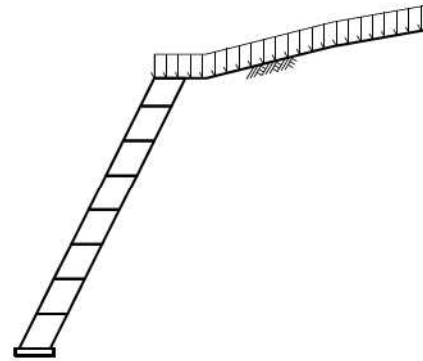
| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|----------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522×10^6 | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972×10^9 | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -17.62×10^6 | -12.24×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 124.06×10^3 | 130.18×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.87×10^3 | 55.66×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.59 | 0.50 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | 0.12 | — |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.13 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 大型ブロック積擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 8.000$ (m)
底版幅 $B = 1.100$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
重力



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

- | | |
|-----|-------------------------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧) |

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

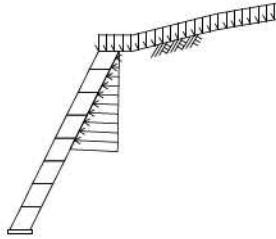
製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリートを自重として考慮した。

自重 : $W_c = 165.43$ (kN)

2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 36.00(^{\circ})$
 単位体積重量： $\gamma_s = 17.00 (\text{kN/m}^3)$

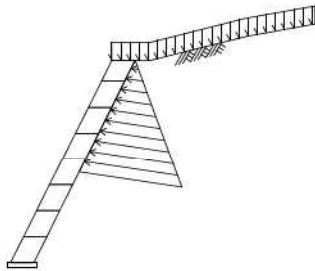


土圧作用高さ： $h = 4.300 (\text{m})$
 土圧： $P_a = 20.42 (\text{kN})$

3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

設計水平震度： $K_h = 0.14$



慣性力： $H = 23.17 (\text{kN})$
 土圧： $P_a = 39.23 (\text{kN})$

(4) 安定計算

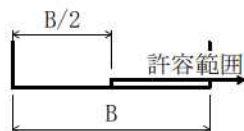
擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 転 倒

基礎底版位置での合力の作用位置による検討を行った。

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。

常 時： $d = 1.983 > 0.550$
 地震時： $d = 0.856 \geq 0.367$
 (単位：m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数： 0.700

常 時： $F_s = 6.07 \geq 1.50$
 地震時： $F_s = 1.94 \geq 1.20$

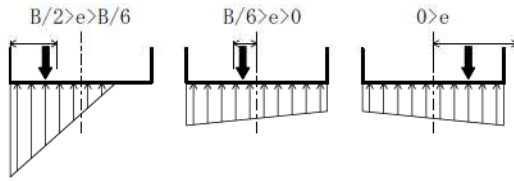
3) 支持力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

常時: $q = 205.73 \leq 300$

地震時: $q = 209.54 \leq 450$

(単位: kN/m^2)



§1 設計条件

1.1 設計条件

| | | |
|-----------------|--------------|--|
| (1) 擁壁形式 | | 大型ブロック積擁壁 |
| (2) 基礎形式 | | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | | H = 8.000 (m) |
| (4) 土 圧 | | 試行くさび法による土圧 |
| (5) 地表面載荷重 積雪荷重 | | q = 14.00 (kN/m ²) |
| (6) 設計水平震度 | | Kh = c _z · k _{so} = 0.14 |
| | 地域別補正係数 | c _z = 0.85 |
| | 設計水平震度の標準値 | |
| | レベル2地震動 I種地盤 | k _{so} = 0.16 |
| (7) 単位体積重量 | コンクリート | γ _c = 23.00 (kN/m ³) |

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土

| | |
|--------|---|
| せん断抵抗角 | φ = 36.00 (°) |
| 単位体積重量 | γ _s = 17.00 (kN/m ³) |

(2) 支持地盤

| | |
|------------------|---|
| 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 | μ = 0.700 |
| の粘着力 | C = 0.0 (kN/m ²) |
| 許容支持力度 常時 | q _a = 300 (kN/m ²) |
| 地震時 | q _a = 450 (kN/m ²) |

1.3 安定条件

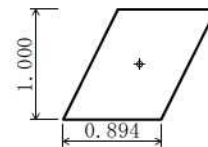
| | | |
|--------------|---------|---|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | F _s ≥ 1.50 (1.20) |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | d > 1/2 B (1/3) |
| (3) 支持に対する検討 | 最大地盤反力度 | q ≤ q _a (kN/m ²) |

※ ()は地震時

1.4 使用ブロック

(1) 重力 Eウォール

| | | | | |
|---------|-------------------|----------------|-------|----------------------|
| 製品幅 (m) | 2.000 | | | |
| | 体積 | 重心座標 | 重量 | [単重] |
| | (m ³) | (m) | (kN) | (kN/m ³) |
| 製品本体 | 1.788 | (0.697, 0.500) | 41.12 | [23.00] |



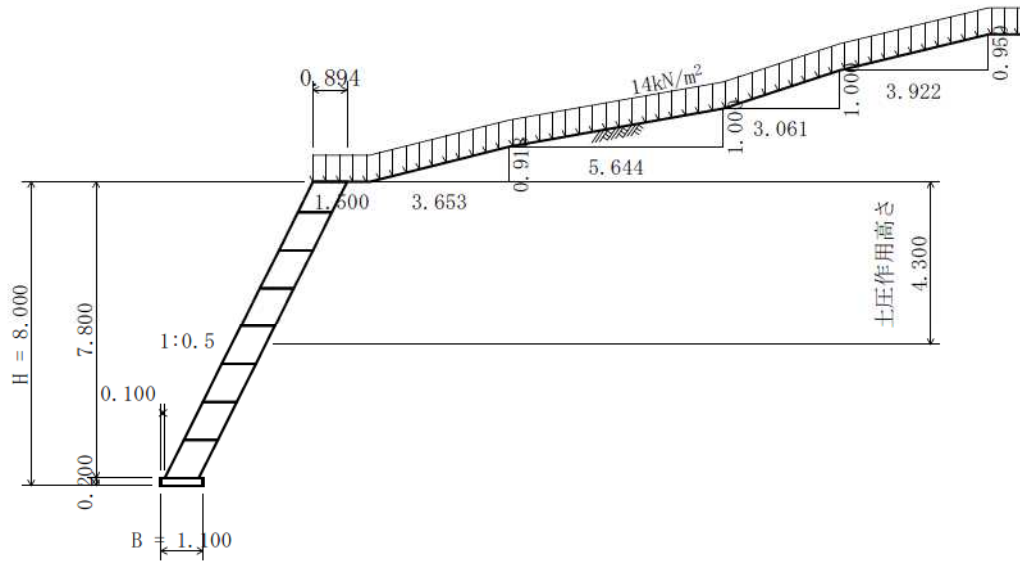
1.5 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

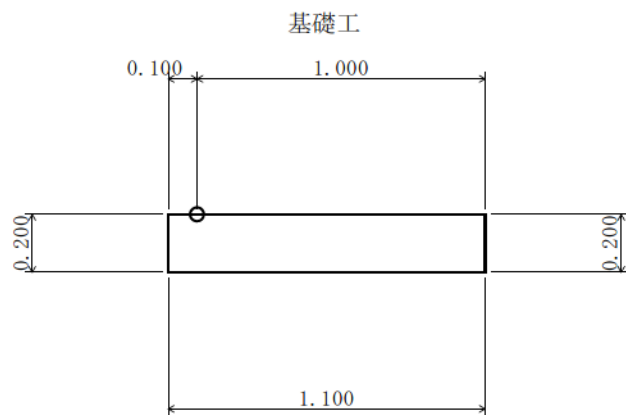
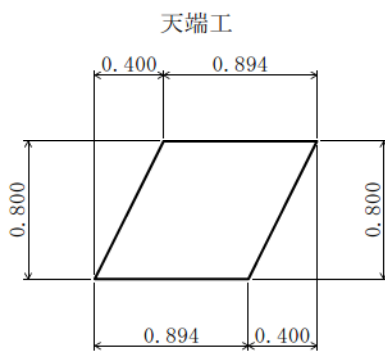
(社)日本道路協会

§2 一般形状寸法図

2.1 一般図



2.2 詳細図



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

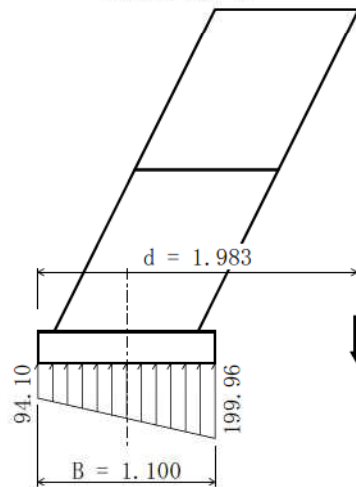
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑 動 安全率 Fs | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|------------------|--|--------|-------|
| 177.03 | 20.40 | 1.983 | 6.07 | 94.10 | 199.96 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.550 | 1.50 | 300 | | |

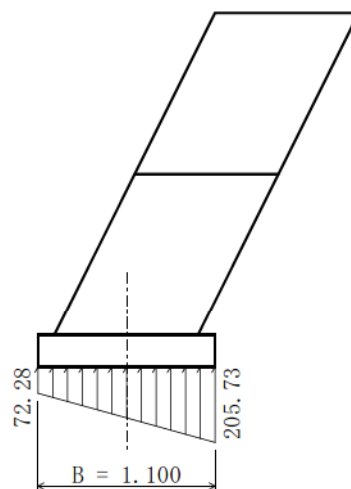
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|--|--------|-------|
| 177.95 | 0.00 | 72.28 | 205.73 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 300 | | |

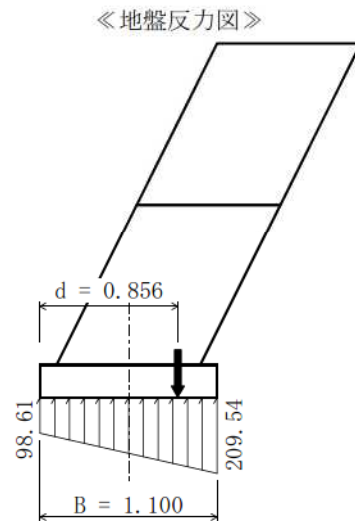
《地盤反力図》



3.1.2 地震時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|--------------------|--|--------|-------|
| 172.10 | 61.96 | 0.856 | 1.94 | 98.61 | 209.54 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.367 | 1.20 | 450 | | |



§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・載荷重
- ・土圧
- ・地震の影響(自重による慣性力、地震時土圧)

4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

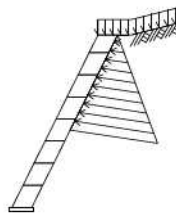
| | |
|-----|--------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 常時

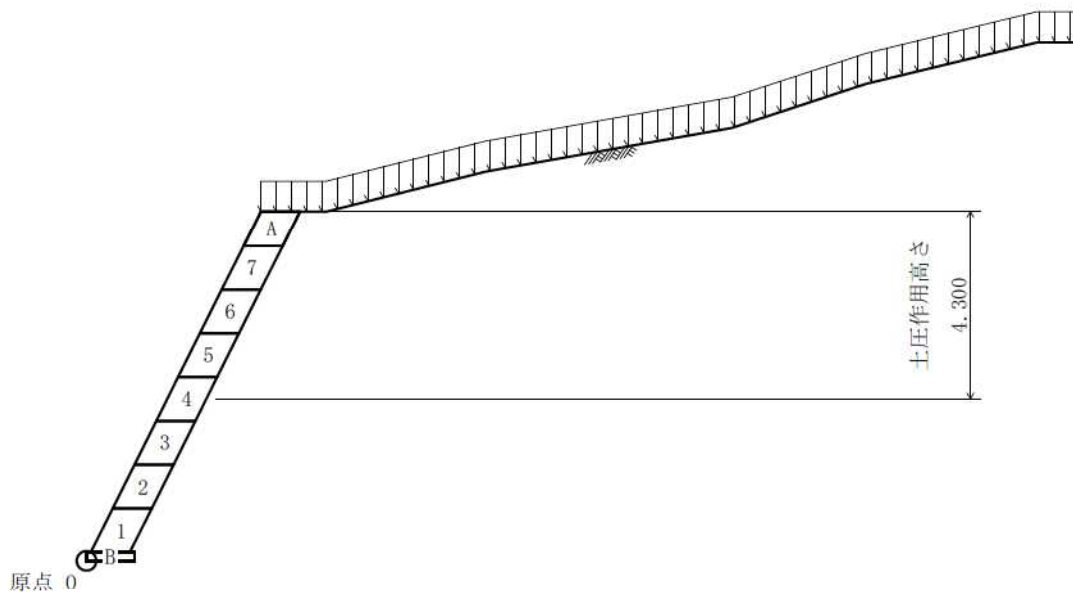


2) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。
荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

1) 天端コンクリート(A)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|-----------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 1.294 | 0.800 | = 1.035 | 1.147 | 1.400 | 1.1871 | 1.4490 |
| a | -1/2 × 0.400 | 0.800 | = -0.160 | 0.633 | 1.533 | -0.1013 | -0.2453 |
| b | -1/2 × 0.400 | 0.800 | = -0.160 | 1.661 | 1.267 | -0.2658 | -0.2027 |
| 合計 | | | 0.715 | | | 0.8200 | 1.0010 |

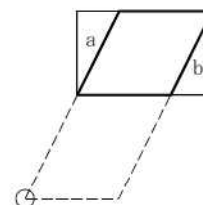
体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.715 \times 1.000 = 0.715 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.8200}{0.715} = 1.147 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.0010}{0.715} = 1.400 \text{ (m)}$$



2) 基礎コンクリート(B)

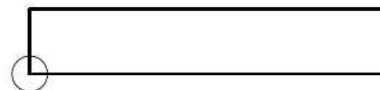
体積

$$V_0 = b \cdot h \cdot L = 1.100 \times 0.200 \times 1.000 = 0.220 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{b}{2} = \frac{1.100}{2} = 0.550 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0.200}{2} = 0.100 \text{ (m)}$$



3) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

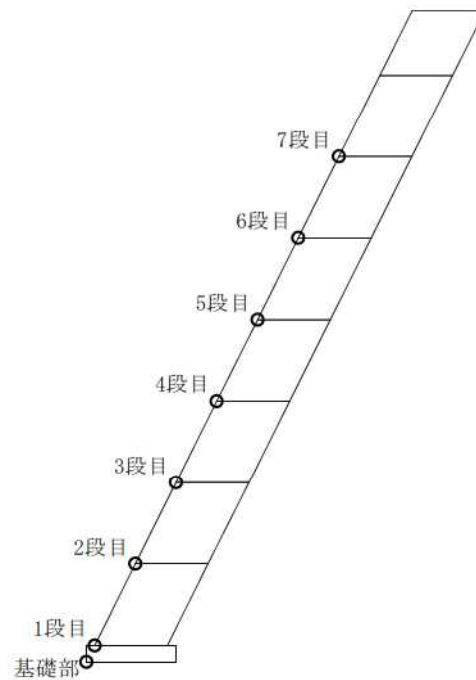
| | | 体積 | 単位重量 | 鉛直荷重 V (kN) | 慣性力 H (kN) | 重心位置 | |
|---------|----------|-------------------------------------|---------------------------|-------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | V ₀ (m ³) | γ (kN/m ³) | | | x _c (m) | y _c (m) |
| 7段目 | 天端コンクリート | 0.715 | 23.00 | 16.45 | | 1.147 | 1.400 |
| | Eウォール | 0.894 | 23.00 | 20.56 | | 0.697 | 0.500 |
| | 合計 Σ | | | 37.01 | 5.18 | 0.897 | 0.900 |
| 6段目～1段目 | Eウォール | 0.894 | 23.00 | 20.56 | 2.88 | 0.697 | 0.500 |
| 基礎部 | 基礎コンクリート | 0.220 | 23.00 | 5.06 | 0.71 | 0.550 | 0.100 |

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

4) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_n , y_n)を示す。

| | 番号 N | 基準点 | |
|-----|---------|--------------|--------------|
| | | x_n (m) | y_n (m) |
| 7段目 | 8 | 3.100 | 6.200 |
| 6段目 | 7 | 2.600 | 5.200 |
| 5段目 | 6 | 2.100 | 4.200 |
| 4段目 | 5 | 1.600 | 3.200 |
| 3段目 | 4 | 1.100 | 2.200 |
| 2段目 | 3 | 0.600 | 1.200 |
| 1段目 | 2 | 0.100 | 0.200 |
| 基礎部 | 1 | 0.000 | 0.000 |



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_c , y_c)と、上の基準点(x_n , y_n)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_c + (x_k - x_n)$$

$$y = y_c + (y_k - y_n)$$

ここに、

(x_k , y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 (N=k)

(x_n , y_n) : 荷重を集計する段の原点座標 (N=m)

基礎部の荷重集計(m=1)で用いる、1段目の自重(k=2)の作用位置は

$$x = 0.697 + (0.100 - 0.000) = 0.797 \text{ (m)}$$

$$y = 0.500 + (0.200 - 0.000) = 0.700 \text{ (m) となる。}$$

4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

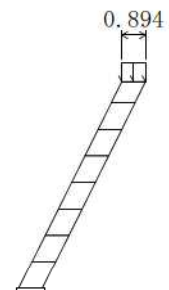
1) 積雪荷重

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 14.00 \times 0.894 \times 1.000 = 12.52 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 4.447 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

地震時

$$We = \frac{W}{\cos \theta}$$

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma_s \cdot h^2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

Pa : 主働土圧合力 (kN/m)

W : 土くさびの重量 (kN/m)

We : 土くさびの重量とそれに起因する慣性力との合力 (kN/m)

ω : すべり角 (°)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 36.00$ (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)

θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.97$ (°)

Ka : 主働土圧係数

γ_s : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma_s = 17.00$ (kN/m³)

h : 土圧の作用高さ (m)

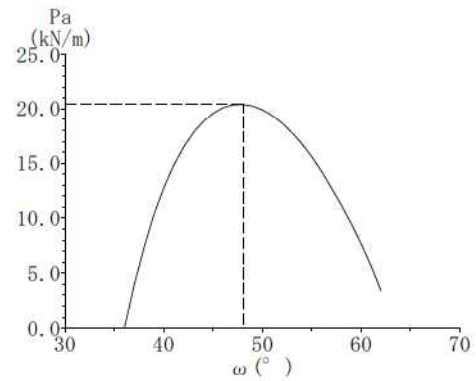
V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$$\begin{aligned}
 h &= 4.300 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 95.04 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 28.67] \\
 \omega &= 48.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 24.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 36.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

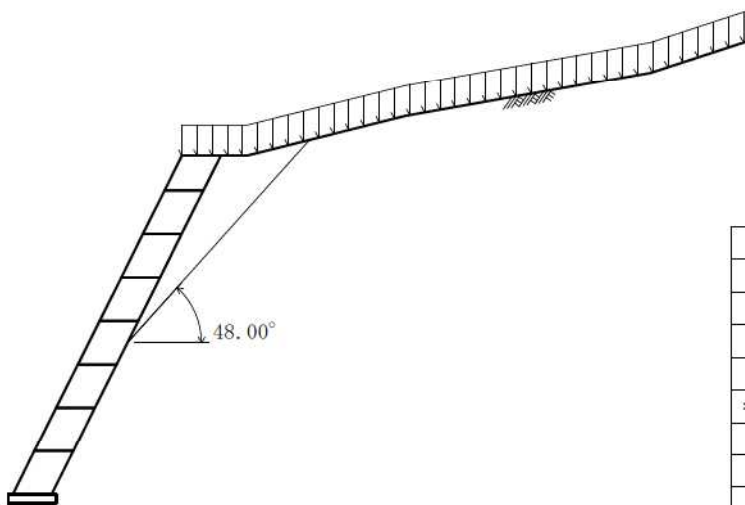


最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{95.04 \times \sin(48.00 - 36.00)}{\cos(48.00 - 36.00 - 24.00 + 26.57)} \\
 &= 20.42 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 Ka &= \frac{2 \times 20.42}{17.00 \times 4.300^2} \\
 &= 0.130
 \end{aligned}$$



| ω | Pa | W |
|----------|--------|--------|
| 52.00 | 18.660 | 64.17 |
| 51.00 | 19.370 | 71.35 |
| 50.00 | 19.905 | 78.86 |
| 49.00 | 20.257 | 86.75 |
| * 48.00 | 20.416 | 95.04 |
| 47.00 | 20.369 | 103.77 |
| 46.00 | 20.102 | 112.99 |
| 45.00 | 19.599 | 122.74 |
| 44.00 | 18.840 | 133.07 |

鉛直荷重

$$V = 20.42 \times \sin(24.00 - 26.57) \times 1.000 = -0.92 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 20.42 \times \cos(24.00 - 26.57) \times 1.000 = 20.40 \text{ (kN)}$$

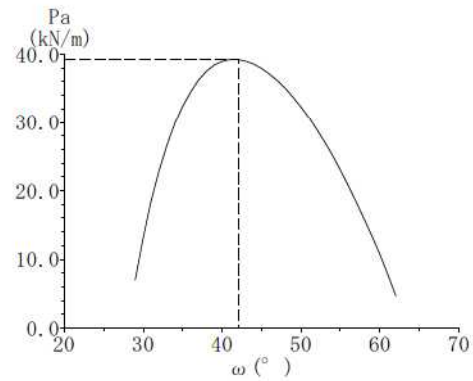
作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 3.461 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{4.300}{3} + 3.700 = 5.133 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

(2) 地震時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$$\begin{aligned}
 h &= 4.300 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 155.76 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 47.71] \\
 \omega &= 42.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 18.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 36.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \theta &= 7.97 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



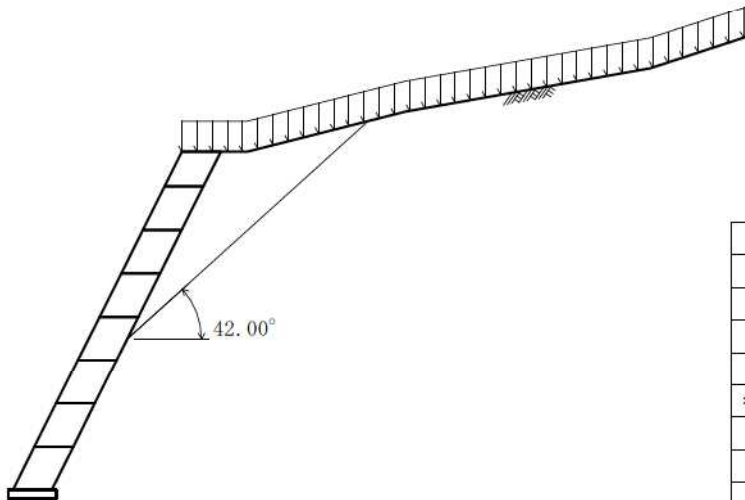
最大主働土圧合力

$$W_e = \frac{155.76}{\cos 7.97} = 157.28 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{157.28 \times \sin(42.00 - 36.00 + 7.97)}{\cos(42.00 - 36.00 - 18.00 + 26.57)} \\
 &= 39.23 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{2 \times 39.23}{17.00 \times 4.300^2} \\
 &= 0.250
 \end{aligned}$$



| ω | P_a | W |
|----------|--------|--------|
| 46.00 | 37.133 | 112.99 |
| 45.00 | 37.944 | 122.74 |
| 44.00 | 38.572 | 133.07 |
| 43.00 | 39.006 | 144.06 |
| * 42.00 | 39.231 | 155.76 |
| 41.00 | 39.227 | 168.26 |
| 40.00 | 38.975 | 181.65 |
| 39.00 | 38.433 | 195.95 |
| 38.00 | 37.484 | 210.78 |

鉛直荷重

$$V = 39.23 \times \sin(18.00 - 26.57) \times 1.000 = -5.85 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 39.23 \times \cos(18.00 - 26.57) \times 1.000 = 38.79 \text{ (kN)}$$

作用位置

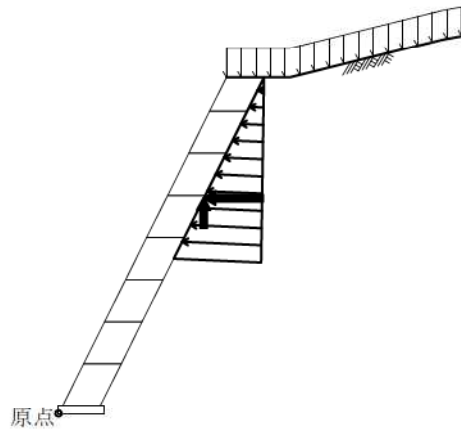
$$x = 3.461 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{4.300}{3} + 3.700 = 5.133 \text{ (m)}$$

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-----------|-----|-------|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 7段目 | 37.01 | | 3.997 | 7.100 | 147.93 | |
| | | 6段目 | 20.56 | | 3.297 | 5.700 | 67.79 | |
| | | 5段目 | 20.56 | | 2.797 | 4.700 | 57.51 | |
| | | 4段目 | 20.56 | | 2.297 | 3.700 | 47.23 | |
| | | 3段目 | 20.56 | | 1.797 | 2.700 | 36.95 | |
| | | 2段目 | 20.56 | | 1.297 | 1.700 | 26.67 | |
| | | 1段目 | 20.56 | | 0.797 | 0.700 | 16.39 | |
| | | 基礎部 | 5.06 | | 0.550 | 0.100 | 2.78 | |
| | 載荷重 | | 12.52 | | 4.447 | 8.000 | 55.68 | |
| 土圧 | | -0.92 | 20.40 | 3.461 | 5.133 | -3.18 | 104.71 | |
| 合 計 Σ | | | 177.03 | 20.40 | | | 455.75 | 104.71 |
| 自重のみの合計 Σ | | | 177.95 | 0.00 | | | 458.93 | 0.00 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|-----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 7段目 | 37.01 | 5.18 | 3.997 | 7.100 | 147.93 | 36.78 |
| | | 6段目 | 20.56 | 2.88 | 3.297 | 5.700 | 67.79 | 16.42 |
| | | 5段目 | 20.56 | 2.88 | 2.797 | 4.700 | 57.51 | 13.54 |
| | | 4段目 | 20.56 | 2.88 | 2.297 | 3.700 | 47.23 | 10.66 |
| | | 3段目 | 20.56 | 2.88 | 1.797 | 2.700 | 36.95 | 7.78 |
| | | 2段目 | 20.56 | 2.88 | 1.297 | 1.700 | 26.67 | 4.90 |
| | | 1段目 | 20.56 | 2.88 | 0.797 | 0.700 | 16.39 | 2.02 |
| | | 基礎部 | 5.06 | 0.71 | 0.550 | 0.100 | 2.78 | 0.07 |
| | 載荷重 | | 12.52 | | 4.447 | 8.000 | 55.68 | |
| | 土圧 | | -5.85 | 38.79 | 3.461 | 5.133 | -20.25 | 199.11 |
| 合 計 Σ | | | 172.10 | 61.96 | | | 438.68 | 291.28 |

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 1.100 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地震時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- F_s : 滑動安全率
- F_{sa} : 滑動安全率の許容値

| | |
|-----|------------------------|
| 常 時 | F _{sa} = 1.50 |
| 地震時 | F _{sa} = 1.20 |
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣH : 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

| |
|---------------|
| $\mu = 0.700$ |
|---------------|
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 B = 1.100 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 Be = B - 2・e (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 1.100$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- l : 擁壁壁面長 (m)
- θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)
- ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする
- q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)
- κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_1 と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_1 / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

| 荷重状態 | 自重みの場合 | 荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合 | | |
|------------|--------|---------------------------|-------|-------|
| 背面勾配 | — | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
| κ_1 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
| κ_d | 0.58 | 0.56 | | |

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.70$ を用いる。

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a$$

ここに、

$$q_a : \text{地盤の許容支持力度} \quad \begin{array}{ll} \text{常 時} & q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{地 震 時} & q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{array}$$

5.2 計算結果

5.2.1 常時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 177.03 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 20.40 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 455.75 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 104.71 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{455.75 - 104.71}{177.03} = 1.983 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 1.983 = -1.433 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.983 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.550 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.100 - 2 \times -1.433 = 3.966 \quad (\text{m}) > B = 1.100 \quad \text{より} \quad Be = 1.100 \quad (\text{m})$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{177.03 \times 0.700 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{20.40}$$

$$= 6.07 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -1.433 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

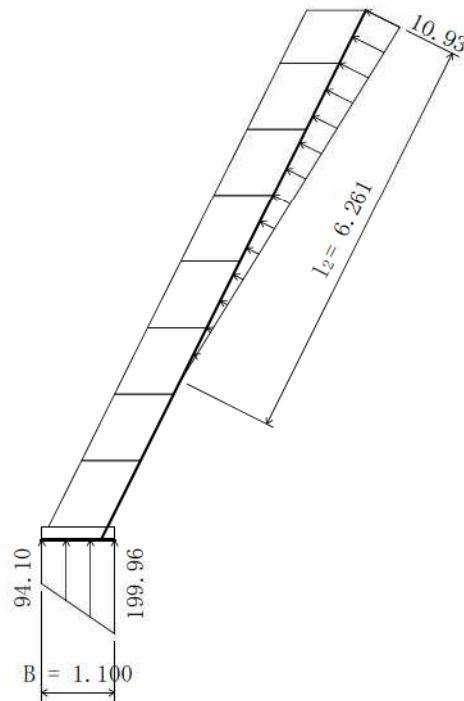
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{351.04 - 0.56 \times 1.100 \times 177.03}{1.100 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 8.944 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 34.21 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 34.21}{0.70 \times 8.944} = 10.93 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 177.03 - 34.21 \times \sin 26.57 = 161.73 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 161.73 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.100 \times 1.000} = 94.10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 161.73 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.100 \times 1.000} = 199.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_2 = 199.96 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』 荷重の総括より、

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 177.95 \text{ (kN)} \\ \Sigma H &= 0.00 \text{ (kN)} \\ \Sigma Mr &= 458.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \Sigma Mo &= 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

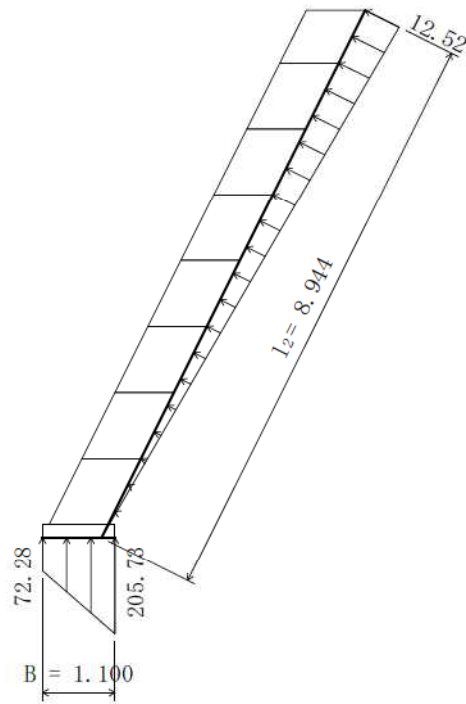
$$\begin{aligned} Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{458.93 - 0.58 \times 1.100 \times 177.95}{1.100 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 8.944 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 55.99 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 55.99}{1.00 \times 8.944} = 12.52 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 177.95 - 55.99 \times \sin 26.57 = 152.91 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 152.91 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.100 \times 1.000} = 72.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 152.91 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.100 \times 1.000} = 205.73 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 205.73 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

5.2.2 地震時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 172.10 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 61.96 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 438.68 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 291.28 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{438.68 - 291.28}{172.10} = 0.856 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 0.856 = -0.306 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.856 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.367 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.100 - 2 \times -0.306 = 1.712 \quad (\text{m}) > B = 1.100 \quad \text{より} \quad Be = 1.100 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{172.10 \times 0.700 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{61.96} \\ &= 1.94 \geq F_{sa} = 1.20\end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.306 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

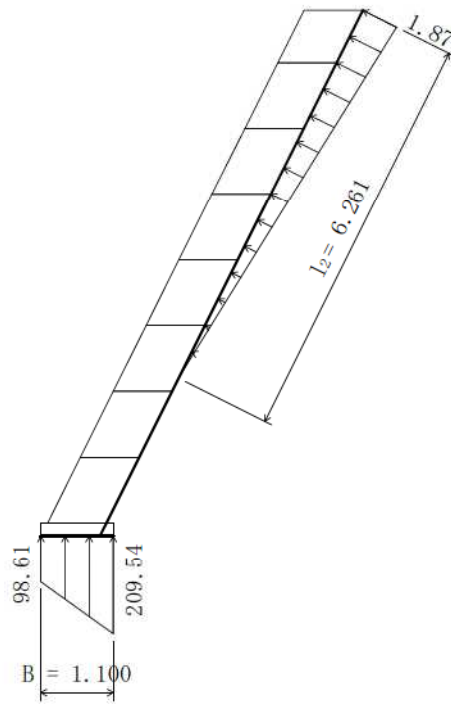
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_l}{3}\right)} \\ &= \frac{147.40 - 0.56 \times 1.100 \times 172.10}{1.100 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 8.944 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 5.85 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_l \cdot 1} = \frac{2 \times 5.85}{0.70 \times 8.944} = 1.87 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 172.10 - 5.85 \times \sin 26.57 = 169.48 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 169.48 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.100 \times 1.000} = 98.61 \quad (\text{kN/m}^2)$$

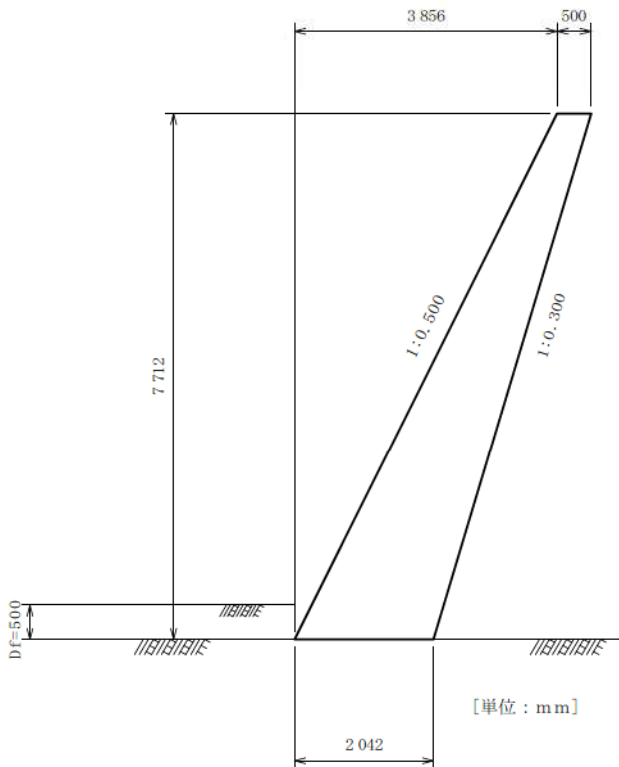
$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 169.48 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.100 \times 1.000} = 209.54 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_s = 209.54 \leqq q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

1章 躯体形状



奥行方向幅 (ブロック長) $B = 10000$ (mm)

2章 安定計算

(1) 転倒に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 合力作用位置d(m) | | 判定 |
|------------|-------------|---------|--------------|-------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -137.533 | 229.409 | 1.621 \geq | 1.021 | ○ |
| 地震時L1 | 7.513 | 226.467 | 0.988 \geq | 0.681 | ○ |
| 地震時L2 | 66.973 | 226.617 | 0.725 \geq | 0.681 | ○ |

(2) 滑動に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 滑動安全率 | | 判定 |
|------------|-------------|--------|--------------|-------|----|
| | N (kN) | H (kN) | 計算値 | 安全率 | |
| 常時 | 229.409 | 30.949 | 5.189 \geq | 1.500 | ○ |
| 地震時L1 | 226.467 | 67.638 | 2.344 \geq | 1.200 | ○ |
| 地震時L2 | 226.617 | 83.290 | 1.905 \geq | 1.200 | ○ |

(3) 支持に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 反力作用幅 (m) | 地盤反力度 (kN/m ²) | | 判定 |
|------------|-------------|---------|--------------|----------------------------|---------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -137.533 | 229.409 | 2.042 | 112.345 ≤ | 956.877 | ○ |
| 地震時L1 | 7.513 | 226.467 | 1.976 | 114.609 ≤ | 878.978 | ○ |
| 地震時L2 | 66.973 | 226.617 | 1.450 | 156.288 ≤ | 687.354 | ○ |

(4) 鉛直支持力の照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | $\tan \theta$ = H/V | 鉛直支持力 (kN) | | 判定 |
|------------|-------------|-----------|------------------------|------------|----------|----|
| | H (kN) | V = N(kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | 30.949 | 229.409 | 0.135 | 229.409 ≤ | 1953.943 | ○ |
| 地震時L1 | 67.638 | 226.467 | 0.299 | 226.467 ≤ | 1736.860 | ○ |
| 地震時L2 | 83.290 | 226.617 | 0.368 | 226.617 ≤ | 996.664 | ○ |

3章 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

| 部 材 | 荷重状態 (水 位) | M (kN.m) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|-----|------------|-------------|----------------------------|-------|----------------------------|-------|----|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | |
| 壁基部 | 常時 | -2.587 | 0.113 ≤ | 4.500 | — | 0.225 | ○ |
| | 地震時L1 | 7.514 | 0.122 ≤ | 6.750 | — | 0.337 | ○ |
| | 地震時L2 | 66.974 | 0.207 ≤ | 6.750 | — | 0.337 | ○ |

(2) せん断応力度

| 部 材 | 設計位置 (m) | 荷重状態 (水 位) | せん断力 (kN) | せん断応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|-----|-------------|------------|--------------|-----------------------------|-----------------------------|----|
| | | | | 計算値 | 許容値 τ_{a1} τ_{a2} | |
| 壁基部 | 0.000 | 常時 | 49.583 | 0.024 ≤ | 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L1 | 67.639 | 0.033 ≤ | 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L2 | 83.290 | 0.041 ≤ | 0.660 | ○ |

1章 設計条件

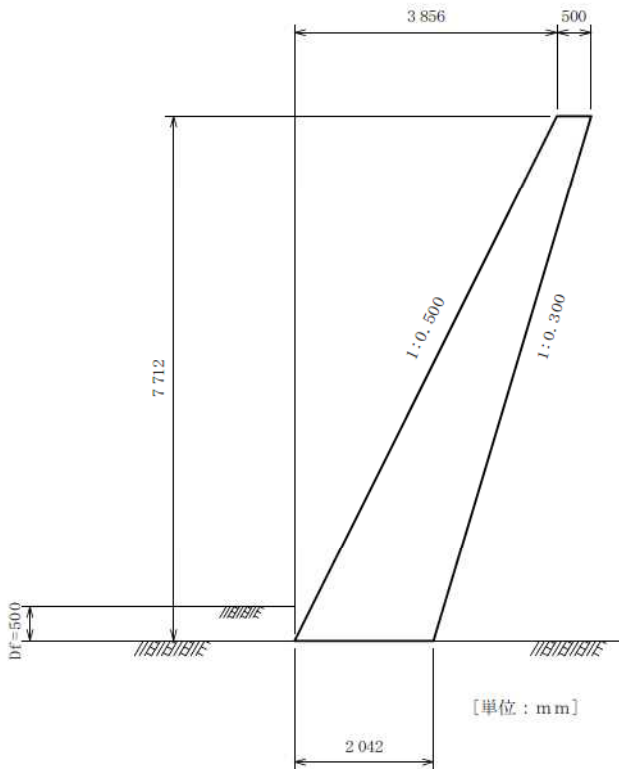
1.1 適用基準

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

1.2 形式

『もたれ式-B (直接基礎)』

1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) $B = 10000$ (mm)

1.4 地盤条件

地震規模: レベル2

地域区分: B

地盤種別: I種

地盤種別の判定

$$T_c = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 0.119 \quad (T_c < 0.2)$$

ここに、

T_c : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

03_ (比較：起点坑口_左側) もたれ式擁壁設計計算書

砂質土の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

N_i : 標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値

N値が0の場合はV_{si}=50m/s, V_{si}< 50m/sの時はV_{si}=50m/s

i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基礎面までn層に区分される
ときの地表面からi番目の地層の番号

| 地層 番号 | 層種 | 層厚 H _i (m) | 平均 N値 | V _{si} (m/s) |
|----------|-----|--------------------------|----------|--------------------------|
| 1 | 砂質土 | 0.500 | 0.1 | 50.000 |
| 2 | 砂質土 | 4.500 | 23.0 | 227.509 |

1.5 使用材料

【コンクリート】 堅壁 (無筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【土 質】 裏 込 め 土 : 砂および砂れき
埋 戻 し 土 : 砂および砂れき
支 持 地 盤 : 砂れき

【内部摩擦角】 背 面 土 砂 : 36.00 (度)

【単位体積重量】

(kN/m³)

| | | | |
|-----|----------|--------|--------|
| 軀 体 | 無筋コンクリート | 23.000 | |
| 水 | 浮力算出用 | 9.800 | |
| | 土 砂 | 湿潤重量 | 飽和重量 |
| | 背 面 | 17.000 | 17.800 |
| | 前 面 | 20.000 | 20.800 |

【設計水平震度】

$$K_h = C_z \cdot K_{h0}$$

ここに、

C_z : 地域別補正係数

K_{h0} : 設計水平震度の標準値

・ レベル1地震時

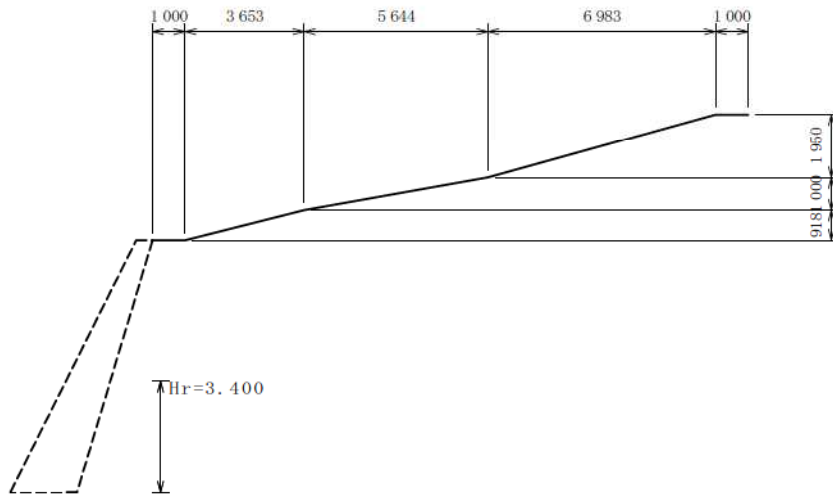
| C _z | K _{h0} | K _h |
|----------------|-----------------|----------------|
| 0.85 | 0.12 | 0.10 |

・ レベル2地震時

| C _z | K _{h0} | K _h |
|----------------|-----------------|----------------|
| 0.85 | 0.16 | 0.14 |

1.6 土砂

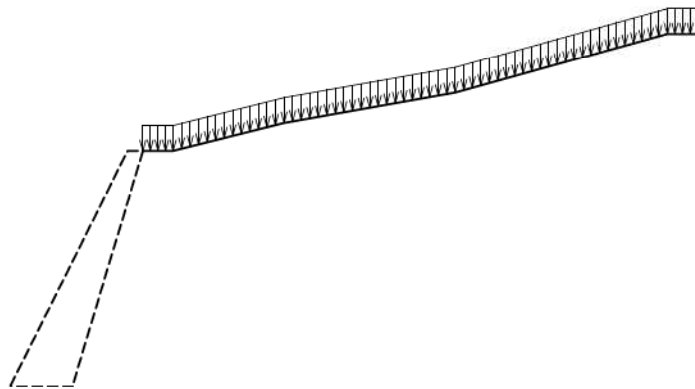
(1) 背面土砂形状



| | | |
|-----------------|-----|-------|
| 擁壁天端と地表面始点のレベル差 | (m) | 0.000 |
| 土圧を考慮しない高さHr | (m) | 3.400 |

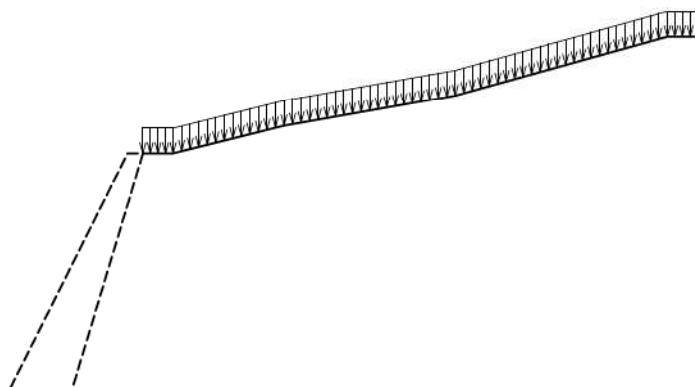
1.7 雪荷重

[1] 常時



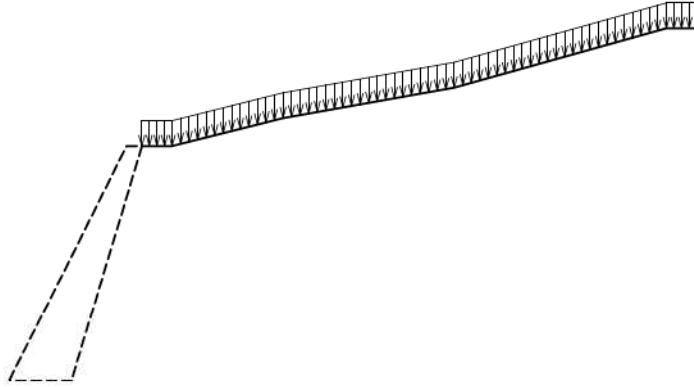
| 作用位置 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | 有効な検討 | | |
|-------------|------------------------------|-------|---|----|
| | | 安定 | 壁 | 底版 |
| 0.000 | 14.000 | ○ | ○ | × |

[2] 地震時L1



| 作用位置 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | 有効な検討 | | |
|-------------|------------------------------|-------|----|----|
| | | 安定 | 堅壁 | 底板 |
| 0.000 | 14.000 | ○ | ○ | × |

[3]地震時L2



| 作用位置 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | 有効な検討 | | |
|-------------|------------------------------|-------|----|----|
| | | 安定 | 堅壁 | 底板 |
| 0.000 | 14.000 | ○ | ○ | × |

1.8 任意荷重

考慮しない

1.9 土圧

- ・土圧式：試行くさび
- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

| 荷重状態 | 主働土圧 | | | 受働土圧 |
|-------|--------|--------|------|------|
| | 安定計算時 | 堅壁設計時 | 切土 | |
| 常時土圧 | 24.000 | 24.000 | ———— | ———— |
| 地震時土圧 | 18.000 | 18.000 | ———— | ———— |

- ・安定計算時の土圧の仮想背面は、堅壁背面
- ・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -16.702 (度)
- ・堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -16.702 (度)
- ・盛土高が15.000(m)までは、かさ上げ盛土高比=1.0とする。

・粘着力 (kN/m²)

| 荷 重 状 態 | すべり面用 | 粘着高さ用 | 受働土圧用 |
|---------|-------|-------|-------|
| 常 時 | 0.000 | 0.000 | ——— |
| 地震時 | 0.000 | 0.000 | ——— |

1.10 荷重組み合わせ

| No | 荷重名称 | コメント |
|----|-------|-------|
| 1 | 常時 | 常時 |
| 2 | 地震時L1 | 地震時L1 |
| 3 | 地震時L2 | 地震時L2 |

| No | 荷重名称 | 地震時の扱い | | | | |
|----|-------|--------|-------|-----|-------|-----|
| | | 地震規模 | 慣性力方向 | | 土砂慣性力 | |
| | | | 水平 | 鉛直 | 前面 | 背面 |
| 2 | 地震時L1 | レベル1 | ←方向 | ——— | ——— | ——— |
| 3 | 地震時L2 | レベル2 | ←方向 | ——— | ——— | ——— |

| | 荷重名称 | 1 | 2 | 3 |
|------|-------|---|---|---|
| 土 砂 | 土砂1 | | | |
| 載荷荷重 | 載荷荷重1 | | | |
| 雪荷重 | 雪1 | ○ | ○ | ○ |
| 主働土圧 | 考慮しない | | | |
| | 常時土圧 | ○ | | |
| | 地震時土圧 | | ○ | ○ |

| 照査項目 | 1 | 2 | 3 | |
|---------|-------|-------|-------|-----|
| 許容応力度法 | 安定・断面 | 安定・断面 | 安定・断面 | |
| 限界状態設計法 | 照査性能 | ——— | ——— | ——— |
| | 剛体安定 | ——— | ——— | ——— |
| | 断面破壊 | ——— | ——— | ——— |

1.11 地盤反力係数

| バネ値 | 常時 (kN/m ²) | 地震時 (kN/m ²) |
|----------|----------------------------|-----------------------------|
| 底版鉛直 Kv | 366208.2 | 732416.4 |
| 底版せん断 Ks | 183104.1 | 366208.2 |
| 壁面垂直 Kt | 218923.1 | 437846.1 |

1.12 基礎の条件

1.12.1 許容せん断抵抗算出用データ

| | |
|--|-------|
| 照査に用いる底板幅 | 有効載荷幅 |
| 基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²) | 0.000 |
| 基礎底面と地盤との間の摩擦係数tan φ ₀ | 0.700 |

1.12.2 鉛直支持力算出用データ

| | |
|-------------------------------|--------|
| 地盤の粘着力 c (kN/m ²) | 65.000 |
| 地盤のせん断抵抗角 φ (度) | 39.00 |
| 形状係数 (α, β) | 帯状 |
| 寸法効果 | 考慮する |
| 寸法効果の程度を表す補正係数 λ | -0.333 |
| 〃 ν | -0.333 |
| 〃 μ | -0.333 |

| 荷重状態 (水位) | 根入れ深さ (m) | | 単位体積重量 (kN/m ³) | |
|-----------|----------------|-----------------|-----------------------------|----------------|
| | D _r | D' _r | γ ₁ | γ ₂ |
| 常時 | 0.500 | 0.000 | 21.0000 | 20.0000 |
| 地震時L1 | 0.500 | 0.000 | 21.0000 | 20.0000 |
| 地震時L2 | 0.500 | 0.000 | 21.0000 | 20.0000 |

ここに、

D_r : 基礎の有効根入れ深さ (m)

D'_r : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

γ₁ : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ₂ : 根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

1.13 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.13.1 安定計算の許容値

| 荷重状態 | 滑動安全率 | 鉛直支持力算出時の安全率 |
|-------|-------|--------------|
| 常時 | 1.500 | 3.000 |
| 地震時L1 | 1.200 | 2.000 |
| 地震時L2 | 1.200 | 2.000 |

ここに、

B : 基礎幅 (m)

e₀ : 荷重の偏心量 (m), ただし、e₀ = M₀ / V

M₀ : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

1.13.2 部材の許容応力度

(1) 無筋コンクリート部材

1) 縦壁

(N/mm²)

| 荷状 重態 | 割増 係数 | コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca} | コンクリートの 引張応力度 σ_{ta} | せん断 応力度 τ_{at} |
|----------|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|
| 常時 | 1.00 | 4.500 | 0.225 | 0.330 |
| 地震時L1 | 1.50 | 6.750 | 0.337 | 0.330 |
| 地震時L2 | 1.50 | 6.750 | 0.337 | 0.330 |

2章 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 合力作用位置d(m) | | 判定 |
|------------|-------------|---------|------------|-------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -137.533 | 229.409 | 1.621 ≥ | 1.021 | ○ |
| 地震時L1 | 7.513 | 226.467 | 0.988 ≥ | 0.681 | ○ |
| 地震時L2 | 66.973 | 226.617 | 0.725 ≥ | 0.681 | ○ |

(2) 滑動に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 滑動安全率 | | 判定 |
|------------|-------------|--------|---------|-------|----|
| | N (kN) | H (kN) | 計算値 | 安全率 | |
| 常時 | 229.409 | 30.949 | 5.189 ≥ | 1.500 | ○ |
| 地震時L1 | 226.467 | 67.638 | 2.344 ≥ | 1.200 | ○ |
| 地震時L2 | 226.617 | 83.290 | 1.905 ≥ | 1.200 | ○ |

(3) 支持に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 反力作用幅 (m) | 地盤反力度 (kN/m ²) | | 判定 |
|------------|-------------|---------|-----------|----------------------------|---------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -137.533 | 229.409 | 2.042 | 112.345 ≤ | 956.877 | ○ |
| 地震時L1 | 7.513 | 226.467 | 1.976 | 114.609 ≤ | 878.978 | ○ |
| 地震時L2 | 66.973 | 226.617 | 1.450 | 156.288 ≤ | 687.354 | ○ |

(4) 鉛直支持力の照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | $\tan \theta = H/V$ | 鉛直支持力 (kN) | | 判定 |
|------------|-------------|-----------|---------------------|------------|----------|----|
| | H (kN) | V = N(kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | 30.949 | 229.409 | 0.135 | 229.409 ≤ | 1953.943 | ○ |
| 地震時L1 | 67.638 | 226.467 | 0.299 | 226.467 ≤ | 1736.860 | ○ |
| 地震時L2 | 83.290 | 226.617 | 0.368 | 226.617 ≤ | 996.664 | ○ |

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

| 部 材 | 荷重状態 (水 位) | M (kN.m) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|------|------------|----------|----------------------------|-------|----------------------------|-------|----|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | |
| 縦壁基部 | 常時 | -2.587 | 0.113 ≤ | 4.500 | — | 0.225 | ○ |
| | 地震時L1 | 7.514 | 0.122 ≤ | 6.750 | — | 0.337 | ○ |
| | 地震時L2 | 66.974 | 0.207 ≤ | 6.750 | — | 0.337 | ○ |

(2)せん断応力度

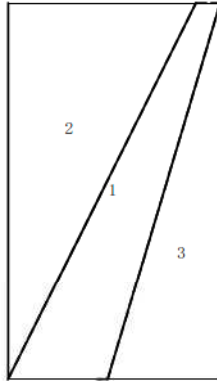
| 部 材 | 設計位置 (m) | 荷重状態 (水 位) | せん断力 (kN) | せん断応力度 (N/mm ²) | | 判 定 |
|------|-------------|------------|--------------|-----------------------------|-----------------------------|--------|
| | | | | 計算値 | 許容値 τ_{a1} τ_{a2} | |
| 縦壁基部 | 0.000 | 常時 | 49.583 | 0.024 | \leq 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L1 | 67.639 | 0.033 | \leq 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L2 | 83.290 | 0.041 | \leq 0.660 | ○ |

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 Vi (m³) | 重心位置(m) | | Vi · Xi | Vi · Yi | 備考 |
|----|------------------------------|---------------|---------|-------|---------|---------|----|
| | | | Xi | Yi | | | |
| 1 | 4.356 × 7.712 × 1.000 | 33.593 | 2.178 | 3.856 | 73.167 | 129.536 | |
| 2 | -1/2 × 3.856 × 7.712 × 1.000 | -14.869 | 1.285 | 5.141 | -19.111 | -76.445 | |
| 3 | -1/2 × 2.314 × 7.712 × 1.000 | -8.923 | 3.585 | 2.571 | -31.985 | -22.938 | |
| Σ | | 9.802 | — | — | 22.070 | 30.154 | |

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\sum (Vi \cdot Xi)}{\sum Vi} = \frac{22.070}{9.802} = 2.252 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\sum (Vi \cdot Yi)}{\sum Vi} = \frac{30.154}{9.802} = 3.076 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) による鉛直力、水平力

(1) 自重による作用力

[1] 常時

| 位置 | 鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-------------------------------------|------------------|
| 躯体 | $23.000 \times 9.802 = 225.445$ | 2.252 |

[2] 地震時L1

| 位置 | 鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-------------------------------------|------------------|
| 躯体 | $23.000 \times 9.802 = 225.445$ | 2.252 |

| 位置 | 水平力 $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|----|---------------------------------|------------------|
| 躯体 | $225.445 \times 0.10 = 22.544$ | 3.076 |

[3]地震時L2

| 位置 | 鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-------------------------------------|------------------|
| 躯体 | $23.000 \times 9.802 = 225.445$ | 2.252 |

| 位置 | 水平力 $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|----|---------------------------------|------------------|
| 躯体 | $225.445 \times 0.14 = 31.562$ | 3.076 |

(2)自重集計

[1]常時

| | 重量 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | 作用位置(m) | | モーメント(kN・m) | |
|----|---------------------|----------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|
| | | | X_i | Y_i | $N_i \cdot X_i$ | $H_i \cdot Y_i$ |
| 躯体 | 225.445 | 0.000 | 2.252 | 0.000 | 507.613 | 0.000 |
| 合計 | 225.445 | 0.000 | —— | —— | 507.613 | 0.000 |

[2]地震時L1

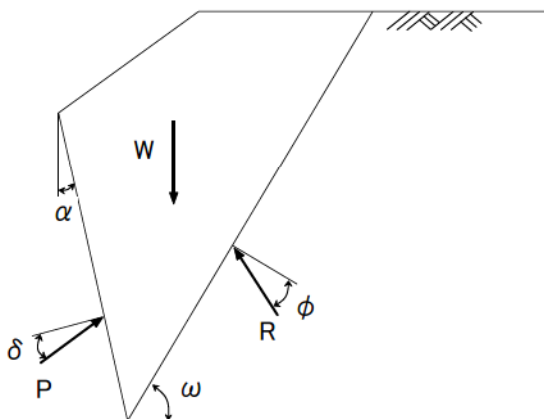
| | 重量 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | 作用位置(m) | | モーメント(kN・m) | |
|----|---------------------|----------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|
| | | | X_i | Y_i | $N_i \cdot X_i$ | $H_i \cdot Y_i$ |
| 躯体 | 225.445 | 22.544 | 2.252 | 3.076 | 507.613 | 69.354 |
| 合計 | 225.445 | 22.544 | —— | —— | 507.613 | 69.354 |

[3]地震時L2

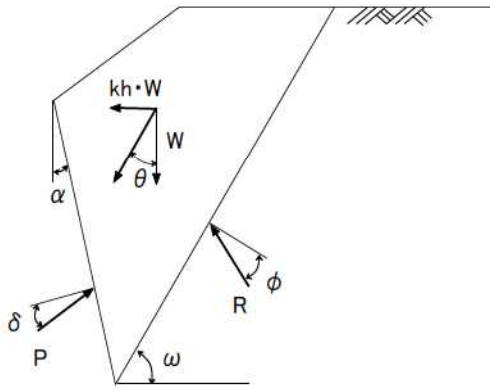
| | 重量 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | 作用位置(m) | | モーメント(kN・m) | |
|----|---------------------|----------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|
| | | | X_i | Y_i | $N_i \cdot X_i$ | $H_i \cdot Y_i$ |
| 躯体 | 225.445 | 31.562 | 2.252 | 3.076 | 507.613 | 97.095 |
| 合計 | 225.445 | 31.562 | —— | —— | 507.613 | 97.095 |

3.3 土圧・水圧

常時



地震時



[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 3.062 \text{ m}$$

$$y_p = 3.400 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 4.312 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = -16.702^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 36.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 2/3 \phi = 24.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ω ($^\circ$) | 土砂重量 W (kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------------------------|-------------|-------|--------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 50.00 | 89.941 | 0.000 | 37.496 | 127.437 | 31.042 |
| 51.00 | 84.410 | 0.000 | 35.057 | 119.467 | 31.202 |
| 52.00 | 79.130 | 0.000 | 32.728 | 111.858 | 31.191 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 51.00^\circ \text{ のとき } P = 31.202 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{119.467 \times \sin(51.00^\circ - 36.00^\circ)}{\cos(51.00^\circ - 36.00^\circ - (-16.702^\circ) - 24.000^\circ)} \\
 &= 31.202 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 31.202 \times \cos(-16.702^\circ + 24.000^\circ) = 30.949 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 31.202 \times \sin(-16.702^\circ + 24.000^\circ) = 3.964 \text{ kN}$$

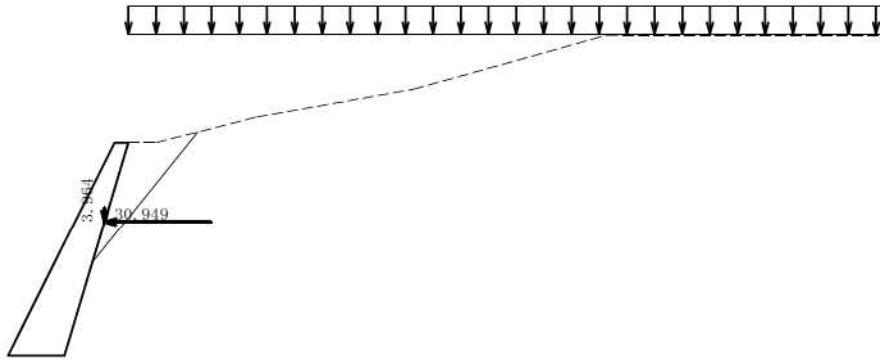
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.312}{3} = 1.437 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.062 - 1.437 \times \tan -16.702^\circ = 3.493 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 3.400 + 1.437 = 4.837 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時L1

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 3.062 \text{ m}$$

$$y_p = 3.400 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 4.312 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = -16.702^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 36.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 1/2 \phi = 18.000^\circ$$

地震時合成角

$$\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.10 = 5.711^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ω ($^\circ$) | 土砂重量 W (kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------------------------|-------------|-------|--------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 46.00 | 115.068 | 0.000 | 48.573 | 163.641 | 45.050 |
| 47.00 | 108.279 | 0.000 | 45.581 | 153.860 | 45.106 |
| 48.00 | 101.853 | 0.000 | 42.747 | 144.600 | 44.991 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 47.00^\circ \text{ のとき } P = 45.106 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{153.860 / \cos 5.711^\circ \times \sin(47.00^\circ - 36.00^\circ + 5.711^\circ)}{\cos(47.00^\circ - 36.00^\circ - 16.702^\circ - 18.000^\circ)} \\
 &= 45.106 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 45.106 \times \cos(-16.702^\circ + 18.000^\circ) = 45.094 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 45.106 \times \sin(-16.702^\circ + 18.000^\circ) = 1.022 \text{ kN}$$

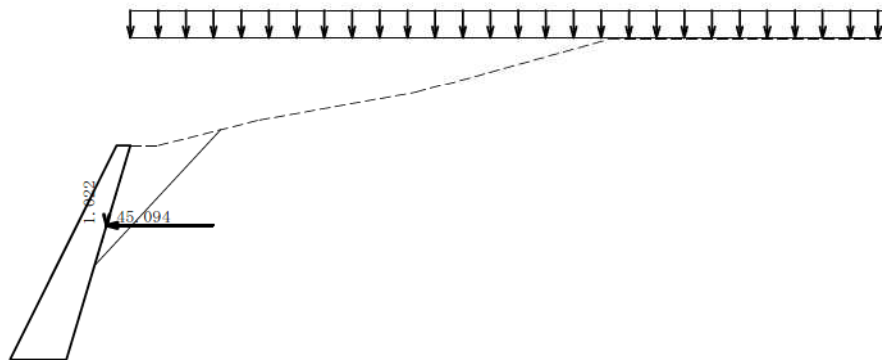
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.312}{3} = 1.437 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.062 - 1.437 \times \tan -16.702^\circ = 3.493 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 3.400 + 1.437 = 4.837 \text{ m}$$

・土圧図



[3]地震時L2

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) $x_p = 3.062 \text{ m}$ $y_p = 3.400 \text{ m}$ 仮想背面の高さ $H = 4.312 \text{ m}$ 土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = -16.702^\circ$ 背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$ 背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 36.000^\circ$ 壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 18.000^\circ$ 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.970^\circ$ すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)水位 $h_w = 0.000$ m

| すべり角 ω (°) | 土砂重量 W (kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|----------------------|-------------|-------|--------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 44.00 | 129.852 | 0.000 | 55.093 | 184.945 | 51.733 |
| 45.00 | 122.244 | 0.000 | 51.738 | 173.982 | 51.741 |
| 46.00 | 115.068 | 0.000 | 48.573 | 163.641 | 51.571 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 45.00^\circ \text{ のとき } P = 51.741 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{173.982 / \cos 7.970^\circ \times \sin(45.00^\circ - 36.00^\circ + 7.970^\circ)}{\cos(45.00^\circ - 36.00^\circ - 16.702^\circ - 18.000^\circ)} \\
 &= 51.741 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 51.741 \times \cos(-16.702^\circ + 18.000^\circ) = 51.728 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 51.741 \times \sin(-16.702^\circ + 18.000^\circ) = 1.172 \text{ kN}$$

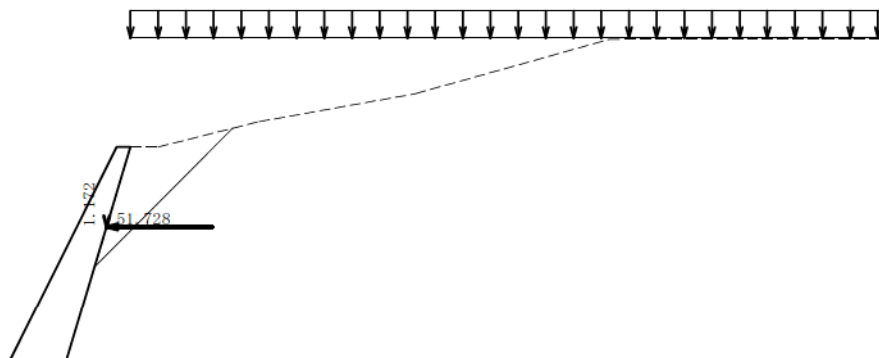
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.312}{3} = 1.437 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.062 - 1.437 \times \tan -16.702^\circ = 3.493 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 3.400 + 1.437 = 4.837 \text{ m}$$

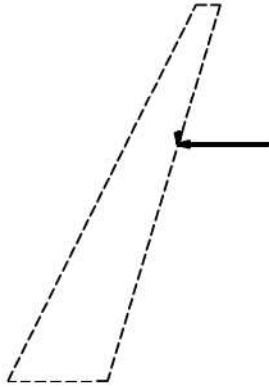
・土圧図



3.4 作用力の集計

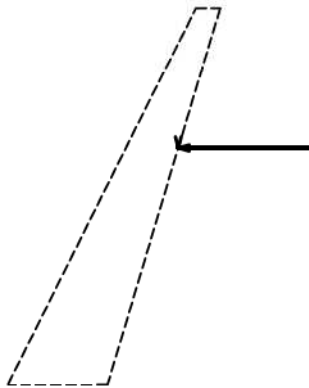
(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時



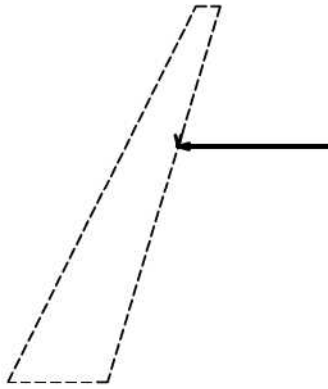
| 項目 | 鉛直力 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | アーム長 | | 回転モーメント (kN・m) | |
|----|-------------------|-------------------|-----------|-----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | X_i (m) | Y_i (m) | $M_{xi} = N_i \cdot X_i$ | $M_{yi} = H_i \cdot Y_i$ |
| 自重 | 225.445 | 0.000 | 2.252 | 0.000 | 507.613 | 0.000 |
| 土圧 | 3.964 | 30.949 | 3.493 | 4.837 | 13.847 | 149.700 |
| 合計 | 229.409 | 30.949 | ———— | ———— | 521.460 | 149.700 |

[2] 地震時L1



| 項目 | 鉛直力 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | アーム長 | | 回転モーメント (kN・m) | |
|----|-------------------|-------------------|-----------|-----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | X_i (m) | Y_i (m) | $M_{xi} = N_i \cdot X_i$ | $M_{yi} = H_i \cdot Y_i$ |
| 自重 | 225.445 | 22.544 | 2.252 | 3.076 | 507.613 | 69.354 |
| 土圧 | 1.022 | 45.094 | 3.493 | 4.837 | 3.570 | 218.120 |
| 合計 | 226.467 | 67.638 | ———— | ———— | 511.183 | 287.473 |

[3]地震時L2



| 項目 | 鉛直力 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | アーム長 | | 回転モーメント (kN・m) | |
|----|-------------------|-------------------|-----------|-----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | X_i (m) | Y_i (m) | $M_{ci} = N_i \cdot X_i$ | $M_{pi} = H_i \cdot Y_i$ |
| 自重 | 225.445 | 31.562 | 2.252 | 3.076 | 507.613 | 97.095 |
| 土圧 | 1.172 | 51.728 | 3.493 | 4.837 | 4.094 | 250.208 |
| 合計 | 226.617 | 83.290 | ———— | ———— | 511.707 | 347.304 |

| 荷重状態 (水位) | N_o (kN) | H_o (kN) | M_o (kN・m) |
|-----------|---------------|---------------|-----------------|
| 常時 | 229.409 | 30.949 | 371.759 |
| 地震時L1 | 226.467 | 67.638 | 223.709 |
| 地震時L2 | 226.617 | 83.290 | 164.403 |

(2) 躯体中心での作用力の集計

$$\begin{aligned} \text{鉛直力} & : N_c = N_o && (\text{kN}) \\ \text{水平力} & : H_c = H_o && (\text{kN}) \\ \text{回転モーメント} & : M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o && (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

ここに、

$$\text{躯体土圧方向幅} : B_j = 2.042 \quad (\text{m})$$

■ 単位幅当り

| 荷重状態 (水位) | N_c (kN) | H_c (kN) | M_c (kN・m) |
|-----------|---------------|---------------|-----------------|
| 常時 | 229.409 | 30.949 | -137.533 |
| 地震時L1 | 226.467 | 67.638 | 7.513 |
| 地震時L2 | 226.617 | 83.290 | 66.973 |

■ 全幅(10.000m)当り

| 荷重状態 (水位) | N_c (kN) | H_c (kN) | M_c (kN・m) |
|-----------|---------------|---------------|-----------------|
| 常時 | 2294.089 | 309.490 | -1375.329 |
| 地震時L1 | 2264.669 | 676.385 | 75.133 |
| 地震時L2 | 2266.169 | 832.903 | 669.727 |

3.5 安定計算結果

3.5.1 転倒に対する安定

(1) 転倒に対する照査

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : つま先から合力の作用点までの距離(m)

 ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント(kN・m) ΣMt : つま先回りの転倒モーメント(kN・m) ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

| 荷重状態 (水 位) | ΣMr (kN・m) | ΣMt (kN・m) | ΣV (kN) | d (m) | d_s (m) | 判定 |
|------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|----------|--------------|----|
| 常時 | 521.460 | 149.700 | 229.409 | 1.621 | ≥ 1.021 | ○ |
| 地震時L1 | 511.183 | 287.473 | 226.467 | 0.988 | ≥ 0.681 | ○ |
| 地震時L2 | 511.707 | 347.304 | 226.617 | 0.725 | ≥ 0.681 | ○ |

(2) 偏心量

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離(m)

B : 底版幅(m), B = 2.042

| 荷重状態 (水 位) | 偏心量 e(m) |
|------------|-------------|
| 常時 | -0.600 |
| 地震時L1 | 0.033 |
| 地震時L2 | 0.296 |

3.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_n \cdot B'}{\Sigma H}$$

ここに、

 ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN) ΣH : 底版下面における全水平荷重(kN) μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, $\mu = 0.700$ C_n : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), $C_n = 0.000$

B' : 有効載荷幅(m), B' = B - 2e

B : 底版幅(m), B = 2.042

e : 偏心量(m)

| 荷重状態 (水 位) | 偏心量 e (m) | 有効載荷幅 B' (m) |
|------------|--------------|-----------------|
| 常時 | -0.600 | 0.843 |
| 地震時L1 | 0.033 | 1.976 |
| 地震時L2 | 0.296 | 1.450 |

| 荷重状態 (水 位) | 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 安全率 F_s | 必要安全率 F_{sa} | 判定 |
|------------|-------------------------|-------------------------|--------------|-------------------|----|
| 常時 | 229.409 | 30.949 | 5.189 | ≥ 1.500 | ○ |
| 地震時L1 | 226.467 | 67.638 | 2.344 | ≥ 1.200 | ○ |
| 地震時L2 | 226.617 | 83.290 | 1.905 | ≥ 1.200 | ○ |

3.5.3 支持に対する照査

■許容支持力の計算

| 荷重状態 (水 位) | 深さ (m) | | 単位重量 (kN/m ³) | | 上載荷重 q = $\gamma_2 D_f$ (kN/m ²) |
|------------|--------|--------|---------------------------|------------|---|
| | D_f | D'_f | γ_1 | γ_2 | |
| 常時 | 0.500 | 0.000 | 21.000 | 20.000 | 10.000 |
| 地震時L1 | 0.500 | 0.000 | 21.000 | 20.000 | 10.000 |
| 地震時L2 | 0.500 | 0.000 | 21.000 | 20.000 | 10.000 |

(社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 より、

$$q_d = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

ここに、

q_d : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m²)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²), $c = 65.000$

q : 上載荷重 (kN/m²), $q = \gamma_2 D_f$

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m), $B_e = B - 2e_b$

B : 基礎幅 (m), $B = 2.042$

e_b : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

L : 基礎の奥行き (m), $L = 10.000$

κ : 根入れ効果に対する割増し係数, $\kappa = 1 + 0.3D'_f/B_e$

D'_f : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

地盤のせん断抵抗角 ϕ および荷重の傾斜 $\tan \theta$ から求める

ϕ : 地盤のせん断抵抗角 (度), $\phi = 39.00$

$\tan \theta$: 荷重の傾斜, $\tan \theta = H_b/V$

03_ (比較: 起点坑口_左側) もたれ式擁壁設計計算書

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数, $S_c = 0.536$

$$S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu$$

λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数

$$\lambda = -0.333, \nu = -0.333, \mu = -0.333$$

$$c^*: c^* = c/c_0 \quad \text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10$$

$$c_0: 10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q^*: q^* = q/q_0 \quad \text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10$$

$$q_0: 10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$B^*: B^* = B_0/B_0 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*$$

$$B_0: 1.0 \quad (\text{m})$$

| 荷重状態 (水 位) | $\tan \theta = H_b/V$ | Hb (kN) | V (kN) | 支持力係数 | | | 有効 載荷幅 B _c (m) |
|------------|-----------------------|---------|---------|----------------|----------------|----------------|---------------------------------|
| | | | | N _c | N _q | N _γ | |
| 常時 | 0.135 | 30.949 | 229.409 | 50.083 | 41.231 | 42.172 | 2.042 |
| 地震時L1 | 0.299 | 67.638 | 226.467 | 33.052 | 26.957 | 20.347 | 1.976 |
| 地震時L2 | 0.368 | 83.290 | 226.617 | 27.448 | 22.195 | 14.582 | 1.450 |

$$q_n = q_0/n$$

ここに、

Hb: 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

V: 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

q₀: 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した許容支持力度

n: 安全率

| 荷重状態 (水 位) | 形状係数 | | 割増 係数 κ | 補正係数 | | 極限 支持力度 q _u (kN/m ²) | 許容支持力度 q _n (kN/m ²) |
|------------|-------|-------|------------|----------------|----------------|---|--|
| | α | β | | S _c | S _γ | | |
| 常時 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.788 | 2870.631 | 956.877 |
| 地震時L1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.797 | 1757.956 | 878.978 |
| 地震時L2 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.884 | 1374.709 | 687.354 |

■地盤反力度の照査

| 荷重状態 (水 位) | 鉛直力 V (kN) | 有効載荷幅 B' (m) | 地盤反力度 (kN/m ²) | | 判 定 |
|------------|------------------|--------------------|----------------------------|-----------|--------|
| | | | V/B' | 許容値 | |
| 常時 | 229.409 | 2.042 | 112.345 | ≤ 956.877 | ○ |
| 地震時L1 | 226.467 | 1.976 | 114.609 | ≤ 878.978 | ○ |
| 地震時L2 | 226.617 | 1.450 | 156.288 | ≤ 687.354 | ○ |

■部材の安全性の照査に用いる地盤反力度の分布

常時

参考文献「続・擁壁の設計法と計算例」(理工図書)より、壁面の地盤反力を考慮して以下のように地盤反力度に対する検討を行う。

(1) 壁面に作用する地盤反力度の作用幅の算出

$$\text{壁面が前方へ変位する領域 } l_1 = 3.8259 \text{ (m)}$$

$$\text{壁面が後方へ変位する領域 } l_2 = l - l_1 = 4.2258 \text{ (m)}$$

ここに、

$$l : \text{壁長} = 8.0517 \text{ (m)}$$

(2) バネ定数

$$\text{底面の鉛直バネ定数 } K_v = 366208.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{底面のせん断バネ定数 } K_s = 183104.1 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{壁面の垂直バネ定数 } K_t = 218923.1 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

(3) つま先位置の変位算出

$$A_{11} = K_s \cdot B + K_t \cdot l_2 \cdot \cos^2 \alpha$$

$$A_{12} = A_{21} = K_t \cdot l_2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$A_{22} = K_v \cdot B + K_t \cdot l_2 \cdot \sin^2 \alpha$$

$$A_{13} = A_{31} = K_t \cdot l_2 \cdot \cos \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{23} = A_{32} = \frac{1}{2} K_v \cdot B^2 + K_t \cdot l_2 \cdot \sin \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{33} = \frac{1}{3} K_v \cdot B^3 + K_t \cdot l_2 \left\{ B \cdot \sin \alpha (B \cdot \sin \alpha + 2l_1 + l_2) + l_1^2 + l_1 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{3} \right\}$$

$$\begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} \\ A_{21} & A_{22} & A_{23} \\ A_{31} & A_{32} & A_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_o \\ v_o \\ \theta \end{bmatrix}$$

ここに、 H_o : つま先位置での水平力 (kN/m) V_o : " 鉛直力 (kN/m) M_o : " モーメント (kN・m) u_o : " 水平変位 (m) v_o : " 鉛直変位 (m) θ : " 回転変位 (rad)

$$\begin{bmatrix} -30.949 \\ 229.409 \\ 371.759 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1222614.000 & 254658.672 & 5782349.000 \\ 254658.672 & 824207.938 & 2498505.500 \\ 5782349.000 & 2498505.500 & 41811568.000 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_o \\ v_o \\ \theta \end{bmatrix}$$

上記剛性方程式より、

$$u_o = -0.0001326 \text{ (m)} \quad v_o = 0.0002891 \text{ (m)} \quad \theta = 0.0000100 \text{ (rad)}$$

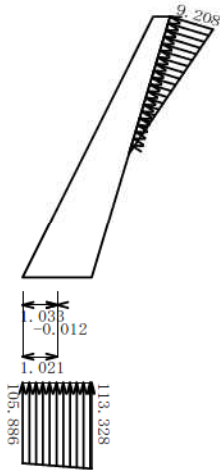
(4) 地盤反力度の分布

$$\text{壁面上端の地盤反力度 } q_t = K_t \{ u_o \cdot \cos \alpha + v_o \cdot \sin \alpha + (B \cdot \sin \alpha + l) \theta \} = 9.208 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{底面の水平地盤反力度 } q_h = K_s \cdot u_o = -24.282 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{" 鉛直地盤反力度 } q_{v1} = K_v \cdot v_o = 105.886 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{v2} = K_v \cdot (v_o + B \cdot \theta) = 113.328 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



地震時L1

前方に偏心するので、壁面地盤反力を考慮せずに通常通り地盤反力を算出する

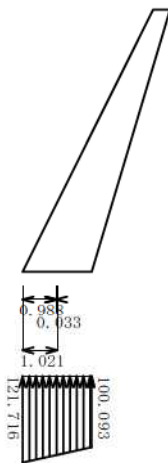
$$q_{\min}, q_{\max} = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = 100.093, 121.716 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN), $V = 226.467$

B : 底版幅 (m), $B = 2.042$

e : 偏心量 (m), $e = 0.033$



地震時L2

前方に偏心するので、壁面地盤反力を考慮せずに通常通り地盤反力を算出する

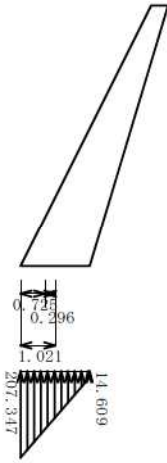
$$q_{\min}, q_{\max} = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = 14.609, 207.347 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN), $V = 226.617$

B : 底版幅 (m), $B = 2.042$

e : 偏心量 (m), $e = 0.296$



3.5.4 鉛直支持力の照査

$$Q_a = A_e \cdot q_a$$

ここに、

A_e : 有効載荷面積 (m^2)

q_a : 許容支持力度 (kN/m^2)

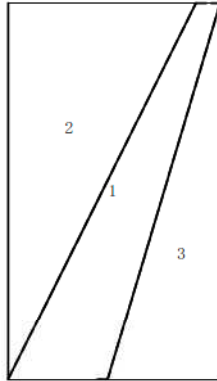
| 荷重状態 (水位) | 有効 載荷面積 A_e (m^2) | 許容支持力度 q_a (kN/m^2) | 作用鉛直力 V (kN) | 許容支持力 Q_a (kN) | 判定 |
|-----------|-------------------------------|---------------------------------|--------------------------|----------------------------|----|
| 常時 | 2.042 | 956.877 | 229.409 ≤ | 1953.943 | ○ |
| 地震時L1 | 1.976 | 878.978 | 226.467 ≤ | 1736.860 | ○ |
| 地震時L2 | 1.450 | 687.354 | 226.617 ≤ | 996.664 | ○ |

4章 堅壁の設計

4.1 堅壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 V_i (m ³) | 重心位置(m) | | $V_i \cdot X_i$ | $V_i \cdot Y_i$ | 備考 |
|----------|---|-------------------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|----|
| | | | X_i | Y_i | | | |
| 1 | $4.356 \times 7.712 \times 1.000$ | 33.593 | 2.178 | 3.856 | 73.167 | 129.537 | |
| 2 | $-1/2 \times 3.856 \times 7.712 \times 1.000$ | -14.869 | 1.285 | 5.141 | -19.111 | -76.444 | |
| 3 | $-1/2 \times 2.314 \times 7.712 \times 1.000$ | -8.923 | 3.585 | 2.571 | -31.986 | -22.938 | |
| Σ | | 9.802 | — | — | 22.070 | 30.154 | |

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 22.070 / 9.802 = 2.252 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 30.154 / 9.802 = 3.076 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

| 位置 | $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|---------------------------------|-----------------|
| 躯体(無筋) | $23.000 \times 9.802 = 225.446$ | -1.231 |

作用位置

$$X = X_c - X_G = 1.021 - 2.252$$

$$= -1.231 \text{ m}$$

ここに、

 X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[2] 地震時L1

| 位置 | $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|---------------------------------|-----------------|
| 躯体(無筋) | $23.000 \times 9.802 = 225.446$ | -1.231 |

03_ (比較：起点坑口_左側) もたれ式擁壁設計計算書

| 位置 | $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 躯体(無筋) | $225.446 \times 0.100 = 22.545$ | 3.076 |

作用位置

$$X = X_c - X_G = 1.021 - 2.252$$

$$= -1.231 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[3]地震時L2

| 位置 | $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 躯体(無筋) | $23.000 \times 9.802 = 225.446$ | -1.231 |

| 位置 | $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 躯体(無筋) | $225.446 \times 0.140 = 31.562$ | 3.076 |

作用位置

$$X = X_c - X_G = 1.021 - 2.252$$

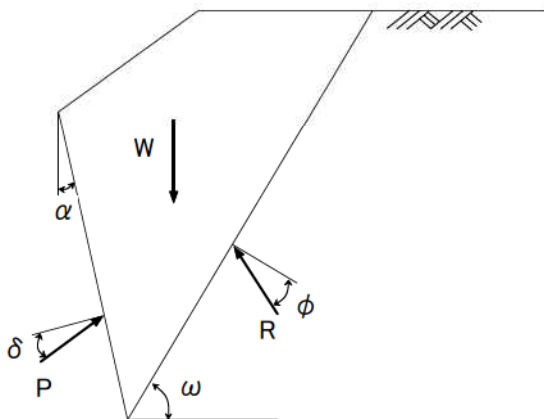
$$= -1.231 \text{ m}$$

ここに、

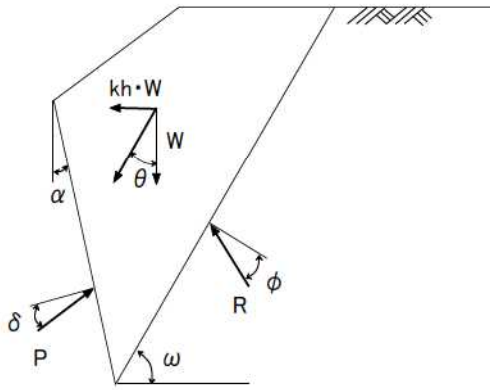
X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

常時



地震時



[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

| | |
|---------------------|---|
| 仮想背面の位置 (断面中心からの距離) | $x_p = 2.041 \text{ m}$ |
| | $y_p = 3.400 \text{ m}$ |
| 仮想背面の高さ | $H = 4.312 \text{ m}$ |
| 土圧作用面が鉛直面となす角度 | $\alpha = -16.702^\circ$ |
| 背面土砂の単位体積重量 | $\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$ |
| 背面土砂の内部摩擦角 | $\phi = 36.000^\circ$ |
| 壁面摩擦角 | $\delta = 2/3\phi = 24.000^\circ$ |
| すべり角の変化範囲 | $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$ |

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ω ($^\circ$) | 土砂重量 W (kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------------------------|-------------|-------|--------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 50.00 | 89.941 | 0.000 | 37.496 | 127.437 | 31.042 |
| 51.00 | 84.410 | 0.000 | 35.057 | 119.467 | 31.202 |
| 52.00 | 79.130 | 0.000 | 32.728 | 111.858 | 31.191 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 51.00^\circ \text{ のとき } P = 31.202 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{119.467 \times \sin(51.00^\circ - 36.00^\circ)}{\cos(51.00^\circ - 36.00^\circ - (-16.702^\circ) - 24.000^\circ)} \\
 &= 31.202 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 31.202 \times \cos(-16.702^\circ + 24.000^\circ) = 30.949 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 31.202 \times \sin(-16.702^\circ + 24.000^\circ) = 3.964 \text{ kN}$$

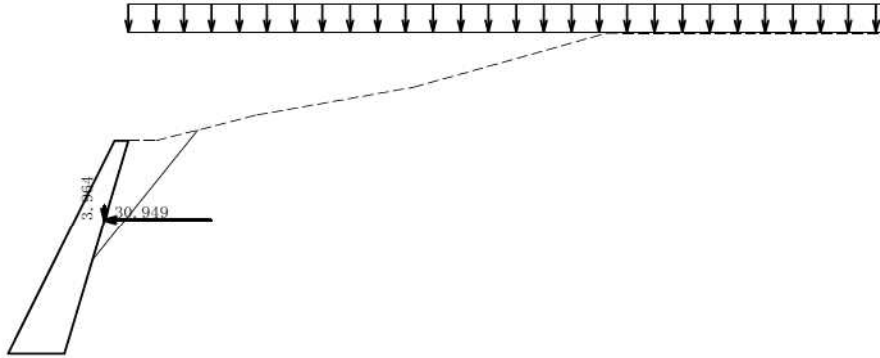
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.312}{3} = 1.437 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.437 \times \tan -16.702^\circ - 2.041 = -2.472 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 3.400 + 1.437 = 4.837 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時L1

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) $x_p = 2.041 \text{ m}$

$y_p = 3.400 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 4.312 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = -16.702^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 36.000^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 18.000^\circ$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.10 = 5.711^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ω ($^\circ$) | 土砂重量 W (kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------------------------|-------------|-------|--------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 46.00 | 115.068 | 0.000 | 48.573 | 163.641 | 45.050 |
| 47.00 | 108.279 | 0.000 | 45.581 | 153.860 | 45.106 |
| 48.00 | 101.853 | 0.000 | 42.747 | 144.600 | 44.991 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 47.00^\circ \text{ のとき } P = 45.106 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{153.860 / \cos 5.711^\circ \times \sin(47.00^\circ - 36.00^\circ + 5.711^\circ)}{\cos(47.00^\circ - 36.00^\circ - 16.702^\circ - 18.000^\circ)} \\
 &= 45.106 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 45.106 \times \cos(-16.702^\circ + 18.000^\circ) = 45.094 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 45.106 \times \sin(-16.702^\circ + 18.000^\circ) = 1.022 \text{ kN}$$

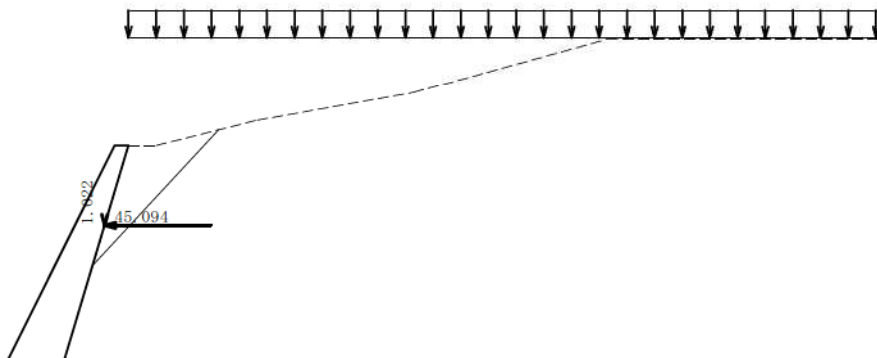
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.312}{3} = 1.437 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.437 \times \tan -16.702^\circ - 2.041 = -2.472 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 3.400 + 1.437 = 4.837 \text{ m}$$

・土圧図



[3]地震時L2

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) $x_p = 2.041 \text{ m}$ $y_p = 3.400 \text{ m}$ 仮想背面の高さ $H = 4.312 \text{ m}$ 土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = -16.702^\circ$ 背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$ 背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 36.000^\circ$ 壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 18.000^\circ$ 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.970^\circ$ すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)水位 $h_w = 0.000$ m

| すべり角 ω (°) | 土砂重量 W (kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|----------------------|-------------|-------|--------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 44.00 | 129.852 | 0.000 | 55.093 | 184.945 | 51.733 |
| 45.00 | 122.244 | 0.000 | 51.738 | 173.982 | 51.741 |
| 46.00 | 115.068 | 0.000 | 48.573 | 163.641 | 51.571 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 45.00^\circ \text{ のとき } P = 51.741 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{173.982 / \cos 7.970^\circ \times \sin(45.00^\circ - 36.00^\circ + 7.970^\circ)}{\cos(45.00^\circ - 36.00^\circ - 16.702^\circ - 18.000^\circ)} \\
 &= 51.741 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 51.741 \times \cos(-16.702^\circ + 18.000^\circ) = 51.728 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 51.741 \times \sin(-16.702^\circ + 18.000^\circ) = 1.172 \text{ kN}$$

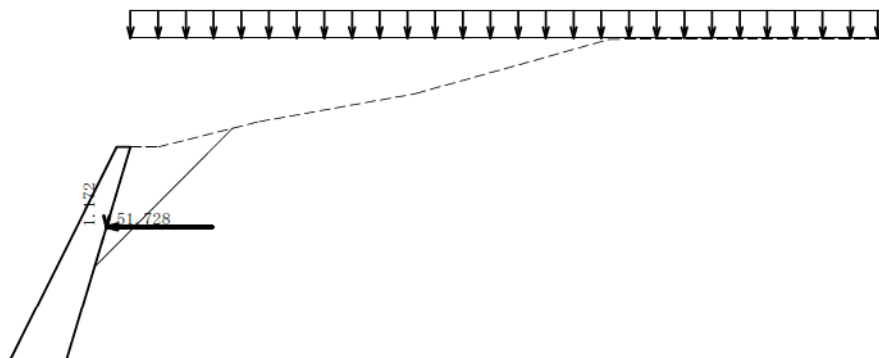
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.312}{3} = 1.437 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.437 \times \tan -16.702^\circ - 2.041 = -2.472 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 3.400 + 1.437 = 4.837 \text{ m}$$

・土圧図



4.1.4 壁面地盤反力

・台形分布の場合

$$Q_{tz} = \frac{l_z}{2} (q_t + q_{tz})$$

$$q_{tz} = q_t - \frac{q_t - q_{t1}}{l} \cdot l_z$$

$$\alpha_z = \frac{l_z}{3} \cdot \frac{2q_t + q_{tz}}{q_t + q_{tz}}$$

・zが三角形分布幅内にある場合

$q_t > 0.0$ (最大値が天端側) の時

$$Q_{tz} = \frac{l_z}{2} (q_t + q_{tz})$$

$$q_{tz} = \frac{l_w - l_z}{l_w} \cdot q_t$$

$$\alpha_z = \frac{l_z}{3} \cdot \frac{2q_t + q_{tz}}{q_t + q_{tz}}$$

$q_{t1} > 0.0$ (最大値が基部側) の時

$$Q_{tz} = \frac{l_w - l + l_z}{2} (q_{t1} + q_{tz})$$

$$q_{tz} = \frac{l_w - l + l_z}{l_w} \cdot q_{t1}$$

$$\alpha_z = \frac{l_w - l + l_z}{3} \cdot \frac{2q_{tz} + q_{t1}}{q_{tz} + q_{t1}}$$

・zが三角形分布幅外にある場合

$q_t > 0.0$ (最大値が天端側) の時

$$Q_{tz} = Q_t$$

$$q_{tz} = 0.0$$

$$\alpha_z = l_z - \frac{l_x}{3}$$

$q_{t1} > 0.0$ (最大値が基部側) の時

壁面地盤反力を考慮しない

ここに、

Q_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力の合力 (kN)

q_{tz} : z位置の壁面地盤反力度 (kN/m²)

α_z : 壁面地盤反力の合力作用位置 (m)

l_z : zの位置での壁面長 (m), $l_z = 8.052$

z : 天端からの鉛直距離 (m), $z = 7.712$

l_w : 壁面地盤反力の作用幅 (m)

l : 壁面長 (m), $l = 8.052$

Q_t : 壁面地盤反力の合力 (kN)

q_t : 壁面上端の壁面地盤反力度 (kN/m²)

q_{t1} : 壁面下端の壁面地盤反力度 (kN/m²)

03_ (比較: 起点坑口_左側) もたれ式擁壁設計計算書

| 荷重状態 (水 位) | l_v (m) | q_t (kN/m ²) | q_{t1} (kN/m ²) | q_{t2} (kN/m ²) | Q_{tz} (kN) | α_z (m) |
|------------|--------------|-------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|------------------|-------------------|
| 常時() | 4.226 | 9.208 | 0.000 | 0.000 | 19.455 | 6.643 |

$$N_{tz} = -Q_{tz} \cdot \sin \alpha$$

$$S_{tz} = Q_{tz} \cdot \cos \alpha$$

$$M_{tz} = Q_{tz} \cdot (b_z/2 \cdot \sin \alpha + \alpha_z)$$

ここに、

N_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力による軸力(kN)

S_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力によるせん断力(kN)

M_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力によるモーメント(kN・m)

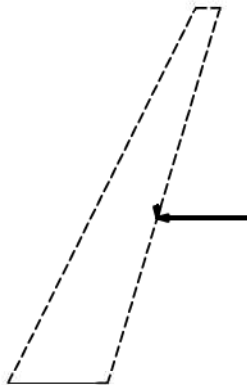
b_z : 部材厚さ(m), $b_z = 2.042$

α : 壁背面の角度(度), $\alpha = 16.702$

| 荷重状態 (水 位) | N_{tz} (kN) | S_{tz} (kN) | M_{tz} (kN・m) |
|------------|------------------|------------------|--------------------|
| 常時() | -5.591 | 18.634 | 134.947 |

4.1.5 断面力の集計

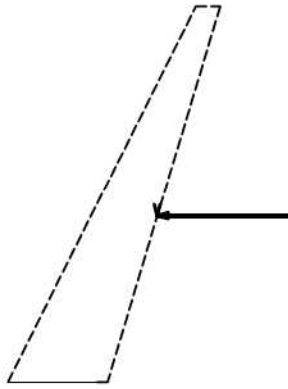
[1] 常時



| 項 目 | N_i (kN) | H_i (kN) | X_i (m) | Y_i (m) | $M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN・m) |
|------|---------------|---------------|--------------|--------------|---------------------------------|
| 自 重 | 225.446 | 0.000 | -1.231 | 0.000 | -277.434 |
| 土 圧 | 3.964 | 30.949 | -2.472 | 4.837 | 139.901 |
| 地盤反力 | -5.591 | 18.634 | -2.930 | 6.363 | 134.947 |
| 合 計 | 223.819 | 49.583 | ———— | ———— | -2.587 |

※ X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、 Y_i は設計断面からの高さ

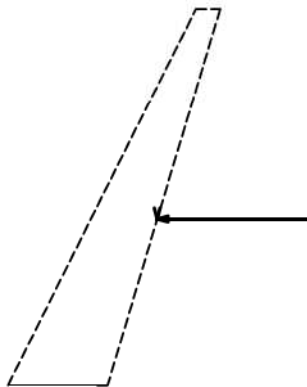
[2]地震時L1



| 項目 | N_i (kN) | H_i (kN) | X_i (m) | Y_i (m) | $M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN.m) |
|----|---------------|---------------|--------------|--------------|---------------------------------|
| 自重 | 225.446 | 22.545 | -1.231 | 3.076 | -208.079 |
| 土圧 | 1.022 | 45.094 | -2.472 | 4.837 | 215.593 |
| 合計 | 226.468 | 67.639 | ————— | ————— | 7.514 |

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

[3]地震時L2



| 項目 | N_i (kN) | H_i (kN) | X_i (m) | Y_i (m) | $M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN.m) |
|----|---------------|---------------|--------------|--------------|---------------------------------|
| 自重 | 225.446 | 31.562 | -1.231 | 3.076 | -180.337 |
| 土圧 | 1.172 | 51.728 | -2.472 | 4.837 | 247.311 |
| 合計 | 226.618 | 83.290 | ————— | ————— | 66.974 |

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

4.1.6 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度の照査

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

ここに、

σ_c : コンクリート断面の縁応力度 (N/mm²)

N : 軸方向力 (N)

A : コンクリートの全断面積 (mm²), A = 2042000.000

M : 曲げモーメント (N・mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³), W = 694960.7 × 10³

| 荷重状態 (水 位) | M (kN・m) | N (kN) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|------------|-------------|-----------|----------------------------|---------|----------------------------|-------|----|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -2.587 | 223.819 | 0.113 | ≤ 4.500 | ——— | 0.225 | ○ |
| 地震時L1 | 7.514 | 226.468 | 0.122 | ≤ 6.750 | ——— | 0.337 | ○ |
| 地震時L2 | 66.974 | 226.618 | 0.207 | ≤ 6.750 | ——— | 0.337 | ○ |

引張応力度が「———」の場合は、全断面圧縮状態による。

(2) せん断応力度の照査

$$\tau_n = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{at}$$

ここに、

τ_n : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

d : 部材の有効高 (mm), d = 2042.000

b : 部材断面幅 (mm)

τ_{at} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

$$CN = 1 + \frac{M_0}{M} \quad (1 \leq CN \leq 2)$$

ここに、

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

M_0 : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる
曲げモーメント (N・mm)

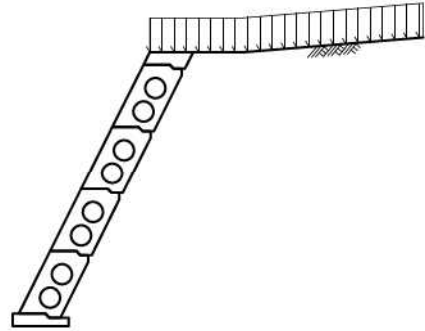
| 荷重状態 (水 位) | せん断力 S_h (kN) | せん断応力度 (N/mm ²) | | 補正係数 CN | 判定 |
|------------|--------------------|-----------------------------|-----------------|------------|----|
| | | 計算値 τ | 許容値 τ_{at} | | |
| 常時 | 49.583 | 0.024 | ≤ 0.660 | 2.000 | ○ |
| 地震時L1 | 67.639 | 0.033 | ≤ 0.660 | 2.000 | ○ |
| 地震時L2 | 83.290 | 0.041 | ≤ 0.660 | 2.000 | ○ |

設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 大型ブロック積擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 4.400$ (m)
底版幅 $B = 0.900$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
うらかたくん



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

- | | |
|-----|-------------------------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧) |

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

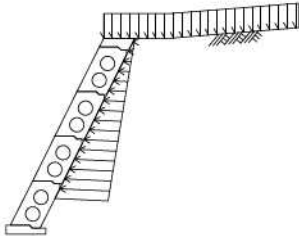
製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリートを自重として考慮した。

自重 : $W_c = 71.68$ (kN)

2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 36.00(^{\circ})$
 単位体積重量： $\gamma_s = 17.00 (\text{kN/m}^3)$

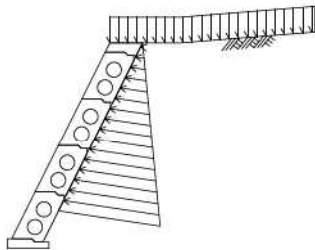


土圧作用高さ： $h = 3.600 (\text{m})$
 土圧： $P_a = 14.03 (\text{kN})$

3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

設計水平震度： $K_h = 0.14$



慣性力： $H = 10.05 (\text{kN})$
 土圧： $P_a = 25.66 (\text{kN})$

(4) 安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

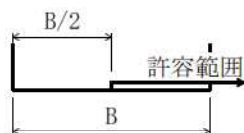
1) 転 倒

基礎底版位置での合力の作用位置による検討を行った。

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。

常 時： $d = 1.235 > 0.450$

地 震 時： $d = 0.639 \geq 0.300$
 (単位：m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数： 0.700

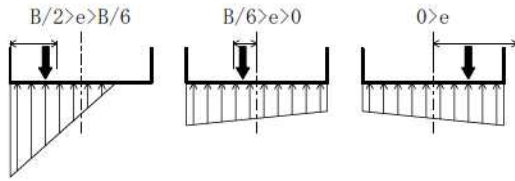
常 時： $F_s = 4.04 \geq 1.50$

地 震 時： $F_s = 1.53 \geq 1.20$

3) 支持力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

常時: $q = 115.56 \leq 300$
 地震時: $q = 115.55 \leq 450$
 (単位: kN/m^2)



(5) 壁体の断面計算

ブロック各段における検討を行った。

1) 壁体の断面計算結果

ブロック各段において、曲げ応力度及び、せん断応力度の検討を行った。

< 2段目の結果 >
 常時: $\sigma_c = 0.24 \leq 4.50$
 $\sigma_t = 0.03 \leq 0.23$
 $\tau = 0.06 \leq 0.33$
 地震時: $\sigma_c = 0.41 \leq 6.75$
 $\sigma_t = 0.19 \leq 0.35$
 $\tau = 0.07 \leq 0.33$
 < 1段目の結果 >
 常時: $\sigma_c = 0.36 \leq 4.50$
 $\sigma_t = 0.09 \leq 0.23$
 $\tau = 0.06 \leq 0.33$
 地震時: $\sigma_c = 0.38 \leq 6.75$
 $\sigma_t = 0.10 \leq 0.35$
 $\tau = 0.09 \leq 0.33$
 (単位: N/mm^2)

§1 設計条件

1.1 設計条件

| | | |
|-------------------|--------------|---------------------------------|
| (1) 擁壁形式 | | 大型ブロック積擁壁 |
| (2) 基礎形式 | | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | | H = 4.400 (m) |
| (4) 土 圧 | | 試行くさび法による土圧 |
| (5) 地表面載荷重 積雪荷重 | | q = 14.00 (kN/m ²) |
| (6) 設計水平震度 | | Kh = cz · kso = 0.14 |
| | 地域別補正係数 | cz = 0.85 |
| | 設計水平震度の標準値 | |
| | レベル2地震動 I種地盤 | kso = 0.16 |
| (7) 単位体積重量 コンクリート | | γc = 23.00 (kN/m ³) |

1.2 土質条件

| | | |
|---------------|------------------|---------------------------------|
| (1) 擁壁背面の裏込め土 | | |
| | せん断抵抗角 | φ = 36.00 (°) |
| | 単位体積重量 | γs = 17.00 (kN/m ³) |
| (2) 支持地盤 | | |
| | 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 | μ = 0.700 |
| | " の粘着力 | C = 0.0 (kN/m ²) |
| | 許容支持力度 常 時 | qa = 300 (kN/m ²) |
| | 地震 時 | qa = 450 (kN/m ²) |

1.3 安定条件

| | | |
|--------------|---------|-----------------------------|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | Fs ≥ 1.50 (1.20) |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | d > 1/2 B (1/3) |
| (3) 支持に対する検討 | 最大地盤反力度 | q ≤ qa (kN/m ²) |

※ ()は地震時

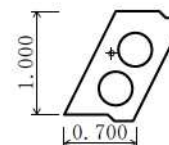
1.4 材料強度及び許容応力度

| | (N/mm ²) | 常 時 | 地震 時 |
|------------|----------------------|-----|-----------|
| (1) コンクリート | | | |
| | 設計基準強度 | σck | 18 |
| | 許容圧縮応力度 | σca | 4.50 6.75 |
| | 許容曲げ引張応力度 | σta | 0.23 0.35 |
| | 許容せん断応力度 | τa | 0.33 0.33 |

1.5 使用ブロック

(1) うらかたくん A型

| | | | | |
|---------|-------------------|----------------|-------|----------------------|
| 製品幅 (m) | 2.000 | | | |
| | 体積 | 重心座標 | 重量 | [単重] |
| | (m ³) | (m) | (kN) | (kN/m ³) |
| 製品本体 | 0.287 | (0.460, 0.592) | 6.60 | [23.00] |
| コンクリート | 1.113 | (0.636, 0.476) | 25.60 | [23.00] |



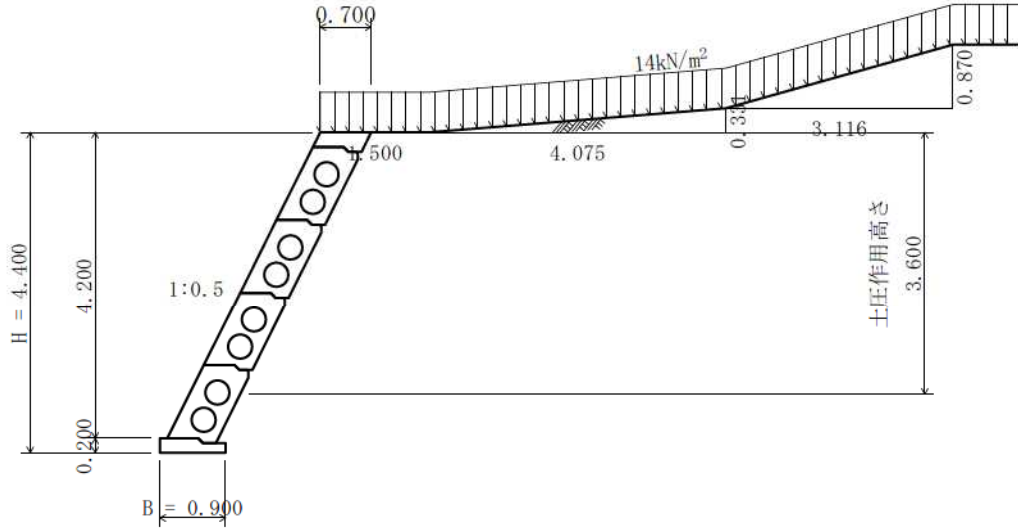
1.6 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

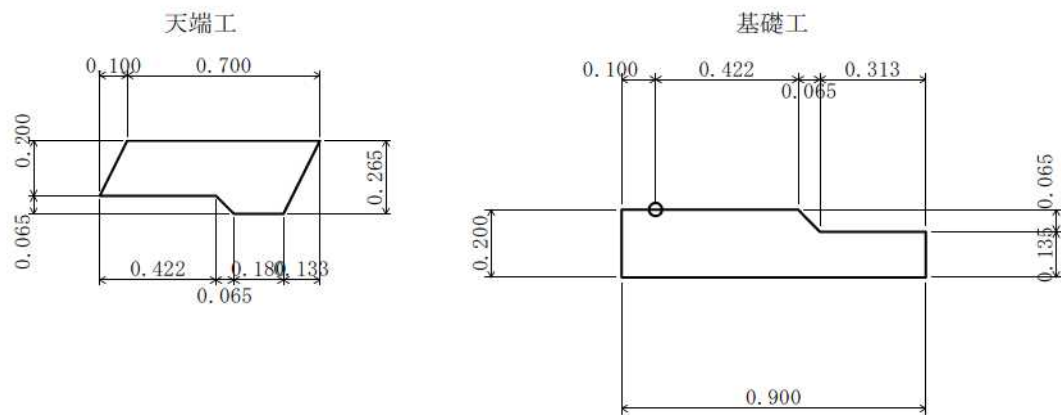
(社)日本道路協会

§2 一般形状寸法図

2.1 一般図



2.2 詳細図



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

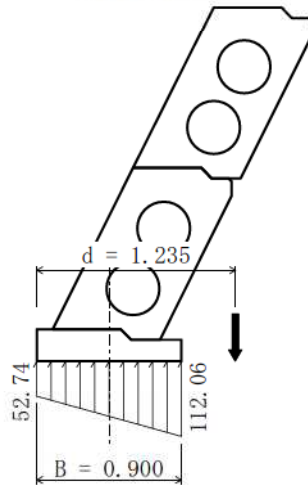
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑 動 安全率 Fs | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|------------------|--|--------|-------|
| 80.85 | 14.02 | 1.235 | 4.04 | 52.74 | 112.06 | O. K. |
| 許 容 値 | | 0.450 | 1.50 | 300 | | |

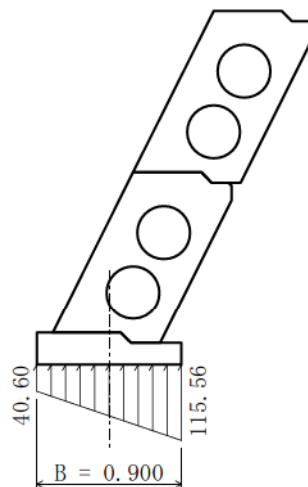
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|--|--------|-------|
| 81.48 | 0.00 | 40.60 | 115.56 | O. K. |
| 許 容 値 | | 300 | | |

《地盤反力図》

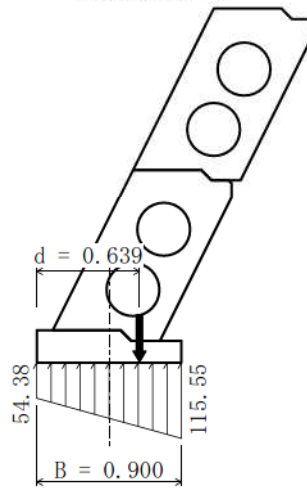


3.1.2 地震時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|--------------------|--|--------|-------|
| 77.66 | 35.42 | 0.639 | 1.53 | 54.38 | 115.55 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.300 | 1.20 | 450 | | |

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 ブロック各段の断面計算

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.96 × 10 ⁶ | -7.40 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 25.05 × 10 ³ | 28.24 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 10.46 × 10 ³ | 7.45 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.11 | 0.20 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.01 | 0.09 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.02 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -4.54 × 10 ⁶ | -13.20 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 39.14 × 10 ³ | 43.00 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 17.97 × 10 ³ | 17.28 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.17 | 0.35 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.02 | 0.18 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.04 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -6.65 × 10 ⁶ | -14.86 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 54.52 × 10 ³ | 57.39 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 24.88 × 10 ³ | 30.53 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.24 | 0.41 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.03 | 0.19 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.07 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -11.00 × 10 ⁶ | -12.02 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 70.53 × 10 ³ | 72.84 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 27.40 × 10 ³ | 37.29 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.36 | 0.38 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.09 | 0.10 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.09 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・載 荷 重
- ・土 圧
- ・地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧)

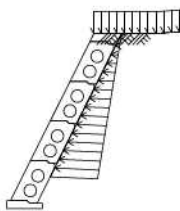
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

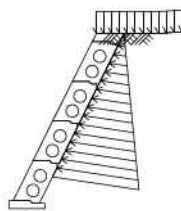
| | |
|-------|--------------|
| 常 時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地 震 時 | 自重+載荷重+地震の影響 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 常時



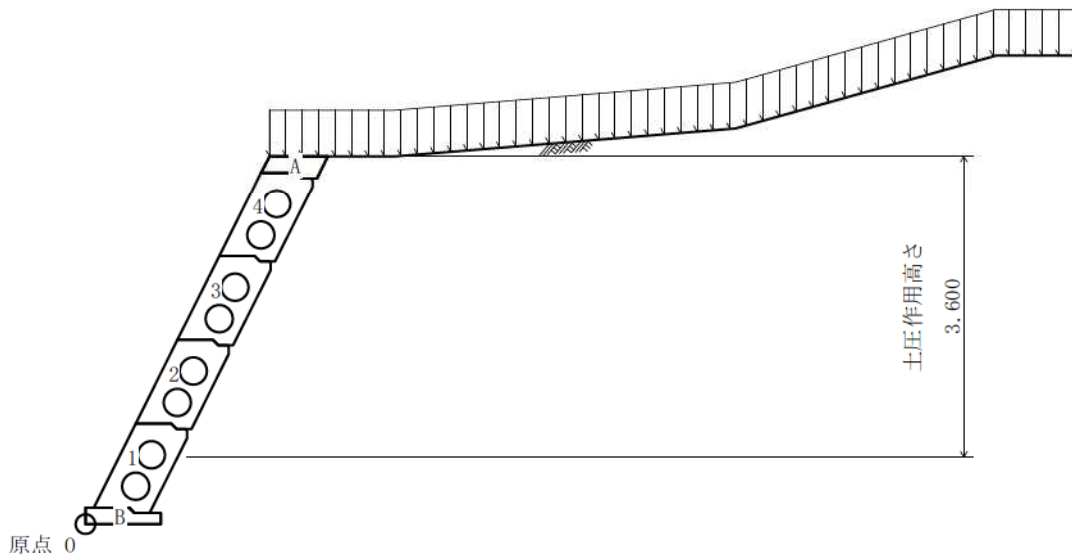
2) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。

荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

1) 天端コンクリート(A)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|---------------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.800 | 0.265 | 0.212 | 0.900 | 1.068 | 0.1908 | 0.2264 |
| a | -1/2 × 0.100 | 0.200 | -0.010 | 0.533 | 1.133 | -0.0053 | -0.0113 |
| b | - | 0.422 × 0.065 | -0.027 | 0.711 | 0.968 | -0.0192 | -0.0261 |
| c | -1/2 × 0.065 | 0.065 | -0.002 | 0.944 | 0.957 | -0.0019 | -0.0019 |
| d | -1/2 × 0.133 | 0.265 | -0.018 | 1.256 | 1.023 | -0.0226 | -0.0184 |
| 合計 | | | 0.155 | | | 0.1418 | 0.1687 |

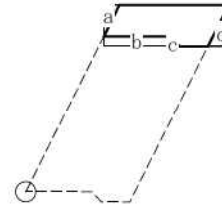
体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.155 \times 1.000 = 0.155 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1418}{0.155} = 0.915 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1687}{0.155} = 1.088 \text{ (m)}$$



2) 基礎コンクリート(B)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|---------------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.900 | 0.200 | 0.180 | 0.450 | 0.100 | 0.0810 | 0.0180 |
| a | -1/2 × 0.065 | 0.065 | -0.002 | 0.565 | 0.178 | -0.0011 | -0.0004 |
| b | - | 0.313 × 0.065 | -0.020 | 0.744 | 0.168 | -0.0149 | -0.0034 |
| 合計 | | | 0.158 | | | 0.0650 | 0.0142 |

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.158 \times 1.000 = 0.158 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0650}{0.158} = 0.411 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0142}{0.158} = 0.090 \text{ (m)}$$



3) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

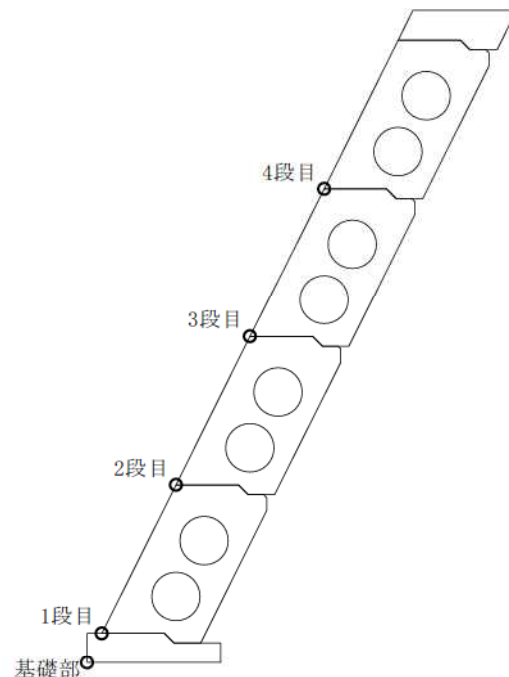
| | | 体積 | 単位重量 | 鉛直荷重 | 慣性力 | 重心位置 | |
|---------|-------------|----------------------|--------------------------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
| | | V_0 (m^3) | γ (kN/m^3) | V (kN) | H (kN) | x_c (m) | y_c (m) |
| 4段目 | 天端コンクリート | 0.155×23.00 | | 3.57 | | 0.915 | 1.088 |
| | A型 | 0.144×23.00 | | 3.31 | | 0.460 | 0.592 |
| | 胴込めコンクリート | 0.557×23.00 | | 12.81 | | 0.636 | 0.476 |
| | 合計 Σ | | | 19.69 | 2.76 | 0.657 | 0.606 |
| 3段目～1段目 | A型 | 0.144×23.00 | | 3.31 | | 0.460 | 0.592 |
| | 胴込めコンクリート | 0.557×23.00 | | 12.81 | | 0.636 | 0.476 |
| | 合計 Σ | | | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 |
| 基礎部 | 基礎コンクリート | 0.158×23.00 | | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 |

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

4) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_N , y_N)を示す。

| | 番号 N | 基準点 | |
|-----|---------|------------------|------------------|
| | | x_N (m) | y_N (m) |
| 4段目 | 5 | 1.600 | 3.200 |
| 3段目 | 4 | 1.100 | 2.200 |
| 2段目 | 3 | 0.600 | 1.200 |
| 1段目 | 2 | 0.100 | 0.200 |
| 基礎部 | 1 | 0.000 | 0.000 |



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_c , y_c)と、上の基準点(x_N , y_N)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_c + (x_k - x_n)$$

$$y = y_c + (y_k - y_n)$$

ここに、

(x_k , y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 (N=k)

(x_n , y_n) : 荷重を集計する段の原点座標 (N=m)

基礎部の荷重集計(m=1)で用いる、1段目の自重(k=2)の作用位置は

$$x = 0.600 + (0.100 - 0.000) = 0.700 \text{ (m)}$$

$$y = 0.500 + (0.200 - 0.000) = 0.700 \text{ (m) となる。}$$

4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

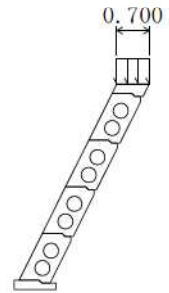
1) 積雪荷重

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 14.00 \times 0.700 \times 1.000 = 9.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 2.550 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

地 震 時

$$We = \frac{W}{\cos \theta}$$

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

任意位置の土圧強度を求めるため、算出した土圧力 (Pa) が高さ (h) に三角形分布するものとして、主働土圧係数を逆算する。

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma s \cdot h^2}$$

任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

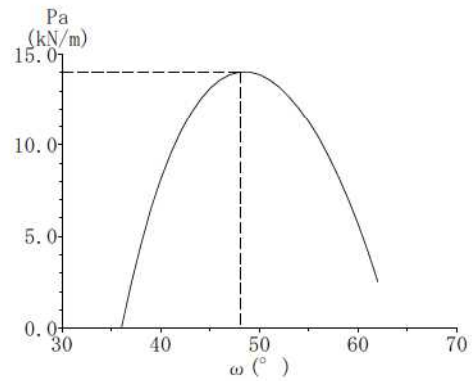
ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- We : 土くさびの重量とそれに起因する慣性力との合力 (kN/m)
- ω : すべり角 (°)
- ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 36.00$ (°)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)
- θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.97$ (°)
- Ka : 主働土圧係数
- γs : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma s = 17.00$ (kN/m³)
- h : 土圧の作用高さ (m)
- pa₁ : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)
- h₁ : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- h₁, h₂ : 上, 下部位置 (m)
- pa₁, pa₂ : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$h = 3.600 \text{ (m)}$
 $\alpha = -26.57 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 65.30 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 20.89]
 $\omega = 48.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 24.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 36.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

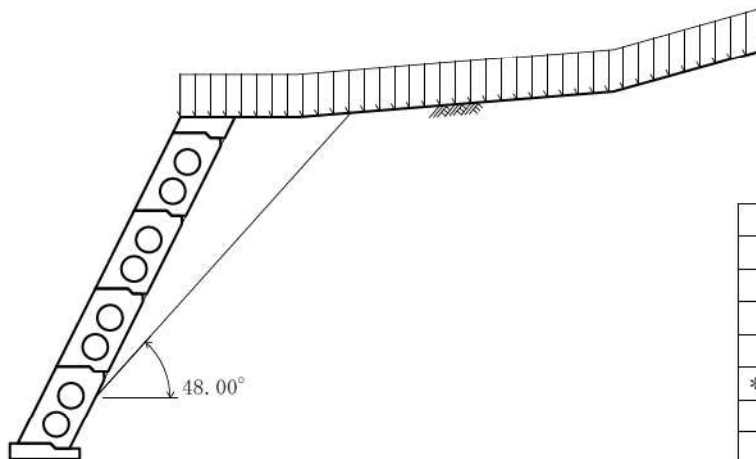
$$Pa = \frac{65.30 \times \sin(48.00 - 36.00)}{\cos(48.00 - 36.00 - 24.00 + 26.57)}$$

$$= 14.03 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \times 14.03}{17.00 \times 3.600^2}$$

$$= 0.127$$



| ω | Pa | W |
|----------|--------|-------|
| 52.00 | 13.201 | 45.40 |
| 51.00 | 13.607 | 50.12 |
| 50.00 | 13.884 | 55.01 |
| 49.00 | 14.026 | 60.06 |
| * 48.00 | 14.028 | 65.30 |
| 47.00 | 13.885 | 70.74 |
| 46.00 | 13.591 | 76.39 |
| 45.00 | 13.136 | 82.27 |
| 44.00 | 12.514 | 88.39 |

鉛直荷重

$$V = 14.03 \times \sin(24.00 - 26.57) \times 1.000 = -0.63 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 14.03 \times \cos(24.00 - 26.57) \times 1.000 = 14.02 \text{ (kN)}$$

作用位置

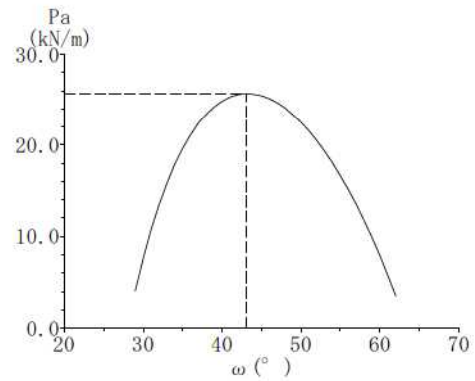
$$x = 1.700 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{3.600}{3} + 0.800 = 2.000 \text{ (m)}$$

(2) 地震時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$h = 3.600 \text{ (m)}$
 $\alpha = -26.57 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 94.78 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 30.53]
 $\omega = 43.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 18.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 36.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\theta = 7.97 \text{ (}^\circ\text{)}$



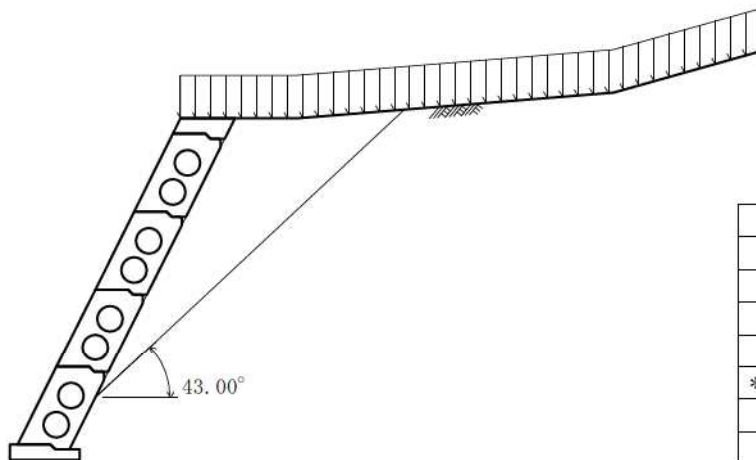
最大主働土圧合力

$$We = \frac{94.78}{\cos 7.97} = 95.70 \text{ (kN/m)}$$

$$Pa = \frac{95.70 \times \sin(43.00 - 36.00 + 7.97)}{\cos(43.00 - 36.00 - 18.00 + 26.57)} = 25.66 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \times 25.66}{17.00 \times 3.600^2} = 0.233$$



| ω | Pa | W |
|----------|--------|--------|
| 47.00 | 24.644 | 70.74 |
| 46.00 | 25.105 | 76.39 |
| 45.00 | 25.432 | 82.27 |
| 44.00 | 25.621 | 88.39 |
| * 43.00 | 25.664 | 94.78 |
| 42.00 | 25.555 | 101.46 |
| 41.00 | 25.285 | 108.45 |
| 40.00 | 24.844 | 115.79 |
| 39.00 | 24.220 | 123.49 |

鉛直荷重

$V = 25.66 \times \sin(18.00 - 26.57) \times 1.000 = -3.82 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 25.66 \times \cos(18.00 - 26.57) \times 1.000 = 25.37 \text{ (kN)}$

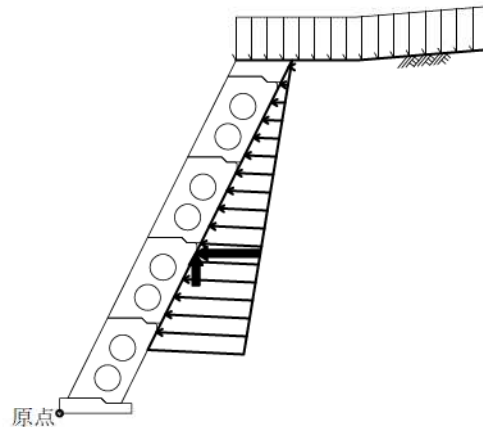
作用位置

$x = 1.700 \text{ (m)}$
 $y = \frac{3.600}{3} + 0.800 = 2.000 \text{ (m)}$

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-----------|-----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 4段目 | 19.69 | | 2.257 | 3.806 | 44.44 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.700 | 2.700 | 27.40 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.200 | 1.700 | 19.34 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.700 | 0.700 | 11.28 | |
| | | 基礎部 | 3.63 | | 0.411 | 0.090 | 1.49 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.550 | 4.400 | 24.99 | |
| | 土圧 | | -0.63 | 14.02 | 1.700 | 2.000 | -1.07 | 28.04 |
| 合 計 Σ | | | 80.85 | 14.02 | | | 127.87 | 28.04 |
| 自重のみの合計 Σ | | | 81.48 | 0.00 | | | 128.94 | 0.00 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|-----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 4段目 | 19.69 | 2.76 | 2.257 | 3.806 | 44.44 | 10.50 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.700 | 2.700 | 27.40 | 6.10 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.200 | 1.700 | 19.34 | 3.84 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.700 | 0.700 | 11.28 | 1.58 |
| | | 基礎部 | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 | 1.49 | 0.05 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.550 | 4.400 | 24.99 | |
| | 土圧 | | -3.82 | 25.37 | 1.700 | 2.000 | -6.49 | 50.74 |
| 合 計 Σ | | | 77.66 | 35.42 | | | 122.45 | 72.81 |

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.900 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地震時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- Fs : 滑動安全率
- Fsa : 滑動安全率の許容値

| | |
|-----|------------|
| 常 時 | Fsa = 1.50 |
| 地震時 | Fsa = 1.20 |
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣH : 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

| |
|---------------|
| $\mu = 0.700$ |
|---------------|
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.900 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 Be = B - 2・e (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 0.900$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- l : 擁壁壁面長 (m)
- θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)
- ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする
- q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)
- κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_1 と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_1 / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

| 荷重状態 | 自重のみの場合 | 荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合 | | |
|------------|---------|---------------------------|-------|-------|
| 背面勾配 | — | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
| κ_1 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
| κ_d | 0.58 | 0.56 | | |

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.70$ を用いる。

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq q_a$$

ここに、

- q_a : 地盤の許容支持力度

| | |
|-----|----------------------------------|
| 常時 | $q_a = 300$ (kN/m ²) |
| 地震時 | $q_a = 450$ (kN/m ²) |

5.2 計算結果

5.2.1 常時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 80.85 && (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 14.02 && (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 127.87 && (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 28.04 && (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{127.87 - 28.04}{80.85} = 1.235 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 1.235 = -0.785 \text{ (m)}$$

$$d = 1.235 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.450 \text{ (m)}$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -0.785 = 2.470 \text{ (m)} > B = 0.900 \text{ より } Be = 0.900 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{80.85 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{14.02}$$

$$= 4.04 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.785 < 0.000 \text{ (m)}$ より、「簡便法」にて計算を行った。

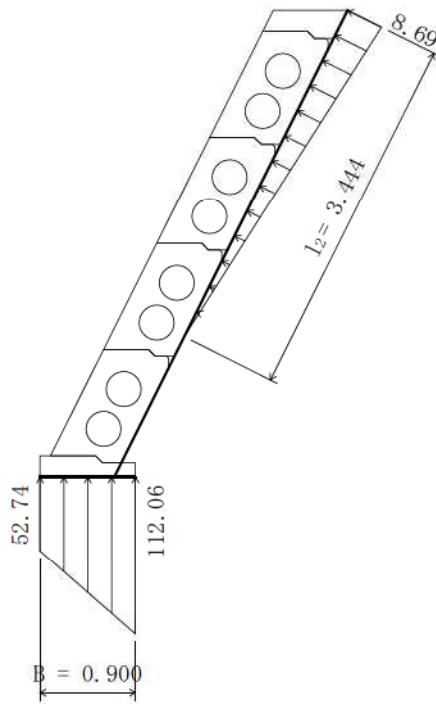
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{99.83 - 0.56 \times 0.900 \times 80.85}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 4.919 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 14.96 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 14.96}{0.70 \times 4.919} = 8.69 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 80.85 - 14.96 \times \sin 26.57 = 74.16 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 74.16 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 52.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 74.16 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 112.06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 112.06 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』 荷重の総括より、

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 81.48 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 128.94 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

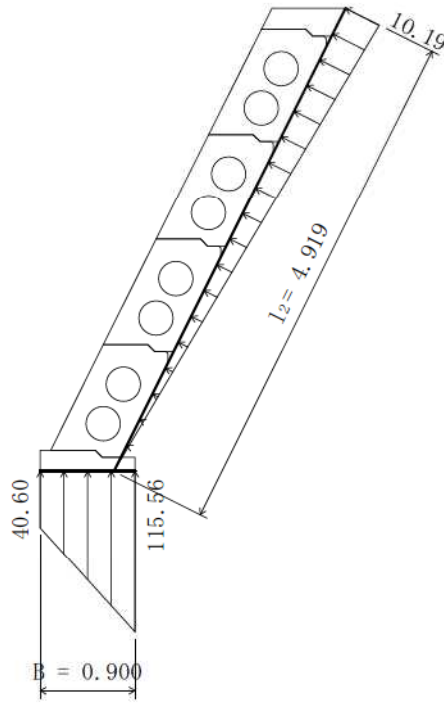
$$\begin{aligned} Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{128.94 - 0.58 \times 0.900 \times 81.48}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 4.919 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 25.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 25.06}{1.00 \times 4.919} = 10.19 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 81.48 - 25.06 \times \sin 26.57 = 70.27 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 70.27 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.900 \times 1.000} = 40.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 70.27 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 115.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 115.56 \leqq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

5.2.2 地震時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 77.66 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 35.42 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 122.45 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 72.81 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{122.45 - 72.81}{77.66} = 0.639 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 0.639 = -0.189 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.639 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.300 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -0.189 = 1.278 \quad (\text{m}) > B = 0.900 \quad \text{より} \quad Be = 0.900 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{77.66 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{35.42} \\ &= 1.53 \geq F_{sa} = 1.20\end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.189 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

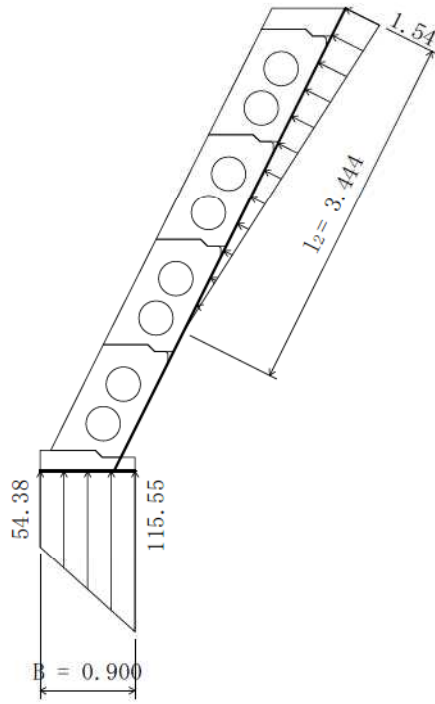
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_l}{3}\right)} \\ &= \frac{49.64 - 0.56 \times 0.900 \times 77.66}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 4.919 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 2.66 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_l \cdot 1} = \frac{2 \times 2.66}{0.70 \times 4.919} = 1.54 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 77.66 - 2.66 \times \sin 26.57 = 76.47 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 76.47 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 54.38 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 76.47 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 115.55 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_2 = 115.55 \leqq q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

§6 ブロック各段の部材断面設計

6.1 荷重の計算

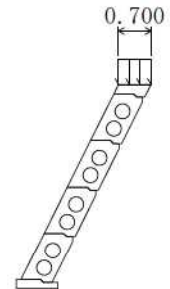
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

6.1.1 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

| | 荷重 q (kN/m ²) | 作用幅 | | 鉛直荷重 V (kN) | 作用位置 | |
|-----|---------------------------------|----------|----------|-------------------|----------|----------|
| | | l (m) | L (m) | | X (m) | Y (m) |
| 4段目 | 14.00 | 0.700 | 1.000 | 9.80 | 0.950 | 1.200 |
| 3段目 | | | | | 1.450 | 2.200 |
| 2段目 | | | | | 1.950 | 3.200 |
| 1段目 | | | | | 2.450 | 4.200 |



6.1.2 土圧

『設計荷重』の土圧にて算出した土圧係数より土圧力を求める。
任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma_s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

- pa₁ : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)
- Ka : 土圧係数
- γ_s : 裏込め土の単位体積重量 γ_s = 17.00 (kN/m³)
- h₁ : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- h₁, h₂ : 上, 下部位置 (m)
- pa₁, pa₂ : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 α = -26.57(°)
- L : 擁壁の奥行 (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m^2) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|--------------------------------------|----------------------------|--------------------------|
| 4段目 | 0.000 1.265 | 0.127 | 0.000 2.731 | 1.265 | 1.73 |
| 3段目 | 0.000 2.265 | 0.127 | 0.000 4.890 | 2.265 | 5.54 |
| 2段目 | 0.000 3.265 | 0.127 | 0.000 7.049 | 3.265 | 11.51 |
| 1段目 | 0.000 3.600 | | | 3.600 | 14.03 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ ($^{\circ}$) | 傾斜角 α ($^{\circ}$) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|--------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 4段目 | 1.73 | 24.00 | -26.57 | -0.08 | 1.73 | 0.878 | 0.357 |
| 3段目 | 5.54 | 24.00 | -26.57 | -0.25 | 5.53 | 1.045 | 0.690 |
| 2段目 | 11.51 | 24.00 | -26.57 | -0.52 | 11.50 | 1.211 | 1.023 |
| 1段目 | 14.03 | 24.00 | -26.57 | -0.63 | 14.02 | 1.600 | 1.800 |

(2) 地震時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m^2) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|--------------------------------------|----------------------------|--------------------------|
| 4段目 | 0.000 1.265 | 0.233 | 0.000 5.011 | 1.265 | 3.17 |
| 3段目 | 0.000 2.265 | 0.233 | 0.000 8.972 | 2.265 | 10.16 |
| 2段目 | 0.000 3.265 | 0.233 | 0.000 12.933 | 3.265 | 21.11 |
| 1段目 | 0.000 3.600 | | | 3.600 | 25.66 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ ($^{\circ}$) | 傾斜角 α ($^{\circ}$) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|--------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 4段目 | 3.17 | 18.00 | -26.57 | -0.47 | 3.13 | 0.878 | 0.357 |
| 3段目 | 10.16 | 18.00 | -26.57 | -1.51 | 10.05 | 1.045 | 0.690 |
| 2段目 | 21.11 | 18.00 | -26.57 | -3.15 | 20.87 | 1.211 | 1.023 |
| 1段目 | 25.66 | 18.00 | -26.57 | -3.82 | 25.37 | 1.600 | 1.800 |

6.1.3 壁背面の地盤反力

壁背面に作用する地盤反力を考慮した。「安定計算」より、各段に作用する地盤反力は以下の通りとなる。

壁背面地盤反力は次式より求められる。

$$Q_{tz} = \frac{2 \cdot l_2 - z'}{l_2^2} \cdot Q_t \cdot z'$$

鉛直水平荷重は次式より求められる。

$$H = Q_{tz} \cdot \cos \theta$$

$$V = -Q_{tz} \cdot \sin \theta$$

ここに、

z : 擁壁天端から照査断面位置又は反力分布下端までの長さ (m)

Q_{tz} : 高さ z の位置における壁面地盤反力 (kN)

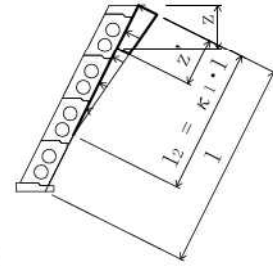
Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)

l_2 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 $l_2 = 3.444$ (m)

z' : 高さ z の位置における壁面長 $z' = z / \cos \theta$ (m)

V, H : 壁面地盤反力の鉛直、水平成分 (kN)

θ : 壁背面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)



(1) 常時

$$Q_t = 14.96 \text{ (kN)}$$

| | z (m) | z' (m) | Q _{tz} (kN) | 荷重 | | 作用位置 | |
|-----|----------|-----------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|
| | | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) |
| 4段目 | 1.265 | 1.414 | 9.76 | -4.36 | 8.73 | 1.010 | 0.622 |
| 3段目 | 2.265 | 2.532 | 13.91 | -6.22 | 12.44 | 1.343 | 1.287 |
| 2段目 | 3.080 | 3.444 | 14.96 | -6.69 | 13.38 | 1.786 | 2.173 |
| 1段目 | 3.080 | 3.444 | 14.96 | -6.69 | 13.38 | 2.286 | 3.173 |

(2) 地震時

$$Q_t = 2.66 \text{ (kN)}$$

| | z (m) | z' (m) | Q _{tz} (kN) | 荷重 | | 作用位置 | |
|-----|----------|-----------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|
| | | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) |
| 4段目 | 1.265 | 1.414 | 1.74 | -0.78 | 1.56 | 1.010 | 0.622 |
| 3段目 | 2.265 | 2.532 | 2.47 | -1.10 | 2.21 | 1.343 | 1.287 |
| 2段目 | 3.080 | 3.444 | 2.66 | -1.19 | 2.38 | 1.786 | 2.173 |
| 1段目 | 3.080 | 3.444 | 2.66 | -1.19 | 2.38 | 2.286 | 3.173 |

6.2 設計荷重の集計

原点0における荷重の集計を行う。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-----|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 4段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | | 0.657 | 0.606 | 12.94 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.950 | 1.200 | 9.31 | |
| | 土圧 | | -0.08 | 1.73 | 0.878 | 0.357 | -0.07 | 0.62 |
| | 地盤反力 | | -4.36 | 8.73 | 1.010 | 0.622 | -4.40 | 5.43 |
| 合 計 Σ | | | 25.05 | 10.46 | | | 17.78 | 6.05 |
| 3段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | | 1.157 | 1.606 | 22.78 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.450 | 2.200 | 14.21 | |
| | 土圧 | | -0.25 | 5.53 | 1.045 | 0.690 | -0.26 | 3.82 |
| | 地盤反力 | | -6.22 | 12.44 | 1.343 | 1.287 | -8.35 | 16.01 |
| 合 計 Σ | | | 39.14 | 17.97 | | | 38.05 | 19.83 |
| 2段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | | 1.657 | 2.606 | 32.63 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.950 | 3.200 | 19.11 | |
| | 土圧 | | -0.52 | 11.50 | 1.211 | 1.023 | -0.63 | 11.76 |
| | 地盤反力 | | -6.69 | 13.38 | 1.786 | 2.173 | -11.95 | 29.07 |
| 合 計 Σ | | | 54.52 | 24.88 | | | 66.56 | 40.83 |
| 1段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | | 2.157 | 3.606 | 42.47 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.450 | 4.200 | 24.01 | |
| | 土圧 | | -0.63 | 14.02 | 1.600 | 1.800 | -1.01 | 25.24 |
| | 地盤反力 | | -6.69 | 13.38 | 2.286 | 3.173 | -15.29 | 42.45 |
| 合 計 Σ | | | 70.53 | 27.40 | | | 103.37 | 67.69 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-----|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 4段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | 2.76 | 0.657 | 0.606 | 12.94 | 1.67 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.950 | 1.200 | 9.31 | |
| | 土圧 | | -0.47 | 3.13 | 0.878 | 0.357 | -0.41 | 1.12 |
| | 地盤反力 | | -0.78 | 1.56 | 1.010 | 0.622 | -0.79 | 0.97 |
| 合 計 Σ | | | 28.24 | 7.45 | | | 21.05 | 3.76 |
| 3段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | 2.76 | 1.157 | 1.606 | 22.78 | 4.43 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.450 | 2.200 | 14.21 | |
| | 土圧 | | -1.51 | 10.05 | 1.045 | 0.690 | -1.58 | 6.93 |
| | 地盤反力 | | -1.10 | 2.21 | 1.343 | 1.287 | -1.48 | 2.84 |
| 合 計 Σ | | | 43.00 | 17.28 | | | 43.60 | 15.33 |
| 2段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | 2.76 | 1.657 | 2.606 | 32.63 | 7.19 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.950 | 3.200 | 19.11 | |
| | 土圧 | | -3.15 | 20.87 | 1.211 | 1.023 | -3.81 | 21.35 |
| | 地盤反力 | | -1.19 | 2.38 | 1.786 | 2.173 | -2.13 | 5.17 |
| 合 計 Σ | | | 57.39 | 30.53 | | | 73.20 | 38.23 |
| 1段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | 2.76 | 2.157 | 3.606 | 42.47 | 9.95 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.450 | 4.200 | 24.01 | |
| | 土圧 | | -3.82 | 25.37 | 1.600 | 1.800 | -6.11 | 45.67 |
| | 地盤反力 | | -1.19 | 2.38 | 2.286 | 3.173 | -2.72 | 7.55 |
| 合 計 Σ | | | 72.84 | 37.29 | | | 110.84 | 73.34 |

6.3 設計断面力一覧

原点0における設計荷重の集計から、設計断面力を求める。

軸力

$$N = \Sigma V \text{ (kN)}$$

せん断力

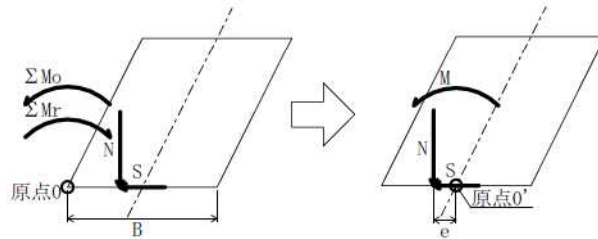
$$S = \Sigma H \text{ (kN)}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{N} \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = N \cdot e \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(1) 常時

| | 底面幅 B (m) | 軸力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏 心 距 離 e (m) | 曲 げ モーメント M (kN・m) |
|-----|-----------------|-----------------|-------------------|------------------|---------------|------------------------------|--------------------------------|
| | | | | ΣMr (kN・m) | ΣMo (kN・m) | | |
| 4段目 | 0.700 | 25.05 | 10.46 | 17.78 | 6.05 | -0.118 | -2.96 |
| 3段目 | 0.700 | 39.14 | 17.97 | 38.05 | 19.83 | -0.116 | -4.54 |
| 2段目 | 0.700 | 54.52 | 24.88 | 66.56 | 40.83 | -0.122 | -6.65 |
| 1段目 | 0.700 | 70.53 | 27.40 | 103.37 | 67.69 | -0.156 | -11.00 |

(2) 地震時

| | 底面幅 B (m) | 軸力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏 心 距 離 e (m) | 曲 げ モーメント M (kN・m) |
|-----|-----------------|-----------------|-------------------|------------------|---------------|------------------------------|--------------------------------|
| | | | | ΣMr (kN・m) | ΣMo (kN・m) | | |
| 4段目 | 0.700 | 28.24 | 7.45 | 21.05 | 3.76 | -0.262 | -7.40 |
| 3段目 | 0.700 | 43.00 | 17.28 | 43.60 | 15.33 | -0.307 | -13.20 |
| 2段目 | 0.700 | 57.39 | 30.53 | 73.20 | 38.23 | -0.259 | -14.86 |
| 1段目 | 0.700 | 72.84 | 37.29 | 110.84 | 73.34 | -0.165 | -12.02 |

6.4 実応力度の計算

6.4.1 無筋コンクリート長方形断面の応力度

無筋コンクリート長方形断面の応力度は以下の式で算出する。

縁応力度

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

- N : 断面に作用する軸力 (N)
M : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
A : 断面積 (mm²) A = b・h
Z : 断面係数 (mm³) $Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$
h : 部材厚 (mm)
b : 有効計算幅 (mm)
σ₁ : 前面側縁応力度 (N/mm²)
σ₂ : 背面側縁応力度 (N/mm²)
τ : せん断応力度 (N/mm²)

6.4.2 計算結果

| 部 材 | 項 目 | 常 時 | 地 震 時 | |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.96 × 10 ⁶ | -7.40 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 25.05 × 10 ³ | 28.24 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 10.46 × 10 ³ | 7.45 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.11 | 0.20 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.01 | 0.09 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.02 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -4.54 × 10 ⁶ | -13.20 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 39.14 × 10 ³ | 43.00 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 17.97 × 10 ³ | 17.28 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.17 | 0.35 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.02 | 0.18 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.04 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -6.65 × 10 ⁶ | -14.86 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 54.52 × 10 ³ | 57.39 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 24.88 × 10 ³ | 30.53 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.24 | 0.41 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.03 | 0.19 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.07 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

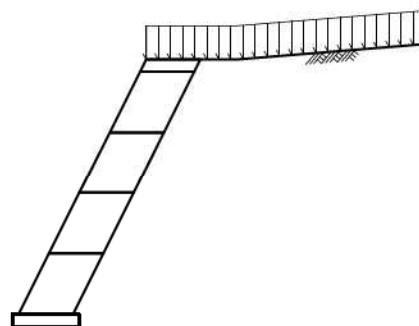
| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -11.00 × 10 ⁶ | -12.02 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 70.53 × 10 ³ | 72.84 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 27.40 × 10 ³ | 37.29 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.36 | 0.38 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.09 | 0.10 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.09 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 大型ブロック積擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 4.400$ (m)
底版幅 $B = 1.100$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
重力



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

- | | |
|-----|-------------------------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧) |

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

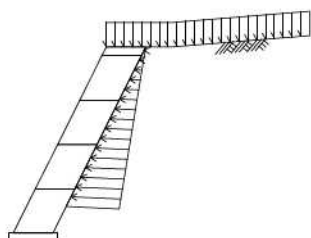
製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリートを自重として考慮した。

自重 : $W_c = 91.42$ (kN)

2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 36.00(^{\circ})$
 単位体積重量： $\gamma_s = 17.00 (\text{kN/m}^3)$



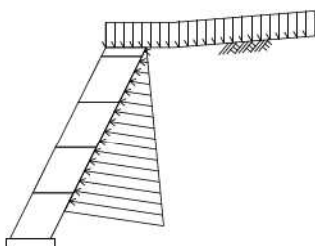
土圧作用高さ： $h = 3.600 (\text{m})$

土圧： $P_a = 14.12 (\text{kN})$

3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

設計水平震度： $K_h = 0.14$



慣性力： $H = 12.81 (\text{kN})$

土圧： $P_a = 25.84 (\text{kN})$

(4) 安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 転 倒

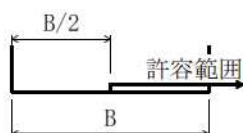
基礎底版位置での合力の作用位置による検討を行った。

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。

常 時： $d = 1.398 > 0.550$

地 震 時： $d = 0.875 \geq 0.367$

(単位：m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数： 0.700

常 時： $F_s = 5.13 \geq 1.50$

地 震 時： $F_s = 1.83 \geq 1.20$

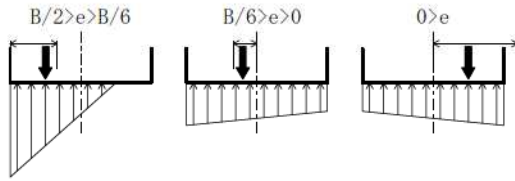
3) 支持力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

常時: $q = 121.28 \leq 300$

地震時: $q = 120.16 \leq 450$

(単位: kN/m^2)



§1 設計条件

1.1 設計条件

| | | |
|-----------------|------------|--|
| (1) 擁壁形式 | | 大型ブロック積擁壁 |
| (2) 基礎形式 | | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | | H = 4.400 (m) |
| (4) 土 圧 | | 試行くさび法による土圧 |
| (5) 地表面載荷重 積雪荷重 | | q = 14.00 (kN/m ²) |
| (6) 設計水平震度 | | Kh = c _z · k _{so} = 0.14 |
| | 地域別補正係数 | c _z = 0.85 |
| | 設計水平震度の標準値 | |
| | レベル2地震動 | I種地盤 |
| | | k _{so} = 0.16 |
| (7) 単位体積重量 | コンクリート | γ _c = 23.00 (kN/m ³) |

1.2 土質条件

| | | |
|---------------|------------------|---|
| (1) 擁壁背面の裏込め土 | | |
| | せん断抵抗角 | φ = 36.00 (°) |
| | 単位体積重量 | γ _s = 17.00 (kN/m ³) |
| (2) 支持地盤 | | |
| | 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 | μ = 0.700 |
| | " の粘着力 | C = 0.0 (kN/m ²) |
| | 許容支持力度 常 時 | q _a = 300 (kN/m ²) |
| | 地震 時 | q _a = 450 (kN/m ²) |

1.3 安定条件

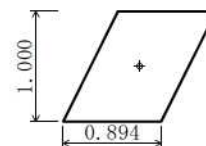
| | | |
|--------------|---------|---|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | F _s ≥ 1.50 (1.20) |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | d > 1/2 B (1/3) |
| (3) 支持に対する検討 | 最大地盤反力度 | q ≤ q _a (kN/m ²) |

※ ()は地震時

1.4 使用ブロック

(1) 重力 Eウォール

| | | | | |
|---------|-------------------|----------------|-------|----------------------|
| 製品幅 (m) | 2.000 | | | |
| | 体積 | 重心座標 | 重量 | [単重] |
| | (m ³) | (m) | (kN) | (kN/m ³) |
| 製品本体 | 1.788 | (0.697, 0.500) | 41.12 | [23.00] |



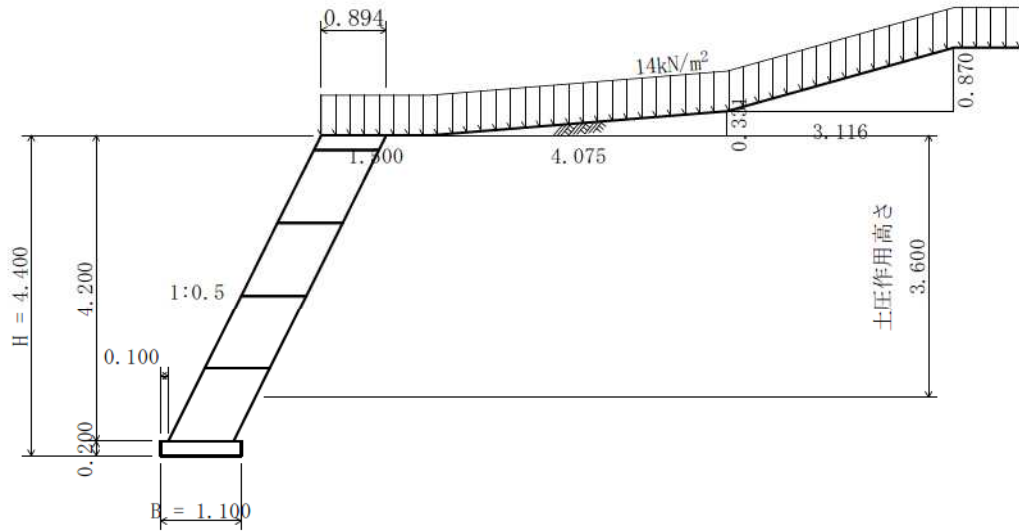
1.5 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

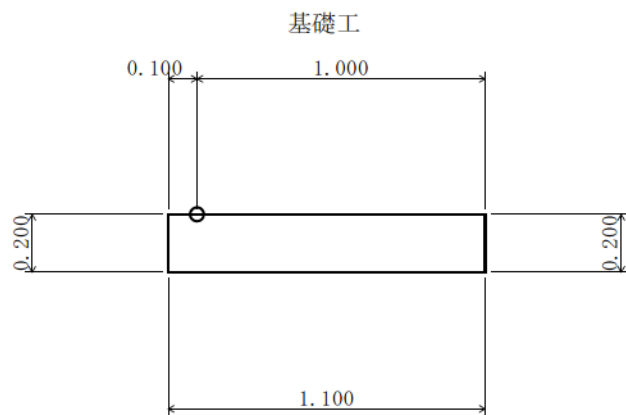
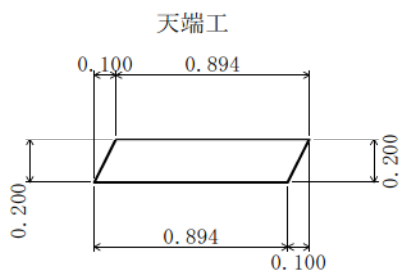
(社)日本道路協会

§2 一般形状寸法図

2.1 一般図



2.2 詳細図



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

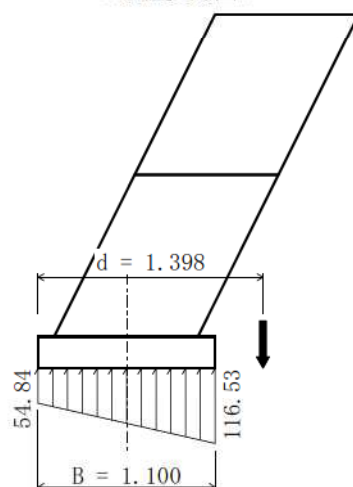
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑 動 安全率 Fs | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|------------------|--|--------|-------|
| 103.31 | 14.11 | 1.398 | 5.13 | 54.84 | 116.53 | O. K. |
| 許 容 値 | | 0.550 | 1.50 | 300 | | |

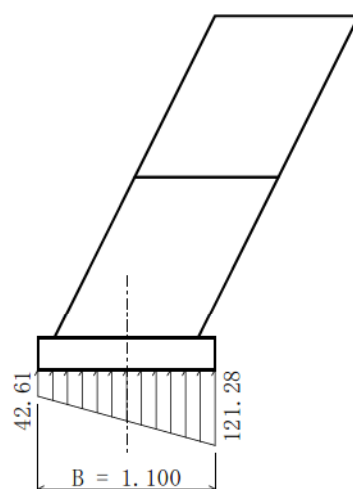
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|--|--------|-------|
| 103.94 | 0.00 | 42.61 | 121.28 | O. K. |
| 許 容 値 | | 300 | | |

《地盤反力図》

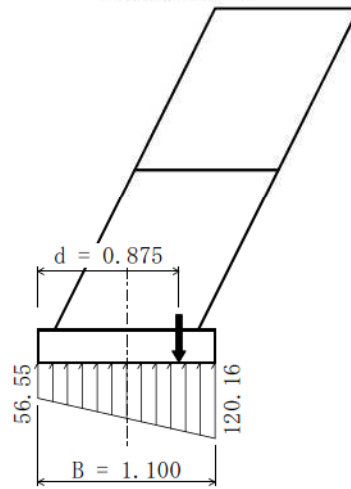


3.1.2 地震時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|--------------------|--|--------|-------|
| 100.09 | 38.36 | 0.875 | 1.83 | 56.55 | 120.16 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.367 | 1.20 | 450 | | |

《地盤反力図》



§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・載 荷 重
- ・土 圧
- ・地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧)

4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

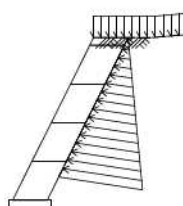
| | |
|-------|--------------|
| 常 時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地 震 時 | 自重+載荷重+地震の影響 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 常時

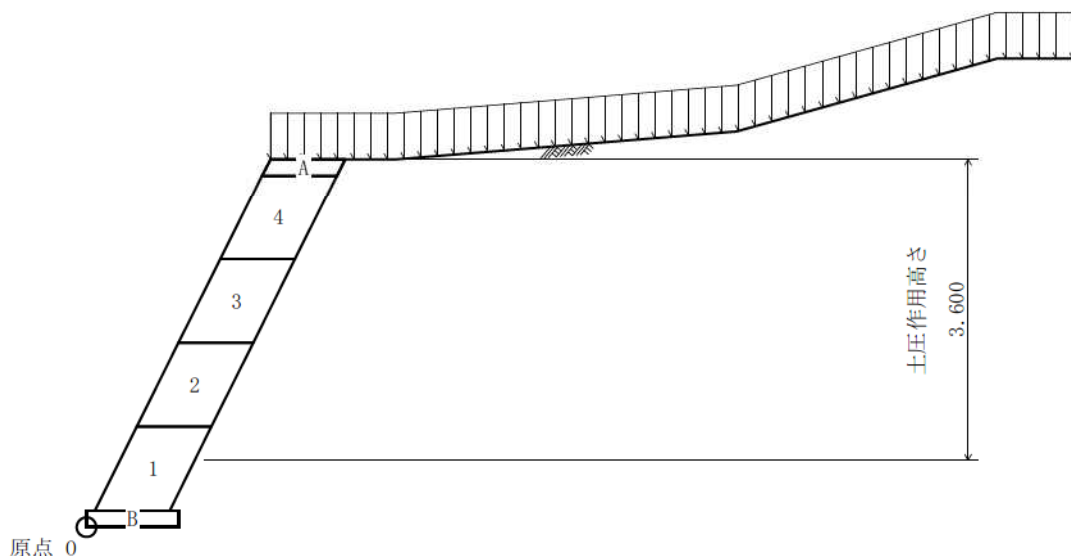


2) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。
荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

1) 天端コンクリート(A)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|-----------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.994 | 0.200 | 0.199 | 0.997 | 1.100 | 0.1984 | 0.2189 |
| a | -1/2 × 0.100 | 0.200 | -0.010 | 0.533 | 1.133 | -0.0053 | -0.0113 |
| b | -1/2 × 0.100 | 0.200 | -0.010 | 1.461 | 1.067 | -0.0146 | -0.0107 |
| 合計 | | | 0.179 | | | 0.1785 | 0.1969 |

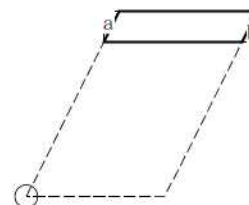
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.179 \times 1.000 = 0.179 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1785}{0.179} = 0.997 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1969}{0.179} = 1.100 \text{ (m)}$$



2) 基礎コンクリート(B)

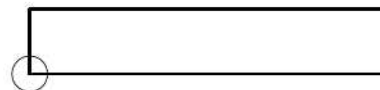
体積

$$V_o = b \cdot h \cdot L = 1.100 \times 0.200 \times 1.000 = 0.220 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{b}{2} = \frac{1.100}{2} = 0.550 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0.200}{2} = 0.100 \text{ (m)}$$



3) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

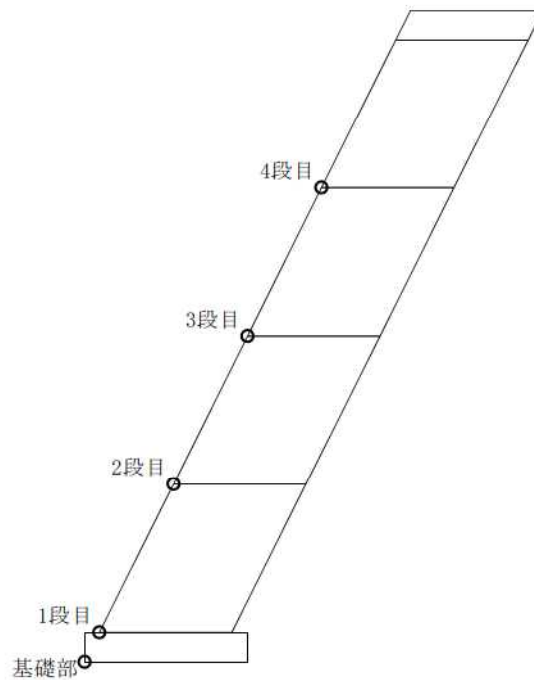
| | | 体積 | 単位重量 | 鉛直荷重 V (kN) | 慣性力 H (kN) | 重心位置 | |
|---------|----------|-------------------------------------|---------------------------|-------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | V _o (m ³) | γ (kN/m ³) | | | x _c (m) | y _c (m) |
| 4段目 | 天端コンクリート | 0.179 × 23.00 | | 4.12 | | 0.997 | 1.100 |
| | Eウォール | 0.894 × 23.00 | | 20.56 | | 0.697 | 0.500 |
| | 合計 Σ | | | 24.68 | 3.46 | 0.747 | 0.600 |
| 3段目～1段目 | Eウォール | 0.894 × 23.00 | | 20.56 | 2.88 | 0.697 | 0.500 |
| 基礎部 | 基礎コンクリート | 0.220 × 23.00 | | 5.06 | 0.71 | 0.550 | 0.100 |

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

4) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_N , y_N)を示す。

| | 番号 N | 基準点 | |
|-----|---------|--------------|--------------|
| | | x_N (m) | y_N (m) |
| 4段目 | 5 | 1.600 | 3.200 |
| 3段目 | 4 | 1.100 | 2.200 |
| 2段目 | 3 | 0.600 | 1.200 |
| 1段目 | 2 | 0.100 | 0.200 |
| 基礎部 | 1 | 0.000 | 0.000 |



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_c , y_c)と、上の基準点(x_N , y_N)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_c + (x_k - x_n)$$

$$y = y_c + (y_k - y_n)$$

ここに、

(x_k , y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 (N=k)

(x_n , y_n) : 荷重を集計する段の原点座標 (N=m)

基礎部の荷重集計(m=1)で用いる、1段目の自重(k=2)の作用位置は

$$x = 0.697 + (0.100 - 0.000) = 0.797 \text{ (m)}$$

$$y = 0.500 + (0.200 - 0.000) = 0.700 \text{ (m) となる。}$$

4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

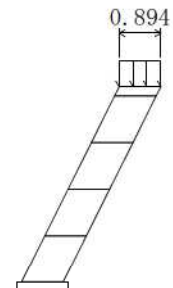
1) 積雪荷重

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 14.00 \times 0.894 \times 1.000 = 12.52 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 2.647 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

地震時

$$We = \frac{W}{\cos \theta}$$

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma_s \cdot h^2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

Pa : 主働土圧合力 (kN/m)

W : 土くさびの重量 (kN/m)

We : 土くさびの重量とそれに起因する慣性力との合力 (kN/m)

ω : すべり角 (°)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 36.00$ (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)

θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.97$ (°)

Ka : 主働土圧係数

γ_s : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma_s = 17.00$ (kN/m³)

h : 土圧の作用高さ (m)

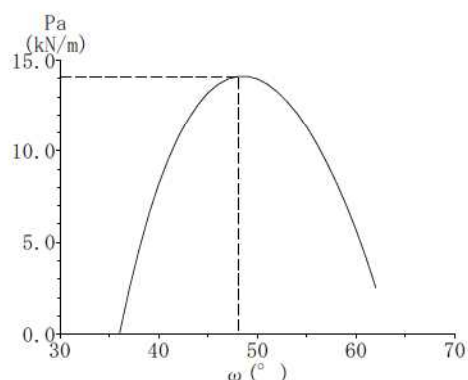
V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行 (計算幅) $L = 1.000$ (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$$\begin{aligned}
 h &= 3.600 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 65.73 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 21.10] \\
 \omega &= 48.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 24.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 36.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

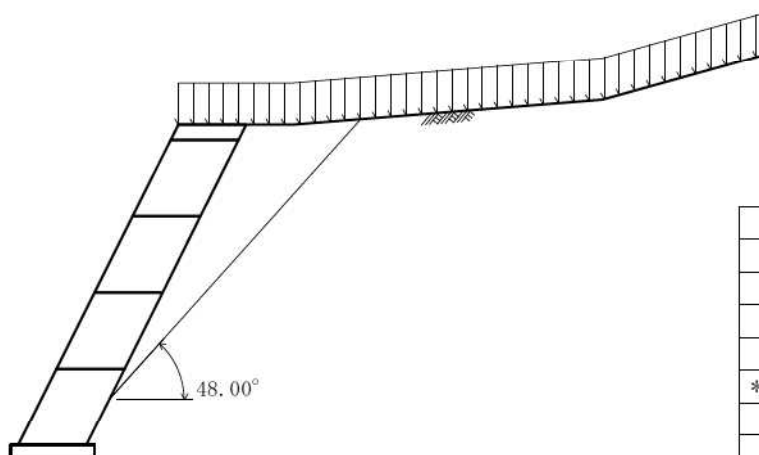


最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{65.73 \times \sin(48.00 - 36.00)}{\cos(48.00 - 36.00 - 24.00 + 26.57)} \\
 &= 14.12 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 Ka &= \frac{2 \times 14.12}{17.00 \times 3.600^2} \\
 &= 0.128
 \end{aligned}$$



| ω | Pa | W |
|----------|--------|-------|
| 52.00 | 13.280 | 45.67 |
| 51.00 | 13.692 | 50.43 |
| 50.00 | 13.972 | 55.36 |
| 49.00 | 14.117 | 60.45 |
| * 48.00 | 14.120 | 65.73 |
| 47.00 | 13.978 | 71.21 |
| 46.00 | 13.682 | 76.91 |
| 45.00 | 13.226 | 82.83 |
| 44.00 | 12.600 | 89.00 |

鉛直荷重

$$V = 14.12 \times \sin(24.00 - 26.57) \times 1.000 = -0.63 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 14.12 \times \cos(24.00 - 26.57) \times 1.000 = 14.11 \text{ (kN)}$$

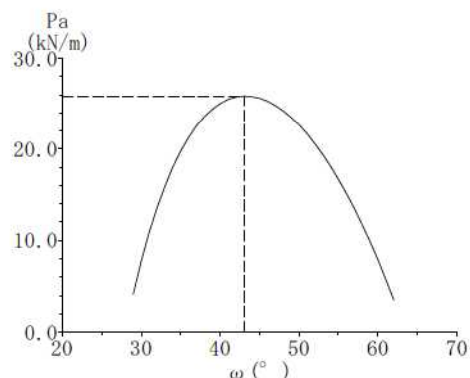
作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.894 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{3.600}{3} + 0.800 = 2.000 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

(2) 地震時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$$\begin{aligned}
 h &= 3.600 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 95.44 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 30.79] \\
 \omega &= 43.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 18.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 36.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \theta &= 7.97 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



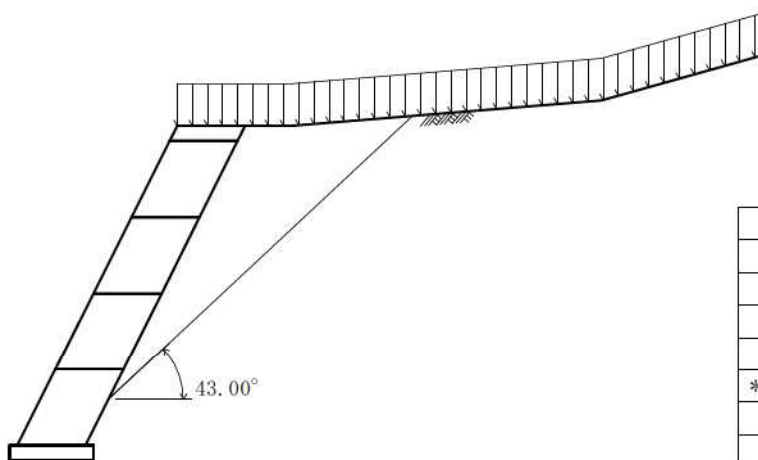
最大主働土圧合力

$$W_e = \frac{95.44}{\cos 7.97} = 96.37 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{96.37 \times \sin(43.00 - 36.00 + 7.97)}{\cos(43.00 - 36.00 - 18.00 + 26.57)} \\
 &= 25.84 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{2 \times 25.84}{17.00 \times 3.600^2} \\
 &= 0.235
 \end{aligned}$$



| ω | P_a | W |
|----------|--------|--------|
| 47.00 | 24.808 | 71.21 |
| 46.00 | 25.274 | 76.91 |
| 45.00 | 25.606 | 82.83 |
| 44.00 | 25.798 | 89.00 |
| * 43.00 | 25.843 | 95.44 |
| 42.00 | 25.734 | 102.17 |
| 41.00 | 25.464 | 109.22 |
| 40.00 | 25.020 | 116.61 |
| 39.00 | 24.394 | 124.37 |

鉛直荷重

$$V = 25.84 \times \sin(18.00 - 26.57) \times 1.000 = -3.85 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 25.84 \times \cos(18.00 - 26.57) \times 1.000 = 25.55 \text{ (kN)}$$

作用位置

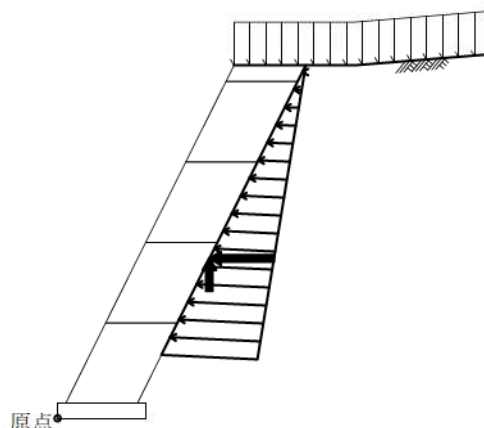
$$x = 1.894 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{3.600}{3} + 0.800 = 2.000 \text{ (m)}$$

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 常時

| | | | 荷重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-----------|-----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 4段目 | 24.68 | | 2.347 | 3.800 | 57.92 | |
| | | 3段目 | 20.56 | | 1.797 | 2.700 | 36.95 | |
| | | 2段目 | 20.56 | | 1.297 | 1.700 | 26.67 | |
| | | 1段目 | 20.56 | | 0.797 | 0.700 | 16.39 | |
| | | 基礎部 | 5.06 | | 0.550 | 0.100 | 2.78 | |
| | 載荷重 | | 12.52 | | 2.647 | 4.400 | 33.14 | |
| | 土圧 | | -0.63 | 14.11 | 1.894 | 2.000 | -1.19 | 28.22 |
| 合計 Σ | | | 103.31 | 14.11 | | | 172.66 | 28.22 |
| 自重のみの合計 Σ | | | 103.94 | 0.00 | | | 173.85 | 0.00 |

(2) 地震時

| | | | 荷重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|------|-----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 4段目 | 24.68 | 3.46 | 2.347 | 3.800 | 57.92 | 13.15 |
| | | 3段目 | 20.56 | 2.88 | 1.797 | 2.700 | 36.95 | 7.78 |
| | | 2段目 | 20.56 | 2.88 | 1.297 | 1.700 | 26.67 | 4.90 |
| | | 1段目 | 20.56 | 2.88 | 0.797 | 0.700 | 16.39 | 2.02 |
| | | 基礎部 | 5.06 | 0.71 | 0.550 | 0.100 | 2.78 | 0.07 |
| | 載荷重 | | 12.52 | | 2.647 | 4.400 | 33.14 | |
| | 土圧 | | -3.85 | 25.55 | 1.894 | 2.000 | -7.29 | 51.10 |
| 合計 Σ | | | 100.09 | 38.36 | | | 166.56 | 79.02 |

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 1.100 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地震時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- F_s : 滑動安全率
- F_{sa} : 滑動安全率の許容値

| | |
|-----|------------------------|
| 常 時 | F _{sa} = 1.50 |
| 地震時 | F _{sa} = 1.20 |
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣH : 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

| |
|---------------|
| $\mu = 0.700$ |
|---------------|
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 B = 1.100 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 Be = B - 2・e (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 1.100$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_h = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- l : 擁壁壁面長 (m)
- θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)
- ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_h : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする
- q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)
- κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_1 と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_1 / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

| 荷重状態 | 自重のみの場合 | 荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合 | | |
|------------|---------|---------------------------|-------|-------|
| 背面勾配 | — | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
| κ_1 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
| κ_d | 0.58 | 0.56 | | |

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.70$ を用いる。

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a$$

ここに、

$$q_a : \text{地盤の許容支持力度} \quad \begin{array}{ll} \text{常 時} & q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{地 震 時} & q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{array}$$

5.2 計算結果

5.2.1 常 時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 103.31 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 14.11 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 172.66 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 28.22 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{172.66 - 28.22}{103.31} = 1.398 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 1.398 = -0.848 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.398 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.550 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.100 - 2 \times -0.848 = 2.796 \quad (\text{m}) > B = 1.100 \quad \text{より } Be = 1.100 \quad (\text{m})$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{103.31 \times 0.700 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{14.11}$$

$$= 5.13 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.848 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

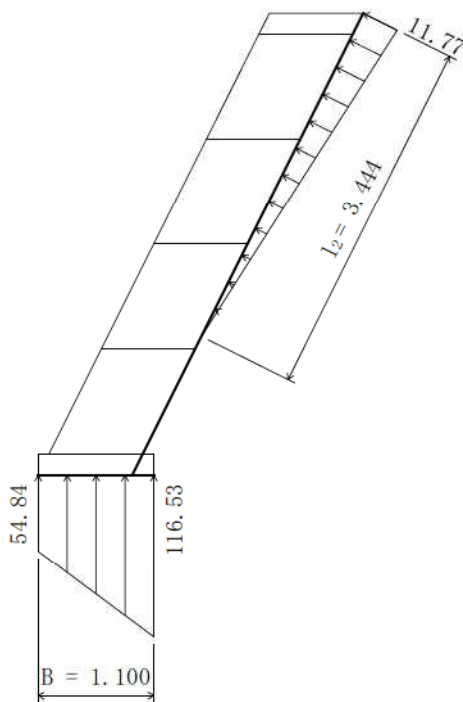
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{144.44 - 0.56 \times 1.100 \times 103.31}{1.100 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 4.919 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 20.26 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 20.26}{0.70 \times 4.919} = 11.77 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 103.31 - 20.26 \times \sin 26.57 = 94.25 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 94.25 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.100 \times 1.000} = 54.84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 94.25 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.100 \times 1.000} = 116.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_2 = 116.53 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』 荷重の総括より、

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 103.94 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 173.85 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

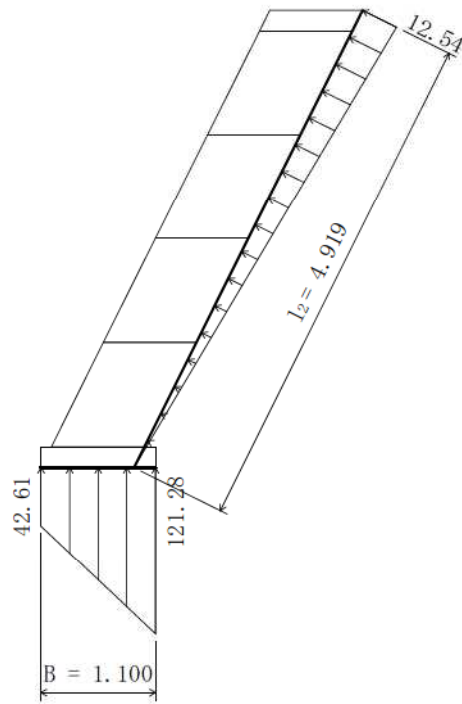
$$\begin{aligned} Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{173.85 - 0.58 \times 1.100 \times 103.94}{1.100 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 4.919 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 30.85 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 30.85}{1.00 \times 4.919} = 12.54 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 103.94 - 30.85 \times \sin 26.57 = 90.14 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 90.14 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.100 \times 1.000} = 42.61 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 90.14 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.100 \times 1.000} = 121.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 121.28 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

5.2.2 地震時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 100.09 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 38.36 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 166.56 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 79.02 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{166.56 - 79.02}{100.09} = 0.875 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 0.875 = -0.325 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.875 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.367 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.100 - 2 \times -0.325 = 1.750 \quad (\text{m}) > B = 1.100 \quad \text{より} \quad Be = 1.100 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{100.09 \times 0.700 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{38.36} \\ &= 1.83 \geq F_{sa} = 1.20\end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.325 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

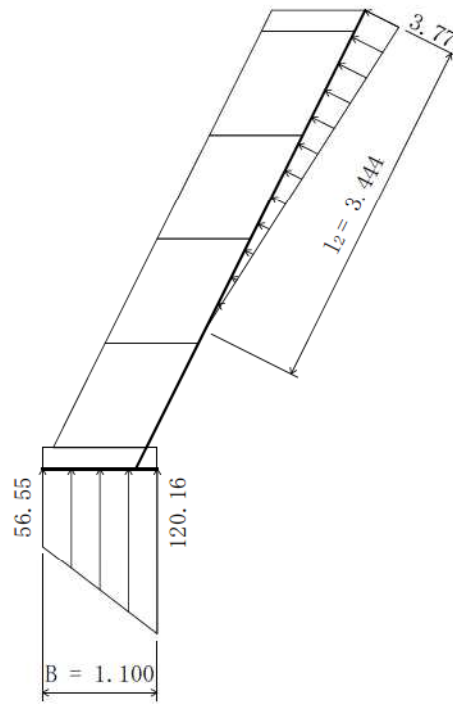
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_t}{3}\right)} \\ &= \frac{87.54 - 0.56 \times 1.100 \times 100.09}{1.100 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 4.919 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 6.49 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 6.49}{0.70 \times 4.919} = 3.77 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 100.09 - 6.49 \times \sin 26.57 = 97.19 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 97.19 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.100 \times 1.000} = 56.55 \quad (\text{kN/m}^2)$$

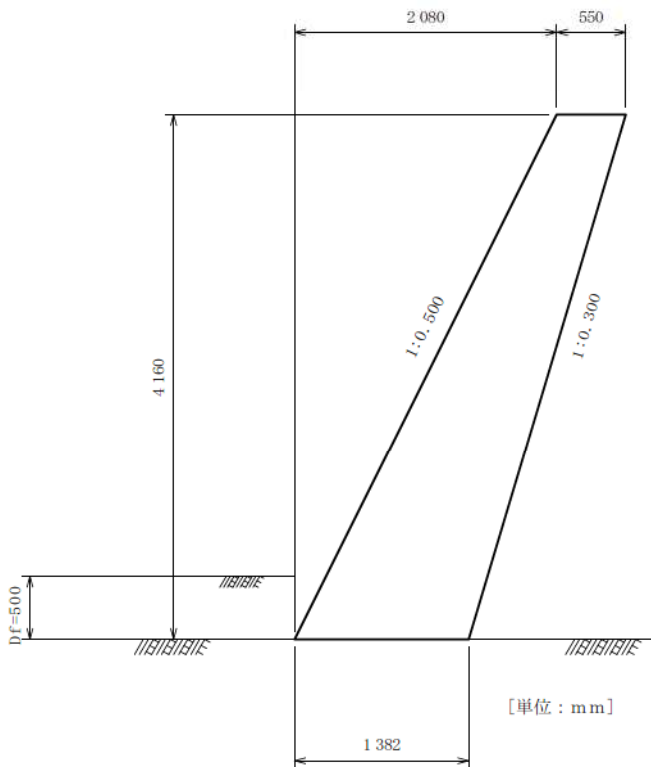
$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 97.19 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.100 \times 1.000} = 120.16 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_2 = 120.16 \leqq q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

1章 躯体形状



奥行方向幅 (ブロック長) $B = 10000(\text{mm})$

2章 安定計算

(1) 転倒に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 合力作用位置d(m) | | 判定 |
|------------|-------------|--------|--------------|-------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -31.130 | 95.157 | 1.018 \geq | 0.691 | ○ |
| 地震時L1 | 3.746 | 93.113 | 0.651 \geq | 0.461 | ○ |
| 地震時L2 | 17.233 | 93.202 | 0.506 \geq | 0.461 | ○ |

(2) 滑動に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 滑動安全率 | | 判定 |
|------------|-------------|--------|--------------|-------|----|
| | N (kN) | H (kN) | 計算値 | 安全率 | |
| 常時 | 95.157 | 21.310 | 3.126 \geq | 1.500 | ○ |
| 地震時L1 | 93.113 | 39.452 | 1.652 \geq | 1.200 | ○ |
| 地震時L2 | 93.202 | 47.072 | 1.386 \geq | 1.200 | ○ |

(3) 支持に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 反力作用幅 (m) | 地盤反力度 (kN/m ²) | | 判定 |
|------------|-------------|--------|--------------|----------------------------|---------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -31.130 | 95.157 | 1.382 | 68.854 ≤ | 701.031 | ○ |
| 地震時L1 | 3.746 | 93.113 | 1.302 | 71.515 ≤ | 572.491 | ○ |
| 地震時L2 | 17.233 | 93.202 | 1.012 | 92.097 ≤ | 436.985 | ○ |

(4) 鉛直支持力の照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | $\tan \theta$ = H/V | 鉛直支持力 (kN) | | 判定 |
|------------|-------------|-----------|------------------------|------------|---------|----|
| | H (kN) | V = N(kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | 21.310 | 95.157 | 0.224 | 95.157 ≤ | 968.825 | ○ |
| 地震時L1 | 39.452 | 93.113 | 0.424 | 93.113 ≤ | 745.384 | ○ |
| 地震時L2 | 47.072 | 93.202 | 0.505 | 93.202 ≤ | 442.229 | ○ |

3章 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

| 部 材 | 荷重状態 (水 位) | M (kN.m) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|-----|------------|-------------|----------------------------|-------|----------------------------|-------|----|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | |
| 壁基部 | 常時 | -1.604 | 0.072 ≤ | 4.500 | — | 0.225 | ○ |
| | 地震時L1 | 3.743 | 0.079 ≤ | 6.750 | — | 0.337 | ○ |
| | 地震時L2 | 17.230 | 0.122 ≤ | 6.750 | — | 0.337 | ○ |

(2) せん断応力度

| 部 材 | 設計位置 (m) | 荷重状態 (水 位) | せん断力 (kN) | せん断応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|-----|-------------|------------|--------------|-----------------------------|-----------------------------|----|
| | | | | 計算値 | 許容値 τ_{a1} τ_{a2} | |
| 壁基部 | 0.000 | 常時 | 28.471 | 0.021 ≤ | 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L1 | 39.452 | 0.029 ≤ | 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L2 | 47.072 | 0.034 ≤ | 0.660 | ○ |

1章 設計条件

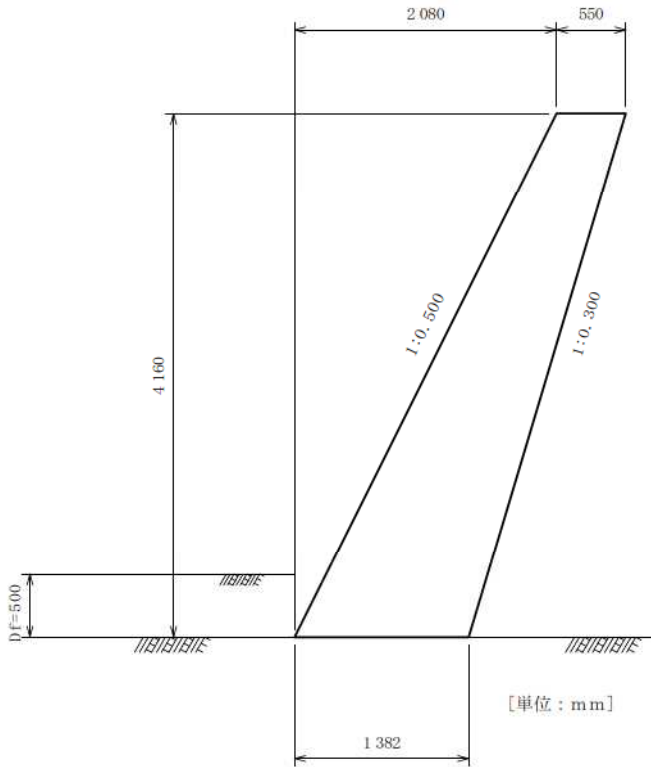
1.1 適用基準

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

1.2 形式

『もたれ式-B (直接基礎)』

1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) $B = 10000$ (mm)

1.4 地盤条件

地震規模: レベル2

地域区分: B

地盤種別: I種

地盤種別の判定

$$T_c = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 0.119 \quad (T_c < 0.2)$$

ここに、

T_c : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

06_ (起点坑口_右側) もたれ式擁壁設計計算書

砂質土の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

Ni : 標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値

N値が0の場合は $V_{si} = 50\text{m/s}$, $V_{si} < 50\text{m/s}$ の時は $V_{si} = 50\text{m/s}$

i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基礎面までn層に区分される
ときの地表面からi番目の地層の番号

| 地層 番号 | 層種 | 層厚 Hi (m) | 平均 N値 | Vsi (m/s) |
|----------|-----|--------------|----------|--------------|
| 1 | 砂質土 | 0.500 | 0.1 | 50.000 |
| 2 | 砂質土 | 4.500 | 23.0 | 227.509 |

1.5 使用材料

【コンクリート】 堅壁 (無筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【土 質】 裏 込 め 土 : 砂および砂れき
埋 戻 し 土 : 砂および砂れき
支 持 地 盤 : 砂れき

【内部摩擦角】 背 面 土 砂 : 36.00 (度)

【単位体積重量】

(kN/m³)

| | | | |
|-----|----------|--------|--------|
| 軀 体 | 無筋コンクリート | 23.000 | |
| 水 | 浮力算出用 | 9.800 | |
| | 土 砂 | 湿潤重量 | 飽和重量 |
| | 背 面 | 17.000 | 17.800 |
| | 前 面 | 20.000 | 20.800 |

【設計水平震度】

$$K_h = C_z \cdot K_{h0}$$

ここに、

Cz : 地域別補正係数

Kh0 : 設計水平震度の標準値

・ レベル1地震時

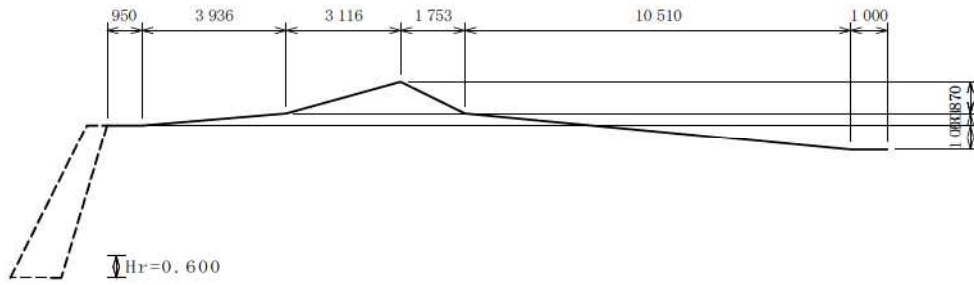
| Cz | Kh0 | Kh |
|------|------|------|
| 0.85 | 0.12 | 0.10 |

・ レベル2地震時

| Cz | Kh0 | Kh |
|------|------|------|
| 0.85 | 0.16 | 0.14 |

1.6 土砂

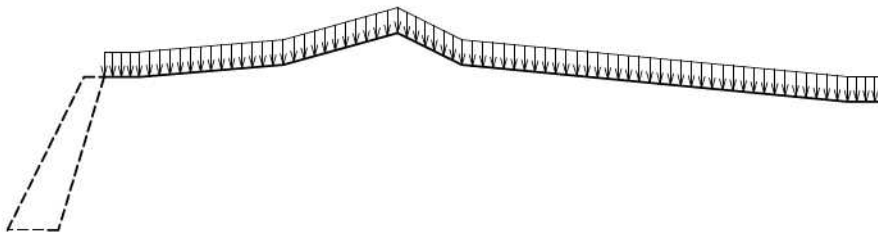
(1) 背面土砂形状



| | | |
|-----------------|-----|-------|
| 擁壁天端と地表面始点のレベル差 | (m) | 0.000 |
| 土圧を考慮しない高さHr | (m) | 0.600 |

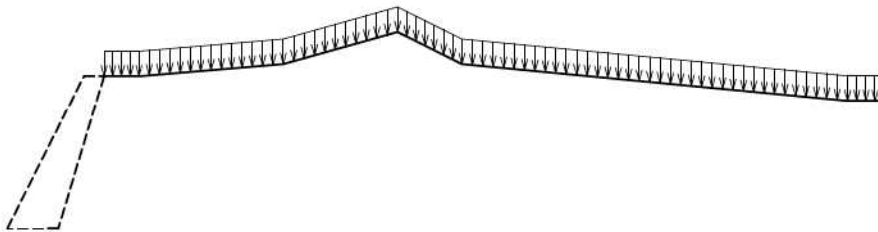
1.7 雪荷重

[1] 常時



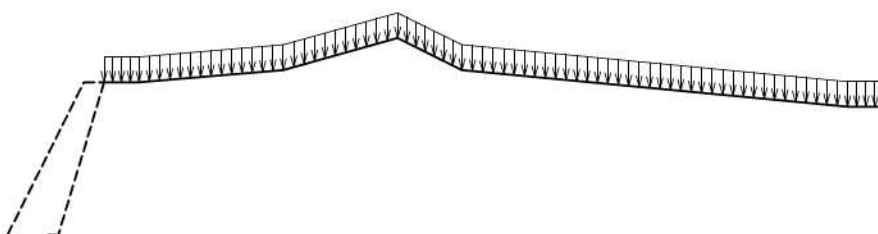
| 作用位置 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | 有効な検討 | | |
|-------------|------------------------------|-------|----|----|
| | | 安定 | 堅壁 | 底版 |
| 0.000 | 14.000 | ○ | ○ | × |

[2] 地震時L1



| 作用位置 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | 有効な検討 | | |
|-------------|------------------------------|-------|----|----|
| | | 安定 | 堅壁 | 底版 |
| 0.000 | 14.000 | ○ | ○ | × |

[3] 地震時L2



| 作用位置 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | 有効な検討 | | |
|-------------|------------------------------|-------|----|----|
| | | 安定 | 堅壁 | 底板 |
| 0.000 | 14.000 | ○ | ○ | × |

1.8 任意荷重

考慮しない

1.9 土圧

- ・土圧式：試行くさび
- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

| 荷 重 状 態 | 主働土圧 | | | 受働土圧 |
|------------|--------|--------|------|------|
| | 安定計算時 | 堅壁設計時 | 切土 | |
| 常時土圧 | 24.000 | 24.000 | ———— | ———— |
| 地震時土圧 | 18.000 | 18.000 | ———— | ———— |

- ・安定計算時の土圧の仮想背面は、堅壁背面
- ・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -16.699 (度)
- ・堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -16.699 (度)
- ・盛土高が15.000(m)までは、かさ上げ盛土高比=1.0とする。
- ・粘着力(kN/m²)

| 荷 重 状 態 | すべり面用 | 粘着高さ用 | 受働土圧用 |
|------------|-------|-------|-------|
| 常 時 | 0.000 | 0.000 | ———— |
| 地震時 | 0.000 | 0.000 | ———— |

1.10 荷重組み合わせ

| No | 荷重名称 | コメント |
|----|-------|-------|
| 1 | 常時 | 常時 |
| 2 | 地震時L1 | 地震時L1 |
| 3 | 地震時L2 | 地震時L2 |

| No | 荷重名称 | 地震時の扱い | | | | |
|----|-------|--------|-------|------|-------|------|
| | | 地震規模 | 慣性力方向 | | 土砂慣性力 | |
| | | | 水平 | 鉛直 | 前面 | 背面 |
| 2 | 地震時L1 | レベル1 | ←方向 | ———— | ———— | ———— |
| 3 | 地震時L2 | レベル2 | ←方向 | ———— | ———— | ———— |

| | 荷重名称 | 1 | 2 | 3 |
|------|-------|---|---|---|
| 土 砂 | 土砂1 | | | |
| 載荷荷重 | 載荷荷重1 | | | |
| 雪荷重 | 雪1 | ○ | ○ | ○ |
| 主働土圧 | 考慮しない | | | |
| | 常時土圧 | ○ | | |
| | 地震時土圧 | | ○ | ○ |

| 照査項目 | | 1 | 2 | 3 |
|---------|------|-------|-------|-------|
| 許容応力度法 | | 安定・断面 | 安定・断面 | 安定・断面 |
| 限界状態設計法 | 照査性能 | —— | —— | —— |
| | 剛体安定 | —— | —— | —— |
| | 断面破壊 | —— | —— | —— |

1.11 地盤反力係数

| バネ値 | 常時 (kN/m ²) | 地震時 (kN/m ²) |
|----------|----------------------------|-----------------------------|
| 底版鉛直 Kv | 423944.0 | 847887.9 |
| 底版せん断 Ks | 211972.0 | 423944.0 |
| 壁面垂直 Kt | 275944.3 | 551888.7 |

1.12 基礎の条件

1.12.1 許容せん断抵抗算出用データ

| 照査に用いる底版幅 | 有効載荷幅 |
|--|-------|
| 基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²) | 0.000 |
| 基礎底面と地盤との間の摩擦係数tan φ _s | 0.700 |

1.12.2 鉛直支持力算出用データ

| | | |
|------------------|----------------------|--------|
| 地盤の粘着力 c | (kN/m ²) | 65.000 |
| 地盤のせん断抵抗角 φ | (度) | 39.00 |
| 形状係数 (α, β) | | 帯 状 |
| 寸法効果 | | 考慮する |
| 寸法効果の程度を表す補正係数 λ | | -0.333 |
| " | ν | -0.333 |
| " | μ | -0.333 |

| 荷重状態 (水 位) | 根入れ深さ(m) | | 単位体積重量(kN/m ³) | |
|------------|----------------|-----------------|----------------------------|----------------|
| | D _r | D' _r | γ ₁ | γ ₂ |
| 常時 | 0.500 | 0.000 | 21.0000 | 20.0000 |

| 荷重状態 (水 位) | 根入れ深さ (m) | | 単位体積重量 (kN/m ³) | |
|------------|-----------|--------|-----------------------------|------------|
| | D_r | D'_r | γ_1 | γ_2 |
| 地震時L1 | 0.500 | 0.000 | 21.0000 | 20.0000 |
| 地震時L2 | 0.500 | 0.000 | 21.0000 | 20.0000 |

ここに、

D_r : 基礎の有効根入れ深さ (m)

D'_r : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

1.13 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.13.1 安定計算の許容値

| 荷 重 状 態 | 滑動安全率 | 鉛直支持力 算出時の 安全率 |
|---------|-------|----------------------|
| 常時 | 1.500 | 3.000 |
| 地震時L1 | 1.200 | 2.000 |
| 地震時L2 | 1.200 | 2.000 |

ここに、

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m), ただし、 $e_B = M_B / V$

M_B : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

1.13.2 部材の許容応力度

(1) 無筋コンクリート部材

1) 縦壁

(N/mm²)

| 荷 重 状 態 | 割増 係数 | コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca} | コンクリートの 引張応力度 σ_{ta} | せん断 応力度 τ_{a1} |
|---------|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|
| 常時 | 1.00 | 4.500 | 0.225 | 0.330 |
| 地震時L1 | 1.50 | 6.750 | 0.337 | 0.330 |
| 地震時L2 | 1.50 | 6.750 | 0.337 | 0.330 |

2章 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 合力作用位置d(m) | | 判定 |
|------------|-------------|--------|------------|-------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -31.130 | 95.157 | 1.018 ≥ | 0.691 | ○ |
| 地震時L1 | 3.746 | 93.113 | 0.651 ≥ | 0.461 | ○ |
| 地震時L2 | 17.233 | 93.202 | 0.506 ≥ | 0.461 | ○ |

(2) 滑動に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 滑動安全率 | | 判定 |
|------------|-------------|--------|---------|-------|----|
| | N (kN) | H (kN) | 計算値 | 安全率 | |
| 常時 | 95.157 | 21.310 | 3.126 ≥ | 1.500 | ○ |
| 地震時L1 | 93.113 | 39.452 | 1.652 ≥ | 1.200 | ○ |
| 地震時L2 | 93.202 | 47.072 | 1.386 ≥ | 1.200 | ○ |

(3) 支持に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 反力作用幅 (m) | 地盤反力度 (kN/m ²) | | 判定 |
|------------|-------------|--------|-----------|----------------------------|---------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -31.130 | 95.157 | 1.382 | 68.854 ≤ | 701.031 | ○ |
| 地震時L1 | 3.746 | 93.113 | 1.302 | 71.515 ≤ | 572.491 | ○ |
| 地震時L2 | 17.233 | 93.202 | 1.012 | 92.097 ≤ | 436.985 | ○ |

(4) 鉛直支持力の照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | $\tan \theta = H/V$ | 鉛直支持力 (kN) | | 判定 |
|------------|-------------|-----------|---------------------|------------|---------|----|
| | H (kN) | V = N(kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | 21.310 | 95.157 | 0.224 | 95.157 ≤ | 968.825 | ○ |
| 地震時L1 | 39.452 | 93.113 | 0.424 | 93.113 ≤ | 745.384 | ○ |
| 地震時L2 | 47.072 | 93.202 | 0.505 | 93.202 ≤ | 442.229 | ○ |

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

| 部 材 | 荷重状態 (水 位) | M (kN.m) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|------|------------|----------|----------------------------|-------|----------------------------|-------|----|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | |
| 縦壁基部 | 常時 | -1.604 | 0.072 ≤ | 4.500 | — | 0.225 | ○ |
| | 地震時L1 | 3.743 | 0.079 ≤ | 6.750 | — | 0.337 | ○ |
| | 地震時L2 | 17.230 | 0.122 ≤ | 6.750 | — | 0.337 | ○ |

(2)せん断応力度

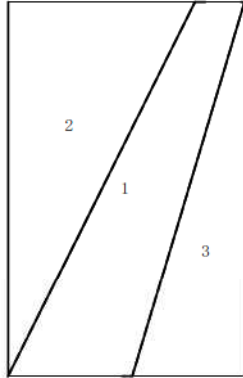
| 部 材 | 設計位置 (m) | 荷重状態 (水 位) | せん断力 (kN) | せん断応力度 (N/mm ²) | | 判 定 |
|------|-------------|------------|--------------|-----------------------------|-----------------------------|--------|
| | | | | 計算値 | 許容値 τ_{a1} τ_{a2} | |
| 縦壁基部 | 0.000 | 常時 | 28.471 | 0.021 | \leq 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L1 | 39.452 | 0.029 | \leq 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L2 | 47.072 | 0.034 | \leq 0.660 | ○ |

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 Vi (m³) | 重心位置(m) | | Vi · Xi | Vi · Yi | 備考 |
|----|------------------------------|---------------|---------|-------|---------|---------|----|
| | | | Xi | Yi | | | |
| 1 | 2.630 × 4.160 × 1.000 | 10.941 | 1.315 | 2.080 | 14.387 | 22.757 | |
| 2 | -1/2 × 2.080 × 4.160 × 1.000 | -4.326 | 0.693 | 2.773 | -3.000 | -11.999 | |
| 3 | -1/2 × 1.248 × 4.160 × 1.000 | -2.596 | 2.214 | 1.387 | -5.747 | -3.600 | |
| Σ | | 4.019 | — | — | 5.640 | 7.159 | |

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Xi)}{\Sigma Vi} = \frac{5.640}{4.019} = 1.404 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Yi)}{\Sigma Vi} = \frac{7.159}{4.019} = 1.781 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) による鉛直力、水平力

(1) 自重による作用力

[1] 常時

| 位置 | 鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-------------------------------------|------------------|
| 躯体 | $23.000 \times 4.019 = 92.427$ | 1.404 |

[2] 地震時L1

| 位置 | 鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-------------------------------------|------------------|
| 躯体 | $23.000 \times 4.019 = 92.427$ | 1.404 |

| 位置 | 水平力 $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|----|---------------------------------|------------------|
| 躯体 | $92.427 \times 0.10 = 9.243$ | 1.781 |

[3]地震時L2

| 位置 | 鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-------------------------------------|------------------|
| 躯体 | $23.000 \times 4.019 = 92.427$ | 1.404 |

| 位置 | 水平力 $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|----|---------------------------------|------------------|
| 躯体 | $92.427 \times 0.14 = 12.940$ | 1.781 |

(2)自重集計

[1]常時

| | 重量 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | 作用位置(m) | | モーメント(kN・m) | |
|----|---------------------|----------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|
| | | | X_i | Y_i | $N_i \cdot X_i$ | $H_i \cdot Y_i$ |
| 躯体 | 92.427 | 0.000 | 1.404 | 0.000 | 129.728 | 0.000 |
| 合計 | 92.427 | 0.000 | —— | —— | 129.728 | 0.000 |

[2]地震時L1

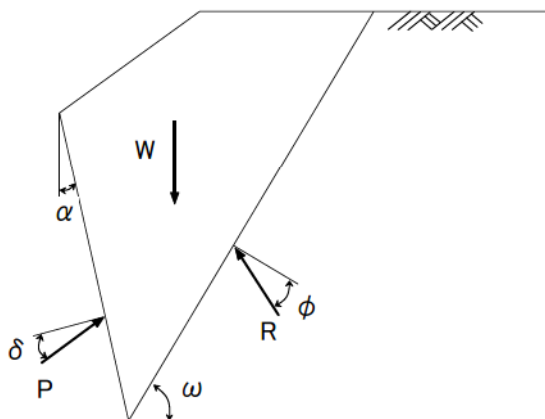
| | 重量 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | 作用位置(m) | | モーメント(kN・m) | |
|----|---------------------|----------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|
| | | | X_i | Y_i | $N_i \cdot X_i$ | $H_i \cdot Y_i$ |
| 躯体 | 92.427 | 9.243 | 1.404 | 1.781 | 129.728 | 16.465 |
| 合計 | 92.427 | 9.243 | —— | —— | 129.728 | 16.465 |

[3]地震時L2

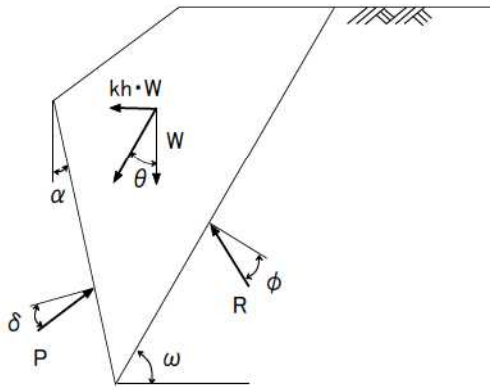
| | 重量 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | 作用位置(m) | | モーメント(kN・m) | |
|----|---------------------|----------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|
| | | | X_i | Y_i | $N_i \cdot X_i$ | $H_i \cdot Y_i$ |
| 躯体 | 92.427 | 12.940 | 1.404 | 1.781 | 129.728 | 23.051 |
| 合計 | 92.427 | 12.940 | —— | —— | 129.728 | 23.051 |

3.3 土圧・水圧

常時



地震時



[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 1.562 \text{ m}$$

$$y_p = 0.600 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 3.560 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = -16.699^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 36.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 2/3 \phi = 24.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ω ($^\circ$) | 土砂重量 W (kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------------------------|---------------|-------|--------|--------|-----------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 52.00 | 52.294 | 0.000 | 24.739 | 77.033 | 21.480 |
| 53.00 | 49.195 | 0.000 | 23.235 | 72.430 | 21.484 |
| 54.00 | 46.196 | 0.000 | 21.777 | 67.973 | 21.376 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 53.00^\circ \text{ のとき } P = 21.484 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{72.430 \times \sin(53.00^\circ - 36.00^\circ)}{\cos(53.00^\circ - 36.00^\circ - (-16.699^\circ) - 24.000^\circ)} \\
 &= 21.484 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 21.484 \times \cos(-16.699^\circ + 24.000^\circ) = 21.310 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 21.484 \times \sin(-16.699^\circ + 24.000^\circ) = 2.730 \text{ kN}$$

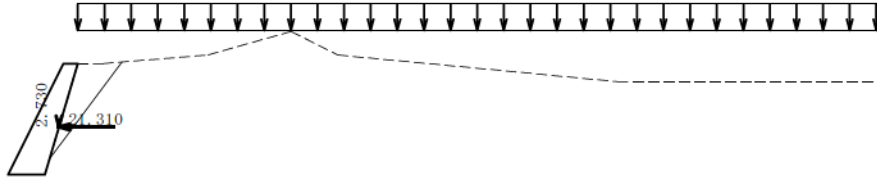
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.560}{3} = 1.187 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 1.562 - 1.187 \times \tan -16.699^\circ = 1.918 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.600 + 1.187 = 1.787 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時L1

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 1.562 \text{ m}$$

$$y_p = 0.600 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 3.560 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = -16.699^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 36.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 1/2 \phi = 18.000^\circ$$

地震時合成角

$$\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.10 = 5.711^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ω ($^\circ$) | 土砂重量 W(kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------------------------|------------|-------|--------|--------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 48.00 | 65.770 | 0.000 | 31.286 | 97.056 | 30.198 |
| 49.00 | 62.221 | 0.000 | 29.562 | 91.783 | 30.217 |
| 50.00 | 58.798 | 0.000 | 27.899 | 86.697 | 30.123 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 49.00^\circ \text{ のとき } P = 30.217 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{91.783 / \cos 5.711^\circ \times \sin(49.00^\circ - 36.00^\circ + 5.711^\circ)}{\cos(49.00^\circ - 36.00^\circ - -16.699^\circ - 18.000^\circ)}$$

$$= 30.217 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 30.217 \times \cos(-16.699^\circ + 18.000^\circ) = 30.209 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 30.217 \times \sin(-16.699^\circ + 18.000^\circ) = 0.686 \text{ kN}$$

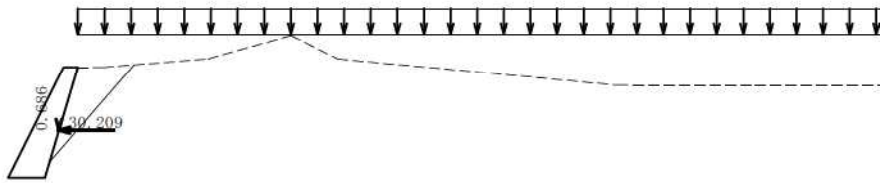
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.560}{3} = 1.187 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 1.562 - 1.187 \times \tan -16.699^\circ = 1.918 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.600 + 1.187 = 1.787 \text{ m}$$

・土圧図



[3]地震時L2

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 1.562 \text{ m}$$

$$y_p = 0.600 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 3.560 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = -16.699^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 36.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 1/2 \phi = 18.000^\circ$$

地震時合成角

$$\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.970^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ω (°) | 土砂重量 W(kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|----------------------|------------|-------|--------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 46.00 | 73.281 | 0.000 | 34.935 | 108.216 | 34.104 |
| 47.00 | 69.451 | 0.000 | 33.076 | 102.527 | 34.141 |
| 48.00 | 65.770 | 0.000 | 31.286 | 97.056 | 34.062 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 47.00^\circ \text{ のとき } P = 34.141 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{102.527 / \cos 7.970^\circ \times \sin(47.00^\circ - 36.00^\circ + 7.970^\circ)}{\cos(47.00^\circ - 36.00^\circ - 16.699^\circ - 18.000^\circ)} \\
 &= 34.141 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 34.141 \times \cos(-16.699^\circ + 18.000^\circ) = 34.132 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 34.141 \times \sin(-16.699^\circ + 18.000^\circ) = 0.775 \text{ kN}$$

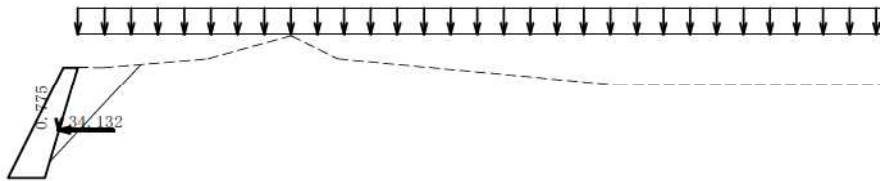
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.560}{3} = 1.187 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 1.562 - 1.187 \times \tan -16.699^\circ = 1.918 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.600 + 1.187 = 1.787 \text{ m}$$

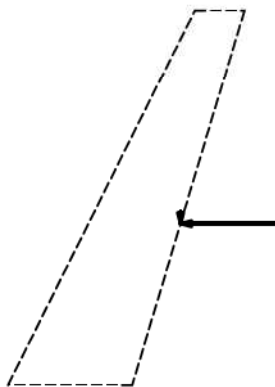
・土圧図



3.4 作用力の集計

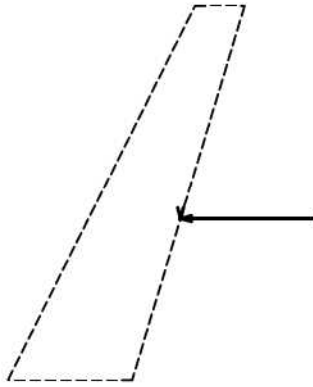
(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時



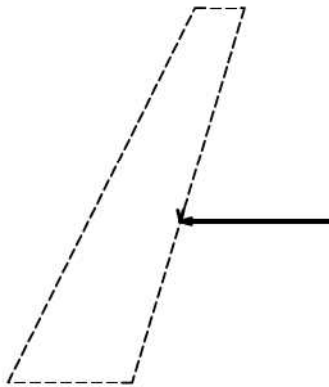
| 項目 | 鉛直力 N _i (kN) | 水平力 H _i (kN) | アーム長 | | 回転モーメント (kN・m) | |
|----|----------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------|---|---|
| | | | X _i (m) | Y _i (m) | M _{xi} = N _i · X _i | M _{yi} = H _i · Y _i |
| 自重 | 92.427 | 0.000 | 1.404 | 0.000 | 129.728 | 0.000 |
| 土圧 | 2.730 | 21.310 | 1.918 | 1.787 | 5.236 | 38.081 |
| 合計 | 95.157 | 21.310 | ——— | ——— | 134.964 | 38.081 |

[2]地震時L1



| 項目 | 鉛直力 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | アーム長 | | 回転モーメント (kN・m) | |
|----|-------------------|-------------------|-----------|-----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | X_i (m) | Y_i (m) | $M_{ei} = N_i \cdot X_i$ | $M_{ei} = H_i \cdot Y_i$ |
| 自重 | 92.427 | 9.243 | 1.404 | 1.781 | 129.728 | 16.465 |
| 土圧 | 0.686 | 30.209 | 1.918 | 1.787 | 1.316 | 53.983 |
| 合計 | 93.113 | 39.452 | ————— | ————— | 131.044 | 70.449 |

[3]地震時L2



| 項目 | 鉛直力 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | アーム長 | | 回転モーメント (kN・m) | |
|----|-------------------|-------------------|-----------|-----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | X_i (m) | Y_i (m) | $M_{ei} = N_i \cdot X_i$ | $M_{ei} = H_i \cdot Y_i$ |
| 自重 | 92.427 | 12.940 | 1.404 | 1.781 | 129.728 | 23.051 |
| 土圧 | 0.775 | 34.132 | 1.918 | 1.787 | 1.486 | 60.994 |
| 合計 | 93.202 | 47.072 | ————— | ————— | 131.214 | 84.045 |

| 荷重状態 (水位) | N_o (kN) | H_o (kN) | M_o (kN・m) |
|-----------|---------------|---------------|-----------------|
| 常時 | 95.157 | 21.310 | 96.883 |
| 地震時L1 | 93.113 | 39.452 | 60.595 |
| 地震時L2 | 93.202 | 47.072 | 47.169 |

(2) 躯体中心での作用力の集計

$$\text{鉛直力} : N_c = N_o \quad (\text{kN})$$

$$\text{水平力} : H_c = H_o \quad (\text{kN})$$

$$\text{回転モーメント} : M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

ここに、

$$\text{躯体土圧方向幅} : B_j = 1.382 \quad (\text{m})$$

■ 単位幅当り

| 荷重状態 (水位) | N_c (kN) | H_c (kN) | M_c (kN·m) |
|-----------|---------------|---------------|-----------------|
| 常時 | 95.157 | 21.310 | -31.130 |
| 地震時L1 | 93.113 | 39.452 | 3.746 |
| 地震時L2 | 93.202 | 47.072 | 17.233 |

■ 全幅(10.000m)当り

| 荷重状態 (水位) | N_c (kN) | H_c (kN) | M_c (kN·m) |
|-----------|---------------|---------------|-----------------|
| 常時 | 951.569 | 213.100 | -311.296 |
| 地震時L1 | 931.129 | 394.517 | 37.460 |
| 地震時L2 | 932.019 | 470.718 | 172.333 |

3.5 安定計算結果

3.5.1 転倒に対する安定

(1) 転倒に対する照査

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

 ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m) ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m) ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

| 荷重状態 (水 位) | ΣMr (kN・m) | ΣMt (kN・m) | ΣV (kN) | d (m) | d_s (m) | 判定 |
|------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|----------|--------------|----|
| 常時 | 134.964 | 38.081 | 95.157 | 1.018 | ≥ 0.691 | ○ |
| 地震時L1 | 131.044 | 70.449 | 93.113 | 0.651 | ≥ 0.461 | ○ |
| 地震時L2 | 131.214 | 84.045 | 93.202 | 0.506 | ≥ 0.461 | ○ |

(2) 偏心量

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 底版幅 (m), B = 1.382

| 荷重状態 (水 位) | 偏心量 e (m) |
|------------|--------------|
| 常時 | -0.327 |
| 地震時L1 | 0.040 |
| 地震時L2 | 0.185 |

3.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_n \cdot B'}{\Sigma H}$$

ここに、

 ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN) ΣH : 底版下面における全水平荷重 (kN) μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, $\mu = 0.700$ C_n : 底版と支持地盤の間の付着力 (kN/m²), $C_n = 0.000$

B' : 有効載荷幅 (m), B' = B - 2e

B : 底版幅 (m), B = 1.382

e : 偏心量 (m)

| 荷重状態 (水 位) | 偏心量 e (m) | 有効載荷幅 B' (m) |
|------------|--------------|-----------------|
| 常時 | -0.327 | 0.728 |
| 地震時L1 | 0.040 | 1.302 |
| 地震時L2 | 0.185 | 1.012 |

| 荷重状態 (水 位) | 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 安全率 F_s | 必要安全率 F_{sa} | 判定 |
|------------|-------------------------|-------------------------|--------------|-------------------|----|
| 常時 | 95.157 | 21.310 | 3.126 | ≥ 1.500 | ○ |
| 地震時L1 | 93.113 | 39.452 | 1.652 | ≥ 1.200 | ○ |
| 地震時L2 | 93.202 | 47.072 | 1.386 | ≥ 1.200 | ○ |

3.5.3 支持に対する照査

■許容支持力の計算

| 荷重状態 (水 位) | 深さ (m) | | 単位重量 (kN/m ³) | | 上載荷重 q = $\gamma_2 D_f$ (kN/m ²) |
|------------|----------------|-----------------|---------------------------|------------|---|
| | D _f | D' _f | γ_1 | γ_2 | |
| 常時 | 0.500 | 0.000 | 21.000 | 20.000 | 10.000 |
| 地震時L1 | 0.500 | 0.000 | 21.000 | 20.000 | 10.000 |
| 地震時L2 | 0.500 | 0.000 | 21.000 | 20.000 | 10.000 |

(社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 より、

$$q_d = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

ここに、

q_d : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m²)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²), $c = 65.000$

q : 上載荷重 (kN/m²), $q = \gamma_2 D_f$

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m), $B_e = B - 2e_b$

B : 基礎幅 (m), $B = 1.382$

e_b : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

L : 基礎の奥行き (m), $L = 10.000$

κ : 根入れ効果に対する割増し係数, $\kappa = 1 + 0.3D'_f/B_e$

D'_f : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

地盤のせん断抵抗角 ϕ および荷重の傾斜 $\tan \theta$ から求める

ϕ : 地盤のせん断抵抗角 (度), $\phi = 39.00$

$\tan \theta$: 荷重の傾斜, $\tan \theta = H_b/V$

06_ (起点坑口_右側) もたれ式擁壁設計計算書

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数, $S_c = 0.536$

$$S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu$$

λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数

$$\lambda = -0.333, \nu = -0.333, \mu = -0.333$$

$$c^* : c^* = c/c_0 \quad \text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10$$

$$c_0 : 10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q^* : q^* = q/q_0 \quad \text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10$$

$$q_0 : 10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$B^* : B^* = B_0/B_0 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*$$

$$B_0 : 1.0 \quad (\text{m})$$

| 荷重状態 (水 位) | $\tan \theta = H_b/V$ | Hb (kN) | V (kN) | 支持力係数 | | | 有 効 載荷幅 B _c (m) |
|------------|-----------------------|---------|--------|----------------|----------------|----------------|----------------------------------|
| | | | | N _c | N _q | N _γ | |
| 常時 | 0.224 | 21.310 | 95.157 | 40.165 | 32.947 | 28.693 | 1.382 |
| 地震時L1 | 0.424 | 39.452 | 93.113 | 23.510 | 18.816 | 10.980 | 1.302 |
| 地震時L2 | 0.505 | 47.072 | 93.202 | 18.712 | 14.642 | 7.126 | 1.012 |

$$q_a = q_0/n$$

ここに、

Hb : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

q₀ : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した許容支持力度

n : 安全率

| 荷重状態 (水 位) | 形状係数 | | 割増 係数 κ | 補正係数 | | 極限 支持力度 q _a (kN/m ²) | 許容支持力度 q _a (kN/m ²) |
|------------|-------|-------|------------|----------------|----------------|---|--|
| | α | β | | S _c | S _γ | | |
| 常時 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.898 | 2103.092 | 701.031 |
| 地震時L1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.916 | 1144.982 | 572.491 |
| 地震時L2 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.996 | 873.970 | 436.985 |

■地盤反力度の照査

| 荷重状態 (水 位) | 鉛直力 V (kN) | 有効載荷幅 B' (m) | 地盤反力度 (kN/m ²) | | 判 定 |
|------------|------------------|--------------------|----------------------------|-----------|--------|
| | | | V/B' | 許容値 | |
| 常時 | 95.157 | 1.382 | 68.854 | ≤ 701.031 | ○ |
| 地震時L1 | 93.113 | 1.302 | 71.515 | ≤ 572.491 | ○ |
| 地震時L2 | 93.202 | 1.012 | 92.097 | ≤ 436.985 | ○ |

■部材の安全性の照査に用いる地盤反力度の分布

常時

参考文献「続・擁壁の設計法と計算例」(理工図書)より、壁面の地盤反力を考慮して以下のように地盤反力度に対する検討を行う。

(1) 壁面に作用する地盤反力度の作用幅の算出

壁面が前方へ変位する領域 $l_1 = 2.5666$ (m)

壁面が後方へ変位する領域 $l_2 = l - l_1 = 1.7766$ (m)

ここに、

$$l : \text{壁長} = 4.3432 \text{ (m)}$$

(2) バネ定数

底面の鉛直バネ定数 $K_v = 423944.0$ (kN/m³)

底面のせん断バネ定数 $K_s = 211972.0$ (kN/m³)

壁面の垂直バネ定数 $K_t = 275944.3$ (kN/m³)

(3) つま先位置の変位算出

$$A_{11} = K_s \cdot B + K_t \cdot l_2 \cdot \cos^2 \alpha$$

$$A_{12} = A_{21} = K_t \cdot l_2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$A_{22} = K_v \cdot B + K_t \cdot l_2 \cdot \sin^2 \alpha$$

$$A_{13} = A_{31} = K_t \cdot l_2 \cdot \cos \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{23} = A_{32} = \frac{1}{2} K_v \cdot B^2 + K_t \cdot l_2 \cdot \sin \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{33} = \frac{1}{3} K_v \cdot B^3 + K_t \cdot l_2 \left\{ B \cdot \sin \alpha (B \cdot \sin \alpha + 2l_1 + l_2) + l_1^2 + l_1 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{3} \right\}$$

$$\begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} \\ A_{21} & A_{22} & A_{23} \\ A_{31} & A_{32} & A_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_o \\ v_o \\ \theta \end{bmatrix}$$

ここに、 H_o : つま先位置での水平力 (kN/m)

V_o : " 鉛直力 (kN/m)

M_o : " モーメント (kN・m)

u_o : " 水平変位 (m)

v_o : " 鉛直変位 (m)

θ : " 回転変位 (rad)

$$\begin{bmatrix} -21.310 \\ 95.157 \\ 96.883 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 742700.438 & 134926.563 & 1808737.875 \\ 134926.563 & 626368.500 & 947471.813 \\ 1808737.875 & 947471.813 & 7775971.500 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_o \\ v_o \\ \theta \end{bmatrix}$$

上記剛性方程式より、

$$u_o = -0.0000972 \text{ (m)} \quad v_o = 0.0001469 \text{ (m)} \quad \theta = 0.0000172 \text{ (rad)}$$

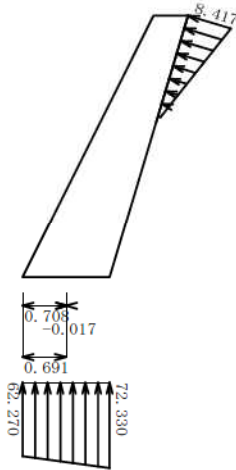
(4) 地盤反力度の分布

壁面上端の地盤反力度 $q_t = K_t \{ u_o \cdot \cos \alpha + v_o \cdot \sin \alpha + (B \cdot \sin \alpha + l) \theta \} = 8.417$ (kN/m²)

底面の水平地盤反力度 $q_h = K_s \cdot u_o = -20.601$ (kN/m²)

" 鉛直地盤反力度 $q_{v1} = K_v \cdot v_o = 62.270$ (kN/m²)

$q_{v2} = K_v \cdot (v_o + B \cdot \theta) = 72.330$ (kN/m²)



地震時L1

前方に偏心するので、壁面地盤反力を考慮せずに通常通り地盤反力を算出する

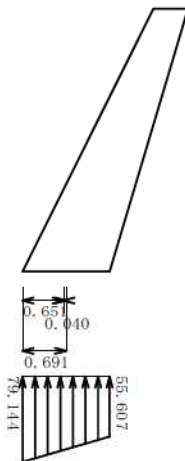
$$q_{\min}, q_{\max} = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = 55.607, 79.144 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN), $V = 93.113$

B : 底版幅 (m), $B = 1.382$

e : 偏心量 (m), $e = 0.040$



地震時L2

前方に偏心するので、壁面地盤反力を考慮せずに通常通り地盤反力を算出する

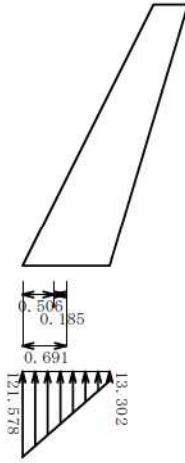
$$q_{\min}, q_{\max} = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = 13.302, 121.578 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN), $V = 93.202$

B : 底版幅 (m), $B = 1.382$

e : 偏心量 (m), $e = 0.185$



3.5.4 鉛直支持力の照査

$$Q_s = A_e \cdot q_s$$

ここに、

A_e : 有効載荷面積 (m^2)

q_s : 許容支持力度 (kN/m^2)

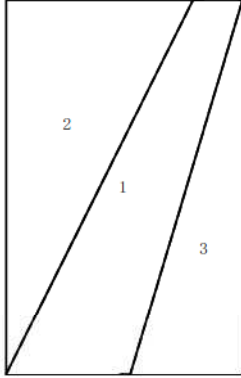
| 荷重状態 (水 位) | 有 効 載荷面積 A_e (m^2) | 許容支持力度 q_s (kN/m^2) | 作用鉛直力 V (kN) | 許容支持力 Q_s (kN) | 判 定 |
|------------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------|----------------------------|--------|
| 常時 | 1.382 | 701.031 | 95.157 ≤ | 968.825 | ○ |
| 地震時L1 | 1.302 | 572.491 | 93.113 ≤ | 745.384 | ○ |
| 地震時L2 | 1.012 | 436.985 | 93.202 ≤ | 442.229 | ○ |

4章 豎壁の設計

4.1 豎壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 V_i (m ³) | 重心位置(m) | | $V_i \cdot X_i$ | $V_i \cdot Y_i$ | 備考 |
|----------|---|-------------------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|----|
| | | | X_i | Y_i | | | |
| 1 | $2.630 \times 4.160 \times 1.000$ | 10.941 | 1.315 | 2.080 | 14.387 | 22.757 | |
| 2 | $-1/2 \times 2.080 \times 4.160 \times 1.000$ | -4.326 | 0.693 | 2.773 | -2.999 | -11.998 | |
| 3 | $-1/2 \times 1.248 \times 4.160 \times 1.000$ | -2.596 | 2.214 | 1.387 | -5.747 | -3.600 | |
| Σ | | 4.019 | — | — | 5.641 | 7.159 | |

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 5.641 / 4.019 = 1.404 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 7.159 / 4.019 = 1.781 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

| 位置 | $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|--------------------------------|-----------------|
| 躯体(無筋) | $23.000 \times 4.019 = 92.428$ | -0.713 |

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.691 - 1.404$$

$$= -0.713 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での豎壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[2] 地震時L1

| 位置 | $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|--------------------------------|-----------------|
| 躯体(無筋) | $23.000 \times 4.019 = 92.428$ | -0.713 |

06_ (起点坑口_右側) もたれ式擁壁設計計算書

| 位置 | $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|--------|-------------------------------|---------------|
| 躯体(無筋) | $92.428 \times 0.100 = 9.243$ | 1.781 |

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.691 - 1.404$$

$$= -0.713 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[3]地震時L2

| 位置 | $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|--------------------------------|---------------|
| 躯体(無筋) | $23.000 \times 4.019 = 92.428$ | -0.713 |

| 位置 | $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|--------|--------------------------------|---------------|
| 躯体(無筋) | $92.428 \times 0.140 = 12.940$ | 1.781 |

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.691 - 1.404$$

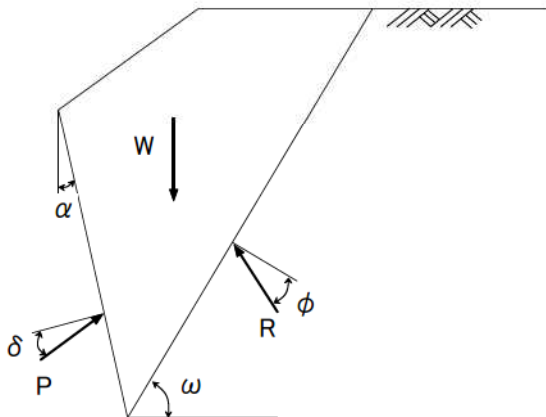
$$= -0.713 \text{ m}$$

ここに、

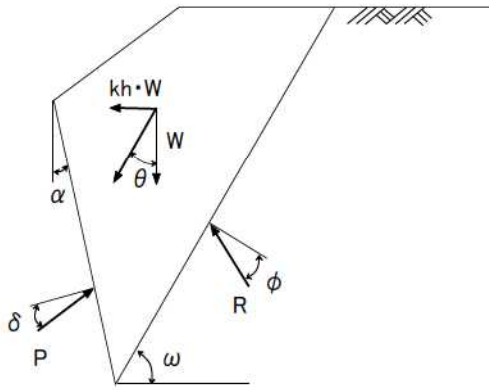
X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

常時



地震時



[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離)

$$x_p = 0.871 \text{ m}$$

$$y_p = 0.600 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 3.560 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = -16.699^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 36.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 2/3 \phi = 24.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ω ($^\circ$) | 土砂重量 W (kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------------------------|-------------|-------|--------|--------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 52.00 | 52.294 | 0.000 | 24.739 | 77.033 | 21.480 |
| 53.00 | 49.195 | 0.000 | 23.235 | 72.430 | 21.484 |
| 54.00 | 46.196 | 0.000 | 21.777 | 67.973 | 21.376 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 53.00^\circ \text{ のとき } P = 21.484 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{72.430 \times \sin(53.00^\circ - 36.00^\circ)}{\cos(53.00^\circ - 36.00^\circ - (-16.699^\circ) - 24.000^\circ)} \\
 &= 21.484 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 21.484 \times \cos(-16.699^\circ + 24.000^\circ) = 21.310 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 21.484 \times \sin(-16.699^\circ + 24.000^\circ) = 2.730 \text{ kN}$$

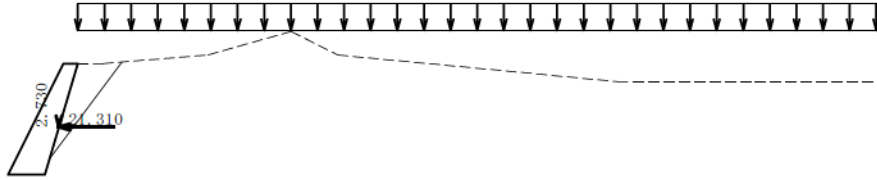
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.560}{3} = 1.187 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.187 \times \tan -16.699^\circ - 0.871 = -1.227 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.600 + 1.187 = 1.787 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時L1

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) $x_p = 0.871 \text{ m}$

$$y_p = 0.600 \text{ m}$$

仮想背面の高さ $H = 3.560 \text{ m}$ 土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = -16.699^\circ$ 背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$ 背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 36.000^\circ$ 壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 18.000^\circ$ 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.10 = 5.711^\circ$ すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$ すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ω ($^\circ$) | 土砂重量 W (kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------------------------|-------------|-------|--------|--------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 48.00 | 65.770 | 0.000 | 31.286 | 97.056 | 30.198 |
| 49.00 | 62.221 | 0.000 | 29.562 | 91.783 | 30.217 |
| 50.00 | 58.798 | 0.000 | 27.899 | 86.697 | 30.123 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 49.00^\circ \text{ のとき } P = 30.217 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{91.783 / \cos 5.711^\circ \times \sin(49.00^\circ - 36.00^\circ + 5.711^\circ)}{\cos(49.00^\circ - 36.00^\circ - -16.699^\circ - 18.000^\circ)} \\
 &= 30.217 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 30.217 \times \cos(-16.699^\circ + 18.000^\circ) = 30.209 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 30.217 \times \sin(-16.699^\circ + 18.000^\circ) = 0.686 \text{ kN}$$

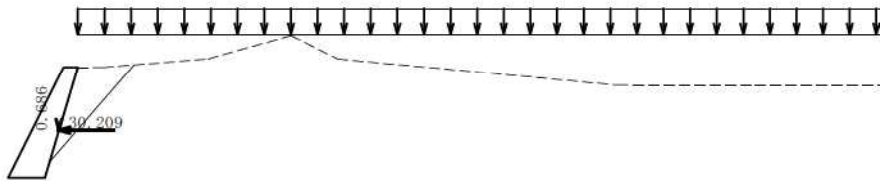
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.560}{3} = 1.187 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.187 \times \tan -16.699^\circ - 0.871 = -1.227 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.600 + 1.187 = 1.787 \text{ m}$$

・土圧図



[3]地震時L2

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) $x_p = 0.871 \text{ m}$

$$y_p = 0.600 \text{ m}$$

仮想背面の高さ $H = 3.560 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = -16.699^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 36.000^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 18.000^\circ$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.970^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ω ($^\circ$) | 土砂重量 W (kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------------------------|-------------|-------|--------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 46.00 | 73.281 | 0.000 | 34.935 | 108.216 | 34.104 |
| 47.00 | 69.451 | 0.000 | 33.076 | 102.527 | 34.141 |
| 48.00 | 65.770 | 0.000 | 31.286 | 97.056 | 34.062 |

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 47.00^\circ \text{ のとき } P = 34.141 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{102.527 / \cos 7.970^\circ \times \sin(47.00^\circ - 36.00^\circ + 7.970^\circ)}{\cos(47.00^\circ - 36.00^\circ - 16.699^\circ - 18.000^\circ)} \\
 &= 34.141 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 34.141 \times \cos(-16.699^\circ + 18.000^\circ) = 34.132 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 34.141 \times \sin(-16.699^\circ + 18.000^\circ) = 0.775 \text{ kN}$$

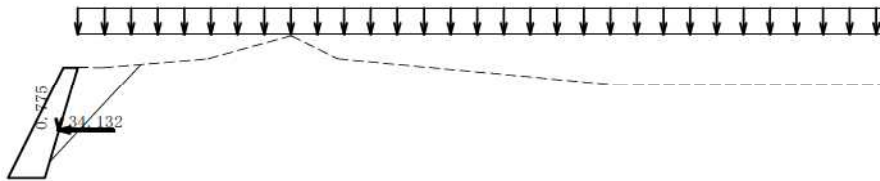
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.560}{3} = 1.187 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.187 \times \tan -16.699^\circ - 0.871 = -1.227 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.600 + 1.187 = 1.787 \text{ m}$$

・土圧図



4.1.4 壁面地盤反力

・台形分布の場合

$$Q_{tz} = \frac{l_x}{2} (q_t + q_{tz})$$

$$q_{tz} = q_t - \frac{q_t - q_{t1}}{l} \cdot l_x$$

$$\alpha_z = \frac{l_x}{3} \cdot \frac{2q_t + q_{tz}}{q_t + q_{tz}}$$

・zが三角形分布幅内にある場合

 $q_t > 0.0$ (最大値が天端側) の時

$$Q_{tz} = \frac{l_z}{2} (q_t + q_{tz})$$

$$q_{tz} = \frac{l_w - l_z}{l_w} \cdot q_t$$

$$\alpha_z = \frac{l_z}{3} \cdot \frac{2q_t + q_{tz}}{q_t + q_{tz}}$$

$q_{t1} > 0.0$ (最大値が基部側) の時

$$Q_{tz} = \frac{l_w - l + l_z}{2} (q_{t1} + q_{tz})$$

$$q_{tz} = \frac{l_w - l + l_z}{l_w} \cdot q_{t1}$$

$$\alpha_z = \frac{l_w - l + l_z}{3} \cdot \frac{2q_{tz} + q_{t1}}{q_{tz} + q_{t1}}$$

・ z が三角形分布幅外にある場合

$q_t > 0.0$ (最大値が天端側) の時

$$Q_{tz} = Q_t$$

$$q_{tz} = 0.0$$

$$\alpha_z = l_z - \frac{l_w}{3}$$

$q_{t1} > 0.0$ (最大値が基部側) の時

壁面地盤反力を考慮しない

ここに、

Q_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力の合力 (kN)

q_{tz} : z 位置の壁面地盤反力度 (kN/m²)

α_z : 壁面地盤反力の合力作用位置 (m)

l_z : z の位置での壁面長 (m), $l_z = 4.343$

z : 天端からの鉛直距離 (m), $z = 4.160$

l_w : 壁面地盤反力の作用幅 (m)

l : 壁面長 (m), $l = 4.343$

Q_t : 壁面地盤反力の合力 (kN)

q_t : 壁面上端の壁面地盤反力度 (kN/m²)

q_{t1} : 壁面下端の壁面地盤反力度 (kN/m²)

| 荷重状態 (水 位) | l_w (m) | q_t (kN/m ²) | q_{t1} (kN/m ²) | q_{tz} (kN/m ²) | Q_{tz} (kN) | α_z (m) |
|------------|--------------|-------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|------------------|-------------------|
| 常時() | 1.777 | 8.417 | 0.000 | 0.000 | 7.476 | 3.751 |

$$N_{tz} = -Q_{tz} \cdot \sin \alpha$$

$$S_{tz} = Q_{tz} \cdot \cos \alpha$$

$$M_{tz} = Q_{tz} \cdot (b_z/2 \cdot \sin \alpha + \alpha_z)$$

ここに、

N_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力による軸力 (kN)

S_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力によるせん断力 (kN)

M_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力によるモーメント (kN・m)

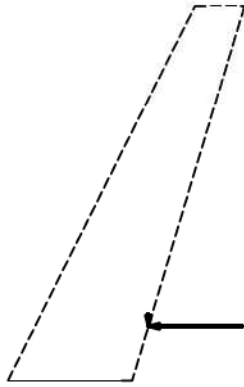
b_z : 部材厚さ (m), $b_z = 1.382$

α : 壁背面の角度 (度), $\alpha = 16.699$

| 荷重状態 (水 位) | N_{tz} (kN) | S_{tz} (kN) | M_{tz} (kN・m) |
|------------|------------------|------------------|--------------------|
| 常時() | -2.148 | 7.161 | 29.529 |

4.1.5 断面力の集計

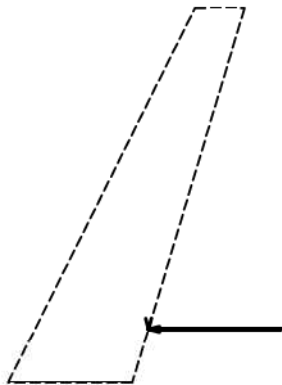
[1] 常時



| 項目 | N_i (kN) | H_i (kN) | X_i (m) | Y_i (m) | $M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m) |
|------|---------------|---------------|--------------|--------------|---------------------------------|
| 自重 | 92.428 | 0.000 | -0.713 | 0.000 | -65.864 |
| 土圧 | 2.730 | 21.310 | -1.227 | 1.787 | 34.731 |
| 地盤反力 | -2.148 | 7.161 | -1.769 | 3.593 | 29.529 |
| 合計 | 93.009 | 28.471 | ————— | ————— | -1.604 |

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

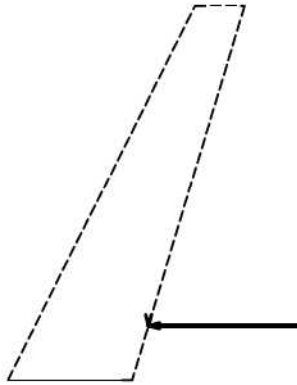
[2] 地震時L1



| 項目 | N_i (kN) | H_i (kN) | X_i (m) | Y_i (m) | $M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m) |
|----|---------------|---------------|--------------|--------------|---------------------------------|
| 自重 | 92.428 | 9.243 | -0.713 | 1.781 | -49.399 |
| 土圧 | 0.686 | 30.209 | -1.227 | 1.787 | 53.142 |
| 合計 | 93.114 | 39.452 | ————— | ————— | 3.743 |

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

[3]地震時L2



| 項目 | N _i (kN) | H _i (kN) | X _i (m) | Y _i (m) | M = M _{xi} +M _{yi} (kN. m) |
|----|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|---|
| 自重 | 92.428 | 12.940 | -0.713 | 1.781 | -42.813 |
| 土圧 | 0.775 | 34.132 | -1.227 | 1.787 | 60.043 |
| 合計 | 93.203 | 47.072 | ————— | ————— | 17.230 |

※X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、Y_i は設計断面からの高さ

4.1.6 断面計算（許容応力度法）

(1) 曲げ応力度の照査

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

ここに、

σ_c : コンクリート断面の縁応力度 (N/mm²)

N : 軸方向力 (N)

A : コンクリートの全断面積 (mm²), A = 1382000.000

M : 曲げモーメント (N. mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³), W = 318320.7 × 10³

| 荷重状態 (水位) | M (kN. m) | N (kN) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|-----------|--------------|-----------|----------------------------|---------|----------------------------|-------|----|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -1.604 | 93.009 | 0.072 | ≤ 4.500 | ————— | 0.225 | ○ |
| 地震時L1 | 3.743 | 93.114 | 0.079 | ≤ 6.750 | ————— | 0.337 | ○ |
| 地震時L2 | 17.230 | 93.203 | 0.122 | ≤ 6.750 | ————— | 0.337 | ○ |

引張応力度が「—————」の場合は、全断面圧縮状態による。

(2)せん断応力度の照査

$$\tau_n = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

 τ_n : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/mm²) S_h : 作用せん断力(N) d : 部材の有効高(mm), $d = 1382.000$ b : 部材断面幅(mm) τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

$$CN = 1 + \frac{M_o}{M} \quad (1 \leq CN \leq 2)$$

ここに、

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

 M_o : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる
曲げモーメント(N・mm)

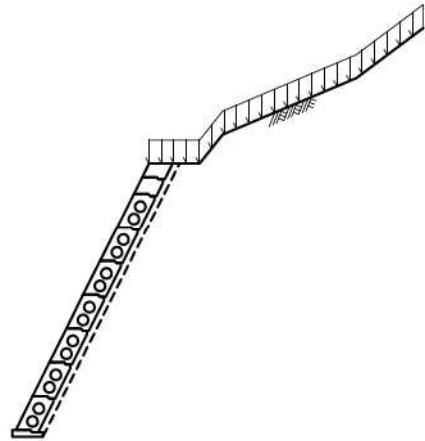
| 荷重状態 (水 位) | せん断力 S_h (kN) | せん断応力度(N/mm ²) | | 補正係数 CN | 判 定 |
|------------|--------------------|----------------------------|-----------------|------------|--------|
| | | 計算値 τ | 許容値 τ_{a1} | | |
| 常時 | 28.471 | 0.021 | 0.660 | 2.000 | ○ |
| 地震時L1 | 39.452 | 0.029 | 0.660 | 2.000 | ○ |
| 地震時L2 | 47.072 | 0.034 | 0.660 | 2.000 | ○ |

設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 大型ブロック積擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 8.100$ (m)
底版幅 $B = 0.900$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
うらかたくん



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

- | | |
|-----|-------------------------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧) |

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリートを自重として考慮した。

自重 : $W_c = 131.36$ (kN)

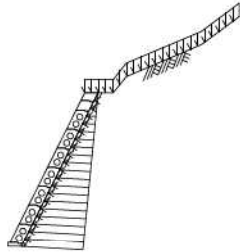
2) 土 圧

設計に用いる土圧は、擁壁背面の掘削した地山の切土面が安定していると判断できるため、裏込め土のみによる土圧を考慮することにした。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 35.00(^{\circ})$

単位体積重量： $\gamma_s = 20.00 (\text{kN/m}^3)$

切土面におけるすべり摩擦角： $\delta' = 2/3 \phi$

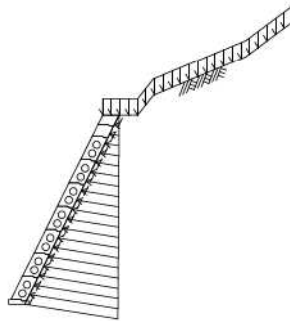


土圧： $P_a = 21.83 (\text{kN})$

3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

設計水平震度： $K_h = 0.14$



慣性力： $H = 18.41 (\text{kN})$

土圧： $P_a = 27.09 (\text{kN})$

(4) 安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

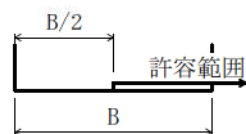
1) 転 倒

基礎底板位置での合力の作用位置による検討を行った。

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。

常 時： $d = 2.099 > 0.450$

地 震 時： $d = 1.458 \geq 0.300$
(単位：m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数 : 0.700

常 時: $F_s = 4.49 \geq 1.50$

地震時: $F_s = 2.12 \geq 1.20$

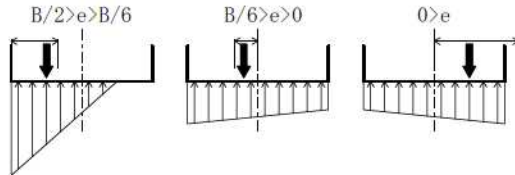
3) 支 持 力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

常 時: $q = 198.78 \leq 300$

地震時: $q = 194.45 \leq 450$

(単位: kN/m^2)



(5) 壁体の断面計算

ブロック各段における検討を行った。

1) 壁体の断面計算結果

ブロック各段において、曲げ応力度及び、せん断応力度の検討を行った。

< 2段目の結果 >

常 時: $\sigma_c = 0.39 \leq 4.50$

$\tau = 0.10 \leq 0.33$

地震時: $\sigma_c = 0.58 \leq 6.75$

$\sigma_t = 0.16 \leq 0.35$

$\tau = 0.12 \leq 0.33$

< 1段目の結果 >

常 時: $\sigma_c = 0.64 \leq 4.50$

$\sigma_t = 0.17 \leq 0.23$

$\tau = 0.12 \leq 0.33$

地震時: $\sigma_c = 0.67 \leq 6.75$

$\sigma_t = 0.19 \leq 0.35$

$\tau = 0.14 \leq 0.33$

(単位: N/mm^2)

§1 設計条件

1.1 設計条件

| | | |
|-----------------|------------|--|
| (1) 擁壁形式 | | 大型ブロック積擁壁 |
| (2) 基礎形式 | | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | | H = 8.100 (m) |
| (4) 土 圧 | | 切り土部に作用する土圧 |
| (5) 地表面載荷重 積雪荷重 | | q = 14.00 (kN/m ²) |
| (6) 設計水平震度 | | Kh = c _z · k _{so} = 0.14 |
| | 地域別補正係数 | c _z = 0.85 |
| | 設計水平震度の標準値 | |
| | レベル2地震動 | I種地盤 |
| | | k _{so} = 0.16 |
| (7) 単位体積重量 | コンクリート | γ _c = 23.00 (kN/m ³) |

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土

| | | |
|---------------|-------|---|
| せん断抵抗角 | | φ = 35.00 (°) |
| 切土面におけるすべり摩擦角 | | |
| | 常 時 | δ' = 23.33 (°) |
| | 地 震 時 | δ' = 23.33 (°) |
| 単位体積重量 | | γ _s = 20.00 (kN/m ³) |

(2) 支持地盤

| | | |
|------------------|-------|---|
| 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 | | μ = 0.700 |
| " の粘着力 | | C = 0.0 (kN/m ²) |
| 許容支持力度 | 常 時 | q _a = 300 (kN/m ²) |
| | 地 震 時 | q _a = 450 (kN/m ²) |

1.3 安定条件

| | | |
|--------------|---------|---|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | F _s ≥ 1.50 (1.20) |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | d > 1/2 B (1/3) |
| (3) 支持に対する検討 | 最大地盤反力度 | q ≤ q _a (kN/m ²) |

※ ()は地震時

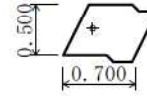
1.4 材料強度及び許容応力度

| | (N/mm ²) | 常 時 | 地 震 時 |
|------------|----------------------|------|-------|
| (1) コンクリート | | | |
| 設計基準強度 | σ _{ck} | 18 | |
| 許容圧縮応力度 | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| 許容曲げ引張応力度 | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| 許容せん断応力度 | τ _a | 0.33 | 0.33 |

1.5 使用ブロック

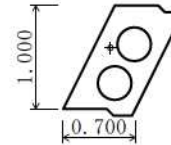
(1) うらかたくん C型(8段目)

| 製品幅 (m) | 2.000 | | | | |
|---------|-------------------|-----------------|-------|----------------------|--|
| | 体積 | 重心座標 | 重量 | [単重] | |
| | (m ³) | (m) | (kN) | (kN/m ³) | |
| 製品本体 | 0.171 | (0.287, 0.263) | 3.93 | [23.00] | |
| コンクリート | 0.529 | (0.537, 0.246) | 12.17 | [23.00] | |



(2) うらかたくん A型(7段目～ 1段目)

| 製品幅 (m) | 2.000 | | | | |
|---------|-------------------|-----------------|-------|----------------------|--|
| | 体積 | 重心座標 | 重量 | [単重] | |
| | (m ³) | (m) | (kN) | (kN/m ³) | |
| 製品本体 | 0.287 | (0.460, 0.592) | 6.60 | [23.00] | |
| コンクリート | 1.113 | (0.636, 0.476) | 25.60 | [23.00] | |



(3) 胴込め材の単位体積重量

胴込めコンクリート (全段) $\gamma_c = 23.00$ (kN/m³)

1.6 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

(社)日本道路協会

§2 一般形状寸法図

擁壁の背面は安定している(土圧が作用しない)ものと仮定し検討を行う。

擁壁基礎より、切土面の掘削勾配を1:0.5(すべり角:63.43°)とする。

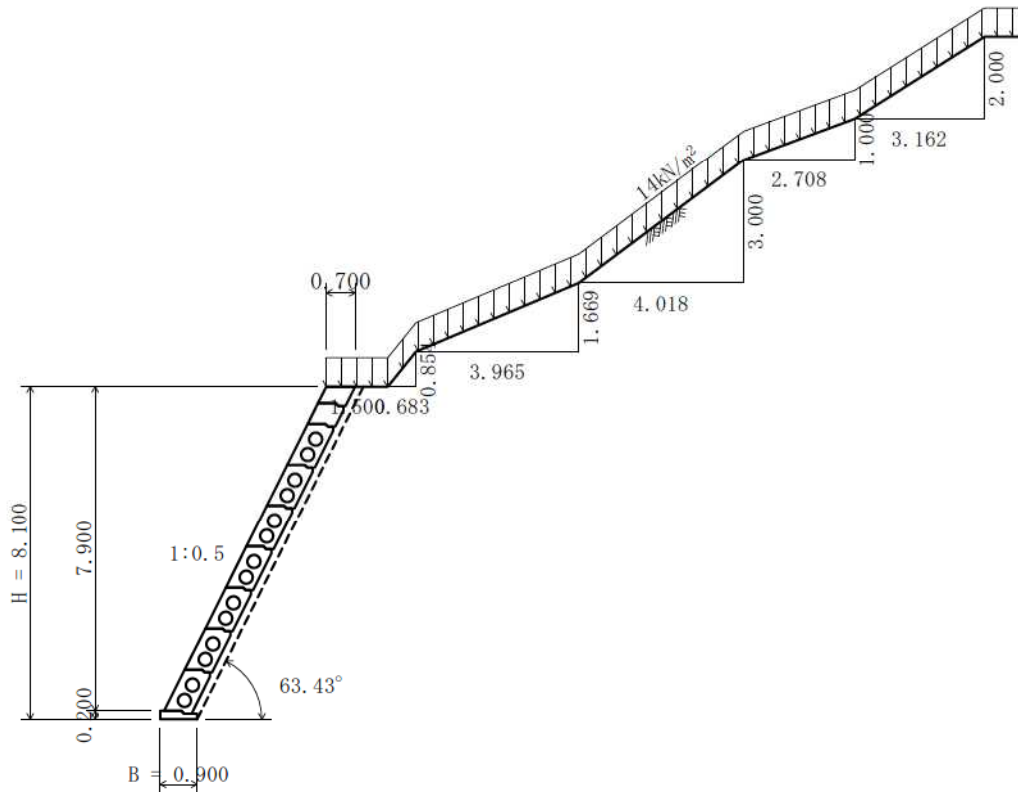
埋戻土分の土圧を考慮する。(φ35° γ20kN/m²)

切土面におけるすべり摩擦角δ'は以下を目安に適切な値を定める必要がある。

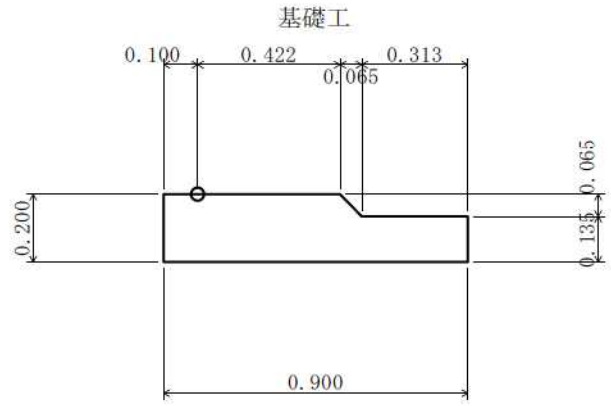
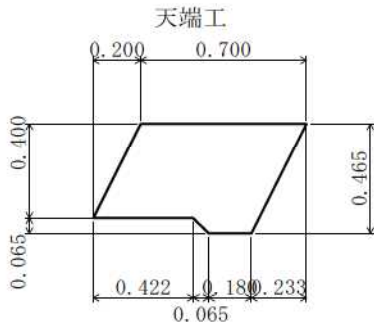
1. 軟岩以上で比較的均一な平面をなしている場合・・・δ' = 2φ/3
2. 粗であるか、段切りなどの処理が施され、粗とみなしうる場合・・・δ' = φ
(道路土工-擁壁工指針P103)

1を想定して計算を行う。

2.1 一般図



2.2 詳細図



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

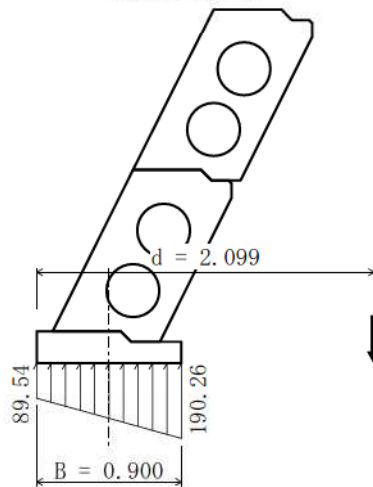
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑 動 安全率 Fs | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|------------------|--|--------|-------|
| | | | | 89.54 | 190.26 | |
| 139.93 | 21.80 | 2.099 | 4.49 | 89.54 | 190.26 | 0. K. |
| 許 容 値 | | | 1.50 | 300 | | |

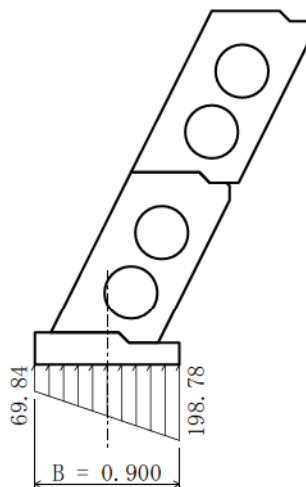
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|--|--------|-------|
| | | 69.84 | 198.78 | |
| 141.16 | 0.00 | 69.84 | 198.78 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 300 | | |

《地盤反力図》

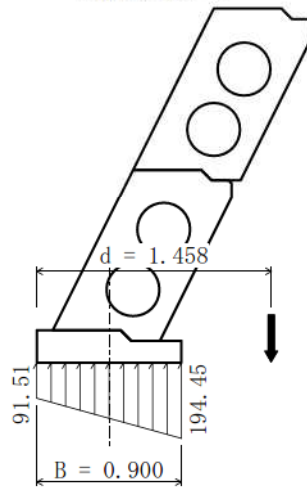


3.1.2 地震時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|--------------------|--|--------|-------|
| 136.89 | 45.16 | 1.458 | 2.12 | 91.51 | 194.45 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.300 | 1.20 | 450 | | |

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 ブロック各段の断面計算

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 8段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.52 × 10 ⁶ | -3.11 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 20.31 × 10 ³ | 22.08 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 9.04 × 10 ³ | 7.57 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.07 | 0.10 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | — | 0.02 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.02 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 7段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -0.82 × 10 ⁶ | -5.74 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 32.71 × 10 ³ | 35.86 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 17.33 × 10 ³ | 15.31 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.08 | 0.18 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | — | 0.05 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.04 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 6段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 1.06×10^6 | -7.85×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 45.94×10^3 | 50.02×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 24.56×10^3 | 22.82×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.10 | 0.25 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.06 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.05 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 5段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 2.58×10^6 | -9.75×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 60.01×10^3 | 64.57×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 30.69×10^3 | 30.16×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.16 | 0.32 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.07 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.07 | 0.07 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 2.25×10^6 | -12.00×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 74.90×10^3 | 79.50×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 35.74×10^3 | 37.26×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.18 | 0.39 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.09 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.08 | 0.09 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|----------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522×10^6 | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972×10^9 | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.45×10^6 | -14.88×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 90.61×10^3 | 94.78×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 39.76×10^3 | 44.20×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.20 | 0.48 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.12 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.09 | 0.10 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -9.05 × 10 ⁶ | -18.27 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 106.49 × 10 ³ | 110.06 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 44.02 × 10 ³ | 51.69 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.39 | 0.58 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.16 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -20.06 × 10 ⁶ | -21.41 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 122.33 × 10 ³ | 125.22 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 48.95 × 10 ³ | 59.99 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.64 | 0.67 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.17 | 0.19 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.12 | 0.14 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・載 荷 重
- ・土 圧
- ・地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧)

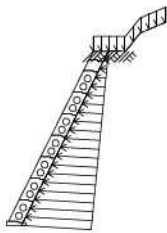
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

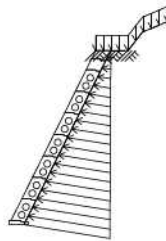
| | |
|-------|--------------|
| 常 時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地 震 時 | 自重+載荷重+地震の影響 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 常時

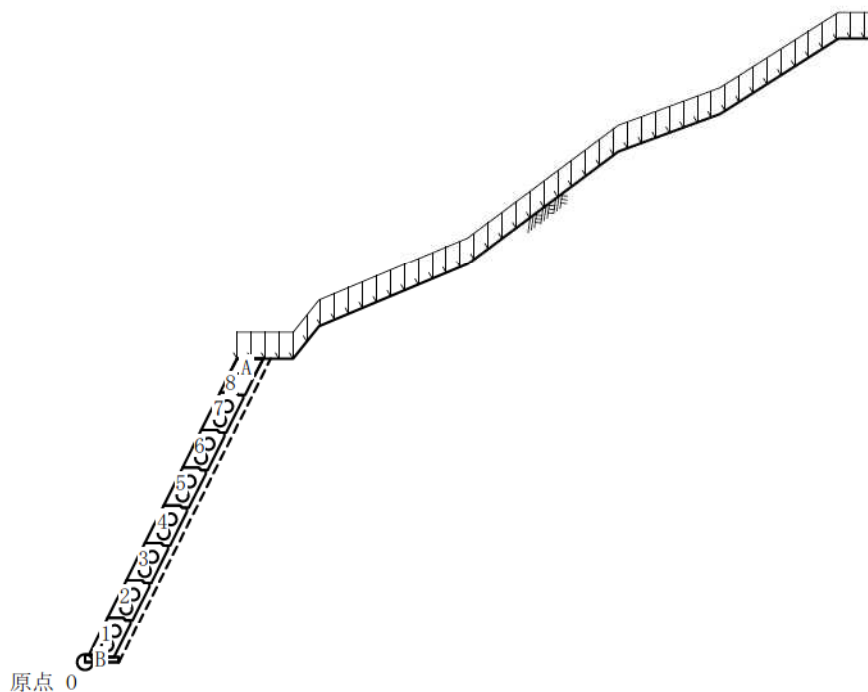


2) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。
荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

1) 天端コンクリート(A)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|---------------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.900 | 0.465 | 0.419 | 0.700 | 0.668 | 0.2933 | 0.2799 |
| a | -1/2 × 0.200 | 0.400 | -0.040 | 0.317 | 0.767 | -0.0127 | -0.0307 |
| b | - | 0.422 × 0.065 | -0.027 | 0.461 | 0.468 | -0.0124 | -0.0126 |
| c | -1/2 × 0.065 | 0.065 | -0.002 | 0.694 | 0.457 | -0.0014 | -0.0009 |
| d | -1/2 × 0.233 | 0.465 | -0.054 | 1.072 | 0.590 | -0.0579 | -0.0319 |
| 合計 | | | 0.296 | | | 0.2089 | 0.2038 |

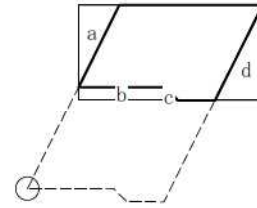
体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.296 \times 1.000 = 0.296 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2089}{0.296} = 0.706 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2038}{0.296} = 0.689 \text{ (m)}$$



2) 基礎コンクリート(B)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|---------------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.900 | 0.200 | 0.180 | 0.450 | 0.100 | 0.0810 | 0.0180 |
| a | -1/2 × 0.065 | 0.065 | -0.002 | 0.565 | 0.178 | -0.0011 | -0.0004 |
| b | - | 0.313 × 0.065 | -0.020 | 0.744 | 0.168 | -0.0149 | -0.0034 |
| 合計 | | | 0.158 | | | 0.0650 | 0.0142 |

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.158 \times 1.000 = 0.158 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0650}{0.158} = 0.411 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0142}{0.158} = 0.090 \text{ (m)}$$



3) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

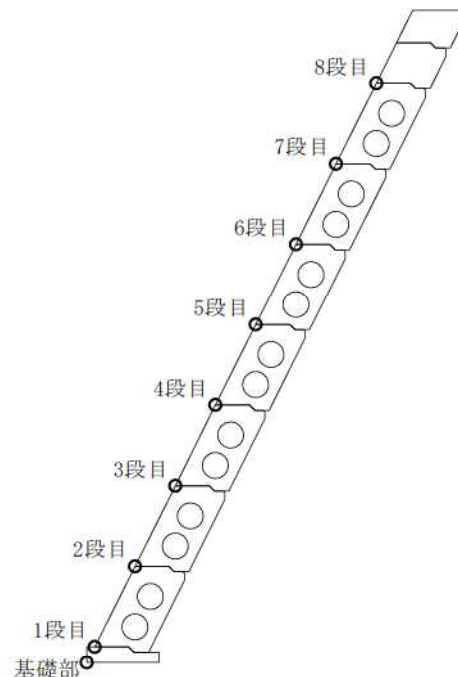
| | | 体積 | 単位重量 | 鉛直荷重 | 慣性力 | 重心位置 | |
|---------|-------------|----------------------|--------------------------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
| | | V_0 (m^3) | γ (kN/m^3) | V (kN) | H (kN) | x_c (m) | y_c (m) |
| 8段目 | 天端コンクリート | 0.296×23.00 | | 6.81 | | 0.706 | 0.689 |
| | C型 | 0.086×23.00 | | 1.98 | | 0.287 | 0.263 |
| | 胴込めコンクリート | 0.265×23.00 | | 6.10 | | 0.537 | 0.246 |
| | 合計 Σ | | | 14.89 | 2.08 | 0.581 | 0.451 |
| 7段目～1段目 | A型 | 0.144×23.00 | | 3.31 | | 0.460 | 0.592 |
| | 胴込めコンクリート | 0.557×23.00 | | 12.81 | | 0.636 | 0.476 |
| | 合計 Σ | | | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 |
| 基礎部 | 基礎コンクリート | 0.158×23.00 | | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 |

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

4) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_N , y_N)を示す。

| | 番号 N | 基準点 | |
|-----|---------|------------------|------------------|
| | | x_N (m) | y_N (m) |
| 8段目 | 9 | 3.600 | 7.200 |
| 7段目 | 8 | 3.100 | 6.200 |
| 6段目 | 7 | 2.600 | 5.200 |
| 5段目 | 6 | 2.100 | 4.200 |
| 4段目 | 5 | 1.600 | 3.200 |
| 3段目 | 4 | 1.100 | 2.200 |
| 2段目 | 3 | 0.600 | 1.200 |
| 1段目 | 2 | 0.100 | 0.200 |
| 基礎部 | 1 | 0.000 | 0.000 |



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_c , y_c)と、上の基準点(x_N , y_N)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_c + (x_k - x_n)$$

$$y = y_c + (y_k - y_n)$$

ここに、

(x_k , y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 (N=k)

(x_n , y_n) : 荷重を集計する段の原点座標 (N=m)

基礎部の荷重集計(m=1)で用いる、1段目の自重(k=2)の作用位置は

$$x = 0.600 + (0.100 - 0.000) = 0.700 \text{ (m)}$$

$$y = 0.500 + (0.200 - 0.000) = 0.700 \text{ (m) となる。}$$

4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

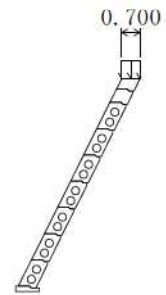
1) 積雪荷重

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 14.00 \times 0.700 \times 1.000 = 9.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 4.400 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧

設計に用いる土圧は、擁壁背面の掘削した地山の切土面が安定していると判断できるため、裏込め土のみによる土圧を考慮することにする。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常時

裏込め土が三角形のとき

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta')}{\cos(\omega - \delta' - \delta - \alpha)}$$

裏込め土が四角形のとき

$$Pa_2 = \frac{W_2 \cdot \sin(\omega_2 - \delta_2')}{\cos(\omega_2 - \delta_2' - \delta_2)}$$

$$Pa_1 = \frac{W_1 \cdot \sin(\omega_1 - \delta_1') + Pa_2 \cdot \cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_2)}{\cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_1 - \alpha)}$$

地震時

裏込め土が三角形のとき

$$We = \frac{W}{\cos \theta}$$

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\omega - \delta' + \theta)}{\cos(\omega - \delta' - \delta - \alpha)}$$

裏込め土が四角形のとき

$$We_1 = \frac{W_1}{\cos \theta} \quad We_2 = \frac{W_2}{\cos \theta}$$

$$Pa_2 = \frac{We_2 \cdot \sin(\omega_2 - \delta_2' + \theta)}{\cos(\omega_2 - \delta_2' - \delta_2)}$$

$$Pa_1 = \frac{We_1 \cdot \sin(\omega_1 - \delta_1' + \theta) + Pa_2 \cdot \cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_2)}{\cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_1 - \alpha)}$$

主働土圧係数

任意位置の土圧強度を求めるため、算出した土圧力 (Pa) が高さ (h) に三角形分布するものとして、主働土圧係数を逆算する。

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma_s \cdot h^2}$$

任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma_s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

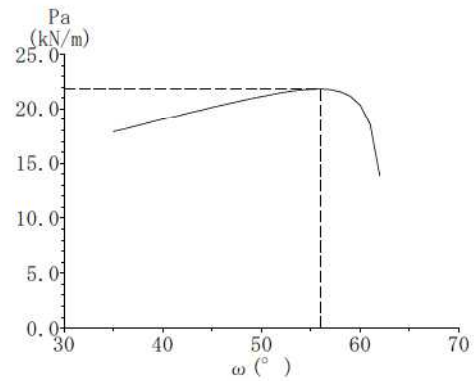
ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- γ_s : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma_s = 20.00$ (kN/m³)
- h : 土圧作用面の高さ (m)
- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- W_e : 土くさびの重量とそれに起因する慣性力との合力 (kN/m)
- ω : すべり角 (°)
- δ' : 地山との境界における壁面摩擦角 (°)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)
- θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.97$ (°)
- K_a : 主働土圧係数
- p_{a1} : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)
- h₁ : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- h₁, h₂ : 上, 下部位置 (m)
- p_{a1}, p_{a2} : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体

$h = 8.100$ (m)
 $\alpha = -26.57$ (°)
 $W_1 = 3.11$ (kN/m)
 $W_2 = 29.95$ (kN/m) [載荷重: 2.82]
 $\omega_1 = 56.00$ $\omega_2 = 63.43$ (°)
 $\delta_1 = 23.33$ $\delta_2 = 35.00$ (°)
 $\phi_1 = 35.00$ $\delta_2' = 23.33$ (°)
 $\beta' = 62.73$ (°)



最大主働土圧合力

$$Pa_2 = \frac{29.95 \times \sin(63.43 - 23.33)}{\cos(63.43 - 23.33 - 35.00)}$$

$$= 19.37 \text{ (kN/m)}$$

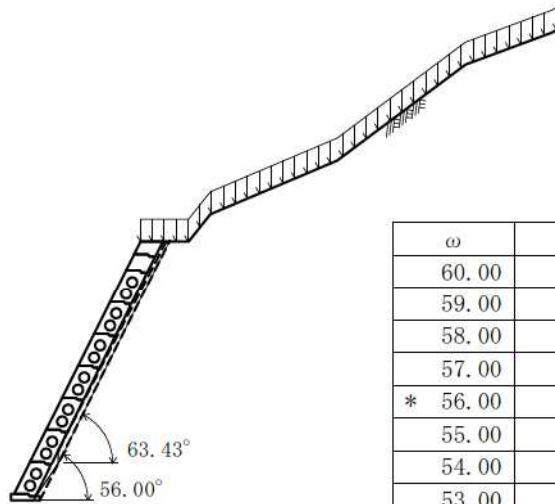
$$Pa_1 = \frac{3.11 \times \sin(56.00 - 35.00) + 19.37 \times \cos(56.00 - 35.00 - 35.00)}{\cos(56.00 - 35.00 - 23.33 + 26.57)}$$

$$= 21.83 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \times 21.83}{20.00 \times 8.100^2}$$

$$= 0.033$$



| ω | Pa_1 | W_1 | Pa_2 | W_2 |
|----------|--------|-------|--------|-------|
| 60.00 | 20.344 | 6.02 | 15.62 | 24.15 |
| 59.00 | 21.174 | 4.80 | 17.19 | 26.58 |
| 58.00 | 21.586 | 4.03 | 18.18 | 28.12 |
| 57.00 | 21.776 | 3.50 | 18.87 | 29.18 |
| * 56.00 | 21.836 | 3.11 | 19.37 | 29.95 |
| 55.00 | 21.814 | 2.81 | 19.75 | 30.55 |
| 54.00 | 21.737 | 2.58 | 20.06 | 31.01 |
| 53.00 | 21.622 | 2.39 | 20.30 | 31.39 |
| 52.00 | 21.480 | 2.23 | 20.50 | 31.71 |

鉛直荷重

$$V = 21.83 \times \sin(23.33 - 26.57) \times 1.000 = -1.23 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 21.83 \times \cos(23.33 - 26.57) \times 1.000 = 21.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

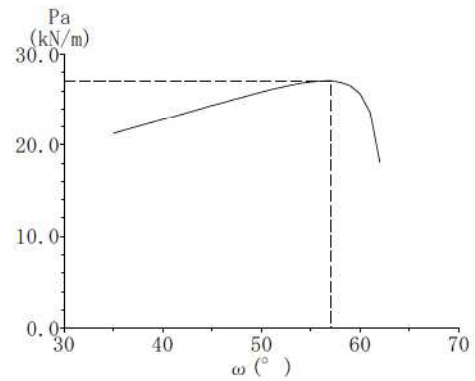
$$x = 2.050 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{8.100}{3} = 2.700 \text{ (m)}$$

(2) 地震時

1) 擁壁全体

$h = 8.100$ (m)
 $\alpha = -26.57$ (°)
 $W_1 = 3.50$ (kN/m)
 $W_2 = 29.18$ (kN/m) [載荷重: 2.82]
 $\omega_1 = 57.00$ $\omega_2 = 63.43$ (°)
 $\delta_1 = 17.50$ $\delta_2 = 35.00$ (°)
 $\phi_1 = 35.00$ $\delta_2' = 23.33$ (°)
 $\beta' = 62.71$ (°)
 $\theta = 7.97$ (°)



最大主働土圧合力

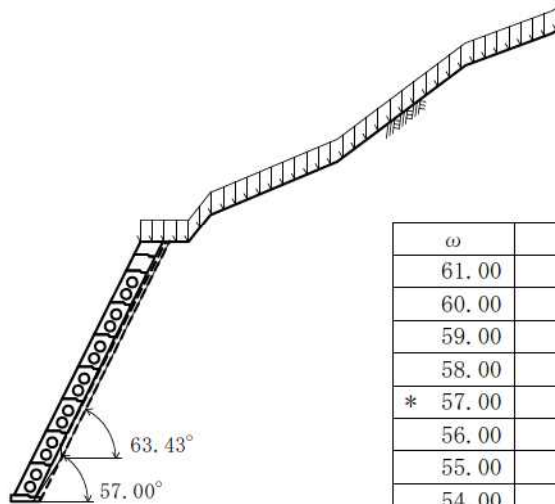
$$We_1 = \frac{3.50}{\cos 7.97} = 3.53 \quad We_2 = \frac{29.18}{\cos 7.97} = 29.46 \text{ (kN/m)}$$

$$Pa_2 = \frac{29.46 \times \sin(63.43 - 23.33 + 7.97)}{\cos(63.43 - 23.33 - 35.00)} = 22.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pa_1 = \frac{3.53 \times \sin(57.00 - 35.00 + 7.97) + 22.00 \times \cos(57.00 - 35.00 - 35.00)}{\cos(57.00 - 35.00 - 17.50 + 26.57)} = 27.09 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \times 27.09}{20.00 \times 8.100^2} = 0.041$$



| ω | Pa_1 | W_1 | Pa_2 | W_2 |
|----------|--------|-------|--------|-------|
| 61.00 | 23.624 | 8.24 | 14.87 | 19.72 |
| 60.00 | 25.645 | 6.02 | 18.21 | 24.15 |
| 59.00 | 26.546 | 4.80 | 20.05 | 26.58 |
| 58.00 | 26.951 | 4.03 | 21.21 | 28.12 |
| * 57.00 | 27.095 | 3.50 | 22.01 | 29.18 |
| 56.00 | 27.088 | 3.11 | 22.59 | 29.95 |
| 55.00 | 26.986 | 2.81 | 23.04 | 30.55 |
| 54.00 | 26.822 | 2.58 | 23.39 | 31.01 |
| 53.00 | 26.616 | 2.39 | 23.68 | 31.39 |

鉛直荷重

$$V = 27.09 \times \sin(17.50 - 26.57) \times 1.000 = -4.27 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 27.09 \times \cos(17.50 - 26.57) \times 1.000 = 26.75 \text{ (kN)}$$

作用位置

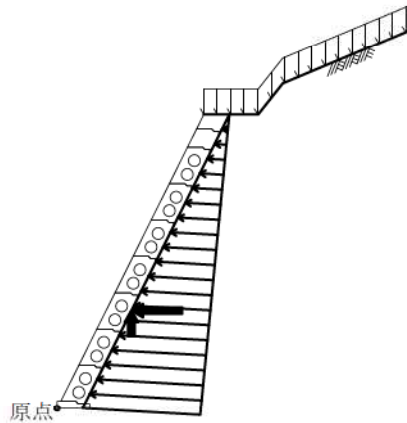
$$x = 2.050 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{8.100}{3} = 2.700 \text{ (m)}$$

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-----------|----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 4.181 | 7.651 | 62.26 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.700 | 6.700 | 59.64 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 3.200 | 5.700 | 51.58 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.700 | 4.700 | 43.52 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 2.200 | 3.700 | 35.46 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.700 | 2.700 | 27.40 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.200 | 1.700 | 19.34 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.700 | 0.700 | 11.28 | |
| | | 基礎部 | 3.63 | | 0.411 | 0.090 | 1.49 | |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 4.400 | 8.100 | 43.12 |
| | 土圧 | | -1.23 | 21.80 | 2.050 | 2.700 | -2.52 | 58.86 |
| 合 計 Σ | | | 139.93 | 21.80 | | | 352.57 | 58.86 |
| 自重のみの合計 Σ | | | 141.16 | 0.00 | | | 355.09 | 0.00 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|-----|------|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 4.181 | 7.651 | 62.26 | 15.91 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.700 | 6.700 | 59.64 | 15.14 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 3.200 | 5.700 | 51.58 | 12.88 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.700 | 4.700 | 43.52 | 10.62 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 2.200 | 3.700 | 35.46 | 8.36 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.700 | 2.700 | 27.40 | 6.10 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.200 | 1.700 | 19.34 | 3.84 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.700 | 0.700 | 11.28 | 1.58 |
| | 基礎部 | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 | 1.49 | 0.05 | |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 4.400 | 8.100 | 43.12 |
| | 土圧 | | -4.27 | 26.75 | 2.050 | 2.700 | -8.75 | 72.23 |
| 合 計 Σ | | | 136.89 | 45.16 | | | 346.34 | 146.71 |

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.900 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地震時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- F_s : 滑動安全率
- F_{sa} : 滑動安全率の許容値

| | |
|-----|------------------------|
| 常 時 | F _{sa} = 1.50 |
| 地震時 | F _{sa} = 1.20 |
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣH : 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

| |
|---------------|
| $\mu = 0.700$ |
|---------------|
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.900 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 Be = B - 2・e (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 0.900$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- l : 擁壁壁面長 (m)
- θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)
- ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする
- q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)
- κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_t と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_t / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

| 荷重状態 | 自重のみの場合 | 荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合 | | |
|------------|---------|---------------------------|-------|-------|
| 背面勾配 | — | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
| κ_1 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
| κ_d | 0.58 | 0.56 | | |

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.70$ を用いる。

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq q_a$$

ここに、

- q_a : 地盤の許容支持力度

| | |
|-----|----------------------------------|
| 常時 | $q_a = 300$ (kN/m ²) |
| 地震時 | $q_a = 450$ (kN/m ²) |

5.2 計算結果

5.2.1 常 時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 139.93 && (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 21.80 && (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 352.57 && (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 58.86 && (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{352.57 - 58.86}{139.93} = 2.099 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 2.099 = -1.649 \text{ (m)}$$

$$d = 2.099 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.450 \text{ (m)}$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -1.649 = 4.198 \text{ (m)} > B = 0.900 \text{ より } Be = 0.900 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{139.93 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{21.80}$$

$$= 4.49 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -1.649 < 0.000 \text{ (m)}$ より、「簡便法」にて計算を行った。

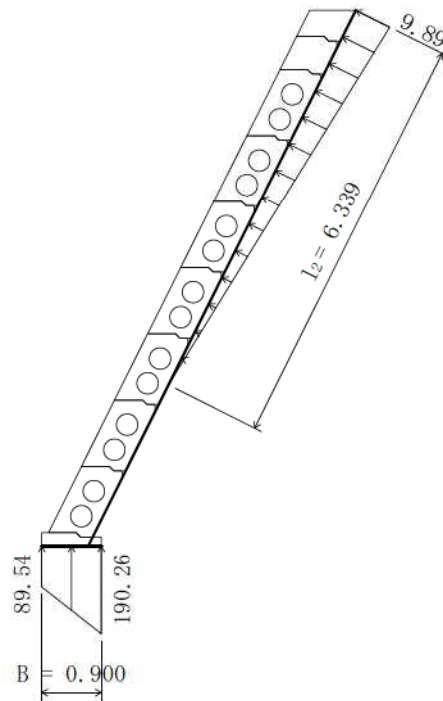
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{293.71 - 0.56 \times 0.900 \times 139.93}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 9.056 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 31.35 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 31.35}{0.70 \times 9.056} = 9.89 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 139.93 - 31.35 \times \sin 26.57 = 125.91 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 125.91 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 89.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 125.91 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 190.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 190.26 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』 荷重の総括より、

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 141.16 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 355.09 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

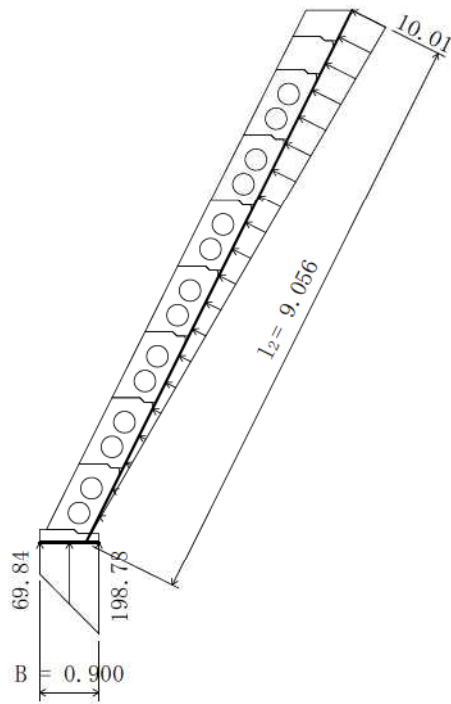
$$\begin{aligned} Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{355.09 - 0.58 \times 0.900 \times 141.16}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 9.056 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 45.34 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 45.34}{1.00 \times 9.056} = 10.01 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 141.16 - 45.34 \times \sin 26.57 = 120.88 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 120.88 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.900 \times 1.000} = 69.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 120.88 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 198.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 198.78 \leqq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

5.2.2 地震時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 136.89 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 45.16 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 346.34 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 146.71 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{346.34 - 146.71}{136.89} = 1.458 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 1.458 = -1.008 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.458 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.300 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -1.008 = 2.916 \quad (\text{m}) > B = 0.900 \quad \text{より} \quad Be = 0.900 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{136.89 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{45.16} \\ &= 2.12 \geq F_{sa} = 1.20\end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -1.008 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

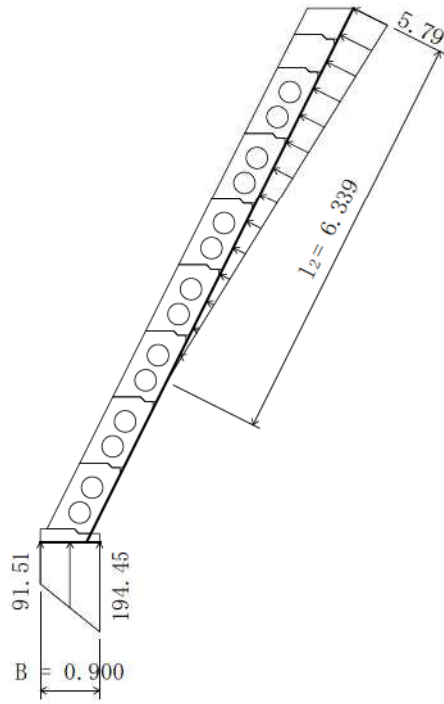
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_l}{3}\right)} \\ &= \frac{199.63 - 0.56 \times 0.900 \times 136.89}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 9.056 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 18.35 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_l \cdot 1} = \frac{2 \times 18.35}{0.70 \times 9.056} = 5.79 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 136.89 - 18.35 \times \sin 26.57 = 128.68 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 128.68 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 91.51 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 128.68 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 194.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_2 = 194.45 \leqq q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

§6 ブロック各段の部材断面設計

6.1 荷重の計算

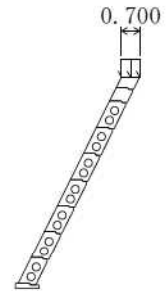
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

6.1.1 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

| | 荷重 q (kN/m ²) | 作用幅 l (m) | | 鉛直荷重 V (kN) | 作用位置 | | | |
|-----|---------------------------------|-----------------|----------|-------------------|----------|------|-------|-------|
| | | L (m) | X (m) | | Y (m) | | | |
| 8段目 | 積雪荷重 14.00 | × | 0.700 | × | 1.000 | 9.80 | 0.800 | 0.900 |
| 7段目 | | | | | | | 1.300 | 1.900 |
| 6段目 | | | | | | | 1.800 | 2.900 |
| 5段目 | | | | | | | 2.300 | 3.900 |
| 4段目 | | | | | | | 2.800 | 4.900 |
| 3段目 | | | | | | | 3.300 | 5.900 |
| 2段目 | | | | | | | 3.800 | 6.900 |
| 1段目 | | | | | | | 4.300 | 7.900 |



6.1.2 土圧

『設計荷重』の土圧にて算出した土圧係数より土圧力を求める。
任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

- pa₁ : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)
- Ka : 土圧係数
- γs : 裏込め土の単位体積重量 γs = 20.00 (kN/m³)
- h₁ : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- h₁, h₂ : 上, 下部位置 (m)
- pa₁, pa₂ : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 α = -26.57 (°)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m^2) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|--------------------------------------|----------------------------|--------------------------|
| 8段目 | 0.000 0.965 | 0.033 | 0.000 0.637 | 0.965 | 0.31 |
| 7段目 | 0.000 1.965 | 0.033 | 0.000 1.297 | 1.965 | 1.27 |
| 6段目 | 0.000 2.965 | 0.033 | 0.000 1.957 | 2.965 | 2.90 |
| 5段目 | 0.000 3.965 | 0.033 | 0.000 2.617 | 3.965 | 5.19 |
| 4段目 | 0.000 4.965 | 0.033 | 0.000 3.277 | 4.965 | 8.14 |
| 3段目 | 0.000 5.965 | 0.033 | 0.000 3.937 | 5.965 | 11.74 |
| 2段目 | 0.000 6.965 | 0.033 | 0.000 4.597 | 6.965 | 16.01 |
| 1段目 | 0.000 7.965 | 0.033 | 0.000 5.257 | 7.965 | 20.94 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ ($^{\circ}$) | 傾斜角 α ($^{\circ}$) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|--------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------|------------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.31 | 23.33 | -26.57 | -0.02 | 0.31 | 0.828 | 0.257 |
| 7段目 | 1.27 | 23.33 | -26.57 | -0.07 | 1.27 | 0.995 | 0.590 |
| 6段目 | 2.90 | 23.33 | -26.57 | -0.16 | 2.90 | 1.161 | 0.923 |
| 5段目 | 5.19 | 23.33 | -26.57 | -0.29 | 5.18 | 1.328 | 1.257 |
| 4段目 | 8.14 | 23.33 | -26.57 | -0.46 | 8.13 | 1.495 | 1.590 |
| 3段目 | 11.74 | 23.33 | -26.57 | -0.66 | 11.72 | 1.661 | 1.923 |
| 2段目 | 16.01 | 23.33 | -26.57 | -0.90 | 15.98 | 1.828 | 2.257 |
| 1段目 | 20.94 | 23.33 | -26.57 | -1.18 | 20.91 | 1.995 | 2.590 |

(2) 地震時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m ²) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|--|----------------------------|----------------------|
| 8段目 | 0.000 0.965 | 0.041 | 0.000 0.791 | 0.965 | 0.38 |
| 7段目 | 0.000 1.965 | 0.041 | 0.000 1.611 | 1.965 | 1.58 |
| 6段目 | 0.000 2.965 | 0.041 | 0.000 2.431 | 2.965 | 3.60 |
| 5段目 | 0.000 3.965 | 0.041 | 0.000 3.251 | 3.965 | 6.45 |
| 4段目 | 0.000 4.965 | 0.041 | 0.000 4.071 | 4.965 | 10.11 |
| 3段目 | 0.000 5.965 | 0.041 | 0.000 4.891 | 5.965 | 14.59 |
| 2段目 | 0.000 6.965 | 0.041 | 0.000 5.711 | 6.965 | 19.89 |
| 1段目 | 0.000 7.965 | 0.041 | 0.000 6.531 | 7.965 | 26.01 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ (°) | 傾斜角 α (°) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|----------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.38 | 17.50 | -26.57 | -0.06 | 0.38 | 0.828 | 0.257 |
| 7段目 | 1.58 | 17.50 | -26.57 | -0.25 | 1.56 | 0.995 | 0.590 |
| 6段目 | 3.60 | 17.50 | -26.57 | -0.57 | 3.55 | 1.161 | 0.923 |
| 5段目 | 6.45 | 17.50 | -26.57 | -1.02 | 6.37 | 1.328 | 1.257 |
| 4段目 | 10.11 | 17.50 | -26.57 | -1.59 | 9.98 | 1.495 | 1.590 |
| 3段目 | 14.59 | 17.50 | -26.57 | -2.30 | 14.41 | 1.661 | 1.923 |
| 2段目 | 19.89 | 17.50 | -26.57 | -3.14 | 19.64 | 1.828 | 2.257 |
| 1段目 | 26.01 | 17.50 | -26.57 | -4.10 | 25.68 | 1.995 | 2.590 |

6.1.3 壁背面の地盤反力

壁背面に作用する地盤反力を考慮した。「安定計算」より、各段に作用する地盤反力は以下の通りとなる。

壁背面地盤反力は次式より求められる。

$$Q_{tz} = \frac{2 \cdot l_2 - z'}{l_2^2} \cdot Q_t \cdot z'$$

鉛直水平荷重は次式より求められる。

$$H = Q_{tz} \cdot \cos \theta$$

$$V = -Q_{tz} \cdot \sin \theta$$

ここに、

z : 擁壁天端から照査断面位置又は反力分布下端までの長さ (m)

Q_{tz} : 高さ z の位置における壁面地盤反力 (kN)

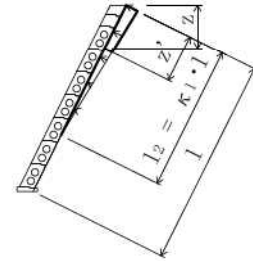
Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)

l_2 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 $l_2 = 6.339$ (m)

z' : 高さ z の位置における壁面長 $z' = z / \cos \theta$ (m)

V, H : 壁面地盤反力の鉛直、水平成分 (kN)

θ : 壁背面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)



(1) 常時

$$Q_t = 31.35 \text{ (kN)}$$

| | z (m) | z' (m) | Q _{tz} (kN) | 荷重 | | 作用位置 | |
|-----|----------|-----------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|
| | | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.965 | 1.079 | 9.76 | -4.36 | 8.73 | 0.916 | 0.432 |
| 7段目 | 1.965 | 2.197 | 17.96 | -8.03 | 16.06 | 1.193 | 0.986 |
| 6段目 | 2.965 | 3.315 | 24.22 | -10.83 | 21.66 | 1.496 | 1.592 |
| 5段目 | 3.965 | 4.433 | 28.52 | -12.75 | 25.51 | 1.836 | 2.273 |
| 4段目 | 4.965 | 5.551 | 30.87 | -13.81 | 27.61 | 2.231 | 3.062 |
| 3段目 | 5.670 | 6.339 | 31.35 | -14.02 | 28.04 | 2.705 | 4.010 |
| 2段目 | 5.670 | 6.339 | 31.35 | -14.02 | 28.04 | 3.205 | 5.010 |
| 1段目 | 5.670 | 6.339 | 31.35 | -14.02 | 28.04 | 3.705 | 6.010 |

(2) 地震時

$$Q_t = 18.35 \text{ (kN)}$$

| | z (m) | z' (m) | Q _{tz} (kN) | 荷重 | | 作用位置 | |
|-----|----------|-----------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|
| | | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.965 | 1.079 | 5.71 | -2.55 | 5.11 | 0.916 | 0.432 |
| 7段目 | 1.965 | 2.197 | 10.52 | -4.70 | 9.41 | 1.193 | 0.986 |
| 6段目 | 2.965 | 3.315 | 14.17 | -6.34 | 12.67 | 1.496 | 1.592 |
| 5段目 | 3.965 | 4.433 | 16.69 | -7.46 | 14.93 | 1.836 | 2.273 |
| 4段目 | 4.965 | 5.551 | 18.07 | -8.08 | 16.16 | 2.231 | 3.062 |
| 3段目 | 5.670 | 6.339 | 18.35 | -8.21 | 16.41 | 2.705 | 4.010 |
| 2段目 | 5.670 | 6.339 | 18.35 | -8.21 | 16.41 | 3.205 | 5.010 |
| 1段目 | 5.670 | 6.339 | 18.35 | -8.21 | 16.41 | 3.705 | 6.010 |

6.2 設計荷重の集計

原点0における荷重の集計を行う。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|--------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 8段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 0.581 | 0.451 | 8.65 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.800 | 0.900 | 7.84 | |
| | 土圧 | | -0.02 | 0.31 | 0.828 | 0.257 | -0.02 | 0.08 |
| | 地盤反力 | | -4.36 | 8.73 | 0.916 | 0.432 | -3.99 | 3.77 |
| 合 計 Σ | | | 20.31 | 9.04 | | | 12.48 | 3.85 |
| 7段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 1.081 | 1.451 | 16.10 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.300 | 1.900 | 12.74 | |
| | 土圧 | | -0.07 | 1.27 | 0.995 | 0.590 | -0.07 | 0.75 |
| 地盤反力 | | -8.03 | 16.06 | 1.193 | 0.986 | -9.58 | 15.84 | |
| 合 計 Σ | | | 32.71 | 17.33 | | | 28.86 | 16.59 |
| 6段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 1.581 | 2.451 | 23.54 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.800 | 2.900 | 17.64 | |
| 土圧 | | -0.16 | 2.90 | 1.161 | 0.923 | -0.19 | 2.68 | |
| 地盤反力 | | -10.83 | 21.66 | 1.496 | 1.592 | -16.20 | 34.48 | |
| 合 計 Σ | | | 45.94 | 24.56 | | | 52.19 | 37.16 |
| 5段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 2.081 | 3.451 | 30.99 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| 載荷重 | | 9.80 | | 2.300 | 3.900 | 22.54 | | |
| 土圧 | | -0.29 | 5.18 | 1.328 | 1.257 | -0.39 | 6.51 | |
| 地盤反力 | | -12.75 | 25.51 | 1.836 | 2.273 | -23.41 | 57.98 | |
| 合 計 Σ | | | 60.01 | 30.69 | | | 82.92 | 64.49 |
| 4段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 2.581 | 4.451 | 38.43 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | 4段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | | |
| 載荷重 | | 9.80 | | 2.800 | 4.900 | 27.44 | | |
| 土圧 | | -0.46 | 8.13 | 1.495 | 1.590 | -0.69 | 12.93 | |
| 地盤反力 | | -13.81 | 27.61 | 2.231 | 3.062 | -30.81 | 84.54 | |
| 合 計 Σ | | | 74.90 | 35.74 | | | 121.41 | 97.47 |
| 3段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 3.081 | 5.451 | 45.88 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | 4段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | | |
| | 3段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | | |
| 載荷重 | | 9.80 | | 3.300 | 5.900 | 32.34 | | |
| 土圧 | | -0.66 | 11.72 | 1.661 | 1.923 | -1.10 | 22.54 | |
| 地盤反力 | | -14.02 | 28.04 | 2.705 | 4.010 | -37.92 | 112.44 | |
| 合 計 Σ | | | 90.61 | 39.76 | | | 168.15 | 134.98 |

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|--------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 2段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 3.581 | 6.451 | 53.32 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.100 | 5.500 | 49.97 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 3.800 | 6.900 | 37.24 |
| | 土圧 | | -0.90 | 15.98 | 1.828 | 2.257 | -1.65 | 36.07 |
| | 地盤反力 | | -14.02 | 28.04 | 3.205 | 5.010 | -44.93 | 140.48 |
| 合 計 Σ | | | 106.49 | 44.02 | | | 222.90 | 176.55 |
| 1段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 4.081 | 7.451 | 60.77 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.600 | 6.500 | 58.03 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 3.100 | 5.500 | 49.97 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 4.300 | 7.900 | 42.14 | |
| | 土圧 | | -1.18 | 20.91 | 1.995 | 2.590 | -2.35 | 54.16 |
| 地盤反力 | | -14.02 | 28.04 | 3.705 | 6.010 | -51.94 | 168.52 | |
| 合 計 Σ | | | 122.33 | 48.95 | | | 285.57 | 222.68 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 8段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 0.581 | 0.451 | 8.65 | 0.94 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.800 | 0.900 | 7.84 | |
| | 土圧 | | -0.06 | 0.38 | 0.828 | 0.257 | -0.05 | 0.10 |
| | 地盤反力 | | -2.55 | 5.11 | 0.916 | 0.432 | -2.34 | 2.21 |
| 合 計 Σ | | | 22.08 | 7.57 | | | 14.10 | 3.25 |
| 7段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 1.081 | 1.451 | 16.10 | 3.02 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.300 | 1.900 | 12.74 | |
| | 土圧 | | -0.25 | 1.56 | 0.995 | 0.590 | -0.25 | 0.92 |
| | 地盤反力 | | -4.70 | 9.41 | 1.193 | 0.986 | -5.61 | 9.28 |
| 合 計 Σ | | | 35.86 | 15.31 | | | 32.65 | 14.35 |
| 6段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 1.581 | 2.451 | 23.54 | 5.10 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.800 | 2.900 | 17.64 | |
| | 土圧 | | -0.57 | 3.55 | 1.161 | 0.923 | -0.66 | 3.28 |
| | 地盤反力 | | -6.34 | 12.67 | 1.496 | 1.592 | -9.48 | 20.17 |
| 合 計 Σ | | | 50.02 | 22.82 | | | 58.44 | 33.07 |
| 5段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 2.081 | 3.451 | 30.99 | 7.18 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.300 | 3.900 | 22.54 | |
| | 土圧 | | -1.02 | 6.37 | 1.328 | 1.257 | -1.35 | 8.01 |
| | 地盤反力 | | -7.46 | 14.93 | 1.836 | 2.273 | -13.70 | 33.94 |
| 合 計 Σ | | | 64.57 | 30.16 | | | 91.67 | 59.30 |
| 4段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 2.581 | 4.451 | 38.43 | 9.26 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.800 | 4.900 | 27.44 | |
| | 土圧 | | -1.59 | 9.98 | 1.495 | 1.590 | -2.38 | 15.87 |
| | 地盤反力 | | -8.08 | 16.16 | 2.231 | 3.062 | -18.03 | 49.48 |
| 合 計 Σ | | | 79.50 | 37.26 | | | 132.50 | 92.69 |
| 3段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 3.081 | 5.451 | 45.88 | 11.34 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 | |
| | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 3.300 | 5.900 | 32.34 | |
| | 土圧 | | -2.30 | 14.41 | 1.661 | 1.923 | -3.82 | 27.71 |
| | 地盤反力 | | -8.21 | 16.41 | 2.705 | 4.010 | -22.21 | 65.80 |
| 合 計 Σ | | | 94.78 | 44.20 | | | 181.14 | 133.10 |

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 2段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 3.581 | 6.451 | 53.32 | 13.42 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.100 | 5.500 | 49.97 | 12.43 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 3.800 | 6.900 | 37.24 |
| | 土圧 | | -3.14 | 19.64 | 1.828 | 2.257 | -5.74 | 44.33 |
| | 地盤反力 | | -8.21 | 16.41 | 3.205 | 5.010 | -26.31 | 82.21 |
| 合 計 Σ | | | 110.06 | 51.69 | | | 237.43 | 180.64 |
| 1段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 4.081 | 7.451 | 60.77 | 15.50 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.600 | 6.500 | 58.03 | 14.69 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 3.100 | 5.500 | 49.97 | 12.43 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 4.300 | 7.900 | 42.14 | |
| | 土圧 | | -4.10 | 25.68 | 1.995 | 2.590 | -8.18 | 66.51 |
| 地盤反力 | | -8.21 | 16.41 | 3.705 | 6.010 | -30.42 | 98.62 | |
| 合 計 Σ | | | 125.22 | 59.99 | | | 301.26 | 236.00 |

6.3 設計断面力一覧

原点0における設計荷重の集計から、設計断面力を求める。

軸 力

$$N = \Sigma V \text{ (kN)}$$

せん断力

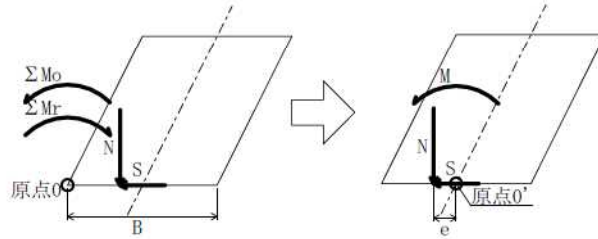
$$S = \Sigma H \text{ (kN)}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{N} \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = N \cdot e \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(1) 常 時

| | 底面幅 B (m) | 軸 力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏 心 距 離 e (m) | 曲 げ モーメント M (kN・m) |
|-----|-----------------|------------------|-------------------|------------------|---------------|------------------------|-----------------------------|
| | | | | ΣMr (kN・m) | ΣMo (kN・m) | | |
| 8段目 | 0.700 | 20.31 | 9.04 | 12.48 | 3.85 | -0.075 | -1.52 |
| 7段目 | 0.700 | 32.71 | 17.33 | 28.86 | 16.59 | -0.025 | -0.82 |
| 6段目 | 0.700 | 45.94 | 24.56 | 52.19 | 37.16 | 0.023 | 1.06 |
| 5段目 | 0.700 | 60.01 | 30.69 | 82.92 | 64.49 | 0.043 | 2.58 |
| 4段目 | 0.700 | 74.90 | 35.74 | 121.41 | 97.47 | 0.030 | 2.25 |
| 3段目 | 0.700 | 90.61 | 39.76 | 168.15 | 134.98 | -0.016 | -1.45 |
| 2段目 | 0.700 | 106.49 | 44.02 | 222.90 | 176.55 | -0.085 | -9.05 |
| 1段目 | 0.700 | 122.33 | 48.95 | 285.57 | 222.68 | -0.164 | -20.06 |

(2) 地震時

| | 底面幅 B (m) | 軸 力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏 心 距 離 e (m) | 曲 げ モーメント M (kN・m) |
|-----|-----------------|------------------|-------------------|------------------|---------------|------------------------|-----------------------------|
| | | | | ΣMr (kN・m) | ΣMo (kN・m) | | |
| 8段目 | 0.700 | 22.08 | 7.57 | 14.10 | 3.25 | -0.141 | -3.11 |
| 7段目 | 0.700 | 35.86 | 15.31 | 32.65 | 14.35 | -0.160 | -5.74 |
| 6段目 | 0.700 | 50.02 | 22.82 | 58.44 | 33.07 | -0.157 | -7.85 |
| 5段目 | 0.700 | 64.57 | 30.16 | 91.67 | 59.30 | -0.151 | -9.75 |
| 4段目 | 0.700 | 79.50 | 37.26 | 132.50 | 92.69 | -0.151 | -12.00 |
| 3段目 | 0.700 | 94.78 | 44.20 | 181.14 | 133.10 | -0.157 | -14.88 |
| 2段目 | 0.700 | 110.06 | 51.69 | 237.43 | 180.64 | -0.166 | -18.27 |
| 1段目 | 0.700 | 125.22 | 59.99 | 301.26 | 236.00 | -0.171 | -21.41 |

6.4 実応力度の計算

6.4.1 無筋コンクリート長方形断面の応力度

無筋コンクリート長方形断面の応力度は以下の式で算出する。

縁応力度

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

- N : 断面に作用する軸力 (N)
M : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
A : 断面積 (mm²) A = b・h
Z : 断面係数 (mm³) $Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$
h : 部材厚 (mm)
b : 有効計算幅 (mm)
 σ_1 : 前面側縁応力度 (N/mm²)
 σ_2 : 背面側縁応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

6.4.2 計算結果

| 部 材 | 項 目 | 常 時 | 地 震 時 | |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 8段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.52 × 10 ⁶ | -3.11 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 20.31 × 10 ³ | 22.08 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 9.04 × 10 ³ | 7.57 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.07 | 0.10 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.02 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.02 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 7段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -0.82 × 10 ⁶ | -5.74 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 32.71 × 10 ³ | 35.86 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 17.33 × 10 ³ | 15.31 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.08 | 0.18 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | ———— | 0.05 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.04 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| 6段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542 × 10 ⁶ | 0.522 × 10 ⁶ |
| | | Z (mm ³) | 0.05345 × 10 ⁹ | 0.04972 × 10 ⁹ |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 1.06 × 10 ⁶ | -7.85 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 45.94 × 10 ³ | 50.02 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 24.56 × 10 ³ | 22.82 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.10 | 0.25 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | ———— | 0.06 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.05 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 5段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 2.58×10^6 | -9.75×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 60.01×10^3 | 64.57×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 30.69×10^3 | 30.16×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.16 | 0.32 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.07 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.07 | 0.07 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 2.25×10^6 | -12.00×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 74.90×10^3 | 79.50×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 35.74×10^3 | 37.26×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.18 | 0.39 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.09 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.08 | 0.09 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.45 × 10 ⁶ | -14.88 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 90.61 × 10 ³ | 94.78 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 39.76 × 10 ³ | 44.20 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.20 | 0.48 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.12 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.09 | 0.10 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -9.05 × 10 ⁶ | -18.27 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 106.49 × 10 ³ | 110.06 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 44.02 × 10 ³ | 51.69 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.39 | 0.58 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.16 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

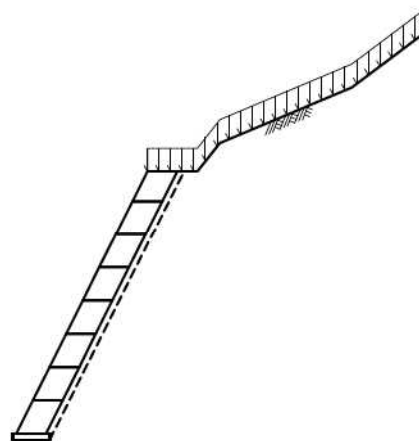
| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -20.06 × 10 ⁶ | -21.41 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 122.33 × 10 ³ | 125.22 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 48.95 × 10 ³ | 59.99 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.64 | 0.67 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.17 | 0.19 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.12 | 0.14 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 大型ブロック積擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 8.100$ (m)
底版幅 $B = 1.100$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
重力



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

- | | |
|-----|-------------------------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧) |

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリートを自重として考慮した。

自重 : $W_c = 167.47$ (kN)

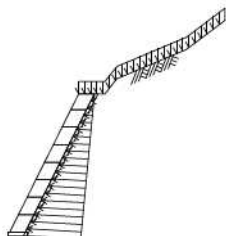
2) 土 圧

設計に用いる土圧は、擁壁背面の掘削した地山の切土面が安定していると判断できるため、裏込め土のみによる土圧を考慮することにした。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 35.00(^{\circ})$

単位体積重量： $\gamma_s = 20.00 (\text{kN/m}^3)$

切土面におけるすべり摩擦角： $\delta' = 2/3 \phi$

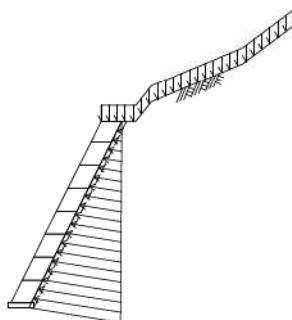


土圧： $P_a = 22.36 (\text{kN})$

3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

設計水平震度： $K_h = 0.14$



慣性力： $H = 23.46 (\text{kN})$

土圧： $P_a = 27.74 (\text{kN})$

(4) 安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 転 倒

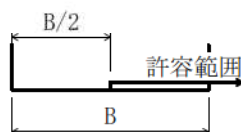
基礎底板位置での合力の作用位置による検討を行った。

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。

常 時： $d = 2.269 > 0.550$

地 震 時： $d = 1.654 \geq 0.367$

(単位：m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数 : 0.700

常 時: $F_s = 5.61 \geq 1.50$

地震時: $F_s = 2.42 \geq 1.20$

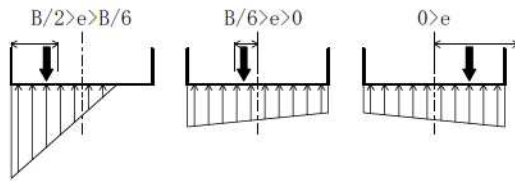
3) 支 持 力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

常 時: $q = 208.07 \leq 300$

地震時: $q = 203.06 \leq 450$

(単位: kN/m^2)



§1 設計条件

1.1 設計条件

| | |
|-------------------|--|
| (1) 擁壁形式 | 大型ブロック積擁壁 |
| (2) 基礎形式 | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | H = 8.100 (m) |
| (4) 土 圧 | 切り土部に作用する土圧 |
| (5) 地表面載荷重 積雪荷重 | q = 14.00 (kN/m ²) |
| (6) 設計水平震度 | Kh = c _z · k _{so} = 0.14 |
| 地域別補正係数 | c _z = 0.85 |
| 設計水平震度の標準値 | |
| レベル2地震動 I種地盤 | k _{so} = 0.16 |
| (7) 単位体積重量 コンクリート | γ _c = 23.00 (kN/m ³) |

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土

| | |
|---------------|---|
| せん断抵抗角 | φ = 35.00 (°) |
| 切土面におけるすべり摩擦角 | |
| 常 時 | δ' = 23.33 (°) |
| 地震時 | δ' = 23.33 (°) |
| 単位体積重量 | γ _s = 20.00 (kN/m ³) |

(2) 支持地盤

| | |
|------------------|---|
| 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 | μ = 0.700 |
| " の粘着力 | C = 0.0 (kN/m ²) |
| 許容支持力度 常 時 | q _a = 300 (kN/m ²) |
| 地震時 | q _a = 450 (kN/m ²) |

1.3 安定条件

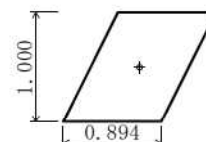
| | | |
|--------------|---------|---|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | F _s ≥ 1.50 (1.20) |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | d > 1/2 B (1/3) |
| (3) 支持に対する検討 | 最大地盤反力度 | q ≤ q _a (kN/m ²) |

※ ()は地震時

1.4 使用ブロック

(1) 重力 Eウォール

| | | | | |
|---------|----------------------|----------------|---------|---------------------------|
| 製品幅 (m) | 2.000 | | | |
| 製品本体 | 1.788 | (0.697, 0.500) | 41.12 | [23.00] |
| | 体積 (m ³) | 重心座標 (m) | 重量 (kN) | [単重] (kN/m ³) |



1.5 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

(社)日本道路協会

§2 一般形状寸法図

擁壁の背面は安定している(土圧が作用しない)ものと仮定し検討を行う。

擁壁基礎より、切土面の掘削勾配を1:0.5(すべり角:63.43°)とする。

埋戻土分の土圧を考慮する。(φ35° γ20kN/m²)

切土面におけるすべり摩擦角δ'は以下を目安に適切な値を定める必要がある。

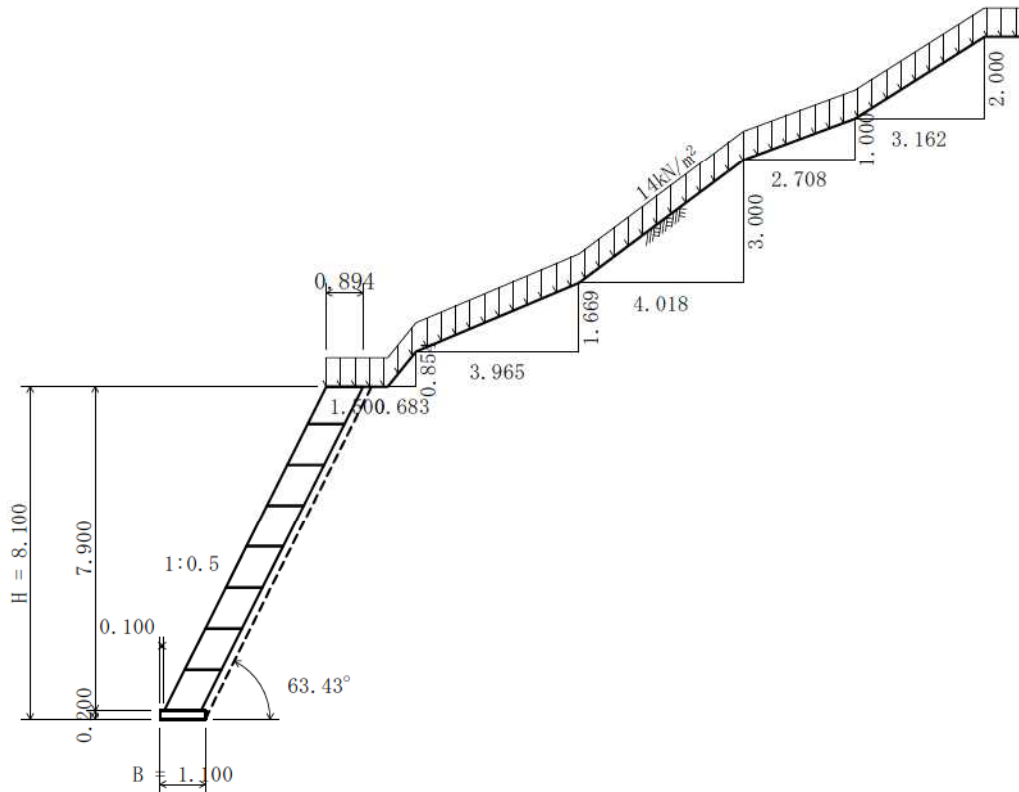
1. 軟岩以上で比較的均一な平面をなしている場合・・・δ' = 2φ/3

2. 粗であるか、段切りなどの処理が施され、粗とみなしうる場合・・・δ' = φ

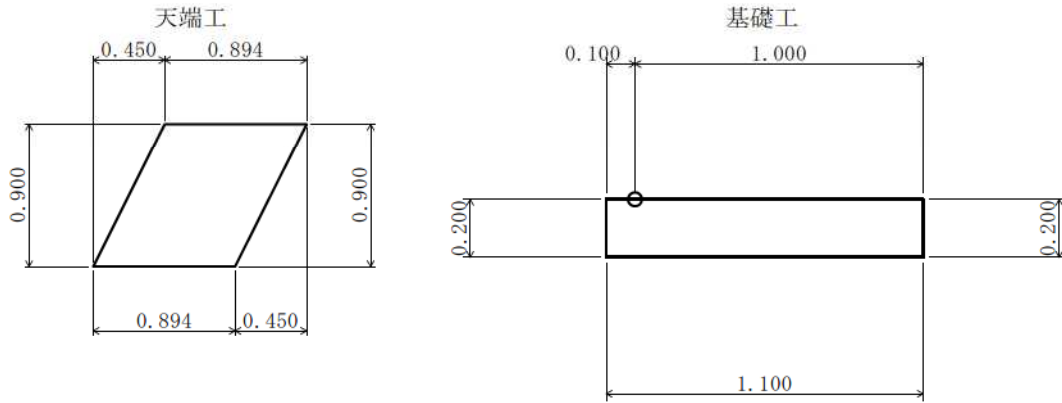
(道路土工-擁壁工指針P103)

1を想定して計算を行う。

2.1 一般図



2.2 詳細図



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

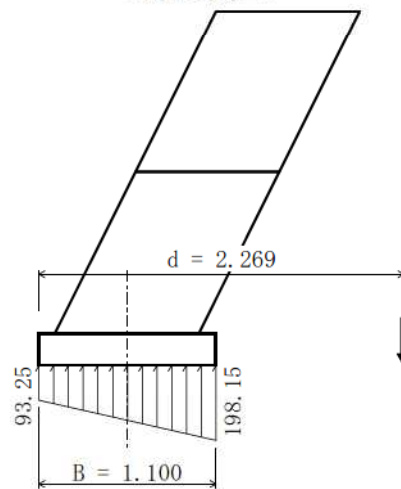
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑 動 安全率 Fs | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|------------------|--|--------|-------|
| 178.73 | 22.32 | 2.269 | 5.61 | 93.25 | 198.15 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.550 | 1.50 | 300 | | |

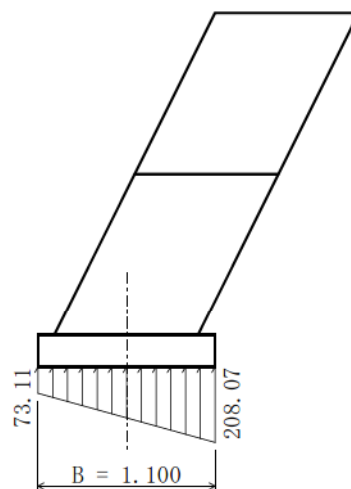
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|--|--------|-------|
| 179.99 | 0.00 | 73.11 | 208.07 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 300 | | |

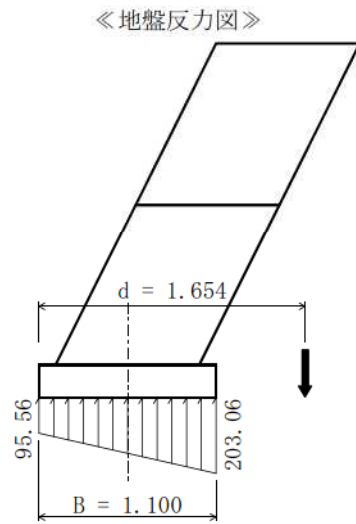
《地盤反力図》



3.1.2 地震時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|--------------------|--|--------|-------|
| 175.62 | 50.85 | 1.654 | 2.42 | 95.56 | 203.06 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.367 | 1.20 | 450 | | |



§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・載 荷 重
- ・土 圧
- ・地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧)

4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

| | |
|-------|--------------|
| 常 時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地 震 時 | 自重+載荷重+地震の影響 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 常時

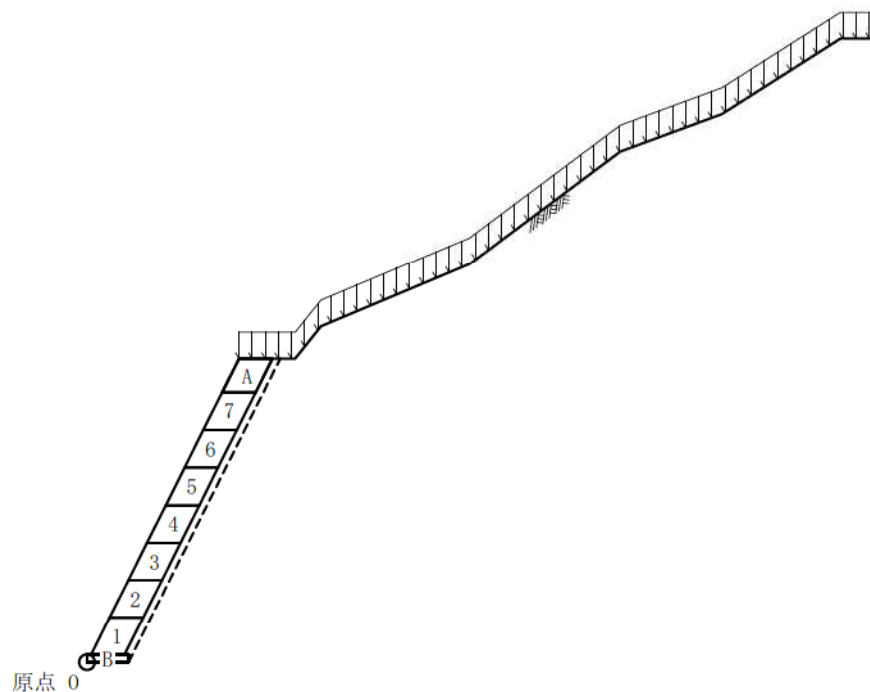


2) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。
荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

1) 天端コンクリート(A)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|-----------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 1.344 | 0.900 | = 1.210 | 1.172 | 1.450 | 1.4181 | 1.7545 |
| a | -1/2 × 0.450 | 0.900 | = -0.203 | 0.650 | 1.600 | -0.1320 | -0.3248 |
| b | -1/2 × 0.450 | 0.900 | = -0.203 | 1.694 | 1.300 | -0.3439 | -0.2639 |
| 合計 | | | 0.804 | | | 0.9422 | 1.1658 |

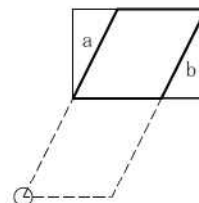
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.804 \times 1.000 = 0.804 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.9422}{0.804} = 1.172 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.1658}{0.804} = 1.450 \text{ (m)}$$



2) 基礎コンクリート(B)

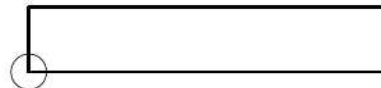
体積

$$V_o = b \cdot h \cdot L = 1.100 \times 0.200 \times 1.000 = 0.220 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{b}{2} = \frac{1.100}{2} = 0.550 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0.200}{2} = 0.100 \text{ (m)}$$



3) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

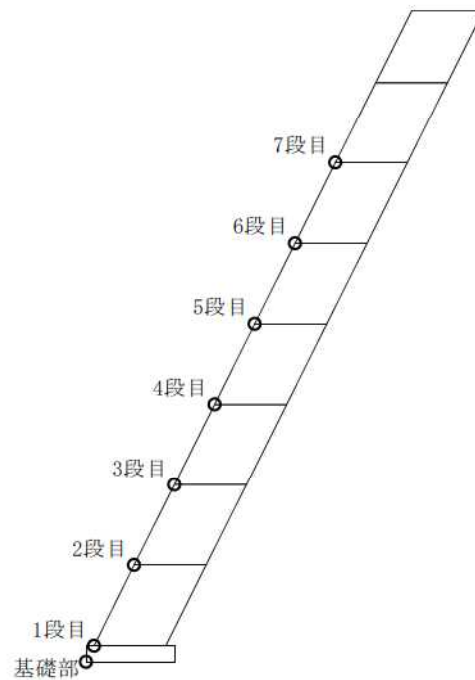
| | | 体積 | 単位重量 | 鉛直荷重 V (kN) | 慣性力 H (kN) | 重心位置 | |
|---------|----------|-------------------------------------|---------------------------|-------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | V _o (m ³) | γ (kN/m ³) | | | x _c (m) | y _c (m) |
| 7段目 | 天端コンクリート | 0.804 | 23.00 | 18.49 | | 1.172 | 1.450 |
| | Eウォール | 0.894 | 23.00 | 20.56 | | 0.697 | 0.500 |
| | 合計 Σ | | | 39.05 | 5.47 | 0.922 | 0.950 |
| 6段目～1段目 | Eウォール | 0.894 | 23.00 | 20.56 | 2.88 | 0.697 | 0.500 |
| 基礎部 | 基礎コンクリート | 0.220 | 23.00 | 5.06 | 0.71 | 0.550 | 0.100 |

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

4) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_n , y_n)を示す。

| | 番号 N | 基準点 | |
|-----|---------|--------------|--------------|
| | | x_n (m) | y_n (m) |
| 7段目 | 8 | 3.100 | 6.200 |
| 6段目 | 7 | 2.600 | 5.200 |
| 5段目 | 6 | 2.100 | 4.200 |
| 4段目 | 5 | 1.600 | 3.200 |
| 3段目 | 4 | 1.100 | 2.200 |
| 2段目 | 3 | 0.600 | 1.200 |
| 1段目 | 2 | 0.100 | 0.200 |
| 基礎部 | 1 | 0.000 | 0.000 |



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_c , y_c)と、上の基準点(x_n , y_n)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_c + (x_k - x_n)$$

$$y = y_c + (y_k - y_n)$$

ここに、

(x_k , y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 (N=k)

(x_n , y_n) : 荷重を集計する段の原点座標 (N=m)

基礎部の荷重集計(m=1)で用いる、1段目の自重(k=2)の作用位置は

$$x = 0.697 + (0.100 - 0.000) = 0.797 \text{ (m)}$$

$$y = 0.500 + (0.200 - 0.000) = 0.700 \text{ (m) となる。}$$

4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

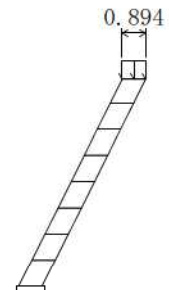
1) 積雪荷重

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 14.00 \times 0.894 \times 1.000 = 12.52 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 4.497 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧

設計に用いる土圧は、擁壁背面の掘削した地山の切土面が安定していると判断できるため、裏込め土のみによる土圧を考慮することにする。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

裏込め土が三角形のとき

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta')}{\cos(\omega - \delta' - \delta - \alpha)}$$

裏込め土が四角形のとき

$$Pa_2 = \frac{W_2 \cdot \sin(\omega_2 - \delta_2')}{\cos(\omega_2 - \delta_2' - \delta_2)}$$

$$Pa_1 = \frac{W_1 \cdot \sin(\omega_1 - \delta_1') + Pa_2 \cdot \cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_2)}{\cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_1 - \alpha)}$$

地震時

裏込め土が三角形のとき

$$We = \frac{W}{\cos \theta}$$

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\omega - \delta' + \theta)}{\cos(\omega - \delta' - \delta - \alpha)}$$

裏込め土が四角形のとき

$$We_1 = \frac{W_1}{\cos \theta} \quad We_2 = \frac{W_2}{\cos \theta}$$

$$Pa_2 = \frac{We_2 \cdot \sin(\omega_2 - \delta_2' + \theta)}{\cos(\omega_2 - \delta_2' - \delta_2)}$$

$$Pa_1 = \frac{We_1 \cdot \sin(\omega_1 - \delta_1' + \theta) + Pa_2 \cdot \cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_2)}{\cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_1 - \alpha)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma_s \cdot h^2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

Pa : 主働土圧合力 (kN/m)

γ_s : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma_s = 20.00$ (kN/m³)

h : 土圧作用面の高さ (m)

W : 土くさびの重量 (kN/m)

We : 土くさびの重量とそれに起因する慣性力との合力 (kN/m)

ω : すべり角 (°)

δ' : 地山との境界における壁面摩擦角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)

θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.97$ (°)

Ka : 主働土圧係数

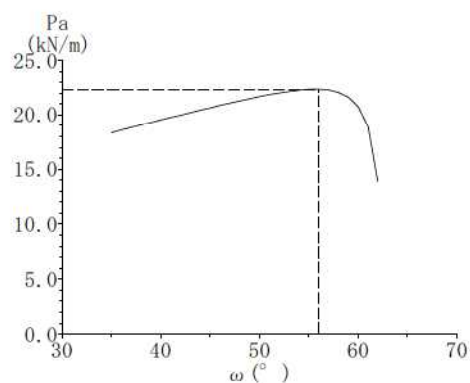
V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体

$$\begin{aligned}
 h &= 8.100 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W_1 &= 3.28 \text{ (kN/m)} \\
 W_2 &= 30.62 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 2.90] \\
 \omega_1 &= 56.00 \quad \omega_2 = 63.43 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta_1 &= 23.33 \quad \delta_2 = 35.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi_1 &= 35.00 \quad \delta_2' = 23.33 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \beta' &= 62.71 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



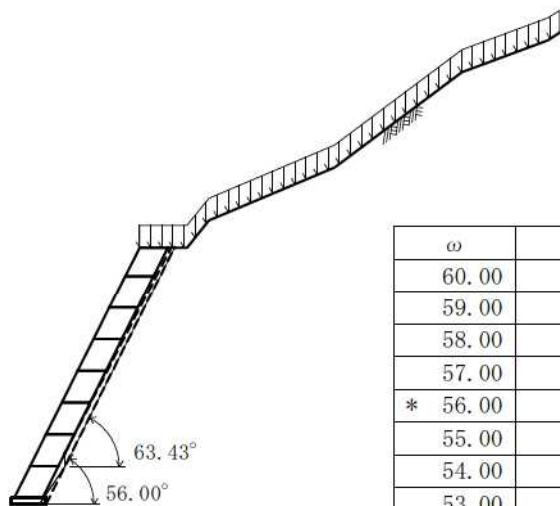
最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa_2 &= \frac{30.62 \times \sin(63.43 - 23.33)}{\cos(63.43 - 23.33 - 35.00)} \\
 &= 19.80 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa_1 &= \frac{3.28 \times \sin(56.00 - 35.00) + 19.80 \times \cos(56.00 - 35.00 - 35.00)}{\cos(56.00 - 35.00 - 23.33 + 26.57)} \\
 &= 22.36 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 Ka &= \frac{2 \times 22.36}{20.00 \times 8.100^2} \\
 &= 0.034
 \end{aligned}$$



| ω | Pa_1 | W_1 | Pa_2 | W_2 |
|----------|--------|-------|--------|-------|
| 60.00 | 20.753 | 6.35 | 15.84 | 24.49 |
| 59.00 | 21.639 | 5.07 | 17.50 | 27.06 |
| 58.00 | 22.081 | 4.25 | 18.55 | 28.68 |
| 57.00 | 22.291 | 3.69 | 19.27 | 29.80 |
| * 56.00 | 22.363 | 3.28 | 19.80 | 30.62 |
| 55.00 | 22.348 | 2.97 | 20.21 | 31.25 |
| 54.00 | 22.275 | 2.72 | 20.53 | 31.74 |
| 53.00 | 22.162 | 2.52 | 20.78 | 32.14 |
| 52.00 | 22.020 | 2.36 | 21.00 | 32.47 |

鉛直荷重

$$V = 22.36 \times \sin(23.33 - 26.57) \times 1.000 = -1.26 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 22.36 \times \cos(23.33 - 26.57) \times 1.000 = 22.32 \text{ (kN)}$$

作用位置

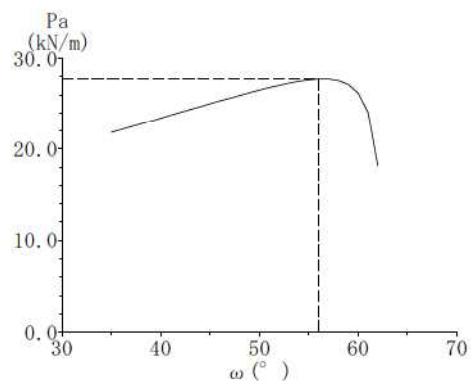
$$x = 2.244 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{8.100}{3} = 2.700 \text{ (m)}$$

(2) 地震時

1) 擁壁全体

$$\begin{aligned}
 h &= 8.100 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W_1 &= 3.28 \text{ (kN/m)} \\
 W_2 &= 30.62 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 2.90] \\
 \omega_1 &= 56.00 \quad \omega_2 = 63.43 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta_1 &= 17.50 \quad \delta_2 = 35.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi_1 &= 35.00 \quad \delta_2' = 23.33 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \beta' &= 62.71 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \theta &= 7.97 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

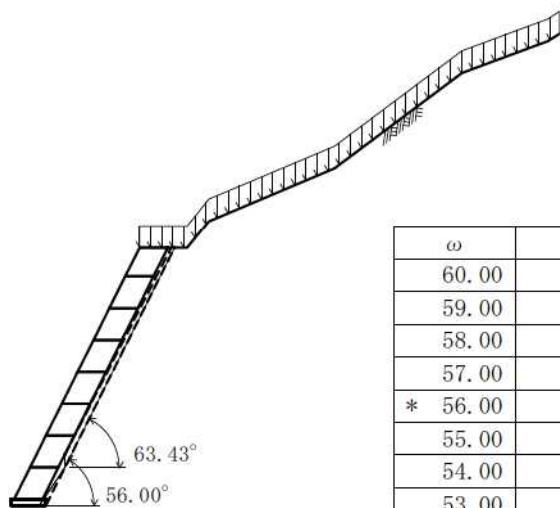
$$W_{e1} = \frac{3.28}{\cos 7.97} = 3.31 \quad W_{e2} = \frac{30.62}{\cos 7.97} = 30.92 \text{ (kN/m)}$$

$$Pa_2 = \frac{30.92 \times \sin(63.43 - 23.33 + 7.97)}{\cos(63.43 - 23.33 - 35.00)} = 23.09 \text{ (kN/m)}$$

$$Pa_1 = \frac{3.31 \times \sin(56.00 - 35.00 + 7.97) + 23.09 \times \cos(56.00 - 35.00 - 35.00)}{\cos(56.00 - 35.00 - 17.50 + 26.57)} = 27.74 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \times 27.74}{20.00 \times 8.100^2} = 0.042$$



| ω | Pa_1 | W_1 | Pa_2 | W_2 |
|----------|--------|-------|--------|-------|
| 60.00 | 26.175 | 6.35 | 18.47 | 24.49 |
| 59.00 | 27.139 | 5.07 | 20.41 | 27.06 |
| 58.00 | 27.580 | 4.25 | 21.63 | 28.68 |
| 57.00 | 27.745 | 3.69 | 22.48 | 29.80 |
| * 56.00 | 27.750 | 3.28 | 23.09 | 30.62 |
| 55.00 | 27.654 | 2.97 | 23.57 | 31.25 |
| 54.00 | 27.493 | 2.72 | 23.94 | 31.74 |
| 53.00 | 27.287 | 2.52 | 24.24 | 32.14 |
| 52.00 | 27.049 | 2.36 | 24.49 | 32.47 |

鉛直荷重

$$V = 27.74 \times \sin(17.50 - 26.57) \times 1.000 = -4.37 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 27.74 \times \cos(17.50 - 26.57) \times 1.000 = 27.39 \text{ (kN)}$$

作用位置

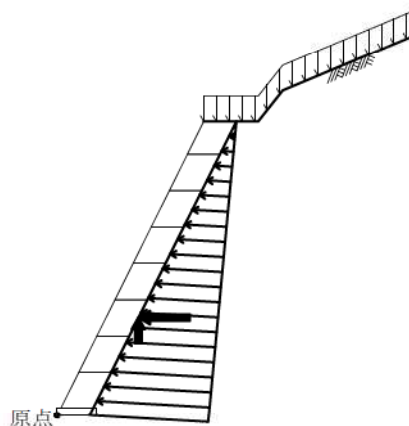
$$x = 2.244 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{8.100}{3} = 2.700 \text{ (m)}$$

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 常時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-----------|-----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 7段目 | 39.05 | | 4.022 | 7.150 | 157.06 | |
| | | 6段目 | 20.56 | | 3.297 | 5.700 | 67.79 | |
| | | 5段目 | 20.56 | | 2.797 | 4.700 | 57.51 | |
| | | 4段目 | 20.56 | | 2.297 | 3.700 | 47.23 | |
| | | 3段目 | 20.56 | | 1.797 | 2.700 | 36.95 | |
| | | 2段目 | 20.56 | | 1.297 | 1.700 | 26.67 | |
| | | 1段目 | 20.56 | | 0.797 | 0.700 | 16.39 | |
| | | 基礎部 | 5.06 | | 0.550 | 0.100 | 2.78 | |
| | 載荷重 | | 12.52 | | 4.497 | 8.100 | 56.30 | |
| | 土圧 | | -1.26 | 22.32 | 2.244 | 2.700 | -2.83 | 60.26 |
| 合 計 Σ | | | 178.73 | 22.32 | | | 465.85 | 60.26 |
| 自重のみの合計 Σ | | | 179.99 | 0.00 | | | 468.68 | 0.00 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|-----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 7段目 | 39.05 | 5.47 | 4.022 | 7.150 | 157.06 | 39.11 |
| | | 6段目 | 20.56 | 2.88 | 3.297 | 5.700 | 67.79 | 16.42 |
| | | 5段目 | 20.56 | 2.88 | 2.797 | 4.700 | 57.51 | 13.54 |
| | | 4段目 | 20.56 | 2.88 | 2.297 | 3.700 | 47.23 | 10.66 |
| | | 3段目 | 20.56 | 2.88 | 1.797 | 2.700 | 36.95 | 7.78 |
| | | 2段目 | 20.56 | 2.88 | 1.297 | 1.700 | 26.67 | 4.90 |
| | | 1段目 | 20.56 | 2.88 | 0.797 | 0.700 | 16.39 | 2.02 |
| | | 基礎部 | 5.06 | 0.71 | 0.550 | 0.100 | 2.78 | 0.07 |
| | 載荷重 | | 12.52 | | 4.497 | 8.100 | 56.30 | |
| | 土圧 | | -4.37 | 27.39 | 2.244 | 2.700 | -9.81 | 73.95 |
| 合 計 Σ | | | 175.62 | 50.85 | | | 458.87 | 168.45 |

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 1.100 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地震時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- Fs : 滑動安全率
- Fsa : 滑動安全率の許容値

| | |
|-----|------------|
| 常 時 | Fsa = 1.50 |
| 地震時 | Fsa = 1.20 |
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣH : 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

| |
|---------------|
| $\mu = 0.700$ |
|---------------|
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 B = 1.100 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 Be = B - 2・e (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 1.100$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_h = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- l : 擁壁壁面長 (m)
- θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)
- ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_h : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする
- q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)
- κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_1 と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_1 / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

| 荷重状態 | 自重のみの場合 | 荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合 | | |
|------------|---------|---------------------------|-------|-------|
| 背面勾配 | — | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
| κ_1 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
| κ_d | 0.58 | 0.56 | | |

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.70$ を用いる。

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a$$

ここに、

$$q_a : \text{地盤の許容支持力度} \quad \begin{array}{ll} \text{常 時} & q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{地 震 時} & q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{array}$$

5.2 計算結果

5.2.1 常 時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 178.73 && (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 22.32 && (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 465.85 && (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 60.26 && (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{465.85 - 60.26}{178.73} = 2.269 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 2.269 = -1.719 \text{ (m)}$$

$$d = 2.269 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.550 \text{ (m)}$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.100 - 2 \times -1.719 = 4.538 \text{ (m)} > B = 1.100 \text{ より } Be = 1.100 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{178.73 \times 0.700 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{22.32}$$

$$= 5.61 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -1.719 < 0.000 \text{ (m)}$ より、「簡便法」にて計算を行った。

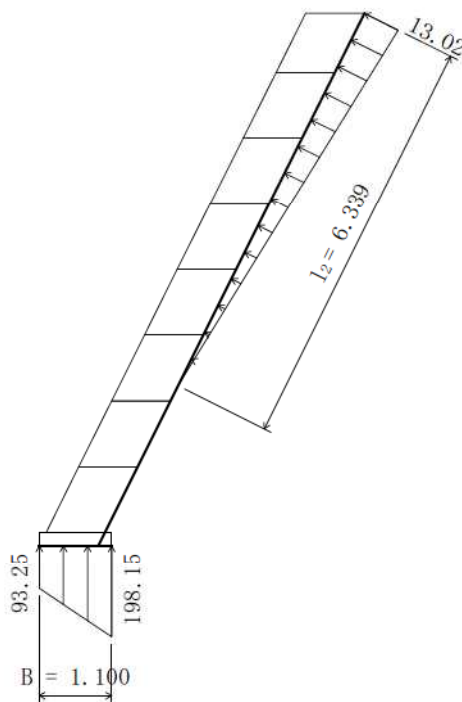
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{405.59 - 0.56 \times 1.100 \times 178.73}{1.100 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 9.056 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 41.27 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 41.27}{0.70 \times 9.056} = 13.02 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 178.73 - 41.27 \times \sin 26.57 = 160.27 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 160.27 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.100 \times 1.000} = 93.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 160.27 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.100 \times 1.000} = 198.15 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 198.15 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 179.99 \text{ (kN)} \\ \Sigma H &= 0.00 \text{ (kN)} \\ \Sigma Mr &= 468.68 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \Sigma Mo &= 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

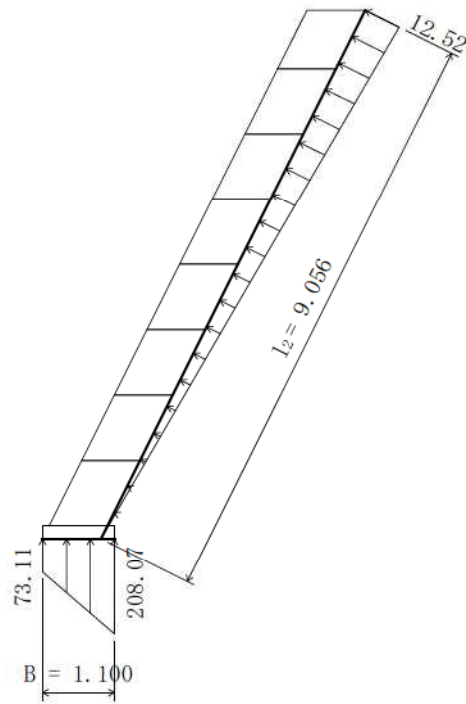
$$\begin{aligned} Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{468.68 - 0.58 \times 1.100 \times 179.99}{1.100 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 9.056 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 56.67 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 56.67}{1.00 \times 9.056} = 12.52 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 179.99 - 56.67 \times \sin 26.57 = 154.65 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 154.65 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.100 \times 1.000} = 73.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 154.65 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.100 \times 1.000} = 208.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 208.07 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

5.2.2 地震時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 175.62 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 50.85 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 458.87 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 168.45 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{458.87 - 168.45}{175.62} = 1.654 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 1.654 = -1.104 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.654 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.367 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.100 - 2 \times -1.104 = 3.308 \quad (\text{m}) > B = 1.100 \quad \text{より} \quad Be = 1.100 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{175.62 \times 0.700 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{50.85} \\ &= 2.42 \geq F_{sa} = 1.20\end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -1.104 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

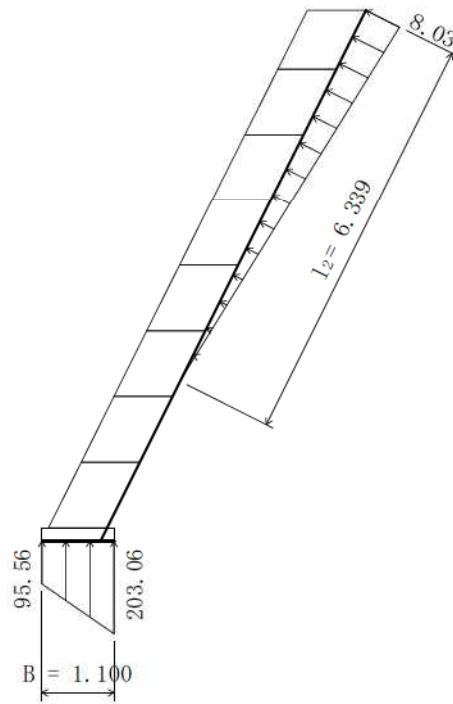
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_l}{3}\right)} \\ &= \frac{290.42 - 0.56 \times 1.100 \times 175.62}{1.100 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 9.056 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 25.45 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_l \cdot 1} = \frac{2 \times 25.45}{0.70 \times 9.056} = 8.03 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 175.62 - 25.45 \times \sin 26.57 = 164.24 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 164.24 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.100 \times 1.000} = 95.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

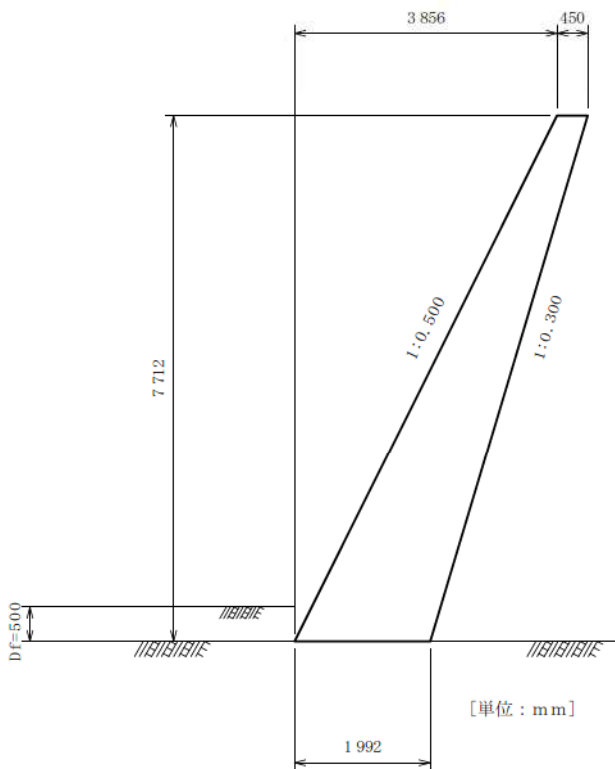
$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 164.24 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.100 \times 1.000} = 203.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_2 = 203.06 \leqq q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

1章 躯体形状



奥行方向幅 (ブロック長) $B = 10000$ (mm)

2章 安定計算

(1) 転倒に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 合力作用位置d(m) | | 判定 |
|------------|-------------|---------|--------------|-------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -263.754 | 216.576 | 2.214 \geq | 0.996 | ○ |
| 地震時L1 | -197.820 | 216.576 | 1.909 \geq | 0.664 | ○ |
| 地震時L2 | -171.446 | 216.576 | 1.788 \geq | 0.664 | ○ |

(2) 滑動に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 滑動安全率 | | 判定 |
|------------|-------------|--------|---------------|-------|----|
| | N (kN) | H (kN) | 計算値 | 安全率 | |
| 常時 | 216.576 | 0.000 | $\infty \geq$ | 1.500 | ○ |
| 地震時L1 | 216.576 | 21.658 | 7.000 \geq | 1.200 | ○ |
| 地震時L2 | 216.576 | 30.321 | 5.000 \geq | 1.200 | ○ |

(3) 支持に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 反力作用幅 (m) | 地盤反力度 (kN/m ²) | | 判定 |
|------------|-------------|---------|--------------|----------------------------|------------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -263.754 | 216.576 | 1.992 | 108.723 | ≤ 1637.910 | ○ |
| 地震時L1 | -197.820 | 216.576 | 1.992 | 108.723 | ≤ 1872.806 | ○ |
| 地震時L2 | -171.446 | 216.576 | 1.992 | 108.723 | ≤ 1670.783 | ○ |

(4) 鉛直支持力の照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | $\tan \theta$ = H/V | 鉛直支持力 (kN) | | 判定 |
|------------|-------------|-----------|------------------------|------------|------------|----|
| | H (kN) | V = N(kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | 0.000 | 216.576 | 0.000 | 216.576 | ≤ 3262.717 | ○ |
| 地震時L1 | 21.658 | 216.576 | 0.100 | 216.576 | ≤ 3730.629 | ○ |
| 地震時L2 | 30.321 | 216.576 | 0.140 | 216.576 | ≤ 3328.200 | ○ |

3章 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

| 部 材 | 荷重状態 (水 位) | M (kN.m) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|-----|------------|-------------|----------------------------|---------|----------------------------|-------|----|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | |
| 壁基部 | 常時 | -1.084 | 0.105 | ≤ 4.500 | — | 0.225 | ○ |
| | 地震時L1 | -1.862 | 0.108 | ≤ 6.750 | — | 0.337 | ○ |
| | 地震時L2 | -2.208 | 0.109 | ≤ 6.750 | — | 0.337 | ○ |

(2) せん断応力度

| 部 材 | 設計位置 (m) | 荷重状態 (水 位) | せん断力 (kN) | せん断応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|-----|-------------|------------|--------------|-----------------------------|-----------------------------|----|
| | | | | 計算値 | 許容値 τ_{a1} τ_{a2} | |
| 壁基部 | 0.000 | 常時 | 37.115 | 0.019 | ≤ 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L1 | 47.193 | 0.024 | ≤ 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L2 | 51.923 | 0.026 | ≤ 0.660 | ○ |

1章 設計条件

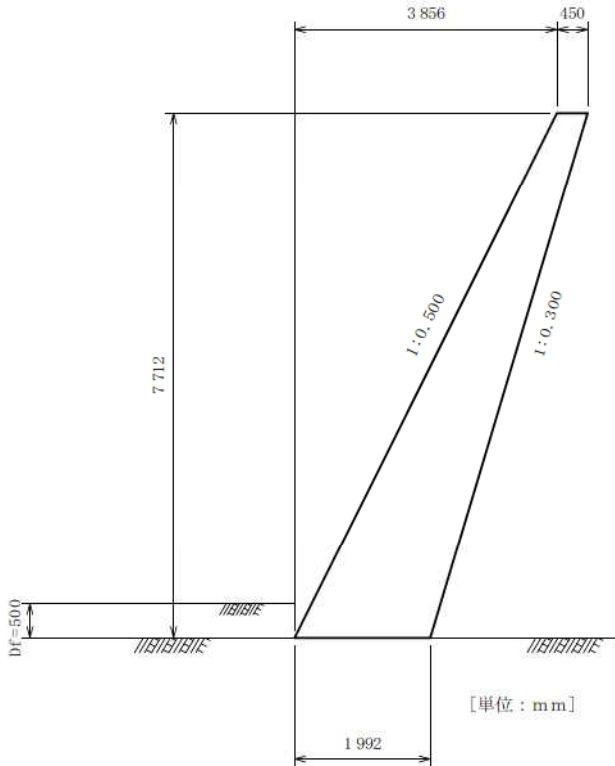
1.1 適用基準

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

1.2 形式

『もたれ式-B (直接基礎)』

1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) $B = 10000$ (mm)

1.4 地盤条件

地震規模: レベル2

地域区分: B

地盤種別: I種

地盤種別の判定

$$T_c = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 0.000 \quad (T_c < 0.2)$$

ここに、

T_c : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

09_ (終点坑口_左側) もたれ式擁壁設計計算書

砂質土の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

Ni : 標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値

N値が0の場合は $V_{si} = 50\text{m/s}$, $V_{si} < 50\text{m/s}$ の時は $V_{si} = 50\text{m/s}$

i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基礎面までn層に区分される
ときの地表面からi番目の地層の番号

| 地層 番号 | 層種 | 層厚 Hi (m) | 平均 N値 | Vsi (m/s) |
|----------|-----|--------------|----------|--------------|
| 1 | 砂質土 | 1.158 | 151.0 | 294.723 |

1.5 使用材料

【コンクリート】 堅壁 (無筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【土 質】 裏 込 め 土 : 砂および砂れき
埋 戻 し 土 : 砂および砂れき
支 持 地 盤 : 砂れき

【内部摩擦角】 背 面 土 砂 : 36.00 (度)

【単位体積重量】

(kN/m^3)

| | | | |
|-----|----------|--------|--------|
| 軀 体 | 無筋コンクリート | 23.000 | |
| 水 | 浮力算出用 | 9.800 | |
| | 土 砂 | 湿潤重量 | 飽和重量 |
| | 背 面 | 17.000 | 17.800 |
| | 前 面 | 20.000 | 20.800 |

【設計水平震度】

$$K_h = C_z \cdot K_{h0}$$

ここに、

Cz : 地域別補正係数

Kh0 : 設計水平震度の標準値

・レベル1地震時

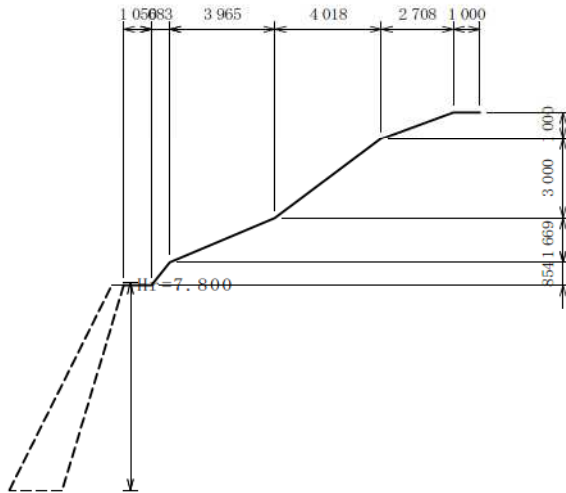
| Cz | Kh0 | Kh |
|------|------|------|
| 0.85 | 0.12 | 0.10 |

・レベル2地震時

| Cz | Kh0 | Kh |
|------|------|------|
| 0.85 | 0.16 | 0.14 |

1.6 土砂

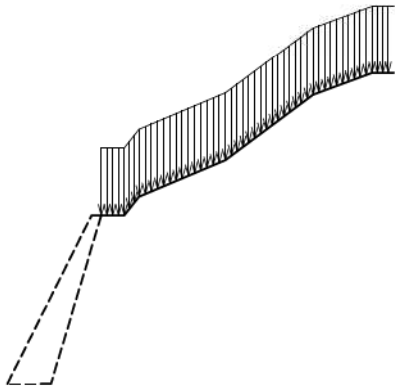
(1) 背面土砂形状



| | | |
|-----------------|-----|-------|
| 擁壁天端と地表面始点のレベル差 | (m) | 0.000 |
| 土圧を考慮しない高さHr | (m) | 7.800 |

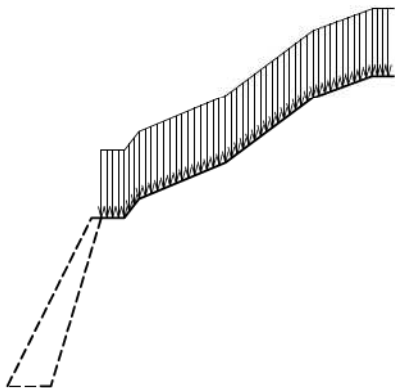
1.7 雪荷重

[1] 常時



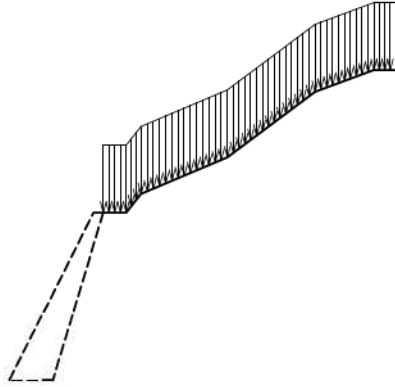
| 作用位置 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | 有効な検討 | | |
|-------------|------------------------------|-------|---|----|
| | | 安定 | 壁 | 底版 |
| 0.000 | 14.000 | ○ | ○ | × |

[2] 地震時L1



| 作用位置 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | 有効な検討 | | |
|-------------|------------------------------|-------|----|----|
| | | 安定 | 堅壁 | 底板 |
| 0.000 | 14.000 | ○ | ○ | × |

[3]地震時L2



| 作用位置 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | 有効な検討 | | |
|-------------|------------------------------|-------|----|----|
| | | 安定 | 堅壁 | 底板 |
| 0.000 | 14.000 | ○ | ○ | × |

1.8 任意荷重

考慮しない

1.9 土圧

- ・土圧式：試行くさび
- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

| 荷重状態 | 主働土圧 | | | 受働土圧 |
|-------|-------|-------|------|------|
| | 安定計算時 | 堅壁設計時 | 切土 | |
| 常時土圧 | 0.000 | 0.000 | ———— | ———— |
| 地震時土圧 | 0.000 | 0.000 | ———— | ———— |

- ・安定計算時の土圧の仮想背面は、堅壁背面
- ・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -16.702 (度)
- ・堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -16.702 (度)
- ・盛土高が15.000(m)までは、かさ上げ盛土高比=1.0とする。

・粘着力 (kN/m²)

| 荷 重 状 態 | すべり面用 | 粘着高さ用 | 受働土圧用 |
|---------|-------|-------|-------|
| 常 時 | 0.000 | 0.000 | ——— |
| 地震時 | 0.000 | 0.000 | ——— |

1.10 荷重組み合わせ

| No | 荷重名称 | コメント |
|----|-------|-------|
| 1 | 常時 | 常時 |
| 2 | 地震時L1 | 地震時L1 |
| 3 | 地震時L2 | 地震時L2 |

| No | 荷重名称 | 地震時の扱い | | | | |
|----|-------|--------|-------|-----|-------|-----|
| | | 地震規模 | 慣性力方向 | | 土砂慣性力 | |
| | | | 水平 | 鉛直 | 前面 | 背面 |
| 2 | 地震時L1 | レベル1 | ←方向 | ——— | ——— | ——— |
| 3 | 地震時L2 | レベル2 | ←方向 | ——— | ——— | ——— |

| | 荷重名称 | 1 | 2 | 3 |
|------|-------|---|---|---|
| 土 砂 | 土砂1 | | | |
| 載荷荷重 | 載荷荷重1 | | | |
| 雪荷重 | 雪1 | ○ | ○ | ○ |
| 主働土圧 | 考慮しない | | | |
| | 常時土圧 | ○ | | |
| | 地震時土圧 | | ○ | ○ |

| 照査項目 | 1 | 2 | 3 | |
|---------|-------|-------|-------|-----|
| 許容応力度法 | 安定・断面 | 安定・断面 | 安定・断面 | |
| 限界状態設計法 | 照査性能 | ——— | ——— | ——— |
| | 剛体安定 | ——— | ——— | ——— |
| | 断面破壊 | ——— | ——— | ——— |

1.11 地盤反力係数

| バネ値 | 常時 (kN/m ²) | 地震時 (kN/m ²) |
|----------|-------------------------|--------------------------|
| 底版鉛直 Kv | 102263.9 | 204527.8 |
| 底版せん断 Ks | 51131.9 | 102263.9 |
| 壁面垂直 Kt | 218923.1 | 437846.1 |

1.12 基礎の条件

1.12.1 許容せん断抵抗算出用データ

| | |
|---|-------|
| 照査に用いる底板幅 | 有効載荷幅 |
| 基礎底面と地盤との間の付着力 C_B (kN/m ²) | 0.000 |
| 基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_0$ | 0.700 |

1.12.2 鉛直支持力算出用データ

| | |
|---------------------------------|--------|
| 地盤の粘着力 c (kN/m ²) | 73.000 |
| 地盤のせん断抵抗角 ϕ (度) | 40.00 |
| 形状係数 (α, β) | 帯状 |
| 寸法効果 | 考慮する |
| 寸法効果の程度を表す補正係数 λ | -0.333 |
| 〃 ν | -0.333 |
| 〃 μ | -0.333 |

| 荷重状態 (水位) | 根入れ深さ (m) | | 単位体積重量 (kN/m ³) | |
|-----------|-----------|--------|-----------------------------|------------|
| | D_r | D'_r | γ_1 | γ_2 |
| 常時 | 0.500 | 0.000 | 21.0000 | 20.0000 |
| 地震時L1 | 0.500 | 0.000 | 21.0000 | 20.0000 |
| 地震時L2 | 0.500 | 0.000 | 21.0000 | 20.0000 |

ここに、

D_r : 基礎の有効根入れ深さ (m)

D'_r : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

1.13 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.13.1 安定計算の許容値

| 荷重状態 | 滑動安全率 | 鉛直支持力算出時の安全率 |
|-------|-------|--------------|
| 常時 | 1.500 | 3.000 |
| 地震時L1 | 1.200 | 2.000 |
| 地震時L2 | 1.200 | 2.000 |

ここに、

B : 基礎幅 (m)

e_0 : 荷重の偏心量 (m), ただし、 $e_0 = M_0 / V$

M_0 : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

1.13.2 部材の許容応力度

(1) 無筋コンクリート部材

1) 縦壁

(N/mm²)

| 荷状 重態 | 割増 係数 | コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca} | コンクリートの 引張応力度 σ_{ta} | せん断 応力度 τ_{at} |
|----------|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|
| 常時 | 1.00 | 4.500 | 0.225 | 0.330 |
| 地震時L1 | 1.50 | 6.750 | 0.337 | 0.330 |
| 地震時L2 | 1.50 | 6.750 | 0.337 | 0.330 |

2章 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 合力作用位置d(m) | | 判定 |
|------------|-------------|---------|------------|-------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -263.754 | 216.576 | 2.214 ≥ | 0.996 | ○ |
| 地震時L1 | -197.820 | 216.576 | 1.909 ≥ | 0.664 | ○ |
| 地震時L2 | -171.446 | 216.576 | 1.788 ≥ | 0.664 | ○ |

(2) 滑動に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 滑動安全率 | | 判定 |
|------------|-------------|--------|---------|-------|----|
| | N (kN) | H (kN) | 計算値 | 安全率 | |
| 常時 | 216.576 | 0.000 | ∞ ≥ | 1.500 | ○ |
| 地震時L1 | 216.576 | 21.658 | 7.000 ≥ | 1.200 | ○ |
| 地震時L2 | 216.576 | 30.321 | 5.000 ≥ | 1.200 | ○ |

(3) 支持に対する照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | 反力作用幅 (m) | 地盤反力度 (kN/m ²) | | 判定 |
|------------|-------------|---------|-----------|----------------------------|----------|----|
| | M (kN.m) | N (kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -263.754 | 216.576 | 1.992 | 108.723 ≤ | 1637.910 | ○ |
| 地震時L1 | -197.820 | 216.576 | 1.992 | 108.723 ≤ | 1872.806 | ○ |
| 地震時L2 | -171.446 | 216.576 | 1.992 | 108.723 ≤ | 1670.783 | ○ |

(4) 鉛直支持力の照査

| 荷重状態 (水 位) | フーチング中心の作用力 | | $\tan \theta = H/V$ | 鉛直支持力 (kN) | | 判定 |
|------------|-------------|-----------|---------------------|------------|----------|----|
| | H (kN) | V = N(kN) | | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | 0.000 | 216.576 | 0.000 | 216.576 ≤ | 3262.717 | ○ |
| 地震時L1 | 21.658 | 216.576 | 0.100 | 216.576 ≤ | 3730.629 | ○ |
| 地震時L2 | 30.321 | 216.576 | 0.140 | 216.576 ≤ | 3328.200 | ○ |

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

| 部 材 | 荷重状態 (水 位) | M (kN.m) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | | 判定 |
|------|------------|----------|----------------------------|-------|----------------------------|-------|----|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | |
| 縦壁基部 | 常時 | -1.084 | 0.105 ≤ | 4.500 | — | 0.225 | ○ |
| | 地震時L1 | -1.862 | 0.108 ≤ | 6.750 | — | 0.337 | ○ |
| | 地震時L2 | -2.208 | 0.109 ≤ | 6.750 | — | 0.337 | ○ |

(2)せん断応力度

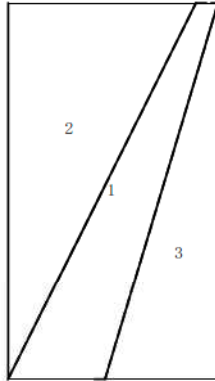
| 部 材 | 設計位置 (m) | 荷重状態 (水 位) | せん断力 (kN) | せん断応力度 (N/mm ²) | | 判 定 |
|------|-------------|------------|--------------|-----------------------------|-----------------------------|--------|
| | | | | 計算値 | 許容値 τ_{a1} τ_{a2} | |
| 縦壁基部 | 0.000 | 常時 | 37.115 | 0.019 | \leq 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L1 | 47.193 | 0.024 | \leq 0.660 | ○ |
| | 0.000 | 地震時L2 | 51.923 | 0.026 | \leq 0.660 | ○ |

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 Vi (m³) | 重心位置(m) | | Vi · Xi | Vi · Yi | 備考 |
|----|------------------------------|---------------|---------|-------|---------|---------|----|
| | | | Xi | Yi | | | |
| 1 | 4.306 × 7.712 × 1.000 | 33.208 | 2.153 | 3.856 | 71.497 | 128.050 | |
| 2 | -1/2 × 3.856 × 7.712 × 1.000 | -14.869 | 1.285 | 5.141 | -19.111 | -76.445 | |
| 3 | -1/2 × 2.314 × 7.712 × 1.000 | -8.923 | 3.535 | 2.571 | -31.539 | -22.938 | |
| Σ | | 9.416 | — | — | 20.846 | 28.667 | |

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Xi)}{\Sigma Vi} = \frac{20.846}{9.416} = 2.214 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Yi)}{\Sigma Vi} = \frac{28.667}{9.416} = 3.044 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) による鉛直力、水平力

(1) 自重による作用力

[1] 常時

| 位置 | 鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-------------------------------------|------------------|
| 躯体 | $23.000 \times 9.416 = 216.576$ | 2.214 |

[2] 地震時L1

| 位置 | 鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-------------------------------------|------------------|
| 躯体 | $23.000 \times 9.416 = 216.576$ | 2.214 |

| 位置 | 水平力 $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|----|---------------------------------|------------------|
| 躯体 | $216.576 \times 0.10 = 21.658$ | 3.044 |

[3]地震時L2

| 位置 | 鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-------------------------------------|------------------|
| 躯体 | $23.000 \times 9.416 = 216.576$ | 2.214 |

| 位置 | 水平力 $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|----|---------------------------------|------------------|
| 躯体 | $216.576 \times 0.14 = 30.321$ | 3.044 |

(2)自重集計

[1]常時

| | 重量 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | 作用位置(m) | | モーメント(kN・m) | |
|----|---------------------|----------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|
| | | | X_i | Y_i | $N_i \cdot X_i$ | $H_i \cdot Y_i$ |
| 躯体 | 216.576 | 0.000 | 2.214 | 0.000 | 479.463 | 0.000 |
| 合計 | 216.576 | 0.000 | —— | —— | 479.463 | 0.000 |

[2]地震時L1

| | 重量 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | 作用位置(m) | | モーメント(kN・m) | |
|----|---------------------|----------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|
| | | | X_i | Y_i | $N_i \cdot X_i$ | $H_i \cdot Y_i$ |
| 躯体 | 216.576 | 21.658 | 2.214 | 3.044 | 479.463 | 65.934 |
| 合計 | 216.576 | 21.658 | —— | —— | 479.463 | 65.934 |

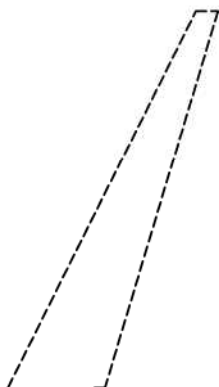
[3]地震時L2

| | 重量 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | 作用位置(m) | | モーメント(kN・m) | |
|----|---------------------|----------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|
| | | | X_i | Y_i | $N_i \cdot X_i$ | $H_i \cdot Y_i$ |
| 躯体 | 216.576 | 30.321 | 2.214 | 3.044 | 479.463 | 92.307 |
| 合計 | 216.576 | 30.321 | —— | —— | 479.463 | 92.307 |

3.3 作用力の集計

(1)躯体前面での作用力の集計

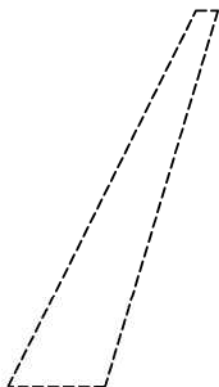
[1]常時



09_ (終点坑口_左側) もたれ式擁壁設計計算書

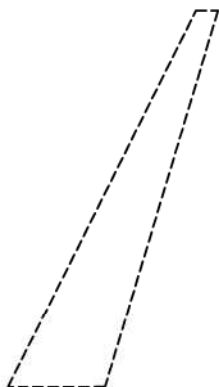
| 項目 | 鉛直力 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | アーム長 | | 回転モーメント (kN・m) | |
|----|-------------------|-------------------|-----------|-----------|---------------------------|---------------------------|
| | | | X_i (m) | Y_i (m) | $M_{e,i} = N_i \cdot X_i$ | $M_{r,i} = H_i \cdot Y_i$ |
| 自重 | 216.576 | 0.000 | 2.214 | 0.000 | 479.463 | 0.000 |
| 合計 | 216.576 | 0.000 | ————— | ————— | 479.463 | 0.000 |

[2]地震時L1



| 項目 | 鉛直力 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | アーム長 | | 回転モーメント (kN・m) | |
|----|-------------------|-------------------|-----------|-----------|---------------------------|---------------------------|
| | | | X_i (m) | Y_i (m) | $M_{e,i} = N_i \cdot X_i$ | $M_{r,i} = H_i \cdot Y_i$ |
| 自重 | 216.576 | 21.658 | 2.214 | 3.044 | 479.463 | 65.934 |
| 合計 | 216.576 | 21.658 | ————— | ————— | 479.463 | 65.934 |

[3]地震時L2



| 項目 | 鉛直力 N_i (kN) | 水平力 H_i (kN) | アーム長 | | 回転モーメント (kN・m) | |
|----|-------------------|-------------------|-----------|-----------|---------------------------|---------------------------|
| | | | X_i (m) | Y_i (m) | $M_{e,i} = N_i \cdot X_i$ | $M_{r,i} = H_i \cdot Y_i$ |
| 自重 | 216.576 | 30.321 | 2.214 | 3.044 | 479.463 | 92.307 |
| 合計 | 216.576 | 30.321 | ————— | ————— | 479.463 | 92.307 |

| 荷重状態 (水位) | N_o (kN) | H_o (kN) | M_o (kN・m) |
|-----------|---------------|---------------|-----------------|
| 常時 | 216.576 | 0.000 | 479.463 |
| 地震時L1 | 216.576 | 21.658 | 413.529 |
| 地震時L2 | 216.576 | 30.321 | 387.156 |

(2) 躯体中心での作用力の集計

$$\text{鉛直力} : N_e = N_o \quad (\text{kN})$$

$$\text{水平力} : H_e = H_o \quad (\text{kN})$$

$$\text{回転モーメント} : M_e = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

ここに、

$$\text{躯体土圧方向幅} : B_j = 1.992 \quad (\text{m})$$

■ 単位幅当り

| 荷重状態 (水位) | N_e (kN) | H_e (kN) | M_e (kN·m) |
|-----------|---------------|---------------|-----------------|
| 常時 | 216.576 | 0.000 | -263.754 |
| 地震時L1 | 216.576 | 21.658 | -197.820 |
| 地震時L2 | 216.576 | 30.321 | -171.446 |

■ 全幅(10.000m)当り

| 荷重状態 (水位) | N_e (kN) | H_e (kN) | M_e (kN·m) |
|-----------|---------------|---------------|-----------------|
| 常時 | 2165.760 | 0.000 | -2637.535 |
| 地震時L1 | 2165.760 | 216.576 | -1978.196 |
| 地震時L2 | 2165.760 | 303.206 | -1714.460 |

3.4 安定計算結果

3.4.1 転倒に対する安定

(1) 転倒に対する照査

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : つま先から合力の作用点までの距離(m)

 ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント(kN・m) ΣMt : つま先回りの転倒モーメント(kN・m) ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

| 荷重状態 (水 位) | ΣMr (kN・m) | ΣMt (kN・m) | ΣV (kN) | d (m) | d_s (m) | 判定 |
|------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|----------|--------------|----|
| 常時 | 479.463 | 0.000 | 216.576 | 2.214 | ≥ 0.996 | ○ |
| 地震時L1 | 479.463 | 65.934 | 216.576 | 1.909 | ≥ 0.664 | ○ |
| 地震時L2 | 479.463 | 92.307 | 216.576 | 1.788 | ≥ 0.664 | ○ |

(2) 偏心量

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離(m)

B : 底版幅(m), B = 1.992

| 荷重状態 (水 位) | 偏心量 e(m) |
|------------|-------------|
| 常時 | -1.218 |
| 地震時L1 | -0.913 |
| 地震時L2 | -0.792 |

3.4.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_n \cdot B'}{\Sigma H}$$

ここに、

 ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN) ΣH : 底版下面における全水平荷重(kN) μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, $\mu = 0.700$ C_n : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), $C_n = 0.000$

B' : 有効載荷幅(m), B' = B - 2e

B : 底版幅(m), B = 1.992

e : 偏心量(m)

| 荷重状態 (水 位) | 偏心量 e (m) | 有効載荷幅 B' (m) |
|------------|--------------|-----------------|
| 常時 | -1.218 | -0.444 |
| 地震時L1 | -0.913 | 0.165 |
| 地震時L2 | -0.792 | 0.409 |

| 荷重状態 (水 位) | 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 安全率 F_s | 必要安全率 F_{sa} | 判定 |
|------------|-------------------------|-------------------------|--------------|-------------------|----|
| 常時 | 216.576 | 0.000 | ∞ | ≥ 1.500 | ○ |
| 地震時L1 | 216.576 | 21.658 | 7.000 | ≥ 1.200 | ○ |
| 地震時L2 | 216.576 | 30.321 | 5.000 | ≥ 1.200 | ○ |

3.4.3 支持に対する照査

■許容支持力の計算

| 荷重状態 (水 位) | 深さ (m) | | 単位重量 (kN/m ³) | | 上載荷重 q = $\gamma_2 D_f$ (kN/m ²) |
|------------|--------|--------|---------------------------|------------|---|
| | D_f | D'_f | γ_1 | γ_2 | |
| 常時 | 0.500 | 0.000 | 21.000 | 20.000 | 10.000 |
| 地震時L1 | 0.500 | 0.000 | 21.000 | 20.000 | 10.000 |
| 地震時L2 | 0.500 | 0.000 | 21.000 | 20.000 | 10.000 |

(社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 より、

$$q_d = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

ここに、

q_d : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m²)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²), $c = 73.000$

q : 上載荷重 (kN/m²), $q = \gamma_2 D_f$

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m), $B_e = B - 2e_b$

B : 基礎幅 (m), $B = 1.992$

e_b : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

L : 基礎の奥行き (m), $L = 10.000$

κ : 根入れ効果に対する割増し係数, $\kappa = 1 + 0.3D'_f/B_e$

D'_f : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

地盤のせん断抵抗角 ϕ および荷重の傾斜 $\tan \theta$ から求める

ϕ : 地盤のせん断抵抗角 (度), $\phi = 40.00$

$\tan \theta$: 荷重の傾斜, $\tan \theta = H_b/V$

09_ (終点坑口_左側) もたれ式擁壁設計計算書

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数, $S_c = 0.516$

$$S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu$$

λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数

$$\lambda = -0.333, \nu = -0.333, \mu = -0.333$$

$$c^* : c^* = c/c_0 \quad \text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10$$

$$c_0 : 10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q^* : q^* = q/q_0 \quad \text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10$$

$$q_0 : 10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$B^* : B^* = B_0/B_0 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*$$

$$B_0 : 1.0 \quad (\text{m})$$

| 荷重状態 (水 位) | $\tan \theta = H_b/V$ | Hb (kN) | V (kN) | 支持力係数 | | | 有効 載荷幅 B _c (m) |
|------------|-----------------------|---------|---------|----------------|----------------|----------------|---------------------------------|
| | | | | N _c | N _q | N _γ | |
| 常時 | 0.000 | 0.000 | 216.576 | 75.313 | 64.195 | 86.352 | 1.992 |
| 地震時L1 | 0.100 | 21.658 | 216.576 | 60.073 | 51.169 | 58.447 | 1.992 |
| 地震時L2 | 0.140 | 30.321 | 216.576 | 54.549 | 46.427 | 49.509 | 1.992 |

$$q_a = q_0/n$$

ここに、

Hb : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

q₀ : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した許容支持力度

n : 安全率

| 荷重状態 (水 位) | 形状係数 | | 割増 係数 κ | 補正係数 | | 極限 支持力度 q _a (kN/m ²) | 許容支持力度 q _a (kN/m ²) |
|------------|-------|-------|------------|----------------|----------------|---|--|
| | α | β | | S _c | S _γ | | |
| 常時 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.795 | 4913.729 | 1637.910 |
| 地震時L1 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.795 | 3745.611 | 1872.806 |
| 地震時L2 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.795 | 3341.566 | 1670.783 |

■地盤反力度の照査

| 荷重状態 (水 位) | 鉛直力 V (kN) | 有効載荷幅 B' (m) | 地盤反力度 (kN/m ²) | | 判定 |
|------------|------------------|--------------------|----------------------------|------------|----|
| | | | V/B' | 許容値 | |
| 常時 | 216.576 | 1.992 | 108.723 | ≤ 1637.910 | ○ |
| 地震時L1 | 216.576 | 1.992 | 108.723 | ≤ 1872.806 | ○ |
| 地震時L2 | 216.576 | 1.992 | 108.723 | ≤ 1670.783 | ○ |

■部材の安全性の照査に用いる地盤反力度の分布

常時

参考文献「続・擁壁の設計法と計算例」(理工図書)より、壁面の地盤反力を考慮して以下のように地盤反力度に対する検討を行う。

(1) 壁面に作用する地盤反力度の作用幅の算出

$$\text{壁面が前方へ変位する領域 } l_1 = 3.3732 \text{ (m)}$$

$$\text{壁面が後方へ変位する領域 } l_2 = l - l_1 = 4.6785 \text{ (m)}$$

ここに、

$$l : \text{壁長} = 8.0517 \text{ (m)}$$

(2) バネ定数

$$\text{底面の鉛直バネ定数 } K_v = 102263.9 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{底面のせん断バネ定数 } K_s = 51131.9 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{壁面の垂直バネ定数 } K_t = 218923.1 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

(3) つま先位置の変位算出

$$A_{11} = K_s \cdot B + K_t \cdot l_2 \cdot \cos^2 \alpha$$

$$A_{12} = A_{21} = K_t \cdot l_2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$A_{22} = K_v \cdot B + K_t \cdot l_2 \cdot \sin^2 \alpha$$

$$A_{13} = A_{31} = K_t \cdot l_2 \cdot \cos \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{23} = A_{32} = \frac{1}{2} K_v \cdot B^2 + K_t \cdot l_2 \cdot \sin \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{33} = \frac{1}{3} K_v \cdot B^3 + K_t \cdot l_2 \left\{ B \cdot \sin \alpha (B \cdot \sin \alpha + 2l_1 + l_2) + l_1^2 + l_1 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{3} \right\}$$

$$\begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} \\ A_{21} & A_{22} & A_{23} \\ A_{31} & A_{32} & A_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_o \\ v_o \\ \theta \end{bmatrix}$$

ここに、 H_o : つま先位置での水平力 (kN/m)

V_o : " 鉛直力 (kN/m)

M_o : " モーメント (kN・m)

u_o : " 水平変位 (m)

v_o : " 鉛直変位 (m)

θ : " 回転変位 (rad)

$$\begin{bmatrix} 0.000 \\ 216.576 \\ 479.463 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1041483.063 & 281937.219 & 6165613.000 \\ 281937.219 & 288305.469 & 2052898.625 \\ 6165613.000 & 2052898.625 & 42594896.000 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_o \\ v_o \\ \theta \end{bmatrix}$$

上記剛性方程式より、

$$u_o = -0.0003644 \text{ (m)} \quad v_o = 0.0009924 \text{ (m)} \quad \theta = 0.0000162 \text{ (rad)}$$

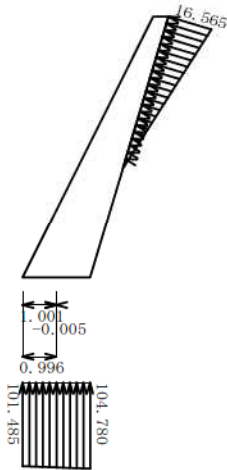
(4) 地盤反力度の分布

$$\text{壁面上端の地盤反力度 } q_t = K_t \{ u_o \cdot \cos \alpha + v_o \cdot \sin \alpha + (B \cdot \sin \alpha + l) \theta \} = 16.565 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{底面の水平地盤反力度 } q_h = K_s \cdot u_o = -18.632 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{" 鉛直地盤反力度 } q_{v1} = K_v \cdot v_o = 101.485 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{v2} = K_v \cdot (v_o + B \cdot \theta) = 104.780 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



地震時L1

参考文献「続・擁壁の設計法と計算例」(理工図書)より、壁面の地盤反力を考慮して以下のように地盤反力度に対する検討を行う。

(1) 壁面に作用する地盤反力度の作用幅の算出

$$\text{壁面が前方へ変位する領域 } l_1 = 5.0882 \text{ (m)}$$

$$\text{壁面が後方へ変位する領域 } l_2 = l - l_1 = 2.9635 \text{ (m)}$$

ここに、

$$l : \text{壁長} = 8.0517 \text{ (m)}$$

(2) バネ定数

$$\text{底面の鉛直バネ定数 } K_v = 204527.8 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{底面のせん断バネ定数 } K_s = 102263.9 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{壁面の垂直バネ定数 } K_t = 437846.1 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

(3) つま先位置の変位算出

$$A_{11} = K_s \cdot B + K_t \cdot l_2 \cdot \cos^2 \alpha$$

$$A_{12} = A_{21} = K_t \cdot l_2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$A_{22} = K_v \cdot B + K_t \cdot l_2 \cdot \sin^2 \alpha$$

$$A_{13} = A_{31} = K_t \cdot l_2 \cdot \cos \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{23} = A_{32} = \frac{1}{2} K_v \cdot B^2 + K_t \cdot l_2 \cdot \sin \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{33} = \frac{1}{3} K_v \cdot B^3 + K_t \cdot l_2 \left\{ B \cdot \sin \alpha (B \cdot \sin \alpha + 2l_1 + l_2) + l_1^2 + l_1 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{3} \right\}$$

$$\begin{bmatrix} Ho \\ Vo \\ Mo \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A11 & A12 & A13 \\ A21 & A22 & A23 \\ A31 & A32 & A33 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} uo \\ vo \\ \theta \end{bmatrix}$$

ここに、Ho：つま先位置での水平力 (kN/m)
 Vo： " 鉛直力 (kN/m)
 Mo： " モーメント (kN.m)
 uo： " 水平変位 (m)
 vo： " 鉛直変位 (m)
 θ： " 回転変位 (rad)

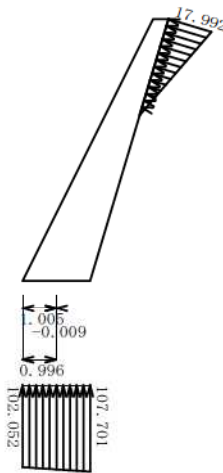
$$\begin{bmatrix} -21.658 \\ 216.576 \\ 413.529 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1394079.500 & 357172.719 & 8876622.000 \\ 357172.719 & 514589.688 & 3069237.000 \\ 8876622.000 & 3069237.000 & 67681720.000 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} uo \\ vo \\ \theta \end{bmatrix}$$

上記剛性方程式より、

$$uo = -0.0002317 \text{ (m)} \quad vo = 0.0004990 \text{ (m)} \quad \theta = 0.0000139 \text{ (rad)}$$

(4) 地盤反力度の分布

$$\begin{aligned} \text{壁面上端の地盤反力度 } q_t &= Kt \{ uo \cdot \cos \alpha + vo \cdot \sin \alpha + (B \cdot \sin \alpha + 1) \theta \} = 17.992 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{底面の水平地盤反力度 } q_h &= Ks \cdot uo = -23.691 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{" 鉛直地盤反力度 } q_{v1} &= Kv \cdot vo = 102.052 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ q_{v2} &= Kv \cdot (vo + B \cdot \theta) = 107.701 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$



地震時L2

参考文献「続・擁壁の設計法と計算例」(理工図書)より、壁面の地盤反力を考慮して以下のように地盤反力度に対する検討を行う。

(1) 壁面に作用する地盤反力度の作用幅の算出

$$\text{壁面が前方へ変位する領域 } l_1 = 5.5485 \text{ (m)}$$

$$\text{壁面が後方へ変位する領域 } l_2 = l - l_1 = 2.5032 \text{ (m)}$$

ここに、

$$l : \text{壁長} = 8.0517 \text{ (m)}$$

(2) バネ定数

$$\text{底面の鉛直バネ定数 } K_v = 204527.8 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{底面のせん断バネ定数 } K_s = 102263.9 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{壁面の垂直バネ定数 } K_t = 437846.1 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

(3) つま先位置の変位算出

$$A_{11} = K_s \cdot B + K_t \cdot l_2 \cdot \cos^2 \alpha$$

$$A_{12} = A_{21} = K_t \cdot l_2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$A_{22} = K_v \cdot B + K_t \cdot l_2 \cdot \sin^2 \alpha$$

$$A_{13} = A_{31} = K_t \cdot l_2 \cdot \cos \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{23} = A_{32} = \frac{1}{2} K_v \cdot B^2 + K_t \cdot l_2 \cdot \sin \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{33} = \frac{1}{3} K_v \cdot B^3 + K_t \cdot l_2 \left\{ B \cdot \sin \alpha (B \cdot \sin \alpha + 2l_1 + l_2) + l_1^2 + l_1 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{3} \right\}$$

$$\begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} \\ A_{21} & A_{22} & A_{23} \\ A_{31} & A_{32} & A_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_o \\ v_o \\ \theta \end{bmatrix}$$

ここに、 H_o : つま先位置での水平力 (kN/m)

V_o : " 鉛直力 (kN/m)

M_o : " モーメント (kN・m)

u_o : " 水平変位 (m)

v_o : " 鉛直変位 (m)

θ : " 回転変位 (rad)

$$\begin{bmatrix} -30.321 \\ 216.576 \\ 387.156 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1209188.250 & 301695.750 & 7739482.500 \\ 301695.750 & 497943.688 & 2728036.000 \\ 7739482.500 & 2728036.000 & 60684388.000 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_o \\ v_o \\ \theta \end{bmatrix}$$

上記剛性方程式より、

$$u_o = -0.0002549 \text{ (m)} \quad v_o = 0.0004993 \text{ (m)} \quad \theta = 0.0000164 \text{ (rad)}$$

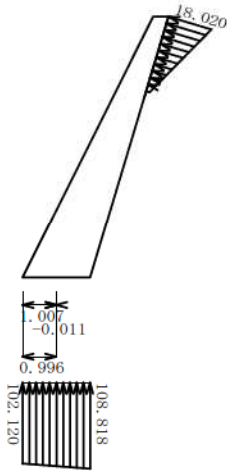
(4) 地盤反力度の分布

$$\text{壁面上端の地盤反力度 } q_t = K_t \{ u_o \cdot \cos \alpha + v_o \cdot \sin \alpha + (B \cdot \sin \alpha + l) \theta \} = 18.020 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{底面の水平地盤反力度 } q_h = K_s \cdot u_o = -26.066 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{" 鉛直地盤反力度 } q_{v1} = K_v \cdot v_o = 102.120 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{v2} = K_v \cdot (v_o + B \cdot \theta) = 108.818 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



3.4.4 鉛直支持力の照査

$$Q_n = A_e \cdot q_n$$

ここに、

A_e : 有効載荷面積 (m^2)

q_n : 許容支持力度 (kN/m^2)

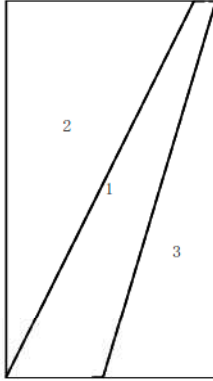
| 荷重状態 (水位) | 有効 載荷面積 A_e (m^2) | 許容支持力度 q_n (kN/m^2) | 作用鉛直力 V (kN) | 許容支持力 Q_n (kN) | 判定 |
|-----------|-------------------------------|---------------------------------|--------------------------|----------------------------|----|
| 常時 | 1.992 | 1637.910 | 216.576 ≤ | 3262.717 | ○ |
| 地震時L1 | 1.992 | 1872.806 | 216.576 ≤ | 3730.629 | ○ |
| 地震時L2 | 1.992 | 1670.783 | 216.576 ≤ | 3328.200 | ○ |

4章 豎壁の設計

4.1 豎壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 V_i (m ³) | 重心位置(m) | | $V_i \cdot X_i$ | $V_i \cdot Y_i$ | 備考 |
|----------|---|-------------------------------|---------|-------|-----------------|-----------------|----|
| | | | X_i | Y_i | | | |
| 1 | $4.306 \times 7.712 \times 1.000$ | 33.208 | 2.153 | 3.856 | 71.497 | 128.050 | |
| 2 | $-1/2 \times 3.856 \times 7.712 \times 1.000$ | -14.869 | 1.285 | 5.141 | -19.111 | -76.444 | |
| 3 | $-1/2 \times 2.314 \times 7.712 \times 1.000$ | -8.923 | 3.535 | 2.571 | -31.539 | -22.938 | |
| Σ | | 9.416 | — | — | 20.846 | 28.667 | |

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 20.846 / 9.416 = 2.214 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 28.667 / 9.416 = 3.044 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

| 位置 | $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|---------------------------------|-----------------|
| 躯体(無筋) | $23.000 \times 9.416 = 216.577$ | -1.218 |

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.996 - 2.214$$

$$= -1.218 \text{ m}$$

ここに、

 X_c : 設計断面位置での豎壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[2] 地震時L1

| 位置 | $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|---------------------------------|-----------------|
| 躯体(無筋) | $23.000 \times 9.416 = 216.577$ | -1.218 |

| 位置 | $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 躯体(無筋) | $216.577 \times 0.100 = 21.658$ | 3.044 |

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.996 - 2.214$$

$$= -1.218 \text{ m}$$

ここに、

 X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[3]地震時L2

| 位置 | $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 躯体(無筋) | $23.000 \times 9.416 = 216.577$ | -1.218 |

| 位置 | $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 躯体(無筋) | $216.577 \times 0.140 = 30.321$ | 3.044 |

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.996 - 2.214$$

$$= -1.218 \text{ m}$$

ここに、

 X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 壁面地盤反力

・台形分布の場合

$$Q_{tz} = \frac{l_z}{2} (q_t + q_{tz})$$

$$q_{tz} = q_t - \frac{q_t - q_{t1}}{l} \cdot l_x$$

$$\alpha_z = \frac{l_z}{3} \cdot \frac{2q_t + q_{tz}}{q_t + q_{tz}}$$

・zが三角形分布幅内にある場合

 $q_t > 0.0$ (最大値が天端側) の時

$$Q_{tz} = \frac{l_z}{2} (q_t + q_{tz})$$

$$q_{tz} = \frac{l_w - l_z}{l_w} \cdot q_t$$

$$\alpha_z = \frac{l_z}{3} \cdot \frac{2q_t + q_{tz}}{q_t + q_{tz}}$$

$q_{t1} > 0.0$ (最大値が基部側) の時

$$Q_{tz} = \frac{l_w - l + l_z}{2} (q_{t1} + q_{tz})$$

$$q_{tz} = \frac{l_w - l + l_z}{l_w} \cdot q_{t1}$$

$$\alpha_z = \frac{l_w - l + l_z}{3} \cdot \frac{2q_{tz} + q_{t1}}{q_{tz} + q_{t1}}$$

・ z が三角形分布幅外にある場合

$q_t > 0.0$ (最大値が天端側) の時

$$Q_{tz} = Q_t$$

$$q_{tz} = 0.0$$

$$\alpha_z = l_z - \frac{l_w}{3}$$

$q_{t1} > 0.0$ (最大値が基部側) の時

壁面地盤反力を考慮しない

ここに、

Q_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力の合力 (kN)

q_{tz} : z 位置の壁面地盤反力度 (kN/m²)

α_z : 壁面地盤反力の合力作用位置 (m)

l_z : z の位置での壁面長 (m), $l_z = 8.052$

z : 天端からの鉛直距離 (m), $z = 7.712$

l_w : 壁面地盤反力の作用幅 (m)

l : 壁面長 (m), $l = 8.052$

Q_t : 壁面地盤反力の合力 (kN)

q_t : 壁面上端の壁面地盤反力度 (kN/m²)

q_{t1} : 壁面下端の壁面地盤反力度 (kN/m²)

| 荷重状態 (水 位) | l_w (m) | q_t (kN/m ²) | q_{t1} (kN/m ²) | q_{tz} (kN/m ²) | Q_{tz} (kN) | α_z (m) |
|------------|--------------|-------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|------------------|-------------------|
| 常時() | 4.678 | 16.565 | 0.000 | 0.000 | 38.750 | 6.492 |
| 地震時L1() | 2.963 | 17.992 | 0.000 | 0.000 | 26.660 | 7.064 |
| 地震時L2() | 2.503 | 18.020 | 0.000 | 0.000 | 22.553 | 7.217 |

$$N_{tz} = -Q_{tz} \cdot \sin \alpha$$

$$S_{tz} = Q_{tz} \cdot \cos \alpha$$

$$M_{tz} = Q_{tz} \cdot (b_z/2 \cdot \sin \alpha + \alpha_z)$$

ここに、

N_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力による軸力 (kN)

S_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力によるせん断力 (kN)

M_{tz} : 設計断面位置での壁面地盤反力によるモーメント (kN・m)

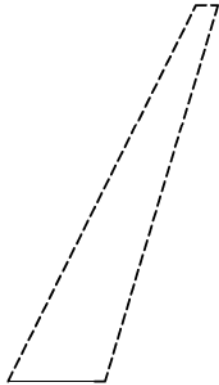
b_z : 部材厚さ (m), $b_z = 1.992$

α : 壁背面の角度 (度), $\alpha = 16.702$

| 荷重状態 (水 位) | N_{ix} (kN) | S_{ix} (kN) | M_{ix} (kN.m) |
|------------|------------------|------------------|--------------------|
| 常時() | -11.136 | 37.115 | 262.664 |
| 地震時L1() | -7.662 | 25.535 | 195.951 |
| 地震時L2() | -6.482 | 21.602 | 169.231 |

4.1.4 断面力の集計

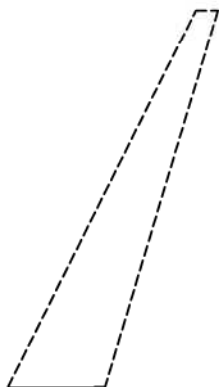
[1] 常時



| 項目 | N_i (kN) | H_i (kN) | X_i (m) | Y_i (m) | $M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN.m) |
|------|---------------|---------------|--------------|--------------|---------------------------------|
| 自重 | 216.577 | 0.000 | -1.218 | 0.000 | -263.748 |
| 地盤反力 | -11.136 | 37.115 | -2.862 | 6.218 | 262.664 |
| 合計 | 205.441 | 37.115 | ————— | ————— | -1.084 |

※ X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、 Y_i は設計断面からの高さ

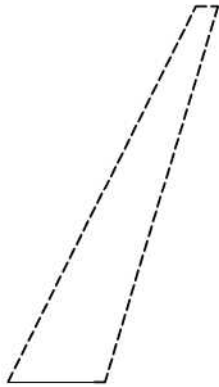
[2] 地震時L1



| 項目 | N_i (kN) | H_i (kN) | X_i (m) | Y_i (m) | $M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN.m) |
|------|---------------|---------------|--------------|--------------|---------------------------------|
| 自重 | 216.577 | 21.658 | -1.218 | 3.044 | -197.813 |
| 地盤反力 | -7.662 | 25.535 | -3.026 | 6.766 | 195.951 |
| 合計 | 208.915 | 47.193 | ————— | ————— | -1.862 |

※ X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、 Y_i は設計断面からの高さ

[3]地震時L2



| 項目 | N _i (kN) | H _i (kN) | X _i (m) | Y _i (m) | M = M _{x_i} +M _{y_i} (kN.m) |
|------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|--|
| 自重 | 216.577 | 30.321 | -1.218 | 3.044 | -171.439 |
| 地盤反力 | -6.482 | 21.602 | -3.070 | 6.913 | 169.231 |
| 合計 | 210.095 | 51.923 | ————— | ————— | -2.208 |

※X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、Y_i は設計断面からの高さ

4.1.5 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度の照査

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

ここに、

σ_c: コンクリート断面の縁応力度(N/mm²)

N: 軸方向力(N)

A: コンクリートの全断面積(mm²), A = 1992000.000

M: 曲げモーメント(N.mm)

W: コンクリート断面の図心軸に関する断面係数(mm³), W = 661344.0×10³

| 荷重状態 (水位) | M (kN.m) | N (kN) | 圧縮応力度(N/mm ²) | | 引張応力度(N/mm ²) | | 判定 |
|-----------|-------------|-----------|---------------------------|---------|---------------------------|-------|----|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | |
| 常時 | -1.084 | 205.441 | 0.105 | ≤ 4.500 | ————— | 0.225 | ○ |
| 地震時L1 | -1.862 | 208.915 | 0.108 | ≤ 6.750 | ————— | 0.337 | ○ |
| 地震時L2 | -2.208 | 210.095 | 0.109 | ≤ 6.750 | ————— | 0.337 | ○ |

引張応力度が「—————」の場合は、全断面圧縮状態による。

(2)せん断応力度の照査

$$\tau_n = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

 τ_n : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/mm²) S_h : 作用せん断力(N) d : 部材の有効高(mm), $d = 1992.000$ b : 部材断面幅(mm) τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

$$CN = 1 + \frac{M_o}{M} \quad (1 \leq CN \leq 2)$$

ここに、

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

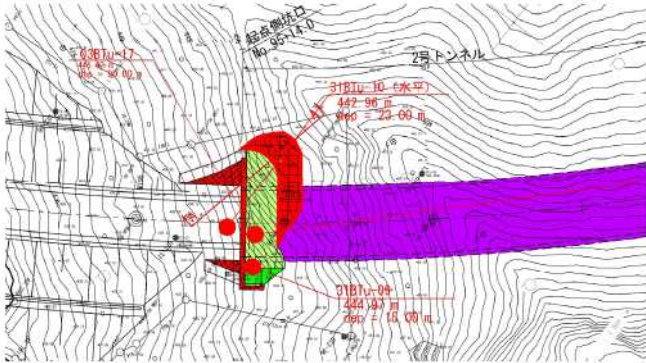
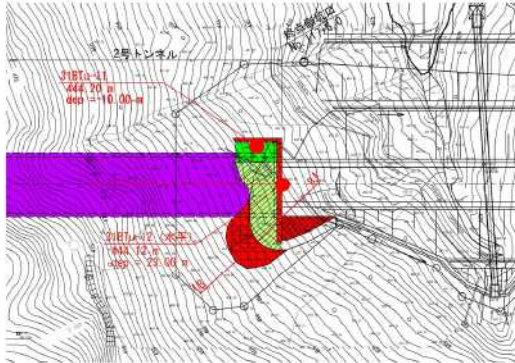
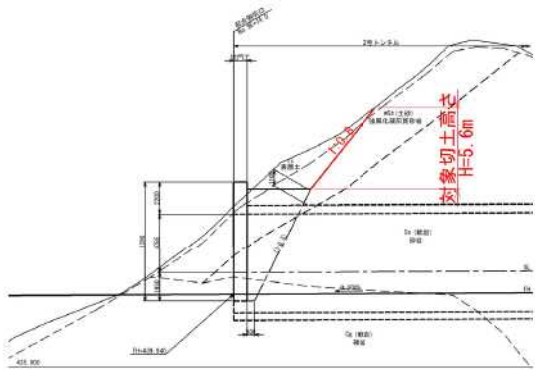
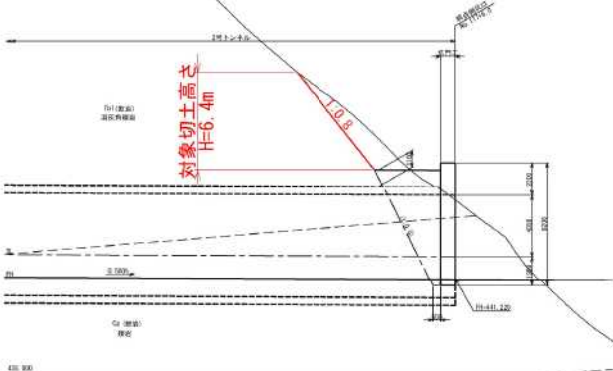
 M_o : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる
曲げモーメント(N・mm)

| 荷重状態 (水 位) | せん断力 S_h (kN) | せん断応力度(N/mm ²) | | 補正係数 CN | 判 定 |
|------------|--------------------|----------------------------|-----------------|------------|--------|
| | | 計算値 τ | 許容値 τ_{a1} | | |
| 常時 | 37.115 | 0.019 | 0.660 | 2.000 | ○ |
| 地震時L1 | 47.193 | 0.024 | 0.660 | 2.000 | ○ |
| 地震時L2 | 51.923 | 0.026 | 0.660 | 2.000 | ○ |

12.8 アンカー付き場所打ち法枠工

12.8.1 概要

坑門工比較による坑門工の位置・形式決定を受け、起終点坑口背面の法枠工の詳細設計を実施する。
以下に対象となる坑口の平面展開 及び 地質状況を示す。

| | | 2号トンネル | | 備考 |
|--------|---|---|---------------------|----|
| | | 起点側坑口 (No. 95+14.0) | 終点側坑口 (No. 117+6.0) | |
| 平面図 |  |  | | |
| 検討断面 |  |  | | |
| 地質状況 | <ul style="list-style-type: none"> 擁壁背面：表層土 (ts)、強風化凝灰質砂岩 (wSs) 擁壁支持：強風化凝灰質砂岩 (wSs) 特徴：法枠背面は強風化凝灰質砂岩 (wSs) が主体 直近 Bor：31BTu-09 (GL-2.9m~8.5m は N>50 貫入不能、GL-9.6m 以深は再び N>50 貫入不能) 03BTu-17 31BTu-10 | <ul style="list-style-type: none"> 擁壁背面：凝灰角礫岩 (Tb1) 擁壁支持：凝灰角礫岩 (Tb1) 特徴：法枠背面は岩船花崗岩類 (Gr [D]) が主体 直近 Bor：31BTu-11 (GL-1.0m 以深は N>50 貫入不能) 31BTu-12 | | |
| 斜面崩壊形態 | <ul style="list-style-type: none"> 円弧すべり (wSs層が主体となり、当該地質は土砂相当とみなせることから、円弧すべり法を用いる。) | <ul style="list-style-type: none"> 直線すべり (Tb1層が主体となり、比較的硬質地盤の崩壊時検討に用いられる直線すべり法を用いる。) | | |
| 記事 | | | | |

12.8.2 検討モデル

以下に計算に用いる起終点の検討モデルを示す。

【2号トンネル起点側検討モデル】

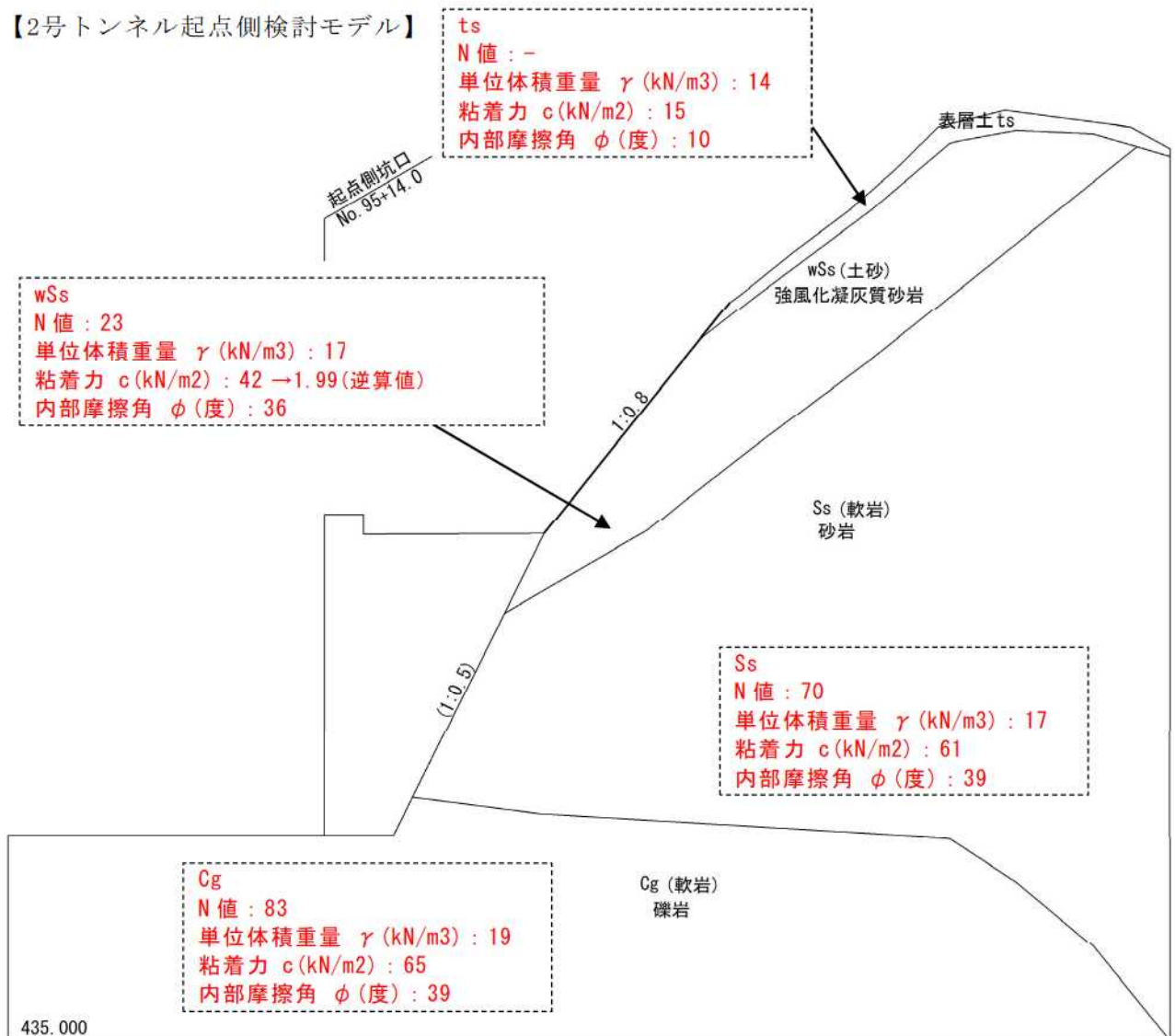


図-12.8.1 起点側坑口背面検討モデル

【2号トンネル終点側検討モデル】

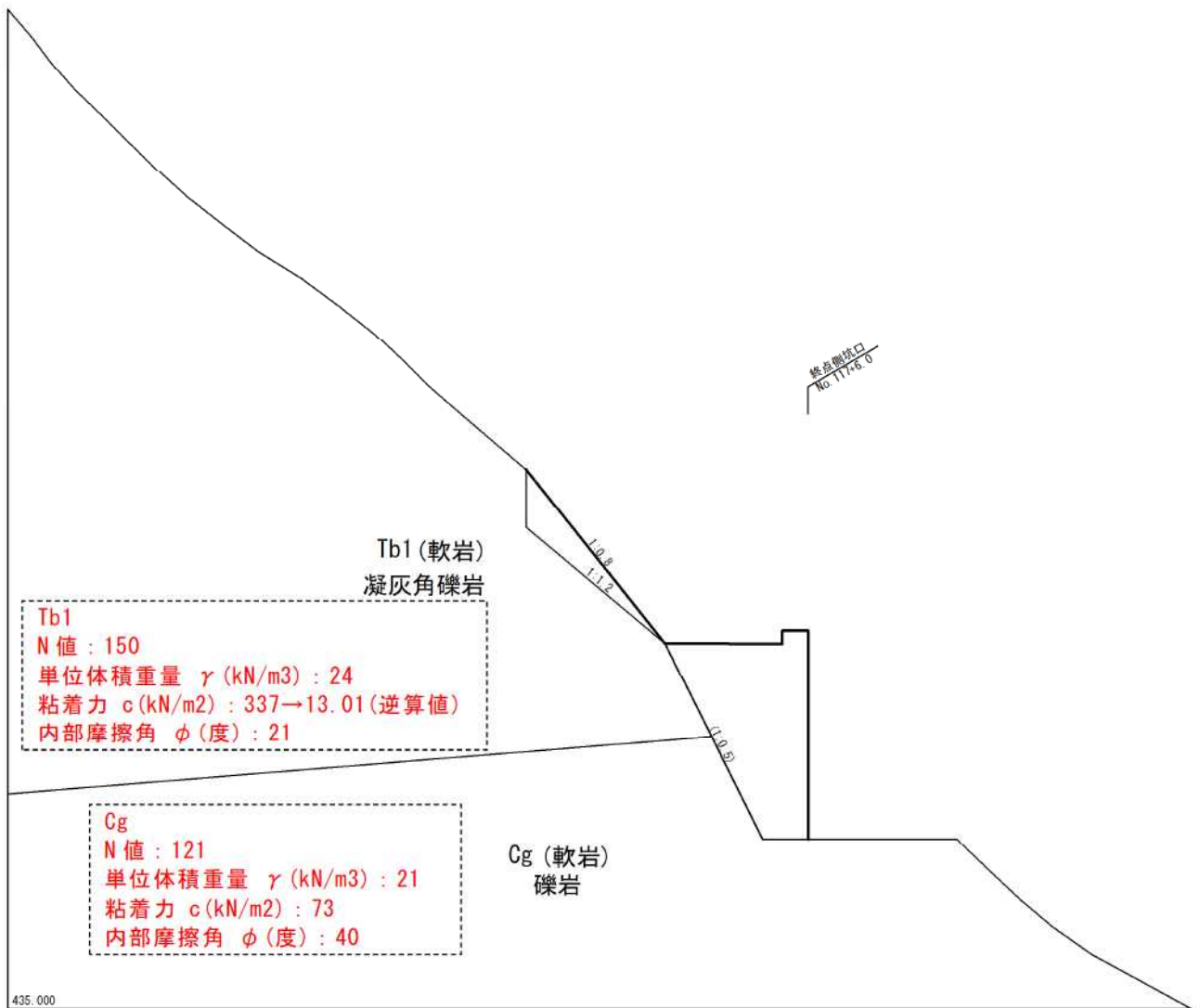


図-12.8.2 終点側坑口背面検討モデル

(1) 地盤定数の設定

1) 地盤定数の一覧表

設計に用いる地盤定数は、起終点毎に直近のボーリングデータを基に下記のとおり設定した。設定方法は次頁以降に添付する。

【起点側地盤定数】

・31BTu-09、31BTu-10(平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務より)

| 土質・岩質名 (地質記号) | N値補正 | | | 単位体積重量 γt (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 ϕ (°) | 備考 |
|-----------------------|-------|------|------|---|--|---|----|
| | 平均N値 | 標準偏差 | 設計N値 | | | | |
| 表層土 (ts) | — | — | — | 14 | 15 | 10 | |
| 強風化 凝灰質砂岩 (wSs) | 23 | 4 | 23 | 17 $\gamma t = (1.173/3 + 0.4 \times \log N) \times 9.807$ (kN/m ³) (※2) | 42→1.99 (逆算値) C=15.2N ^{0.327} (※3) | 36 $\phi = 5.101 \log N + 29.3$ (※3) | |
| 凝灰質 砂岩 (Ss) | 69.5 | 9.9 | 70 | 17 $\gamma t = (9.81 \times (1.72 + 1.74)) / 2$ (kN/m ³) (※4) | 61 C=15.2N ^{0.327} (※3) | 39 $\phi = 5.101 \log N + 29.3$ (※3) | |
| 礫岩 (Gg) | 128.5 | 91 | 83 | 19 $\gamma t = (9.81 \times (1.95 + 1.93)) / 2$ (kN/m ³) (※4) | 65 C=15.2N ^{0.327} (※3) | 39 $\phi = 5.101 \log N + 29.3$ (※3) | |

- (※1) 後述 資料-5 NEXCO「設計要領第一集土工編」P.1-48
- (※2) 後述 資料-6 「わかりやすい岩石と岩盤の知識」P.206
- (※3) 後述 資料-7 NEXCO「設計要領第二集橋梁建設編」P.4-10
- (※4) 後述 「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P5-20」室内試験値

【終点側地盤定数】

・31BTu-11、31BTu-12(平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務より)

| 土質・岩質名 (地質記号) | N値補正 | | | 単位体積重量 γt (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 ϕ (°) | 備考 |
|------------------------|-------|------|------|--|--|---|----|
| | 平均N値 | 標準偏差 | 設計N値 | | | | |
| 凝灰角礫岩 (Tb1) | 150 | 0 | 150 | 24 $\gamma t = (9.81 \times (2.47 + 2.46)) / 2$ (kN/m ³) (※2) | 337→13.01 (逆算値) C=16.2N ^{0.606} (※1) | 21 $\phi = 0.888 \log N + 19.3$ (※1) | |
| 砂岩・ 礫岩互層 (Ss・Gg) | 141.3 | 25.2 | 141 | 21 単位体積重量は Cgと同等とする。 | 77 C=15.2N ^{0.327} (※1) | 40 $\phi = 5.101 \log N + 29.3$ (※1) | |
| 凝灰質礫岩 (Gg) | 120.7 | 17.2 | 121 | 21 $\gamma t = (9.81 \times (2.14 + 2.09)) / 2$ (kN/m ³) (※2) | 73 C=15.2N ^{0.327} (※1) | 40 $\phi = 5.101 \log N + 29.3$ (※1) | |

- (※1) 後述 資料-7 NEXCO「設計要領第二集橋梁建設編」P.4-10
- (※2) 後述 「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P5-20」室内試験値

- 注. 1) 青枠部は検討に用いる地質を示す。
- 注. 2) 赤枠部は地盤定数の逆解析対象を示す。

2) 地盤定数の設定方法

① 設計N値(起点側)

地質調査は「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務」にて実施されているボーリング調査(31BTu-09)を基に設定するものとし「基礎工「特集：最近の基礎設計に用いる地盤物性値」の手法を用いて設定した。下表のとおりである。

また、その根拠となるボーリング柱状図・コア写真、標準貫入試験結果を示す。

トンネル坑口部(起点側) 鉛直ボーリング(31BTu-09)より

| 地層名 | 記号 | N値 | | | | 変動係数 V | 標準偏差 $\sigma \leq 1$ | 変動係数 V ≤ 0.2 | 統計処理により評価 | 判定 | 設計N値 |
|------------|-----|-----|-----|-------|---------------|-----------|-------------------------|----------------------|-----------|----|------|
| | | 最大値 | 最小値 | 平均値 | 標準偏差 σ | | | | | | |
| 表層土(砂質シルト) | ts | - | - | - | - | - | no | no | yes | Ⓜ | - |
| 強風化凝灰質砂岩 | wSs | 27 | 14 | 23 | 4 | 0.2 | no | yes | yes | Ⓛ | 23 |
| 凝灰質砂岩 | Ss | 83 | 60 | 69.5 | 9.9 | 0.1 | no | yes | yes | Ⓛ | 70 |
| 凝岩 | Cg | 300 | 31 | 128.5 | 91 | 0.7 | no | no | yes | Ⓜ | 83 |

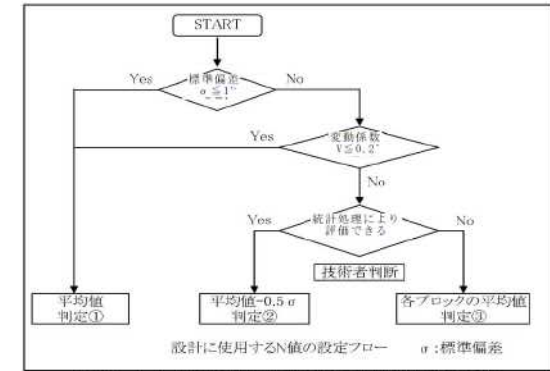


図 5.1.4.4 道路橋基礎設計に用いる地盤物性値の評価

(引用：基礎工 Vol.37, No.4(2009)「特集：最近の基礎設計に用いる地盤物性値」)

31BTu-09 標準貫入試験結果

| 深 (m) | 地質 区分 | 土質・岩種 | 標準貫入試験 | | | | 換算N値* |
|---------------|----------|----------|--------|---------|---------|-------|-------|
| | | | 0-10cm | 10-20cm | 20-30cm | N値 | |
| 1.15 ~ 1.45 | wSs | 強風化凝灰質砂岩 | 5 | 6 | 8 | 19 | |
| 2.15 ~ 2.45 | | | 6 | 10 | 11 | 27 | |
| wSs平均 | | | | | | 23.0 | |
| 3.15 ~ 3.38 | Ss | 凝灰質砂岩 | 16 | 25 | 9/5 | 50/23 | 65 |
| 4.05 ~ 4.23 | | | 20 | 30/8 | | 50/18 | 83 |
| 5.05 ~ 5.30 | | | 15 | 20 | 15/5 | 50/25 | 60 |
| Ss平均 | | | | | | 69.5 | |
| 6.05 ~ 6.25 | Cg | 凝岩 | 20 | 30 | | 50/20 | 75 |
| 7.05 ~ 7.25 | | | 18 | 32 | | 50/20 | 75 |
| 8.15 ~ 8.42 | | | 15 | 20 | 15/7 | 50/27 | 56 |
| 9.15 ~ 9.45 | | | 3 | 8 | 20 | 31 | 31 |
| 10.00 ~ 10.18 | | | 21 | 29/8 | | 50/18 | 83 |
| 11.00 ~ 11.15 | | | 30 | 20/5 | | 50/15 | 100 |
| 12.00 ~ 12.13 | | | 35 | 15/3 | | 50/13 | 115 |
| 13.00 ~ 13.10 | | | 50/10 | | | 50/10 | 150 |
| 14.00 ~ 14.00 | 50/0 | | | 50/0 | 300 | | |
| 15.00 ~ 15.00 | 50/0 | | | 50/0 | 300 | | |
| Cg平均 | | | | | | 128.5 | |

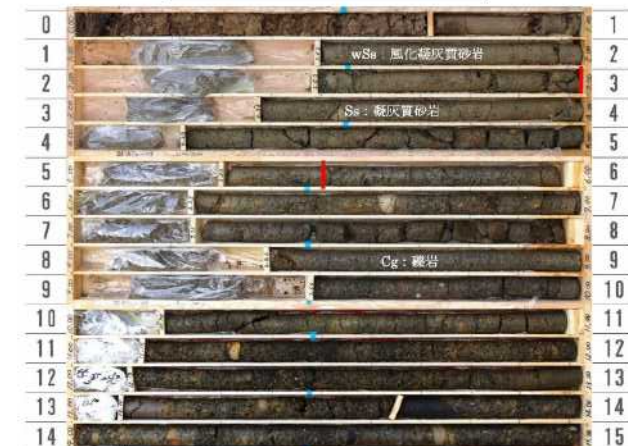
*換算N値：N値50以上については、30cm貫入した場合のN値を換算する。

例 N₀₁=50/5 ⇒ 換算N₀₁=50×30cm/5cm=300

出典：「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 報告書

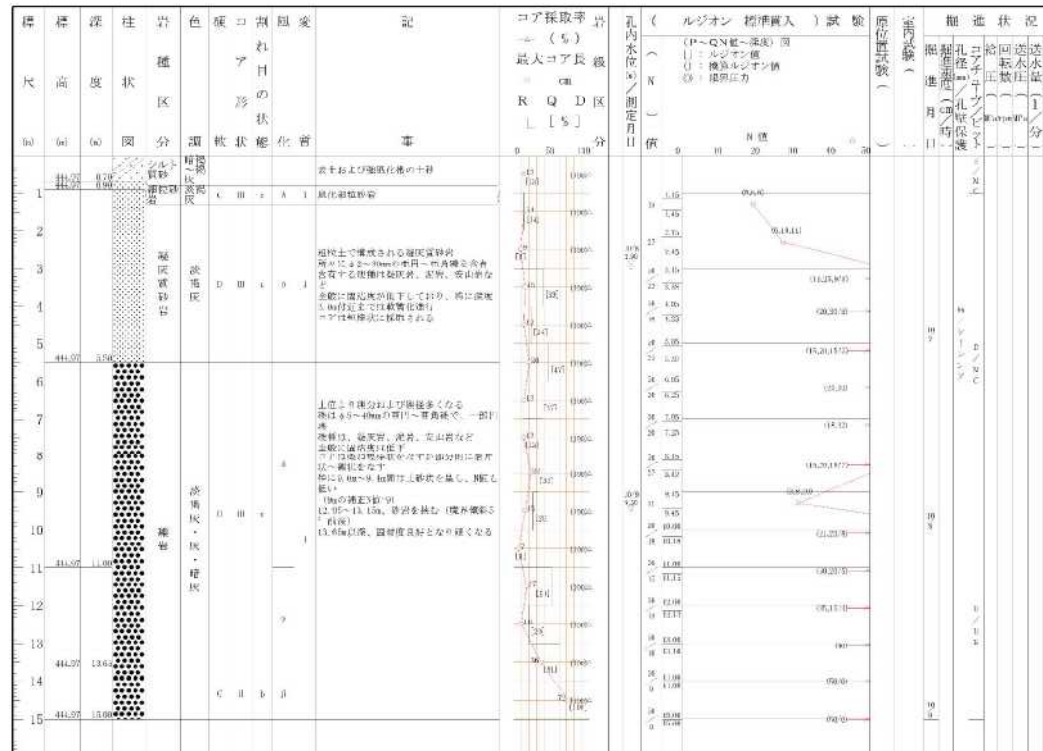
令和2年1月 東邦技術株式会社 P.4-68」

31BTu-09 ボーリングコア写真



31BTu-09 ボーリング柱状図

| | | | | | |
|--------|-----------------------------|------|-------------------------|-------|-------------------|
| ボーリング名 | 31BTu-09 | 調査位置 | 山形県本荘市鳥海町百老地内(2号トンネル起点) | 北緯 | 39° 07' 21.1581" |
| 発注機関 | 国土交通省 東北地方整備局 鳥海ダム工事事務所 | 調査期間 | 令和1年10月7日 ~ 1年10月9日 | 東経 | 140° 10' 49.6749" |
| 調査業者名 | 東邦技術株式会社 電話 0187-62-3511 | 主任技師 | 〇〇〇〇 | 現場代理人 | 〇〇〇〇 |
| 孔口標高 | 444.97m | 角 | 180° 30' 27" | 地盤勾配 | 北 0° |
| 総掘進長 | 15.00m | 方向 | 180° 西 | 使用機 | 東邦地下D-1 |
| | | エンジン | ヤンマーNP D-12 | ポンプ | マルヤマMS651 |



②設計N値(終点側)

地質調査は「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務」にて実施されているボーリング調査(31BTu-11)を基に設定するものとし「基礎工「特集：最近の基礎設計に用いる地盤物性値」の手法を用いて設定した。下表のとおりである。

また、その根拠となるボーリング柱状図・コア写真、標準貫入試験結果を示す。

トンネル坑口部(終点側) 鉛直ボーリング「31BTu-11」より

| 地層名 | 記号 | N値 | | | | 変動係数 V | 標準偏差 $\sigma \leq 1$ | 変動係数 $V \leq 0.2$ | 統計処理により評価 | 判定 | 設計N値 |
|------------------------|-------|-----|-----|-------|---------------|--------|----------------------|-------------------|-----------|----|------|
| | | 最大値 | 最小値 | 平均値 | 標準偏差 σ | | | | | | |
| 百宅火山岩・船川層 凝灰角礫岩 | Tb1 | 150 | 150 | 150 | 0 | 0.0 | yes | yes | yes | ① | 130 |
| 百宅火山岩・船川層 砂岩・礫岩互層 | Ss・Cg | 167 | 107 | 141.3 | 25.2 | 0.2 | no | yes | yes | ① | 141 |
| 百宅火山岩・船川層 礫岩(凝灰質礫岩) | Cg | 150 | 100 | 120.7 | 17.2 | 0.1 | no | yes | yes | ① | 121 |

31BTu-11 ボーリング柱状図

| | | | | | |
|--------|------------------------------|------|------------------------|--------------|-----------------|
| ボーリング名 | 31BTu-11 | 調査位置 | 由利本荘市鳥海町百宅地内(2号トンネル終点) | 北緯 | 39°07'28.3426" |
| 発注機関 | 国土交通省 東北地方整備局 鳥海ダム工事事務所 | 調査期間 | 令和1年10月23日～1年10月26日 | 東経 | 140°10'32.9178" |
| 調査業者名 | 東邦技術株式会社 電話(0187-62-3511) | 主任技師 | コアラ 代理人 | ボーリング 責任者 | |
| 孔口標高 | 144.20m | 角 | 180° | 方 | 北 |
| 総掘進長 | 10.00m | 度 | 0° | 向 | 南 |
| | | 地盤勾配 | 水平 | 使用機種 | 東邦地下D-1 |
| | | | 47 | エンジン | ヤンマーNFD-12 |
| | | | | ポンプ | マルヤマMS651 |

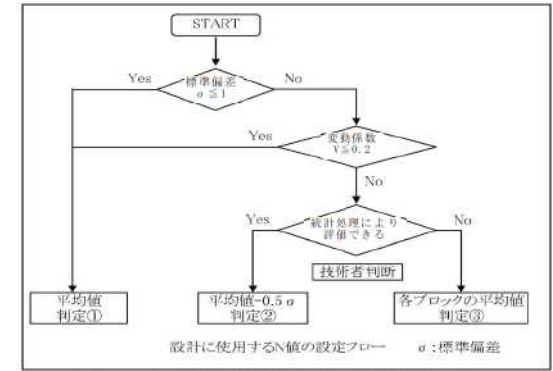
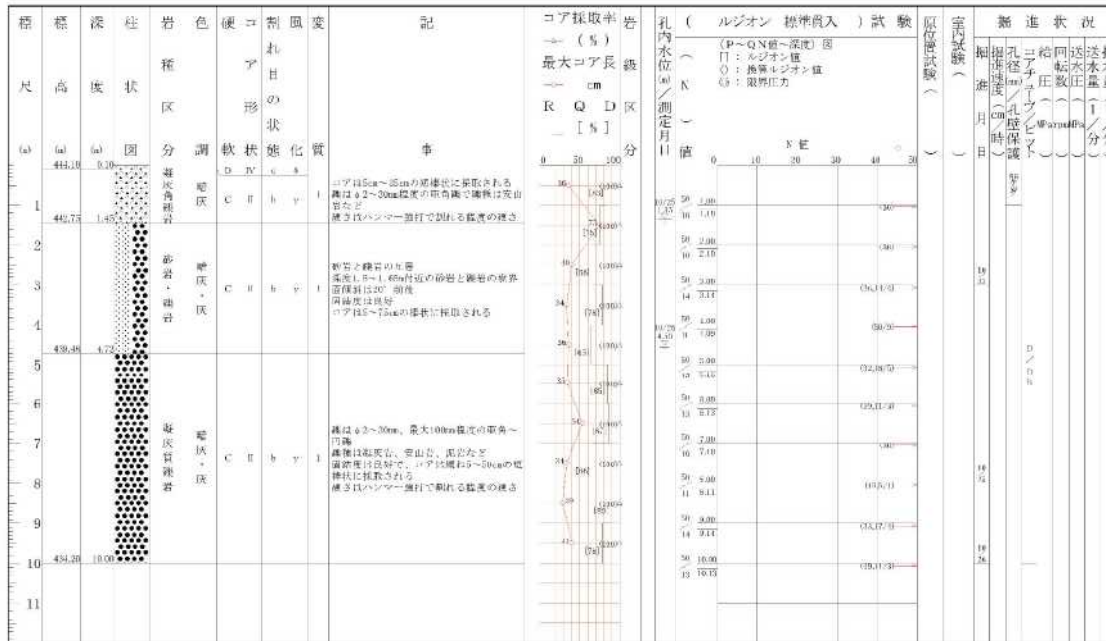


図 5.1.4.4 道路橋基礎設計に用いる地盤物性値の評価 (引用：基礎工 Vol.37, No.4(2009)「特集：最近の基礎設計に用いる地盤物性値」)

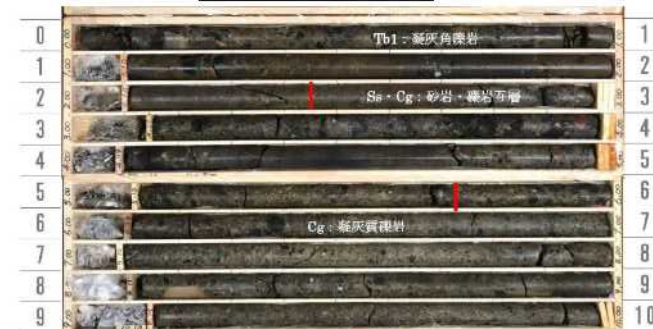
31BTu-11 標準貫入試験結果

| 深 度 (m) | 地質 区分 | 土質・岩相 | 標準貫入試験 | | | 換算N値* |
|---------------|-------|---------|--------|---------|---------|-----------|
| | | | 0~10cm | 10~20cm | 20~30cm | |
| 1.00 ~ 1.10 | Tb1 | 凝灰角礫岩 | 50/10 | | | 50/10 150 |
| 2.00 ~ 2.10 | Ss・Cg | 砂岩・礫岩互層 | 50/10 | | | 50/10 150 |
| 3.00 ~ 3.14 | | | 36 | 14/4 | | 50/14 107 |
| 4.00 ~ 4.09 | | | 50/9 | | | 50/9 167 |
| Ss・Cg平均 | | | | | | 141.3 |
| 5.00 ~ 5.15 | Cg | 凝灰質礫岩 | 32 | 18/5 | | 50/15 100 |
| 6.00 ~ 6.13 | | | 39 | 11/3 | | 50/13 115 |
| 7.00 ~ 7.10 | | | 50/10 | | | 50/10 150 |
| 8.00 ~ 8.11 | | | 45 | 5/1 | | 50/11 136 |
| 9.00 ~ 9.14 | | | 33 | 17/4 | | 50/14 107 |
| 10.00 ~ 10.13 | | | 39 | 11/3 | | 50/13 115 |
| Cg平均 | | | | | | 120.7 |

*換算N値：N値50以上については、30cm貫入した場合のN値を換算する。
例 N値=50/5 ⇒ 換算N値=50×30cm/5cm=300

出典：「平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 報告書
令和2年1月 東邦技術株式会社 P.4-69」

31BTu-11 コア写真



③地盤定数の設定方法

設計地盤定数は、次頁の文献を用いて設定するものとした。以下の方針とする。

・表層土 (ts) :

起点側は標準貫入試験による N 値が不明である。砂質シルトであり、腐食物、植物根を混入する表層土である。

このため、資料 5 より“自然地盤-粘土およびシルト-軟らかいもの”として、地盤定数（単位体積重量： γ_s 、粘着力： C 、せん断抵抗角： ϕ ）を設定する。

・強風化凝灰質砂岩 (wSs)、凝灰質砂岩 (Ss)、砂岩・礫岩互層 (Ss・Cg)、礫岩 (Cg)

強風化凝灰質砂岩、凝灰質砂岩、砂岩・礫岩互層、礫岩においては、前述した設計 N 値を用いて地盤定数（単位体積重量 γ_s 、粘着力 C 、せん断抵抗角 ϕ ）を設定する。

強風化凝灰質砂岩、凝灰質砂岩、砂岩・礫岩互層、礫岩における地盤定数を定量的に算定できる以下の手法を用いた。

*単位体積重量 γ_s ：強風化凝灰質砂岩 (wSs) は資料-6「分かりやすい岩石と岩盤の知識」に記載の算定式を用いる。

凝灰質砂岩 (Ss)、礫岩 (Cg) は「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P5-20」より室内試験を用いる。

砂岩・礫岩互層 (Ss・Cg) は C_g と同等とする。

*粘着力： C 、せん断抵抗角 ϕ ：資料-7「NEXCO「設計要領第二集 橋梁編」に掲載のある換算 N 値による算定式（砂岩・礫・深成岩類）を用いるものとする。

・凝灰角礫岩 (Tb1)

凝灰角礫岩においては、前述した設計 N 値を用いて地盤定数（単位体積重量 γ_s 、粘着力 C 、せん断抵抗角 ϕ ）を設定する。

凝灰角礫岩における地盤定数を定量的に算定できる以下の手法を用いた。

*単位体積重量 γ_s ：「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P5-20」より室内試験を用いる。

*粘着力： C 、せん断抵抗角 ϕ ：資料-7「NEXCO「設計要領第二集 橋梁編」に掲載のある換算 N 値による算定式（泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩）を用いるものとする。

凝灰質砂岩 (Ss)、礫岩 (Cg)、凝灰角礫岩 (Tb1) の単位体積重量は「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P5-20」に示される下表の室内試験(湿潤密度)を用いて算出する。

砂岩・礫岩互層 (Ss・Cg) の単位体積重量は Cg と同等として算出する。

表 5.1.2-4 各岩相の力学的特性等

| 調査対象 | 孔番号 | 番号 | 深 度 (m) | 岩種・層記号 | 湿潤密度 ρ_t (g/cm ³) | 圧縮強度 q_u (MN/m ²) | 接線変形係数 Et, so (MN/m ²) | 静ポアソン比 ν_s | P波速度 Vp (km/sec) | S波速度 Vs (km/sec) |
|---------------------------|----------|----|---------------|------------|--|---------------------------------------|--|-------------------|------------------------|------------------------|
| 2号 トンネル 坑口 (起点側) | 31BTu-10 | 9 | 4.30 ~ 4.40 | 凝灰質粗粒砂岩 Ss | 1.72 | 2.83 | 6.34E+03 | 0.164 | 2.32 | 0.94 |
| | | 10 | 4.40 ~ 4.50 | 凝灰質粗粒砂岩 Ss | 1.74 | 3.56 | 7.91E+03 | 0.288 | 2.42 | 1.03 |
| | | 11 | 14.60 ~ 14.70 | 砂岩 Ss | 1.95 | 8.30 | 5.95E+03 | 0.463 | 2.57 | 1.13 |
| | | 12 | 14.80 ~ 14.90 | 砂岩 Ss | 1.93 | 9.21 | 5.03E+03 | 0.538 | 2.58 | 1.10 |
| 2号 トンネル 坑口 (終点側) | 31BTu-11 | 13 | 3.15 ~ 3.25 | 礫岩 Cg | 2.14 | 3.59 | 2.91E+03 | 0.238 | 2.72 | 1.21 |
| | | 14 | 3.25 ~ 3.35 | 礫岩 Cg | 2.09 | 4.33 | 4.64E+03 | 0.379 | 3.46 | 1.23 |
| | 31BTu-12 | 15 | 5.40 ~ 5.50 | 凝灰角礫岩 Tb1 | 2.47 | 30.2 | 1.99E+04 | 0.202 | 4.41 | 1.82 |
| | | 16 | 5.50 ~ 5.60 | 凝灰角礫岩 Tb1 | 2.46 | 23.9 | 2.94E+04 | 0.299 | 4.36 | 1.75 |

出典：「平成 31 年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 報告書
令和 2 年 1 月 東邦技術株式会社 P. 5-20」

資料-1 地盤工学会「地盤調査の方法と解説」

| 砂地盤の相対密度 | | 粘土地盤のコンシステンシー | |
|----------|-------|---------------|----------|
| N値 | 相対密度 | N値 | コンシステンシー |
| 0~4 | 非常に緩い | 0~2 | 非常に軟らかい |
| 4~10 | 緩い | 2~4 | 軟らかい |
| 10~30 | 中位 | 4~8 | 中くらい |
| 30~50 | 密な | 8~15 | 硬い |
| 50以上 | 非常に密な | 15~30 | 非常に硬い |
| | | 30以上 | 特別に硬い |

資料-2 道路橋示方書・解説I 共通編P.47

表-解 2.2.4 土の単位重量 (kN/m³)

| 地盤 | 土質 | ゆるいもの | | 密なもの | |
|----------|--------|-------|------|-------|------|
| | | ゆるいもの | 密なもの | ゆるいもの | 密なもの |
| 自然 地盤 | 砂及び砂れき | 18 | 20 | | |
| | 砂質土 | 17 | 19 | | |
| | 粘性土 | 14 | 18 | | |
| 盛 土 | 砂及び砂れき | 20 | | | |
| | 砂質土 | 19 | | | |
| | 粘性土 | 18 | | | |

参考資料

資料-3 道路土工 擁壁工指針 H11 P.19

粘性土の粘着力 c
 $c = 6N \sim 10N$ (kN/m²) ... (1-3)
 (0.6N~1.0N) (tf/m²)
 砂質土のせん断抵抗角 ϕ
 $\phi = 15 + \sqrt{15 \cdot N} \leq 45^\circ$ ただし、 $N > 5$... (1-4)
 ここに c : 粘着力(kN/m²(tf/m²))
 ϕ : せん断抵抗角(°)

資料-4 道路土工 擁壁工指針 H24 P.64~P.65

粘性土の粘着力 c
 $c = 6N \sim 10N$... (解4-5)
 砂質土のせん断抵抗角 ϕ
 $\phi = 4.8 \log N_1 + 21$ ただし、 $N_1 > 5$... (解4-6)
 $N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$... (解4-7)
 $\sigma'_v = \gamma_d h_v + \gamma'_w (x - h_w)$... (解4-8)

σ'_v : 標準貫入試験を実施した地点の有効上載圧 (kN/m²)
 N_1 : 有効上載圧100kN/m²相当に換算したN値。ただし、原位置の σ'_v が
 $\sigma'_v < 50$ kN/m²である場合には、 $\sigma'_v = 50$ kN/m²として算出する。
 N : 標準貫入試験から得られるN値

資料-6 「わかりやすい岩石と岩盤の知識」P.206

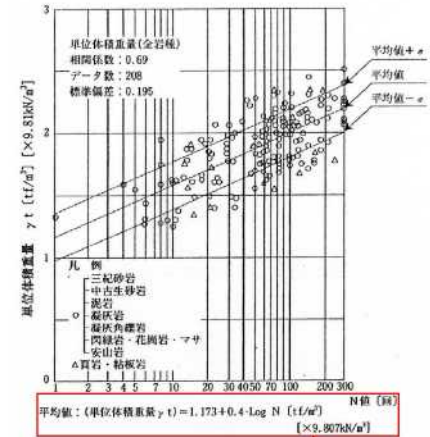


図 4-2-3 岩盤の単位体積重量の測定例

強化凝灰質砂岩 (wSs)
 凝灰質砂岩 (Ss)
 砂岩・礫岩互層 (Ss・Cg)
 礫岩 (Cg)
 ・単位体積重量 γ_t

凝灰角礫岩 (Tb1)
 ・粘着力 c
 ・内部摩擦角 ϕ

資料-5 NEXCO「設計要領第一集 土工編」P.1-48

表1-17 土質定数

| 種類 | 状態 | 単位体積重量 (kN/m ³) | せん断抵抗角 (度) | 粘着力 (kN/m ²) | 地盤工学会基準 ^(注1) | | |
|-------|---------------------------------|---------------------------------------|-------------|--------------------------|-------------------------|----------|--------|
| | | | | | | 種別 | |
| 盛土 | 礫および礫まじり砂 | 締固めたもの | 20 | 40 | 0 | (G) | |
| | 砂 | | | | | | 締固めたもの |
| | | 分級されたもの | 19 | 30 | 0 | | |
| | 砂質土 | 締固めたもの | 19 | 25 | 30以下 | (SF) | |
| | 粘性土 | 締固めたもの | 18 | 15 | 50以下 | (M), (C) | |
| 関東ローム | 締固めたもの | 14 | 20 | 10以下 | (V) | | |
| 自然地盤 | 礫 | 密実なものまたは粒径幅の広いもの | 20 | 40 | 0 | (G) | |
| | | 密実でないものまたは分級されたもの | 18 | 35 | 0 | | |
| | 礫まじり砂 | 密実なもの | 21 | 40 | 0 | (G) | |
| | | 密実でないもの | 19 | 35 | 0 | | |
| | 砂 | 密実なものまたは粒径幅の広いもの | 20 | 35 | 0 | (S) | |
| | | 密実でないものまたは分級されたもの | 18 | 30 | 0 | | |
| | 砂質土 | 密実なもの | 19 | 30 | 30以下 | (SF) | |
| | | 密実でないもの | 17 | 25 | 0 | | |
| | 粘性土 | 固いもの(指で強く押し多少へこむ) ^(注1) | 18 | 25 | 50以下 | (M), (C) | |
| | | やや軟らかいもの(指の中指程度の方で貫入) ^(注1) | 17 | 20 | 30以下 | | |
| | | 軟らかいもの(指が容易に貫入) ^(注1) | 16 | 15 | 15以下 | | |
| | 粘土およびシルト | 固いもの(指で強く押し多少へこむ) ^(注1) | 17 | 20 | 50以下 | (M), (C) | |
| | | やや軟らかいもの(指の中指程度の方で貫入) ^(注1) | 16 | 15 | 30以下 | | |
| | 軟らかいもの(指が容易に貫入) ^(注1) | 14 | 10 | 15以下 | | | |
| 関東ローム | | 14 | 5(ϕ) | 30以下 | (V) | | |

注1: N値の目安は次のとおりである。

固いもの(N=8~15)、やや軟らかいもの(N=4~8)、軟らかいもの(N=2~4)

注2: 地盤工学会基準の記号は、おおよその目安である。

表層土(ts)
 ・単位体積重量 γ_t
 ・粘着力 c
 ・内部摩擦角 ϕ

資料-7 NEXCO「設計要領第二集 橋梁建設編」P.4-10

表 4-2-5 換算N値による場合の測定例

| 粘着力 (kN/m ²) | 換算N値と平均値の関係 | 砂岩・礫岩 | 安山岩 | 泥岩・凝灰岩 | 備考 |
|--------------------------|-------------|-----------------|-----------------|------------------|----------|
| | | 深成岩類 | 凝灰角礫岩 | 凝灰質礫岩 | |
| | 標準偏差 | 0.218 | 0.384 | 0.464 | ・Log軸上の値 |
| せん断抵抗角 (度) | 換算N値と平均値の関係 | 5.10LogN + 29.3 | 6.82LogN + 21.5 | 0.888LogN + 19.3 | |
| | 標準偏差 | 4.40 | 7.85 | 9.78 | |

資料-8 NEXCO「設計要領第二集 橋梁建設編」P.4-13

せん断定数の推定例

| 岩級 | | 粘板岩(ダムサイトの例) | | 花崗岩(本四連絡橋基礎の例) | |
|----|----|-----------------------|------------|-----------------------|------------|
| | | c(kN/m ²) | ϕ (°) | c(kN/m ²) | ϕ (°) |
| | | 範囲 | 平均 | 範囲 | 代表値 |
| 硬岩 | B | 2250~2750 | 2500 | 40~50 | 45 |
| | CH | 1750~2250 | 2000 | 35~40 | 40 |
| | CM | 750~1750 | 1250 | 35~40 | 40 |
| 軟岩 | CL | 250~750 | 500 | 30~40 | 35 |
| | D | 100以下 | 0 | 20~30 | 25 |

砂岩・礫岩 (wSs, Ss, Ss・Cg, Cg)
 ・粘着力 c
 ・内部摩擦角 ϕ

3) 地盤定数の逆算設定

前述のとおり、各地層の地盤定数はN値を用いた文献からの推定値である。このため、設計にそのまま地盤定数（ ϕ 、 c ）を適用することは、場合によっては危険側の設計となる可能性がある（即ち、地盤定数を現状より過大に設定してしまう）。

これより、現況逆解析を実施し、地盤定数（ ϕ 、 c ）を設定することとする。現況逆解析においては、通常斜面では安定勾配で切土した場合、長期的な安定（即ち、少なくとも斜面安全率 $F_s=1.2$ を満足できる）ことに鑑み、以下の手法により地盤定数を設定する。

- ・両坑口斜面ともに、切土高： $H=7\text{m}$ 、安定勾配 $1:1.2$ で切土斜面において、安全率 $F_s=1.2$ が満足できる地盤定数を設定する。
- ・地盤定数は粘着力 c （ ϕ は固定）を逆解析により再設定する。

逆算解析結果は以下のとおりであり、次頁に解析結果を添付する。

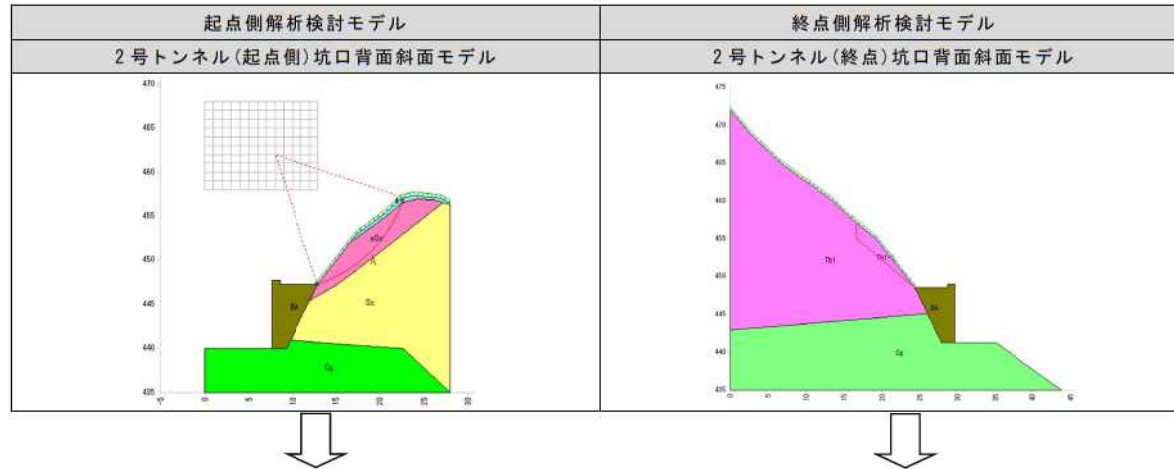
【起点側坑口における逆算算定結果】：赤文字が逆算値

| 地層区分 | 土質区分 | 設計 N 値 | 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | せん断 抵抗角 ϕ (°) | 粘着力 c (kN/m ²) | 備考 |
|------|----------|--------|---|--------------------------|---------------------------------|----|
| wSs | 強風化凝灰質砂岩 | 23 | 17 | 36 | 42 → 1.99 | |

【終点側坑口における逆算算定結果】：赤文字が逆算値

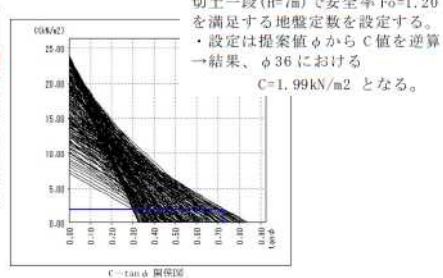
| 地層区分 | 土質区分 | 設計 N 値 | 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | せん断 抵抗角 ϕ (°) | 粘着力 c (kN/m ²) | 備考 |
|------|-------|--------|---|--------------------------|---------------------------------|----|
| Tb1 | 凝灰角礫岩 | 150 | 24 | 21 | 337 → 13.01 | |

表-12.8.1 2号トンネル地盤定数の逆算算定



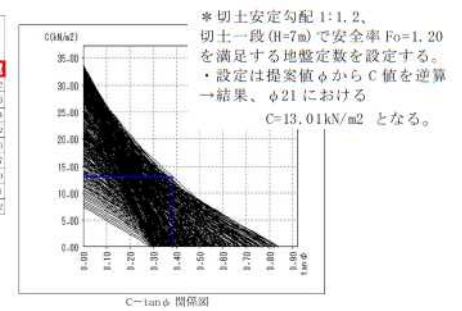
wSs 層の逆算算定(安全率 $F_x=1.20$)

| No. | 計算条件 | | | | ϕ - c の 粘着力(Fa) | C値の逆算算定結果 | 粘着力 (kN/m ²) | 内部摩擦角 (ϕ (°)) | 安全率による 粘着力 | |
|-----|---------------|--------|-------------|---------------|---------------------------|-----------|-----------------------------|------------------------|---------------|------|
| | 中心座標 X (m) | Y (m) | 半径 r (m) | 最大深度 Z (m) | | | | | | |
| 1 | 3.000 | 14.000 | 8.911 | 2.000 | 14.108 | 46.072 | 8.844211 | 1.99 | 36.0000 | 1.20 |
| 2 | 3.000 | 16.000 | 9.687 | 2.000 | 16.108 | 49.888 | 8.834219 | 1.98 | 36.0000 | 1.20 |
| 3 | 2.000 | 17.000 | 11.878 | 2.000 | 17.285 | 59.618 | 8.823914 | 1.98 | 36.0000 | 1.20 |
| 4 | 3.000 | 16.000 | 10.450 | 2.000 | 16.394 | 56.225 | 8.810830 | 1.98 | 36.0000 | 1.20 |
| 5 | 2.000 | 16.000 | 11.081 | 2.000 | 16.286 | 59.913 | 8.809119 | 1.97 | 36.0000 | 1.20 |
| 6 | 3.000 | 14.000 | 8.273 | 2.000 | 14.119 | 59.285 | 8.811083 | 1.93 | 36.0000 | 1.20 |
| 7 | 2.000 | 16.000 | 12.427 | 2.000 | 16.129 | 68.862 | 8.804033 | 1.93 | 36.0000 | 1.20 |
| 8 | 4.000 | 13.000 | 7.286 | 2.000 | 13.142 | 59.165 | 8.813632 | 1.93 | 36.0000 | 1.20 |
| 9 | 4.000 | 15.000 | 8.642 | 2.000 | 14.277 | 68.714 | 8.802419 | 1.93 | 36.0000 | 1.20 |
| 10 | 3.000 | 13.000 | 8.146 | 2.000 | 12.909 | 59.325 | 8.812112 | 1.92 | 36.0000 | 1.20 |

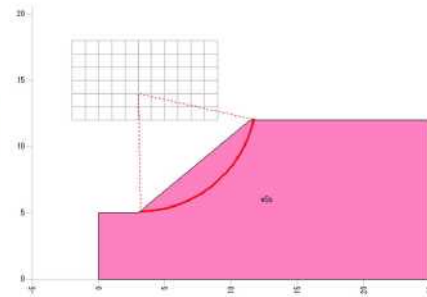


Tb1 層の逆算算定(安全率 $F_x=1.20$)

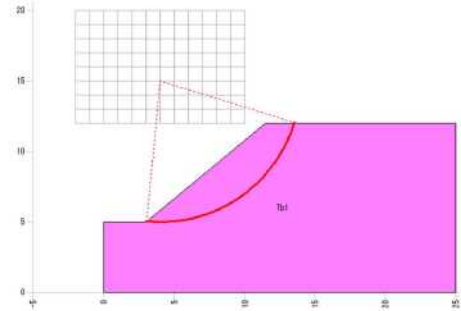
| No. | 再観条件 | | | ϕ の 提案値 (°) | C の逆算算定結果 | 粘着力 (kN/m ²) | 内部摩擦角 (ϕ (°)) | 安全率による 粘着力 | | |
|-----|---------------|--------|---------------|---------------------|-----------|-----------------------------|------------------------|---------------|---------|------|
| | 中心座標 X (m) | Y (m) | 最大深度 Z (m) | | | | | | | |
| 1 | 4.000 | 18.000 | 16.912 | 3.000 | 28.078 | 53.061 | 9.219983 | 13.01 | 21.0000 | 1.20 |
| 2 | 3.000 | 18.000 | 12.987 | 3.000 | 27.862 | 54.810 | 9.202721 | 12.48 | 21.0000 | 1.20 |
| 3 | 4.000 | 16.000 | 16.910 | 3.000 | 27.722 | 54.888 | 9.202233 | 12.36 | 21.0000 | 1.20 |
| 4 | 4.000 | 14.000 | 16.910 | 3.000 | 28.062 | 55.044 | 9.205448 | 12.27 | 21.0000 | 1.20 |
| 5 | 5.000 | 13.000 | 7.988 | 3.000 | 28.982 | 55.611 | 9.208268 | 12.08 | 21.0000 | 1.20 |
| 6 | 5.000 | 14.000 | 8.634 | 3.000 | 28.827 | 54.022 | 9.202107 | 11.98 | 21.0000 | 1.20 |
| 7 | 4.000 | 17.000 | 11.978 | 3.000 | 27.030 | 54.121 | 9.207381 | 11.75 | 21.0000 | 1.20 |
| 8 | 3.000 | 19.000 | 13.710 | 3.000 | 28.959 | 54.014 | 9.204636 | 11.66 | 21.0000 | 1.20 |
| 9 | 5.000 | 15.000 | 16.402 | 4.000 | 30.015 | 51.497 | 9.427291 | 11.41 | 21.0000 | 1.20 |
| 10 | 5.000 | 11.000 | 8.934 | 4.000 | 30.036 | 51.809 | 9.428141 | 11.48 | 21.0000 | 1.20 |



| 項目 | 記号 | 単位 | 条件と結果 |
|------------|-------------|-------------------|--------------|
| 計算式 | - | - | 修正Fellenius法 |
| 仮定安全率 (常時) | F_0 | - | 1.200 |
| 安全率 | F_x | - | 1.200 |
| 粘着力 | C | kN/m ² | 1.99 |
| 内部摩擦角 | ϕ | ° | 36.0000 |
| | $\tan \phi$ | - | 0.726543 |



| 項目 | 記号 | 単位 | 条件と結果 |
|------------|-------------|-------------------|--------------|
| 計算式 | - | - | 修正Fellenius法 |
| 仮定安全率 (常時) | F_0 | - | 1.200 |
| 安全率 | F_x | - | 1.200 |
| 粘着力 | C | kN/m ² | 13.01 |
| 内部摩擦角 | ϕ | ° | 21.0000 |
| | $\tan \phi$ | - | 0.353864 |



結果 :wSs 層 逆算算定結果 : $c=1.99\text{kN/m}^2$ を適用

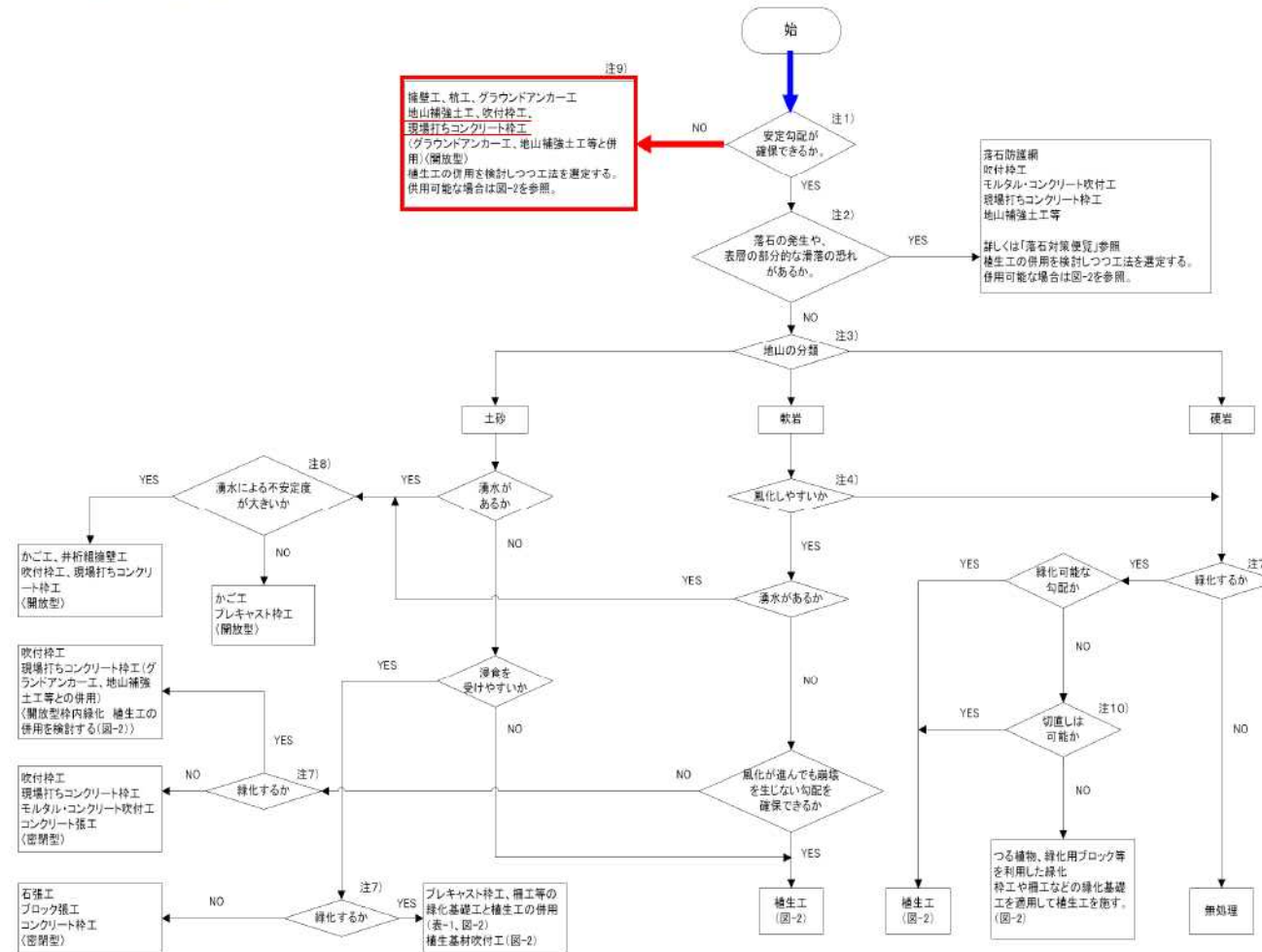
結果 :Tb1 層 逆算算定結果 : $c=13.01\text{kN/m}^2$ を適用

12.8.3 対策工について

当該地区の切土計画箇所には、下図に示す道路土工 切土工・斜面安定工指針(P.198)に示される安定勾配が確保できない場合の切土法面対策工が必要となる。また切土補強土工においては、「どうこう」, 「道路土工 切土工・斜面安定工指針 H21.6 (社)日本道路協会」等には、検討にあたる詳細について記載がない。このため、「切土補強土工法設計・施工要領 H19.1 NEXCO」を参考として設計計画するものとする。

尚、当要領を参考とした場合、当該箇所の切土補強土工の適用性については、下記のフロー(2)より当該箇所は必要抑止力値(後述詳細検討参照)が300kN/m以下である場合は、切土補強土工(ロックボルト)の適用が可能と判断する。

(1) 法面安定対策フロー



注: のり面緑化工の施工可能性をのり面勾配から判断する際には、表-2や表-3を参照すること。

出典: 「道路土工 切土工・斜面安定工指針 (平成21年度版) (社)日本道路協会 P.198, P.199」より抜粋

(2) 切土補強土工選定フロー

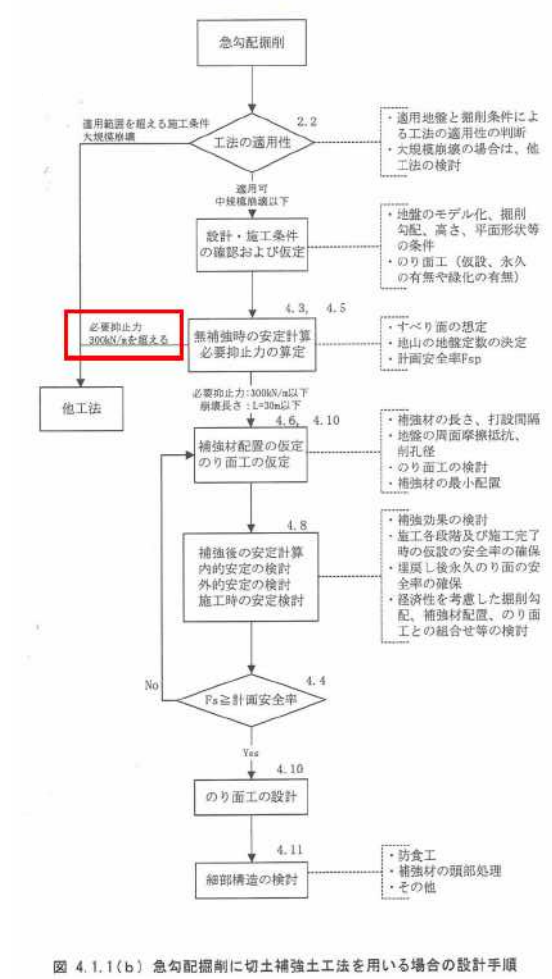



図 4.1.1(b) 急勾配掘削に切土補強土工法を用いる場合の設計手順

出典: 「切土補強土工法設計・施工要領 H19.1 NEXCO P.25」

(1) 対策工方針

以下、法枠（受圧板）＋鉄筋挿入工を比較した結果、施工性や工期でやや劣るものの経済性で優位となる「第1案：モルタル吹付法枠工（標準工法）」を推奨案とする。

表-12.8.2 のり枠工比較表

| | 第1案：モルタル吹付法枠工（標準工法） | 第2案：KIT フレーム工法 | 第3案：グリーンパネル工法 |
|----------------|--|--|--|
| 旧 NETIS | — | QS-020037-V（掲載終了） | CG-010007-VE（2017.4 掲載終了） |
| 地形地質概要 | 地形地質概要：起点側坑口背面は、wSs 層が主体となり、土砂層が分布し、終点坑口背面は、Tb1 層が主体となり、軟岩層が分布する。 | | |
| 概念図 |  |  |  |
| 概要 | のり面に金網や金網を用いた型枠材を地山の形状に合わせて、モルタル吹付け機械（コンプレッサー共有）にて、コンクリートを吹付け打設する法枠に鉄筋挿入を併用し、のり面の安定化を図る工法。 | 角型鋼管を井型に組んだ鋼製受圧板（KIT フレーム）に鉄筋挿入工を併用し、のり面の安定化を図る工法。 | FRP 製格子状パネル（グリーンパネル）に鉄筋挿入工を併用し、のり面の安定化を図り、かつ、全面緑化を可能とした工法。 |
| 法面工寸法 | 300×300（2.0m×2.0mピッチ） | 1,300×1,300×50（2.0m×2.0mピッチ） | 967×967×40（2.0m×2.0mピッチ） |
| 施工性 | △：1 段毎の逆巻き施工が不可能なため、法高の半分からの逆巻き施工となる。 △：重機の使用頻度も高く、現場打ち法枠であるため作業工程も多いため施工性に若干劣る。 | △：1 段毎の逆巻き施工は可能であるが鋼製フレームが比較的重く（40kg/枚）、人力での運搬が困難である。 ○：運搬、設置に重機を用いるが、施工性に優れる。 | ○：1 段毎の逆巻き施工が可能であり、パネルは軽量（16.8kg/枚）な FRP 製のため人力での運搬が可能である。 ○：運搬、設置に重機を必要としないため、施工性に優れる。 |
| 工期 | △：養生期間が必要となる。（15.3 ㎡/日） | ○：養生期間が不要なため、工期の短縮が可能である。（20 基/日） | ◎：養生期間が不要なため、工期の短縮が可能である。（50 基/日） |
| 現場条件 | ○：多少の整形は必要であるが、凹凸の多いのり面に適用可能である。 | △：凹凸の多いのり面では、下地処理・不陸調整が必要である。 △：風化し易い岩盤であるため、雪解け等により受圧板間の土砂が流出した場合は、受圧板が不安定になることが懸念される。 | △：同左 △：同左 |
| 景観 | ○：他案に比べ枠の高さが高いが、枠内を緑化することで景観性に配慮することは可能である。 | ○：フレーム本体の高さは 5cm 程度と低く、周囲を植生することで景観性に配慮することが出来る。 | △：パネル本体の高さは 4cm 程度と低く格子形状のため、パネル上面も含めた全面緑化が可能である。 |
| 経済性 (1㎡当たり) | ■■■■円 (■■■■円) | ■■■■円 (■■■■円) | ■■■■円 (■■■■円) |
| 採用実績 | 最も一般的な法枠工であるため、多数の実績がある。 | 実績件数は 300 件以下と最も少ない。 | 実績件数は 1,000 件程度と比較的多い。 |
| 総合評価 | 施工工程が多く、施工性で若干劣るが、施工実績が豊富で、経済性に優れる。 | 施工性に優れるが凹凸の多い地山への適用性が低く、経済性で最も劣る。 | 施工性に優れるが凹凸の多い地山への適用性が低く、経済性で劣る。 |
| | ◎ | △ | ○ |

背面切土法面概算工費(2.0m × 2.0m)

①案:吹付法枠

| 工種 | 細別 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-------|---------|---------|----------------|------|----|----|-----------------------|
| 吹付法枠 | 吹付枠工 | 300×300 | m ² | 1.11 | | | 平成26年度 工事費概算単価表(近畿地整) |
| 鉄筋挿入工 | D19 | L=3m | 本 | 1.00 | | | 平成26年度 工事費概算単価表(近畿地整) |
| 枠内工 | 植生基材吹付工 | t=7cm | m ² | 2.89 | | | 土木コスト 令和2年7月 |
| | | | | | | | 円/m ² |

②案:KITフレーム工

| 工種 | 細別 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-------|---------|----------|----------------|------|----|----|-----------------------|
| 設置工 | KITフレーム | KIT13-55 | 枚 | 1.00 | | | メーカーヒアリング |
| | 世話役 | | 人 | 0.05 | | | 令和3年度 労務単価 |
| | 法面工 | | 人 | 0.05 | | | 令和3年度 労務単価 |
| | 普通作業員 | | 人 | 0.05 | | | 令和3年度 労務単価 |
| 鉄筋挿入工 | D19 | L=3m | 本 | 1.00 | | | 平成26年度 工事費概算単価表(近畿地整) |
| 植生工 | 植生基材吹付工 | t=7cm | m ² | 3.52 | | | 土木コスト 令和2年7月 |
| | | | | | | | 円/m ² |

③案:グリーンパネル工

| 工種 | 細別 | 形状寸法 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-------|---------|------------|----------------|------|----|----|-----------------------|
| GP設置工 | グリーンパネル | 967×967×40 | 枚 | 1.00 | | | 建設物価 令和3年6月 |
| | 世話役 | | 人 | 0.02 | | | 令和3年度 労務単価 |
| | 法面工 | | 人 | 0.04 | | | 令和3年度 労務単価 |
| | 普通作業員 | | 人 | 0.04 | | | 令和3年度 労務単価 |
| 鉄筋挿入工 | D19 | L=3m | 本 | 1.00 | | | 平成26年度 工事費概算単価表(近畿地整) |
| 植生工 | 植生基材吹付工 | t=7cm | m ² | 4.00 | | | 土木コスト 令和2年7月 |
| | | | | | | | 円/m ² |

12.8.4 斜面安定対策工の詳細検討

(1) 概要

今回の切土部地質の対象は、起点側は wSs 層(強風化凝灰質砂岩)が主体となり、当該地質は土砂相当とみなせることから、解析手法として、「道路土工 切土工・斜面安定工指針 平成 21 年 6 月 日本道路協会」に準じた“円弧すべり法”により検討する。

次頁以降に、設計手法、設計条件及び計算結果を示す。

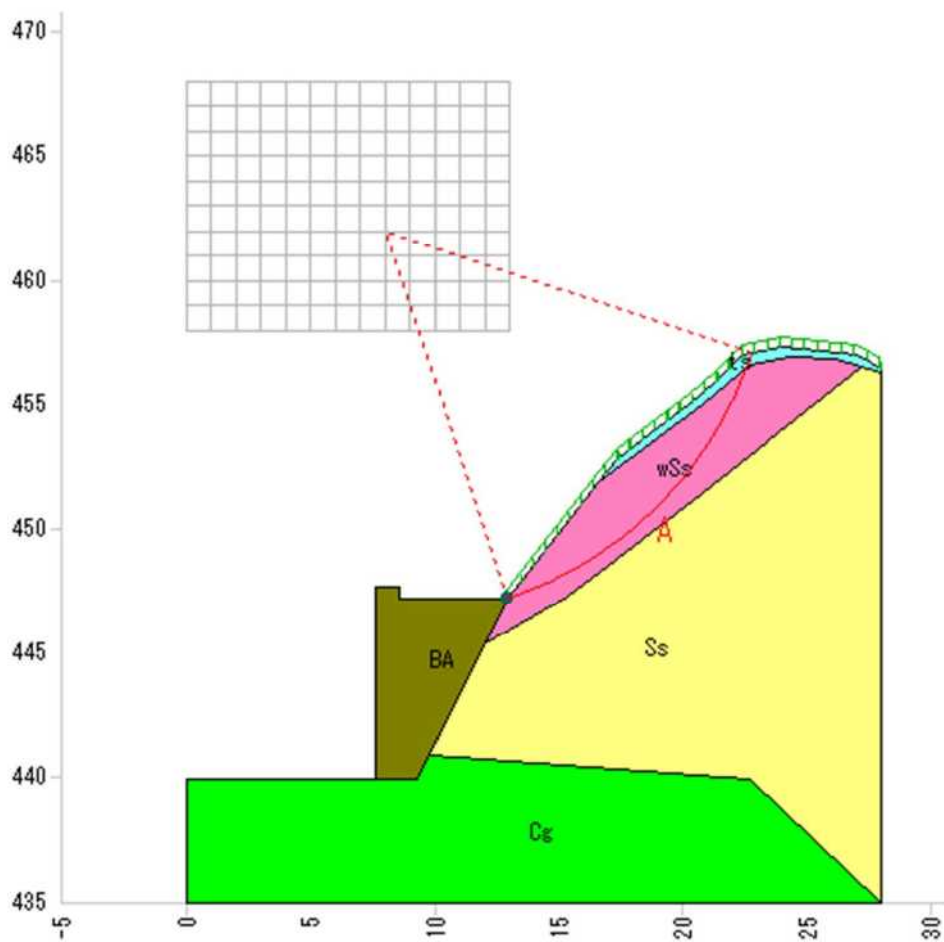


図-12.8.3 起点側坑口背面法面解析モデル

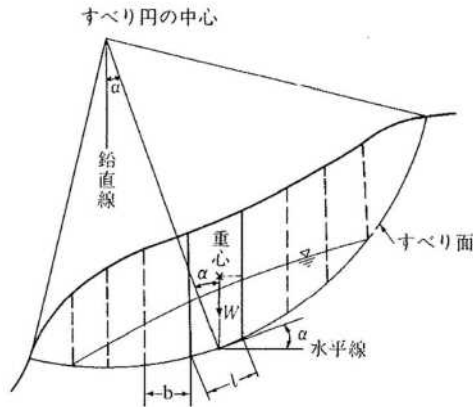
(3) 設計手法

1) 円弧すべり法

安定計算式は、「道路土工 切土工・斜面安定工指針 平成 21 年 6 月 日本道路協会」に準拠する。(以下、斜面安定工指針と称す)

① 計算モデル (円弧すべり法)

[計算式]・・・「斜面安定工指針, P. 399」に示される下記式による。



解図 11-21 地すべり安定計算に用いるスライス分割の例

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \dots\dots\dots (\text{解 11-2})$$

ここに, F_s : 安全率

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ : せん断抵抗角 (度)

l : 各分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

u : 間隙水圧 (kN/m²)

b : 分割片の幅 (m)

W : 分割片の重量 (kN/m)

α : 分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)

② 設計条件

- ・ 解析方法 スライス分割法
- ・ すべり形態 円弧
- ・ 計算方法 斜面安定工指針(全応力法)
- ・ 必要安全率 $F_s=1.20$ (永 久) …斜面安定工指針(P. 403)
- ・ 上載荷重 雪荷重考慮
 設計積雪深 $h=4.00\text{m}$
 雪荷重 $q=14.0\text{kN/m}^2$

$$W_s=3.5 \text{ kN/m}^3$$

$$4.00\text{m} \times 3.5 \text{ kN/m}^3=14.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (法面は } q=14.0 \text{ kN/m}^2 \times 1/2=7.00\text{kN/m}^2)$$

1 : 0.6 未満…積雪荷重を考慮しない。
 1 : 0.6 以上～1 : 1.0 未満…通常の積雪深の 1/2 を考慮する。
 1 : 1.0 以上…通常の積雪深 100%を考慮する。
 出典 : 「北海道開発局 道路設計要領 第 1 集 令和 3 年 4 月 北海道開発局 P. 1-4-23」

2) 直線すべり法

終点側は Tb1 層(凝灰角礫岩)が主体となり、比較的硬質地盤の崩壊時検討に用いられる『直線すべり法』により検討を進めるものとする。

下図に対象断面を以下に示す。

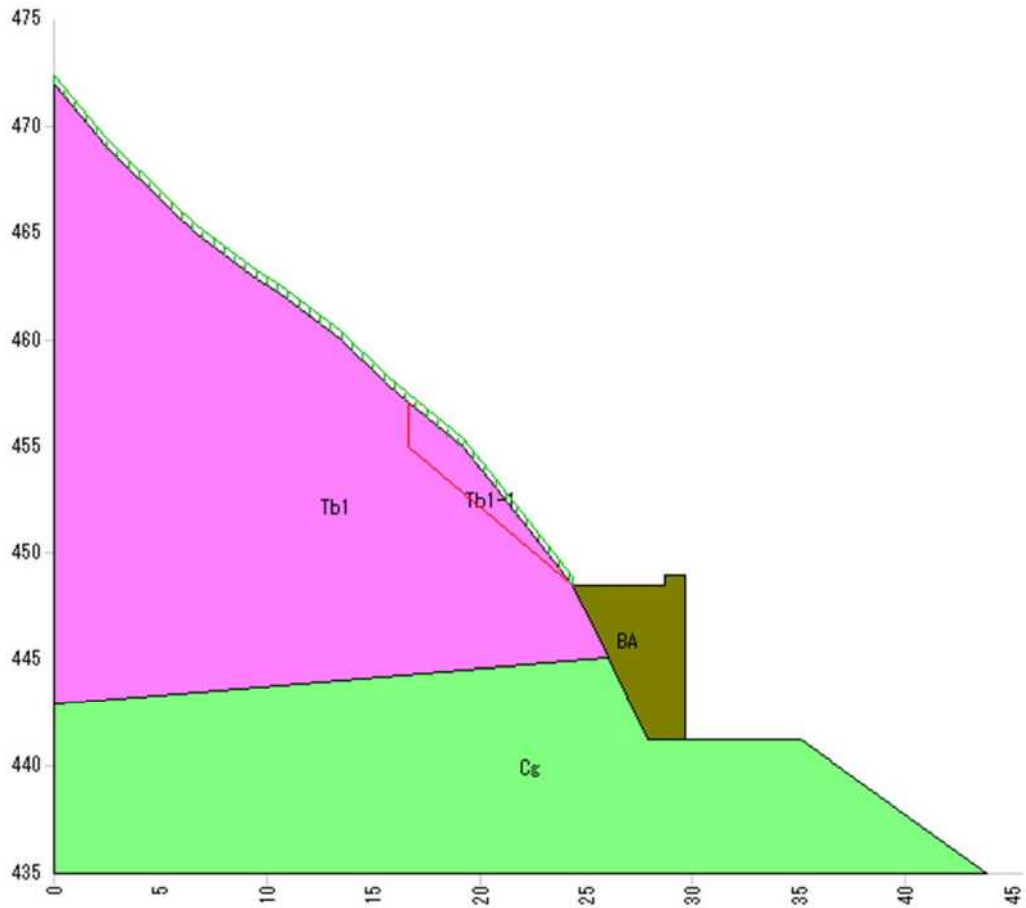


図-12.8.4 終点側坑口背面法面解析モデル

対象地山が岩盤であるため、「直線すべり法による安定計算」によるものとする。

安定計算式は「切土補強土工法設計・施工要領 平成 19 年 1 月 東日本高速道路(株)」に準拠する。(以下 切土補強土工要領 と称す)

[計算式]・・・「切土補強土工要領 P.41」に示される下頁の式による。

①直線すべり法による安定計算式

軟岩斜面で、節理面、層理面が流れ盤となっており、その面に沿ってすべり崩壊の危険性が高いものなどについては、直線すべり極限つり合い設計法によって計算することができる。

この直線すべり面上に作用する力は、すべり力、岩のすべり抵抗力、補強材のせん断抵抗力、補強材の曲げ抵抗力、補強材による引き止め力、補強材による締め付け力があるが、補強材のせん断抵抗力および曲げ抵抗力については、「4.1 一般」に解説した理由により現状では考慮しないものとする。

図 4.8.2に直線すべり法による力のつり合いを示す。安全率はすべり面上に作用する力のつり合いから(式 4.8.6)によって求められる。

$$F_s = \frac{S}{Q} = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{Q} \geq (\text{計画安全率}) \dots\dots\dots (式 4.8.6)$$

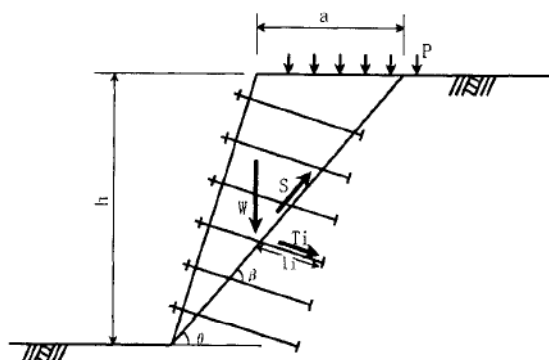


図 4.8.2 直線すべり法による安定性計算法

i) すべり力 Q

水平より角度 θ をなす節理面に沿うすべり力は(式4.8.7)で求まる。

$$Q = W \sin \theta \text{ (kN/m)} \dots\dots\dots (式 4.8.7)$$

ここに、W：奥行き1.0m当たりのすべり土塊重量 (kN/m)

$$W = a \times h \times (1/2) \times 1.0 \times \gamma_t$$

$$= 0.5 \cdot a \cdot h \cdot \gamma_t \text{ (kN/m)}$$

γ_t ：土の単位体積重量 (kN/m³)

θ = すべり角

ii) すべり抵抗力

すべり抵抗力は、岩の抵抗力 S_1 、補強材の引き止め力 S_2 、および補強材の締め付け力 S_3 を考える。

①土の抵抗力 S_1

すべり面に沿う土の抵抗力は(式4.8.8)で求まる。

$$S_1 = c \cdot l + W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi \text{ (kN/m)} \dots\dots\dots (式 4.8.8)$$

ここに、c：土の粘着力 (kN/m²)

ϕ ：土の内部摩擦角 (°)

②補強材による抵抗力

a. 補強材に発生する引張り力

補強材の設計引張り力は前項に説明したとおり、補強材の引抜き抵抗力、補強材と注入材の付着力、補強材の許容引張り力の値のうちの最小値である許容補強材力より求める。

$$T_d = \sum \lambda \cdot T_{pai}$$

$$T_m = T_d / S_H \dots\dots\dots (式 4.8.9)$$

ここに、 λ : 補強材の引張り力の低減係数 (=0.7)

$(T_{pa})_i$: 補強材の許容補強材力 (kN/本) (「4.7 補強材の許容補強材力」を参照)

S_H : 補強材の水平方向打設間隔

b. 引き止め力 S_2

$$S_2 = T_m \cdot \cos \beta \text{ (kN/m)} \dots\dots\dots (式 4.8.10)$$

c. 締め付け力 S_3

$$S_3 = T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi \text{ (kN/m)} \dots\dots\dots (式 4.8.11)$$

③設計条件

斜面の安定解析は下記方法・条件にて行う。

- ・解析方法 直線すべり極限つり合い設計法
- ・すべり形態 直線
- ・計算方法 切土補強土工要領
- ・必要安全率 $F_s=1.20$ (永久)…切土補強土工要領(P.31)
- ・上載荷重 雪荷重考慮
設計積雪深 $h=4.00\text{m}$
雪荷重 $q=14.0\text{kN/m}^2$

$$W_s=3.5 \text{ kN/m}^3$$

$$4.00\text{m} \times 3.5 \text{ kN/m}^3 = 14.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (法面は } q=14.0 \text{ kN/m}^2 \times 1/2 = 7.00\text{kN/m}^2 \text{)}$$

- 1 : 0.6 未満…積雪荷重を考慮しない。
 - 1 : 0.6 以上～1 : 1.0 未満…通常の積雪深の 1/2 を考慮する。
 - 1 : 1.0 以上…通常の積雪深 100%を考慮する。
- 出典 : 「北海道開発局 道路設計要領 第1集 令和3年4月 北海道開発局 P.1-4-23」

(4) 鉄筋挿入工の設計条件

1) 検討条件

NEXCO「切土補強土工法設計・施工要領」より下記の条件にて検討を行うものとする。

- ロックボルト最小径 施工時のたわみ等を考慮し **D19** とする。
- ロックボルト打設角度 施工実績は**法面直角方向**が多いため、それに準ずる。
- ロックボルト間隔 最大 2.0m

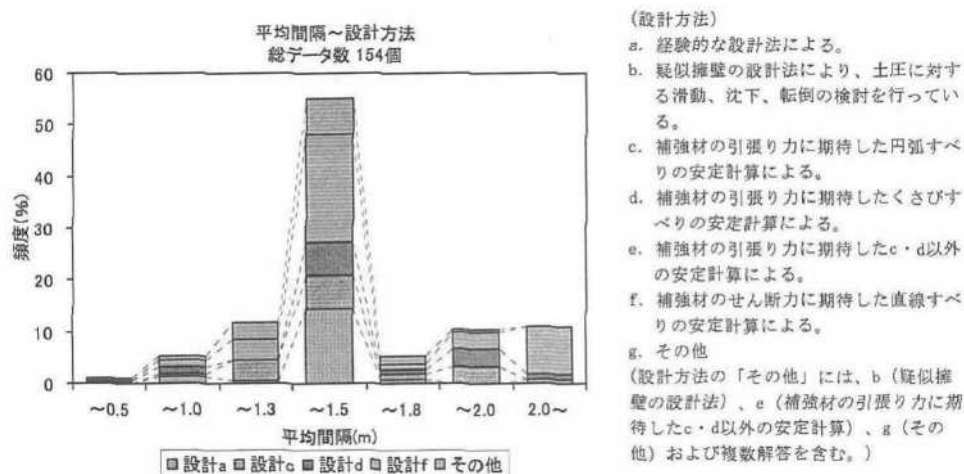
出典：「NEXCO：切土補強土工法設計・施工要領 平成 19.1 月 P.44」

ロックボルトの配置は、間隔を大きくすると打設本数が少なく工事費が安価となるが補強効果が十分発揮できない場合やロックボルトの引張力を法面に伝達する法面工の部材断面が大きくなる場合があることから、適切な間隔で、経済的に決定することが望ましい。

施工要領によれば 2m^2 に 1 本程度が適当とされ、施工実績も 1.3~1.5 m が最も多い。

出典：「NEXCO：切土補強土工法設計・施工要領 平成 19.1 月 P.84」

設計を行う場合、一般に高い強度を有する補強材を少ない本数施工の方が経済的となる。しかし、あまり補強材間隔を大きくすると、中抜け等の問題が生じる心配がある。逆に、あまり密に配置しても補強効果があがらないといった報告もある。下表は補強材平均間隔（縦方向間隔×横方向間隔）^{1/2}の実施を示したものであり、補強材間隔は 1.3~1.5m つまり約 1 本 / 2m^2 が約 58%と最も多く、1 本 / $1\text{m}^2 \sim 2\text{m}^2$ の間に約 87%が含まれている。しかし、補強材間隔は地山やのり面工の状況に応じて設定すべきであり、「傾斜地盤上の崩積土の崩壊」、「流れ盤のすべり」、「岩の割れ目に沿った崩壊」、「トップリング崩壊」等十分付着のとれる岩に定着して、しかも剛なのり面工を施す場合には、2 m まで間隔をとばしてもよい。



参図 1.4.1 補強材間隔の実態

i) ロックボルトの防錆

腐食代を 1mm 見込むものとする。(鉄筋公称径に対して) (永久)

出典：「NEXCO：切土補強土工法設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P.39」

ii) ロックボルト定着長さ

すべり線に対して 1.0m 程度貫入することを前提とする。

出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例

(社)全国治水砂防協会編 P.245 一部加筆」

iii) ロックボルト削孔径

$\phi 65 \sim \phi 90 \text{ mm}$ 単管削孔とする。

(注)対象地山への安全率確保のため、削孔径を上げる必要のある場合は $\phi 90 \text{ mm}$

(二重管掘り)とする。

iv) ロックボルトの最小径

D19 とする。

出典：「NEXCO：切土補強土工法設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P.35」

(5) 鉄筋挿入工の構造細目

1) 安全率及び許容値

(a) 極限周面摩擦抵抗の安全率

今回設置するロックボルトは永久（長期）目的で設置するものであるため、極限周面摩擦抵抗の安全率は $F_{sa}=2.0$ とする。

表-12.8.3 極限周面摩擦抵抗の安全率

| 項目 | 安全率 |
|--------|--------------|
| 永久（長期） | $F_{sa}=2.0$ |
| 仮設（短期） | $F_{sa}=1.5$ |

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P.31」

(b) 補強材の許容応力度

i) 引張応力度

補強材の許容引張応力度については、下表に準じるものとし、使用する補強材の材質 SD345 より、許容応力度 σ_{sa} は 200 N/mm^2 となる。

表-12.8.4 補強材の許容引張応力度 (N/mm^2)

| | |
|---------|-------|
| 補強材の種類 | SD345 |
| 許容引張応力度 | 200 |

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P.31」

ii) せん断応力度

$$\tau_{sa} = 80 \text{ N/mm}^2$$

(c) 補強材と注入材の間の許容付着応力

注入材の設計基準強度を 24 N/mm^2 とし、下表より、補強材と注入材の許容付着応力度 τ_{oa} は 1.6 N/mm^2 とする。

表-12.8.5 異形鉄筋と注入材の許容引張応力 (N/mm^2)

| | | | |
|------------|-----|-----|-----|
| 注入材の設計基準強度 | 24 | 27 | 30 |
| 許容付着応力 | 1.6 | 1.7 | 1.8 |

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P.31」

(d) 注入材と地盤の間の周面摩擦抵抗

注入材と地盤の間の極限周面摩擦抵抗については、引抜き試験を行って決定することが望ましいが、実施工前に安全性の確認をすることを条件として、以下の推定値を用いるものとする。

表-12.8.6 極限周面摩擦抵抗の推定値

| 地盤の種類 | | 極限周面摩擦抵抗(N/mm ²) | |
|-------|-----|------------------------------|------|
| 岩盤 | 硬岩 | | 1.20 |
| | 軟岩 | | 0.80 |
| | 風化岩 | | 0.48 |
| | 土丹 | | 0.48 |
| 砂礫 | N値 | 10 | 0.08 |
| | | 20 | 0.14 |
| | | 30 | 0.20 |
| | | 40 | 0.28 |
| | | 50 | 0.36 |
| 砂 | N値 | 10 | 0.08 |
| | | 20 | 0.14 |
| | | 30 | 0.18 |
| | | 40 | 0.23 |
| | | 50 | 0.24 |
| 粘性土 | | 0.8×c | |

c : 粘着力

Ss、Cg、Tb1

wSs N=23、
0.14+0.6×3/10=0.158N/m²

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成19年1月 P.33」

(e) 補強材

削孔径 65mm

| 呼び名 | 重量 kg/m | 公称直径 mm | 公称断面積 mm ² | 公称周長 mm | 腐食しろ1mmを考慮した 場合の公称直径 mm |
|-----|------------|------------|--------------------------|------------|----------------------------|
| D10 | 0.560 | 9.53 | 71.33 | 30 | 8.53 |
| D13 | 0.995 | 12.70 | 126.70 | 40 | 11.70 |
| D16 | 1.560 | 15.90 | 198.60 | 50 | 14.90 |
| D19 | 2.250 | 19.10 | 286.50 | 60 | 18.10 |
| D22 | 3.040 | 22.20 | 387.10 | 70 | 21.20 |
| D25 | 3.980 | 25.40 | 506.70 | 80 | 24.40 |
| D29 | 5.040 | 28.60 | 642.40 | 90 | 27.60 |
| D32 | 6.230 | 31.80 | 794.20 | 100 | 30.80 |

終点側
起点側

(f) 法面工の低減係数

μ は低減係数であり、下表を参考に算出される。今回は $\mu = 1.0$ を採用する。

表-12.8.7 のり面工タイプと低減係数 μ の目安

| のり面保護工タイプ | μ | 備考 |
|-----------|---------|-------------------|
| 植生工法面 | 0 | 補強材頭部が固定されていない場合 |
| コンクリート吹付 | 0.2~0.6 | 支圧板等で頭部が固定されている場合 |
| のり枠工 | 0.7~1.0 | 頭部が十分に結合されている場合 |
| 擁壁類 | 1.0 | 連続した板タイプのり面工 |

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成19年1月 P.50」に一部加筆

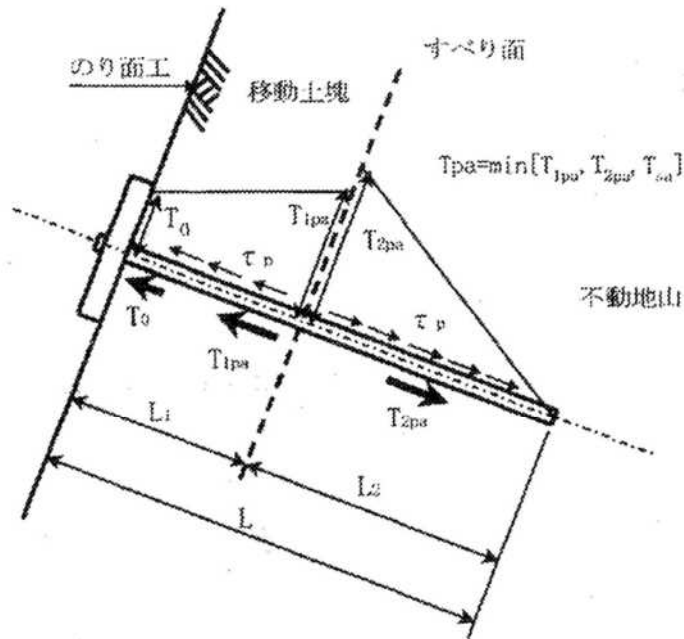
2) 補強材の計算

① 補強材の許容補強材力の考え方

安定計算に用いる補強材の許容補強材力 T_{pa} は、下記の3種類の力から最も小さいものにより決定される。

| | | |
|-----|--------------------------|-----------|
| (1) | 移動土塊から受ける引抜き抵抗力（抜け出し抵抗力） | T_{1pa} |
| (2) | 不動地山から受ける引抜き抵抗力（引抜き抵抗力） | T_{2pa} |
| (3) | 補強材の許容引張力 | T_{sa} |

② 補強材の許容補強材力の計算



ここに、 t_a : 許容付着力 (kN/m)

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)

τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

D : 削孔径 (m)

F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率

t_{ca} : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)

τ_c : 補強材と注入材の許容付着応力 (kN/m²)

d : 補強材径 (m)

永久目的で使用する場合は腐食代 1mm を鉄筋公称径に対し考慮する。

補強材径 = 鉄筋公称径 - 1.0mm

L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

(a) 移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (抜け出し抵抗力) : T_{1pa}

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot L_1 \cdot t_a \text{ (kN)}$$

ここに、 μ : 法面工低減係数

L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

(b) 不動地山から受ける引抜き抵抗力（抜け出し抵抗力）： T_{2pa}

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P. 38」

イ) 注入材と地山の許容付着力 t_{pa} の計算

$$t_{pa} = \frac{\tau_{pa} \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P. 38」

ロ) 注入材と補強材許容付着力 t_{ca} の計算

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P. 38」

表-12.8.8 異形鉄筋の許容付着力 τ_{ca}

| | 注入材設計基準強度 (N/mm ²) | | |
|------|--------------------------------|-----|-----|
| | 24 | 27 | 30 |
| 異形鉄筋 | 1.6 | 1.7 | 1.8 |

ハ) 不動層許容付着強度 t_a の決定

$$t_a = \min[t_{pa}, t_{ca}] \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P. 38」

(c) 補強材の許容引張力： T_{sa}

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \times A_s \text{ (kN/本)}$$

ここに、 σ_{sa} ：補強材の許容引張応力度 (KN/m²)

A_s ：補強材の断面積 (m²)

永久目的で使用する場合は腐食代 1mm を鉄筋公称径に対し、考慮する。

補強材径 = 鉄筋公称径 - 1.0mm

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P. 39」

(d) 補強材の許容引張力の決定

(a)～(c)の結果から、安定性の検討に使用する補強材の許容引張力 T_{pa} は以下の式で求められる。

$$T_{pa} = \min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}]$$

出典：「NEXCO：切土補強土工設計・施工要領 平成 19 年 1 月 P. 38」

3) 削孔施工（鉄筋挿入工）

削孔機械の選定については、下表の文献を参考に行うものとする。

| 示方書・指針等 | 発行年月 | 発行者 |
|-----------------|-------------|----------------|
| 国土交通省土木工事積算基準 | 令和 元年 5 月 | (財)建設物価調査会 |
| 切土補強土工法設計・施工要領 | 平成 19 年 1 月 | 東・中・西日本高速道路(株) |
| ロックボルト工積算資料(参考) | 平成 27 年 7 月 | (社)全国特定法面保護協会 |

一般的に用いられている削孔機械の概要を下表に示すものとする。

表-12.8.9 削孔機械概要

| No. | 削孔機械 | 概 要 |
|-----|-------------------|---|
| 1 | バックホウ式 ドリル | <ul style="list-style-type: none"> ・バックホウのアームにドリフタを取り付けた施工方法である。 ・施工スペースが確保でき、法高 7.0m 以下の場所に適用できる。 ・削孔径は、$\phi 65\text{mm}$(単管掘)が可能である。 |
| 2 | クレーン式ドリル | <ul style="list-style-type: none"> ・クレーンにドリフタを装着または、吊り下げて施工を行う方法である。 ・25～60t 吊のクレーンが必要となるため、進入路と施工スペースの確保が必要である。 ・法高 20～40m の場所に適用できる。 ・国土交通省土木工事積算基準に記載されており、安価な工法である。 ・削孔径は、$\phi 65\text{mm}$(単管掘)が可能である。 |
| 3 | 軽量型削孔機 | <ul style="list-style-type: none"> ・小型の定置式ボーリングマシンである。 ・仮設足場幅 2～3m 程度で施工が可能である。 ・機体重量が 100Kg 程度であるため、機材搬入には大型クレーンを必要としない。 ・機材搬入が困難な場所や、施工スペースが狭い場所に有効な施工方法である。 ・削孔費が一番高価である。 ・削孔径は、$\phi 90\text{mm}$(二重管掘)と $\phi 65\text{mm}$(単管掘)が可能である。 |
| 4 | スキッド型 ボーリングマシン | <ul style="list-style-type: none"> ・仮設足場幅 4.5m を必要とする定置式のボーリングマシンである。 ・機体重量が 2t 程度となるため、機材搬入には 25t 吊り程度のクレーンが必要となる。 ・削孔径は、$\phi 90\text{mm}$(単管掘，二重管掘)が可能である。 |

■考察

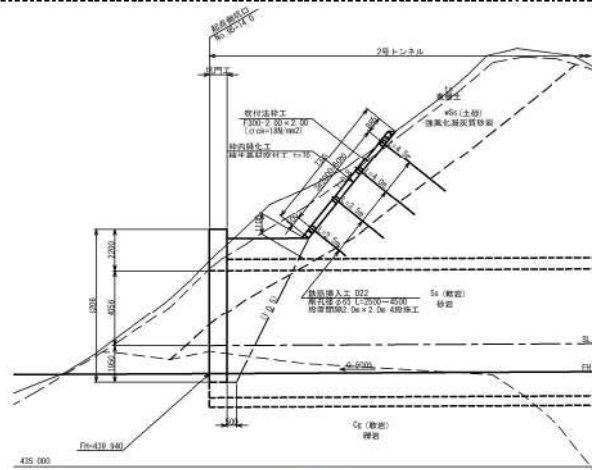
ロックボルトによる対策が必要な場合、対象切土斜面は坑口直上であるため、基本は削孔径 $\phi 65\text{mm}$ の単管掘りでの重機施工が可能でクレーン式ドリルで計画を行うものとするが、必要安全率確保のため必要に応じ、二重管掘 ($\phi 90\text{mm}$) も考慮する。

12.9 検討結果

解析結果を以下に示す。

12.9.1 2号トンネル起点側坑口背面法面

| | | |
|---------------------------------------|--|---|
| ① 検討断面 | | ・ A-A 断面 |
| ② 抑止力 | | ・ $Q_{max} = 91.1 \text{ kN/m}$ |
| ③ 法面対策工 | | |
| アンカー打設ピッチ | (抑止工) | |
| 現場吹付法枠工 F300-2.0m (水平) × 2.0m (鉛直) | ロックボルト 4 段施工 D22 L=4.5m/本 (1 段) D22 L=4.0m/本 (1 段) D22 L=3.5m/本 (1 段) D22 L=2.5m/本 (1 段) | (設計アンカー力) ・ $T_d = 49.4 \text{ kN/本}$ ・ 削孔径: $\phi 65 \text{ mm}$ |
| ③ 斜面安全率 (対策後) | | ・ $F_s = 1.229 > 1.20$ |

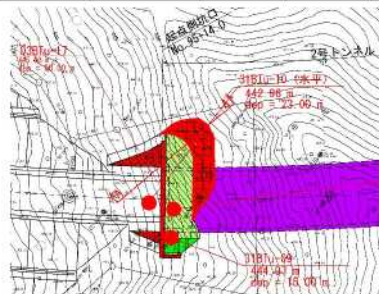


A-A 断面図

起点側配置別補強材一覧表

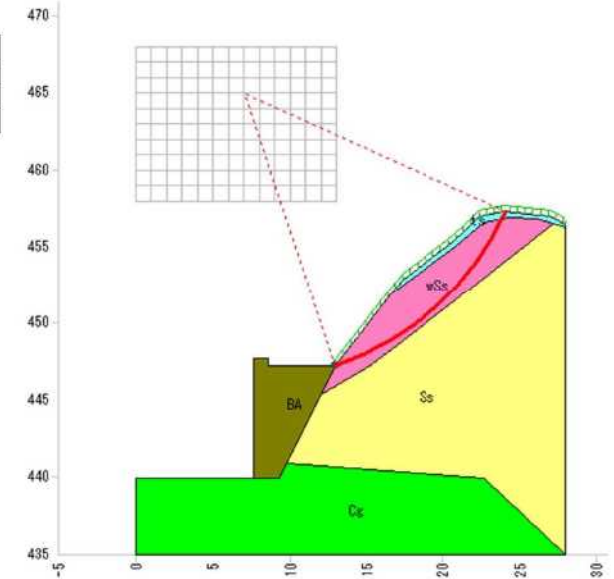
| No. | 打設ピッチ (m) | 設置段数 | 設置角度 (°) | Td 設計アンカー力 (kN/本) | 補強材名称 打設径 (mm) | 安全率 F_s | 評価 |
|-----|-------------|------|----------|-------------------|----------------|-------------|----|
| 1 | 2.00 × 2.00 | 4 | 38.66 | 65.5 | 補強筋工-D25 | 1.319 > 1.2 | ○ |
| 2 | 2.00 × 2.00 | 4 | 38.66 | 49.4 | 補強筋工-D22 | 1.229 > 1.2 | ○ |
| 3 | 2.00 × 2.00 | 4 | 38.66 | 36.0 | 補強筋工-D19 | 1.153 < 1.2 | × |

解析断面位置



2号トンネル起点側坑口背面法面 A-A 断面 抑止力図

| 安定計算結果 | | | |
|--------|------|-------|--|
| 項目 | 単位 | 常時 | |
| 安全率 | - | 0.951 | |
| 計画安全率 | - | 1.200 | |
| 必要抑止力 | kN/m | 91.1 | |



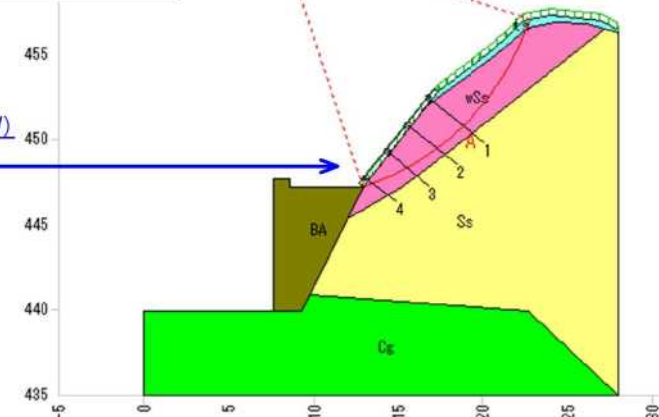
2号トンネル起点側坑口背面法面 A-A 断面 安全率図

| 補強材配置後の安全率結果 | | | |
|--------------|----|--------|--|
| 項目 | 単位 | 数値(常時) | |
| | | 円弧 A | |
| 補強前安全率 | - | 0.951 | |
| 計画安全率 | - | 1.200 | |
| 補強後安全率 | - | 1.229 | |

※鉄筋挿入工とフォアボーリングとの抵触対策として道路センター付近は打設角度を 10° アップして施工する。

対策規模

- ・ ロックボルト打設 D22 (錆代考慮)
- ・ RB 打設角: 斜面直角
- ・ 打設間隔 @2.00m x 2.00m (HxV)
- ・ 削孔径 $\phi 65 \text{ mm}$
- ・ 打設長 4.50m-1 段
- ・ 4.00m-1 段
- ・ 3.50m-1 段
- ・ 2.50m-1 段
- ・ 吹付け法枠 F300
- ・ 設計アンカー力 $P=49.4 \text{ kN}$



のり枠工の設計計算報告書

| | |
|------|---|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | のり勾配 1:0.8-吹付法枠工(円弧すべり)-完成時 |
| 備考 | F300 2.00 x 2.00 ロックボルト水平ピッチ = 2.00m、4段 |

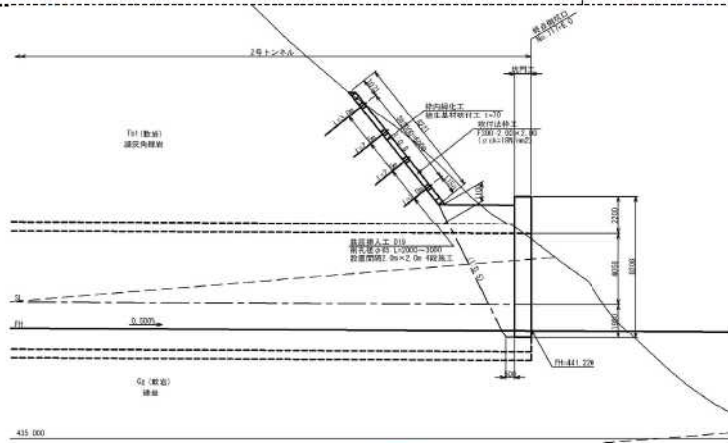
| 計算条件 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 | | | |
|--------|--------------------|------------------|------------------|-------------------|------------|------------|------------|-------|
| 外力 | 設計引張り力 | | T_d | kN/本 | 49.420 | | | |
| | のり面工の低減係数 | | μ | - | 1.00 | | | |
| | のり面工に作用する補強材引張り力 | | T_o | kN/本 | 49.420 | | | |
| のり枠工外形 | 縦枠 | スパン数 | n_1 | スパン | 3 | | | |
| | | スパン長 | l_1 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | 上 | 下 | l_{1a} | l_{1b} | 0.000 | 0.000 |
| | 横枠 | スパン数 | n_2 | スパン | 5 | | | |
| | | スパン長 | l_2 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | 左 | 右 | l_{2a} | l_{2b} | 0.000 | 0.000 |
| 枠断面 | 枠高×枠幅 | | $h \times b$ | mm | 300 × 300 | | | |
| | 有効高 | | d | mm | 235 | | | |
| 部材強度 | モルタルの設計基準強度 | | f'_{ck} | N/mm ² | 18 | | | |
| | 鉄筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{yk} | N/mm ² | 345 | | | |
| | せん断補強筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{vyk} | N/mm ² | - | | | |
| 部分安全係数 | 材料係数 | | 部材係数 | | 構造解析係数 | 荷重係数 | 構造物係数 | |
| | モルタル γ_c | 鋼材 γ_s | γ_b | | γ_a | γ_r | γ_i | |
| 終局限界状態 | 1.30 | 1.00 | 曲げ・軸耐力 | | 1.15 | 1.00 | 1.20 | 1.20 |
| | | | モルタルが負担するせん断耐力 | | 1.30 | | | |
| | | | せん断補強筋が負担するせん断耐力 | | - | | | |
| | | | 斜め圧縮破壊耐力 | | - | | | |

| 計算結果 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 |
|--------|-----------|----|-------|------|-------|
| 終局限界状態 | 設計曲げモーメント | | M_d | kN・m | 6.88 |
| | 設計せん断力 | | V_d | kN | 19.46 |

| 主鉄筋 | | スターラップ | | 終局限界状態 | | | | 判定 |
|------|------------|--------|------------|----------------|-------------|---------|-------------|----|
| 呼び径 | 本数 (片側) | 呼び径 | 間隔 (mm) | 曲げモーメントの照査 | | せん断力の照査 | | |
| | | | | 鉄筋比 | 安全性 | 斜め圧縮破壊 | 安全性 | |
| D13 | 2 | - | - | 0.00359 | 0.49 | - | 0.88 | OK |
| D16 | 2 | - | - | 0.00563 | 0.33 | - | 0.76 | OK |
| 判定条件 | | | | ≤ 0.01372 | ≤ 1.00 | - | ≤ 1.00 | |

12.9.2 2号トンネル終点側坑口背面法面

| | | |
|---------------------------------------|---|--|
| ① 検討断面 | | ・B-B断面 |
| ② 抑止力 | | ・ $q_{max} = 29.4 \text{ kN/m}$ |
| ③ 法面対策工 | | (設計アンカー力) ・ $T_d = 36.0 \text{ kN/本}$ ・削孔径: $\phi 65 \text{ mm}$ |
| アンカー打設ピッチ | (抑止工) | |
| 現場吹付法枠工 F300-2.0m (水平) × 2.0m (鉛直) | ロックボルト4段施工 D19 L=3.0m/本 (1段) D19 L=2.5m/本 (2段) D19 L=2.0m/本 (1段) | |
| ④ 斜面安全率 (対策後) | | ・ $F_s = 1.256 > 1.20$ |

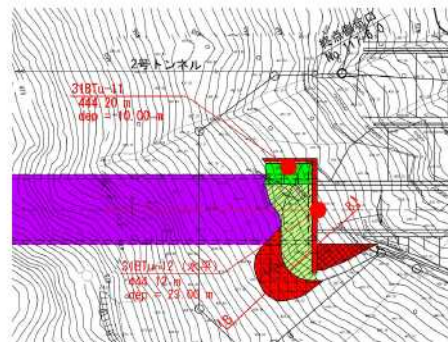


B-B断面図

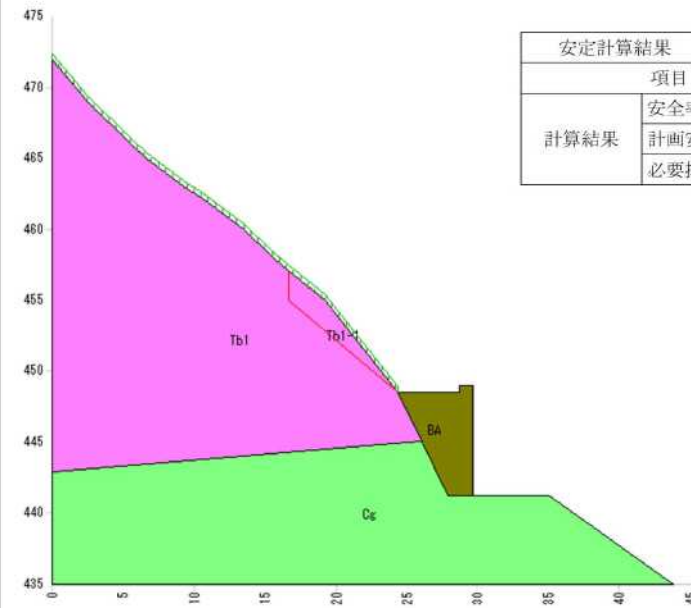
終点側配置別補強材一覧表

| No. | 打設ピッチ (m) | 設置段数 | 設置角度 (°) | Td:設計アンカー力 (kN/本) | 補強材名称 打設径(mm) | 安全率 Fs | 評価 |
|-----|-----------|------|----------|-------------------|------------------|-------------|------|
| 1 | 2.00×2.00 | 4 | 38.66 | 65.5 | 補強RB工-D25 | 1.413 > 1.2 | ○ |
| 2 | 2.00×2.00 | 4 | 38.66 | 49.4 | 補強RB工-D22 | 1.327 > 1.2 | ○ |
| 3 | 2.00×2.00 | 4 | 38.66 | 36.0 | 補強RB工-D19 | 1.256 > 1.2 | ○ 採用 |

解析断面位置

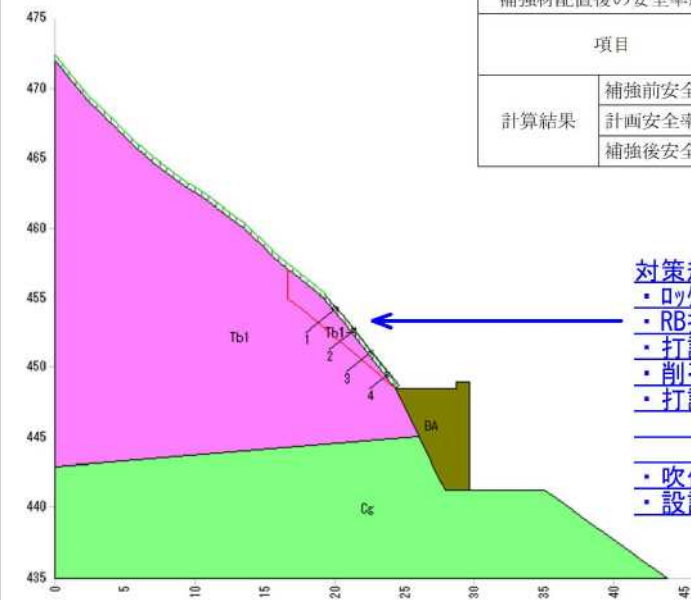


2号トンネル終点側坑口背面法面 B-B断面 抑止力図



| 項目 | | 単位 | 常時 |
|------|-------|------|-------|
| 計算結果 | 安全率 | - | 1.064 |
| | 計画安全率 | - | 1.200 |
| | 必要抑止力 | kN/m | 29.4 |

2号トンネル終点側坑口背面法面 B-B断面 安全率図



| 項目 | | 単位 | 数値(常時) 指定すべり |
|------|--------|----|-----------------|
| 計算結果 | 補強前安全率 | - | 1.064 |
| | 計画安全率 | - | 1.200 |
| | 補強後安全率 | - | 1.256 |

- 対策規模**
- ・ロックボルト打設 D19 (錆代考慮)
 - ・RB打設角: 斜面直角
 - ・打設間隔 @2.00m × 2.00m (HxV)
 - ・削孔径 $\phi 65 \text{ mm}$
 - ・打設長 3.00m-1段
2.50m-2段
2.00m-1段
 - ・吹付け法枠 F300
 - ・設計アンカー力 $P=36.0 \text{ kN}$

のり枠工の設計計算報告書

| | |
|------|---|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | のり勾配 1:0.8-吹付法枠工(直線すべり)-完成時 |
| 備考 | F300 2.00 x 2.00 ロックボルト水平ピッチ = 2.00m、4段 |

| 計算条件 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 | | | |
|--------|--------------------|------------------|------------------|-------------------|------------|------------|------------|-------|
| 外力 | 設計引張り力 | | T_d | kN/本 | 36.022 | | | |
| | のり面工の低減係数 | | μ | - | 1.00 | | | |
| | のり面工に作用する補強材引張り力 | | T_o | kN/本 | 36.022 | | | |
| のり枠工外形 | 縦枠 | スパン数 | n_1 | スパン | 3 | | | |
| | | スパン長 | l_1 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | l_{1a} | 上 | l_{1b} | m | 0.000 | 0.000 |
| | 横枠 | スパン数 | n_2 | スパン | 5 | | | |
| | | スパン長 | l_2 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | l_{2a} | 左 | l_{2b} | m | 0.000 | 0.000 |
| 枠断面 | 枠高×枠幅 | | $h \times b$ | mm | 300 × 300 | | | |
| | 有効高 | | d | mm | 235 | | | |
| 部材強度 | モルタルの設計基準強度 | | f'_{ck} | N/mm ² | 18 | | | |
| | 鉄筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{yk} | N/mm ² | 345 | | | |
| | せん断補強筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{vyk} | N/mm ² | - | | | |
| 部分安全係数 | 材料係数 | | 部材係数 | | 構造解析係数 | 荷重係数 | 構造物係数 | |
| | モルタル γ_c | 鋼材 γ_s | γ_b | | γ_n | γ_f | γ_i | |
| 終局限界状態 | 1.30 | 1.00 | 曲げ・軸耐力 | | 1.15 | 1.00 | 1.20 | 1.20 |
| | | | モルタルが負担するせん断耐力 | | 1.30 | | | |
| | | | せん断補強筋が負担するせん断耐力 | | - | | | |
| | | | 斜め圧縮破壊耐力 | | - | | | |

| 計算結果 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 |
|--------|-----------|----|-------|------|-------|
| 終局限界状態 | 設計曲げモーメント | | M_d | kN・m | 5.00 |
| | 設計せん断力 | | V_d | kN | 14.20 |

| 主鉄筋 | | スターラップ | | 終局限界状態 | | | | 判定 |
|------|------------|--------|------------|----------------|-------------|---------|-------------|----|
| 呼び径 | 本数 (片側) | 呼び径 | 間隔 (mm) | 曲げモーメントの照査 | | せん断力の照査 | | |
| | | | | 鉄筋比 | 安全性 | 斜め圧縮破壊 | 安全性 | |
| D13 | 2 | - | - | 0.00359 | 0.36 | - | 0.65 | OK |
| D16 | 2 | - | - | 0.00563 | 0.24 | - | 0.55 | OK |
| 判定条件 | | | | ≤ 0.01372 | ≤ 1.00 | - | ≤ 1.00 | |

12.9.3 設計計算、他

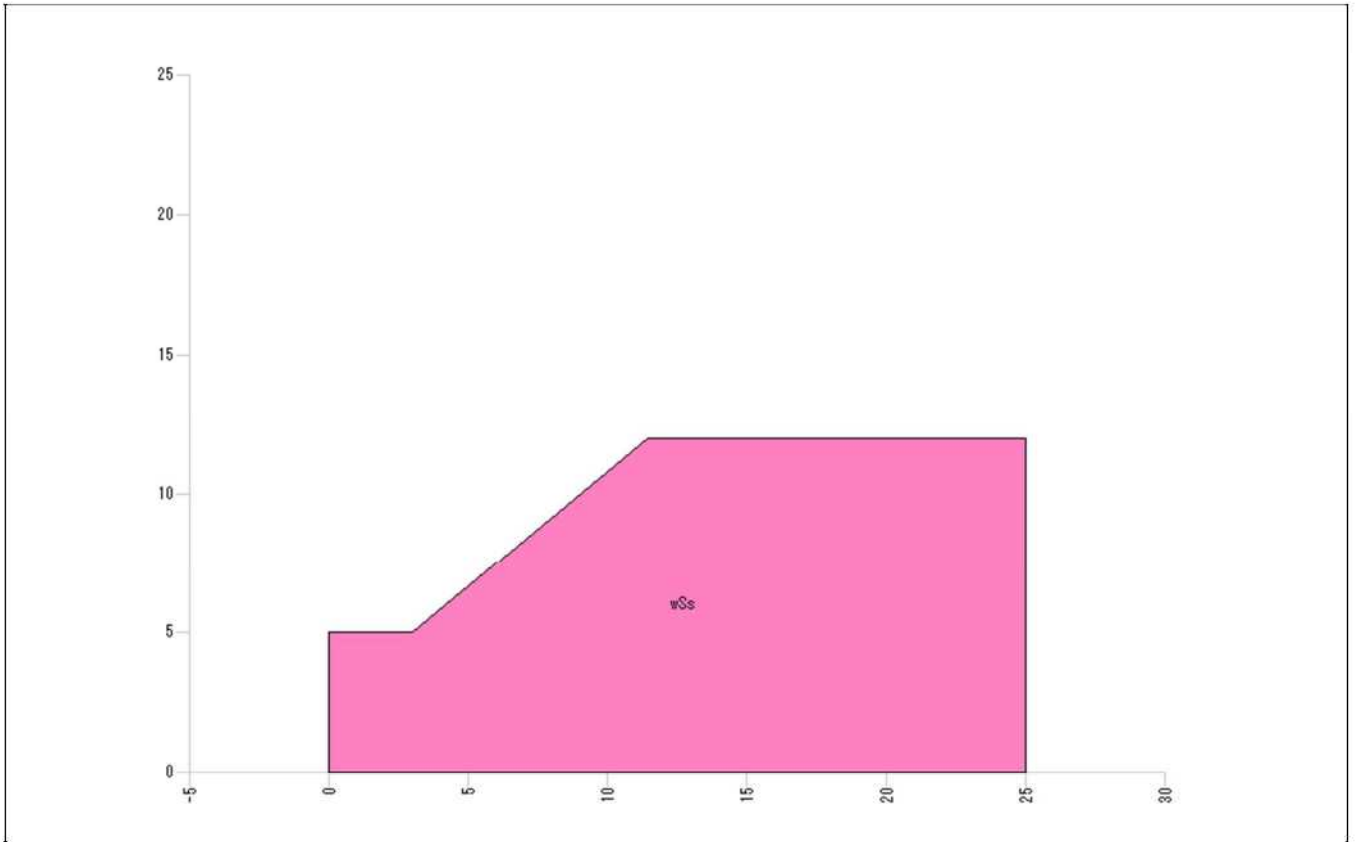
次頁より参考資料として以下の計算書を示す。

- 01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山 wSs 層）
- 02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山 Tb1 層）
- 03_鳥海ダム 2 号トンネル起点側背面法面抑止力算定
- 04_鳥海ダム 2 号トンネル起点側背面法面对策工検討(補強材の配置)
- 05_鳥海ダム 2 号トンネル起点側背面法面：吹付法枠工設計計算
- 06_鳥海ダム 2 号トンネル終点側背面法面抑止力算定
- 07_鳥海ダム 2 号トンネル終点側背面法面对策工検討(補強材の配置)
- 08_鳥海ダム 2 号トンネル終点側背面法面：吹付法枠工設計計算

逆算解析

01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）

| | |
|------|------------------------------------|
| 現場名 | 地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山 wSs 層 [坑口背面斜面] |
| ケース名 | 円弧すべり計算 |
| 備考 | |



| 土質定数 | | | | | | | |
|------|-----|----------|---|---|---------------------------------|------------|-------------|
| No. | 地層名 | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m^3) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3) | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部摩擦角 | |
| | | | | | | ϕ (°) | $\tan \phi$ |
| 1 | wSs | 強風化凝灰質砂岩 | 17.00 | 18.00 | 42.00 | 36.0000 | 0.726543 |

※ 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m^3)

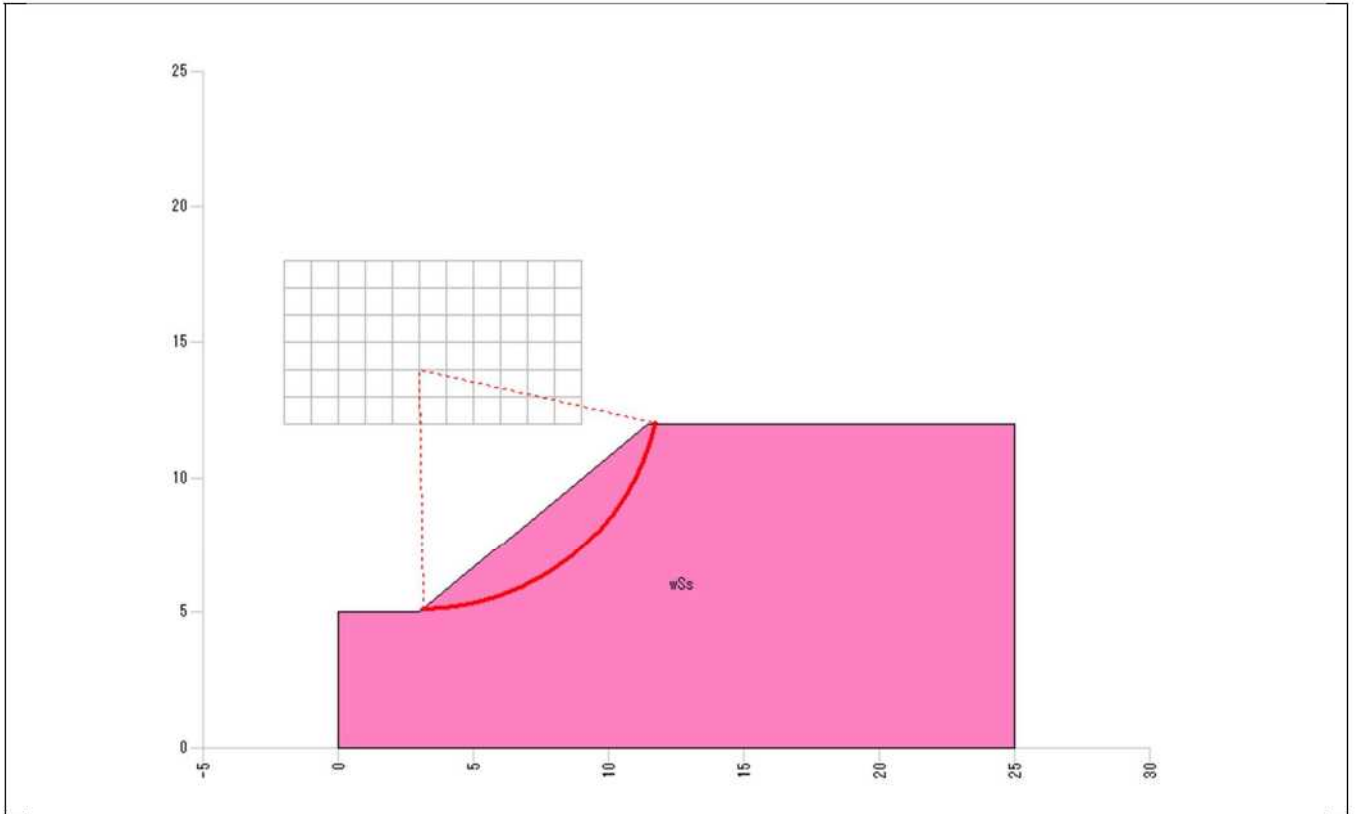
01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）

| 座標の入力データ | | | | | | | | |
|----------|-------------|---------------------------------|---------------------|--------------------------------|--------------------------|----|----|------|
| No. | 距離 X (m) | 原地形 標高 Y _G (m) | 計画地形 標高 Y (m) | 水位 標高 Y _w (m) | すべり面 | | | ハタ上げ |
| | | | | | 標高 Y _s (m) | 形状 | 強度 | |
| 1 | 0.000 | | 5.000 | | | | | |
| 2 | 3.000 | | 5.000 | | | | | |
| 3 | 11.400 | | 12.000 | | | | | |
| 4 | 25.000 | | 12.000 | | | | | |

原：原地形のハタ上げ、計：計画地形のハタ上げ

01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）

繰り返し円弧による C、 ϕ 逆算の結果は以下の通りである。



| 項目 | | 記号 | 単位 | 条件と結果 |
|--------------|--------------------|---------------|-------------------|----------------|
| 条件 | 計算式 | - | - | 修正 Fellenius 法 |
| | 仮定安全率（常時） | Fs0 | - | 1.200 |
| 計算結果 | 安全率 | Fs | - | 1.200 |
| | 粘着力 | C | kN/m ² | 1.99 |
| | 内部摩擦角 | ϕ | ° | 36.0000 |
| | | $\tan \phi$ | - | 0.726543 |
| 円弧 | 中心座標 | X | m | 3.000 |
| | | Y | m | 14.000 |
| | 半径 | r | m | 8.914 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | S | kN/m | 173.04 |
| | 滑動力 | T | kN/m | 144.14 |
| | 法線力 | N | kN/m | 205.61 |
| | 間隙水圧 | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | l | m | 11.881 |
| | 面積 | A | m ² | 15.33 |
| C ϕ 関係図 | $\phi=0$ とした場合の粘着力 | C0 | kN/m ² | 14.558 |
| | C=0 とした場合の内部摩擦角 | $\phi 0$ | ° | 40.072 |
| | | $\tan \phi 0$ | - | 0.841243 |

01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）

・土質定数

土質定数(C、 ϕ)が不明な地層に対して、繰り返し円弧計算によって複数のすべり面からC-tan ϕ 関係図を作成し、すべり面強度(C、 ϕ)を推定する。

土質定数が既知の地層および不明層は以下の通りである。

| 地層名 | 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 ϕ (°) |
|-----|---|-------------------------------|---------------------|
| wSs | 17.00 | 逆計算 | |

・C-tan ϕ 関係式

C-tan ϕ の関係式は以下の通りである。

$$\Sigma (N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot \Sigma l = F_{s0} \cdot \Sigma T$$

ここで、

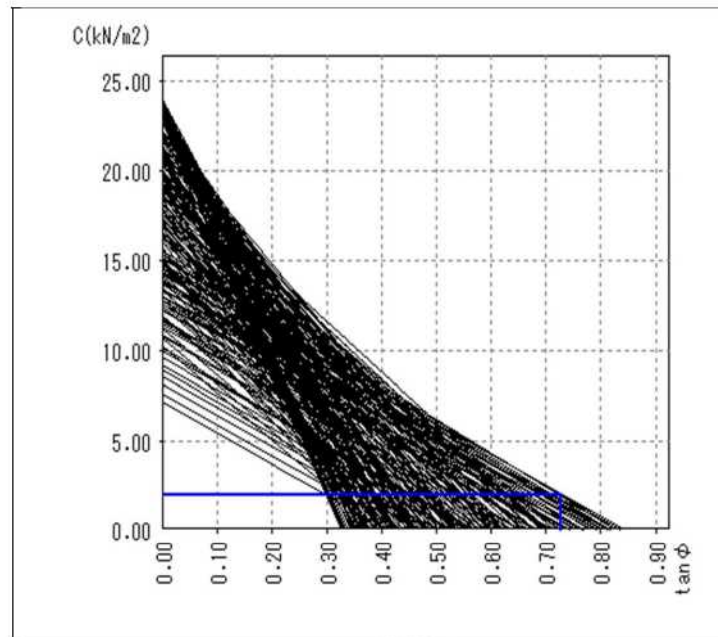
| | | | |
|----------|----------------|---------------------------------------|----------------------|
| F_{s0} | : 仮定安全率 | | |
| ϕ | : すべり面の内部摩擦角 | | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | | (kN/m ²) |
| N | : スライス重力による法線力 | ($N = W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 | ($U = u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : スライス重力による接線力 | ($T = W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | | (m) |
| b | : スライス幅 | | (m) |
| W | : スライス重量 | | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | | (kN/m ²) |
| Q_N | : 上載荷重分力(法線方向) | | (kN/m) |
| Q_T | : 上載荷重分力(接線方向) | | (kN/m) |

・仮定安全率(常時)

逆算する当該斜面の仮定安全率を $F_{s0} = 1.200$ に設定する。

01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）

繰り返し円弧すべりによる逆計算結果をC-tan φ 関係図で表すと以下のとおりとなる。



C-tan φ 関係図

上図を参考にして、C、φを次のように決定する。

$$C = 1.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tan \phi = 0.726543 \text{ (} \phi = 36.0000 \text{ (}^\circ\text{))}$$

決定したC、φに基づいて、安全率を照査する。

最小安全率となる円弧すべりの安全率は以下のとおりである。

$$\text{中心座標 (X, Y) = (3.000 , 14.000), \text{ 半径 } r = 8.914 \text{ (m)}$$

| スライス要素の集計表 | | 粘着力 | すべり面長 | 法線力 | 間隙水圧 | 滑動力 | すべり抵抗力 |
|------------|----------|-----------|--------|----------|----------|----------|----------|
| φ (°) | tan φ | C (kN/m²) | l (m) | N (kN/m) | U (kN/m) | T (kN/m) | S (kN/m) |
| 36.0000 | 0.726543 | 1.99 | 11.881 | 205.61 | 0.00 | 144.14 | 173.04 |

$$F_s = \frac{\sum \{ (N-U) \cdot \tan \phi \} + \sum (C \cdot l)}{\sum T}$$

$$= \frac{(205.61 - 0.00) \times 0.726543 + 1.99 \times 11.881}{144.14}$$

$$= 1.200$$

01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口:対象地山wSs層)
繰り返し円弧による C、 ϕ 逆算の条件

1. 円弧条件

中心の変化範囲

| | | | | | |
|-----|---|----------|------------|------|-----------|
| X座標 | : | -2.000 ~ | 9.000 (m) | ピッチ: | 1.000 (m) |
| Y座標 | : | 12.000 ~ | 18.000 (m) | ピッチ: | 1.000 (m) |

地表からの深度の変化範囲

| | | | | | |
|----|---|---------|------------|------|-----------|
| 深度 | : | 2.000 ~ | 10.000 (m) | ピッチ: | 1.000 (m) |
|----|---|---------|------------|------|-----------|

2. 不通過層名

なし

3. 計算条件

| | |
|-----------|----------------|
| 仮定安全率(常時) | Fs0 = 1.200 |
| 計算式 | 修正 Fellenius 法 |
| すべり面強度 | 地層値 |

01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口: 対象地山wSs層)

繰り返し円弧による C、 ϕ 逆算の結果一覧

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C、 ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 1 | 3.000 | 14.000 | 8.914 | 2.000 | 14.558 | 40.072 | 0.841243 | 1.99 | 36.0000 | 1.200 |
| 2 | 3.000 | 15.000 | 9.682 | 2.000 | 15.059 | 39.866 | 0.835119 | 1.96 | 36.0000 | 1.202 |
| 3 | 2.000 | 17.000 | 11.859 | 2.000 | 15.495 | 39.618 | 0.827814 | 1.90 | 36.0000 | 1.207 |
| 4 | 3.000 | 16.000 | 10.450 | 2.000 | 15.184 | 39.227 | 0.816355 | 1.68 | 36.0000 | 1.225 |
| 5 | 2.000 | 16.000 | 11.091 | 2.000 | 12.980 | 39.913 | 0.836518 | 1.71 | 36.0000 | 1.226 |
| 6 | 4.000 | 14.000 | 8.274 | 2.000 | 14.519 | 39.283 | 0.817983 | 1.63 | 36.0000 | 1.230 |
| 7 | 2.000 | 18.000 | 12.627 | 2.000 | 15.320 | 38.832 | 0.804933 | 1.50 | 36.0000 | 1.239 |
| 8 | 4.000 | 13.000 | 7.506 | 2.000 | 13.742 | 39.167 | 0.814633 | 1.49 | 36.0000 | 1.243 |
| 9 | 4.000 | 15.000 | 9.042 | 2.000 | 14.777 | 38.744 | 0.802410 | 1.40 | 36.0000 | 1.248 |
| 10 | 3.000 | 13.000 | 8.146 | 2.000 | 12.509 | 39.325 | 0.819212 | 1.42 | 36.0000 | 1.255 |
| 11 | 3.000 | 17.000 | 11.219 | 2.000 | 15.040 | 38.429 | 0.793401 | 1.27 | 36.0000 | 1.257 |
| 12 | 5.000 | 13.000 | 6.865 | 2.000 | 13.700 | 38.337 | 0.790798 | 1.12 | 36.0000 | 1.276 |
| 13 | 4.000 | 12.000 | 6.737 | 2.000 | 13.335 | 38.462 | 0.794366 | 1.14 | 36.0000 | 1.276 |
| 14 | 4.000 | 16.000 | 9.810 | 2.000 | 14.693 | 37.945 | 0.779733 | 1.01 | 36.0000 | 1.280 |
| 15 | 5.000 | 14.000 | 7.634 | 2.000 | 14.220 | 38.078 | 0.783467 | 1.04 | 36.0000 | 1.280 |
| 16 | 3.000 | 18.000 | 11.987 | 2.000 | 14.679 | 37.549 | 0.768698 | 0.81 | 36.0000 | 1.296 |
| 17 | 5.000 | 15.000 | 8.402 | 2.000 | 14.250 | 37.308 | 0.762025 | 0.67 | 36.0000 | 1.311 |
| 18 | 5.000 | 12.000 | 6.097 | 2.000 | 12.927 | 37.616 | 0.770554 | 0.74 | 36.0000 | 1.316 |
| 19 | 4.000 | 17.000 | 10.578 | 2.000 | 14.359 | 37.000 | 0.753541 | 0.52 | 36.0000 | 1.323 |
| 20 | 6.000 | 13.000 | 6.225 | 2.000 | 13.415 | 37.096 | 0.756193 | 0.53 | 36.0000 | 1.330 |
| 21 | 4.000 | 14.000 | 9.274 | 3.000 | 18.459 | 35.942 | 0.724996 | -0.03 | 36.0000 | 1.331 |
| 22 | 4.000 | 15.000 | 10.042 | 3.000 | 19.889 | 35.564 | 0.714982 | -0.32 | 36.0000 | 1.339 |
| 23 | 3.000 | 12.000 | 7.378 | 2.000 | 11.526 | 37.557 | 0.768920 | 0.64 | 36.0000 | 1.341 |
| 24 | 4.000 | 13.000 | 8.506 | 3.000 | 17.488 | 35.849 | 0.722520 | -0.09 | 36.0000 | 1.343 |
| 25 | 6.000 | 14.000 | 6.993 | 2.000 | 13.651 | 36.466 | 0.739049 | 0.24 | 36.0000 | 1.354 |
| 26 | 5.000 | 16.000 | 9.170 | 2.000 | 13.949 | 36.342 | 0.735705 | 0.18 | 36.0000 | 1.356 |
| 27 | 6.000 | 12.000 | 5.457 | 2.000 | 12.477 | 36.651 | 0.744042 | 0.30 | 36.0000 | 1.363 |
| 28 | 5.000 | 13.000 | 7.865 | 3.000 | 18.814 | 35.130 | 0.703605 | -0.61 | 36.0000 | 1.366 |
| 29 | 5.000 | 12.000 | 7.097 | 3.000 | 18.086 | 35.142 | 0.703896 | -0.58 | 36.0000 | 1.370 |
| 30 | 4.000 | 18.000 | 11.347 | 2.000 | 13.853 | 36.013 | 0.726888 | 0.01 | 36.0000 | 1.371 |
| 31 | 4.000 | 16.000 | 10.810 | 3.000 | 19.636 | 34.885 | 0.697209 | -0.82 | 36.0000 | 1.372 |
| 32 | 3.000 | 17.000 | 12.219 | 3.000 | 17.673 | 35.157 | 0.704310 | -0.55 | 36.0000 | 1.373 |
| 33 | 3.000 | 18.000 | 12.987 | 3.000 | 19.738 | 34.808 | 0.695237 | -0.88 | 36.0000 | 1.375 |
| 34 | 5.000 | 14.000 | 8.634 | 3.000 | 19.039 | 34.694 | 0.692270 | -0.94 | 36.0000 | 1.384 |
| 35 | 4.000 | 12.000 | 7.737 | 3.000 | 16.264 | 35.061 | 0.701789 | -0.57 | 36.0000 | 1.389 |
| 36 | 6.000 | 15.000 | 7.762 | 2.000 | 13.414 | 35.453 | 0.712060 | -0.27 | 36.0000 | 1.402 |
| 37 | 5.000 | 17.000 | 9.938 | 2.000 | 13.436 | 35.267 | 0.707168 | -0.36 | 36.0000 | 1.410 |
| 38 | 4.000 | 17.000 | 11.578 | 3.000 | 19.152 | 34.119 | 0.677547 | -1.38 | 36.0000 | 1.411 |
| 39 | 5.000 | 15.000 | 9.402 | 3.000 | 18.855 | 34.027 | 0.675185 | -1.43 | 36.0000 | 1.417 |
| 40 | 7.000 | 13.000 | 5.585 | 2.000 | 12.783 | 35.211 | 0.705718 | -0.37 | 36.0000 | 1.422 |
| 41 | 7.000 | 12.000 | 4.817 | 2.000 | 12.131 | 35.289 | 0.707750 | -0.32 | 36.0000 | 1.428 |

01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口：対象地山wSs層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|-------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 42 | 6.000 | 12.000 | 6.457 | 3.000 | 17.282 | 33.613 | 0.664721 | -1.60 | 36.0000 | 1.449 |
| 43 | 6.000 | 13.000 | 7.225 | 3.000 | 17.874 | 33.493 | 0.661708 | -1.75 | 36.0000 | 1.451 |
| 44 | 4.000 | 18.000 | 12.347 | 3.000 | 18.550 | 33.325 | 0.657510 | -1.94 | 36.0000 | 1.454 |
| 45 | 6.000 | 16.000 | 8.530 | 2.000 | 12.950 | 34.358 | 0.683626 | -0.81 | 36.0000 | 1.459 |
| 46 | 5.000 | 16.000 | 10.170 | 3.000 | 18.444 | 33.251 | 0.655653 | -1.99 | 36.0000 | 1.459 |
| 47 | 7.000 | 14.000 | 6.353 | 2.000 | 12.741 | 34.323 | 0.682742 | -0.81 | 36.0000 | 1.464 |
| 48 | 5.000 | 18.000 | 10.707 | 2.000 | 12.785 | 34.162 | 0.678631 | -0.90 | 36.0000 | 1.471 |
| 49 | 6.000 | 14.000 | 7.993 | 3.000 | 17.882 | 32.931 | 0.647690 | -2.17 | 36.0000 | 1.479 |
| 50 | 5.000 | 17.000 | 10.938 | 3.000 | 17.877 | 32.451 | 0.635876 | -2.54 | 36.0000 | 1.504 |
| 51 | 5.000 | 14.000 | 9.634 | 4.000 | 21.275 | 31.810 | 0.620257 | -3.64 | 36.0000 | 1.517 |
| 52 | 5.000 | 13.000 | 8.865 | 4.000 | 20.787 | 31.870 | 0.621719 | -3.50 | 36.0000 | 1.517 |
| 53 | 6.000 | 15.000 | 8.762 | 3.000 | 17.555 | 32.179 | 0.629212 | -2.71 | 36.0000 | 1.521 |
| 54 | 6.000 | 17.000 | 9.298 | 2.000 | 12.284 | 33.183 | 0.653963 | -1.36 | 36.0000 | 1.527 |
| 55 | 7.000 | 15.000 | 7.121 | 2.000 | 12.269 | 33.139 | 0.652860 | -1.38 | 36.0000 | 1.530 |
| 56 | 5.000 | 15.000 | 10.402 | 4.000 | 21.687 | 31.498 | 0.612759 | -4.02 | 36.0000 | 1.532 |
| 57 | 5.000 | 12.000 | 8.097 | 4.000 | 19.988 | 31.655 | 0.616530 | -3.56 | 36.0000 | 1.533 |
| 58 | 8.000 | 12.000 | 4.177 | 2.000 | 11.319 | 33.013 | 0.649729 | -1.33 | 36.0000 | 1.552 |
| 59 | 4.000 | 17.000 | 12.578 | 4.000 | 20.226 | 31.225 | 0.606210 | -4.01 | 36.0000 | 1.556 |
| 60 | 5.000 | 18.000 | 11.707 | 3.000 | 17.137 | 31.603 | 0.615288 | -3.09 | 36.0000 | 1.556 |
| 61 | 5.000 | 16.000 | 11.170 | 4.000 | 22.226 | 30.979 | 0.600357 | -4.67 | 36.0000 | 1.559 |
| 62 | 7.000 | 12.000 | 5.817 | 3.000 | 16.169 | 31.668 | 0.616845 | -2.87 | 36.0000 | 1.561 |
| 63 | 4.000 | 18.000 | 13.347 | 4.000 | 20.358 | 31.000 | 0.600866 | -4.25 | 36.0000 | 1.568 |
| 64 | 6.000 | 16.000 | 9.530 | 3.000 | 17.031 | 31.390 | 0.610159 | -3.24 | 36.0000 | 1.569 |
| 65 | 8.000 | 13.000 | 4.945 | 2.000 | 11.690 | 32.557 | 0.638475 | -1.61 | 36.0000 | 1.569 |
| 66 | 7.000 | 13.000 | 6.585 | 3.000 | 16.561 | 31.385 | 0.610036 | -3.16 | 36.0000 | 1.573 |
| 67 | 6.000 | 12.000 | 7.457 | 4.000 | 20.911 | 30.847 | 0.597228 | -4.52 | 36.0000 | 1.574 |
| 68 | 6.000 | 13.000 | 8.225 | 4.000 | 21.337 | 30.757 | 0.595100 | -4.71 | 36.0000 | 1.576 |
| 69 | 6.000 | 14.000 | 8.993 | 4.000 | 21.323 | 30.367 | 0.585920 | -5.11 | 36.0000 | 1.599 |
| 70 | 5.000 | 17.000 | 11.938 | 4.000 | 21.625 | 30.340 | 0.585291 | -5.21 | 36.0000 | 1.600 |
| 71 | 6.000 | 18.000 | 10.066 | 2.000 | 11.490 | 32.026 | 0.625512 | -1.85 | 36.0000 | 1.601 |
| 72 | 7.000 | 16.000 | 7.890 | 2.000 | 11.601 | 31.884 | 0.622056 | -1.94 | 36.0000 | 1.607 |
| 73 | 7.000 | 14.000 | 7.353 | 3.000 | 16.451 | 30.811 | 0.596384 | -3.59 | 36.0000 | 1.607 |
| 74 | 6.000 | 17.000 | 10.298 | 3.000 | 16.315 | 30.521 | 0.589547 | -3.79 | 36.0000 | 1.625 |
| 75 | 8.000 | 14.000 | 5.713 | 2.000 | 11.428 | 31.502 | 0.612839 | -2.12 | 36.0000 | 1.631 |
| 76 | 6.000 | 15.000 | 9.762 | 4.000 | 21.011 | 29.816 | 0.573087 | -5.62 | 36.0000 | 1.634 |
| 77 | 5.000 | 18.000 | 12.707 | 4.000 | 20.887 | 29.678 | 0.569891 | -5.74 | 36.0000 | 1.644 |
| 78 | 7.000 | 15.000 | 8.121 | 3.000 | 16.007 | 30.042 | 0.578336 | -4.10 | 36.0000 | 1.656 |
| 79 | 6.000 | 16.000 | 10.530 | 4.000 | 20.473 | 29.208 | 0.559059 | -6.13 | 36.0000 | 1.676 |
| 80 | 6.000 | 18.000 | 11.066 | 3.000 | 15.514 | 29.662 | 0.569501 | -4.27 | 36.0000 | 1.684 |
| 81 | 7.000 | 17.000 | 8.658 | 2.000 | 10.832 | 30.688 | 0.593473 | -2.42 | 36.0000 | 1.689 |
| 82 | 7.000 | 12.000 | 6.817 | 4.000 | 19.244 | 28.830 | 0.550429 | -6.15 | 36.0000 | 1.708 |
| 83 | 7.000 | 13.000 | 7.585 | 4.000 | 19.597 | 28.730 | 0.548154 | -6.37 | 36.0000 | 1.712 |
| 84 | 8.000 | 15.000 | 6.481 | 2.000 | 10.779 | 30.232 | 0.582764 | -2.65 | 36.0000 | 1.717 |

01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口：対象地山wSs層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|-------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 85 | 7.000 | 16.000 | 8.890 | 3.000 | 15.326 | 29.149 | 0.557724 | -4.63 | 36.0000 | 1.719 |
| 86 | 6.000 | 17.000 | 11.298 | 4.000 | 19.811 | 28.549 | 0.544061 | -6.64 | 36.0000 | 1.723 |
| 87 | 6.000 | 13.000 | 9.225 | 5.000 | 22.609 | 28.238 | 0.537039 | -7.97 | 36.0000 | 1.729 |
| 88 | 8.000 | 12.000 | 5.177 | 3.000 | 14.626 | 29.042 | 0.555272 | -4.51 | 36.0000 | 1.733 |
| 89 | 6.000 | 14.000 | 9.993 | 5.000 | 22.880 | 28.123 | 0.534457 | -8.22 | 36.0000 | 1.735 |
| 90 | 6.000 | 12.000 | 8.457 | 5.000 | 22.052 | 28.143 | 0.534913 | -7.89 | 36.0000 | 1.738 |
| 91 | 7.000 | 14.000 | 8.353 | 4.000 | 19.508 | 28.334 | 0.539221 | -6.77 | 36.0000 | 1.739 |
| 92 | 8.000 | 13.000 | 5.945 | 3.000 | 14.880 | 28.811 | 0.550004 | -4.77 | 36.0000 | 1.745 |
| 93 | 5.000 | 17.000 | 12.938 | 5.000 | 22.011 | 27.958 | 0.530778 | -8.11 | 36.0000 | 1.751 |
| 94 | 6.000 | 15.000 | 10.762 | 5.000 | 22.987 | 27.868 | 0.528765 | -8.59 | 36.0000 | 1.752 |
| 95 | 5.000 | 18.000 | 13.707 | 5.000 | 21.853 | 27.735 | 0.525788 | -8.34 | 36.0000 | 1.767 |
| 96 | 6.000 | 18.000 | 12.066 | 4.000 | 19.027 | 27.876 | 0.528937 | -7.10 | 36.0000 | 1.773 |
| 97 | 9.000 | 12.000 | 3.536 | 2.000 | 10.005 | 29.584 | 0.567706 | -2.79 | 36.0000 | 1.774 |
| 98 | 6.000 | 16.000 | 11.530 | 5.000 | 23.053 | 27.497 | 0.520503 | -9.12 | 36.0000 | 1.778 |
| 99 | 7.000 | 15.000 | 9.121 | 4.000 | 19.091 | 27.780 | 0.526804 | -7.23 | 36.0000 | 1.780 |
| 100 | 7.000 | 18.000 | 9.440 | 2.000 | 10.000 | 29.453 | 0.564691 | -2.86 | 36.0000 | 1.782 |
| 101 | 7.000 | 17.000 | 9.658 | 3.000 | 14.529 | 28.268 | 0.537731 | -5.10 | 36.0000 | 1.785 |
| 102 | 8.000 | 14.000 | 6.713 | 3.000 | 14.636 | 28.225 | 0.536750 | -5.17 | 36.0000 | 1.787 |
| 103 | 9.000 | 13.000 | 4.305 | 2.000 | 10.123 | 28.989 | 0.554060 | -3.15 | 36.0000 | 1.809 |
| 104 | 6.000 | 17.000 | 12.298 | 5.000 | 22.917 | 27.010 | 0.509746 | -9.74 | 36.0000 | 1.814 |
| 105 | 8.000 | 16.000 | 7.250 | 2.000 | 9.984 | 28.945 | 0.553049 | -3.13 | 36.0000 | 1.815 |
| 106 | 7.000 | 16.000 | 9.890 | 4.000 | 18.498 | 27.159 | 0.513026 | -7.69 | 36.0000 | 1.828 |
| 107 | 7.000 | 12.000 | 7.817 | 5.000 | 21.864 | 26.736 | 0.503746 | -9.66 | 36.0000 | 1.839 |
| 108 | 7.000 | 13.000 | 8.585 | 5.000 | 22.220 | 26.701 | 0.502971 | -9.87 | 36.0000 | 1.840 |
| 109 | 8.000 | 15.000 | 7.481 | 3.000 | 14.065 | 27.409 | 0.518558 | -5.64 | 36.0000 | 1.851 |
| 110 | 6.000 | 18.000 | 13.066 | 5.000 | 22.178 | 26.483 | 0.498218 | -10.16 | 36.0000 | 1.857 |
| 111 | 7.000 | 14.000 | 9.353 | 5.000 | 22.183 | 26.472 | 0.497977 | -10.18 | 36.0000 | 1.858 |
| 112 | 7.000 | 18.000 | 10.440 | 3.000 | 13.708 | 27.365 | 0.517578 | -5.53 | 36.0000 | 1.858 |
| 113 | 7.000 | 17.000 | 10.658 | 4.000 | 17.747 | 26.514 | 0.498886 | -8.09 | 36.0000 | 1.882 |
| 114 | 7.000 | 15.000 | 10.121 | 5.000 | 21.856 | 26.101 | 0.489914 | -10.55 | 36.0000 | 1.888 |
| 115 | 8.000 | 12.000 | 6.177 | 4.000 | 17.234 | 26.373 | 0.495808 | -8.02 | 36.0000 | 1.896 |
| 116 | 9.000 | 14.000 | 5.073 | 2.000 | 9.636 | 27.862 | 0.528627 | -3.60 | 36.0000 | 1.897 |
| 117 | 8.000 | 13.000 | 6.945 | 4.000 | 17.531 | 26.310 | 0.494450 | -8.22 | 36.0000 | 1.899 |
| 118 | 8.000 | 16.000 | 8.250 | 3.000 | 13.339 | 26.551 | 0.499691 | -6.05 | 36.0000 | 1.923 |
| 119 | 7.000 | 16.000 | 10.890 | 5.000 | 21.341 | 25.661 | 0.480427 | -10.93 | 36.0000 | 1.926 |
| 120 | 8.000 | 17.000 | 8.046 | 2.000 | 9.187 | 27.600 | 0.522785 | -3.58 | 36.0000 | 1.927 |
| 121 | 8.000 | 14.000 | 7.713 | 4.000 | 17.356 | 25.940 | 0.486428 | -8.56 | 36.0000 | 1.929 |
| 122 | 7.000 | 18.000 | 11.440 | 4.000 | 16.994 | 25.828 | 0.484022 | -8.51 | 36.0000 | 1.941 |
| 123 | 6.000 | 17.000 | 13.298 | 6.000 | 23.077 | 25.141 | 0.469314 | -12.64 | 36.0000 | 1.961 |
| 124 | 7.000 | 17.000 | 11.658 | 5.000 | 20.673 | 25.157 | 0.469643 | -11.30 | 36.0000 | 1.971 |
| 125 | 8.000 | 15.000 | 8.481 | 4.000 | 16.907 | 25.431 | 0.475507 | -8.92 | 36.0000 | 1.974 |
| 126 | 7.000 | 13.000 | 9.585 | 6.000 | 23.368 | 24.942 | 0.465071 | -13.13 | 36.0000 | 1.976 |
| 127 | 6.000 | 18.000 | 14.066 | 6.000 | 22.802 | 24.918 | 0.464564 | -12.85 | 36.0000 | 1.981 |

01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口: 対象地山wSs層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 128 | 7.000 | 14.000 | 10.353 | 6.000 | 23.541 | 24.860 | 0.463333 | -13.37 | 36.0000 | 1.983 |
| 129 | 7.000 | 12.000 | 8.817 | 6.000 | 22.910 | 24.828 | 0.462649 | -13.06 | 36.0000 | 1.988 |
| 130 | 7.000 | 15.000 | 11.121 | 6.000 | 23.560 | 24.690 | 0.459729 | -13.67 | 36.0000 | 1.997 |
| 131 | 9.000 | 12.000 | 4.536 | 3.000 | 12.603 | 25.690 | 0.481057 | -6.43 | 36.0000 | 2.001 |
| 132 | 9.000 | 13.000 | 5.305 | 3.000 | 12.788 | 25.631 | 0.479793 | -6.57 | 36.0000 | 2.003 |
| 133 | 8.000 | 17.000 | 9.046 | 3.000 | 12.572 | 25.620 | 0.479545 | -6.47 | 36.0000 | 2.008 |
| 134 | 9.000 | 15.000 | 5.842 | 2.000 | 8.907 | 26.591 | 0.500566 | -4.02 | 36.0000 | 2.009 |
| 135 | 7.000 | 16.000 | 11.890 | 6.000 | 23.471 | 24.427 | 0.454192 | -14.07 | 36.0000 | 2.021 |
| 136 | 7.000 | 18.000 | 12.440 | 5.000 | 19.966 | 24.627 | 0.458414 | -11.67 | 36.0000 | 2.021 |
| 137 | 8.000 | 16.000 | 9.250 | 4.000 | 16.267 | 24.833 | 0.462765 | -9.27 | 36.0000 | 2.030 |
| 138 | 8.000 | 13.000 | 7.945 | 5.000 | 19.865 | 24.504 | 0.455812 | -11.79 | 36.0000 | 2.032 |
| 139 | 8.000 | 12.000 | 7.177 | 5.000 | 19.532 | 24.441 | 0.454489 | -11.69 | 36.0000 | 2.040 |
| 140 | 8.000 | 14.000 | 8.713 | 5.000 | 19.800 | 24.318 | 0.451892 | -12.03 | 36.0000 | 2.049 |
| 141 | 8.000 | 18.000 | 8.896 | 2.000 | 8.540 | 26.197 | 0.492004 | -4.07 | 36.0000 | 2.051 |
| 142 | 7.000 | 17.000 | 12.658 | 6.000 | 23.340 | 24.061 | 0.446506 | -14.63 | 36.0000 | 2.054 |
| 143 | 9.000 | 14.000 | 6.073 | 3.000 | 12.449 | 25.051 | 0.467402 | -6.90 | 36.0000 | 2.057 |
| 144 | 8.000 | 15.000 | 9.481 | 5.000 | 19.455 | 23.982 | 0.444844 | -12.31 | 36.0000 | 2.082 |
| 145 | 7.000 | 18.000 | 13.440 | 6.000 | 22.734 | 23.661 | 0.438158 | -14.96 | 36.0000 | 2.094 |
| 146 | 8.000 | 17.000 | 10.046 | 4.000 | 15.575 | 24.158 | 0.448546 | -9.65 | 36.0000 | 2.097 |
| 147 | 8.000 | 18.000 | 9.896 | 3.000 | 11.930 | 24.606 | 0.457968 | -6.99 | 36.0000 | 2.103 |
| 148 | 8.000 | 16.000 | 10.250 | 5.000 | 18.909 | 23.553 | 0.435908 | -12.60 | 36.0000 | 2.126 |
| 149 | 9.000 | 15.000 | 6.842 | 3.000 | 11.853 | 24.322 | 0.451981 | -7.20 | 36.0000 | 2.130 |
| 150 | 9.000 | 16.000 | 6.665 | 2.000 | 8.169 | 25.149 | 0.469487 | -4.47 | 36.0000 | 2.149 |
| 151 | 8.000 | 13.000 | 8.945 | 6.000 | 22.026 | 23.127 | 0.427103 | -15.44 | 36.0000 | 2.149 |
| 152 | 8.000 | 14.000 | 9.713 | 6.000 | 22.044 | 23.036 | 0.425222 | -15.62 | 36.0000 | 2.158 |
| 153 | 8.000 | 12.000 | 8.177 | 6.000 | 21.651 | 23.018 | 0.424843 | -15.37 | 36.0000 | 2.162 |
| 154 | 7.000 | 14.000 | 11.353 | 7.000 | 23.961 | 22.902 | 0.422453 | -17.24 | 36.0000 | 2.163 |
| 155 | 7.000 | 15.000 | 12.121 | 7.000 | 23.951 | 22.873 | 0.421854 | -17.29 | 36.0000 | 2.166 |
| 156 | 7.000 | 13.000 | 10.585 | 7.000 | 23.803 | 22.869 | 0.421777 | -17.19 | 36.0000 | 2.167 |
| 157 | 9.000 | 13.000 | 6.305 | 4.000 | 15.075 | 23.454 | 0.433849 | -10.17 | 36.0000 | 2.168 |
| 158 | 8.000 | 18.000 | 10.896 | 4.000 | 14.985 | 23.439 | 0.433546 | -10.12 | 36.0000 | 2.170 |
| 159 | 7.000 | 16.000 | 12.890 | 7.000 | 23.800 | 22.777 | 0.419883 | -17.38 | 36.0000 | 2.176 |
| 160 | 9.000 | 12.000 | 5.536 | 4.000 | 14.794 | 23.384 | 0.432406 | -10.06 | 36.0000 | 2.177 |
| 161 | 8.000 | 17.000 | 11.046 | 5.000 | 18.317 | 23.057 | 0.425652 | -12.94 | 36.0000 | 2.178 |
| 162 | 8.000 | 15.000 | 10.481 | 6.000 | 21.803 | 22.818 | 0.420733 | -15.84 | 36.0000 | 2.181 |
| 163 | 7.000 | 12.000 | 9.817 | 7.000 | 23.380 | 22.696 | 0.418234 | -17.23 | 36.0000 | 2.186 |
| 164 | 7.000 | 17.000 | 13.658 | 7.000 | 23.567 | 22.642 | 0.417114 | -17.48 | 36.0000 | 2.191 |
| 165 | 9.000 | 14.000 | 7.073 | 4.000 | 14.877 | 23.173 | 0.428039 | -10.37 | 36.0000 | 2.197 |
| 166 | 7.000 | 18.000 | 14.440 | 7.000 | 23.270 | 22.449 | 0.413164 | -17.64 | 36.0000 | 2.212 |
| 167 | 8.000 | 16.000 | 11.250 | 6.000 | 21.365 | 22.522 | 0.414658 | -16.06 | 36.0000 | 2.214 |
| 168 | 9.000 | 16.000 | 7.665 | 3.000 | 11.219 | 23.369 | 0.432092 | -7.64 | 36.0000 | 2.230 |
| 169 | 8.000 | 18.000 | 11.896 | 5.000 | 17.772 | 22.477 | 0.413735 | -13.43 | 36.0000 | 2.241 |
| 170 | 9.000 | 15.000 | 7.842 | 4.000 | 14.403 | 22.701 | 0.418327 | -10.61 | 36.0000 | 2.249 |

01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口：対象地山wSs層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 171 | 8.000 | 17.000 | 12.046 | 6.000 | 20.866 | 22.151 | 0.407103 | -16.37 | 36.0000 | 2.256 |
| 172 | 8.000 | 14.000 | 10.713 | 7.000 | 23.515 | 21.959 | 0.403194 | -18.85 | 36.0000 | 2.263 |
| 173 | 8.000 | 13.000 | 9.945 | 7.000 | 23.325 | 21.947 | 0.402959 | -18.73 | 36.0000 | 2.265 |
| 174 | 8.000 | 15.000 | 11.481 | 7.000 | 23.494 | 21.856 | 0.401105 | -19.06 | 36.0000 | 2.275 |
| 175 | 8.000 | 12.000 | 9.177 | 7.000 | 22.887 | 21.805 | 0.400064 | -18.67 | 36.0000 | 2.283 |
| 176 | 8.000 | 16.000 | 12.250 | 7.000 | 23.378 | 21.679 | 0.397528 | -19.34 | 36.0000 | 2.295 |
| 177 | 9.000 | 17.000 | 7.546 | 2.000 | 7.621 | 23.709 | 0.439152 | -4.98 | 36.0000 | 2.298 |
| 178 | 9.000 | 13.000 | 7.305 | 5.000 | 17.186 | 21.926 | 0.402528 | -13.83 | 36.0000 | 2.304 |
| 179 | 8.000 | 18.000 | 12.896 | 6.000 | 20.402 | 21.714 | 0.398234 | -16.82 | 36.0000 | 2.306 |
| 180 | 9.000 | 14.000 | 8.073 | 5.000 | 17.125 | 21.823 | 0.400443 | -13.94 | 36.0000 | 2.316 |
| 181 | 9.000 | 16.000 | 8.665 | 4.000 | 13.917 | 22.096 | 0.405977 | -10.98 | 36.0000 | 2.319 |
| 182 | 9.000 | 12.000 | 6.536 | 5.000 | 16.836 | 21.786 | 0.399684 | -13.76 | 36.0000 | 2.323 |
| 183 | 8.000 | 17.000 | 13.046 | 7.000 | 23.179 | 21.418 | 0.392264 | -19.75 | 36.0000 | 2.325 |
| 184 | 9.000 | 17.000 | 8.546 | 3.000 | 10.684 | 22.399 | 0.412149 | -8.14 | 36.0000 | 2.338 |
| 185 | 9.000 | 15.000 | 8.842 | 5.000 | 16.783 | 21.542 | 0.394754 | -14.10 | 36.0000 | 2.350 |
| 186 | 8.000 | 18.000 | 13.896 | 7.000 | 22.894 | 21.078 | 0.385432 | -20.26 | 36.0000 | 2.366 |
| 187 | 9.000 | 17.000 | 9.546 | 4.000 | 13.450 | 21.399 | 0.391878 | -11.48 | 36.0000 | 2.402 |
| 188 | 9.000 | 16.000 | 9.665 | 5.000 | 16.384 | 21.119 | 0.386245 | -14.43 | 36.0000 | 2.403 |
| 189 | 9.000 | 13.000 | 8.305 | 6.000 | 19.191 | 20.826 | 0.380380 | -17.46 | 36.0000 | 2.416 |
| 190 | 9.000 | 14.000 | 9.073 | 6.000 | 19.245 | 20.804 | 0.379947 | -17.55 | 36.0000 | 2.418 |
| 191 | 8.000 | 14.000 | 11.713 | 8.000 | 23.950 | 20.576 | 0.375405 | -22.40 | 36.0000 | 2.422 |
| 192 | 8.000 | 15.000 | 12.481 | 8.000 | 23.948 | 20.567 | 0.375221 | -22.42 | 36.0000 | 2.423 |
| 193 | 8.000 | 16.000 | 13.250 | 8.000 | 23.832 | 20.512 | 0.374133 | -22.44 | 36.0000 | 2.430 |
| 194 | 8.000 | 13.000 | 10.945 | 8.000 | 23.772 | 20.501 | 0.373902 | -22.42 | 36.0000 | 2.432 |
| 195 | 9.000 | 15.000 | 9.842 | 6.000 | 19.026 | 20.653 | 0.376923 | -17.64 | 36.0000 | 2.438 |
| 196 | 9.000 | 12.000 | 7.536 | 6.000 | 18.774 | 20.605 | 0.375984 | -17.50 | 36.0000 | 2.446 |
| 197 | 8.000 | 17.000 | 14.046 | 8.000 | 23.613 | 20.377 | 0.371436 | -22.57 | 36.0000 | 2.448 |
| 198 | 9.000 | 18.000 | 9.462 | 3.000 | 10.231 | 21.440 | 0.392696 | -8.69 | 36.0000 | 2.453 |
| 199 | 9.000 | 18.000 | 8.462 | 2.000 | 7.150 | 22.350 | 0.411150 | -5.48 | 36.0000 | 2.454 |
| 200 | 8.000 | 12.000 | 10.177 | 8.000 | 23.347 | 20.300 | 0.369914 | -22.50 | 36.0000 | 2.459 |
| 201 | 9.000 | 17.000 | 10.546 | 5.000 | 16.018 | 20.622 | 0.376308 | -14.90 | 36.0000 | 2.465 |
| 202 | 9.000 | 16.000 | 10.665 | 6.000 | 18.720 | 20.363 | 0.371152 | -17.92 | 36.0000 | 2.476 |
| 203 | 8.000 | 18.000 | 14.896 | 8.000 | 23.376 | 20.165 | 0.367236 | -22.87 | 36.0000 | 2.476 |
| 204 | 9.000 | 18.000 | 10.462 | 4.000 | 13.046 | 20.697 | 0.377814 | -12.04 | 36.0000 | 2.490 |
| 205 | 9.000 | 14.000 | 10.073 | 7.000 | 21.278 | 20.003 | 0.364031 | -21.18 | 36.0000 | 2.507 |
| 206 | 9.000 | 13.000 | 9.305 | 7.000 | 21.149 | 19.961 | 0.363205 | -21.15 | 36.0000 | 2.513 |
| 207 | 9.000 | 15.000 | 10.842 | 7.000 | 21.159 | 19.927 | 0.362521 | -21.24 | 36.0000 | 2.517 |
| 208 | 9.000 | 17.000 | 11.546 | 6.000 | 18.448 | 19.978 | 0.363527 | -18.42 | 36.0000 | 2.527 |
| 209 | 9.000 | 18.000 | 11.462 | 5.000 | 15.673 | 20.084 | 0.365629 | -15.47 | 36.0000 | 2.536 |
| 210 | 9.000 | 16.000 | 11.665 | 7.000 | 20.949 | 19.723 | 0.358513 | -21.50 | 36.0000 | 2.545 |
| 211 | 9.000 | 12.000 | 8.536 | 7.000 | 20.660 | 19.726 | 0.358571 | -21.20 | 36.0000 | 2.547 |
| 212 | 9.000 | 18.000 | 12.462 | 6.000 | 18.165 | 19.579 | 0.355668 | -18.94 | 36.0000 | 2.582 |
| 213 | 9.000 | 17.000 | 12.546 | 7.000 | 20.747 | 19.448 | 0.353097 | -21.94 | 36.0000 | 2.584 |

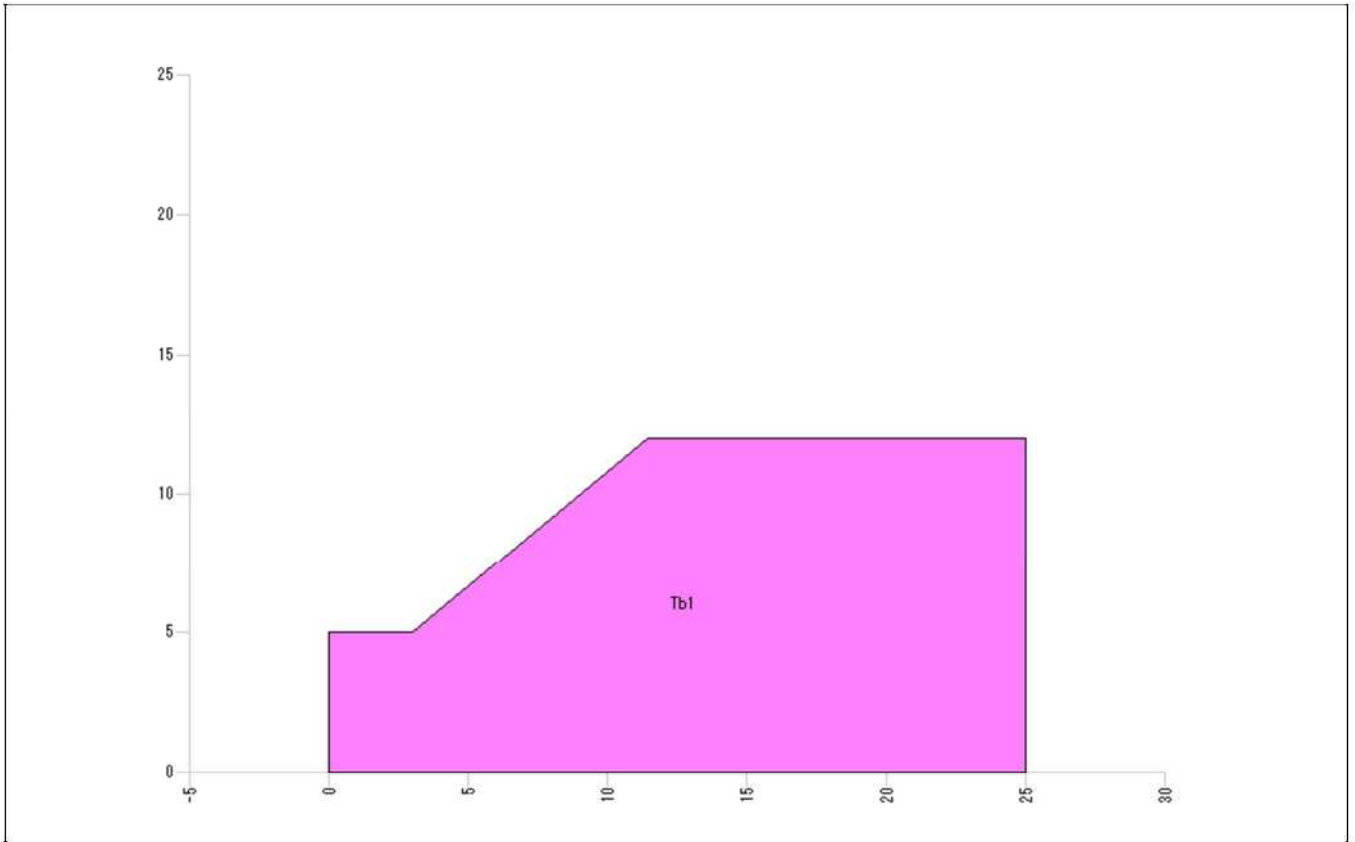
01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口：対象地山wSs層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|---|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 (°) | tan ϕ_0 | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 214 | 9.000 | 14.000 | 11.073 | 8.000 | 22.922 | 19.334 | 0.350864 | -24.54 | 36.0000 | 2.589 |
| 215 | 9.000 | 15.000 | 11.842 | 8.000 | 22.967 | 19.320 | 0.350592 | -24.62 | 36.0000 | 2.590 |
| 216 | 9.000 | 13.000 | 10.305 | 8.000 | 22.704 | 19.249 | 0.349200 | -24.53 | 36.0000 | 2.601 |
| 217 | 9.000 | 16.000 | 12.665 | 8.000 | 22.902 | 19.200 | 0.348229 | -24.88 | 36.0000 | 2.607 |
| 218 | 9.000 | 18.000 | 13.462 | 7.000 | 20.557 | 19.139 | 0.347047 | -22.47 | 36.0000 | 2.628 |
| 219 | 9.000 | 17.000 | 13.546 | 8.000 | 22.773 | 18.997 | 0.344266 | -25.28 | 36.0000 | 2.637 |
| 220 | 9.000 | 12.000 | 9.536 | 8.000 | 22.185 | 19.005 | 0.344430 | -24.61 | 36.0000 | 2.638 |
| 221 | 9.000 | 18.000 | 14.462 | 8.000 | 22.601 | 18.746 | 0.339385 | -25.78 | 36.0000 | 2.674 |
| 222 | 9.000 | 15.000 | 12.842 | 9.000 | 23.537 | 18.462 | 0.333859 | -27.68 | 36.0000 | 2.712 |
| 223 | 9.000 | 14.000 | 12.073 | 9.000 | 23.479 | 18.416 | 0.332965 | -27.75 | 36.0000 | 2.720 |
| 224 | 9.000 | 16.000 | 13.665 | 9.000 | 23.503 | 18.409 | 0.332835 | -27.80 | 36.0000 | 2.721 |
| 225 | 9.000 | 13.000 | 11.305 | 9.000 | 23.251 | 18.294 | 0.330611 | -27.84 | 36.0000 | 2.739 |
| 226 | 9.000 | 17.000 | 14.546 | 9.000 | 23.381 | 18.249 | 0.329726 | -28.13 | 36.0000 | 2.746 |
| 227 | 9.000 | 12.000 | 10.536 | 9.000 | 22.792 | 18.068 | 0.326236 | -27.96 | 36.0000 | 2.777 |
| 228 | 9.000 | 18.000 | 15.462 | 9.000 | 23.222 | 18.050 | 0.325883 | -28.55 | 36.0000 | 2.778 |

逆算解析

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

| | |
|------|------------------------------------|
| 現場名 | 地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山 Tb1 層 [坑口背面斜面] |
| ケース名 | 円弧すべり計算 |
| 備考 | |



| 土質定数 | | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m^3) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3) | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部摩擦角 | |
|------|-----|-------|---|---|---------------------------------|------------|-------------|
| No. | 地層名 | | | | | ϕ (°) | $\tan \phi$ |
| 1 | Tb1 | 凝灰角礫岩 | 24.00 | 25.00 | 337.00 | 21.0000 | 0.383864 |

※ 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m^3)

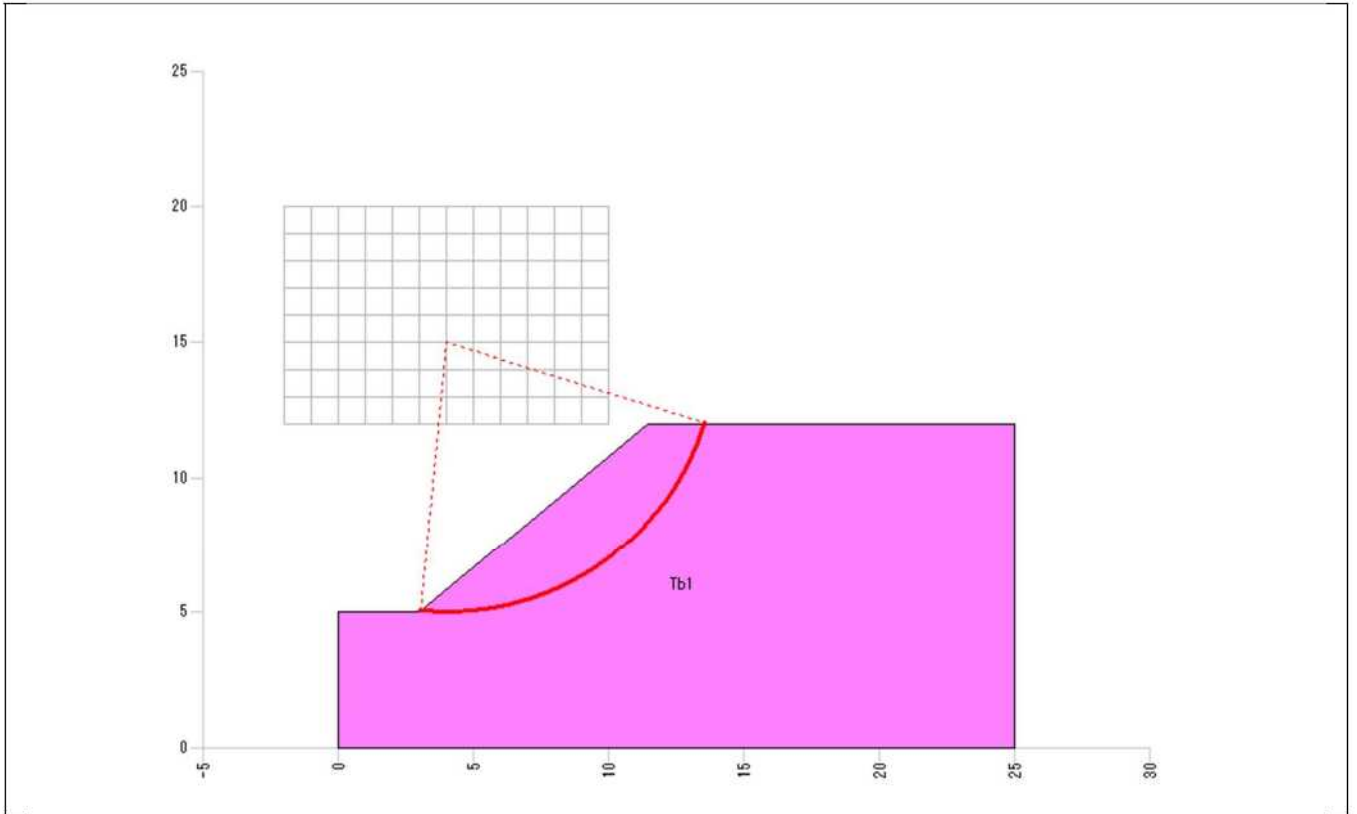
02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

| 座標の入力データ | | 原地形 標高 Y _G (m) | 計画地形 標高 Y (m) | 水位 標高 Y _W (m) | すべり面 | | | ハタ上げ |
|----------|-------------|---------------------------------|---------------------|--------------------------------|--------------------------|----|----|------|
| No. | 距離 X (m) | | | | 標高 Y _S (m) | 形状 | 強度 | |
| 1 | 0.000 | | 5.000 | | | | | |
| 2 | 3.000 | | 5.000 | | | | | |
| 3 | 11.400 | | 12.000 | | | | | |
| 4 | 25.000 | | 12.000 | | | | | |

原：原地形のハタ上げ、計：計画地形のハタ上げ

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

繰り返し円弧による C、 ϕ 逆算の結果は以下の通りである。



| 項目 | | 記号 | 単位 | 条件と結果 |
|--------------|--------------------|---------------|-------------------|----------------|
| 条件 | 計算式 | - | - | 修正 Fellenius 法 |
| | 仮定安全率（常時） | Fs0 | - | 1.200 |
| 計算結果 | 安全率 | Fs | - | 1.200 |
| | 粘着力 | C | kN/m ² | 13.01 |
| | 内部摩擦角 | ϕ | ° | 21.0000 |
| | | $\tan \phi$ | - | 0.383864 |
| 円弧 | 中心座標 | X | m | 4.000 |
| | | Y | m | 15.000 |
| | 半径 | r | m | 10.042 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | S | kN/m | 385.33 |
| | 滑動力 | T | kN/m | 321.04 |
| | 法線力 | N | kN/m | 538.82 |
| | 間隙水圧 | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | l | m | 13.720 |
| | 面積 | A | m ² | 27.16 |
| C ϕ 関係図 | $\phi=0$ とした場合の粘着力 | C0 | kN/m ² | 28.079 |
| | C=0 とした場合の内部摩擦角 | $\phi 0$ | ° | 35.564 |
| | | $\tan \phi 0$ | - | 0.714985 |

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

・土質定数

土質定数(C、 ϕ)が不明な地層に対して、繰り返し円弧計算によって複数のすべり面からC-tan ϕ 関係図を作成し、すべり面強度(C、 ϕ)を推定する。

土質定数が既知の地層および不明層は以下の通りである。

| 地層名 | 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 ϕ (°) |
|-----|---|-------------------------------|---------------------|
| Tb1 | 24.00 | 逆計算 | |

・C-tan ϕ 関係式

C-tan ϕ の関係式は以下の通りである。

$$\Sigma(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot \Sigma l = F_{s0} \cdot \Sigma T$$

ここで、

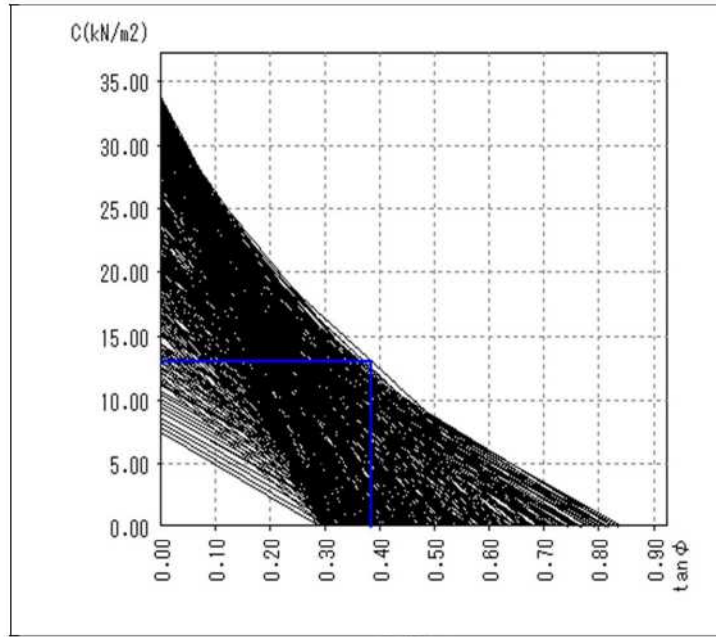
| | | | |
|----------|----------------|---------------------------------------|----------------------|
| F_{s0} | : 仮定安全率 | | |
| ϕ | : すべり面の内部摩擦角 | | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | | (kN/m ²) |
| N | : スライス重力による法線力 | ($N = W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 | ($U = u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : スライス重力による接線力 | ($T = W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | | (m) |
| b | : スライス幅 | | (m) |
| W | : スライス重量 | | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | | (kN/m ²) |
| Q_N | : 上載荷重分力(法線方向) | | (kN/m) |
| Q_T | : 上載荷重分力(接線方向) | | (kN/m) |

・仮定安全率(常時)

逆算する当該斜面の仮定安全率を $F_{s0} = 1.200$ に設定する。

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

繰り返し円弧すべりによる逆計算結果をC-tanφ関係図で表すと以下のとおりとなる。



C-tanφ 関係図

上図を参考にして、C、φを次のように決定する。

$$C = 13.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tan \phi = 0.383864 \text{ (} \phi = 21.0000 \text{ (}^\circ\text{))}$$

決定したC、φに基づいて、安全率を照査する。

最小安全率となる円弧すべりの安全率は以下のとおりである。

$$\text{中心座標 (X, Y) = (4.000 , 15.000), \text{ 半径 } r = 10.042 \text{ (m)}$$

| スライス要素の集計表 | | 粘着力 | すべり面長 | 法線力 | 間隙水圧 | 滑動力 | すべり抵抗力 |
|------------|----------|-----------|--------|----------|----------|----------|----------|
| φ (°) | tan φ | C (kN/m²) | l (m) | N (kN/m) | U (kN/m) | T (kN/m) | S (kN/m) |
| 21.0000 | 0.383864 | 13.01 | 13.720 | 538.82 | 0.00 | 321.04 | 385.33 |

$$F_s = \frac{\sum \{ (N-U) \cdot \tan \phi \} + \sum (C \cdot l)}{\sum T}$$

$$= \frac{(538.82 - 0.00) \times 0.383864 + 13.01 \times 13.720}{321.04}$$

$$= 1.200$$

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

繰り返し円弧による C、 ϕ 逆算の条件

1. 円弧条件

中心の変化範囲

X 座標 : -2.000 ～ 10.000 (m) ピッチ : 1.000 (m)

Y 座標 : 12.000 ～ 20.000 (m) ピッチ : 1.000 (m)

地表からの深度の変化範囲

深度 : 2.000 ～ 10.000 (m) ピッチ : 1.000 (m)

2. 不通過層名

なし

3. 計算条件

仮定安全率(常時) Fs0 = 1.200

計算式 修正 Fellenius 法

すべり面強度 地層値

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

繰り返し円弧によるC、 ϕ 逆算の結果一覧

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C、 ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 1 | 4.000 | 15.000 | 10.042 | 3.000 | 28.079 | 35.564 | 0.714985 | 13.01 | 21.0000 | 1.200 |
| 2 | 3.000 | 18.000 | 12.987 | 3.000 | 27.865 | 34.810 | 0.695272 | 12.49 | 21.0000 | 1.222 |
| 3 | 4.000 | 16.000 | 10.810 | 3.000 | 27.722 | 34.885 | 0.697233 | 12.46 | 21.0000 | 1.223 |
| 4 | 4.000 | 14.000 | 9.274 | 3.000 | 26.062 | 35.944 | 0.725040 | 12.27 | 21.0000 | 1.234 |
| 5 | 5.000 | 13.000 | 7.865 | 3.000 | 26.562 | 35.131 | 0.703628 | 12.08 | 21.0000 | 1.242 |
| 6 | 5.000 | 14.000 | 8.634 | 3.000 | 26.877 | 34.692 | 0.692227 | 11.98 | 21.0000 | 1.246 |
| 7 | 4.000 | 17.000 | 11.578 | 3.000 | 27.039 | 34.121 | 0.677584 | 11.73 | 21.0000 | 1.257 |
| 8 | 3.000 | 19.000 | 13.755 | 3.000 | 26.995 | 34.044 | 0.675637 | 11.66 | 21.0000 | 1.260 |
| 9 | 5.000 | 15.000 | 10.402 | 4.000 | 30.615 | 31.497 | 0.612730 | 11.44 | 21.0000 | 1.261 |
| 10 | 5.000 | 14.000 | 9.634 | 4.000 | 30.035 | 31.809 | 0.620241 | 11.45 | 21.0000 | 1.262 |
| 11 | 5.000 | 16.000 | 11.170 | 4.000 | 31.379 | 30.980 | 0.600379 | 11.32 | 21.0000 | 1.264 |
| 12 | 5.000 | 12.000 | 7.097 | 3.000 | 25.534 | 35.143 | 0.703930 | 11.62 | 21.0000 | 1.265 |
| 13 | 5.000 | 15.000 | 9.402 | 3.000 | 26.619 | 34.026 | 0.675174 | 11.49 | 21.0000 | 1.268 |
| 14 | 4.000 | 13.000 | 8.506 | 3.000 | 24.690 | 35.851 | 0.722570 | 11.58 | 21.0000 | 1.269 |
| 15 | 2.000 | 17.000 | 11.859 | 2.000 | 21.874 | 39.616 | 0.827730 | 11.73 | 21.0000 | 1.270 |
| 16 | 5.000 | 13.000 | 8.865 | 4.000 | 29.346 | 31.870 | 0.621713 | 11.23 | 21.0000 | 1.272 |
| 17 | 1.000 | 19.000 | 14.035 | 2.000 | 21.935 | 39.182 | 0.815062 | 11.61 | 21.0000 | 1.276 |
| 18 | 3.000 | 17.000 | 12.219 | 3.000 | 24.949 | 35.156 | 0.704277 | 11.36 | 21.0000 | 1.279 |
| 19 | 3.000 | 15.000 | 9.682 | 2.000 | 21.262 | 39.867 | 0.835157 | 11.49 | 21.0000 | 1.285 |
| 20 | 6.000 | 13.000 | 8.225 | 4.000 | 30.122 | 30.756 | 0.595084 | 10.70 | 21.0000 | 1.292 |
| 21 | 3.000 | 16.000 | 10.450 | 2.000 | 21.436 | 39.228 | 0.816382 | 11.36 | 21.0000 | 1.292 |
| 22 | 2.000 | 18.000 | 12.627 | 2.000 | 21.626 | 38.830 | 0.804870 | 11.32 | 21.0000 | 1.294 |
| 23 | 4.000 | 18.000 | 12.347 | 3.000 | 26.188 | 33.325 | 0.657491 | 10.90 | 21.0000 | 1.296 |
| 24 | 5.000 | 17.000 | 11.938 | 4.000 | 30.530 | 30.340 | 0.585285 | 10.51 | 21.0000 | 1.298 |
| 25 | 6.000 | 12.000 | 7.457 | 4.000 | 29.518 | 30.845 | 0.597191 | 10.55 | 21.0000 | 1.300 |
| 26 | 5.000 | 12.000 | 8.097 | 4.000 | 28.219 | 31.655 | 0.616525 | 10.65 | 21.0000 | 1.300 |
| 27 | 3.000 | 20.000 | 14.523 | 3.000 | 26.018 | 33.278 | 0.656316 | 10.81 | 21.0000 | 1.301 |
| 28 | 5.000 | 16.000 | 10.170 | 3.000 | 26.040 | 33.253 | 0.655714 | 10.80 | 21.0000 | 1.302 |
| 29 | 6.000 | 14.000 | 8.993 | 4.000 | 30.102 | 30.365 | 0.585886 | 10.38 | 21.0000 | 1.304 |
| 30 | 4.000 | 17.000 | 12.578 | 4.000 | 28.554 | 31.225 | 0.606215 | 10.48 | 21.0000 | 1.306 |
| 31 | 4.000 | 19.000 | 14.115 | 4.000 | 29.503 | 30.604 | 0.591504 | 10.36 | 21.0000 | 1.307 |
| 32 | 3.000 | 14.000 | 8.914 | 2.000 | 20.554 | 40.072 | 0.841257 | 11.18 | 21.0000 | 1.307 |
| 33 | 1.000 | 20.000 | 14.804 | 2.000 | 21.442 | 38.378 | 0.791954 | 11.05 | 21.0000 | 1.309 |
| 34 | 4.000 | 18.000 | 13.347 | 4.000 | 28.741 | 31.000 | 0.600867 | 10.38 | 21.0000 | 1.309 |
| 35 | 6.000 | 13.000 | 7.225 | 3.000 | 25.234 | 33.494 | 0.661731 | 10.60 | 21.0000 | 1.314 |
| 36 | 3.000 | 17.000 | 11.219 | 2.000 | 21.234 | 38.429 | 0.793407 | 10.97 | 21.0000 | 1.315 |
| 37 | 4.000 | 15.000 | 9.042 | 2.000 | 20.861 | 38.742 | 0.802351 | 10.89 | 21.0000 | 1.322 |
| 38 | 4.000 | 14.000 | 8.274 | 2.000 | 20.498 | 39.283 | 0.817999 | 10.88 | 21.0000 | 1.324 |
| 39 | 4.000 | 20.000 | 14.883 | 4.000 | 29.678 | 29.980 | 0.576874 | 9.93 | 21.0000 | 1.324 |
| 40 | 2.000 | 19.000 | 13.395 | 2.000 | 21.137 | 38.016 | 0.781734 | 10.76 | 21.0000 | 1.327 |
| 41 | 6.000 | 14.000 | 7.993 | 3.000 | 25.244 | 32.928 | 0.647634 | 10.29 | 21.0000 | 1.329 |

02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口: 対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|-------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 42 | 6.000 | 15.000 | 9.762 | 4.000 | 29.662 | 29.816 | 0.573083 | 9.80 | 21.0000 | 1.330 |
| 43 | 6.000 | 12.000 | 6.457 | 3.000 | 24.400 | 33.614 | 0.664742 | 10.31 | 21.0000 | 1.332 |
| 44 | 4.000 | 12.000 | 7.737 | 3.000 | 22.960 | 35.059 | 0.701754 | 10.41 | 21.0000 | 1.336 |
| 45 | 5.000 | 18.000 | 12.707 | 4.000 | 29.489 | 29.680 | 0.569921 | 9.63 | 21.0000 | 1.337 |
| 46 | 5.000 | 17.000 | 10.938 | 3.000 | 25.241 | 32.455 | 0.635956 | 10.01 | 21.0000 | 1.342 |
| 47 | 4.000 | 16.000 | 9.810 | 2.000 | 20.744 | 37.945 | 0.779742 | 10.54 | 21.0000 | 1.343 |
| 48 | 4.000 | 19.000 | 13.115 | 3.000 | 25.152 | 32.512 | 0.637376 | 10.01 | 21.0000 | 1.343 |
| 49 | 6.000 | 14.000 | 9.993 | 5.000 | 32.303 | 28.123 | 0.534466 | 9.11 | 21.0000 | 1.345 |
| 50 | 6.000 | 13.000 | 9.225 | 5.000 | 31.918 | 28.237 | 0.537032 | 9.11 | 21.0000 | 1.346 |
| 51 | 6.000 | 15.000 | 10.762 | 5.000 | 32.454 | 27.869 | 0.528782 | 8.90 | 21.0000 | 1.352 |
| 52 | 3.000 | 18.000 | 11.987 | 2.000 | 20.723 | 37.547 | 0.768643 | 10.38 | 21.0000 | 1.352 |
| 53 | 6.000 | 12.000 | 8.457 | 5.000 | 31.132 | 28.144 | 0.534934 | 8.80 | 21.0000 | 1.362 |
| 54 | 6.000 | 15.000 | 8.762 | 3.000 | 24.784 | 32.178 | 0.629197 | 9.67 | 21.0000 | 1.362 |
| 55 | 6.000 | 16.000 | 11.530 | 5.000 | 32.546 | 27.497 | 0.520506 | 8.55 | 21.0000 | 1.364 |
| 56 | 6.000 | 16.000 | 10.530 | 4.000 | 28.903 | 29.208 | 0.559067 | 9.06 | 21.0000 | 1.364 |
| 57 | 5.000 | 14.000 | 7.634 | 2.000 | 20.077 | 38.076 | 0.783434 | 10.24 | 21.0000 | 1.365 |
| 58 | 4.000 | 13.000 | 7.506 | 2.000 | 19.402 | 39.172 | 0.814752 | 10.27 | 21.0000 | 1.370 |
| 59 | 5.000 | 17.000 | 12.938 | 5.000 | 31.074 | 27.958 | 0.530768 | 8.61 | 21.0000 | 1.370 |
| 60 | 2.000 | 20.000 | 14.164 | 2.000 | 20.448 | 37.135 | 0.757253 | 10.09 | 21.0000 | 1.371 |
| 61 | 5.000 | 15.000 | 8.402 | 2.000 | 20.118 | 37.307 | 0.761990 | 9.99 | 21.0000 | 1.380 |
| 62 | 4.000 | 17.000 | 10.578 | 2.000 | 20.271 | 36.998 | 0.753495 | 9.95 | 21.0000 | 1.381 |
| 63 | 5.000 | 19.000 | 13.475 | 4.000 | 28.366 | 29.007 | 0.554461 | 8.73 | 21.0000 | 1.381 |
| 64 | 5.000 | 18.000 | 13.707 | 5.000 | 30.852 | 27.735 | 0.525796 | 8.33 | 21.0000 | 1.382 |
| 65 | 6.000 | 17.000 | 12.298 | 5.000 | 32.355 | 27.011 | 0.509777 | 8.00 | 21.0000 | 1.386 |
| 66 | 5.000 | 13.000 | 6.865 | 2.000 | 19.342 | 38.337 | 0.790806 | 9.96 | 21.0000 | 1.389 |
| 67 | 5.000 | 18.000 | 11.707 | 3.000 | 24.195 | 31.604 | 0.615311 | 9.11 | 21.0000 | 1.393 |
| 68 | 4.000 | 20.000 | 13.883 | 3.000 | 24.063 | 31.716 | 0.618001 | 9.12 | 21.0000 | 1.394 |
| 69 | 5.000 | 19.000 | 14.475 | 5.000 | 30.721 | 27.435 | 0.519116 | 8.01 | 21.0000 | 1.395 |
| 70 | 3.000 | 19.000 | 12.755 | 2.000 | 20.028 | 36.600 | 0.742661 | 9.68 | 21.0000 | 1.399 |
| 71 | 2.000 | 16.000 | 11.091 | 2.000 | 18.325 | 39.917 | 0.836630 | 9.92 | 21.0000 | 1.402 |
| 72 | 6.000 | 16.000 | 9.530 | 3.000 | 24.044 | 31.390 | 0.610166 | 8.92 | 21.0000 | 1.404 |
| 73 | 7.000 | 13.000 | 7.585 | 4.000 | 27.665 | 28.728 | 0.548114 | 8.30 | 21.0000 | 1.404 |
| 74 | 6.000 | 17.000 | 11.298 | 4.000 | 27.966 | 28.547 | 0.544015 | 8.24 | 21.0000 | 1.405 |
| 75 | 5.000 | 20.000 | 15.245 | 5.000 | 30.914 | 27.052 | 0.510679 | 7.68 | 21.0000 | 1.407 |
| 76 | 4.000 | 12.000 | 6.737 | 2.000 | 18.825 | 38.461 | 0.794331 | 9.73 | 21.0000 | 1.409 |
| 77 | 7.000 | 12.000 | 6.817 | 4.000 | 27.167 | 28.828 | 0.550398 | 8.23 | 21.0000 | 1.411 |
| 78 | 7.000 | 13.000 | 8.585 | 5.000 | 31.371 | 26.702 | 0.502986 | 7.43 | 21.0000 | 1.413 |
| 79 | 5.000 | 16.000 | 9.170 | 2.000 | 19.694 | 36.345 | 0.735783 | 9.42 | 21.0000 | 1.418 |
| 80 | 7.000 | 12.000 | 7.817 | 5.000 | 30.866 | 26.736 | 0.503737 | 7.35 | 21.0000 | 1.420 |
| 81 | 7.000 | 14.000 | 8.353 | 4.000 | 27.539 | 28.334 | 0.539207 | 7.94 | 21.0000 | 1.421 |
| 82 | 7.000 | 13.000 | 6.585 | 3.000 | 23.382 | 31.387 | 0.610097 | 8.68 | 21.0000 | 1.422 |
| 83 | 7.000 | 14.000 | 9.353 | 5.000 | 31.316 | 26.472 | 0.497966 | 7.18 | 21.0000 | 1.423 |
| 84 | 6.000 | 18.000 | 13.066 | 5.000 | 31.314 | 26.485 | 0.498246 | 7.19 | 21.0000 | 1.423 |

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 85 | 5.000 | 20.000 | 14.245 | 4.000 | 27.150 | 28.338 | 0.539306 | 7.83 | 21.0000 | 1.429 |
| 86 | 7.000 | 12.000 | 5.817 | 3.000 | 22.825 | 31.666 | 0.616800 | 8.62 | 21.0000 | 1.430 |
| 87 | 4.000 | 18.000 | 11.347 | 2.000 | 19.555 | 36.008 | 0.726764 | 9.23 | 21.0000 | 1.432 |
| 88 | 6.000 | 13.000 | 6.225 | 2.000 | 18.939 | 37.097 | 0.756205 | 9.33 | 21.0000 | 1.433 |
| 89 | 6.000 | 14.000 | 6.993 | 2.000 | 19.273 | 36.467 | 0.739060 | 9.27 | 21.0000 | 1.433 |
| 90 | 7.000 | 14.000 | 7.353 | 3.000 | 23.225 | 30.813 | 0.596416 | 8.28 | 21.0000 | 1.444 |
| 91 | 3.000 | 13.000 | 8.146 | 2.000 | 17.659 | 39.324 | 0.819189 | 9.39 | 21.0000 | 1.446 |
| 92 | 7.000 | 15.000 | 10.121 | 5.000 | 30.856 | 26.101 | 0.489917 | 6.68 | 21.0000 | 1.446 |
| 93 | 5.000 | 19.000 | 12.475 | 3.000 | 23.055 | 30.777 | 0.595576 | 8.20 | 21.0000 | 1.450 |
| 94 | 6.000 | 18.000 | 12.066 | 4.000 | 26.862 | 27.876 | 0.528928 | 7.37 | 21.0000 | 1.452 |
| 95 | 7.000 | 15.000 | 9.121 | 4.000 | 26.952 | 27.780 | 0.526799 | 7.32 | 21.0000 | 1.453 |
| 96 | 5.000 | 12.000 | 6.097 | 2.000 | 18.249 | 37.615 | 0.770507 | 9.16 | 21.0000 | 1.453 |
| 97 | 3.000 | 20.000 | 13.523 | 2.000 | 19.185 | 35.677 | 0.717967 | 8.93 | 21.0000 | 1.455 |
| 98 | 6.000 | 17.000 | 10.298 | 3.000 | 23.033 | 30.522 | 0.589555 | 8.04 | 21.0000 | 1.459 |
| 99 | 6.000 | 17.000 | 13.298 | 6.000 | 32.579 | 25.141 | 0.469306 | 5.94 | 21.0000 | 1.460 |
| 100 | 7.000 | 13.000 | 9.585 | 6.000 | 32.990 | 24.942 | 0.465068 | 5.77 | 21.0000 | 1.463 |
| 101 | 7.000 | 14.000 | 10.353 | 6.000 | 33.235 | 24.860 | 0.463328 | 5.71 | 21.0000 | 1.463 |
| 102 | 6.000 | 19.000 | 13.841 | 5.000 | 30.196 | 25.940 | 0.486433 | 6.37 | 21.0000 | 1.464 |
| 103 | 6.000 | 15.000 | 7.762 | 2.000 | 18.937 | 35.452 | 0.712019 | 8.73 | 21.0000 | 1.471 |
| 104 | 7.000 | 15.000 | 11.121 | 6.000 | 33.261 | 24.689 | 0.459723 | 5.49 | 21.0000 | 1.471 |
| 105 | 5.000 | 17.000 | 9.938 | 2.000 | 18.968 | 35.267 | 0.707171 | 8.68 | 21.0000 | 1.474 |
| 106 | 7.000 | 16.000 | 10.890 | 5.000 | 30.129 | 25.661 | 0.480427 | 6.06 | 21.0000 | 1.476 |
| 107 | 6.000 | 18.000 | 14.066 | 6.000 | 32.192 | 24.919 | 0.464578 | 5.60 | 21.0000 | 1.476 |
| 108 | 7.000 | 12.000 | 8.817 | 6.000 | 32.345 | 24.828 | 0.462664 | 5.51 | 21.0000 | 1.478 |
| 109 | 7.000 | 16.000 | 11.890 | 6.000 | 33.135 | 24.427 | 0.454197 | 5.14 | 21.0000 | 1.485 |
| 110 | 7.000 | 15.000 | 8.121 | 3.000 | 22.599 | 30.044 | 0.578379 | 7.61 | 21.0000 | 1.487 |
| 111 | 6.000 | 19.000 | 14.841 | 6.000 | 31.826 | 24.683 | 0.459591 | 5.25 | 21.0000 | 1.492 |
| 112 | 4.000 | 19.000 | 12.115 | 2.000 | 18.690 | 35.001 | 0.700231 | 8.45 | 21.0000 | 1.493 |
| 113 | 7.000 | 16.000 | 9.890 | 4.000 | 26.115 | 27.160 | 0.513041 | 6.58 | 21.0000 | 1.495 |
| 114 | 7.000 | 17.000 | 12.658 | 6.000 | 32.953 | 24.062 | 0.446533 | 4.63 | 21.0000 | 1.505 |
| 115 | 6.000 | 19.000 | 12.841 | 4.000 | 25.665 | 27.185 | 0.513608 | 6.49 | 21.0000 | 1.505 |
| 116 | 6.000 | 12.000 | 5.457 | 2.000 | 17.615 | 36.651 | 0.744045 | 8.53 | 21.0000 | 1.505 |
| 117 | 6.000 | 20.000 | 14.652 | 5.000 | 29.184 | 25.356 | 0.473886 | 5.55 | 21.0000 | 1.507 |
| 118 | 5.000 | 20.000 | 13.245 | 3.000 | 21.873 | 29.948 | 0.576142 | 7.30 | 21.0000 | 1.513 |
| 119 | 7.000 | 17.000 | 11.658 | 5.000 | 29.187 | 25.158 | 0.469659 | 5.34 | 21.0000 | 1.515 |
| 120 | 6.000 | 20.000 | 15.652 | 6.000 | 31.480 | 24.316 | 0.451845 | 4.74 | 21.0000 | 1.515 |
| 121 | 7.000 | 13.000 | 5.585 | 2.000 | 18.046 | 35.211 | 0.705719 | 8.24 | 21.0000 | 1.517 |
| 122 | 6.000 | 18.000 | 11.066 | 3.000 | 21.902 | 29.662 | 0.569515 | 7.14 | 21.0000 | 1.521 |
| 123 | 6.000 | 16.000 | 8.530 | 2.000 | 18.280 | 34.356 | 0.683585 | 8.02 | 21.0000 | 1.527 |
| 124 | 7.000 | 18.000 | 13.440 | 6.000 | 32.094 | 23.661 | 0.438153 | 3.98 | 21.0000 | 1.537 |
| 125 | 7.000 | 14.000 | 6.353 | 2.000 | 17.986 | 34.321 | 0.682698 | 7.88 | 21.0000 | 1.542 |
| 126 | 5.000 | 18.000 | 10.707 | 2.000 | 18.051 | 34.164 | 0.678675 | 7.85 | 21.0000 | 1.543 |
| 127 | 7.000 | 17.000 | 10.658 | 4.000 | 25.053 | 26.512 | 0.498850 | 5.78 | 21.0000 | 1.546 |

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 128 | 7.000 | 16.000 | 8.890 | 3.000 | 21.637 | 29.150 | 0.557727 | 6.75 | 21.0000 | 1.547 |
| 129 | 7.000 | 14.000 | 11.353 | 7.000 | 33.828 | 22.902 | 0.422457 | 3.10 | 21.0000 | 1.551 |
| 130 | 7.000 | 15.000 | 12.121 | 7.000 | 33.810 | 22.871 | 0.421827 | 3.05 | 21.0000 | 1.553 |
| 131 | 7.000 | 13.000 | 10.585 | 7.000 | 33.605 | 22.869 | 0.421779 | 3.03 | 21.0000 | 1.556 |
| 132 | 7.000 | 18.000 | 12.440 | 5.000 | 28.187 | 24.627 | 0.458406 | 4.59 | 21.0000 | 1.558 |
| 133 | 3.000 | 12.000 | 7.378 | 2.000 | 16.274 | 37.562 | 0.769053 | 8.16 | 21.0000 | 1.558 |
| 134 | 6.000 | 20.000 | 13.652 | 4.000 | 24.608 | 26.469 | 0.497899 | 5.64 | 21.0000 | 1.559 |
| 135 | 7.000 | 16.000 | 12.890 | 7.000 | 33.601 | 22.777 | 0.419897 | 2.89 | 21.0000 | 1.561 |
| 136 | 8.000 | 13.000 | 6.945 | 4.000 | 24.750 | 26.310 | 0.494453 | 5.54 | 21.0000 | 1.562 |
| 137 | 7.000 | 12.000 | 4.817 | 2.000 | 17.126 | 35.288 | 0.707730 | 7.84 | 21.0000 | 1.562 |
| 138 | 4.000 | 20.000 | 12.883 | 2.000 | 17.669 | 34.002 | 0.674556 | 7.62 | 21.0000 | 1.566 |
| 139 | 8.000 | 13.000 | 7.945 | 5.000 | 28.046 | 24.505 | 0.455824 | 4.43 | 21.0000 | 1.567 |
| 140 | 8.000 | 12.000 | 6.177 | 4.000 | 24.331 | 26.373 | 0.495812 | 5.50 | 21.0000 | 1.570 |
| 141 | 7.000 | 17.000 | 13.658 | 7.000 | 33.273 | 22.643 | 0.417135 | 2.66 | 21.0000 | 1.573 |
| 142 | 7.000 | 12.000 | 9.817 | 7.000 | 33.009 | 22.697 | 0.418253 | 2.72 | 21.0000 | 1.574 |
| 143 | 7.000 | 19.000 | 14.268 | 6.000 | 31.250 | 23.182 | 0.428235 | 3.24 | 21.0000 | 1.575 |
| 144 | 8.000 | 14.000 | 8.713 | 5.000 | 27.953 | 24.317 | 0.451883 | 4.21 | 21.0000 | 1.577 |
| 145 | 8.000 | 12.000 | 7.177 | 5.000 | 27.575 | 24.443 | 0.454517 | 4.29 | 21.0000 | 1.579 |
| 146 | 8.000 | 13.000 | 8.945 | 6.000 | 31.095 | 23.126 | 0.427083 | 3.15 | 21.0000 | 1.580 |
| 147 | 8.000 | 13.000 | 5.945 | 3.000 | 21.007 | 28.812 | 0.550031 | 6.35 | 21.0000 | 1.580 |
| 148 | 8.000 | 14.000 | 7.713 | 4.000 | 24.505 | 25.942 | 0.486478 | 5.17 | 21.0000 | 1.583 |
| 149 | 8.000 | 14.000 | 9.713 | 6.000 | 31.121 | 23.036 | 0.425219 | 3.03 | 21.0000 | 1.584 |
| 150 | 8.000 | 12.000 | 5.177 | 3.000 | 20.649 | 29.043 | 0.555295 | 6.38 | 21.0000 | 1.585 |
| 151 | 7.000 | 18.000 | 14.440 | 7.000 | 32.852 | 22.449 | 0.413163 | 2.33 | 21.0000 | 1.590 |
| 152 | 6.000 | 19.000 | 11.841 | 3.000 | 20.714 | 28.766 | 0.548983 | 6.24 | 21.0000 | 1.592 |
| 153 | 8.000 | 12.000 | 8.177 | 6.000 | 30.566 | 23.018 | 0.424843 | 2.95 | 21.0000 | 1.595 |
| 154 | 8.000 | 15.000 | 10.481 | 6.000 | 30.782 | 22.819 | 0.420755 | 2.70 | 21.0000 | 1.601 |
| 155 | 7.000 | 18.000 | 11.440 | 4.000 | 23.990 | 25.827 | 0.484007 | 4.97 | 21.0000 | 1.602 |
| 156 | 8.000 | 15.000 | 9.481 | 5.000 | 27.466 | 23.981 | 0.444838 | 3.77 | 21.0000 | 1.603 |
| 157 | 6.000 | 17.000 | 9.298 | 2.000 | 17.343 | 33.182 | 0.653943 | 7.17 | 21.0000 | 1.604 |
| 158 | 7.000 | 19.000 | 13.268 | 5.000 | 27.256 | 24.036 | 0.445988 | 3.80 | 21.0000 | 1.605 |
| 159 | 7.000 | 15.000 | 7.121 | 2.000 | 17.319 | 33.138 | 0.652832 | 7.14 | 21.0000 | 1.607 |
| 160 | 7.000 | 19.000 | 15.268 | 7.000 | 32.431 | 22.175 | 0.407585 | 1.89 | 21.0000 | 1.611 |
| 161 | 8.000 | 14.000 | 10.713 | 7.000 | 33.198 | 21.959 | 0.403199 | 1.60 | 21.0000 | 1.612 |
| 162 | 8.000 | 14.000 | 6.713 | 3.000 | 20.663 | 28.225 | 0.536767 | 5.89 | 21.0000 | 1.613 |
| 163 | 7.000 | 20.000 | 15.130 | 6.000 | 30.488 | 22.700 | 0.418317 | 2.52 | 21.0000 | 1.613 |
| 164 | 7.000 | 17.000 | 9.658 | 3.000 | 20.512 | 28.267 | 0.537713 | 5.87 | 21.0000 | 1.617 |
| 165 | 8.000 | 13.000 | 9.945 | 7.000 | 32.927 | 21.946 | 0.402940 | 1.56 | 21.0000 | 1.617 |
| 166 | 8.000 | 15.000 | 11.481 | 7.000 | 33.170 | 21.857 | 0.401130 | 1.43 | 21.0000 | 1.619 |
| 167 | 8.000 | 15.000 | 8.481 | 4.000 | 23.868 | 25.431 | 0.475489 | 4.60 | 21.0000 | 1.622 |
| 168 | 5.000 | 19.000 | 11.475 | 2.000 | 16.998 | 33.113 | 0.652217 | 7.00 | 21.0000 | 1.624 |
| 169 | 8.000 | 16.000 | 11.250 | 6.000 | 30.162 | 22.521 | 0.414647 | 2.24 | 21.0000 | 1.628 |
| 170 | 8.000 | 16.000 | 12.250 | 7.000 | 33.005 | 21.680 | 0.397536 | 1.14 | 21.0000 | 1.631 |

02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口: 対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 171 | 8.000 | 12.000 | 9.177 | 7.000 | 32.313 | 21.805 | 0.400078 | 1.31 | 21.0000 | 1.634 |
| 172 | 7.000 | 20.000 | 16.130 | 7.000 | 31.989 | 21.845 | 0.400886 | 1.36 | 21.0000 | 1.637 |
| 173 | 8.000 | 16.000 | 10.250 | 5.000 | 26.696 | 23.553 | 0.435918 | 3.19 | 21.0000 | 1.641 |
| 174 | 8.000 | 17.000 | 13.046 | 7.000 | 32.724 | 21.419 | 0.392270 | 0.71 | 21.0000 | 1.651 |
| 175 | 7.000 | 20.000 | 14.130 | 5.000 | 26.428 | 23.432 | 0.433396 | 3.03 | 21.0000 | 1.653 |
| 176 | 8.000 | 17.000 | 12.046 | 6.000 | 29.459 | 22.152 | 0.407109 | 1.69 | 21.0000 | 1.661 |
| 177 | 7.000 | 19.000 | 12.268 | 4.000 | 22.996 | 25.085 | 0.468115 | 4.14 | 21.0000 | 1.662 |
| 178 | 8.000 | 13.000 | 4.945 | 2.000 | 16.505 | 32.560 | 0.638542 | 6.59 | 21.0000 | 1.667 |
| 179 | 6.000 | 20.000 | 12.652 | 3.000 | 19.623 | 27.842 | 0.528186 | 5.37 | 21.0000 | 1.667 |
| 180 | 8.000 | 15.000 | 7.481 | 3.000 | 19.859 | 27.411 | 0.518602 | 5.16 | 21.0000 | 1.674 |
| 181 | 8.000 | 16.000 | 9.250 | 4.000 | 22.965 | 24.833 | 0.462758 | 3.92 | 21.0000 | 1.675 |
| 182 | 8.000 | 18.000 | 13.896 | 7.000 | 32.321 | 21.078 | 0.385436 | 0.14 | 21.0000 | 1.678 |
| 183 | 8.000 | 17.000 | 11.046 | 5.000 | 25.860 | 23.057 | 0.425653 | 2.54 | 21.0000 | 1.685 |
| 184 | 8.000 | 12.000 | 4.177 | 2.000 | 15.977 | 33.007 | 0.649590 | 6.54 | 21.0000 | 1.686 |
| 185 | 8.000 | 14.000 | 11.713 | 8.000 | 33.810 | 20.575 | 0.375387 | -0.76 | 21.0000 | 1.688 |
| 186 | 8.000 | 15.000 | 12.481 | 8.000 | 33.809 | 20.567 | 0.375214 | -0.77 | 21.0000 | 1.689 |
| 187 | 7.000 | 16.000 | 7.890 | 2.000 | 16.380 | 31.886 | 0.622114 | 6.28 | 21.0000 | 1.693 |
| 188 | 8.000 | 16.000 | 13.250 | 8.000 | 33.646 | 20.513 | 0.374141 | -0.87 | 21.0000 | 1.695 |
| 189 | 7.000 | 18.000 | 10.440 | 3.000 | 19.351 | 27.363 | 0.517535 | 5.00 | 21.0000 | 1.696 |
| 190 | 8.000 | 13.000 | 10.945 | 8.000 | 33.560 | 20.501 | 0.373903 | -0.89 | 21.0000 | 1.697 |
| 191 | 8.000 | 18.000 | 12.896 | 6.000 | 28.803 | 21.714 | 0.398232 | 1.04 | 21.0000 | 1.698 |
| 192 | 6.000 | 18.000 | 10.066 | 2.000 | 16.222 | 32.026 | 0.625496 | 6.27 | 21.0000 | 1.698 |
| 193 | 8.000 | 17.000 | 14.046 | 8.000 | 33.335 | 20.376 | 0.371429 | -1.11 | 21.0000 | 1.708 |
| 194 | 8.000 | 19.000 | 14.782 | 7.000 | 31.791 | 20.703 | 0.377922 | -0.49 | 21.0000 | 1.709 |
| 195 | 8.000 | 12.000 | 10.177 | 8.000 | 32.960 | 20.300 | 0.369901 | -1.24 | 21.0000 | 1.718 |
| 196 | 5.000 | 20.000 | 12.245 | 2.000 | 15.890 | 32.047 | 0.626001 | 6.15 | 21.0000 | 1.718 |
| 197 | 8.000 | 14.000 | 5.713 | 2.000 | 16.132 | 31.497 | 0.612732 | 6.03 | 21.0000 | 1.719 |
| 198 | 7.000 | 20.000 | 13.130 | 4.000 | 22.118 | 24.327 | 0.452083 | 3.34 | 21.0000 | 1.724 |
| 199 | 8.000 | 18.000 | 14.896 | 8.000 | 33.000 | 20.164 | 0.367224 | -1.49 | 21.0000 | 1.727 |
| 200 | 8.000 | 18.000 | 11.896 | 5.000 | 25.089 | 22.476 | 0.413720 | 1.82 | 21.0000 | 1.735 |
| 201 | 8.000 | 17.000 | 10.046 | 4.000 | 21.987 | 24.158 | 0.448541 | 3.18 | 21.0000 | 1.736 |
| 202 | 8.000 | 19.000 | 13.782 | 6.000 | 28.188 | 21.248 | 0.388847 | 0.37 | 21.0000 | 1.738 |
| 203 | 8.000 | 20.000 | 15.693 | 7.000 | 31.284 | 20.323 | 0.370362 | -1.14 | 21.0000 | 1.742 |
| 204 | 8.000 | 16.000 | 8.250 | 3.000 | 18.833 | 26.553 | 0.499730 | 4.37 | 21.0000 | 1.750 |
| 205 | 8.000 | 19.000 | 15.782 | 8.000 | 32.618 | 19.897 | 0.361927 | -1.97 | 21.0000 | 1.751 |
| 206 | 8.000 | 20.000 | 14.693 | 6.000 | 27.636 | 20.783 | 0.379535 | -0.31 | 21.0000 | 1.778 |
| 207 | 7.000 | 19.000 | 11.268 | 3.000 | 18.351 | 26.408 | 0.496581 | 4.17 | 21.0000 | 1.778 |
| 208 | 8.000 | 20.000 | 16.693 | 8.000 | 32.215 | 19.602 | 0.356117 | -2.50 | 21.0000 | 1.778 |
| 209 | 8.000 | 19.000 | 12.782 | 5.000 | 24.409 | 21.899 | 0.401970 | 1.10 | 21.0000 | 1.785 |
| 210 | 9.000 | 14.000 | 10.073 | 7.000 | 30.038 | 20.003 | 0.364023 | -1.63 | 21.0000 | 1.785 |
| 211 | 9.000 | 14.000 | 9.073 | 6.000 | 27.171 | 20.805 | 0.379965 | -0.27 | 21.0000 | 1.786 |
| 212 | 9.000 | 13.000 | 8.305 | 6.000 | 27.093 | 20.826 | 0.380379 | -0.24 | 21.0000 | 1.787 |
| 213 | 9.000 | 13.000 | 7.305 | 5.000 | 24.263 | 21.925 | 0.402513 | 1.13 | 21.0000 | 1.787 |

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 214 | 9.000 | 13.000 | 9.305 | 7.000 | 29.858 | 19.961 | 0.363197 | -1.69 | 21.0000 | 1.791 |
| 215 | 9.000 | 15.000 | 10.842 | 7.000 | 29.870 | 19.926 | 0.362499 | -1.76 | 21.0000 | 1.793 |
| 216 | 9.000 | 14.000 | 8.073 | 5.000 | 24.178 | 21.825 | 0.400468 | 1.01 | 21.0000 | 1.795 |
| 217 | 9.000 | 15.000 | 11.842 | 8.000 | 32.424 | 19.321 | 0.350602 | -3.07 | 21.0000 | 1.795 |
| 218 | 9.000 | 14.000 | 11.073 | 8.000 | 32.361 | 19.335 | 0.350875 | -3.04 | 21.0000 | 1.795 |
| 219 | 9.000 | 13.000 | 6.305 | 4.000 | 21.282 | 23.453 | 0.433845 | 2.46 | 21.0000 | 1.795 |
| 220 | 7.000 | 17.000 | 8.658 | 2.000 | 15.295 | 30.692 | 0.593573 | 5.41 | 21.0000 | 1.796 |
| 221 | 8.000 | 18.000 | 10.896 | 4.000 | 21.156 | 23.439 | 0.433555 | 2.43 | 21.0000 | 1.800 |
| 222 | 9.000 | 15.000 | 9.842 | 6.000 | 26.859 | 20.652 | 0.376903 | -0.49 | 21.0000 | 1.803 |
| 223 | 9.000 | 16.000 | 12.665 | 8.000 | 32.332 | 19.199 | 0.348224 | -3.30 | 21.0000 | 1.805 |
| 224 | 6.000 | 19.000 | 10.841 | 2.000 | 15.057 | 30.890 | 0.598251 | 5.40 | 21.0000 | 1.806 |
| 225 | 9.000 | 13.000 | 10.305 | 8.000 | 32.053 | 19.250 | 0.349206 | -3.18 | 21.0000 | 1.806 |
| 226 | 9.000 | 12.000 | 6.536 | 5.000 | 23.769 | 21.786 | 0.399697 | 0.95 | 21.0000 | 1.809 |
| 227 | 9.000 | 16.000 | 11.665 | 7.000 | 29.574 | 19.723 | 0.358504 | -2.09 | 21.0000 | 1.812 |
| 228 | 9.000 | 12.000 | 5.536 | 4.000 | 20.884 | 23.383 | 0.432383 | 2.35 | 21.0000 | 1.812 |
| 229 | 9.000 | 12.000 | 7.536 | 6.000 | 26.505 | 20.606 | 0.376001 | -0.55 | 21.0000 | 1.814 |
| 230 | 8.000 | 15.000 | 6.481 | 2.000 | 15.216 | 30.228 | 0.582662 | 5.20 | 21.0000 | 1.816 |
| 231 | 9.000 | 14.000 | 7.073 | 4.000 | 21.004 | 23.173 | 0.428053 | 2.17 | 21.0000 | 1.819 |
| 232 | 9.000 | 12.000 | 8.536 | 7.000 | 29.166 | 19.726 | 0.358563 | -2.05 | 21.0000 | 1.819 |
| 233 | 9.000 | 17.000 | 13.546 | 8.000 | 32.150 | 18.997 | 0.344265 | -3.69 | 21.0000 | 1.823 |
| 234 | 9.000 | 13.000 | 5.305 | 3.000 | 18.053 | 25.629 | 0.479741 | 3.61 | 21.0000 | 1.824 |
| 235 | 9.000 | 15.000 | 8.842 | 5.000 | 23.693 | 21.542 | 0.394751 | 0.66 | 21.0000 | 1.825 |
| 236 | 9.000 | 16.000 | 10.665 | 6.000 | 26.428 | 20.363 | 0.371157 | -0.90 | 21.0000 | 1.831 |
| 237 | 9.000 | 12.000 | 4.536 | 3.000 | 17.795 | 25.693 | 0.481117 | 3.60 | 21.0000 | 1.834 |
| 238 | 9.000 | 12.000 | 9.536 | 8.000 | 31.319 | 19.005 | 0.344418 | -3.58 | 21.0000 | 1.835 |
| 239 | 8.000 | 20.000 | 13.693 | 5.000 | 23.778 | 21.319 | 0.390268 | 0.40 | 21.0000 | 1.836 |
| 240 | 9.000 | 17.000 | 12.546 | 7.000 | 29.290 | 19.448 | 0.353103 | -2.55 | 21.0000 | 1.837 |
| 241 | 8.000 | 17.000 | 9.046 | 3.000 | 17.747 | 25.618 | 0.479500 | 3.54 | 21.0000 | 1.840 |
| 242 | 9.000 | 18.000 | 14.462 | 8.000 | 31.907 | 18.747 | 0.339387 | -4.18 | 21.0000 | 1.846 |
| 243 | 9.000 | 15.000 | 12.842 | 9.000 | 33.229 | 18.462 | 0.333859 | -4.97 | 21.0000 | 1.849 |
| 244 | 9.000 | 16.000 | 13.665 | 9.000 | 33.181 | 18.409 | 0.332833 | -5.08 | 21.0000 | 1.854 |
| 245 | 9.000 | 14.000 | 12.073 | 9.000 | 33.146 | 18.416 | 0.332964 | -5.06 | 21.0000 | 1.854 |
| 246 | 7.000 | 20.000 | 12.130 | 3.000 | 17.447 | 25.420 | 0.475268 | 3.36 | 21.0000 | 1.864 |
| 247 | 9.000 | 18.000 | 13.462 | 7.000 | 29.021 | 19.139 | 0.347039 | -3.07 | 21.0000 | 1.865 |
| 248 | 9.000 | 17.000 | 11.546 | 6.000 | 26.045 | 19.978 | 0.363526 | -1.45 | 21.0000 | 1.866 |
| 249 | 9.000 | 16.000 | 9.665 | 5.000 | 23.131 | 21.120 | 0.386268 | 0.15 | 21.0000 | 1.867 |
| 250 | 9.000 | 15.000 | 7.842 | 4.000 | 20.335 | 22.701 | 0.418336 | 1.68 | 21.0000 | 1.868 |
| 251 | 9.000 | 13.000 | 11.305 | 9.000 | 32.826 | 18.295 | 0.330616 | -5.28 | 21.0000 | 1.868 |
| 252 | 8.000 | 19.000 | 11.782 | 4.000 | 20.383 | 22.662 | 0.417526 | 1.65 | 21.0000 | 1.869 |
| 253 | 9.000 | 17.000 | 14.546 | 9.000 | 33.007 | 18.248 | 0.329717 | -5.42 | 21.0000 | 1.870 |
| 254 | 9.000 | 19.000 | 15.400 | 8.000 | 31.604 | 18.481 | 0.334234 | -4.69 | 21.0000 | 1.872 |
| 255 | 9.000 | 14.000 | 6.073 | 3.000 | 17.573 | 25.049 | 0.467359 | 3.14 | 21.0000 | 1.874 |
| 256 | 9.000 | 18.000 | 15.462 | 9.000 | 32.784 | 18.050 | 0.325882 | -5.83 | 21.0000 | 1.889 |

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|--------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 257 | 9.000 | 19.000 | 14.400 | 7.000 | 28.724 | 18.815 | 0.340711 | -3.63 | 21.0000 | 1.895 |
| 258 | 9.000 | 12.000 | 10.536 | 9.000 | 32.177 | 18.068 | 0.326236 | -5.68 | 21.0000 | 1.897 |
| 259 | 9.000 | 20.000 | 16.352 | 8.000 | 31.297 | 18.215 | 0.329077 | -5.21 | 21.0000 | 1.898 |
| 260 | 9.000 | 18.000 | 12.462 | 6.000 | 25.644 | 19.578 | 0.355654 | -2.03 | 21.0000 | 1.903 |
| 261 | 9.000 | 19.000 | 16.400 | 9.000 | 32.510 | 17.823 | 0.321500 | -6.30 | 21.0000 | 1.912 |
| 262 | 9.000 | 17.000 | 10.546 | 5.000 | 22.615 | 20.622 | 0.376315 | -0.45 | 21.0000 | 1.914 |
| 263 | 6.000 | 20.000 | 11.652 | 2.000 | 14.099 | 29.709 | 0.570589 | 4.62 | 21.0000 | 1.914 |
| 264 | 9.000 | 12.000 | 3.536 | 2.000 | 14.122 | 29.578 | 0.567566 | 4.58 | 21.0000 | 1.917 |
| 265 | 7.000 | 18.000 | 9.440 | 2.000 | 14.118 | 29.455 | 0.564734 | 4.53 | 21.0000 | 1.921 |
| 266 | 9.000 | 13.000 | 4.305 | 2.000 | 14.293 | 28.991 | 0.554109 | 4.40 | 21.0000 | 1.923 |
| 267 | 9.000 | 20.000 | 15.352 | 7.000 | 28.407 | 18.481 | 0.334232 | -4.21 | 21.0000 | 1.927 |
| 268 | 9.000 | 16.000 | 8.665 | 4.000 | 19.647 | 22.095 | 0.405964 | 1.07 | 21.0000 | 1.929 |
| 269 | 8.000 | 18.000 | 9.896 | 3.000 | 16.844 | 24.608 | 0.458002 | 2.73 | 21.0000 | 1.932 |
| 270 | 8.000 | 20.000 | 12.693 | 4.000 | 19.698 | 21.944 | 0.402892 | 0.94 | 21.0000 | 1.935 |
| 271 | 9.000 | 20.000 | 17.352 | 9.000 | 32.207 | 17.581 | 0.316849 | -6.81 | 21.0000 | 1.938 |
| 272 | 8.000 | 16.000 | 7.250 | 2.000 | 14.093 | 28.942 | 0.552982 | 4.32 | 21.0000 | 1.940 |
| 273 | 9.000 | 19.000 | 13.400 | 6.000 | 25.283 | 19.168 | 0.347615 | -2.63 | 21.0000 | 1.942 |
| 274 | 9.000 | 15.000 | 6.842 | 3.000 | 16.730 | 24.318 | 0.451891 | 2.52 | 21.0000 | 1.952 |
| 275 | 9.000 | 18.000 | 11.462 | 5.000 | 22.126 | 20.084 | 0.365629 | -1.10 | 21.0000 | 1.965 |
| 276 | 9.000 | 20.000 | 14.352 | 6.000 | 24.888 | 18.752 | 0.339491 | -3.25 | 21.0000 | 1.984 |
| 277 | 9.000 | 17.000 | 9.546 | 4.000 | 18.987 | 21.398 | 0.391853 | 0.39 | 21.0000 | 1.997 |
| 278 | 10.000 | 15.000 | 12.311 | 9.000 | 31.254 | 16.993 | 0.305604 | -8.00 | 21.0000 | 2.006 |
| 279 | 10.000 | 16.000 | 13.238 | 9.000 | 31.396 | 16.931 | 0.304409 | -8.19 | 21.0000 | 2.010 |
| 280 | 10.000 | 14.000 | 11.441 | 9.000 | 30.960 | 16.959 | 0.304939 | -8.01 | 21.0000 | 2.014 |
| 281 | 9.000 | 19.000 | 12.400 | 5.000 | 21.657 | 19.552 | 0.355139 | -1.75 | 21.0000 | 2.017 |
| 282 | 10.000 | 17.000 | 14.192 | 9.000 | 31.433 | 16.825 | 0.302396 | -8.46 | 21.0000 | 2.019 |
| 283 | 9.000 | 14.000 | 5.073 | 2.000 | 13.604 | 27.861 | 0.528597 | 3.73 | 21.0000 | 2.019 |
| 284 | 10.000 | 15.000 | 11.311 | 8.000 | 28.643 | 17.308 | 0.311619 | -6.64 | 21.0000 | 2.023 |
| 285 | 8.000 | 19.000 | 10.782 | 3.000 | 16.047 | 23.629 | 0.437488 | 1.97 | 21.0000 | 2.025 |
| 286 | 10.000 | 16.000 | 12.238 | 8.000 | 28.865 | 17.214 | 0.309827 | -6.89 | 21.0000 | 2.027 |
| 287 | 10.000 | 14.000 | 10.441 | 8.000 | 28.344 | 17.305 | 0.311556 | -6.57 | 21.0000 | 2.029 |
| 288 | 10.000 | 18.000 | 15.161 | 9.000 | 31.347 | 16.666 | 0.299370 | -8.84 | 21.0000 | 2.036 |
| 289 | 10.000 | 13.000 | 10.664 | 9.000 | 30.519 | 16.798 | 0.301872 | -8.28 | 21.0000 | 2.037 |
| 290 | 10.000 | 17.000 | 13.192 | 8.000 | 28.993 | 17.065 | 0.306979 | -7.26 | 21.0000 | 2.039 |
| 291 | 10.000 | 15.000 | 13.311 | 10.000 | 32.284 | 16.464 | 0.295522 | -9.65 | 21.0000 | 2.042 |
| 292 | 7.000 | 19.000 | 10.268 | 2.000 | 13.165 | 28.146 | 0.534972 | 3.72 | 21.0000 | 2.046 |
| 293 | 10.000 | 16.000 | 14.238 | 10.000 | 32.416 | 16.394 | 0.294203 | -9.87 | 21.0000 | 2.047 |
| 294 | 10.000 | 14.000 | 9.441 | 7.000 | 25.636 | 17.734 | 0.319803 | -5.13 | 21.0000 | 2.049 |
| 295 | 10.000 | 15.000 | 10.311 | 7.000 | 25.811 | 17.676 | 0.318686 | -5.27 | 21.0000 | 2.050 |
| 296 | 10.000 | 13.000 | 9.664 | 8.000 | 27.961 | 17.154 | 0.308672 | -6.81 | 21.0000 | 2.050 |
| 297 | 10.000 | 14.000 | 12.441 | 10.000 | 32.001 | 16.425 | 0.294781 | -9.67 | 21.0000 | 2.050 |
| 298 | 9.000 | 16.000 | 7.665 | 3.000 | 15.837 | 23.367 | 0.432052 | 1.77 | 21.0000 | 2.051 |
| 299 | 10.000 | 18.000 | 14.161 | 8.000 | 29.040 | 16.891 | 0.303657 | -7.67 | 21.0000 | 2.054 |

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|--------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 300 | 10.000 | 19.000 | 16.139 | 9.000 | 31.189 | 16.490 | 0.296026 | -9.25 | 21.0000 | 2.056 |
| 301 | 10.000 | 17.000 | 15.192 | 10.000 | 32.433 | 16.272 | 0.291897 | -10.21 | 21.0000 | 2.059 |
| 302 | 10.000 | 16.000 | 11.238 | 7.000 | 25.917 | 17.526 | 0.315801 | -5.58 | 21.0000 | 2.061 |
| 303 | 9.000 | 18.000 | 10.462 | 4.000 | 18.419 | 20.699 | 0.377846 | -0.29 | 21.0000 | 2.066 |
| 304 | 10.000 | 13.000 | 8.664 | 7.000 | 25.363 | 17.614 | 0.317489 | -5.30 | 21.0000 | 2.066 |
| 305 | 9.000 | 20.000 | 13.352 | 5.000 | 21.228 | 19.048 | 0.345260 | -2.37 | 21.0000 | 2.069 |
| 306 | 10.000 | 19.000 | 15.139 | 8.000 | 29.039 | 16.699 | 0.299997 | -8.11 | 21.0000 | 2.073 |
| 307 | 10.000 | 13.000 | 11.664 | 10.000 | 31.559 | 16.249 | 0.291451 | -10.00 | 21.0000 | 2.075 |
| 308 | 10.000 | 14.000 | 8.441 | 6.000 | 22.875 | 18.274 | 0.330213 | -3.71 | 21.0000 | 2.077 |
| 309 | 10.000 | 17.000 | 12.192 | 7.000 | 25.961 | 17.322 | 0.311891 | -5.99 | 21.0000 | 2.078 |
| 310 | 8.000 | 17.000 | 8.046 | 2.000 | 12.965 | 27.594 | 0.522648 | 3.45 | 21.0000 | 2.085 |
| 311 | 10.000 | 12.000 | 9.896 | 9.000 | 29.655 | 16.454 | 0.295334 | -8.88 | 21.0000 | 2.086 |
| 312 | 10.000 | 13.000 | 7.664 | 6.000 | 22.720 | 18.200 | 0.328783 | -3.80 | 21.0000 | 2.088 |
| 313 | 10.000 | 15.000 | 9.311 | 6.000 | 22.906 | 18.131 | 0.327441 | -3.94 | 21.0000 | 2.088 |
| 314 | 10.000 | 20.000 | 16.122 | 8.000 | 28.958 | 16.493 | 0.296074 | -8.58 | 21.0000 | 2.094 |
| 315 | 10.000 | 12.000 | 8.896 | 8.000 | 27.132 | 16.824 | 0.302373 | -7.31 | 21.0000 | 2.098 |
| 316 | 10.000 | 18.000 | 13.161 | 7.000 | 25.915 | 17.088 | 0.307404 | -6.44 | 21.0000 | 2.100 |
| 317 | 10.000 | 16.000 | 10.238 | 6.000 | 22.911 | 17.890 | 0.322803 | -4.33 | 21.0000 | 2.108 |
| 318 | 10.000 | 12.000 | 10.896 | 10.000 | 30.804 | 15.966 | 0.286111 | -10.52 | 21.0000 | 2.116 |
| 319 | 10.000 | 12.000 | 7.896 | 7.000 | 24.563 | 17.264 | 0.310779 | -5.77 | 21.0000 | 2.117 |
| 320 | 8.000 | 20.000 | 11.693 | 3.000 | 15.351 | 22.690 | 0.418101 | 1.26 | 21.0000 | 2.118 |
| 321 | 10.000 | 13.000 | 6.664 | 5.000 | 20.044 | 18.971 | 0.343764 | -2.33 | 21.0000 | 2.118 |
| 322 | 10.000 | 14.000 | 7.441 | 5.000 | 20.052 | 18.972 | 0.343790 | -2.33 | 21.0000 | 2.118 |
| 323 | 10.000 | 19.000 | 14.139 | 7.000 | 25.824 | 16.837 | 0.302627 | -6.93 | 21.0000 | 2.126 |
| 324 | 10.000 | 17.000 | 11.192 | 6.000 | 22.838 | 17.612 | 0.317456 | -4.77 | 21.0000 | 2.134 |
| 325 | 9.000 | 19.000 | 11.400 | 4.000 | 17.882 | 20.013 | 0.364225 | -0.96 | 21.0000 | 2.137 |
| 326 | 10.000 | 15.000 | 8.311 | 5.000 | 19.955 | 18.722 | 0.338908 | -2.64 | 21.0000 | 2.141 |
| 327 | 10.000 | 12.000 | 6.896 | 6.000 | 21.996 | 17.821 | 0.321475 | -4.26 | 21.0000 | 2.142 |
| 328 | 9.000 | 17.000 | 8.546 | 3.000 | 15.081 | 22.397 | 0.412112 | 1.04 | 21.0000 | 2.152 |
| 329 | 10.000 | 20.000 | 15.122 | 7.000 | 25.678 | 16.578 | 0.297687 | -7.43 | 21.0000 | 2.155 |
| 330 | 9.000 | 15.000 | 5.842 | 2.000 | 12.577 | 26.593 | 0.500613 | 2.94 | 21.0000 | 2.161 |
| 331 | 10.000 | 13.000 | 5.664 | 4.000 | 17.296 | 20.056 | 0.365074 | -0.89 | 21.0000 | 2.164 |
| 332 | 10.000 | 18.000 | 12.161 | 6.000 | 22.724 | 17.309 | 0.311642 | -5.26 | 21.0000 | 2.165 |
| 333 | 10.000 | 12.000 | 5.896 | 5.000 | 19.405 | 18.623 | 0.336988 | -2.69 | 21.0000 | 2.171 |
| 334 | 7.000 | 20.000 | 11.130 | 2.000 | 12.348 | 26.870 | 0.506679 | 3.00 | 21.0000 | 2.173 |
| 335 | 10.000 | 16.000 | 9.238 | 5.000 | 19.786 | 18.349 | 0.331674 | -3.11 | 21.0000 | 2.177 |
| 336 | 10.000 | 14.000 | 6.441 | 4.000 | 17.078 | 19.887 | 0.361733 | -1.04 | 21.0000 | 2.187 |
| 337 | 10.000 | 19.000 | 13.139 | 6.000 | 22.525 | 16.983 | 0.305408 | -5.78 | 21.0000 | 2.201 |
| 338 | 9.000 | 20.000 | 12.352 | 4.000 | 17.381 | 19.370 | 0.351559 | -1.59 | 21.0000 | 2.208 |
| 339 | 10.000 | 12.000 | 4.896 | 4.000 | 16.799 | 19.756 | 0.359162 | -1.15 | 21.0000 | 2.211 |
| 340 | 10.000 | 17.000 | 10.192 | 5.000 | 19.577 | 17.935 | 0.323660 | -3.64 | 21.0000 | 2.220 |
| 341 | 8.000 | 18.000 | 8.896 | 2.000 | 12.059 | 26.202 | 0.492111 | 2.66 | 21.0000 | 2.230 |
| 342 | 10.000 | 15.000 | 7.311 | 4.000 | 16.817 | 19.455 | 0.353242 | -1.45 | 21.0000 | 2.232 |

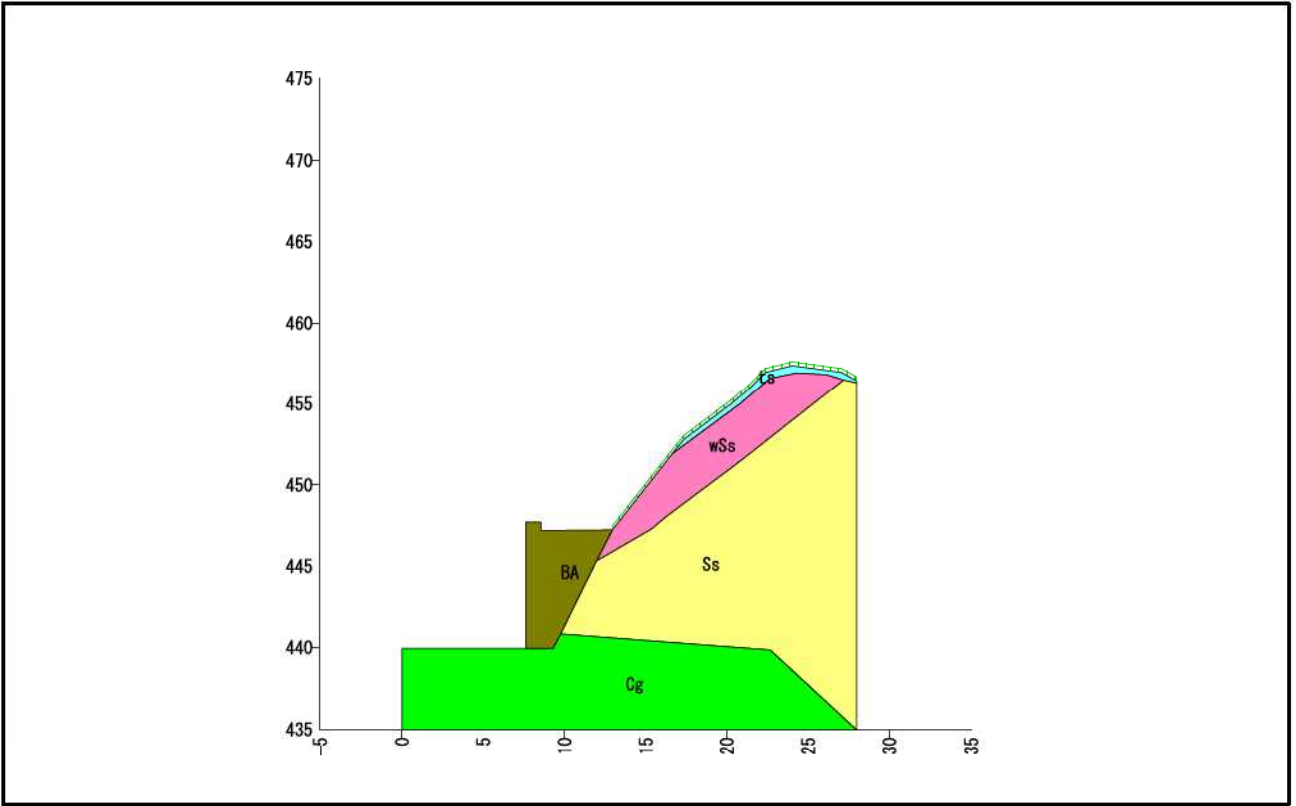
02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口:対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|--------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 343 | 10.000 | 20.000 | 14.122 | 6.000 | 22.318 | 16.667 | 0.299384 | -6.29 | 21.0000 | 2.238 |
| 344 | 10.000 | 13.000 | 4.664 | 3.000 | 14.385 | 21.606 | 0.396052 | 0.45 | 21.0000 | 2.248 |
| 345 | 9.000 | 18.000 | 9.462 | 3.000 | 14.444 | 21.439 | 0.392687 | 0.33 | 21.0000 | 2.253 |
| 346 | 10.000 | 18.000 | 11.161 | 5.000 | 19.348 | 17.520 | 0.315679 | -4.17 | 21.0000 | 2.266 |
| 347 | 10.000 | 12.000 | 3.896 | 3.000 | 14.093 | 21.372 | 0.391337 | 0.27 | 21.0000 | 2.284 |
| 348 | 10.000 | 16.000 | 8.238 | 4.000 | 16.498 | 18.881 | 0.342002 | -2.01 | 21.0000 | 2.293 |
| 349 | 10.000 | 14.000 | 5.441 | 3.000 | 13.946 | 21.181 | 0.387493 | 0.14 | 21.0000 | 2.308 |
| 350 | 10.000 | 19.000 | 12.139 | 5.000 | 19.117 | 17.122 | 0.308067 | -4.70 | 21.0000 | 2.311 |
| 351 | 9.000 | 16.000 | 6.665 | 2.000 | 11.536 | 25.156 | 0.469620 | 2.11 | 21.0000 | 2.334 |
| 352 | 10.000 | 17.000 | 9.192 | 4.000 | 16.182 | 18.309 | 0.330884 | -2.59 | 21.0000 | 2.356 |
| 353 | 9.000 | 19.000 | 10.400 | 3.000 | 13.841 | 20.532 | 0.374527 | -0.34 | 21.0000 | 2.357 |
| 354 | 10.000 | 20.000 | 13.122 | 5.000 | 18.825 | 16.715 | 0.300307 | -5.23 | 21.0000 | 2.363 |
| 355 | 8.000 | 19.000 | 9.782 | 2.000 | 11.307 | 24.869 | 0.463531 | 1.95 | 21.0000 | 2.374 |
| 356 | 10.000 | 15.000 | 6.311 | 3.000 | 13.440 | 20.392 | 0.371733 | -0.43 | 21.0000 | 2.400 |
| 357 | 10.000 | 12.000 | 2.896 | 2.000 | 11.180 | 24.400 | 0.453617 | 1.72 | 21.0000 | 2.411 |
| 358 | 10.000 | 13.000 | 3.664 | 2.000 | 11.246 | 24.160 | 0.448587 | 1.63 | 21.0000 | 2.415 |
| 359 | 10.000 | 18.000 | 10.161 | 4.000 | 15.845 | 17.736 | 0.319841 | -3.17 | 21.0000 | 2.425 |
| 360 | 9.000 | 20.000 | 11.352 | 3.000 | 13.355 | 19.709 | 0.358228 | -0.95 | 21.0000 | 2.454 |
| 361 | 10.000 | 19.000 | 11.139 | 4.000 | 15.534 | 17.228 | 0.310081 | -3.69 | 21.0000 | 2.490 |
| 362 | 10.000 | 16.000 | 7.238 | 3.000 | 12.991 | 19.550 | 0.355097 | -1.05 | 21.0000 | 2.498 |
| 363 | 9.000 | 17.000 | 7.546 | 2.000 | 10.759 | 23.711 | 0.439190 | 1.36 | 21.0000 | 2.499 |
| 364 | 8.000 | 20.000 | 10.693 | 2.000 | 10.668 | 23.619 | 0.437283 | 1.31 | 21.0000 | 2.516 |
| 365 | 10.000 | 20.000 | 12.122 | 4.000 | 15.226 | 16.719 | 0.300380 | -4.23 | 21.0000 | 2.558 |
| 366 | 10.000 | 14.000 | 4.441 | 2.000 | 10.454 | 23.131 | 0.427180 | 1.07 | 21.0000 | 2.571 |
| 367 | 10.000 | 17.000 | 8.192 | 3.000 | 12.549 | 18.729 | 0.339038 | -1.65 | 21.0000 | 2.602 |
| 368 | 9.000 | 18.000 | 8.462 | 2.000 | 10.094 | 22.350 | 0.411153 | 0.67 | 21.0000 | 2.666 |
| 369 | 10.000 | 18.000 | 9.161 | 3.000 | 12.172 | 17.965 | 0.324244 | -2.23 | 21.0000 | 2.703 |
| 370 | 10.000 | 15.000 | 5.311 | 2.000 | 9.750 | 21.751 | 0.398972 | 0.37 | 21.0000 | 2.755 |
| 371 | 10.000 | 19.000 | 10.139 | 3.000 | 11.819 | 17.269 | 0.310878 | -2.77 | 21.0000 | 2.802 |
| 372 | 9.000 | 19.000 | 9.400 | 2.000 | 9.539 | 21.138 | 0.386628 | 0.07 | 21.0000 | 2.827 |
| 373 | 10.000 | 20.000 | 11.122 | 3.000 | 11.471 | 16.639 | 0.298849 | -3.26 | 21.0000 | 2.902 |
| 374 | 10.000 | 16.000 | 6.238 | 2.000 | 9.164 | 20.366 | 0.371231 | -0.31 | 21.0000 | 2.944 |
| 375 | 9.000 | 20.000 | 10.352 | 2.000 | 9.065 | 20.065 | 0.365251 | -0.46 | 21.0000 | 2.983 |
| 376 | 10.000 | 17.000 | 7.192 | 2.000 | 8.669 | 19.166 | 0.347570 | -0.90 | 21.0000 | 3.126 |
| 377 | 10.000 | 18.000 | 8.161 | 2.000 | 8.253 | 18.122 | 0.327267 | -1.42 | 21.0000 | 3.299 |
| 378 | 10.000 | 19.000 | 9.139 | 2.000 | 7.883 | 17.159 | 0.308760 | -1.91 | 21.0000 | 3.472 |
| 379 | 10.000 | 20.000 | 10.122 | 2.000 | 7.559 | 16.355 | 0.293464 | -2.32 | 21.0000 | 3.635 |

抑止力算定

03_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面抑止力算定

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | 円弧すべり |
| 備考 | 抑止力算定 |



| 土質定数 | | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m^3) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3) | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部摩擦角 | |
|------|-----|----------|---|--|---------------------------------|------------------------|-------------|
| No | 地層名 | | | | | ϕ ($^\circ$) | $\tan \phi$ |
| 1 | ts | 表層土 | 14.00 | 15.00 | 15.00 | 10.0000 | 0.176327 |
| 2 | wSs | 強風化凝灰質砂岩 | 17.00 | 18.00 | 1.99 | 36.0000 | 0.726543 |
| 3 | Ss | 砂岩 | 17.00 | 18.00 | 61.00 | 39.0000 | 0.809784 |
| 4 | Cg | 礫岩 | 19.00 | 20.00 | 65.00 | 39.0000 | 0.809784 |
| 5 | BA | 盛土 | 19.00 | 20.00 | 0.00 | 30.0000 | 0.577350 |

※水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00 (\text{kN/m}^3)$

03_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面抑止力算定

| 座標の入力データ | | | | | | | | |
|----------|-------------|-----------------------------|----------------|----------------------------|----------------------|----|----|------|
| No. | 距離 X (m) | 原地形 標高Y _G (m) | 計画地形 標高Y(m) | 水位 標高Y _w (m) | すべり面 | | | ハタ上げ |
| | | | | | 標高Y _s (m) | 形状 | 強度 | |
| 1 | 0.000 | | 439.948 | | | | | |
| 2 | 7.625 | | 439.948 | | | | | |
| 3 | 7.625 | | 447.696 | | | | | |
| 4 | 8.559 | | 447.696 | | | | | |
| 5 | 8.559 | | 447.201 | | | | | |
| 6 | 12.912 | | 447.222 | | | | | |
| 7 | 16.642 | | 451.884 | | | | | |
| 8 | 17.375 | | 452.801 | | | | | |
| 9 | 20.245 | | 455.000 | | | | | |
| 10 | 21.388 | | 456.000 | | | | | |
| 11 | 22.404 | | 457.000 | | | | | |
| 12 | 24.015 | | 457.400 | | | | | |
| 13 | 27.055 | | 457.000 | | | | | |
| 14 | 27.991 | | 456.487 | | | | | |

原：原地形のハタ上げ、 計：計画地形のハタ上げ

| 地層境界線の座標 | | | | | | | | |
|----------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|
| No. | No. 1 | | No. 2 | | No. 3 | | No. 4 | |
| | 距離X(m) | 標高Y(m) | 距離X(m) | 標高Y(m) | 距離X(m) | 標高Y(m) | 距離X(m) | 標高Y(m) |
| 1 | 27.970 | 456.309 | 16.642 | 451.884 | 27.200 | 456.533 | 9.744 | 440.864 |
| 2 | 27.991 | 456.297 | 20.821 | 455.040 | 20.821 | 451.450 | 22.688 | 439.881 |
| 3 | | | 22.688 | 456.615 | 16.284 | 448.016 | 27.991 | 435.000 |
| 4 | | | 24.296 | 456.926 | 15.393 | 447.297 | | |
| 5 | | | 26.139 | 456.841 | 11.965 | 445.322 | | |
| 6 | | | 27.200 | 456.533 | | | | |
| 7 | | | 27.970 | 456.309 | | | | |

| 地層境界線の座標 | | |
|----------|--------|---------|
| No. | No. 5 | |
| | 距離X(m) | 標高Y(m) |
| 1 | 7.625 | 439.948 |
| 2 | 9.287 | 439.948 |
| 3 | 9.744 | 440.864 |
| 4 | 11.965 | 445.322 |
| 5 | 12.912 | 447.222 |

03_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面抑止力算定

| 分布荷重データ (常時) | | | | | | |
|--------------|---------|--------|--------------------------|-------|-----------|-----------|
| 荷重名 | 作用範囲(m) | | 分布荷重(kN/m ²) | | 滑動力 加算 | 抵抗力 加算 |
| | 左側 X1 | 右側 X2 | 左側 q1 | 右側 q2 | | |
| 雪荷重 | 12.912 | 17.375 | 7.00 | 7.00 | ○ | ○ |
| 雪荷重2 | 17.375 | 27.991 | 14.00 | 14.00 | ○ | ○ |

1. 設計条件

(1) 補強斜面の計画安全率

本現場は永久として考え、計画安全率を設定する。

切土補強土工法設計・施工要領では下表のように示されている。

補強斜面の計画安全率

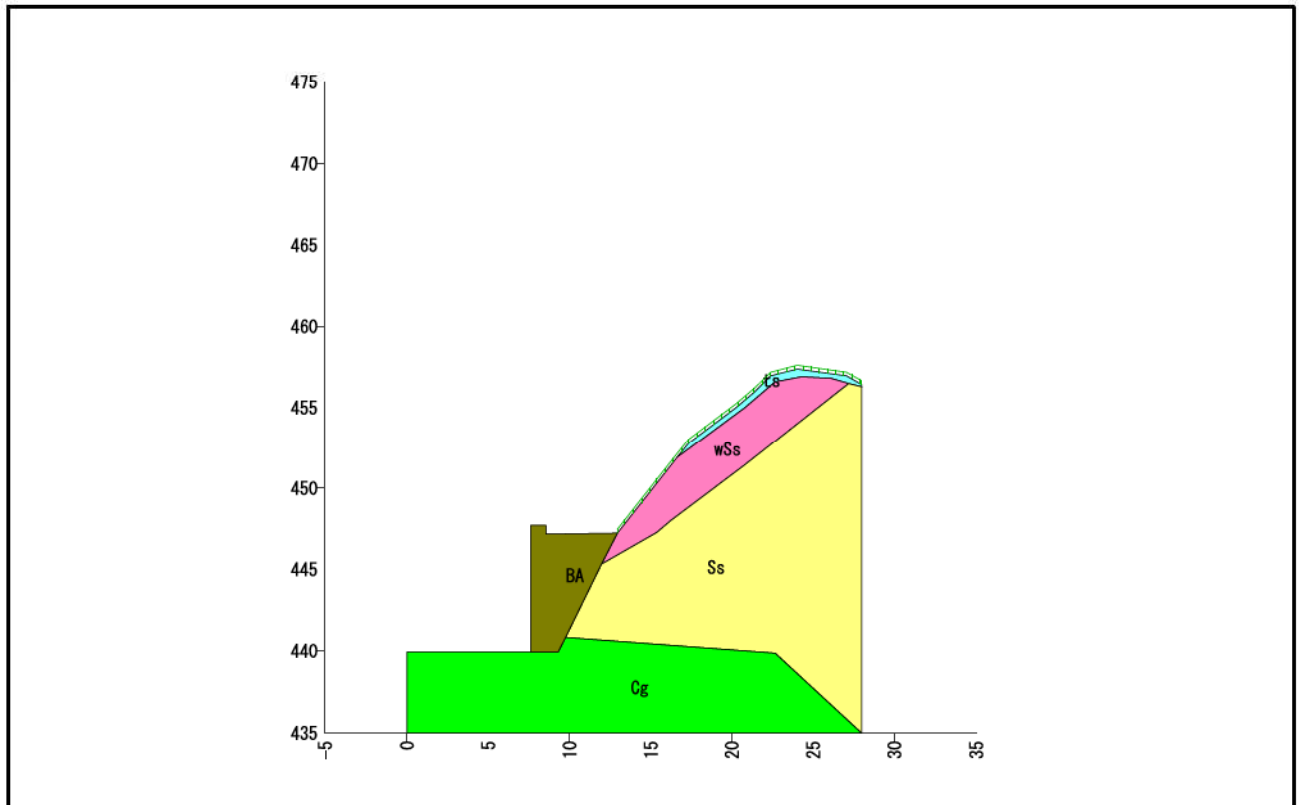
| 項目 | 計画安全率 |
|--------|--------------------------|
| 永久(長期) | $F_{sp} \geq 1.20$ |
| 仮設(短期) | $F_{sp} \geq 1.05, 1.10$ |

【切土補強土工法設計・施工要領 P.31】

計画安全率は、当該斜面の重要性を考慮して $F_{sp} = 1.200$ とする。

(2) 土質条件

当該斜面の地形、土質の構成と定数は以下の通りである。



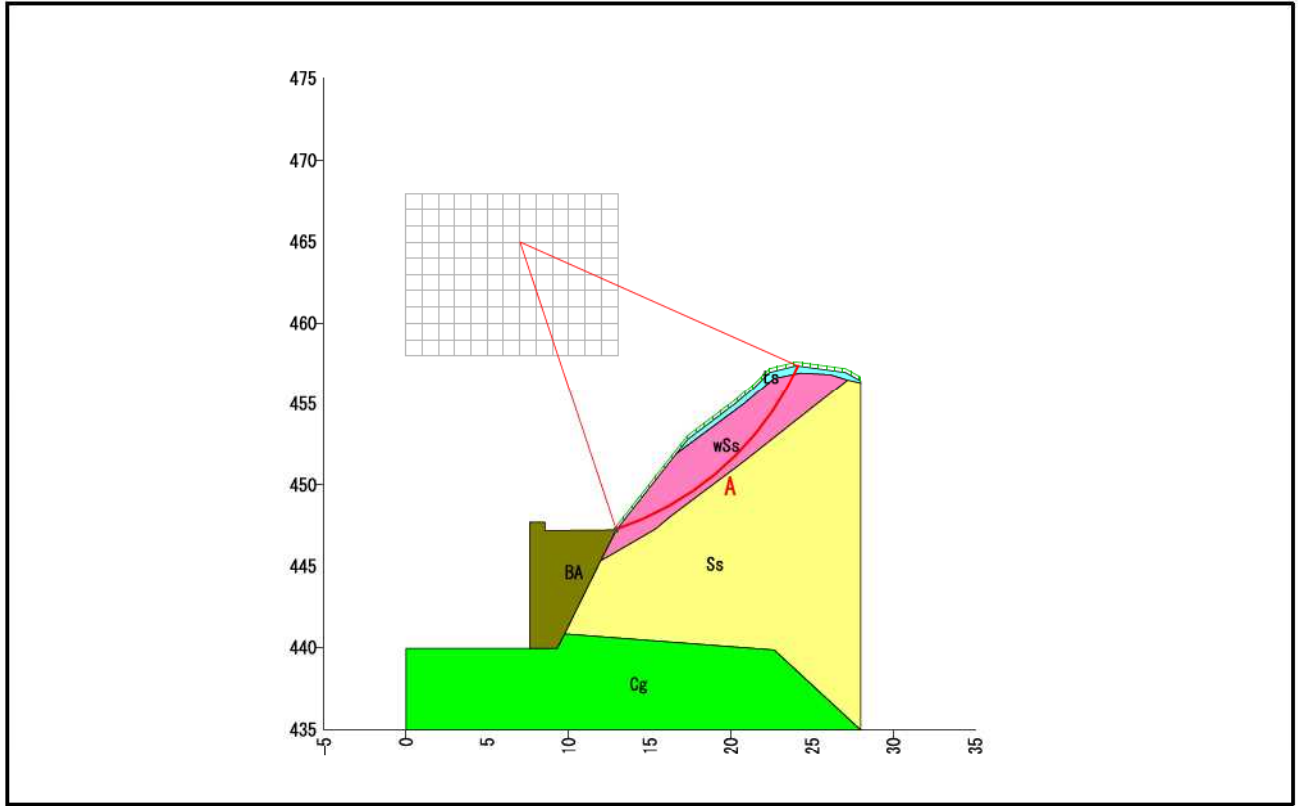
| 土質定数 | | | | | | | |
|------|-----|----------|---|--|---------------------------------|------------------------|-------------|
| No | 地層名 | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m^3) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3) | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部摩擦角 | |
| | | | | | | ϕ ($^\circ$) | $\tan \phi$ |
| 1 | ts | 表層土 | 14.00 | 15.00 | 15.00 | 10.0000 | 0.176327 |
| 2 | wSs | 強風化凝灰質砂岩 | 17.00 | 18.00 | 1.99 | 36.0000 | 0.726543 |
| 3 | Ss | 砂岩 | 17.00 | 18.00 | 61.00 | 39.0000 | 0.809784 |
| 4 | Cg | 礫岩 | 19.00 | 20.00 | 65.00 | 39.0000 | 0.809784 |
| 5 | BA | 盛土 | 19.00 | 20.00 | 0.00 | 30.0000 | 0.577350 |

※水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00 (\text{kN/m}^3)$

2. 繰り返し円弧計算

斜面の安定性は繰り返し円弧すべりで検討した結果、以下のすべり面が最も危険と判断できる。

<円弧A>



| 安定計算結果 | | 項目 | 記号 | 単位 | 常時 |
|--------|--------|----|-----|----------------|---------|
| 計算結果 | 安全率 | | Fs | — | 0.951 |
| | 計画安全率 | | Fsp | — | 1.200 |
| | 必要抑止力 | | Pr | kN/m | 91.1 |
| 円弧 | 中心座標 | | X | m | 7.000 |
| | | | Y | m | 465.000 |
| | 半径 | | r | m | 18.735 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | | S | kN/m | 348.51 |
| | 滑動力 | | T | kN/m | 366.30 |
| | 法線力 | | N | kN/m | 427.74 |
| | 間隙水圧 | | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | | l | m | 15.574 |
| | 面積 | | A | m ² | 26.87 |

(1) 安定計算式

安定計算は、修正Fellenius法を用いて行う。

基本的に極限つり合い法を用いることとし、所要の計画安全率を確保するものとする。

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{すべり抵抗力}(\Sigma S)}{\text{滑動力}(\Sigma T)}$$

計算手法は、「スライス分割法」に基づいて、すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割し、各スライス（分割片）について力のつり合いを考えるものとする。

<常時>

$$F_s = \frac{\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)}{\Sigma T}$$

$$Pr = F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)]$$

ここで、

| | | |
|----------|---|----------------------|
| F_s | : 安全率 | |
| F_{sp} | : 計画安全率 | |
| Pr | : 必要抑止力 | (kN/m) |
| N | : スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | (m) |
| b | : スライス幅 | (m) |
| ϕ | : すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q_N | : 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q_T | : 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |

(2) 安定性の評価

<円弧A>

| スライス要素の集計表 | | 粘着力 C (kN/m ²) | すべり面長 l (m) | 法線力 N (kN/m) | 間隙水圧 U (kN/m) | 滑動力 T (kN/m) | すべり抵抗力 S (kN/m) |
|----------------|----------|-------------------------------|----------------|-----------------|------------------|-----------------|--------------------|
| 内部摩擦角 φ (°) | tan φ | | | | | | |
| 36.0000 | 0.726543 | 1.99 | 14.975 | 425.83 | 0.00 | 362.21 | 339.19 |
| 10.0000 | 0.176327 | 15.00 | 0.599 | 1.91 | 0.00 | 4.09 | 9.32 |

常時の安全率は次式を用いて計算する。

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot l)}{\sum T} \\
 &= \frac{348.51}{366.30} \\
 &= 0.951
 \end{aligned}$$

ここで、

| | | |
|----------|---|----------------------|
| F_s | : 安全率 | |
| N | : スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | (m) |
| b | : スライス幅 | (m) |
| ϕ | : すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q_N | : 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q_T | : 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |

(3) 必要抑止力の計算

計画安全率 $F_{sp} = 1.200$ を満足する必要抑止力を計算する。

<円弧A>

$$\begin{aligned} Pr &= F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)] \\ &= 1.200 \times 366.30 - 348.51 \\ &= 91.1 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここで、

| | | |
|----------|---|----------------------|
| F_{sp} | : 計画安全率 | |
| Pr | : 必要抑止力 | (kN/m) |
| N | : スライス重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : スライス重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | (m) |
| b | : スライス幅 | (m) |
| ϕ | : すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q_N | : 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q_T | : 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |

繰り返し円弧計算条件

1. 円弧条件

中心の変化範囲

X座標 : 0.000 ~ 13.000 (m) ピッチ : 1.000 (m)

Y座標 : 458.000 ~ 468.000 (m) ピッチ : 1.000 (m)

2次追跡 : なし

通過点座標

通過点 (X, Y) : (12.912, 447.222)

2. 不通過層名

なし

3. 有効範囲

X座標 : 12.000 ~ 30.000 (m)

4. 計算条件

計画安全率(常時) $F_{sp} = 1.200$

計算式 修正Fellenius法

すべり面強度 地層値

5. 出力条件

安全率 F_s … 全て出力抑止力 Pr (kN/m) … 全て出力滑動力 T (kN/m) … 全て出力

深度 (m) … 全て出力

繰り返し円弧計算結果一覧 (常時)

| No. | 円弧条件 | | | | | すべり 抵抗力 S (kN/m) | 滑動力 T (kN/m) | 安全率 Fs | 抑止力 Pr (kN/m) |
|-----|--------|--------|---------|-------------|-------------|------------------------|-----------------|-----------|------------------|
| | 登 録 | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | | | |
| | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| 1 | A | 7.000 | 465.000 | 18.735 | 2.721 | 348.51 | 366.30 | 0.951 | ※ 91.1 |
| 2 | | 6.000 | 466.000 | 20.010 | 2.585 | 332.71 | 352.82 | 0.943 | 90.7 |
| 3 | | 5.000 | 468.000 | 22.233 | 2.634 | 355.12 | 371.23 | 0.956 | 90.4 |
| 4 | | 8.000 | 464.000 | 17.482 | 2.877 | 367.38 | 381.35 | 0.963 | 90.3 |
| 5 | | 6.000 | 467.000 | 20.951 | 2.758 | 371.30 | 384.55 | 0.965 | 90.2 |
| 6 | | 7.000 | 464.000 | 17.789 | 2.523 | 305.36 | 329.49 | 0.926 | 90.1 |
| 7 | | 5.000 | 467.000 | 21.302 | 2.467 | 319.21 | 340.93 | 0.936 | 90.0 |
| 8 | | 8.000 | 463.000 | 16.525 | 2.672 | 321.28 | 342.72 | 0.937 | 90.0 |
| 9 | | 6.000 | 465.000 | 19.074 | 2.395 | 291.94 | 317.71 | 0.918 | 89.4 |
| 10 | | 9.000 | 462.000 | 15.287 | 2.847 | 340.64 | 358.14 | 0.951 | 89.2 |
| 11 | | 7.000 | 466.000 | 19.687 | 2.898 | 390.09 | 399.28 | 0.976 | 89.1 |
| 12 | | 4.000 | 468.000 | 22.609 | 2.363 | 306.77 | 329.71 | 0.930 | 88.9 |
| 13 | | 9.000 | 463.000 | 16.256 | 3.059 | 389.55 | 398.02 | 0.978 | 88.1 |
| 14 | | 5.000 | 466.000 | 20.377 | 2.284 | 280.03 | 306.48 | 0.913 | 87.8 |
| 15 | | 8.000 | 465.000 | 18.444 | 3.059 | 411.76 | 415.42 | 0.991 | 86.8 |
| 16 | | 4.000 | 467.000 | 21.693 | 2.187 | 269.78 | 296.78 | 0.909 | 86.4 |
| 17 | | 10.000 | 461.000 | 14.082 | 3.054 | 363.95 | 374.84 | 0.970 | 85.9 |
| 18 | | 3.000 | 468.000 | 23.021 | 2.101 | 261.13 | 288.18 | 0.906 | 84.7 |
| 19 | | 8.000 | 462.000 | 15.573 | 2.439 | 276.33 | 300.69 | 0.918 | 84.5 |
| 20 | | 9.000 | 461.000 | 14.323 | 2.602 | 292.12 | 313.80 | 0.930 | 84.5 |
| 21 | | 6.000 | 468.000 | 21.898 | 2.915 | 411.31 | 412.95 | 0.996 | 84.3 |
| 22 | | 7.000 | 463.000 | 16.849 | 2.301 | 263.58 | 289.23 | 0.911 | 83.5 |
| 23 | | 10.000 | 460.000 | 13.106 | 2.799 | 311.33 | 328.27 | 0.948 | 82.6 |
| 24 | | 6.000 | 464.000 | 18.146 | 2.183 | 253.13 | 279.40 | 0.905 | 82.2 |
| 25 | | 7.000 | 467.000 | 20.643 | 3.062 | 432.52 | 428.41 | 1.009 | 81.6 |
| 26 | | 5.000 | 465.000 | 19.459 | 2.082 | 244.20 | 270.36 | 0.903 | 80.3 |
| 27 | | 4.000 | 466.000 | 20.786 | 1.994 | 236.46 | 262.35 | 0.901 | 78.4 |
| 28 | | 11.000 | 459.000 | 11.932 | 3.040 | 335.62 | 344.12 | 0.975 | 77.4 |
| 29 | | 3.000 | 467.000 | 22.123 | 1.918 | 230.15 | 255.68 | 0.900 | 76.7 |
| 30 | | 2.000 | 468.000 | 23.469 | 1.850 | 224.28 | 249.09 | 0.900 | 74.7 |
| 31 | | 9.000 | 460.000 | 13.363 | 2.320 | 247.30 | 265.90 | 0.930 | 71.8 |
| 32 | | 8.000 | 461.000 | 14.627 | 2.173 | 235.14 | 255.35 | 0.920 | 71.3 |
| 33 | | 7.000 | 462.000 | 15.917 | 2.051 | 225.70 | 246.84 | 0.914 | 70.6 |
| 34 | | 10.000 | 459.000 | 12.133 | 2.498 | 262.90 | 277.83 | 0.946 | 70.5 |
| 35 | | 6.000 | 463.000 | 17.226 | 1.948 | 218.00 | 239.18 | 0.911 | 69.1 |
| 36 | | 5.000 | 464.000 | 18.550 | 1.860 | 211.17 | 231.86 | 0.910 | 67.1 |

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

03_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面抑止力算定

| No. | 円弧条件 | | | | | すべり 抵抗力 S (kN/m) | 滑動力 T (kN/m) | 安全率 Fs | 抑止力 Pr (kN/m) |
|-----|--------|--------|---------|-------------|-------------|------------------------|-----------------|-----------|------------------|
| | 登 録 | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | | | |
| | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| 37 | | 11.000 | 458.000 | 10.946 | 2.720 | 282.94 | 291.09 | 0.972 | 66.4 |
| 38 | | 4.000 | 465.000 | 19.887 | 1.784 | 205.78 | 225.53 | 0.912 | 64.9 |
| 39 | | 3.000 | 466.000 | 21.233 | 1.718 | 201.41 | 220.47 | 0.913 | 63.2 |
| 40 | | 9.000 | 459.000 | 12.411 | 1.998 | 202.21 | 220.82 | 0.915 | 62.8 |
| 41 | | 8.000 | 460.000 | 13.690 | 1.872 | 192.83 | 212.76 | 0.906 | 62.5 |
| 42 | | 10.000 | 458.000 | 11.164 | 2.158 | 214.50 | 230.25 | 0.931 | 61.8 |
| 43 | | 7.000 | 461.000 | 14.993 | 1.769 | 185.48 | 205.77 | 0.901 | 61.5 |
| 44 | | 2.000 | 467.000 | 22.589 | 1.660 | 197.64 | 215.76 | 0.916 | 61.3 |
| 45 | | 6.000 | 462.000 | 16.315 | 1.685 | 179.66 | 199.79 | 0.899 | 60.1 |
| 46 | | 1.000 | 468.000 | 23.950 | 1.609 | 194.35 | 211.37 | 0.919 | 59.3 |
| 47 | | 5.000 | 463.000 | 17.651 | 1.614 | 174.75 | 194.10 | 0.900 | 58.2 |
| 48 | | 4.000 | 464.000 | 18.998 | 1.554 | 170.67 | 189.18 | 0.902 | 56.4 |
| 49 | | 3.000 | 465.000 | 20.354 | 1.501 | 167.46 | 185.22 | 0.904 | 54.9 |
| 50 | | 9.000 | 458.000 | 11.466 | 1.678 | 161.45 | 179.98 | 0.897 | 54.6 |
| 51 | | 8.000 | 459.000 | 12.761 | 1.568 | 154.68 | 173.84 | 0.889 | 54.0 |
| 52 | | 2.000 | 466.000 | 21.718 | 1.455 | 164.66 | 181.53 | 0.907 | 53.2 |
| 53 | | 7.000 | 460.000 | 14.079 | 1.480 | 149.49 | 168.78 | 0.885 | 53.1 |
| 54 | | 1.000 | 467.000 | 23.088 | 1.414 | 162.37 | 178.48 | 0.909 | 51.9 |
| 55 | | 6.000 | 461.000 | 15.415 | 1.410 | 145.38 | 164.18 | 0.885 | 51.7 |
| 56 | | 5.000 | 462.000 | 16.763 | 1.353 | 142.42 | 160.79 | 0.885 | 50.6 |
| 57 | | 0.000 | 468.000 | 24.463 | 1.379 | 160.33 | 175.47 | 0.913 | 50.3 |
| 58 | | 4.000 | 463.000 | 18.121 | 1.305 | 139.68 | 157.31 | 0.887 | 49.1 |
| 59 | | 3.000 | 464.000 | 19.487 | 1.266 | 137.84 | 154.60 | 0.891 | 47.7 |
| 60 | | 2.000 | 465.000 | 20.860 | 1.233 | 136.44 | 152.40 | 0.895 | 46.5 |
| 61 | | 1.000 | 466.000 | 22.238 | 1.205 | 135.14 | 150.16 | 0.899 | 45.1 |
| 62 | | 8.000 | 458.000 | 11.845 | 1.276 | 122.06 | 138.46 | ※ 0.881 | 44.1 |
| 63 | | 0.000 | 467.000 | 23.620 | 1.181 | 133.97 | 148.23 | 0.903 | 44.0 |
| 64 | | 7.000 | 459.000 | 13.179 | 1.204 | 118.83 | 134.82 | ※ 0.881 | 43.0 |
| 65 | | 6.000 | 460.000 | 14.528 | 1.148 | 116.75 | 132.21 | 0.883 | 42.0 |
| 66 | | 5.000 | 461.000 | 15.888 | 1.103 | 114.99 | 129.87 | 0.885 | 40.9 |
| 67 | | 4.000 | 462.000 | 17.257 | 1.066 | 113.91 | 128.14 | 0.888 | 39.9 |
| 68 | | 3.000 | 463.000 | 18.633 | 1.036 | 113.17 | 126.77 | 0.892 | 39.0 |
| 69 | | 2.000 | 464.000 | 20.014 | 1.012 | 112.49 | 125.42 | 0.896 | 38.1 |
| 70 | | 1.000 | 465.000 | 21.400 | 0.992 | 112.19 | 124.58 | 0.900 | 37.4 |
| 71 | | 0.000 | 466.000 | 22.789 | 0.976 | 111.84 | 123.56 | 0.905 | 36.5 |
| 72 | | 7.000 | 458.000 | 12.293 | 0.943 | 91.29 | 103.21 | 0.884 | 32.6 |
| 73 | | 6.000 | 459.000 | 13.656 | 0.901 | 90.83 | 102.43 | 0.886 | 32.1 |
| 74 | | 5.000 | 460.000 | 15.029 | 0.868 | 90.80 | 101.87 | 0.891 | 31.5 |

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

03_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面抑止力算定

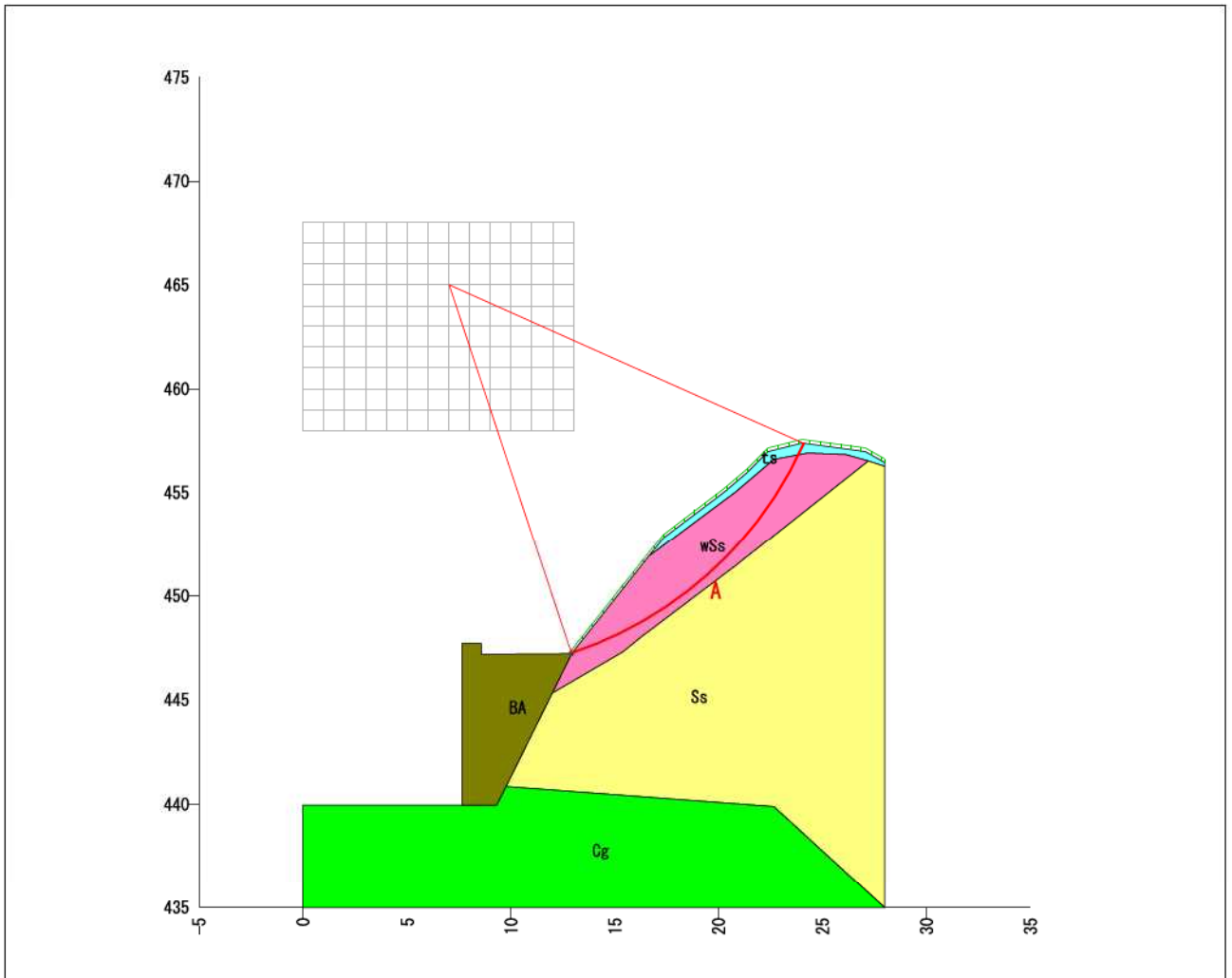
| No. | 円弧条件 | | | | | すべり 抵抗力 S (kN/m) | 滑動力 T (kN/m) | 安全率 Fs | 抑止力 Pr (kN/m) |
|-----|--------|--------|---------|-------------|-------------|------------------------|-----------------|-----------|------------------|
| | 登 録 | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | | | |
| | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| 75 | | 4.000 | 461.000 | 16.409 | 0.843 | 91.01 | 101.77 | 0.894 | 31.2 |
| 76 | | 3.000 | 462.000 | 17.794 | 0.822 | 91.25 | 101.41 | 0.899 | 30.5 |
| 77 | | 2.000 | 463.000 | 19.184 | 0.806 | 91.60 | 101.34 | 0.903 | 30.1 |
| 78 | | 1.000 | 464.000 | 20.577 | 0.793 | 91.81 | 100.91 | 0.909 | 29.3 |
| 79 | | 0.000 | 465.000 | 21.972 | 0.783 | 92.44 | 101.15 | 0.913 | 29.0 |
| 80 | | 2.000 | 462.000 | 18.370 | 0.617 | 73.06 | 78.57 | 0.929 | 21.3 |
| 81 | | 1.000 | 463.000 | 19.770 | 0.611 | 74.11 | 79.41 | 0.933 | 21.2 |
| 82 | | 0.000 | 464.000 | 21.171 | 0.607 | 75.11 | 80.09 | 0.937 | 21.0 |
| 83 | | 3.000 | 461.000 | 16.973 | 0.626 | 71.72 | 77.22 | 0.928 | 21.0 |
| 84 | | 4.000 | 460.000 | 15.579 | 0.637 | 70.59 | 76.17 | 0.926 | 20.9 |
| 85 | | 5.000 | 459.000 | 14.189 | 0.653 | 69.51 | 75.24 | 0.923 | 20.8 |
| 86 | | 6.000 | 458.000 | 12.804 | 0.673 | 68.74 | 74.51 | 0.922 | 20.7 |
| 87 | | 0.000 | 463.000 | 20.388 | 0.449 | 60.01 | 60.60 | 0.990 | 12.8 |
| 88 | | 1.000 | 462.000 | 18.981 | 0.448 | 58.49 | 58.86 | 0.993 | 12.2 |
| 89 | | 2.000 | 461.000 | 17.576 | 0.448 | 57.08 | 57.27 | 0.996 | 11.7 |
| 90 | | 3.000 | 460.000 | 16.172 | 0.449 | 55.30 | 54.80 | 1.009 | 10.5 |
| 91 | | 5.000 | 458.000 | 13.370 | 0.459 | 50.89 | 50.69 | 1.003 | 10.0 |
| 92 | | 4.000 | 459.000 | 14.770 | 0.453 | 53.78 | 52.69 | 1.020 | 9.5 |
| 93 | | 3.000 | 459.000 | 15.394 | 0.296 | 33.69 | 35.85 | 0.939 | 9.4 |
| 94 | | 4.000 | 458.000 | 13.985 | 0.293 | 31.57 | 33.70 | 0.936 | 8.9 |
| 95 | | 2.000 | 460.000 | 16.803 | 0.300 | 37.65 | 37.88 | 0.993 | 7.9 |
| 96 | | 1.000 | 461.000 | 18.213 | 0.304 | 41.84 | 40.11 | 1.043 | 6.3 |
| 97 | | 0.000 | 461.000 | 18.883 | 0.193 | 26.96 | 27.49 | 0.980 | 6.1 |
| 98 | | 1.000 | 460.000 | 17.469 | 0.185 | 25.17 | 25.50 | 0.987 | 5.5 |
| 99 | | 2.000 | 459.000 | 16.056 | 0.177 | 23.38 | 23.51 | 0.994 | 4.9 |
| 100 | | 0.000 | 462.000 | 19.624 | 0.310 | 45.98 | 42.06 | 1.093 | 4.5 |
| 101 | | 3.000 | 458.000 | 14.643 | 0.170 | 21.67 | 21.65 | 1.000 | 4.4 |
| 102 | | 0.000 | 460.000 | 18.166 | 0.101 | 17.17 | 16.32 | 1.052 | 2.5 |
| 103 | | 1.000 | 459.000 | 16.752 | 0.092 | 15.77 | 14.97 | 1.053 | 2.2 |
| 104 | | 2.000 | 458.000 | 15.337 | 0.084 | 14.06 | 13.13 | 1.070 | 1.7 |
| 105 | | 0.000 | 459.000 | 17.477 | 0.037 | 9.46 | 8.51 | 1.111 | 0.8 |
| 106 | | 1.000 | 458.000 | 16.064 | 0.030 | 7.90 | 6.91 | 1.143 | 0.4 |
| 107 | | 0.000 | 458.000 | 16.819 | 0.004 | 2.78 | 2.38 | 1.168 | 0.1 |
| 108 | | 9.000 | 464.000 | 17.228 | 3.245 | 656.91 | 433.43 | 1.515 | -136.7 |
| 109 | | 8.000 | 466.000 | 19.410 | 3.231 | 672.04 | 445.02 | 1.510 | -138.0 |
| 110 | | 10.000 | 462.000 | 15.062 | 3.272 | 657.19 | 417.23 | 1.575 | -156.5 |
| 111 | | 7.000 | 468.000 | 21.603 | 3.228 | 704.64 | 454.13 | 1.551 | -159.6 |
| 112 | | 11.000 | 460.000 | 12.920 | 3.304 | 662.97 | 393.01 | 1.686 | -191.3 |

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

03_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面抑止力算定

| No. | 登録 | 円弧条件 | | | | すべり 抵抗力 S (kN/m) | 滑動力 T (kN/m) | 安全率 Fs | 抑止力 Pr (kN/m) |
|-----|----|--------|---------|-------------|-------------|------------------------|-----------------|-----------|------------------|
| | | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | | | |
| | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| 113 | | 12.000 | 458.000 | 10.817 | 3.339 | 674.71 | 362.32 | 1.862 | -239.9 |
| 114 | | 10.000 | 463.000 | 16.044 | 3.463 | 878.26 | 453.47 | 1.936 | -334.0 |
| 115 | | 11.000 | 461.000 | 13.910 | 3.524 | 864.01 | 437.43 | 1.975 | -339.0 |
| 116 | | 9.000 | 465.000 | 18.203 | 3.426 | 899.42 | 464.03 | 1.938 | -342.5 |
| 117 | | 8.000 | 467.000 | 20.379 | 3.406 | 926.62 | 471.13 | 1.966 | -361.2 |
| 118 | | 12.000 | 459.000 | 11.813 | 3.608 | 858.00 | 413.95 | 2.072 | -361.2 |
| 119 | | 11.000 | 462.000 | 14.901 | 3.722 | 1041.62 | 474.37 | 2.195 | -472.3 |
| 120 | | 12.000 | 460.000 | 12.811 | 3.827 | 1028.12 | 459.89 | 2.235 | -476.2 |
| 121 | | 10.000 | 464.000 | 17.029 | 3.654 | 1061.43 | 484.05 | 2.192 | -480.5 |
| 122 | | 9.000 | 466.000 | 19.181 | 3.610 | 1086.55 | 490.43 | 2.215 | -498.0 |
| 123 | | 13.000 | 458.000 | 10.778 | 3.983 | 1023.81 | 435.22 | 2.352 | -501.5 |
| 124 | | 8.000 | 468.000 | 21.351 | 3.584 | 1116.09 | 494.46 | 2.257 | -522.7 |
| 125 | | 12.000 | 461.000 | 13.808 | 4.031 | 1190.83 | 498.16 | 2.390 | -593.0 |
| 126 | | 11.000 | 463.000 | 15.893 | 3.920 | 1207.32 | 506.11 | 2.385 | -599.9 |
| 127 | | 13.000 | 459.000 | 11.778 | 4.197 | 1183.56 | 483.42 | 2.448 | -603.4 |
| 128 | | 10.000 | 465.000 | 18.015 | 3.846 | 1227.87 | 510.83 | 2.403 | -614.8 |
| 129 | | 9.000 | 467.000 | 20.161 | 3.797 | 1253.69 | 513.63 | 2.440 | -637.3 |
| 130 | | 12.000 | 462.000 | 14.806 | 4.235 | 1347.81 | 529.80 | 2.543 | -712.0 |
| 131 | | 13.000 | 460.000 | 12.778 | 4.403 | 1341.36 | 522.72 | 2.566 | -714.0 |
| 132 | | 11.000 | 464.000 | 16.887 | 4.120 | 1363.73 | 533.11 | 2.558 | -723.9 |
| 133 | | 10.000 | 466.000 | 19.002 | 4.040 | 1385.63 | 534.03 | 2.594 | -744.7 |
| 134 | | 9.000 | 468.000 | 21.143 | 3.985 | 1410.65 | 533.65 | 2.643 | -770.2 |
| 135 | | 13.000 | 461.000 | 13.778 | 4.609 | 1495.07 | 554.81 | 2.694 | -829.2 |
| 136 | | 12.000 | 463.000 | 15.804 | 4.439 | 1501.30 | 556.46 | 2.697 | -833.5 |
| 137 | | 11.000 | 465.000 | 17.881 | 4.320 | 1515.98 | 555.81 | 2.727 | -849.0 |
| 138 | | 10.000 | 467.000 | 19.991 | 4.235 | 1535.24 | 553.61 | 2.773 | -870.9 |
| 139 | | 10.000 | 468.000 | 20.981 | 4.451 | 1629.22 | 568.93 | 2.863 | -946.5 |
| 140 | | 13.000 | 462.000 | 14.778 | 4.815 | 1647.71 | 581.17 | 2.835 | -950.3 |
| 141 | | 12.000 | 464.000 | 16.803 | 4.644 | 1650.02 | 578.49 | 2.852 | -955.8 |
| 142 | | 11.000 | 466.000 | 18.875 | 4.521 | 1645.42 | 573.96 | 2.866 | -956.6 |
| 143 | | 11.000 | 467.000 | 19.870 | 4.751 | 1718.20 | 587.95 | 2.922 | -1012.6 |
| 144 | | 12.000 | 465.000 | 17.801 | 4.849 | 1742.87 | 595.03 | 2.929 | -1028.8 |
| 145 | | 13.000 | 463.000 | 15.778 | 5.022 | 1773.63 | 600.96 | 2.951 | -1052.4 |

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

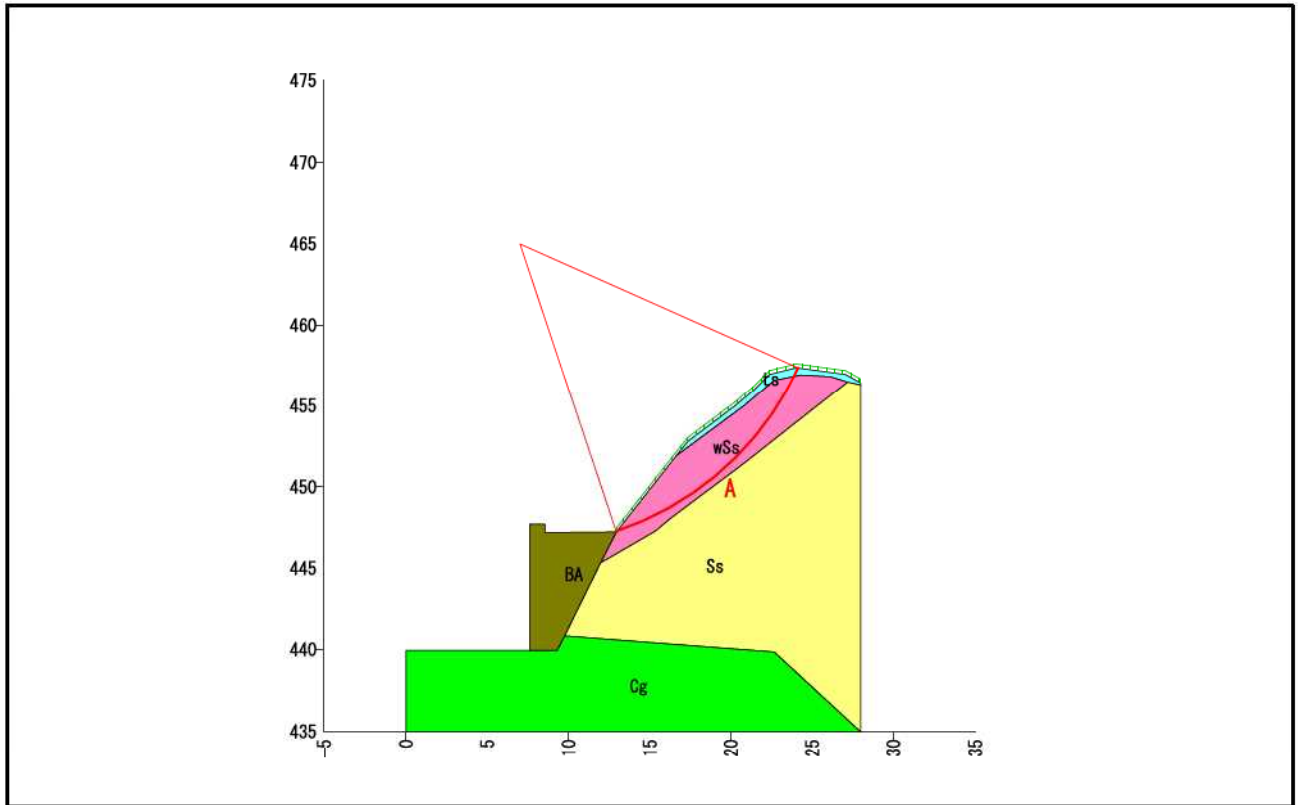


解析断面図(常時)

補強材の配置

04_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面对策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | 円弧すべり |
| 備考 | 対策工検討 |

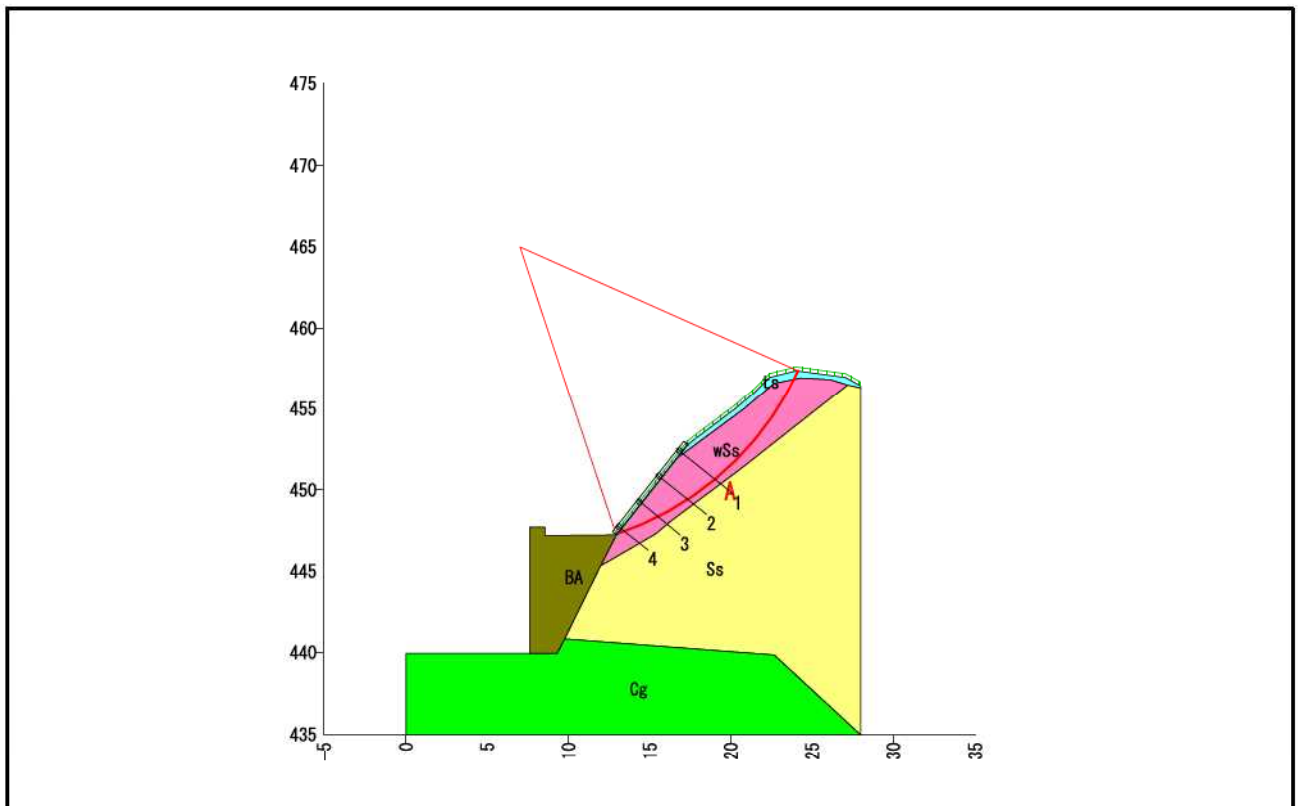


安定計算結果

| 項目 | 記号 | 単位 | 数 値(常時) | |
|------|--------|-----|----------------|---------|
| | | | 円弧A | |
| 計算結果 | 安全率 | Fs | — | 0.951 |
| | 計画安全率 | Fsp | — | 1.200 |
| | 必要抑止力 | Pr | kN/m | 91.1 |
| 円弧 | 中心座標 | X | m | 7.000 |
| | | Y | m | 465.000 |
| | 半径 | r | m | 18.735 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | S | kN/m | 348.51 |
| | 滑動力 | T | kN/m | 366.30 |
| | 法線力 | N | kN/m | 427.74 |
| | 間隙水圧 | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | l | m | 15.574 |
| | 面積 | A | m ² | 26.87 |

04_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | 円弧すべり |
| 備考 | 対策工検討 |



| 補強材の規格 | | | | | | |
|--------|---------------|-----|-----------------|---------------|-----------------------------|------|
| 番号 | 材料名 | 呼び径 | 単位重量 W(kg/m) | 補強材径 d(mm) | 断面積 As(cm ²) | 腐食代 |
| 材-1 | ネジ節棒鋼 (SD345) | D22 | 3.04 | 21.2 | 3.530 | 考慮する |

| 補強材の配置結果 | | | | | | | | | | |
|------------|----------|--------------|--------|---------|---------------|--------------|----------------------|------------|---------------------------|-----------|
| 補強材 No. | 規格 番号 | 削孔径 D(mm) | 配置座標 | | 水平間隔 SH(m) | 縦間隔 SV(m) | 打設角度 α (°) | 全長 L(m) | 挿入長 L _B (m) | 配置 のり面 |
| | | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| [1] | 材-1 | 65.0 | 16.972 | 452.298 | 2.00 | — | 38.66 | 4.500 | 4.100 | 範囲 1 |
| [2] | 材-1 | 65.0 | 15.723 | 450.736 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 4.000 | 3.600 | 範囲 1 |
| [3] | 材-1 | 65.0 | 14.474 | 449.174 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 3.500 | 3.100 | 範囲 1 |
| [4] | 材-1 | 65.0 | 13.224 | 447.612 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 2.500 | 2.100 | 範囲 1 |

04_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| 補強材の引張り耐力の算出条件 | | | 数 値 (常時) | 備 考 |
|----------------|---------------|-------------------|-------------|---|
| 項 目 | | | | |
| 補強材の許容引張り応力度 | σ_{sa} | N/mm ² | 200.0 | ネジ節棒鋼 (SD345) D22 |
| 補強材と注入材の許容付着応力 | τ_c | N/mm ² | 1.6 | $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm ²) |
| 周面摩擦抵抗の安全率 | Fsa | — | 2.00 | |
| のり面工の低減係数 | μ | — | 1.00 | |
| 補強材の引張り力の低減係数 | λ | — | 0.7 | |
| 地山と注入材の周面摩擦抵抗 | τ_p | N/mm ² | | ts |
| | | | 0.158 | wSs |
| | | | 0.800 | Ss |
| | | | 0.800 | Cg |
| | | | | BA |

補強材の抵抗力の算出方法

(1) 許容付着力の算出

許容付着力の算出式を以下に示す。

許容付着力 t_a (kN/m)は、 t_{pa} と t_{ca} の最も小さい値のものとする。

ただし、地山と注入材の許容付着力 t_{pa} 及び、補強材と注入材の許容付着力 t_{ca} は、以下の式による。

$$t_{pa} = \frac{\tau_p \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}}$$

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)
 D : 削孔径 (m)
 F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

t_{ca} : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_c : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m²)
 d : 補強材径 (m)

(2) 補強材の許容補強材力の算出

補強材の許容補強材力の算出方法、並びに算出式を以下に示す。

許容補強材力 T_{pa} (kN/本)は、 T_{1pa} 、 T_{2pa} 、 T_{sa} の最も小さい値のものとする。

前項で算出された t_a より、「移動土塊から受ける引抜き抵抗力(T_{1pa})」、「不動地山から受ける引抜き抵抗力(T_{2pa})」、補強材の材料による「補強材の許容引張り(T_{sa})」は以下の式で求められる。

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot L_1 \cdot t_a$$

T_{1pa} : 移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 μ : のり面工の低減係数
 L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a$$

T_{2pa} : 不動地山から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

T_{sa} : 補強材の許容引張り力 (kN/本)
 σ_{sa} : 補強材の許容引張り応力度 (kN/m²)
 A_s : 補強材の断面積 (m²)

04_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

以上の結果より、補強後の安定計算式を以下に示す。

$$F_s = \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\} + Sh + Ss}{\sum T}$$

| | | | |
|----------|---|---|----------------------|
| F_s | : | 安全率 | |
| N | : | スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : | スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : | スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : | スライスのすべり面長 | (m) |
| b | : | スライス幅 | (m) |
| ϕ | : | すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | : | すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| W | : | スライス重量 | (kN/m) |
| θ | : | すべり面傾斜角 | (°) |
| u | : | 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q_N | : | 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q_T | : | 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |
| Sh | : | 補強材による引き止め力 ($Sh=T_m \cdot \cos \beta$) | (kN/m) |
| Ss | : | 補強材による締め付け力 ($Ss=T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi$) | (kN/m) |
| T_m | : | 補強材の設計引張力 | (kN/m) |
| β | : | 補強材設置角度 (すべり面と補強材とのなす角度) | (°) |

04_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)
補強材による抵抗力の算出 (円弧A-常時)

ここでは、前項の条件、数値、および数式を用いて補強材の抵抗力を求めるものとする。

< 補強材 No.1 >

(1) 補強材の許容補強材力の算出 Tpa

$$T1pa = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \min(\Sigma(L1 \times tpa), \Sigma(L1 \times tca))$$

ここで、T1paは考慮しないものとする。

$$T2pa = \min(\Sigma(L2 \times tpa), \Sigma(L2 \times tca))$$

$$= 89.464 \quad (\text{kN})$$

$$Tsa = \sigma_{sa} \cdot As = 200.0 \times 10^3 \times 3.530 \times 10^{-4}$$

$$= 70.600 \quad (\text{kN})$$

μ : のり面工の低減係数

L1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

L2 : 不動地山の有効定着長 (m)

σ_{sa} : 補強材の許容引張り応力度 (kN/m²)

As : 補強材の断面積 (m²)

よって Tpa は、Tsa < T2pa より Tsa とする。

(2) 補強材による抵抗力の算出

前項で算出されたTpaより、補強材による引き止め力Sh、および補強材による締め付け力Ssを求める。ただし、引き止め力Shがマイナスの場合は0.0として計算する。

$$Td = \lambda \cdot Tpa = 0.7 \times 70.600 = 49.420 \quad (\text{kN/本})$$

$$Tm = \frac{Td}{SH} = \frac{49.420}{2.00} = 24.710 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sh = Tm \cdot \cos \beta_i = 24.710 \times \cos(78.64)$$

$$= 4.867 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ss = Tm \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i = 24.710 \times \sin(78.64) \times 0.726543$$

$$= 17.601 \quad (\text{kN/m})$$

Tm : 補強材の設計引張り力 (kN/m)

λ : 補強材の引張り力の低減係数

Tpa : 補強材の許容補強材力 (kN/本)

β_i : 補強材とすべり面とのなす角度 (°)

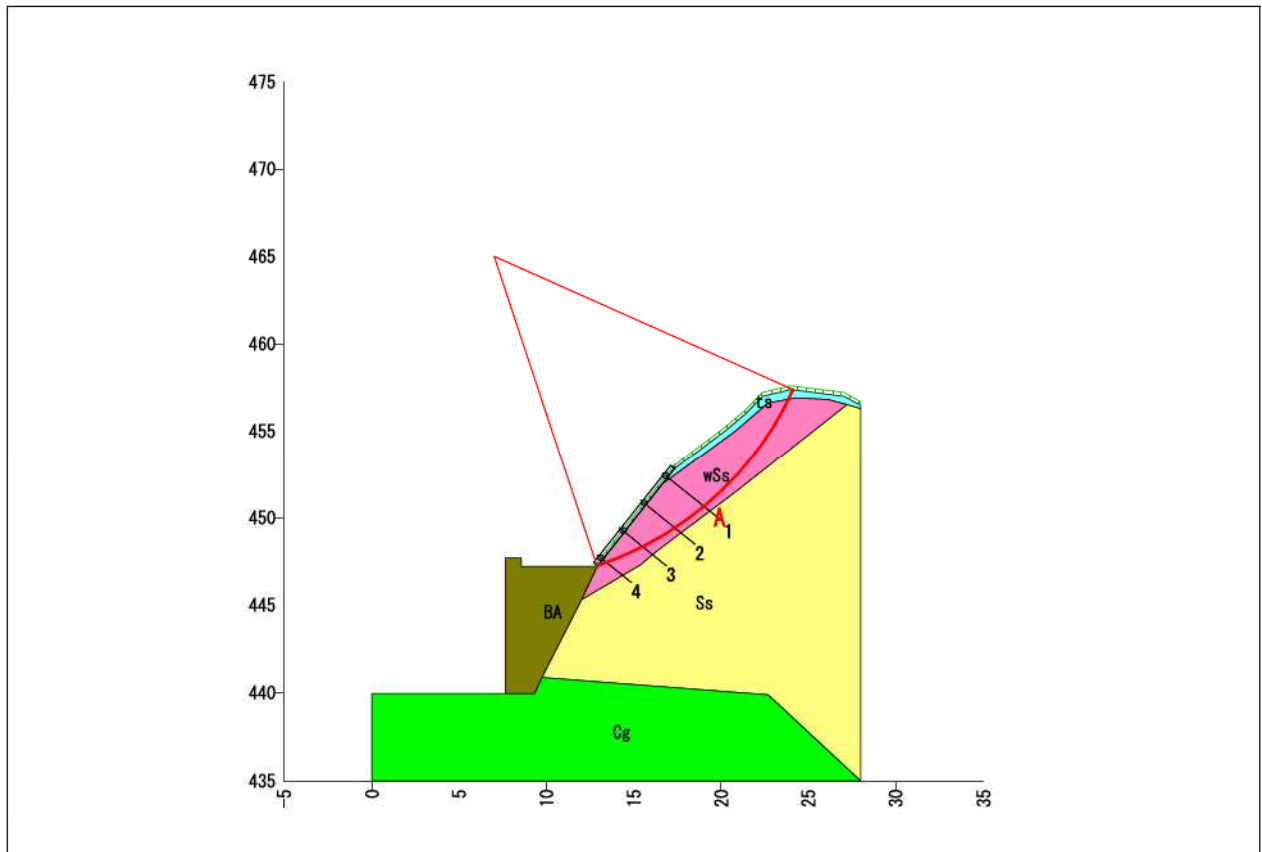
ϕ_i : 内部摩擦角 (°)

Td : 1本当りの設計引張り力 (kN/本)

SH : 水平間隔 (m)

04_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

各補強材による抵抗力一覧表 (円弧A-常時)



| 各補強材による抵抗力一覧表 | | | | | | | | | |
|---------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 補強材 No. | β (°) | T1pa (kN/本) | T2pa (kN/本) | Tsa (kN/本) | Tpa (kN/本) | Td (kN/本) | Tm (kN/m) | Sh (kN/m) | Ss (kN/m) |
| [1] | 78.64 | — | 89.464 | 70.600 | 70.600 | 49.420 | 24.710 | 4.867 | 17.601 |
| [2] | 72.32 | — | 90.131 | 70.600 | 70.600 | 49.420 | 24.710 | 7.504 | 17.105 |
| [3] | 65.77 | — | 94.439 | 70.600 | 70.600 | 49.420 | 24.710 | 10.141 | 16.371 |
| [4] | 58.86 | — | 71.042 | 70.600 | 70.600 | 49.420 | 24.710 | 12.778 | 15.366 |
| 計 | | | | | | | | 35.290 | 66.443 |

※T1pa、T2pa、Tsaの囲みはTpaとして用いる値を示す。

04_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

各補強材における層ごとの挿入長 (円弧A-常時)

| 項目 | | | 数値 | 備考 |
|---------------|----------|-------------------|------|----|
| 周面摩擦抵抗の安全率 | Fsa | — | 2.00 | |
| 補強材と注入材の許容付着力 | τc | N/mm ² | 1.6 | |

補強材 No. 1 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 21.2 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-----|-------|--------|--------|----------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|
| ts | 0.135 | 0.135 | 0.000 | 0 | 0.000 | 106.563 | 0.000 | 14.386 | 0.000 | 0.000 |
| wSs | 2.958 | 2.511 | 0.447 | 158 | 16.132 | 106.563 | 40.507 | 267.580 | 7.211 | 47.634 |
| Ss | 1.007 | 0.000 | 1.007 | 800 | 81.681 | 106.563 | 0.000 | 0.000 | 82.253 | 107.309 |
| 合計 | 4.100 | 2.646 | 1.454 | | | | 40.507 | 281.966 | 89.464 | 154.943 |

補強材 No. 2 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 21.2 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-----|-------|--------|--------|----------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|
| wSs | 2.586 | 2.128 | 0.458 | 158 | 16.132 | 106.563 | 34.329 | 226.766 | 7.388 | 48.806 |
| Ss | 1.013 | 0.000 | 1.013 | 800 | 81.681 | 106.563 | 0.000 | 0.000 | 82.743 | 107.948 |
| 合計 | 3.600 | 2.128 | 1.472 | | | | 34.329 | 226.766 | 90.131 | 156.754 |

補強材 No. 3 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 21.2 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-----|-------|--------|--------|----------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|
| wSs | 2.087 | 1.362 | 0.725 | 158 | 16.132 | 106.563 | 21.972 | 145.139 | 11.696 | 77.258 |
| Ss | 1.013 | 0.000 | 1.013 | 800 | 81.681 | 106.563 | 0.000 | 0.000 | 82.743 | 107.948 |
| 合計 | 3.100 | 1.362 | 1.738 | | | | 21.972 | 145.139 | 94.439 | 185.206 |

補強材 No. 4 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 21.2 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-----|-------|--------|--------|----------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|
| wSs | 1.456 | 0.313 | 1.143 | 158 | 16.132 | 106.563 | 5.049 | 33.354 | 18.439 | 121.802 |
| Ss | 0.644 | 0.000 | 0.644 | 800 | 81.681 | 106.563 | 0.000 | 0.000 | 52.603 | 68.627 |
| 合計 | 2.100 | 0.313 | 1.787 | | | | 5.049 | 33.354 | 71.042 | 190.429 |

LB : 地山の挿入長 (削孔長) (m)

L1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

L2 : 不動地山の有効定着長 (m)

τp : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

tpa : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)

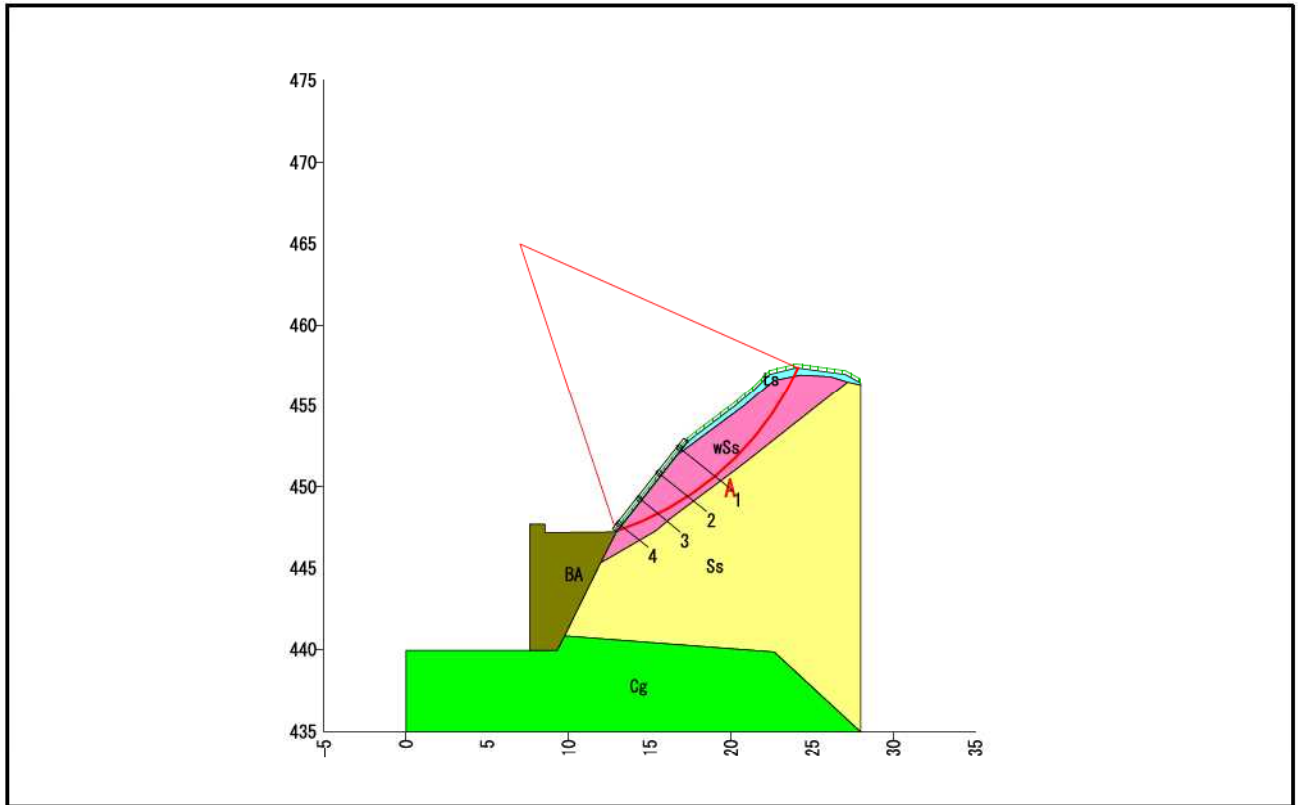
tca : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)

$$tpa = \frac{\tau p \cdot \pi \cdot D}{Fsa}$$

$$tca = \tau c \cdot \pi \cdot d$$

04_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面对策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | 円弧すべり |
| 備考 | 対策工検討 |



| 補強材配置後の安全率結果 | | | | |
|--------------|--------|-----|------|------------|
| 項目 | | 記号 | 単位 | 数 値 (常時) |
| | | | | 円弧A |
| 計算結果 | 補強前安全率 | Fs | — | 0.951 |
| | 計画安全率 | Fsp | — | 1.200 |
| | 補強後安全率 | Fs | — | 1.229 |
| 円弧 | 中心座標 | X | m | 7.000 |
| | | Y | m | 465.000 |
| | 半径 | r | m | 18.735 |
| 計算要素 | 引き止め力 | Sh | kN/m | 35.290 |
| | 締め付け力 | Ss | kN/m | 66.443 |

施工段数： 4 段

04_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

補強後安全率の算出(円弧A)

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\} + Sh + Ss}{\sum T} \\ &= \frac{348.51 + 35.290 + 66.443}{366.30} \\ &= 1.229 \end{aligned}$$

05_鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面：吹付法枠工設計計算
のり枠工の設計計算報告書

| | |
|------|---|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | のり勾配1:0.8-吹付法枠工(円弧すべり)-完成時 |
| 備考 | F300 2.00 x 2.00 ロックボルト水平ピッチ = 2.00m、4段 |

| 計算条件 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 | | | |
|--------|--------------------|------------------|------------------|-------------------|-----------|----------|------------|------------|
| 外力 | 設計引張り力 | | T_d | kN/本 | 49.420 | | | |
| | のり面工の低減係数 | | μ | - | 1.00 | | | |
| | のり面工に作用する補強材引張り力 | | T_o | kN/本 | 49.420 | | | |
| のり枠工外形 | 縦枠 | スパン数 | n_1 | スパン | 3 | | | |
| | | スパン長 | l_1 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | 上 | 下 | l_{1a} | l_{1b} | m | 0.000 |
| | 横枠 | スパン数 | n_2 | スパン | 5 | | | |
| | | スパン長 | l_2 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | 左 | 右 | l_{2a} | l_{2b} | m | 0.000 |
| 枠断面 | 枠高×枠幅 | | $h \times b$ | mm | 300 × 300 | | | |
| | 有効高 | | d | mm | 235 | | | |
| 部材強度 | モルタルの設計基準強度 | | f'_{ck} | N/mm ² | 18 | | | |
| | 鉄筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{yk} | N/mm ² | 345 | | | |
| | せん断補強筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{wyk} | N/mm ² | - | | | |
| 部分安全係数 | 材料係数 | | 部材係数 | 構造解析係数 | 荷重係数 | 構造物係数 | | |
| | モルタル γ_c | 鋼材 γ_s | | | | | γ_b | γ_a |
| 終局限界状態 | 1.30 | 1.00 | 曲げ・軸耐力 | 1.15 | 1.00 | 1.20 | 1.20 | |
| | | | モルタルが負担するせん断耐力 | 1.30 | | | | |
| | | | せん断補強筋が負担するせん断耐力 | - | | | | |
| | | | 斜め圧縮破壊耐力 | - | | | | |

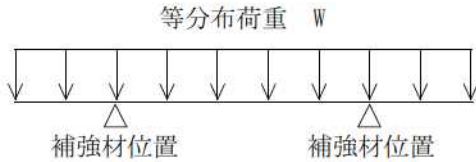
| 計算結果 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 |
|--------|-----------|----|-------|------|-------|
| 終局限界状態 | 設計曲げモーメント | | M_d | kN・m | 6.88 |
| | 設計せん断力 | | V_d | kN | 19.46 |

| 主鉄筋 | | スターラップ | | 終局限界状態 | | | | 判定 |
|------|------------|--------|------------|----------------|-------------|---------|-------------|----|
| 呼び径 | 本数 (片側) | 呼び径 | 間隔 (mm) | 曲げモーメントの照査 | | せん断力の照査 | | |
| | | | | 鉄筋比 | 安全性 | 斜め圧縮破壊 | 安全性 | |
| D13 | 2 | - | - | 0.00359 | 0.49 | - | 0.88 | OK |
| 判定条件 | | | | ≤ 0.01372 | ≤ 1.00 | - | ≤ 1.00 | |

1. 設計方針

1.1 構造モデル

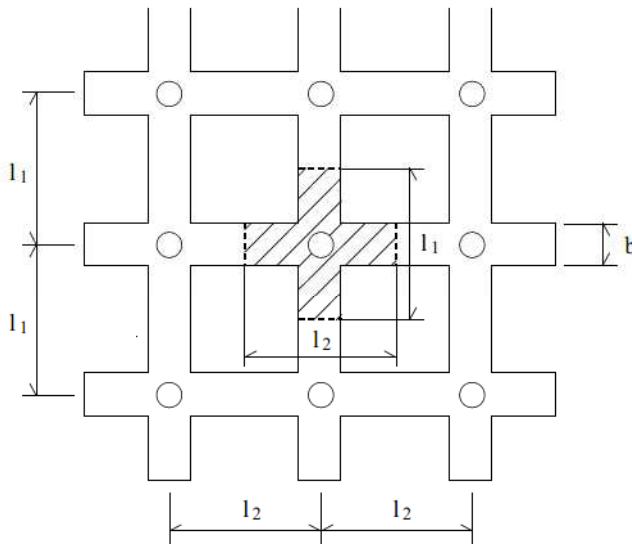
設計引張り力によって生ずる地盤反力が、のり枠工に等分布荷重として作用するものとし、補強材打設位置を支点とする梁のモデルとする。



1.2 荷重の負担

のり枠にかかる荷重は、補強材の引張り荷重によって、縦枠・横枠に等分布荷重として作用するものとし、等分布荷重の算出は、補強材1本あたりの荷重をのり枠長で配分するものとする。

この時、交点部ののり枠幅を考慮する。



1.3 安全性の照査

限界状態設計法（性能照査型）にて、のり枠の安全性を検討する。

のり枠が供用期間中に限界状態に至らないことを照査する。限界状態は、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に区分する。

終局限界状態は、供用期間中に想定される最大荷重に対する限界状態である。鉄筋挿入工の場合、地山の変形等により補強材に引張り力が発生し、のり枠構造には地盤反力が荷重として作用する。これを最大荷重として安全性を照査する。

使用限界状態は、通常の使用性や機能確保、耐久性に関する限界状態である。鉄筋挿入工の場合、施工時には補強材に引張り力を与えないので地盤反力がのり枠に作用することはない。よって、一般に供用時には荷重が作用しないと考えられるので、使用限界状態の照査は省略する。

疲労限界状態は、繰り返し荷重や変動荷重による疲労破壊の限界状態である。のり枠構造にはこれの影響がほとんどないと考えられることから、疲労限界状態の照査は省略する。

2. 設計条件

2.1 のり面工に作用する補強材引張り力の算定

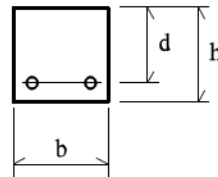
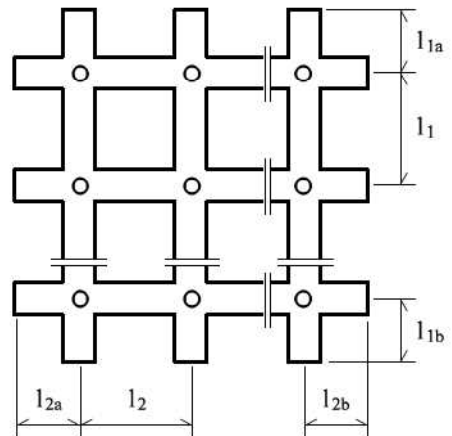
設計引張り力 T_d は、最大値 [補強材 No.1] 49.420 (kN/本) を使用する。
 のり面工に作用する補強材引張り力 T_o は、以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} T_o &= \mu \cdot T_d = 1.00 \times 49.420 \\ &= 49.420 \text{ (kN/本)} \end{aligned}$$

ここで、 μ : のり面工の低減係数

2.2 のり枠の形状寸法

| | | | |
|----------|----------|---|-----------|
| 縦枠のSPAN数 | n_1 | = | 3 |
| SPAN長 | l_1 | = | 2.000 (m) |
| 上張出し長 | l_{1a} | = | 0.000 (m) |
| 下張出し長 | l_{1b} | = | 0.000 (m) |
| 横枠のSPAN数 | n_2 | = | 5 |
| SPAN長 | l_2 | = | 2.000 (m) |
| 左張出し長 | l_{2a} | = | 0.000 (m) |
| 右張出し長 | l_{2b} | = | 0.000 (m) |
| 枠断面 枠幅 | b | = | 300 (mm) |
| 枠高 | h | = | 300 (mm) |
| 有効高 | d | = | 235 (mm) |



3. 地盤支持力の検討

3.1 検討条件

| | | | |
|-------|-------|---|--------------------------|
| 許容支持力 | q_a | = | 230 (kN/m ²) |
| 縦スパン長 | l_1 | = | 2.000 (m) |
| 横スパン長 | l_2 | = | 2.000 (m) |
| 枠幅 | b | = | 0.300 (m) |

3.2 検討結果

補強材 1 本当たりの負担する載荷面積 A は

$$\begin{aligned} A &= b \cdot (l_1 + l_2 - b) \\ &= 0.300 \times (2.000 + 2.000 - 0.300) \\ &= 1.110 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

したがって、地盤支持力は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{T_o}{A} = \frac{49.420}{1.110} \\ &= 45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 230 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

4. 最大曲げモーメント・最大せん断力の算出

4.1 作用荷重

のり枠に作用する等分布荷重 w_1 、 w_2 は、以下のように計算できる。

補強材 1 本あたりの荷重を負担する縦枠長さ

$$l_h = l_1 = 2.000 \text{ (m)}$$

補強材 1 本あたりの荷重を負担する横枠長さ

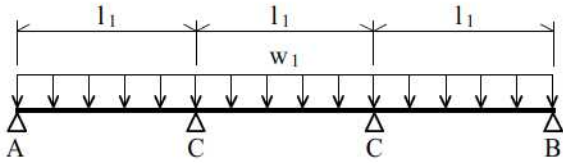
$$l_w = l_2 = 2.000 \text{ (m)}$$

よって、

$$\begin{aligned} w_1 = w_2 &= \frac{T_o}{l_h + l_w - b} = \frac{49.420}{2.000 + 2.000 - 0.300} \\ &= 13.36 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

4.2 縦枠に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力

3 スパンの場合は、連続梁として計算する。このとき、張出し部は考慮しない。



・ 第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

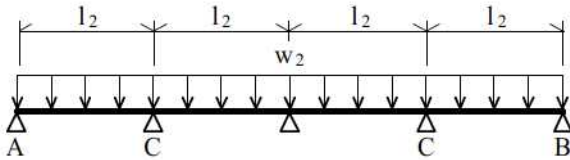
$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{1}{10} \cdot w_1 \cdot l_1^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 13.36 \times 2.000^2 \\ &= 5.34 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・ 第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max C} &= \frac{3}{5} \cdot w_1 \cdot l_1 \\ &= \frac{3}{5} \times 13.36 \times 2.000 \\ &= 16.03 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4.3 横枠に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力

4 スパン以上の場合は、連続梁として計算する。このとき、張出し部は考慮しない。



・ 第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{3}{28} \cdot w_2 \cdot l_2^2 \\ &= \frac{3}{28} \times 13.36 \times 2.000^2 \\ &= 5.73 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・ 第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max C} &= \frac{17}{28} \cdot w_2 \cdot l_2 \\ &= \frac{17}{28} \times 13.36 \times 2.000 \\ &= 16.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4.4 最大応力の決定

縦枠・横枠に作用する応力を以下の一覧表にまとめる。

| 検討位置 | | 曲げモーメント (kN・m) | せん断力 (kN) |
|--------|--------|-------------------|--------------|
| 縦 枠 | 第一内部支点 | 5.34 | 16.03 |
| | 張出し部 | - | - |
| 横 枠 | 第一内部支点 | 5.73 | 16.22 |
| | 張出し部 | - | - |

したがって、縦枠・横枠に発生する最大応力を比較して

最大曲げモーメント $M_{max} = 5.73 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

最大せん断力 $S_{max} = 16.22 \text{ (kN)}$

となる。

5. 限界状態の照査

5.1 材料および断面緒元

(1) のり枠部分

| | | |
|-----------------------|-------------|-------------------------|
| 枠幅 | b = | 300 (mm) |
| 枠高 | h = | 300 (mm) |
| 有効高 | d = | 235 (mm) |
| 箱抜き径(外径) | D = | 89 (mm) |
| モルタルの設計基準強度(圧縮強度の特性値) | f'_{ck} = | 18 (N/mm ²) |

(2) 主鉄筋(引張鉄筋)

| | | |
|---------------|------------|---------------------------|
| 種類 | SD345 | D13 |
| 鉄筋径 | ϕ = | 13 (mm) |
| 本数(片側) | n = | 2 (本) |
| 引張鉄筋量 | A_s = | 253.4 (mm ²) |
| 鉄筋の引張降伏強度の特性値 | f_{yk} = | 345 (N/mm ²) |
| 鉄筋のヤング係数 | E_s = | 200 (kN/mm ²) |

(3) セン断補強筋

スターラップを配置しないため、セン断補強筋は検討しない。

(4) 配置

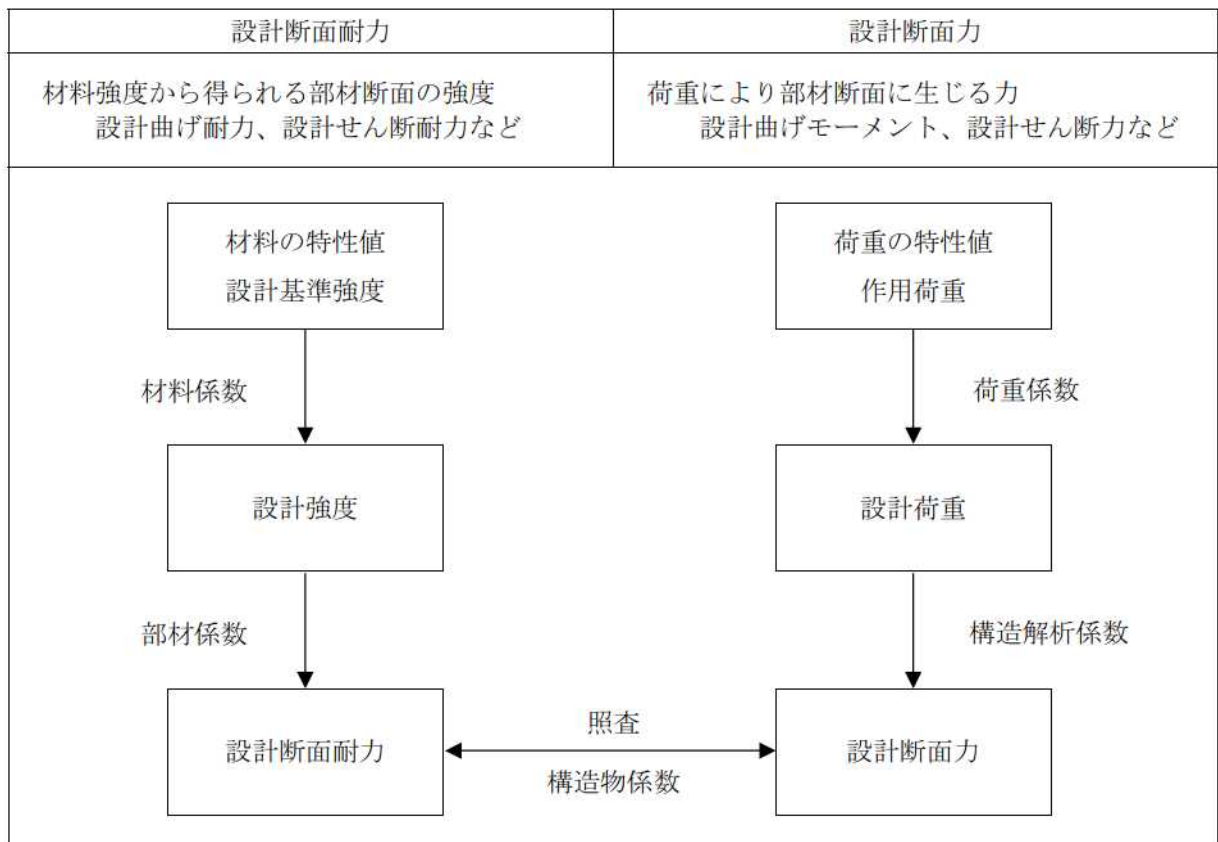
| | | |
|--|---------|--------------------------------------|
| 鉄筋の配置長 | l = | 186 (mm) |
| 引張鉄筋のかぶり | c = | $h - (d + \frac{\phi}{2}) = 59$ (mm) |
| 鉄筋の中心間隔 (鉄筋が配置される区間に、 鉄筋を均等に配置したときの値) | c_s = | $\frac{l - \phi}{n - 1} = 173$ (mm) |
| 鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、 鉄筋を均等に配置したときの値) | a = | $c_s - \phi = 160$ (mm) |

5.2 部分安全係数

部分安全係数は、材料強度や部材寸法のばらつき、構造物や部材の重要度、構造解析の不確実性を考慮して、以下のように定める。

| 部分安全係数 | 材料係数 | | 部材係数 | | 構造解析係数 γ_a | 荷重係数 γ_f | 構造物係数 γ_i |
|--------|--------------------|------------------|------------------|------|----------------------|--------------------|---------------------|
| | モルタル γ_c | 鋼材 γ_s | γ_b | | | | |
| 終局限界状態 | 1.30 | 1.00 | 曲げ・軸耐力 | 1.15 | 1.00 | 1.20 | 1.20 |
| | | | モルタルが負担するせん断耐力 | 1.30 | | | |
| | | | せん断補強筋が負担するせん断耐力 | - | | | |
| | | | 斜め圧縮破壊耐力 | - | | | |

部分安全係数は、設計断面耐力および設計断面力の計算過程の中で用いる。



5.3 設計荷重および設計断面力

のり枠工の設計断面力の算出に用いる設計荷重は、作用荷重に荷重係数を乗じて求める。

よって、先に求めた最大曲げモーメントおよび最大せん断力に荷重係数を乗じることにより、設計荷重を考慮した断面力を求めることができる。

| 限界状態 | 設計荷重 (作用荷重 $\times\gamma_f$) | 設計荷重を考慮した断面力 | |
|--------|----------------------------------|----------------|---------------------|
| 終局限界状態 | 作用荷重 $\times 1.20$ | 最大曲げモーメント M' | 6.88 (kN \cdot m) |
| | | 最大せん断力 V' | 19.46 (kN) |

設計断面力は、設計荷重を考慮した断面力に対して、構造解析係数を乗じて求める。

| 限界状態 | 構造解析係数 γ_a | 設計断面力 | |
|--------|----------------------|-----------------|---------------------|
| 終局限界状態 | 1.00 | 設計曲げモーメント M_d | 6.88 (kN \cdot m) |
| | | 設計せん断力 V_d | 19.46 (kN) |

5.4 安全性能の照査

のり枠の安全性能の照査は、曲げモーメントおよびせん断力が作用することによって、断面破壊の終局限界状態に至らないことを確認する。

5.4.1 曲げモーメントに対する照査

(1) 引張鉄筋量の検討

軸方向引張鉄筋量が多すぎると、断面破壊時にモルタルの圧縮破壊が先行し、ぜい性的な破壊を生じる場合がある。そこで、引張鉄筋量の最大値を釣合鉄筋比の75%とし、引張鉄筋比がこれ以下となることを確認する。

| | |
|-------------|---|
| 釣合鉄筋比に関する係数 | $\alpha = 0.88 - 0.004 \cdot f'_{ck} = 0.88 - 0.004 \times 18$ $= 0.81 \quad (\alpha \leq 0.68) \quad \therefore \alpha = 0.68$ |
| モルタルの終局ひずみ | $\epsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_{ck}}{30000} = \frac{155 - 18}{30000}$ $= 0.0046 \quad (0.0025 \leq \epsilon'_{cu} \leq 0.0035) \quad \therefore \epsilon'_{cu} = 0.0035$ |
| モルタルの設計圧縮強度 | $f'_{cd} = \frac{f'_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1.30} = 13.85 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| 鉄筋の設計引張降伏強度 | $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{345}{1.00} = 345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |

鉄筋比 p は、以下のように計算できる。

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{253.4}{300 \times 235}$$

$$= 0.00359$$

釣合鉄筋比 p_b は、以下のように計算できる。

$$p_b = \alpha \cdot \frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot \frac{f'_{cd}}{f_{yd}} = 0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{345}{200 \times 10^3}} \times \frac{13.85}{345}$$

$$= 0.01829$$

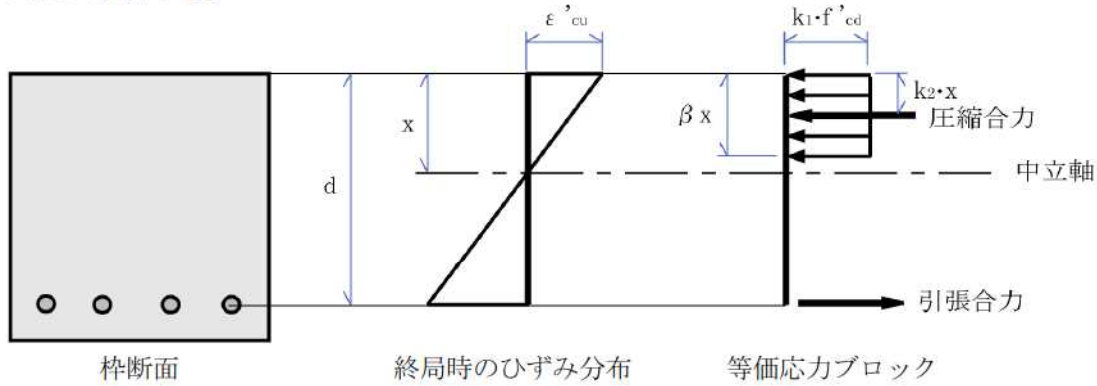
よって、 $p = 0.00359 \leq 0.75 \cdot p_b = 0.01372$ となり、引張鉄筋が先に降伏することになる。 … OK

(2) 設計曲げ耐力

曲げモーメントを受けるのり枠の設計断面耐力は、以下の仮定に基づいて計算する。

- ・ 歪みは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- ・ モルタルの引張応力は無視する。
- ・ モルタルおよび鉄筋の応力-歪み曲線は、非線形のモデルを用いる。

また、断面の歪みがすべて圧縮とはならないものとし、モルタルの圧縮応力度分布を等価応力ブロックとして考えて計算する。



| | |
|---------------------------------------|--|
| 曲げ耐力の等価応力ブロックに関する係数 | $\beta = 0.52 + 80 \cdot \varepsilon'_{cu} = 0.52 + 80 \times 0.0035 = 0.8$ |
| 強度の低減係数 | $k_1 = 1 - 0.003 \cdot f'_{ck} = 1 - 0.003 \times 18 = 0.95 \quad (k_1 \leq 0.85) \quad \therefore k_1 = 0.85$ |
| 圧縮縁から中立軸までの距離 x に対する 圧縮合力までの距離の比 | $k_2 = \frac{\beta}{2} = \frac{0.8}{2} = 0.4$ |

終局曲げ耐力 M_u は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}
 M_u &= b \cdot d^2 \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - \frac{k_2}{\beta \cdot k_1} \cdot \frac{p \cdot f_{yd}}{f'_{cd}} \right) \\
 &= 300 \times 235^2 \times 0.00359 \times 345 \times \left(1 - \frac{0.4}{0.8 \times 0.85} \times \frac{0.00359 \times 345}{13.85} \right) \\
 &= 19.44 \times 10^6 \text{ (N}\cdot\text{mm)} = 19.44 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

設計曲げ耐力 M_{ud} は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}
 M_{ud} &= \frac{M_u}{\gamma_b} = \frac{19.44}{1.15} \\
 &= 16.90 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

(3) 安全性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} = 1.20 \times \frac{6.88}{16.90} = 0.49 \leq 1.00 \quad \dots \text{ OK}$$

5.4.2 せん断力に対する照査

(1) モルタルが負担する設計せん断耐力

$$\begin{aligned}
 \text{モルタルのせん断強度} \quad f_{vcd} &= 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} = 0.20 \times \sqrt[3]{13.85} \\
 &= 0.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{vcd} \leq 0.72) \\
 \text{せん断耐力の有効高に関する係数} \quad \beta_d &= \sqrt[4]{1000/d} = \sqrt[4]{1000/235} \\
 &= 1.44 \quad (\beta_d \leq 1.5) \\
 \text{せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する係数} \quad \beta_p &= \sqrt[3]{100 \cdot p} = \sqrt[3]{100 \times 0.00359} \\
 &= 0.71 \quad (\beta_p \leq 1.5) \\
 \text{せん断耐力の軸方向力に関する係数} \quad \beta_n &= 1.00 \text{ (のり枠では軸方向力は作用しない)}
 \end{aligned}$$

モルタルが負担する設計せん断耐力 V_{cd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}
 V_{cd} &= \frac{\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{1.44 \times 0.71 \times 1.00 \times 0.48 \times 300 \times 235}{1.30} \\
 &= 26.61 \times 10^3 \text{ (N)} = 26.61 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) せん断補強筋が負担する設計せん断耐力

せん断補強筋を配置しないので、 $V_{sd} = 0.0$ (kN) とする。

(3) 設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は、モルタルが負担する設計せん断耐力に、せん断補強筋が負担する設計せん断耐力を合わせたものであるから、以下の通りとなる。

$$\begin{aligned}
 V_{yd} &= V_{cd} + V_{sd} = 26.61 + 0.00 \\
 &= 26.61 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(4) モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討

せん断補強筋を配置しないので、モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討は省略する。

(5) 安全性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} = 1.20 \times \frac{19.46}{26.61} = 0.88 \leq 1.00 \quad \dots \text{ OK}$$

6. 支圧応力度の検討

6.1 許容支圧応力度

(1) 検討条件

| | |
|-------------|---|
| モルタルの設計圧縮強度 | $f'_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| プレートの幅 | $u = 150 \text{ (mm)}$ |
| 箱抜き径 | $D = 89 \text{ (mm)}$ |
| 枠幅 | $b = 300 \text{ (mm)}$ |
| モルタル面の全面積 | $A = b^2 - \pi \cdot D^2/4 = 300^2 - \pi \times 89^2/4 = 83779 \text{ (mm}^2\text{)}$ |
| プレートの有効面積 | $A_a = u^2 - \pi \cdot D^2/4 = 150^2 - \pi \times 89^2/4 = 16279 \text{ (mm}^2\text{)}$ |

(2) 許容支圧応力度の算出

局部荷重の場合、許容支圧応力度 σ_{ba} は以下のように計算できる。

$$\sigma_{ba} \leq (0.25 + 0.05 \cdot \frac{A}{A_a}) \cdot f'_{ck} = (0.25 + 0.05 \times \frac{83779}{16279}) \times 18 = 9.13 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ただし、設計基準強度の50%以内に抑えるものとする。

$$\sigma_{ba} \leq 0.5 \cdot f'_{ck} = 0.5 \times 18 = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

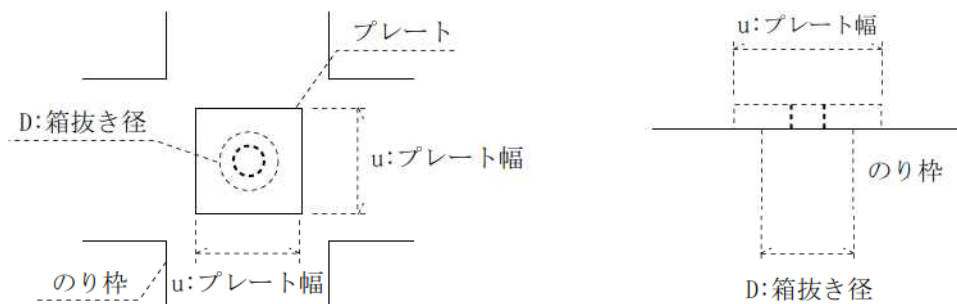
したがって、許容支圧応力度 σ_{ba} を以下の値とする。

$$\sigma_{ba} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

6.2 支圧応力度

許容支圧応力度 σ_{ba} を照査する。

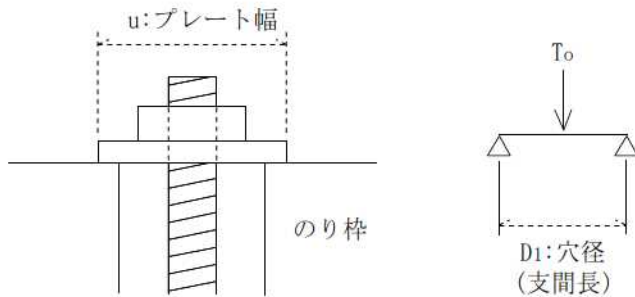
$$\sigma_b = \frac{T_o}{A_a} = \frac{49.420 \times 10^3}{16279} = 3.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ba} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$



7. プレートの検討

7.1 検討条件

| | |
|--------------|---|
| プレートの許容曲げ応力度 | $\sigma_{sa} = 140.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| プレートの幅 | $u = 150 \text{ (mm)}$ |
| 穴径(支間長) | $D_1 = 89 \text{ (mm)}$ |



7.2 検討結果

プレートを二方向性の梁と考え、梁に作用する荷重 P は、以下のように計算される。

$$P_x = P_y = \frac{T_o}{2} = \frac{49.420 \times 10^3}{2} = 24710 \text{ (N)}$$

したがって、曲げモーメント M は、以下のように計算できる。

$$M = P_x \cdot \frac{D_1}{4} = 24710 \times \frac{89}{4} = 549798 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

プレートの必要厚さ t' は、以下のように計算できる。

$$t' = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{u \cdot \sigma_{sa}}} = \sqrt{\frac{6 \times 549798}{150 \times 140.0}} = 12.6 \text{ (mm)}$$

市場性を考慮して、プレートの厚さを $t = 9 \text{ mm}$ とする。

8. 鉄筋の重ね継手

鉄筋の重ね継手長は、基本定着長以上とする。

| | |
|------------------------------------|---|
| 主鉄筋 | D13 - 2 本 (φ=13(mm)) |
| 引張鉄筋のかぶり | c = 59 (mm) |
| 鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、鉄筋を均等に配置したときの値) | a = 160 (mm) |
| 鉄筋の設計引張降伏強度 | f _{yd} = 345 (N/mm ²) |
| モルタルの設計基準強度 | f' _{ck} = 18 (N/mm ²) |
| モルタルの材料係数 | γ _c = 1.30 |
| モルタルの設計付着強度 | f _{bod} = $\frac{0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0.28 \times 18^{2/3}}{1.30}$ = 1.479 (N/mm ²) (f _{bod} ≤ 3.2) |

ここで、計算で用いる c は、引張鉄筋のかぶりと定着する鉄筋のあきの半分の値の小さい方なので

$$c = \min \left(59, \frac{160}{2} \right) = 59 \text{ (mm)}$$

基本定着長に関する係数 k_c および α は、以下の通りとなる。

$$k_c = \frac{c}{\phi} + \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot \phi} = \frac{59}{13} \quad (\text{※スターラップを配置しないので、} \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot \phi} = 0 \text{ とする。})$$

$$= 4.538$$

| | |
|--------------------------------|---------|
| k _c ≤ 1.0 の場合 | α = 1.0 |
| 1.0 < k _c ≤ 1.5 の場合 | α = 0.9 |
| 1.5 < k _c ≤ 2.0 の場合 | α = 0.8 |
| 2.0 < k _c ≤ 2.5 の場合 | α = 0.7 |
| 2.5 < k _c の場合 | α = 0.6 |

k_c = 4.538 より、α = 0.6

基本定着長 l_d は、以下のように計算できる。

$$l_d = \frac{\alpha \cdot f_{yd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bod}} = \frac{0.6 \times 345 \times 13}{4 \times 1.479}$$

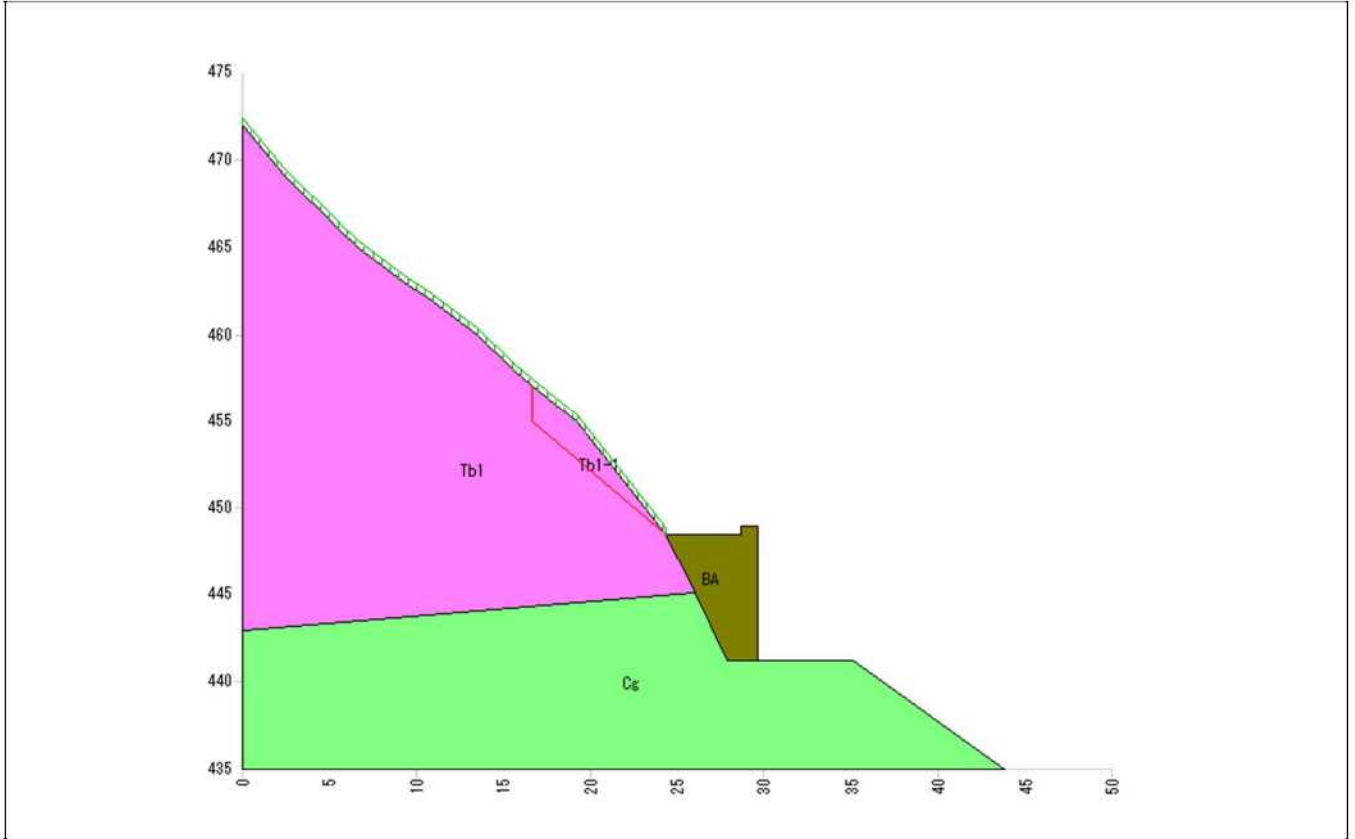
$$= 455 \text{ (mm)}$$

よって、鉄筋の重ね継手長は 455 (mm) 以上必要である。

抑止力算定

06_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面抑止力算定

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | 直線すべり |
| 備考 | 抑止力算定 |



| 土質定数 | | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m^3) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3) | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部摩擦角 | |
|------|-------|-------|---|---|---------------------------------|------------|-------------|
| No. | 地層名 | | | | | ϕ (°) | $\tan \phi$ |
| 1 | Tb1-1 | 凝灰角礫岩 | 24.00 | 25.00 | 13.01 | 21.0000 | 0.383864 |
| 2 | Tb1 | 凝灰角礫岩 | 24.00 | 25.00 | 337.00 | 21.0000 | 0.383864 |
| 3 | Cg | 礫岩 | 21.00 | 22.00 | 73.00 | 40.0000 | 0.839100 |
| 4 | BA | 盛土 | 19.00 | 20.00 | 0.00 | 30.0000 | 0.577350 |

※ 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m^3)

06_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面抑止力算定

| 座標の入力データ | | | | | | | | |
|----------|-------------|---------------------------------|---------------------|--------------------------------|--------------------------|----|------|------|
| No. | 距離 X (m) | 原地形 標高 Y _G (m) | 計画地形 標高 Y (m) | 水位 標高 Y _W (m) | すべり面 | | | ハタ上げ |
| | | | | | 標高 Y _S (m) | 形状 | 強度 | |
| 1 | 0.000 | | 472.000 | | | | | |
| 2 | 2.497 | | 469.000 | | | | | |
| 3 | 5.574 | | 466.000 | | | | | |
| 4 | 6.676 | | 465.000 | | | | | |
| 5 | 9.280 | | 463.000 | | | | | |
| 6 | 10.898 | | 462.000 | | | | | |
| 7 | 13.542 | | 460.000 | | | | | |
| 8 | 15.605 | | 458.000 | | | | | |
| 9 | 16.631 | | 457.118 | | 457.118 | 直線 | 指定 1 | |
| 10 | 16.631 | | | | 454.924 | 直線 | 指定 1 | |
| 11 | 19.199 | | 454.924 | | | | | |
| 12 | 24.335 | | 448.505 | | 448.505 | | 指定 1 | |
| 13 | 28.688 | | 448.976 | | | | | |
| 14 | 28.688 | | 448.481 | | | | | |
| 15 | 29.645 | | 441.228 | | | | | |
| 16 | 29.645 | | 448.976 | | | | | |
| 17 | 35.153 | | 441.228 | | | | | |
| 18 | 43.839 | | 435.000 | | | | | |

原：原地形のハタ上げ、計：計画地形のハタ上げ

| 地層境界線の座標 | | | | | | |
|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| No. | No. 1 | | No. 2 | | No. 3 | |
| | 距離 X(m) | 標高 Y(m) | 距離 X(m) | 標高 Y(m) | 距離 X(m) | 標高 Y(m) |
| 1 | 0.000 | 442.907 | 29.645 | 441.228 | 16.631 | 457.118 |
| 2 | 26.071 | 445.018 | 27.959 | 441.228 | 16.631 | 454.924 |
| 3 | | | 26.071 | 445.018 | 24.335 | 448.505 |
| 4 | | | 24.335 | 448.505 | | |

| 分布荷重データ(常時) | | | | | | |
|-------------|----------|--------|---------------------------|-------|-----------|-----------|
| 荷重名 | 作用範囲 (m) | | 分布荷重 (kN/m ²) | | 滑動力 加算 | 抵抗力 加算 |
| | 左側 X1 | 右側 X2 | 左側 q1 | 右側 q2 | | |
| 雪荷重 | 19.199 | 24.335 | 7.00 | 7.00 | ○ | ○ |
| 雪荷重 2 | 0.000 | 19.199 | 14.00 | 14.00 | ○ | ○ |

1. 設計条件

(1) 補強斜面の計画安全率

本現場は永久として考え、計画安全率を設定する。

切土補強土工法設計・施工要領では下表のように示されている。

補強斜面の計画安全率

| 項目 | 計画安全率 |
|--------|--------------------------|
| 永久（長期） | $F_{sp} \geq 1.20$ |
| 仮設（短期） | $F_{sp} \geq 1.05, 1.10$ |

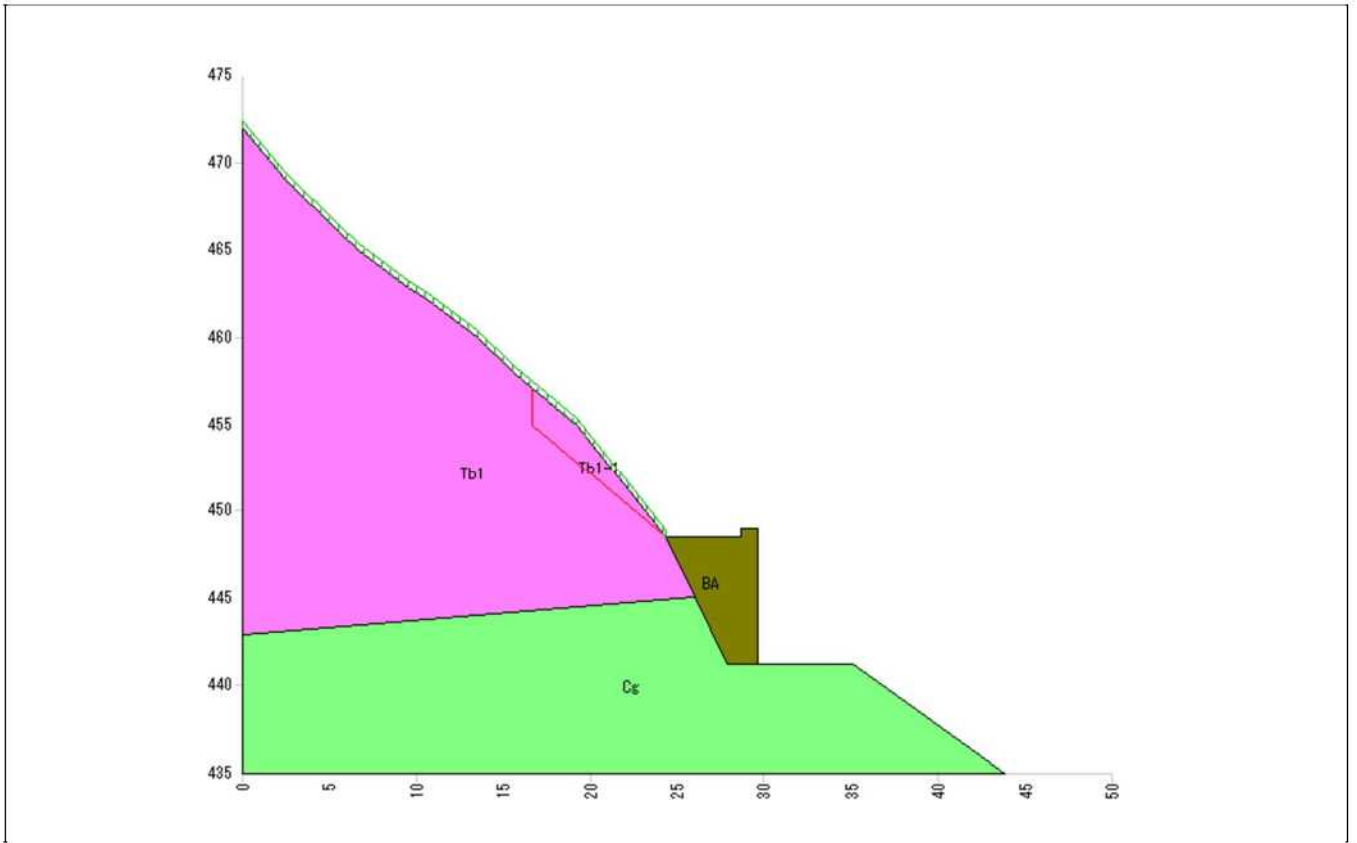
【切土補強土工法設計・施工要領 P.31】

計画安全率は、当該斜面の重要性を考慮して $F_{sp} = 1.200$ とする。

06_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面抑止力算定

(2) 土質条件

当該斜面の地形、土質の構成と定数は以下の通りである。



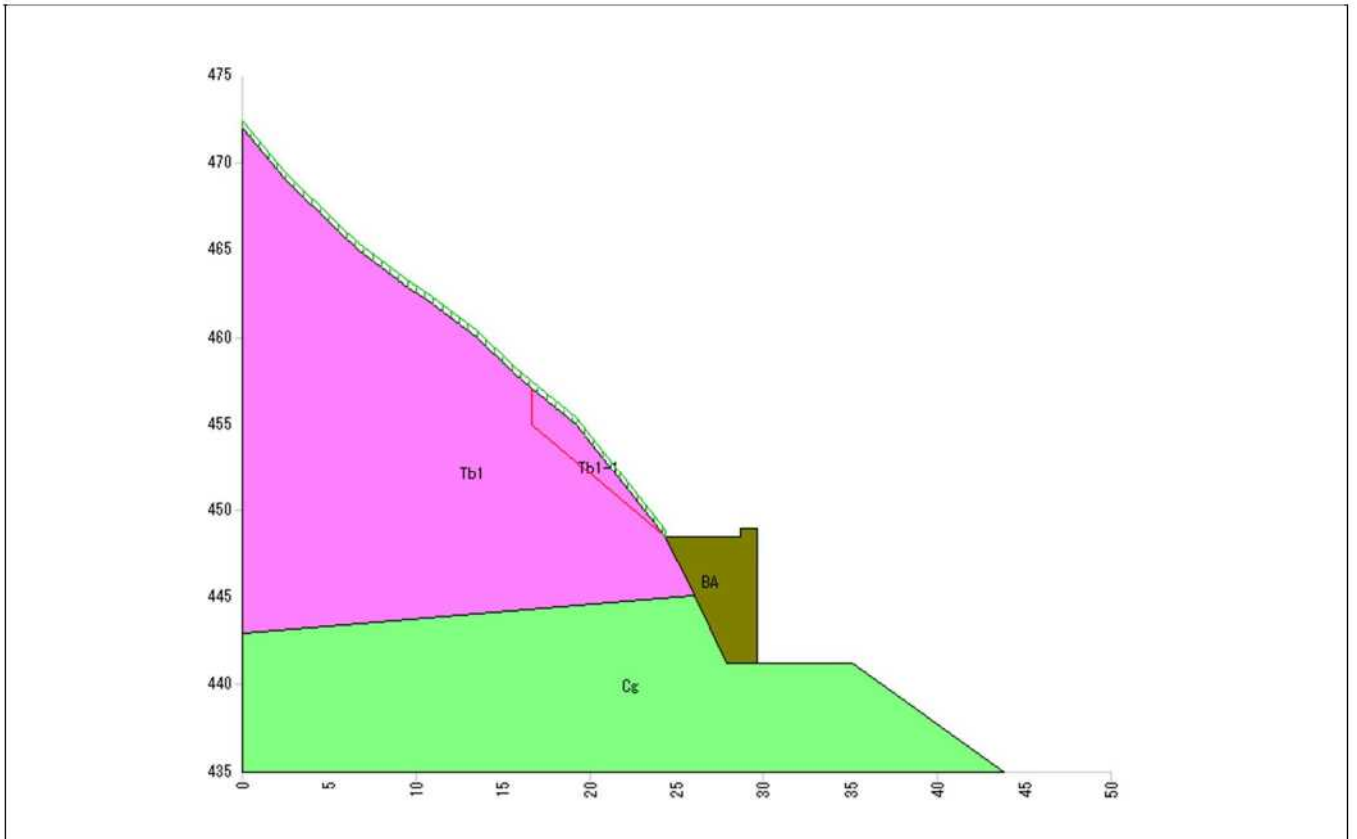
| 土質定数 | | | | | | | |
|------|-------|-------|--|--|----------------------------------|------------|-------------|
| No. | 地層名 | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m ³) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 | |
| | | | | | | ϕ (°) | $\tan \phi$ |
| 1 | Tb1-1 | 凝灰角礫岩 | 24.00 | 25.00 | 13.01 | 21.0000 | 0.383864 |
| 2 | Tb1 | 凝灰角礫岩 | 24.00 | 25.00 | 337.00 | 21.0000 | 0.383864 |
| 3 | Cg | 礫岩 | 21.00 | 22.00 | 73.00 | 40.0000 | 0.839100 |
| 4 | BA | 盛土 | 19.00 | 20.00 | 0.00 | 30.0000 | 0.577350 |

※ 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m³)

06_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面抑止力算定

2. 指定すべり安定計算

既知のすべり面（指定すべり）に対して、斜面の安全性は以下の通りである。



| 安定計算結果 | | 項目 | 記号 | 単位 | 常時 |
|--------|--------|----|-----|----------------|--------|
| 計算結果 | 安全率 | | Fs | - | 1.064 |
| | 計画安全率 | | Fsp | - | 1.200 |
| | 必要抑止力 | | Pr | kN/m | 29.4 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | | S | kN/m | 230.00 |
| | 滑動力 | | T | kN/m | 216.09 |
| | 法線力 | | N | kN/m | 259.36 |
| | 間隙水圧 | | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | | l | m | 10.027 |
| | 面積 | | A | m ² | 11.07 |

(1) 安定計算式

安定計算は、修正 Fellenius 法を用いて行う。

基本的に極限つり合い法を用いることとし、所要の計画安全率を確保するものとする。

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{すべり抵抗力}(\Sigma S)}{\text{滑動力}(\Sigma T)}$$

計算手法は、「スライス分割法」に基づいて、すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割し、各スライス(分割片)について力のつり合いを考えるものとする。

<常時>

$$F_s = \frac{\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)}{\Sigma T}$$

$$Pr = F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)]$$

ここで、

| | | | |
|----------|-----------------|-------------------------------------|----------------------|
| F_s | : 安全率 | | |
| F_{sp} | : 計画安全率 | | |
| Pr | : 必要抑止力 | | (kN/m) |
| N | : スライスの重力による法線力 | $(N = W \cdot \cos \theta + Q_N)$ | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 | $(U = u \cdot b \cdot \cos \theta)$ | (kN/m) |
| T | : スライスの重力による接線力 | $(T = W \cdot \sin \theta + Q_T)$ | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | | (m) |
| b | : スライス幅 | | (m) |
| ϕ | : すべり面の内部摩擦角 | | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | | (kN/m ²) |
| Q_N | : 上載荷重分力(法線方向) | | (kN/m) |
| Q_T | : 上載荷重分力(接線方向) | | (kN/m) |

06_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面抑止力算定

(2) 安定性の評価(常時)

| スライス要素の集計表 | | 粘着力 | すべり面長 | 法線力 | 間隙水圧 | 滑動力 | すべり抵抗力 |
|------------|----------|-----------------------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 内部摩擦角 | | C(kN/m ²) | l(m) | N(kN/m) | U(kN/m) | T(kN/m) | S(kN/m) |
| φ(°) | tan φ | | | | | | |
| 21.0000 | 0.383864 | 13.01 | 10.027 | 259.36 | 0.00 | 216.09 | 230.00 |

常時の安全率は次式を用いて計算する。

$$F_s = \frac{\sum \{ (N-U) \cdot \tan \phi \} + \sum (C \cdot l)}{\sum T}$$

$$= \frac{(259.36 - 0.00) \times 0.383864 + 13.01 \times 10.027}{216.09}$$

$$= 1.064$$

ここで、

| | | | |
|----------------|-----------------|-----------------------------------|----------------------|
| F _s | : 安全率 | | |
| N | : スライスの重力による法線力 | (N = W · cos θ + Q _N) | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 | (U = u · b · cos θ) | (kN/m) |
| T | : スライスの重力による接線力 | (T = W · sin θ + Q _T) | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | | (m) |
| b | : スライス幅 | | (m) |
| φ | : すべり面の内部摩擦角 | | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | | (kN/m ²) |
| Q _N | : 上載荷重分力(法線方向) | | (kN/m) |
| Q _T | : 上載荷重分力(接線方向) | | (kN/m) |

(3) 必要抑止力の計算(常時)

計画安全率 $F_{sp} = 1.200$ を満足する必要抑止力を計算する。

$$\begin{aligned} Pr &= F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)] \\ &= 1.200 \times 216.09 - \{(259.36 - 0.00) \times 0.383864 + 13.01 \times 10.027\} \\ &= 29.4 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

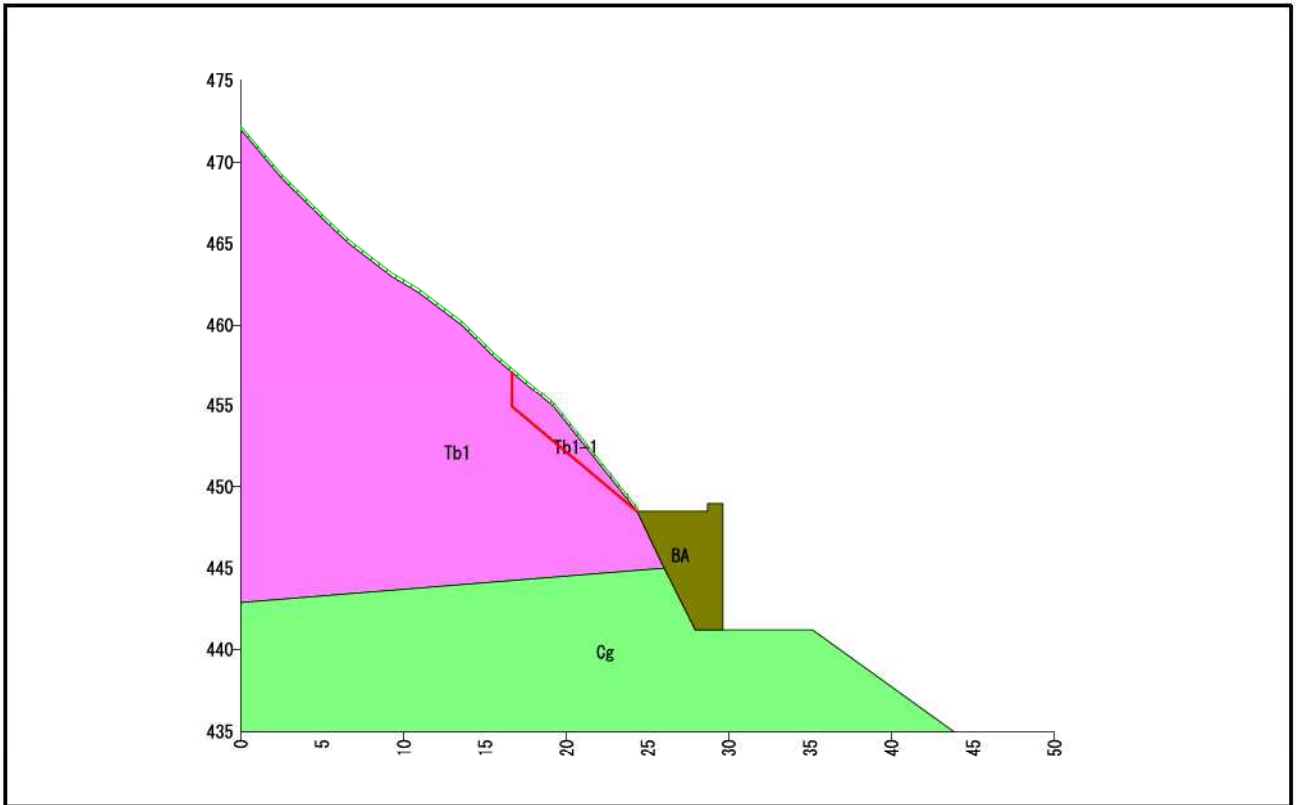
ここで、

| | | | |
|----------|-----------------|-------------------------------------|----------------------|
| F_{sp} | : 計画安全率 | | |
| Pr | : 必要抑止力 | | (kN/m) |
| N | : スライスの重力による法線力 | $(N = W \cdot \cos \theta + Q_N)$ | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 | $(U = u \cdot b \cdot \cos \theta)$ | (kN/m) |
| T | : スライスの重力による接線力 | $(T = W \cdot \sin \theta + Q_T)$ | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | | (m) |
| b | : スライス幅 | | (m) |
| ϕ | : すべり面の内部摩擦角 | | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | | (kN/m ²) |
| Q_N | : 上載荷重分力(法線方向) | | (kN/m) |
| Q_T | : 上載荷重分力(接線方向) | | (kN/m) |

補強材の配置

07_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

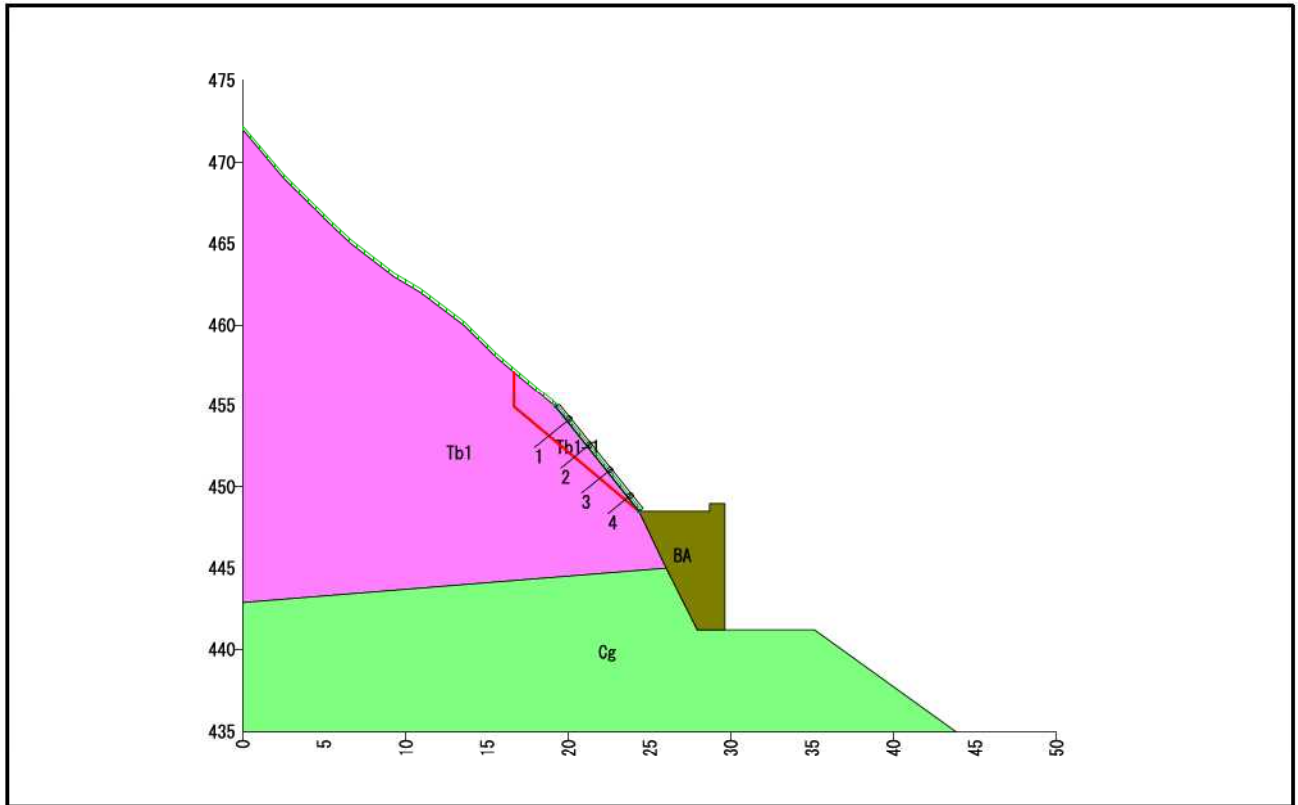
| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | 直線すべり |
| 備考 | 対策工検討 |



| 安定計算結果 | | 項目 | 記号 | 単位 | 修正Fellenius法 (常時) |
|--------|--------|----|-----|----------------|----------------------|
| 計算結果 | 安全率 | | Fs | — | 1.064 |
| | 計画安全率 | | Fsp | — | 1.200 |
| | 必要抑止力 | | Pr | kN/m | 29.4 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | | S | kN/m | 230.00 |
| | 滑動力 | | T | kN/m | 216.09 |
| | 法線力 | | N | kN/m | 259.36 |
| | 間隙水圧 | | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | | l | m | 10.027 |
| | 面積 | | A | m ² | 11.07 |

07_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | 直線すべり |
| 備考 | 対策工検討 |



補強材の規格

| 番号 | 材料名 | 呼び径 | 単位重量 W(kg/m) | 補強材径 d(mm) | 断面積 As(cm ²) | 腐食代 |
|-----|---------------|-----|-----------------|---------------|-----------------------------|------|
| 材-1 | ネジ節棒鋼 (SD345) | D19 | 2.25 | 18.1 | 2.573 | 考慮する |

補強材の配置結果

| 補強材 No. | 規格 番号 | 削孔径 D(mm) | 配置座標 | | 水平間隔 SH(m) | 縦間隔 SV(m) | 打設角度 α (°) | 全長 L(m) | 挿入長 L _B (m) | 配置 のり面 |
|------------|----------|--------------|--------|---------|---------------|--------------|----------------------|------------|---------------------------|-----------|
| | | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| [1] | 材-1 | 65.0 | 19.899 | 454.049 | 2.00 | — | 38.66 | 3.000 | 2.600 | 範囲 1 |
| [2] | 材-1 | 65.0 | 21.149 | 452.487 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 2.500 | 2.100 | 範囲 1 |
| [3] | 材-1 | 65.0 | 22.398 | 450.926 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 2.500 | 2.100 | 範囲 1 |
| [4] | 材-1 | 65.0 | 23.648 | 449.364 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 2.000 | 1.600 | 範囲 1 |

07_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| 補強材の引張り耐力の算出条件 | | | 数 値 (常時) | 備 考 |
|----------------|---------------|-------------------|-------------|---|
| 項 目 | | | | |
| 補強材の許容引張り応力度 | σ_{sa} | N/mm ² | 200.0 | ネジ節棒鋼 (SD345) D19 |
| 補強材と注入材の許容付着応力 | τ_c | N/mm ² | 1.6 | $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm ²) |
| 周面摩擦抵抗の安全率 | Fsa | — | 2.00 | |
| のり面工の低減係数 | μ | — | 1.00 | |
| 補強材の引張り力の低減係数 | λ | — | 0.7 | |
| 地山と注入材の周面摩擦抵抗 | τ_p | N/mm ² | 0.800 | Tb1-1 |
| | | | 0.800 | Tb1 |
| | | | 0.800 | Cg |
| | | | | BA |

補強材の抵抗力の算出方法

(1) 許容付着力の算出

許容付着力の算出式を以下に示す。

許容付着力 t_a (kN/m)は、 t_{pa} と t_{ca} の最も小さい値のものとする。

ただし、地山と注入材の許容付着力 t_{pa} 及び、補強材と注入材の許容付着力 t_{ca} は、以下の式による。

$$t_{pa} = \frac{\tau_p \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}}$$

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)
 D : 削孔径 (m)
 F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

t_{ca} : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_c : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m²)
 d : 補強材径 (m)

(2) 補強材の許容補強材力の算出

補強材の許容補強材力の算出方法、並びに算出式を以下に示す。

許容補強材力 T_{pa} (kN/本)は、 T_{1pa} 、 T_{2pa} 、 T_{sa} の最も小さい値のものとする。

前項で算出された t_a より、「移動土塊から受ける引抜き抵抗力(T_{1pa})」、「不動地山から受ける引抜き抵抗力(T_{2pa})」、補強材の材料による「補強材の許容引張り(T_{sa})」は以下の式で求められる。

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot L_1 \cdot t_a$$

T_{1pa} : 移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 μ : のり面工の低減係数
 L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a$$

T_{2pa} : 不動地山から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

T_{sa} : 補強材の許容引張り力 (kN/本)
 σ_{sa} : 補強材の許容引張り応力度 (kN/m²)
 A_s : 補強材の断面積 (m²)

07_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

以上の結果より、補強後の安定計算式を以下に示す。

$$F_s = \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\} + Sh + Ss}{\sum T}$$

| | | | |
|----------|---|---|----------------------|
| F_s | : | 安全率 | |
| N | : | スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : | スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : | スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : | スライスのすべり面長 | (m) |
| b | : | スライス幅 | (m) |
| ϕ | : | すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | : | すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| W | : | スライス重量 | (kN/m) |
| θ | : | すべり面傾斜角 | (°) |
| u | : | 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q_N | : | 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q_T | : | 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |
| Sh | : | 補強材による引き止め力 ($Sh=T_m \cdot \cos \beta$) | (kN/m) |
| Ss | : | 補強材による締め付け力 ($Ss=T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi$) | (kN/m) |
| T_m | : | 補強材の設計引張力 | (kN/m) |
| β | : | 補強材設置角度 (すべり面と補強材とのなす角度) | (°) |

07_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)
補強材による抵抗力の算出(指定すべりー常時)

ここでは、前項の条件、数値、および数式を用いて補強材の抵抗力を求めるものとする。

< 補強材 No.1 >

(1) 補強材の許容補強材力の算出 Tpa

$$T1pa = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \min(\Sigma(L1 \times tpa), \Sigma(L1 \times tca))$$

ここで、T1paは考慮しないものとする。

$$T2pa = \min(\Sigma(L2 \times tpa), \Sigma(L2 \times tca))$$

$$= 94.015 \quad (\text{kN})$$

$$Tsa = \sigma_{sa} \cdot As = 200.0 \times 10^3 \times 2.573 \times 10^{-4}$$

$$= 51.460 \quad (\text{kN})$$

μ : のり面工の低減係数

L1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

L2 : 不動地山の有効定着長 (m)

σ_{sa} : 補強材の許容引張り応力度 (kN/m²)

As : 補強材の断面積 (m²)

よって Tpa は、Tsa < T2pa より Tsa とする。

(2) 補強材による抵抗力の算出

前項で算出されたTpaより、補強材による引き止め力Sh、および補強材による締め付け力Ssを求める。ただし、引き止め力Shがマイナスの場合は0.0として計算する。

$$Td = \lambda \cdot Tpa = 0.7 \times 51.460 = 36.022 \quad (\text{kN/本})$$

$$Tm = \frac{Td}{SH} = \frac{36.022}{2.00} = 18.011 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sh = Tm \cdot \cos \beta_i = 18.011 \times \cos(78.46)$$

$$= 3.603 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ss = Tm \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i = 18.011 \times \sin(78.46) \times 0.383864$$

$$= 6.774 \quad (\text{kN/m})$$

Tm : 補強材の設計引張り力 (kN/m)

λ : 補強材の引張り力の低減係数

Tpa : 補強材の許容補強材力 (kN/本)

β_i : 補強材とすべり面とのなす角度 (°)

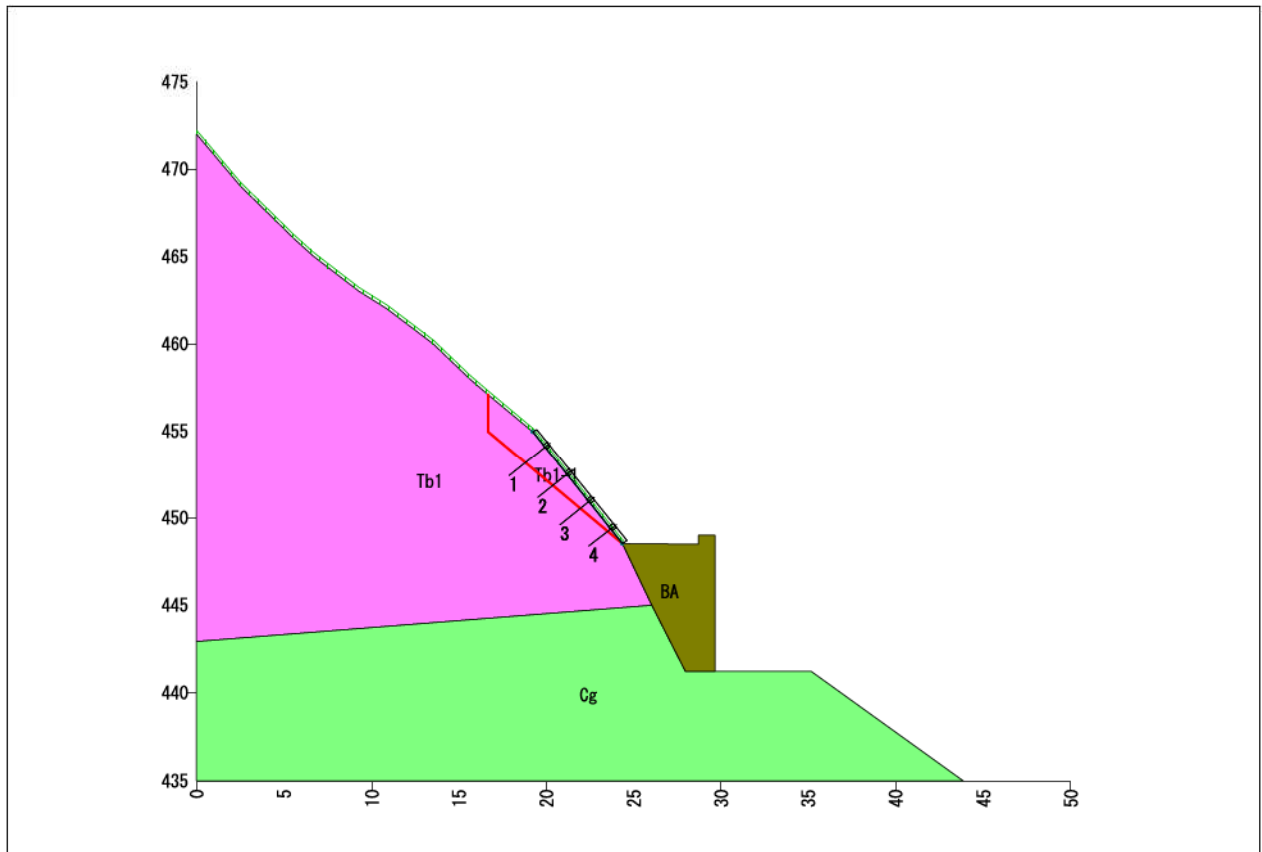
ϕ_i : 内部摩擦角 (°)

Td : 1本当りの設計引張り力 (kN/本)

SH : 水平間隔 (m)

07_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

各補強材による抵抗力一覧表 (指定すべりー常時)



| 各補強材による抵抗力一覧表 | | | | | | | | | |
|---------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 補強材 No. | β (°) | T1pa (kN/本) | T2pa (kN/本) | Tsa (kN/本) | Tpa (kN/本) | Td (kN/本) | Tm (kN/m) | Sh (kN/m) | Ss (kN/m) |
| [1] | 78.46 | — | 94.015 | 51.460 | 51.460 | 36.022 | 18.011 | 3.603 | 6.774 |
| [2] | 78.46 | — | 86.500 | 51.460 | 51.460 | 36.022 | 18.011 | 3.603 | 6.774 |
| [3] | 78.46 | — | 119.826 | 51.460 | 51.460 | 36.022 | 18.011 | 3.603 | 6.774 |
| [4] | 78.46 | — | 112.393 | 51.460 | 51.460 | 36.022 | 18.011 | 3.603 | 6.774 |
| 計 | | | | | | | | 14.412 | 27.096 |

※T1pa、T2pa、Tsaの囲みはTpaとして用いる値を示す。

07_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

各補強材における層ごとの挿入長 (指定すべり-常時)

| 項 目 | | | 数 値 | 備 考 |
|---------------|----------|-------------------|------|-----|
| 周面摩擦抵抗の安全率 | Fsa | — | 2.00 | |
| 補強材と注入材の許容付着力 | τc | N/mm ² | 1.6 | |

補強材 No. 1 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-------|-------|--------|--------|----------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|
| Tb1-1 | 1.449 | 1.449 | 0.000 | 800 | 81.681 | 90.981 | 118.356 | 131.831 | 0.000 | 0.000 |
| Tb1 | 1.151 | 0.000 | 1.151 | 800 | 81.681 | 90.981 | 0.000 | 0.000 | 94.015 | 104.719 |
| 合 計 | 2.600 | 1.449 | 1.151 | | | | 118.356 | 131.831 | 94.015 | 104.719 |

補強材 No. 2 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-------|-------|--------|--------|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Tb1-1 | 1.041 | 1.041 | 0.000 | 800 | 81.681 | 90.981 | 85.030 | 94.711 | 0.000 | 0.000 |
| Tb1 | 1.059 | 0.000 | 1.059 | 800 | 81.681 | 90.981 | 0.000 | 0.000 | 86.500 | 96.349 |
| 合 計 | 2.100 | 1.041 | 1.059 | | | | 85.030 | 94.711 | 86.500 | 96.349 |

補強材 No. 3 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-------|-------|--------|--------|----------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| Tb1-1 | 0.633 | 0.633 | 0.000 | 800 | 81.681 | 90.981 | 51.704 | 57.591 | 0.000 | 0.000 |
| Tb1 | 1.467 | 0.000 | 1.467 | 800 | 81.681 | 90.981 | 0.000 | 0.000 | 119.826 | 133.469 |
| 合 計 | 2.100 | 0.633 | 1.467 | | | | 51.704 | 57.591 | 119.826 | 133.469 |

補強材 No. 4 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-------|-------|--------|--------|----------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| Tb1-1 | 0.224 | 0.224 | 0.000 | 800 | 81.681 | 90.981 | 18.297 | 20.380 | 0.000 | 0.000 |
| Tb1 | 1.376 | 0.000 | 1.376 | 800 | 81.681 | 90.981 | 0.000 | 0.000 | 112.393 | 125.190 |
| 合 計 | 1.600 | 0.224 | 1.376 | | | | 18.297 | 20.380 | 112.393 | 125.190 |

LB : 地山の挿入長 (削孔長) (m)

L1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

L2 : 不動地山の有効定着長 (m)

 τp : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

tpa : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)

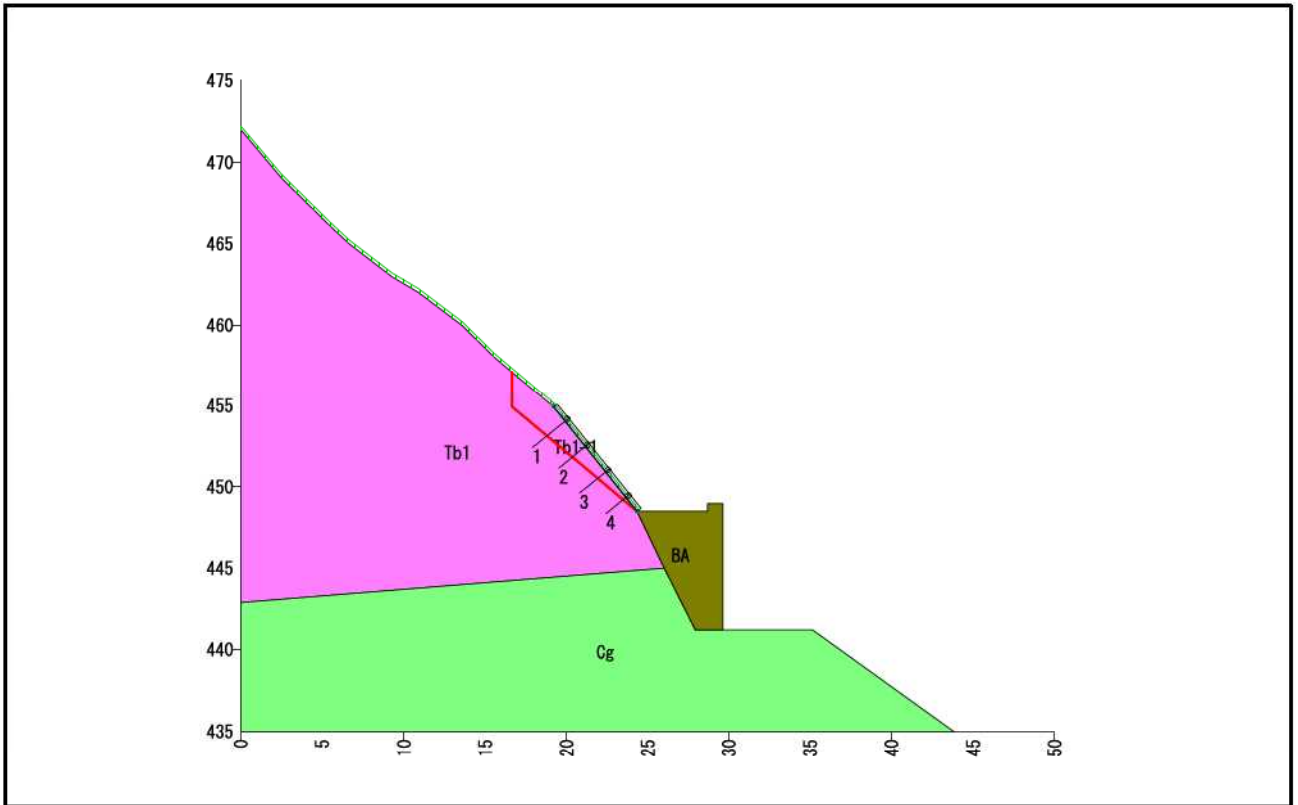
tca : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)

$$tpa = \frac{\tau p \cdot \pi \cdot D}{Fsa}$$

$$tca = \tau c \cdot \pi \cdot d$$

07_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | 直線すべり |
| 備考 | 対策工検討 |



| 補強材配置後の安全率結果 | | | | |
|--------------|--------|-----|------|------------|
| 項目 | | 記号 | 単位 | 数 値 (常時) |
| | | | | 指定すべり |
| 計算結果 | 補強前安全率 | Fs | — | 1.064 |
| | 計画安全率 | Fsp | — | 1.200 |
| | 補強後安全率 | Fs | — | 1.256 |
| 計算要素 | 引き止め力 | Sh | kN/m | 14.412 |
| | 締め付け力 | Ss | kN/m | 27.096 |

施工段数： 4 段

07_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)
補強後安全率の算出(指定すべり)

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\} + Sh + Ss}{\sum T} \\ &= \frac{230.00 + 14.412 + 27.096}{216.09} \\ &= 1.256 \end{aligned}$$

08_鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面：吹付法枠工設計計算
のり枠工の設計計算報告書

| | |
|------|---|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | のり勾配 1:0.8-吹付法枠工(直線すべり)-完成時 |
| 備考 | F300 2.00 x 2.00 ロックボルト水平ピッチ = 2.00m、4段 |

| 計算条件 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 | | | |
|--------|--------------------|------------------|------------------|-------------------|-----------|----------|------------|------------|
| 外力 | 設計引張り力 | | T_d | kN/本 | 36.022 | | | |
| | のり面工の低減係数 | | μ | - | 1.00 | | | |
| | のり面工に作用する補強材引張り力 | | T_o | kN/本 | 36.022 | | | |
| のり枠工外形 | 縦枠 | スパン数 | n_1 | スパン | 3 | | | |
| | | スパン長 | l_1 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | 上 | 下 | l_{1a} | l_{1b} | m | 0.000 |
| | 横枠 | スパン数 | n_2 | スパン | 5 | | | |
| | | スパン長 | l_2 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | 左 | 右 | l_{2a} | l_{2b} | m | 0.000 |
| 枠断面 | 枠高×枠幅 | | $h \times b$ | mm | 300 × 300 | | | |
| | 有効高 | | d | mm | 235 | | | |
| 部材強度 | モルタルの設計基準強度 | | f'_{ck} | N/mm ² | 18 | | | |
| | 鉄筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{yk} | N/mm ² | 345 | | | |
| | せん断補強筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{wyk} | N/mm ² | - | | | |
| 部分安全係数 | 材料係数 | | 部材係数 | 構造解析係数 | 荷重係数 | 構造物係数 | | |
| | モルタル γ_c | 鋼材 γ_s | | | | | γ_b | γ_a |
| 終局限界状態 | 1.30 | 1.00 | 曲げ・軸耐力 | 1.15 | 1.00 | 1.20 | 1.20 | |
| | | | モルタルが負担するせん断耐力 | 1.30 | | | | |
| | | | せん断補強筋が負担するせん断耐力 | - | | | | |
| | | | 斜め圧縮破壊耐力 | - | | | | |

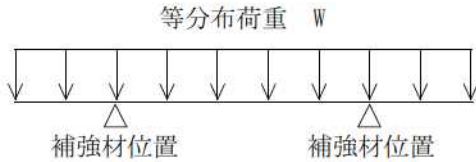
| 計算結果 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 |
|--------|-----------|----|-------|------|-------|
| 終局限界状態 | 設計曲げモーメント | | M_d | kN・m | 5.00 |
| | 設計せん断力 | | V_d | kN | 14.20 |

| 主鉄筋 | | スターラップ | | 終局限界状態 | | | | 判定 |
|------|------------|--------|------------|----------------|-------------|---------|-------------|----|
| 呼び径 | 本数 (片側) | 呼び径 | 間隔 (mm) | 曲げモーメントの照査 | | せん断力の照査 | | |
| | | | | 鉄筋比 | 安全性 | 斜め圧縮破壊 | 安全性 | |
| D13 | 2 | - | - | 0.00359 | 0.36 | - | 0.65 | OK |
| 判定条件 | | | | ≤ 0.01372 | ≤ 1.00 | - | ≤ 1.00 | |

1. 設計方針

1.1 構造モデル

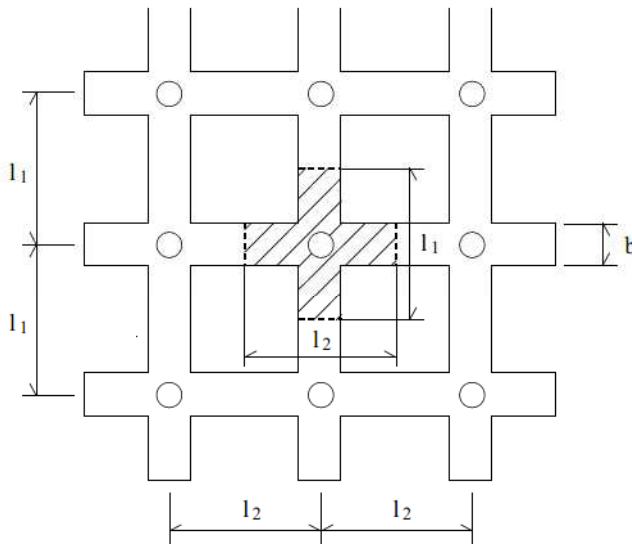
設計引張り力によって生ずる地盤反力が、のり枠工に等分布荷重として作用するものとし、補強材打設位置を支点とする梁のモデルとする。



1.2 荷重の負担

のり枠にかかる荷重は、補強材の引張り荷重によって、縦枠・横枠に等分布荷重として作用するものとし、等分布荷重の算出は、補強材1本あたりの荷重をのり枠長で配分するものとする。

この時、交点部ののり枠幅を考慮する。



1.3 安全性の照査

限界状態設計法（性能照査型）にて、のり枠の安全性を検討する。

のり枠が供用期間中に限界状態に至らないことを照査する。限界状態は、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に区分する。

終局限界状態は、供用期間中に想定される最大荷重に対する限界状態である。鉄筋挿入工の場合、地山の変形等により補強材に引張り力が発生し、のり枠構造には地盤反力が荷重として作用する。これを最大荷重として安全性を照査する。

使用限界状態は、通常の使用性や機能確保、耐久性に関する限界状態である。鉄筋挿入工の場合、施工時には補強材に引張り力を与えないので地盤反力がのり枠に作用することはない。よって、一般に供用時には荷重が作用しないと考えられるので、使用限界状態の照査は省略する。

疲労限界状態は、繰り返し荷重や変動荷重による疲労破壊の限界状態である。のり枠構造にはこれの影響がほとんどないと考えられることから、疲労限界状態の照査は省略する。

2. 設計条件

2.1 のり面工に作用する補強材引張り力の算定

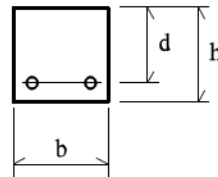
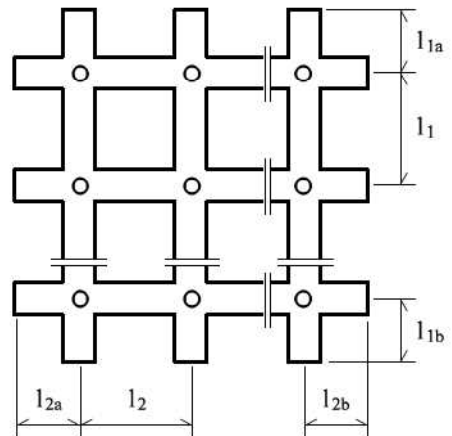
設計引張り力 T_d は、最大値 [補強材 No.1] 36.022 (kN/本) を使用する。
 のり面工に作用する補強材引張り力 T_o は、以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} T_o &= \mu \cdot T_d = 1.00 \times 36.022 \\ &= 36.022 \text{ (kN/本)} \end{aligned}$$

ここで、 μ : のり面工の低減係数

2.2 のり枠の形状寸法

| | | | |
|----------|----------|---|-----------|
| 縦枠のSPAN数 | n_1 | = | 3 |
| SPAN長 | l_1 | = | 2.000 (m) |
| 上張出し長 | l_{1a} | = | 0.000 (m) |
| 下張出し長 | l_{1b} | = | 0.000 (m) |
| 横枠のSPAN数 | n_2 | = | 5 |
| SPAN長 | l_2 | = | 2.000 (m) |
| 左張出し長 | l_{2a} | = | 0.000 (m) |
| 右張出し長 | l_{2b} | = | 0.000 (m) |
| 枠断面 枠幅 | b | = | 300 (mm) |
| 枠高 | h | = | 300 (mm) |
| 有効高 | d | = | 235 (mm) |



3. 地盤支持力の検討

3.1 検討条件

| | | | |
|-------|-------|---|--------------------------|
| 許容支持力 | q_a | = | 300 (kN/m ²) |
| 縦スパン長 | l_1 | = | 2.000 (m) |
| 横スパン長 | l_2 | = | 2.000 (m) |
| 枠幅 | b | = | 0.300 (m) |

3.2 検討結果

補強材 1 本当たりの負担する載荷面積 A は

$$\begin{aligned} A &= b \cdot (l_1 + l_2 - b) \\ &= 0.300 \times (2.000 + 2.000 - 0.300) \\ &= 1.110 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

したがって、地盤支持力は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{T_o}{A} = \frac{36.022}{1.110} \\ &= 33 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

4. 最大曲げモーメント・最大せん断力の算出

4.1 作用荷重

のり枠に作用する等分布荷重 w_1 、 w_2 は、以下のように計算できる。

補強材 1 本あたりの荷重を負担する縦枠長さ

$$l_h = l_1 = 2.000 \text{ (m)}$$

補強材 1 本あたりの荷重を負担する横枠長さ

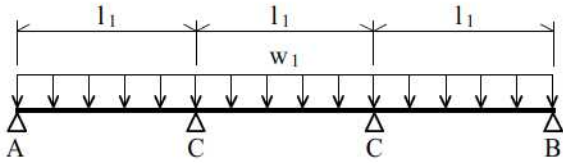
$$l_w = l_2 = 2.000 \text{ (m)}$$

よって、

$$\begin{aligned} w_1 = w_2 &= \frac{T_o}{l_h + l_w - b} = \frac{36.022}{2.000 + 2.000 - 0.300} \\ &= 9.74 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

4.2 縦枠に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力

3 スパンの場合は、連続梁として計算する。このとき、張出し部は考慮しない。



・ 第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

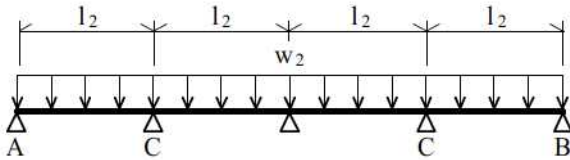
$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{1}{10} \cdot w_1 \cdot l_1^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 9.74 \times 2.000^2 \\ &= 3.90 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・ 第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max C} &= \frac{3}{5} \cdot w_1 \cdot l_1 \\ &= \frac{3}{5} \times 9.74 \times 2.000 \\ &= 11.69 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4.3 横枠に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力

4 スパン以上の場合、連続梁として計算する。このとき、張出し部は考慮しない。



・ 第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{3}{28} \cdot w_2 \cdot l_2^2 \\ &= \frac{3}{28} \times 9.74 \times 2.000^2 \\ &= 4.17 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・ 第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max C} &= \frac{17}{28} \cdot w_2 \cdot l_2 \\ &= \frac{17}{28} \times 9.74 \times 2.000 \\ &= 11.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4.4 最大応力の決定

縦枠・横枠に作用する応力を以下の一覧表にまとめる。

| 検討位置 | | 曲げモーメント (kN・m) | せん断力 (kN) |
|--------|--------|-------------------|--------------|
| 縦 枠 | 第一内部支点 | 3.90 | 11.69 |
| | 張出し部 | - | - |
| 横 枠 | 第一内部支点 | 4.17 | 11.83 |
| | 張出し部 | - | - |

したがって、縦枠・横枠に発生する最大応力を比較して

最大曲げモーメント $M_{max} = 4.17$ (kN・m)

最大せん断力 $S_{max} = 11.83$ (kN)

となる。

5. 限界状態の照査

5.1 材料および断面緒元

(1) のり枠部分

| | | | |
|-----------------------|-----------|---|-------------------------|
| 枠幅 | b | = | 300 (mm) |
| 枠高 | h | = | 300 (mm) |
| 有効高 | d | = | 235 (mm) |
| 箱抜き径(外径) | D | = | 89 (mm) |
| モルタルの設計基準強度(圧縮強度の特性値) | f'_{ck} | = | 18 (N/mm ²) |

(2) 主鉄筋(引張鉄筋)

| | | | |
|---------------|----------|-----|---------------------------|
| 種類 | SD345 | D13 | |
| 鉄筋径 | ϕ | = | 13 (mm) |
| 本数(片側) | n | = | 2 (本) |
| 引張鉄筋量 | A_s | = | 253.4 (mm ²) |
| 鉄筋の引張降伏強度の特性値 | f_{yk} | = | 345 (N/mm ²) |
| 鉄筋のヤング係数 | E_s | = | 200 (kN/mm ²) |

(3) セン断補強筋

スターラップを配置しないため、セン断補強筋は検討しない。

(4) 配置

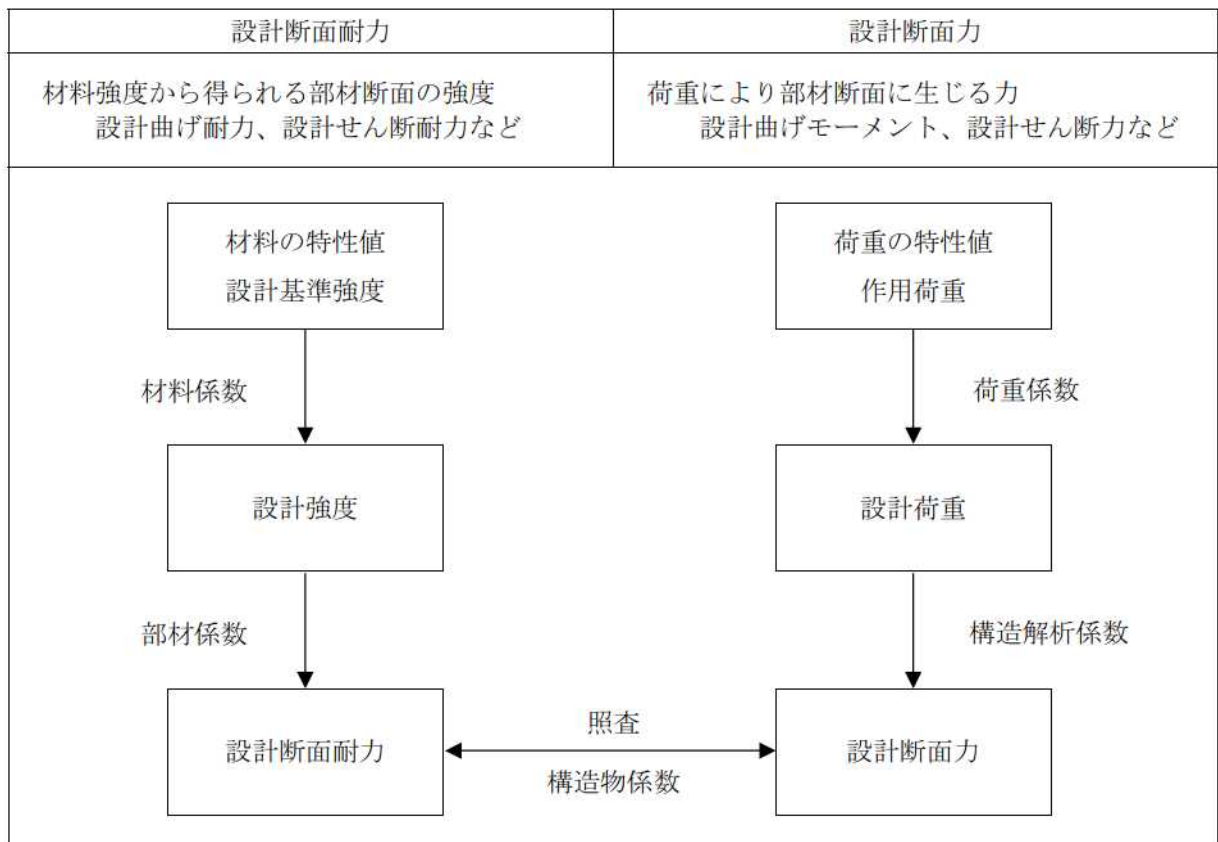
| | | | |
|--|-------|---|--------------------------------------|
| 鉄筋の配置長 | l | = | 186 (mm) |
| 引張鉄筋のかぶり | c | = | $h - (d + \frac{\phi}{2}) = 59$ (mm) |
| 鉄筋の中心間隔 (鉄筋が配置される区間に、 鉄筋を均等に配置したときの値) | c_s | = | $\frac{l - \phi}{n - 1} = 173$ (mm) |
| 鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、 鉄筋を均等に配置したときの値) | a | = | $c_s - \phi = 160$ (mm) |

5.2 部分安全係数

部分安全係数は、材料強度や部材寸法のばらつき、構造物や部材の重要度、構造解析の不確実性を考慮して、以下のように定める。

| 部分安全係数 | 材料係数 | | 部材係数 γ_b | | 構造解析係数 γ_a | 荷重係数 γ_f | 構造物係数 γ_i |
|--------|--------------------|------------------|--------------------|------|----------------------|--------------------|---------------------|
| | モルタル γ_c | 鋼材 γ_s | | | | | |
| 終局限界状態 | 1.30 | 1.00 | 曲げ・軸耐力 | 1.15 | 1.00 | 1.20 | 1.20 |
| | | | モルタルが負担するせん断耐力 | 1.30 | | | |
| | | | せん断補強筋が負担するせん断耐力 | - | | | |
| | | | 斜め圧縮破壊耐力 | - | | | |

部分安全係数は、設計断面耐力および設計断面力の計算過程の中で用いる。



5.3 設計荷重および設計断面力

のり枠工の設計断面力の算出に用いる設計荷重は、作用荷重に荷重係数を乗じて求める。

よって、先に求めた最大曲げモーメントおよび最大せん断力に荷重係数を乗じることにより、設計荷重を考慮した断面力を求めることができる。

| 限界状態 | 設計荷重 (作用荷重× γ_f) | 設計荷重を考慮した断面力 | |
|--------|-----------------------------|----------------|-------------|
| 終局限界状態 | 作用荷重×1.20 | 最大曲げモーメント M' | 5.00 (kN・m) |
| | | 最大せん断力 V' | 14.20 (kN) |

設計断面力は、設計荷重を考慮した断面力に対して、構造解析係数を乗じて求める。

| 限界状態 | 構造解析係数 γ_a | 設計断面力 | |
|--------|----------------------|-----------------|-------------|
| 終局限界状態 | 1.00 | 設計曲げモーメント M_d | 5.00 (kN・m) |
| | | 設計せん断力 V_d | 14.20 (kN) |

5.4 安全性能の照査

のり枠の安全性能の照査は、曲げモーメントおよびせん断力が作用することによって、断面破壊の終局限界状態に至らないことを確認する。

5.4.1 曲げモーメントに対する照査

(1) 引張鉄筋量の検討

軸方向引張鉄筋量が多すぎると、断面破壊時にモルタルの圧縮破壊が先行し、ぜい性的な破壊を生じる場合がある。そこで、引張鉄筋量の最大値を釣合鉄筋比の75%とし、引張鉄筋比がこれ以下となることを確認する。

| | |
|-------------|--|
| 釣合鉄筋比に関する係数 | $\alpha = 0.88 - 0.004 \cdot f'_{ck} = 0.88 - 0.004 \times 18$ $= 0.81 \quad (\alpha \leq 0.68) \quad \therefore \alpha = 0.68$ |
| モルタルの終局ひずみ | $\varepsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_{ck}}{30000} = \frac{155 - 18}{30000}$ $= 0.0046 \quad (0.0025 \leq \varepsilon'_{cu} \leq 0.0035) \quad \therefore \varepsilon'_{cu} = 0.0035$ |
| モルタルの設計圧縮強度 | $f'_{cd} = \frac{f'_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1.30} = 13.85 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| 鉄筋の設計引張降伏強度 | $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{345}{1.00} = 345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |

鉄筋比 p は、以下のように計算できる。

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{253.4}{300 \times 235} = 0.00359$$

釣合鉄筋比 p_b は、以下のように計算できる。

$$p_b = \alpha \cdot \frac{\varepsilon'_{cu}}{\varepsilon'_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot \frac{f'_{cd}}{f_{yd}} = 0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{345}{200 \times 10^3}} \times \frac{13.85}{345} = 0.01829$$

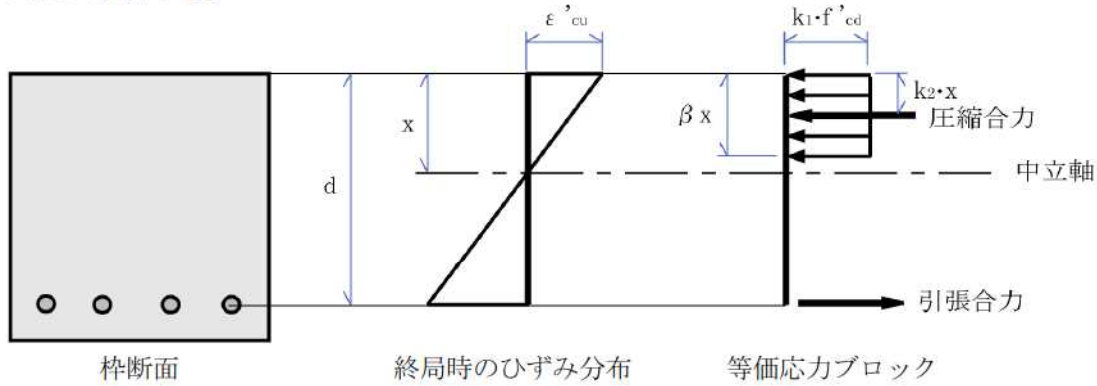
よって、 $p = 0.00359 \leq 0.75 \cdot p_b = 0.01372$ となり、引張鉄筋が先に降伏することになる。 … OK

(2) 設計曲げ耐力

曲げモーメントを受けるのり枠の設計断面耐力は、以下の仮定に基づいて計算する。

- ・ 歪みは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- ・ モルタルの引張応力は無視する。
- ・ モルタルおよび鉄筋の応力-歪み曲線は、非線形のモデルを用いる。

また、断面の歪みがすべて圧縮とはならないものとし、モルタルの圧縮応力度分布を等価応力ブロックとして考えて計算する。



| | |
|---------------------------------------|--|
| 曲げ耐力の等価応力ブロックに関する係数 | $\beta = 0.52 + 80 \cdot \varepsilon'_{cu} = 0.52 + 80 \times 0.0035 = 0.8$ |
| 強度の低減係数 | $k_1 = 1 - 0.003 \cdot f'_{ck} = 1 - 0.003 \times 18 = 0.95 \quad (k_1 \leq 0.85) \quad \therefore k_1 = 0.85$ |
| 圧縮縁から中立軸までの距離 x に対する 圧縮合力までの距離の比 | $k_2 = \frac{\beta}{2} = \frac{0.8}{2} = 0.4$ |

終局曲げ耐力 M_u は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}
 M_u &= b \cdot d^2 \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - \frac{k_2}{\beta \cdot k_1} \cdot \frac{p \cdot f_{yd}}{f'_{cd}} \right) \\
 &= 300 \times 235^2 \times 0.00359 \times 345 \times \left(1 - \frac{0.4}{0.8 \times 0.85} \times \frac{0.00359 \times 345}{13.85} \right) \\
 &= 19.44 \times 10^6 \text{ (N}\cdot\text{mm)} = 19.44 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

設計曲げ耐力 M_{ud} は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}
 M_{ud} &= \frac{M_u}{\gamma_b} = \frac{19.44}{1.15} \\
 &= 16.90 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

(3) 安全性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} = 1.20 \times \frac{5.00}{16.90} = 0.36 \leq 1.00 \quad \dots \text{ OK}$$

5.4.2 せん断力に対する照査

(1) モルタルが負担する設計せん断耐力

| | |
|--------------------|--|
| モルタルのせん断強度 | $f_{vcd} = 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} = 0.20 \times \sqrt[3]{13.85}$ $= 0.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{vcd} \leq 0.72)$ |
| せん断耐力の有効高に関する係数 | $\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} = \sqrt[4]{1000/235}$ $= 1.44 \quad (\beta_d \leq 1.5)$ |
| せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する係数 | $\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p} = \sqrt[3]{100 \times 0.00359}$ $= 0.71 \quad (\beta_p \leq 1.5)$ |
| せん断耐力の軸方向力に関する係数 | $\beta_n = 1.00$ (のり枠では軸方向力は作用しない) |

モルタルが負担する設計せん断耐力 V_{cd} は、以下のように計算できる。

$$V_{cd} = \frac{\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{1.44 \times 0.71 \times 1.00 \times 0.48 \times 300 \times 235}{1.30}$$

$$= 26.61 \times 10^3 \text{ (N)} = 26.61 \text{ (kN)}$$

(2) せん断補強筋が負担する設計せん断耐力

せん断補強筋を配置しないので、 $V_{sd} = 0.0$ (kN) とする。

(3) 設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は、モルタルが負担する設計せん断耐力に、せん断補強筋が負担する設計せん断耐力を合わせたものであるから、以下の通りとなる。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} = 26.61 + 0.00$$

$$= 26.61 \text{ (kN)}$$

(4) モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討

せん断補強筋を配置しないので、モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討は省略する。

(5) 安全性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} = 1.20 \times \frac{14.20}{26.61} = 0.65 \leq 1.00 \quad \dots \text{ OK}$$

6. 支圧応力度の検討

6.1 許容支圧応力度

(1) 検討条件

| | |
|-------------|--|
| モルタルの設計圧縮強度 | $f'_{ck} = 18$ (N/mm ²) |
| プレートの幅 | $u = 150$ (mm) |
| 箱抜き径 | $D = 89$ (mm) |
| 枠幅 | $b = 300$ (mm) |
| モルタル面の全面積 | $A = b^2 - \pi \cdot D^2/4 = 300^2 - \pi \times 89^2/4 = 83779$ (mm ²) |
| プレートの有効面積 | $A_a = u^2 - \pi \cdot D^2/4 = 150^2 - \pi \times 89^2/4 = 16279$ (mm ²) |

(2) 許容支圧応力度の算出

局部荷荷の場合、許容支圧応力度 σ_{ba} は以下のように計算できる。

$$\sigma_{ba} \leq (0.25 + 0.05 \cdot \frac{A}{A_a}) \cdot f'_{ck} = (0.25 + 0.05 \times \frac{83779}{16279}) \times 18 = 9.13 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ただし、設計基準強度の50%以内に抑えるものとする。

$$\sigma_{ba} \leq 0.5 \cdot f'_{ck} = 0.5 \times 18 = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

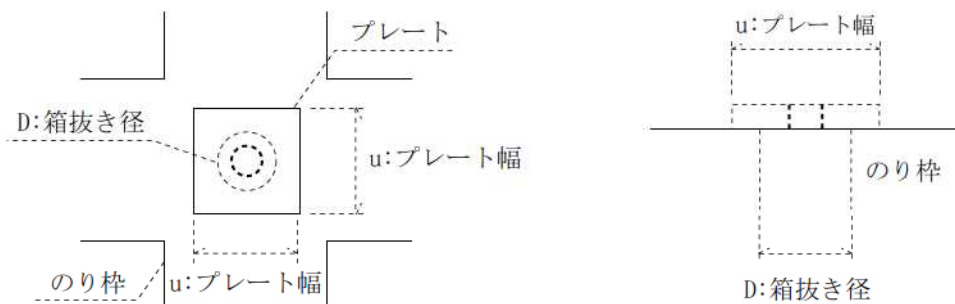
したがって、許容支圧応力度 σ_{ba} を以下の値とする。

$$\sigma_{ba} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

6.2 支圧応力度

許容支圧応力度 σ_{ba} を照査する。

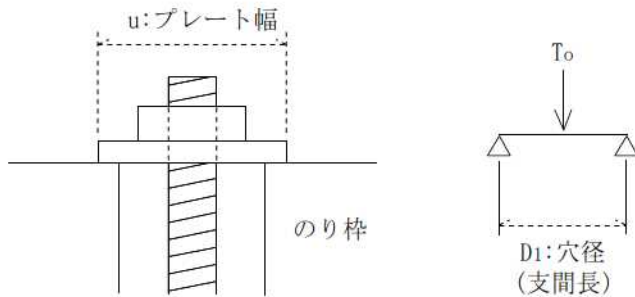
$$\sigma_b = \frac{T_o}{A_a} = \frac{36.022 \times 10^3}{16279} = 2.21 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ba} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$



7. プレートの検討

7.1 検討条件

| | |
|--------------|--|
| プレートの許容曲げ応力度 | $\sigma_{sa} = 140.0$ (N/mm ²) |
| プレートの幅 | $u = 150$ (mm) |
| 穴径(支間長) | $D_1 = 89$ (mm) |



7.2 検討結果

プレートを二方向性の梁と考えると、梁に作用する荷重 P は、以下のように計算される。

$$P_x = P_y = \frac{T_o}{2} = \frac{36.022 \times 10^3}{2} = 18011 \text{ (N)}$$

したがって、曲げモーメント M は、以下のように計算できる。

$$M = P_x \cdot \frac{D_1}{4} = 18011 \times \frac{89}{4} = 400745 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

プレートの必要厚さ t' は、以下のように計算できる。

$$t' = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{u \cdot \sigma_{sa}}} = \sqrt{\frac{6 \times 400745}{150 \times 140.0}} = 10.8 \text{ (mm)}$$

市場性を考慮して、プレートの厚さを $t = 9 \text{ mm}$ とする。

8. 鉄筋の重ね継手

鉄筋の重ね継手長は、基本定着長以上とする。

| | |
|------------------------------------|---|
| 主鉄筋 | D13 - 2 本 (φ=13(mm)) |
| 引張鉄筋のかぶり | c = 59 (mm) |
| 鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、鉄筋を均等に配置したときの値) | a = 160 (mm) |
| 鉄筋の設計引張降伏強度 | f _{yd} = 345 (N/mm ²) |
| モルタルの設計基準強度 | f' _{ck} = 18 (N/mm ²) |
| モルタルの材料係数 | γ _c = 1.30 |
| モルタルの設計付着強度 | f _{bod} = $\frac{0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0.28 \times 18^{2/3}}{1.30}$ = 1.479 (N/mm ²) (f _{bod} ≤ 3.2) |

ここで、計算で用いる c は、引張鉄筋のかぶりと定着する鉄筋のあきの半分の値の小さい方なので

$$c = \min \left(59, \frac{160}{2} \right) = 59 \text{ (mm)}$$

基本定着長に関する係数 k_c および α は、以下の通りとなる。

$$k_c = \frac{c}{\phi} + \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot \phi} = \frac{59}{13} \quad (\text{※スターラップを配置しないので、} \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot \phi} = 0 \text{ とする。})$$

$$= 4.538$$

| | |
|--------------------------------|---------|
| k _c ≤ 1.0 の場合 | α = 1.0 |
| 1.0 < k _c ≤ 1.5 の場合 | α = 0.9 |
| 1.5 < k _c ≤ 2.0 の場合 | α = 0.8 |
| 2.0 < k _c ≤ 2.5 の場合 | α = 0.7 |
| 2.5 < k _c の場合 | α = 0.6 |

k_c = 4.538 より、α = 0.6

基本定着長 l_d は、以下のように計算できる。

$$l_d = \frac{\alpha \cdot f_{yd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bod}} = \frac{0.6 \times 345 \times 13}{4 \times 1.479}$$

$$= 455 \text{ (mm)}$$

よって、鉄筋の重ね継手長は 455 (mm) 以上必要である。

12.10 法面保護工の検討

12.10.1 概要

起点側坑口背面には、明瞭な小規模崩壊跡（5m×5m程度）が確認されている。当崩壊跡が進行した場合、崩落規模にもよるが本線へ土砂が流出することが懸念される。

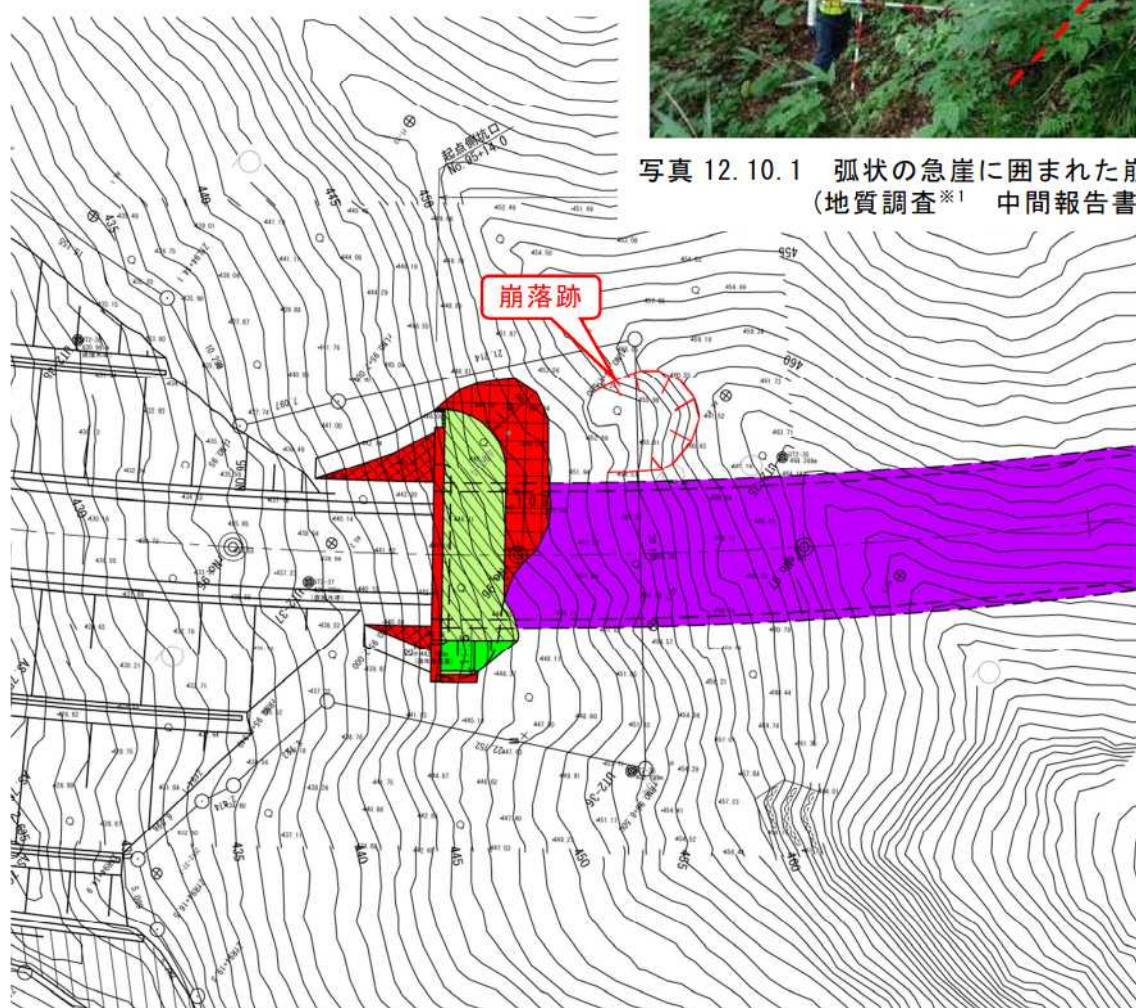
当該斜面は、既往の地質調査より、GL-3m程度（弾性波速度：0.8 km/s）は風化層が分布しており、豪雪地帯であることから融雪水等により継続して小規模な崩落が発生し、崩壊範囲が拡大すると推定される（令和2年度 鳥海ダム2号トンネル右岸管理用通路地質調査業務）。

当崩落跡は尾根付近に位置し、現状では大規模な崩落が生じる状況でもないため、表層の崩落を防止すれば崩落範囲の進行を抑止できると考えられる。

これより、本項では法面保護対策を検討した。



写真 12.10.1 弧状の急崖に囲まれた崩落跡
(地質調査※1 中間報告書より)



※1：令和2年度 鳥海ダム2号トンネル右岸管理用通路地質調査業務

図 12.10.1 2号トンネル起点側坑口付近の崩落跡

12.10.2 法面保護工の比較


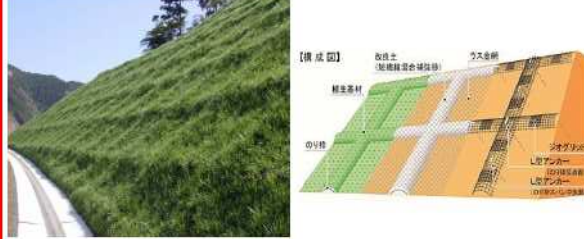
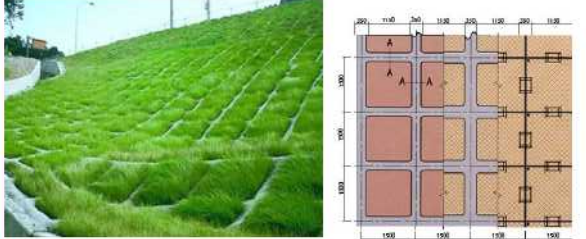
本設計では、表層崩壊を抑制する法面保護および植生を考慮して、以下の3案を比較検討した。結果、経済性、施工性、景観・環境性に優位である第2案を推奨する。

- ・第1案：モルタル吹付砕工
- ・第2案：補強土植生法砕工　：推奨
- ・第3案：簡易吹付法砕工

次項に、比較表を掲載する。

表12.10.1 表層崩壊対策工 比較一覧表

※青：優位点、赤：劣位点

| 工法 | 第1案:モルタル吹付枠工 □200@1500×1500 | 第2案:補強土植生枠工 GTフレーム工法 @2000×2000 | 第3案:簡易吹付枠工 ソイルクリート工法 Mタイプ@1500×1500 |
|--------|---|--|---|
| 概略図 |  |  |  |
| 工法概要 | <ul style="list-style-type: none"> 金網製の型枠を用いてモルタル吹付にて格子枠を造成する工法。 型枠内に鉄筋を配置し、枠の交点が連続しているので曲げせん断強度が大きい。 | <ul style="list-style-type: none"> ジオグリッドと改良土（短繊維混合補強砂）を用いた新しい吹付のり枠工法。 表面は枠の上部を含めて植生基材吹付工により全面緑化を図る。 <p>*NETIS登録番号 CB-070019-VG(H30年度準推奨技術、掲載期間終了)</p> | <ul style="list-style-type: none"> 組立枠を用いて鉄筋を格子状に配筋し、鉄筋に沿って欠円状にモルタルを吹付ける吹付のり枠工法である。 組立枠にそって鉄筋を配置し、枠の交点が連続しているので曲げせん断強度が大きい。 <p>*NETIS登録番号 CB-980023-VE(H29年度準推奨技術、掲載期間終了)</p> |
| 検討項目 | 評価 | 評価 | 評価 |
| 構造的性 | ◎鉄筋を使用した連続梁であり、最も剛性に優れる。 | ◎剛性は他案に比べ劣るが、当該地（表層崩壊対策）に適用する場合は問題ない。 | ◎剛性は、中程度であり問題はない。 |
| 施工性 | △吹付断面が大きく、配筋組立、型枠設置等、施工手間が多く施工性は劣る。 △モルタルリバウンド処理が必要となり、施工性は劣る。 ◎5.78日/100m ² ×30m ² ≒2日（他2案に比べ施工性は悪いが大きな日数差はない） | ◎全ての材料が軽量、コンパクトであり、配筋作業や型枠設置がないため施工性に優れる。 ◎実施工日数：1.95日/100m ² ×30m ² ≒1日 | ◎第1案ほどでないが配筋組立、組立枠設置等、施工性は中程度である。 △モルタルリバウンド処理が必要となり、施工性はやや劣る。 ◎3.77日/100m ² ×30m ² ≒2日（第1案に比べ施工性は悪いが大きな日数差はない） |
| 景観・環境性 | △法枠部材が大きく、視認できるため景観性は劣る。 △梁が植生により被覆されにくく、環境性に劣る。 | ◎全面緑化が可能で景観性・環境性に優れる。 | △法枠部材は比較的小さいが、視認できるため景観性は中程度である。 ◎梁が欠円状のため、第1案に比べて植生により被覆されやすい。 |
| 維持管理性 | ◎基本的にメンテナンスフリー。 | ◎同左。 | ◎同左。 |
| 経済性 | 直工概算工費（対策数量：約30m ² ） ■■■■円/m ² ×30m ² ≒■■■■円 *のり面保護工のみ、仮設工・道路規制等の費用は含まず | 直工概算工費（対策数量：約30m ² ） ■■■■円/m ² ×30m ² ≒■■■■円 *のり面保護工のみ、仮設工・道路規制等の費用は含まず | 直工概算工費（対策数量：約30m ² ） ■■■■円/m ² ×30m ² ≒■■■■円 *のり面保護工のみ、仮設工・道路規制等の費用は含まず |
| 実績 | ◎歴史が長く、実績が最も多く、信頼性は高い。 | ◎近年、施工件数が増えてきた工法。秋田県内の実績は約100件程度。 | ◎近年、施工件数が増えてきた工法。秋田県内の実績は約50件程度。 |
| 総合評価 | △ | ◎ | ○ |

12.10.3 設計計算

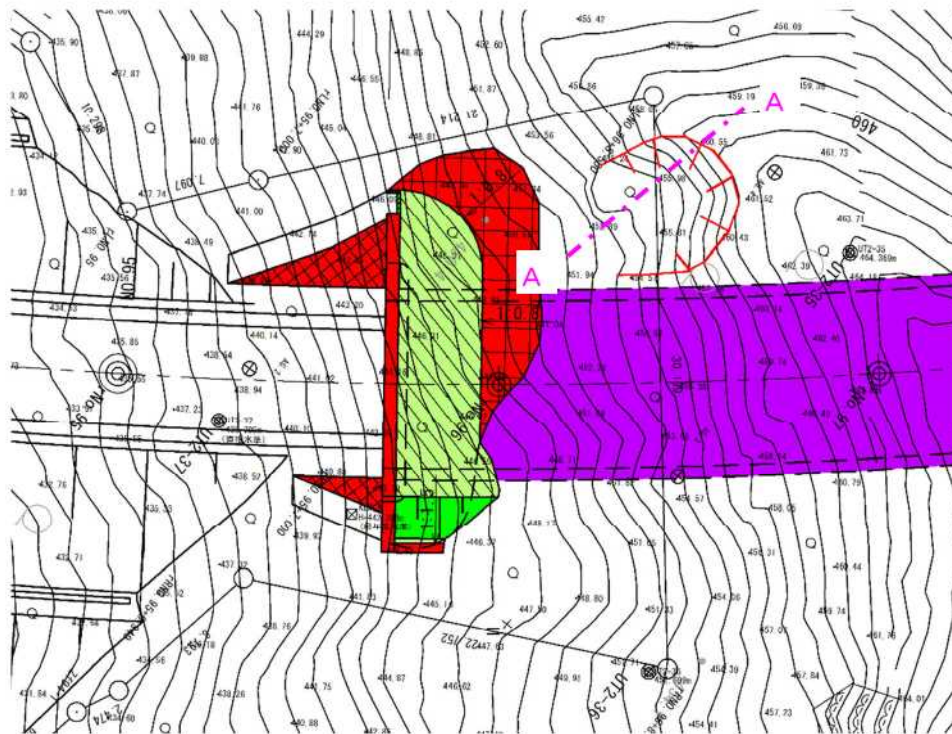
(1) 準拠基準

・のり面表層保護工「GTフレーム工法」設計・施工マニュアル

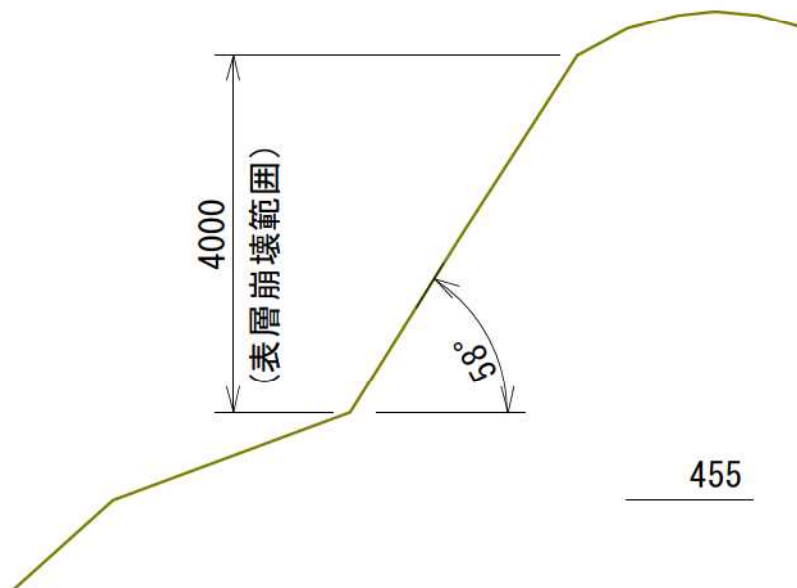
(H30.11 一般社団法人 土木研究センター)

(2) 表層崩壊断面位置

設計断面は平面地形図より、最も斜面が急勾配となる断面位置を設定した。斜面角度 $\theta = 58^\circ$ となる。



a) 設計断面位置図



b) 設計断面図 (A-A)

図 12.10.2 設計断面図

(1) 表層崩壊規模の設定

崩壊箇所の初期崩壊の考え方と規模については、「フリーフレーム工法文献集 I」より以下の通り設定する。

- ・崩壊面積 : 1~10m² の平均値 ⇒5.5m²
- ・崩壊深さ : 0.3~1m の平均値 ⇒0.7m

一般に崩壊発生の頻度が高い個所は、のり肩、小段直下、風化が進んでいる個所、湧水のある個所などで、岩の傾斜角にそってブロック状に岩塊が剝離崩壊したり、浸透水がのり面上へ浸出してくる位置が崩壊面の下端となることが多い。

これらの崩壊は、ほとんどの場合、初期はきわめて小規模のものであり、短時日の間に上方や側方へ拡大して大崩壊に繋ぐという経過をたどる。

すなわち、当初から大きなすべり面崩壊や流れ盤にそった崩壊の発生の危険性がない限り、初期の崩落あるいは剝落を防止すればのり面は安定するものと考えられる。

初期の小崩壊の規模は、のり面の地質や走向傾斜や切取勾配などによって異なるが、一般にはその面積が1~10m²、深さ0.3~1m程度のものが多い。

出典：フリーフレーム工法文献集 I（フリーフレーム協会）p88

(2) すべり計算

前述のとおり、すべり深さ：0.7m、面積：5.5m²とし、下図のような縦、横同じ長さのお椀型形状のすべりとし、縦×横がこの面積に相当するすべりを想定した。[$\sqrt{5.5}=2.3$ mより、L(すべりの長さ：2.35m) × L x (すべりの幅：2.35m) ≒5.5m²]

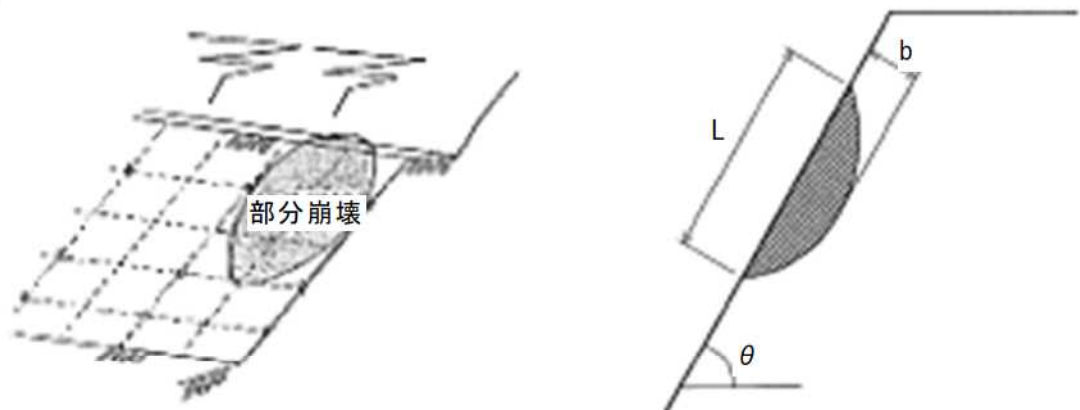


図 12.10.3 表層すべりのイメージ図

計算モデルは、斜面の中腹部と肩部が崩壊する2つのモデルで計算を行った。計算の結果、次頁のとおり、補強土植生法枠工（GTフォームⅠ 縦×横：2.0m×2.0m）で引張耐力、摩擦耐力を満足する結果となった。

表 12.10.2 設計モデル

| | モデル図 | 説明 |
|---|------|---|
| 中腹崩壊モデル | | <ul style="list-style-type: none"> ○斜面傾斜角： 58° ○想定すべり規模 <ul style="list-style-type: none"> ・崩壊長さ：2.35m ・崩壊幅：2.35m （崩壊面積：5.5m²） |
| 肩部崩壊モデル | | <ul style="list-style-type: none"> ○斜面傾斜角： 58° ○想定すべり規模 <ul style="list-style-type: none"> ・崩壊天端幅 ：0.7m ・崩壊長さ：2.35m ・崩壊幅：2.35m （崩壊面積：5.5m²） |
| <p>（備考）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・斜面の角度は平面地形図より最急断面をペーパーロケーションにて作成 ・斜面の地山は、直近のボーリング調査より表層土（t_s：$\gamma_s=14\text{ k N/m}^3$）を想定 | | |

次頁以降に計算結果を添付する。

■設計計算書（中腹崩壊モデル）

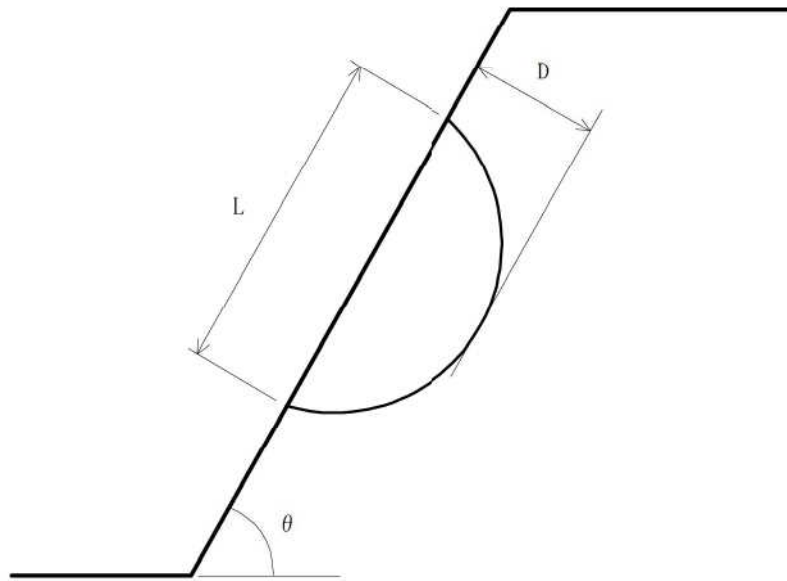
| | |
|-----|-------|
| 地区名 | _____ |
| 測線名 | _____ |
| 備考 | _____ |

| 計算条件 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 |
|----------------------------|--------------------|------------|---------------|-------------------|----------|
| のり 枠外 形 | 縦枠間隔 | | l_x | m | 2.00 |
| | 横枠間隔 | | l_y | m | 2.00 |
| | GTフレーム 枠断面 | 枠幅 | b | m | 0.50 |
| | | 枠高 | h | m | 0.15 |
| | | 枠断面積 | A | m ² | 0.053 |
| 植生基材の吹付厚 | | d | m | 0.05 | |
| 枠の 材料 | ジオグリッド (GTフォーム) | 名称 | — | — | GTフォーム I |
| | | 部材幅 | b_{GT} | m | 0.50 |
| | | 製品基準強度 | T_{GT} | kN/m | 13.0 |
| | 改良土 | 粘着力 | c_{GT} | kN/m ² | 40.0 |
| 単位 重量 | 地山 (シルト質砂) | | γ_1 | kN/m ³ | 14.0 |
| | のり枠 (改良土) | | γ_2 | kN/m ³ | 20.0 |
| | 植生基材 | | γ_3 | kN/m ³ | 14.0 |
| 部分 安全 係数 (終 局) | 材料係数 | GTフォーム | γ_{ng} | — | 1.1 |
| | | 改良土 | γ_{ns} | — | 2.0 |
| | 部材係数 | GTフォーム | γ_{tg} | — | 1.1 |
| | | 改良土 | γ_{ts} | — | 1.3 |
| | 構造解析係数 | | γ_a | — | 1.0 |
| | 荷重係数 | | γ_f | — | 1.0 |
| 構造物係数 | | γ_i | — | 1.2 | |

| 計算結果 | | のり枠に作用する荷重 | | | | 引張耐力 | | 摩擦耐力 | 判定 |
|---------|------|-------------------|-------|------------|--------------------|------------|------------|------------|----|
| 枠間隔 (m) | | すべり部分に含まれる枠本数 (本) | | 設計荷重 | のり面に直角方向の分力 | 横枠部安全性 | 縦枠部安全性 | 定着長さ | |
| 縦枠 | 横枠 | N_x | N_y | P_d (kN) | P_r (kN) | | | L_e (m) | |
| 2.00 | 2.00 | 2 | 2 | 10.65 | 9.37 | 0.473 | 0.692 | 0.84 | OK |
| — | — | — | — | — | $\leq P_w = 15.19$ | ≤ 1.0 | ≤ 1.0 | ≤ 2.0 | |

P_w : のり枠の自重抵抗

崩壊形態



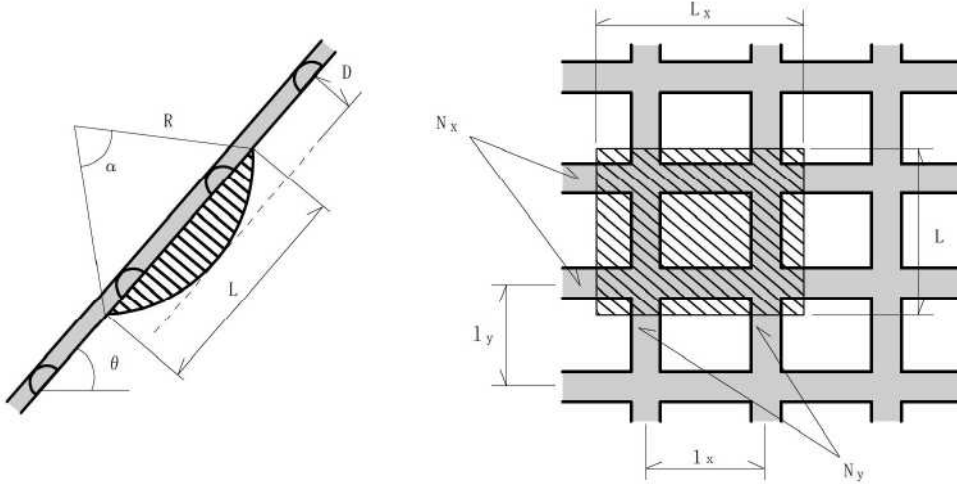
| 項目 | 記号 | 単位 | 数値 |
|----------------|------------------|------------------|------------------|
| のり面勾配 (のり面傾斜角) | 1:n (θ) | — ($^{\circ}$) | 1 : 0.62 (58.00) |
| 表層すべりの長さ | L | m | 2.35 |
| 表層すべりの幅 | L_x | m | 2.35 |
| 表層すべりの深さ | D | m | 0.70 |
| すべり部分に含まれる横枠本数 | N_x | 本 | 2 |
| すべり部分に含まれる縦枠本数 | N_y | 本 | 2 |
| 増加させる安全率 | ΔF_s | — | 0.25 |

1 作用荷重の算出

設計に用いる荷重は、表層すべりの荷重とりのり枠および植生基材の自重を考慮する。

1.1 のり枠に作用する重量

のり枠に作用する表層すべりの重量 W を以下のように算定する。



| | | | |
|----------------|------------|-----|---------------------------|
| 表層すべりの長さ | L | $=$ | 2.35 (m) |
| 表層すべりの幅 | L_x | $=$ | 2.35 (m) |
| 表層すべりの深さ | D | $=$ | 0.70 (m) |
| すべり部分に含まれる横枠本数 | N_x | $=$ | 2 (本) |
| すべり部分に含まれる縦枠本数 | N_y | $=$ | 2 (本) |
| 地山の単位重量 | γ_1 | $=$ | 14.0 (kN/m ³) |
| のり枠の単位重量 | γ_2 | $=$ | 20.0 (kN/m ³) |
| 植生基材の単位重量 | γ_3 | $=$ | 14.0 (kN/m ³) |
| 植生基材の吹付厚 | d | $=$ | 0.05 (m) |
| ＜＜GTフレーム枠断面＞＞ | | | |
| 枠幅 | b | $=$ | 0.50 (m) |
| 枠高 | h | $=$ | 0.15 (m) |
| 枠断面積 | A | $=$ | 0.053 (m ²) |

・すべり土塊の重量 W_1

円弧の半径

$$\begin{aligned} R &= \frac{1}{2 \cdot D} \cdot \left(\frac{L^2}{4} + D^2 \right) \\ &= \frac{1}{2 \times 0.70} \times \left(\frac{2.35^2}{4} + 0.70^2 \right) \\ &= 1.336 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

円弧の中心角

$$\begin{aligned} \alpha &= 2 \cdot \sin^{-1} \left(\frac{L}{2 \cdot R} \right) \\ &= 2 \times \sin^{-1} \left(\frac{2.35}{2 \times 1.336} \right) \\ &= 123.1621 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

よって、 W_1 は次式によって求められる。

$$\begin{aligned} W_1 &= \left\{ \frac{\alpha}{360} \cdot \pi \cdot R^2 - \frac{1}{2} \cdot L \cdot (R-D) \right\} \cdot L_x \cdot \gamma_1 \\ &= \left\{ \frac{123.1621}{360} \times \pi \times 1.336^2 - \frac{1}{2} \times 2.35 \times (1.336 - 0.70) \right\} \times 2.35 \times 14.0 \\ &= 38.53 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

・のり枠の重量 W_2

$$\begin{aligned} W_2 &= (L \cdot N_y + L_x \cdot N_x - b \cdot N_x \cdot N_y) \cdot A \cdot \gamma_2 \\ &= (2.35 \times 2 + 2.35 \times 2 - 0.50 \times 2 \times 2) \times 0.053 \times 20.0 \\ &= 7.84 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

・植生基材の重量 W_3

$$\begin{aligned} W_3 &= L \cdot L_x \cdot d \cdot \gamma_3 \\ &= 2.35 \times 2.35 \times 0.05 \times 14.0 \\ &= 3.87 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

よって、のり枠に作用する表層すべりの重量 W は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} W &= W_1 + W_2 + W_3 \\ &= 38.53 + 7.84 + 3.87 \\ &= 50.24 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

1.2 のり枠に作用する荷重

のり枠に作用する荷重を以下のように算定する。

| | | | |
|----------------|----------------|---------------------------|--------------|
| 増加させる安全率 | $\Delta F_s =$ | 0.25 | |
| のり面傾斜角 | $\theta =$ | 58.00 (°) | [1 : 0.62] |
| 荷重係数 | $\gamma_f =$ | 1.0 | |
| すべり部分に含まれる横枠本数 | $N_x =$ | 2 (本) | |
| すべり部分に含まれる縦枠本数 | $N_y =$ | 2 (本) | |
| のり枠の単位重量 | $\gamma_2 =$ | 20.0 (kN/m ³) | |
| 〈〈GTフレーム枠断面〉〉 | | | |
| 枠断面積 | $A =$ | 0.053 (m ²) | |

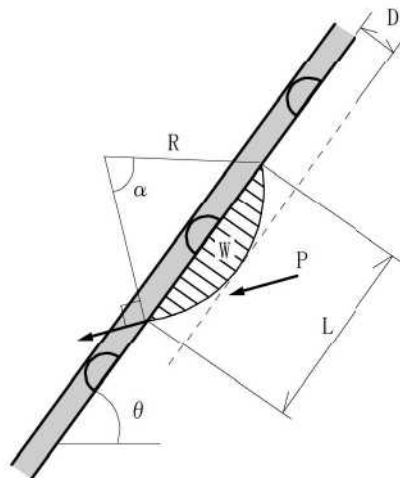
(1) のり枠に作用する荷重

のり枠に作用する荷重 P は、表層すべりの重量 W のすべり面方向の分力に、増加させる安全率 ΔF_s を乗じたものとする。

$$\begin{aligned}
 P &= \Delta F_s \cdot W \cdot \sin \theta \\
 &= 0.25 \times 50.24 \times \sin(58.00) \\
 &= 10.65 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

設計荷重 P_d は、のり枠に作用する荷重 P に荷重係数を乗じたものとする。

$$\begin{aligned}
 P_d &= \gamma_f \cdot P \\
 &= 1.0 \times 10.65 \\
 &= 10.65 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$



(2) 設計荷重の照査

設計荷重 P_d は、設計荷重ののり面に直角方向の分力 P_r が、表層すべりより外側の定着範囲を含むのり枠の自重抵抗 P_w (のり面に直角方向の分力) を超えないことを条件として照査を行う。

- 設計荷重ののり面に直角方向の分力 P_r

$$\begin{aligned}
 P_r &= P_d \cdot \cos\left(\frac{180^\circ - \alpha}{2}\right) \\
 &= 10.65 \times \cos\left(\frac{180 - 123.1621}{2}\right) \\
 &= 9.37 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

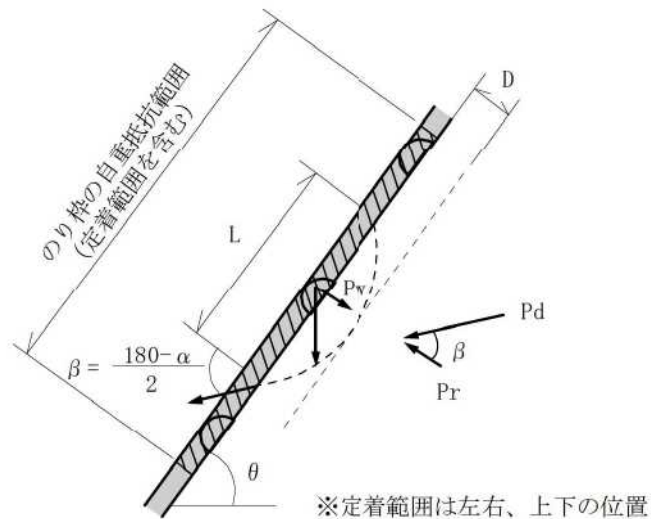
- のり枠の自重抵抗 (のり面に直角方向の分力) P_w

表層すべりより外側の定着範囲を標準の定着長さ (2.0m) として、のり枠の自重抵抗 P_w の算定を行う。

$$\begin{aligned}
 P_w &= (W_2 + W_3 + 2 \cdot 2.0(\text{m}) \cdot (N_x + N_y) \cdot A \cdot \gamma_2) \cdot \cos \theta \\
 &= (7.84 + 3.87 + 2 \times 2.0 \times (2 + 2) \times 0.053 \times 20.0) \times \cos(58.00) \\
 &= 15.19 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

- 設計荷重の照査

$$P_w = 15.19 \quad (\text{kN}) \geq P_r = 9.37 \quad (\text{kN}) \quad \dots \quad \text{OK}$$



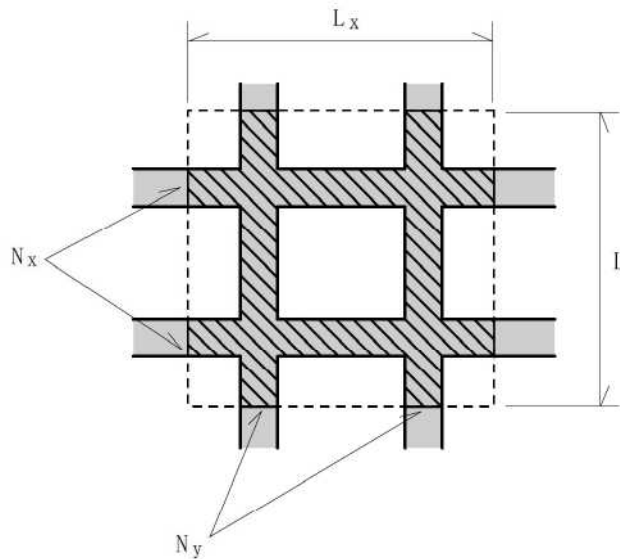
・ のり枠の自重抵抗を考慮した必要定着長さ l_w

$P_w \geq P_r$ を満足するために必要な定着長さ l_v は、次式のように求められる。

$$\begin{aligned} l_w &= \frac{\frac{P_r}{\cos \theta} - W_2 - W_3}{2 \cdot (N_x + N_y) \cdot A \cdot \gamma_2} \\ &= \frac{\frac{9.37}{\cos(58.00)} - 7.84 - 3.87}{2 \times (2 + 2) \times 0.053 \times 20.0} \\ &= 0.70 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

1.3 のり枠1本あたりに作用する荷重

表層すべりによる荷重は、のり中間部での表層すべりの場合、横枠と縦枠に作用するものとして算定を行う。ただし、表層すべりの長さ L と表層すべりの幅 L_x に応じた割合で縦枠と横枠に分担するものとする。



| | |
|----------------|------------------|
| 表層すべりの長さ | $L = 2.35$ (m) |
| 表層すべりの幅 | $L_x = 2.35$ (m) |
| すべり部分に含まれる横枠本数 | $N_x = 2$ (本) |
| すべり部分に含まれる縦枠本数 | $N_y = 2$ (本) |

(1) 横枠1本に作用する設計荷重 P_{xd}

$$\begin{aligned}
 P_{xd} &= \frac{P_d \cdot L}{L \cdot N_x + L_x \cdot N_y} \\
 &= \frac{10.65 \times 2.35}{2.35 \times 2 + 2.35 \times 2} \\
 &= 2.66 \quad (\text{kN/本})
 \end{aligned}$$

(2) 縦枠1本に作用する設計荷重 P_{yd}

$$\begin{aligned}
 P_{yd} &= \frac{P_d \cdot L_x}{L \cdot N_x + L_x \cdot N_y} \\
 &= \frac{10.65 \times 2.35}{2.35 \times 2 + 2.35 \times 2} \\
 &= 2.66 \quad (\text{kN/本})
 \end{aligned}$$

2 安全性能の照査

安全性能の照査は、終局限界状態におけるジオグリッド（GTフォーム）の引張耐力と、GTフォームと改良土との摩擦耐力について検討を行う。

2.1 ジオグリッド（GTフォーム）の引張耐力に対する照査

GTフォームの破断時ひずみは 10% 以上であり、引張ひずみが 10% 以上となる状態が終局限界状態となる。設計では、引張ひずみが 10% 発生するときの引張抵抗力を製品基準強度 T_{GT} と仮定して設計引張耐力 T_{ud} を設定し、下図に示すすべり抑制のモデルを想定する。

このとき、GTフォームの設計引張耐力により表層すべりに抵抗する設計耐力 P_{ud} の大きさと、のり枠1本あたりに作用する設計荷重 P_{xd} 、 P_{yd} の大きさを比較し、安全性を照査する。

<<GTフォーム I >>

部材幅 $b_{GT} = 0.50$ (m)

製品基準強度 $T_{GT} = 13.0$ (kN/m)

<<部分安全係数>>

構造物係数 $\gamma_i = 1.2$

材料係数 (GTフォーム) $\gamma_{mg} = 1.1$

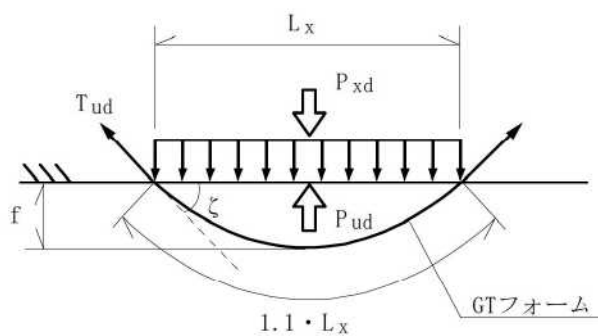
部材係数 (GTフォーム) $\gamma_{bg} = 1.1$

表層すべりの幅 $L_x = 2.35$ (m)

横枠1本に作用する設計荷重 $P_{xd} = 2.66$ (kN/本)

縦枠1本に作用する設計荷重 $P_{yd} = 2.66$ (kN/本)

【横枠部】



(1) GTフォームの設計引張耐力 T_{ud}

$$\begin{aligned}
 T_{ud} &= \frac{T_{GT} \cdot b_{GT}}{\gamma_{mg} \cdot \gamma_{bg}} \\
 &= \frac{13.0 \times 0.50}{1.1 \times 1.1} \\
 &= 5.37 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

(2) GTフォームによる設計耐力 P_{ud}

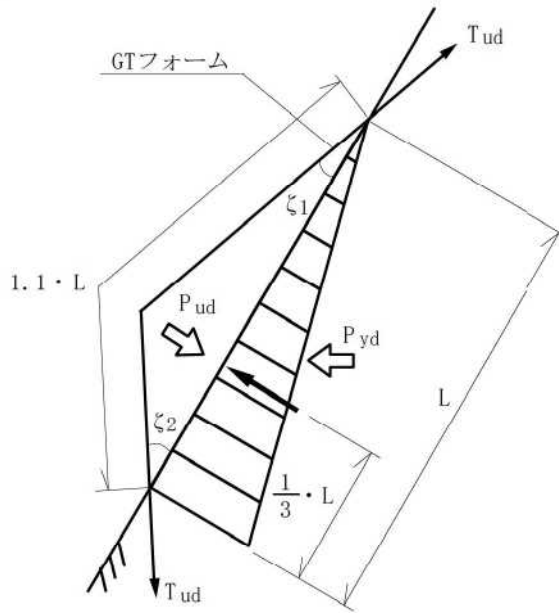
$$\begin{aligned}
 P_{ud} &= \frac{8 \cdot T_{ud} \cdot f \cdot \cos \zeta}{L_x} \\
 &= \frac{8 \times 5.37 \times 0.475 \times \cos(38.96)}{2.35} \\
 &= 6.75 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

ここに、 $f = 0.475$ (m) : ひずみ 10 % の時の中央変位量
 $\zeta = 38.96$ (°) : ひずみ 10 % の時の偏角

(3) 安全性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{P_{xd}}{P_{ud}} = 1.2 \times \frac{2.66}{6.75} = 0.473 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

【縦棒部】



(1) GTフォームによる設計耐力 P_{ud}

$$\begin{aligned}
 P_{ud} &= T_{ud} \cdot (\sin \zeta_1 + \sin \zeta_2) \\
 &= 5.37 \times (\sin(18.14) + \sin(33.23)) \\
 &= 4.61 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

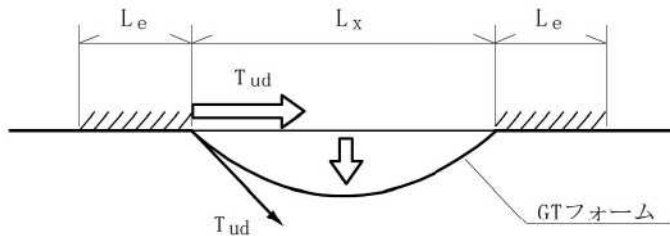
ここに、 $\zeta_1 = 18.14 (^\circ)$: ひずみ 10 % の時の上部偏角
 $\zeta_2 = 33.23 (^\circ)$: ひずみ 10 % の時の下部偏角

(2) 安全性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{P_{yd}}{P_{ud}} = 1.2 \times \frac{2.66}{4.61} = 0.692 \leq 1.0 \quad \dots \quad \text{OK}$$

2.2 ジオグリッド（GTフォーム）と改良土との摩擦耐力に対する照査

GTフォームに生じる引張力をGTフォームの設計引張耐力 T_{ud} として、GTフォームがのり枠内の改良土に定着される必要定着長さ L_e を算出し、 L_e が標準の定着長さ（2.0m）以内であることを照査する。



<<GTフォーム I>>

部材幅 $b_{GT} = 0.50$ (m)

<<改良土（短繊維混合補強砂）>>

粘着力 $c_{GT} = 40.0$ (kN/m²)

<<部分安全係数>>

構造物係数 $\gamma_i = 1.2$

材料係数（改良土） $\gamma_{ms} = 2.0$

部材係数（改良土） $\gamma_{bs} = 1.3$

(1) 必要定着長さ L_e

$$\begin{aligned} L_e &= \frac{T_{ud} \cdot \gamma_i \cdot \gamma_{ms} \cdot \gamma_{bs}}{c_{GT} \cdot b_{GT}} \\ &= \frac{5.37 \times 1.2 \times 2.0 \times 1.3}{40.0 \times 0.50} \\ &= 0.84 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

(2) 安全性の照査

定着長さは、標準の定着長さ（2.0m）以内であることを条件とすると、

$$L_e = 0.84 \quad (\text{m}) \leq 2.0 \quad (\text{m}) \quad \cdots \quad \text{OK}$$

なお、のり枠の自重抵抗を考慮した必要定着長さ l_w と比較すると、

$$l_w = 0.70 \quad (\text{m}) \leq L_e = 0.84 \quad (\text{m}) \quad \text{となることから、}$$

設計計算により求められる最低限必要な定着長さは、 $L_e = 0.84$ (m) となる。

■設計計算書（肩部崩壊モデル）

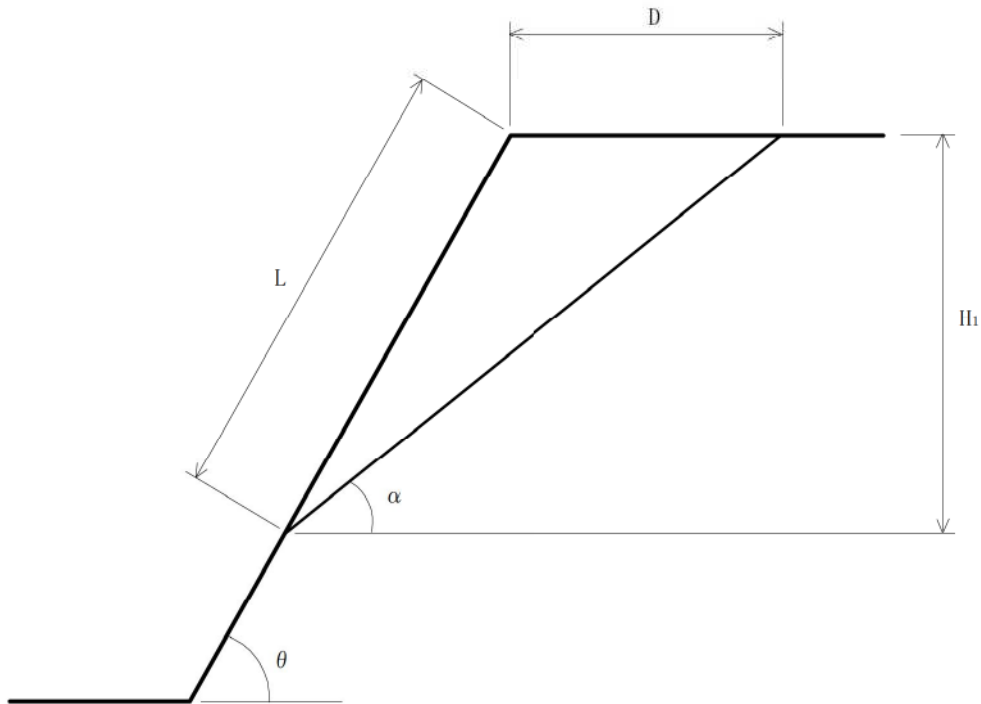
| | |
|-----|-------|
| 地区名 | _____ |
| 測線名 | _____ |
| 備考 | _____ |

| 計算条件 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 |
|------------------------|--------------------|------------|---------------|-------------------|----------|
| のり 枠 外形 | 縦枠間隔 | | l_x | m | 2.00 |
| | 横枠間隔 | | l_y | m | 2.00 |
| | GTフレーム 枠断面 | 枠幅 | b | m | 0.50 |
| | | 枠高 | h | m | 0.15 |
| | | 枠断面積 | A | m ² | 0.053 |
| 植生基材の吹付厚 | | d | m | 0.05 | |
| 枠の 材料 | ジオグリッド (GTフォーム) | 名称 | — | — | GTフォーム I |
| | | 部材幅 | b_{GT} | m | 0.50 |
| | | 製品基準強度 | T_{GT} | kN/m | 13.0 |
| | 改良土 | 粘着力 | c_{GT} | kN/m ² | 40.0 |
| 単位 重量 | 地山 (シルト質砂) | | γ_1 | kN/m ³ | 14.0 |
| | のり枠 (改良土) | | γ_2 | kN/m ³ | 20.0 |
| | 植生基材 | | γ_3 | kN/m ³ | 14.0 |
| 部分 安全 係数 (終局) | 材料係数 | GTフォーム | γ_{ng} | — | 1.1 |
| | | 改良土 | γ_{ns} | — | 2.0 |
| | 部材係数 | GTフォーム | γ_{tg} | — | 1.1 |
| | | 改良土 | γ_{ts} | — | 1.3 |
| | 構造解析係数 | | γ_a | — | 1.0 |
| | 荷重係数 | | γ_f | — | 1.0 |
| 構造物係数 | | γ_i | — | 1.2 | |

| 計算結果 | | のり枠に作用する荷重 | | 引張耐力 | | 摩擦耐力 | 判定 |
|---------|------|-------------------|-------|--------------------|-------------|------------|----|
| 枠間隔 (m) | | すべり部分に含まれる枠本数 (本) | | 設計荷重 | のり面に直角方向の分力 | 定着長さ | |
| 縦枠 | 横枠 | N_x | N_y | P_d (kN) | P_r (kN) | L_e (m) | |
| 2.00 | 2.00 | 2 | 2 | 6.20 | 1.32 | 0.84 | OK |
| — | — | — | — | $\leq P_w = 10.70$ | ≤ 1.0 | ≤ 2.0 | |

P_w : のり枠の自重抵抗

崩壊形態



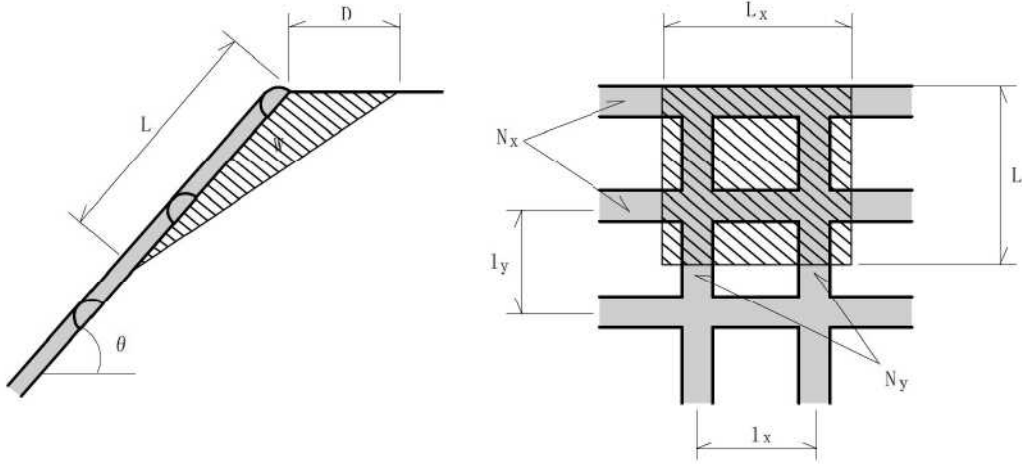
| 項 | 目 | 記号 | 単位 | 数 | 値 |
|----------------|---|----------------|------------------|----------|---------|
| のり面勾配 (のり面傾斜角) | | $1:n (\theta)$ | — ($^{\circ}$) | 1 : 0.62 | (58.00) |
| 表層すべりの長さ | | L | m | 2.35 | |
| 表層すべりの幅 | | L_x | m | 2.35 | |
| 表層すべりの高さ | | H_1 | m | 1.99 | |
| 表層すべりの深さ | | D | m | 0.70 | |
| すべり面勾配 | | α | $^{\circ}$ | 45.69 | |
| すべり部分に含まれる横枠本数 | | N_x | 本 | 2 | |
| すべり部分に含まれる縦枠本数 | | N_y | 本 | 2 | |
| 増加させる安全率 | | ΔF_s | — | 0.25 | |

1 作用荷重の算出

設計に用いる荷重は、表層すべりの荷重とのり枠および植生基材の自重を考慮する。

1.1 のり枠に作用する重量

のり枠に作用する表層すべりの重量 W を以下のように算定する。



| | | | | |
|----------------|------------|---|---------------------------|--------------|
| のり面傾斜角 | θ | = | 58.00 (°) | [1 : 0.62] |
| 表層すべりの長さ | L | = | 2.35 (m) | |
| 表層すべりの幅 | L_x | = | 2.35 (m) | |
| 表層すべりの深さ | D | = | 0.70 (m) | |
| すべり部分に含まれる横枠本数 | N_x | = | 2 (本) | |
| すべり部分に含まれる縦枠本数 | N_y | = | 2 (本) | |
| 地山の単位重量 | γ_1 | = | 14.0 (kN/m ³) | |
| のり枠の単位重量 | γ_2 | = | 20.0 (kN/m ³) | |
| 植生基材の単位重量 | γ_3 | = | 14.0 (kN/m ³) | |
| 植生基材の吹付厚 | d | = | 0.05 (m) | |
| ＜＜GTフレーム枠断面＞＞ | | | | |
| 枠幅 | b | = | 0.50 (m) | |
| 枠高 | h | = | 0.15 (m) | |
| 枠断面積 | A | = | 0.053 (m ²) | |

・すべり土塊の重量 W_1

$$\begin{aligned}W_1 &= \frac{1}{2} \cdot L \cdot L_x \cdot D \cdot \sin \theta \cdot \gamma_1 \\&= \frac{1}{2} \times 2.35 \times 2.35 \times 0.70 \times \sin(58.00) \times 14.0 \\&= 22.95 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

・のり枠の重量 W_2

$$\begin{aligned}W_2 &= (L \cdot N_y + L_x \cdot N_x - b \cdot N_x \cdot N_y) \cdot A \cdot \gamma_2 \\&= (2.35 \times 2 + 2.35 \times 2 - 0.50 \times 2 \times 2) \times 0.053 \times 20.0 \\&= 7.84 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

・植生基材の重量 W_3

$$\begin{aligned}W_3 &= L \cdot L_x \cdot d \cdot \gamma_3 \\&= 2.35 \times 2.35 \times 0.05 \times 14.0 \\&= 3.87 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

よって、のり枠に作用する表層すべりの重量 W は、以下のようになる。

$$\begin{aligned}W &= W_1 + W_2 + W_3 \\&= 22.95 + 7.84 + 3.87 \\&= 34.66 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

1.2 のり枠に作用する荷重

のり枠に作用する荷重を以下のように算定する。

| | | | |
|----------------|----------------|---------------------------|--------------|
| 増加させる安全率 | $\Delta F_s =$ | 0.25 | |
| すべり面角度 | $\alpha =$ | 45.69 (°) | |
| のり面傾斜角 | $\theta =$ | 58.00 (°) | [1 : 0.62] |
| 荷重係数 | $\gamma_f =$ | 1.0 | |
| すべり部分に含まれる横枠本数 | $N_x =$ | 2 (本) | |
| のり枠の単位重量 | $\gamma_2 =$ | 20.0 (kN/m ³) | |
| ＜＜GTフレーム枠断面＞＞ | | | |
| 枠断面積 | $A =$ | 0.053 (m ²) | |

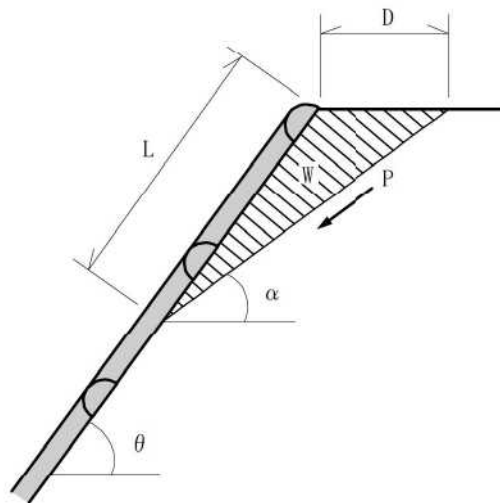
(1) のり枠に作用する荷重

のり枠に作用する荷重 P は、表層すべりの重量 W のすべり面方向の分力に、増加させる安全率 ΔF_s を乗じたものとする。

$$\begin{aligned}
 P &= \Delta F_s \cdot W \cdot \sin \alpha \\
 &= 0.25 \times 34.66 \times \sin(45.69) \\
 &= 6.20 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

設計荷重 P_d は、のり枠に作用する荷重 P に荷重係数を乗じたものとする。

$$\begin{aligned}
 P_d &= \gamma_f \cdot P \\
 &= 1.0 \times 6.20 \\
 &= 6.20 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$



(2) 設計荷重の照査

設計荷重 P_d は、設計荷重ののり面に直角方向の分力 P_r が、表層すべりより外側の定着範囲を含むのり枠の自重抵抗 P_w (のり面に直角方向の分力) を超えないことを条件として照査を行う。

- 設計荷重ののり面に直角方向の分力 P_r

$$\begin{aligned} P_r &= P_d \cdot \sin(\theta - \alpha) \\ &= 6.20 \times \sin(58.00 - 45.69) \\ &= 1.32 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

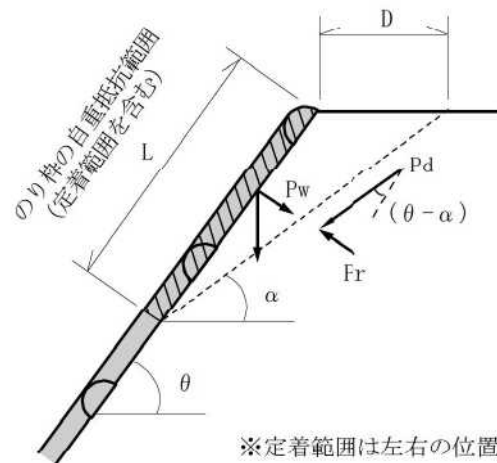
- のり枠の自重抵抗 (のり面に直角方向の分力) P_w

表層すべりより外側の定着範囲を標準の定着長さ (2.0m) として、のり枠の自重抵抗 P_w の算定を行う。

$$\begin{aligned} P_w &= (W_2 + W_3 + 2 \cdot 2.0(\text{m}) \cdot N_x \cdot A \cdot \gamma_2) \cdot \cos \theta \\ &= (7.84 + 3.87 + 2 \times 2.0 \times 2 \times 0.053 \times 20.0) \times \cos(58.00) \\ &= 10.70 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- 設計荷重の照査

$$P_w = 10.70 \quad (\text{kN}) \geq P_r = 1.32 \quad (\text{kN}) \quad \dots \quad \text{OK}$$



・ のり枠の自重抵抗を考慮した必要定着長さ l_w

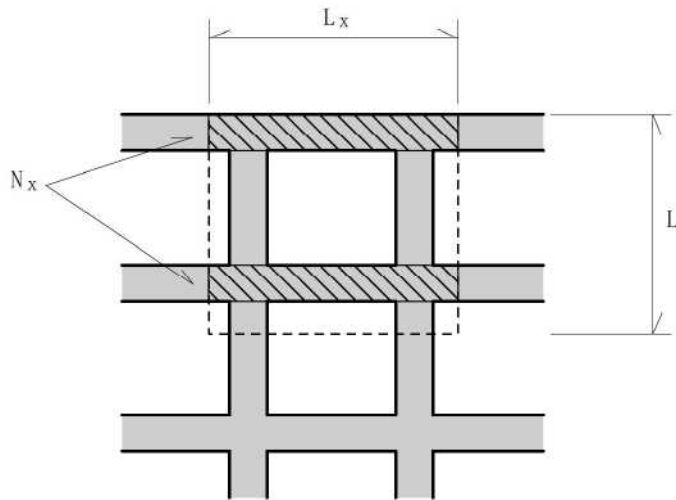
$P_w \geq P_r$ を満足するために必要な定着長さ l_v は、次式のように求められる。

$$\begin{aligned} l_w &= \frac{\frac{P_r}{\cos \theta} - W_2 - W_3}{2 \cdot N_x \cdot A \cdot \gamma_2} \\ &= \frac{\frac{1.32}{\cos(58.00)} - 7.84 - 3.87}{2 \times 2 \times 0.053 \times 20.0} \\ &= -2.17 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

計算した結果、 $l_w < 0$ となることから、 $P_w \geq P_r$ の条件は、すべり部分のみののり枠の自重抵抗で十分満足される。

1.3 のり枠1本あたりに作用する荷重

表層すべりによる荷重は、のり肩部での表層すべりの場合、横枠のみに作用するものとして算定を行う。



すべり部分に含まれる横枠本数 $N_x = 2$ (本)

(1) 横枠1本に作用する設計荷重 P_{xd}

$$\begin{aligned} P_{xd} &= \frac{P_d}{N_x} \\ &= \frac{6.20}{2} \\ &= 3.10 \quad (\text{kN/本}) \end{aligned}$$

2 安全性能の照査

安全性能の照査は、終局限界状態におけるジオグリッド（GTフォーム）の引張耐力と、GTフォームと改良土との摩擦耐力について検討を行う。

2.1 ジオグリッド（GTフォーム）の引張耐力に対する照査

GTフォームの破断時ひずみは 10% 以上であり、引張ひずみが 10% 以上となる状態が終局限界状態となる。設計では、引張ひずみが 10% 発生するときの引張抵抗力を製品基準強度 T_{GT} と仮定して設計引張耐力 T_{ud} を設定し、下図に示すすべり抑制のモデルを想定する。

このとき、GTフォームの設計引張耐力により表層すべりに抵抗する設計耐力 P_{ud} の大きさと、のり枠1本あたりに作用する設計荷重 P_{xd} の大きさを比較し、安全性を照査する。

<<GTフォーム I >>

部材幅 $b_{GT} = 0.50$ (m)

製品基準強度 $T_{GT} = 13.0$ (kN/m)

<<部分安全係数>>

構造物係数 $\gamma_i = 1.2$

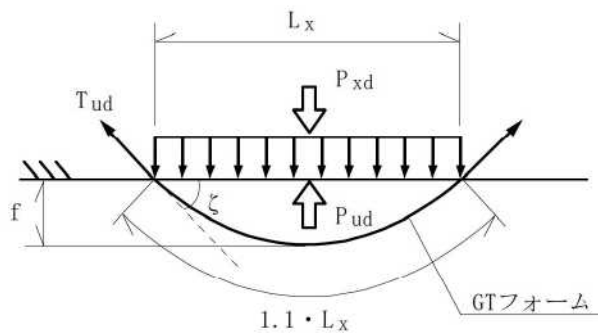
材料係数 (GTフォーム) $\gamma_{mg} = 1.1$

部材係数 (GTフォーム) $\gamma_{bg} = 1.1$

表層すべりの幅 $L_x = 2.35$ (m)

横枠1本に作用する設計荷重 $P_{xd} = 3.10$ (kN/本)

【横枠部】



(1) GTフォームの設計引張耐力 T_{ud}

$$\begin{aligned}
 T_{ud} &= \frac{T_{GT} \cdot b_{GT}}{\gamma_{mg} \cdot \gamma_{bg}} \\
 &= \frac{13.0 \times 0.50}{1.1 \times 1.1} \\
 &= 5.37 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

(2) GTフォームによる設計耐力 P_{ud}

$$\begin{aligned}
 P_{ud} &= \frac{8 \cdot T_{ud} \cdot f \cdot \cos \zeta}{L_x} \\
 &= \frac{8 \times 5.37 \times 0.475 \times \cos(38.96)}{2.35} \\
 &= 6.75 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

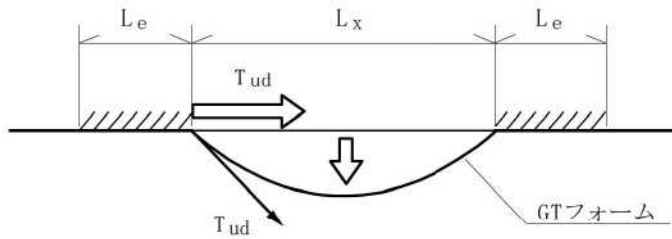
ここに、 $f = 0.475$ (m) : ひずみ 10 % の時の中央変位量
 $\zeta = 38.96$ (°) : ひずみ 10 % の時の偏角

(3) 安全性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{P_{xd}}{P_{ud}} = 1.2 \times \frac{3.10}{6.75} = 0.551 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

2.2 ジオグリッド（GTフォーム）と改良土との摩擦耐力に対する照査

GTフォームに生じる引張力をGTフォームの設計引張耐力 T_{ud} として、GTフォームがのり枠内の改良土に定着される必要定着長さ L_e を算出し、 L_e が標準の定着長さ（2.0m）以内であることを照査する。



<<GTフォーム I>>

部材幅 $b_{GT} = 0.50 \text{ (m)}$

<<改良土（短繊維混合補強砂）>>

粘着力 $c_{GT} = 40.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

<<部分安全係数>>

構造物係数 $\gamma_i = 1.2$

材料係数（改良土） $\gamma_{ms} = 2.0$

部材係数（改良土） $\gamma_{bs} = 1.3$

(1) 必要定着長さ L_e

$$\begin{aligned} L_e &= \frac{T_{ud} \cdot \gamma_i \cdot \gamma_{ms} \cdot \gamma_{bs}}{c_{GT} \cdot b_{GT}} \\ &= \frac{5.37 \times 1.2 \times 2.0 \times 1.3}{40.0 \times 0.50} \\ &= 0.84 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 安全性の照査

定着長さは、標準の定着長さ（2.0m）以内であることを条件とすると、

$$L_e = 0.84 \text{ (m)} \leq 2.0 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

なお、のり枠の自重抵抗を考慮した必要定着長さ l_w と比較すると、

$$l_w = -2.17 \text{ (m)} \leq L_e = 0.84 \text{ (m)} \quad \text{となることから、}$$

設計計算により求められる最低限必要な定着長さは、 $L_e = 0.84 \text{ (m)}$ となる。



強く、しなやかに、
斜面を守る。
「全面緑化」のり砕工

補強土植生のり砕工

PAT. 4145340, 4708265, 5021375

GTFM[®]

GREEN-TECHNO-FRAME-METHOD

●本カタログ内の施工写真は、2015年12月以前に撮影されたものが含まれます。●商品改良のため、予告なく仕様の一部を変更する場合があります。

補強土植生のり砕工協会

<http://www.gt-frame.com>

事務局

〒503-0021 岐阜県本巣市河内町3丁目55番地
イビデングリーンテック株式会社 内
TEL/FAX 0584-81-6838

2019.06



画期的な新技術として高く評価されています。

「平成30年度 推奨技術」
(新技術活用システム検討会議(国土交通省))



NETIS登録番号：CB-070019-VG

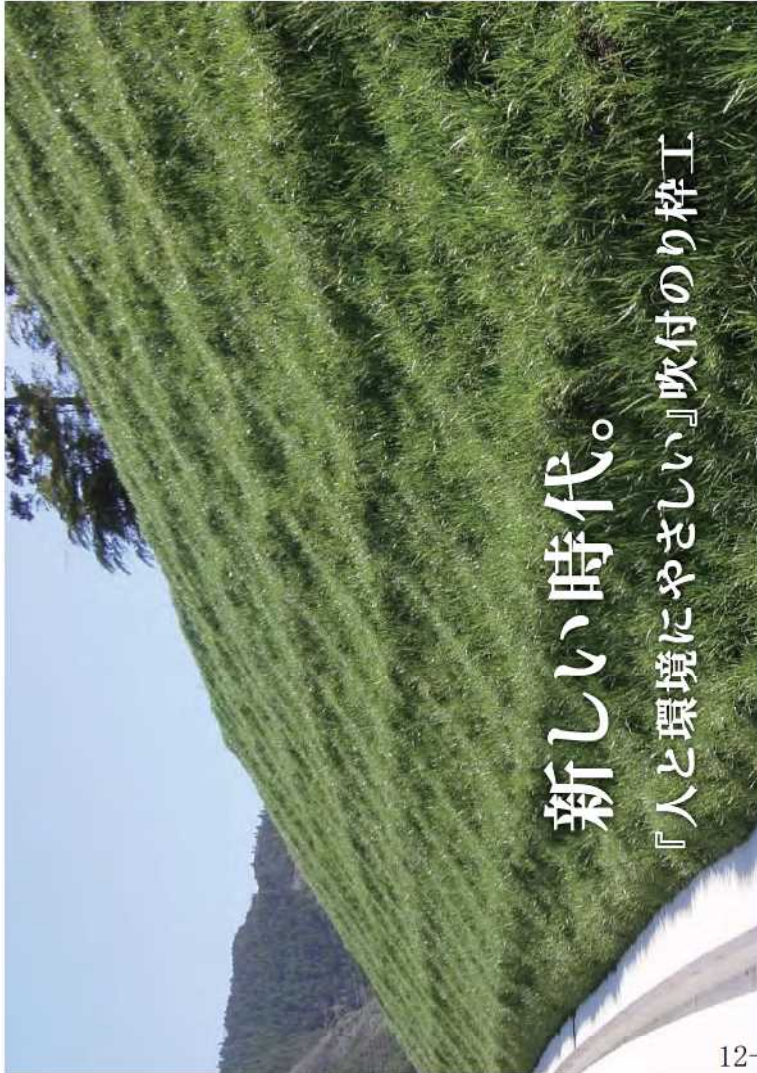
※新技術活用システム検討会議(国土交通省)は、画期的な新技術に対まる適正な評価を行い、公共工事に
関する技術の水準を一層高めるため、画期的な新技術を対象に「推奨技術」等の選定を行い、当該新技術の
普及啓発や活用促進等を行っています。



建設技術審査証明事業
(土木材料・製品・技術、環境・資源・安全技術)
認定書証 第0902号
(一財)土木協会セシナ

建設技術審査証明はイビデングリーンテックが
にて取得しました。

補強土植生のり砕工協会



新しい時代。 『人と環境にやさしい』吹付のり砕工

近年、温室効果ガス増加による地球温暖化や自然環境への影響などが社会的な問題と
なっており、人と環境にやさしい社会の実現に向けた取り組みが進められています。

GTフレイム工法は、新発想の“柔構造”のり砕によって、
ねばり強くのり面・斜面を守るとともに、
全面緑化による景観保全やCO₂排出量および現場廃棄物の発生量を大幅に削減するなど、
さまざまな面から環境負荷の低減に貢献します。
さらに、施工が容易で、工期が大幅に短縮でき、かつ経済性に優れた
のり面表層保護工です。

適用範囲

| 項目 | 適用範囲 |
|-------|---|
| 目的 | <ul style="list-style-type: none"> ● のり面・斜面における表層部の侵食防止 ● 生育基盤の安定および生育環境の整備 ● のり面・斜面における小規模な落石すべりの抑制 (すべり長さ0.5~1.5m程度、すべり長さ4.0m程度まで) |
| のり面勾配 | 1 : 0.5~1 : 2.0程度 (安定したのり面勾配とする) |
| 対象土質 | 砂質土、粘性土、礫混じり土、軟岩 |

※ 本工法は、緑化工との併用を前提としているため、植物の生育が可能な条件を満たす場所を選定してください。
小規模な落石すべりの抑制工として用いる場合は、設計計算により安全性の照査をおこなってください。

※特に適用の効果が高い現場

- 全面緑化による景観保全を重視する現場
- 急峻斜面等の急傾斜で材料運搬などの作業が制限される現場
- 早急なのり面・斜面対策が必要とされ、工期短縮が要求される現場

環境 3つのエコ機能で 環境負荷の低減に貢献します。

GREEN-TECHNO-FRAMING-METHOD

① CO₂削減 | CO₂排出量を減らした「省エネ型工法」

建設資材の中でセメントや鉄は、大量の熱エネルギーを消費して製造されます。本工法は、従来工法に比べて、こうした資材の使用量が少なく、施工性が格段に向上するため、CO₂排出量を大幅に削減できます。

● 資材製造時から施工時におけるCO₂排出量の比較

※経路別削減率



セメント・鉄の製造時におけるCO₂排出量を大幅に削減

環境技術への取り組み

地球温暖化による環境問題が世界的な課題となっており、我が国ではあらゆる面で温室効果ガス削減に向けた取組みが進められています。弊社交通系や一部の地方自治体では、総合評価ポイント方式の導入に、CO₂削減の取組みを加算対象とするケースが増えてきており、建設業界においても、地球環境に貢献する「環境技術」が注目されています。

② 廃棄物削減 | ゴミ(廃棄物)を減らして「reco」

GTフレイム工法の吹付材は、植物の生育が可能で改良土であるため、シート養生やリバウンドロスの処理が不要で、従来工法に比べて余分なゴミを減らす、廃棄物発生量を大幅に削減することができます。

● 従来工法 (モルタル吹付のり砕工)



モルタル粉、シート材が廃棄物になります



余分なゴミ(廃棄物)を出しません

③ 美観・景観性 | 全面緑化によって緑豊かな景観を創造

短繊維混合補強砂で造成されるGTフレイムのり砕は、植物の生育が可能です。そのため、のり砕面を含む全面緑化が可能となり、自然と調和した緑豊かなのり面・斜面を造成でき、景観性が向上します。

● 植物の生育性

短繊維混合補強砂で造成されるGTフレイムのり砕は、植物根系の伸長が可能で、植物が生育できる環境となります。



▲ 植物根系の伸長状況



▲ 土壌硬さ 2.5~3.0程度

● 全面緑化

GTフレイム工法は、のり砕面も含む全面的な緑化が可能です。そのため、緑豊かな美しい景観を創造します。

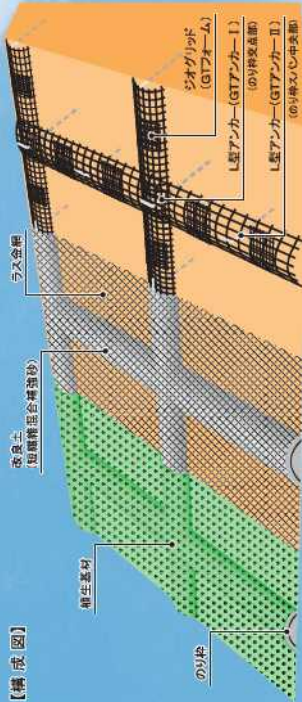


▲ 全面緑化により、周辺環境と調和した景観形成が可能です。

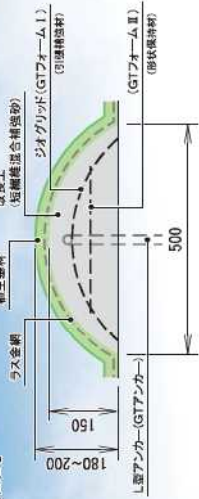
モルタルや鉄筋を使用しない新しいのり枠構成

GTフレーム工法は、鉄筋やモルタル（コンクリート）を使用した従来ののり枠工とは違い、のり枠材に補強盛土工法などで用いられるジオグリッド、ジオグリッド、短繊維）を用いた新しい吹付のり枠工法です。

連続するジオグリッド（GTフォーム）を半円弧状に加工してのり面・斜面上に設置し、その交点などにL型アンカー（GTアンカー）を打設した後、短繊維（GTファイバー）を混合した改良土（短繊維混合補強砂）を吹付・充填することで、ねばり強く、枠自体にも堆物の生育が可能なのり枠（補強土・堆物のり枠）を造成します。その後、全面に堆生基材吹付工を施し、緑化をおこないます。



【のり枠断面図】



● GTフォーム
ジオフォームは、高密度ポリエチレンを材料とするジオグリッドで、耐久性（耐水性・耐アルカリ性・耐酸性・耐薬品性・耐腐食性）に優れた材料です。施工中は、改良土吹付の加締め材として機能します。非常に軽量・フレキシブルであるため、材料運搬やのり面上での作業が安全かつスムーズに施工できます。

● GTファイバー
GTファイバーは、ポリビニルアルコールを材料とする2種類の短繊維で、耐アルカリ性・耐薬品性・耐腐食性に優れるとともに、セメントマトリックスとの高付着性を有しています。改良土に混合することで、のり面の補強材（張力アップ、耐侵食性・耐久性向上）として機能します。



● GTアンカー
GTアンカーは、異形鉄筋を材料とする2種類のL型アンカーで、めったに崩壊処理により、長期間の品質を維持します。施工中は、型枠材のすし止めアンカーとして、完成後はのり枠をのり面・斜面に固定するアンカーとして機能します。GTアンカー-Iはのり枠の交点部、GTアンカー-IIは壁・縁石のスパイク中央部の位置に打設します。

国土交通省NETIS「平成30年度 推奨技術」に選定（CB-070019-VG）
GTフレーム工法
「平成30年度 推奨技術
（新技術活用シナリオ検討会議（国土交通省）」）

国土交通省では、公共工事等における幅広い活用や高機能的な改善が必要が期待できる画期的な技術として、有識者会議（新技術活用システム検討会議）において、「推奨技術」等として選定し、当該新技術の普及や普及促進等を行っています。また、当該新技術に関する技術の水準を一層高めるために選定された画期的な新技術であり、NETISの中で最も高ランクの高い評価を受けたこととなります。

性能

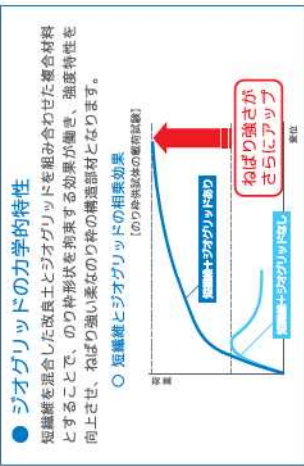
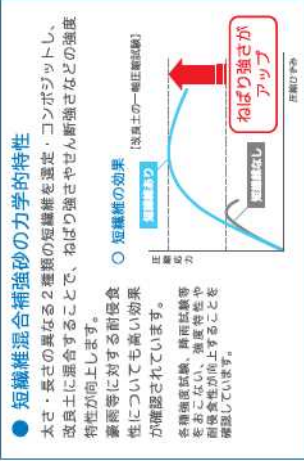
新しい『柔構造のり枠』により、さまざまな性能を発揮します。

GREEN-TECHNO-FRAME-METHOD



力学的特性 | ひみつは2種類の短繊維とジオグリッドの組み合わせ

ジオグリッド（GTフォーム）と短繊維（GTファイバー）を混合した改良土（短繊維混合補強砂）との組み合わせは、柔なり枠の構造材として、ねばり強きのり面・斜面を守ります。



施工性の向上 | 軽量・シンプル・コンパクトで抜群の施工性

使用材料が軽量・コンパクトであるので、狭所での運搬や高層地での作業が容易となり、施工性が向上し、安全作業にも貢献します。大幅な工期短縮も可能です。施工機械は、通常使用している吹付プラントで施工が可能です。

● 扱いやすい材料です
長尺・重量物となる鉄筋や金網型枠等を使用しないので、運搬が容易、斜面上での取扱いが容易で、施工性は抜群です。

● 施工スピードもアップ
シンプルなのり枠構成により、施工影響が格別にあがらず、大幅な工期短縮が可能です。

【1000㎡あたり施工日数】
従来の工法 56日
GTフレーム工法 28日
工期 約1/2

● 高所・長距離も吹付可能
吹付機は、圧送性や吐出性が良好な改良土を使用するため、高所・長距離でも施工が可能です。高所・長距離のモルタル吹付で必要だった専用機械や仮設対策などが省略でき、施工性の向上、コスト削減にも貢献します。

高所での施工事例（壁高約120m）



コスト削減 | ムダを省くことでコスト削減を実現

軽量でシンプルなのり枠構成は、施工効率を格段にアップするとともに、廃棄物処理に必要な作業や処理費を省断でき、施工コストを削減することができます。



優れた耐久性 | 耐久性に優れた材料で性能を確保

使用する材料は、耐水性・耐薬品性などの耐久性に優れたものであるため、従来のモルタル吹付のり枠などで懸念されていたひび割れの発生による鉄筋の腐食などの問題がなく、一般的な使用環境下では長期にわたって耐久性に優れた工法として機能します。

建設技術審査証明の取得

本工法は、一般財団法人 土木研究センターの建設技術審査証明事業（土木材料・製品・技術、道路保全技術）において、建設技術審査証明を取得しました。



- 技 術 名 称：GTフレーム工法®（ジオグリッドを用いたのり面表層保護工）
- 補強砂を用いたのり面表層保護工
- 証明番号：建設審査証 第0902号
- 審査機関：(一財)土木研究センター
- 証明年月日：2009年4月14日（2019年4月14日 更新）
- 審査証明依頼者：イビデン・グリーンテック(株)

建設技術審査証明の概要

● 開発の趣旨

のり面・斜面の保全および小規模な表層すべりに対応できる補強性能と、全面強化および作業効率向上の両者が可能な建設技術を開発することにより、耐久性、施工性、経済性に優れたのり面表層保護工を開発することを目的とする。

● 審査証明の結果

- 「GTフレーム工法」は、以下の性能を有することが確認された。
- (1) 改良土（短繊維複合補強砂）の強度・物理性能
強度、耐圧縮性および耐久性能試験により、改良土は、「GTフレーム工法」ののり面の補強材料として必要な強度等および耐久性を有する。
 - (2) ジオグリッドの強度・物理性能
強度および耐久性能試験により、ジオグリッドは、「GTフレーム工法」ののり面の補強材料として必要な強度等および耐久性を有する。
 - (3) のり面すべり（ジオグリッド+改良土）の強度性能
水平方向および鉛直方向の引張せん断力試験により、のり面は、小規模な表層すべりに対し、素な補強材料として振動すべりができる強度特性と付着力を有する。
 - (4) 施工性
現地調査により、従来の工法（モルタル軟付法・簡易法）と比べて、施工性が良く、工期が短縮できる。
 - (5) 環境負荷の低減
現場調査により、従来の工法と比べて、現場における騒音・振動の発生量が少なく、のり面強化面積を拡大できる。

● 審査証明の範囲

- (1) のり面の保全を目的として適用する。ただし、設計計算により安全性の照査を行った場合は、すべり深さ0.5～1.5m程度、すべり長さ4.0m程度までの小規模な表層すべりの抑制工として用いることができる。
- (2) のり面問題は、のり面上に付けた改良土が滑落・移動しない程度ののり面問題（傾斜：0.5勾配以下）を対象とする。



▲ 建設技術審査証明書



▲ 建設技術審査証明報告書



▲ 変更書

（一財）土木研究センターから「GTフレーム工法®」設計・施工マニュアル（改訂版）が発行

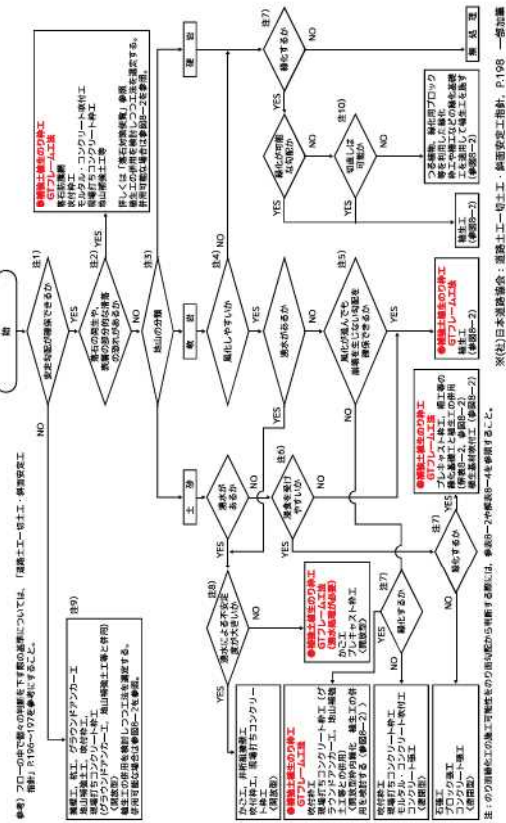
本マニュアルには、工法を適用する際の、計画、調査、設計、施工、維持管理について、その考え方が示されています。また、各種実験・調査等の報告や数多くの施工事例が掲載されています。当マニュアルを活用することで、本工法の品質・信頼性が高まり、今後の普及に寄与するものと期待されます。

◀ のり面表層保護工「GTフレーム工法®」設計・施工マニュアル（改訂版）（平成30年11月）

設計方法

工法選定フロー

本工法は、のり面表層保護工として「のり土工」に属するものです。工法選定の際は、下記の切土のり面におけるのり面保護工の選定フローを参考にしてください。



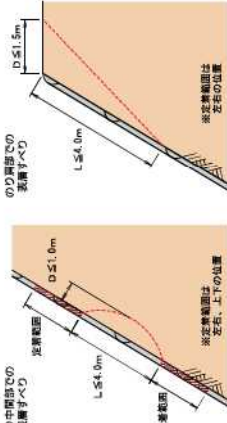
設計方針

本工法は、のり面・斜面の保全を目的として適用されますが、設計計算により安全性の照査をおこなった場合は、小規模な表層すべりの抑制工として用いることができます。小規模な表層すべりの抑制を目的とする場合は、下記の「対象とする表層すべりの条件」および「設計手順フロー」に依り、設計計算により安全性の確認をいたすうえで適用してください。

● 対象とする表層すべりの条件

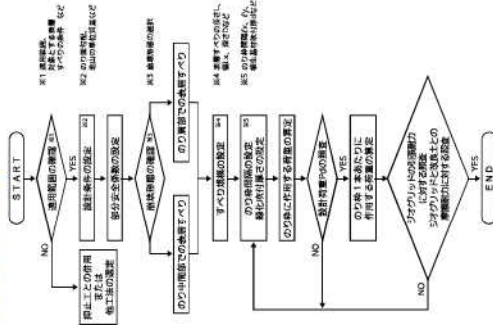
| 項目 | 条件 |
|---------------|--|
| のり面中核部での表層すべり | <ul style="list-style-type: none"> ● すべり規模は、以下の値を限度とする。 すべり深さD：1.0m程度、すべり長さL：4.0m程度まで ● 指定する表層すべりの上下左右の位置に必要定層長さ※以上の定層部分を確保すること。 |
| のり面端部での表層すべり | <ul style="list-style-type: none"> ● すべり規模は、以下の値を限度とする。 すべり深さD：1.5m程度、すべり長さL：4.0m程度まで ● 指定する表層すべりの左右の位置に必要定層長さ※以上の定層部分を確保すること。 |

※のり面端部は、改良土上の露出部分。且つ、改良土の鉛直方向2.0m以内の定層長さ(2.0m)を確保すべり深さを確保するが、層間の定層長さは2.0mとする。



※ 上記すべり規模の時は、はかり可能な状態ではあるが、上記に該当すべり規模より小さい場合でも同等条件によつては安全性を担保しなくてはなりません。

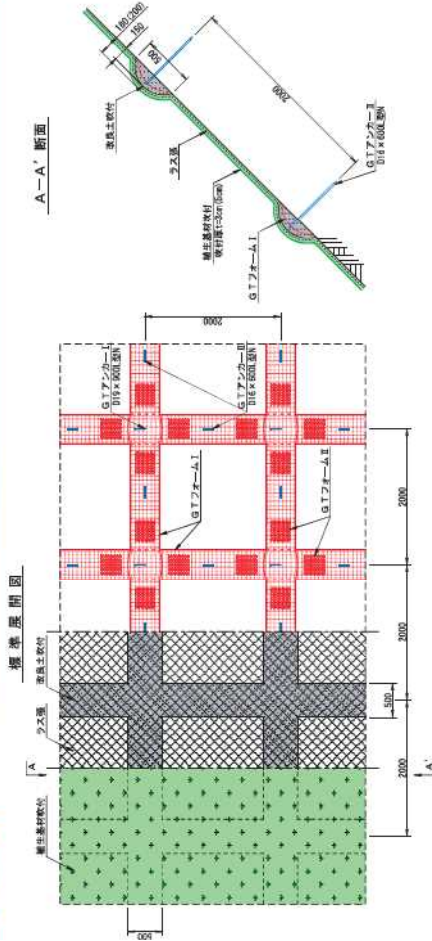
● 設計手順フロー



詳しくは、「GTフレーム工法®」設計・施工マニュアルをご覧ください。

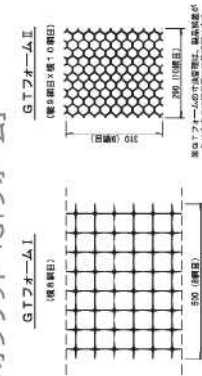
標準規格

標準図

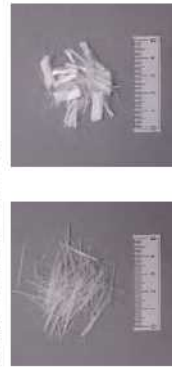


主要材料

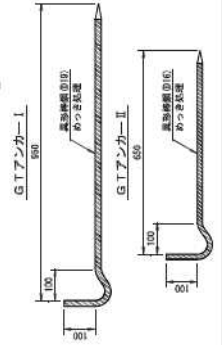
● ジョグリッド「GTフォーム」



● 短繊維「GTファイバー」



● L型アンカー「GTアンカー」



施工方法

施工手順フロー

Start (着工)

① のり面清掃工

必要に応じて排水処理をおこなう

② 芯出し工

のり枠配置ピッチの位置出し

③ ジョグリッド設置工

GTフォームの加工・設置・組立



④ L型アンカー工

GTアンカーの打設

⑤ 改良土吹付工

改良土（短繊維混合補強砂）の吹付



施工機材は、一般に使用されている吹付プラントで施工可能です。

| 種類 | セメント C | 砂質土 S | 短繊維 F | 水 W |
|----|----------|--------------|--|------------|
| 規格 | 普通ポルトランド | 洗砂 | GTファイバーI/GTファイバーII φ200μ×24 φ40μ×15 | |
| 配合 | 15~20 kg | 1600~1700 kg | 2.4 kg 3.6 kg | 220~260 kg |
| | | | 合計 6.0 kg | |

⑥ ラス張工、植生基材吹付工

全面にラス金網の設置、植生基材の吹付



End (完成)

植生基材吹付完了



▲ 芯出し工



▲ ジョグリッド設置工



▲ L型アンカー工



▲ 改良土吹付工



▲ ラス張工



▲ 植生基材吹付工

詳しくは、「GTフレーム工法」設計・施工マニュアルをご覧ください。

施工事例

■ 国立公園内の田道のり面



静岡県

■ 文化財施設のり面



千葉県

■ 緑地公園内のり面



徳島県

■ 急傾斜地のり面



青森県

■ 地すべり地内のり面



愛知県

■ 高速道路のり面



静岡県

■ 鉄筋挿入工併用 施工例

GTフリューム工法の枠内に、鉄筋挿入工を併用して対策した事例です。緑化対応型の受圧板を使用することで、全面緑化を導入することができます。



静岡県

■ 断面復旧 施工例

GTフリューム工法に用いる改良土（短繊維混練土）が有する強度特性や植物の生育性は、崩壊後の断面復旧の観点からも適しています。



▲ 崩壊した部分を除去し、改良土吹付で臨時的処置を実施。断面復旧した範囲全面GTフリューム工法を施工。

■ その他の施工事例

GTフリューム工法は、国土交通省、農林水産省、その他公共機関、民間などで幅広く採用されています。可能な限りの斜面を含めた全面緑化が可能なので、道路や河川のり面のほか、自然との調和や美観性の保護が強く求められる現場で採用されています。



岐阜県



山形県



千葉県



静岡県



東京都



青森県



秋田県



福島県



福島県



三重県



福岡県



青森県



秋田県



茨城県



千葉県



愛知県



香川県

ソイルクリート工法は、従来の枠断面を欠円状にすることにより、コスト縮減と景観性の向上に配慮した簡易吹付のり砕工です。



- 容易な施工** 複雑な型枠を使用しないため、地山の凹凸に沿った施工を容易にします。
- 高い安定性** 枠が縦横に連続しているため、地山表面層の剥落に対して抵抗性と安定性を持っています。
- 高精度** 組立枠(ガンタンダー・ダイザー・テトラライザー)の使用により、鉄筋を適切な位置に保持し、正確な断面形状を形成します。
- 景観性の向上** 欠円状の枠が植生に覆われやすいため、目立たず修景に優れています。
- 低コスト** 素材が軽量で設置が容易なため、施工性・経済性に優れています。
- 高品質** 短繊維補強材「NAF-6」を使用することにより、吹付モルタルの品質が向上できます。



のり砕の品質性能を格段に向上させるNAF-6

- のり砕の整形性が向上し、凹凸面に沿った施工が容易になります。
- モルタルのひび割れを抑制し、強固で安定したのり砕をつくれます。
- 凍結・融解抵抗が向上します。

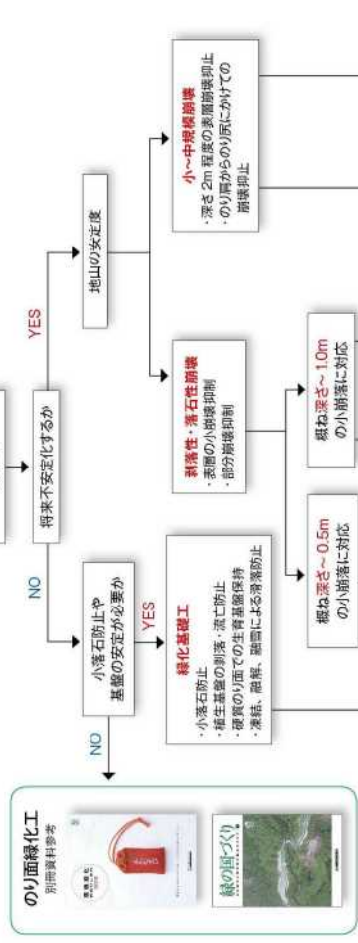
■標準配合(モルタル1m³当り)

| | | | | |
|----|-------|--------------------|-------|-----------|
| 材料 | セメント | 細骨材(砂) | NAF-6 | 水セメント比W/C |
| 区分 | 420kg | 1.24m ³ | 1kg | 55%以下 |



NAF-6
モルタルに添加するアラミドファイバーです。素材である「非重合アラミド繊維」は、耐熱性・耐酸性・耐アルカリ性に優れ、バラ型アラミド繊維は、長期にわたってモルタルの品質を保ちます。強度も非桁に高いため、長期にわたってモルタルの品質を保ちます。

タイプ選定フロー図



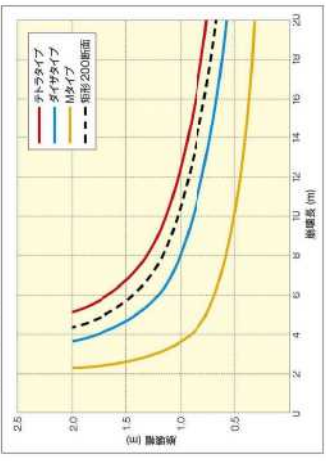
| タイプ名称 | Aタイプ | Mタイプ | ダイヤタイプ | テトラタイプ | ダイヤタイプR | テトラタイプR |
|-------|--|-------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| 標準タイプ | 断面形状 | | | | | |
| 特殊タイプ | 使用鉄筋 | D10 × 1本 | D10 × 2本 | D10~13 × 3本 | D13 × 4本 | D13 × 4本 |
| 正しい | スパン | 1300 × 1300 | 1500 × 1500 1300 × 1300 | 1500 × 1500 1300 × 1300 | 1500 × 1500 1300 × 1300 | 1500 × 1500 1300 × 1300 |
| | 苗木併用 | | | | | |
| | 急勾配緑化 | | | | | |
| | 生態系保全 | | | | | |
| | 獣害対策 | | | | | |
| | ボットクリート工法 (P13 参照) | | | | | |
| | サーフクリート工法 (P14 参照) | | | | | |
| | 枠内マザーソイル工法 (P15 参照) | | | | | |
| | アニマルガード工法 ^{※2} と併用可能 (別冊:緑の国づくり 参照) | | | | | |

注1) 特殊タイプののり砕形状及びスパンは、標準タイプに準じます。注2) アニマルガード工法は、ボットクリート工法・サーフクリート工法とは併用できません。

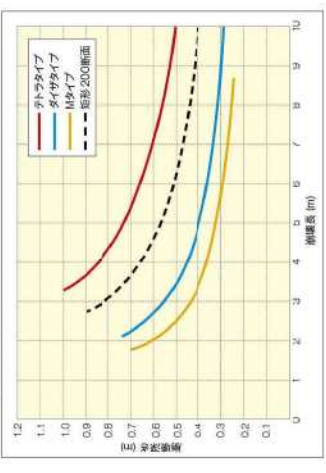
ノモグラムを用いることで、簡単にタイプやスパンを選定することができます。

抑制規模のノモグラム参考例 (限界状態設計法)

■のり肩崩壊時 (勾配1:10 スパン1.5m)



■のり中間崩壊時 (勾配1:10 スパン1.5m)

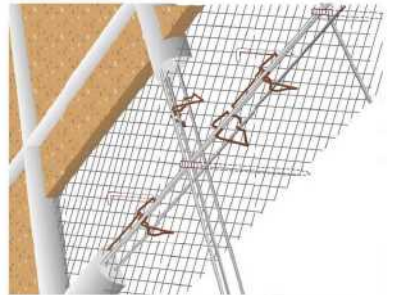
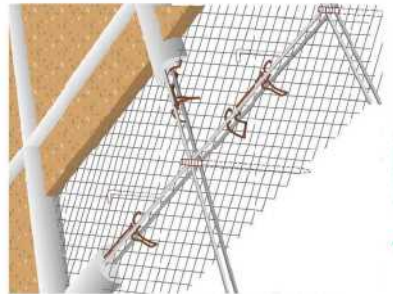
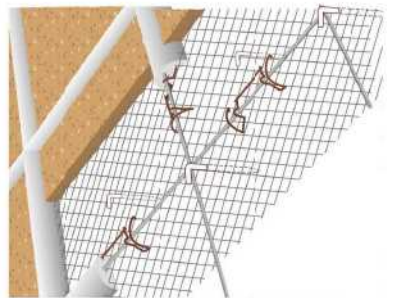


ソイルクリート®工法(Aタイプ・Mタイプ・ダイヤタイプ)

コストを抑える標準タイプ

組立枠(ガッテンダー・タイザー)により確実に枠断面形状を保持し、素早く安定したのり枠を形成できます。

またNAF-6を使用することにより、低コストで安定したのり枠性能を確保することができます。

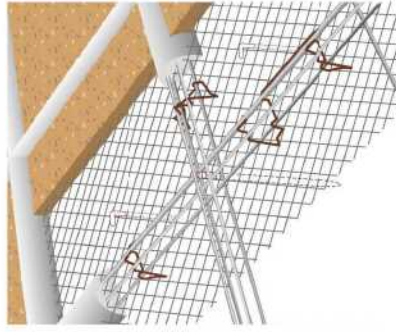
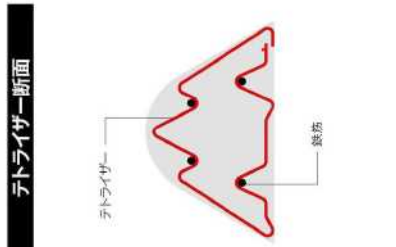
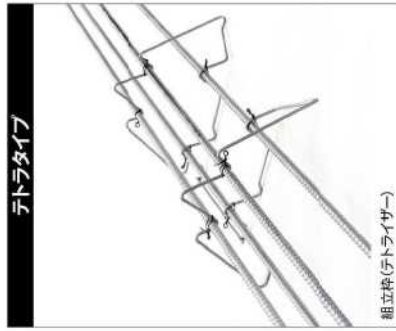
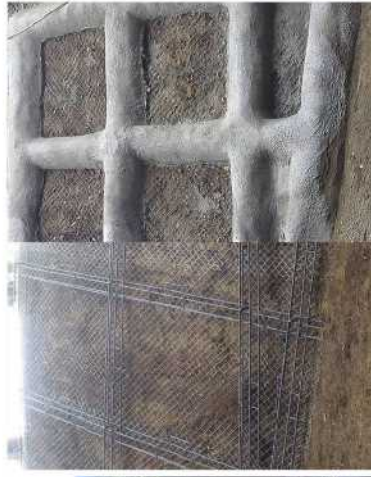


ソイルクリート®工法(テトラタイプ)

ソイルクリート工法の主鉄筋を4本化!

景観性に配慮しながら、強固なのり面保護を低コストで実現!

- 主鉄筋を4本にすることにより、より強固にのり面を保護します。
- 組立枠「テトラライザー」の使用により、鉄筋を適切な位置に保持し、正確な断面形状を形成します。
- 資材が軽量で設置が容易なため、施工性・経済性に優れています。



施工方法



のり校工

ソイルクリート工法(ダイザタイプR)

鉄筋挿入工併用のソイルクリート工法

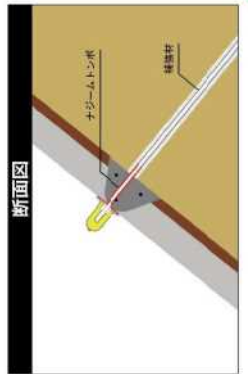
ソイルクリート工法ダイザタイプに交点組立部材「ナジームトンポ」を設置することにより、鉄筋挿入工との併用を実現しました。低コストで確実な地山補強工が可能です。



ナジームトンポ (ナジームシート付き)



断面図



実証実験状況



株式会社 日本橋洋行

のり校工

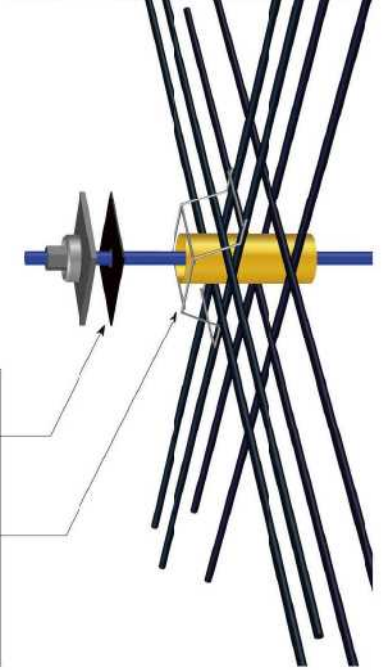
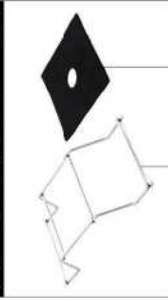
ソイルクリート工法(テトラタイプR)

シリーズ最強タイプ

テトラタイプRは、鉄筋挿入工と併用するソイルクリート工法です。テトラタイプの交点に「ナジームトンポ」を設置することにより、鉄筋挿入工との併用を可能としました。また、従来のソイルクリート工法では困難であった、ロックボルトの後打ち施工が可能です。



ナジームトンポ (ナジームシート付き)



株式会社 日本橋洋行

植栽併用のり砕工

ポットクリート®工法 (育苗カゴタイプ)

平成29年度準推奨技術
(新技術適用システム登録/国土交通省)
NETIS CB 080023 VE
掲載期間終了技術

ソイルクリート工法に植栽用のカゴを設置!

ソイルクリート工法に、植栽用のカゴを併用することで、多種多様な苗木を導入できます。これまで困難とされた急勾配のり面への樹木導入を簡易に、しかも確実に実現できます。



育苗カゴ



正面

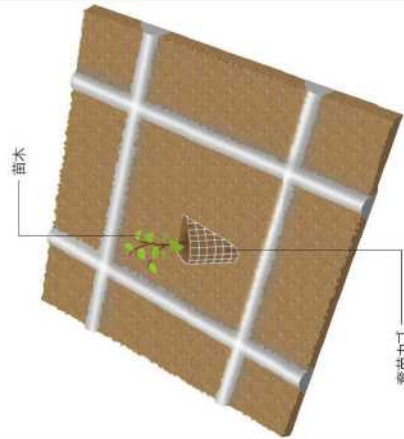
345mm

側面

238mm

280mm

育苗カゴ 設置イメージ



苗木

育苗カゴ

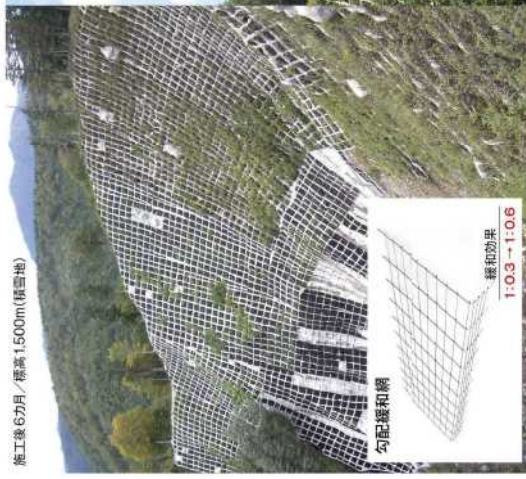
急勾配緑化のり砕工

サーフクリート®工法

平成29年度準推奨技術
(新技術適用システム登録/国土交通省)
NETIS CB 080023 VE
掲載期間終了技術

急勾配のり面の安定と長期緑化を同時に実現!

不安定になりがちな急勾配のり面をソイルクリートで保護しながら「勾配緩和網」の設置により確実な緑化が可能になります。



施工後3年

施工後6か月/標高1,500m(積雪地)

勾配緩和網

緩和効果

1:0.3 - 1:0.6



勾配緩和網設置完了



施工完了



施工後2か月

施工事例



施工前



施工後1か月

事例は、既設のモルタルを全面撤去した後に、サーフクリート工法を施工。(植生部勾配 1:0.3 → 1:0.6 へ緩和)

12.11 地盤定数算出根拠

次頁以降に、地盤定数算出根拠を示す。

鳥海ダム 2号トンネル起点側

1) 算出地盤定数一覧

| 地層区分 | | 記号 | 設計N値 | γ (kN/m ³) | ϕ (度) | C (kN/m ²) | 備 考 |
|---------------|------------------|-----|------|----------------------------------|---------------|---------------------------|-----|
| 沖積層 | 砂質シルト | ts | - | 14 | 10 | 15 | |
| 百宅火山 岩・船川層 | 砂岩 (強風化凝灰質砂岩) | wSs | 23 | 17 | 36 | 42 | |
| | 砂岩 (凝灰質砂岩) | Ss | 70 | 17 | 39 | 61 | |
| | 礫岩 | Cg | 83 | 19 | 39 | 65 | |

2) 地層毎のN値分布

トンネル坑口部(起点側) 鉛直ボーリング「31BTu-09」より

| 地層名 | 記号 | N値 | | | | 変動係数 V | 標準偏差 $\sigma \leq 1$ | 変動係数 $V \leq 0.2$ | 統計処理により評価 | 判定 | 設計N値 |
|------------|-----|-----|-----|-------|---------------|-----------|-------------------------|----------------------|-----------|----|------|
| | | 最大値 | 最小値 | 平均値 | 標準偏差 σ | | | | | | |
| 表層土(砂質シルト) | ts | - | - | - | - | - | no | no | yes | ② | - |
| 強風化凝灰質砂岩 | wSs | 27 | 19 | 23 | 4 | 0.2 | no | yes | yes | ① | 23 |
| 凝灰質砂岩 | Ss | 83 | 60 | 69.5 | 9.9 | 0.1 | no | yes | yes | ① | 70 |
| 礫岩 | Cg | 300 | 31 | 128.5 | 91 | 0.7 | no | no | yes | ② | 83 |

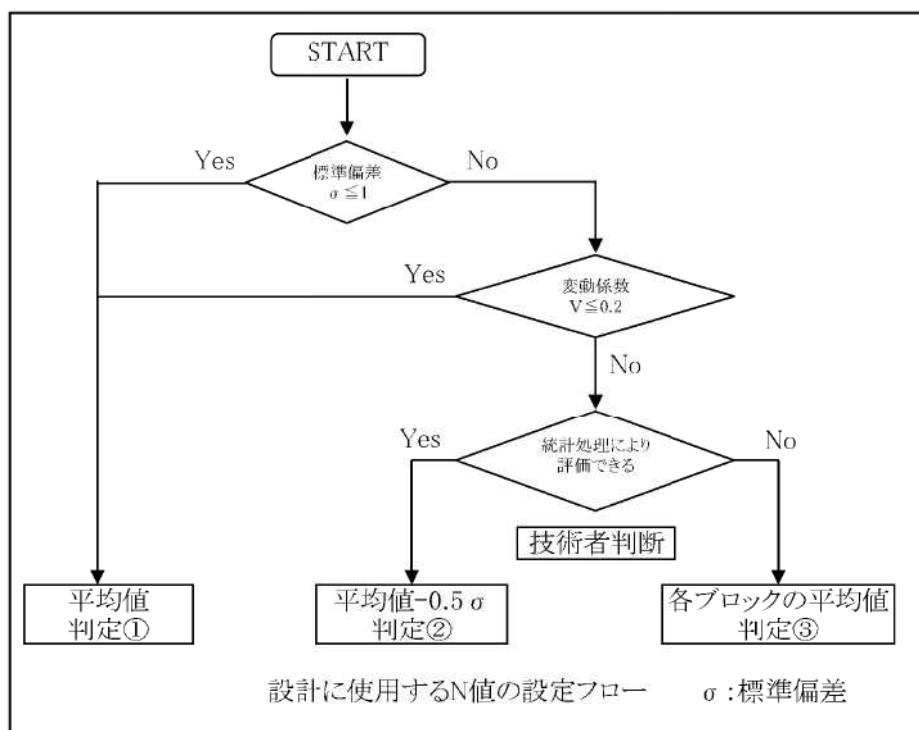


図 5.1.4.4 道路橋基礎設計に用いる地盤物性値の評価

(引用：基礎工 Vol. 37, No. 4 (2009) 「特集：最近の基礎設計に用いる地盤物性値」)

平成31年度

鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務

報 告 書

令和2年1月

東邦技術株式会社

(3) 2号トンネル起点削坑口 (31BTU-09)

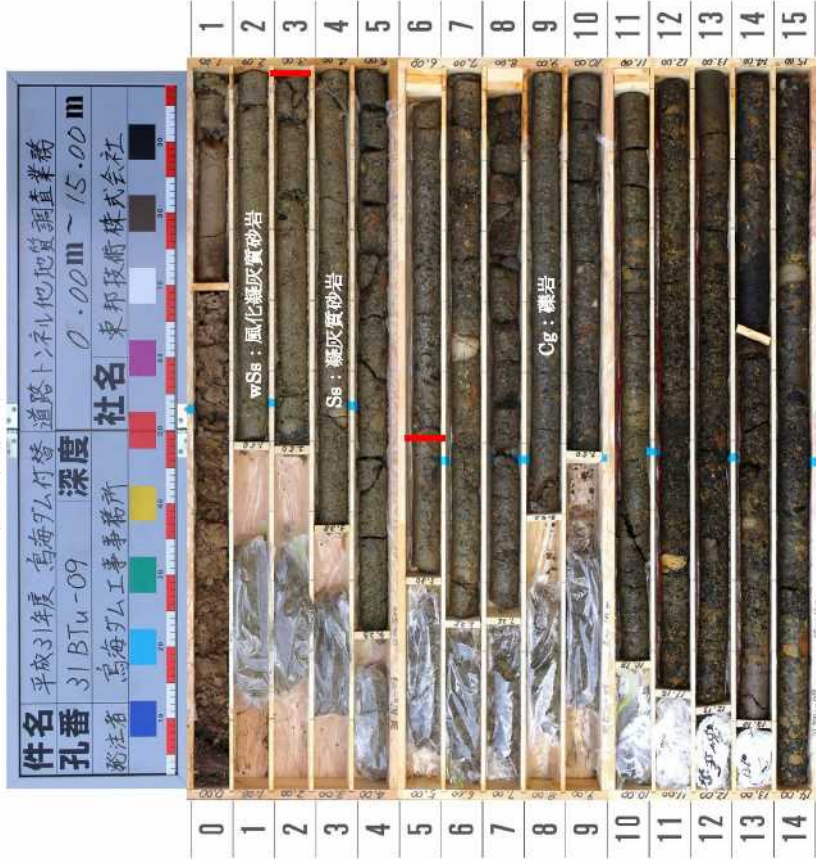
表 4.3-3 31BTU-09 標準貫入試験結果

| 深 度 (m) | 地質 区分 | 土質・岩相 | 標準貫入試験 | | | | 換算N値* | |
|---------------|----------|----------|--------|---------|---------|-------|-------|--|
| | | | 0~10cm | 10~20cm | 20~30cm | N値 | | |
| 1.15 ~ 1.45 | wSs | 強風化凝灰質砂岩 | 5 | 6 | 8 | 19 | | |
| 2.15 ~ 2.45 | | | 6 | 10 | 11 | 27 | | |
| 3.15 ~ 3.38 | | wSs平均 | 16 | 25 | 9/5 | 23.0 | | |
| 4.05 ~ 4.23 | Ss | 凝灰質砂岩 | 20 | 30/8 | | 50/23 | 65 | |
| 5.05 ~ 5.30 | | | 15 | 20 | 15/5 | 50/25 | 60 | |
| 6.05 ~ 6.25 | | Ss平均 | 20 | 30 | | 50/20 | 75 | |
| 7.05 ~ 7.25 | Cg | 礫岩 | 18 | 32 | | 50/20 | 75 | |
| 8.15 ~ 8.42 | | | 15 | 20 | 15/7 | 50/27 | 56 | |
| 9.15 ~ 9.45 | | | 3 | 8 | 20 | 31 | 31 | |
| 10.00 ~ 10.18 | | | 21 | 29/8 | | 50/18 | 83 | |
| 11.00 ~ 11.15 | | | 30 | 20/5 | | 50/15 | 100 | |
| 12.00 ~ 12.13 | | | 35 | 15/3 | | 50/13 | 115 | |
| 13.00 ~ 13.10 | | | 50/10 | | | 50/10 | 150 | |
| 14.00 ~ 14.00 | 50/0 | | | 50/0 | 300 | | | |
| 15.00 ~ 15.00 | 50/0 | | | 50/0 | 300 | | | |
| | | | Cg平均 | | | 128.5 | | |

※ 換算N値：N値50以上については、30cm貫入した場合のN値を換算する。
例 N値=50/5 ⇒ 換算N値=50×30cm/5cm=300

- 深度 3.00m までの強風化凝灰質砂岩 (wSs) の N 値は 19~27 (平均 23.0)
- 深度 5.50m までの凝灰質砂岩 (Ss) の N 値は 50/25~50/18cm 平均換算 N 値としては N=69.5
- 深度 5.50m 以深の礫岩 (Cg) の N 値は 31~50/0cm 平均換算 N 値としては N=128.5 (上限を 300 として算出)

31BTU-09 コア写真



3) 起点側地盤定数の設定: 表層土

① 地層区分・N値

| 地層区分 | | 設計N値 | 土質 | 相対密度 | 備考 | |
|------|-----|------|----|------|---------|------|
| 沖積層 | 表層土 | ts | - | シルト | 非常に軟らかい | 資料-1 |
| | | | | | | |

注) 標準貫入試験の打撃回数が50を超えるものは換算N値を用いた。

② 単位体積重量(γ)

| 地層区分 | | 設計N値 | 資料-2 | 資料-3 | 資料-4 | 資料-5 | 採用値 | |
|------|-----|------|------|------|------|------|-----|----|
| 沖積層 | 表層土 | ts | - | 14 | - | - | 14 | 14 |
| | | | | | | | | |

注) 資料-2の「礫及び砂れき: ゆるいもの」の範囲とした。

注) 資料-5の「粘土およびシルト: 軟らかいもの(指が容易に貫入)」の範囲とした。

③ 内部摩擦角(ϕ)

| 地層区分 | | 設計N値 | 資料-2 | 資料-3 | 資料-4 | 資料-5 | 採用値 | |
|------|-----|------|------|------|------|------|-----|----|
| 沖積層 | 表層土 | ts | - | - | - | - | 10 | 10 |
| | | | | | | | | |

注) 資料-5の値は、「単位体積重量 γ 」設定と同じ範囲とした。

注) 資料-4: 有効上載圧100kN/m²相当に換算したN値から求める為、今回は提要除外とする。

当該箇所は排土を行う箇所であり、この手法による算定は適さないと判断できる。

注) 一般に資料-4算出値が大となる傾向を有するが、今回は有効上載圧換算を行っていない為と考えられる。

④ 粘着力(C)

| 地層区分 | | 設計N値 | 資料-2 | 資料-3 | 資料-4 | 資料-5 | 採用値 | |
|------|-----|------|------|------|------|------|-----|----|
| 沖積層 | 表層土 | ts | - | - | - | - | 15 | 15 |
| | | | | | | | | |

注) 資料-5の値は、「単位体積重量 γ 」設定と同じ範囲とした。

参考資料

資料-1 地盤工学会「地盤調査の方法と解説」

| 砂地盤の相対密度 | | 粘土地盤のコンシステンシー | |
|----------|-------|---------------|----------|
| N値 | 相対密度 | N値 | コンシステンシー |
| 0~4 | 非常に緩い | 0~2 | 非常に軟らかい |
| 4~10 | 緩い | 2~4 | 軟らかい |
| 10~30 | 中位 | 4~8 | 中くらい |
| 30~50 | 密な | 8~15 | 硬い |
| 50以上 | 非常に密な | 15~30 | 非常に硬い |
| | | 30以上 | 特別に硬い |

資料-2 道路橋示方書・同解説 I 共通編 P.47

表-解 2.2.4 土の単位重量 (kN/m³)

| 地盤 | 土質 | ゆるいもの | 密なもの |
|------|--------|-------|------|
| 自然地盤 | 砂及び砂れき | 18 | 20 |
| | 砂質土 | 17 | 19 |
| | 粘性土 | 14 | 18 |
| 盛土 | 砂及び砂れき | | 20 |
| | 砂質土 | | 19 |
| | 粘性土 | | 18 |

資料-3 道路土工 擁壁工指針 H11 P.19

粘性土の粘着力c
 $c = 6N \sim 10N$ (kN/m²) ... (1-3)
 (0.6N~1.0N) (tf/m²)
 砂質土のせん断抵抗角φ
 $\phi = 15 + \sqrt{15 \cdot N} \leq 45^\circ$ ただし、N>5 ... (1-4)
 ここに c:粘着力(kN/m²(tf/m²))
 φ:せん断抵抗角(°)

資料-6 「わかりやすい岩石と岩盤の知識」P.206

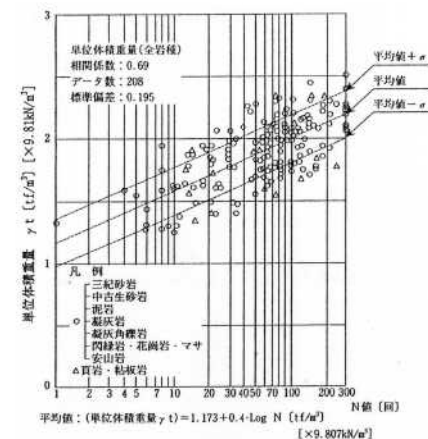


図 4-2-3 岩盤の単位体積重量の測定例

資料-5 NEXCO「設計要領第一集 土工編」P.1-48

表1-17 土質定数

| 種類 | 状態 | 単位体積重量 (kN/m ³) | せん断抵抗角 (度) | 粘着力 (kN/m ²) | 地盤工学会基準 ^(注2) | | |
|-------|-----------|--------------------------------------|------------|--------------------------|-------------------------|----------|-----|
| 盛土 | 種および種まじり砂 | 締固めしたもの | 20 | 40 | 0 | (G) | |
| | 砂 | 締固めしたもの | 粒径幅の広いもの | 20 | 35 | 0 | (S) |
| | | | 分級されたもの | 19 | 30 | 0 | |
| | 砂質土 | 締固めしたもの | 19 | 25 | 30以下 | (SF) | |
| | 粘性土 | 締固めしたもの | 18 | 15 | 50以下 | (M), (C) | |
| 関東ローム | 締固めしたもの | 14 | 20 | 10以下 | (V) | | |
| 自然地盤 | 礫 | 密実なものまたは粒径幅の広いもの | 20 | 40 | 0 | (G) | |
| | | 密実でないものまたは分級されたもの | 18 | 35 | 0 | | |
| | 種まじり砂 | 密実なもの | 21 | 40 | 0 | (G) | |
| | | 密実でないもの | 19 | 35 | 0 | | |
| | 砂 | 密実なものまたは粒径幅の広いもの | 20 | 35 | 0 | (S) | |
| | | 密実でないものまたは分級されたもの | 18 | 30 | 0 | | |
| | 砂質土 | 密実なもの | 19 | 25 | 30以下 | (SF) | |
| | | 密実でないもの | 17 | 25 | 0 | | |
| | 粘性土 | 固いもの(指で強く押し多少へこむ) ^(注1) | 18 | 25 | 50以下 | (M), (C) | |
| | | やや軟らかいもの(指の中程度の方で貫入) ^(注1) | 17 | 20 | 30以下 | | |
| | | 軟らかいもの(指が容易に貫入) ^(注1) | 16 | 15 | 15以下 | | |
| | 粘土およびシルト | 固いもの(指で強く押し多少へこむ) ^(注1) | 17 | 20 | 50以下 | (M), (C) | |
| | | やや軟らかいもの(指の中程度の方で貫入) ^(注1) | 16 | 15 | 30以下 | | |
| | | 軟らかいもの(指が容易に貫入) ^(注1) | 14 | 10 | 15以下 | | |
| 関東ローム | | 14 | 5(φu) | 30以下 | (V) | | |

注1: N値の目安は次のとおりである。

固いもの(N=8~15), やや軟らかいもの(N=4~8), 軟らかいもの(N=2~4)

注2: 地盤工学会基準の記号は、およその目安である。

資料-4 道路土工 擁壁工指針 H24 P.64~P.65

粘性土の粘着力c
 $c = 6N \sim 10N$ (解4-5)
 砂質土のせん断抵抗角φ
 $\phi = 4.8 \log N_1 + 21$ ただし、N>5 (解4-6)
 $N_1 = \frac{170N}{\sigma_v' + 70}$ (解4-7)
 $\sigma_v' = \gamma_s h_s + \gamma_w'(x - h_s)$ (解4-8)
 σ_v' : 標準貫入試験を実施した地点の有効上載圧 (kN/m²)
 N_1 : 有効上載圧100kN/m²相当に換算したN値。ただし、原位置の σ_v' が
 $\sigma_v' < 50$ kN/m²である場合には、 $\sigma_v' = 50$ kN/m²として算出する。
 N: 標準貫入試験から得られるN値

資料-7 NEXCO「設計要領第二集 橋梁建設編」P.4-10

表 4-2-5 換算N値による場合の測定例

| 粘着力 (kN/m ²) | 換算N値と平均値の関係 | 砂岩・礫岩 深成岩類 | 安山岩 | 泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩 | 備考 |
|--------------------------|-------------|---------------|----------|-----------------|------|
| | | 標準偏差 | 0.218 | 0.384 | |
| せん断抵抗角 (度) | 換算N値と平均値の関係 | 5.10LogN | 6.82LogN | 0.888LogN | |
| | | 標準偏差 | 4.40 | 7.85 | 9.78 |

資料-8 NEXCO「設計要領第二集 橋梁建設編」P.4-13

せん断定数の推定例

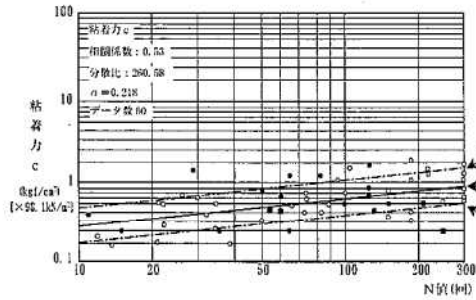
| 岩級 | | 粘板岩 (ダムサイトの例) | | | | 花崗岩 (本四連絡橋基礎の例) | | | |
|----|----|------------------------|------|-------|----|------------------------|------|-------|-----|
| | | c (kN/m ²) | | φ (°) | | c (kN/m ²) | | φ (°) | |
| | | 範囲 | 平均 | 範囲 | 平均 | 範囲 | 代表値 | 代表値 | 代表値 |
| 硬岩 | B | 2250~2750 | 2500 | 40~50 | 45 | 1500~2500 | 2500 | 45 | |
| | CH | 1750~2250 | 2000 | 35~40 | 40 | 1000~2000 | 2000 | 40 | |
| | CM | 750~1750 | 1250 | 35~40 | 40 | 500~1000 | 1250 | 40 | |
| 軟岩 | CL | 250~750 | 500 | 30~40 | 35 | 100~1000 | 500 | 37 | |
| | D | 100以下 | 0 | 20~30 | 25 | 0~500 | 0 | 30~35 | |

4) 起点側地盤定数の設定: 百宅火山岩・船川層 砂岩(強風化凝灰質砂岩)
 ・NEXCO設計要領 橋梁建設編より

① 検討条件

対象地質 : 百宅火山岩・船川層 砂岩(強風化凝灰質砂岩)wSs
 該当地質 : 砂岩・れき岩・深成岩
 設計N値 : 23

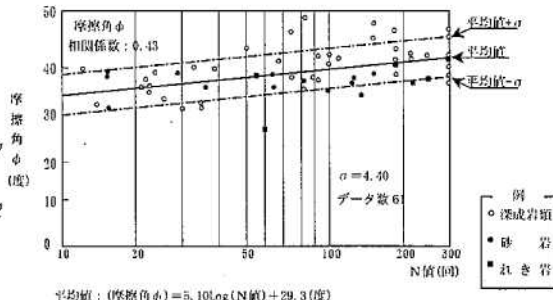
② 粘着力(C)



平均値: (粘着力 c) = $0.155 (N \text{ 値})^{0.327}$ (kgf/cm² ≈ 1kN/m²)

(注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して
 一組の組合せとして用いなければならない。

③ 内部摩擦角(φ)

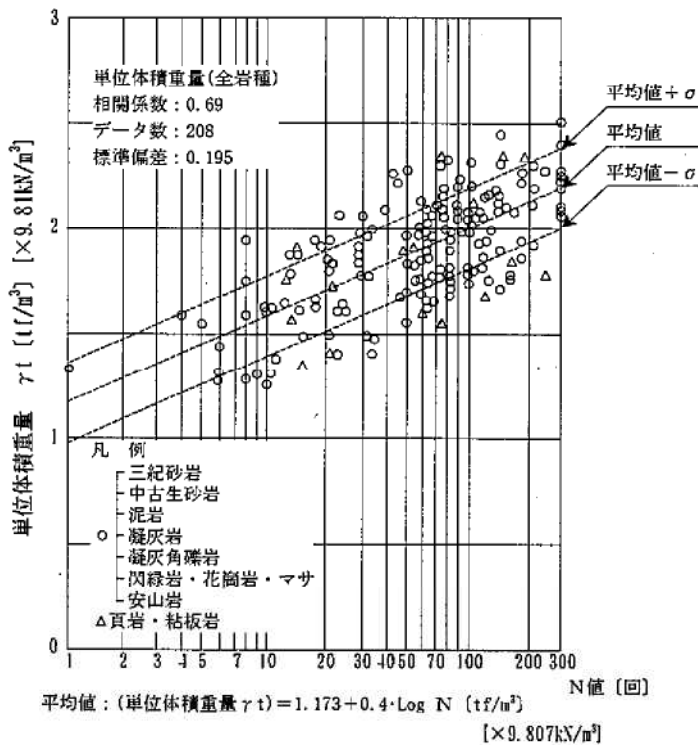


平均値: (摩擦角 ϕ) = $5.1 \text{Log}(N \text{ 値}) + 29.3$ (度)

ただし、深成岩類は花こう岩、マサ土を示す。

$$\begin{aligned} \text{粘着力}(C) &= 0.155 (23)^{0.327} \times 98.1 & \text{内部摩擦角}(\phi) &= 5.1 \text{Log}(23) + 29.3 \\ &= 42.4 & &= 36.2 \\ &\approx 42 \text{ kN/m}^2 & &\approx 36^\circ \end{aligned}$$

④ 単位体積重量(γ)



平均値: (単位体積重量 γ_t) = $1.173 + 0.4 \cdot \text{Log } N$ (t/m³)

[×9.807kN/m³]

$$\begin{aligned} \text{単位重量} &= 0.4 \text{Log}(23) + 1.173 \\ &= 16.8 \\ &\approx 17 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

平成31年度

鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務

報 告 書

令和2年1月

東邦技術株式会社

2) 力学的特性等

トンネル掘削の対象となる岩相の圧縮強度，湿潤密度，一軸圧縮強度，静ポアソン比などを表 5.1.2-4 に示す。

表 5.1.2-4 各岩相の力学的特性等

| 調査対象 | 孔番号 | 番号 | 深 度 (m) | 岩種・層記号 | | 湿潤密度 ρ_t (g/cm ³) | 圧縮強度 q_u (MN/m ²) | 接線変形係数 $E_{t, 50}$ (MN/m ²) | 静ポアソン比 ν_s | P波速度 V_p (km/sec) | S波速度 V_s (km/sec) |
|---------------------------|----------|----|---------------|---------|-----|--|---------------------------------------|---|-------------------|---------------------------|---------------------------|
| 2号 トンネル 坑口 (起点側) | 31BTu-10 | 9 | 4.30 ~ 4.40 | 凝灰質粗粒砂岩 | Ss | 1.72 | 2.83 | 6.34E+03 | 0.164 | 2.32 | 0.94 |
| | | 10 | 4.40 ~ 4.50 | 凝灰質粗粒砂岩 | Ss | 1.74 | 3.56 | 7.91E+03 | 0.288 | 2.42 | 1.03 |
| | | 11 | 14.60 ~ 14.70 | 砂岩 | Ss | 1.95 | 8.30 | 5.95E+03 | 0.463 | 2.57 | 1.13 |
| | | 12 | 14.80 ~ 14.90 | 砂岩 | Ss | 1.93 | 9.21 | 5.03E+03 | 0.538 | 2.58 | 1.10 |
| 2号 トンネル 坑口 (終点側) | 31BTu-11 | 13 | 3.15 ~ 3.25 | 礫岩 | Cg | 2.14 | 3.59 | 2.91E+03 | 0.238 | 2.72 | 1.21 |
| | | 14 | 3.25 ~ 3.35 | 礫岩 | Cg | 2.09 | 4.33 | 4.64E+03 | 0.379 | 3.46 | 1.23 |
| | 31BTu-12 | 15 | 5.40 ~ 5.50 | 凝灰角礫岩 | Tb1 | 2.47 | 30.2 | 1.99E+04 | 0.202 | 4.41 | 1.82 |
| | | 16 | 5.50 ~ 5.60 | 凝灰角礫岩 | Tb1 | 2.46 | 23.9 | 2.94E+04 | 0.299 | 4.36 | 1.75 |

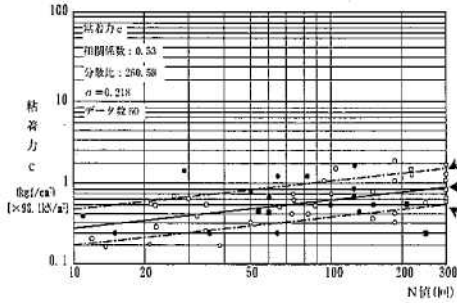
- 確認された地質毎に試験を実施したが、同地質同士では湿潤密度と超音波速度は比較的バラツキが少ないものの、他の試験値は、若干バラツキが認められる。
- これは、岩（供試体）がもつ潜在亀裂の有無、含有する礫の量や大きさの差異、基質を構成する粒度の微妙な差異などによるものと推定され、同一岩盤でも不均質性があることが伺える。
- 浸水崩壊度試験では、いずれの岩層について、A「ほとんど変化が認められないもの」と判定され、膨潤性は低く、劣化はしにくい岩盤と判断される。

5) 起点側地盤定数の設定: 百宅火山岩・船川層 砂岩(凝灰質砂岩)
 ・NEXCO設計要領 橋梁建設編より

① 検討条件

対象地質 : 百宅火山岩・船川層 砂岩(凝灰質砂岩)Ss
 該当地質 : 砂岩・れき岩・深成岩
 設計N値 : 70

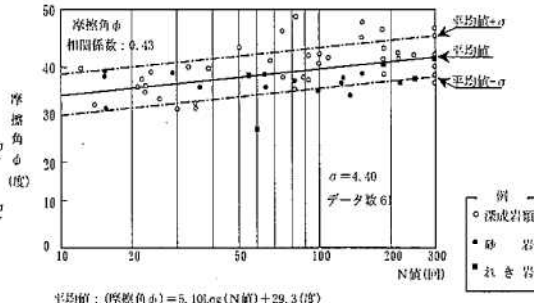
② 粘着力(C)



平均値: (粘着力 c) = 0.155 (N値)^{0.327} (kgf/cm² × 98.1kN/m²)

(注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して一組の組合せとして用いなければならない。

③ 内部摩擦角(φ)

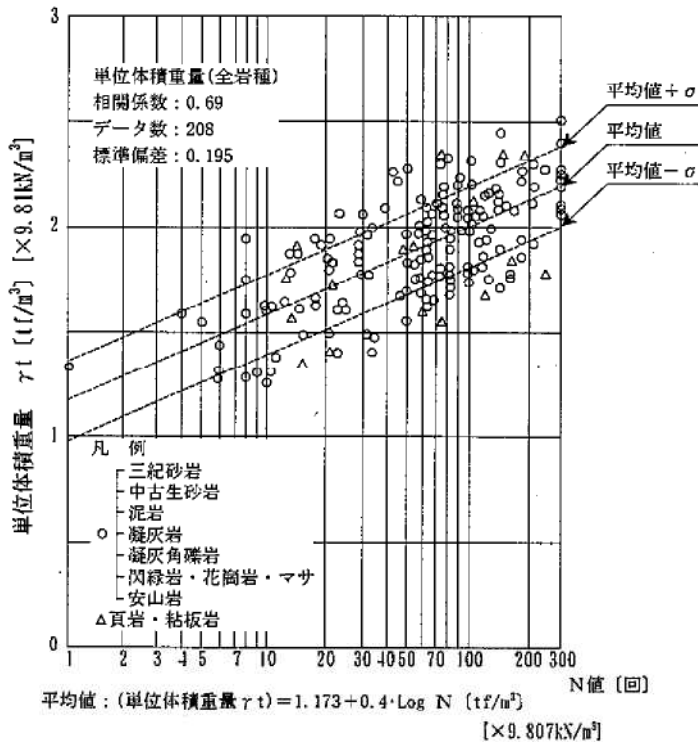


平均値: (摩擦角 φ) = 5.10 Log (N値) + 29.3 (度)

ただし、深成岩類は花こう岩、マサ土を示す。

$$\begin{aligned}
 \text{粘着力}(C) &= 0.155 (70)^{0.327} \times 98.1 & \text{内部摩擦角}(\phi) &= 5.1 \text{ Log}(70) + 29.3 \\
 &= 61 & &= 38.7 \\
 &\approx 61 \text{ kN/m}^2 & &\approx 39^\circ
 \end{aligned}$$

④ 単位体積重量(γ)



平均値: (単位体積重量 γt) = 1.173 + 0.4 · Log N (t/m³)
 [×9.807kN/m³]

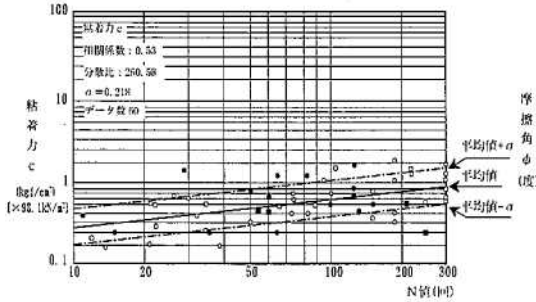
平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P.5-20より
 水平ボーリング「31BTu-10」を用いて算出する。
 GL-4.30~4.40 1.72g/cm³ × 9.81m/s² = 16.87kN/m³
 GL-4.40~4.50 1.74g/cm³ × 9.81m/s² = 17.07kN/m³
 (16.87kN/m³ + 17.07kN/m³) / 2 = 16.97kN/m³
 ≒ 17.0 kN/m³

6) 起点側地盤定数の設定: 百宅火山岩・船川層 礫岩
 ・NEXCO設計要領 橋梁建設編より

① 検討条件

対象地質 : 百宅火山岩・船川層 礫岩 Cg
 該当地質 : 砂岩・れき岩・深成岩
 設計N値 : 83

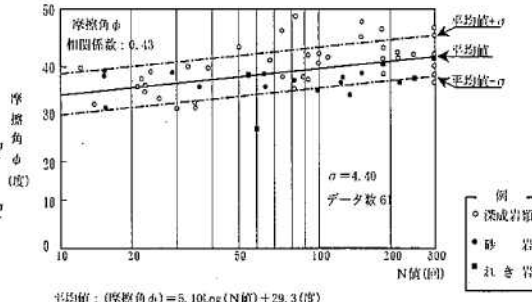
② 粘着力(C)



平均値: (粘着力 c) = 0.155(N値)^{0.327} (kgf/cm² x 98.1kN/m²)

(注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して
 1組の組合せとして用いなければならない。

③ 内部摩擦角(φ)

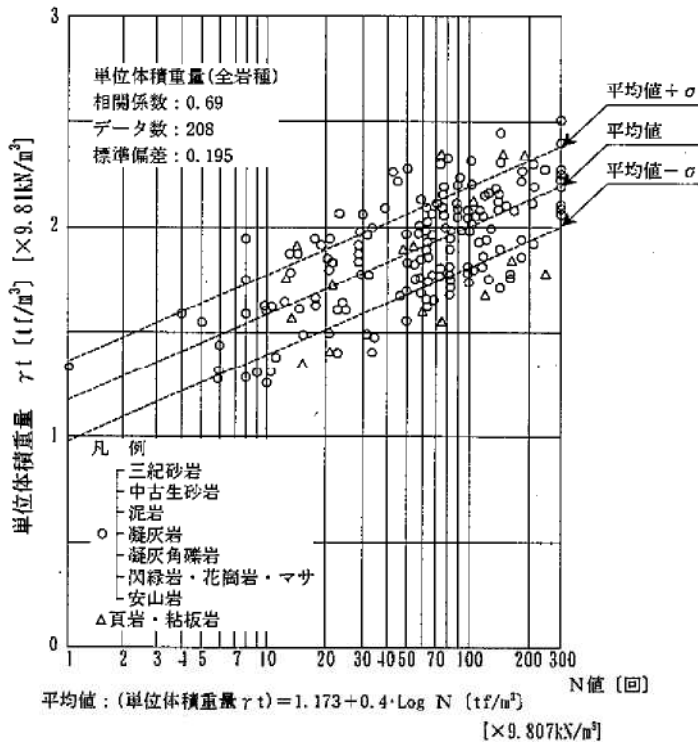


平均値: (摩擦角 φ) = 5.10 Log(N値) + 29.3 (度)

ただし、深成岩類は花こう岩、マサ土を示す。

$$\begin{aligned}
 \text{粘着力}(C) &= 0.155 (83)^{0.327} \times 98.1 & \text{内部摩擦角}(\phi) &= 5.1 \text{ Log}(83) + 29.3 \\
 &= 64.5 & &= 39.1 \\
 &\approx 65 \text{ kN/m}^2 & &\approx 39^\circ
 \end{aligned}$$

④ 単位体積重量(γ)



平均値: (単位体積重量 γ_t) = 1.173 + 0.4 · Log N (t/m³)
 [x 9.807kN/m³]

平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P.5-20より
 水平ボーリング「31BTu-10」を用いて算出する。
 GL-14.60~14.70 1.95g/cm³ × 9.81m/s² = 19.13kN/m³
 GL-14.80~14.90 1.93g/cm³ × 9.81m/s² = 18.93kN/m³
 (19.13kN/m³ + 18.93kN/m³) / 2 = 19.03kN/m³
 ≒ 19.0 kN/m³

鳥海ダム 2号トンネル終点側

1) 算出地盤定数一覧

| 地層区分 | | 記号 | 設計N値 | γ (kN/m ³) | ϕ (度) | C (kN/m ²) | 備考 |
|---------------|---------------|-------|------|----------------------------------|---------------|---------------------------|----|
| 百宅火山 岩・船川層 | 凝灰角礫岩 | Tb1 | 150 | 24 | 21 | 337 | |
| | 砂岩・礫岩互層 | Ss・Cg | 141 | 21 | 40 | 77 | |
| | 礫岩 (凝灰質礫岩) | Cg | 121 | 21 | 40 | 73 | |

2) 地層毎のN値分布

トンネル坑口部(終点側) 鉛直ボーリング「31BTu-11」より

| 地層名 | 記号 | N値 | | | | 変動係数 V | 標準偏差 $\sigma \leq 1$ | 変動係数 $V \leq 0.2$ | 統計処理により評価 | 判定 | 設計N値 |
|------------------------|-------|-----|-----|-------|---------------|-----------|-------------------------|----------------------|-----------|----|------|
| | | 最大値 | 最小値 | 平均値 | 標準偏差 σ | | | | | | |
| 百宅火山岩・船川層 凝灰角礫岩 | Tb1 | 150 | 150 | 150 | 0 | 0.0 | yes | yes | yes | ① | 150 |
| 百宅火山岩・船川層 砂岩・礫岩互層 | Ss・Cg | 167 | 107 | 141.3 | 25.2 | 0.2 | no | yes | yes | ① | 141 |
| 百宅火山岩・船川層 礫岩(凝灰質礫岩) | Cg | 150 | 100 | 120.7 | 17.2 | 0.1 | no | yes | yes | ① | 121 |

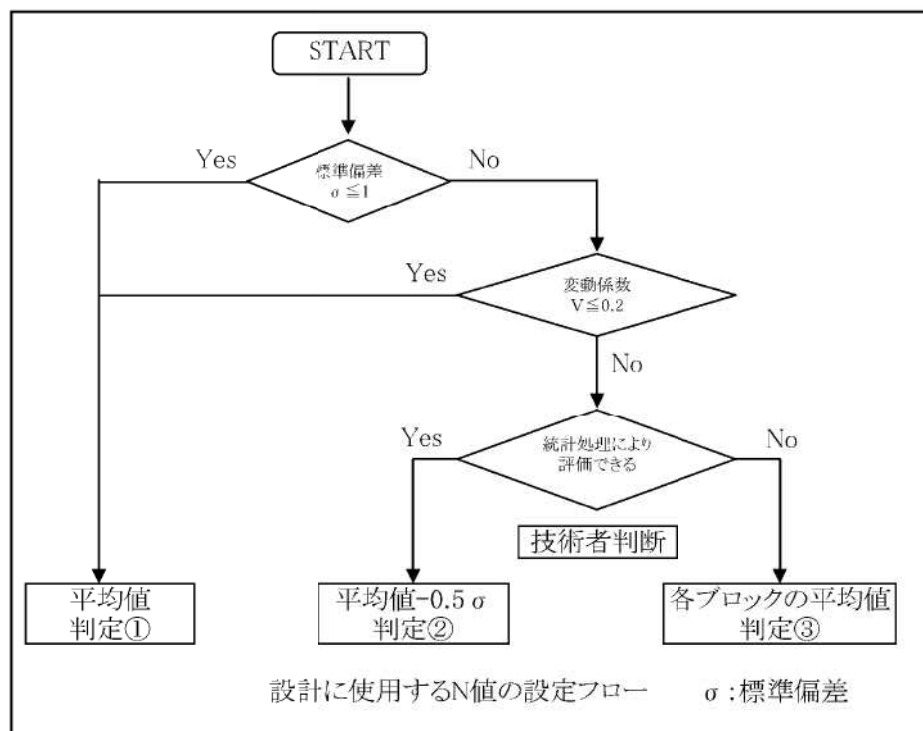


図 5.1.4.4 道路橋基礎設計に用いる地盤物性値の評価

(引用：基礎工 Vol. 37, No. 4(2009)「特集：最近の基礎設計に用いる地盤物性値」)

平成31年度

鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務

報 告 書

令和2年1月

東邦技術株式会社

(4) 2号トンネル終点制坑口 (31BTU-11)

31BTU-11 コア写真

表 4.3-4 31BTU-11 標準貫入試験結果

| 深 度 (m) | 地 質 区分 | 土質・岩相 | 標準貫入試験 | | | 換算N値* |
|----------------|-----------|---------|--------|---------|---------|--------------|
| | | | 0~10cm | 10~20cm | 20~30cm | |
| 1.00 ~ 1.10 | Tb1 | 凝灰角礫岩 | 50/10 | | | 150 |
| 2.00 ~ 2.10 | | | 50/10 | | | 150 |
| 3.00 ~ 3.14 | Ss・Cg | 砂岩・礫岩互層 | 36 | 14/4 | | 107 |
| 4.00 ~ 4.09 | | | 50/9 | | | 167 |
| Ss・Cg平均 | | | | | | 141.3 |
| 5.00 ~ 5.15 | Cg | 凝灰質礫岩 | 32 | 18/5 | | 100 |
| 6.00 ~ 6.13 | | | 39 | 11/3 | | 115 |
| 7.00 ~ 7.10 | | | 50/10 | | | 150 |
| 8.00 ~ 8.11 | | | 45 | 5/1 | | 136 |
| 9.00 ~ 9.14 | | | 33 | 17/4 | | 107 |
| 10.00 ~ 10.13 | | | 39 | 11/3 | | 115 |
| Cg平均 | | | | | | 120.7 |

※ 換算N値：N値50以上については、30cm貫入した場合のN値を換算する。

例 N値=50/5 → 換算N値=50×30cm/5cm=300

- 深度 1.45m までの凝灰角礫岩 (Tb1) のN値は50/10cm (換算N値150)
- 深度 4.72m までの砂岩・礫岩互層部 (Ss・Cg) のN値は50/14~50/9cm 平均換算N値としてはN=141.3
- 深度 4.72m 以深の凝灰質礫岩 (Cg) のN値は50/15~50/10cm 平均換算N値としてはN=120.7



2) 力学的特性等

トンネル掘削の対象となる岩相の圧縮強度，湿潤密度，一軸圧縮強度，静ポアソン比などを表 5.1.2-4 に示す。

表 5.1.2-4 各岩相の力学的特性等

| 調査対象 | 孔番号 | 番号 | 深 度 (m) | 岩種・層記号 | | 湿潤密度 ρ_t (g/cm ³) | 圧縮強度 q_u (MN/m ²) | 接線変形係数 $E_{t, 50}$ (MN/m ²) | 静ポアソン比 ν_s | P波速度 V_p (km/sec) | S波速度 V_s (km/sec) |
|---------------------------|----------|----|---------------|---------|-----|--|---------------------------------------|---|-------------------|---------------------------|---------------------------|
| 2号 トンネル 坑口 (起点側) | 31BTu-10 | 9 | 4.30 ~ 4.40 | 凝灰質粗粒砂岩 | Ss | 1.72 | 2.83 | 6.34E+03 | 0.164 | 2.32 | 0.94 |
| | | 10 | 4.40 ~ 4.50 | 凝灰質粗粒砂岩 | Ss | 1.74 | 3.56 | 7.91E+03 | 0.288 | 2.42 | 1.03 |
| | | 11 | 14.60 ~ 14.70 | 砂岩 | Ss | 1.95 | 8.30 | 5.95E+03 | 0.463 | 2.57 | 1.13 |
| | | 12 | 14.80 ~ 14.90 | 砂岩 | Ss | 1.93 | 9.21 | 5.03E+03 | 0.538 | 2.58 | 1.10 |
| 2号 トンネル 坑口 (終点側) | 31BTu-11 | 13 | 3.15 ~ 3.25 | 礫岩 | Cg | 2.14 | 3.59 | 2.91E+03 | 0.238 | 2.72 | 1.21 |
| | | 14 | 3.25 ~ 3.35 | 礫岩 | Cg | 2.09 | 4.33 | 4.64E+03 | 0.379 | 3.46 | 1.23 |
| | 31BTu-12 | 15 | 5.40 ~ 5.50 | 凝灰角礫岩 | Tb1 | 2.47 | 30.2 | 1.99E+04 | 0.202 | 4.41 | 1.82 |
| | | 16 | 5.50 ~ 5.60 | 凝灰角礫岩 | Tb1 | 2.46 | 23.9 | 2.94E+04 | 0.299 | 4.36 | 1.75 |

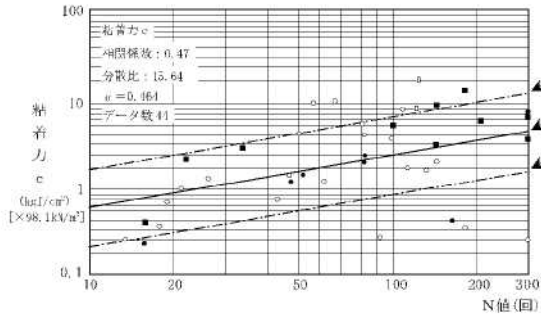
- 確認された地質毎に試験を実施したが、同地質同士では湿潤密度と超音波速度は比較的バラツキが少ないものの、他の試験値は、若干バラツキが認められる。
- これは、岩（供試体）がもつ潜在亀裂の有無、含有する礫の量や大きさの差異、基質を構成する粒度の微妙な差異などによるものと推定され、同一岩盤でも不均質性があることが伺える。
- 浸水崩壊度試験では、いずれの岩層について、A「ほとんど変化が認められないもの」と判定され、膨潤性は低く、劣化はしにくい岩盤と判断される。

4) 終点側地盤定数の設定: 百宅火山岩・船川層 凝灰角礫岩
 ・NEXCO設計要領 橋梁建設編より

① 検討条件

対象地質 : 百宅火山岩・船川層 凝灰角礫岩Tb1
 該当地質 : 泥岩・凝灰岩・凝灰角れき岩
 設計N値 : 150

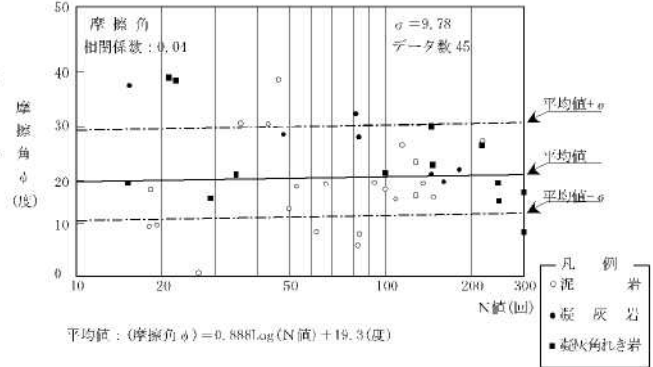
② 粘着力(C)



平均値: (粘着力 c) = $0.165(N\text{値})^{0.606}$ (kgf/cm²) [$\times 98.1kN/m^2$]

(注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して

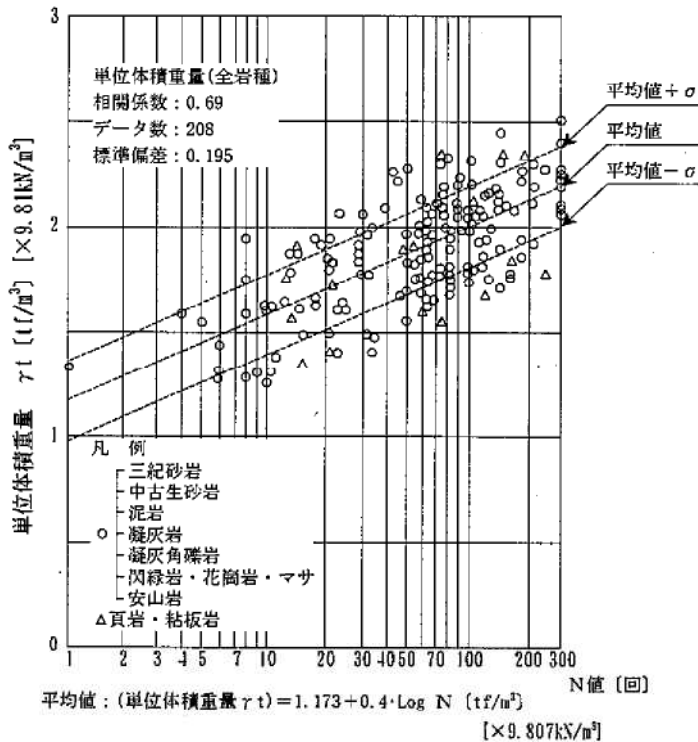
③ 内部摩擦角(ϕ)



平均値: (摩擦角 ϕ) = $0.888\text{Log}(N\text{値}) + 19.3$ (度)

$$\begin{aligned} \text{粘着力}(C) &= 0.165 (150)^{0.606} \times 98.1 & \text{内部摩擦角}(\phi) &= 0.888 \text{Log}(150) + 19.3 \\ &= 337.2 & &= 21.2 \\ &\approx 337 \text{ kN/m}^2 & &\approx 21^\circ \end{aligned}$$

④ 単位体積重量(γ)



平均値: (単位体積重量 γ_t) = $1.173 + 0.4 \cdot \text{Log } N$ (tf/m³) [$\times 9.807kN/m^3$]

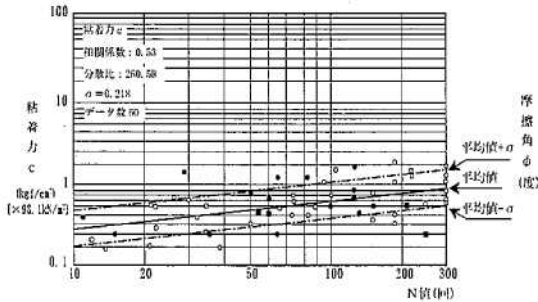
平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P.5-20より
 水平ボーリング「31BTu-12」を用いて算出する。
 GL-5.40~5.50 $2.47g/cm^3 \times 9.81m/s^2 = 24.23kN/m^3$
 GL-5.50~5.60 $2.46g/cm^3 \times 9.81m/s^2 = 24.13kN/m^3$
 $(24.23kN/m^3 + 24.13kN/m^3) / 2 = 24.18kN/m^3$
 $\approx 24.0 \text{ kN/m}^3$

5) 終点側地盤定数の設定: 百宅火山岩・船川層 砂岩・礫岩互層
 ・NEXCO設計要領 橋梁建設編より

① 検討条件

対象地質 : 百宅火山岩・船川層 砂岩・礫岩互層 Ss・Cg
 該当地質 : 砂岩・れき岩・深成岩
 設計N値 : 141

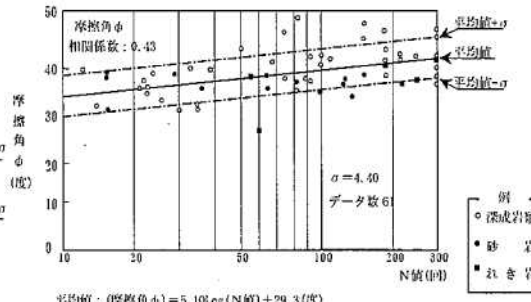
② 粘着力(C)



平均値: (粘着力 c) = 0.155 (N値)^{0.327} × 98.1 (kg/cm² × 98.1 kN/m²)

(注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して一組の組合せとして用いなければならない。

③ 内部摩擦角(φ)

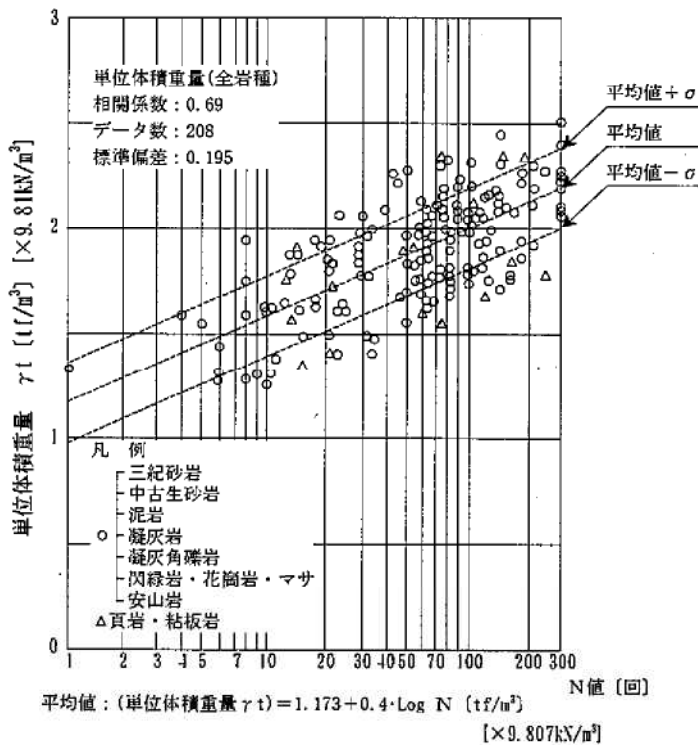


平均値: (摩擦角 φ) = 5.10 Log(N値) + 29.3 (度)

ただし、深成岩類は花こう岩、マサ土を示す。

$$\begin{aligned}
 \text{粘着力}(C) &= 0.155 (141)^{0.327} \times 98.1 & \text{内部摩擦角}(\phi) &= 5.1 \text{ Log}(141) + 29.3 \\
 &= 76.7 & &= 40.3 \\
 &\approx 77 \text{ kN/m}^2 & &\approx 40^\circ
 \end{aligned}$$

④ 単位体積重量(γ)



平均値: (単位体積重量 γt) = 1.173 + 0.4 · Log N (t/m³)

[×9.807kN/m³]

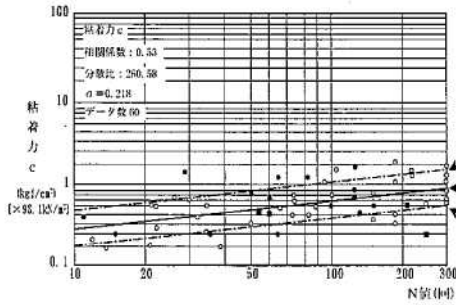
単位体積重量は百宅火山岩・船川層 礫岩(凝灰質礫岩)Cgと同等とし、
 21.0 kN/m³ とする。

6) 終点側地盤定数の設定: 百宅火山岩・船川層 礫岩(凝灰質礫岩)
 ・NEXCO設計要領 橋梁建設編より

① 検討条件

対象地質 : 百宅火山岩・船川層 礫岩(凝灰質礫岩)Cg
 該当地質 : 砂岩・れき岩・深成岩
 設計N値 : 121

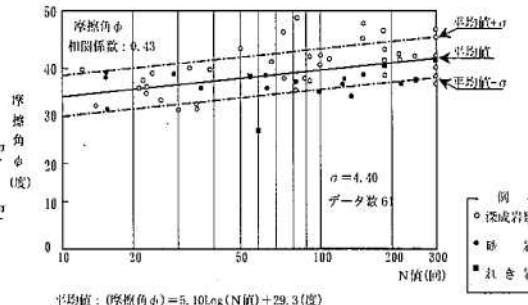
② 粘着力(C)



平均値: (粘着力 c) = 0.155 (N値)^{0.218} (kg/cm² ≒ 15.5 N/m²)

(注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して
 一組の組合せとして用いなければならない。

③ 内部摩擦角(φ)

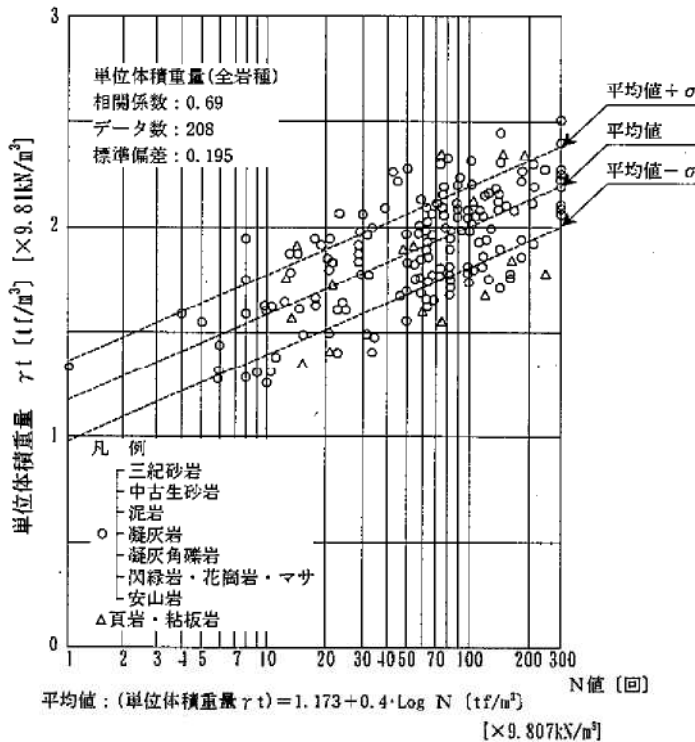


平均値: (摩擦角 φ) = 5.10 Log (N値) + 29.3 (度)

ただし、深成岩類は花こう岩、マサヒを示す。

$$\begin{aligned}
 \text{粘着力(C)} &= 0.155 (121)^{0.218} \times 98.1 & \text{内部摩擦角}(\phi) &= 5.1 \text{ Log}(121) + 29.3 \\
 &= 73 & &= 39.9 \\
 &\approx 73 \text{ kN/m}^2 & &\approx 40^\circ
 \end{aligned}$$

④ 単位体積重量(γ)



平均値: (単位体積重量 γt) = 1.173 + 0.4 · Log N (tf/m³)
 [×9.807kN/m³]

平成31年度 鳥海ダム付替道路トンネル他地質調査業務 P.5-20より
 鉛直ボーリング「31BTu-11」を用いて算出する。
 GL-3.15~3.25 2.14g/cm³ × 9.81m/s² = 20.99kN/m³
 GL-3.25~3.35 2.09g/cm³ × 9.81m/s² = 20.50kN/m³
 (20.99kN/m³ + 20.50kN/m³) / 2 = 20.75kN/m³
 ≒ 21.0 kN/m³

§ 13. 新技術活用検討書

13.1 新技術の活用検討

本トンネル施工時には下記の新技術について、検討することを提案する。なお、NETIS 掲載中の新技術は黄色ハッチの3工法である。その他、比較的新しい工法として最近 NETIS 掲載終了した工法についても記載する。

表 13.1.1 新技術活用検討一覧

| 工種 | 新技術の名称 | NETIS番号 | 掲載状況 |
|-----------|-------------------------------|-----------------------|------|
| 補助工法 | F-Sボルト工法 | NETIS番号: KK-050087-V | 掲載終了 |
| 補助工法 | NJD工法(Non Jamming Drilling工法) | NETIS番号: KT-060114 -V | 掲載終了 |
| 補助工法 | 多重式先受工法 | NETIS番号: CG-130024-A | 掲載終了 |
| 補助工法 | 撤去管再資源化工法(エコリムーブ工法) | NETIS番号: CG-100010-A | 掲載終了 |
| 排水工 | モノドレン | NETIS番号: KK-980088 -V | 掲載終了 |
| 排水工 | トンネル監査廊用側溝 | NETIS番号: KK-040065-VE | 掲載終了 |
| 二次覆工 | 高品質トンネル覆工天端部締め固めシステム | NETIS番号: TS-030008-V | 掲載終了 |
| 二次覆工 | トンネル覆工のアーチクラウン部のコンクリート締め固め装置 | NETIS番号: KK-100106-A | 掲載終了 |
| 二次覆工 | トンネル天端部懸垂パイプレータ締め固め工法 | NETIS番号: KK-120003-A | 掲載終了 |
| 二次覆工 | コンクリート充填感知システム | NETIS番号: KT-090038-VE | 掲載終了 |
| 二次覆工 | 超音波加湿養生システム「モイストキュア」 | NETIS番号: HK-090005-A | 掲載終了 |
| 二次覆工 | 覆工コンクリート保温・湿润養生システム | NETIS番号: CG-110015-A | 掲載終了 |
| 二次覆工 | 覆工コンクリートトータル養生工法「トンネルバルーン」 | NETIS番号: HR-040005-VE | 掲載終了 |
| 二次覆工 | トンネル覆工コンクリートトータル養生システム | NETIS番号: CB-120032-A | 掲載終了 |
| 二次覆工 | トンネル天端部用パイプレータ装置 | NETIS番号: HR-080001-V | 掲載終了 |
| 二次覆工 | 覆工コンクリート保温・保温養生シート<LHT> | NETIS番号: QS-090031-VE | 掲載終了 |
| 二次覆工 | 「保湿・湿润養生台車」による覆工コンクリート養生工法 | NETIS番号: KT-100027-A | 掲載終了 |
| 二次覆工 | パラソル30ミスト工法 | NETIS番号: KT-100038-A | 掲載終了 |
| 二次覆工 | トンネルミスト | NETIS番号: CG-080012-VR | 掲載終了 |
| 二次覆工 | EPSパネル養生工法 | NETIS番号: CB-090003-VE | 掲載終了 |
| 二次覆工 | パルチップJK/MK | NETIS番号: KT-100021-VE | 掲載終了 |
| 二次覆工 | トンネル覆工初期養生FRP工法 | NETIS番号: KT-150039-VE | 掲載中 |
| 二次覆工 | コンクリックエース | NETIS番号: KT-110023-VE | 掲載中 |
| コンクリート吹付工 | ベルトショット(Belt Shot) | NETIS番号: KT-020009-V | 掲載終了 |
| コンクリート吹付工 | クリアショット 低粉じん吹付け工法 | NETIS番号: KT-080020-VR | 掲載終了 |
| 掘削工 | 粉塵低減材ファイナッシュ | NETIS番号: SK-010009-V | 掲載終了 |
| 掘削工 | 穿孔探査法(DRISS) | NETIS番号: CB-020021-V | 掲載終了 |
| 濁水処理施設 | 濁水処理装置「クリンスピーダーシステム」 | NETIS番号: HK-110040-VR | 掲載中 |
| 監視員通路 | トンネルウォール | NETIS番号: CB-070003-V | 掲載終了 |

また、「新技術活用検討書」及び「新技術情報提供システム HP 国土交通省大臣官房技術調査課」からの抜粋資料を次頁以降に示す。

新技術活用計画書

| | | | |
|--|---|---|---|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | F-Sボルト工法 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: KK-050087-V | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <ul style="list-style-type: none"> ・スリット入り長尺鋼管鏡ボルト ・スリット入り鋼管を使用する長尺鋼管鏡ボルト工である。トンネル掘削前にスリット入り鋼管を打設することにより、地山の変位を拘束し、切羽前方のゆるみや崩壊を抑制する技術である。 | | |
| ④新技術の使用箇所 | ・切羽安定のための補助工法を必要とする箇所 | 使用数量 | 工種 補助工法 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、施工性向上、周辺環境への影響 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <ul style="list-style-type: none"> ・F-Sボルト鋼管は引張強度が高く、またスリット加工を行っている鋼管であるためトンネル掘削時、削孔管を容易に切断することが可能。 ・コスト12%縮減(直接工事費)。 ・切断後のF-Sボルト鋼管と掘削土の選別が簡単であるため、分別作業が容易になる。 | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | <input type="checkbox"/> ある <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

| | | | |
|--------------|----------------|--------------------------|-------------------|
| のづくり 日本企業 | 国産技術 顕著 | 他国での 評価結果 | 2016.02.22現在 |
| 技術 名称 | F-Sボルト工法 | | 登録No. KK-050087-V |
| 事前審査 | 事後評価 試行実証評価 | 事後評価済み技術 (2011.11.22) | 登録No. KK-050087-V |
| 有 | 有 | 有 | 有 |
| 活用効果調査入力様式 | 活用効果調査入力様式 | 活用効果調査入力様式 | 活用効果調査入力様式 |

上記※印の情報と以下の情報は申請者の申請に基づき掲載しております。申請情報の最終更新年月日:2006.01.13

| | | | |
|---------|---------------|-------------|------|
| 副 分類 | スリット入り長尺鋼管ボルト | 区分 | 工法 |
| 分類1 | トンネル工 | トンネル工(NATM) | 補助工法 |

概要

- ①何について何を改善する技術なのか?
- F-Sボルト工法は、スリット入り鋼管を使用する長尺鋼管ボルト工である。
- トンネル掘削前にスリット入り鋼管を打設することにより、地山の変位を拘束し、切羽前方のゆるみや崩壊を抑制する技術である。
- ②従来はどのような技術で対応していたのか?
- ③公共工事のどこに適用できるのか?
- トンネル工事(地山不良地帯など)

施工機械は、通常のトンネル施工で使用されているトンネルジャンボを使用し、トンネル作業員で施工できる。F-Sボルト工法は、スリット入り鋼管を打設することにより、地山の変位を拘束し、切羽前方のゆるみや崩壊を抑制する技術である。

- ・トンネル掘削前にスリット入り鋼管を打設することにより、地山の変位を拘束し、切羽前方のゆるみや崩壊を抑制する技術である。
- ・トンネル掘削前にスリット入り鋼管を打設することにより、地山の変位を拘束し、切羽前方のゆるみや崩壊を抑制する技術である。
- ・トンネル掘削前にスリット入り鋼管を打設することにより、地山の変位を拘束し、切羽前方のゆるみや崩壊を抑制する技術である。

新機性及び期待される効果

- ①どこに新機性があるのか?従来技術と比較して何を改善したのか?
- F-Sボルト鋼管は引張強度が高く、またスリット加工を行っている鋼管であるためトンネル掘削時、削孔管を容易に切断することが可能。
- ・打撃に強いため、長尺施工(40~50m)に適しており、水抜き工への転用可
- ②期待される効果は?新技術活用のメリットは?
- ・コスト12%削減(直接工事費)
- ・切断後のF-Sボルト鋼管と掘削土の選別が簡単であるため、分別作業が容易になる。

| | | |
|---------------|--------------------|-------------|
| 部材名称 | 引張器(100kN) | 平均値 (kN) |
| スリット付鋼管 | ① 223kN ② 247kN | 235.0kN |
| スリット付モルタル注入鋼管 | 251kN 248kN | 247.0kN |
| 鋼管スウェーレ部 | 231kN 228kN | 229.5kN |
| 鋼管スウェーレ部 | 233kN 226kN | 229.0kN |

引張機種: 野田建設機械センター 三島製機

F-Sボルト 引張試験

適用条件

- ①自然条件
 - ・砂層、粘土層、砂質土および軟岩から中硬岩までの幅広い地質に対応可能
 - ・使用環境
 - ・現場条件
- ②トンネルジャンボ(大きさ)はトンネル断面による
- ③注入機(大きさ)は使用薬液による
- ④注入台車(大きさ)は注入機による
- ⑤スウェーレは使用部材、数量によるが、鋼管等の削孔資材、薬液などの注入資材の置き場が必要
- ⑥技術提供可能地域
- ⑦関係法令等
- ⑧特になし

適用範囲

- ①適用可能な範囲
 - ・最大トンネル径:30(m)
 - ・最小土厚:0.5(m)
 - ・土質条件:硬岩を除くすべての土質に適用可能
- ②特に効果の高い適用範囲
 - ・自立性に乏しい切羽、膨張性地山の切羽に有効である。
 - ③適用できない範囲
 - ・硬岩地帯
 - ④適用にあたり、関係する基準およびその引用元
 - ・特になし

留意事項

- ①設計時
 - ・地山の強度・湧水状態により、適切に打設本数や注入材の選定
- ②施工時
 - ・鋼管打設作業に当り
 - ・鋼管の接続、削孔開始の合図を確実に行う。
 - ・掘削作業時の安全帯の使用。
 - ・注入作業に当り
 - ・注入材吐出時の合図を確実に行う。
 - ・保護メガネ、ゴム手袋の着用。
 - ・コーキング、注入作業時、作業員のウレタン薬液に対するアレルギー体質者は作業に就かない。
 - ・換気を十分に行う。
 - ③維持管理等
 - ・特になし

新技術活用計画書

| | | | |
|--|--|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | NJD工法(Non Jamming Drilling工法) | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: KT-060114 -V | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | ・気泡による穿孔方法とその装置 | | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル工事等の発破孔およびロックボルト孔の穿孔作業 | 使用数量 | 工種 補助工法 |
| ⑤採用目的 | 施工性向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <ul style="list-style-type: none"> ・粘土状になったスラリーを孔壁の亀裂部に浸透させることで孔壁が自立し、作業効率・施工品質が向上。 ・削孔水を低減できるため地山への影響が小さくなる。 ・立坑や盤打ち発破などの下向きの削孔においても効率的な削孔が可能。 | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

| | | |
|---------------------------|-------------------------------|---|
| 国土技術 調査費 ※ | 建設技術 審査証明 | 他機関の 評価結果 |
| 2016.02.22現在 | | |
| 技術 名称 | NJD工法(Non Jammimg Drilling工法) | |
| 事前審査 | 事後評価 審査結果 | 登録No. KT-060114-V 事後評価済み技術 (2013.02.20) |
| 試行実証評価 | 活用効果評価 | 技術の位置付け(有用な新技術) |
| 活用促進 技術(旧) | 活用促進 技術(旧) | 活用促進 技術 |
| 活用促進 技術(新) | 活用促進 技術(新) | 活用促進 技術 |
| 活用促進 技術(旧) | 活用促進 技術(旧) | 活用促進 技術 |
| 活用促進 技術(新) | 活用促進 技術(新) | 活用促進 技術 |
| 活用効果調査入力様式 | 平成25年度～ 平成26年4月1日～ | 適用期間等 |
| 活用効果調査入力システムを使用 して下さい。 | - | - |

上記※印の情報と以下の情報は申請者の申請に基づき掲載しております。申請情報の最終更新年月日:2015.01.22

| | | | |
|--------|----------------------------|----|----|
| 副 題 | 気泡による穿孔方法とその装置 | 区分 | 工法 |
| 分類1 | トンネル工 - トンネル工(NATM) - 補助工法 | 区分 | 工法 |

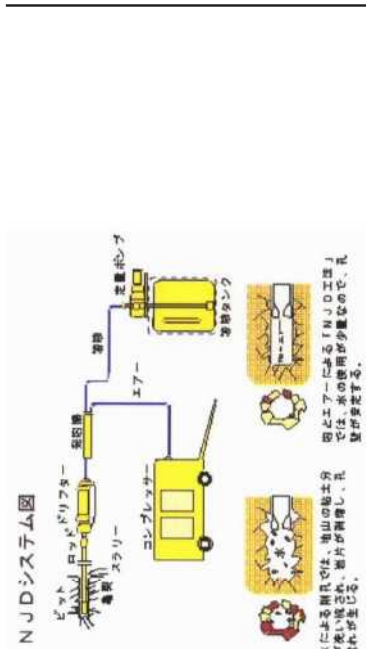
概要

①何について何をやる技術なのか?
 削岩機の穿孔用フラッキング材に気泡を用いる技術

②従来はどのような技術で対応していたのか?
 穿孔後の孔にロックボルトが挿入できない場合は、水穿孔による自穿孔ボルトを使用
 崩壊性地山の発破孔には対策がなかった。

③公共工事のどこに適用できるのか?
 トンネル工事等の発破孔およびロックボルト孔の穿孔作業

④詳細
 電裂の多い地質における地山穿孔作業では、穿孔中に孔壁が崩れジャミングを起したり、穿孔後に孔壁が崩れ、削
 孔・装薬・ロックボルト挿入作業に大きな支障をきたす。本技術は、地山穿孔時のフラッキング媒体に水を使わず、トリ
 フタ手前の発破器内で圧縮空気と孔内係着剤を混合して気泡を生成し、ビット先端から噴出させ、穿孔により生じるス
 ライムと混合させることにより、混合スライムを濃い粘土状とし、地山を洗掘することなく亀裂に浸透して、孔壁を自立
 させるための技術である。穿孔水による露盤の泥滓化に対する防止策にもなる技術である。



NJD工法システム概要およびNJD機器

新規性及び期待される効果

①どこに新規性があるのか(従来技術と比較して何を改善したのか)?

- ・フラッキング媒体として、気泡を用いた点。
- ・気泡のフラッキング効果をもつために、圧縮空気を更に高圧に増圧する増圧ユニットを用いた点。(圧縮空気の供給源は通常のコンプレッサーでよい。)
- ・孔内係着剤(合成界面活性剤)は、起泡力が高く、少量の水で細かい泡を生成でき、しかも消泡性も高い。

②期待される効果は?(新技術活用のメリットは?)

- ・フラッキング媒体を気泡としたことにより、孔壁を自立させることが可能となり、削孔時のジャミング防止が図れると
- ・ともに、火薬の装填、ロックボルト挿入が容易に施工でき、作業効率が向上する。
- ・崩壊性地山でも孔壁を起さないため、ロックボルトの定着がより確実に、施工品質も向上する。
- ・総重量は、特殊な高圧コンプレッサーを必要とせず、汎用機で対応できる。
- ・地山には、極めて少量の水しか注入しないため、崩壊性地山でも切羽の自立性を損なうことがない。
- ・水による泥滓化が懸念される地質においては、露盤維持の点でも効果的。
- ・立坑や掘打ち発破などの下向き穿孔においても、泡のベアリング効果によりスムーズなスライム噴出が可能となり効



NJD工法による穿孔後状況

| | |
|--------------------|---|
| <p>適用条件</p> | <p>①自然条件 ・あらゆる地山で適用可能</p> <p>②現場条件 特に効果が高い条件は以下の3点 ・亀裂の多い地質 ・崩壊性地山 ・水による泥濁化が懸念される地山</p> <p>③技術提供可能地域 ・技術提供地域については制限なし</p> <p>④関係法令等 ・なし</p> |
| <p>適用範囲</p> | <p>①適用可能な範囲 ・削岩機(ドリフター)を使用する穿孔作業</p> <p>②特に効果の高い適用範囲 ・亀裂の多い地質 ・崩壊性地山 ・水による泥濁化が懸念される地山</p> <p>③適用できない範囲 ・特になし</p> <p>④適用にあたり、関係する基準およびその引用示 平成25年度版トンネル標準示方書(山岳工法編)・同解説 第99条装薬(P.158)、第118条ロックボルトの穿孔および清掃(P.140)、第119条ロックボルトの挿入および定着(P.158)</p> |
| <p>留意事項</p> | <p>①設計時 ・NJD装置の使用料の計上 ・NJD装置とドリルシャフトへの搭載および配管改造費用の計上。 ・起泡剤の計上。</p> <p>②施工時 ・現場の地山状況に応じた、起泡剤溶液の濃度と溶液吐出量の調整</p> <p>③維持管理等 ・特別なメンテナンスは不要。 ・穿孔水はドリフターやヒット、ロッド、シャングロッドの冷却も兼ねている。泡穿孔の場合は水穿孔時と比べると冷却効果が高くなるため作動油の温度が上昇しやすい。連続穿孔時間が長時間にわたり、作動油温度が上昇する場合は注意を要する。</p> <p>④その他</p> |

新技術活用計画書

| | | | |
|--|---|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | 多重式先受工法 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: CG-130024-A | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <ul style="list-style-type: none"> ・スリット入り長尺鋼管鏡ボルト ・スリット入り鋼管を使用する長尺鋼管鏡ボルト工である。トンネル掘削前にスリット入り鋼管を打設することにより、地山の変位を拘束し、切羽前方のゆるみや崩壊を抑制する技術である。 | | |
| ④新技術の使用箇所 | 天端安定のための補助工法を必要とする箇所 | 使用数量 | 工種 補助工法 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、施工性向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <ul style="list-style-type: none"> ・長尺鋼管をトンネル外周に2段で配置し、鋼管と注入材による改良体によってトンネル外周に厚いループを形成し、崩落防止、地表面沈下の抑制、湧水の流入防止を図る工法。 ・鋼管が2段で配置され、トンネル外周に厚い改良ゾーンが形成される。 ・8m以上の先受長が確保でき、先行地山の崩落抑制効果が高まり施工時の安全性が向上。 ・1断面あたりの施工本数が削減でき、施工時間の短縮、工費を削減(3.5%削減) | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ <input type="checkbox"/> ない <input checked="" type="checkbox"/> ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 経済性比較の結果、他工法の方が安価であったため | | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

| | | |
|---------------------------------|---------------|-----------------------|
| 国土技術 調査 | 建設技術 調査 | 他機関の 評価結果 |
| 2016.02.22現在 | | |
| 技術 名称 | 多重式先受工法 | 登録 No. CG-130024-A |
| 事前審査 | 事後評価 | 事後評価未実施技術 |
| | 試行実証評価 | 活用効果評価 |
| 活用効果調査入力様式 | 活用促進 技術(旧) | 活用促進 技術 |
| | 活用促進 技術(新) | 活用促進 技術 |
| 技術の位置付け(有用な新技術) | | |
| 旧実施要領における技術の位置付け | 少実績 | |
| 設計比較 対象技術 | 優良技術 | |
| 活用期間等 | | |
| A 活用効果調査入力システムを使 用してください。 | - | |

上記※印の情報と以下の情報は申請者の申請に基づき掲載しております。申請情報の最終更新年月日:2014.03.11

※ 鋼管をトンネル外周に2段に配置し、厚い改良ゾーンにより地山の崩落防止・地表面沈下抑制効果を高めた長尺鋼管プリアハイリング

区 分

| | | | |
|----|----------|-----------------|---------|
| 分類 | 1) トンネル工 | 2) トンネル工 (NATM) | 3) 補助工法 |
|----|----------|-----------------|---------|

概要

①何について何を改善する技術なのか?
長尺鋼管をトンネル外周に2段に配置し、厚い改良ゾーンにより地山の崩落防止・地表面沈下抑制効果を高めた長尺鋼管プリアハイリング

②従来はどのような技術で対応していたのか?
注入式長尺先受工法(AGF工法)

③公共工事のどこに適用できるのか?
山岳トンネルの切羽天端の安定対策工、近接構造物対策工

④その他

新技術と従来技術の比較

| | | |
|-----------|--------------|---------|
| 鋼管径 | 従来技術 | 114.3mm |
| 打設長 | 60.5~114.3mm | 12.5m |
| 掘削長 | 13.5m | 9m |
| 先受残長 | 5m | 3.5m |
| 打設角度 | 8.5m | 6~7度 |
| 打設ピッチ | 6~7度 | 8~10度 |
| 鋼管と支保工の離隔 | 900mm | 450mm |
| 改良ゾーン厚 | 110mm | 830mm |
| | 1250mm | 970mm |

施工概要図

新規性及び期待される効果

①どこに新規性があるのか?(従来技術と比較して何を改善したのか?)
・打設角度6~7度打設ピッチを900mmとし、鋼管を干鳥で2段配置した。
・掘削長を5mとした。

②期待される効果は?(新技術活用のメリットは?)
・鋼管が2段で配置され、トンネル外周に厚い改良ゾーンが形成される。
・8m以上の先受長が確保でき、先行地山の崩落抑制効果が上がり施工時の安全性が向上。
・1断面あたりの施工本数が削減でき、施工時間の短縮(工費を削減(3.5%削減))

適用条件

①自然条件
・特になし。

②現場条件
1) トンネル種類
・特になし。
2) 使用機械、作業員
・施工スペース180m2以上。
3) 施工場所
・特になし。

③技術提供可能地域
・技術提供可能地域については制限なし。

④関係法令等
・「山岳トンネル工法」におけるウレタン注入の安全管理に関するガイドライン(平成4年10月、旧道路公団)」「山岳トンネル工法」におけるウレタン注入の安全管理に関するガイドライン(平成6年7月、旧建設省)」

適用範囲

①適用可能な範囲
・一般的な道路トンネルや新幹線断面など断面積10m2以上のトンネルに適用が可能。
・土被り2m以上のトンネル。

②特に効果の高い適用範囲
・崩落、剥落が懸念される脆弱地山。
・地表に支障物件のある低土被り部。
・湧水の多い地山。

③適用できない範囲
・特になし。

④適用にあたり、関係する基準およびその引用元
・「注入式長尺先受工法(AGF工法)技術資料(六訂版)」(2012年3月、ジェオフロント研究会)

留意事項

①設計時
・地質や地形によって鋼管打設長、打設ピッチ、打設範囲、本数を検討する必要がある。
・地質や湧水の有無によって注入材の種類、注入率、注入量を検討する必要がある。

②施工時
・鋼管を所定の位置・角度に打設し、十分な品質を確保する。
・通常のトンネル掘削作業時と同様に、確実な台図、完全な保護具の着用を実施する。

③維持管理等
・特になし。

④その他
・特になし。

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|--|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | 撤去管再資源化工法(エコリムーブ工法) | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: CG-100010-A | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <ul style="list-style-type: none"> ・産業廃棄物発生量を低減した切羽安定対策工 ・多段式長尺鋼管注入工法 | | |
| ④新技術の使用箇所 | 天端安定のための補助工法を必要とする箇所 | 使用数量 | 工種 補助工法 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、施工性向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <ul style="list-style-type: none"> ・山岳トンネル工法における前方地山の安定のための補助工法(注入式長尺切羽補強工)。 ・撤去管再資源化工法(エコリムーブ工法)は、鋼管径がφ114.3、φ101.6、φ89.1、φ76.3、φ60.5とあり、注入式長尺切羽補強工(注入式長尺先受工法、注入式長尺鏡補強工法など)の施工目的に応じて選択ができる。 ・通常のAGFより鋼管の横断間隔を大きくとり、干鳥安定を確保。1シフト目は注入式FPとの併用が必要。 | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

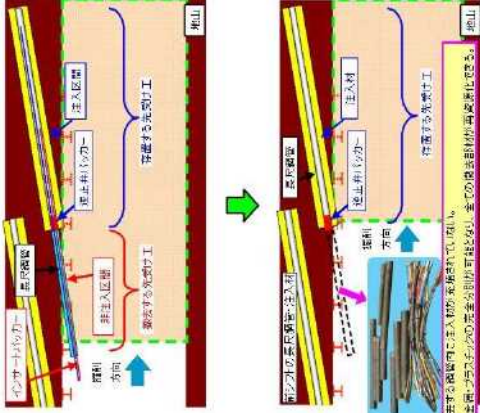
| | | |
|------------------------------------|----------------------------|---------------------------------------|
| ①のづくり 且本入賞 建設技術 審査証明 ※ | 他機関の 評価結果 | 2016.02.22現在 登録 No. CG-100010-A |
| 撤去管再資源化工法(エコリウムープ工法) | | |
| 事後評価 事後評価 事後評価 | 事後評価 事後評価 事後評価 | 事後評価 事後評価 事後評価 |
| 事前審査 事後評価 事後評価 | 事後評価 事後評価 事後評価 | 事後評価 事後評価 事後評価 |
| 活用効果調査入力様式 | 活用効果調査入力様式 | 活用効果調査入力様式 |
| 活用効果調査入力システムを使 用してください。 | 活用効果調査入力システムを使 用してください。 | 活用効果調査入力システムを使 用してください。 |

上記※印の情報と以下の情報は申請者の申請に基づき掲載しております。申請情報の最終更新年月日:2010.08.09

| 副題 | 産業廃棄物発生量を低減した切羽安定対策工 | 区分 | 工法 |
|-----|----------------------------|----|----|
| 分類1 | トンネル工 - トンネル工(NATM) - 補助工法 | | |
| 分類2 | トンネル工 - トンネル工(矢板工法) | | |
| 分類3 | トンネル工 - TBM工 | | |
| 分類4 | トンネル工 - その他 | | |

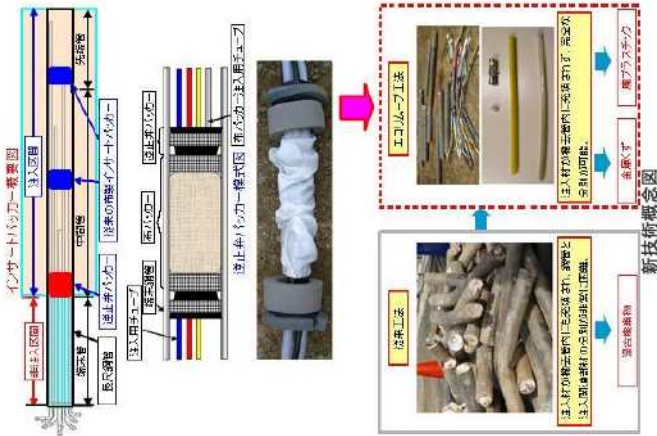
①何について何を改善する技術なのか?
 山岳トンネル工法における前方地山の安定のための補助工法(注入式長尺切羽補強工)。
 撤去管再資源化工法(エコリウムープ工法)は、鋼管径がφ114.3、φ101.6、φ89.1、φ76.2、φ60.5とあり、注入式長尺切羽補強工(注入式長尺先受工法、注入式長尺鉄補強工法などの施工目的に応じて選択ができる)。
 ②従来はどのような技術で対応していたのか?
 ・注入式長尺先受工法
 ・従来は端未撤去管内に注入していたため撤去時に注入材との分離、分別が困難で、混合廃棄物として処理していた。

③公共工事のどこに適用できるのか?
 山岳トンネルの天端切羽の安定対策工



新規性及び期待される効果

- ①どこに新規性があるのか?従来技術と比較して何を改善したのか?
 ・注入用のインサートパッカーに新規に開発した逆止弁パッカーを追加して取り付けることにより、注入材が端未管に流入することを防止する構造とした。
- ②期待される効果は?新技術活用のメリットは?
 ・端未撤去管内に注入材が流入しないため、撤去材料の確実な分離、分別が可能となる。
 ・端未撤去管を混合廃棄物として処理する必要がないため、廃棄物発生量の低減、廃棄費用の低減が図られる。
 ・端未撤去管は有価物となり、撤去管内のすべての部材は再資源化が可能となる。
 ・端未撤去管内に注入しないため1本あたりの注入量を低減でき、工期の短縮、工費の低減が図られる。



適用条件

- ①自然条件
 - ・従来技術と変わらない。
- ②現場条件
 - 1)使用機械、作業員
 - ・従来技術と変わらない。
 - 2)施工場所
 - ・従来技術と変わらない。
- ③技術提供可能地域
 - ・技術提供可能地域については制限なし。
- ④関係法令等
 - ・特になし。

適用範囲

- ①適用可能な範囲
 - ・一般的な道路トンネルや鉄道トンネル、水路トンネルに適用が可能。
 - ・坑口部、破砕帯部などのD値地山で、自立性に乏しい切羽での安定化対策に適用が可能。
 - ・あらゆる土質に適用が可能。
 - ・管径はφ114.3を主とするが、φ 101.6、φ 89.1、φ 76.3、φ 60.5にも適用が可能。
- ②特に効果の高い適用範囲
 - ・補助工法施工数量が多く、大量の廃棄物が発生する場合
- ③適用できない範囲
 - ・①以外の範囲。

④適用にあたり、関係する基準およびその引用元
 ・「注入式長尺先受工法(AGF工法)標準算資料 第五版 2009年12月1日 ジェオロンデ研究会」
 ・「ウレタン系注入材を使用する場合は、従来工法と同様に「山岳トンネル工法におけるウレタン注入の安全管理に関するガイドライン(平成4年10月、旧建設省)」や、「山岳トンネル工法におけるウレタン注入の安全管理に関するガイドライン(平成6年7月、旧建設省)」に準じる必要がある。

留意事項

- ①設計時
 - ・地質や地形によって鋼管の打設長、打設ピッチ、範囲、本数を検討する。
 - ・地質や湧水の有無によって注入材の種類、注入率、注入量を検討する。
- ②施工時
 - ・切羽の自立状況に応じて鋼管吹付けコンクリート工を実施する。
 - ・鋼管を所定の位置・角度に打設し、十分な品質を確保する。
 - ・通常のトンネル掘削作業時と同様に、確実な合図、完全な保護員の着用の着用を実施する。
- ③維持管理等
 - ・特になし。
- ④その他
 - ・特になし。

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|--|--|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | モノドレン | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: KK-980088 -V | <input type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | ・PETボトルリサイクル原料を用いたモノフィラメントチューブを並列に配置した排水材。ポリエステルモノフィラメントをチューブ状に編み、透水フィルター等でくるんだ暗渠排水管。パイプ状排水材と面状排水材の機能を合せ持ち、優れた透水性を保持。 | | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル裏面排水 | 使用数量 | 工 種 |
| | | | 排水工 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、施工性向上、周辺環境への影響 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | ・メッシュチューブを並べた形状で集水効率に優れる。 ・外層材に透水フィルターやメッシュシートを使用し目詰まりを起こさず排水できる。 ・モノフィラメント(剛毛糸)の編構造で耐圧性に優れる。 ・ポリエステル製で耐薬品性、耐食性が良好で性能低下を招かない。 ・長尺・軽量で取り扱いが容易で、施工性に優れる。 | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

| | |
|--|--|
| <p>適用範囲</p> <p>①適用可能な範囲 土木工事における排水用流全般</p> <p>②特に物量の多い適用範囲 トンネル裏面排水、暗渠排水、グラウンド排水、法面排水、構造物裏込め排水</p> <p>③適用できない範囲 特になし</p> <p>④適用にあたり、関係する基準およびその引用元 特になし</p> | <p>留意事項</p> <p>①設計時 荷重条件が特殊な場合を除き、設計においては強度の検討は一般に必要ない。</p> <p>②施工時 モルタルの上に直接重機等を走行させない。</p> <p>③維持管理等 長期間の屋外放置は避ける。</p> <p>④その他 樹脂製であるため、火気等に注意する。</p> |
|--|--|

新技術活用計画書

| | | | |
|--|---|---|---------------------------------------|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | トンネル監査廊用側溝 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: KK-040065-VE | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | ・監視員通路内に埋設していた配水管、換気・非常用設備・照明ケーブル等のスペース確保のため、薄型円型水路を開発した。 | | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル側溝 | 使用数量 | 工種 |
| | | | トンネル側溝 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、工程短縮 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <ul style="list-style-type: none"> ・薄型であり、呑み口を監査路側へずらすことで、管路埋設スペースを確保できる。 ・圧力水による清掃。 ・舗装機械荷重は一般的な施工機械まで対応可能。 ・プレキャスト製品のため、材料管理は気候に左右されない。 | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

- ③ 吊り鉤の下には縛り入らない。
- ④ 玉掛け作業は有資格者が行う。

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|---|---|---|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | 高品質トンネル覆工天端部締固めシステム | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: TS-030008-V | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・トンネル二次覆工コンクリートクラウン部の締固めシステム。 ・長尺の棒状バイブレータをコンクリート打設前にセットし、コンクリートが充填されてからバイブレータを稼働させ締固めを行い、同時にバイブレータを妻部から自動的に引き抜くことで、トンネル天端部のコンクリートの締固めを確実に行う。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル覆工 | 使用数量 | 工 種 |
| | | | 覆工 |
| ⑤採用目的 | 品質向上、安全性向上、施工性向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・天端部の締固めにより、耐久性が向上し、トンネルの維持・補修費の低減が図れる。 ・コンクリートの締固めを自動化・機械化する事により、危険な箇所での作業の低減が図れる。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | <input type="checkbox"/> ある <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

【平成15年度のテーマ設定技術に登録されています。】

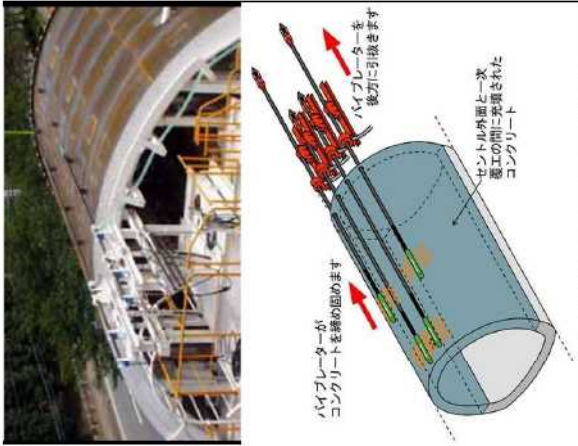
| | | | |
|--|---|--|---|
| 国土技術 建設技術 審査委員 日本大賞 ※ | 他機関の 審査委員 ※ | 2018.02.22現在 登録No. TS-030008-V 事後評価済み技術 (2012.12.10) 技術の位置付け(有用な新技術) | 高品質トンネル覆工天端部締めシステム 登録No. TS-030008-V |
| 事前審査 試行実証評価 事後評価 活用効果評価 活用促進 技術 | 活用促進 技術 活用促進 技術(旧) ★ 平成23年度～ 平成23年4月1日～ | 推奨 技術 活用促進 技術(旧) ★ 平成23年度～ 平成23年4月1日～ | 活用促進 技術 活用促進 技術(旧) ★ 平成23年度～ 平成23年4月1日～ |
| 活用効果調査入力様式 活用効果調査入力システムを使 用してください。 | 直 | 旧実施要領における技術の位置付け 少実績 優位技術 | 活用促進 技術 |
| 活用効果調査入力様式 活用効果調査入力システムを使 用してください。 | 直 | 適用期間等 | 活用促進 技術 |

上記※印の情報と以下の情報は申請者の申請に基づき掲載しております。申請情報の最終更新年月日:2011.04.01

| | | | |
|-----|-----------------------------|----|----|
| 副題 | トンネル二次覆工コンクリートクランポン部の締めシステム | 区分 | 工法 |
| 分類1 | トンネル工 | | |
| 分類2 | トンネル工 | | |

概要

- ①何に対して何をとする技術なのか
トンネル二次覆工の天端部コンクリートに対して、専用バイブレータにより締め固める技術
 - ②従来技術はどのような技術で対応していたのか？
従来は検査窓を閉じた後に打設する天端部のコンクリートは締め固めていない。検査窓が開いている間は手動のバイブレータで可能な範囲のみ締め固めていた。
 - ③公共工事のどこに適用できるのか。
道路、鉄道、河川を始めとするトンネル工事において適用できる。
- 本システムは、まず専尺の棒状バイブレータをコンクリート打設前にセットしておき、次に覆工の妻部までコンクリートが充填されてからバイブレータを稼働させ締め固めを行い、同時にバイブレータを妻部から自動的に引き抜くというシステムである。これにより、人力では困難であったトンネル天端部のコンクリートの締め固めを確実に行うことができる。本システムでは、施工性を考え、主に数種コンクリート覆工に適したリール式のバイブレータと主に数種コンクリート覆工に適したリール式のバイブレータの2種類を準備している。本システムの活用により、トンネル覆工コンクリートの品質の向上と施工性の向上が図れる。



トンネル天端部締め固め用バイブレータ概要図

新規性及び期待される効果

- ①どこに新規性があるのか
従来技術では困難であった打設終了後の天端部のコンクリートの締め固めを、専尺の棒状バイブレータと自動巻き取り装置により可能にした点。
- ②期待される効果は？
天端部の締め固めにより、耐久性が向上し、トンネルの維持・補修費の低減が図れる。
コンクリートの締め固めを自動化・機械化する事により、致極な面所での作業の低減が図れる。

従来、トンネル覆工の天端部については、バイブレータによる締め固めは困難とされていた。これは、トンネル天端部のコンクリートの打設が吹き上げ方式によるものであり、検査窓を閉じた後はバイブレータによる締め固めができないことによる。本システムでは、専尺の棒状バイブレータと自動引き抜き装置により、トンネル天端部のコンクリートを打設・充填後に締め固めを行うことが可能である。従来では、たとえ検査窓から棒状バイブレータにより締め固めを行っても、締固められたコンクリートは表面の一部であり、クランポン全体にバイブレータをかけることは難しかった。しかし、本システムでは、コンクリート打設完了後に天端部を長にわたってコンクリートを締め固めることが可能となる。



主に鉄筋コンクリート覆工用
天端パイプレータ
天端パイプレータ設置引抜き状況(鉄筋、無筋用)

主に無筋コンクリート覆工用
天端パイプレータ

・主に無筋コンクリート用のパイプ式パイプレータの場合は、その引抜き装置のために約10mのスペースが要部セントラル上に必要になること、引抜き時にパイプがセントラル後方の上部空間に8m程度張り出してくるので留意しなければならぬ。
③維持管理等
・特になし

| | |
|---|--|
| <p>適用条件</p> <p>①自然条件 坑内のため特に制限無し</p> <p>②現場条件 特に制限無し</p> <p>③技術提供可能地域 技術提供可能地域については制限無し</p> <p>④関係法令等 特に制約を受ける法令は無し</p> | <p>・パイプレータの設置間隔は約1mとするため、通常の車線断面の道路トンネルの場合、4本程度必要となる。 ・施工性を考えて、主に鉄筋コンクリート用と主に無筋コンクリート用の2種類がある。しかしながら当然ではあるが、鉄筋コンクリート用でも無筋に適用でき、無筋コンクリート用でも鉄筋コンクリートに適用できる。</p> <p>適用範囲</p> <p>①適用可能な範囲 ・トンネル径の制約は無い。ただし、トンネルの径により必要なパイプレータの本数が異なる。</p> <p>②特に効果の高い適用範囲 ・天端部のコンクリート</p> <p>③適用できない範囲 ・山岳トンネル工法であれば、適用できない範囲は無し</p> <p>④適用にあたり、関係する基準およびその引用元 ・土木学会山岳トンネル標準示方書(2006年)、頁97、頁175</p> <p>・土木学会コンクリートライブラリートンネルコンクリート施工指針(案)(平成12年)、頁50</p> |
| <p>留意事項</p> | <p>①設計時 ・パイプレータの巻き取り装置、制御盤等を設置するスペースをセントラル設計時に考慮しておく必要がある。</p> <p>②施工時 ・ファイバー浸入コンクリートの場合、パイプレータの引抜き抵抗が大きくなるため、コンクリートのスランプ、骨材の最大寸法に留意する必要がある。</p> <p>・主に鉄筋コンクリート用のリール式パイプレータの場合は、その巻き取り装置、制御盤設置のために約15㎡のスペースが要部のセントラル上に必要となるので留意しなければならぬ。</p> |

新技術活用計画書

| | | | | | |
|--------------------------|---|--|--------------------------------------|---|------------------------------|
| □新技術の採用有り | | | | | |
| ①新技術の名称 | トンネル覆工のアーチクラウン部のコンクリート締め固め装置 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % | | |
| □登録技術 | NETIS番号: KK-100106-A | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 | <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 | <input type="checkbox"/> 試験フィールド | <input type="checkbox"/> 未評価 |
| ③新技術の内容 | トンネル覆工におけるアーチクラウン部のコンクリートを締め固める装置。 高周波バイブレータ(φ50mm)の両端部をワイヤーで牽引移動させる。 牽引装置は、往復牽引ウインチ(チルクライマーEW-1020D)を使用する。 | | | | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル全線 | 使用数量 | 工 種 覆工締め固め | | |
| ⑤採用目的 | 覆工天端部の充填性向上 | | | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <ul style="list-style-type: none"> ・アーチクラウン部は閉鎖空間の施工で非常に困難であり、熟練工による人力作業で行っていたが、締め固めは不十分であった。 ・φ50mmの高周波バイブレータ(HBM50ZX)の両端部をワイヤーで牽引移動できるよう加工して使用し、締め固めを行う技術を開発、実用化した。 ・類似技術は大型ウインチや油圧ジャッキなど大規模の装置であったが、往復牽引ウインチにより小型化した。 ・アーチクラウン部のコンクリート締め固め作業を機械化することで、トンネル覆工コンクリート天端部分の締め固め向上が期待できる。 | | | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | | <input type="checkbox"/> ある <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 | |
| ☑新技術の採用無し | | | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

新技術活用計画書

| | | |
|--|---|---|
| □新技術の採用有り | | |
| ①新技術の名称 | トンネル天端部懸垂パイプレータ締固め工法 | ②全体工事費に占める新技術の割合 |
| □登録技術 | NETIS番号: KK-120003-A | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 |
| ③新技術の内容 | トンネル覆工天端部に充填されたコンクリートを、複数パイプレータで締固めながら、水平方向に機械的に引抜く技術。 | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル全線 | 使用数量 |
| ⑤採用目的 | 覆工天端部の充填性向上 | 工種 |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>従来の天端部覆工コンクリートの締固め作業は、セントル天端部の検査窓(0.45m×0.55m)を開け、狭隘な空間から作業員が身を乗り出し、限られた範囲のみパイプレータを掛け、コンクリートの充填状況を見て順次検査窓の開閉を行っていた。締固め作業であった為、充分な締固めが困難であった。新技術は、ラップ側のセントル内側からメッセンジャー固定用ポストを突き出させ、これと、つま側間にメッセンジャーワイヤーを張り、このワイヤーに吊り下げたパイプレータ(HBM50ZX-H型)を、天端部全体にコンクリートを充填後、セントル全部のつま側ステージ(7.5m×2.6m)上に設けたパイプレータ巻取装置により、パイプレータを水平方向に引抜きながら、天端部全体を締固められるようにした。</p> | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input checked="" type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | <input type="checkbox"/> ある <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | ⑧特許工法 | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

新技術活用計画書

| | | | |
|--|---|---|---------------|
| <input type="checkbox"/> 新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | コンクリート充填感知システム | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: KT-090038-VE | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・充填感知システムにより、未充填や充填不良を防止する技術。 ・打設コンクリートの充填状況感知するシステム。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル覆工 | 使用数量 | 工種 覆工 |
| ⑤採用目的 | 経済性(省力化・省人化)、施工精度、工期短縮、安全性、リサイクル、環境性(作業環境・周辺環境・地球環境) | | |
| ⑥新技術活用による効果 | ・コンクリートの充填状況を確認できることにより、コンクリートの充填不良がなくなり、コンクリート構造物の施工の信頼性及び品質が向上する。 | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ない ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

| | |
|------------------------|---|
| できません。 | |
| ④適用にあたり、関係する基準およびその引用元 | |
| 特になし。 | |
| 留意事項 | |
| ①設計時 | |
| 特になし。 | |
| ②施工時 | <ul style="list-style-type: none"> ・システムに必要な電源(100V)を確保する必要があります。 ・ロッキング部(コンクリートチャック、PC等)は防水ではないため水濡れの心配のない安定したところに設置する必要があります。 ・があります。(雨天時等の養生に留意してください。) ・センサー部とロッキング部を接ぐケーブルの配線路を確保する必要があります。 ・打設時のコンクリートパンプノクターがセンサーに直接接触しない様にしてください。 ・センサー設置後に型枠から引き出された導線を切断しない様ご注意ください。 ・管理を行う場所(変電事務所等)とコンクリート打設現場ができる必要があります。 ・センサーの設置位置は、施工計画時(コンクリート打設計画書)において検討し、充填不良が懸念される場所を選定してください。 |
| ③維持管理等 | |
| 特になし。 | |
| ④その他 | <ul style="list-style-type: none"> ・センサー部は、硬化後のコンクリート中に設置されます。 ・センサー部は、コンクリート硬化後の閉鎖時に、コンクリート表面で切断します。 ・センサーに生コンクリートが触れてから、それが表示されるまでの時間(感知時間)は、1秒未満です。 ・センサーはコンクリート専用なので、コンクリート以外の水や剝離剤などがセンサーに触れても表示されません。 |

新技術活用計画書

| | | |
|--------------------------|---|---|
| □新技術の採用有り | | |
| ①新技術の名称 | 超音波加湿養生システム「モイストキュア」 | ②全体工事費に占める新技術の割合 |
| □登録技術 | NETIS番号: HK-090005-A | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 |
| ③新技術の内容 | <p>・超音波加湿器を使用して、脱型後の二次覆工コンクリートの養生を行うシステム。</p> <p>・脱型後の覆工コンクリート表面に、養生シートによって外気と遮断された密閉空間を作り、この密閉空間内に超音波加湿器で生成した飽和水蒸気を循環・供給させることで、高湿度の状態に維持する覆工コンクリート養生システムである。</p> | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル覆工 | 使用数量 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、品質向上 | 工種 |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・構造物の高品質化と耐久性の向上が実現する。</p> <p>・脱型後の覆工コンクリートの急激な乾燥や温度降下を防止することで、乾燥収縮ひび割れや温度ひび割れを抑制する。</p> <p>・湿度(密閉空間内の平均値)90%以上に高めてコンクリートの水和反応を促進させることで、コンクリートの強度増進や緻密化を図り、構造物の高品質化と耐久性の向上を実現する。</p> | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | <input type="checkbox"/> ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ <input type="checkbox"/> 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

一ター設置などが必要となる。

④その他
・特になし

新技術活用計画書

| | | |
|--|--|---|
| □新技術の採用有り | | |
| ①新技術の名称 | 覆工コンクリート保温・湿潤養生システム | ②全体工事費に占める新技術の割合 |
| □登録技術 | NETIS番号: CG-110015-A | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 |
| ③新技術の内容 | <p>・養生パネルを用いたトンネル二次覆工コンクリート養生技術「うるおい」</p> <p>・型枠脱型後、覆工コンクリート表面に保温・湿潤効果のある独自の養生パネル(3層構造)を養生支持材(塩ビ管等)やパイプサポートを用いて密着するように接地し、覆工コンクリートを保温・湿潤状態に保持する養生技術である。</p> | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル覆工 | 使用数量 |
| ⑤採用目的 | 経済性(省力化・省人化)、施工精度、工期短縮、安全性、リサイクル、環境性(作業環境・周辺環境・地球環境) | 工種 |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・本技術は覆工表面を養生パネルで覆って保温・湿潤養生できる。</p> <p>・養生ユニットを専用台車(自走装置付)で簡単に移動できる。</p> <p>・養生中に養生ユニットの移動に伴う一時的な中断がなく、連続した保温・湿潤養生が可能である。</p> <p>・繰返し転用可能である。</p> <p>・型枠の内空面側に養生パネルを設置することで、型枠脱型前の保温養生ができる(「温ぬく」)。</p> | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | ある ・ ない ・ <input type="checkbox"/> 出願中 | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

・特になし
④その他
・特になし

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|---|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | 覆工コンクリートトータル養生工法「トンネルバルーン」 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: HR-040005-VE | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・風船(バルーン)を用いた二次覆工コンクリートの養生を行うシステム。 ・繊維シートによるエアマットでセントルおよび覆工コンクリート表面を覆うことにより、坑内環境(温度、湿度、風)からコンクリートを保護し、適切な初期強度発現と長期耐久性に優れたコンクリートを施工する初期養生システムである。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル覆工 | 使用数量 | 工種 覆工 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、品質向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・養生効果を覆工コンクリート面全体でほぼ均一に確保。 ・材齢初期の水和発熱に起因した温度ひび割れの発生を抑制。 ・コンクリート表面部での乾燥収縮に伴うひび割れの発生抑制。 ・表面からの水分逸散による材齢初期の強度発現の向上。 ・セントルおよびコンクリート用バルーンによる養生中も、通路部を確保しダンプ等重機の通行が可能。 ・バルーンは、小型送風機を用いて短時間に設置及び撤去が可能。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input checked="" type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | <input checked="" type="checkbox"/> ある <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

新技術活用計画書

| | | |
|--|--|---|
| □新技術の採用有り | | |
| ①新技術の名称 | トンネル覆工コンクリートトータル養生システム | ②全体工事費に占める新技術の割合 |
| □登録技術 | NETIS番号: CB-120032-A | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 |
| ③新技術の内容 | <p>従来の技術では、コンクリート温度が環境温度に左右されていたが、本技術は熱電対から得られたコンクリート温度を基に、必要に応じてヒーター等を用いて積極的にコンクリート温度をコントロールし、内部と表面の温度差を少なくして温度応力によるひび割れを防止する。</p> | |
| ④新技術の使用箇所 | 使用数量 | 工種 |
| | トンネル全線 | 覆工養生 |
| ⑤採用目的 | 覆工の品質向上 | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>温度応力によるひび割れの抑制と若材齢(脱枠時)の強度不足によるひび割れ防止が可能である。この技術により、従来技術のように長年の経験と目視に依存するのではなく、数値データで確認し施工を進めることで確実な施工と品質の向上が可能となる。これによりライフサイクルコストに大きな影響をもたらしていたコンクリートひび割れ発生防止に大きく寄与できます。</p> | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | <input type="checkbox"/> ある <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

| |
|--|
| <p>①適用可能な範囲 セントラル加温養生、加温・湿潤養生、保温・湿潤養生の一連のシステムはトンネル覆工コンクリート用である。</p> <p>②特に効果の高い適用範囲 気温の低い時期のコンクリート打設に効果的である。 急激な坑内環境温度変化(貫通後など)に即時対応可能である。 若材輸(打設後0時間～18時間程度)の脱枠までのコンクリート強度管理)</p> <p>③適用できない範囲 可燃性ガスの噴出可能性のある工事</p> <p>④適用にあたり、関係する基準およびその引用元 コンクリート標準示方書 トンネル標準示方書</p> <p>留意事項</p> <p>①設計時 特になし(坑内環境に影響されない)</p> <p>②施工時 コンクリート打設温度により加温、保温の温度管理値を設定する必要がある。</p> |
|--|

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|---|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | トンネル天端部用バイブレータ装置 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: HR-080001-V | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・山岳トンネル天端覆工コンクリート用の機械式バイブレータ装置。 ・バイブレータをセントルの妻側張り出し足場より押し引きする事により締固め作業を行う事が出来る。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル覆工 | 使用数量 | 工種 |
| | | | 覆工 |
| ⑤採用目的 | 品質向上、安全性向上、施工性向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・締固め作業により不要な湿入空気を除去し密実性の高いコンクリートが形成出来る。 ・バイブレータの適度な振動によりコンクリートの液状化が起こり空隙の期待出来る。 ・狭隘な空間での苦渋作業が減り、安全性が向上する。 ・覆工面の油綿・色ムラの解消が期待出来る。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

新技術活用計画書

| | | | |
|--|---|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | 覆工コンクリート保湿・保温養生シート<LHT> | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: QS-090031-VE | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・気泡緩衝材を専用接着剤でコンクリート表面に貼り付けて、養生する工法。 ・覆工コンクリート保湿・保温シートは、セントラル脱枠直後の覆工コンクリート表面に専用接着剤(合成樹脂接着剤=ポリビニールアルコール水溶液)で装着(貼付)して、長時間養生することができる技術。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル覆工 | 使用数量 | 工種 覆工 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、品質向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・コンクリート断面内の温度差を小さくすることができる。 ・コンクリート温度を緩やかに低下させることができる。 ・コンクリート表面を長期間湿潤状態に保つことができる。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

留意事項

- ①設計時
 - ・温度ひび割れ対策とする場合は、温度応力解析を実施し効果を事前に確認する。
- ②施工時
 - ・設置する際に、高所作業車を使用する(スライドセメントのラップ側足場を使って、移動しながら装着することも可能)。高所のコンクリート構造物は、高所作業車や仮設足場を使用する。
 - ・設置幅は1.2mなので養生コンクリートの目地ラインに合わせて、離型紙を剥がしながら装着する。
 - ・強風時は、シートが大きいと風にあおられるため1.5m程度に切断し施工性を高める。
 - ・装着後、ほうきで撫でるようによりして密着性を高める。
 - ・仮置き時に作業車両等に踏まれないように管理する。
- ③維持管理等
 - ・接着が付かないように保管する。付いた場合は取除く。
 - ・剥がれていないか、定期的に点検する。
- ④その他
 - ・特になし。

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|--|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | 「保湿・湿潤養生台車」による覆工コンクリート養生工法 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: KT-100027-A | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・専用養生設備(保温養生台車および湿潤養生台車)を用いた二次覆工コンクリートの養生を行う工法。 ・トンネル二次覆工コンクリートを「保湿・湿潤養生台車」を使いひび割れを抑制する。初期養生方法を「防風シートによる坑内環境維持」から「外気遮断・湿潤」方法に変更</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル覆工 | 使用数量 | 工種 覆工 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、周辺環境への影響 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・「外気遮断・湿潤」方法に変えたことにより、従来技術と同程度の収縮ひずみが得られひび割れが抑制でき、経済性が向上する。 ・坑内通気管理を不用としたことにより、坑口部の遮断がなくなり、坑内環境(温度、湿度、通期、排気等)が向上する。 ・「保湿・湿潤養生台車」の構造を車両・風管通過型とすることにより、ダンプ等建設用車両のスムーズな運行と風管取り外し・付け替えが不要となり、坑内通気が向上する。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ ない ・ <input type="checkbox"/> 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|--|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | パラソル30ミスト工法 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: KT-100038-A | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | ・覆工コンクリートの懸架式ミスト養生工法。 ・覆工コンクリートを覆うテント養生施設を覆工コンクリートから懸架し、同時にミストの噴霧装置をテント内にガイドローラーを介して設置するトンネル覆工湿潤養生工法である。テント内をミスト噴霧することにより高湿度状態に保持する。 | | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル覆工 | 使用数量 | 工種 覆工 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、品質向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | ・初期のコンクリート水和反応が促進されるため、品質が向上する。 ・全長=31.5mの本体養生設備を1回/2日の頻度で覆工1スパン長(L=10.5m)移動していくことで、脱型後7日間の保湿・湿潤養生が可能となり、乾燥収縮ひび割れを抑制することができ、耐久性が向上する。 | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。



養生が超えた状況



ハラル30ミスト工法施工状況

通用条件

- ①自然条件
 - ・噴霧設備及び送水管設備の凍結が考えられる条件(施工時期・気象条件)によっては、凍結防止装置(電熱線等)が必要となる。
- ②現場条件
 - ・作業スペース トンネル幅B × 31.5m 31.5Bm2
- ③技術提供可能地域
 - ・技術提供地域については制限無し。
- ④関係法令等
 - ・特になし。

適用範囲

- ①適用可能な範囲
 - ・掘削コンクリート打設を行うトンネル工全般
- ②特に効果の高い適用範囲
 - ・内空断面積50m2以上、延長500m以上の道路・鉄道トンネル
- ③適用できない範囲
 - ・特になし
- ④適用にあたり、関係する基準およびその引用元
 - ・コンクリート標準示方書(土木学会 2007年制定)
 - ・トンネル標準示方書(土木学会 2008年制定)が第133条掘削コンクリートの養生 JP176
 - ・トンネルコンクリート施工指針(案)コンクリートライブラリー102(土木学会)が10.7養生 JP51～P52

留意事項

- ①設計時
 - ・本体移動設備であるガイドローラーをコンクリートに固定するアンカーについては、コンクリート打設前に予め埋め込んでおく必要があるため、セントル設計時にアンカー孔位置の検討を行う。
 - ・ガイドローラーをコンクリートに固定するアンカーについては、ステンレス・亜鉛メッキ製のものを用い、設備の架設はコンクリート強度が設備の重量に相当する如重に十分耐え得ることを検証したうえで実施する。(作用荷重の計算と、

- ・コンクリート強度発現状況の正確な把握を行う。)
 - ・50秒噴霧運転、5分停止(水使用量=2m3/日)のタイムー運転にて管理するため、給水タンク若しくは給水タンクまでの送水管設備等が必要。
 - ・設計時は仕様書及び技術資料により、設計を行う。
- ②施工時
 - ・回収水や河川水では、ミスト噴霧装置先端ノズルが不純物にて閉塞する不具合が発生する懸念があるため、ろ過装置が必要である。水道水準不純物を含まない水の使用が望ましい。
 - ・本体装置移動前に、噴霧養生完了箇所のガイドローラーを高所作業車を高所作業車を使用して撤去し、順次噴霧養生箇所へと前送りする。その際埋め込みアンカーの穴埋め処置を確保に行う。
 - ・移動時はセントルに設置した台の電動ウィンチを使用し、左右均等に牽引する。ガイドローラーは左右千鳥配置とし、移動時には設備本体の先端を下防止する。
 - ・施工時は技術資料及び施工実績報告書により、施工を行う。
- ③維持管理等
 - ・ミスト噴霧装置先端ノズルが、不純物にて閉塞する不具合が発生しないことを、定期的にファスナー窓より目標点検する。
- ④その他
 - ・納期について
 - ・新規受注から納期まで約2ヶ月
 - ・改造・整備(転用)受注から納期まで約1.5ヶ月。

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|--|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | トンネルミスト | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: CG-080012-VR | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・覆工コンクリート養生装置。 ・セントラル脱枠後に覆工全面を覆うシートを有した養生台車を有し、コンクリート面に水を霧状に噴霧することで、コンクリート表面が緻密になり貫通後の通風に対しひび割れ抵抗性が向上する。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル覆工 | 使用数量 | 工種 |
| | | | 覆工 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、品質向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・噴霧効果によりコンクリート表面が緻密になり、貫通後の通風に対しひび割れ抵抗性が向上する。 ・短期、長期強度が増加する。 ・現場発生水を用いることが出来る。また、水使用量が極めて少量のためトンネル施工に悪影響を及ぼさない。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ ない ・ <input type="checkbox"/> 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

| | | | |
|-----------------------------------|-------------|--------------------------|---|
| ものづくり 日本大賞 | 国産技術 顕彰賞 | 建設技術 審査証明 ※ | 他機関の 評価結果 |
| 2016.02.22現在 | | | |
| 技術 名称 | トンネルミスト | 事後評価済み技術 (2015.10.21) | 登録 No. CG-080012-VR |
| 事前審査 | 事後評価 | 審査 技術 | 評価促進 技術 |
| | 試行実証評価 | 活用効果評価 | 活用促進 技術 |
| | | 有 | 旧実務要領における技術の位置付け 活用促進 技術(旧) 少実績 技術(旧) 優良技術 |
| | 活用効果調査入力様式 | 通用期間等 | |
| -VR 活用効果調査入力システムを使 用してください。 | | | |

上記※印の情報と以下の情報は申請者の申請に基づき掲載しております。申請情報の最終更新年月日:2010.06.10

| | | | |
|------|--|----|----|
| 副 題 | 覆工コンクリート養生装置 | 区分 | 製品 |
| 分類 1 | トンネル工 - トンネル工 (NATM) - 覆工工 | | |
| 分類 2 | コンクリート工 - コンクリート工 - 養生 | | |
| 概要 | <p>①何について何を改善する技術なのか? 新設トンネル工事において、これまでの無養生の状態での覆工コンクリートは、乾燥収縮ひび割れや通風に伴うひび割れなどが生じる場合があった。トンネルミストはひび割れ対策、コンクリート材齢初期の水和反応の促進及び保温・保湿状態の維持を行うために使用する。覆工コンクリートのセントラル脱酸後に覆工全面を覆うシートを有した養生台車を用い、コンクリート面に水を霧状に噴霧することで、コンクリート表面が緻密になり貫通後の通風に対しひび割れ抵抗性が向上する。</p> <p>②従来はどのような技術で対応していたのか? 従来は乾燥収縮低減剤をコンクリートに混入する施工が主流。</p> <p>③公共工事のどこに適用できるのか? 新設トンネルの覆工コンクリート施工の養生工法。</p> | | |



トンネルミスト

| | |
|--------------|--|
| 新規性及び期待される効果 | <p>①どこに新規性があるのか?従来技術と比較して何を改善したのか? 従来の代表的なトンネル覆工コンクリート養生工法として、覆工コンクリート表面の密閉養生方法(空気膜密閉閉式)や、乾燥収縮低減剤等を使用することが挙げられるが、いずれも保湿養生は不可である。 本技術は、覆工コンクリートをシートで覆い、シート内で水を噴霧することによって、覆工コンクリートの保温・保湿養生が可能。</p> |
|--------------|--|

| | |
|--|------|
| <p>②期待される効果は?新技術活用のメリットは? ・噴霧効果によりコンクリート表面が緻密になり、貫通後の通風に対しひび割れ抵抗性が向上する。 ・短期・長期強度が増加する。 ・現場養生水を用いることが出来る。また、水使用量が極めて少量のためトンネル施工に悪影響を及ぼさない。</p> | |
| | 噴霧装置 |

| |
|---|
| <p>適用条件</p> <p>①自然条件 特になし。</p> <p>②現場条件 新設トンネルの覆工コンクリートを打設する現場。</p> <p>③技術提供可能地域 技術提供地域については制限なし。</p> <p>④関係法令等 特になし。</p> <p>適用範囲</p> <p>①適用可能な範囲 新設トンネルの覆工コンクリート打設が必要な現場。</p> <p>②特に効果の高い適用範囲 コンクリートの打ち込み温度が10℃以下および30℃以上の現場。 (本技術は覆工コンクリートの急激な温度変化を低減させる効果がある。)</p> <p>③適用できない範囲 養生台車が設置出来ない現場。</p> <p>④適用にあたり、関係する基準およびその引用元 2002年制定「コンクリート標準示方書(施工編)」(土木学会)。 コンクリート技術の要点'02(日本コンクリート工学会)。</p> <p>留意事項</p> <p>①設計時 2002年制定「コンクリート標準示方書(施工編)」の「4章 施工段階におけるひび割れ照査」による。</p> <p>②施工時 微細の噴霧装置を使用しているため、現場養生水に含まれている細砂による目詰まりが発生する為、製品付属のろ過装置を設置する。 トンネルミストに足場が設置されていないため、不具合時のメンテナンスには現場の高所作業車を使用。</p> <p>③維持管理等 基本的にメンテナンスフリーだが、不具合が無いかの目視点検は必要。</p> <p>④その他 製作期間の目安:受注生産のため形状決定後2ヶ月後搬入。 覆工コンクリート打設完了後、原則メーカー引取り。その際発生する引取り運搬費用とスクラップ払い戻し金については別途協議。</p> |
|---|

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|--|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | EPSパネル養生工法 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: CB-090003-VE | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・発砲スチロールによるコンクリートの養生工法。 ・保温と保湿効果のあるEPSパネルにより型枠脱型後のコンクリート表面を覆うことで、コンクリートの初期強度の増進を図り、ひび割れを低減するものである。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル覆工 | 使用数量 | 工種 覆工 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、品質向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・断熱性が高く、吸水性が小さいEPSパネルにより保温、保湿を図れる。 ・凹凸による重ね合せ継ぎ手によりコンクリート養生面全体の保温、保湿を図れ、ひび割れを抑制することができ耐久性の向上が図れる。 ・EPSパネルを転用することで従来に比べてコスト縮減が期待できる。 ・設置に特別な機械や仮設備等は不要であり、工程にほとんど影響しない。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input checked="" type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | <input checked="" type="checkbox"/> ある <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|--|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | バルチップJK/MK | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: KT-100021-VE | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・トンネル覆工コンクリート剥離・剥落防止機能付与ポリプロピレン製合成繊維。 ・コンクリートにポリプロピレン製合成繊維を添加することで、トンネル覆工コンクリートに剥離・剥落防止機能および曲げタフネス(靱性)を付与する技術。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル覆工 | 使用数量 | 工種 |
| | | | 覆工 |
| ⑤採用目的 | 品質向上、安全性向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・コンクリートに少量(繊維添加率0.3vol%)のポリプロピレン製合成繊維を添加したことにより、コンクリートに剥離・剥落防止機能が付与され、第三者被害に対する安全性が向上する。 ・コンクリートに少量(繊維添加率0.3vol%)のポリプロピレン製合成繊維を添加したことにより、コンクリートに曲げタフネス(靱性)が付与され、(変性)性能が向上する。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

| | | |
|--|--------------------------|--|
| ものづくり 日本大賞 | 建設技術 審査証明 章 | 他機関の 評価結果 |
| 2016.02.22現在 | | |
| 技術 名称 | バルチップJK/MK | 登録 No. KT-100021-VE |
| 事前審査 | 事後評価 試験実証評価 活用効果評価 | 事後評価済み技術 (2018.10.21) 登録 技術 評価促進 技術 活用促進 技術 |
| | 有 | 技術の位置付け(有用な新技術) |
| | | 旧実施要領における技術の位置付け 活用促進 技術(旧) 少実績 対象技術 優良技術 |
| | | 活用期間等 |
| VE | 活用効果調査入力様式 | |
| 活用効果調査は不要です。(フィールド提供型、テーマ設定型で活用する場合は除く。) | - | |

上記※印の情報と以下の情報は申請者に基づき掲載しております。申請情報の最終更新年月日:2016.01.08

副題 トンネル覆工コンクリート剥離・剥離防止機能付与ポリプロピレン製短繊維

| 区分 | 材料 |
|-----|---------------------------------|
| 分類1 | トンネル工 - トンネル工(NATM) - 覆土工 |
| 分類2 | コンクリート工 - コンクリート工 - コンクリート打設 |
| 分類3 | トンネル工 - トンネル工(NATM) - コンクリート吹付工 |
| 分類4 | トンネル工 - その他 |
| 分類5 | コンクリート工 - その他 |

概要

①何について何を何をする技術なのか?
コンクリートにポリプロピレン製短繊維を添加することで、コンクリートに剥離・剥落防止機能および曲げタフネス(靱性)を付与する技術

②従来はどのような技術で対応していたのか?
・プレーンコンクリート

③公共工事のどこに適用できるのか?
・トンネル覆工コンクリート
・橋梁上部工

④詳細

- ・トンネル一次覆工コンクリート(吹付けコンクリート)バルチップMK(添加率1.0vol%)
- ・トンネル二次覆工コンクリートバルチップJK(添加率0.3vol%)
- ・橋梁上部工などバルチップMK(添加率0.4vol%)

| | バルチップJK | バルチップMK |
|---------------|---------|------------|
| 素材 | ポリプロピレン | ポリプロピレン |
| 断面形状 | 矩形 | 矩形 |
| 断面寸法(mm) | (幅)1.0 | (幅)1.0~1.5 |
| 長さ(mm) | 48 | 30~40 |
| 密度(g/cm3) | 0.91 | 0.91 |
| 引張強度(N/mm2) | 500 | 500 |
| 引張弾性係数(N/mm2) | 10000 | 10000 |
| 融点(℃) | 180~170 | 160~170 |
| 吸水性 | なし | なし |



バルチップJK

新規性及び期待される効果

①どこに新規性があるのか(従来技術と比較して何を改善したのか?)
・コンクリートにポリプロピレン製短繊維を添加した。

②期待される効果は?新技術活用のメリットは?
・コンクリートに少量(繊維添加率0.3~1.0vol%)のポリプロピレン製短繊維を添加したことにより、コンクリートに剥離・剥落防止機能が付与され、第三者被害に対する安全性が向上する。
・コンクリートに少量(繊維添加率0.3~1.0vol%)のポリプロピレン製短繊維を添加したことにより、コンクリートに曲げタフネス(靱性)が付与され、(変形)性能が向上する。

③その他

- ◇作業性
- ・繊維の密度が小さいので、繊維の搬送・取扱いが容易。
- ・コンクリート1m3に対し1~2袋分をアジタータ車に投入するので、繊維の計量作業が不要。
- ◇安全性
- ・ガラスチップであるため、鋼繊維のように錆びることがない。
- ・耐燃焼性、耐腐食性および耐アルカリ性に優れる。
- ・火災など、方が一、燃やされる環境におかれても、燃焼時に有毒ガス(ダイオキシン類、塩化水素ガス等)の発生はあまりありません。
- ・踏みつけても足の裏に突き刺さることがなく安全。

適用条件

- ①自然条件
 - ・特になし。
- ②現場条件
 - ・繊維をコンクリートに混ぜることができている設備(ミキサ、アジタータ車)があるところ。
 - ・アジタータ車にて繊維を混ぜる場合、アジタータ車、繊維投入機(もしくは、足場、高所作業車)および繊維を設置するスペース3.5m x 10m(繊維置場)が確保できること。繊維100袋(コンクリート100m3分)を置く場合、2m x 3m程度のスペースが必要。
- ③技術提供可能地域
 - ・技術提供地域については制限なし。
- ④関係法令等
 - ・特になし。

適用可能な範囲

- ①適用可能な範囲
 - ・コンクリート、モルタル、セメントペーストへの材料の添加。
- ②特に効果の高い適用範囲
 - ・トンネル覆工コンクリート、橋梁上部工など、コンクリートに曲げタフネス(靱性)性能が必要とされる箇所。
 - ・トンネル覆工コンクリート、橋梁上部工など、コンクリートに剥離・剥落防止機能が必要とされる箇所。
- ③適用できない範囲
 - ・コンクリート、モルタル、セメントペースト以外への材料への添加はできない。

④適用にあたり、関係する基準およびその引用元

- ・「トンネル施工管理要領(繊維補強工コンクリート編)」(東日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社)平成23年7月
- ・「構造物施工管理要領」(東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社)平成23年

7月
「コンクリート標準示方書(施工編)」(社団法人土木学会)2007年制定 pp264-276

留意事項

- ①設計時
 ・標準添加量は既成配合コンクリートの外割りとする。
 ・使用材料、配合により、繊維添加後のフレッシュコンクリートの物性値(スランプ、空気量など)が変わる場合があるの
 下、必ず、事前に試験練りを行い、物性の変化を確認する。繊維を添加することで、ベースコンクリートのスランプは低
 下する可能性があるため、その場合は配合修正をすること。実工事を想定し、アジテータ車による物性確認をすること
 が望ましい。
- ・化学繊維は熱に弱い。そのため、使用箇所の仕様に応じて十分に注意する。
- ②施工時
 ◇アジテータ車にてコンクリートと繊維を混ぜ合わせる作業について
 ・繊維をアジテータ車ドラム内に投入する際には、専用の「投入機」を使用する。
 ・箱包装袋から繊維を投入機へ移す時は、できる限り、繊維をほぐす。
 ・繊維を投入する時のアジテータ車ドラムの回転は高速回転とする。
 ・所定量の繊維を投入した後、引き続き、ドラムは2～3分間高速回転させる。
 ・繊維は濡れた状態で使用しない。
 ・雨天時の工事では、その現場でのコンクリート工事の雨天対策に従う。
- ③維持管理等
 ・風雨にさらされないように保管する。
- ④その他
 ・特になし。

新技術活用計画書

| | | | |
|--|---|---|--|
| <input type="checkbox"/> 新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | トンネル覆工初期養生FRP工法 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| <input checked="" type="checkbox"/> 登録技術 | NETIS番号： KT-150039-VE | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・FRP材を外版とした初期養生機能を有するセントルを使用するトンネル覆工工法。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | <p>・セントルの外版を鋼板からFRPに変えた。</p> | 使用数量 | 工種 |
| | | | 覆工 |
| ⑤採用目的 | <p>経済性向上、施工性向上、品質の向上、安全性の向上、周辺環境への影響</p> | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・FRPに変えたことにより、覆工コンクリートの表面温度の低下が抑えられ、初期養生の効果が上がるため、品質の向上となる。 ・FRPに変えたことにより、ケレン作業が低減するため省力化となり、施工性が向上する。 ・FRPに変えたことにより、セントル組立時の鋼板の継ぎ目合わせ作業時、狭隘な場所または高所での研磨作業や溶接作業が削減できるため、作業環境が向上する。 ・FRPに変えたことにより、セントルの組立・解体・据付・移動に係る作業が削減され、経済性の向上となる。 ・FRPに変えたことにより、セントル脱型後のケレン作業が削減されるため、工程が短縮になる。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | <input checked="" type="checkbox"/> ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | <p>施工時に採用を検討する。</p> | | |

注) 該当する欄の□内にレを付す。

新技術

新技術概要説明情報

2021.3.1現在

| | |
|----------------------|---|
| NETIS登録番号 | KT-150039-VE |
| 技術名称 | トンネル工初期養生FRP工法 |
| 事後評価 | 事後評価済み技術(2020/03/16) |
| 受賞等 | 建設技術賞(2019年度) |
| 事前審査・事後評価 | 事前審査 <input type="checkbox"/> 事後評価 <input checked="" type="checkbox"/> 活用促進評価 <input type="checkbox"/> |
| 技術の位置付け (有用な新技術) | 新技術 <input type="checkbox"/> 標準技術 <input type="checkbox"/> 評価済標準技術 <input type="checkbox"/> 活用促進標準技術 <input type="checkbox"/> |
| 旧実施要領における 技術の位置付け | 活用促進標準技術(旧) <input type="checkbox"/> 建設技術賞(旧) <input type="checkbox"/> 少人数型新技術 <input type="checkbox"/> |
| 活用効果調査入力様式 | <input checked="" type="checkbox"/> 活用効果調査は不要です。(フィールド提供型、テーマ設定型で活用する場合を除く。) |
| 適用期間等 | - VE評価：令和2年3月16日～活用促進技術：令和2年3月16日～ |

上記※印の情報は以下の情報(申請者の申請に基づき掲載しております。 申請情報の最終更新年月日：2020/03/16)

概要

| | |
|-----|-------------------------------|
| 課題 | FRP材を外版とした初期養生機能を持つセントル |
| 分類1 | トンネル工 - トンネル工 (NATM) - 覆工 |
| 分類2 | トンネル工 - トンネル工 (NATM) - その他 |
| 分類3 | コンクリート工 - コンクリート工 - コンクリート打設 |
| 分類4 | コンクリート工 - コンクリート工 - 養生 |
| 分類5 | コンクリート工 - コンクリート工 - 型枠工 - その他 |
| 区分 | 工法 |



ハイブリッドフォーム

①何について何を新技術なのか?
 ・FRP材を外版とした初期養生機能を有するセントルを使用するトンネル工法。
 ②従来はどのような技術で対応していたのか?
 ・外版に鋼板を使用したセントル。
 ③公共工事のどこに活用できるのか?
 ・トンネル(NATM)工法工事。

新規性及び期待される効果



ハイブリッドフォームコンクリート仕上がり

①どこに新規性があるのか(従来技術と比較して何を改善したのか)?
 ・セントルの外版を鋼板からFRPに変えた。
 ②期待される効果は?(新技術活用のメリットは?)
 ・FRPに変えたことにより、覆工コンクリートの表面温度の低下が知られ、初期養生の効果が上がるため、品質の向上となる。
 ・FRPに変えたことにより、クレン作業が低減するため省力化となり、施工性が向上する。
 ・FRPに変えたことにより、セントル組立時の鋼板の継ぎ目合わせ作業時、狭小な場所または高所での崩落作業や溶接作業が削減できるため、作業環境が向上する。
 ・FRPに変えたことにより、セントルの組立・解体・据付・移動に係る作業が削減され、経済性の向上となる。
 ・FRPに変えたことにより、セントル設置後のクレン作業が削減されるため、工程が短縮になる。

適用条件

- ①自然条件
 - ・気温による制限なし。
 - ・気象による制限なし。
- ②現場条件
 - ・鉄筋加工等、溶接部の火器使用時には、FRP外版を保護すること。
 - ・コンクリート投入面を、シート等で保護すること。
 - ・コンクリートの圧送については、設計強度を確認し、設計値以上の打設圧に達しないこと。
 - ・施工スペースについては制限なし。
 - ・保管スペースについては制限なし。
- ③技術提供可能地域
 - ・技術提供地域については制限なし。
- ④関係法令等
 - ・特になし。

適用範囲

- ①適用可能な範囲
 - ・NATM工法によるトンネル工。
- ②特に効果の高い適用範囲
 - ・寒冷地における覆工。
 - ・冬季における覆工。
 - ・日中の気温差の大きい地域での覆工。
- ③適用できない範囲
 - ・NATM工法によるトンネル工以外。
- ④適用にあたり、関係する標準およびその引用元
 - ・「トンネル標準示方書2006年制定(山岳工法・同解説)土木学会。

留意事項

- ①設計時
 - ・弊社設計担当者に確認すること。
- ②施工時
 - ・運搬及び組立時
 - FRP面を傷つけないよう、保護してください。
 - ・コンクリート打設時
- ③からの打設時には、コンクリート圧送ホプの高圧を、シート等でFRP面を保護してください。
- ④維持管理等
 - ・クレン作業は、ウエス等を使用し、木綿等で軽打してください。
- ⑤その他
 - ・特になし。

従来技術との比較

活用の効果

| 比較する従来技術 | | 外版に鋼板を使用したセントラル | | 活用の効果 | | 比較の根拠 | |
|----------------------|---|-----------------|----|-------|--|-------|--------------------------------|
| 項目 | | 向上 (%) | 同等 | 低下 | | | |
| 経済性 | | 向上 (4.0%) | 同等 | 低下 | | | 組立・解体、据付・移動に係わる労務費が削減できるため。 |
| 工程 | | 短縮 (3.2%) | 同等 | 増進 | | | セントラル組立・解体工程が短縮するため。 |
| 品質 | | 向上 | 同等 | 低下 | | | コンクリート表面温度の低下が抑えられ、初期養生効果上がる。 |
| 安全性 | | 向上 | 同等 | 低下 | | | |
| 施工性 | | 向上 | 同等 | 低下 | | | クレーン作業が低減するため。 |
| 周辺環境への影響 | | 向上 | 同等 | 低下 | | | 騒音な場所または高所での溶接作業および研磨が削減できるため。 |
| | | 向上 | 同等 | 低下 | | | |
| | | 向上 | 同等 | 低下 | | | |
| その他、技術の アピールポイント等 | 従来の外版に鋼板を使用したセントラルは、覆工コンクリートの表面が外気温の影響を受けやすいという課題があったが、本技術は外版にFRPを使用しているため、外気温の影響を受けにくいため、覆工コンクリートの表面温度の低下が抑えられ、品質の向上となる。 | | | | | | |
| コスト タイプ | 並行型：B(+型) | | | | | | |

活用の効果の根拠

| 基準とする数量 | 数量 | 単位 | 金額 | 単位 | 金額 | 向上の程度 |
|---------|------|----|----|--------|----|--------|
| | 1000 | m | | | | |
| 従来技術 | | | | | | |
| 経済性 | | 円 | | | | 6.64 % |
| 工程 | 105日 | | | 108.5日 | | 3.23 % |

新技術の内訳

| 項目 | 仕様 | 数量 | 単位 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-------------------|-----|-------|----|----|----|----|
| セントラル据付・ 移動・取型 | FRP | 1,000 | m | | | |
| セントラル組立・ 解体 | FRP | 1 | 基 | | | |
| 従来技術の内訳 | | | | | | |
| 項目 | 仕様 | 数量 | 単位 | 単価 | 金額 | 摘要 |
| セントラル据付・ 移動・取型 | 鋼製 | 1,000 | m | | | |
| セントラル組立・ 解体 | 鋼製 | 1 | 基 | | | |

特許・審査証明

特許・実用新案

| | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------|---|------|---------|------|---|-----|---|------|---------------|------|---|------|---|------|---|------|---------------|
| 特許状況 | <input type="button" value="特許"/> <input type="button" value="出願中"/> <input type="button" value="出願予定"/> <input type="button" value="無し"/> <input type="button" value="権利喪失/権利消滅"/> | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 特許情報 | <table border="1"> <tr> <td>特許番号</td> <td>4416223</td> </tr> <tr> <td>特許</td> <td><input type="button" value="特許"/> <input type="button" value="出願中"/> <input type="button" value="無し"/></td> </tr> <tr> <td>実施権</td> <td><input type="button" value="権利喪失/権利消滅"/> <input type="button" value="特許取得済"/></td> </tr> <tr> <td>特許権者</td> <td>㈱エムケーエンジニアリング</td> </tr> <tr> <td>実施権者</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>特許料等</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>実施形態</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>問合せ先</td> <td>㈱エムケーエンジニアリング</td> </tr> </table> | 特許番号 | 4416223 | 特許 | <input type="button" value="特許"/> <input type="button" value="出願中"/> <input type="button" value="無し"/> | 実施権 | <input type="button" value="権利喪失/権利消滅"/> <input type="button" value="特許取得済"/> | 特許権者 | ㈱エムケーエンジニアリング | 実施権者 | - | 特許料等 | - | 実施形態 | - | 問合せ先 | ㈱エムケーエンジニアリング |
| 特許番号 | 4416223 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 特許 | <input type="button" value="特許"/> <input type="button" value="出願中"/> <input type="button" value="無し"/> | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 実施権 | <input type="button" value="権利喪失/権利消滅"/> <input type="button" value="特許取得済"/> | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 特許権者 | ㈱エムケーエンジニアリング | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 実施権者 | - | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 特許料等 | - | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 実施形態 | - | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 問合せ先 | ㈱エムケーエンジニアリング | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 実用新案 | <table border="1"> <tr> <td>特許番号</td> <td></td> </tr> <tr> <td>実用新案</td> <td><input type="button" value="特許"/> <input type="button" value="出願中"/> <input type="button" value="出願予定"/> <input checked="" type="button" value="無し"/></td> </tr> <tr> <td>実施権</td> <td></td> </tr> <tr> <td>備考</td> <td></td> </tr> </table> | 特許番号 | | 実用新案 | <input type="button" value="特許"/> <input type="button" value="出願中"/> <input type="button" value="出願予定"/> <input checked="" type="button" value="無し"/> | 実施権 | | 備考 | | | | | | | | | |
| 特許番号 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 実用新案 | <input type="button" value="特許"/> <input type="button" value="出願中"/> <input type="button" value="出願予定"/> <input checked="" type="button" value="無し"/> | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 実施権 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 備考 | | | | | | | | | | | | | | | | | |

第三種評価・表彰等

| 建設技術評価 | |
|---------------|--|
| 証明機関 | |
| 番号 | |
| 証明年月日 | |
| URL | |
| 制度の名称 | |
| 番号 | |
| 証明年月日 | |
| 証明機関 | |
| 証明範囲 | |
| URL | |
| その他の制度等による証明1 | |
| その他の制度等による証明2 | |

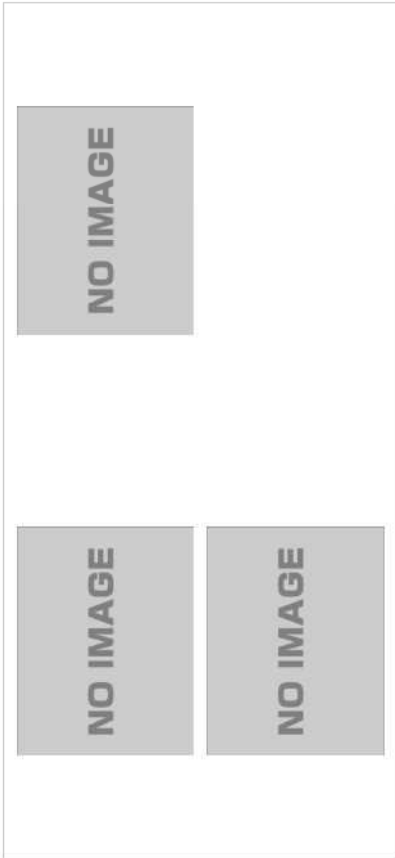
評価・証明項目と結果

| 証明項目 | 試験・調査内容 | 結果 |
|------|---------|----|
|------|---------|----|

単価・施工方法

| | |
|---|--|
| <p>施工単価</p> <p>【共通】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・施工内容: 道路トンネル覆工コンクリート打設2車線 断面 S=70㎡ ・施工時期: 平成25年7月 ・施工場所: 鹿児島県南九州市 ・施工延長: 1135m ・施工条件: センترلの1ス/△は10.5mとする。 <p>【新技術】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・覆工コンクリート打設をFRPを外版とするセントルで行う。 ・覆工コンクリート打設を鋼板を外版とするセントルで行う。 <p>積算条件</p> <p>【共通】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・平成25年7月時を算出時とする。 ・労務単価は「平成25年度公共工事設計労務単価(鹿児島県)」を引用。 <p>【新技術】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・歩掛は、自社歩掛により算出。 ・機械単価は自社単価。 <p>【従来技術】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・歩掛は、国土交通省土木工事積算基準(平成25年度版)より算出。 ・機械単価は、建設機械等単料算定表(平成25年度版)より算出。 | <p>施工方法</p> <p>【施工方法】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・覆工コンクリートの打設は、通常SL下部、周下部、アーチ部の3~4ステップに分けて配置を切り替えながら連続的に行う。SL下部、周下部は換気窓を打設口として使用し、アーチ部は天端部分に設けられた吹き上げ口からコンクリートの投入、圧送を行う。 <p>歩掛り率あり（自社歩掛）</p> |
| <p>今後の課題とその対応計画</p> <p>①今後の課題</p> <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート打設時の岸材の摩耗により耐久性に懸念があるが、今後長大トンネルにも対応できるように改良をする。 <p>②対応計画</p> <ul style="list-style-type: none"> ・摩耗部分を交換可能な構造にできるか検討する。 ・FRP材の耐摩耗性を向上する。 |  <p>コンクリート打設状況</p> |

詳細説明資料



施工業種

| | |
|----------|----|
| 国土交通省 | 0件 |
| その他の公共機関 | 1件 |
| 民間等 | 0件 |

新技術活用計画書

| | | | |
|--|---|---|-------------------------------------|
| <input type="checkbox"/> 新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | コンクリックエース | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| <input checked="" type="checkbox"/> 登録技術 | NETIS番号: KT-110023-VE | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・コンクリートの養生を養生用ポリフィルムシートから浸透型表面養生剤の塗布に変えた。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | <p>・型枠脱型後のコンクリート面に塗布して、水分蒸発抑制と乾燥収縮を低減する浸透型表面養生剤</p> | 使用数量 | 工種 |
| | | | 覆工 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、施工性向上、周辺環境への影響 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・浸透型表面養生剤の塗布に変えたことにより、被覆及び被覆剥しの養生処理作業の工程短縮になる。</p> <p>・浸透型表面養生剤の塗布に変えたことにより、産業廃棄物の発生がなくなり、周辺への環境が向上した。</p> <p>・浸透型表面養生剤の塗布に変えたことにより、塗布作業だけでなく、人件費が削減され、経済性が向上した。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工・指定施工 | ⑧特許工法 | ある・ <input type="checkbox"/> ない・出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注) 該当する欄の□内にレを付す。

新技術

新技術概要説明情報

2021.3.11 現在

| | |
|----------------------|--|
| NETIS登録番号 | KT-110023-VE |
| 技術名称 | コンクリートエース |
| 事後評価 | 事後評価済み技術 (2013/10/18) |
| 受賞等 | 建設省技術賞(2014) |
| 事前審査・事後評価 | 事前審査 <input type="checkbox"/> 活用効果評価 <input checked="" type="checkbox"/> |
| 技術の位置付け (有用な新技術) | 新技術 <input type="checkbox"/> 準新技術 <input type="checkbox"/> 評価済新技術 <input type="checkbox"/> 活用促進技術 <input type="checkbox"/> |
| 旧実施要領における 技術の位置付け | 活用促進技術(旧) <input type="checkbox"/> 評価済新技術(旧) <input type="checkbox"/> 活用促進技術 <input type="checkbox"/> |
| 活用効果調査入力様式 | <input checked="" type="checkbox"/> VE <input type="checkbox"/> 活用効果調査は不要です。(フィールド提供型、テーマ設定型で活用する場合は除く。) |
| 適用期間等 | 活用効果調査が不要な技術です。(VE) 活用促進技術 H27.11.20～ 設計比較対象技術 H25.10.18～H27.11.19 上記※印の情報と以下の情報(※申請者の申請に基づき掲載しております。 申請情報の最終更新年月日: 2015/11/20) |

概要

| | |
|-----------------------|---|
| 課題 | 浸透型コンクリート表面養生剤 |
| 分類 1 | コンクリートエース - コンクリートエース - その他 |
| 分類 2 | 橋梁上部工 - RC橋脚打ちボロースラブ橋工 |
| 分類 3 | トンネル工 - トンネル工 (N A T M) - 覆土工 |
| 分類 4 | 建築 - コンクリート工事 |
| 分類 5 | |
| 区分 | 材料 |
| ①何について何をする技術なのか? | <ul style="list-style-type: none"> ・ 型枠脱型後のコンクリート面に塗布して、水分蒸発抑制と乾燥収縮を低減する浸透型表面養生剤 |
| ②従来はどのような技術で対応していたのか? | <ul style="list-style-type: none"> ・ 養生用ポリフィルムシートによる被覆 |
| ③公共工事のどこに適用できるのか | <ul style="list-style-type: none"> ・ 橋梁下部工事 ・ 橋梁上部工事 ・ トンネル二次覆工コンクリート工事 ・ ボックスカルバート工事 |
| ④その他 | <ul style="list-style-type: none"> ・ 標準塗布量 150g/m² ・ 荷重 17kg缶 |
| 新規性及び期待される効果 |  <p>コンクリートエース原液、荷重</p> |

| | |
|--|---|
|  <p>コンクリートエース塗布状況</p> | <p>①どこに新規性があるのか(従来技術と比較して何を改善したのか)?</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリートの養生を養生用ポリフィルムシートから浸透型表面養生剤の塗布に変えた。 <p>②期待される効果は? (新技術活用のメリットは?)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 浸透型表面養生剤の塗布に変えたことにより、撤置及び破棄の発生処理作業の工程短縮になる。 ・ 浸透型表面養生剤の塗布に変えたことにより、産業廃棄物の発生がなくなり、周辺への環境が向上した。 ・ 浸透型表面養生剤の塗布に変えたことにより、塗布作業だけでなく、人件費が削減され、経済性が向上した。 |
| <p>適用条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ①自然条件 <ul style="list-style-type: none"> ・ 雨天時は使用しないこと。 ②現場条件 <ul style="list-style-type: none"> ・ 置き場スペースとして、幅(1m×1m=1㎡)が必要。 ③技術提供可能地域 <ul style="list-style-type: none"> ・ 技術提供地域については制限無し。 ④関係法令等 <ul style="list-style-type: none"> ・ 消防法危険物第4類第3石油類(発行年2010年) <p>適用範囲</p> <ul style="list-style-type: none"> ①適用可能な範囲 <ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート構造物 ②特に効果の高い適用範囲 <ul style="list-style-type: none"> ・ 表面積が大きく、乾燥による影響を受け易いコンクリート構造物 ③適用できない範囲 <ul style="list-style-type: none"> ・ 特になし ・ 適用にあたり、関係する基準およびその引用元 ・ 特になし | <p>留意事項</p> <ul style="list-style-type: none"> ①設計時 <ul style="list-style-type: none"> ・ 原液で使用する(17kg缶) ・ 塗布量は1回塗布で150g/m²塗布してください。 ・ 施工面積に相当する量の計測をしてください。 ②施工時 <ul style="list-style-type: none"> ・ 雨天時は使用しないで下さい。 ・ 使用前に容器の蓋を軽く振って攪拌してください。 ・ 使用した容器等はすぐに水で洗い流してください。 ・ 引火点が178度ですので重場の施工は安全上支障ありません。 ・ 密閉部での施工では、必要に応じた換気をしてください。 ・ また、可燃性液体ですので、火気には注意してください。 ・ 塗布時に飛散するミストは本製品の吸引防止のため、マスクの着用。 ③維持管理等 <ul style="list-style-type: none"> ・ 凍結防止保護手袋、靴擦れ防止加工長袖作業衣等、保護具の着用が必要です。 ・ 直射日光を避け、冷暗所に保管してください。 ・ その他 <ul style="list-style-type: none"> ・ 火気厳禁 ・ 消防法危険物第4類第3石油類であるため、火気の上でコンクリートエースの保管、施工を行わないこと。 |

従来技術との比較

活用効果

| 比較する従来技術 | | 養生用ポリフィルムシートによる改善 | | 比較の根拠 |
|----------------------|--|-------------------------|-------------|-------|
| 項目 | 従来技術 | 活用効果 | 改善率 | |
| 経済性 | | 人件費によるコスト削減。 | 向上 (0.14%) | |
| 工程 | | 設置を剥す工程が無い。 | 短縮 (88.89%) | |
| 品質 | | 材節2.6割で17%の収縮低減効果。 | 向上 | |
| 安全性 | | 火気のない場所で使用すれば問題なし。 | 向上 | |
| 施工性 | | 設置を剥す必要が無いため、産業廃棄物がでない。 | 向上 | |
| 周辺環境への影響 | | | 向上 | |
| その他、技術の アピールポイント等 | 従来はコンクリート構造物取付け後の養生に設置作業とシート除去作業があり、2工程であったが、本技術では、塗布するだけの工程ですみ、工程短縮になる。また、作業手間の軽減につながるため、経済性の向上になる。 | | | |
| コストタイプ | 発散型：C(+型) | | | |

活用効果の根拠

| 基準とする数量 | 1000 | 単位 | 従来技術 | 向上の程度 |
|---------|------|----|------|---------|
| 経済性 | 円 | 円 | 円 | 0.54 % |
| 工程 | 1日 | 9日 | 9日 | 88.89 % |

新技術の内訳

| 項目 | 仕様 | 数量 | 単位 | 単価 | 金額 | 概要 |
|----------------|------------------------------|-----|----|----|----|----------------------------------|
| 材料費 | コンクリック エース | 150 | kg | 円 | 円 | 構算資料(2011 年3月号)P192 |
| 労務費 | 普通作業員(養生 剤塗布) | 1 | 人 | 円 | 円 | 公共工事設計労 務単価(平成22 年度)千葉P889 |
| 諸雑費 | 噴霧器など工 具・燃料費 | 1 | 式 | 円 | 円 | 材料費の10% |
| 従来技術の内訳 | | | | | | |
| 項目 | 仕様 | 数量 | 単位 | 単価 | 金額 | 概要 |
| 材料費 | ポリフィルム シート | 10 | 本 | 円 | 円 | シートの価格他 社見積書 |
| 材料費 | 養生テープ | 40 | 巻 | 円 | 円 | テープの価格他 社見積書 |
| 労務費 | 普通作業員(シー ト設置と、テー プで取り) | 5 | 人 | 円 | 円 | 公共工事設計労 務単価(平成22 年度)千葉P889 |
| 労務費 | 普通作業員(シー トとテープを剥 す) | 4 | 人 | 円 | 円 | 公共工事設計労 務単価(平成22 年度)千葉P889 |

特許・審査証明

特許・実用新案

| | | |
|------|------|------|
| 特許状況 | 特許番号 | 特許番号 |
| 特許情報 | 実用新案 | 実用新案 |
| | 実施権 | 備考 |

第三者評価・表彰等

| 建設技術審査証明 | | 建設技術評価 | |
|----------|-----|--------|-----|
| 証明機関 | 番号 | 証明年月日 | URL |
| 証明年月日 | URL | 証明年月日 | URL |
| 制度の名称 | 番号 | 証明年月日 | URL |
| 証明年月日 | URL | 証明年月日 | URL |
| 証明機関 | 番号 | 証明年月日 | URL |
| 証明範囲 | 番号 | 証明年月日 | URL |
| URL | 番号 | 証明年月日 | URL |

評価・証明項目と結果

| 証明項目 | 試験・調査内容 | 結果 |
|------|---------|----|
| | | |

単価・施工方法

| 項目 | 仕様 | 単位 | 数量 | 単価(円) | 金額(円) |
|-------|-------------|----|-----|-------|-------|
| 塗布材料 | コンクリックエース | kg | 150 | | |
| 養生剤塗布 | 普通作業員 | 人 | 1 | | |
| 諸雜費 | 積置器など工具、損料費 | 式 | 1 | | |

歩掛り表あり(自社歩掛)

施工方法

新技術費用内訳(コンクリート面1000㎡あたりの単価表)

〔共通〕

- ・千葉県内の橋梁下部工事で養生面積(1,000㎡)を想定。
- 〔新技術〕
- ・コンクリックエースをコンクリート面に手動式積置器にて塗布。

〔従来技術〕

- ・養生用ポリフィルムシートをコンクリート面に被覆及び搬運を除去。
- ・養生剤塗布

〔共通〕

- ・コンクリート面1,000㎡で算出。

〔新技術〕

- ・作業員人件費は平成22年度公共工事設計労務単価(標準報酬)関東千葉県
- ・コンクリックエースの材料単価は『積置資料2011年3月号』より算出。
- ・塗布量150g/㎡
- ・コンクリックエース材料費
- ・コンクリックエースの施工費(当社算出歩掛)
- ・普通作業員 1,000㎡1日普通作業員(千葉県H22年度12月)
- ・諸雑費(積置器など工具、損料)

〔従来技術〕

- ・作業員人件費は平成22年度公共工事設計労務単価(標準報酬)関東千葉県
- ・養生用ポリフィルムシート及び養生テープの材料単価は他社見積書より算出。
- ・養生剤塗布
- ・養生剤塗布
- ・養生用ポリフィルムシート(当社算出歩掛)
- ・普通作業員 1,000㎡1日普通作業員(千葉県H22年度12月)

コンクリックエース塗布の手順

①コンクリックエースと塗布準備
②乾燥後のコンクリート面
③塗布直後のコンクリート面

積置または塗布する場合
・施工の際は保護具(保護眼鏡、マスク、手袋等)を着用してください。

コンクリックエース

- 養生用ポリフィルムシートは養生テープの保護
- 養生剤塗布
- 養生用ポリフィルムシートを養生テープで養生
- 養生用ポリフィルムシートを養生テープで養生

コンクリックエースは、乾物乾燥に要する多量の水を必要とする。コンクリート面に塗布し、養生テープで養生する。コンクリート面に塗布し、養生テープで養生する。


①コンクリックエースと塗布準備
②乾燥後のコンクリート面
③塗布直後のコンクリート面

コンクリックエースの施工方法


今後の課題とその対応計画

- ・今後の課題
- ・展着性の改善
- ・対応計画
- ・添加剤の検討


詳細説明資料



コンクリートポンプ車使用現場



コンクリートポンプ車ノズル写真



NO IMAGE

| | |
|----------|----|
| 施工業種 | |
| 国土交通省 | 0件 |
| その他の公共機関 | 0件 |
| 民間等 | 0件 |

新技術活用計画書

| | | |
|--|---|---|
| □新技術の採用有り | | |
| ①新技術の名称 | ベルトショット (Belt Shot) | ②全体工事費に占める新技術の割合 |
| □登録技術 | NETIS番号: KT-020009-V | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 |
| ③新技術の内容 | <p>・トンネル用低粉塵吹付けコンクリート工法。 ・コンクリートポンプにより定量圧送されたコンクリートにベルトショット本体の前で急結剤を混入させ、高速で走行するベルトにコンクリートを載せ、その慣性力で壁面に投射圧着する方式の吹付け工法。</p> | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル吹付け | 使用数量 |
| | | 工種 コンクリート吹付工 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、安全性向上、周辺環境への影響 | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・圧縮空気を用いないことから、発生粉塵量が従来工法の1/5程度に低減されることから、給気設備や集塵機の小型化が図れると共に、作業環境が改善される。</p> | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | <input type="checkbox"/> ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

| | |
|--|--|
| のつくり 且本大賞 国工技術 顕彰賞 建築技術 審査証明 賞 他機関の 評価結果 | 2016.02.22現在 登録No. KT-020009-V 事後評価済み技術 (2010.09.14) 技術の位置付け(有用な新技術) 標準技術 評価促進 技術 活用促進 技術 |
| 技術 名称 ベルトショット(Belt Shot) | 2016.02.22現在 登録No. KT-020009-V 事後評価済み技術 (2010.09.14) 技術の位置付け(有用な新技術) 標準技術 評価促進 技術 活用促進 技術 |
| 事前審査 有 | 事後評価 有 |
| 活用効果調査 有 | 活用効果評価 有 |
| 活用効果調査入力様式 | 活用効果評価 有 |
| 活用効果調査入力様式 | 活用効果評価 有 |

上記※印の情報は以下の情報は申請者の申請に基づき掲載しております。申請情報の最終更新年月日:2007.02.13

| | |
|--|----------|
| 副題 トンネル用低粉じん吹付けコンクリート工法 | 区分 工法 |
| 分類1 トンネル工 - トンネル工(NATM) - コンクリート吹付工 | |
| 概要 ①何について何をとする技術なのか トンネルの吹付けコンクリート工において、粉じんの発生量を低減する工法 ②従来はどのような技術で対応していたのか 圧縮空気方式による吹付工法 ③公共工事のどこに適用できるのか 山岳トンネル工事(NATM) ④その他 ・効果的は適用工事 ・大型集塵機の設置が難しい中断面のトンネルや、坑外に大型のコントラファンを設置できないケースがある都市トンネル等での適用が効果的である。 | |



ベルトショット

| |
|--|
| 新規性及び期待される効果 ①どこに新規性があるのか(従来技術と比較して何を改善したのか) ・圧縮空気をほとんど使用せず、走行するベルトの慣性力による吹付け工法 ②期待される効果(新技術活用のメリットは) ・圧縮空気をしないことから、発生粉じん量が従来工法の1/5程度に低減されることから、給気設備や集塵機の小 型化が図れると共に、作業環境が改善された。 ③その他 ・ベルトショットの機構 ・コンクリートホップにより定量圧送されたコンクリートにベルトショット本体の前で急結剤を混入させ、高速で走行する ベルトにコンクリートを載せ、その慣性力で壁面に投射圧着する。ベルトは、インペラが配置された主ブリーと走行ガイ ドの補助ブリーに巻掛けられ、コンクリート投射部に投射方向を定めるガイド部材が設けられており、コンクリートは主 ブリー中央より供給される構造となっている。 |
|--|



ベルトショットヘッド部

| |
|--|
| 適用条件 ①自然条件 ・圧縮空気方式による吹付工法(従来技術)と同様に、切羽が素掘り状態から吹付けコンクリート施工、コンクリート強 度発現まで自立する地山 ②現場条件 ・圧縮空気方式による吹付工法(従来技術)と同様に、電気、水、コンクリート、急結剤が供給され換気条件が整備され たトンネル ・斜坑、立坑等特殊条件のトンネルについては検討が必要 ③技術提供可能地域 ・技術提供可能地域については制限無し ④関係法令等 ・圧縮空気方式による吹付工法(従来技術)と同様に、ずい道等建設工事における物じん対策に関するガイドライン(平 成12年12月26日 基発第768号の2)が適用される |
| 適用範囲 ①適用可能な範囲 ・圧縮空気方式による吹付工法(従来技術)が適用可能な範囲のトンネル ②特に効果の高い適用範囲 ・小断面トンネル等の換気設備や集塵機の設置に制約のあるトンネル ③適用できない範囲 ・圧縮空気方式による吹付工法(従来技術)が適用できない範囲 ④適用にあたり、関係する基準およびその引用元 ・ずい道等建設工事における換気技術指針(建設業労働災害防止協会厚生労働省安全衛生部環境改善室推薦) |
| 留意事項 ①設計時 ・吹付けコンクリートの配合は従来工法と若干ことなるため、試験吹付け等により配合設計が必要である。 ②施工時 ・ベルトショット本体と吹付け面との距離に留意する必要がある。 ③維持管理等 ・機件装置がないため清掃は容易であるが、使用時毎に清掃を実施する必要がある。 ④その他 ・急結剤としては、液体、粉体、スラリーのいずれも使用可能である。 |

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|---|---|--|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | クリアショット 低粉じん吹付け工法 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | |
| □登録技術 | NETIS番号: KT-080020-VR | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <ul style="list-style-type: none"> ・初期強度の強い、湧水対応可能、低粉塵工法。 ・クリアショット工法は、酸性液体急結剤を用いて、粉体急結剤をスラリー化しこの急結剤を吹付けコンクリートに結合することで、粉体急結剤と液体急結剤の利点のみを活用できるものである。 | | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル吹付け | 使用数量 | 工種 |
| | | | コンクリート吹付工 |
| ⑤採用目的 | 経済性向上、工程短縮、品質向上、安全性向上、施工性向上 | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <ul style="list-style-type: none"> ・低粉塵性吹付けが可能となり作業環境が改善。 ・作業条件の悪い(湧水、低温、厚吹付け、変位が大き)いところでも施工速度が低下せず低粉塵施工が可能。 ・従来と同様の換気条件で1mg/m³以下の低粉塵を実現可能であり、切羽付近の視認性が向上し、安全性が高まる。 ・粉塵発生源を低下できるので換気設備の小型化、換気空気量の低減などが可能となる。 ・施工速度が向上し、コストが削減される。 | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | <input type="checkbox"/> 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ ない ・ <input type="checkbox"/> 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

| | |
|--|---|
| <p>④関係法令等 労働安全衛生法(粉じん障害防止規則)が適用される</p> | <p>適用範囲</p> <p>①適用可能な範囲 NATM工法トンネルの吹付け工事。低粉じん性が求められるトンネルで十分な能力の集じん機や換気設備を設置できない小断面トンネル等の吹付け粉じんの発生源対策として有効。ポンプ圧送式吹付けシステム。</p> <p>②特に効果の高い適用範囲 小断面トンネル、長大トンネル、大空洞トンネル、換気の難しいトンネル、集じん機を搬入できないトンネル、低温、湧水、吹付け厚が大きい、変位の大きいトンネルなど。</p> <p>③適用できない範囲 空気圧送式吹付け機、乾式吹付け機。粉体量の少ないコンクリート(400kg/m³以下)。バラン空気を入れる工法。</p> <p>④適用にあたり、関係する基準およびその引用元 ・厚生労働省設置法第9条第1項第2号 粉じん障害防止規則・厚生労働省 ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドライン 2000 ・独立行政法人土木研究所トンネル工事における吹付け作業時の発生粉じん対策技術の手引き(案)平成18年4月 ・日本鉄道建設公団 高品質吹付けコンクリート設計・施工指針(案)(微粉分を混入し粘性を活用した吹付けコンクリート)平成3年5月 ・東京大学生産技術研究所 高品質吹付けコンクリートの開発 平成15年3月 ・日本トンネル技術協会 トンネルの吹付けコンクリート 平成8年2月 ・東日本高速道路株式会社 設計要領 第三集 トンネル編 4-7吹付けコンクリート 95P-102P 18年5月 ・トンネル標準方書138P労働衛生 71P-79P 159P-164P吹付けコンクリート 2006年7月 ・吹付けコンクリート指針(案)トンネル編 土木学会 2005年6月 ・NATM設計施工指針 225p-236p 175p189p</p> <p>留意事項</p> <p>①設計時 ・急結剤使用量 クリアショット工法では急結剤を粉体と液体の2種類を同時に使用します。標準添加量は粉体がセメントに対し4%、液体がセメントに対し8%の合計12%使用します。</p> <p>・吹付けコンクリートの配合 セメント量は400kg/m³以上、高性能減水剤1-2%程度を使用してセメント水比を50%程度以下で練り上がりスランプを20±3mm程度とする セメント量を低減する場合はフライアッシュ、炭酸カルシウム粉末などの粉体を添加しセメントと粉体の合計量が400-450kg/m³とする必要がある。コンクリート配合条件の理由は分らないコンクリートをスズルまで安定して圧送し、少量の空気で吹付けする必要から選定されます。</p> <p>②施工時 ・コンクリートとの練混ぜ 低水比コンクリートをポンプでスズルまで圧送可能なコンクリートとする。必要によりフライアッシュなどの粉体を配合することはポンプ圧送しやすく好ましい。 ・吹付けシステム コンクリート圧送時に空気圧送式吹付け機を用いず、バランエアを使用しない。バランエアを使用すると粉じんは低下しない。吹付けエアは粉体急結剤をスラリー化するエアのみで行う。総空気量として10m³/分以下であり、粉体急結剤を用いた吹付けの半分以下の空気量とすることができ空気量が少ないほど低粉じんとできる。 ・コンクリート温度管理 気温が氷点下となる条件では練り水に温水を使用し、コンクリートの練り上がり温度は15度以上、液体急結剤は好ましくは30度程度に加熱して下さい。 10度以下の低温下の施工では、液体急結剤は30度程度に加熱することが好ましい。</p> <p>・急結剤のスラリー化 粉体急結剤を空気で圧送しスラリー化ノズルで液体急結剤と混合してください。</p> <p>③維持管理等 ・設備メンテナンス スラリー化ノズル及びコンクリートに添加されるまでの経路は定期的な掃除が必要で、掃除しないと詰まりが生じトラブルの原因となります。</p> <p>④その他 ・保管 液体急結剤はマイナス5度程度で氷結いたします。氷結しても融解すれば性状に変化はありません。倉庫やトンネル内に保管するなどして、可能な限り氷結しないように保管ください。</p> |
|--|---|

新技術活用計画書

| | | | |
|--------------------------|---|---|------------------------|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | 粉塵低減材ファイナッシュ | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: SK-010009-V | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・石炭灰を活用して吹付けコンクリート施工時の粉塵を大幅に低減</p> <p>・ファイナッシュ(JIS I 種灰: JISA6201-1999コンクリート用フライアッシュ)を吹付けコンクリートの細骨材の一部と置き換えて使用することにより粉塵量およびリバウンド量を低減させることができる。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | ・トンネル全線 | 使用数量 | 工 種 コンクリート 吹き付け工 |
| ⑤採用目的 | <p>経済性(省力化・省人化)、施工精度、工期短縮、安全性、リサイクル、環境性(作業環境・周辺環境・地球環境)</p> | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・粉塵低減材ファイナッシュは、吹付けコンクリートの混和剤として使用(コンクリート1m³当たり100kgを細骨材の一部として使用)することで、以下に示す特徴がある。</p> <p>・吹付けコンクリートの粘性が適度に増加することから、吹付け時の粉塵量を従来の70%程度に低減することができ、作業環境の改善が図れる。</p> <p>・吹付けコンクリート施工時のリバウンド量を低減することができ、施工性および経済性の改善が図れる。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ ない ・ 出願中 |
| ☑新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に☑を付す。

| | | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-------------------|--------------|--------------|--|
| <table border="1"> <tr> <td>国のつくり 日本企業</td> <td>建設技術 重要度</td> <td>★</td> <td>他機関の 評価結果</td> </tr> </table> | 国のつくり 日本企業 | 建設技術 重要度 | ★ | 他機関の 評価結果 | 2016.02.22現在 | |
| 国のつくり 日本企業 | 建設技術 重要度 | ★ | 他機関の 評価結果 | | | |
| 技術名称 | 粉塵低減材ファイナッシュ | 登録No. | SK-010009-V | | | |
| 事前審査 | 事後評価 | 事後評価済み技術 (2011.09.30) | 登録No. SK-010009-V | | | |
| 有 | 実行実証評価 | 技術の位置付け(有用な新技術) | 活用促進 技術 | | | |
| | 活用効果評価 | 薬 技術 | 活用促進 技術 | | | |
| | | 旧実施要領における技術の位置付け | 活用促進 技術(旧) | | | |
| | | 設計比較 対象技術 | 少実績 優良技術 | | | |
| | | 活用期間等 | | | | |
| | | 活用効果調査入力様式 | | | | |
| | | 活用効果調査入力システムを使用 して下さい。 | | | | |

上記※印の情報は申請者の申請に基づき掲載しております。申請情報の最終更新年月日:2006.06.16

| 副題 | 区分 | 工法 |
|-------------------------------------|----|----|
| 分類1 トンネル工 - トンネル工(NATM) - コンクリート吹付工 | | |
| 分類2 共通工 - 法面工 - 吹付工 - コンクリート吹付工 | | |
| 分類3 共通工 - 法面工 - コンクリート法砕工 - 現場吹付法砕工 | | |
| 分類4 コンクリート工 - コンクリート工 - その他 | | |

①何について向をする技術なのか?
ファイナッシュを吹付けコンクリートの細骨材の一部として混入すると、コンクリートの粘性が適度に増加し、吹付け時の粉塵が大幅に低減するとともにリバウンド量が少なくなり、これにより吹付けコンクリートの作業環境が良好に改善され、吹付けコンクリートの量、低減による経済的効果も期待されます。また、球形の骨材が良好に分散され、吹付けコンクリートの空隙率も減少し、強度も向上します。この初期強度と中長期強度が増加するとともに耐久性が向上します。この初期強度の増加は、吹付けコンクリートの早期の地山支保効果を高め、工事の安全性が向上します。また、強度と耐久性の向上により信頼性の高い支保工を構築することが可能です。

②従来技術はどのような技術で対応していたのか?
主にセロロース系粉塵低減材

③公共工事のどこに適用できるのか?
トンネルや法面などの工事における吹付けコンクリートの粉塵抑制や品質の向上等を図るための混和材として使用する。

以上のように、粉塵低減材ファイナッシュは、吹付けコンクリートの施工性の改善と品質の向上をはかり、トンネル工事の省資源・省エネルギー化に貢献するとともに、ファイナッシュの使用により資源のリサイクルが促進されます。

| | |
|--------------|-------------------------|
| コンクリート吹付工 | 従来技術(粉塵低減剤使用)との経済性比較 |
| 新技術(ファイナッシュ) | 1m2当り単価比較 |
| 従来技術(粉塵低減剤) | 円/m2(リバウンド量を考慮) |
| 向上の程度 | 約4%の経済性向上(リバウンド量減により向上) |



ファイナッシュの電子顕微鏡写真



トンネル内のコンクリート吹付け状況
ファイナッシュの電子顕微鏡写真と施工状況

新細性及び期待される効果
①どこに新細性があるのか?
従来は粉塵低減剤(液状)をコンクリートの混和材として使用していたが、ファイナッシュ(JIS I 種灰、JISA6201-1998)コンクリート用ファイナッシュを吹付けコンクリートの細骨材の一部と置き換えて使用することにより粉塵量およびリバウンド量を従来のセロロース系粉塵低減剤使用の場合より、低減させることができる。
②期待される効果は?
・粉塵低減材ファイナッシュは、吹付けコンクリートの混和材として使用(コンクリート1m3当たり100kg)を細骨材の一部として使用することで、以下に示す特徴があります。
1)球形骨材であるファイナッシュの微粉末効果により吹付けコンクリートの粘性が適度に増加することから、吹付け時の粉塵量を従来のセロロース系粉塵低減剤使用のコンクリートの場合と比べ70%程度に低減させることができ、作業環境の改善がはかれます。
2)吹付けコンクリートのポルベアリング効果により、吹付けコンクリートの流動性の改善と単位水量を低減することができ、良好な吹付けコンクリートの施工ができます。
3)ファイナッシュの骨材の施工により、吹付けコンクリートの流動性の改善と単位水量を低減することができ、吹付けコンクリートの湧水効果と空層充填効果およびボロン効果等により、吹付けコンクリートの初期および中長期強度が20から30%程度増加するとともに耐久性が向上します。

吹付けコンクリートの配合例

| 項目 | 単位 | 配合例 | 単位 | 単位 | 単位 |
|---------|-------|------|---------|-------|----|
| ファイナッシュ | kg/m3 | 100 | ファイナッシュ | kg/m3 | |
| 水セメント比 | W/C | 61.4 | 水セメント | kg/m3 | |
| 水 | W | 221 | 水 | kg/m3 | |
| 細骨材率 | s/a | 60.3 | 細骨材率 | % | |
| 急結剤 | Cx% | 7 | 急結剤 | % | |
| 粗骨材 | FN | 1038 | 粗骨材 | kg/m3 | |
| 細骨材 | FN | 0 | 細骨材 | kg/m3 | |
| 水 | W | 212 | 水 | kg/m3 | |
| セメント | C | 360 | セメント | kg/m3 | |
| 急結剤 | Cx% | 7 | 急結剤 | % | |
| 急結剤 | Cx% | 7 | 急結剤 | % | |

新技術活用計画書

| | | | |
|--|--|--|---------------|
| □新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | 穿孔探査法 (DRISS) | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| □登録技術 | NETIS番号: CB-020021-V | <input type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | ・油圧式削岩機の穿孔データを利用したトンネル切羽前方探査法。 | | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル全線 | 使用数量 | 工 種 |
| | | | その他 |
| ⑤採用目的 | 経済性(省力化・省人化)、施工精度、工期短縮、安全性、リサイクル、環境性(作業環境・周辺環境・地球環境) | | |
| ⑥新技術活用による効果 | ・一回あたり切羽前方30～50m程度までの探査が可能。 ・現場の使用重機(ドリルジャンボなど)が使用できる。 ・計測作業は2時間程度で済むため、施工サイクルへの影響を極力抑えることができる。 ・直接切羽前方の地山性状を定量的に把握でき、探査精度が高い。 ・探査孔を利用して他の探査手法(孔内検層、ポアホールカメラなど)との併用が可能である。 | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ない ・ 出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | 施工時に採用を検討する。 | | |

注)該当する欄の□内に✓を付す。

| | |
|--|--|
| <p>・ポーリングコアの採取を必要とする穿孔をかねた探査 ノンコアパーカッション方式が使用できないと高速施工性が失われるため ④適用にあたり、関係する基準およびその引用元 ・特になし</p> | <p>留意事項</p> <p>①設計時 ・計測システムは坑内のドリルジャンボに常設を基本とする ・各調査の比較検討結果の妥当性を確保するため、削孔ツールズ(ビット、ロッド)はできるだけ同じものを使用する ・トンネルの施工計画時点でDRIS実施を検討する場合、タンピング圧の測定可能なドリルジャンボ(削岩機)の採用にも留意が必要</p> <p>②施工時 ・穿孔(データ取得)時の削岩機フィード圧は4~5MPa程度で一定とする ・穿孔(データ取得)時のポアホールから排出されるくり粉および排水量の観察によって、岩種及び湧水地点の特定が可能</p> <p>③維持管理等 ・維持管理条件に及ぼす影響は特になし</p> <p>④その他 ・特になし</p> |
|--|--|

新技術活用計画書

| | | | | |
|--------------------------|---|---|--|--------|
| □新技術の採用有り | | | | |
| ①新技術の名称 | 濁水処理装置「クリンスピダーシステム」 | ②全体工事費に占める新技術の割合 | | % |
| □登録技術 | NETIS番号: HK-110040-VR | <input checked="" type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | | |
| ③新技術の内容 | <p>「クリンスピダーシステム」(装置)は、無機系凝集剤「クリンスピダー」を濁水に添加、攪拌して、連続的にSS(浮遊物質)の除去を行う。「浄化した上澄水」は自然界に放流し、沈殿物は簡易脱水装置「クリンセパレーター」で脱水を行い、現場内で再利用する事ができる。但し、原水に有害物質が含まれている場合は再利用が出来ないケースもある。</p> | | | |
| ④新技術の使用箇所 | <ul style="list-style-type: none"> ・濁水処理装置 ・1時間に40m³以内の濁水が発生する工事現場全般に適用できる | 使用数量 | 工種 | 濁水処理施設 |
| ⑤採用目的 | <p>経済性向上、施工性向上、品質の向上、安全性の向上、周辺環境への影響</p> | | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <ul style="list-style-type: none"> ・装置本体がコンパクトな為、設置面積が少なく、運搬費や据付費、撤去費を低減できる。 ・沈殿物が再利用可能となった為、産業廃棄物処理費用を削減できる。但し、再利用する場合、沈殿物の検査や再利用の届出が必要となるケースもあるため、各自治体に確認が必要。 ・シンプル構造の為、操作も簡単で省力的である。 ・簡易脱水装置「クリンセパレーター」により、沈殿物の脱水に要する費用が低減された。 | | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工 ・ 指定施工 | ⑧特許工法 | ある ・ <input type="checkbox"/> ない ・ 出願中 | |
| □新技術の採用無し | | | | |
| ①採用できない理由 | <p>施工時に採用を検討する。</p> | | | |

注) 該当する欄の□内にしを付す。



左:原水 濁度1568mg/L 右:処理水 濁度16mg/L

①どこに新機材があるのか(従来技術と比較して何を改良したのか)
 ・従来から使用されている高分子系凝集剤は、未反応の薬剤が処理水や沈殿物に付着した場合、処理水の濁度、沈殿物の負荷が急増しており、処理水や沈殿物の負荷が非常に少ない凝集剤です。
 ・装置本体を小型軽量化し、10トンのクレーン付トラック1台で運搬と設置が可能となりました。
 ・シンブル構造の高、装置の設置や撤去、運転操作が容易です。
 ・クリンスピーダーは少ない添加量で効果を得られます。(原水の性質やSSにより添加量は変わります。)
 ・従来の濁水処理では、沈殿物をそのまま脱水機などで脱水するケースが多く、費用も高額になるケースが殆どでした。
 本技術は市販の大型土のうを使用した簡易脱水装置「クリンスピーダー」を用いていますので、高価な装置を必要とせず経済性が高く向上しました。但し、沈殿物の処理及び脱水に、若干の手間を要します。また、現場条件によって変わりますが、大型土のう内の沈殿物は、1週間程度放置しておきますと脱水され、扱い易い状態になります。(外部から水が入らない様、必ずフレコバックの口を強く縛るなどして閉じて下さい。)
 ・原水に有害物質が含まれていないければ、沈殿物は脱水後に再利用が可能です。
 大型土のうとして使用する事が可能です。
 沈殿物は適度な保水性を有しておりますので、養生工などの用途に適しております。
 但し、原水に含まれる土粒子の性質などにより、沈殿物の状態も一定ではありませんが、再利用する場合は、発注者や各関係機関と協議を行って下さい。
 また、再利用する際は、コーン指紋が概ね20KN以内、又は一軸圧縮強度が50KN/m以上その上を人が歩ける状態まで脱水されている事を確認してから使用して下さい。

②現場条件
 ・装置本体がコンクリート基礎、設置面積が少なく、運搬費や据付費、撤去費を低減出来ます。
 ・沈殿物が再利用可能な高、産業廃棄物処理費用を削減できます。但し、再利用する場合は、沈殿物の検査や再利用の届出が必要となるケースもあり、各自治体を確認して下さい。
 ・シンブル構造の高、操作も簡単で省力的です。
 ・簡易脱水装置「クリンスピーダー」により、沈殿物の脱水に必要な費用が低減されました。

適用条件

- ①自然条件
凍結の恐れがある場合は、冬期養生が必要です。
- ②現場条件
濁水の処理量は、40m³/h以内といたします。
原水SSの上限は40mg/L(処理時で2500mg/L程度、20m³/h処理時で5000mg/L程度)といたします。
設置の際、不同沈下を防ぐ為に、敷鉄板などが必要で、クリンスピーダーの大型土のうを交換する際は、吊り上げる為の重機が必要となります。
必要電圧容量3相200V7.95kw
- ③技術提供可能地域
日本国内
- ④関係法令等
水質汚濁防止法による排水基準
土壌汚染対策法
建設汚染処理利用技術基準(国土交通省)
建設汚染処理利用技術基準(国土交通省)

適用範囲

⑤適用可能な範囲
 ・各種工事に伴う濁水処理全般に適用できます。
 ・特に効果の高い適用範囲
 ・1時間当たり5~30m³の濁水処理。
 ・原水SS1000mg/L~2000mg/Lの濁水処理。
 ・適用できない範囲
 ・1時間当たり40m³を超える濁水処理。
 ・複数の有機物が含まれた濁水。(有機物の場合、凝集効果に差があります。)
 ・適用にあたり、関係する基準およびその引用元
 水質汚濁防止法による排水基準
 土壌汚染対策法施工規則(平成14年 環令29別表第2、第3)

留意事項

- ①設計時
クリンスピーダーの添加量は、濁水の性質やSSにより調整が必要となります。事前にジャータテストを行い、最適な添加量を確認して下さい。
ジャータテストが実施出来ない場合は、「濁水1m³に対するクリンスピーダー添加量の目安」を参考にして下さい。
外気温度が0℃以下の場合、凍結防止用ヒーターや養生等の費用が別途必要となります。(原水調整機や放流装置本体や簡易脱水装置クリンスピーダーは、10トンのクレーン付トラック1台で運搬・設置が可能です。
但し、クレーン付トラックでの設置が困難な場合、別途クレーン車等による設置が必要となります。
装置の設置場所は、出来る限り水平な場所を選び、装置の不同沈下を防ぐ為に、必ず敷鉄板などを敷いた上に設置して下さい。
沈殿物の脱水に使用する大型土のうは消耗品となります。(後述の「大型土のう使用量の目安」参照)
アルカリ性濁水処理には、「炭酸ガス発生pH調整装置」(バフション)が取り付け可能です。
- ②施工時
装置本体に、大きなゴミや石が流入しないように、原水流入用バンプには防護ネットなどの措置を施し、底面より浮かせて設置して下さい。
濁水流入量は専用弁で調整が可能です。凝集剤はジャータテストで求め適正添加量になるよう操作面で調整します。
装置内に堆積した沈殿物はクリンスピーダーの大型土のうへ移送します。
土のう内の沈殿物は数十分程度の放置で透明な上澄水と沈殿物に分離しますので、「透明な上澄水」だけを移送し、目撃値をクリアしている事を確認の上処理水と共に放流します。
原水SS2500mg/L以上の濁水処理は、沈殿物処理の作業量が多くなり、常時、普通作業員1人が必要となります。
別途、沈殿池などで、SSを2500mg/L以下にしてから本装置にて処理される事をお勧めしております。
- ③維持管理等
クリンスピーダーは、高温、直射日光を避け、湿気の少ない屋内で保管して下さい。
開封後は密閉し、出来るだけ早く使用して下さい。
- ④その他
クリンスピーダーの荷姿は20kg入りの籠袋です。
<注意事項>
・服に入った場合は直ちに清潔な流水で洗眼し、医師の手当を受けて下さい。
・皮膚や粘膜に接触した場合は、流水及び石鹸でよく洗浄して下さい。
・作業中は保護メガネ、防護マスク、防護手袋を必ず着用して下さい。

| | | | | | | |
|-----------------|----------|---------|---|---|---|--|
| 撤去工事費 | 機器解体・撤去費 | 1 式 | 円 | 円 | 円 | 世役1人 電工 1人 設備撤去工 2人 普通作業員 1人 建物価値参 照 |
| 燃料費 | 軽油 | 2,184 L | 円 | 円 | 円 | 発電機50%負荷 時 建物価値参照 |
| 輸送費(往復) | 10ト>車 | 4 台 | 円 | 円 | 円 | 運搬距離1000m程 度 |
| 湯水処理装置 備費 | 返納後に整備 | 1 式 | 円 | 円 | 円 | |
| フィルタープレ ス整備費 | 返納後に整備 | 1 式 | 円 | 円 | 円 | |

特許・審査証明

特許・実用新案

| | |
|------|----------------|
| 特許状況 | 特許情報 |
| 特許情報 | 特許情報 |
| 実用新案 | 実用新案 |
| 特許番号 | 特許番号 第3169911号 |
| 実用新案 | 実用新案 |
| 実用新案 | 実用新案 |
| 備考 | 備考 |

第三者評価・表彰等

| | | |
|------------|---------------|---------------|
| 証明機関 | 建設技術審査証明 | 建設技術評価 |
| 番号 | | |
| 証明年月日 | | |
| URL | | |
| 制度の名称 | その他の制度等による証明1 | その他の制度等による証明2 |
| 番号 | | |
| 証明年月日 | | |
| 証明機関 | | |
| 証明範囲 | | |
| URL | | |
| 評価・証明項目と結果 | 試験・調査内容 | 結果 |

単価・施工方法

施工単価

- ・クリンスピーダーシステムHCS-40型は濁水処理能力40m³/hです。
- ・クリンスピーダーの添加量は、事前にジャーテストで確認が必要で、
- ・据付、搬去工事費に、交通費、宿泊費等は含まれておりません。
- ・据付工事費、撤去工事費は、10トンのクレーン付トラックを使用した場合の金額です。現場条件によりクレーン車が必要なる場合は別途計上して下さい。
- ・据付及び撤去工事費に、運搬費は含まれておりません。
- ・下記価格表には、原水調整槽、放流槽、発電機等の費用は含まれておりません。
- ・装置レンタル料は、凍結防止に係る費用(防凍養生費、屋根、敷設などの費用)は含まれておりません。
- ・沈殿物の処理を行う場合、消耗品として大型土のう使用量の目安を参考にして下さい。
- ・返却時の状態によって、整備費は追加費用が発生する場合があります。
- ・水質検査や沈殿物検査の費用は含まれておりません。

クリンスピーダーシステム価格表

| 項目 | 仕様 | 数量 | 単位 | 単価 | 備考 |
|---------------|---------------------------|----|----|----|---------------|
| 装置レンタル料 | HCS-40型 (本体のみ) | 1 | 月 | | 1ヶ月あたりのレンタル料金 |
| 装置レンタル料 | 本体+クリンセパレーター(大型土のう2個用) | 1 | 月 | | 1ヶ月あたりのレンタル料金 |
| 装置レンタル料 | 本体+クリンセパレーター(大型土のう4個用) | 1 | 月 | | 1ヶ月あたりのレンタル料金 |
| 据付工事費 | | 1 | 式 | | |
| 撤去工事費 | | 1 | 式 | | |
| クリンスピーダー(薬剤) | 20g/袋 | 1 | 袋 | | |
| 整備費 | 返却時 | 1 | 式 | | |
| 炭酸ガス式除菌pH処理装置 | 処理能力20m ³ /h以下 | 1 | 月 | | (オプション) |
| 濁度・pH監視装置 | 回転灯、警報付き | 1 | 月 | | (オプション) |

歩掛り表あり(自社歩掛)

施工方法

- 1・クリンスピーダーシステムの据付場所は、極力、平坦な場所を装置敷設地などを設置します。(不回流を防ぐ為)
- 2・装置本体を据付後、水平を取ります。ポンプはゴミなどが流入しないよう防護ネット等を無し底面から浮かせて設置します。また、発電機と操作盤の電線を接続します。
- 3・原水流入管とポンプを接続します。ポンプはゴミなどが流入しないよう防護ネット等を無し底面から浮かせて設置します。
- 4・如里水放流管を放流槽(別添)に設置、固定します。
- 5・クリンセパレーターの原水に沈殿物受入用の大型土のうを設置し、放流物排出管をセツトします。
- 6・階段、転落防止柵を設置します。
- 7・定置供給装置に「クリンスピーダー」を入れます。(必ず蓋を閉め、ロックして下さい。)
- 8・定置供給装置のスイッチをONにし、ジャーテストで求められた投入量にセツトします。(薬剤の投入を確認して下さい。)
- 9・原水流入用ポンプを動作して、原水を装置内に送水します。(操作盤のスイッチをONにします。)
- 10・第一、第二、第三攪拌機のスイッチをONにします。攪拌機は規定の水位に達した時点で攪拌を開始します。
- 11・処理水の管理をする際に「濁度・pH監視装置」(オプション)を放流槽に設置することでより厳密な管理を行うことが可能です。
- 12・沈殿槽に溜まった沈殿物は、ポンプで大型土のうに排出し、数十分程度放置後にクリンセパレーターで、上澄みだけを沈殿物処理水排出部に移送します。
- 13・大型土のう内に残った沈殿物は、水分を含んでおり、大型土のうの目合いよりゆっくりに取り除けて行きます。
- 14・取水された沈殿物は、現場内で再利用が可能です。その場合、発注書や各関係機関との協議のうえ、各自治体に対し必要な手続きを行って下さい。
- 15・原水に有害物質が含まれている恐れがある場合は、沈殿物の成分分析を行い、土壌汚染対策法の基準値をクリアしない場合は、産業廃棄物等の措置を行って下さい。
- 16・濁水処理作業を終了する場合は、操作盤の各スイッチをOFFにして下さい。

大型土のう使用量の目安(1日8時間稼働時の使用量の目安)

| 原水濁度 (mg/L) | 大型土のう使用量 (袋) |
|-------------|--------------|
| 500程度 | 約1.0袋 |
| 1000程度 | 約1.7袋 |
| 1500程度 | 約2.2袋 |
| 2000程度 | 約2.8袋 |
| 2500程度 | 約3.3袋 |
| 3000程度 | 約3.8袋 |
| 3500程度 | 約4.2袋 |
| 4000程度 | 約4.5袋 |
| 4500程度 | 約4.9袋 |
| 5000程度 | 約5.5袋 |

今後の課題とその対応計画



クリンセパレーター

①今後の課題
 1)SS500mg/l以上の濁水を処理する場合、沈殿物を受容れる大型土のうが多数必要となり、沈殿物処理に普通作業員1人が常時必要となります。
 クリン/セリ/ーターは排水に時間を要する為、大量の沈殿物を処理する場合は、別途、対策が必要となります。
 2)アルカリ性濁水の処理。
 3)処理水の濁度とpHの自動計測、及び異常時の警報発令。
 4)濁水処理量の自動記録。
 5)低コスト凝集剤の開発。
 ②研究計画
 1)沈殿池やノッチタンクで、事前にSSを250mg/l以下にしてから本システムにて処理を行います。
 2)処理カス式高pH処理装置を開発し平成30年度より実用化。
 3)濁度、pH監視装置を開発し平成30年度より実用化。
 4)専用ソフトを開発し、現在テスト及び改良中。
 5)低コストで現状の効能を得られない凝集剤の開発に取組中。

問合せ先・その他

| | |
|--------------|--|
| 収集整備所 北海道開発局 | |
| 開業年 | 2010 (H22) |
| 登録年度 | 2011 (H23) |
| 登録年月日 | 2011/11/15 (H23/11/15) |
| 最終評価年月日 | 2017/11/13 (H29/11/13) |
| 最終更新年月日 | 2019/05/29 (R01/05/29) |
| キーワード | 安心・安全 節電 節水 節材 コスト削減 生産性の向上 公共サービスの向上 公共サービスの向上 公共サービスの向上 公共サービスの向上 自由記入：小型濁水処理装置 無機系凝集剤 沈殿物処理装置 |
| 開発目標 | 省人化 省電力 処理性の向上 施工性の向上 施工性の向上 施工性の向上 施工性の向上 施工性の向上 廃棄物減への影響抑制 省資源・省エネルギー 品質の向上 リサイクル性能向上 |
| 開発体制 | 単独(専) 単独(兼) 共同開発(専・兼) 共同開発(専・兼) 共同開発(兼・専) 共同開発(兼・専) |
| 開発会社 | 株式会社北陽 |
| 問合せ先 | 技術 会社 株式会社北陽 北海道支社 礼幌工場 担当者 [REDACTED] 住所 〒007-0841 北海道札幌市東区北41条東3丁目3-10 陽和ビル TEL 011-711-7105 FAX 011-711-2220 E-MAIL hoshho@hk-hokuyo.jp URL http://www.hokuyo-gr.co.jp/ 営業 会社 株式会社北陽 北海道支社 営業総括部 担当者 [REDACTED] 住所 〒007-0841 北海道札幌市東区北41条東3丁目3-10 陽和ビル TEL 011-711-7105 FAX 011-711-2220 E-MAIL shingima@hk-hokuyo.jp URL http://www.hokuyo-gr.co.jp/ その他 |

業務等実施状況

| |
|--|
| <p>NO IMAGE</p> |
| <p>試験日 平成23年3月1日 試験場所 北海道 札幌工場</p> <p>試験目的 SS4000mg/L以上の濁水を、1時間あたり20m³処理し、処理水が目標値(SS500mg/L)以内であることを確認する。また、沈殿物の処理が適正に行われることを確認する。</p> <p>① 原水の濁度計測 まず、人工的に作った濁水を採取し濁度及びSSの計測を行う。SSは本来、公定法による測定を行うべきであるが、計測時間を要する為、簡易測定法として濁度計を用いて測定を行った。濁度計は空研理工工業株式会社製のTR-1Z、スターラーは㈱三商社製のSA-501を使用した。</p> <p>濁度計は1000mg/Lまでしか計測出来ない為、10倍に希釈して測定を行った。</p> <p>向、原水及び処理水は、別途各2採取し、後日、検査機関にて公定法による測定を実施する。</p> <p>原水の濁度測定値4180mg/L 原水のSS測定値6700mg/L(後日、検査により測定)</p> <p>② クリンスピーダー過正添加量を求める 実験データにより、4000～5000mg/Lの濁水に対する添加量の目安は110mg/Lだが、添加量を変えて何度かシャッターテストを行った結果、過正添加量は150mg/Lであった。</p> <p>③ 実験運転 過正添加量150mg/Lにて運転を開始し、安定的に処理されているかを確認する。</p> <p>④ 結果 処理水の濁度測定値15mg/L 処理水のSS測定値32mg/L(後日、検査により測定)、 原水SS6000mg/L程度の濁水でも、1時間に20m³処理可能である事が確認出来た。 装置の運転状況も安定しており、沈殿物の処理も適正に行われていた。</p> <p>⑤ 考察 実験では、SS6700mg/Lの濁水を安定的に処理し、沈殿物も問題なく処理出来たが、 安全率を考慮し、処理可能なSSの上限値を75%とする。 6700mg/L×0.75=5000mg/L ゆえにクリンスピーダーシステムで安定的に処理出来るSSの上 限値を5000mg/L程度とする。</p> <p>※ 装置改良後の試験 試験日 平成24年7月19日 試験場所 北海道 札幌工場</p> <p>試験目的 部伴槽を2槽式に改造し、凝集剤の反応時間を長くする事で処理量を20m³/hから40m³/hに増やす事が可能であるかを検証する。</p> <p>試験結果 原水濁度1955mg/L、クリンスピーダー添加量100mg/L、原水流入量40m³/hの条件で実験運転を行った。 処理水の濁度は24～37mg/Lと安定的に処理されており、40m³/hの処理能力を有している事が確認出来た。 処理量が2倍になった事で、槽内の流速や沈殿物の堆積スピードも2倍となる為、40m³/h処理時の原水SS上限値は2500mg/L程度とする。</p> |
| <p>添付資料</p> |

| | | | | | | | | |
|--|--|---|-----|----------|-----|-----|----|--|
| <p>① クリンスピーダーシステムカメラログ ② クリンスピーダーカメラログ ③ クリンスピーダーシステム標準価格表 ④ クリンスピーダーシステムメンテナンス料金価格表 ⑤ クリンスピーダーの土壤溶出試験表 ⑥ クリンスピーダーの土壌溶出試験表 ⑦ クリンスピーダー添加量の目安(参考資料) ⑧ 大船土のう使用量の目安(参考資料) ⑨ 車用新薬登録証(クリンセパレーター) ⑩ クリンスピーダーシステム操作手順 ⑪ クリンスピーダーシステム運転試験報告書 ⑫ クリンスピーダーシステム手順表</p> <p>参考文献</p> <p>水質汚濁防止法 国土交通省土木工事用標準 平成23年度版 (財団法人建設物価調査会) 平成22年度版 建設機械等標準 北海道補正版 (社団法人日本建設機械化協会) 建設物価 平成23年10月号 (財団法人建設物価調査会)</p> <p>その他写真</p> |  <p>工所用道路脇の狭いスペースに設置</p>  <p>沈殿物は再利用する事が可能です。</p> |  <p>大井龍馬牌クリンスピーダーシステム(特大型)</p> | | | | | | |
| <p>施工実績</p> | <table border="1"> <tr> <td>国土交通省</td> <td>20件</td> </tr> <tr> <td>その他の公共機関</td> <td>11件</td> </tr> <tr> <td>民間等</td> <td>3件</td> </tr> </table> | 国土交通省 | 20件 | その他の公共機関 | 11件 | 民間等 | 3件 | |
| 国土交通省 | 20件 | | | | | | | |
| その他の公共機関 | 11件 | | | | | | | |
| 民間等 | 3件 | | | | | | | |

新技術活用計画書

| | | | |
|--|--|--|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用有り | | | |
| ①新技術の名称 | トンネルウォール | ②全体工事費に占める新技術の割合 | % |
| <input checked="" type="checkbox"/> 登録技術 | NETIS番号: CB-070003-V | <input type="checkbox"/> 一般工事 <input type="checkbox"/> 技術活用パイロット事業 <input type="checkbox"/> 試験フィールド <input type="checkbox"/> 未評価 | |
| ③新技術の内容 | <p>・現場打ちで作られていた監視員通路壁をプレキャストする事で、大幅な工期短縮また美しい仕上がり、コスト縮減を実現した。</p> | | |
| ④新技術の使用箇所 | トンネル内監視員通路壁の施工 | 使用数量 | 工 種 |
| | | | トンネル工 |
| ⑤採用目的 | <p>経済性(省力化・省人化)・<input checked="" type="checkbox"/>施工精度・工期短縮・安全性・リサイクル・環境性(作業環境・周辺環境・地球環境)</p> | | |
| ⑥新技術活用による効果 | <p>・プレキャストしたことにより、安定した美しい仕上がりを実現した。 ・プレキャスト製品のため他の工種、工程の組み合わせ、同時施工を可能とした。</p> | | |
| ⑦施工方法 (①で一般工事の場合のみ記入) | 任意施工・指定施工 | ⑧特許工法 | <input checked="" type="checkbox"/> ある・ <input type="checkbox"/> ない・出願中 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 新技術の採用無し | | | |
| ①採用できない理由 | <p>本トンネルは監視員通路を設置しないため。</p> | | |

注)該当する欄の□内にしを付す。

| | | |
|---|--------------------------------------|--|
| のつくり 且本大賞 国工技優 部賞 建築技術 審査証書 ※ | 他機関の 評価結果 | 2015.04.14現在 登録 No. CB-070003-V |
| 技術 名称 トンネルウォール | 事後評価済み技術 (2013.12.06) | 事後評価済みの技術 (2013.12.06) |
| 事前審査 試行実証評価 活用効果評価 | 提案 技術 評価促進 技術 活用促進 技術 | 技術の位置付け(有用な新技術) 活用促進 技術(旧) ★ 平成26年度～ 平成28年度～ H26年4月1日～ |
| 活用効果調査入力様式 | 活用効果調査入力様式 | 活用効果調査入力様式 |
| 活用効果調査入力システムを使用 して下さい。 | 有 | 活用促進 技術 |

上記※印の情報以下の情報は申請者の申請に基づき掲載しております。申請情報の最終更新年月日:2014.04.01

| | |
|--------------|----------|
| 分類1 トンネル工 | 区分 製品 |
|--------------|----------|

概要

①何について何をすすめる技術なのか?
 トンネル内で監視員通路を設ける場合、従来は現場打ちで作られていた。しかしその仕上がりは、施工業者による品質のバラつきが生じていたのが現状である。そこでプレキャスト化する事で、仕上りの美しさ、コストの削減、施工期間の短縮を達成した。

②従来はどのような技術で対応していたのか?
 監視員通路は従来、現場打ちで通路の壁面を構築して内部の管路埋設空間を確保していた。プレキャスト化する事によって現場打ちの工程である鉄筋の組付、型枠の設置、生コンの打設、養生、脱型の手順がトンネルウォールの設置のみの1工程で通路壁が構築できる(生コン打設でトンネルウォールの固定はあるが、型枠は不要である)

③公共工事のどこに適用できるのか?
 トンネル工事全般
 ※壁高は、H900、H1000があります。



新規性及び期待される効果

①どこに新規性があるのか?従来技術と比較して何を改善したのか?
 現場打ちで作られていた監視員通路壁をプレキャストする事で、大幅な工期短縮また美しい仕上がり、コスト削減を実現した。

②期待される効果は?新技術活用のメリットは?
 1.美しい仕上がり
 2.プレキャストしたことにより、安定した美しい仕上りを実現しました。(消火栓用、非常電話用、非常駐車帯用もすべてプレキャスト化をしました。)
 3.工期短縮
 従来は脱型をまって次の工程へ進んでいたところを、プレキャスト製品のため他の工程、工程の組み合わせ、同時施

工を可能とするため全体の工程を短縮出来ます。

3.コスト削減
 品質の向上、工期短縮を実現した上でコストの削減を可能としています。
 ※削溝打付、舗装、通路壁の立ち上げといった工程は従来工法と同一であるため、舗装機械の改造を必要としない。
 ※現場打設コンクリート(底筋)により一体化され強固な構造となるため、外的要因で通路壁が守れる事はありません。

適用条件
 ①自然条件
 特になし
 ②現場条件
 トンネル工事全般。
 ③技術提供可能地域
 全国
 ④関係法令等
 特になし

適用範囲
 ①適用可能な範囲
 トンネル工事全般。
 ②特に効果の高い適用範囲
 トンネル工事全般。
 重量が1本当り800kg程度と軽量であるため、大型の重機を必要とせず、狭い施工スペースでの施工を可能とします。
 ③適用できない範囲
 監視員通路を必要としない場合。
 ④適用にあたり、関係する基準およびその引用元
 特になし

留意事項
 ①設計時
 非常駐車帯の曲線部、消火栓用、非常電話用、排水用の役物があるためその位置を明確にする。
 ②施工時
 専用の吊金具と連結用のパーフェクトジョイントを使用する。
 ③維持管理等
 特になし
 ④その他
 特になし

(2) 路側排水工形式の変更

路側排水路形式の比較検討結果、「二次製品円形水路（薄型円形水路）」が経済性に優れる結果となり、施工時に採用となった場合は、現時点での市場価格では■■■■■円のコスト削減が可能となる。

表 14.1.3 路側排水工の形式変更によるコスト削減

| 工法概要 | |
|-----------------------------|---|
| 二次製品円形水路 (標準仕様) | |
| 経済性 (諸経費 50%) | ■■■■■円/m × (468m) × 2(両側) × 1.5(諸経費込) ≒ ■■■■■円 (■■■■■円) |
| 二次製品円形水路 (薄型円形水路) 採用案 | |
| 経済性 (諸経費 50%) | ■■■■■円/m × (468m) × 2(両側) × 1.5(諸経費込) ≒ ■■■■■円 (■■■■■円) |

§ 15. リサイクル計画書

リ サ イ ク ル 計 画 書 (詳 細 設 計)

設計概要

| | |
|----------|-------------------------------|
| 発注機関名 | 国土交通省 東北地方整備局 鳥海ダム工事事務所 |
| 委託名 | 鳥海ダム2号トンネル詳細設計業務 |
| 履行場所 | 秋田県由利本荘市鳥海町百宅地内 |
| 設計概要等 | 2号トンネル(L=468.016m)の詳細設計業務を行う。 |
| 工事着手予定時期 | |

建設資材利用計画

| 建設資材 | ① 利用量 | ② 現場内利用可能量 | ③ 再生材利用可能量 | ④ 新材利用可能量 | ⑤ 再生資源利用率 (②+③)/①×100% | 備考 |
|-----------|-------------|------------|------------|-------------|---------------------------|----|
| 土砂 | 1661.2 地山m3 | 289.5 地山m3 | 0.0 地山m3 | 1371.7 地山m3 | 17.4 % | |
| 石 | 1920.3 ト | 0.0 ト | 1920.3 ト | 0.0 ト | 100.0 % | |
| アスファルト混合物 | ト | ト | ト | 0 ト | % | |

※最下段には、その他の再生資材を使用する場合に記入する。

建設副産物搬出計画

| 指定副産物の種類 | ⑥ 発生量 | ⑦ 現場内利用可能量 | ⑧ 他工事への搬出可能量 | ⑨ 再資源化施設への搬出可能量 | ⑩ 最終処分量 | ⑪ 現場内利用率 (⑦)/(⑥)×100% | 備考 |
|----------------|--------------|------------|--------------|-----------------|----------|--------------------------|----|
| 建設 第1種 建設発生土 A | 29011.4 地山m3 | 地山m3 | 29011.4 地山m3 | | 0.0 地山m3 | 0.0 % | |
| 建設 第2種 建設発生土 D | 289.5 地山m3 | 289.5 地山m3 | 0.0 地山m3 | | 0.0 地山m3 | 100.0 % | |
| 発生 第3種 建設発生土 | 地山m3 | 地山m3 | 地山m3 | | 地山m3 | % | |
| 発生 第4種 建設発生土 | 地山m3 | 地山m3 | 地山m3 | | 地山m3 | % | |
| 土 (浚渫土) | 地山m3 | 地山m3 | 地山m3 | | 地山m3 | % | |
| 合計 | 29300.9 地山m3 | 289.5 地山m3 | 29011.4 地山m3 | | 0.0 地山m3 | % | |
| コンクリート塊 | ト | ト | ト | ト | | % | |
| アスファルト・コンクリート塊 | ト | ト | ト | ト | | % | |
| 建設発生木材 | ト | ト | ト | ト | | % | |
| 建設汚泥 | ト | ト | ト | ト | | % | |

※建設発生土の区分 (既存資材から判断するものとする)

- ① 第1種建設発生土…砂、礫及びこれらに準ずるもの。
- ② 第2種建設発生土…砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの。
- ③ 第3種建設発生土…通常の施工性が確保される粘性土及びこれらに準ずるもの。
- ④ 第4種建設発生土…粘性土及びこれらに準ずるもの。(第3種建設発生土を除く)
- ⑤ 泥土(浚渫土)…浚渫土のうち概ねqc2以下のもの。

※建設発生木材の中には、伐開除根材及び剪定材を含む。

※利用・搬出可能量は、現時点で算出可能なものを記載する。

※建設副産物の搬出計画について、基本的には全量を再利用することを原則として計画する。

※数値記載のないものは、本設計では適用外。

| 《注記》 | 28443.3 | A |
|-------------|---------|---|
| ・ トンネルズリ | 964.5 | B |
| ・ インバート埋戻 | 237.7 | A |
| ・ 地下排水掘削 | 191.6 | C |
| ・ 地下排水碎石 | 672.3 | C |
| ・ 舗装路盤碎石 | 11.4 | A |
| ・ 舗装路盤掘削 | 27.5 | B |
| ・ 舗装路盤埋戻 | 56.0 | C |
| ・ 監視員通路路盤碎石 | 261.8 | B |
| ・ 監視員通路埋戻 | 289.5 | D |
| ・ 坑門工掘削(土砂) | 319.0 | A |
| ・ 坑門工掘削(軟岩) | 407.4 | B |
| ・ 坑門工埋戻 | 0.0 | B |
| ・ 坑門工盛土 | | |

§ 16. 概 算 工 事 費

16.1 概算工事費

2号トンネル概算工事費内訳

金 XXXXXXXXXX 円

本坑：(L=468.016m)当り

| 費目 | 工種 | 細別 | 単位 | 数量 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-------|------|----------|----------------|---------|----|-----------------------------------|---|
| トンネル工 | | | | | | | |
| | 本體工 | | m | 466.616 | | | |
| | | CII-b | m | 233.0 | | | 四国地整概算工事費資料 |
| | | DI-b | m | 181.016 | | | 四国地整概算工事費資料 |
| | | DIIIa | m | 52.6 | | | 四国地整概算工事費資料 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | 坑門工 | 起点側 | 式 | 1 | | | 坑門工比較表より |
| | | 終点側 | 式 | 1 | | | 坑門工比較表より |
| | | | | | | | |
| | 舗装工 | B=6.584m | m ² | 3,081.4 | | | 6.584×468.016m H26近畿地整工事費概算単価表(案)P43 |
| | 仮設備費 | | 式 | 1 | | 内訳①より H26近畿地整工事費概算単価表(案)P41,42 | |
| 小計 | | | | | | 直工 | |
| 諸経費 | | | | | | 50% | |
| 合計 | | | | | | 小計+諸経費 | |
| | | | | | | 1m当り | |

2号トンネル

トンネル仮設備

工費

| 工種・規格 | 単位 | 施工量 | 単価 (円) | 金額 (円) | 備考 |
|--------------|----|---------|--------|--------|------------------------|
| トンネル仮設備保守 | m | 468.016 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P41 |
| トンネル照明設備 | m | 468.016 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P41 |
| トンネル用水設備 | m | 468.016 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P41 |
| トンネル排水設備 | m | 468.016 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P41 |
| トンネル換気設備 | m | 468.016 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P41 |
| トンネル送気設備 | m | 468.016 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P41 |
| 仮設電力設備 | m | 468.016 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P42 |
| 吹付プラント設備組立解体 | 箇所 | 1 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P42 |
| スライドセントル組立解体 | 式 | 1 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P42 |
| 防水作業台車組立解体 | 式 | 1 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P42 |
| トンネル用濁水処理設備 | m | 468.016 | | | H26近畿地整工事費概算単価表(案) P42 |
| 坑内外用発動機 | 式 | 1 | | | メーカーヒアリング |
| 使用燃料料金 | 式 | 1 | | | 令和3年度建設機械等損料表P9~10 |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| 合計 | | | | | 直工費 |
| 備考 | | | | | |

§ 17. 今後の課題と施工時の申し送り事項

17.1 今後の課題

本業務に関する今後の課題について、下表に取り纏める。

表 17.1.1 今後の課題

| 項 目 | 関係先 | 内 容 | |
|-------------------|-------------------|-------------------|---|
| (1) 土木設計 関係 | 工務課 | 1) 雪崩・落石 対策工 | <ul style="list-style-type: none"> ・起点側坑口の上部に落石となる可能性がある<u>巨石(φ300cm超)</u>が1箇所確認されている。対象が大規模であるが1箇所のため待ち受け対策は不経済であり、発生源対策(ロープネット掛工等)も用地外のため適切ではない。 →対応として、<u>小割除去</u>が考えられる。今後、トンネル工事に合わせて巨石の除去工を実施することが望ましい。 ・終点側坑口背面は、<u>急峻地形</u>であり、<u>立木がなく下草のみ</u>の箇所が確認されており、<u>雪崩発生の可能性</u>が考えられる。また、露頭する凝灰角礫岩が風化し、<u>将来的に礫部分が落石となる可能性</u>も考えられる。坑門工検討においては、概略の対策工を想定し、比較を実施した。 →今後、<u>路線を通して雪崩(落石)対策工の検討を実施される予定</u>である(打合せにて確認)。 |
| | | 2) 工事電力 | <ul style="list-style-type: none"> ・ダム本体工事等、<u>事業全体の工事電力使用状況</u>によっては、<u>商用電力による電力供給が困難</u>となる可能性がある。 →今後、<u>併行する他工事の使用電力量を詳細把握の上、電力の供給方法を選定</u>する必要がある。なお、「施工・仮設備報告書」において、発動発電機の電力計算書や追加概算工費を整理している。 ・商用電力を用いる場合において、フリッカ対策を検討した結果、<u>流通するフリッカ対策装置では規制値(∠V<1.87%:東北電力提示)を満足できないことが分かった</u>。規制値(∠V<4.00%)を緩和することで、<u>フリッカ装置(1000kVA)により対策が可能</u>となる。 →今後、<u>東北電力と協議し、規制値の低減を確認する必要がある</u>。 |
| (2) 設備設計 関係 | 設備 担当課 ・工務課 | 1) 設備ハンド ホール設計 | <ul style="list-style-type: none"> ・今後、設備詳細設計にてトンネル照明等を設計する際には、土木構造物(擁壁工、排水工等)との干渉を回避した位置に設備ハンドホールを計画する必要がある。 |
| | | 2) 照明立ち上 げ管路 | <ul style="list-style-type: none"> ・照明の立ち上げ管路(埋込み配管(FRP50)両側)はトンネル工事にて実施の必要があるため、当該業務にて、東北地整の他事例を参考に設計図を作成した。 →設備詳細設計により変更が生じた場合は、変更内容をトンネル設計図面(発注図)へ反映させる必要がある。 |

17.2 施工時の申し送り事項

本トンネル工事に関する施工時の申し送り事項について下表に取り纏める。

表 17.2.1 施工時の申し送り事項（1）

| 項 目 | 内 容 | |
|------------------------|---------------------------------|---|
| (1) 施工 仮設備 計画 | 1) 施工仮設備 配置計画 | <ul style="list-style-type: none"> ・本設計では、起点側坑口付近の本線盛土上に主要な施工仮設備配置、工事用進入路付近にずり仮置き場を計画している。 →施工時には、その時点での事業進捗状況をもとに、適宜、施工仮設備配置計画を見直すことが望ましい。 |
| | 2) 工事用水の 取水 | <ul style="list-style-type: none"> ・工事用水の水源を沢水とする場合、時期によっては水量が乏しいことがあり得る。 →準備期間中に順次貯留し、施工中は濁水処理水を循環させて使用する等の対応が必要となる。また、取水にあたっては、事前に地元の了解を得る必要があり、取水不可の場合は、百宅川から取水や給水車を用いる等の代替案が考えられる。 |
| | 3) フリッカ 対策 | <ul style="list-style-type: none"> ・施工時には、配電線の張替の可能性もあることから工事時期における電力の供給状況を確認の上、施工者が使用する機械を確定後、必要に応じてフリッカ対策検討を見直した上で、事前に東北電力(株)と協議を行い、適切な対策を講じる必要がある。 ※但し、ダム本体工事のとの兼ね合いにより、トンネル工事を発電機発電で施工する場合は上記の問題はない。 |
| | 4) 高調波 対策 | <ul style="list-style-type: none"> ・施工時に古い施工機械(インバータ制御がついていない機械)を用いた場合、高調波流出電流が発生するおそれがある。 →施工機械は、高調波抑制対策の取られた仕様とするなど、対策が必要である。 ※但し、ダム本体工事のとの兼ね合いにより、トンネル工事を発電機発電で施工する場合は上記の問題はない。 |
| | 5) 地山に重金 属が含有す る場合の対 応 | <ul style="list-style-type: none"> ・当該トンネルにおいて、発生ずりが重金属を含む要対策土である場合は、これを踏まえた現場管理が必要となることから、以下の事項に留意する必要がある。 i) 発生したずりは、公定法などにより対策要否を判定する必要がある。 ii) 対策要否の判定には時間を要するため判定ができるまでは、ずり仮置き場に保管する必要がある。 iii) ずり仮置き場は遮水シートにて養生するなど、風雨による飛散を防止する必要がある。 iv) トンネル湧水は、定期的に水質試験を行い、基準値を超過する重金属が溶出している場合は、濁水処理装置に対象となる重金属除去装置を付加する必要がある。 v) 施工時周辺の河川や地下水の水質調査を行い、周囲の水質汚染等をモニタリングする必要がある。 ※報告書では他箇所類似事例も参考として、上記の対応方法を取りまとめているので参照のこと。 |
| | 6) 猛禽類への 影響 | |

表 17.2.2 施工時の申し送り事項（2）

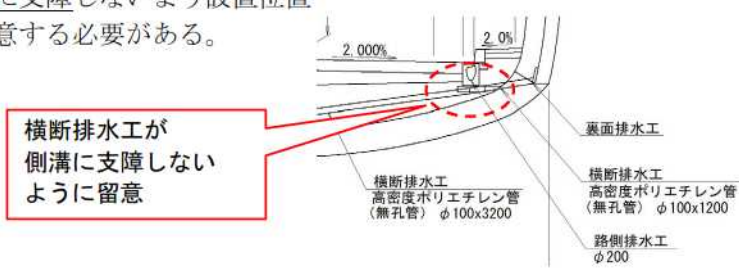
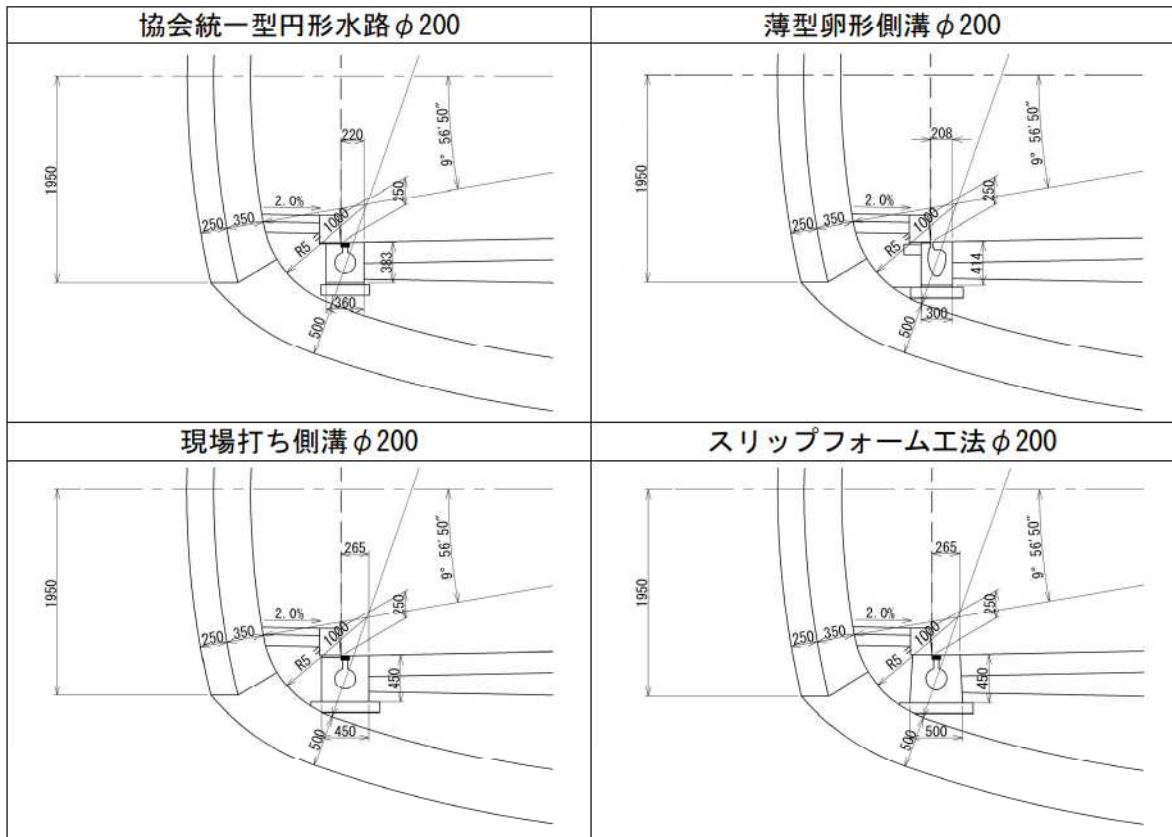
| 項 目 | 内 容 |
|--------------------------|--|
| <p>(2) 地山分類</p> | <p>1) 支保パターンの見直し</p> <ul style="list-style-type: none"> ・施工時には切羽の状況、計測工の結果を確認の上、設計時の支保パターンの妥当性を確認し、適宜対応を図る必要がある。 →押し出し性等のある場合はランクアップ(D I →D II)を検討する一方、地山状態が良く変位が小さい場合はランクダウン(D I →C II)も検討し、適切な支保パターンを適用すること。 ・凝灰角礫岩 (Tb-1) の分布範囲においては、岩種として供用後の盤膨れ等の可能性があるため、施工時に試験（浸水崩壊度試験、X線回折試験、CEC試験等）を実施し、膨張性の判定を行うことが望ましい。将来的な膨張性の可能性が確認された場合には、C II-bパターンにインパートを設置することが望ましい。 |
| <p>(3) 補助工法関係</p> | <p>2) 補助工法の検討</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本設計では、以下箇所について補助工法の必要性を検討した。 ① 起点側坑口部 (No. 95+18.0 ~ No. 96+0.0 (L=2m)) : 強風化帯の土砂及び風化細粒砂岩 (RQD: ほぼ0の区間が連続) が天端に分布しているため、切羽の不安定化が懸念される。 →施工時に切羽状況や計測工の結果に鑑みて、補助工法の要否を判断する必要がある。 ・設計報告書では、切羽の不安定化が懸念される範囲、及び各種補助工法(注入式フォアポーリング、長尺鋼管フォアパイリング等4工法)を整理した。 →施工時に補助工法を適用する際は、必要となる理由を明確にするとともに、適用条件(対象延長、切羽崩落状況等)に応じ、その効果と経済性から適切な補助工法を選定する必要がある。 <p>3) ウレタン注入材の安全管理</p> <ul style="list-style-type: none"> ・補助工法として、薬液注入を採用する際は、「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針」(建設省技調発第160号 昭和49年7月10日)に基づくものとする。特に、注入材としてウレタン系材料を使用するに際しては、「山岳トンネル工法におけるウレタン注入の安全管理に関するガイドライン」(NEXCO 平成17年10月)などを参考に、安全管理に留意するものとする。 |
| <p>(4) トンネル排水工関係</p> | <p>1) 横断排水工と側溝の干渉</p> <ul style="list-style-type: none"> ・横断排水工の施工にあたっては、<u>側溝に支障しないよう設置位置に留意する必要がある。</u>  <p>横断排水工が側溝に支障しないように留意</p> <p>2) 中央排水工のフィルター材</p> <ul style="list-style-type: none"> ・中央排水工のフィルター材はS-30を基本とする。ただし、市場における流通性より代替品を用いる場合は、フィルター材の透水性の確保、中央排水(有孔孔)の孔やフィルター材の自体の目詰まりを生じない材料を使用する必要がある。参考として、NEXCOにおける仕様規定を以下に示す。 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>$\frac{D_{15} \text{ (フィルター材料)}}{D_{85} \text{ (周辺の土)}} < 5$ …… フィルター材料が周辺の土によって詰まらない条件</p> <p>$\frac{D_{15} \text{ (フィルター材料)}}{D_{15} \text{ (周辺の土)}} > 5$ …… フィルター材料が周辺の土に比較して十分な透水性があるための条件</p> <p>$\frac{D_{85} \text{ (フィルター材料)}}{d} > 2$ …… 孔あき管の孔および継目にフィルター材が詰まらない条件</p> <p>ここに、 D_{15}, D_{85} : 粒径加積曲線においてそれぞれ通過百分率15%および85%に相当する粒径(mm) d : 孔あき排水管の孔径または管の継目間隔(mm)</p> </div> <ul style="list-style-type: none"> ・なお、RC-40も代替として用いることも可能であるが、アルカリ湧水の原因となる場合があるため、試験等により問題ないことを確認の上適用する必要がある。 |

表 17.2.3 施工時の申し送り事項 (3)

| 項 目 | 内 容 | |
|------------|-----------------|--|
| (5) 舗装工 | 1) 路盤工 | <ul style="list-style-type: none"> 舗装工の路盤は、東北地方整備局管内のトンネル設計実績を基に「粒度調整碎石」を採用している。 →施工時に多量の湧水が確認される場合は、「舗装設計便覧」等の記載に基づき「セメント安定処理」に見直すなど適宜対応を図ること。 |
| | 2) 排水工 | <ul style="list-style-type: none"> 本設計では現時点の見積を徴収の上、比較検討の結果、経済性で優位となる工法(薄型卵型側溝)を採用している。 →工事発注時には、その時点での情勢を考慮したうえで、最適な施工法を選定することが望ましい(下表の通り、いずれの排水工を採用してもトンネル断面に支障することはない)。 |
| (6) 擁壁工 | 大型ブロック積擁壁 | <ul style="list-style-type: none"> 直近の鉛直ボーリングより支持地盤は岩盤(砂岩 Ss、平均 N=70、礫岩 Cg、平均 N=83~141)であるため、支持地盤は問題ないと判断した。 →施工時には、平板載荷試験等で擁壁工の必要地耐力を有することを確認の上、施工を実施すること。 |
| (7) その他 | BIM/CIM に関する引継ぎ | <ul style="list-style-type: none"> 本設計は、BIM/CIM 活用業務につき、モデルを作成しており、施工時においても BIM/CIM 活用工事となることが想定される。BIM/CIM 事前協議・引継ぎシート等を参考の上、本設計で作成したモデルを活用のこと。 |

表 17.2.4 路側排水工法による断面支障有無の確認



§ 18. 參考資料

18.1 大型ブロック積擁壁 構造計算書

次頁以降に、大型ブロック積擁壁 構造計算書設計を以下に示す。

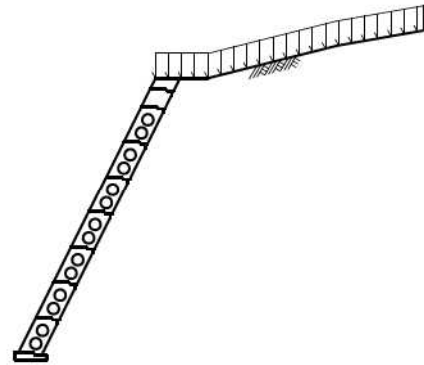
| | |
|-----------------------------------|---------------|
| 01_ (詳細設計：起点坑口_左側) 大型ブロック積擁壁設計計算書 | ・ ・ ・ ・ 18-3 |
| 02_ (詳細設計：起点坑口_右側) 大型ブロック積擁壁設計計算書 | ・ ・ ・ ・ 18-44 |
| 03_ (詳細設計：終点坑口_左側) 大型ブロック積擁壁設計計算書 | ・ ・ ・ ・ 18-78 |

設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 大型ブロック積擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 8.000$ (m)
底版幅 $B = 0.900$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
うらかたくん



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

- | | |
|-----|-------------------------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧) |

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

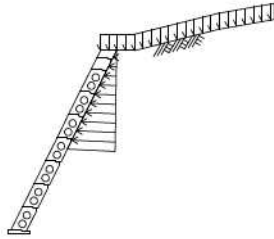
製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリートを自重として考慮した。

自重 : $W_c = 129.73$ (kN)

2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 36.00(^{\circ})$
 単位体積重量： $\gamma_s = 17.00(\text{kN/m}^3)$

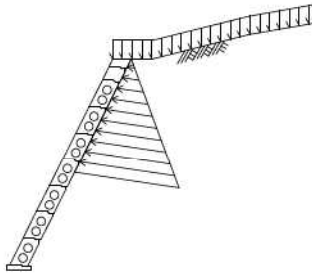


土圧作用高さ： $h = 4.300(\text{m})$
 土圧： $Pa = 20.01(\text{kN})$

3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

設計水平震度： $Kh = 0.14$



慣性力： $H = 18.19(\text{kN})$
 土圧： $Pa = 38.41(\text{kN})$

(4) 安定計算

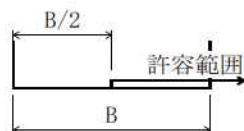
擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 転 倒

基礎底版位置での合力の作用位置による検討を行った。

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。

常 時： $d = 1.745 > 0.450$
 地震時： $d = 0.457 \geq 0.300$
 (単位：m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数： 0.700

常 時： $F_s = 4.85 \geq 1.50$
 地震時： $F_s = 1.67 \geq 1.20$

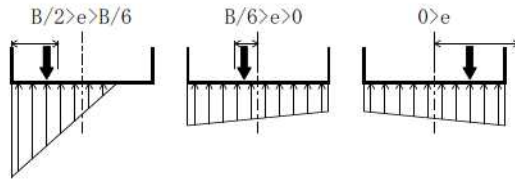
3) 支持力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

$$\text{常 時: } q = 196.51 \leq 300$$

$$\text{地震時: } q = 202.20 \leq 450$$

(単位：kN/m²)



(5) 壁体の断面計算

ブロック各段における検討を行った。

1) 壁体の断面計算結果

ブロック各段において、曲げ応力度及び、せん断応力度の検討を行った。

< 2段目の結果 >

$$\text{常 時: } \sigma_c = 0.24 \leq 4.50$$

$$\tau = 0.10 \leq 0.33$$

$$\text{地震時: } \sigma_c = 0.33 \leq 6.75$$

$$\tau = 0.13 \leq 0.33$$

< 1段目の結果 >

$$\text{常 時: } \sigma_c = 0.59 \leq 4.50$$

$$\sigma_t = 0.12 \leq 0.23$$

$$\tau = 0.10 \leq 0.33$$

$$\text{地震時: } \sigma_c = 0.50 \leq 6.75$$

$$\sigma_t = 0.00 \leq 0.35$$

$$\tau = 0.13 \leq 0.33$$

(単位：N/mm²)

§1 設計条件

1.1 設計条件

| | |
|-------------------|---|
| (1) 擁壁形式 | 大型ブロック積擁壁 |
| (2) 基礎形式 | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | H = 8.000 (m) |
| (4) 土 圧 | 試行くさび法による土圧 |
| (5) 地表面載荷重 積雪荷重 | q = 14.00 (kN/m ²) |
| (6) 設計水平震度 | Kh = cz · k _{h0} = 0.14 |
| 地域別補正係数 | cz = 0.85 |
| 設計水平震度の標準値 | |
| レベル2地震動 I種地盤 | k _{h0} = 0.16 |
| (7) 単位体積重量 コンクリート | γ _c = 23.00 (kN/m ³) |

1.2 土質条件

| | | |
|------------------|---|--|
| (1) 擁壁背面の裏込め土 | | |
| せん断抵抗角 | φ = 36.00 (°) | |
| 単位体積重量 | γ _s = 17.00 (kN/m ³) | |
| (2) 支持地盤 | | |
| 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 | μ = 0.700 | |
| ” の粘着力 | C = 0.0 (kN/m ²) | |
| 許容支持力度 常 時 | q _a = 300 (kN/m ²) | |
| 地 震 時 | q _a = 450 (kN/m ²) | |

1.3 安定条件

| | | |
|--------------|---------|---|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | F _s ≥ 1.50 (1.20) |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | d > 1/2 B (1/3) |
| (3) 支持に対する検討 | 最大地盤反力度 | q ≤ q _a (kN/m ²) |

※ ()は地震時

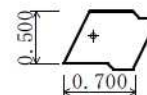
1.4 材料強度及び許容応力度

| | (N/mm ²) | 常 時 | 地 震 時 |
|------------|----------------------|------|-------|
| (1) コンクリート | | | |
| 設計基準強度 | σ _{ck} | 18 | |
| 許容圧縮応力度 | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| 許容曲げ引張応力度 | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| 許容せん断応力度 | τ _a | 0.33 | 0.33 |

1.5 使用ブロック

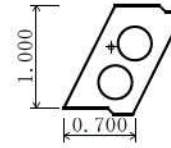
(1) うらかたくん C型(8段目)

| | | | | |
|-------------------|-------|----------------|-------|----------------------|
| 製品幅 (m) | 2.000 | | | |
| 体積 | | 重心座標 | 重量 | [単重] |
| (m ³) | | (m) | (kN) | (kN/m ³) |
| 製品本体 | 0.171 | (0.287, 0.263) | 3.93 | [23.00] |
| コンクリート | 0.529 | (0.537, 0.246) | 12.17 | [23.00] |



(2) うらかたくん A型(7段目～1段目)

| 製品幅 (m) | 2.000 | | | | |
|---------|-------------------------|----------------|------------|------------------------------|--|
| | 体積 (m ³) | 重心座標 (m) | 重量 (kN) | [単重] (kN/m ²) | |
| 製品本体 | 0.287 | (0.460, 0.592) | 6.60 | [23.00] | |
| コンクリート | 1.113 | (0.636, 0.476) | 25.60 | [23.00] | |



(3) 胴込め材の単位体積重量

胴込めコンクリート (全段) $\gamma_c = 23.00$ (kN/m³)

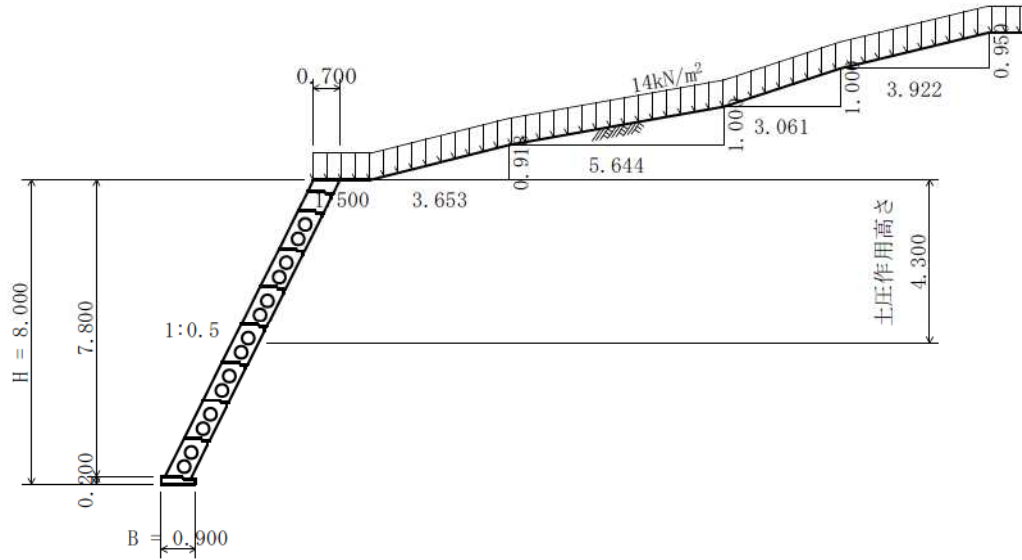
1.6 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

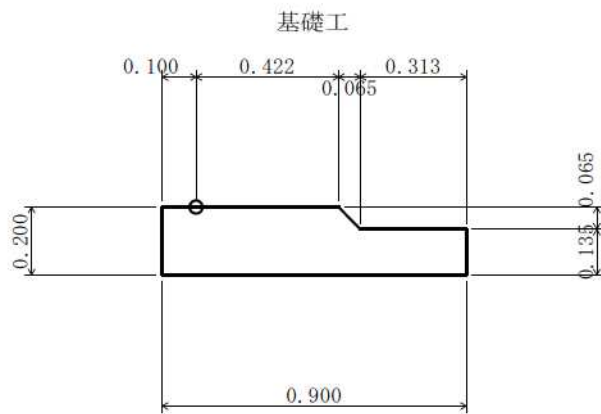
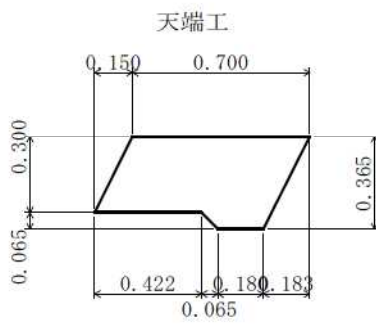
(社)日本道路協会

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図



2.2 詳細図



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

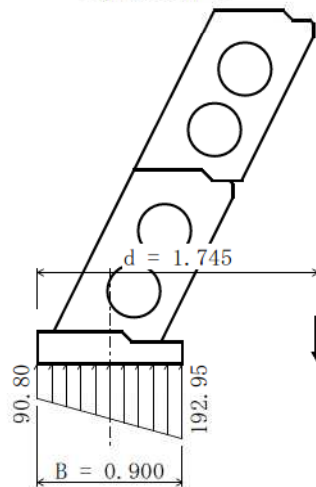
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑 動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m^2) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|---------------------|--|--------|-------|
| 138.63 | 19.99 | 1.745 | 4.85 | 90.80 | 192.95 | O. K. |
| 許 容 値 | | 0.450 | 1.50 | 300 | | |

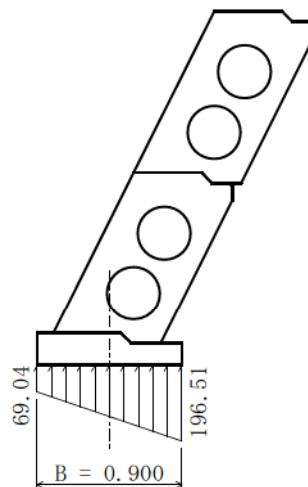
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m^2) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|--|--------|-------|
| 139.53 | 0.00 | 69.04 | 196.51 | O. K. |
| 許 容 値 | | 300 | | |

《地盤反力図》

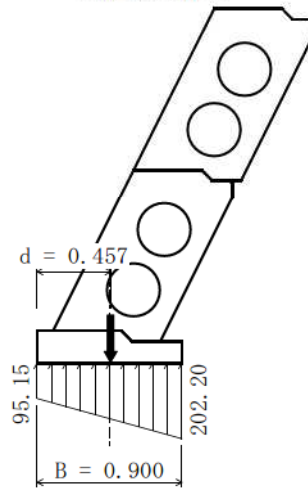


3.1.2 地震時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|--------------------|--|--------|-------|
| 133.81 | 56.17 | 0.457 | 1.67 | 95.15 | 202.20 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.300 | 1.20 | 450 | | |

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 ブロック各段の断面計算

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 8段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.43 × 10 ⁶ | -5.48 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 19.90 × 10 ³ | 22.83 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 7.04 × 10 ³ | 3.39 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.09 | 0.15 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.01 | 0.07 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.01 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 7段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -3.79 × 10 ⁶ | -13.83 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 32.94 × 10 ³ | 38.11 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 15.91 × 10 ³ | 11.25 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.14 | 0.35 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.01 | 0.21 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.03 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 6段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.84 × 10 ⁶ | -19.84 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 46.57 × 10 ³ | 52.76 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 25.51 × 10 ³ | 23.21 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.15 | 0.50 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.30 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.05 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| 5段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542 × 10 ⁶ | 0.522 × 10 ⁶ |
| | | Z (mm ³) | 0.05345 × 10 ⁹ | 0.04972 × 10 ⁹ |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 0.85 × 10 ⁶ | -19.10 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 60.81 × 10 ³ | 66.80 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 35.89 × 10 ³ | 39.27 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.13 | 0.51 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.26 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.08 | 0.09 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 6.68×10^6 | -10.06×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 75.89×10^3 | 81.82×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.49×10^3 | 48.88×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.27 | 0.36 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.05 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 6.61×10^6 | -4.99×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 91.82×10^3 | 97.94×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.87×10^3 | 51.14×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.29 | 0.29 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | — |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.51 × 10 ⁶ | -5.70 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 107.94 × 10 ³ | 114.06 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 41.87 × 10 ³ | 53.40 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.24 | 0.33 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | — | — |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.13 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -17.62 × 10 ⁶ | -12.24 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 124.06 × 10 ³ | 130.18 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 41.87 × 10 ³ | 55.66 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.59 | 0.50 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.12 | — |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.13 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・載荷重
- ・土圧
- ・地震の影響（自重による慣性力、地震時土圧）

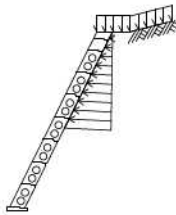
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

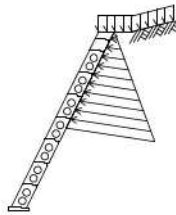
| | |
|-----|--------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 常時



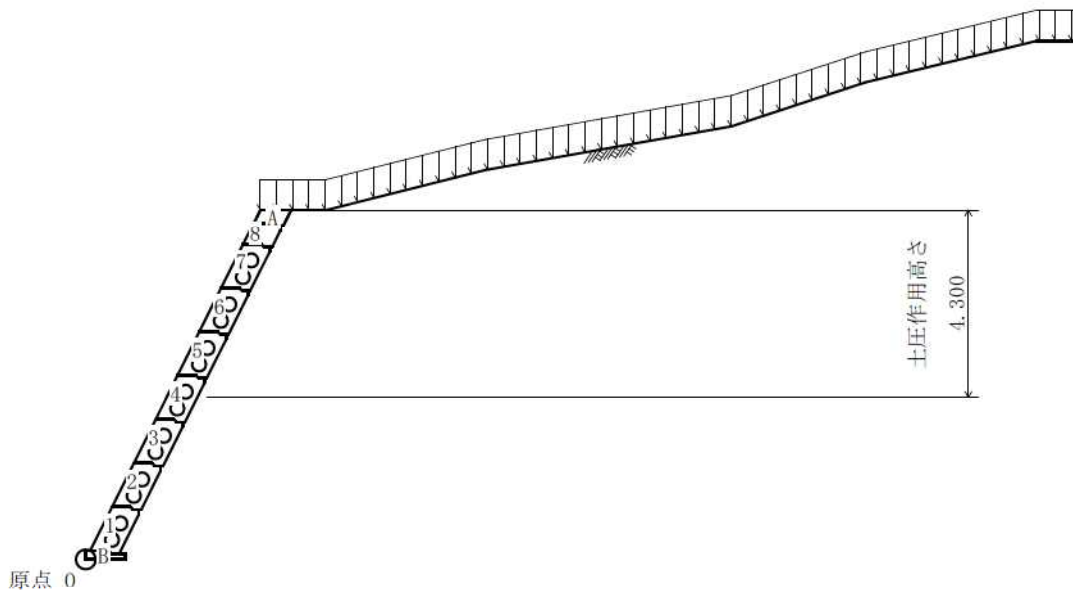
2) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。

荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

1) 天端コンクリート(A)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|---------------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.850 | 0.365 | 0.310 | 0.675 | 0.618 | 0.2093 | 0.1916 |
| a | -1/2 × 0.150 | 0.300 | -0.023 | 0.300 | 0.700 | -0.0069 | -0.0161 |
| b | - | 0.422 × 0.065 | -0.027 | 0.461 | 0.468 | -0.0124 | -0.0126 |
| c | -1/2 × 0.065 | 0.065 | -0.002 | 0.694 | 0.457 | -0.0014 | -0.0009 |
| d | -1/2 × 0.183 | 0.365 | -0.033 | 1.039 | 0.557 | -0.0343 | -0.0184 |
| 合計 | | | 0.225 | | | 0.1543 | 0.1436 |

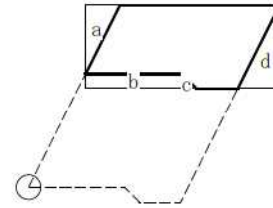
体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.225 \times 1.000 = 0.225 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1543}{0.225} = 0.686 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1436}{0.225} = 0.638 \text{ (m)}$$



2) 基礎コンクリート(B)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|---------------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.900 | 0.200 | 0.180 | 0.450 | 0.100 | 0.0810 | 0.0180 |
| a | -1/2 × 0.065 | 0.065 | -0.002 | 0.565 | 0.178 | -0.0011 | -0.0004 |
| b | - | 0.313 × 0.065 | -0.020 | 0.744 | 0.168 | -0.0149 | -0.0034 |
| 合計 | | | 0.158 | | | 0.0650 | 0.0142 |

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.158 \times 1.000 = 0.158 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0650}{0.158} = 0.411 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0142}{0.158} = 0.090 \text{ (m)}$$



3) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

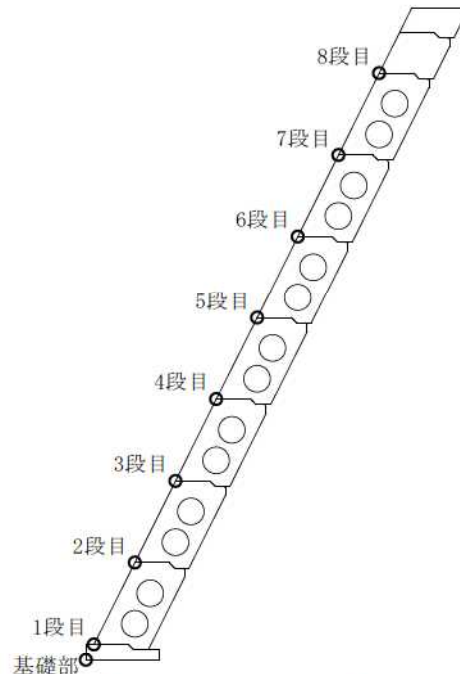
| | | 体積 V_0 (m^3) | 単位重量 γ (kN/m^3) | 鉛直荷重 V (kN) | 慣性力 H (kN) | 重心位置 | |
|---------|-------------|---------------------------------|--|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | | | | x_c (m) | y_c (m) |
| 8段目 | 天端コンクリート | 0.225×23.00 | | 5.18 | | 0.686 | 0.638 |
| | C型 | 0.086×23.00 | | 1.98 | | 0.287 | 0.263 |
| | 胴込めコンクリート | 0.265×23.00 | | 6.10 | | 0.537 | 0.246 |
| | 合計 Σ | | | 13.26 | 1.86 | 0.558 | 0.402 |
| 7段目～1段目 | A型 | 0.144×23.00 | | 3.31 | | 0.460 | 0.592 |
| | 胴込めコンクリート | 0.557×23.00 | | 12.81 | | 0.636 | 0.476 |
| | 合計 Σ | | | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 |
| 基礎部 | 基礎コンクリート | 0.158×23.00 | | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 |

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

4) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_s, y_s)を示す。

| | 番号 N | 基準点 | |
|-----|---------|-------------------------|-------------------------|
| | | x_s (m) | y_s (m) |
| 8段目 | 9 | 3.600 | 7.200 |
| 7段目 | 8 | 3.100 | 6.200 |
| 6段目 | 7 | 2.600 | 5.200 |
| 5段目 | 6 | 2.100 | 4.200 |
| 4段目 | 5 | 1.600 | 3.200 |
| 3段目 | 4 | 1.100 | 2.200 |
| 2段目 | 3 | 0.600 | 1.200 |
| 1段目 | 2 | 0.100 | 0.200 |
| 基礎部 | 1 | 0.000 | 0.000 |



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_c, y_c)と、上の基準点(x_s, y_s)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_c + (x_k - x_n)$$

$$y = y_c + (y_k - y_n)$$

ここに、

(x_k, y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 ($N=k$)

(x_n, y_n) : 荷重を集計する段の原点座標 ($N=m$)

基礎部の荷重集計($m=1$)で用いる、1段目の自重($k=2$)の作用位置は

$$x = 0.600 + (0.100 - 0.000) = 0.700 \text{ (m)}$$

$$y = 0.500 + (0.200 - 0.000) = 0.700 \text{ (m) となる。}$$

4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

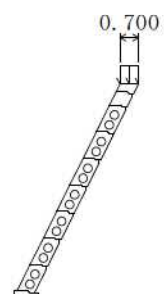
1) 積雪荷重

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 14.00 \times 0.700 \times 1.000 = 9.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 4.350 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

地 震 時

$$We = \frac{W}{\cos \theta}$$

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

任意位置の土圧強度を求めるため、算出した土圧力 (Pa) が高さ (h) に三角形分布するものとして、主働土圧係数を逆算する。

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma s \cdot h^2}$$

任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

Pa : 主働土圧合力 (kN/m)

W : 土くさびの重量 (kN/m)

We : 土くさびの重量とそれに起因する慣性力との合力 (kN/m)

ω : すべり角 (°)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 36.00$ (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)

θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.97$ (°)

Ka : 主働土圧係数

γs : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma s = 17.00$ (kN/m³)

h : 土圧の作用高さ (m)

pa₁ : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)

h₁ : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)

h₁, h₂ : 上, 下部位置 (m)

pa₁, pa₂ : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)

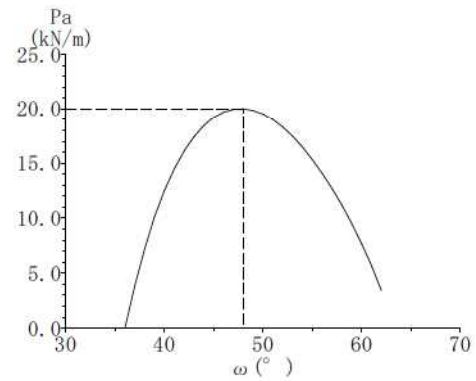
V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$$\begin{aligned}
 h &= 4.300 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 93.15 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 27.88] \\
 \omega &= 48.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 24.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 36.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

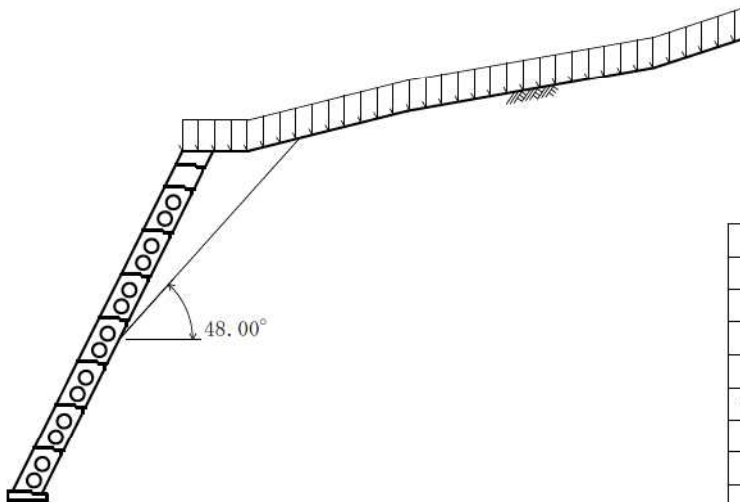


最大主動土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{93.15 \times \sin(48.00 - 36.00)}{\cos(48.00 - 36.00 - 24.00 + 26.57)} \\
 &= 20.01 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主動土圧係数

$$\begin{aligned}
 Ka &= \frac{2 \times 20.01}{17.00 \times 4.300^2} \\
 &= 0.127
 \end{aligned}$$



| ω | Pa | W |
|----------|--------|--------|
| 52.00 | 18.315 | 62.99 |
| 51.00 | 19.003 | 70.00 |
| 50.00 | 19.521 | 77.34 |
| 49.00 | 19.860 | 85.05 |
| * 48.00 | 20.010 | 93.15 |
| 47.00 | 19.959 | 101.68 |
| 46.00 | 19.693 | 110.69 |
| 45.00 | 19.197 | 120.22 |
| 44.00 | 18.450 | 130.32 |

鉛直荷重

$$V = 20.01 \times \sin(24.00 - 26.57) \times 1.000 = -0.90 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 20.01 \times \cos(24.00 - 26.57) \times 1.000 = 19.99 \text{ (kN)}$$

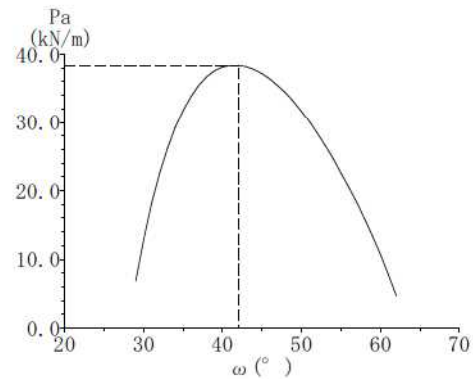
作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 3.266 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{4.300}{3} + 3.700 = 5.133 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

(2) 地震時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$$\begin{aligned}
 h &= 4.300 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 152.49 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 46.65] \\
 \omega &= 42.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 18.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 36.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \theta &= 7.97 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



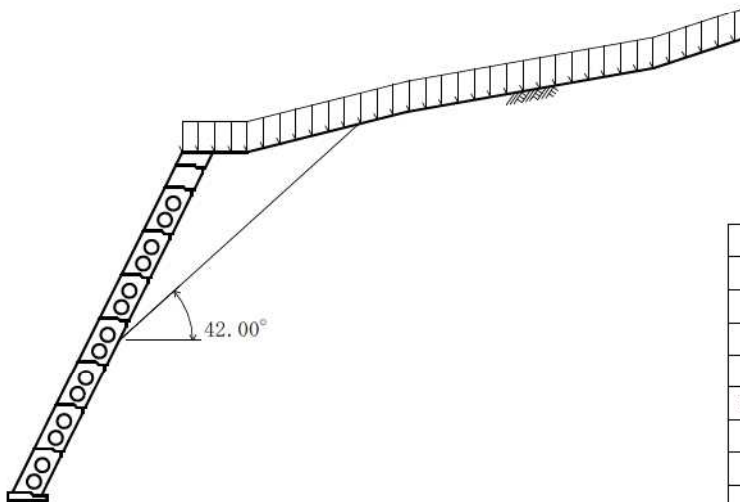
最大主働土圧合力

$$W_e = \frac{152.49}{\cos 7.97} = 153.98 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{153.98 \times \sin(42.00 - 36.00 + 7.97)}{\cos(42.00 - 36.00 - 18.00 + 26.57)} \\
 &= 38.41 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{2 \times 38.41}{17.00 \times 4.300^2} \\
 &= 0.244
 \end{aligned}$$



| ω | P_a | W |
|----------|--------|--------|
| 46.00 | 36.378 | 110.69 |
| 45.00 | 37.165 | 120.22 |
| 44.00 | 37.774 | 130.32 |
| 43.00 | 38.193 | 141.05 |
| * 42.00 | 38.407 | 152.49 |
| 41.00 | 38.398 | 164.70 |
| 40.00 | 38.147 | 177.79 |
| 39.00 | 37.629 | 191.85 |
| 38.00 | 36.779 | 206.81 |

鉛直荷重

$$V = 38.41 \times \sin(18.00 - 26.57) \times 1.000 = -5.72 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 38.41 \times \cos(18.00 - 26.57) \times 1.000 = 37.98 \text{ (kN)}$$

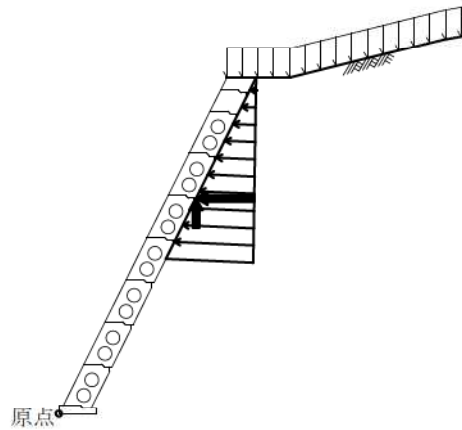
作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 3.266 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{4.300}{3} + 3.700 = 5.133 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-----------|-----|------|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 4.158 | 7.602 | 55.14 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.700 | 6.700 | 59.64 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 3.200 | 5.700 | 51.58 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.700 | 4.700 | 43.52 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 2.200 | 3.700 | 35.46 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.700 | 2.700 | 27.40 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.200 | 1.700 | 19.34 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.700 | 0.700 | 11.28 | |
| | 基礎部 | 3.63 | | 0.411 | 0.090 | 1.49 | | |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 4.350 | 8.000 | 42.63 |
| | 土圧 | | -0.90 | 19.99 | 3.266 | 5.133 | -2.94 | 102.61 |
| 合 計 Σ | | | 138.63 | 19.99 | | | 344.54 | 102.61 |
| 自重のみの合計 Σ | | | 139.53 | 0.00 | | | 347.48 | 0.00 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 4.158 | 7.602 | 55.14 | 14.14 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.700 | 6.700 | 59.64 | 15.14 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 3.200 | 5.700 | 51.58 | 12.88 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.700 | 4.700 | 43.52 | 10.62 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 2.200 | 3.700 | 35.46 | 8.36 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.700 | 2.700 | 27.40 | 6.10 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.200 | 1.700 | 19.34 | 3.84 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.700 | 0.700 | 11.28 | 1.58 |
| | | 基礎部 | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 | 1.49 | 0.05 |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 4.350 | 8.000 | 42.63 |
| | 土圧 | | -5.72 | 37.98 | 3.266 | 5.133 | -18.68 | 194.95 |
| 合 計 Σ | | | 133.81 | 56.17 | | | 328.80 | 267.66 |

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・ 滑動に対する検討
- ・ 転倒に対する検討
- ・ 支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- $\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\sum Mr$: つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- $\sum Mo$: つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 0.900$ (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地震時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\sum V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\sum H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- F_s : 滑動安全率
- F_{sa} : 滑動安全率の許容値

| | |
|-----|-----------------|
| 常 時 | $F_{sa} = 1.50$ |
| 地震時 | $F_{sa} = 1.20$ |
- $\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\sum H$: 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

| |
|---------------|
| $\mu = 0.700$ |
|---------------|
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 $C = 0.0$ (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 0.900$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 $Be = B - 2 \cdot e$ (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) $L = 1.000$ (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 0.900$ (m)
- L : 擁壁の奥行 (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- l : 擁壁壁面長 (m)
- θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)
- ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする
- q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)
- κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_1 と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_1 / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

| 荷重状態 | 自重みの場合 | 荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合 | | |
|------------|--------|---------------------------|-------|-------|
| 背面勾配 | — | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
| κ_1 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
| κ_d | 0.58 | 0.56 | | |

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.70$ を用いる。

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a$$

ここに、

- q_a : 地盤の許容支持力度

| | |
|-----|----------------------------------|
| 常時 | $q_a = 300$ (kN/m ²) |
| 地震時 | $q_a = 450$ (kN/m ²) |

5.2 計算結果

5.2.1 常時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 138.63 && (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 19.99 && (\text{kN}) \\ \Sigma M_r &= 344.54 && (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 102.61 && (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{344.54 - 102.61}{138.63} = 1.745 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 1.745 = -1.295 \text{ (m)}$$

$$d = 1.745 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.450 \text{ (m)}$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$B_e = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -1.295 = 3.490 \text{ (m)} > B = 0.900 \text{ より } B_e = 0.900 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B_e \cdot L}{\Sigma H} = \frac{138.63 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{19.99}$$

$$= 4.85 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -1.295 < 0.000 \text{ (m)}$ より、「簡便法」にて計算を行った。

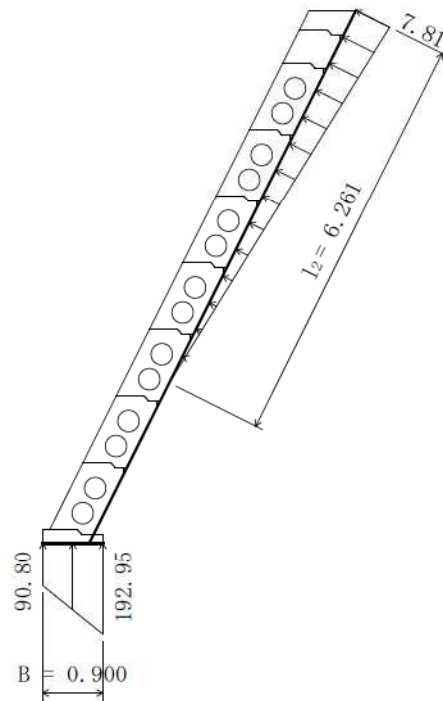
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{241.93 - 0.56 \times 0.900 \times 138.63}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 8.944 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 24.46 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 24.46}{0.70 \times 8.944} = 7.81 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 138.63 - 24.46 \times \sin 26.57 = 127.69 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 127.69 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 90.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 127.69 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 192.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 192.95 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』 荷重の総括より、

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 139.53 \text{ (kN)} \\ \Sigma H &= 0.00 \text{ (kN)} \\ \Sigma Mr &= 347.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \Sigma Mo &= 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

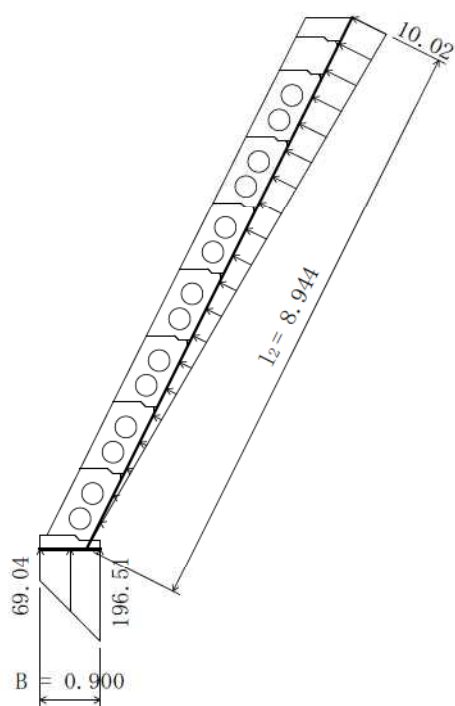
$$\begin{aligned} Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{347.48 - 0.58 \times 0.900 \times 139.53}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 8.944 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 44.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 44.79}{1.00 \times 8.944} = 10.02 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 139.53 - 44.79 \times \sin 26.57 = 119.50 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 119.50 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.900 \times 1.000} = 69.04 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 119.50 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 196.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_s = 196.51 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

5.2.2 地震時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 133.81 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 56.17 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 328.80 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 267.66 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{328.80 - 267.66}{133.81} = 0.457 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 0.457 = -0.007 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.457 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.300 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -0.007 = 0.914 \quad (\text{m}) > B = 0.900 \quad \text{より } Be = 0.900 \quad (\text{m})$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{133.81 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{56.17}$$

$$= 1.67 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

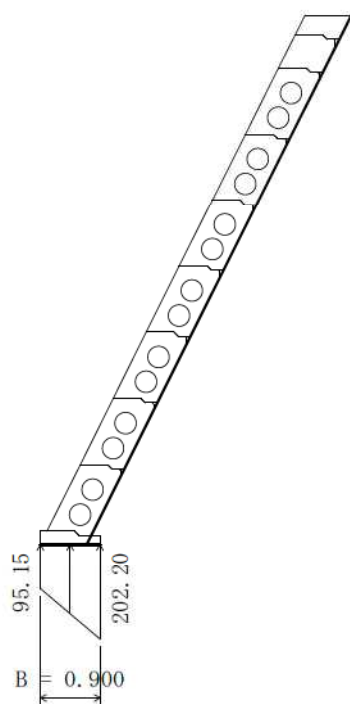
 $e = -0.007 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

$$d = 0.457 \leq \kappa_d \cdot B = 0.504 \quad (\text{m}) \quad \text{であるため、} Q_t = 0.00 \quad (\text{kN/m}) \quad \text{とする。}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 133.81 - 0.00 \times \sin 26.57 = 133.81 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 133.81 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 95.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 133.81 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 202.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_a = 202.20 \leqq q_{a0} = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

§6 ブロック各段の部材断面設計

6.1 荷重の計算

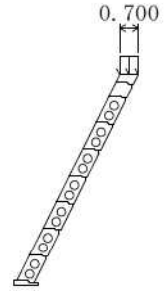
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

6.1.1 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

| | 荷重 q (kN/m ²) | 作用幅 l (m) | | 鉛直荷重 V (kN) | 作用位置 | |
|-----|---------------------------------|-----------------|----------|-------------------|----------|-------|
| | | L (m) | X (m) | | Y (m) | |
| 8段目 | 積雪荷重 14.00 | × 0.700 | × 1.000 | 9.80 | 0.750 | 0.800 |
| 7段目 | | | | | 1.250 | 1.800 |
| 6段目 | | | | | 1.750 | 2.800 |
| 5段目 | | | | | 2.250 | 3.800 |
| 4段目 | | | | | 2.750 | 4.800 |
| 3段目 | | | | | 3.250 | 5.800 |
| 2段目 | | | | | 3.750 | 6.800 |
| 1段目 | | | | | 4.250 | 7.800 |



6.1.2 土圧

『設計荷重』の土圧にて算出した土圧係数より土圧力を求める。
任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$p_{a1} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_1$$

$$P_a = \frac{(p_{a1} + p_{a2}) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = P_a \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

- p_{a1} : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)
- K_a : 土圧係数
- γ_s : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma_s = 17.00$ (kN/m³)
- h_1 : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- P_a : 主働土圧合力 (kN/m)
- h_1, h_2 : 上, 下部位置 (m)
- p_{a1}, p_{a2} : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)

(1) 常 時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m ²) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|--|----------------------------|----------------------|
| 8段目 | 0.000 0.865 | 0.127 | 0.000 1.868 | 0.865 | 0.81 |
| 7段目 | 0.000 1.865 | 0.127 | 0.000 4.027 | 1.865 | 3.76 |
| 6段目 | 0.000 2.865 | 0.127 | 0.000 6.186 | 2.865 | 8.86 |
| 5段目 | 0.000 3.865 | 0.127 | 0.000 8.345 | 3.865 | 16.13 |
| 4段目 | 0.000 4.300 | | | 4.300 | 20.01 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ (°) | 傾斜角 α (°) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|----------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.81 | 24.00 | -26.57 | -0.04 | 0.81 | 0.811 | 0.223 |
| 7段目 | 3.76 | 24.00 | -26.57 | -0.17 | 3.76 | 0.978 | 0.557 |
| 6段目 | 8.86 | 24.00 | -26.57 | -0.40 | 8.85 | 1.145 | 0.890 |
| 5段目 | 16.13 | 24.00 | -26.57 | -0.72 | 16.11 | 1.311 | 1.223 |
| 4段目 | 20.01 | 24.00 | -26.57 | -0.90 | 19.99 | 1.666 | 1.933 |
| 3段目 | 20.01 | 24.00 | -26.57 | -0.90 | 19.99 | 2.166 | 2.933 |
| 2段目 | 20.01 | 24.00 | -26.57 | -0.90 | 19.99 | 2.666 | 3.933 |
| 1段目 | 20.01 | 24.00 | -26.57 | -0.90 | 19.99 | 3.166 | 4.933 |

(2) 地震 時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m ²) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|--|----------------------------|----------------------|
| 8段目 | 0.000 0.865 | 0.244 | 0.000 3.588 | 0.865 | 1.55 |
| 7段目 | 0.000 1.865 | 0.244 | 0.000 7.736 | 1.865 | 7.21 |
| 6段目 | 0.000 2.865 | 0.244 | 0.000 11.884 | 2.865 | 17.02 |
| 5段目 | 0.000 3.865 | 0.244 | 0.000 16.032 | 3.865 | 30.98 |
| 4段目 | 0.000 4.300 | | | 4.300 | 38.41 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ ($^{\circ}$) | 傾斜角 α ($^{\circ}$) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 1.55 | 18.00 | -26.57 | -0.23 | 1.53 | 0.811 | 0.223 |
| 7段目 | 7.21 | 18.00 | -26.57 | -1.07 | 7.13 | 0.978 | 0.557 |
| 6段目 | 17.02 | 18.00 | -26.57 | -2.54 | 16.83 | 1.145 | 0.890 |
| 5段目 | 30.98 | 18.00 | -26.57 | -4.62 | 30.63 | 1.311 | 1.223 |
| 4段目 | 38.41 | 18.00 | -26.57 | -5.72 | 37.98 | 1.666 | 1.933 |
| 3段目 | 38.41 | 18.00 | -26.57 | -5.72 | 37.98 | 2.166 | 2.933 |
| 2段目 | 38.41 | 18.00 | -26.57 | -5.72 | 37.98 | 2.666 | 3.933 |
| 1段目 | 38.41 | 18.00 | -26.57 | -5.72 | 37.98 | 3.166 | 4.933 |

6.1.3 壁背面の地盤反力

壁背面に作用する地盤反力を考慮した。「安定計算」より、各段に作用する地盤反力は以下の通りとなる。

壁背面地盤反力は次式より求められる。

$$Q_{tz} = \frac{2 \cdot l_2 - z'}{l_2^2} \cdot Q_t \cdot z'$$

鉛直水平荷重は次式より求められる。

$$H = Q_{tz} \cdot \cos \theta$$

$$V = -Q_{tz} \cdot \sin \theta$$

ここに、

z : 擁壁天端から照査断面位置又は反力分布下端までの長さ (m)

Q_{tz} : 高さ z の位置における壁面地盤反力 (kN)

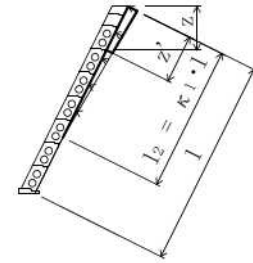
Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)

l_2 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 $l_2 = 6.261$ (m)

z' : 高さ z の位置における壁面長 $z' = z / \cos \theta$ (m)

V, H : 壁面地盤反力の鉛直、水平成分 (kN)

θ : 壁背面傾斜角 $\theta = 26.57$ ($^{\circ}$)



(1) 常 時

$$Q_t = 24.46 \text{ (kN)}$$

| | z (m) | z' (m) | Q _{tz} (kN) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|----------|-----------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|
| | | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.865 | 0.967 | 6.97 | -3.12 | 6.23 | 0.889 | 0.380 |
| 7段目 | 1.865 | 2.085 | 13.58 | -6.07 | 12.15 | 1.164 | 0.930 |
| 6段目 | 2.865 | 3.203 | 18.63 | -8.33 | 16.66 | 1.465 | 1.532 |
| 5段目 | 3.865 | 4.321 | 22.11 | -9.89 | 19.78 | 1.803 | 2.207 |
| 4段目 | 4.865 | 5.439 | 24.04 | -10.75 | 21.50 | 2.195 | 2.990 |
| 3段目 | 5.600 | 6.261 | 24.46 | -10.94 | 21.88 | 2.666 | 3.933 |
| 2段目 | 5.600 | 6.261 | 24.46 | -10.94 | 21.88 | 3.166 | 4.933 |
| 1段目 | 5.600 | 6.261 | 24.46 | -10.94 | 21.88 | 3.666 | 5.933 |

6.2 設計荷重の集計

原点0における荷重の集計を行う。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 8段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 0.558 | 0.402 | 7.40 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.750 | 0.800 | 7.35 | |
| | 土圧 | | -0.04 | 0.81 | 0.811 | 0.223 | -0.03 | 0.18 |
| | 地盤反力 | | -3.12 | 6.23 | 0.889 | 0.380 | -2.77 | 2.37 |
| 合 計 Σ | | | 19.90 | 7.04 | | | 11.95 | 2.55 |
| 7段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 1.058 | 1.402 | 14.03 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.250 | 1.800 | 12.25 | |
| | 土圧 | | -0.17 | 3.76 | 0.978 | 0.557 | -0.17 | 2.09 |
| | 地盤反力 | | -6.07 | 12.15 | 1.164 | 0.930 | -7.07 | 11.30 |
| 合 計 Σ | | | 32.94 | 15.91 | | | 28.71 | 13.39 |
| 6段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 1.558 | 2.402 | 20.66 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.750 | 2.800 | 17.15 | |
| | 土圧 | | -0.40 | 8.85 | 1.145 | 0.890 | -0.46 | 7.88 |
| | 地盤反力 | | -8.33 | 16.66 | 1.465 | 1.532 | -12.20 | 25.52 |
| 合 計 Σ | | | 46.57 | 25.51 | | | 52.55 | 33.40 |
| 5段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 2.058 | 3.402 | 27.29 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.250 | 3.800 | 22.05 | |
| | 土圧 | | -0.72 | 16.11 | 1.311 | 1.223 | -0.94 | 19.70 |
| | 地盤反力 | | -9.89 | 19.78 | 1.803 | 2.207 | -17.83 | 43.65 |
| 合 計 Σ | | | 60.81 | 35.89 | | | 83.76 | 63.35 |
| 4段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 2.558 | 4.402 | 33.92 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | 4段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.750 | 4.800 | 26.95 | |
| | 土圧 | | -0.90 | 19.99 | 1.666 | 1.933 | -1.50 | 38.64 |
| | 地盤反力 | | -10.75 | 21.50 | 2.195 | 2.990 | -23.60 | 64.29 |
| 合 計 Σ | | | 75.89 | 41.49 | | | 122.81 | 102.93 |
| 3段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 3.058 | 5.402 | 40.55 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | 4段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | | |
| | 3段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 3.250 | 5.800 | 31.85 | |
| | 土圧 | | -0.90 | 19.99 | 2.166 | 2.933 | -1.95 | 58.63 |
| | 地盤反力 | | -10.94 | 21.88 | 2.666 | 3.933 | -29.17 | 86.05 |
| 合 計 Σ | | | 91.82 | 41.87 | | | 170.23 | 144.68 |

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|--------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 2段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 3.558 | 6.402 | 47.18 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.100 | 5.500 | 49.97 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 3.750 | 6.800 | 36.75 |
| | 土圧 | | -0.90 | 19.99 | 2.666 | 3.933 | -2.40 | 78.62 |
| | 地盤反力 | | -10.94 | 21.88 | 3.166 | 4.933 | -34.64 | 107.93 |
| 合 計 Σ | | | 107.94 | 41.87 | | | 225.81 | 186.55 |
| 1段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | | 4.058 | 7.402 | 53.81 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.600 | 6.500 | 58.03 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 3.100 | 5.500 | 49.97 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 4.250 | 7.800 | 41.65 | |
| | 土圧 | | -0.90 | 19.99 | 3.166 | 4.933 | -2.85 | 98.61 |
| 地盤反力 | | -10.94 | 21.88 | 3.666 | 5.933 | -40.11 | 129.81 | |
| 合 計 Σ | | | 124.06 | 41.87 | | | 289.45 | 228.42 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|-----|-----|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 8段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 0.558 | 0.402 | 7.40 | 0.75 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.750 | 0.800 | 7.35 | |
| | 土圧 | | -0.23 | 1.53 | 0.811 | 0.223 | -0.19 | 0.34 |
| 合 計 Σ | | | 22.83 | 3.39 | | | 14.56 | 1.09 |
| 7段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 1.058 | 1.402 | 14.03 | 2.61 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.250 | 1.800 | 12.25 | |
| | 土圧 | | -1.07 | 7.13 | 0.978 | 0.557 | -1.05 | 3.97 |
| 合 計 Σ | | | 38.11 | 11.25 | | | 34.90 | 7.71 |
| 6段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 1.558 | 2.402 | 20.66 | 4.47 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.750 | 2.800 | 17.15 | |
| | 土圧 | | -2.54 | 16.83 | 1.145 | 0.890 | -2.91 | 14.98 |
| 合 計 Σ | | | 52.76 | 23.21 | | | 62.30 | 23.97 |
| 5段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 2.058 | 3.402 | 27.29 | 6.33 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.250 | 3.800 | 22.05 | |
| | 土圧 | | -4.62 | 30.63 | 1.311 | 1.223 | -6.06 | 37.46 |
| 合 計 Σ | | | 66.80 | 39.27 | | | 96.47 | 53.96 |
| 4段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 2.558 | 4.402 | 33.92 | 8.19 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.750 | 4.800 | 26.95 | |
| | 土圧 | | -5.72 | 37.98 | 1.666 | 1.933 | -9.53 | 73.42 |
| 合 計 Σ | | | 81.82 | 48.88 | | | 138.38 | 99.69 |
| 3段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 3.058 | 5.402 | 40.55 | 10.05 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 3.250 | 5.800 | 31.85 | |
| | 土圧 | | -5.72 | 37.98 | 2.166 | 2.933 | -12.39 | 111.40 |
| 合 計 Σ | | | 97.94 | 51.14 | | | 188.96 | 149.70 |

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|-----|-------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 2段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 3.558 | 6.402 | 47.18 | 11.91 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.100 | 5.500 | 49.97 | 12.43 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 3.750 | 6.800 | 36.75 |
| | 土圧 | | -5.72 | 37.98 | 2.666 | 3.933 | -15.25 | 149.38 |
| 合 計 Σ | | | 114.06 | 53.40 | | | 247.60 | 201.97 |
| 1段目 | 自重 | 8段目 | 13.26 | 1.86 | 4.058 | 7.402 | 53.81 | 13.77 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.600 | 6.500 | 58.03 | 14.69 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 3.100 | 5.500 | 49.97 | 12.43 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 4.250 | 7.800 | 41.65 | |
| 土圧 | | -5.72 | 37.98 | 3.166 | 4.933 | -18.11 | 187.36 | |
| 合 計 Σ | | | 130.18 | 55.66 | | | 314.30 | 256.50 |

6.3 設計断面力一覧

原点0における設計荷重の集計から、設計断面力を求める。

軸 力

$$N = \Sigma V \text{ (kN)}$$

せん断力

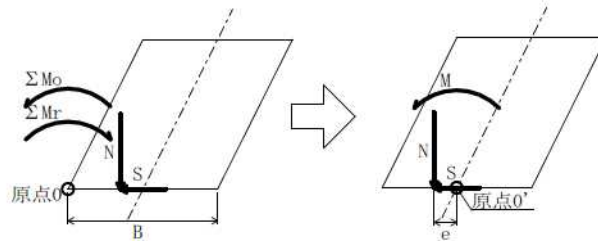
$$S = \Sigma H \text{ (kN)}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{N} \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = N \cdot e \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(1) 常 時

| | 底面幅 B (m) | 軸 力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏 心 距 離 e (m) | 曲 げ モーメント M (kN · m) |
|-----|-----------------|------------------|-------------------|------------------|------------------|------------------------|-------------------------------|
| | | | | Σ Mr (kN · m) | Σ Mo (kN · m) | | |
| 8段目 | 0.700 | 19.90 | 7.04 | 11.95 | 2.55 | -0.122 | -2.43 |
| 7段目 | 0.700 | 32.94 | 15.91 | 28.71 | 13.39 | -0.115 | -3.79 |
| 6段目 | 0.700 | 46.57 | 25.51 | 52.55 | 33.40 | -0.061 | -2.84 |
| 5段目 | 0.700 | 60.81 | 35.89 | 83.76 | 63.35 | 0.014 | 0.85 |
| 4段目 | 0.700 | 75.89 | 41.49 | 122.81 | 102.93 | 0.088 | 6.68 |
| 3段目 | 0.700 | 91.82 | 41.87 | 170.23 | 144.68 | 0.072 | 6.61 |
| 2段目 | 0.700 | 107.94 | 41.87 | 225.81 | 186.55 | -0.014 | -1.51 |
| 1段目 | 0.700 | 124.06 | 41.87 | 289.45 | 228.42 | -0.142 | -17.62 |

(2) 地震時

| | 底面幅 B (m) | 軸力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏心 距離 e (m) | 曲げ モーメント M (kN・m) |
|-----|-----------------|-----------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------------|
| | | | | ΣMr (kN・m) | ΣMo (kN・m) | | |
| 8段目 | 0.700 | 22.83 | 3.39 | 14.56 | 1.09 | -0.240 | -5.48 |
| 7段目 | 0.700 | 38.11 | 11.25 | 34.90 | 7.71 | -0.363 | -13.83 |
| 6段目 | 0.700 | 52.76 | 23.21 | 62.30 | 23.97 | -0.376 | -19.84 |
| 5段目 | 0.700 | 66.80 | 39.27 | 96.47 | 53.96 | -0.286 | -19.10 |
| 4段目 | 0.700 | 81.82 | 48.88 | 138.38 | 99.69 | -0.123 | -10.06 |
| 3段目 | 0.700 | 97.94 | 51.14 | 188.96 | 149.70 | -0.051 | -4.99 |
| 2段目 | 0.700 | 114.06 | 53.40 | 247.60 | 201.97 | -0.050 | -5.70 |
| 1段目 | 0.700 | 130.18 | 55.66 | 314.30 | 256.50 | -0.094 | -12.24 |

6.4 実応力度の計算

6.4.1 無筋コンクリート長方形断面の応力度

無筋コンクリート長方形断面の応力度は以下の式で算出する。

縁応力度

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

- N : 断面に作用する軸力 (N)
M : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
A : 断面積 (mm²) A = b・h
Z : 断面係数 (mm³) $Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$
h : 部材厚 (mm)
b : 有効計算幅 (mm)
 σ_1 : 前面側縁応力度 (N/mm²)
 σ_2 : 背面側縁応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

6.4.2 計算結果

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 8段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.43 × 10 ⁶ | -5.48 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 19.90 × 10 ³ | 22.83 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 7.04 × 10 ³ | 3.39 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.09 | 0.15 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | 0.01 | 0.07 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.01 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 7段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -3.79 × 10 ⁶ | -13.83 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 32.94 × 10 ³ | 38.11 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 15.91 × 10 ³ | 11.25 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.14 | 0.35 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.01 | 0.21 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.03 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 6段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.84 × 10 ⁶ | -19.84 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 46.57 × 10 ³ | 52.76 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 25.51 × 10 ³ | 23.21 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.15 | 0.50 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | — | 0.30 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.05 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 5段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 0.85×10^6 | -19.10×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 60.81×10^3 | 66.80×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 35.89×10^3 | 39.27×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.13 | 0.51 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.26 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.08 | 0.09 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 6.68×10^6 | -10.06×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 75.89×10^3 | 81.82×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.49×10^3 | 48.88×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.27 | 0.36 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.05 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 6.61×10^6 | -4.99×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 91.82×10^3 | 97.94×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.87×10^3 | 51.14×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.29 | 0.29 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | — |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|----------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522×10^6 | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972×10^9 | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.51×10^6 | -5.70×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 107.94×10^3 | 114.06×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 41.87×10^3 | 53.40×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.24 | 0.33 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | — |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.13 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

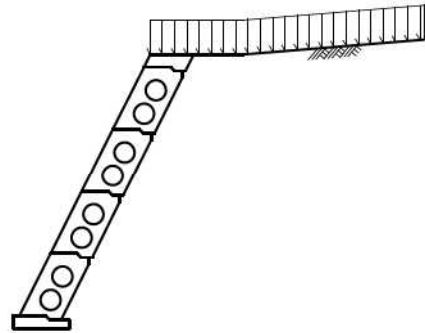
| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -17.62 × 10 ⁶ | -12.24 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 124.06 × 10 ³ | 130.18 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 41.87 × 10 ³ | 55.66 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.59 | 0.50 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.12 | ———— |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.13 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 大型ブロック積擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 4.400$ (m)
底版幅 $B = 0.900$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
うらかたくん



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

- | | |
|-----|-------------------------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧) |

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

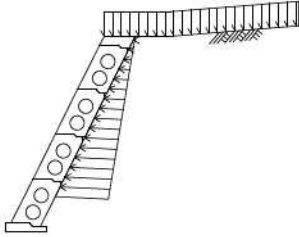
製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリートを自重として考慮した。

自重 : $W_c = 71.68$ (kN)

2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 36.00(^{\circ})$
 単位体積重量： $\gamma_s = 17.00(\text{kN/m}^3)$

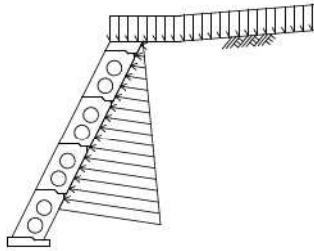


土圧作用高さ： $h = 3.600(\text{m})$
 土圧： $P_a = 14.03(\text{kN})$

3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

設計水平震度： $K_h = 0.14$



慣性力： $H = 10.05(\text{kN})$
 土圧： $P_a = 25.66(\text{kN})$

(4) 安定計算

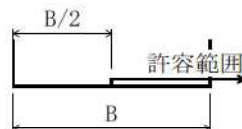
擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 転 倒

基礎底版位置での合力の作用位置による検討を行った。

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。

常 時： $d = 1.235 > 0.450$
 地 震 時： $d = 0.639 \geq 0.300$
 (単位：m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数： 0.700

常 時： $F_s = 4.04 \geq 1.50$
 地 震 時： $F_s = 1.53 \geq 1.20$

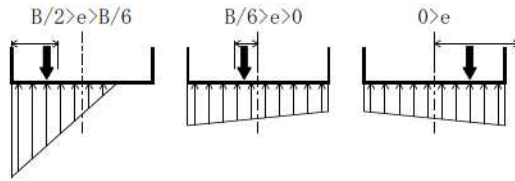
3) 支持力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

$$\text{常時: } q = 115.56 \leq 300$$

$$\text{地震時: } q = 115.55 \leq 450$$

(単位：kN/m²)



(5) 壁体の断面計算

ブロック各段における検討を行った。

1) 壁体の断面計算結果

ブロック各段において、曲げ応力度及び、せん断応力度の検討を行った。

< 2段目の結果 >

$$\text{常時: } \sigma_c = 0.24 \leq 4.50$$

$$\sigma_t = 0.03 \leq 0.23$$

$$\tau = 0.06 \leq 0.33$$

$$\text{地震時: } \sigma_c = 0.41 \leq 6.75$$

$$\sigma_t = 0.19 \leq 0.35$$

$$\tau = 0.07 \leq 0.33$$

< 1段目の結果 >

$$\text{常時: } \sigma_c = 0.36 \leq 4.50$$

$$\sigma_t = 0.09 \leq 0.23$$

$$\tau = 0.06 \leq 0.33$$

$$\text{地震時: } \sigma_c = 0.38 \leq 6.75$$

$$\sigma_t = 0.10 \leq 0.35$$

$$\tau = 0.09 \leq 0.33$$

(単位：N/mm²)

§1 設計条件

1.1 設計条件

| | | |
|-----------------|------------|---------------------------------|
| (1) 擁壁形式 | | 大型ブロック積擁壁 |
| (2) 基礎形式 | | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | | H = 4.400 (m) |
| (4) 土 圧 | | 試行くさび法による土圧 |
| (5) 地表面載荷重 積雪荷重 | | q = 14.00 (kN/m ²) |
| (6) 設計水平震度 | | Kh = cz · kno = 0.14 |
| | 地域別補正係数 | cz = 0.85 |
| | 設計水平震度の標準値 | |
| | レベル2地震動 | I種地盤 |
| | | kno = 0.16 |
| (7) 単位体積重量 | コンクリート | γc = 23.00 (kN/m ³) |

1.2 土質条件

| | | |
|---------------|------------------|---------------------------------|
| (1) 擁壁背面の裏込め土 | | |
| | せん断抵抗角 | φ = 36.00 (°) |
| | 単位体積重量 | γs = 17.00 (kN/m ³) |
| (2) 支持地盤 | | |
| | 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 | μ = 0.700 |
| | " の粘着力 | C = 0.0 (kN/m ²) |
| | 許容支持力度 常 時 | qa = 300 (kN/m ²) |
| | 地震 時 | qa = 450 (kN/m ²) |

1.3 安定条件

| | | |
|--------------|---------|-----------------------------|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | Fs ≥ 1.50 (1.20) |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | d > 1/2 B (1/3) |
| (3) 支持に対する検討 | 最大地盤反力度 | q ≤ qa (kN/m ²) |

※ ()は地震時

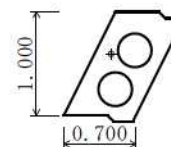
1.4 材料強度及び許容応力度

| | (N/mm ²) | 常 時 | 地震 時 |
|------------|----------------------|------|------|
| (1) コンクリート | | | |
| 設計基準強度 | σck | 18 | |
| 許容圧縮応力度 | σca | 4.50 | 6.75 |
| 許容曲げ引張応力度 | σta | 0.23 | 0.35 |
| 許容せん断応力度 | τa | 0.33 | 0.33 |

1.5 使用ブロック

(1) うらかたくん A型

| | | | | |
|---------|-------------------|----------------|-------|----------------------|
| 製品幅 (m) | 2.000 | | | |
| | 体積 | 重心座標 | 重量 | [単重] |
| | (m ³) | (m) | (kN) | (kN/m ³) |
| 製品本体 | 0.287 | (0.460, 0.592) | 6.60 | [23.00] |
| コンクリート | 1.113 | (0.636, 0.476) | 25.60 | [23.00] |



1.6 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

(社)日本道路協会

§3 計算結果

3.1 安定計算結果

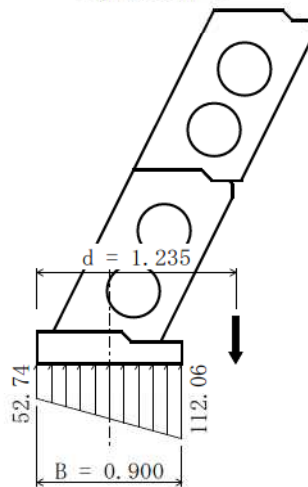
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑 動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|---------------------|--|--------|-------|
| 80.85 | 14.02 | 1.235 | 4.04 | 52.74 | 112.06 | O. K. |
| 許 容 値 | | 0.450 | 1.50 | 300 | | |

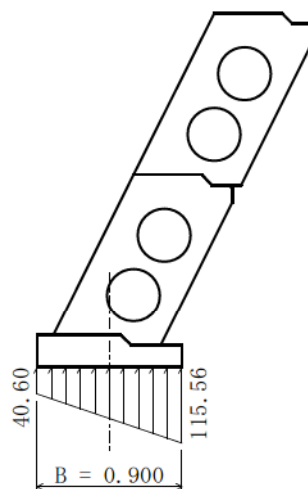
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|--|--------|-------|
| 81.48 | 0.00 | 40.60 | 115.56 | O. K. |
| 許 容 値 | | 300 | | |

《地盤反力図》

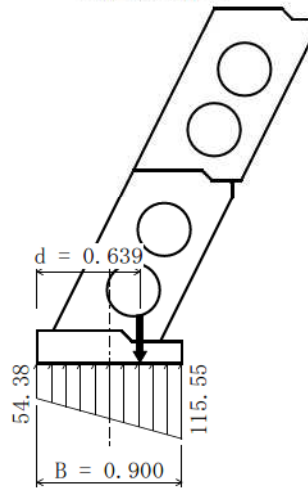


3.1.2 地震時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|--------------------|--|--------|-------|
| 77.66 | 35.42 | 0.639 | 1.53 | 54.38 | 115.55 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.300 | 1.20 | 450 | | |

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 ブロック各段の断面計算

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.96 × 10 ⁶ | -7.40 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 25.05 × 10 ³ | 28.24 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 10.46 × 10 ³ | 7.45 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.11 | 0.20 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.01 | 0.09 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.02 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -4.54 × 10 ⁶ | -13.20 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 39.14 × 10 ³ | 43.00 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 17.97 × 10 ³ | 17.28 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.17 | 0.35 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.02 | 0.18 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.04 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -6.65 × 10 ⁶ | -14.86 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 54.52 × 10 ³ | 57.39 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 24.88 × 10 ³ | 30.53 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.24 | 0.41 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.03 | 0.19 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.07 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -11.00 × 10 ⁶ | -12.02 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 70.53 × 10 ³ | 72.84 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 27.40 × 10 ³ | 37.29 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.36 | 0.38 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.09 | 0.10 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.09 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・載 荷 重
- ・土 圧
- ・地震の影響（自重による慣性力、地震時土圧）

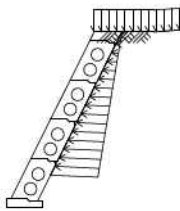
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

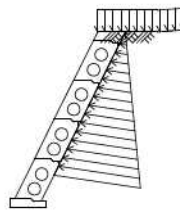
| | |
|-------|--------------|
| 常 時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地 震 時 | 自重+載荷重+地震の影響 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 常時

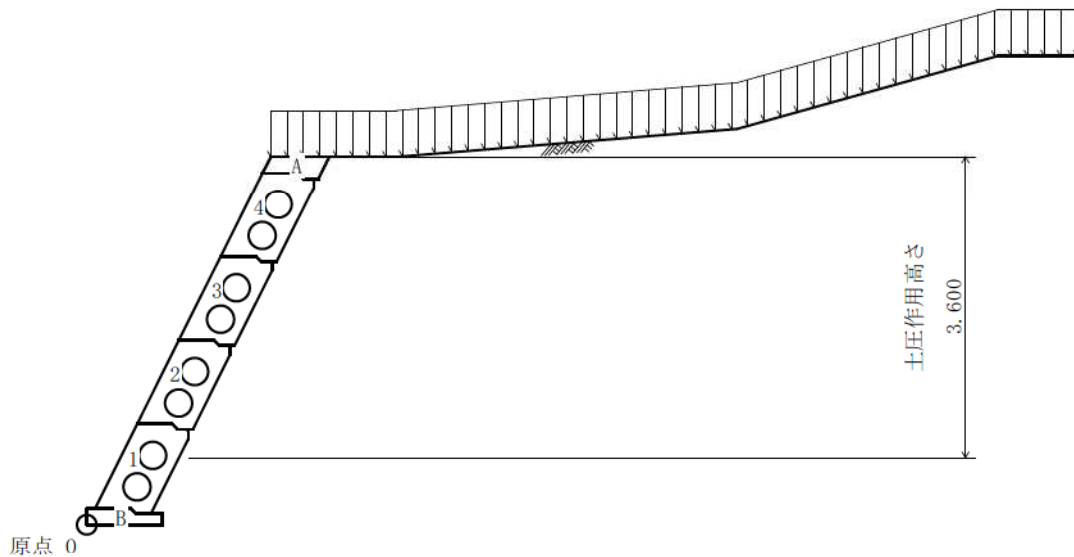


2) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。
荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

1) 天端コンクリート(A)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|---------------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.800 | 0.265 | 0.212 | 0.900 | 1.068 | 0.1908 | 0.2264 |
| a | -1/2 × 0.100 | 0.200 | -0.010 | 0.533 | 1.133 | -0.0053 | -0.0113 |
| b | - | 0.422 × 0.065 | -0.027 | 0.711 | 0.968 | -0.0192 | -0.0261 |
| c | -1/2 × 0.065 | 0.065 | -0.002 | 0.944 | 0.957 | -0.0019 | -0.0019 |
| d | -1/2 × 0.133 | 0.265 | -0.018 | 1.256 | 1.023 | -0.0226 | -0.0184 |
| 合計 | | | 0.155 | | | 0.1418 | 0.1687 |

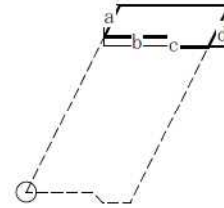
体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.155 \times 1.000 = 0.155 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1418}{0.155} = 0.915 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1687}{0.155} = 1.088 \text{ (m)}$$



2) 基礎コンクリート(B)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|---------------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.900 | 0.200 | 0.180 | 0.450 | 0.100 | 0.0810 | 0.0180 |
| a | -1/2 × 0.065 | 0.065 | -0.002 | 0.565 | 0.178 | -0.0011 | -0.0004 |
| b | - | 0.313 × 0.065 | -0.020 | 0.744 | 0.168 | -0.0149 | -0.0034 |
| 合計 | | | 0.158 | | | 0.0650 | 0.0142 |

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.158 \times 1.000 = 0.158 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0650}{0.158} = 0.411 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0142}{0.158} = 0.090 \text{ (m)}$$



3) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

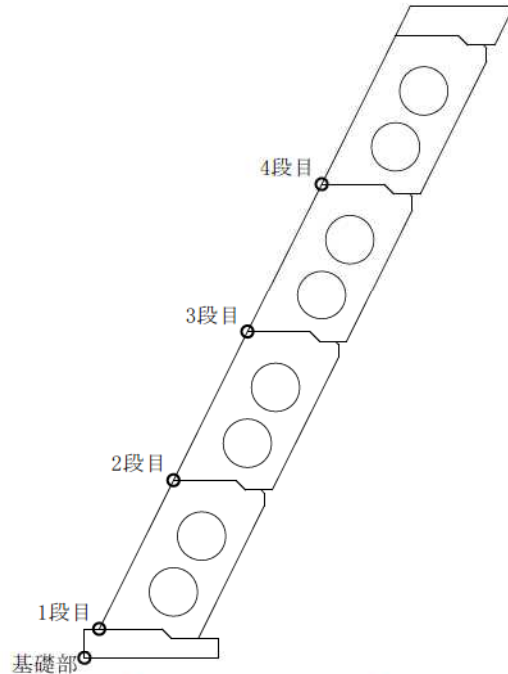
| | | 体積 | 単位重量 | 鉛直荷重 | 慣性力 | 重心位置 | |
|---------|-------------|----------------------|--------------------------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
| | | V_0 (m^3) | γ (kN/m^3) | V (kN) | H (kN) | x_c (m) | y_c (m) |
| 4段目 | 天端コンクリート | 0.155×23.00 | | 3.57 | | 0.915 | 1.088 |
| | A型 | 0.144×23.00 | | 3.31 | | 0.460 | 0.592 |
| | 胴込めコンクリート | 0.557×23.00 | | 12.81 | | 0.636 | 0.476 |
| | 合計 Σ | | | 19.69 | 2.76 | 0.657 | 0.606 |
| 3段目～1段目 | A型 | 0.144×23.00 | | 3.31 | | 0.460 | 0.592 |
| | 胴込めコンクリート | 0.557×23.00 | | 12.81 | | 0.636 | 0.476 |
| | 合計 Σ | | | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 |
| 基礎部 | 基礎コンクリート | 0.158×23.00 | | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 |

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

4) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_s , y_s)を示す。

| | 番号 N | 基準点 | |
|-----|---------|------------------|------------------|
| | | x_s (m) | y_s (m) |
| 4段目 | 5 | 1.600 | 3.200 |
| 3段目 | 4 | 1.100 | 2.200 |
| 2段目 | 3 | 0.600 | 1.200 |
| 1段目 | 2 | 0.100 | 0.200 |
| 基礎部 | 1 | 0.000 | 0.000 |



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_c , y_c)と、上の基準点(x_s , y_s)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_c + (x_k - x_n)$$

$$y = y_c + (y_k - y_n)$$

ここに、

(x_k , y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 (N=k)

(x_n , y_n) : 荷重を集計する段の原点座標 (N=m)

基礎部の荷重集計(m=1)で用いる、1段目の自重(k=2)の作用位置は

$$x = 0.600 + (0.100 - 0.000) = 0.700 \text{ (m)}$$

$$y = 0.500 + (0.200 - 0.000) = 0.700 \text{ (m) となる。}$$

4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

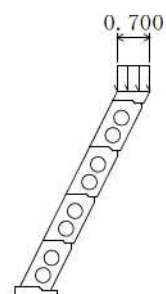
1) 積雪荷重

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 14.00 \times 0.700 \times 1.000 = 9.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 2.550 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

地 震 時

$$We = \frac{W}{\cos \theta}$$

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

任意位置の土圧強度を求めるため、算出した土圧力 (Pa) が高さ (h) に三角形分布するものとして、主働土圧係数を逆算する。

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma s \cdot h^2}$$

任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

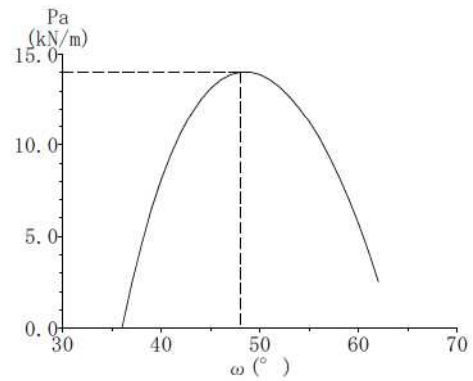
ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- We : 土くさびの重量とそれに起因する慣性力との合力 (kN/m)
- ω : すべり角 (°)
- ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 36.00$ (°)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)
- θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.97$ (°)
- Ka : 主働土圧係数
- γs : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma s = 17.00$ (kN/m³)
- h : 土圧の作用高さ (m)
- pa₁ : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)
- h₁ : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- h₁, h₂ : 上, 下部位置 (m)
- pa₁, pa₂ : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$$\begin{aligned}
 h &= 3.600 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 65.30 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 20.89] \\
 \omega &= 48.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 24.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 36.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

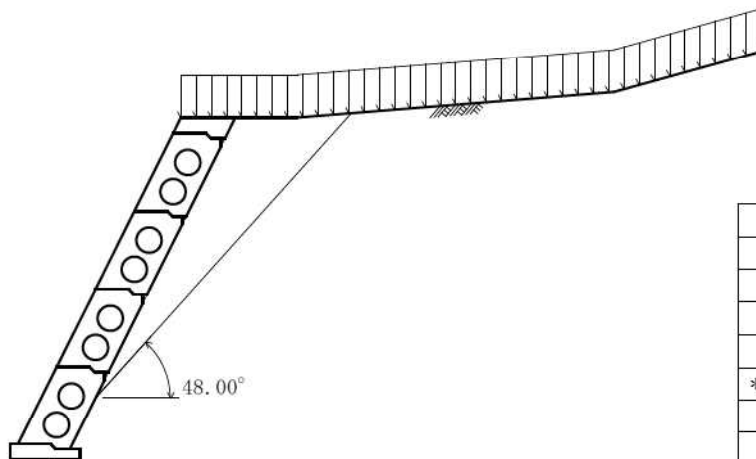


最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{65.30 \times \sin(48.00 - 36.00)}{\cos(48.00 - 36.00 - 24.00 + 26.57)} \\
 &= 14.03 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 Ka &= \frac{2 \times 14.03}{17.00 \times 3.600^2} \\
 &= 0.127
 \end{aligned}$$



| ω | Pa | W |
|----------|--------|-------|
| 52.00 | 13.201 | 45.40 |
| 51.00 | 13.607 | 50.12 |
| 50.00 | 13.884 | 55.01 |
| 49.00 | 14.026 | 60.06 |
| * 48.00 | 14.028 | 65.30 |
| 47.00 | 13.885 | 70.74 |
| 46.00 | 13.591 | 76.39 |
| 45.00 | 13.136 | 82.27 |
| 44.00 | 12.514 | 88.39 |

鉛直荷重

$$V = 14.03 \times \sin(24.00 - 26.57) \times 1.000 = -0.63 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 14.03 \times \cos(24.00 - 26.57) \times 1.000 = 14.02 \text{ (kN)}$$

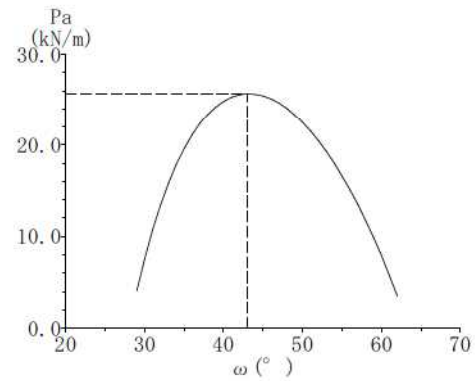
作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.700 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{3.600}{3} + 0.800 = 2.000 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

(2) 地震時

1) 擁壁全体(土圧が作用しない高さを考慮)

$$\begin{aligned}
 h &= 3.600 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 94.78 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 30.53] \\
 \omega &= 43.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 18.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 36.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \theta &= 7.97 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



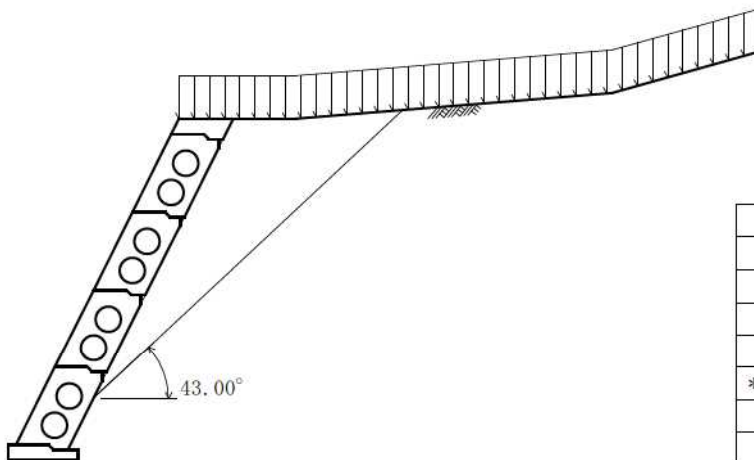
最大主働土圧合力

$$W_e = \frac{94.78}{\cos 7.97} = 95.70 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{95.70 \times \sin(43.00 - 36.00 + 7.97)}{\cos(43.00 - 36.00 - 18.00 + 26.57)} \\
 &= 25.66 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{2 \times 25.66}{17.00 \times 3.600^2} \\
 &= 0.233
 \end{aligned}$$



| ω | P_a | W |
|----------|--------|--------|
| 47.00 | 24.644 | 70.74 |
| 46.00 | 25.105 | 76.39 |
| 45.00 | 25.432 | 82.27 |
| 44.00 | 25.621 | 88.39 |
| * 43.00 | 25.664 | 94.78 |
| 42.00 | 25.555 | 101.46 |
| 41.00 | 25.285 | 108.45 |
| 40.00 | 24.844 | 115.79 |
| 39.00 | 24.220 | 123.49 |

鉛直荷重

$$V = 25.66 \times \sin(18.00 - 26.57) \times 1.000 = -3.82 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 25.66 \times \cos(18.00 - 26.57) \times 1.000 = 25.37 \text{ (kN)}$$

作用位置

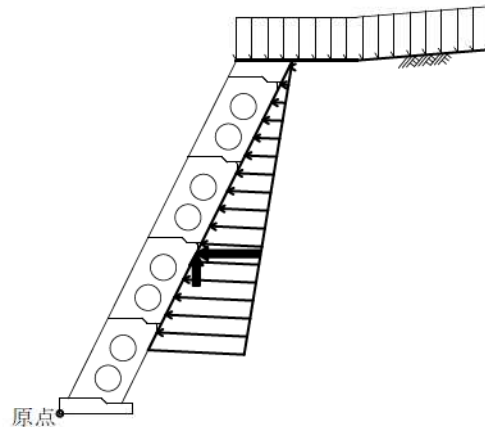
$$x = 1.700 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{3.600}{3} + 0.800 = 2.000 \text{ (m)}$$

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|------------------|-----|-----|--------------|--------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 $V \cdot x$ (kN・m) | 転倒 $H \cdot y$ (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 4段目 | 19.69 | | 2.257 | 3.806 | 44.44 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.700 | 2.700 | 27.40 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.200 | 1.700 | 19.34 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.700 | 0.700 | 11.28 | |
| | | 基礎部 | 3.63 | | 0.411 | 0.090 | 1.49 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.550 | 4.400 | 24.99 | |
| | 土圧 | | -0.63 | 14.02 | 1.700 | 2.000 | -1.07 | 28.04 |
| 合 計 Σ | | | 80.85 | 14.02 | | | 127.87 | 28.04 |
| 自重のみの合計 Σ | | | 81.48 | 0.00 | | | 128.94 | 0.00 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|--------------|-----|-----|--------------|--------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 $V \cdot x$ (kN・m) | 転倒 $H \cdot y$ (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 4段目 | 19.69 | 2.76 | 2.257 | 3.806 | 44.44 | 10.50 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.700 | 2.700 | 27.40 | 6.10 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.200 | 1.700 | 19.34 | 3.84 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.700 | 0.700 | 11.28 | 1.58 |
| | | 基礎部 | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 | 1.49 | 0.05 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.550 | 4.400 | 24.99 | |
| | 土圧 | | -3.82 | 25.37 | 1.700 | 2.000 | -6.49 | 50.74 |
| 合 計 Σ | | | 77.66 | 35.42 | | | 122.45 | 72.81 |

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- $\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\sum Mr$: つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- $\sum Mo$: つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.900 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地震時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\sum V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\sum H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- F_s : 滑動安全率
- F_{sa} : 滑動安全率の許容値

| | |
|-----|------------------------|
| 常 時 | F _{sa} = 1.50 |
| 地震時 | F _{sa} = 1.20 |
- $\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\sum H$: 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

| |
|---------------|
| $\mu = 0.700$ |
|---------------|
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.900 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 Be = B - 2・e (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 0.900$ (m)
- L : 擁壁の奥行 (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- l : 擁壁壁面長 (m)
- θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)
- ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする
- q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)
- κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_1 と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_1 / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

| 荷重状態 | 自重みの場合 | 荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合 | | |
|------------|--------|---------------------------|-------|-------|
| 背面勾配 | — | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
| κ_1 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
| κ_d | 0.58 | 0.56 | | |

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.70$ を用いる。

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a$$

ここに、

- q_a : 地盤の許容支持力度

| | |
|-----|----------------------------------|
| 常時 | $q_a = 300$ (kN/m ²) |
| 地震時 | $q_a = 450$ (kN/m ²) |

5.2 計算結果

5.2.1 常 時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 80.85 && (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 14.02 && (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 127.87 && (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 28.04 && (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{127.87 - 28.04}{80.85} = 1.235 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 1.235 = -0.785 \text{ (m)}$$

$$d = 1.235 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.450 \text{ (m)}$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -0.785 = 2.470 \text{ (m)} > B = 0.900 \text{ より } Be = 0.900 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{80.85 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{14.02}$$

$$= 4.04 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.785 < 0.000 \text{ (m)}$ より、「簡便法」にて計算を行った。

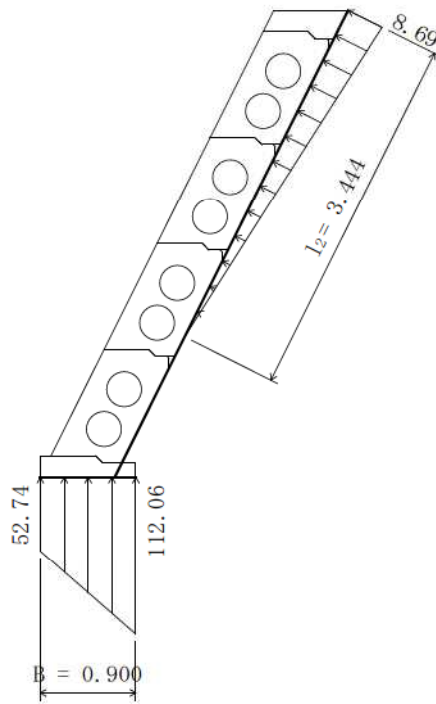
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{99.83 - 0.56 \times 0.900 \times 80.85}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 4.919 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 14.96 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 14.96}{0.70 \times 4.919} = 8.69 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 80.85 - 14.96 \times \sin 26.57 = 74.16 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 74.16 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 52.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 74.16 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 112.06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_2 = 112.06 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 81.48 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 128.94 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

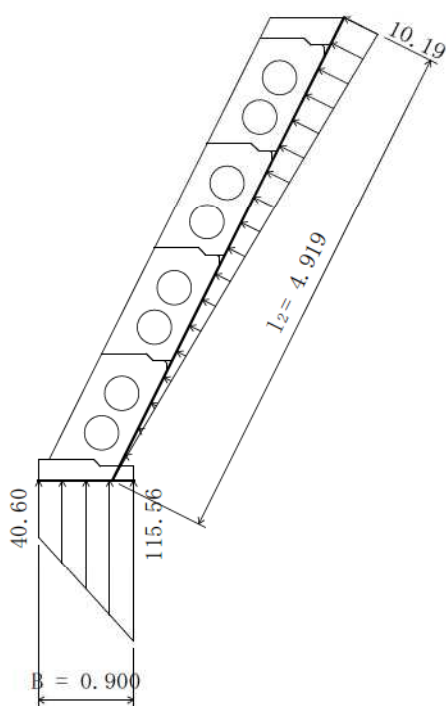
$$\begin{aligned} Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{128.94 - 0.58 \times 0.900 \times 81.48}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 4.919 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 25.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 25.06}{1.00 \times 4.919} = 10.19 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 81.48 - 25.06 \times \sin 26.57 = 70.27 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 70.27 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.900 \times 1.000} = 40.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 70.27 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 115.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_a = 115.56 \leq q_{a0} = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

5.2.2 地震時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 77.66 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 35.42 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 122.45 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 72.81 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{122.45 - 72.81}{77.66} = 0.639 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 0.639 = -0.189 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.639 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.300 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -0.189 = 1.278 \quad (\text{m}) > B = 0.900 \quad \text{より} \quad Be = 0.900 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{77.66 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{35.42} \\ &= 1.53 \geq F_{sa} = 1.20\end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.189 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

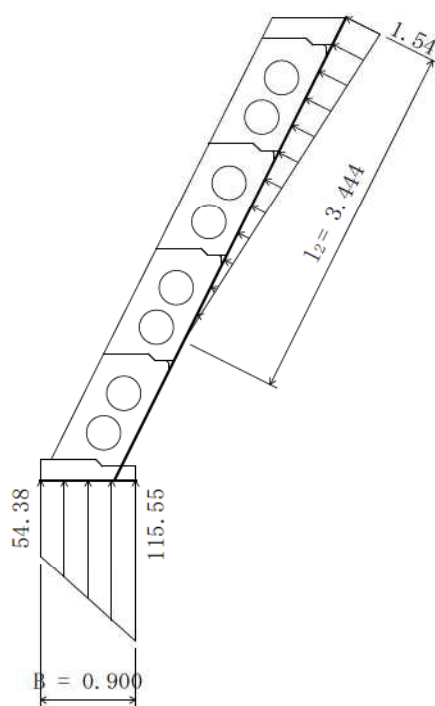
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{49.64 - 0.56 \times 0.900 \times 77.66}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 4.919 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 2.66 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 2.66}{0.70 \times 4.919} = 1.54 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 77.66 - 2.66 \times \sin 26.57 = 76.47 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 76.47 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 54.38 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 76.47 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 115.55 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_a = 115.55 \leq q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

§6 ブロック各段の部材断面設計

6.1 荷重の計算

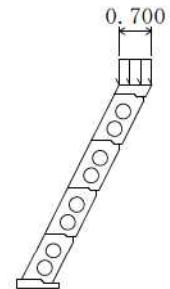
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

6.1.1 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

| | 荷重 q (kN/m ²) | 作用幅 l (m) | | 鉛直荷重 V (kN) | 作用位置 | |
|-----|---------------------------------|-----------------|----------|-------------------|----------|-------|
| | | L (m) | X (m) | | Y (m) | |
| 4段目 | 積雪荷重 14.00 | × 0.700 | × 1.000 | 9.80 | 0.950 | 1.200 |
| 3段目 | | | | | 1.450 | 2.200 |
| 2段目 | | | | | 1.950 | 3.200 |
| 1段目 | | | | | 2.450 | 4.200 |



6.1.2 土圧

『設計荷重』の土圧にて算出した土圧係数より土圧力を求める。
任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma_s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

pa_1 : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)

Ka : 土圧係数

γ_s : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma_s = 17.00$ (kN/m³)

h_1 : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)

Pa : 主働土圧合力 (kN/m)

h_1, h_2 : 上, 下部位置 (m)

pa_1, pa_2 : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)

V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

δ : 壁面摩擦角 (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)

(1) 常 時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m^2) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|---|----------------------------|---------------------------------|
| 4段目 | 0.000 1.265 | 0.127 | 0.000 2.731 | 1.265 | 1.73 |
| 3段目 | 0.000 2.265 | 0.127 | 0.000 4.890 | 2.265 | 5.54 |
| 2段目 | 0.000 3.265 | 0.127 | 0.000 7.049 | 3.265 | 11.51 |
| 1段目 | 0.000 3.600 | | | 3.600 | 14.03 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ ($^\circ$) | 傾斜角 α ($^\circ$) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 4段目 | 1.73 | 24.00 | -26.57 | -0.08 | 1.73 | 0.878 | 0.357 |
| 3段目 | 5.54 | 24.00 | -26.57 | -0.25 | 5.53 | 1.045 | 0.690 |
| 2段目 | 11.51 | 24.00 | -26.57 | -0.52 | 11.50 | 1.211 | 1.023 |
| 1段目 | 14.03 | 24.00 | -26.57 | -0.63 | 14.02 | 1.600 | 1.800 |

(2) 地震時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m^2) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|---|----------------------------|---------------------------------|
| 4段目 | 0.000 1.265 | 0.233 | 0.000 5.011 | 1.265 | 3.17 |
| 3段目 | 0.000 2.265 | 0.233 | 0.000 8.972 | 2.265 | 10.16 |
| 2段目 | 0.000 3.265 | 0.233 | 0.000 12.933 | 3.265 | 21.11 |
| 1段目 | 0.000 3.600 | | | 3.600 | 25.66 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ ($^\circ$) | 傾斜角 α ($^\circ$) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 4段目 | 3.17 | 18.00 | -26.57 | -0.47 | 3.13 | 0.878 | 0.357 |
| 3段目 | 10.16 | 18.00 | -26.57 | -1.51 | 10.05 | 1.045 | 0.690 |
| 2段目 | 21.11 | 18.00 | -26.57 | -3.15 | 20.87 | 1.211 | 1.023 |
| 1段目 | 25.66 | 18.00 | -26.57 | -3.82 | 25.37 | 1.600 | 1.800 |

6.1.3 壁背面の地盤反力

壁背面に作用する地盤反力を考慮した。「安定計算」より、各段に作用する地盤反力は以下の通りとなる。

壁背面地盤反力は次式より求められる。

$$Q_{tz} = \frac{2 \cdot l_2 - z'}{l_2^2} \cdot Q_t \cdot z'$$

鉛直水平荷重は次式より求められる。

$$H = Q_{tz} \cdot \cos \theta$$

$$V = -Q_{tz} \cdot \sin \theta$$

ここに、

z : 擁壁天端から照査断面位置又は反力分布下端までの長さ (m)

Q_{tz} : 高さ z の位置における壁面地盤反力 (kN)

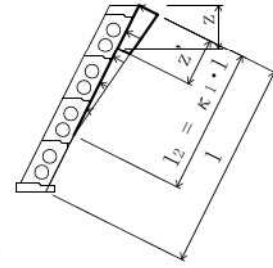
Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)

l_2 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 $l_2 = 3.444$ (m)

z' : 高さ z の位置における壁面長 $z' = z / \cos \theta$ (m)

V, H : 壁面地盤反力の鉛直、水平成分 (kN)

θ : 壁背面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)



(1) 常時

$$Q_t = 14.96 \text{ (kN)}$$

| | z (m) | z' (m) | Q _{tz} (kN) | 荷重 | | 作用位置 | |
|-----|----------|-----------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|
| | | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) |
| 4段目 | 1.265 | 1.414 | 9.76 | -4.36 | 8.73 | 1.010 | 0.622 |
| 3段目 | 2.265 | 2.532 | 13.91 | -6.22 | 12.44 | 1.343 | 1.287 |
| 2段目 | 3.080 | 3.444 | 14.96 | -6.69 | 13.38 | 1.786 | 2.173 |
| 1段目 | 3.080 | 3.444 | 14.96 | -6.69 | 13.38 | 2.286 | 3.173 |

(2) 地震時

$$Q_t = 2.66 \text{ (kN)}$$

| | z (m) | z' (m) | Q _{tz} (kN) | 荷重 | | 作用位置 | |
|-----|----------|-----------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|
| | | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) |
| 4段目 | 1.265 | 1.414 | 1.74 | -0.78 | 1.56 | 1.010 | 0.622 |
| 3段目 | 2.265 | 2.532 | 2.47 | -1.10 | 2.21 | 1.343 | 1.287 |
| 2段目 | 3.080 | 3.444 | 2.66 | -1.19 | 2.38 | 1.786 | 2.173 |
| 1段目 | 3.080 | 3.444 | 2.66 | -1.19 | 2.38 | 2.286 | 3.173 |

6.2 設計荷重の集計

原点0における荷重の集計を行う。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-----|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 4段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | | 0.657 | 0.606 | 12.94 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.950 | 1.200 | 9.31 | |
| | 土圧 | | -0.08 | 1.73 | 0.878 | 0.357 | -0.07 | 0.62 |
| | 地盤反力 | | -4.36 | 8.73 | 1.010 | 0.622 | -4.40 | 5.43 |
| 合 計 Σ | | | 25.05 | 10.46 | | | 17.78 | 6.05 |
| 3段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | | 1.157 | 1.606 | 22.78 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.450 | 2.200 | 14.21 | |
| | 土圧 | | -0.25 | 5.53 | 1.045 | 0.690 | -0.26 | 3.82 |
| | 地盤反力 | | -6.22 | 12.44 | 1.343 | 1.287 | -8.35 | 16.01 |
| 合 計 Σ | | | 39.14 | 17.97 | | | 38.05 | 19.83 |
| 2段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | | 1.657 | 2.606 | 32.63 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.950 | 3.200 | 19.11 | |
| | 土圧 | | -0.52 | 11.50 | 1.211 | 1.023 | -0.63 | 11.76 |
| | 地盤反力 | | -6.69 | 13.38 | 1.786 | 2.173 | -11.95 | 29.07 |
| 合 計 Σ | | | 54.52 | 24.88 | | | 66.56 | 40.83 |
| 1段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | | 2.157 | 3.606 | 42.47 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.450 | 4.200 | 24.01 | |
| | 土圧 | | -0.63 | 14.02 | 1.600 | 1.800 | -1.01 | 25.24 |
| | 地盤反力 | | -6.69 | 13.38 | 2.286 | 3.173 | -15.29 | 42.45 |
| 合 計 Σ | | | 70.53 | 27.40 | | | 103.37 | 67.69 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-----|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 4段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | 2.76 | 0.657 | 0.606 | 12.94 | 1.67 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.950 | 1.200 | 9.31 | |
| | 土圧 | | -0.47 | 3.13 | 0.878 | 0.357 | -0.41 | 1.12 |
| | 地盤反力 | | -0.78 | 1.56 | 1.010 | 0.622 | -0.79 | 0.97 |
| 合 計 Σ | | | 28.24 | 7.45 | | | 21.05 | 3.76 |
| 3段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | 2.76 | 1.157 | 1.606 | 22.78 | 4.43 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.450 | 2.200 | 14.21 | |
| | 土圧 | | -1.51 | 10.05 | 1.045 | 0.690 | -1.58 | 6.93 |
| | 地盤反力 | | -1.10 | 2.21 | 1.343 | 1.287 | -1.48 | 2.84 |
| 合 計 Σ | | | 43.00 | 17.28 | | | 43.60 | 15.33 |
| 2段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | 2.76 | 1.657 | 2.606 | 32.63 | 7.19 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.950 | 3.200 | 19.11 | |
| | 土圧 | | -3.15 | 20.87 | 1.211 | 1.023 | -3.81 | 21.35 |
| | 地盤反力 | | -1.19 | 2.38 | 1.786 | 2.173 | -2.13 | 5.17 |
| 合 計 Σ | | | 57.39 | 30.53 | | | 73.20 | 38.23 |
| 1段目 | 自重 | 4段目 | 19.69 | 2.76 | 2.157 | 3.606 | 42.47 | 9.95 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.450 | 4.200 | 24.01 | |
| | 土圧 | | -3.82 | 25.37 | 1.600 | 1.800 | -6.11 | 45.67 |
| | 地盤反力 | | -1.19 | 2.38 | 2.286 | 3.173 | -2.72 | 7.55 |
| 合 計 Σ | | | 72.84 | 37.29 | | | 110.84 | 73.34 |

6.3 設計断面力一覧

原点0における設計荷重の集計から、設計断面力を求める。

軸力

$$N = \Sigma V \text{ (kN)}$$

せん断力

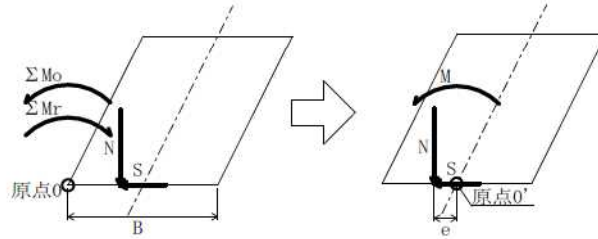
$$S = \Sigma H \text{ (kN)}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{N} \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = N \cdot e \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(1) 常時

| | 底面幅 B (m) | 軸力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏 心 距 離 e (m) | 曲 げ モーメント M (kN・m) |
|-----|-----------------|-----------------|-------------------|------------------|---------------|------------------------------|--------------------------------|
| | | | | ΣMr (kN・m) | ΣMo (kN・m) | | |
| 4段目 | 0.700 | 25.05 | 10.46 | 17.78 | 6.05 | -0.118 | -2.96 |
| 3段目 | 0.700 | 39.14 | 17.97 | 38.05 | 19.83 | -0.116 | -4.54 |
| 2段目 | 0.700 | 54.52 | 24.88 | 66.56 | 40.83 | -0.122 | -6.65 |
| 1段目 | 0.700 | 70.53 | 27.40 | 103.37 | 67.69 | -0.156 | -11.00 |

(2) 地震時

| | 底面幅 B (m) | 軸力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏 心 距 離 e (m) | 曲 げ モーメント M (kN・m) |
|-----|-----------------|-----------------|-------------------|------------------|---------------|------------------------------|--------------------------------|
| | | | | ΣMr (kN・m) | ΣMo (kN・m) | | |
| 4段目 | 0.700 | 28.24 | 7.45 | 21.05 | 3.76 | -0.262 | -7.40 |
| 3段目 | 0.700 | 43.00 | 17.28 | 43.60 | 15.33 | -0.307 | -13.20 |
| 2段目 | 0.700 | 57.39 | 30.53 | 73.20 | 38.23 | -0.259 | -14.86 |
| 1段目 | 0.700 | 72.84 | 37.29 | 110.84 | 73.34 | -0.165 | -12.02 |

6.4 実応力度の計算

6.4.1 無筋コンクリート長方形断面の応力度

無筋コンクリート長方形断面の応力度は以下の式で算出する。

縁応力度

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

- N : 断面に作用する軸力 (N)
M : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
A : 断面積 (mm²) A = b・h
Z : 断面係数 (mm³) $Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$
h : 部材厚 (mm)
b : 有効計算幅 (mm)
 σ_1 : 前面側縁応力度 (N/mm²)
 σ_2 : 背面側縁応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

6.4.2 計算結果

| 部 材 | 項 目 | 常 時 | 地 震 時 | |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -2.96 × 10 ⁶ | -7.40 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 25.05 × 10 ³ | 28.24 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 10.46 × 10 ³ | 7.45 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.11 | 0.20 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | 0.01 | 0.09 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.02 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -4.54 × 10 ⁶ | -13.20 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 39.14 × 10 ³ | 43.00 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 17.97 × 10 ³ | 17.28 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.17 | 0.35 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.02 | 0.18 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.04 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -6.65 × 10 ⁶ | -14.86 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 54.52 × 10 ³ | 57.39 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 24.88 × 10 ³ | 30.53 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.24 | 0.41 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.03 | 0.19 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.07 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

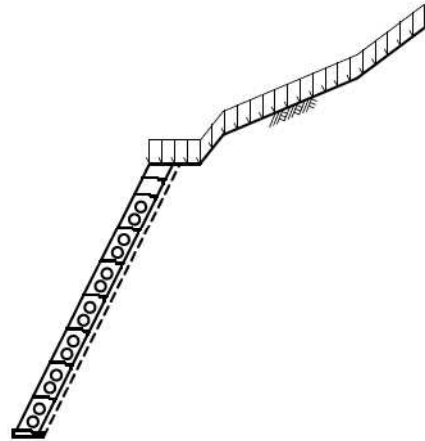
| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -11.00 × 10 ⁶ | -12.02 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 70.53 × 10 ³ | 72.84 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 27.40 × 10 ³ | 37.29 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.36 | 0.38 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.09 | 0.10 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.09 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 大型ブロック積擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 8.100$ (m)
底版幅 $B = 0.900$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
うらかたくん



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

- | | |
|-----|-------------------------------|
| 常時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地震時 | 自重+載荷重+地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧) |

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリートを自重として考慮した。

自重 : $W_c = 131.36$ (kN)

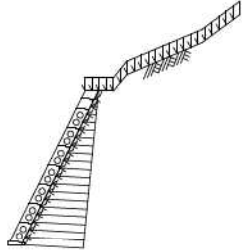
2) 土 圧

設計に用いる土圧は、擁壁背面の掘削した地山の切土面が安定していると判断できるため、裏込め土のみによる土圧を考慮することにした。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 35.00(^{\circ})$

単位体積重量： $\gamma_s = 20.00 (\text{kN/m}^3)$

切土面におけるすべり摩擦角： $\delta' = 2/3 \phi$

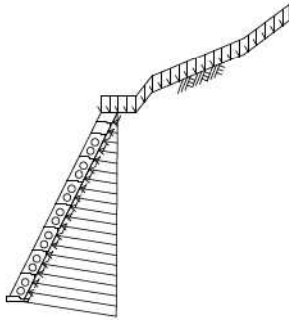


土圧： $P_a = 21.83 (\text{kN})$

3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

設計水平震度： $K_h = 0.14$



慣性力： $H = 18.41 (\text{kN})$

土圧： $P_a = 27.09 (\text{kN})$

(4) 安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 転 倒

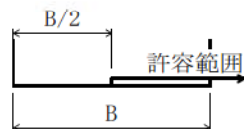
基礎底板位置での合力の作用位置による検討を行った。

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。

常 時： $d = 2.099 > 0.450$

地 震 時： $d = 1.458 \geq 0.300$

(単位：m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数 : 0.700

常 時: $F_s = 4.49 \geq 1.50$

地震時: $F_s = 2.12 \geq 1.20$

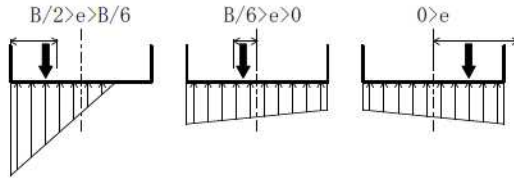
3) 支 持 力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

常 時: $q = 198.78 \leq 300$

地震時: $q = 194.45 \leq 450$

(単位: kN/m^2)



(5) 壁体の断面計算

ブロック各段における検討を行った。

1) 壁体の断面計算結果

ブロック各段において、曲げ応力度及び、せん断応力度の検討を行った。

< 2段目の結果 >

常 時: $\sigma_c = 0.39 \leq 4.50$

$\tau = 0.10 \leq 0.33$

地震時: $\sigma_c = 0.58 \leq 6.75$

$\sigma_t = 0.16 \leq 0.35$

$\tau = 0.12 \leq 0.33$

< 1段目の結果 >

常 時: $\sigma_c = 0.64 \leq 4.50$

$\sigma_t = 0.17 \leq 0.23$

$\tau = 0.12 \leq 0.33$

地震時: $\sigma_c = 0.67 \leq 6.75$

$\sigma_t = 0.19 \leq 0.35$

$\tau = 0.14 \leq 0.33$

(単位: N/mm^2)

§1 設計条件

1.1 設計条件

| | | |
|-----------------|------------|--|
| (1) 擁壁形式 | | 大型ブロック積擁壁 |
| (2) 基礎形式 | | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | | H = 8.100 (m) |
| (4) 土 圧 | | 切り土部に作用する土圧 |
| (5) 地表面載荷重 積雪荷重 | | q = 14.00 (kN/m ²) |
| (6) 設計水平震度 | | Kh = c _z · k _{h0} = 0.14 |
| | 地域別補正係数 | c _z = 0.85 |
| | 設計水平震度の標準値 | |
| | レベル2地震動 | I種地盤 |
| | | k _{h0} = 0.16 |
| (7) 単位体積重量 | コンクリート | γ _c = 23.00 (kN/m ³) |

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土

| | | |
|---------------|-------|---|
| せん断抵抗角 | | φ = 35.00 (°) |
| 切土面におけるすべり摩擦角 | | |
| | 常 時 | δ' = 23.33 (°) |
| | 地 震 時 | δ' = 23.33 (°) |
| 単位体積重量 | | γ _s = 20.00 (kN/m ³) |

(2) 支持地盤

| | | |
|------------------|-------|---|
| 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 | | μ = 0.700 |
| ” の粘着力 | | C = 0.0 (kN/m ²) |
| 許容支持力度 | 常 時 | q _a = 300 (kN/m ²) |
| | 地 震 時 | q _a = 450 (kN/m ²) |

1.3 安定条件

| | | |
|--------------|---------|---|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | F _s ≥ 1.50 (1.20) |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | d > 1/2 B (1/3) |
| (3) 支持に対する検討 | 最大地盤反力度 | q ≤ q _a (kN/m ²) |

※ ()は地震時

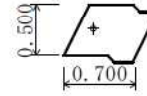
1.4 材料強度及び許容応力度

| | (N/mm ²) | 常 時 | 地 震 時 |
|------------|----------------------|------|-------|
| (1) コンクリート | | | |
| 設計基準強度 | σ _{ck} | 18 | |
| 許容圧縮応力度 | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| 許容曲げ引張応力度 | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| 許容せん断応力度 | τ _a | 0.33 | 0.33 |

1.5 使用ブロック

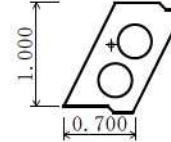
(1) うらかたくん C型(8段目)

| 製品幅 (m) | 2.000 | | | | |
|---------|-------------------|----------------|-------|----------------------|--|
| | 体積 | 重心座標 | 重量 | [単重] | |
| | (m ³) | (m) | (kN) | (kN/m ³) | |
| 製品本体 | 0.171 | (0.287, 0.263) | 3.93 | [23.00] | |
| コンクリート | 0.529 | (0.537, 0.246) | 12.17 | [23.00] | |



(2) うらかたくん A型(7段目~1段目)

| 製品幅 (m) | 2.000 | | | | |
|---------|-------------------|----------------|-------|----------------------|--|
| | 体積 | 重心座標 | 重量 | [単重] | |
| | (m ³) | (m) | (kN) | (kN/m ³) | |
| 製品本体 | 0.287 | (0.460, 0.592) | 6.60 | [23.00] | |
| コンクリート | 1.113 | (0.636, 0.476) | 25.60 | [23.00] | |



(3) 胴込め材の単位体積重量

胴込めコンクリート (全段) $\gamma_c = 23.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

1.6 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

(社)日本道路協会

§2 一般形状寸法図

擁壁の背面は安定している（土圧が作用しない）ものと仮定し検討を行う。

擁壁基礎より、切土面の掘削勾配を1:0.5（すべり角：63.43°）とする。

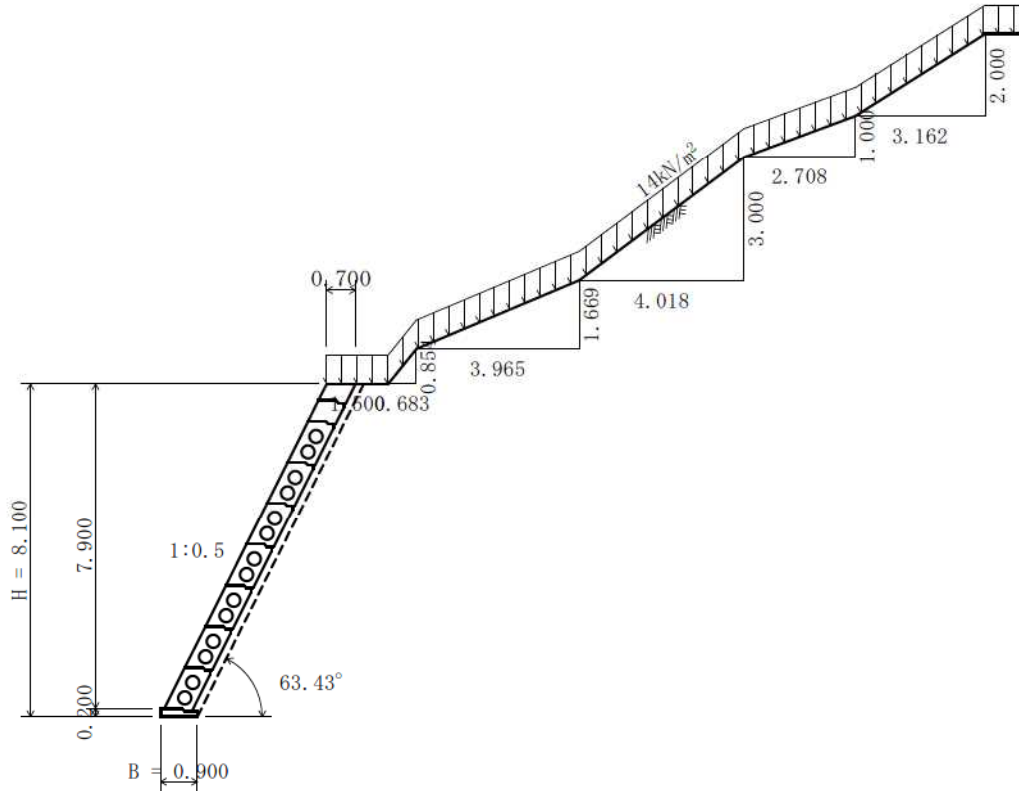
埋戻土分の土圧を考慮する。（ $\phi 35^\circ$ $\gamma 20\text{kN/m}^3$ ）

切土面におけるすべり摩擦角 δ' は以下を目安に適切な値を定める必要がある。

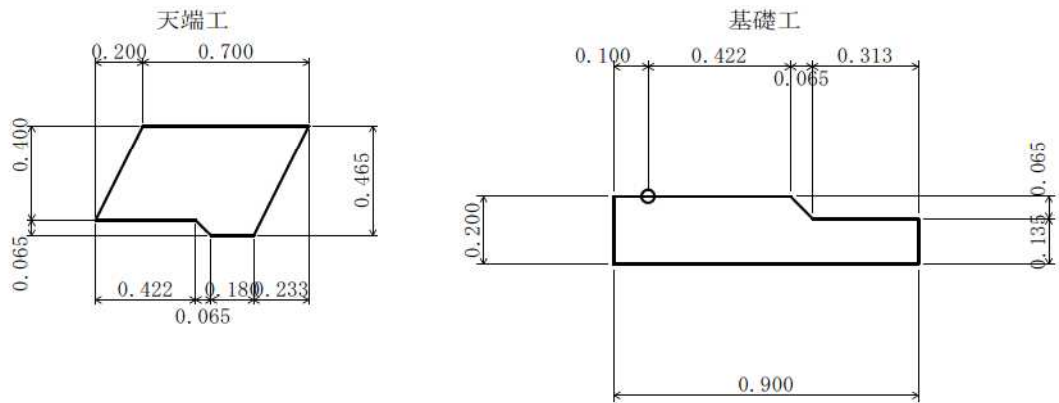
1. 軟岩以上で比較的均一な平面をなしている場合・・・ $\delta' = 2\phi/3$
2. 粗であるか、段切りなどの処理が施され、粗とみなしうる場合・・・ $\delta' = \phi$
（道路土工-擁壁工指針P103）

1を想定して計算を行う。

2.1 一般図



2.2 詳細図



§3 計算結果

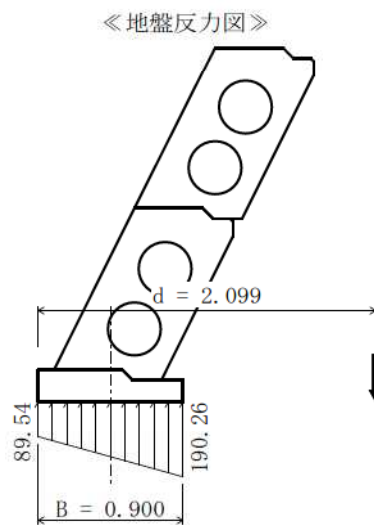
3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時

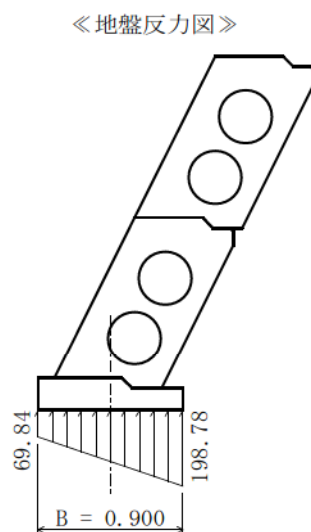
(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑 動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|---------------------|--|--------|-------|
| 139.93 | 21.80 | 2.099 | 4.49 | 89.54 | 190.26 | O. K. |
| 許 容 値 | | | 0.450 | 1.50 | 300 | |



主働土圧状態が生起しない場合

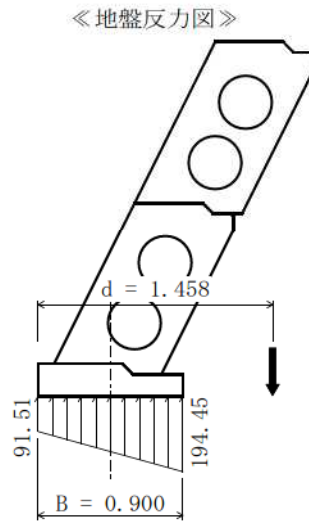
| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|--|--------|-------|
| 141.16 | 0.00 | 69.84 | 198.78 | O. K. |
| 許 容 値 | | | 300 | |



3.1.2 地震時

(1) 全体の安定計算結果

| 鉛直荷重 ΣV (kN) | 水平荷重 ΣH (kN) | 合力位置 d (m) | 滑動 安全率 F_s | 地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²) | | 判定 |
|----------------------------|----------------------------|------------------|--------------------|--|--------|-------|
| 136.89 | 45.16 | 1.458 | 2.12 | 91.51 | 194.45 | 0. K. |
| 許 容 値 | | 0.300 | 1.20 | 450 | | |



3.2 断面計算結果

3.2.1 ブロック各段の断面計算

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 8段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.52 × 10 ⁶ | -3.11 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 20.31 × 10 ³ | 22.08 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 9.04 × 10 ³ | 7.57 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.07 | 0.10 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | — | 0.02 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.02 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 7段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -0.82 × 10 ⁶ | -5.74 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 32.71 × 10 ³ | 35.86 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 17.33 × 10 ³ | 15.31 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.08 | 0.18 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | — | 0.05 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.04 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 6段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 1.06×10^6 | -7.85×10^5 |
| | | 軸 力 N (N) | 45.94×10^3 | 50.02×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 24.56×10^3 | 22.82×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.10 | 0.25 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.06 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.05 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 5段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 2.58×10^6 | -9.75×10^5 |
| | | 軸 力 N (N) | 60.01×10^3 | 64.57×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 30.69×10^3 | 30.16×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.16 | 0.32 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.07 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.07 | 0.07 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 2.25×10^6 | -12.00×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 74.90×10^3 | 79.50×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 35.74×10^3 | 37.26×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.18 | 0.39 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.09 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.08 | 0.09 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|----------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522×10^6 | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972×10^9 | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.45×10^6 | -14.88×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 90.61×10^3 | 94.78×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 39.76×10^3 | 44.20×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.20 | 0.48 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.12 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.09 | 0.10 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -9.05 × 10 ⁶ | -18.27 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 106.49 × 10 ³ | 110.06 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 44.02 × 10 ³ | 51.69 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.39 | 0.58 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.16 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -20.06 × 10 ⁶ | -21.41 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 122.33 × 10 ³ | 125.22 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 48.95 × 10 ³ | 59.99 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.64 | 0.67 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | 0.17 | 0.19 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.12 | 0.14 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・載 荷 重
- ・土 圧
- ・地震の影響 (自重による慣性力、地震時土圧)

4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

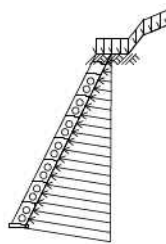
| | |
|-------|--------------|
| 常 時 | 自重+載荷重+土圧 |
| 地 震 時 | 自重+載荷重+地震の影響 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 常時



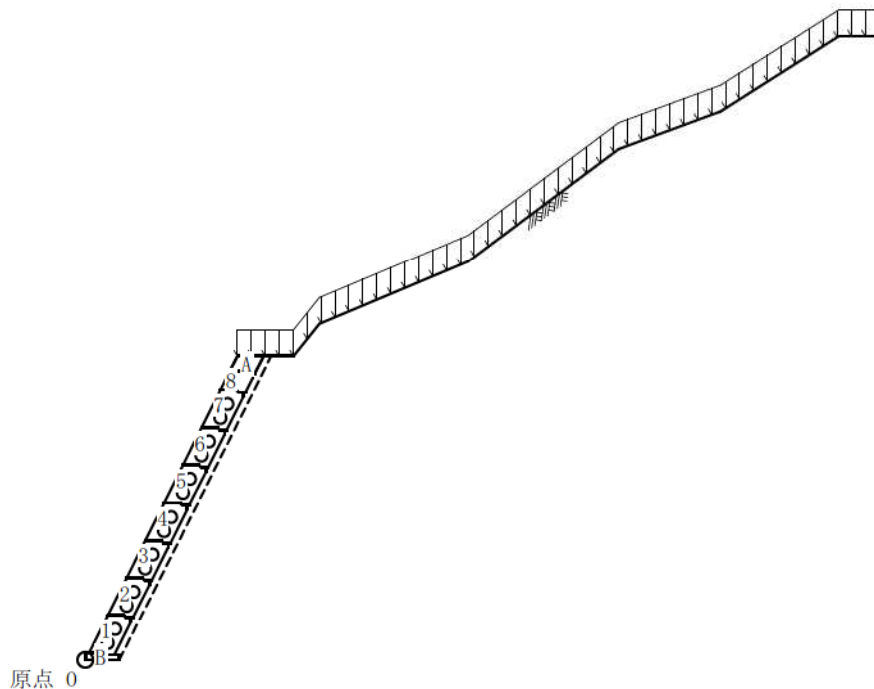
2) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。

荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

1) 天端コンクリート(A)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|---------------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.900 | 0.465 | 0.419 | 0.700 | 0.668 | 0.2933 | 0.2799 |
| a | -1/2 × 0.200 | 0.400 | -0.040 | 0.317 | 0.767 | -0.0127 | -0.0307 |
| b | - | 0.422 × 0.065 | -0.027 | 0.461 | 0.468 | -0.0124 | -0.0126 |
| c | -1/2 × 0.065 | 0.065 | -0.002 | 0.694 | 0.457 | -0.0014 | -0.0009 |
| d | -1/2 × 0.233 | 0.465 | -0.054 | 1.072 | 0.590 | -0.0579 | -0.0319 |
| 合計 | | | 0.296 | | | 0.2089 | 0.2038 |

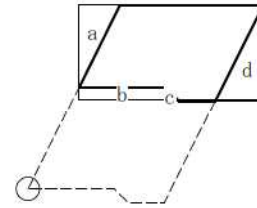
体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.296 \times 1.000 = 0.296 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2089}{0.296} = 0.706 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2038}{0.296} = 0.689 \text{ (m)}$$



2) 基礎コンクリート(B)

| 記号 | 幅 (m) | 高さ (m) | 面積 A (m ²) | 重心位置 | | 断面一次モーメント | |
|----|--------------|---------------|------------------------------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | x (m) | y (m) | A・x (m ³) | A・y (m ³) |
| | 0.900 | 0.200 | 0.180 | 0.450 | 0.100 | 0.0810 | 0.0180 |
| a | -1/2 × 0.065 | 0.065 | -0.002 | 0.565 | 0.178 | -0.0011 | -0.0004 |
| b | - | 0.313 × 0.065 | -0.020 | 0.744 | 0.168 | -0.0149 | -0.0034 |
| 合計 | | | 0.158 | | | 0.0650 | 0.0142 |

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.158 \times 1.000 = 0.158 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0650}{0.158} = 0.411 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0142}{0.158} = 0.090 \text{ (m)}$$



3) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

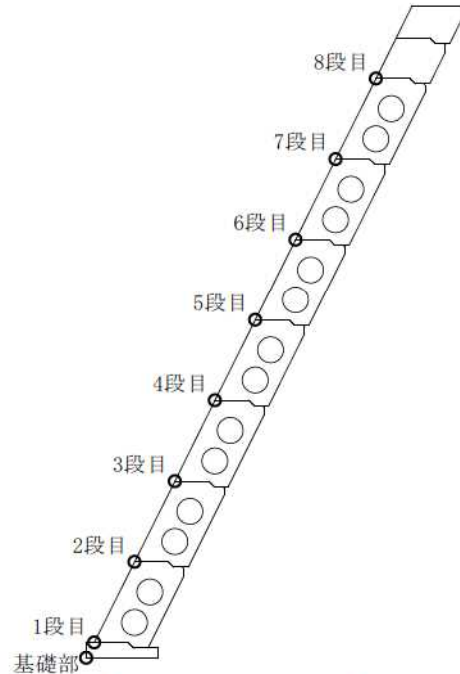
| | | 体積 V_0 (m^3) | 単位重量 γ (kN/m^3) | 鉛直荷重 V (kN) | 慣性力 H (kN) | 重心位置 | |
|---------|-------------|---------------------------------|--|--------------------------------|-------------------------------|--------------|--------------|
| | | | | | | x_c (m) | y_c (m) |
| 8段目 | 天端コンクリート | 0.296×23.00 | | 6.81 | | 0.706 | 0.689 |
| | C型 | 0.086×23.00 | | 1.98 | | 0.287 | 0.263 |
| | 胴込めコンクリート | 0.265×23.00 | | 6.10 | | 0.537 | 0.246 |
| | 合計 Σ | | | 14.89 | 2.08 | 0.581 | 0.451 |
| 7段目～1段目 | A型 | 0.144×23.00 | | 3.31 | | 0.460 | 0.592 |
| | 胴込めコンクリート | 0.557×23.00 | | 12.81 | | 0.636 | 0.476 |
| | 合計 Σ | | | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 |
| 基礎部 | 基礎コンクリート | 0.158×23.00 | | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 |

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

4) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_s, y_s)を示す。

| | 番号 N | 基準点 | |
|-----|---------|--------------|--------------|
| | | x_s (m) | y_s (m) |
| 8段目 | 9 | 3.600 | 7.200 |
| 7段目 | 8 | 3.100 | 6.200 |
| 6段目 | 7 | 2.600 | 5.200 |
| 5段目 | 6 | 2.100 | 4.200 |
| 4段目 | 5 | 1.600 | 3.200 |
| 3段目 | 4 | 1.100 | 2.200 |
| 2段目 | 3 | 0.600 | 1.200 |
| 1段目 | 2 | 0.100 | 0.200 |
| 基礎部 | 1 | 0.000 | 0.000 |



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_c, y_c)と、上の基準点(x_s, y_s)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_c + (x_s - x_n)$$

$$y = y_c + (y_s - y_n)$$

ここに、

(x_k, y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 (N=k)

(x_n, y_n) : 荷重を集計する段の原点座標 (N=m)

基礎部の荷重集計(m=1)で用いる、1段目の自重(k=2)の作用位置は

$$x = 0.600 + (0.100 - 0.000) = 0.700 \text{ (m)}$$

$$y = 0.500 + (0.200 - 0.000) = 0.700 \text{ (m) となる。}$$

4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

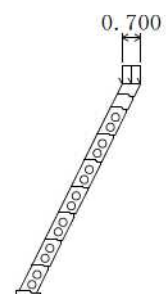
1) 積雪荷重

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 14.00 \times 0.700 \times 1.000 = 9.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 4.400 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧

設計に用いる土圧は、擁壁背面の掘削した地山の切土面が安定していると判断できるため、裏込め土のみによる土圧を考慮することにする。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

裏込め土が三角形のとき

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta')}{\cos(\omega - \delta' - \delta - \alpha)}$$

裏込め土が四角形のとき

$$Pa_2 = \frac{W_2 \cdot \sin(\omega_2 - \delta_2')}{\cos(\omega_2 - \delta_2' - \delta_2)}$$

$$Pa_1 = \frac{W_1 \cdot \sin(\omega_1 - \delta_1') + Pa_2 \cdot \cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_2)}{\cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_1 - \alpha)}$$

地 震 時

裏込め土が三角形のとき

$$We = \frac{W}{\cos \theta}$$

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\omega - \delta' + \theta)}{\cos(\omega - \delta' - \delta - \alpha)}$$

裏込め土が四角形のとき

$$We_1 = \frac{W_1}{\cos \theta} \quad We_2 = \frac{W_2}{\cos \theta}$$

$$Pa_2 = \frac{We_2 \cdot \sin(\omega_2 - \delta_2' + \theta)}{\cos(\omega_2 - \delta_2' - \delta_2)}$$

$$Pa_1 = \frac{We_1 \cdot \sin(\omega_1 - \delta_1' + \theta) + Pa_2 \cdot \cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_2)}{\cos(\omega_1 - \delta_1' - \delta_1 - \alpha)}$$

主働土圧係数

任意位置の土圧強度を求めるため、算出した土圧力 (Pa) が高さ (h) に三角形分布するものとして、主働土圧係数を逆算する。

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma s \cdot h^2}$$

任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

P_a : 主働土圧合力 (kN/m)

γ_s : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma_s = 20.00$ (kN/m³)

h : 土圧作用面の高さ (m)

W : 土くさびの重量 (kN/m)

W_e : 土くさびの重量とそれに起因する慣性力との合力 (kN/m)

ω : すべり角 (°)

δ' : 地山との境界における壁面摩擦角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)

θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.14 = 7.97$ (°)

K_a : 主働土圧係数

p_{a1} : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)

h_1 : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)

h_1, h_2 : 上, 下部位置 (m)

p_{a1}, p_{a2} : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)

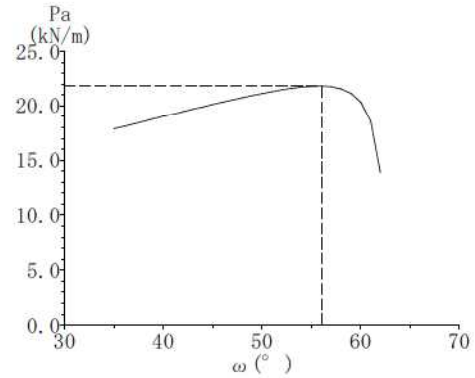
V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体

- h = 8.100 (m)
- α = -26.57 (°)
- W₁ = 3.11 (kN/m)
- W₂ = 29.95 (kN/m) [載荷重: 2.82]
- ω₁ = 56.00 ω₂ = 63.43 (°)
- δ₁ = 23.33 δ₂ = 35.00 (°)
- φ₁ = 35.00 δ₂' = 23.33 (°)
- β' = 62.73 (°)



最大主働土圧合力

$$Pa_2 = \frac{29.95 \times \sin(63.43 - 23.33)}{\cos(63.43 - 23.33 - 35.00)}$$

$$= 19.37 \text{ (kN/m)}$$

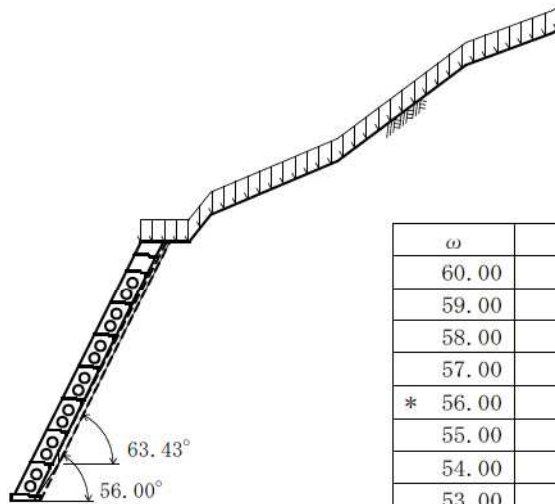
$$Pa_1 = \frac{3.11 \times \sin(56.00 - 35.00) + 19.37 \times \cos(56.00 - 35.00 - 35.00)}{\cos(56.00 - 35.00 - 23.33 + 26.57)}$$

$$= 21.83 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \times 21.83}{20.00 \times 8.100^2}$$

$$= 0.033$$



| ω | Pa ₁ | W ₁ | Pa ₂ | W ₂ |
|---------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|
| 60.00 | 20.344 | 6.02 | 15.62 | 24.15 |
| 59.00 | 21.174 | 4.80 | 17.19 | 26.58 |
| 58.00 | 21.586 | 4.03 | 18.18 | 28.12 |
| 57.00 | 21.776 | 3.50 | 18.87 | 29.18 |
| * 56.00 | 21.836 | 3.11 | 19.37 | 29.95 |
| 55.00 | 21.814 | 2.81 | 19.75 | 30.55 |
| 54.00 | 21.737 | 2.58 | 20.06 | 31.01 |
| 53.00 | 21.622 | 2.39 | 20.30 | 31.39 |
| 52.00 | 21.480 | 2.23 | 20.50 | 31.71 |

鉛直荷重

$$V = 21.83 \times \sin(23.33 - 26.57) \times 1.000 = -1.23 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 21.83 \times \cos(23.33 - 26.57) \times 1.000 = 21.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

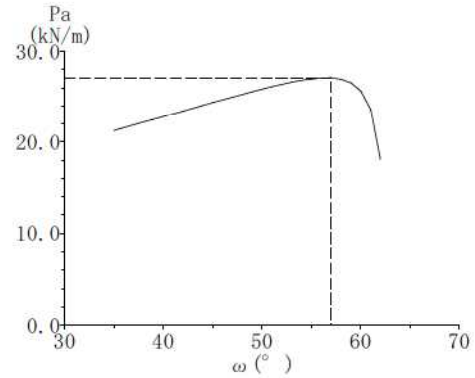
$$x = 2.050 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{8.100}{3} = 2.700 \text{ (m)}$$

(2) 地震時

1) 擁壁全体

- $h = 8.100$ (m)
- $\alpha = -26.57$ (°)
- $W_1 = 3.50$ (kN/m)
- $W_2 = 29.18$ (kN/m) [載荷重: 2.82]
- $\omega_1 = 57.00$ $\omega_2 = 63.43$ (°)
- $\delta_1 = 17.50$ $\delta_2 = 35.00$ (°)
- $\phi_1 = 35.00$ $\delta_2' = 23.33$ (°)
- $\beta' = 62.71$ (°)
- $\theta = 7.97$ (°)



最大主働土圧合力

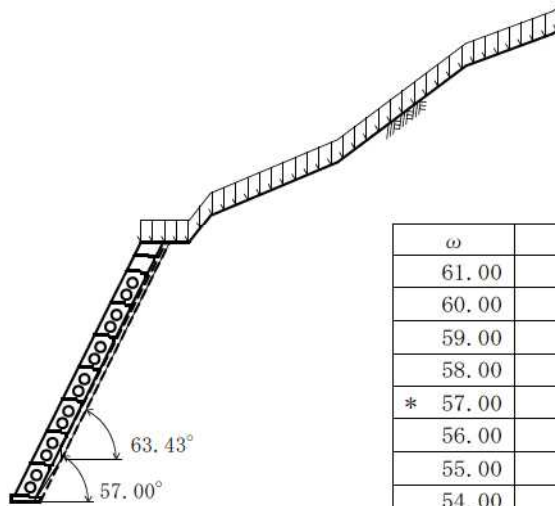
$$We_1 = \frac{3.50}{\cos 7.97} = 3.53 \quad We_2 = \frac{29.18}{\cos 7.97} = 29.46 \text{ (kN/m)}$$

$$Pa_2 = \frac{29.46 \times \sin(63.43 - 23.33 + 7.97)}{\cos(63.43 - 23.33 - 35.00)} = 22.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Pa_1 = \frac{3.53 \times \sin(57.00 - 35.00 + 7.97) + 22.00 \times \cos(57.00 - 35.00 - 35.00)}{\cos(57.00 - 35.00 - 17.50 + 26.57)} = 27.09 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \times 27.09}{20.00 \times 8.100^2} = 0.041$$



| ω | Pa_1 | W_1 | Pa_2 | W_2 |
|----------|--------|-------|--------|-------|
| 61.00 | 23.624 | 8.24 | 14.87 | 19.72 |
| 60.00 | 25.645 | 6.02 | 18.21 | 24.15 |
| 59.00 | 26.546 | 4.80 | 20.05 | 26.58 |
| 58.00 | 26.951 | 4.03 | 21.21 | 28.12 |
| * 57.00 | 27.095 | 3.50 | 22.01 | 29.18 |
| 56.00 | 27.088 | 3.11 | 22.59 | 29.95 |
| 55.00 | 26.986 | 2.81 | 23.04 | 30.55 |
| 54.00 | 26.822 | 2.58 | 23.39 | 31.01 |
| 53.00 | 26.616 | 2.39 | 23.68 | 31.39 |

鉛直荷重

$$V = 27.09 \times \sin(17.50 - 26.57) \times 1.000 = -4.27 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 27.09 \times \cos(17.50 - 26.57) \times 1.000 = 26.75 \text{ (kN)}$$

作用位置

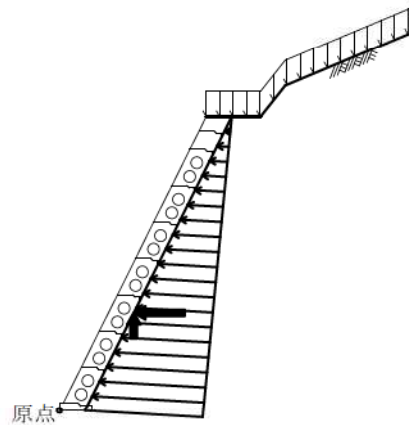
$$x = 2.050 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{8.100}{3} = 2.700 \text{ (m)}$$

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-----------|----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 4.181 | 7.651 | 62.26 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.700 | 6.700 | 59.64 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 3.200 | 5.700 | 51.58 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.700 | 4.700 | 43.52 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 2.200 | 3.700 | 35.46 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.700 | 2.700 | 27.40 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.200 | 1.700 | 19.34 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.700 | 0.700 | 11.28 | |
| | | 基礎部 | 3.63 | | 0.411 | 0.090 | 1.49 | |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 4.400 | 8.100 | 43.12 |
| | 土圧 | | -1.23 | 21.80 | 2.050 | 2.700 | -2.52 | 58.86 |
| 合 計 Σ | | | 139.93 | 21.80 | | | 352.57 | 58.86 |
| 自重のみの合計 Σ | | | 141.16 | 0.00 | | | 355.09 | 0.00 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|----|-----|--------------|--------------|----------|----------|------------------|------------------|
| | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) | 抵抗 V・x (kN・m) | 転倒 H・y (kN・m) |
| 基礎部 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 4.181 | 7.651 | 62.26 | 15.91 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.700 | 6.700 | 59.64 | 15.14 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 3.200 | 5.700 | 51.58 | 12.88 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.700 | 4.700 | 43.52 | 10.62 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 2.200 | 3.700 | 35.46 | 8.36 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.700 | 2.700 | 27.40 | 6.10 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.200 | 1.700 | 19.34 | 3.84 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.700 | 0.700 | 11.28 | 1.58 |
| | | 基礎部 | 3.63 | 0.51 | 0.411 | 0.090 | 1.49 | 0.05 |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 4.400 | 8.100 | 43.12 |
| | 土圧 | | -4.27 | 26.75 | 2.050 | 2.700 | -8.75 | 72.23 |
| 合 計 Σ | | | 136.89 | 45.16 | | | 346.34 | 146.71 |

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.900 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地震時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- F_s : 滑動安全率
- F_{sa} : 滑動安全率の許容値

| | |
|-----|------------------------|
| 常 時 | F _{sa} = 1.50 |
| 地震時 | F _{sa} = 1.20 |
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣH : 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

| |
|---------------|
| $\mu = 0.700$ |
|---------------|
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.900 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 Be = B - 2・e (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 0.900$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- l : 擁壁壁面長 (m)
- θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)
- ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする
- q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)
- κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_1 と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_1 / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

| 荷重状態 | 自重みの場合 | 荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合 | | |
|------------|--------|---------------------------|-------|-------|
| 背面勾配 | — | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
| κ_1 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
| κ_d | 0.58 | 0.56 | | |

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.70$ を用いる。

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a$$

ここに、

- q_a : 地盤の許容支持力度 常 時 $q_a = 300$ (kN/m²)
- 地震時 $q_a = 450$ (kN/m²)

5.2 計算結果

5.2.1 常時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 139.93 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 21.80 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 352.57 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 58.86 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{352.57 - 58.86}{139.93} = 2.099 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 2.099 = -1.649 \quad (\text{m})$$

$$d = 2.099 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.450 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -1.649 = 4.198 \quad (\text{m}) > B = 0.900 \quad \text{より} \quad Be = 0.900 \quad (\text{m})$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{139.93 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{21.80}$$

$$= 4.49 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -1.649 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

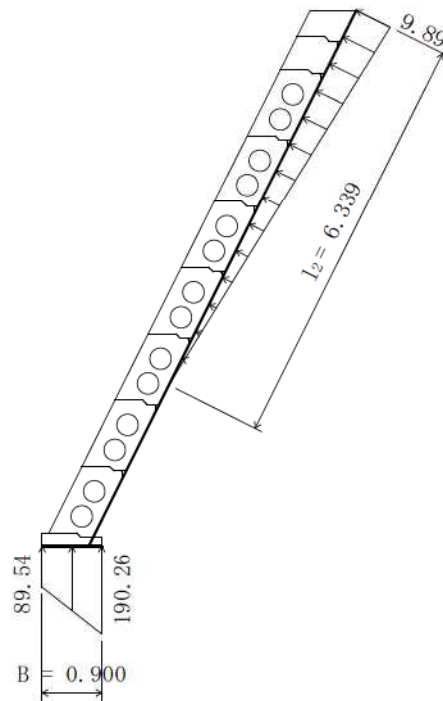
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{293.71 - 0.56 \times 0.900 \times 139.93}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 9.056 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 31.35 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 31.35}{0.70 \times 9.056} = 9.89 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 139.93 - 31.35 \times \sin 26.57 = 125.91 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 125.91 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 89.54 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 125.91 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 190.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_2 = 190.26 \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』 荷重の総括より、

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 141.16 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 355.09 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

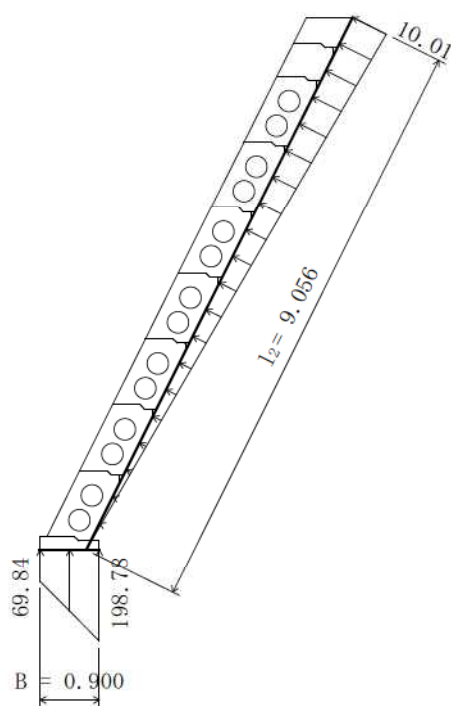
$$\begin{aligned} Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{355.09 - 0.58 \times 0.900 \times 141.16}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 9.056 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 45.34 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 45.34}{1.00 \times 9.056} = 10.01 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 141.16 - 45.34 \times \sin 26.57 = 120.88 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 120.88 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.900 \times 1.000} = 69.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 120.88 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 198.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$q_a = 198.78 \leq q_{a0} = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

5.2.2 地震時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 136.89 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 45.16 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 346.34 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 146.71 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{346.34 - 146.71}{136.89} = 1.458 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.900}{2} - 1.458 = -1.008 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.458 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.300 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.900 - 2 \times -1.008 = 2.916 \quad (\text{m}) > B = 0.900 \quad \text{より} \quad Be = 0.900 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{136.89 \times 0.700 + 0.0 \times 0.900 \times 1.000}{45.16} \\ &= 2.12 \geq F_{sa} = 1.20\end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -1.008 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

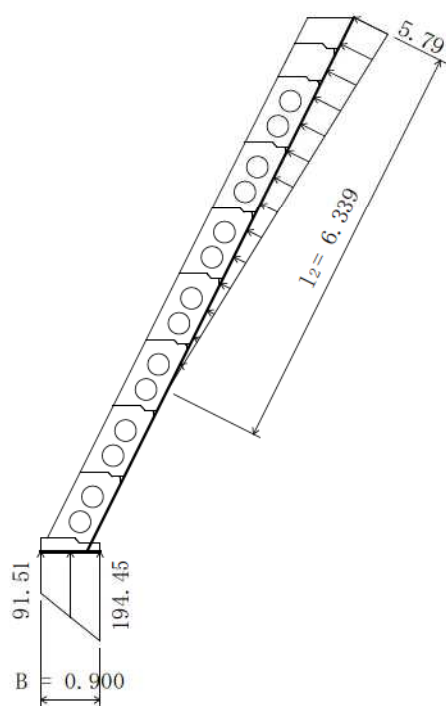
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{199.63 - 0.56 \times 0.900 \times 136.89}{0.900 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 9.056 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 18.35 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 18.35}{0.70 \times 9.056} = 5.79 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 136.89 - 18.35 \times \sin 26.57 = 128.68 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 128.68 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.900 \times 1.000} = 91.51 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 128.68 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.900 \times 1.000} = 194.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$



$$q_a = 194.45 \leqq q_a = 450 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

§6 ブロック各段の部材断面設計

6.1 荷重の計算

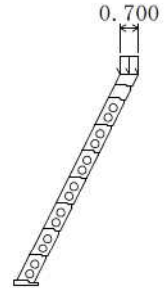
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

6.1.1 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 死荷重(常時、地震時)

| | 荷重 q (kN/m ²) | 作用幅 l (m) | | 鉛直荷重 V (kN) | 作用位置 | |
|-----|---------------------------------|-----------------|----------|-------------------|----------|-------|
| | | L (m) | X (m) | | Y (m) | |
| 8段目 | 積雪荷重 14.00 | × 0.700 | × 1.000 | 9.80 | 0.800 | 0.900 |
| 7段目 | | | | | 1.300 | 1.900 |
| 6段目 | | | | | 1.800 | 2.900 |
| 5段目 | | | | | 2.300 | 3.900 |
| 4段目 | | | | | 2.800 | 4.900 |
| 3段目 | | | | | 3.300 | 5.900 |
| 2段目 | | | | | 3.800 | 6.900 |
| 1段目 | | | | | 4.300 | 7.900 |



6.1.2 土圧

『設計荷重』の土圧にて算出した土圧係数より土圧力を求める。
任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma s \cdot h_1$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

- pa_1 : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)
- Ka : 土圧係数
- γs : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma s = 20.00$ (kN/m³)
- h_1 : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- h_1, h_2 : 上, 下部位置 (m)
- pa_1, pa_2 : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)

(1) 常 時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m ²) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|--|----------------------------|----------------------|
| 8段目 | 0.000 0.965 | 0.033 | 0.000 0.637 | 0.965 | 0.31 |
| 7段目 | 0.000 1.965 | 0.033 | 0.000 1.297 | 1.965 | 1.27 |
| 6段目 | 0.000 2.965 | 0.033 | 0.000 1.957 | 2.965 | 2.90 |
| 5段目 | 0.000 3.965 | 0.033 | 0.000 2.617 | 3.965 | 5.19 |
| 4段目 | 0.000 4.965 | 0.033 | 0.000 3.277 | 4.965 | 8.14 |
| 3段目 | 0.000 5.965 | 0.033 | 0.000 3.937 | 5.965 | 11.74 |
| 2段目 | 0.000 6.965 | 0.033 | 0.000 4.597 | 6.965 | 16.01 |
| 1段目 | 0.000 7.965 | 0.033 | 0.000 5.257 | 7.965 | 20.94 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ (°) | 傾斜角 α (°) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|----------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.31 | 23.33 | -26.57 | -0.02 | 0.31 | 0.828 | 0.257 |
| 7段目 | 1.27 | 23.33 | -26.57 | -0.07 | 1.27 | 0.995 | 0.590 |
| 6段目 | 2.90 | 23.33 | -26.57 | -0.16 | 2.90 | 1.161 | 0.923 |
| 5段目 | 5.19 | 23.33 | -26.57 | -0.29 | 5.18 | 1.328 | 1.257 |
| 4段目 | 8.14 | 23.33 | -26.57 | -0.46 | 8.13 | 1.495 | 1.590 |
| 3段目 | 11.74 | 23.33 | -26.57 | -0.66 | 11.72 | 1.661 | 1.923 |
| 2段目 | 16.01 | 23.33 | -26.57 | -0.90 | 15.98 | 1.828 | 2.257 |
| 1段目 | 20.94 | 23.33 | -26.57 | -1.18 | 20.91 | 1.995 | 2.590 |

(2) 地震時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

| | 高さ h_1, h_2 (m) | 土圧係数 Ka | 土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m ²) | 作用高さ $h_2 - h_1$ (m) | 土圧合力 Pa (kN/m) |
|-----|-------------------------|------------|--|----------------------------|----------------------|
| 8段目 | 0.000 0.965 | 0.041 | 0.000 0.791 | 0.965 | 0.38 |
| 7段目 | 0.000 1.965 | 0.041 | 0.000 1.611 | 1.965 | 1.58 |
| 6段目 | 0.000 2.965 | 0.041 | 0.000 2.431 | 2.965 | 3.60 |
| 5段目 | 0.000 3.965 | 0.041 | 0.000 3.251 | 3.965 | 6.45 |
| 4段目 | 0.000 4.965 | 0.041 | 0.000 4.071 | 4.965 | 10.11 |
| 3段目 | 0.000 5.965 | 0.041 | 0.000 4.891 | 5.965 | 14.59 |
| 2段目 | 0.000 6.965 | 0.041 | 0.000 5.711 | 6.965 | 19.89 |
| 1段目 | 0.000 7.965 | 0.041 | 0.000 6.531 | 7.965 | 26.01 |

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

| | 土圧合力 Pa (kN/m) | 摩擦角 δ (°) | 傾斜角 α (°) | 荷 重 | | 作用位置 | |
|-----|----------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | | | | 鉛直 V (kN) | 水平 H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.38 | 17.50 | -26.57 | -0.06 | 0.38 | 0.828 | 0.257 |
| 7段目 | 1.58 | 17.50 | -26.57 | -0.25 | 1.56 | 0.995 | 0.590 |
| 6段目 | 3.60 | 17.50 | -26.57 | -0.57 | 3.55 | 1.161 | 0.923 |
| 5段目 | 6.45 | 17.50 | -26.57 | -1.02 | 6.37 | 1.328 | 1.257 |
| 4段目 | 10.11 | 17.50 | -26.57 | -1.59 | 9.98 | 1.495 | 1.590 |
| 3段目 | 14.59 | 17.50 | -26.57 | -2.30 | 14.41 | 1.661 | 1.923 |
| 2段目 | 19.89 | 17.50 | -26.57 | -3.14 | 19.64 | 1.828 | 2.257 |
| 1段目 | 26.01 | 17.50 | -26.57 | -4.10 | 25.68 | 1.995 | 2.590 |

6.1.3 壁背面の地盤反力

壁背面に作用する地盤反力を考慮した。「安定計算」より、各段に作用する地盤反力は以下の通りとなる。

壁背面地盤反力は次式より求められる。

$$Q_{tz} = \frac{2 \cdot l_2 - z'}{l_2^2} \cdot Q_t \cdot z'$$

鉛直水平荷重は次式より求められる。

$$H = Q_{tz} \cdot \cos \theta$$

$$V = -Q_{tz} \cdot \sin \theta$$

ここに、

z : 擁壁天端から照査断面位置又は反力分布下端までの長さ (m)

Q_{tz} : 高さ z の位置における壁面地盤反力 (kN)

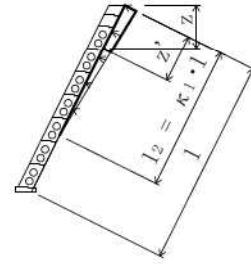
Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)

l_2 : 壁面地盤反力が発生する区間長 $l_2 = 6.339$ (m)

z' : 高さ z の位置における壁面長 $z' = z / \cos \theta$ (m)

V, H : 壁面地盤反力の鉛直、水平成分 (kN)

θ : 壁背面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)



(1) 常時

$$Q_t = 31.35 \text{ (kN)}$$

| | z (m) | z' (m) | Q _{tz} (kN) | 荷重 | | 作用位置 | |
|-----|----------|-----------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|
| | | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.965 | 1.079 | 9.76 | -4.36 | 8.73 | 0.916 | 0.432 |
| 7段目 | 1.965 | 2.197 | 17.96 | -8.03 | 16.06 | 1.193 | 0.986 |
| 6段目 | 2.965 | 3.315 | 24.22 | -10.83 | 21.66 | 1.496 | 1.592 |
| 5段目 | 3.965 | 4.433 | 28.52 | -12.75 | 25.51 | 1.836 | 2.273 |
| 4段目 | 4.965 | 5.551 | 30.87 | -13.81 | 27.61 | 2.231 | 3.062 |
| 3段目 | 5.670 | 6.339 | 31.35 | -14.02 | 28.04 | 2.705 | 4.010 |
| 2段目 | 5.670 | 6.339 | 31.35 | -14.02 | 28.04 | 3.205 | 5.010 |
| 1段目 | 5.670 | 6.339 | 31.35 | -14.02 | 28.04 | 3.705 | 6.010 |

(2) 地震時

$$Q_t = 18.35 \text{ (kN)}$$

| | z (m) | z' (m) | Q _{tz} (kN) | 荷重 | | 作用位置 | |
|-----|----------|-----------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|
| | | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) |
| 8段目 | 0.965 | 1.079 | 5.71 | -2.55 | 5.11 | 0.916 | 0.432 |
| 7段目 | 1.965 | 2.197 | 10.52 | -4.70 | 9.41 | 1.193 | 0.986 |
| 6段目 | 2.965 | 3.315 | 14.17 | -6.34 | 12.67 | 1.496 | 1.592 |
| 5段目 | 3.965 | 4.433 | 16.69 | -7.46 | 14.93 | 1.836 | 2.273 |
| 4段目 | 4.965 | 5.551 | 18.07 | -8.08 | 16.16 | 2.231 | 3.062 |
| 3段目 | 5.670 | 6.339 | 18.35 | -8.21 | 16.41 | 2.705 | 4.010 |
| 2段目 | 5.670 | 6.339 | 18.35 | -8.21 | 16.41 | 3.205 | 5.010 |
| 1段目 | 5.670 | 6.339 | 18.35 | -8.21 | 16.41 | 3.705 | 6.010 |

6.2 設計荷重の集計

原点0における荷重の集計を行う。

(1) 常 時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-----|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 8段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 0.581 | 0.451 | 8.65 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.800 | 0.900 | 7.84 | |
| | 土圧 | | -0.02 | 0.31 | 0.828 | 0.257 | -0.02 | 0.08 |
| | 地盤反力 | | -4.36 | 8.73 | 0.916 | 0.432 | -3.99 | 3.77 |
| 合 計 Σ | | | 20.31 | 9.04 | | | 12.48 | 3.85 |
| 7段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 1.081 | 1.451 | 16.10 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.300 | 1.900 | 12.74 | |
| | 土圧 | | -0.07 | 1.27 | 0.995 | 0.590 | -0.07 | 0.75 |
| | 地盤反力 | | -8.03 | 16.06 | 1.193 | 0.986 | -9.58 | 15.84 |
| 合 計 Σ | | | 32.71 | 17.33 | | | 28.86 | 16.59 |
| 6段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 1.581 | 2.451 | 23.54 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.800 | 2.900 | 17.64 | |
| | 土圧 | | -0.16 | 2.90 | 1.161 | 0.923 | -0.19 | 2.68 |
| | 地盤反力 | | -10.83 | 21.66 | 1.496 | 1.592 | -16.20 | 34.48 |
| 合 計 Σ | | | 45.94 | 24.56 | | | 52.19 | 37.16 |
| 5段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 2.081 | 3.451 | 30.99 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.300 | 3.900 | 22.54 | |
| | 土圧 | | -0.29 | 5.18 | 1.328 | 1.257 | -0.39 | 6.51 |
| | 地盤反力 | | -12.75 | 25.51 | 1.836 | 2.273 | -23.41 | 57.98 |
| 合 計 Σ | | | 60.01 | 30.69 | | | 82.92 | 64.49 |
| 4段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 2.581 | 4.451 | 38.43 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.800 | 4.900 | 27.44 | |
| | 土圧 | | -0.46 | 8.13 | 1.495 | 1.590 | -0.69 | 12.93 |
| | 地盤反力 | | -13.81 | 27.61 | 2.231 | 3.062 | -30.81 | 84.54 |
| 合 計 Σ | | | 74.90 | 35.74 | | | 121.41 | 97.47 |
| 3段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 3.081 | 5.451 | 45.88 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 3.300 | 5.900 | 32.34 | |
| | 土圧 | | -0.66 | 11.72 | 1.661 | 1.923 | -1.10 | 22.54 |
| | 地盤反力 | | -14.02 | 28.04 | 2.705 | 4.010 | -37.92 | 112.44 |
| 合 計 Σ | | | 90.61 | 39.76 | | | 168.15 | 134.98 |

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|--------------|------|--------|-----------|-----------|----------|----------|-----------------------------|-----------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | $M_r = V \cdot x$ (kN・m) | $M_o = H \cdot y$ (kN・m) |
| 2段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 3.581 | 6.451 | 53.32 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.100 | 5.500 | 49.97 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 3.800 | 6.900 | 37.24 |
| | 土圧 | | -0.90 | 15.98 | 1.828 | 2.257 | -1.65 | 36.07 |
| | 地盤反力 | | -14.02 | 28.04 | 3.205 | 5.010 | -44.93 | 140.48 |
| 合 計 Σ | | | 106.49 | 44.02 | | | 222.90 | 176.55 |
| 1段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | | 4.081 | 7.451 | 60.77 | |
| | | 7段目 | 16.12 | | 3.600 | 6.500 | 58.03 | |
| | | 6段目 | 16.12 | | 3.100 | 5.500 | 49.97 | |
| | | 5段目 | 16.12 | | 2.600 | 4.500 | 41.91 | |
| | | 4段目 | 16.12 | | 2.100 | 3.500 | 33.85 | |
| | | 3段目 | 16.12 | | 1.600 | 2.500 | 25.79 | |
| | | 2段目 | 16.12 | | 1.100 | 1.500 | 17.73 | |
| | | 1段目 | 16.12 | | 0.600 | 0.500 | 9.67 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 4.300 | 7.900 | 42.14 | |
| | 土圧 | | -1.18 | 20.91 | 1.995 | 2.590 | -2.35 | 54.16 |
| 地盤反力 | | -14.02 | 28.04 | 3.705 | 6.010 | -51.94 | 168.52 | |
| 合 計 Σ | | | 122.33 | 48.95 | | | 285.57 | 222.68 |

(2) 地震時

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 8段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 0.581 | 0.451 | 8.65 | 0.94 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 0.800 | 0.900 | 7.84 | |
| | 土圧 | | -0.06 | 0.38 | 0.828 | 0.257 | -0.05 | 0.10 |
| | 地盤反力 | | -2.55 | 5.11 | 0.916 | 0.432 | -2.34 | 2.21 |
| 合 計 Σ | | | 22.08 | 7.57 | | | 14.10 | 3.25 |
| 7段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 1.081 | 1.451 | 16.10 | 3.02 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.300 | 1.900 | 12.74 | |
| | 土圧 | | -0.25 | 1.56 | 0.995 | 0.590 | -0.25 | 0.92 |
| | 地盤反力 | | -4.70 | 9.41 | 1.193 | 0.986 | -5.61 | 9.28 |
| 合 計 Σ | | | 35.86 | 15.31 | | | 32.65 | 14.35 |
| 6段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 1.581 | 2.451 | 23.54 | 5.10 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 1.800 | 2.900 | 17.64 | |
| | 土圧 | | -0.57 | 3.55 | 1.161 | 0.923 | -0.66 | 3.28 |
| | 地盤反力 | | -6.34 | 12.67 | 1.496 | 1.592 | -9.48 | 20.17 |
| 合 計 Σ | | | 50.02 | 22.82 | | | 58.44 | 33.07 |
| 5段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 2.081 | 3.451 | 30.99 | 7.18 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.300 | 3.900 | 22.54 | |
| | 土圧 | | -1.02 | 6.37 | 1.328 | 1.257 | -1.35 | 8.01 |
| | 地盤反力 | | -7.46 | 14.93 | 1.836 | 2.273 | -13.70 | 33.94 |
| 合 計 Σ | | | 64.57 | 30.16 | | | 91.67 | 59.30 |
| 4段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 2.581 | 4.451 | 38.43 | 9.26 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 2.800 | 4.900 | 27.44 | |
| | 土圧 | | -1.59 | 9.98 | 1.495 | 1.590 | -2.38 | 15.87 |
| | 地盤反力 | | -8.08 | 16.16 | 2.231 | 3.062 | -18.03 | 49.48 |
| 合 計 Σ | | | 79.50 | 37.26 | | | 132.50 | 92.69 |
| 3段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 3.081 | 5.451 | 45.88 | 11.34 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 | |
| | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 | |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 3.300 | 5.900 | 32.34 | |
| | 土圧 | | -2.30 | 14.41 | 1.661 | 1.923 | -3.82 | 27.71 |
| | 地盤反力 | | -8.21 | 16.41 | 2.705 | 4.010 | -22.21 | 65.80 |
| 合 計 Σ | | | 94.78 | 44.20 | | | 181.14 | 133.10 |

| | | | 荷 重 | | 作用位置 | | モーメント | |
|-------|------|-------|-----------|-----------|----------|----------|------------------------|------------------------|
| | | | V (kN) | H (kN) | x (m) | y (m) | Mr = V · x (kN · m) | Mo = H · y (kN · m) |
| 2段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 3.581 | 6.451 | 53.32 | 13.42 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.100 | 5.500 | 49.97 | 12.43 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | | 載荷重 | | 9.80 | | 3.800 | 6.900 | 37.24 |
| | 土圧 | | -3.14 | 19.64 | 1.828 | 2.257 | -5.74 | 44.33 |
| | 地盤反力 | | -8.21 | 16.41 | 3.205 | 5.010 | -26.31 | 82.21 |
| 合 計 Σ | | | 110.06 | 51.69 | | | 237.43 | 180.64 |
| 1段目 | 自重 | 8段目 | 14.89 | 2.08 | 4.081 | 7.451 | 60.77 | 15.50 |
| | | 7段目 | 16.12 | 2.26 | 3.600 | 6.500 | 58.03 | 14.69 |
| | | 6段目 | 16.12 | 2.26 | 3.100 | 5.500 | 49.97 | 12.43 |
| | | 5段目 | 16.12 | 2.26 | 2.600 | 4.500 | 41.91 | 10.17 |
| | | 4段目 | 16.12 | 2.26 | 2.100 | 3.500 | 33.85 | 7.91 |
| | | 3段目 | 16.12 | 2.26 | 1.600 | 2.500 | 25.79 | 5.65 |
| | | 2段目 | 16.12 | 2.26 | 1.100 | 1.500 | 17.73 | 3.39 |
| | | 1段目 | 16.12 | 2.26 | 0.600 | 0.500 | 9.67 | 1.13 |
| | 載荷重 | | 9.80 | | 4.300 | 7.900 | 42.14 | |
| | 土圧 | | -4.10 | 25.68 | 1.995 | 2.590 | -8.18 | 66.51 |
| 地盤反力 | | -8.21 | 16.41 | 3.705 | 6.010 | -30.42 | 98.62 | |
| 合 計 Σ | | | 125.22 | 59.99 | | | 301.26 | 236.00 |

6.3 設計断面力一覧

原点0における設計荷重の集計から、設計断面力を求める。

軸力

$$N = \Sigma V \text{ (kN)}$$

せん断力

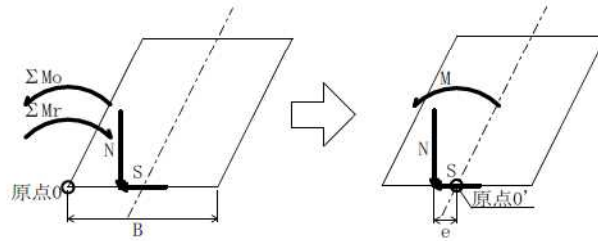
$$S = \Sigma H \text{ (kN)}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{N} \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = N \cdot e \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(1) 常時

| | 底面幅 B (m) | 軸力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏心 距離 e (m) | 曲げ モーメント M (kN・m) |
|-----|-----------------|-----------------|-------------------|------------------|---------------|----------------------|----------------------------|
| | | | | ΣMr (kN・m) | ΣMo (kN・m) | | |
| 8段目 | 0.700 | 20.31 | 9.04 | 12.48 | 3.85 | -0.075 | -1.52 |
| 7段目 | 0.700 | 32.71 | 17.33 | 28.86 | 16.59 | -0.025 | -0.82 |
| 6段目 | 0.700 | 45.94 | 24.56 | 52.19 | 37.16 | 0.023 | 1.06 |
| 5段目 | 0.700 | 60.01 | 30.69 | 82.92 | 64.49 | 0.043 | 2.58 |
| 4段目 | 0.700 | 74.90 | 35.74 | 121.41 | 97.47 | 0.030 | 2.25 |
| 3段目 | 0.700 | 90.61 | 39.76 | 168.15 | 134.98 | -0.016 | -1.45 |
| 2段目 | 0.700 | 106.49 | 44.02 | 222.90 | 176.55 | -0.085 | -9.05 |
| 1段目 | 0.700 | 122.33 | 48.95 | 285.57 | 222.68 | -0.164 | -20.06 |

(2) 地震時

| | 底面幅 B (m) | 軸力 N (kN) | せん断力 S (kN) | 原点0における モーメント | | 偏心 距離 e (m) | 曲げ モーメント M (kN・m) |
|-----|-----------------|-----------------|-------------------|------------------|---------------|----------------------|----------------------------|
| | | | | ΣMr (kN・m) | ΣMo (kN・m) | | |
| 8段目 | 0.700 | 22.08 | 7.57 | 14.10 | 3.25 | -0.141 | -3.11 |
| 7段目 | 0.700 | 35.86 | 15.31 | 32.65 | 14.35 | -0.160 | -5.74 |
| 6段目 | 0.700 | 50.02 | 22.82 | 58.44 | 33.07 | -0.157 | -7.85 |
| 5段目 | 0.700 | 64.57 | 30.16 | 91.67 | 59.30 | -0.151 | -9.75 |
| 4段目 | 0.700 | 79.50 | 37.26 | 132.50 | 92.69 | -0.151 | -12.00 |
| 3段目 | 0.700 | 94.78 | 44.20 | 181.14 | 133.10 | -0.157 | -14.88 |
| 2段目 | 0.700 | 110.06 | 51.69 | 237.43 | 180.64 | -0.166 | -18.27 |
| 1段目 | 0.700 | 125.22 | 59.99 | 301.26 | 236.00 | -0.171 | -21.41 |

6.4 実応力度の計算

6.4.1 無筋コンクリート長方形断面の応力度

無筋コンクリート長方形断面の応力度は以下の式で算出する。

縁応力度

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

N : 断面に作用する軸力 (N)

M : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

A : 断面積 (mm²) A = b・h

Z : 断面係数 (mm³) $Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$

h : 部材厚 (mm)

b : 有効計算幅 (mm)

σ_1 : 前面側縁応力度 (N/mm²)

σ_2 : 背面側縁応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

6.4.2 計算結果

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 8段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.52 × 10 ⁶ | -3.11 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 20.31 × 10 ³ | 22.08 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 9.04 × 10 ³ | 7.57 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.07 | 0.10 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.02 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.02 | 0.02 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| 7段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -0.82 × 10 ⁶ | -5.74 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 32.71 × 10 ³ | 35.86 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 17.33 × 10 ³ | 15.31 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.08 | 0.18 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.05 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.04 | 0.04 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| 6段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542 × 10 ⁶ | 0.522 × 10 ⁶ |
| | | Z (mm ³) | 0.05345 × 10 ⁹ | 0.04972 × 10 ⁹ |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 1.06 × 10 ⁶ | -7.85 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 45.94 × 10 ³ | 50.02 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 24.56 × 10 ³ | 22.82 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.10 | 0.25 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.06 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.06 | 0.05 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 5段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 2.58×10^6 | -9.75×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 60.01×10^3 | 64.57×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 30.69×10^3 | 30.16×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.16 | 0.32 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.07 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.07 | 0.07 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 4段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 592 (463) | 571 (463) |
| | | A (mm ²) | 0.542×10^6 | 0.522×10^6 |
| | | Z (mm ³) | 0.05345×10^9 | 0.04972×10^9 |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | 2.25×10^6 | -12.00×10^6 |
| | | 軸 力 N (N) | 74.90×10^3 | 79.50×10^3 |
| | | せん断力 S (N) | 35.74×10^3 | 37.26×10^3 |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ_c | 0.18 | 0.39 |
| | | σ_{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ_t | — | 0.09 |
| | | σ_{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.08 | 0.09 |
| | | τ_{ca} | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 3段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -1.45 × 10 ⁶ | -14.88 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 90.61 × 10 ³ | 94.78 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 39.76 × 10 ³ | 44.20 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.20 | 0.48 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.12 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.09 | 0.10 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 2段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -9.05 × 10 ⁶ | -18.27 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 106.49 × 10 ³ | 110.06 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 44.02 × 10 ³ | 51.69 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ c | 0.39 | 0.58 |
| | | σ ca | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ t | — | 0.16 |
| | | σ ta | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.10 | 0.12 |
| | | τ ca | 0.33 | 0.33 |

| 部 材 | 項 目 | | 常 時 | 地 震 時 |
|-----|--|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1段目 | 部 材 断 面 | b (mm) | 915 | |
| | | h (mm) | 571 (463) | |
| | | A (mm ²) | 0.522 × 10 ⁶ | |
| | | Z (mm ³) | 0.04972 × 10 ⁹ | |
| | 断 面 力 | 曲げモーメント M (N・mm) | -20.06 × 10 ⁶ | -21.41 × 10 ⁶ |
| | | 軸 力 N (N) | 122.33 × 10 ³ | 125.22 × 10 ³ |
| | | せん断力 S (N) | 48.95 × 10 ³ | 59.99 × 10 ³ |
| | コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²) | σ _c | 0.64 | 0.67 |
| | | σ _{ca} | 4.50 | 6.75 |
| | コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²) | σ _t | 0.17 | 0.19 |
| | | σ _{ta} | 0.23 | 0.35 |
| | コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²) | τ | 0.12 | 0.14 |
| | | τ _{ca} | 0.33 | 0.33 |

18.2 アンカー付き場所打ち法枠工構造計算書

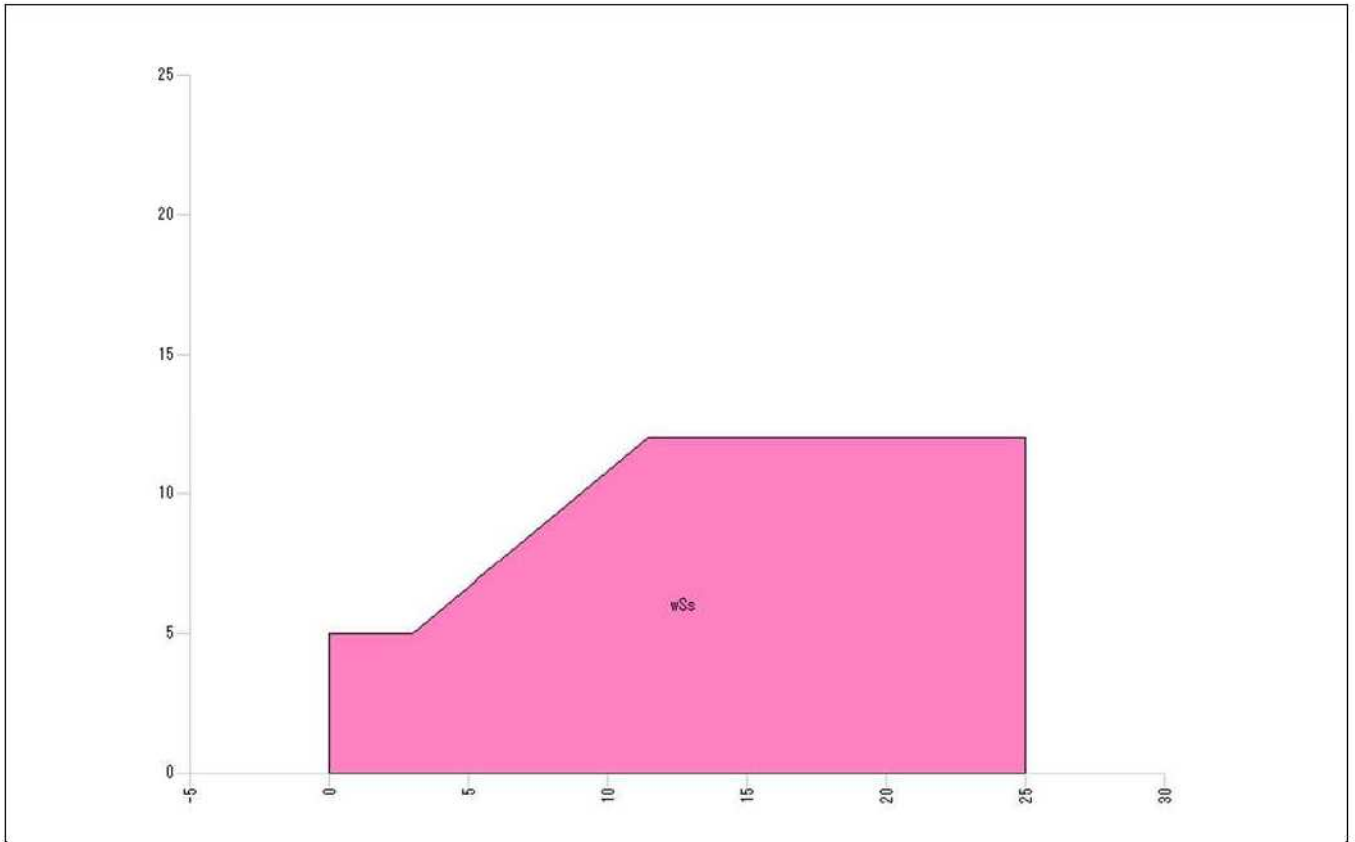
次頁以降に、アンカー付き場所打ち法枠工 構造計算書設計を以下に示す。

| | | |
|-------------------------------|---------|--------|
| 01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山 wSs 層） | ・ ・ ・ ・ | 18-125 |
| 02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山 Tb1 層） | ・ ・ ・ ・ | 18-138 |
| 03_起点側背面法面抑止力算定 | ・ ・ ・ ・ | 18-154 |
| 04_起点側背面法面对策工検討(補強材の配置) | ・ ・ ・ ・ | 18-170 |
| 05_起点側背面法面：吹付法枠工設計計算 | ・ ・ ・ ・ | 18-181 |
| 06_終点側背面法面抑止力算定 | ・ ・ ・ ・ | 18-197 |
| 07_終点側背面法面对策工検討(補強材の配置) | ・ ・ ・ ・ | 18-206 |
| 08_終点側背面法面：吹付法枠工設計計算 | ・ ・ ・ ・ | 18-217 |

逆算解析

01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）

| | |
|------|-------------------------------------|
| 現場名 | 地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山 wSs 層 [坑口背面斜面]） |
| ケース名 | 円弧すべり計算 |
| 備考 | |



| 土質定数 | | | | | | | |
|------|-----|----------|---|---|---------------------------------|------------|-------------|
| No. | 地層名 | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m^3) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3) | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部摩擦角 | |
| | | | | | | ϕ (°) | $\tan \phi$ |
| 1 | wSs | 強風化凝灰質砂岩 | 17.00 | 18.00 | 42.00 | 36.0000 | 0.726543 |

※ 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m^3)

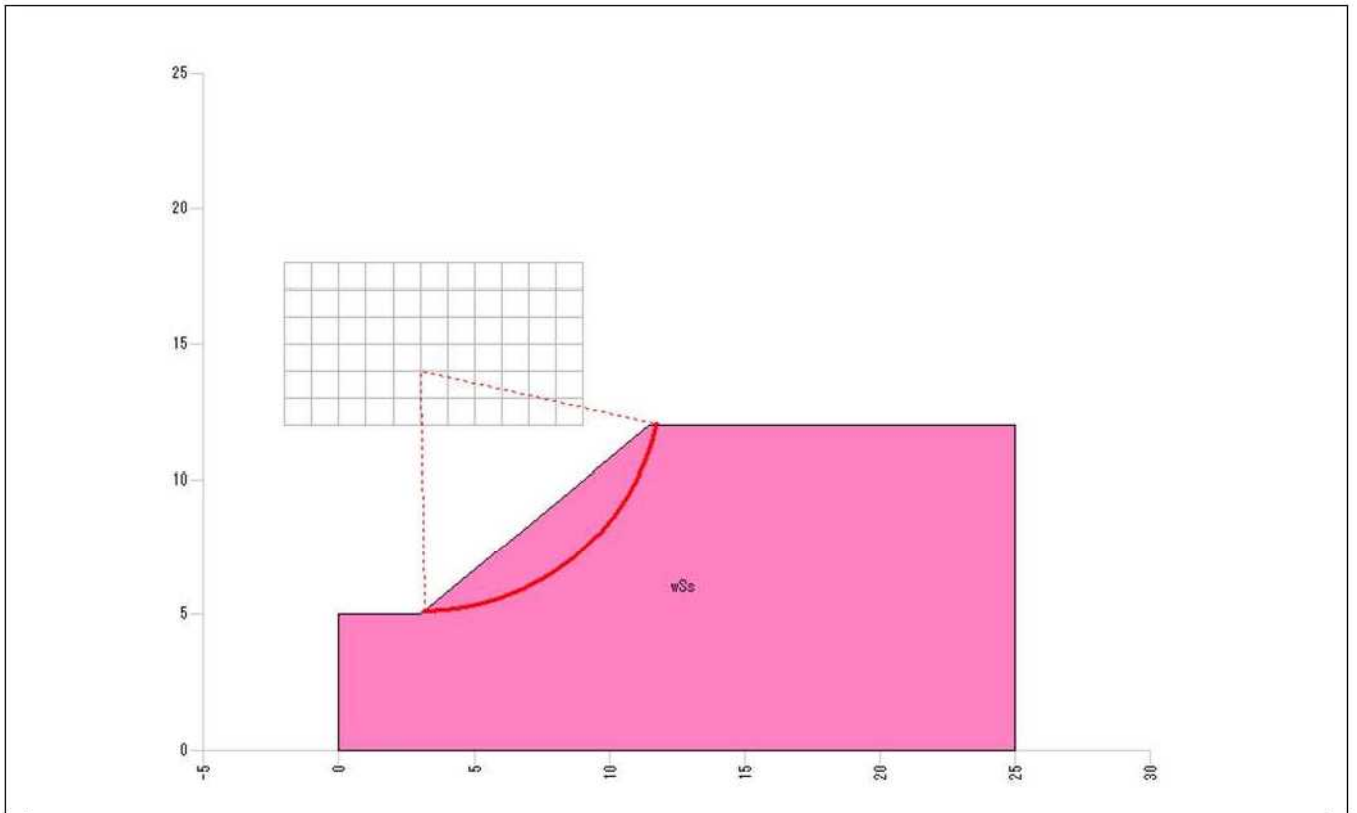
01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）

| 座標の入力データ | | | | | | | | |
|----------|-------------|---------------------------------|---------------------|--------------------------------|--------------------------|----|----|------|
| No. | 距離 X (m) | 原地形 標高 Y _G (m) | 計画地形 標高 Y (m) | 水位 標高 Y _w (m) | すべり面 | | | ハタ上げ |
| | | | | | 標高 Y _S (m) | 形状 | 強度 | |
| 1 | 0.000 | | 5.000 | | | | | |
| 2 | 3.000 | | 5.000 | | | | | |
| 3 | 11.400 | | 12.000 | | | | | |
| 4 | 25.000 | | 12.000 | | | | | |

原：原地形のハタ上げ、計：計画地形のハタ上げ

01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）

繰り返し円弧による C、 ϕ 逆算の結果は以下の通りである。



| 項目 | | 記号 | 単位 | 条件と結果 |
|--------------|--------------------|---------------|-------------------|----------------|
| 条件 | 計算式 | - | - | 修正 Fellenius 法 |
| | 仮定安全率（常時） | Fs0 | - | 1.200 |
| 計算結果 | 安全率 | Fs | - | 1.200 |
| | 粘着力 | C | kN/m ² | 1.99 |
| | 内部摩擦角 | ϕ | ° | 36.0000 |
| | | $\tan \phi$ | - | 0.726543 |
| 円弧 | 中心座標 | X | m | 3.000 |
| | | Y | m | 14.000 |
| | 半径 | r | m | 8.914 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | S | kN/m | 173.04 |
| | 滑動力 | T | kN/m | 144.14 |
| | 法線力 | N | kN/m | 205.61 |
| | 間隙水圧 | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | l | m | 11.881 |
| | 面積 | A | m ² | 15.33 |
| C ϕ 関係図 | $\phi=0$ とした場合の粘着力 | C0 | kN/m ² | 14.558 |
| | C=0 とした場合の内部摩擦角 | $\phi 0$ | ° | 40.072 |
| | | $\tan \phi 0$ | - | 0.841243 |

01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）

・土質定数

土質定数(C、 ϕ)が不明な地層に対して、繰り返し円弧計算によって複数のすべり面からC-tan ϕ 関係図を作成し、すべり面強度(C、 ϕ)を推定する。

土質定数が既知の地層および不明層は以下の通りである。

| 地層名 | 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 ϕ (°) |
|-----|---|-------------------------------|---------------------|
| wSs | 17.00 | 逆計算 | |

・C-tan ϕ 関係式

C-tan ϕ の関係式は以下の通りである。

$$\Sigma (N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot \Sigma l = F_{s0} \cdot \Sigma T$$

ここで、

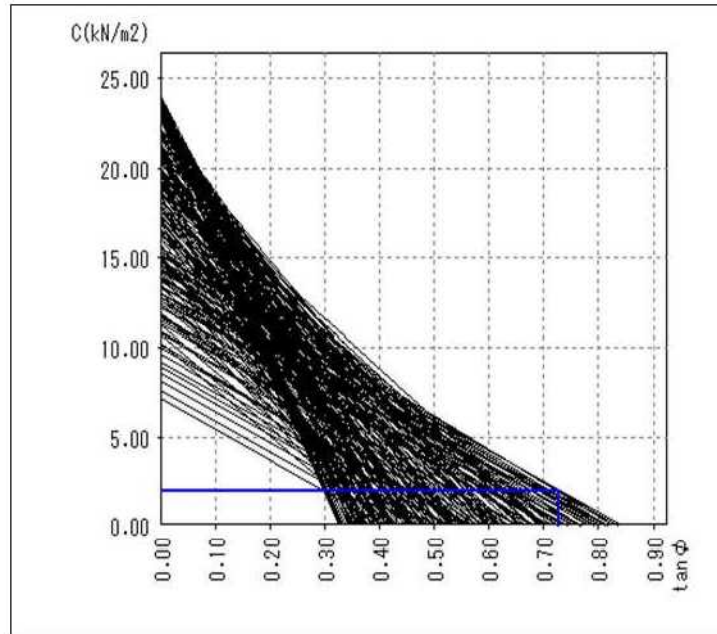
| | | |
|-----------------|----------------|---|
| F _{s0} | ： 仮定安全率 | |
| ϕ | ： すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | ： すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| N | ： スライス重力による法線力 | (N = W · cos θ + Q _N) (kN/m) |
| U | ： スライスに働く間隙水圧 | (U = u · b · cos θ) (kN/m) |
| T | ： スライス重力による接線力 | (T = W · sin θ + Q _T) (kN/m) |
| l | ： スライスのすべり面長 | (m) |
| b | ： スライス幅 | (m) |
| W | ： スライス重量 | (kN/m) |
| θ | ： すべり面傾斜角 | (°) |
| u | ： 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q _N | ： 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q _T | ： 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |

・仮定安全率(常時)

逆算する当該斜面の仮定安全率を F_{s0} = 1.200 に設定する。

01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）

繰り返し円弧すべりによる逆計算結果をC-tanφ関係図で表すと以下のとおりとなる。



C-tanφ 関係図

上図を参考にして、C、φを次のように決定する。

$$C = 1.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tan \phi = 0.726543 \text{ (} \phi = 36.0000 \text{ (}^\circ\text{))}$$

決定したC、φに基づいて、安全率を照査する。

最小安全率となる円弧すべりの安全率は以下のとおりである。

$$\text{中心座標}(X, Y) = (3.000, 14.000), \text{ 半径 } r = 8.914 \text{ (m)}$$

| スライス要素の集計表 | | 粘着力 | すべり面長 | 法線力 | 間隙水圧 | 滑動力 | すべり抵抗力 |
|------------|----------|------------------------|--------|----------|----------|----------|----------|
| φ (°) | tan φ | C (kN/m ²) | l (m) | N (kN/m) | U (kN/m) | T (kN/m) | S (kN/m) |
| 36.0000 | 0.726543 | 1.99 | 11.881 | 205.61 | 0.00 | 144.14 | 173.04 |

$$F_s = \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot l)}{\sum T}$$

$$= \frac{(205.61 - 0.00) \times 0.726543 + 1.99 \times 11.881}{144.14}$$

$$= 1.200$$

01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）
繰り返し円弧による C、 ϕ 逆算の条件

1. 円弧条件

中心の変化範囲

| | | | | | | |
|------|---|--------|---|------------|-------|-----------|
| X 座標 | : | -2.000 | ～ | 9.000 (m) | ピッチ : | 1.000 (m) |
| Y 座標 | : | 12.000 | ～ | 18.000 (m) | ピッチ : | 1.000 (m) |

地表からの深度の変化範囲

| | | | | | | |
|----|---|-------|---|------------|-------|-----------|
| 深度 | : | 2.000 | ～ | 10.000 (m) | ピッチ : | 1.000 (m) |
|----|---|-------|---|------------|-------|-----------|

2. 不通過層名

なし

3. 計算条件

| | |
|-----------|----------------|
| 仮定安全率(常時) | Fs0 = 1.200 |
| 計算式 | 修正 Fellenius 法 |
| すべり面強度 | 地層値 |

01_地盤定数逆算解析（起点側坑口：対象地山wSs層）
 繰り返し円弧によるC、 ϕ 逆算の結果一覧

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C、 ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 1 | 3.000 | 14.000 | 8.914 | 2.000 | 14.558 | 40.072 | 0.841243 | 1.99 | 36.0000 | 1.200 |
| 2 | 3.000 | 15.000 | 9.682 | 2.000 | 15.059 | 39.866 | 0.835119 | 1.96 | 36.0000 | 1.202 |
| 3 | 2.000 | 17.000 | 11.859 | 2.000 | 15.495 | 39.618 | 0.827814 | 1.90 | 36.0000 | 1.207 |
| 4 | 3.000 | 16.000 | 10.450 | 2.000 | 15.184 | 39.227 | 0.816355 | 1.68 | 36.0000 | 1.225 |
| 5 | 2.000 | 16.000 | 11.091 | 2.000 | 12.980 | 39.913 | 0.836518 | 1.71 | 36.0000 | 1.226 |
| 6 | 4.000 | 14.000 | 8.274 | 2.000 | 14.519 | 39.283 | 0.817983 | 1.63 | 36.0000 | 1.230 |
| 7 | 2.000 | 18.000 | 12.627 | 2.000 | 15.320 | 38.832 | 0.804933 | 1.50 | 36.0000 | 1.239 |
| 8 | 4.000 | 13.000 | 7.506 | 2.000 | 13.742 | 39.167 | 0.814633 | 1.49 | 36.0000 | 1.243 |
| 9 | 4.000 | 15.000 | 9.042 | 2.000 | 14.777 | 38.744 | 0.802410 | 1.40 | 36.0000 | 1.248 |
| 10 | 3.000 | 13.000 | 8.146 | 2.000 | 12.509 | 39.325 | 0.819212 | 1.42 | 36.0000 | 1.255 |
| 11 | 3.000 | 17.000 | 11.219 | 2.000 | 15.040 | 38.429 | 0.793401 | 1.27 | 36.0000 | 1.257 |
| 12 | 5.000 | 13.000 | 6.865 | 2.000 | 13.700 | 38.337 | 0.790798 | 1.12 | 36.0000 | 1.276 |
| 13 | 4.000 | 12.000 | 6.737 | 2.000 | 13.335 | 38.462 | 0.794366 | 1.14 | 36.0000 | 1.276 |
| 14 | 4.000 | 16.000 | 9.810 | 2.000 | 14.693 | 37.945 | 0.779733 | 1.01 | 36.0000 | 1.280 |
| 15 | 5.000 | 14.000 | 7.634 | 2.000 | 14.220 | 38.078 | 0.783467 | 1.04 | 36.0000 | 1.280 |
| 16 | 3.000 | 18.000 | 11.987 | 2.000 | 14.679 | 37.549 | 0.768698 | 0.81 | 36.0000 | 1.296 |
| 17 | 5.000 | 15.000 | 8.402 | 2.000 | 14.250 | 37.308 | 0.762025 | 0.67 | 36.0000 | 1.311 |
| 18 | 5.000 | 12.000 | 6.097 | 2.000 | 12.927 | 37.616 | 0.770554 | 0.74 | 36.0000 | 1.316 |
| 19 | 4.000 | 17.000 | 10.578 | 2.000 | 14.359 | 37.000 | 0.753541 | 0.52 | 36.0000 | 1.323 |
| 20 | 6.000 | 13.000 | 6.225 | 2.000 | 13.415 | 37.096 | 0.756193 | 0.53 | 36.0000 | 1.330 |
| 21 | 4.000 | 14.000 | 9.274 | 3.000 | 18.459 | 35.942 | 0.724996 | -0.03 | 36.0000 | 1.331 |
| 22 | 4.000 | 15.000 | 10.042 | 3.000 | 19.889 | 35.564 | 0.714982 | -0.32 | 36.0000 | 1.339 |
| 23 | 3.000 | 12.000 | 7.378 | 2.000 | 11.526 | 37.557 | 0.768920 | 0.64 | 36.0000 | 1.341 |
| 24 | 4.000 | 13.000 | 8.506 | 3.000 | 17.488 | 35.849 | 0.722520 | -0.09 | 36.0000 | 1.343 |
| 25 | 6.000 | 14.000 | 6.993 | 2.000 | 13.651 | 36.466 | 0.739049 | 0.24 | 36.0000 | 1.354 |
| 26 | 5.000 | 16.000 | 9.170 | 2.000 | 13.949 | 36.342 | 0.735705 | 0.18 | 36.0000 | 1.356 |
| 27 | 6.000 | 12.000 | 5.457 | 2.000 | 12.477 | 36.651 | 0.744042 | 0.30 | 36.0000 | 1.363 |
| 28 | 5.000 | 13.000 | 7.865 | 3.000 | 18.814 | 35.130 | 0.703605 | -0.61 | 36.0000 | 1.366 |
| 29 | 5.000 | 12.000 | 7.097 | 3.000 | 18.086 | 35.142 | 0.703896 | -0.58 | 36.0000 | 1.370 |
| 30 | 4.000 | 18.000 | 11.347 | 2.000 | 13.853 | 36.013 | 0.726888 | 0.01 | 36.0000 | 1.371 |
| 31 | 4.000 | 16.000 | 10.810 | 3.000 | 19.636 | 34.885 | 0.697209 | -0.82 | 36.0000 | 1.372 |
| 32 | 3.000 | 17.000 | 12.219 | 3.000 | 17.673 | 35.157 | 0.704310 | -0.55 | 36.0000 | 1.373 |
| 33 | 3.000 | 18.000 | 12.987 | 3.000 | 19.738 | 34.808 | 0.695237 | -0.88 | 36.0000 | 1.375 |
| 34 | 5.000 | 14.000 | 8.634 | 3.000 | 19.039 | 34.694 | 0.692270 | -0.94 | 36.0000 | 1.384 |
| 35 | 4.000 | 12.000 | 7.737 | 3.000 | 16.264 | 35.061 | 0.701789 | -0.57 | 36.0000 | 1.389 |
| 36 | 6.000 | 15.000 | 7.762 | 2.000 | 13.414 | 35.453 | 0.712060 | -0.27 | 36.0000 | 1.402 |
| 37 | 5.000 | 17.000 | 9.938 | 2.000 | 13.436 | 35.267 | 0.707168 | -0.36 | 36.0000 | 1.410 |
| 38 | 4.000 | 17.000 | 11.578 | 3.000 | 19.152 | 34.119 | 0.677547 | -1.38 | 36.0000 | 1.411 |
| 39 | 5.000 | 15.000 | 9.402 | 3.000 | 18.855 | 34.027 | 0.675185 | -1.43 | 36.0000 | 1.417 |
| 40 | 7.000 | 13.000 | 5.585 | 2.000 | 12.783 | 35.211 | 0.705718 | -0.37 | 36.0000 | 1.422 |
| 41 | 7.000 | 12.000 | 4.817 | 2.000 | 12.131 | 35.289 | 0.707750 | -0.32 | 36.0000 | 1.428 |

01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口:対象地山wSs層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 42 | 6.000 | 12.000 | 6.457 | 3.000 | 17.282 | 33.613 | 0.664721 | -1.60 | 36.0000 | 1.449 |
| 43 | 6.000 | 13.000 | 7.225 | 3.000 | 17.874 | 33.493 | 0.661708 | -1.75 | 36.0000 | 1.451 |
| 44 | 4.000 | 18.000 | 12.347 | 3.000 | 18.550 | 33.325 | 0.657510 | -1.94 | 36.0000 | 1.454 |
| 45 | 6.000 | 16.000 | 8.530 | 2.000 | 12.950 | 34.358 | 0.683626 | -0.81 | 36.0000 | 1.459 |
| 46 | 5.000 | 16.000 | 10.170 | 3.000 | 18.444 | 33.251 | 0.655653 | -1.99 | 36.0000 | 1.459 |
| 47 | 7.000 | 14.000 | 6.353 | 2.000 | 12.741 | 34.323 | 0.682742 | -0.81 | 36.0000 | 1.464 |
| 48 | 5.000 | 18.000 | 10.707 | 2.000 | 12.785 | 34.162 | 0.678631 | -0.90 | 36.0000 | 1.471 |
| 49 | 6.000 | 14.000 | 7.993 | 3.000 | 17.882 | 32.931 | 0.647690 | -2.17 | 36.0000 | 1.479 |
| 50 | 5.000 | 17.000 | 10.938 | 3.000 | 17.877 | 32.451 | 0.635876 | -2.54 | 36.0000 | 1.504 |
| 51 | 5.000 | 14.000 | 9.634 | 4.000 | 21.275 | 31.810 | 0.620257 | -3.64 | 36.0000 | 1.517 |
| 52 | 5.000 | 13.000 | 8.865 | 4.000 | 20.787 | 31.870 | 0.621719 | -3.50 | 36.0000 | 1.517 |
| 53 | 6.000 | 15.000 | 8.762 | 3.000 | 17.555 | 32.179 | 0.629212 | -2.71 | 36.0000 | 1.521 |
| 54 | 6.000 | 17.000 | 9.298 | 2.000 | 12.284 | 33.183 | 0.653963 | -1.36 | 36.0000 | 1.527 |
| 55 | 7.000 | 15.000 | 7.121 | 2.000 | 12.269 | 33.139 | 0.652860 | -1.38 | 36.0000 | 1.530 |
| 56 | 5.000 | 15.000 | 10.402 | 4.000 | 21.687 | 31.498 | 0.612759 | -4.02 | 36.0000 | 1.532 |
| 57 | 5.000 | 12.000 | 8.097 | 4.000 | 19.988 | 31.655 | 0.616530 | -3.56 | 36.0000 | 1.533 |
| 58 | 8.000 | 12.000 | 4.177 | 2.000 | 11.319 | 33.013 | 0.649729 | -1.33 | 36.0000 | 1.552 |
| 59 | 4.000 | 17.000 | 12.578 | 4.000 | 20.226 | 31.225 | 0.606210 | -4.01 | 36.0000 | 1.556 |
| 60 | 5.000 | 18.000 | 11.707 | 3.000 | 17.137 | 31.603 | 0.615288 | -3.09 | 36.0000 | 1.556 |
| 61 | 5.000 | 16.000 | 11.170 | 4.000 | 22.226 | 30.979 | 0.600357 | -4.67 | 36.0000 | 1.559 |
| 62 | 7.000 | 12.000 | 5.817 | 3.000 | 16.169 | 31.668 | 0.616845 | -2.87 | 36.0000 | 1.561 |
| 63 | 4.000 | 18.000 | 13.347 | 4.000 | 20.358 | 31.000 | 0.600866 | -4.25 | 36.0000 | 1.568 |
| 64 | 6.000 | 16.000 | 9.530 | 3.000 | 17.031 | 31.390 | 0.610159 | -3.24 | 36.0000 | 1.569 |
| 65 | 8.000 | 13.000 | 4.945 | 2.000 | 11.690 | 32.557 | 0.638475 | -1.61 | 36.0000 | 1.569 |
| 66 | 7.000 | 13.000 | 6.585 | 3.000 | 16.561 | 31.385 | 0.610036 | -3.16 | 36.0000 | 1.573 |
| 67 | 6.000 | 12.000 | 7.457 | 4.000 | 20.911 | 30.847 | 0.597228 | -4.52 | 36.0000 | 1.574 |
| 68 | 6.000 | 13.000 | 8.225 | 4.000 | 21.337 | 30.757 | 0.595100 | -4.71 | 36.0000 | 1.576 |
| 69 | 6.000 | 14.000 | 8.993 | 4.000 | 21.323 | 30.367 | 0.585920 | -5.11 | 36.0000 | 1.599 |
| 70 | 5.000 | 17.000 | 11.938 | 4.000 | 21.625 | 30.340 | 0.585291 | -5.21 | 36.0000 | 1.600 |
| 71 | 6.000 | 18.000 | 10.066 | 2.000 | 11.490 | 32.026 | 0.625512 | -1.85 | 36.0000 | 1.601 |
| 72 | 7.000 | 16.000 | 7.890 | 2.000 | 11.601 | 31.884 | 0.622056 | -1.94 | 36.0000 | 1.607 |
| 73 | 7.000 | 14.000 | 7.353 | 3.000 | 16.451 | 30.811 | 0.596384 | -3.59 | 36.0000 | 1.607 |
| 74 | 6.000 | 17.000 | 10.298 | 3.000 | 16.315 | 30.521 | 0.589547 | -3.79 | 36.0000 | 1.625 |
| 75 | 8.000 | 14.000 | 5.713 | 2.000 | 11.428 | 31.502 | 0.612839 | -2.12 | 36.0000 | 1.631 |
| 76 | 6.000 | 15.000 | 9.762 | 4.000 | 21.011 | 29.816 | 0.573087 | -5.62 | 36.0000 | 1.634 |
| 77 | 5.000 | 18.000 | 12.707 | 4.000 | 20.887 | 29.678 | 0.569891 | -5.74 | 36.0000 | 1.644 |
| 78 | 7.000 | 15.000 | 8.121 | 3.000 | 16.007 | 30.042 | 0.578336 | -4.10 | 36.0000 | 1.656 |
| 79 | 6.000 | 16.000 | 10.530 | 4.000 | 20.473 | 29.208 | 0.559059 | -6.13 | 36.0000 | 1.676 |
| 80 | 6.000 | 18.000 | 11.066 | 3.000 | 15.514 | 29.662 | 0.569501 | -4.27 | 36.0000 | 1.684 |
| 81 | 7.000 | 17.000 | 8.658 | 2.000 | 10.832 | 30.688 | 0.593473 | -2.42 | 36.0000 | 1.689 |
| 82 | 7.000 | 12.000 | 6.817 | 4.000 | 19.244 | 28.830 | 0.550429 | -6.15 | 36.0000 | 1.708 |
| 83 | 7.000 | 13.000 | 7.585 | 4.000 | 19.597 | 28.730 | 0.548154 | -6.37 | 36.0000 | 1.712 |
| 84 | 8.000 | 15.000 | 6.481 | 2.000 | 10.779 | 30.232 | 0.582764 | -2.65 | 36.0000 | 1.717 |

01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口：対象地山wSs層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|-------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 85 | 7.000 | 16.000 | 8.890 | 3.000 | 15.326 | 29.149 | 0.557724 | -4.63 | 36.0000 | 1.719 |
| 86 | 6.000 | 17.000 | 11.298 | 4.000 | 19.811 | 28.549 | 0.544061 | -6.64 | 36.0000 | 1.723 |
| 87 | 6.000 | 13.000 | 9.225 | 5.000 | 22.609 | 28.238 | 0.537039 | -7.97 | 36.0000 | 1.729 |
| 88 | 8.000 | 12.000 | 5.177 | 3.000 | 14.626 | 29.042 | 0.555272 | -4.51 | 36.0000 | 1.733 |
| 89 | 6.000 | 14.000 | 9.993 | 5.000 | 22.880 | 28.123 | 0.534457 | -8.22 | 36.0000 | 1.735 |
| 90 | 6.000 | 12.000 | 8.457 | 5.000 | 22.052 | 28.143 | 0.534913 | -7.89 | 36.0000 | 1.738 |
| 91 | 7.000 | 14.000 | 8.353 | 4.000 | 19.508 | 28.334 | 0.539221 | -6.77 | 36.0000 | 1.739 |
| 92 | 8.000 | 13.000 | 5.945 | 3.000 | 14.880 | 28.811 | 0.550004 | -4.77 | 36.0000 | 1.745 |
| 93 | 5.000 | 17.000 | 12.938 | 5.000 | 22.011 | 27.958 | 0.530778 | -8.11 | 36.0000 | 1.751 |
| 94 | 6.000 | 15.000 | 10.762 | 5.000 | 22.987 | 27.868 | 0.528765 | -8.59 | 36.0000 | 1.752 |
| 95 | 5.000 | 18.000 | 13.707 | 5.000 | 21.853 | 27.735 | 0.525788 | -8.34 | 36.0000 | 1.767 |
| 96 | 6.000 | 18.000 | 12.066 | 4.000 | 19.027 | 27.876 | 0.528937 | -7.10 | 36.0000 | 1.773 |
| 97 | 9.000 | 12.000 | 3.536 | 2.000 | 10.005 | 29.584 | 0.567706 | -2.79 | 36.0000 | 1.774 |
| 98 | 6.000 | 16.000 | 11.530 | 5.000 | 23.053 | 27.497 | 0.520503 | -9.12 | 36.0000 | 1.778 |
| 99 | 7.000 | 15.000 | 9.121 | 4.000 | 19.091 | 27.780 | 0.526804 | -7.23 | 36.0000 | 1.780 |
| 100 | 7.000 | 18.000 | 9.440 | 2.000 | 10.000 | 29.453 | 0.564691 | -2.86 | 36.0000 | 1.782 |
| 101 | 7.000 | 17.000 | 9.658 | 3.000 | 14.529 | 28.268 | 0.537731 | -5.10 | 36.0000 | 1.785 |
| 102 | 8.000 | 14.000 | 6.713 | 3.000 | 14.636 | 28.225 | 0.536750 | -5.17 | 36.0000 | 1.787 |
| 103 | 9.000 | 13.000 | 4.305 | 2.000 | 10.123 | 28.989 | 0.554060 | -3.15 | 36.0000 | 1.809 |
| 104 | 6.000 | 17.000 | 12.298 | 5.000 | 22.917 | 27.010 | 0.509746 | -9.74 | 36.0000 | 1.814 |
| 105 | 8.000 | 16.000 | 7.250 | 2.000 | 9.984 | 28.945 | 0.553049 | -3.13 | 36.0000 | 1.815 |
| 106 | 7.000 | 16.000 | 9.890 | 4.000 | 18.498 | 27.159 | 0.513026 | -7.69 | 36.0000 | 1.828 |
| 107 | 7.000 | 12.000 | 7.817 | 5.000 | 21.864 | 26.736 | 0.503746 | -9.66 | 36.0000 | 1.839 |
| 108 | 7.000 | 13.000 | 8.585 | 5.000 | 22.220 | 26.701 | 0.502971 | -9.87 | 36.0000 | 1.840 |
| 109 | 8.000 | 15.000 | 7.481 | 3.000 | 14.065 | 27.409 | 0.518558 | -5.64 | 36.0000 | 1.851 |
| 110 | 6.000 | 18.000 | 13.066 | 5.000 | 22.178 | 26.483 | 0.498218 | -10.16 | 36.0000 | 1.857 |
| 111 | 7.000 | 14.000 | 9.353 | 5.000 | 22.183 | 26.472 | 0.497977 | -10.18 | 36.0000 | 1.858 |
| 112 | 7.000 | 18.000 | 10.440 | 3.000 | 13.708 | 27.365 | 0.517578 | -5.53 | 36.0000 | 1.858 |
| 113 | 7.000 | 17.000 | 10.658 | 4.000 | 17.747 | 26.514 | 0.498886 | -8.09 | 36.0000 | 1.882 |
| 114 | 7.000 | 15.000 | 10.121 | 5.000 | 21.856 | 26.101 | 0.489914 | -10.55 | 36.0000 | 1.888 |
| 115 | 8.000 | 12.000 | 6.177 | 4.000 | 17.234 | 26.373 | 0.495808 | -8.02 | 36.0000 | 1.896 |
| 116 | 9.000 | 14.000 | 5.073 | 2.000 | 9.636 | 27.862 | 0.528627 | -3.60 | 36.0000 | 1.897 |
| 117 | 8.000 | 13.000 | 6.945 | 4.000 | 17.531 | 26.310 | 0.494450 | -8.22 | 36.0000 | 1.899 |
| 118 | 8.000 | 16.000 | 8.250 | 3.000 | 13.339 | 26.551 | 0.499691 | -6.05 | 36.0000 | 1.923 |
| 119 | 7.000 | 16.000 | 10.890 | 5.000 | 21.341 | 25.661 | 0.480427 | -10.93 | 36.0000 | 1.926 |
| 120 | 8.000 | 17.000 | 8.046 | 2.000 | 9.187 | 27.600 | 0.522785 | -3.58 | 36.0000 | 1.927 |
| 121 | 8.000 | 14.000 | 7.713 | 4.000 | 17.356 | 25.940 | 0.486428 | -8.56 | 36.0000 | 1.929 |
| 122 | 7.000 | 18.000 | 11.440 | 4.000 | 16.994 | 25.828 | 0.484022 | -8.51 | 36.0000 | 1.941 |
| 123 | 6.000 | 17.000 | 13.298 | 6.000 | 23.077 | 25.141 | 0.469314 | -12.64 | 36.0000 | 1.961 |
| 124 | 7.000 | 17.000 | 11.658 | 5.000 | 20.673 | 25.157 | 0.469643 | -11.30 | 36.0000 | 1.971 |
| 125 | 8.000 | 15.000 | 8.481 | 4.000 | 16.907 | 25.431 | 0.475507 | -8.92 | 36.0000 | 1.974 |
| 126 | 7.000 | 13.000 | 9.585 | 6.000 | 23.368 | 24.942 | 0.465071 | -13.13 | 36.0000 | 1.976 |
| 127 | 6.000 | 18.000 | 14.066 | 6.000 | 22.802 | 24.918 | 0.464564 | -12.85 | 36.0000 | 1.981 |

01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口:対象地山wSs層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 128 | 7.000 | 14.000 | 10.353 | 6.000 | 23.541 | 24.860 | 0.463333 | -13.37 | 36.0000 | 1.983 |
| 129 | 7.000 | 12.000 | 8.817 | 6.000 | 22.910 | 24.828 | 0.462649 | -13.06 | 36.0000 | 1.988 |
| 130 | 7.000 | 15.000 | 11.121 | 6.000 | 23.560 | 24.690 | 0.459729 | -13.67 | 36.0000 | 1.997 |
| 131 | 9.000 | 12.000 | 4.536 | 3.000 | 12.603 | 25.690 | 0.481057 | -6.43 | 36.0000 | 2.001 |
| 132 | 9.000 | 13.000 | 5.305 | 3.000 | 12.788 | 25.631 | 0.479793 | -6.57 | 36.0000 | 2.003 |
| 133 | 8.000 | 17.000 | 9.046 | 3.000 | 12.572 | 25.620 | 0.479545 | -6.47 | 36.0000 | 2.008 |
| 134 | 9.000 | 15.000 | 5.842 | 2.000 | 8.907 | 26.591 | 0.500566 | -4.02 | 36.0000 | 2.009 |
| 135 | 7.000 | 16.000 | 11.890 | 6.000 | 23.471 | 24.427 | 0.454192 | -14.07 | 36.0000 | 2.021 |
| 136 | 7.000 | 18.000 | 12.440 | 5.000 | 19.966 | 24.627 | 0.458414 | -11.67 | 36.0000 | 2.021 |
| 137 | 8.000 | 16.000 | 9.250 | 4.000 | 16.267 | 24.833 | 0.462765 | -9.27 | 36.0000 | 2.030 |
| 138 | 8.000 | 13.000 | 7.945 | 5.000 | 19.865 | 24.504 | 0.455812 | -11.79 | 36.0000 | 2.032 |
| 139 | 8.000 | 12.000 | 7.177 | 5.000 | 19.532 | 24.441 | 0.454489 | -11.69 | 36.0000 | 2.040 |
| 140 | 8.000 | 14.000 | 8.713 | 5.000 | 19.800 | 24.318 | 0.451892 | -12.03 | 36.0000 | 2.049 |
| 141 | 8.000 | 18.000 | 8.896 | 2.000 | 8.540 | 26.197 | 0.492004 | -4.07 | 36.0000 | 2.051 |
| 142 | 7.000 | 17.000 | 12.658 | 6.000 | 23.340 | 24.061 | 0.446506 | -14.63 | 36.0000 | 2.054 |
| 143 | 9.000 | 14.000 | 6.073 | 3.000 | 12.449 | 25.051 | 0.467402 | -6.90 | 36.0000 | 2.057 |
| 144 | 8.000 | 15.000 | 9.481 | 5.000 | 19.455 | 23.982 | 0.444844 | -12.31 | 36.0000 | 2.082 |
| 145 | 7.000 | 18.000 | 13.440 | 6.000 | 22.734 | 23.661 | 0.438158 | -14.96 | 36.0000 | 2.094 |
| 146 | 8.000 | 17.000 | 10.046 | 4.000 | 15.575 | 24.158 | 0.448546 | -9.65 | 36.0000 | 2.097 |
| 147 | 8.000 | 18.000 | 9.896 | 3.000 | 11.930 | 24.606 | 0.457968 | -6.99 | 36.0000 | 2.103 |
| 148 | 8.000 | 16.000 | 10.250 | 5.000 | 18.909 | 23.553 | 0.435908 | -12.60 | 36.0000 | 2.126 |
| 149 | 9.000 | 15.000 | 6.842 | 3.000 | 11.853 | 24.322 | 0.451981 | -7.20 | 36.0000 | 2.130 |
| 150 | 9.000 | 16.000 | 6.665 | 2.000 | 8.169 | 25.149 | 0.469487 | -4.47 | 36.0000 | 2.149 |
| 151 | 8.000 | 13.000 | 8.945 | 6.000 | 22.026 | 23.127 | 0.427103 | -15.44 | 36.0000 | 2.149 |
| 152 | 8.000 | 14.000 | 9.713 | 6.000 | 22.044 | 23.036 | 0.425222 | -15.62 | 36.0000 | 2.158 |
| 153 | 8.000 | 12.000 | 8.177 | 6.000 | 21.651 | 23.018 | 0.424843 | -15.37 | 36.0000 | 2.162 |
| 154 | 7.000 | 14.000 | 11.353 | 7.000 | 23.961 | 22.902 | 0.422453 | -17.24 | 36.0000 | 2.163 |
| 155 | 7.000 | 15.000 | 12.121 | 7.000 | 23.951 | 22.873 | 0.421854 | -17.29 | 36.0000 | 2.166 |
| 156 | 7.000 | 13.000 | 10.585 | 7.000 | 23.803 | 22.869 | 0.421777 | -17.19 | 36.0000 | 2.167 |
| 157 | 9.000 | 13.000 | 6.305 | 4.000 | 15.075 | 23.454 | 0.433849 | -10.17 | 36.0000 | 2.168 |
| 158 | 8.000 | 18.000 | 10.896 | 4.000 | 14.985 | 23.439 | 0.433546 | -10.12 | 36.0000 | 2.170 |
| 159 | 7.000 | 16.000 | 12.890 | 7.000 | 23.800 | 22.777 | 0.419883 | -17.38 | 36.0000 | 2.176 |
| 160 | 9.000 | 12.000 | 5.536 | 4.000 | 14.794 | 23.384 | 0.432406 | -10.06 | 36.0000 | 2.177 |
| 161 | 8.000 | 17.000 | 11.046 | 5.000 | 18.317 | 23.057 | 0.425652 | -12.94 | 36.0000 | 2.178 |
| 162 | 8.000 | 15.000 | 10.481 | 6.000 | 21.803 | 22.818 | 0.420733 | -15.84 | 36.0000 | 2.181 |
| 163 | 7.000 | 12.000 | 9.817 | 7.000 | 23.380 | 22.696 | 0.418234 | -17.23 | 36.0000 | 2.186 |
| 164 | 7.000 | 17.000 | 13.658 | 7.000 | 23.567 | 22.642 | 0.417114 | -17.48 | 36.0000 | 2.191 |
| 165 | 9.000 | 14.000 | 7.073 | 4.000 | 14.877 | 23.173 | 0.428039 | -10.37 | 36.0000 | 2.197 |
| 166 | 7.000 | 18.000 | 14.440 | 7.000 | 23.270 | 22.449 | 0.413164 | -17.64 | 36.0000 | 2.212 |
| 167 | 8.000 | 16.000 | 11.250 | 6.000 | 21.365 | 22.522 | 0.414658 | -16.06 | 36.0000 | 2.214 |
| 168 | 9.000 | 16.000 | 7.665 | 3.000 | 11.219 | 23.369 | 0.432092 | -7.64 | 36.0000 | 2.230 |
| 169 | 8.000 | 18.000 | 11.896 | 5.000 | 17.772 | 22.477 | 0.413735 | -13.43 | 36.0000 | 2.241 |
| 170 | 9.000 | 15.000 | 7.842 | 4.000 | 14.403 | 22.701 | 0.418327 | -10.61 | 36.0000 | 2.249 |

01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口:対象地山wSs層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|-------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 171 | 8.000 | 17.000 | 12.046 | 6.000 | 20.866 | 22.151 | 0.407103 | -16.37 | 36.0000 | 2.256 |
| 172 | 8.000 | 14.000 | 10.713 | 7.000 | 23.515 | 21.959 | 0.403194 | -18.85 | 36.0000 | 2.263 |
| 173 | 8.000 | 13.000 | 9.945 | 7.000 | 23.325 | 21.947 | 0.402959 | -18.73 | 36.0000 | 2.265 |
| 174 | 8.000 | 15.000 | 11.481 | 7.000 | 23.494 | 21.856 | 0.401105 | -19.06 | 36.0000 | 2.275 |
| 175 | 8.000 | 12.000 | 9.177 | 7.000 | 22.887 | 21.805 | 0.400064 | -18.67 | 36.0000 | 2.283 |
| 176 | 8.000 | 16.000 | 12.250 | 7.000 | 23.378 | 21.679 | 0.397528 | -19.34 | 36.0000 | 2.295 |
| 177 | 9.000 | 17.000 | 7.546 | 2.000 | 7.621 | 23.709 | 0.439152 | -4.98 | 36.0000 | 2.298 |
| 178 | 9.000 | 13.000 | 7.305 | 5.000 | 17.186 | 21.926 | 0.402528 | -13.83 | 36.0000 | 2.304 |
| 179 | 8.000 | 18.000 | 12.896 | 6.000 | 20.402 | 21.714 | 0.398234 | -16.82 | 36.0000 | 2.306 |
| 180 | 9.000 | 14.000 | 8.073 | 5.000 | 17.125 | 21.823 | 0.400443 | -13.94 | 36.0000 | 2.316 |
| 181 | 9.000 | 16.000 | 8.665 | 4.000 | 13.917 | 22.096 | 0.405977 | -10.98 | 36.0000 | 2.319 |
| 182 | 9.000 | 12.000 | 6.536 | 5.000 | 16.836 | 21.786 | 0.399684 | -13.76 | 36.0000 | 2.323 |
| 183 | 8.000 | 17.000 | 13.046 | 7.000 | 23.179 | 21.418 | 0.392264 | -19.75 | 36.0000 | 2.325 |
| 184 | 9.000 | 17.000 | 8.546 | 3.000 | 10.684 | 22.399 | 0.412149 | -8.14 | 36.0000 | 2.338 |
| 185 | 9.000 | 15.000 | 8.842 | 5.000 | 16.783 | 21.542 | 0.394754 | -14.10 | 36.0000 | 2.350 |
| 186 | 8.000 | 18.000 | 13.896 | 7.000 | 22.894 | 21.078 | 0.385432 | -20.26 | 36.0000 | 2.366 |
| 187 | 9.000 | 17.000 | 9.546 | 4.000 | 13.450 | 21.399 | 0.391878 | -11.48 | 36.0000 | 2.402 |
| 188 | 9.000 | 16.000 | 9.665 | 5.000 | 16.384 | 21.119 | 0.386245 | -14.43 | 36.0000 | 2.403 |
| 189 | 9.000 | 13.000 | 8.305 | 6.000 | 19.191 | 20.826 | 0.380380 | -17.46 | 36.0000 | 2.416 |
| 190 | 9.000 | 14.000 | 9.073 | 6.000 | 19.245 | 20.804 | 0.379947 | -17.55 | 36.0000 | 2.418 |
| 191 | 8.000 | 14.000 | 11.713 | 8.000 | 23.950 | 20.576 | 0.375405 | -22.40 | 36.0000 | 2.422 |
| 192 | 8.000 | 15.000 | 12.481 | 8.000 | 23.948 | 20.567 | 0.375221 | -22.42 | 36.0000 | 2.423 |
| 193 | 8.000 | 16.000 | 13.250 | 8.000 | 23.832 | 20.512 | 0.374133 | -22.44 | 36.0000 | 2.430 |
| 194 | 8.000 | 13.000 | 10.945 | 8.000 | 23.772 | 20.501 | 0.373902 | -22.42 | 36.0000 | 2.432 |
| 195 | 9.000 | 15.000 | 9.842 | 6.000 | 19.026 | 20.653 | 0.376923 | -17.64 | 36.0000 | 2.438 |
| 196 | 9.000 | 12.000 | 7.536 | 6.000 | 18.774 | 20.605 | 0.375984 | -17.50 | 36.0000 | 2.446 |
| 197 | 8.000 | 17.000 | 14.046 | 8.000 | 23.613 | 20.377 | 0.371436 | -22.57 | 36.0000 | 2.448 |
| 198 | 9.000 | 18.000 | 9.462 | 3.000 | 10.231 | 21.440 | 0.392696 | -8.69 | 36.0000 | 2.453 |
| 199 | 9.000 | 18.000 | 8.462 | 2.000 | 7.150 | 22.350 | 0.411150 | -5.48 | 36.0000 | 2.454 |
| 200 | 8.000 | 12.000 | 10.177 | 8.000 | 23.347 | 20.300 | 0.369914 | -22.50 | 36.0000 | 2.459 |
| 201 | 9.000 | 17.000 | 10.546 | 5.000 | 16.018 | 20.622 | 0.376308 | -14.90 | 36.0000 | 2.465 |
| 202 | 9.000 | 16.000 | 10.665 | 6.000 | 18.720 | 20.363 | 0.371152 | -17.92 | 36.0000 | 2.476 |
| 203 | 8.000 | 18.000 | 14.896 | 8.000 | 23.376 | 20.165 | 0.367236 | -22.87 | 36.0000 | 2.476 |
| 204 | 9.000 | 18.000 | 10.462 | 4.000 | 13.046 | 20.697 | 0.377814 | -12.04 | 36.0000 | 2.490 |
| 205 | 9.000 | 14.000 | 10.073 | 7.000 | 21.278 | 20.003 | 0.364031 | -21.18 | 36.0000 | 2.507 |
| 206 | 9.000 | 13.000 | 9.305 | 7.000 | 21.149 | 19.961 | 0.363205 | -21.15 | 36.0000 | 2.513 |
| 207 | 9.000 | 15.000 | 10.842 | 7.000 | 21.159 | 19.927 | 0.362521 | -21.24 | 36.0000 | 2.517 |
| 208 | 9.000 | 17.000 | 11.546 | 6.000 | 18.448 | 19.978 | 0.363527 | -18.42 | 36.0000 | 2.527 |
| 209 | 9.000 | 18.000 | 11.462 | 5.000 | 15.673 | 20.084 | 0.365629 | -15.47 | 36.0000 | 2.536 |
| 210 | 9.000 | 16.000 | 11.665 | 7.000 | 20.949 | 19.723 | 0.358513 | -21.50 | 36.0000 | 2.545 |
| 211 | 9.000 | 12.000 | 8.536 | 7.000 | 20.660 | 19.726 | 0.358571 | -21.20 | 36.0000 | 2.547 |
| 212 | 9.000 | 18.000 | 12.462 | 6.000 | 18.165 | 19.579 | 0.355668 | -18.94 | 36.0000 | 2.582 |
| 213 | 9.000 | 17.000 | 12.546 | 7.000 | 20.747 | 19.448 | 0.353097 | -21.94 | 36.0000 | 2.584 |

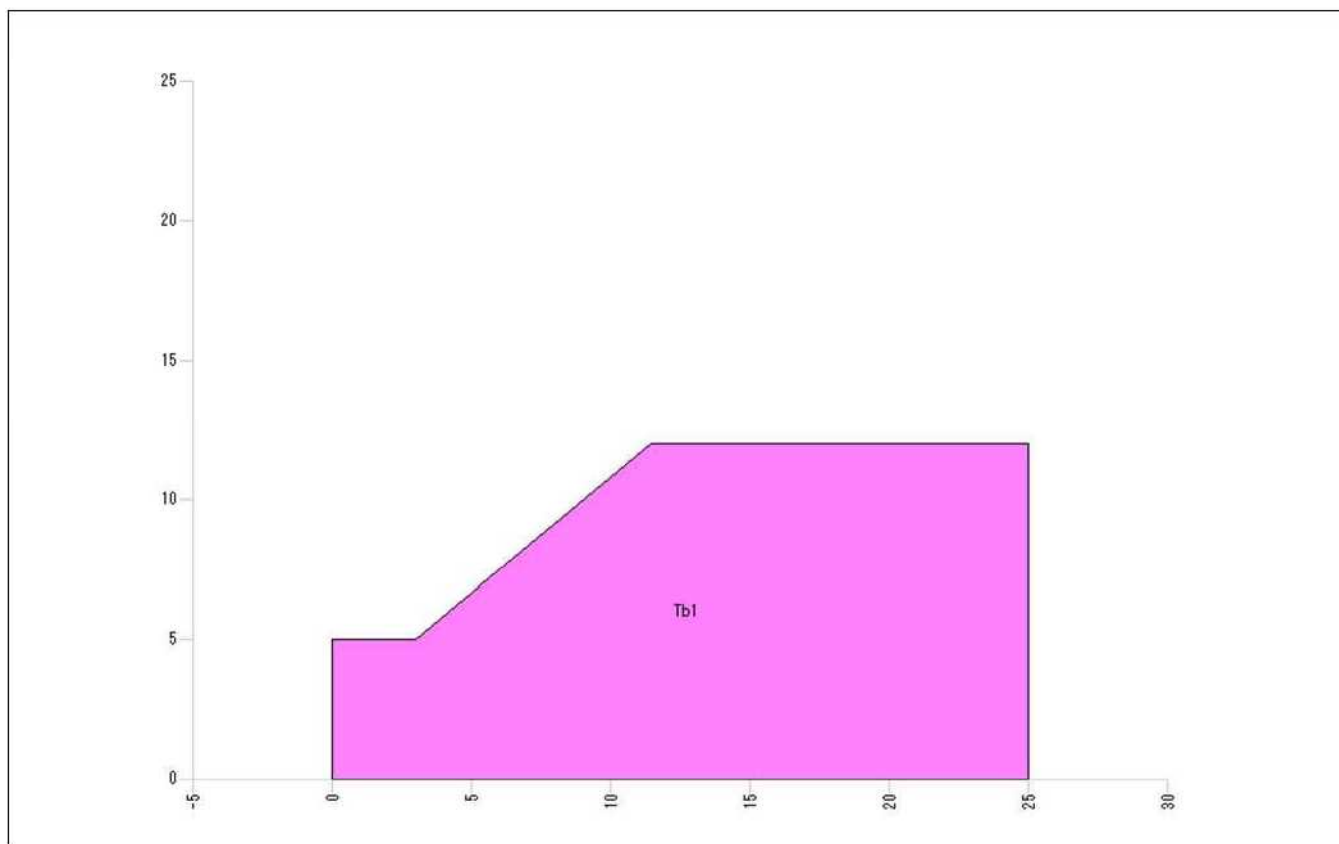
01_地盤定数逆算解析 (起点側坑口:対象地山wSs層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|-------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 214 | 9.000 | 14.000 | 11.073 | 8.000 | 22.922 | 19.334 | 0.350864 | -24.54 | 36.0000 | 2.589 |
| 215 | 9.000 | 15.000 | 11.842 | 8.000 | 22.967 | 19.320 | 0.350592 | -24.62 | 36.0000 | 2.590 |
| 216 | 9.000 | 13.000 | 10.305 | 8.000 | 22.704 | 19.249 | 0.349200 | -24.53 | 36.0000 | 2.601 |
| 217 | 9.000 | 16.000 | 12.665 | 8.000 | 22.902 | 19.200 | 0.348229 | -24.88 | 36.0000 | 2.607 |
| 218 | 9.000 | 18.000 | 13.462 | 7.000 | 20.557 | 19.139 | 0.347047 | -22.47 | 36.0000 | 2.628 |
| 219 | 9.000 | 17.000 | 13.546 | 8.000 | 22.773 | 18.997 | 0.344266 | -25.28 | 36.0000 | 2.637 |
| 220 | 9.000 | 12.000 | 9.536 | 8.000 | 22.185 | 19.005 | 0.344430 | -24.61 | 36.0000 | 2.638 |
| 221 | 9.000 | 18.000 | 14.462 | 8.000 | 22.601 | 18.746 | 0.339385 | -25.78 | 36.0000 | 2.674 |
| 222 | 9.000 | 15.000 | 12.842 | 9.000 | 23.537 | 18.462 | 0.333859 | -27.68 | 36.0000 | 2.712 |
| 223 | 9.000 | 14.000 | 12.073 | 9.000 | 23.479 | 18.416 | 0.332965 | -27.75 | 36.0000 | 2.720 |
| 224 | 9.000 | 16.000 | 13.665 | 9.000 | 23.503 | 18.409 | 0.332835 | -27.80 | 36.0000 | 2.721 |
| 225 | 9.000 | 13.000 | 11.305 | 9.000 | 23.251 | 18.294 | 0.330611 | -27.84 | 36.0000 | 2.739 |
| 226 | 9.000 | 17.000 | 14.546 | 9.000 | 23.381 | 18.249 | 0.329726 | -28.13 | 36.0000 | 2.746 |
| 227 | 9.000 | 12.000 | 10.536 | 9.000 | 22.792 | 18.068 | 0.326236 | -27.96 | 36.0000 | 2.777 |
| 228 | 9.000 | 18.000 | 15.462 | 9.000 | 23.222 | 18.050 | 0.325883 | -28.55 | 36.0000 | 2.778 |

逆算解析

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

| | |
|------|-------------------------------------|
| 現場名 | 地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山 Tb1 層 [坑口背面斜面]） |
| ケース名 | 円弧すべり計算 |
| 備考 | |



| 土質定数 | | | | | | | |
|------|-----|-------|--|--|----------------------------------|------------|-------------|
| No. | 地層名 | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m ³) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 | |
| | | | | | | ϕ (°) | $\tan \phi$ |
| 1 | Tb1 | 凝灰角礫岩 | 24.00 | 25.00 | 337.00 | 21.0000 | 0.383864 |

※ 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m³)

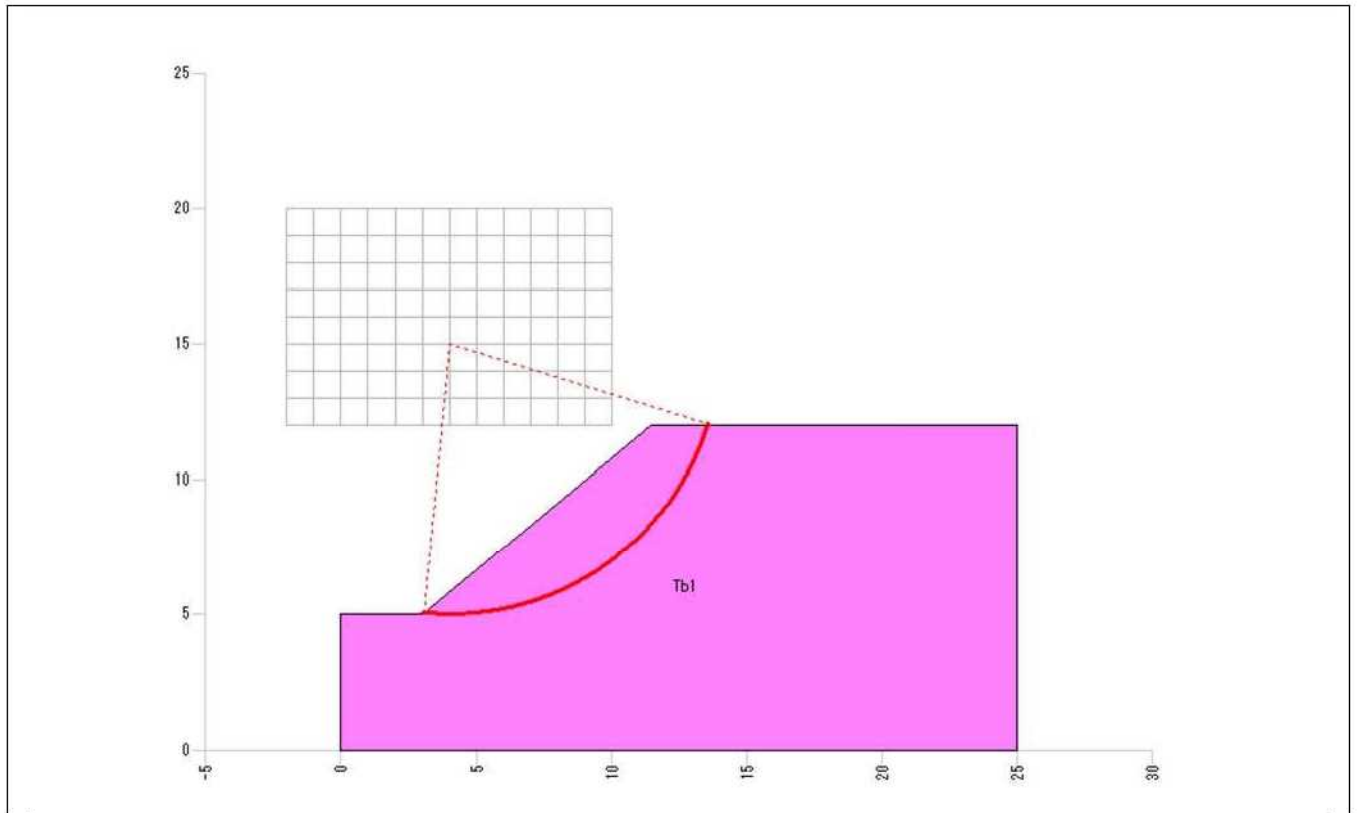
02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

| 座標の入力データ | | | | | | | | |
|----------|-------------|---------------------------------|---------------------|--------------------------------|--------------------------|----|----|------|
| No. | 距離 X (m) | 原地形 標高 Y _G (m) | 計画地形 標高 Y (m) | 水位 標高 Y _W (m) | すべり面 | | | ハタ上げ |
| | | | | | 標高 Y _S (m) | 形状 | 強度 | |
| 1 | 0.000 | | 5.000 | | | | | |
| 2 | 3.000 | | 5.000 | | | | | |
| 3 | 11.400 | | 12.000 | | | | | |
| 4 | 25.000 | | 12.000 | | | | | |

原：原地形のハタ上げ、計：計画地形のハタ上げ

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

繰り返し円弧による C、 ϕ 逆算の結果は以下の通りである。



| 項目 | | 記号 | 単位 | 条件と結果 |
|--------------|--------------------|---------------|-------------------|----------------|
| 条件 | 計算式 | - | - | 修正 Fellenius 法 |
| | 仮定安全率（常時） | Fs0 | - | 1.200 |
| 計算結果 | 安全率 | Fs | - | 1.200 |
| | 粘着力 | C | kN/m ² | 13.01 |
| | 内部摩擦角 | ϕ | ° | 21.0000 |
| | | $\tan \phi$ | - | 0.383864 |
| 円弧 | 中心座標 | X | m | 4.000 |
| | | Y | m | 15.000 |
| | 半径 | r | m | 10.042 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | S | kN/m | 385.33 |
| | 滑動力 | T | kN/m | 321.04 |
| | 法線力 | N | kN/m | 538.82 |
| | 間隙水圧 | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | l | m | 13.720 |
| | 面積 | A | m ² | 27.16 |
| C ϕ 関係図 | $\phi=0$ とした場合の粘着力 | C0 | kN/m ² | 28.079 |
| | C=0 とした場合の内部摩擦角 | $\phi 0$ | ° | 35.564 |
| | | $\tan \phi 0$ | - | 0.714985 |

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

・土質定数

土質定数(C、 ϕ)が不明な地層に対して、繰り返し円弧計算によって複数のすべり面からC-tan ϕ 関係図を作成し、すべり面強度(C、 ϕ)を推定する。

土質定数が既知の地層および不明層は以下の通りである。

| 地層名 | 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 ϕ (°) |
|-----|---|-------------------------------|---------------------|
| Tb1 | 24.00 | 逆計算 | |

・C-tan ϕ 関係式

C-tan ϕ の関係式は以下の通りである。

$$\Sigma (N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot \Sigma l = F_{s0} \cdot \Sigma T$$

ここで、

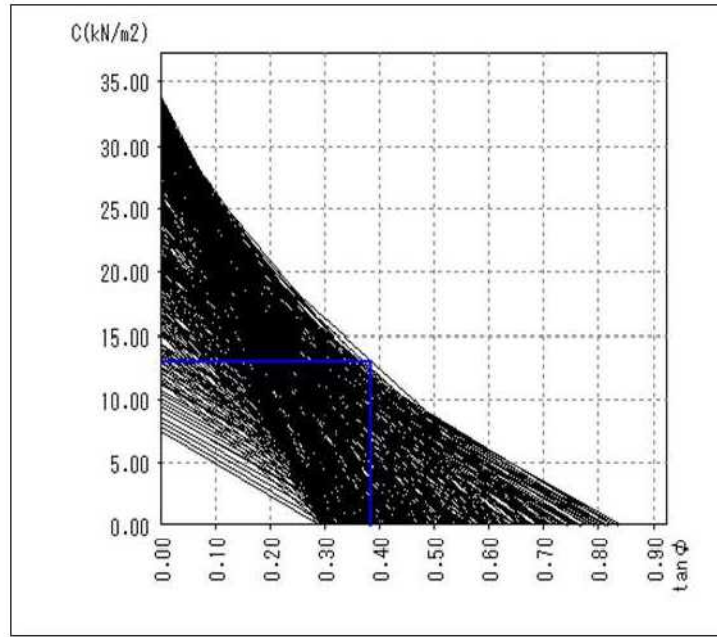
| | | |
|-----------------|----------------|---|
| F _{s0} | ： 仮定安全率 | |
| ϕ | ： すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | ： すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| N | ： スライス重力による法線力 | (N = W · cos θ + Q _N) (kN/m) |
| U | ： スライスに働く間隙水圧 | (U = u · b · cos θ) (kN/m) |
| T | ： スライス重力による接線力 | (T = W · sin θ + Q _T) (kN/m) |
| l | ： スライスのすべり面長 | (m) |
| b | ： スライス幅 | (m) |
| W | ： スライス重量 | (kN/m) |
| θ | ： すべり面傾斜角 | (°) |
| u | ： 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q _N | ： 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q _T | ： 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |

・仮定安全率(常時)

逆算する当該斜面の仮定安全率を F_{s0} = 1.200 に設定する。

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

繰り返し円弧すべりによる逆計算結果をC-tanφ関係図で表すと以下のとおりとなる。



C-tanφ 関係図

上図を参考にして、C、φを次のように決定する。

$$C = 13.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tan \phi = 0.383864 \text{ (} \phi = 21.0000 \text{ (}^\circ\text{))}$$

決定したC、φに基づいて、安全率を照査する。

最小安全率となる円弧すべりの安全率は以下のとおりである。

$$\text{中心座標}(X, Y) = (4.000, 15.000), \text{ 半径 } r = 10.042 \text{ (m)}$$

| スライス要素の集計表 | | 粘着力 | すべり面長 | 法線力 | 間隙水圧 | 滑動力 | すべり抵抗力 |
|------------|----------|-----------|--------|----------|----------|----------|----------|
| φ (°) | tan φ | C (kN/m²) | l (m) | N (kN/m) | U (kN/m) | T (kN/m) | S (kN/m) |
| 21.0000 | 0.383864 | 13.01 | 13.720 | 538.82 | 0.00 | 321.04 | 385.33 |

$$F_s = \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot l)}{\sum T}$$

$$= \frac{(538.82 - 0.00) \times 0.383864 + 13.01 \times 13.720}{321.04}$$

$$= 1.200$$

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）
繰り返し円弧による C、 ϕ 逆算の条件

1. 円弧条件

中心の変化範囲

| | | | | | |
|------|---|----------|------------|-------|-----------|
| X 座標 | : | -2.000 ~ | 10.000 (m) | ピッチ : | 1.000 (m) |
| Y 座標 | : | 12.000 ~ | 20.000 (m) | ピッチ : | 1.000 (m) |

地表からの深度の変化範囲

| | | | | | |
|----|---|---------|------------|-------|-----------|
| 深度 | : | 2.000 ~ | 10.000 (m) | ピッチ : | 1.000 (m) |
|----|---|---------|------------|-------|-----------|

2. 不通過層名

なし

3. 計算条件

| | |
|-----------|----------------|
| 仮定安全率(常時) | Fs0 = 1.200 |
| 計算式 | 修正 Fellenius 法 |
| すべり面強度 | 地層値 |

02_地盤定数逆算解析（終点側坑口：対象地山Tb1層）

繰り返し円弧によるC、 ϕ 逆算の結果一覧

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|-------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 1 | 4.000 | 15.000 | 10.042 | 3.000 | 28.079 | 35.564 | 0.714985 | 13.01 | 21.0000 | 1.200 |
| 2 | 3.000 | 18.000 | 12.987 | 3.000 | 27.865 | 34.810 | 0.695272 | 12.49 | 21.0000 | 1.222 |
| 3 | 4.000 | 16.000 | 10.810 | 3.000 | 27.722 | 34.885 | 0.697233 | 12.46 | 21.0000 | 1.223 |
| 4 | 4.000 | 14.000 | 9.274 | 3.000 | 26.062 | 35.944 | 0.725040 | 12.27 | 21.0000 | 1.234 |
| 5 | 5.000 | 13.000 | 7.865 | 3.000 | 26.562 | 35.131 | 0.703628 | 12.08 | 21.0000 | 1.242 |
| 6 | 5.000 | 14.000 | 8.634 | 3.000 | 26.877 | 34.692 | 0.692227 | 11.98 | 21.0000 | 1.246 |
| 7 | 4.000 | 17.000 | 11.578 | 3.000 | 27.039 | 34.121 | 0.677584 | 11.73 | 21.0000 | 1.257 |
| 8 | 3.000 | 19.000 | 13.755 | 3.000 | 26.995 | 34.044 | 0.675637 | 11.66 | 21.0000 | 1.260 |
| 9 | 5.000 | 15.000 | 10.402 | 4.000 | 30.615 | 31.497 | 0.612730 | 11.44 | 21.0000 | 1.261 |
| 10 | 5.000 | 14.000 | 9.634 | 4.000 | 30.035 | 31.809 | 0.620241 | 11.45 | 21.0000 | 1.262 |
| 11 | 5.000 | 16.000 | 11.170 | 4.000 | 31.379 | 30.980 | 0.600379 | 11.32 | 21.0000 | 1.264 |
| 12 | 5.000 | 12.000 | 7.097 | 3.000 | 25.534 | 35.143 | 0.703930 | 11.62 | 21.0000 | 1.265 |
| 13 | 5.000 | 15.000 | 9.402 | 3.000 | 26.619 | 34.026 | 0.675174 | 11.49 | 21.0000 | 1.268 |
| 14 | 4.000 | 13.000 | 8.506 | 3.000 | 24.690 | 35.851 | 0.722570 | 11.58 | 21.0000 | 1.269 |
| 15 | 2.000 | 17.000 | 11.859 | 2.000 | 21.874 | 39.616 | 0.827730 | 11.73 | 21.0000 | 1.270 |
| 16 | 5.000 | 13.000 | 8.865 | 4.000 | 29.346 | 31.870 | 0.621713 | 11.23 | 21.0000 | 1.272 |
| 17 | 1.000 | 19.000 | 14.035 | 2.000 | 21.935 | 39.182 | 0.815062 | 11.61 | 21.0000 | 1.276 |
| 18 | 3.000 | 17.000 | 12.219 | 3.000 | 24.949 | 35.156 | 0.704277 | 11.36 | 21.0000 | 1.279 |
| 19 | 3.000 | 15.000 | 9.682 | 2.000 | 21.262 | 39.867 | 0.835157 | 11.49 | 21.0000 | 1.285 |
| 20 | 6.000 | 13.000 | 8.225 | 4.000 | 30.122 | 30.756 | 0.595084 | 10.70 | 21.0000 | 1.292 |
| 21 | 3.000 | 16.000 | 10.450 | 2.000 | 21.436 | 39.228 | 0.816382 | 11.36 | 21.0000 | 1.292 |
| 22 | 2.000 | 18.000 | 12.627 | 2.000 | 21.626 | 38.830 | 0.804870 | 11.32 | 21.0000 | 1.294 |
| 23 | 4.000 | 18.000 | 12.347 | 3.000 | 26.188 | 33.325 | 0.657491 | 10.90 | 21.0000 | 1.296 |
| 24 | 5.000 | 17.000 | 11.938 | 4.000 | 30.530 | 30.340 | 0.585285 | 10.51 | 21.0000 | 1.298 |
| 25 | 6.000 | 12.000 | 7.457 | 4.000 | 29.518 | 30.845 | 0.597191 | 10.55 | 21.0000 | 1.300 |
| 26 | 5.000 | 12.000 | 8.097 | 4.000 | 28.219 | 31.655 | 0.616525 | 10.65 | 21.0000 | 1.300 |
| 27 | 3.000 | 20.000 | 14.523 | 3.000 | 26.018 | 33.278 | 0.656316 | 10.81 | 21.0000 | 1.301 |
| 28 | 5.000 | 16.000 | 10.170 | 3.000 | 26.040 | 33.253 | 0.655714 | 10.80 | 21.0000 | 1.302 |
| 29 | 6.000 | 14.000 | 8.993 | 4.000 | 30.102 | 30.365 | 0.585886 | 10.38 | 21.0000 | 1.304 |
| 30 | 4.000 | 17.000 | 12.578 | 4.000 | 28.554 | 31.225 | 0.606215 | 10.48 | 21.0000 | 1.306 |
| 31 | 4.000 | 19.000 | 14.115 | 4.000 | 29.503 | 30.604 | 0.591504 | 10.36 | 21.0000 | 1.307 |
| 32 | 3.000 | 14.000 | 8.914 | 2.000 | 20.554 | 40.072 | 0.841257 | 11.18 | 21.0000 | 1.307 |
| 33 | 1.000 | 20.000 | 14.804 | 2.000 | 21.442 | 38.378 | 0.791954 | 11.05 | 21.0000 | 1.309 |
| 34 | 4.000 | 18.000 | 13.347 | 4.000 | 28.741 | 31.000 | 0.600867 | 10.38 | 21.0000 | 1.309 |
| 35 | 6.000 | 13.000 | 7.225 | 3.000 | 25.234 | 33.494 | 0.661731 | 10.60 | 21.0000 | 1.314 |
| 36 | 3.000 | 17.000 | 11.219 | 2.000 | 21.234 | 38.429 | 0.793407 | 10.97 | 21.0000 | 1.315 |
| 37 | 4.000 | 15.000 | 9.042 | 2.000 | 20.861 | 38.742 | 0.802351 | 10.89 | 21.0000 | 1.322 |
| 38 | 4.000 | 14.000 | 8.274 | 2.000 | 20.498 | 39.283 | 0.817999 | 10.88 | 21.0000 | 1.324 |
| 39 | 4.000 | 20.000 | 14.883 | 4.000 | 29.678 | 29.980 | 0.576874 | 9.93 | 21.0000 | 1.324 |
| 40 | 2.000 | 19.000 | 13.395 | 2.000 | 21.137 | 38.016 | 0.781734 | 10.76 | 21.0000 | 1.327 |
| 41 | 6.000 | 14.000 | 7.993 | 3.000 | 25.244 | 32.928 | 0.647634 | 10.29 | 21.0000 | 1.329 |

02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口:対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|-------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 42 | 6.000 | 15.000 | 9.762 | 4.000 | 29.662 | 29.816 | 0.573083 | 9.80 | 21.0000 | 1.330 |
| 43 | 6.000 | 12.000 | 6.457 | 3.000 | 24.400 | 33.614 | 0.664742 | 10.31 | 21.0000 | 1.332 |
| 44 | 4.000 | 12.000 | 7.737 | 3.000 | 22.960 | 35.059 | 0.701754 | 10.41 | 21.0000 | 1.336 |
| 45 | 5.000 | 18.000 | 12.707 | 4.000 | 29.489 | 29.680 | 0.569921 | 9.63 | 21.0000 | 1.337 |
| 46 | 5.000 | 17.000 | 10.938 | 3.000 | 25.241 | 32.455 | 0.635956 | 10.01 | 21.0000 | 1.342 |
| 47 | 4.000 | 16.000 | 9.810 | 2.000 | 20.744 | 37.945 | 0.779742 | 10.54 | 21.0000 | 1.343 |
| 48 | 4.000 | 19.000 | 13.115 | 3.000 | 25.152 | 32.512 | 0.637376 | 10.01 | 21.0000 | 1.343 |
| 49 | 6.000 | 14.000 | 9.993 | 5.000 | 32.303 | 28.123 | 0.534466 | 9.11 | 21.0000 | 1.345 |
| 50 | 6.000 | 13.000 | 9.225 | 5.000 | 31.918 | 28.237 | 0.537032 | 9.11 | 21.0000 | 1.346 |
| 51 | 6.000 | 15.000 | 10.762 | 5.000 | 32.454 | 27.869 | 0.528782 | 8.90 | 21.0000 | 1.352 |
| 52 | 3.000 | 18.000 | 11.987 | 2.000 | 20.723 | 37.547 | 0.768643 | 10.38 | 21.0000 | 1.352 |
| 53 | 6.000 | 12.000 | 8.457 | 5.000 | 31.132 | 28.144 | 0.534934 | 8.80 | 21.0000 | 1.362 |
| 54 | 6.000 | 15.000 | 8.762 | 3.000 | 24.784 | 32.178 | 0.629197 | 9.67 | 21.0000 | 1.362 |
| 55 | 6.000 | 16.000 | 11.530 | 5.000 | 32.546 | 27.497 | 0.520506 | 8.55 | 21.0000 | 1.364 |
| 56 | 6.000 | 16.000 | 10.530 | 4.000 | 28.903 | 29.208 | 0.559067 | 9.06 | 21.0000 | 1.364 |
| 57 | 5.000 | 14.000 | 7.634 | 2.000 | 20.077 | 38.076 | 0.783434 | 10.24 | 21.0000 | 1.365 |
| 58 | 4.000 | 13.000 | 7.506 | 2.000 | 19.402 | 39.172 | 0.814752 | 10.27 | 21.0000 | 1.370 |
| 59 | 5.000 | 17.000 | 12.938 | 5.000 | 31.074 | 27.958 | 0.530768 | 8.61 | 21.0000 | 1.370 |
| 60 | 2.000 | 20.000 | 14.164 | 2.000 | 20.448 | 37.135 | 0.757253 | 10.09 | 21.0000 | 1.371 |
| 61 | 5.000 | 15.000 | 8.402 | 2.000 | 20.118 | 37.307 | 0.761990 | 9.99 | 21.0000 | 1.380 |
| 62 | 4.000 | 17.000 | 10.578 | 2.000 | 20.271 | 36.998 | 0.753495 | 9.95 | 21.0000 | 1.381 |
| 63 | 5.000 | 19.000 | 13.475 | 4.000 | 28.366 | 29.007 | 0.554461 | 8.73 | 21.0000 | 1.381 |
| 64 | 5.000 | 18.000 | 13.707 | 5.000 | 30.852 | 27.735 | 0.525796 | 8.33 | 21.0000 | 1.382 |
| 65 | 6.000 | 17.000 | 12.298 | 5.000 | 32.355 | 27.011 | 0.509777 | 8.00 | 21.0000 | 1.386 |
| 66 | 5.000 | 13.000 | 6.865 | 2.000 | 19.342 | 38.337 | 0.790806 | 9.96 | 21.0000 | 1.389 |
| 67 | 5.000 | 18.000 | 11.707 | 3.000 | 24.195 | 31.604 | 0.615311 | 9.11 | 21.0000 | 1.393 |
| 68 | 4.000 | 20.000 | 13.883 | 3.000 | 24.063 | 31.716 | 0.618001 | 9.12 | 21.0000 | 1.394 |
| 69 | 5.000 | 19.000 | 14.475 | 5.000 | 30.721 | 27.435 | 0.519116 | 8.01 | 21.0000 | 1.395 |
| 70 | 3.000 | 19.000 | 12.755 | 2.000 | 20.028 | 36.600 | 0.742661 | 9.68 | 21.0000 | 1.399 |
| 71 | 2.000 | 16.000 | 11.091 | 2.000 | 18.325 | 39.917 | 0.836630 | 9.92 | 21.0000 | 1.402 |
| 72 | 6.000 | 16.000 | 9.530 | 3.000 | 24.044 | 31.390 | 0.610166 | 8.92 | 21.0000 | 1.404 |
| 73 | 7.000 | 13.000 | 7.585 | 4.000 | 27.665 | 28.728 | 0.548114 | 8.30 | 21.0000 | 1.404 |
| 74 | 6.000 | 17.000 | 11.298 | 4.000 | 27.966 | 28.547 | 0.544015 | 8.24 | 21.0000 | 1.405 |
| 75 | 5.000 | 20.000 | 15.245 | 5.000 | 30.914 | 27.052 | 0.510679 | 7.68 | 21.0000 | 1.407 |
| 76 | 4.000 | 12.000 | 6.737 | 2.000 | 18.825 | 38.461 | 0.794331 | 9.73 | 21.0000 | 1.409 |
| 77 | 7.000 | 12.000 | 6.817 | 4.000 | 27.167 | 28.828 | 0.550398 | 8.23 | 21.0000 | 1.411 |
| 78 | 7.000 | 13.000 | 8.585 | 5.000 | 31.371 | 26.702 | 0.502986 | 7.43 | 21.0000 | 1.413 |
| 79 | 5.000 | 16.000 | 9.170 | 2.000 | 19.694 | 36.345 | 0.735783 | 9.42 | 21.0000 | 1.418 |
| 80 | 7.000 | 12.000 | 7.817 | 5.000 | 30.866 | 26.736 | 0.503737 | 7.35 | 21.0000 | 1.420 |
| 81 | 7.000 | 14.000 | 8.353 | 4.000 | 27.539 | 28.334 | 0.539207 | 7.94 | 21.0000 | 1.421 |
| 82 | 7.000 | 13.000 | 6.585 | 3.000 | 23.382 | 31.387 | 0.610097 | 8.68 | 21.0000 | 1.422 |
| 83 | 7.000 | 14.000 | 9.353 | 5.000 | 31.316 | 26.472 | 0.497966 | 7.18 | 21.0000 | 1.423 |
| 84 | 6.000 | 18.000 | 13.066 | 5.000 | 31.314 | 26.485 | 0.498246 | 7.19 | 21.0000 | 1.423 |

02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口: 対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 85 | 5.000 | 20.000 | 14.245 | 4.000 | 27.150 | 28.338 | 0.539306 | 7.83 | 21.0000 | 1.429 |
| 86 | 7.000 | 12.000 | 5.817 | 3.000 | 22.825 | 31.666 | 0.616800 | 8.62 | 21.0000 | 1.430 |
| 87 | 4.000 | 18.000 | 11.347 | 2.000 | 19.555 | 36.008 | 0.726764 | 9.23 | 21.0000 | 1.432 |
| 88 | 6.000 | 13.000 | 6.225 | 2.000 | 18.939 | 37.097 | 0.756205 | 9.33 | 21.0000 | 1.433 |
| 89 | 6.000 | 14.000 | 6.993 | 2.000 | 19.273 | 36.467 | 0.739060 | 9.27 | 21.0000 | 1.433 |
| 90 | 7.000 | 14.000 | 7.353 | 3.000 | 23.225 | 30.813 | 0.596416 | 8.28 | 21.0000 | 1.444 |
| 91 | 3.000 | 13.000 | 8.146 | 2.000 | 17.659 | 39.324 | 0.819189 | 9.39 | 21.0000 | 1.446 |
| 92 | 7.000 | 15.000 | 10.121 | 5.000 | 30.856 | 26.101 | 0.489917 | 6.68 | 21.0000 | 1.446 |
| 93 | 5.000 | 19.000 | 12.475 | 3.000 | 23.055 | 30.777 | 0.595576 | 8.20 | 21.0000 | 1.450 |
| 94 | 6.000 | 18.000 | 12.066 | 4.000 | 26.862 | 27.876 | 0.528928 | 7.37 | 21.0000 | 1.452 |
| 95 | 7.000 | 15.000 | 9.121 | 4.000 | 26.952 | 27.780 | 0.526799 | 7.32 | 21.0000 | 1.453 |
| 96 | 5.000 | 12.000 | 6.097 | 2.000 | 18.249 | 37.615 | 0.770507 | 9.16 | 21.0000 | 1.453 |
| 97 | 3.000 | 20.000 | 13.523 | 2.000 | 19.185 | 35.677 | 0.717967 | 8.93 | 21.0000 | 1.455 |
| 98 | 6.000 | 17.000 | 10.298 | 3.000 | 23.033 | 30.522 | 0.589555 | 8.04 | 21.0000 | 1.459 |
| 99 | 6.000 | 17.000 | 13.298 | 6.000 | 32.579 | 25.141 | 0.469306 | 5.94 | 21.0000 | 1.460 |
| 100 | 7.000 | 13.000 | 9.585 | 6.000 | 32.990 | 24.942 | 0.465068 | 5.77 | 21.0000 | 1.463 |
| 101 | 7.000 | 14.000 | 10.353 | 6.000 | 33.235 | 24.860 | 0.463328 | 5.71 | 21.0000 | 1.463 |
| 102 | 6.000 | 19.000 | 13.841 | 5.000 | 30.196 | 25.940 | 0.486433 | 6.37 | 21.0000 | 1.464 |
| 103 | 6.000 | 15.000 | 7.762 | 2.000 | 18.937 | 35.452 | 0.712019 | 8.73 | 21.0000 | 1.471 |
| 104 | 7.000 | 15.000 | 11.121 | 6.000 | 33.261 | 24.689 | 0.459723 | 5.49 | 21.0000 | 1.471 |
| 105 | 5.000 | 17.000 | 9.938 | 2.000 | 18.968 | 35.267 | 0.707171 | 8.68 | 21.0000 | 1.474 |
| 106 | 7.000 | 16.000 | 10.890 | 5.000 | 30.129 | 25.661 | 0.480427 | 6.06 | 21.0000 | 1.476 |
| 107 | 6.000 | 18.000 | 14.066 | 6.000 | 32.192 | 24.919 | 0.464578 | 5.60 | 21.0000 | 1.476 |
| 108 | 7.000 | 12.000 | 8.817 | 6.000 | 32.345 | 24.828 | 0.462664 | 5.51 | 21.0000 | 1.478 |
| 109 | 7.000 | 16.000 | 11.890 | 6.000 | 33.135 | 24.427 | 0.454197 | 5.14 | 21.0000 | 1.485 |
| 110 | 7.000 | 15.000 | 8.121 | 3.000 | 22.599 | 30.044 | 0.578379 | 7.61 | 21.0000 | 1.487 |
| 111 | 6.000 | 19.000 | 14.841 | 6.000 | 31.826 | 24.683 | 0.459591 | 5.25 | 21.0000 | 1.492 |
| 112 | 4.000 | 19.000 | 12.115 | 2.000 | 18.690 | 35.001 | 0.700231 | 8.45 | 21.0000 | 1.493 |
| 113 | 7.000 | 16.000 | 9.890 | 4.000 | 26.115 | 27.160 | 0.513041 | 6.58 | 21.0000 | 1.495 |
| 114 | 7.000 | 17.000 | 12.658 | 6.000 | 32.953 | 24.062 | 0.446533 | 4.63 | 21.0000 | 1.505 |
| 115 | 6.000 | 19.000 | 12.841 | 4.000 | 25.665 | 27.185 | 0.513608 | 6.49 | 21.0000 | 1.505 |
| 116 | 6.000 | 12.000 | 5.457 | 2.000 | 17.615 | 36.651 | 0.744045 | 8.53 | 21.0000 | 1.505 |
| 117 | 6.000 | 20.000 | 14.652 | 5.000 | 29.184 | 25.356 | 0.473886 | 5.55 | 21.0000 | 1.507 |
| 118 | 5.000 | 20.000 | 13.245 | 3.000 | 21.873 | 29.948 | 0.576142 | 7.30 | 21.0000 | 1.513 |
| 119 | 7.000 | 17.000 | 11.658 | 5.000 | 29.187 | 25.158 | 0.469659 | 5.34 | 21.0000 | 1.515 |
| 120 | 6.000 | 20.000 | 15.652 | 6.000 | 31.480 | 24.316 | 0.451845 | 4.74 | 21.0000 | 1.515 |
| 121 | 7.000 | 13.000 | 5.585 | 2.000 | 18.046 | 35.211 | 0.705719 | 8.24 | 21.0000 | 1.517 |
| 122 | 6.000 | 18.000 | 11.066 | 3.000 | 21.902 | 29.662 | 0.569515 | 7.14 | 21.0000 | 1.521 |
| 123 | 6.000 | 16.000 | 8.530 | 2.000 | 18.280 | 34.356 | 0.683585 | 8.02 | 21.0000 | 1.527 |
| 124 | 7.000 | 18.000 | 13.440 | 6.000 | 32.094 | 23.661 | 0.438153 | 3.98 | 21.0000 | 1.537 |
| 125 | 7.000 | 14.000 | 6.353 | 2.000 | 17.986 | 34.321 | 0.682698 | 7.88 | 21.0000 | 1.542 |
| 126 | 5.000 | 18.000 | 10.707 | 2.000 | 18.051 | 34.164 | 0.678675 | 7.85 | 21.0000 | 1.543 |
| 127 | 7.000 | 17.000 | 10.658 | 4.000 | 25.053 | 26.512 | 0.498850 | 5.78 | 21.0000 | 1.546 |

02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口:対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|-------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 128 | 7.000 | 16.000 | 8.890 | 3.000 | 21.637 | 29.150 | 0.557727 | 6.75 | 21.0000 | 1.547 |
| 129 | 7.000 | 14.000 | 11.353 | 7.000 | 33.828 | 22.902 | 0.422457 | 3.10 | 21.0000 | 1.551 |
| 130 | 7.000 | 15.000 | 12.121 | 7.000 | 33.810 | 22.871 | 0.421827 | 3.05 | 21.0000 | 1.553 |
| 131 | 7.000 | 13.000 | 10.585 | 7.000 | 33.605 | 22.869 | 0.421779 | 3.03 | 21.0000 | 1.556 |
| 132 | 7.000 | 18.000 | 12.440 | 5.000 | 28.187 | 24.627 | 0.458406 | 4.59 | 21.0000 | 1.558 |
| 133 | 3.000 | 12.000 | 7.378 | 2.000 | 16.274 | 37.562 | 0.769053 | 8.16 | 21.0000 | 1.558 |
| 134 | 6.000 | 20.000 | 13.652 | 4.000 | 24.608 | 26.469 | 0.497899 | 5.64 | 21.0000 | 1.559 |
| 135 | 7.000 | 16.000 | 12.890 | 7.000 | 33.601 | 22.777 | 0.419897 | 2.89 | 21.0000 | 1.561 |
| 136 | 8.000 | 13.000 | 6.945 | 4.000 | 24.750 | 26.310 | 0.494453 | 5.54 | 21.0000 | 1.562 |
| 137 | 7.000 | 12.000 | 4.817 | 2.000 | 17.126 | 35.288 | 0.707730 | 7.84 | 21.0000 | 1.562 |
| 138 | 4.000 | 20.000 | 12.883 | 2.000 | 17.669 | 34.002 | 0.674556 | 7.62 | 21.0000 | 1.566 |
| 139 | 8.000 | 13.000 | 7.945 | 5.000 | 28.046 | 24.505 | 0.455824 | 4.43 | 21.0000 | 1.567 |
| 140 | 8.000 | 12.000 | 6.177 | 4.000 | 24.331 | 26.373 | 0.495812 | 5.50 | 21.0000 | 1.570 |
| 141 | 7.000 | 17.000 | 13.658 | 7.000 | 33.273 | 22.643 | 0.417135 | 2.66 | 21.0000 | 1.573 |
| 142 | 7.000 | 12.000 | 9.817 | 7.000 | 33.009 | 22.697 | 0.418253 | 2.72 | 21.0000 | 1.574 |
| 143 | 7.000 | 19.000 | 14.268 | 6.000 | 31.250 | 23.182 | 0.428235 | 3.24 | 21.0000 | 1.575 |
| 144 | 8.000 | 14.000 | 8.713 | 5.000 | 27.953 | 24.317 | 0.451883 | 4.21 | 21.0000 | 1.577 |
| 145 | 8.000 | 12.000 | 7.177 | 5.000 | 27.575 | 24.443 | 0.454517 | 4.29 | 21.0000 | 1.579 |
| 146 | 8.000 | 13.000 | 8.945 | 6.000 | 31.095 | 23.126 | 0.427083 | 3.15 | 21.0000 | 1.580 |
| 147 | 8.000 | 13.000 | 5.945 | 3.000 | 21.007 | 28.812 | 0.550031 | 6.35 | 21.0000 | 1.580 |
| 148 | 8.000 | 14.000 | 7.713 | 4.000 | 24.505 | 25.942 | 0.486478 | 5.17 | 21.0000 | 1.583 |
| 149 | 8.000 | 14.000 | 9.713 | 6.000 | 31.121 | 23.036 | 0.425219 | 3.03 | 21.0000 | 1.584 |
| 150 | 8.000 | 12.000 | 5.177 | 3.000 | 20.649 | 29.043 | 0.555295 | 6.38 | 21.0000 | 1.585 |
| 151 | 7.000 | 18.000 | 14.440 | 7.000 | 32.852 | 22.449 | 0.413163 | 2.33 | 21.0000 | 1.590 |
| 152 | 6.000 | 19.000 | 11.841 | 3.000 | 20.714 | 28.766 | 0.548983 | 6.24 | 21.0000 | 1.592 |
| 153 | 8.000 | 12.000 | 8.177 | 6.000 | 30.566 | 23.018 | 0.424843 | 2.95 | 21.0000 | 1.595 |
| 154 | 8.000 | 15.000 | 10.481 | 6.000 | 30.782 | 22.819 | 0.420755 | 2.70 | 21.0000 | 1.601 |
| 155 | 7.000 | 18.000 | 11.440 | 4.000 | 23.990 | 25.827 | 0.484007 | 4.97 | 21.0000 | 1.602 |
| 156 | 8.000 | 15.000 | 9.481 | 5.000 | 27.466 | 23.981 | 0.444838 | 3.77 | 21.0000 | 1.603 |
| 157 | 6.000 | 17.000 | 9.298 | 2.000 | 17.343 | 33.182 | 0.653943 | 7.17 | 21.0000 | 1.604 |
| 158 | 7.000 | 19.000 | 13.268 | 5.000 | 27.256 | 24.036 | 0.445988 | 3.80 | 21.0000 | 1.605 |
| 159 | 7.000 | 15.000 | 7.121 | 2.000 | 17.319 | 33.138 | 0.652832 | 7.14 | 21.0000 | 1.607 |
| 160 | 7.000 | 19.000 | 15.268 | 7.000 | 32.431 | 22.175 | 0.407585 | 1.89 | 21.0000 | 1.611 |
| 161 | 8.000 | 14.000 | 10.713 | 7.000 | 33.198 | 21.959 | 0.403199 | 1.60 | 21.0000 | 1.612 |
| 162 | 8.000 | 14.000 | 6.713 | 3.000 | 20.663 | 28.225 | 0.536767 | 5.89 | 21.0000 | 1.613 |
| 163 | 7.000 | 20.000 | 15.130 | 6.000 | 30.488 | 22.700 | 0.418317 | 2.52 | 21.0000 | 1.613 |
| 164 | 7.000 | 17.000 | 9.658 | 3.000 | 20.512 | 28.267 | 0.537713 | 5.87 | 21.0000 | 1.617 |
| 165 | 8.000 | 13.000 | 9.945 | 7.000 | 32.927 | 21.946 | 0.402940 | 1.56 | 21.0000 | 1.617 |
| 166 | 8.000 | 15.000 | 11.481 | 7.000 | 33.170 | 21.857 | 0.401130 | 1.43 | 21.0000 | 1.619 |
| 167 | 8.000 | 15.000 | 8.481 | 4.000 | 23.868 | 25.431 | 0.475489 | 4.60 | 21.0000 | 1.622 |
| 168 | 5.000 | 19.000 | 11.475 | 2.000 | 16.998 | 33.113 | 0.652217 | 7.00 | 21.0000 | 1.624 |
| 169 | 8.000 | 16.000 | 11.250 | 6.000 | 30.162 | 22.521 | 0.414647 | 2.24 | 21.0000 | 1.628 |
| 170 | 8.000 | 16.000 | 12.250 | 7.000 | 33.005 | 21.680 | 0.397536 | 1.14 | 21.0000 | 1.631 |

02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口:対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 171 | 8.000 | 12.000 | 9.177 | 7.000 | 32.313 | 21.805 | 0.400078 | 1.31 | 21.0000 | 1.634 |
| 172 | 7.000 | 20.000 | 16.130 | 7.000 | 31.989 | 21.845 | 0.400886 | 1.36 | 21.0000 | 1.637 |
| 173 | 8.000 | 16.000 | 10.250 | 5.000 | 26.696 | 23.553 | 0.435918 | 3.19 | 21.0000 | 1.641 |
| 174 | 8.000 | 17.000 | 13.046 | 7.000 | 32.724 | 21.419 | 0.392270 | 0.71 | 21.0000 | 1.651 |
| 175 | 7.000 | 20.000 | 14.130 | 5.000 | 26.428 | 23.432 | 0.433396 | 3.03 | 21.0000 | 1.653 |
| 176 | 8.000 | 17.000 | 12.046 | 6.000 | 29.459 | 22.152 | 0.407109 | 1.69 | 21.0000 | 1.661 |
| 177 | 7.000 | 19.000 | 12.268 | 4.000 | 22.996 | 25.085 | 0.468115 | 4.14 | 21.0000 | 1.662 |
| 178 | 8.000 | 13.000 | 4.945 | 2.000 | 16.505 | 32.560 | 0.638542 | 6.59 | 21.0000 | 1.667 |
| 179 | 6.000 | 20.000 | 12.652 | 3.000 | 19.623 | 27.842 | 0.528186 | 5.37 | 21.0000 | 1.667 |
| 180 | 8.000 | 15.000 | 7.481 | 3.000 | 19.859 | 27.411 | 0.518602 | 5.16 | 21.0000 | 1.674 |
| 181 | 8.000 | 16.000 | 9.250 | 4.000 | 22.965 | 24.833 | 0.462758 | 3.92 | 21.0000 | 1.675 |
| 182 | 8.000 | 18.000 | 13.896 | 7.000 | 32.321 | 21.078 | 0.385436 | 0.14 | 21.0000 | 1.678 |
| 183 | 8.000 | 17.000 | 11.046 | 5.000 | 25.860 | 23.057 | 0.425653 | 2.54 | 21.0000 | 1.685 |
| 184 | 8.000 | 12.000 | 4.177 | 2.000 | 15.977 | 33.007 | 0.649590 | 6.54 | 21.0000 | 1.686 |
| 185 | 8.000 | 14.000 | 11.713 | 8.000 | 33.810 | 20.575 | 0.375387 | -0.76 | 21.0000 | 1.688 |
| 186 | 8.000 | 15.000 | 12.481 | 8.000 | 33.809 | 20.567 | 0.375214 | -0.77 | 21.0000 | 1.689 |
| 187 | 7.000 | 16.000 | 7.890 | 2.000 | 16.380 | 31.886 | 0.622114 | 6.28 | 21.0000 | 1.693 |
| 188 | 8.000 | 16.000 | 13.250 | 8.000 | 33.646 | 20.513 | 0.374141 | -0.87 | 21.0000 | 1.695 |
| 189 | 7.000 | 18.000 | 10.440 | 3.000 | 19.351 | 27.363 | 0.517535 | 5.00 | 21.0000 | 1.696 |
| 190 | 8.000 | 13.000 | 10.945 | 8.000 | 33.560 | 20.501 | 0.373903 | -0.89 | 21.0000 | 1.697 |
| 191 | 8.000 | 18.000 | 12.896 | 6.000 | 28.803 | 21.714 | 0.398232 | 1.04 | 21.0000 | 1.698 |
| 192 | 6.000 | 18.000 | 10.066 | 2.000 | 16.222 | 32.026 | 0.625496 | 6.27 | 21.0000 | 1.698 |
| 193 | 8.000 | 17.000 | 14.046 | 8.000 | 33.335 | 20.376 | 0.371429 | -1.11 | 21.0000 | 1.708 |
| 194 | 8.000 | 19.000 | 14.782 | 7.000 | 31.791 | 20.703 | 0.377922 | -0.49 | 21.0000 | 1.709 |
| 195 | 8.000 | 12.000 | 10.177 | 8.000 | 32.960 | 20.300 | 0.369901 | -1.24 | 21.0000 | 1.718 |
| 196 | 5.000 | 20.000 | 12.245 | 2.000 | 15.890 | 32.047 | 0.626001 | 6.15 | 21.0000 | 1.718 |
| 197 | 8.000 | 14.000 | 5.713 | 2.000 | 16.132 | 31.497 | 0.612732 | 6.03 | 21.0000 | 1.719 |
| 198 | 7.000 | 20.000 | 13.130 | 4.000 | 22.118 | 24.327 | 0.452083 | 3.34 | 21.0000 | 1.724 |
| 199 | 8.000 | 18.000 | 14.896 | 8.000 | 33.000 | 20.164 | 0.367224 | -1.49 | 21.0000 | 1.727 |
| 200 | 8.000 | 18.000 | 11.896 | 5.000 | 25.089 | 22.476 | 0.413720 | 1.82 | 21.0000 | 1.735 |
| 201 | 8.000 | 17.000 | 10.046 | 4.000 | 21.987 | 24.158 | 0.448541 | 3.18 | 21.0000 | 1.736 |
| 202 | 8.000 | 19.000 | 13.782 | 6.000 | 28.188 | 21.248 | 0.388847 | 0.37 | 21.0000 | 1.738 |
| 203 | 8.000 | 20.000 | 15.693 | 7.000 | 31.284 | 20.323 | 0.370362 | -1.14 | 21.0000 | 1.742 |
| 204 | 8.000 | 16.000 | 8.250 | 3.000 | 18.833 | 26.553 | 0.499730 | 4.37 | 21.0000 | 1.750 |
| 205 | 8.000 | 19.000 | 15.782 | 8.000 | 32.618 | 19.897 | 0.361927 | -1.97 | 21.0000 | 1.751 |
| 206 | 8.000 | 20.000 | 14.693 | 6.000 | 27.636 | 20.783 | 0.379535 | -0.31 | 21.0000 | 1.778 |
| 207 | 7.000 | 19.000 | 11.268 | 3.000 | 18.351 | 26.408 | 0.496581 | 4.17 | 21.0000 | 1.778 |
| 208 | 8.000 | 20.000 | 16.693 | 8.000 | 32.215 | 19.602 | 0.356117 | -2.50 | 21.0000 | 1.778 |
| 209 | 8.000 | 19.000 | 12.782 | 5.000 | 24.409 | 21.899 | 0.401970 | 1.10 | 21.0000 | 1.785 |
| 210 | 9.000 | 14.000 | 10.073 | 7.000 | 30.038 | 20.003 | 0.364023 | -1.63 | 21.0000 | 1.785 |
| 211 | 9.000 | 14.000 | 9.073 | 6.000 | 27.171 | 20.805 | 0.379965 | -0.27 | 21.0000 | 1.786 |
| 212 | 9.000 | 13.000 | 8.305 | 6.000 | 27.093 | 20.826 | 0.380379 | -0.24 | 21.0000 | 1.787 |
| 213 | 9.000 | 13.000 | 7.305 | 5.000 | 24.263 | 21.925 | 0.402513 | 1.13 | 21.0000 | 1.787 |

02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口:対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|-------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 214 | 9.000 | 13.000 | 9.305 | 7.000 | 29.858 | 19.961 | 0.363197 | -1.69 | 21.0000 | 1.791 |
| 215 | 9.000 | 15.000 | 10.842 | 7.000 | 29.870 | 19.926 | 0.362499 | -1.76 | 21.0000 | 1.793 |
| 216 | 9.000 | 14.000 | 8.073 | 5.000 | 24.178 | 21.825 | 0.400468 | 1.01 | 21.0000 | 1.795 |
| 217 | 9.000 | 15.000 | 11.842 | 8.000 | 32.424 | 19.321 | 0.350602 | -3.07 | 21.0000 | 1.795 |
| 218 | 9.000 | 14.000 | 11.073 | 8.000 | 32.361 | 19.335 | 0.350875 | -3.04 | 21.0000 | 1.795 |
| 219 | 9.000 | 13.000 | 6.305 | 4.000 | 21.282 | 23.453 | 0.433845 | 2.46 | 21.0000 | 1.795 |
| 220 | 7.000 | 17.000 | 8.658 | 2.000 | 15.295 | 30.692 | 0.593573 | 5.41 | 21.0000 | 1.796 |
| 221 | 8.000 | 18.000 | 10.896 | 4.000 | 21.156 | 23.439 | 0.433555 | 2.43 | 21.0000 | 1.800 |
| 222 | 9.000 | 15.000 | 9.842 | 6.000 | 26.859 | 20.652 | 0.376903 | -0.49 | 21.0000 | 1.803 |
| 223 | 9.000 | 16.000 | 12.665 | 8.000 | 32.332 | 19.199 | 0.348224 | -3.30 | 21.0000 | 1.805 |
| 224 | 6.000 | 19.000 | 10.841 | 2.000 | 15.057 | 30.890 | 0.598251 | 5.40 | 21.0000 | 1.806 |
| 225 | 9.000 | 13.000 | 10.305 | 8.000 | 32.053 | 19.250 | 0.349206 | -3.18 | 21.0000 | 1.806 |
| 226 | 9.000 | 12.000 | 6.536 | 5.000 | 23.769 | 21.786 | 0.399697 | 0.95 | 21.0000 | 1.809 |
| 227 | 9.000 | 16.000 | 11.665 | 7.000 | 29.574 | 19.723 | 0.358504 | -2.09 | 21.0000 | 1.812 |
| 228 | 9.000 | 12.000 | 5.536 | 4.000 | 20.884 | 23.383 | 0.432383 | 2.35 | 21.0000 | 1.812 |
| 229 | 9.000 | 12.000 | 7.536 | 6.000 | 26.505 | 20.606 | 0.376001 | -0.55 | 21.0000 | 1.814 |
| 230 | 8.000 | 15.000 | 6.481 | 2.000 | 15.216 | 30.228 | 0.582662 | 5.20 | 21.0000 | 1.816 |
| 231 | 9.000 | 14.000 | 7.073 | 4.000 | 21.004 | 23.173 | 0.428053 | 2.17 | 21.0000 | 1.819 |
| 232 | 9.000 | 12.000 | 8.536 | 7.000 | 29.166 | 19.726 | 0.358563 | -2.05 | 21.0000 | 1.819 |
| 233 | 9.000 | 17.000 | 13.546 | 8.000 | 32.150 | 18.997 | 0.344265 | -3.69 | 21.0000 | 1.823 |
| 234 | 9.000 | 13.000 | 5.305 | 3.000 | 18.053 | 25.629 | 0.479741 | 3.61 | 21.0000 | 1.824 |
| 235 | 9.000 | 15.000 | 8.842 | 5.000 | 23.693 | 21.542 | 0.394751 | 0.66 | 21.0000 | 1.825 |
| 236 | 9.000 | 16.000 | 10.665 | 6.000 | 26.428 | 20.363 | 0.371157 | -0.90 | 21.0000 | 1.831 |
| 237 | 9.000 | 12.000 | 4.536 | 3.000 | 17.795 | 25.693 | 0.481117 | 3.60 | 21.0000 | 1.834 |
| 238 | 9.000 | 12.000 | 9.536 | 8.000 | 31.319 | 19.005 | 0.344418 | -3.58 | 21.0000 | 1.835 |
| 239 | 8.000 | 20.000 | 13.693 | 5.000 | 23.778 | 21.319 | 0.390268 | 0.40 | 21.0000 | 1.836 |
| 240 | 9.000 | 17.000 | 12.546 | 7.000 | 29.290 | 19.448 | 0.353103 | -2.55 | 21.0000 | 1.837 |
| 241 | 8.000 | 17.000 | 9.046 | 3.000 | 17.747 | 25.618 | 0.479500 | 3.54 | 21.0000 | 1.840 |
| 242 | 9.000 | 18.000 | 14.462 | 8.000 | 31.907 | 18.747 | 0.339387 | -4.18 | 21.0000 | 1.846 |
| 243 | 9.000 | 15.000 | 12.842 | 9.000 | 33.229 | 18.462 | 0.333859 | -4.97 | 21.0000 | 1.849 |
| 244 | 9.000 | 16.000 | 13.665 | 9.000 | 33.181 | 18.409 | 0.332833 | -5.08 | 21.0000 | 1.854 |
| 245 | 9.000 | 14.000 | 12.073 | 9.000 | 33.146 | 18.416 | 0.332964 | -5.06 | 21.0000 | 1.854 |
| 246 | 7.000 | 20.000 | 12.130 | 3.000 | 17.447 | 25.420 | 0.475268 | 3.36 | 21.0000 | 1.864 |
| 247 | 9.000 | 18.000 | 13.462 | 7.000 | 29.021 | 19.139 | 0.347039 | -3.07 | 21.0000 | 1.865 |
| 248 | 9.000 | 17.000 | 11.546 | 6.000 | 26.045 | 19.978 | 0.363526 | -1.45 | 21.0000 | 1.866 |
| 249 | 9.000 | 16.000 | 9.665 | 5.000 | 23.131 | 21.120 | 0.386268 | 0.15 | 21.0000 | 1.867 |
| 250 | 9.000 | 15.000 | 7.842 | 4.000 | 20.335 | 22.701 | 0.418336 | 1.68 | 21.0000 | 1.868 |
| 251 | 9.000 | 13.000 | 11.305 | 9.000 | 32.826 | 18.295 | 0.330616 | -5.28 | 21.0000 | 1.868 |
| 252 | 8.000 | 19.000 | 11.782 | 4.000 | 20.383 | 22.662 | 0.417526 | 1.65 | 21.0000 | 1.869 |
| 253 | 9.000 | 17.000 | 14.546 | 9.000 | 33.007 | 18.248 | 0.329717 | -5.42 | 21.0000 | 1.870 |
| 254 | 9.000 | 19.000 | 15.400 | 8.000 | 31.604 | 18.481 | 0.334234 | -4.69 | 21.0000 | 1.872 |
| 255 | 9.000 | 14.000 | 6.073 | 3.000 | 17.573 | 25.049 | 0.467359 | 3.14 | 21.0000 | 1.874 |
| 256 | 9.000 | 18.000 | 15.462 | 9.000 | 32.784 | 18.050 | 0.325882 | -5.83 | 21.0000 | 1.889 |

02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口:対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|--------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 257 | 9.000 | 19.000 | 14.400 | 7.000 | 28.724 | 18.815 | 0.340711 | -3.63 | 21.0000 | 1.895 |
| 258 | 9.000 | 12.000 | 10.536 | 9.000 | 32.177 | 18.068 | 0.326236 | -5.68 | 21.0000 | 1.897 |
| 259 | 9.000 | 20.000 | 16.352 | 8.000 | 31.297 | 18.215 | 0.329077 | -5.21 | 21.0000 | 1.898 |
| 260 | 9.000 | 18.000 | 12.462 | 6.000 | 25.644 | 19.578 | 0.355654 | -2.03 | 21.0000 | 1.903 |
| 261 | 9.000 | 19.000 | 16.400 | 9.000 | 32.510 | 17.823 | 0.321500 | -6.30 | 21.0000 | 1.912 |
| 262 | 9.000 | 17.000 | 10.546 | 5.000 | 22.615 | 20.622 | 0.376315 | -0.45 | 21.0000 | 1.914 |
| 263 | 6.000 | 20.000 | 11.652 | 2.000 | 14.099 | 29.709 | 0.570589 | 4.62 | 21.0000 | 1.914 |
| 264 | 9.000 | 12.000 | 3.536 | 2.000 | 14.122 | 29.578 | 0.567566 | 4.58 | 21.0000 | 1.917 |
| 265 | 7.000 | 18.000 | 9.440 | 2.000 | 14.118 | 29.455 | 0.564734 | 4.53 | 21.0000 | 1.921 |
| 266 | 9.000 | 13.000 | 4.305 | 2.000 | 14.293 | 28.991 | 0.554109 | 4.40 | 21.0000 | 1.923 |
| 267 | 9.000 | 20.000 | 15.352 | 7.000 | 28.407 | 18.481 | 0.334232 | -4.21 | 21.0000 | 1.927 |
| 268 | 9.000 | 16.000 | 8.665 | 4.000 | 19.647 | 22.095 | 0.405964 | 1.07 | 21.0000 | 1.929 |
| 269 | 8.000 | 18.000 | 9.896 | 3.000 | 16.844 | 24.608 | 0.458002 | 2.73 | 21.0000 | 1.932 |
| 270 | 8.000 | 20.000 | 12.693 | 4.000 | 19.698 | 21.944 | 0.402892 | 0.94 | 21.0000 | 1.935 |
| 271 | 9.000 | 20.000 | 17.352 | 9.000 | 32.207 | 17.581 | 0.316849 | -6.81 | 21.0000 | 1.938 |
| 272 | 8.000 | 16.000 | 7.250 | 2.000 | 14.093 | 28.942 | 0.552982 | 4.32 | 21.0000 | 1.940 |
| 273 | 9.000 | 19.000 | 13.400 | 6.000 | 25.283 | 19.168 | 0.347615 | -2.63 | 21.0000 | 1.942 |
| 274 | 9.000 | 15.000 | 6.842 | 3.000 | 16.730 | 24.318 | 0.451891 | 2.52 | 21.0000 | 1.952 |
| 275 | 9.000 | 18.000 | 11.462 | 5.000 | 22.126 | 20.084 | 0.365629 | -1.10 | 21.0000 | 1.965 |
| 276 | 9.000 | 20.000 | 14.352 | 6.000 | 24.888 | 18.752 | 0.339491 | -3.25 | 21.0000 | 1.984 |
| 277 | 9.000 | 17.000 | 9.546 | 4.000 | 18.987 | 21.398 | 0.391853 | 0.39 | 21.0000 | 1.997 |
| 278 | 10.000 | 15.000 | 12.311 | 9.000 | 31.254 | 16.993 | 0.305604 | -8.00 | 21.0000 | 2.006 |
| 279 | 10.000 | 16.000 | 13.238 | 9.000 | 31.396 | 16.931 | 0.304409 | -8.19 | 21.0000 | 2.010 |
| 280 | 10.000 | 14.000 | 11.441 | 9.000 | 30.960 | 16.959 | 0.304939 | -8.01 | 21.0000 | 2.014 |
| 281 | 9.000 | 19.000 | 12.400 | 5.000 | 21.657 | 19.552 | 0.355139 | -1.75 | 21.0000 | 2.017 |
| 282 | 10.000 | 17.000 | 14.192 | 9.000 | 31.433 | 16.825 | 0.302396 | -8.46 | 21.0000 | 2.019 |
| 283 | 9.000 | 14.000 | 5.073 | 2.000 | 13.604 | 27.861 | 0.528597 | 3.73 | 21.0000 | 2.019 |
| 284 | 10.000 | 15.000 | 11.311 | 8.000 | 28.643 | 17.308 | 0.311619 | -6.64 | 21.0000 | 2.023 |
| 285 | 8.000 | 19.000 | 10.782 | 3.000 | 16.047 | 23.629 | 0.437488 | 1.97 | 21.0000 | 2.025 |
| 286 | 10.000 | 16.000 | 12.238 | 8.000 | 28.865 | 17.214 | 0.309827 | -6.89 | 21.0000 | 2.027 |
| 287 | 10.000 | 14.000 | 10.441 | 8.000 | 28.344 | 17.305 | 0.311556 | -6.57 | 21.0000 | 2.029 |
| 288 | 10.000 | 18.000 | 15.161 | 9.000 | 31.347 | 16.666 | 0.299370 | -8.84 | 21.0000 | 2.036 |
| 289 | 10.000 | 13.000 | 10.664 | 9.000 | 30.519 | 16.798 | 0.301872 | -8.28 | 21.0000 | 2.037 |
| 290 | 10.000 | 17.000 | 13.192 | 8.000 | 28.993 | 17.065 | 0.306979 | -7.26 | 21.0000 | 2.039 |
| 291 | 10.000 | 15.000 | 13.311 | 10.000 | 32.284 | 16.464 | 0.295522 | -9.65 | 21.0000 | 2.042 |
| 292 | 7.000 | 19.000 | 10.268 | 2.000 | 13.165 | 28.146 | 0.534972 | 3.72 | 21.0000 | 2.046 |
| 293 | 10.000 | 16.000 | 14.238 | 10.000 | 32.416 | 16.394 | 0.294203 | -9.87 | 21.0000 | 2.047 |
| 294 | 10.000 | 14.000 | 9.441 | 7.000 | 25.636 | 17.734 | 0.319803 | -5.13 | 21.0000 | 2.049 |
| 295 | 10.000 | 15.000 | 10.311 | 7.000 | 25.811 | 17.676 | 0.318686 | -5.27 | 21.0000 | 2.050 |
| 296 | 10.000 | 13.000 | 9.664 | 8.000 | 27.961 | 17.154 | 0.308672 | -6.81 | 21.0000 | 2.050 |
| 297 | 10.000 | 14.000 | 12.441 | 10.000 | 32.001 | 16.425 | 0.294781 | -9.67 | 21.0000 | 2.050 |
| 298 | 9.000 | 16.000 | 7.665 | 3.000 | 15.837 | 23.367 | 0.432052 | 1.77 | 21.0000 | 2.051 |
| 299 | 10.000 | 18.000 | 14.161 | 8.000 | 29.040 | 16.891 | 0.303657 | -7.67 | 21.0000 | 2.054 |

02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口:対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C_0 (kN/m^2) | $C=0$ の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 登録 C, ϕ による 参考 F_s |
|-----|--------|--------|---------------|-------------|--|-----------------------|---------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | ϕ_0 ($^\circ$) | $\tan \phi_0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 300 | 10.000 | 19.000 | 16.139 | 9.000 | 31.189 | 16.490 | 0.296026 | -9.25 | 21.0000 | 2.056 |
| 301 | 10.000 | 17.000 | 15.192 | 10.000 | 32.433 | 16.272 | 0.291897 | -10.21 | 21.0000 | 2.059 |
| 302 | 10.000 | 16.000 | 11.238 | 7.000 | 25.917 | 17.526 | 0.315801 | -5.58 | 21.0000 | 2.061 |
| 303 | 9.000 | 18.000 | 10.462 | 4.000 | 18.419 | 20.699 | 0.377846 | -0.29 | 21.0000 | 2.066 |
| 304 | 10.000 | 13.000 | 8.664 | 7.000 | 25.363 | 17.614 | 0.317489 | -5.30 | 21.0000 | 2.066 |
| 305 | 9.000 | 20.000 | 13.352 | 5.000 | 21.228 | 19.048 | 0.345260 | -2.37 | 21.0000 | 2.069 |
| 306 | 10.000 | 19.000 | 15.139 | 8.000 | 29.039 | 16.699 | 0.299997 | -8.11 | 21.0000 | 2.073 |
| 307 | 10.000 | 13.000 | 11.664 | 10.000 | 31.559 | 16.249 | 0.291451 | -10.00 | 21.0000 | 2.075 |
| 308 | 10.000 | 14.000 | 8.441 | 6.000 | 22.875 | 18.274 | 0.330213 | -3.71 | 21.0000 | 2.077 |
| 309 | 10.000 | 17.000 | 12.192 | 7.000 | 25.961 | 17.322 | 0.311891 | -5.99 | 21.0000 | 2.078 |
| 310 | 8.000 | 17.000 | 8.046 | 2.000 | 12.965 | 27.594 | 0.522648 | 3.45 | 21.0000 | 2.085 |
| 311 | 10.000 | 12.000 | 9.896 | 9.000 | 29.655 | 16.454 | 0.295334 | -8.88 | 21.0000 | 2.086 |
| 312 | 10.000 | 13.000 | 7.664 | 6.000 | 22.720 | 18.200 | 0.328783 | -3.80 | 21.0000 | 2.088 |
| 313 | 10.000 | 15.000 | 9.311 | 6.000 | 22.906 | 18.131 | 0.327441 | -3.94 | 21.0000 | 2.088 |
| 314 | 10.000 | 20.000 | 16.122 | 8.000 | 28.958 | 16.493 | 0.296074 | -8.58 | 21.0000 | 2.094 |
| 315 | 10.000 | 12.000 | 8.896 | 8.000 | 27.132 | 16.824 | 0.302373 | -7.31 | 21.0000 | 2.098 |
| 316 | 10.000 | 18.000 | 13.161 | 7.000 | 25.915 | 17.088 | 0.307404 | -6.44 | 21.0000 | 2.100 |
| 317 | 10.000 | 16.000 | 10.238 | 6.000 | 22.911 | 17.890 | 0.322803 | -4.33 | 21.0000 | 2.108 |
| 318 | 10.000 | 12.000 | 10.896 | 10.000 | 30.804 | 15.966 | 0.286111 | -10.52 | 21.0000 | 2.116 |
| 319 | 10.000 | 12.000 | 7.896 | 7.000 | 24.563 | 17.264 | 0.310779 | -5.77 | 21.0000 | 2.117 |
| 320 | 8.000 | 20.000 | 11.693 | 3.000 | 15.351 | 22.690 | 0.418101 | 1.26 | 21.0000 | 2.118 |
| 321 | 10.000 | 13.000 | 6.664 | 5.000 | 20.044 | 18.971 | 0.343764 | -2.33 | 21.0000 | 2.118 |
| 322 | 10.000 | 14.000 | 7.441 | 5.000 | 20.052 | 18.972 | 0.343790 | -2.33 | 21.0000 | 2.118 |
| 323 | 10.000 | 19.000 | 14.139 | 7.000 | 25.824 | 16.837 | 0.302627 | -6.93 | 21.0000 | 2.126 |
| 324 | 10.000 | 17.000 | 11.192 | 6.000 | 22.838 | 17.612 | 0.317456 | -4.77 | 21.0000 | 2.134 |
| 325 | 9.000 | 19.000 | 11.400 | 4.000 | 17.882 | 20.013 | 0.364225 | -0.96 | 21.0000 | 2.137 |
| 326 | 10.000 | 15.000 | 8.311 | 5.000 | 19.955 | 18.722 | 0.338908 | -2.64 | 21.0000 | 2.141 |
| 327 | 10.000 | 12.000 | 6.896 | 6.000 | 21.996 | 17.821 | 0.321475 | -4.26 | 21.0000 | 2.142 |
| 328 | 9.000 | 17.000 | 8.546 | 3.000 | 15.081 | 22.397 | 0.412112 | 1.04 | 21.0000 | 2.152 |
| 329 | 10.000 | 20.000 | 15.122 | 7.000 | 25.678 | 16.578 | 0.297687 | -7.43 | 21.0000 | 2.155 |
| 330 | 9.000 | 15.000 | 5.842 | 2.000 | 12.577 | 26.593 | 0.500613 | 2.94 | 21.0000 | 2.161 |
| 331 | 10.000 | 13.000 | 5.664 | 4.000 | 17.296 | 20.056 | 0.365074 | -0.89 | 21.0000 | 2.164 |
| 332 | 10.000 | 18.000 | 12.161 | 6.000 | 22.724 | 17.309 | 0.311642 | -5.26 | 21.0000 | 2.165 |
| 333 | 10.000 | 12.000 | 5.896 | 5.000 | 19.405 | 18.623 | 0.336988 | -2.69 | 21.0000 | 2.171 |
| 334 | 7.000 | 20.000 | 11.130 | 2.000 | 12.348 | 26.870 | 0.506679 | 3.00 | 21.0000 | 2.173 |
| 335 | 10.000 | 16.000 | 9.238 | 5.000 | 19.786 | 18.349 | 0.331674 | -3.11 | 21.0000 | 2.177 |
| 336 | 10.000 | 14.000 | 6.441 | 4.000 | 17.078 | 19.887 | 0.361733 | -1.04 | 21.0000 | 2.187 |
| 337 | 10.000 | 19.000 | 13.139 | 6.000 | 22.525 | 16.983 | 0.305408 | -5.78 | 21.0000 | 2.201 |
| 338 | 9.000 | 20.000 | 12.352 | 4.000 | 17.381 | 19.370 | 0.351559 | -1.59 | 21.0000 | 2.208 |
| 339 | 10.000 | 12.000 | 4.896 | 4.000 | 16.799 | 19.756 | 0.359162 | -1.15 | 21.0000 | 2.211 |
| 340 | 10.000 | 17.000 | 10.192 | 5.000 | 19.577 | 17.935 | 0.323660 | -3.64 | 21.0000 | 2.220 |
| 341 | 8.000 | 18.000 | 8.896 | 2.000 | 12.059 | 26.202 | 0.492111 | 2.66 | 21.0000 | 2.230 |
| 342 | 10.000 | 15.000 | 7.311 | 4.000 | 16.817 | 19.455 | 0.353242 | -1.45 | 21.0000 | 2.232 |

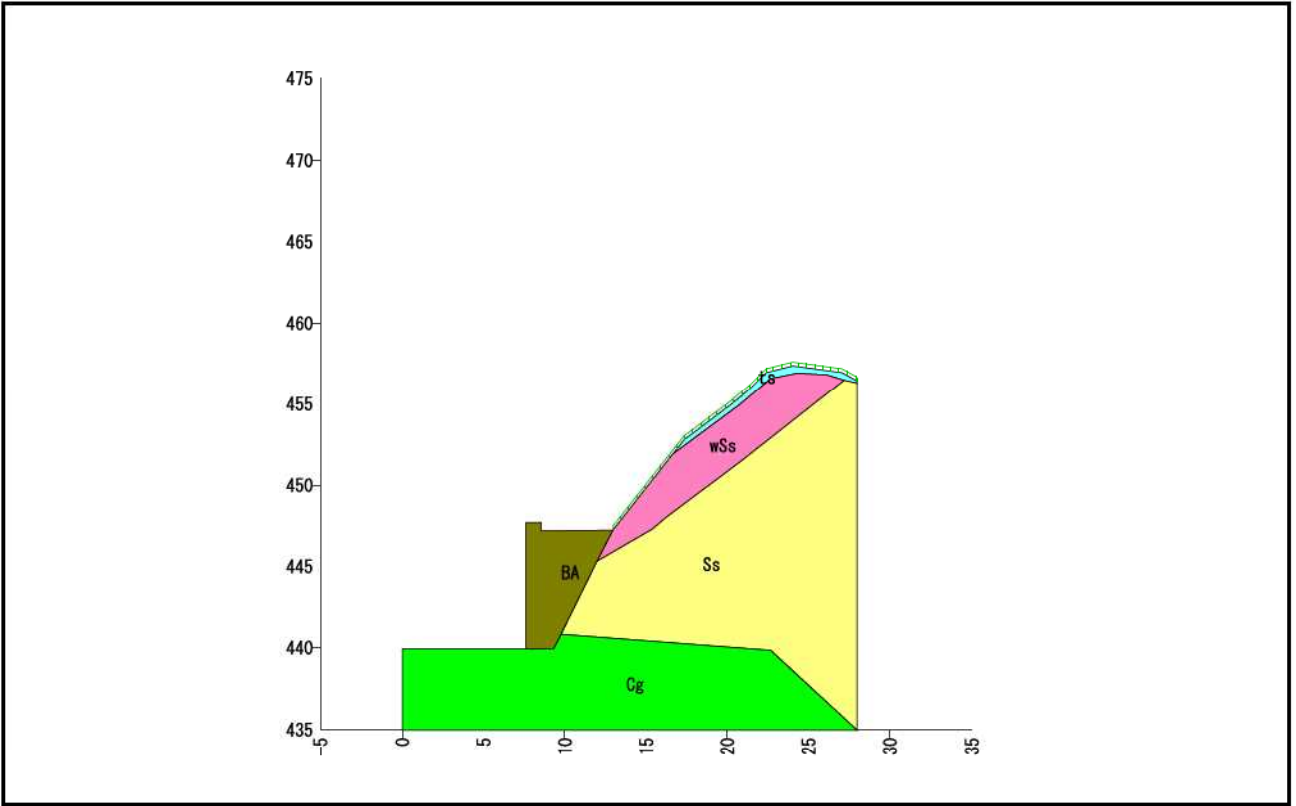
02_地盤定数逆算解析 (終点側坑口:対象地山Tb1層)

| No. | 円弧条件 | | | | $\phi=0$ の 粘着力 C0 (kN/m ²) | C=0 の内部摩擦角 | | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部 摩擦角 ϕ (°) | 登録 C, ϕ による 参考 Fs |
|-----|--------|--------|-------------|-------------|--|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | $\phi 0$ (°) | tan $\phi 0$ | | | |
| | X (m) | Y (m) | | | | | | | | |
| 343 | 10.000 | 20.000 | 14.122 | 6.000 | 22.318 | 16.667 | 0.299384 | -6.29 | 21.0000 | 2.238 |
| 344 | 10.000 | 13.000 | 4.664 | 3.000 | 14.385 | 21.606 | 0.396052 | 0.45 | 21.0000 | 2.248 |
| 345 | 9.000 | 18.000 | 9.462 | 3.000 | 14.444 | 21.439 | 0.392687 | 0.33 | 21.0000 | 2.253 |
| 346 | 10.000 | 18.000 | 11.161 | 5.000 | 19.348 | 17.520 | 0.315679 | -4.17 | 21.0000 | 2.266 |
| 347 | 10.000 | 12.000 | 3.896 | 3.000 | 14.093 | 21.372 | 0.391337 | 0.27 | 21.0000 | 2.284 |
| 348 | 10.000 | 16.000 | 8.238 | 4.000 | 16.498 | 18.881 | 0.342002 | -2.01 | 21.0000 | 2.293 |
| 349 | 10.000 | 14.000 | 5.441 | 3.000 | 13.946 | 21.181 | 0.387493 | 0.14 | 21.0000 | 2.308 |
| 350 | 10.000 | 19.000 | 12.139 | 5.000 | 19.117 | 17.122 | 0.308067 | -4.70 | 21.0000 | 2.311 |
| 351 | 9.000 | 16.000 | 6.665 | 2.000 | 11.536 | 25.156 | 0.469620 | 2.11 | 21.0000 | 2.334 |
| 352 | 10.000 | 17.000 | 9.192 | 4.000 | 16.182 | 18.309 | 0.330884 | -2.59 | 21.0000 | 2.356 |
| 353 | 9.000 | 19.000 | 10.400 | 3.000 | 13.841 | 20.532 | 0.374527 | -0.34 | 21.0000 | 2.357 |
| 354 | 10.000 | 20.000 | 13.122 | 5.000 | 18.825 | 16.715 | 0.300307 | -5.23 | 21.0000 | 2.363 |
| 355 | 8.000 | 19.000 | 9.782 | 2.000 | 11.307 | 24.869 | 0.463531 | 1.95 | 21.0000 | 2.374 |
| 356 | 10.000 | 15.000 | 6.311 | 3.000 | 13.440 | 20.392 | 0.371733 | -0.43 | 21.0000 | 2.400 |
| 357 | 10.000 | 12.000 | 2.896 | 2.000 | 11.180 | 24.400 | 0.453617 | 1.72 | 21.0000 | 2.411 |
| 358 | 10.000 | 13.000 | 3.664 | 2.000 | 11.246 | 24.160 | 0.448587 | 1.63 | 21.0000 | 2.415 |
| 359 | 10.000 | 18.000 | 10.161 | 4.000 | 15.845 | 17.736 | 0.319841 | -3.17 | 21.0000 | 2.425 |
| 360 | 9.000 | 20.000 | 11.352 | 3.000 | 13.355 | 19.709 | 0.358228 | -0.95 | 21.0000 | 2.454 |
| 361 | 10.000 | 19.000 | 11.139 | 4.000 | 15.534 | 17.228 | 0.310081 | -3.69 | 21.0000 | 2.490 |
| 362 | 10.000 | 16.000 | 7.238 | 3.000 | 12.991 | 19.550 | 0.355097 | -1.05 | 21.0000 | 2.498 |
| 363 | 9.000 | 17.000 | 7.546 | 2.000 | 10.759 | 23.711 | 0.439190 | 1.36 | 21.0000 | 2.499 |
| 364 | 8.000 | 20.000 | 10.693 | 2.000 | 10.668 | 23.619 | 0.437283 | 1.31 | 21.0000 | 2.516 |
| 365 | 10.000 | 20.000 | 12.122 | 4.000 | 15.226 | 16.719 | 0.300380 | -4.23 | 21.0000 | 2.558 |
| 366 | 10.000 | 14.000 | 4.441 | 2.000 | 10.454 | 23.131 | 0.427180 | 1.07 | 21.0000 | 2.571 |
| 367 | 10.000 | 17.000 | 8.192 | 3.000 | 12.549 | 18.729 | 0.339038 | -1.65 | 21.0000 | 2.602 |
| 368 | 9.000 | 18.000 | 8.462 | 2.000 | 10.094 | 22.350 | 0.411153 | 0.67 | 21.0000 | 2.666 |
| 369 | 10.000 | 18.000 | 9.161 | 3.000 | 12.172 | 17.965 | 0.324244 | -2.23 | 21.0000 | 2.703 |
| 370 | 10.000 | 15.000 | 5.311 | 2.000 | 9.750 | 21.751 | 0.398972 | 0.37 | 21.0000 | 2.755 |
| 371 | 10.000 | 19.000 | 10.139 | 3.000 | 11.819 | 17.269 | 0.310878 | -2.77 | 21.0000 | 2.802 |
| 372 | 9.000 | 19.000 | 9.400 | 2.000 | 9.539 | 21.138 | 0.386628 | 0.07 | 21.0000 | 2.827 |
| 373 | 10.000 | 20.000 | 11.122 | 3.000 | 11.471 | 16.639 | 0.298849 | -3.26 | 21.0000 | 2.902 |
| 374 | 10.000 | 16.000 | 6.238 | 2.000 | 9.164 | 20.366 | 0.371231 | -0.31 | 21.0000 | 2.944 |
| 375 | 9.000 | 20.000 | 10.352 | 2.000 | 9.065 | 20.065 | 0.365251 | -0.46 | 21.0000 | 2.983 |
| 376 | 10.000 | 17.000 | 7.192 | 2.000 | 8.669 | 19.166 | 0.347570 | -0.90 | 21.0000 | 3.126 |
| 377 | 10.000 | 18.000 | 8.161 | 2.000 | 8.253 | 18.122 | 0.327267 | -1.42 | 21.0000 | 3.299 |
| 378 | 10.000 | 19.000 | 9.139 | 2.000 | 7.883 | 17.159 | 0.308760 | -1.91 | 21.0000 | 3.472 |
| 379 | 10.000 | 20.000 | 10.122 | 2.000 | 7.559 | 16.355 | 0.293464 | -2.32 | 21.0000 | 3.635 |

抑止力算定

03_起点側背面法面抑止力算定

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | 円弧すべり |
| 備考 | 抑止力算定 |



| 土質定数 | | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m ³) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 | |
|------|-----|----------|--|--|----------------------------------|---------------|-------------|
| No | 地層名 | | | | | ϕ (°) | $\tan \phi$ |
| 1 | ts | 表層土 | 14.00 | 15.00 | 15.00 | 10.0000 | 0.176327 |
| 2 | wSs | 強風化凝灰質砂岩 | 17.00 | 18.00 | 1.99 | 36.0000 | 0.726543 |
| 3 | Ss | 砂岩 | 17.00 | 18.00 | 61.00 | 39.0000 | 0.809784 |
| 4 | Cg | 礫岩 | 19.00 | 20.00 | 65.00 | 39.0000 | 0.809784 |
| 5 | BA | 盛土 | 19.00 | 20.00 | 0.00 | 30.0000 | 0.577350 |

※水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m³)

03_起点側背面法面抑止力算定

| 座標の入力データ | | | | | | | | |
|----------|-------------|-----------------------------|----------------|----------------------------|----------------------|----|----|------|
| No. | 距離 X (m) | 原地形 標高Y _G (m) | 計画地形 標高Y(m) | 水位 標高Y _w (m) | すべり面 | | | ハタ上げ |
| | | | | | 標高Y _s (m) | 形状 | 強度 | |
| 1 | 0.000 | | 439.948 | | | | | |
| 2 | 7.625 | | 439.948 | | | | | |
| 3 | 7.625 | | 447.696 | | | | | |
| 4 | 8.559 | | 447.696 | | | | | |
| 5 | 8.559 | | 447.201 | | | | | |
| 6 | 12.912 | | 447.222 | | | | | |
| 7 | 16.642 | | 451.884 | | | | | |
| 8 | 17.375 | | 452.801 | | | | | |
| 9 | 20.245 | | 455.000 | | | | | |
| 10 | 21.388 | | 456.000 | | | | | |
| 11 | 22.404 | | 457.000 | | | | | |
| 12 | 24.015 | | 457.400 | | | | | |
| 13 | 27.055 | | 457.000 | | | | | |
| 14 | 27.991 | | 456.487 | | | | | |

原：原地形のハタ上げ、 計：計画地形のハタ上げ

| 地層境界線の座標 | | | | | | | | |
|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| No. | No. 1 | | No. 2 | | No. 3 | | No. 4 | |
| | 距離X (m) | 標高Y (m) | 距離X (m) | 標高Y (m) | 距離X (m) | 標高Y (m) | 距離X (m) | 標高Y (m) |
| 1 | 27.970 | 456.309 | 16.642 | 451.884 | 27.200 | 456.533 | 9.744 | 440.864 |
| 2 | 27.991 | 456.297 | 20.821 | 455.040 | 20.821 | 451.450 | 22.688 | 439.881 |
| 3 | | | 22.688 | 456.615 | 16.284 | 448.016 | 27.991 | 435.000 |
| 4 | | | 24.296 | 456.926 | 15.393 | 447.297 | | |
| 5 | | | 26.139 | 456.841 | 11.965 | 445.322 | | |
| 6 | | | 27.200 | 456.533 | | | | |
| 7 | | | 27.970 | 456.309 | | | | |

| 地層境界線の座標 | | |
|----------|---------|---------|
| No. | No. 5 | |
| | 距離X (m) | 標高Y (m) |
| 1 | 7.625 | 439.948 |
| 2 | 9.287 | 439.948 |
| 3 | 9.744 | 440.864 |
| 4 | 11.965 | 445.322 |
| 5 | 12.912 | 447.222 |

03_起点側背面法面抑止力算定

| 分布荷重データ (常時) | | | | | | |
|--------------|----------|--------|---------------------------|-------|-----------|-----------|
| 荷重名 | 作用範囲 (m) | | 分布荷重 (kN/m ²) | | 滑動力 加算 | 抵抗力 加算 |
| | 左側 X1 | 右側 X2 | 左側 q1 | 右側 q2 | | |
| 雪荷重 | 12.912 | 17.375 | 7.00 | 7.00 | ○ | ○ |
| 雪荷重2 | 17.375 | 27.991 | 14.00 | 14.00 | ○ | ○ |

1. 設計条件

(1) 補強斜面の計画安全率

本現場は永久として考え、計画安全率を設定する。

切土補強土工法設計・施工要領では下表のように示されている。

補強斜面の計画安全率

| 項目 | 計画安全率 |
|--------|--------------------------|
| 永久(長期) | $F_{sp} \geq 1.20$ |
| 仮設(短期) | $F_{sp} \geq 1.05, 1.10$ |

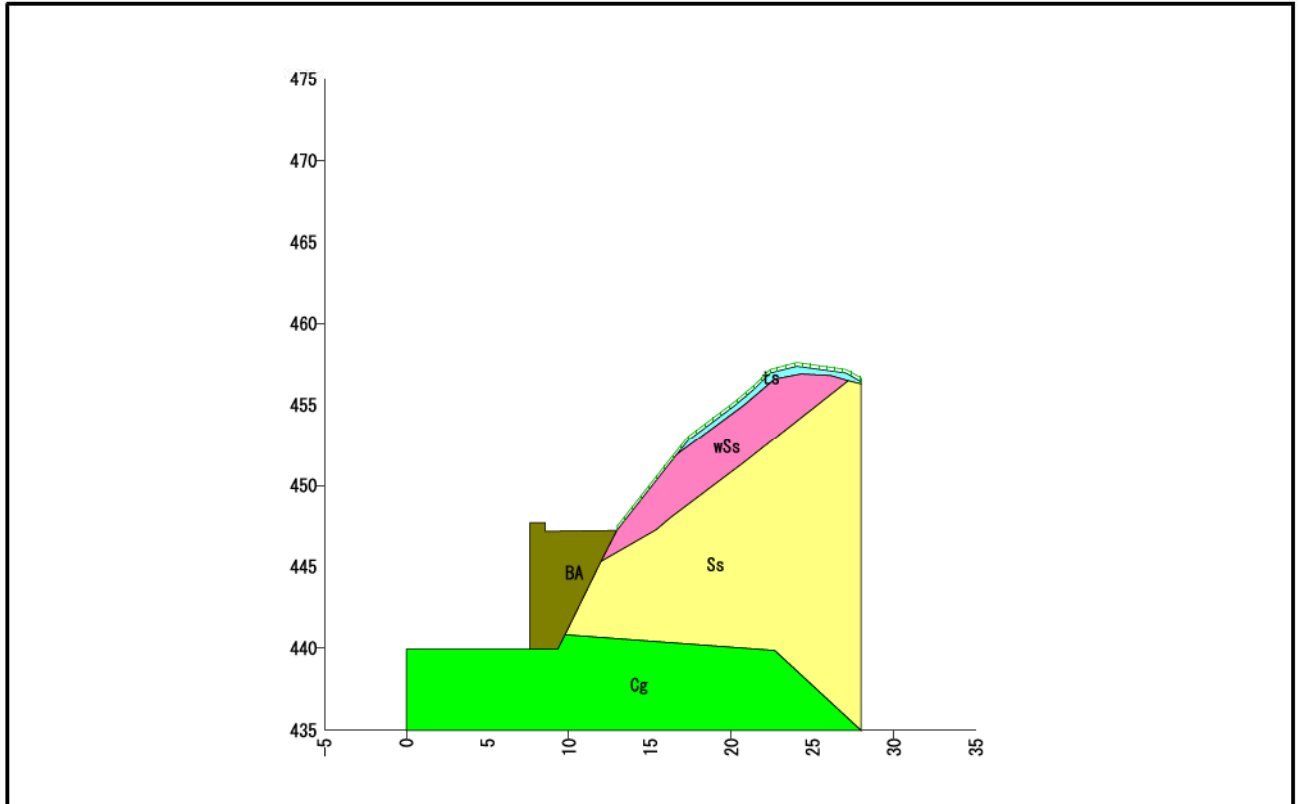
【切土補強土工法設計・施工要領 P.31】

計画安全率は、当該斜面の重要性を考慮して $F_{sp} = 1.200$ とする。

03_起点側背面法面抑止力算定

(2) 土質条件

当該斜面の地形、土質の構成と定数は以下の通りである。



土質定数

| No | 地層名 | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m ³) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 | |
|----|-----|----------|--|--|----------------------------------|--------------------------|-------------|
| | | | | | | ϕ ($^{\circ}$) | $\tan \phi$ |
| 1 | ts | 表層土 | 14.00 | 15.00 | 15.00 | 10.0000 | 0.176327 |
| 2 | wSs | 強風化凝灰質砂岩 | 17.00 | 18.00 | 1.99 | 36.0000 | 0.726543 |
| 3 | Ss | 砂岩 | 17.00 | 18.00 | 61.00 | 39.0000 | 0.809784 |
| 4 | Cg | 礫岩 | 19.00 | 20.00 | 65.00 | 39.0000 | 0.809784 |
| 5 | BA | 盛土 | 19.00 | 20.00 | 0.00 | 30.0000 | 0.577350 |

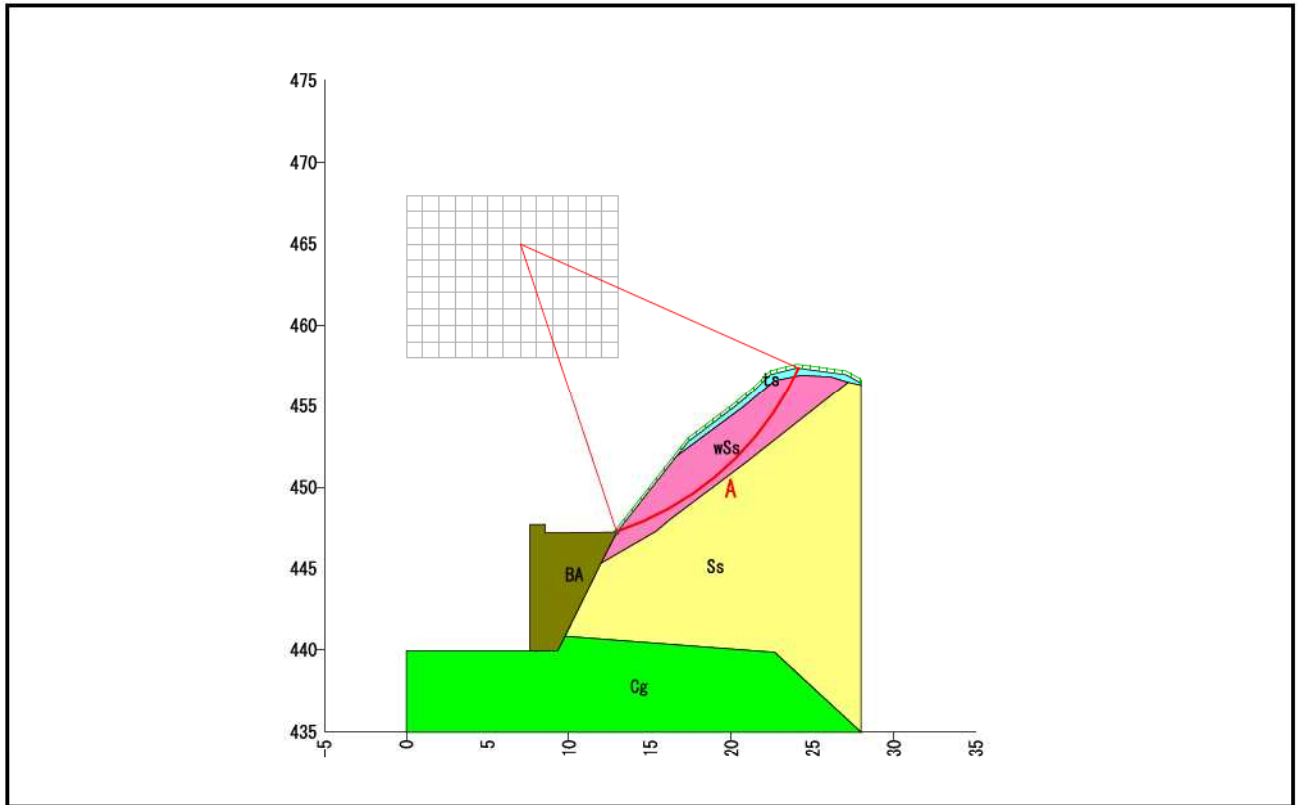
※水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m³)

03_起点側背面法面抑止力算定

2. 繰り返し円弧計算

斜面の安定性は繰り返し円弧すべりで検討した結果、以下のすべり面が最も危険と判断できる。

<円弧A>



| 安定計算結果 | | | | |
|--------|--------|-----|----------------|---------|
| 項目 | | 記号 | 単位 | 常時 |
| 計算結果 | 安全率 | Fs | — | 0.951 |
| | 計画安全率 | Fsp | — | 1.200 |
| | 必要抑止力 | Pr | kN/m | 91.1 |
| 円弧 | 中心座標 | X | m | 7.000 |
| | | Y | m | 465.000 |
| | 半径 | r | m | 18.735 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | S | kN/m | 348.51 |
| | 滑動力 | T | kN/m | 366.30 |
| | 法線力 | N | kN/m | 427.74 |
| | 間隙水圧 | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | l | m | 15.574 |
| | 面積 | A | m ² | 26.87 |

(1) 安定計算式

安定計算は、修正Fellenius法を用いて行う。

基本的に極限つり合い法を用いることとし、所要の計画安全率を確保するものとする。

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{すべり抵抗力}(\Sigma S)}{\text{滑動力}(\Sigma T)}$$

計算手法は、「スライス分割法」に基づいて、すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割し、各スライス（分割片）について力のつり合いを考えるものとする。

<常時>

$$F_s = \frac{\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)}{\Sigma T}$$

$$Pr = F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)]$$

ここで、

| | | |
|----------|---|----------------------|
| F_s | : 安全率 | |
| F_{sp} | : 計画安全率 | |
| Pr | : 必要抑止力 | (kN/m) |
| N | : スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | (m) |
| b | : スライス幅 | (m) |
| ϕ | : すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q_N | : 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q_T | : 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |

(2) 安定性の評価

<円弧A>

| スライス要素の集計表 | | 粘着力 C (kN/m ²) | すべり面長 l (m) | 法線力 N (kN/m) | 間隙水圧 U (kN/m) | 滑動力 T (kN/m) | すべり抵抗力 S (kN/m) |
|----------------|----------|-------------------------------|----------------|-----------------|------------------|-----------------|--------------------|
| 内部摩擦角 φ (°) | tan φ | | | | | | |
| 36.0000 | 0.726543 | 1.99 | 14.975 | 425.83 | 0.00 | 362.21 | 339.19 |
| 10.0000 | 0.176327 | 15.00 | 0.599 | 1.91 | 0.00 | 4.09 | 9.32 |

常時の安全率は次式を用いて計算する。

$$F_s = \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot l)}{\sum T}$$

$$= \frac{348.51}{366.30}$$

$$= 0.951$$

ここで、

- F_s : 安全率
 N : スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) (kN/m)
 U : スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) (kN/m)
 T : スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) (kN/m)
 l : スライスのすべり面長 (m)
 b : スライス幅 (m)
 ϕ : すべり面の内部摩擦角 (°)
 C : すべり面の粘着力 (kN/m²)
 W : スライス重量 (kN/m)
 θ : すべり面傾斜角 (°)
 u : 単位間隙水圧 (kN/m²)
 Q_N : 上載荷重分力(法線方向) (kN/m)
 Q_T : 上載荷重分力(接線方向) (kN/m)

(3) 必要抑止力の計算

計画安全率 $F_{sp} = 1.200$ を満足する必要抑止力を計算する。

<円弧A>

$$\begin{aligned} Pr &= F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)] \\ &= 1.200 \times 366.30 - 348.51 \\ &= 91.1 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここで、

| | | |
|----------|---|----------------------|
| F_{sp} | : 計画安全率 | |
| Pr | : 必要抑止力 | (kN/m) |
| N | : スライス重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : スライス重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | (m) |
| b | : スライス幅 | (m) |
| ϕ | : すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q_N | : 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q_T | : 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |

繰り返し円弧計算条件

1. 円弧条件

中心の変化範囲

X座標 : 0.000 ~ 13.000 (m) ピッチ : 1.000 (m)

Y座標 : 458.000 ~ 468.000 (m) ピッチ : 1.000 (m)

2次追跡 : なし

通過点座標

通過点 (X, Y) : (12.912, 447.222)

2. 不通過層名

なし

3. 有効範囲

X座標 : 12.000 ~ 30.000 (m)

4. 計算条件

計画安全率(常時) $F_{sp} = 1.200$

計算式 修正Fellenius法

すべり面強度 地層値

5. 出力条件

安全率 F_s … 全て出力抑止力 Pr (kN/m) … 全て出力滑動力 T (kN/m) … 全て出力

深度 (m) … 全て出力

繰り返し円弧計算結果一覧 (常時)

| No. | 円弧条件 | | | | | すべり 抵抗力 S (kN/m) | 滑動力 T (kN/m) | 安全率 Fs | 抑止力 Pr (kN/m) |
|-----|------|--------|---------|-------------|-------------|------------------------|-----------------|-----------|------------------|
| | 登録 | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | | | |
| | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| 1 | A | 7.000 | 465.000 | 18.735 | 2.721 | 348.51 | 366.30 | 0.951 | ※ 91.1 |
| 2 | | 6.000 | 466.000 | 20.010 | 2.585 | 332.71 | 352.82 | 0.943 | 90.7 |
| 3 | | 5.000 | 468.000 | 22.233 | 2.634 | 355.12 | 371.23 | 0.956 | 90.4 |
| 4 | | 8.000 | 464.000 | 17.482 | 2.877 | 367.38 | 381.35 | 0.963 | 90.3 |
| 5 | | 6.000 | 467.000 | 20.951 | 2.758 | 371.30 | 384.55 | 0.965 | 90.2 |
| 6 | | 7.000 | 464.000 | 17.789 | 2.523 | 305.36 | 329.49 | 0.926 | 90.1 |
| 7 | | 5.000 | 467.000 | 21.302 | 2.467 | 319.21 | 340.93 | 0.936 | 90.0 |
| 8 | | 8.000 | 463.000 | 16.525 | 2.672 | 321.28 | 342.72 | 0.937 | 90.0 |
| 9 | | 6.000 | 465.000 | 19.074 | 2.395 | 291.94 | 317.71 | 0.918 | 89.4 |
| 10 | | 9.000 | 462.000 | 15.287 | 2.847 | 340.64 | 358.14 | 0.951 | 89.2 |
| 11 | | 7.000 | 466.000 | 19.687 | 2.898 | 390.09 | 399.28 | 0.976 | 89.1 |
| 12 | | 4.000 | 468.000 | 22.609 | 2.363 | 306.77 | 329.71 | 0.930 | 88.9 |
| 13 | | 9.000 | 463.000 | 16.256 | 3.059 | 389.55 | 398.02 | 0.978 | 88.1 |
| 14 | | 5.000 | 466.000 | 20.377 | 2.284 | 280.03 | 306.48 | 0.913 | 87.8 |
| 15 | | 8.000 | 465.000 | 18.444 | 3.059 | 411.76 | 415.42 | 0.991 | 86.8 |
| 16 | | 4.000 | 467.000 | 21.693 | 2.187 | 269.78 | 296.78 | 0.909 | 86.4 |
| 17 | | 10.000 | 461.000 | 14.082 | 3.054 | 363.95 | 374.84 | 0.970 | 85.9 |
| 18 | | 3.000 | 468.000 | 23.021 | 2.101 | 261.13 | 288.18 | 0.906 | 84.7 |
| 19 | | 8.000 | 462.000 | 15.573 | 2.439 | 276.33 | 300.69 | 0.918 | 84.5 |
| 20 | | 9.000 | 461.000 | 14.323 | 2.602 | 292.12 | 313.80 | 0.930 | 84.5 |
| 21 | | 6.000 | 468.000 | 21.898 | 2.915 | 411.31 | 412.95 | 0.996 | 84.3 |
| 22 | | 7.000 | 463.000 | 16.849 | 2.301 | 263.58 | 289.23 | 0.911 | 83.5 |
| 23 | | 10.000 | 460.000 | 13.106 | 2.799 | 311.33 | 328.27 | 0.948 | 82.6 |
| 24 | | 6.000 | 464.000 | 18.146 | 2.183 | 253.13 | 279.40 | 0.905 | 82.2 |
| 25 | | 7.000 | 467.000 | 20.643 | 3.062 | 432.52 | 428.41 | 1.009 | 81.6 |
| 26 | | 5.000 | 465.000 | 19.459 | 2.082 | 244.20 | 270.36 | 0.903 | 80.3 |
| 27 | | 4.000 | 466.000 | 20.786 | 1.994 | 236.46 | 262.35 | 0.901 | 78.4 |
| 28 | | 11.000 | 459.000 | 11.932 | 3.040 | 335.62 | 344.12 | 0.975 | 77.4 |
| 29 | | 3.000 | 467.000 | 22.123 | 1.918 | 230.15 | 255.68 | 0.900 | 76.7 |
| 30 | | 2.000 | 468.000 | 23.469 | 1.850 | 224.28 | 249.09 | 0.900 | 74.7 |
| 31 | | 9.000 | 460.000 | 13.363 | 2.320 | 247.30 | 265.90 | 0.930 | 71.8 |
| 32 | | 8.000 | 461.000 | 14.627 | 2.173 | 235.14 | 255.35 | 0.920 | 71.3 |
| 33 | | 7.000 | 462.000 | 15.917 | 2.051 | 225.70 | 246.84 | 0.914 | 70.6 |
| 34 | | 10.000 | 459.000 | 12.133 | 2.498 | 262.90 | 277.83 | 0.946 | 70.5 |
| 35 | | 6.000 | 463.000 | 17.226 | 1.948 | 218.00 | 239.18 | 0.911 | 69.1 |
| 36 | | 5.000 | 464.000 | 18.550 | 1.860 | 211.17 | 231.86 | 0.910 | 67.1 |

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

03_起点側背面法面抑止力算定

| No. | 登録 | 円弧条件 | | | | すべり 抵抗力 S (kN/m) | 滑動力 T (kN/m) | 安全率 Fs | 抑止力 Pr (kN/m) |
|-----|----|--------|---------|-------------|-------------|------------------------|-----------------|-----------|------------------|
| | | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | | | |
| | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| 37 | | 11.000 | 458.000 | 10.946 | 2.720 | 282.94 | 291.09 | 0.972 | 66.4 |
| 38 | | 4.000 | 465.000 | 19.887 | 1.784 | 205.78 | 225.53 | 0.912 | 64.9 |
| 39 | | 3.000 | 466.000 | 21.233 | 1.718 | 201.41 | 220.47 | 0.913 | 63.2 |
| 40 | | 9.000 | 459.000 | 12.411 | 1.998 | 202.21 | 220.82 | 0.915 | 62.8 |
| 41 | | 8.000 | 460.000 | 13.690 | 1.872 | 192.83 | 212.76 | 0.906 | 62.5 |
| 42 | | 10.000 | 458.000 | 11.164 | 2.158 | 214.50 | 230.25 | 0.931 | 61.8 |
| 43 | | 7.000 | 461.000 | 14.993 | 1.769 | 185.48 | 205.77 | 0.901 | 61.5 |
| 44 | | 2.000 | 467.000 | 22.589 | 1.660 | 197.64 | 215.76 | 0.916 | 61.3 |
| 45 | | 6.000 | 462.000 | 16.315 | 1.685 | 179.66 | 199.79 | 0.899 | 60.1 |
| 46 | | 1.000 | 468.000 | 23.950 | 1.609 | 194.35 | 211.37 | 0.919 | 59.3 |
| 47 | | 5.000 | 463.000 | 17.651 | 1.614 | 174.75 | 194.10 | 0.900 | 58.2 |
| 48 | | 4.000 | 464.000 | 18.998 | 1.554 | 170.67 | 189.18 | 0.902 | 56.4 |
| 49 | | 3.000 | 465.000 | 20.354 | 1.501 | 167.46 | 185.22 | 0.904 | 54.9 |
| 50 | | 9.000 | 458.000 | 11.466 | 1.678 | 161.45 | 179.98 | 0.897 | 54.6 |
| 51 | | 8.000 | 459.000 | 12.761 | 1.568 | 154.68 | 173.84 | 0.889 | 54.0 |
| 52 | | 2.000 | 466.000 | 21.718 | 1.455 | 164.66 | 181.53 | 0.907 | 53.2 |
| 53 | | 7.000 | 460.000 | 14.079 | 1.480 | 149.49 | 168.78 | 0.885 | 53.1 |
| 54 | | 1.000 | 467.000 | 23.088 | 1.414 | 162.37 | 178.48 | 0.909 | 51.9 |
| 55 | | 6.000 | 461.000 | 15.415 | 1.410 | 145.38 | 164.18 | 0.885 | 51.7 |
| 56 | | 5.000 | 462.000 | 16.763 | 1.353 | 142.42 | 160.79 | 0.885 | 50.6 |
| 57 | | 0.000 | 468.000 | 24.463 | 1.379 | 160.33 | 175.47 | 0.913 | 50.3 |
| 58 | | 4.000 | 463.000 | 18.121 | 1.305 | 139.68 | 157.31 | 0.887 | 49.1 |
| 59 | | 3.000 | 464.000 | 19.487 | 1.266 | 137.84 | 154.60 | 0.891 | 47.7 |
| 60 | | 2.000 | 465.000 | 20.860 | 1.233 | 136.44 | 152.40 | 0.895 | 46.5 |
| 61 | | 1.000 | 466.000 | 22.238 | 1.205 | 135.14 | 150.16 | 0.899 | 45.1 |
| 62 | | 8.000 | 458.000 | 11.845 | 1.276 | 122.06 | 138.46 | ※ 0.881 | 44.1 |
| 63 | | 0.000 | 467.000 | 23.620 | 1.181 | 133.97 | 148.23 | 0.903 | 44.0 |
| 64 | | 7.000 | 459.000 | 13.179 | 1.204 | 118.83 | 134.82 | ※ 0.881 | 43.0 |
| 65 | | 6.000 | 460.000 | 14.528 | 1.148 | 116.75 | 132.21 | 0.883 | 42.0 |
| 66 | | 5.000 | 461.000 | 15.888 | 1.103 | 114.99 | 129.87 | 0.885 | 40.9 |
| 67 | | 4.000 | 462.000 | 17.257 | 1.066 | 113.91 | 128.14 | 0.888 | 39.9 |
| 68 | | 3.000 | 463.000 | 18.633 | 1.036 | 113.17 | 126.77 | 0.892 | 39.0 |
| 69 | | 2.000 | 464.000 | 20.014 | 1.012 | 112.49 | 125.42 | 0.896 | 38.1 |
| 70 | | 1.000 | 465.000 | 21.400 | 0.992 | 112.19 | 124.58 | 0.900 | 37.4 |
| 71 | | 0.000 | 466.000 | 22.789 | 0.976 | 111.84 | 123.56 | 0.905 | 36.5 |
| 72 | | 7.000 | 458.000 | 12.293 | 0.943 | 91.29 | 103.21 | 0.884 | 32.6 |
| 73 | | 6.000 | 459.000 | 13.656 | 0.901 | 90.83 | 102.43 | 0.886 | 32.1 |
| 74 | | 5.000 | 460.000 | 15.029 | 0.868 | 90.80 | 101.87 | 0.891 | 31.5 |

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

03_起点側背面法面抑止力算定

| No. | 登録 | 円弧条件 | | | | すべり 抵抗力 S (kN/m) | 滑動力 T (kN/m) | 安全率 Fs | 抑止力 Pr (kN/m) |
|-----|----|--------|---------|-------------|-------------|------------------------|-----------------|-----------|------------------|
| | | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | | | |
| | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| 75 | | 4.000 | 461.000 | 16.409 | 0.843 | 91.01 | 101.77 | 0.894 | 31.2 |
| 76 | | 3.000 | 462.000 | 17.794 | 0.822 | 91.25 | 101.41 | 0.899 | 30.5 |
| 77 | | 2.000 | 463.000 | 19.184 | 0.806 | 91.60 | 101.34 | 0.903 | 30.1 |
| 78 | | 1.000 | 464.000 | 20.577 | 0.793 | 91.81 | 100.91 | 0.909 | 29.3 |
| 79 | | 0.000 | 465.000 | 21.972 | 0.783 | 92.44 | 101.15 | 0.913 | 29.0 |
| 80 | | 2.000 | 462.000 | 18.370 | 0.617 | 73.06 | 78.57 | 0.929 | 21.3 |
| 81 | | 1.000 | 463.000 | 19.770 | 0.611 | 74.11 | 79.41 | 0.933 | 21.2 |
| 82 | | 0.000 | 464.000 | 21.171 | 0.607 | 75.11 | 80.09 | 0.937 | 21.0 |
| 83 | | 3.000 | 461.000 | 16.973 | 0.626 | 71.72 | 77.22 | 0.928 | 21.0 |
| 84 | | 4.000 | 460.000 | 15.579 | 0.637 | 70.59 | 76.17 | 0.926 | 20.9 |
| 85 | | 5.000 | 459.000 | 14.189 | 0.653 | 69.51 | 75.24 | 0.923 | 20.8 |
| 86 | | 6.000 | 458.000 | 12.804 | 0.673 | 68.74 | 74.51 | 0.922 | 20.7 |
| 87 | | 0.000 | 463.000 | 20.388 | 0.449 | 60.01 | 60.60 | 0.990 | 12.8 |
| 88 | | 1.000 | 462.000 | 18.981 | 0.448 | 58.49 | 58.86 | 0.993 | 12.2 |
| 89 | | 2.000 | 461.000 | 17.576 | 0.448 | 57.08 | 57.27 | 0.996 | 11.7 |
| 90 | | 3.000 | 460.000 | 16.172 | 0.449 | 55.30 | 54.80 | 1.009 | 10.5 |
| 91 | | 5.000 | 458.000 | 13.370 | 0.459 | 50.89 | 50.69 | 1.003 | 10.0 |
| 92 | | 4.000 | 459.000 | 14.770 | 0.453 | 53.78 | 52.69 | 1.020 | 9.5 |
| 93 | | 3.000 | 459.000 | 15.394 | 0.296 | 33.69 | 35.85 | 0.939 | 9.4 |
| 94 | | 4.000 | 458.000 | 13.985 | 0.293 | 31.57 | 33.70 | 0.936 | 8.9 |
| 95 | | 2.000 | 460.000 | 16.803 | 0.300 | 37.65 | 37.88 | 0.993 | 7.9 |
| 96 | | 1.000 | 461.000 | 18.213 | 0.304 | 41.84 | 40.11 | 1.043 | 6.3 |
| 97 | | 0.000 | 461.000 | 18.883 | 0.193 | 26.96 | 27.49 | 0.980 | 6.1 |
| 98 | | 1.000 | 460.000 | 17.469 | 0.185 | 25.17 | 25.50 | 0.987 | 5.5 |
| 99 | | 2.000 | 459.000 | 16.056 | 0.177 | 23.38 | 23.51 | 0.994 | 4.9 |
| 100 | | 0.000 | 462.000 | 19.624 | 0.310 | 45.98 | 42.06 | 1.093 | 4.5 |
| 101 | | 3.000 | 458.000 | 14.643 | 0.170 | 21.67 | 21.65 | 1.000 | 4.4 |
| 102 | | 0.000 | 460.000 | 18.166 | 0.101 | 17.17 | 16.32 | 1.052 | 2.5 |
| 103 | | 1.000 | 459.000 | 16.752 | 0.092 | 15.77 | 14.97 | 1.053 | 2.2 |
| 104 | | 2.000 | 458.000 | 15.337 | 0.084 | 14.06 | 13.13 | 1.070 | 1.7 |
| 105 | | 0.000 | 459.000 | 17.477 | 0.037 | 9.46 | 8.51 | 1.111 | 0.8 |
| 106 | | 1.000 | 458.000 | 16.064 | 0.030 | 7.90 | 6.91 | 1.143 | 0.4 |
| 107 | | 0.000 | 458.000 | 16.819 | 0.004 | 2.78 | 2.38 | 1.168 | 0.1 |
| 108 | | 9.000 | 464.000 | 17.228 | 3.245 | 656.91 | 433.43 | 1.515 | -136.7 |
| 109 | | 8.000 | 466.000 | 19.410 | 3.231 | 672.04 | 445.02 | 1.510 | -138.0 |
| 110 | | 10.000 | 462.000 | 15.062 | 3.272 | 657.19 | 417.23 | 1.575 | -156.5 |
| 111 | | 7.000 | 468.000 | 21.603 | 3.228 | 704.64 | 454.13 | 1.551 | -159.6 |
| 112 | | 11.000 | 460.000 | 12.920 | 3.304 | 662.97 | 393.01 | 1.686 | -191.3 |

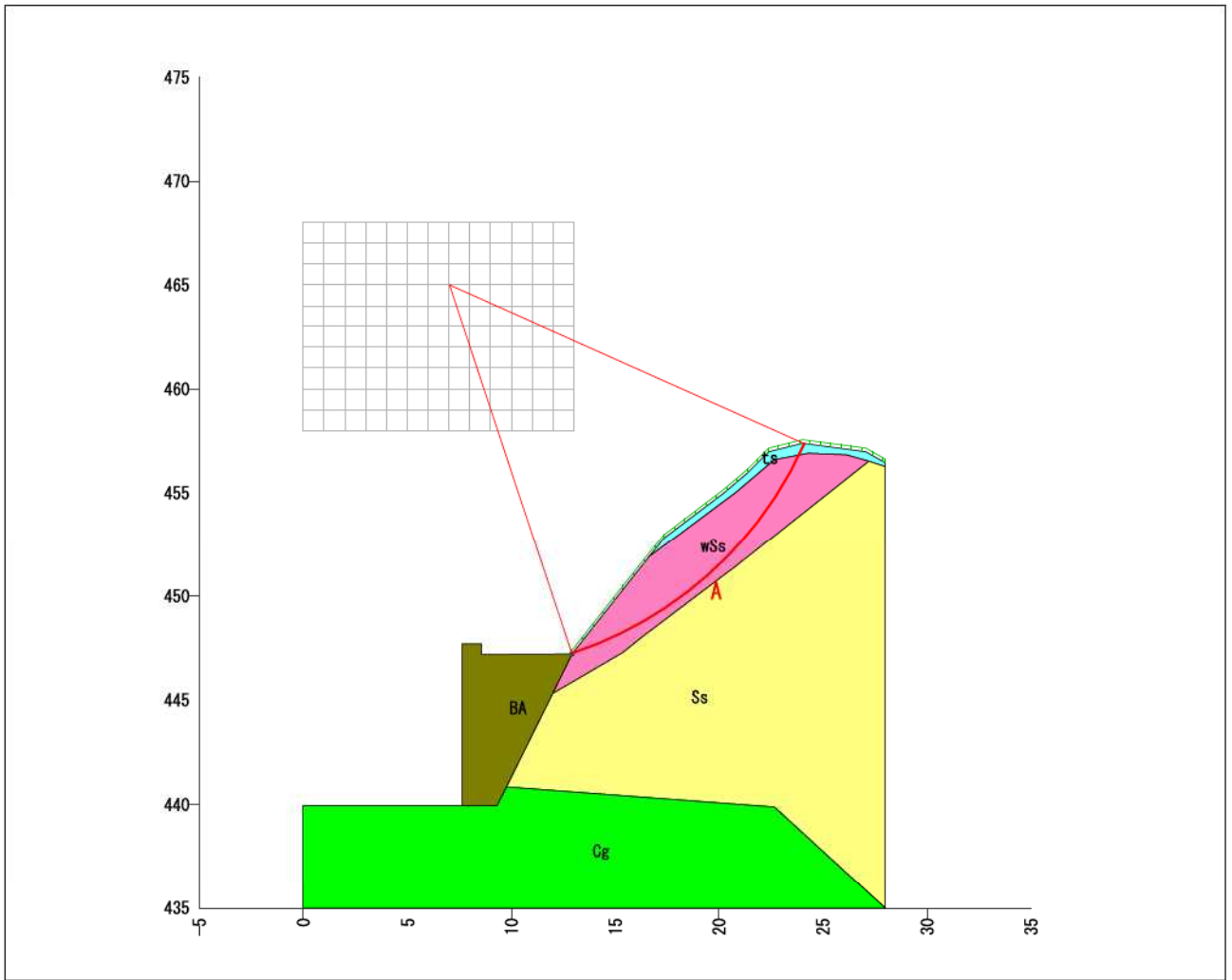
※は最小安全率、最大抑止力を表す。

03_起点側背面法面抑止力算定

| No. | 登録 | 円弧条件 | | | | すべり 抵抗力 S (kN/m) | 滑動力 T (kN/m) | 安全率 Fs | 抑止力 Pr (kN/m) |
|-----|----|--------|---------|-------------|-------------|------------------------|-----------------|-----------|------------------|
| | | 中心座標 | | 半径 r (m) | 最大深度 (m) | | | | |
| | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| 113 | | 12.000 | 458.000 | 10.817 | 3.339 | 674.71 | 362.32 | 1.862 | -239.9 |
| 114 | | 10.000 | 463.000 | 16.044 | 3.463 | 878.26 | 453.47 | 1.936 | -334.0 |
| 115 | | 11.000 | 461.000 | 13.910 | 3.524 | 864.01 | 437.43 | 1.975 | -339.0 |
| 116 | | 9.000 | 465.000 | 18.203 | 3.426 | 899.42 | 464.03 | 1.938 | -342.5 |
| 117 | | 8.000 | 467.000 | 20.379 | 3.406 | 926.62 | 471.13 | 1.966 | -361.2 |
| 118 | | 12.000 | 459.000 | 11.813 | 3.608 | 858.00 | 413.95 | 2.072 | -361.2 |
| 119 | | 11.000 | 462.000 | 14.901 | 3.722 | 1041.62 | 474.37 | 2.195 | -472.3 |
| 120 | | 12.000 | 460.000 | 12.811 | 3.827 | 1028.12 | 459.89 | 2.235 | -476.2 |
| 121 | | 10.000 | 464.000 | 17.029 | 3.654 | 1061.43 | 484.05 | 2.192 | -480.5 |
| 122 | | 9.000 | 466.000 | 19.181 | 3.610 | 1086.55 | 490.43 | 2.215 | -498.0 |
| 123 | | 13.000 | 458.000 | 10.778 | 3.983 | 1023.81 | 435.22 | 2.352 | -501.5 |
| 124 | | 8.000 | 468.000 | 21.351 | 3.584 | 1116.09 | 494.46 | 2.257 | -522.7 |
| 125 | | 12.000 | 461.000 | 13.808 | 4.031 | 1190.83 | 498.16 | 2.390 | -593.0 |
| 126 | | 11.000 | 463.000 | 15.893 | 3.920 | 1207.32 | 506.11 | 2.385 | -599.9 |
| 127 | | 13.000 | 459.000 | 11.778 | 4.197 | 1183.56 | 483.42 | 2.448 | -603.4 |
| 128 | | 10.000 | 465.000 | 18.015 | 3.846 | 1227.87 | 510.83 | 2.403 | -614.8 |
| 129 | | 9.000 | 467.000 | 20.161 | 3.797 | 1253.69 | 513.63 | 2.440 | -637.3 |
| 130 | | 12.000 | 462.000 | 14.806 | 4.235 | 1347.81 | 529.80 | 2.543 | -712.0 |
| 131 | | 13.000 | 460.000 | 12.778 | 4.403 | 1341.36 | 522.72 | 2.566 | -714.0 |
| 132 | | 11.000 | 464.000 | 16.887 | 4.120 | 1363.73 | 533.11 | 2.558 | -723.9 |
| 133 | | 10.000 | 466.000 | 19.002 | 4.040 | 1385.63 | 534.03 | 2.594 | -744.7 |
| 134 | | 9.000 | 468.000 | 21.143 | 3.985 | 1410.65 | 533.65 | 2.643 | -770.2 |
| 135 | | 13.000 | 461.000 | 13.778 | 4.609 | 1495.07 | 554.81 | 2.694 | -829.2 |
| 136 | | 12.000 | 463.000 | 15.804 | 4.439 | 1501.30 | 556.46 | 2.697 | -833.5 |
| 137 | | 11.000 | 465.000 | 17.881 | 4.320 | 1515.98 | 555.81 | 2.727 | -849.0 |
| 138 | | 10.000 | 467.000 | 19.991 | 4.235 | 1535.24 | 553.61 | 2.773 | -870.9 |
| 139 | | 10.000 | 468.000 | 20.981 | 4.451 | 1629.22 | 568.93 | 2.863 | -946.5 |
| 140 | | 13.000 | 462.000 | 14.778 | 4.815 | 1647.71 | 581.17 | 2.835 | -950.3 |
| 141 | | 12.000 | 464.000 | 16.803 | 4.644 | 1650.02 | 578.49 | 2.852 | -955.8 |
| 142 | | 11.000 | 466.000 | 18.875 | 4.521 | 1645.42 | 573.96 | 2.866 | -956.6 |
| 143 | | 11.000 | 467.000 | 19.870 | 4.751 | 1718.20 | 587.95 | 2.922 | -1012.6 |
| 144 | | 12.000 | 465.000 | 17.801 | 4.849 | 1742.87 | 595.03 | 2.929 | -1028.8 |
| 145 | | 13.000 | 463.000 | 15.778 | 5.022 | 1773.63 | 600.96 | 2.951 | -1052.4 |

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

03_起点側背面法面抑止力算定

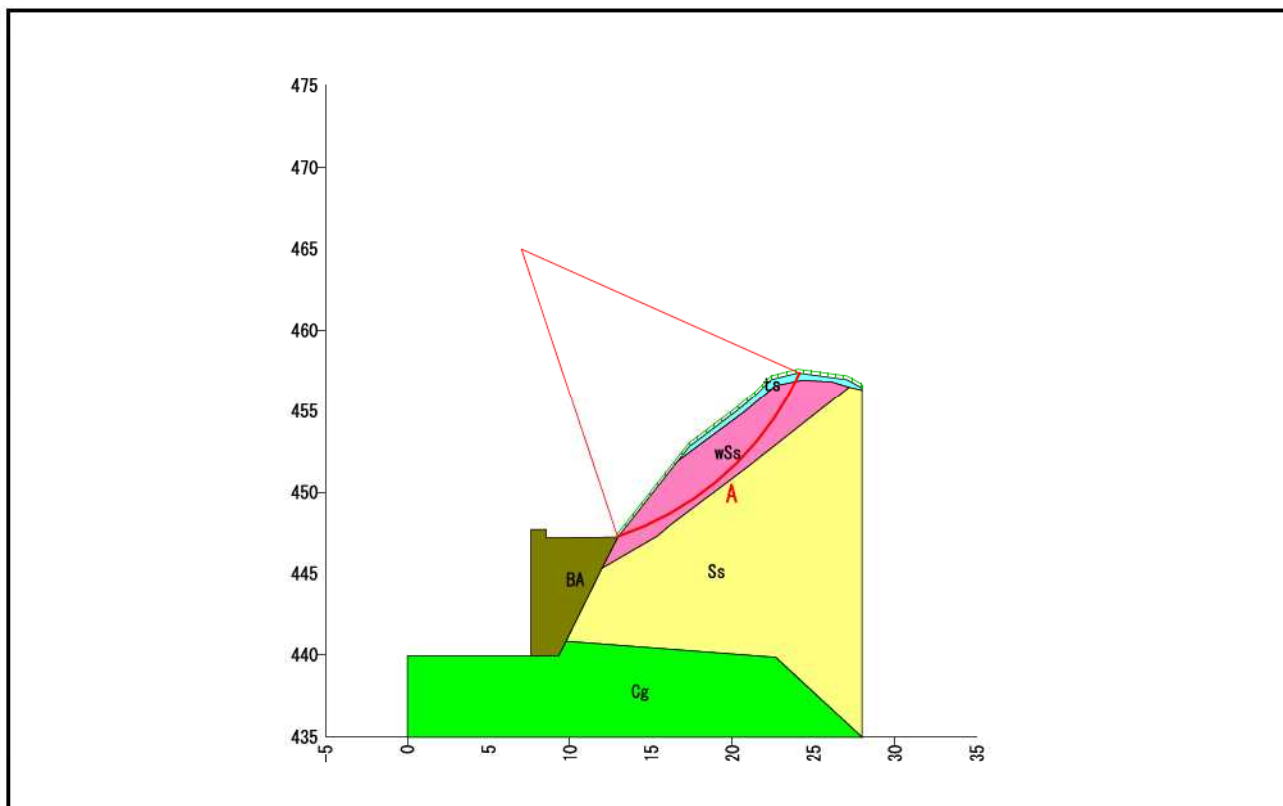


解析断面図(常時)

補強材の配置

04_起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | 円弧すべり |
| 備考 | 対策工検討 |

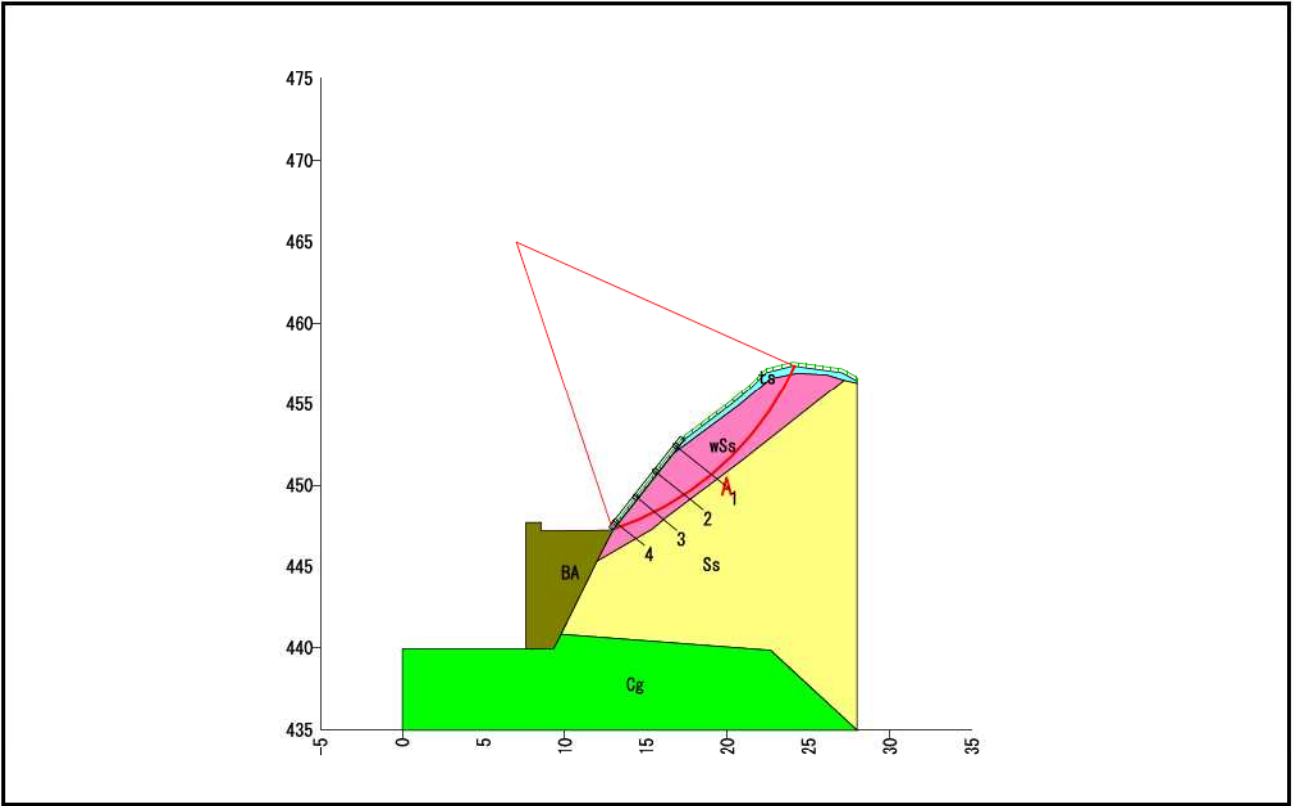


安定計算結果

| 項目 | 記号 | 単位 | 数 値(常時) | |
|------|--------|-----|----------------|---------|
| | | | 円弧A | |
| 計算結果 | 安全率 | Fs | — | 0.951 |
| | 計画安全率 | Fsp | — | 1.200 |
| | 必要抑止力 | Pr | kN/m | 91.1 |
| 円弧 | 中心座標 | X | m | 7.000 |
| | | Y | m | 465.000 |
| | 半径 | r | m | 18.735 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | S | kN/m | 348.51 |
| | 滑動力 | T | kN/m | 366.30 |
| | 法線力 | N | kN/m | 427.74 |
| | 間隙水圧 | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | l | m | 15.574 |
| | 面積 | A | m ² | 26.87 |

04_起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | 円弧すべり |
| 備考 | 対策工検討 |



| 補強材の規格 | | | | | | |
|--------|---------------|-----|-----------------|---------------|-----------------------------|------|
| 番号 | 材料名 | 呼び径 | 単位重量 W(kg/m) | 補強材径 d(mm) | 断面積 As(cm ²) | 腐食代 |
| 材-1 | ネジ節棒鋼 (SD345) | D22 | 3.04 | 21.2 | 3.530 | 考慮する |

| 補強材の配置結果 | | | | | | | | | | |
|------------|----------|--------------|--------|---------|---------------|--------------|----------------------|------------|---------------------------|-----------|
| 補強材 No. | 規格 番号 | 削孔径 D(mm) | 配置座標 | | 水平間隔 SH(m) | 縦間隔 SV(m) | 打設角度 α (°) | 全長 L(m) | 挿入長 L _B (m) | 配置 のり面 |
| | | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| [1] | 材-1 | 65.0 | 16.972 | 452.298 | 2.00 | — | 38.66 | 4.500 | 4.100 | 範囲 1 |
| [2] | 材-1 | 65.0 | 15.723 | 450.736 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 4.000 | 3.600 | 範囲 1 |
| [3] | 材-1 | 65.0 | 14.474 | 449.174 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 3.500 | 3.100 | 範囲 1 |
| [4] | 材-1 | 65.0 | 13.224 | 447.612 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 2.500 | 2.100 | 範囲 1 |

04_起点側背面法対策工検討(補強材の配置)

| 補強材の引張り耐力の算出条件 | | | 数 値 (常時) | 備 考 |
|----------------|---------------|-------------------|-------------|---|
| 項 目 | | | | |
| 補強材の許容引張り応力度 | σ_{sa} | N/mm ² | 200.0 | ネジ節棒鋼 (SD345) D22 |
| 補強材と注入材の許容付着応力 | τ_c | N/mm ² | 1.6 | $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm ²) |
| 周面摩擦抵抗の安全率 | Fsa | — | 2.00 | |
| のり面工の低減係数 | μ | — | 1.00 | |
| 補強材の引張り力の低減係数 | λ | — | 0.7 | |
| 地山と注入材の周面摩擦抵抗 | τ_p | N/mm ² | | ts |
| | | | 0.158 | wSs |
| | | | 0.800 | Ss |
| | | | 0.800 | Cg |
| | | | | BA |

補強材の抵抗力の算出方法

(1) 許容付着力の算出

許容付着力の算出式を以下に示す。

許容付着力 t_a (kN/m) は、 t_{pa} と t_{ca} の最も小さい値のものとする。

ただし、地山と注入材の許容付着力 t_{pa} 及び、補強材と注入材の許容付着力 t_{ca} は、以下の式による。

$$t_{pa} = \frac{\tau_p \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}}$$

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)
 D : 削孔径 (m)
 F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

t_{ca} : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_c : 補強材と注入材の許容付着応力 (kN/m²)
 d : 補強材径 (m)

(2) 補強材の許容補強材力の算出

補強材の許容補強材力の算出方法、並びに算出式を以下に示す。

許容補強材力 T_{pa} (kN/本) は、 T_{1pa} 、 T_{2pa} 、 T_{sa} の最も小さい値のものとする。

前項で算出された t_a より、「移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (T_{1pa})」、「不動地山から受ける引抜き抵抗力 (T_{2pa})」、補強材の材料による「補強材の許容引張り (T_{sa})」は以下の式で求められる。

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot L_1 \cdot t_a$$

T_{1pa} : 移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 μ : のり面工の低減係数
 L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a$$

T_{2pa} : 不動地山から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

T_{sa} : 補強材の許容引張り力 (kN/本)
 σ_{sa} : 補強材の許容引張り応力度 (kN/m²)
 A_s : 補強材の断面積 (m²)

04_起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

以上の結果より、補強後の安定計算式を以下に示す。

$$F_s = \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\} + Sh + Ss}{\sum T}$$

| | | | |
|----------|---|---|----------------------|
| F_s | : | 安全率 | |
| N | : | スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : | スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : | スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : | スライスのすべり面長 | (m) |
| b | : | スライス幅 | (m) |
| ϕ | : | すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | : | すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| W | : | スライス重量 | (kN/m) |
| θ | : | すべり面傾斜角 | (°) |
| u | : | 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q_N | : | 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q_T | : | 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |
| Sh | : | 補強材による引き止め力 ($Sh=T_m \cdot \cos \beta$) | (kN/m) |
| Ss | : | 補強材による締め付け力 ($Ss=T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi$) | (kN/m) |
| T_m | : | 補強材の設計引張力 | (kN/m) |
| β | : | 補強材設置角度 (すべり面と補強材とのなす角度) | (°) |

補強材による抵抗力の算出 (円弧A-常時)

ここでは、前項の条件、数値、および数式を用いて補強材の抵抗力を求めるものとする。

< 補強材 No.1 >

(1) 補強材の許容補強材力の算出 Tpa

$$T1pa = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \min(\Sigma(L1 \times tpa), \Sigma(L1 \times tca))$$

ここで、T1paは考慮しないものとする。

$$\begin{aligned} T2pa &= \min(\Sigma(L2 \times tpa), \Sigma(L2 \times tca)) \\ &= 89.464 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Tsa &= \sigma_{sa} \cdot As = 200.0 \times 10^3 \times 3.530 \times 10^{-4} \\ &= 70.600 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

| | | |
|---------------|----------------|----------------------|
| μ | : のり面工の低減係数 | |
| L1 | : 移動土塊の有効定着長 | (m) |
| L2 | : 不動地山の有効定着長 | (m) |
| σ_{sa} | : 補強材の許容引張り応力度 | (kN/m ²) |
| A_s | : 補強材の断面積 | (m ²) |

よって Tpa は、Tsa < T2pa より Tsa とする。

(2) 補強材による抵抗力の算出

前項で算出されたTpaより、補強材による引き止め力Sh、および補強材による締め付け力Ssを求める。ただし、引き止め力Shがマイナスの場合は0.0として計算する。

$$Td = \lambda \cdot Tpa = 0.7 \times 70.600 = 49.420 \quad (\text{kN/本})$$

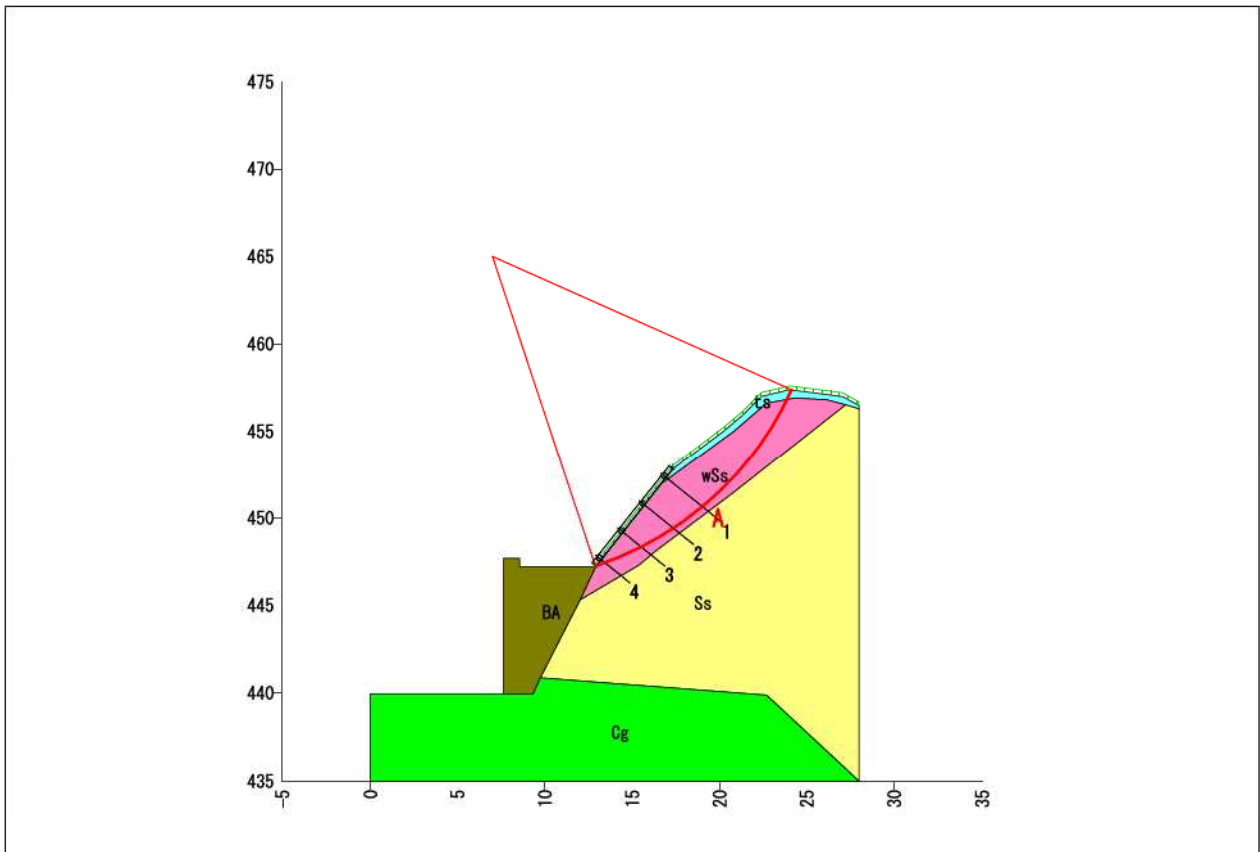
$$Tm = \frac{Td}{SH} = \frac{49.420}{2.00} = 24.710 \quad (\text{kN/m})$$

$$\begin{aligned} Sh &= Tm \cdot \cos \beta_i = 24.710 \times \cos(78.64) \\ &= 4.867 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ss &= Tm \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i = 24.710 \times \sin(78.64) \times 0.726543 \\ &= 17.601 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

| | | |
|-----------|------------------|--------|
| Tm | : 補強材の設計引張り力 | (kN/m) |
| λ | : 補強材の引張り力の低減係数 | |
| Tpa | : 補強材の許容補強材力 | (kN/本) |
| β_i | : 補強材とすべり面とのなす角度 | (°) |
| ϕ_i | : 内部摩擦角 | (°) |
| Td | : 1本当りの設計引張り力 | (kN/本) |
| SH | : 水平間隔 | (m) |

04_起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)
 各補強材による抵抗力一覧表 (円弧A-常時)



| 各補強材による抵抗力一覧表 | | | | | | | | | |
|---------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 補強材 No. | β (°) | T1pa (kN/本) | T2pa (kN/本) | Tsa (kN/本) | Tpa (kN/本) | Td (kN/本) | Tm (kN/m) | Sh (kN/m) | Ss (kN/m) |
| [1] | 78.64 | — | 89.464 | 70.600 | 70.600 | 49.420 | 24.710 | 4.867 | 17.601 |
| [2] | 72.32 | — | 90.131 | 70.600 | 70.600 | 49.420 | 24.710 | 7.504 | 17.105 |
| [3] | 65.77 | — | 94.439 | 70.600 | 70.600 | 49.420 | 24.710 | 10.141 | 16.371 |
| [4] | 58.86 | — | 71.042 | 70.600 | 70.600 | 49.420 | 24.710 | 12.778 | 15.366 |
| 計 | | | | | | | | 35.290 | 66.443 |

※T1pa、T2pa、Tsaの囲みはTpaとして用いる値を示す。

04_起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)
各補強材における層ごとの挿入長 (円弧A-常時)

| 項目 | | | 数値 | 備考 |
|---------------|----------|-------------------|------|----|
| 周面摩擦抵抗の安全率 | Fsa | — | 2.00 | |
| 補強材と注入材の許容付着力 | τc | N/mm ² | 1.6 | |

補強材 No.1 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 21.2 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-----|-------|--------|--------|----------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|
| ts | 0.135 | 0.135 | 0.000 | 0 | 0.000 | 106.563 | 0.000 | 14.386 | 0.000 | 0.000 |
| wSs | 2.958 | 2.511 | 0.447 | 158 | 16.132 | 106.563 | 40.507 | 267.580 | 7.211 | 47.634 |
| Ss | 1.007 | 0.000 | 1.007 | 800 | 81.681 | 106.563 | 0.000 | 0.000 | 82.253 | 107.309 |
| 合計 | 4.100 | 2.646 | 1.454 | | | | 40.507 | 281.966 | 89.464 | 154.943 |

補強材 No.2 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 21.2 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-----|-------|--------|--------|----------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|
| wSs | 2.586 | 2.128 | 0.458 | 158 | 16.132 | 106.563 | 34.329 | 226.766 | 7.388 | 48.806 |
| Ss | 1.013 | 0.000 | 1.013 | 800 | 81.681 | 106.563 | 0.000 | 0.000 | 82.743 | 107.948 |
| 合計 | 3.600 | 2.128 | 1.472 | | | | 34.329 | 226.766 | 90.131 | 156.754 |

補強材 No.3 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 21.2 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-----|-------|--------|--------|----------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|
| wSs | 2.087 | 1.362 | 0.725 | 158 | 16.132 | 106.563 | 21.972 | 145.139 | 11.696 | 77.258 |
| Ss | 1.013 | 0.000 | 1.013 | 800 | 81.681 | 106.563 | 0.000 | 0.000 | 82.743 | 107.948 |
| 合計 | 3.100 | 1.362 | 1.738 | | | | 21.972 | 145.139 | 94.439 | 185.206 |

補強材 No.4 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 21.2 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-----|-------|--------|--------|----------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|
| wSs | 1.456 | 0.313 | 1.143 | 158 | 16.132 | 106.563 | 5.049 | 33.354 | 18.439 | 121.802 |
| Ss | 0.644 | 0.000 | 0.644 | 800 | 81.681 | 106.563 | 0.000 | 0.000 | 52.603 | 68.627 |
| 合計 | 2.100 | 0.313 | 1.787 | | | | 5.049 | 33.354 | 71.042 | 190.429 |

LB : 地山の挿入長 (削孔長) (m)

L1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

L2 : 不動地山の有効定着長 (m)

τp : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

tpa : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)

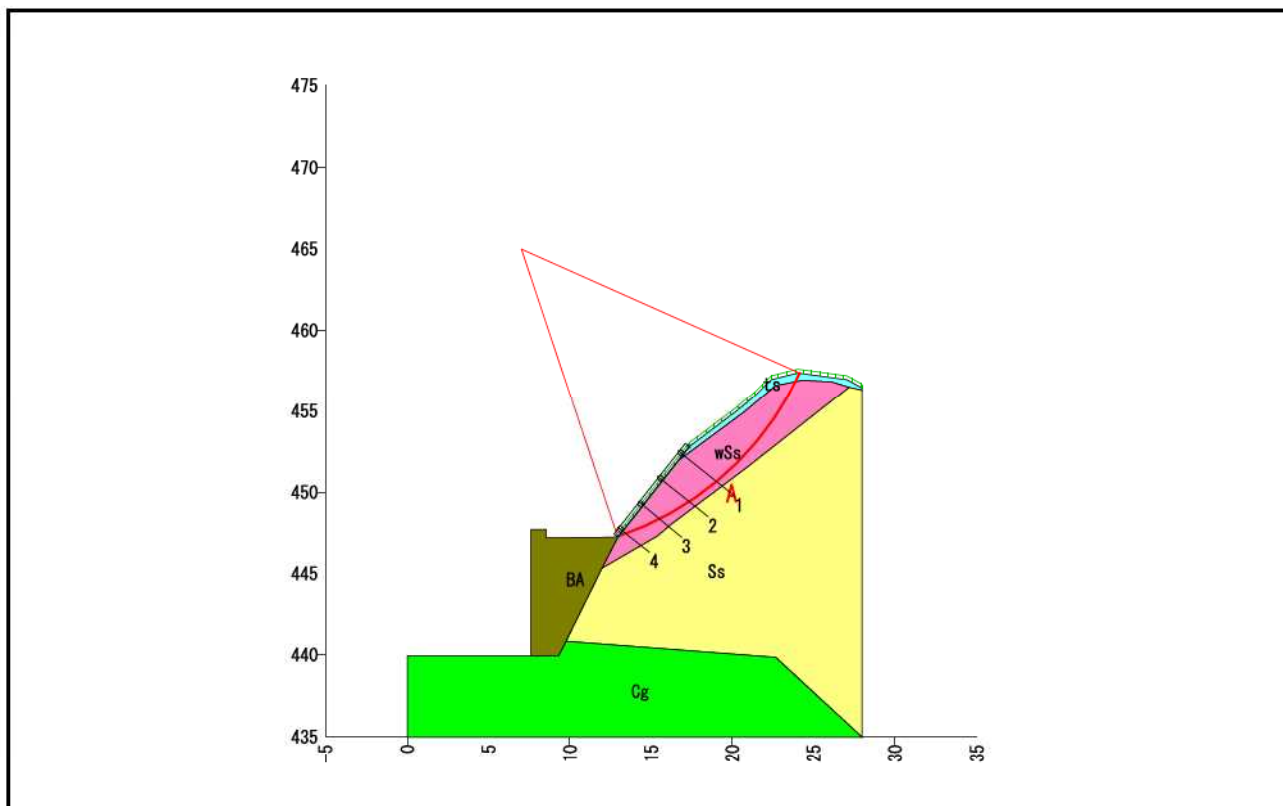
tca : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)

$$tpa = \frac{\tau p \cdot \pi \cdot D}{Fsa}$$

$$tca = \tau c \cdot \pi \cdot d$$

04_起点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | 円弧すべり |
| 備考 | 対策工検討 |



| 補強材配置後の安全率結果 | | | | |
|--------------|--------|-----|------|---------|
| 項目 | | 記号 | 単位 | 数値(常時) |
| | | | | 円弧A |
| 計算結果 | 補強前安全率 | Fs | — | 0.951 |
| | 計画安全率 | Fsp | — | 1.200 |
| | 補強後安全率 | Fs | — | 1.229 |
| 円弧 | 中心座標 | X | m | 7.000 |
| | | Y | m | 465.000 |
| | 半径 | r | m | 18.735 |
| 計算要素 | 引き止め力 | Sh | kN/m | 35.290 |
| | 締め付け力 | Ss | kN/m | 66.443 |

施工段数： 4段

04_起点側背面法対策工検討(補強材の配置)

補強後安全率の算出(円弧A)

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\} + Sh + Ss}{\sum T} \\ &= \frac{348.51 + 35.290 + 66.443}{366.30} \\ &= 1.229 \end{aligned}$$

05_起点側背面法面：吹付法枠工設計計算
のり枠工の設計計算報告書

| | |
|------|---|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル起点側背面法面 |
| ケース名 | のり勾配1:0.8-吹付法枠工(円弧すべり)-完成時 |
| 備考 | F300 2.00 x 2.00 ロックボルト水平ピッチ = 2.00m、4段 |

| 計算条件 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 | | | |
|--------|-------------------|------|------------------|-------------------|-----------|----------|------------|------------|
| 外力 | 設計引張り力 | | T_d | kN/本 | 49.420 | | | |
| | のり面工の低減係数 | | μ | - | 1.00 | | | |
| | のり面工に作用する補強材引張り力 | | T_o | kN/本 | 49.420 | | | |
| のり枠工外形 | 縦枠 | スパン数 | n_1 | スパン | 3 | | | |
| | | スパン長 | l_1 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | 上 | 下 | l_{1a} | l_{1b} | m | 0.000 |
| | 横枠 | スパン数 | n_2 | スパン | 5 | | | |
| | | スパン長 | l_2 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | 左 | 右 | l_{2a} | l_{2b} | m | 0.000 |
| 枠断面 | 枠高×枠幅 | | $h \times b$ | mm | 300 × 300 | | | |
| | 有効高 | | d | mm | 235 | | | |
| 部材強度 | モルタルの設計基準強度 | | f'_{ck} | N/mm ² | 18 | | | |
| | 鉄筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{yk} | N/mm ² | 345 | | | |
| | せん断補強筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{wyk} | N/mm ² | - | | | |
| 部分安全係数 | 材料係数 | | 部材係数 | 構造解析係数 | 荷重係数 | 構造物係数 | | |
| | モルタル | 鋼材 | | | | | γ_b | γ_a |
| 終局限界状態 | 1.30 | 1.00 | 曲げ・軸耐力 | 1.15 | 1.00 | 1.20 | 1.20 | |
| | | | モルタルが負担するせん断耐力 | 1.30 | | | | |
| | | | せん断補強筋が負担するせん断耐力 | - | | | | |
| | | | 斜め圧縮破壊耐力 | - | | | | |

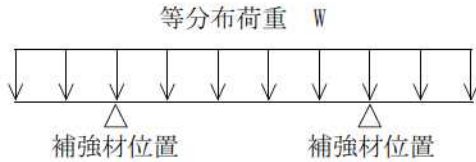
| 計算結果 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 |
|--------|-----------|----|-------|------|-------|
| 終局限界状態 | 設計曲げモーメント | | M_d | kN・m | 6.88 |
| | 設計せん断力 | | V_d | kN | 19.46 |

| 主鉄筋 | | スターラップ | | 終局限界状態 | | | | 判定 |
|------|------------|--------|------------|----------------|-------------|---------|-------------|----|
| 呼び径 | 本数 (片側) | 呼び径 | 間隔 (mm) | 曲げモーメントの照査 | | せん断力の照査 | | |
| | | | | 鉄筋比 | 安全性 | 斜め圧縮破壊 | 安全性 | |
| D13 | 2 | - | - | 0.00359 | 0.49 | - | 0.88 | OK |
| 判定条件 | | | | ≤ 0.01372 | ≤ 1.00 | - | ≤ 1.00 | |

1. 設計方針

1.1 構造モデル

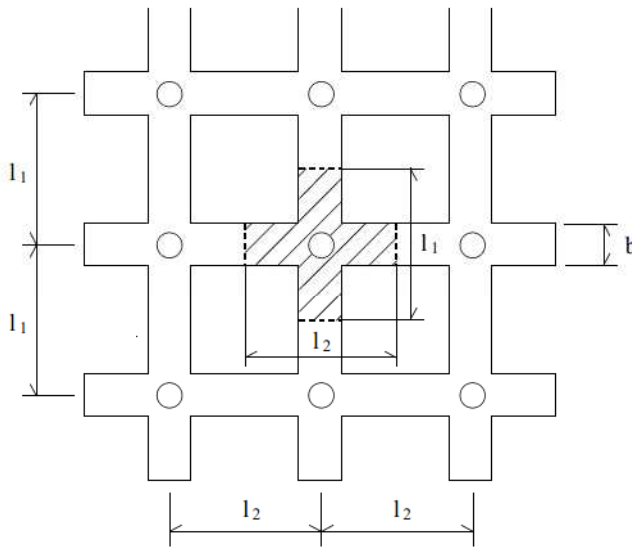
設計引張り力によって生ずる地盤反力が、のり枠工に等分布荷重として作用するものとし、補強材打設位置を支点とする梁のモデルとする。



1.2 荷重の負担

のり枠にかかる荷重は、補強材の引張り荷重によって、縦枠・横枠に等分布荷重として作用するものとし、等分布荷重の算出は、補強材1本あたりの荷重をのり枠長で配分するものとする。

この時、交点部ののり枠幅を考慮する。



1.3 安全性の照査

限界状態設計法（性能照査型）にて、のり枠の安全性を検討する。

のり枠が供用期間中に限界状態に至らないことを照査する。限界状態は、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に区分する。

終局限界状態は、供用期間中に想定される最大荷重に対する限界状態である。鉄筋挿入工の場合、地山の変形等により補強材に引張り力が発生し、のり枠構造には地盤反力が荷重として作用する。これを最大荷重として安全性を照査する。

使用限界状態は、通常の使用性や機能確保、耐久性に関する限界状態である。鉄筋挿入工の場合、施工時には補強材に引張り力を与えないので地盤反力がのり枠に作用することはない。よって、一般に供用時には荷重が作用しないと考えられるので、使用限界状態の照査は省略する。

疲労限界状態は、繰り返し荷重や変動荷重による疲労破壊の限界状態である。のり枠構造にはこれの影響がほとんどないと考えられることから、疲労限界状態の照査は省略する。

2. 設計条件

2.1 のり面工に作用する補強材引張り力の算定

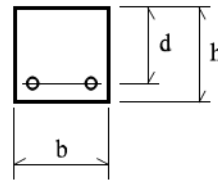
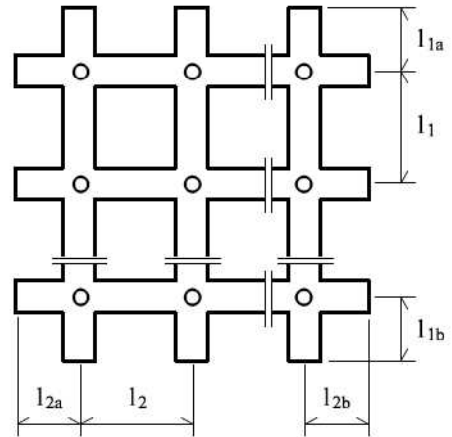
設計引張り力 T_d は、最大値 [補強材 No.1] 49.420 (kN/本) を使用する。
 のり面工に作用する補強材引張り力 T_o は、以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} T_o &= \mu \cdot T_d = 1.00 \times 49.420 \\ &= 49.420 \text{ (kN/本)} \end{aligned}$$

ここで、 μ : のり面工の低減係数

2.2 のり枠の形状寸法

| | | | |
|----------|----------|---|-----------|
| 縦枠のSPAN数 | n_1 | = | 3 |
| SPAN長 | l_1 | = | 2.000 (m) |
| 上張出し長 | l_{1a} | = | 0.000 (m) |
| 下張出し長 | l_{1b} | = | 0.000 (m) |
| 横枠のSPAN数 | n_2 | = | 5 |
| SPAN長 | l_2 | = | 2.000 (m) |
| 左張出し長 | l_{2a} | = | 0.000 (m) |
| 右張出し長 | l_{2b} | = | 0.000 (m) |
| 枠断面 枠幅 | b | = | 300 (mm) |
| 枠高 | h | = | 300 (mm) |
| 有効高 | d | = | 235 (mm) |



3. 地盤支持力の検討

3.1 検討条件

| | | | |
|-------|-------|---|--------------------------|
| 許容支持力 | q_a | = | 230 (kN/m ²) |
| 縦スパン長 | l_1 | = | 2.000 (m) |
| 横スパン長 | l_2 | = | 2.000 (m) |
| 枠幅 | b | = | 0.300 (m) |

3.2 検討結果

補強材 1 本当たりの負担する載荷面積 A は

$$\begin{aligned} A &= b \cdot (l_1 + l_2 - b) \\ &= 0.300 \times (2.000 + 2.000 - 0.300) \\ &= 1.110 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

したがって、地盤支持力は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{T_o}{A} = \frac{49.420}{1.110} \\ &= 45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 230 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

4. 最大曲げモーメント・最大せん断力の算出

4.1 作用荷重

のり枠に作用する等分布荷重 w_1 、 w_2 は、以下のように計算できる。

補強材 1 本あたりの荷重を負担する縦枠長さ

$$l_h = l_1 = 2.000 \text{ (m)}$$

補強材 1 本あたりの荷重を負担する横枠長さ

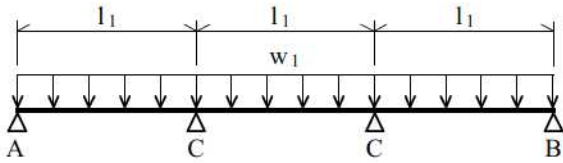
$$l_w = l_2 = 2.000 \text{ (m)}$$

よって、

$$\begin{aligned} w_1 = w_2 &= \frac{T_0}{l_h + l_w - b} = \frac{49.420}{2.000 + 2.000 - 0.300} \\ &= 13.36 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

4.2 縦枠に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力

3 スパンの場合は、連続梁として計算する。このとき、張出し部は考慮しない。



・ 第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

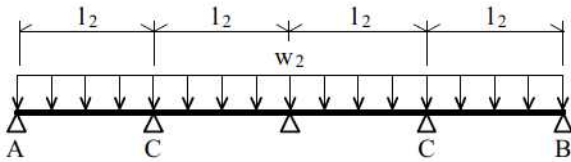
$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{1}{10} \cdot w_1 \cdot l_1^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 13.36 \times 2.000^2 \\ &= 5.34 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・ 第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max C} &= \frac{3}{5} \cdot w_1 \cdot l_1 \\ &= \frac{3}{5} \times 13.36 \times 2.000 \\ &= 16.03 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4.3 横枠に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力

4 スパン以上の場合は、連続梁として計算する。このとき、張出し部は考慮しない。



・ 第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{3}{28} \cdot w_2 \cdot l_2^2 \\ &= \frac{3}{28} \times 13.36 \times 2.000^2 \\ &= 5.73 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・ 第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max C} &= \frac{17}{28} \cdot w_2 \cdot l_2 \\ &= \frac{17}{28} \times 13.36 \times 2.000 \\ &= 16.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4.4 最大応力の決定

縦枠・横枠に作用する応力を以下の一覧表にまとめる。

| 検討位置 | | 曲げモーメント (kN・m) | せん断力 (kN) |
|--------|--------|-------------------|--------------|
| 縦 枠 | 第一内部支点 | 5.34 | 16.03 |
| | 張出し部 | - | - |
| 横 枠 | 第一内部支点 | 5.73 | 16.22 |
| | 張出し部 | - | - |

したがって、縦枠・横枠に発生する最大応力を比較して

最大曲げモーメント $M_{max} = 5.73 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

最大せん断力 $S_{max} = 16.22 \text{ (kN)}$

となる。

5. 限界状態の照査

5.1 材料および断面緒元

(1) のり枠部分

| | | | |
|-----------------------|-----------|---|-------------------------|
| 枠幅 | b | = | 300 (mm) |
| 枠高 | h | = | 300 (mm) |
| 有効高 | d | = | 235 (mm) |
| 箱抜き径(外径) | D | = | 89 (mm) |
| モルタルの設計基準強度(圧縮強度の特性値) | f'_{ck} | = | 18 (N/mm ²) |

(2) 主鉄筋(引張鉄筋)

| | | |
|---------------|----------|-----------------------------|
| 種類 | SD345 | D13 |
| 鉄筋径 | ϕ | = 13 (mm) |
| 本数(片側) | n | = 2 (本) |
| 引張鉄筋量 | A_s | = 253.4 (mm ²) |
| 鉄筋の引張降伏強度の特性値 | f_{yk} | = 345 (N/mm ²) |
| 鉄筋のヤング係数 | E_s | = 200 (kN/mm ²) |

(3) せん断補強筋

スターラップを配置しないため、せん断補強筋は検討しない。

(4) 配置

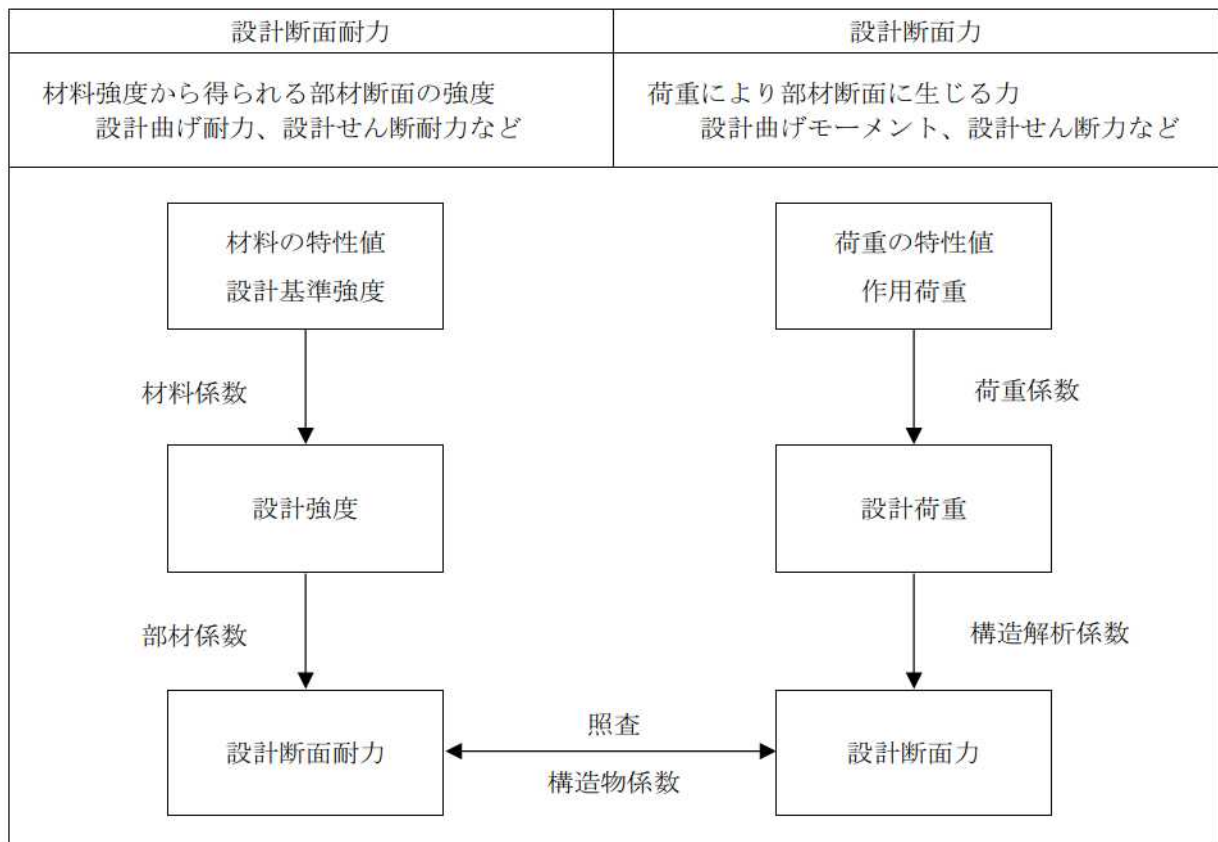
| | | | |
|--|-------|---|--------------------------------------|
| 鉄筋の配置長 | l | = | 186 (mm) |
| 引張鉄筋のかぶり | c | = | $h - (d + \frac{\phi}{2}) = 59$ (mm) |
| 鉄筋の中心間隔 (鉄筋が配置される区間に、 鉄筋を均等に配置したときの値) | c_s | = | $\frac{l - \phi}{n - 1} = 173$ (mm) |
| 鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、 鉄筋を均等に配置したときの値) | a | = | $c_s - \phi = 160$ (mm) |

5.2 部分安全係数

部分安全係数は、材料強度や部材寸法のばらつき、構造物や部材の重要度、構造解析の不確実性を考慮して、以下のように定める。

| 部分安全係数 | 材料係数 | | 部材係数 | | 構造解析係数 γ_a | 荷重係数 γ_f | 構造物係数 γ_i |
|--------|--------------------|------------------|------------------|------|----------------------|--------------------|---------------------|
| | モルタル γ_c | 鋼材 γ_s | γ_b | | | | |
| 終局限界状態 | 1.30 | 1.00 | 曲げ・軸耐力 | 1.15 | 1.00 | 1.20 | 1.20 |
| | | | モルタルが負担するせん断耐力 | 1.30 | | | |
| | | | せん断補強筋が負担するせん断耐力 | - | | | |
| | | | 斜め圧縮破壊耐力 | - | | | |

部分安全係数は、設計断面耐力および設計断面力の計算過程の中で用いる。



05_起点側背面法面：吹付法砕工設計計算

5.3 設計荷重および設計断面力

のり砕工の設計断面力の算出に用いる設計荷重は、作用荷重に荷重係数を乗じて求める。

よって、先に求めた最大曲げモーメントおよび最大せん断力に荷重係数を乗じることにより、設計荷重を考慮した断面力を求めることができる。

| 限界状態 | 設計荷重 (作用荷重× γ_f) | 設計荷重を考慮した断面力 | |
|--------|-----------------------------|----------------|-------------|
| 終局限界状態 | 作用荷重×1.20 | 最大曲げモーメント M' | 6.88 (kN・m) |
| | | 最大せん断力 V' | 19.46 (kN) |

設計断面力は、設計荷重を考慮した断面力に対して、構造解析係数を乗じて求める。

| 限界状態 | 構造解析係数 γ_a | 設計断面力 | |
|--------|----------------------|-----------------|-------------|
| 終局限界状態 | 1.00 | 設計曲げモーメント M_d | 6.88 (kN・m) |
| | | 設計せん断力 V_d | 19.46 (kN) |

5.4 安全性能の照査

のり枠の安全性能の照査は、曲げモーメントおよびせん断力が作用することによって、断面破壊の終局限界状態に至らないことを確認する。

5.4.1 曲げモーメントに対する照査

(1) 引張鉄筋量の検討

軸方向引張鉄筋量が多すぎると、断面破壊時にモルタルの圧縮破壊が先行し、ぜい性的な破壊を生じる場合がある。そこで、引張鉄筋量の最大値を釣合鉄筋比の75%とし、引張鉄筋比がこれ以下となることを確認する。

| | |
|-------------|---|
| 釣合鉄筋比に関する係数 | $\alpha = 0.88 - 0.004 \cdot f'_{ck} = 0.88 - 0.004 \times 18$ $= 0.81 \quad (\alpha \leq 0.68) \quad \therefore \alpha = 0.68$ |
| モルタルの終局ひずみ | $\epsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_{ck}}{30000} = \frac{155 - 18}{30000}$ $= 0.0046 \quad (0.0025 \leq \epsilon'_{cu} \leq 0.0035) \quad \therefore \epsilon'_{cu} = 0.0035$ |
| モルタルの設計圧縮強度 | $f'_{cd} = \frac{f'_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1.30} = 13.85 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| 鉄筋の設計引張降伏強度 | $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{345}{1.00} = 345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |

鉄筋比 p は、以下のように計算できる。

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{253.4}{300 \times 235}$$

$$= 0.00359$$

釣合鉄筋比 p_b は、以下のように計算できる。

$$p_b = \alpha \cdot \frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot \frac{f'_{cd}}{f_{yd}} = 0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{345}{200 \times 10^3}} \times \frac{13.85}{345}$$

$$= 0.01829$$

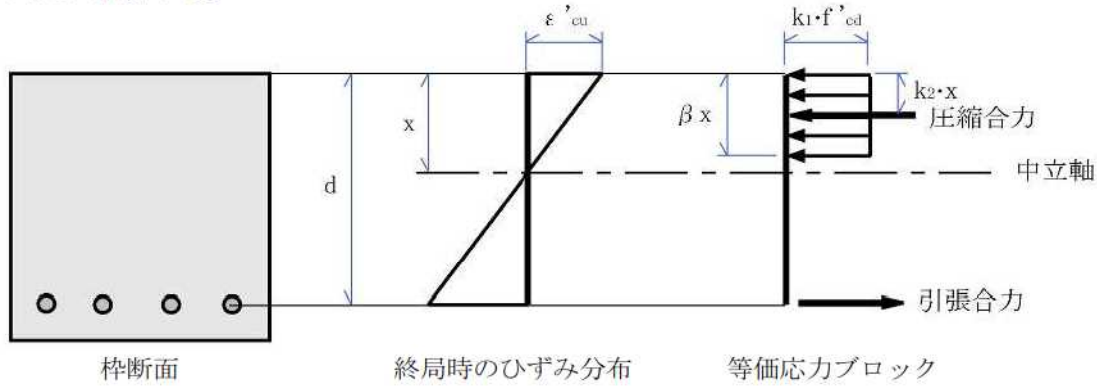
よって、 $p = 0.00359 \leq 0.75 \cdot p_b = 0.01372$ となり、引張鉄筋が先に降伏することになる。 … OK

(2) 設計曲げ耐力

曲げモーメントを受けるのり枠の設計断面耐力は、以下の仮定に基づいて計算する。

- ・ 歪みは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- ・ モルタルの引張応力は無視する。
- ・ モルタルおよび鉄筋の応力-歪み曲線は、非線形のモデルを用いる。

また、断面の歪みがすべて圧縮とはならないものとし、モルタルの圧縮応力度分布を等価応力ブロックとして考えて計算する。



曲げ耐力の等価応力ブロックに関する係数 $\beta = 0.52 + 80 \cdot \varepsilon'_{cu} = 0.52 + 80 \times 0.0035 = 0.8$

強度の低減係数 $k_1 = 1 - 0.003 \cdot f'_{ck} = 1 - 0.003 \times 18 = 0.95$ ($k_1 \leq 0.85$) $\therefore k_1 = 0.85$

圧縮縁から中立軸までの距離 x に対する
圧縮合力までの距離の比 $k_2 = \frac{\beta}{2} = \frac{0.8}{2} = 0.4$

終局曲げ耐力 M_u は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} M_u &= b \cdot d^2 \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - \frac{k_2}{\beta \cdot k_1} \cdot \frac{p \cdot f_{yd}}{f'_{cd}}\right) \\ &= 300 \times 235^2 \times 0.00359 \times 345 \times \left(1 - \frac{0.4}{0.8 \times 0.85} \times \frac{0.00359 \times 345}{13.85}\right) \\ &= 19.44 \times 10^6 \text{ (N}\cdot\text{mm)} = 19.44 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

設計曲げ耐力 M_{ud} は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} M_{ud} &= \frac{M_u}{\gamma_b} = \frac{19.44}{1.15} \\ &= 16.90 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

(3) 安全性の照査

$$\gamma_1 \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} = 1.20 \times \frac{6.88}{16.90} = 0.49 \leq 1.00 \quad \dots \text{ OK}$$

5.4.2 セン断力に対する照査

(1) モルタルが負担する設計せん断耐力

$$\begin{aligned}
 \text{モルタルのせん断強度} \quad f_{vcd} &= 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} = 0.20 \times \sqrt[3]{13.85} \\
 &= 0.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{vcd} \leq 0.72) \\
 \text{せん断耐力の有効高に関する係数} \quad \beta_d &= \sqrt[4]{1000/d} = \sqrt[4]{1000/235} \\
 &= 1.44 \quad (\beta_d \leq 1.5) \\
 \text{せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する係数} \quad \beta_p &= \sqrt[3]{100 \cdot p} = \sqrt[3]{100 \times 0.00359} \\
 &= 0.71 \quad (\beta_p \leq 1.5) \\
 \text{せん断耐力の軸方向力に関する係数} \quad \beta_n &= 1.00 \text{ (のり枠では軸方向力は作用しない)}
 \end{aligned}$$

モルタルが負担する設計せん断耐力 V_{cd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}
 V_{cd} &= \frac{\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{1.44 \times 0.71 \times 1.00 \times 0.48 \times 300 \times 235}{1.30} \\
 &= 26.61 \times 10^3 \text{ (N)} = 26.61 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) セン断補強筋が負担する設計せん断耐力

せん断補強筋を配置しないので、 $V_{sd} = 0.0$ (kN) とする。

(3) 設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は、モルタルが負担する設計せん断耐力に、せん断補強筋が負担する設計せん断耐力を合わせたものであるから、以下の通りとなる。

$$\begin{aligned}
 V_{yd} &= V_{cd} + V_{sd} = 26.61 + 0.00 \\
 &= 26.61 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(4) モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討

せん断補強筋を配置しないので、モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討は省略する。

(5) 安全性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} = 1.20 \times \frac{19.46}{26.61} = 0.88 \leq 1.00 \quad \cdots \text{ OK}$$

6. 支圧応力度の検討

6.1 許容支圧応力度

(1) 検討条件

| | |
|-------------|---|
| モルタルの設計圧縮強度 | $f'_{ck} = 18$ (N/mm ²) |
| プレートの幅 | $u = 150$ (mm) |
| 箱抜き径 | $D = 89$ (mm) |
| 枠幅 | $b = 300$ (mm) |
| モルタル面の全面積 | $A = b^2 - \pi \cdot D^2/4 = 300^2 - \pi \times 89^2/4$ $= 83779$ (mm ²) |
| プレートの有効面積 | $A_a = u^2 - \pi \cdot D^2/4 = 150^2 - \pi \times 89^2/4$ $= 16279$ (mm ²) |

(2) 許容支圧応力度の算出

局部荷荷の場合、許容支圧応力度 σ_{ba} は以下のように計算できる。

$$\sigma_{ba} \leq (0.25 + 0.05 \cdot \frac{A}{A_a}) \cdot f'_{ck} = (0.25 + 0.05 \times \frac{83779}{16279}) \times 18$$

$$= 9.13 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ただし、設計基準強度の50%以内に抑えるものとする。

$$\sigma_{ba} \leq 0.5 \cdot f'_{ck} = 0.5 \times 18$$

$$= 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、許容支圧応力度 σ_{ba} を以下の値とする。

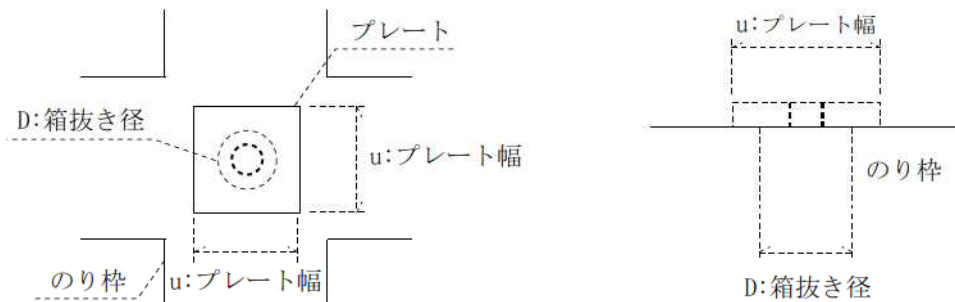
$$\sigma_{ba} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

6.2 支圧応力度

許容支圧応力度 σ_{ba} を照査する。

$$\sigma_b = \frac{T_o}{A_a} = \frac{49.420 \times 10^3}{16279}$$

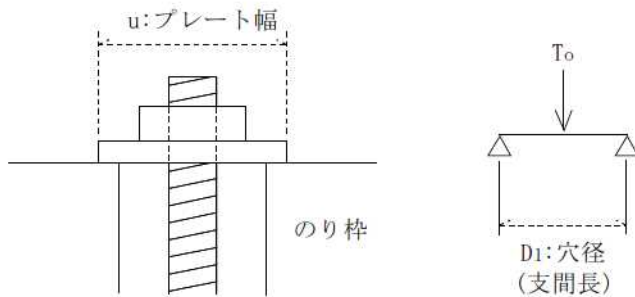
$$= 3.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ba} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$



7. プレートの検討

7.1 検討条件

| | |
|--------------|--|
| プレートの許容曲げ応力度 | $\sigma_{sa} = 140.0$ (N/mm ²) |
| プレートの幅 | $u = 150$ (mm) |
| 穴径(支間長) | $D_1 = 89$ (mm) |



7.2 検討結果

プレートを二方向性の梁と考えると、梁に作用する荷重 P は、以下のように計算される。

$$P_x = P_y = \frac{T_o}{2} = \frac{49.420 \times 10^3}{2} = 24710 \text{ (N)}$$

したがって、曲げモーメント M は、以下のように計算できる。

$$M = P_x \cdot \frac{D_1}{4} = 24710 \times \frac{89}{4} = 549798 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

プレートの必要厚さ t' は、以下のように計算できる。

$$t' = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{u \cdot \sigma_{sa}}} = \sqrt{\frac{6 \times 549798}{150 \times 140.0}} = 12.6 \text{ (mm)}$$

市場性を考慮して、プレートの厚さを $t = 9 \text{ mm}$ とする。

8. 鉄筋の重ね継手

鉄筋の重ね継手長は、基本定着長以上とする。

| | |
|------------------------------------|---|
| 主鉄筋 | D13 - 2 本 (φ=13(mm)) |
| 引張鉄筋のかぶり | c = 59 (mm) |
| 鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、鉄筋を均等に配置したときの値) | a = 160 (mm) |
| 鉄筋の設計引張降伏強度 | $f_{yd} = 345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| モルタルの設計基準強度 | $f'_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| モルタルの材料係数 | $\gamma_c = 1.30$ |
| モルタルの設計付着強度 | $f_{bod} = \frac{0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0.28 \times 18^{2/3}}{1.30}$ $= 1.479 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{bod} \leq 3.2)$ |

ここで、計算で用いる c は、引張鉄筋のかぶりと定着する鉄筋のあきの半分の値の小さい方なので

$$c = \min \left(59, \frac{160}{2} \right) = 59 \text{ (mm)}$$

基本定着長に関する係数 k_c および α は、以下の通りとなる。

$$k_c = \frac{c}{\phi} + \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot \phi} = \frac{59}{13} \quad (\text{※スターラップを配置しないので、} \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot \phi} = 0 \text{ とする。})$$

$$= 4.538$$

| | |
|--------------------------|----------------|
| $k_c \leq 1.0$ の場合 | $\alpha = 1.0$ |
| $1.0 < k_c \leq 1.5$ の場合 | $\alpha = 0.9$ |
| $1.5 < k_c \leq 2.0$ の場合 | $\alpha = 0.8$ |
| $2.0 < k_c \leq 2.5$ の場合 | $\alpha = 0.7$ |
| $2.5 < k_c$ の場合 | $\alpha = 0.6$ |

$k_c = 4.538$ より、 $\alpha = 0.6$

基本定着長 l_d は、以下のように計算できる。

$$l_d = \frac{\alpha \cdot f_{yd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bod}} = \frac{0.6 \times 345 \times 13}{4 \times 1.479}$$

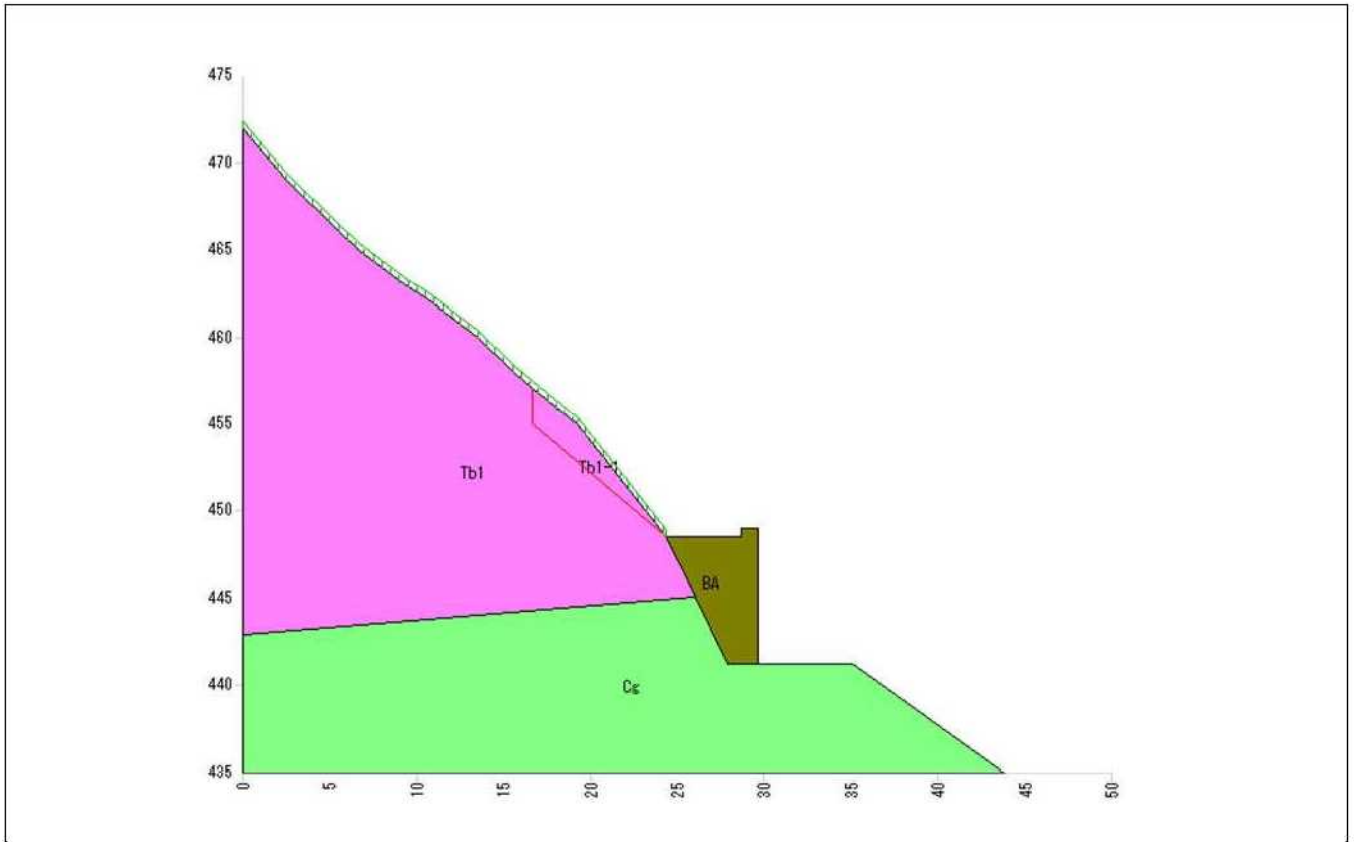
$$= 455 \text{ (mm)}$$

よって、鉄筋の重ね継手長は 455 (mm) 以上必要である。

抑止力算定

06_終点側背面法面抑止力算定

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | 直線すべり |
| 備考 | 抑止力算定 |



| 土質定数 | | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m^3) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3) | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部摩擦角 | |
|------|-------|-------|--|--|--|------------|-------------|
| No. | 地層名 | | | | | ϕ (°) | $\tan \phi$ |
| 1 | Tb1-1 | 凝灰角礫岩 | 24.00 | 25.00 | 13.01 | 21.0000 | 0.383864 |
| 2 | Tb1 | 凝灰角礫岩 | 24.00 | 25.00 | 337.00 | 21.0000 | 0.383864 |
| 3 | Cg | 礫岩 | 21.00 | 22.00 | 73.00 | 40.0000 | 0.839100 |
| 4 | BA | 盛土 | 19.00 | 20.00 | 0.00 | 30.0000 | 0.577350 |

※ 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m^3)

06_終点側背面法面抑止力算定

| 座標の入力データ | | | | | | | | |
|----------|-------------|---------------------------------|---------------------|--------------------------------|--------------------------|----|------|------|
| No. | 距離 X (m) | 原地形 標高 Y _G (m) | 計画地形 標高 Y (m) | 水位 標高 Y _W (m) | すべり面 | | | ハタ上げ |
| | | | | | 標高 Y _S (m) | 形状 | 強度 | |
| 1 | 0.000 | | 472.000 | | | | | |
| 2 | 2.497 | | 469.000 | | | | | |
| 3 | 5.574 | | 466.000 | | | | | |
| 4 | 6.676 | | 465.000 | | | | | |
| 5 | 9.280 | | 463.000 | | | | | |
| 6 | 10.898 | | 462.000 | | | | | |
| 7 | 13.542 | | 460.000 | | | | | |
| 8 | 15.605 | | 458.000 | | | | | |
| 9 | 16.631 | | 457.118 | | 457.118 | 直線 | 指定 1 | |
| 10 | 16.631 | | | | 454.924 | 直線 | 指定 1 | |
| 11 | 19.199 | | 454.924 | | | | | |
| 12 | 24.335 | | 448.505 | | 448.505 | | 指定 1 | |
| 13 | 28.688 | | 448.976 | | | | | |
| 14 | 28.688 | | 448.481 | | | | | |
| 15 | 29.645 | | 441.228 | | | | | |
| 16 | 29.645 | | 448.976 | | | | | |
| 17 | 35.153 | | 441.228 | | | | | |
| 18 | 43.839 | | 435.000 | | | | | |

原：原地形のハタ上げ、計：計画地形のハタ上げ

| 地層境界線の座標 | | | | | | |
|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| No. | No. 1 | | No. 2 | | No. 3 | |
| | 距離 X(m) | 標高 Y(m) | 距離 X(m) | 標高 Y(m) | 距離 X(m) | 標高 Y(m) |
| 1 | 0.000 | 442.907 | 29.645 | 441.228 | 16.631 | 457.118 |
| 2 | 26.071 | 445.018 | 27.959 | 441.228 | 16.631 | 454.924 |
| 3 | | | 26.071 | 445.018 | 24.335 | 448.505 |
| 4 | | | 24.335 | 448.505 | | |

| 分布荷重データ(常時) | | | | | | |
|-------------|----------|--------|---------------------------|-------|-----------|-----------|
| 荷重名 | 作用範囲 (m) | | 分布荷重 (kN/m ²) | | 滑動力 加算 | 抵抗力 加算 |
| | 左側 X1 | 右側 X2 | 左側 q1 | 右側 q2 | | |
| 雪荷重 | 19.199 | 24.335 | 7.00 | 7.00 | ○ | ○ |
| 雪荷重 2 | 0.000 | 19.199 | 14.00 | 14.00 | ○ | ○ |

06_終点側背面法面抑止力算定

1. 設計条件

(1) 補強斜面の計画安全率

本現場は永久として考え、計画安全率を設定する。

切土補強土工法設計・施工要領では下表のように示されている。

補強斜面の計画安全率

| 項目 | 計画安全率 |
|--------|--------------------------|
| 永久（長期） | $F_{sp} \geq 1.20$ |
| 仮設（短期） | $F_{sp} \geq 1.05, 1.10$ |

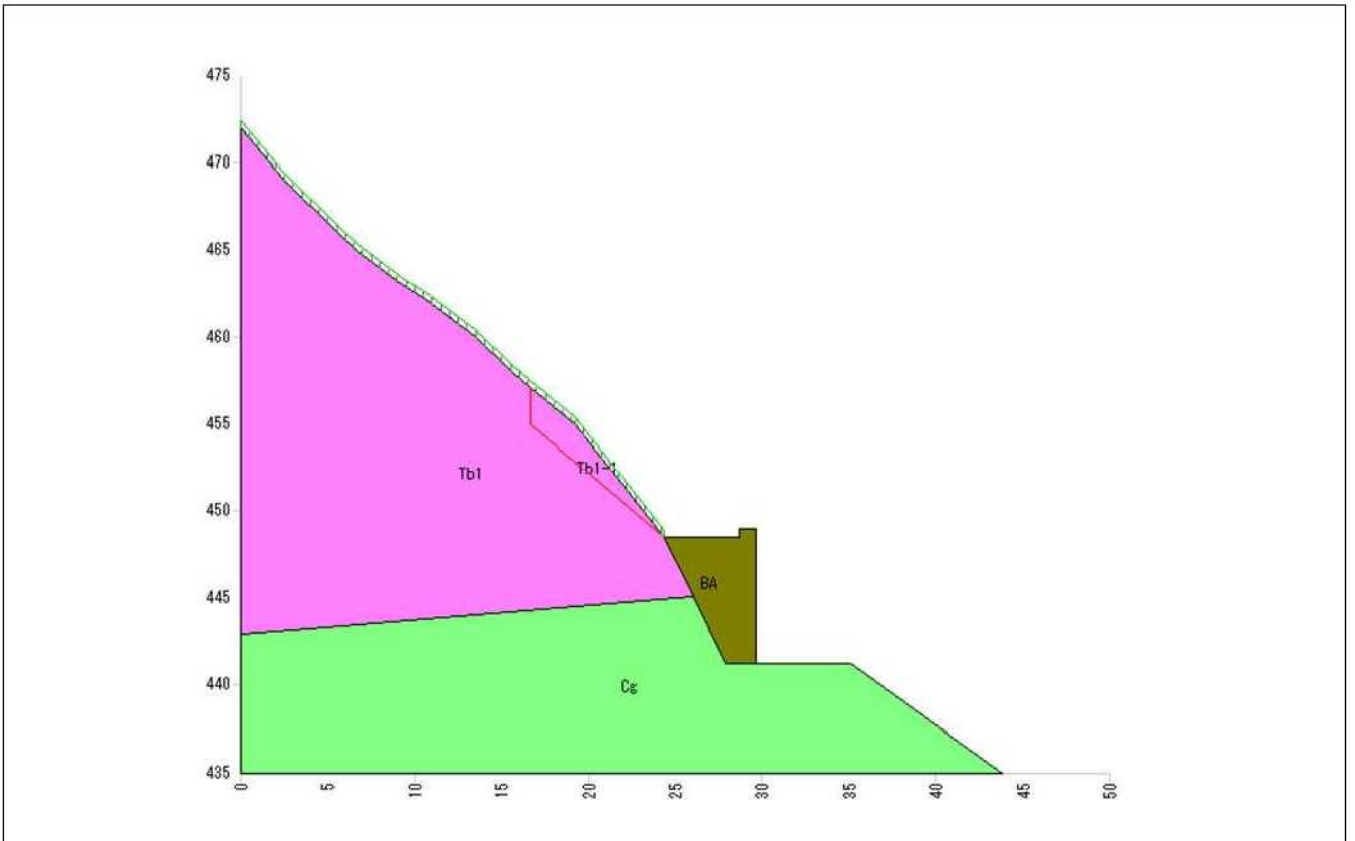
【切土補強土工法設計・施工要領 P.31】

計画安全率は、当該斜面の重要性を考慮して $F_{sp} = 1.200$ とする。

06_終点側背面法面抑止力算定

(2) 土質条件

当該斜面の地形、土質の構成と定数は以下の通りである。



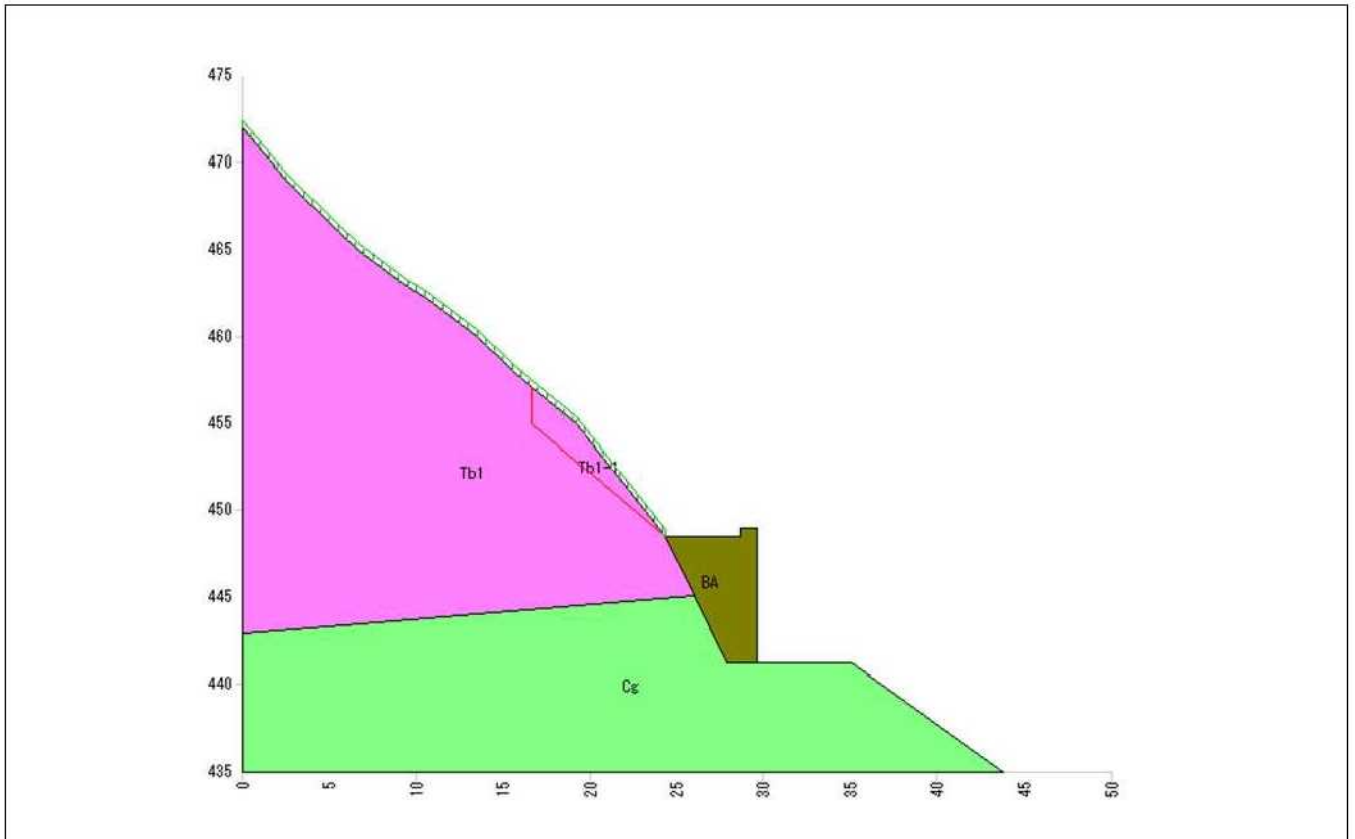
| 土質定数 | | | | | | | |
|------|-------|-------|--|--|----------------------------------|------------|-------------|
| No. | 地層名 | 土質名 | 湿潤重量 γ_t (kN/m ³) | 飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 | |
| | | | | | | ϕ (°) | $\tan \phi$ |
| 1 | Tb1-1 | 凝灰角礫岩 | 24.00 | 25.00 | 13.01 | 21.0000 | 0.383864 |
| 2 | Tb1 | 凝灰角礫岩 | 24.00 | 25.00 | 337.00 | 21.0000 | 0.383864 |
| 3 | Cg | 礫岩 | 21.00 | 22.00 | 73.00 | 40.0000 | 0.839100 |
| 4 | BA | 盛土 | 19.00 | 20.00 | 0.00 | 30.0000 | 0.577350 |

※ 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m³)

06_終点側背面法面抑止力算定

2. 指定すべり面安定計算

既知のすべり面（指定すべり）に対して、斜面の安全性は以下の通りである。



| 安定計算結果 | | 項目 | 記号 | 単位 | 常時 |
|--------|--------|----|-----|----------------|--------|
| 計算結果 | 安全率 | | Fs | - | 1.064 |
| | 計画安全率 | | Fsp | - | 1.200 |
| | 必要抑止力 | | Pr | kN/m | 29.4 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | | S | kN/m | 230.00 |
| | 滑動力 | | T | kN/m | 216.09 |
| | 法線力 | | N | kN/m | 259.36 |
| | 間隙水圧 | | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | | l | m | 10.027 |
| | 面積 | | A | m ² | 11.07 |

06_終点側背面法面抑止力算定

(1) 安定計算式

安定計算は、修正 Fellenius 法を用いて行う。

基本的に極限つり合い法を用いることとし、所要の計画安全率を確保するものとする。

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{すべり抵抗}(\Sigma S)}{\text{滑動力}(\Sigma T)}$$

計算手法は、「スライス分割法」に基づいて、すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割し、各スライス(分割片)について力のつり合いを考えるものとする。

〈常時〉

$$F_s = \frac{\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)}{\Sigma T}$$

$$Pr = F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)]$$

ここで、

| | | | |
|-----------------|-----------------|-----------------------------------|----------------------|
| F _s | : 安全率 | | |
| F _{sp} | : 計画安全率 | | |
| Pr | : 必要抑止力 | | (kN/m) |
| N | : スライスの重力による法線力 | (N = W · cos θ + Q _N) | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 | (U = u · b · cos θ) | (kN/m) |
| T | : スライスの重力による接線力 | (T = W · sin θ + Q _T) | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | | (m) |
| b | : スライス幅 | | (m) |
| φ | : すべり面の内部摩擦角 | | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | | (kN/m ²) |
| Q _N | : 上載荷重分力(法線方向) | | (kN/m) |
| Q _T | : 上載荷重分力(接線方向) | | (kN/m) |

06_終点側背面法面抑止力算定

(2) 安定性の評価(常時)

| スライス要素の集計表 | | 粘着力 | すべり面長 | 法線力 | 間隙水圧 | 滑動力 | すべり抵抗力 |
|------------|----------|-----------------------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 内部摩擦角 | | C(kN/m ²) | l(m) | N(kN/m) | U(kN/m) | T(kN/m) | S(kN/m) |
| φ(°) | tan φ | | | | | | |
| 21.0000 | 0.383864 | 13.01 | 10.027 | 259.36 | 0.00 | 216.09 | 230.00 |

常時の安全率は次式を用いて計算する。

$$F_s = \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot l)}{\sum T}$$

$$= \frac{(259.36 - 0.00) \times 0.383864 + 13.01 \times 10.027}{216.09}$$

$$= 1.064$$

ここで、

| | | | |
|----------------|-----------------|-----------------------------------|----------------------|
| F _s | : 安全率 | | |
| N | : スライスの重力による法線力 | (N = W · cos θ + Q _N) | (kN/m) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 | (U = u · b · cos θ) | (kN/m) |
| T | : スライスの重力による接線力 | (T = W · sin θ + Q _T) | (kN/m) |
| l | : スライスのすべり面長 | | (m) |
| b | : スライス幅 | | (m) |
| φ | : すべり面の内部摩擦角 | | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | | (kN/m ²) |
| Q _N | : 上載荷重分力(法線方向) | | (kN/m) |
| Q _T | : 上載荷重分力(接線方向) | | (kN/m) |

06_終点側背面法面抑止力算定

(3) 必要抑止力の計算(常時)

計画安全率 $F_{sp} = 1.200$ を満足する必要抑止力を計算する。

$$\begin{aligned}
 Pr &= F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)] \\
 &= 1.200 \times 216.09 - \{(259.36 - 0.00) \times 0.383864 + 13.01 \times 10.027\} \\
 &= 29.4 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

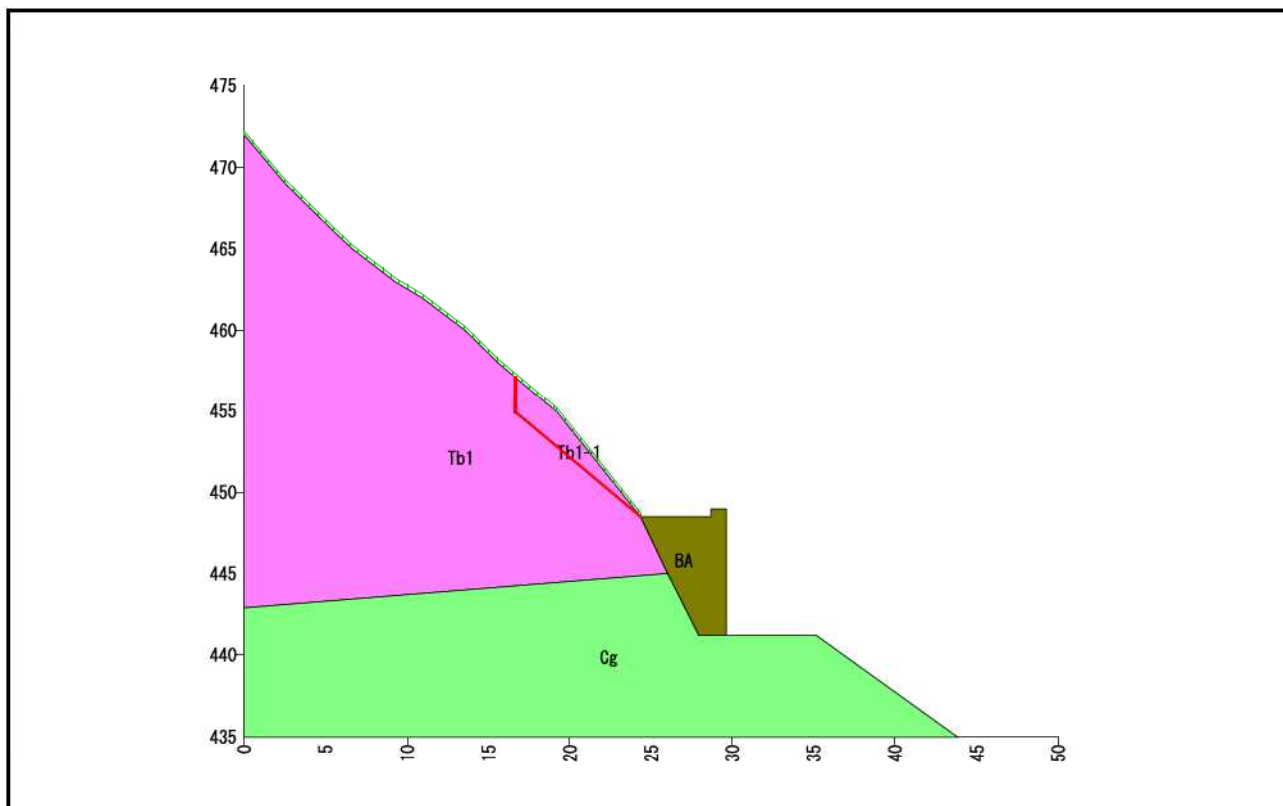
ここで、

| | | |
|-----------------|-----------------|-----------------------------------|
| F _{sp} | : 計画安全率 | |
| Pr | : 必要抑止力 | (kN/m) |
| N | : スライスの重力による法線力 | (kN/m) |
| | | (N = W · cos θ + Q _N) |
| U | : スライスに働く間隙水圧 | (kN/m) |
| | | (U = u · b · cos θ) |
| T | : スライスの重力による接線力 | (kN/m) |
| | | (T = W · sin θ + Q _T) |
| l | : スライスのすべり面長 | (m) |
| b | : スライス幅 | (m) |
| φ | : すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | : すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| W | : スライス重量 | (kN/m) |
| θ | : すべり面傾斜角 | (°) |
| u | : 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q _N | : 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q _T | : 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |

補強材の配置

07_終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | 直線すべり |
| 備考 | 対策工検討 |

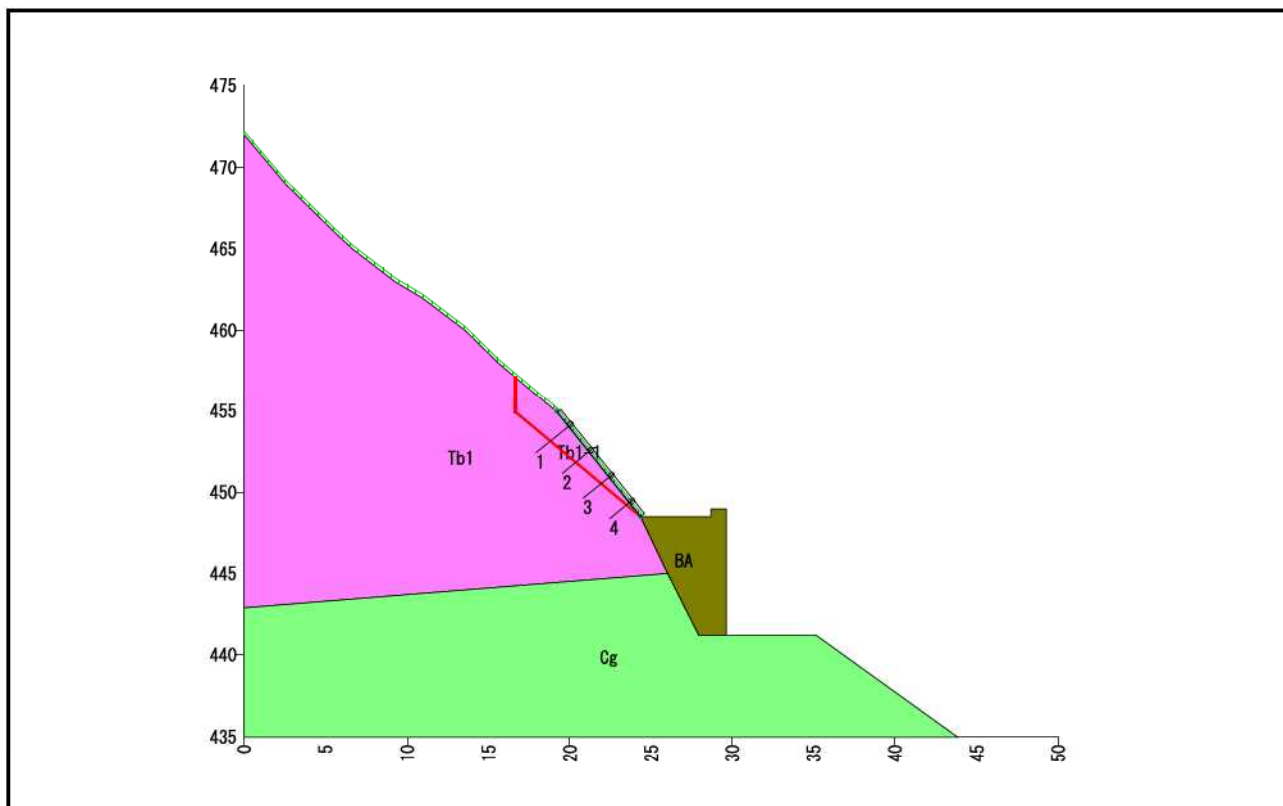


安定計算結果

| 項目 | 記号 | 単位 | 修正Fellenius法 | |
|------|--------|-----|----------------|--------|
| | | | (常時) | |
| 計算結果 | 安全率 | Fs | — | 1.064 |
| | 計画安全率 | Fsp | — | 1.200 |
| | 必要抑止力 | Pr | kN/m | 29.4 |
| 計算要素 | すべり抵抗力 | S | kN/m | 230.00 |
| | 滑動力 | T | kN/m | 216.09 |
| | 法線力 | N | kN/m | 259.36 |
| | 間隙水圧 | U | kN/m | 0.00 |
| | すべり面長 | l | m | 10.027 |
| | 面積 | A | m ² | 11.07 |

07_終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | 直線すべり |
| 備考 | 対策工検討 |



| 補強材の規格 | | | | | | |
|--------|---------------|-----|-----------------|---------------|-----------------------------|------|
| 番号 | 材料名 | 呼び径 | 単位重量 W(kg/m) | 補強材径 d(mm) | 断面積 As(cm ²) | 腐食代 |
| 材-1 | ネジ節棒鋼 (SD345) | D19 | 2.25 | 18.1 | 2.573 | 考慮する |

| 補強材の配置結果 | | | | | | | | | | |
|------------|----------|--------------|--------|---------|---------------|--------------|----------------------|------------|--------------|-----------|
| 補強材 No. | 規格 番号 | 削孔径 D(mm) | 配置座標 | | 水平間隔 SH(m) | 縦間隔 SV(m) | 打設角度 α (°) | 全長 L(m) | 挿入長 LB(m) | 配置 のり面 |
| | | | X (m) | Y (m) | | | | | | |
| [1] | 材-1 | 65.0 | 19.899 | 454.049 | 2.00 | — | 38.66 | 3.000 | 2.600 | 範囲 1 |
| [2] | 材-1 | 65.0 | 21.149 | 452.487 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 2.500 | 2.100 | 範囲 1 |
| [3] | 材-1 | 65.0 | 22.398 | 450.926 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 2.500 | 2.100 | 範囲 1 |
| [4] | 材-1 | 65.0 | 23.648 | 449.364 | 2.00 | 2.00 | 38.66 | 2.000 | 1.600 | 範囲 1 |

07_終点側背面法対策工検討(補強材の配置)

| 補強材の引張り耐力の算出条件 | | | 数 値 (常時) | 備 考 |
|----------------|---------------|-------------------|-------------|---|
| 項 目 | | | | |
| 補強材の許容引張り応力度 | σ_{sa} | N/mm ² | 200.0 | ネジ節棒鋼 (SD345) D19 |
| 補強材と注入材の許容付着応力 | τ_c | N/mm ² | 1.6 | $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm ²) |
| 周面摩擦抵抗の安全率 | Fsa | — | 2.00 | |
| のり面工の低減係数 | μ | — | 1.00 | |
| 補強材の引張り力の低減係数 | λ | — | 0.7 | |
| 地山と注入材の周面摩擦抵抗 | τ_p | N/mm ² | 0.800 | Tb1-1 |
| | | | 0.800 | Tb1 |
| | | | 0.800 | Cg |
| | | | | BA |

補強材の抵抗力の算出方法

(1) 許容付着力の算出

許容付着力の算出式を以下に示す。

許容付着力 t_a (kN/m) は、 t_{pa} と t_{ca} の最も小さい値のものとする。

ただし、地山と注入材の許容付着力 t_{pa} 及び、補強材と注入材の許容付着力 t_{ca} は、以下の式による。

$$t_{pa} = \frac{\tau_p \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}}$$

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)
 D : 削孔径 (m)
 F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

t_{ca} : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_c : 補強材と注入材の許容付着応力 (kN/m²)
 d : 補強材径 (m)

(2) 補強材の許容補強材力の算出

補強材の許容補強材力の算出方法、並びに算出式を以下に示す。

許容補強材力 T_{pa} (kN/本) は、 T_{1pa} 、 T_{2pa} 、 T_{sa} の最も小さい値のものとする。

前項で算出された t_a より、「移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (T_{1pa})」、「不動地山から受ける引抜き抵抗力 (T_{2pa})」、補強材の材料による「補強材の許容引張り (T_{sa})」は以下の式で求められる。

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot L_1 \cdot t_a$$

T_{1pa} : 移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 μ : のり面工の低減係数
 L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a$$

T_{2pa} : 不動地山から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

T_{sa} : 補強材の許容引張り力 (kN/本)
 σ_{sa} : 補強材の許容引張り応力度 (kN/m²)
 A_s : 補強材の断面積 (m²)

07_終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

以上の結果より、補強後の安定計算式を以下に示す。

$$F_s = \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\} + Sh + Ss}{\sum T}$$

| | | | |
|----------|---|---|----------------------|
| F_s | : | 安全率 | |
| N | : | スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) | (kN/m) |
| U | : | スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) | (kN/m) |
| T | : | スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) | (kN/m) |
| l | : | スライスのすべり面長 | (m) |
| b | : | スライス幅 | (m) |
| ϕ | : | すべり面の内部摩擦角 | (°) |
| C | : | すべり面の粘着力 | (kN/m ²) |
| W | : | スライス重量 | (kN/m) |
| θ | : | すべり面傾斜角 | (°) |
| u | : | 単位間隙水圧 | (kN/m ²) |
| Q_N | : | 上載荷重分力(法線方向) | (kN/m) |
| Q_T | : | 上載荷重分力(接線方向) | (kN/m) |
| Sh | : | 補強材による引き止め力 ($Sh=T_m \cdot \cos \beta$) | (kN/m) |
| Ss | : | 補強材による締め付け力 ($Ss=T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi$) | (kN/m) |
| T_m | : | 補強材の設計引張力 | (kN/m) |
| β | : | 補強材設置角度 (すべり面と補強材とのなす角度) | (°) |

補強材による抵抗力の算出 (指定すべりー常時)

ここでは、前項の条件、数値、および数式を用いて補強材の抵抗力を求めるものとする。

< 補強材 No.1 >

(1) 補強材の許容補強材力の算出 Tpa

$$T1pa = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \min(\Sigma(L1 \times tpa), \Sigma(L1 \times tca))$$

ここで、T1paは考慮しないものとする。

$$T2pa = \min(\Sigma(L2 \times tpa), \Sigma(L2 \times tca))$$

$$= 94.015 \quad (\text{kN})$$

$$Tsa = \sigma_{sa} \cdot As = 200.0 \times 10^3 \times 2.573 \times 10^{-4}$$

$$= 51.460 \quad (\text{kN})$$

μ : のり面工の低減係数

L1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

L2 : 不動地山の有効定着長 (m)

σ_{sa} : 補強材の許容引張り応力度 (kN/m²)

A_s : 補強材の断面積 (m²)

よって Tpa は、Tsa < T2pa より Tsa とする。

(2) 補強材による抵抗力の算出

前項で算出されたTpaより、補強材による引き止め力Sh、および補強材による締め付け力Ssを求める。ただし、引き止め力Shがマイナスの場合は0.0として計算する。

$$Td = \lambda \cdot Tpa = 0.7 \times 51.460 = 36.022 \quad (\text{kN/本})$$

$$Tm = \frac{Td}{SH} = \frac{36.022}{2.00} = 18.011 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sh = Tm \cdot \cos \beta_i = 18.011 \times \cos(78.46)$$

$$= 3.603 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ss = Tm \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i = 18.011 \times \sin(78.46) \times 0.383864$$

$$= 6.774 \quad (\text{kN/m})$$

Tm : 補強材の設計引張り力 (kN/m)

λ : 補強材の引張り力の低減係数

Tpa : 補強材の許容補強材力 (kN/本)

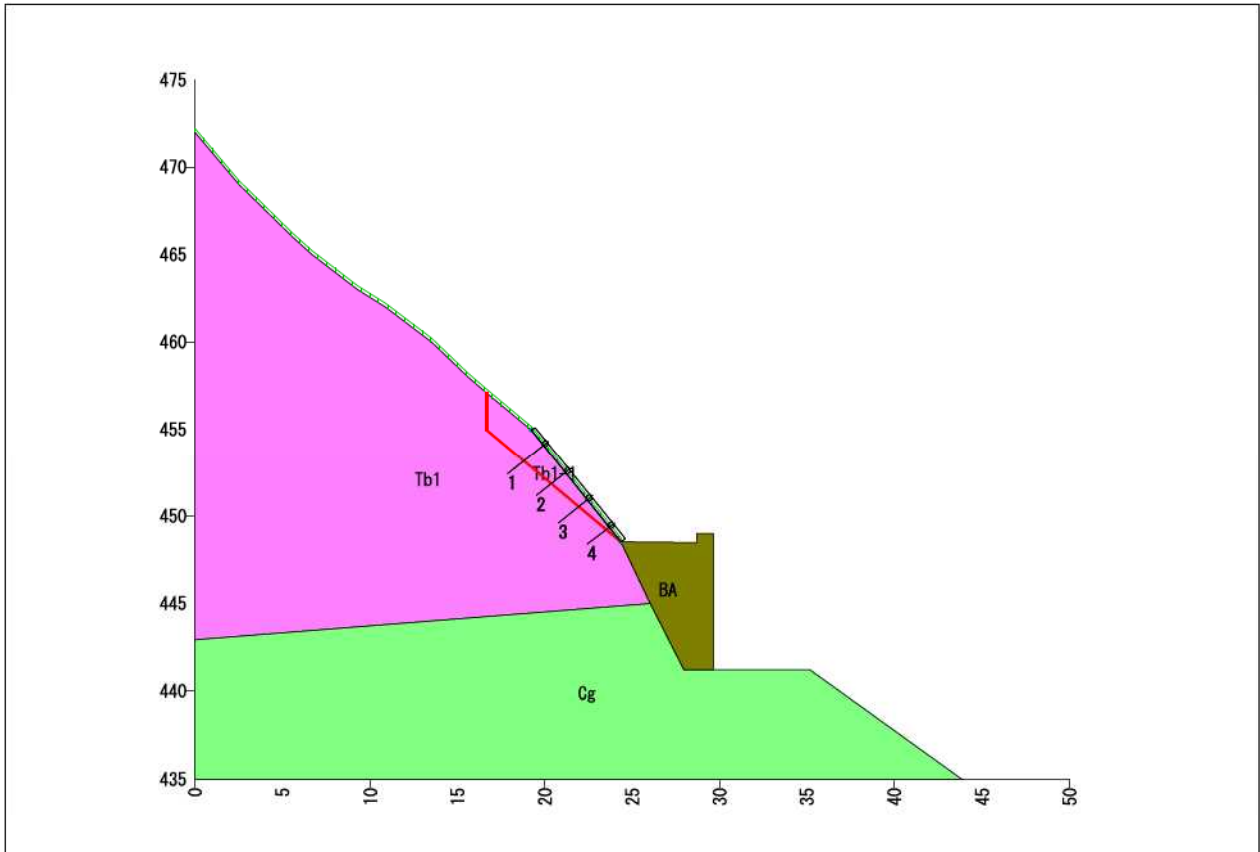
β_i : 補強材とすべり面とのなす角度 (°)

ϕ_i : 内部摩擦角 (°)

Td : 1本当りの設計引張り力 (kN/本)

SH : 水平間隔 (m)

07_終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)
 各補強材による抵抗力一覧表 (指定すべりー常時)



各補強材による抵抗力一覧表

| 補強材 No. | β ($^{\circ}$) | T1pa (kN/本) | T2pa (kN/本) | Tsa (kN/本) | Tpa (kN/本) | Td (kN/本) | Tm (kN/m) | Sh (kN/m) | Ss (kN/m) |
|------------|---------------------------|----------------|----------------|---------------|---------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| [1] | 78.46 | — | 94.015 | 51.460 | 51.460 | 36.022 | 18.011 | 3.603 | 6.774 |
| [2] | 78.46 | — | 86.500 | 51.460 | 51.460 | 36.022 | 18.011 | 3.603 | 6.774 |
| [3] | 78.46 | — | 119.826 | 51.460 | 51.460 | 36.022 | 18.011 | 3.603 | 6.774 |
| [4] | 78.46 | — | 112.393 | 51.460 | 51.460 | 36.022 | 18.011 | 3.603 | 6.774 |
| 計 | | | | | | | | 14.412 | 27.096 |

※T1pa、T2pa、Tsaの囲みはTpaとして用いる値を示す。

07_終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)
各補強材における層ごとの挿入長 (指定すべりー常時)

| 項 目 | | | 数 値 | 備 考 |
|---------------|----------|-------------------|------|-----|
| 周面摩擦抵抗の安全率 | Fsa | — | 2.00 | |
| 補強材と注入材の許容付着力 | τc | N/mm ² | 1.6 | |

補強材 No.1 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-------|-------|--------|--------|----------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|
| Tb1-1 | 1.449 | 1.449 | 0.000 | 800 | 81.681 | 90.981 | 118.356 | 131.831 | 0.000 | 0.000 |
| Tb1 | 1.151 | 0.000 | 1.151 | 800 | 81.681 | 90.981 | 0.000 | 0.000 | 94.015 | 104.719 |
| 合 計 | 2.600 | 1.449 | 1.151 | | | | 118.356 | 131.831 | 94.015 | 104.719 |

補強材 No.2 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-------|-------|--------|--------|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Tb1-1 | 1.041 | 1.041 | 0.000 | 800 | 81.681 | 90.981 | 85.030 | 94.711 | 0.000 | 0.000 |
| Tb1 | 1.059 | 0.000 | 1.059 | 800 | 81.681 | 90.981 | 0.000 | 0.000 | 86.500 | 96.349 |
| 合 計 | 2.100 | 1.041 | 1.059 | | | | 85.030 | 94.711 | 86.500 | 96.349 |

補強材 No.3 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-------|-------|--------|--------|----------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| Tb1-1 | 0.633 | 0.633 | 0.000 | 800 | 81.681 | 90.981 | 51.704 | 57.591 | 0.000 | 0.000 |
| Tb1 | 1.467 | 0.000 | 1.467 | 800 | 81.681 | 90.981 | 0.000 | 0.000 | 119.826 | 133.469 |
| 合 計 | 2.100 | 0.633 | 1.467 | | | | 51.704 | 57.591 | 119.826 | 133.469 |

補強材 No.4 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

| 層 | LB | L1 (n) | L2 (n) | τp | tpa | tca | L1・tpa | L1・tca | L2・tpa | L2・tca |
|-------|-------|--------|--------|----------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| Tb1-1 | 0.224 | 0.224 | 0.000 | 800 | 81.681 | 90.981 | 18.297 | 20.380 | 0.000 | 0.000 |
| Tb1 | 1.376 | 0.000 | 1.376 | 800 | 81.681 | 90.981 | 0.000 | 0.000 | 112.393 | 125.190 |
| 合 計 | 1.600 | 0.224 | 1.376 | | | | 18.297 | 20.380 | 112.393 | 125.190 |

LB : 地山の挿入長 (削孔長) (m)

L1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

L2 : 不動地山の有効定着長 (m)

τp : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

tpa : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)

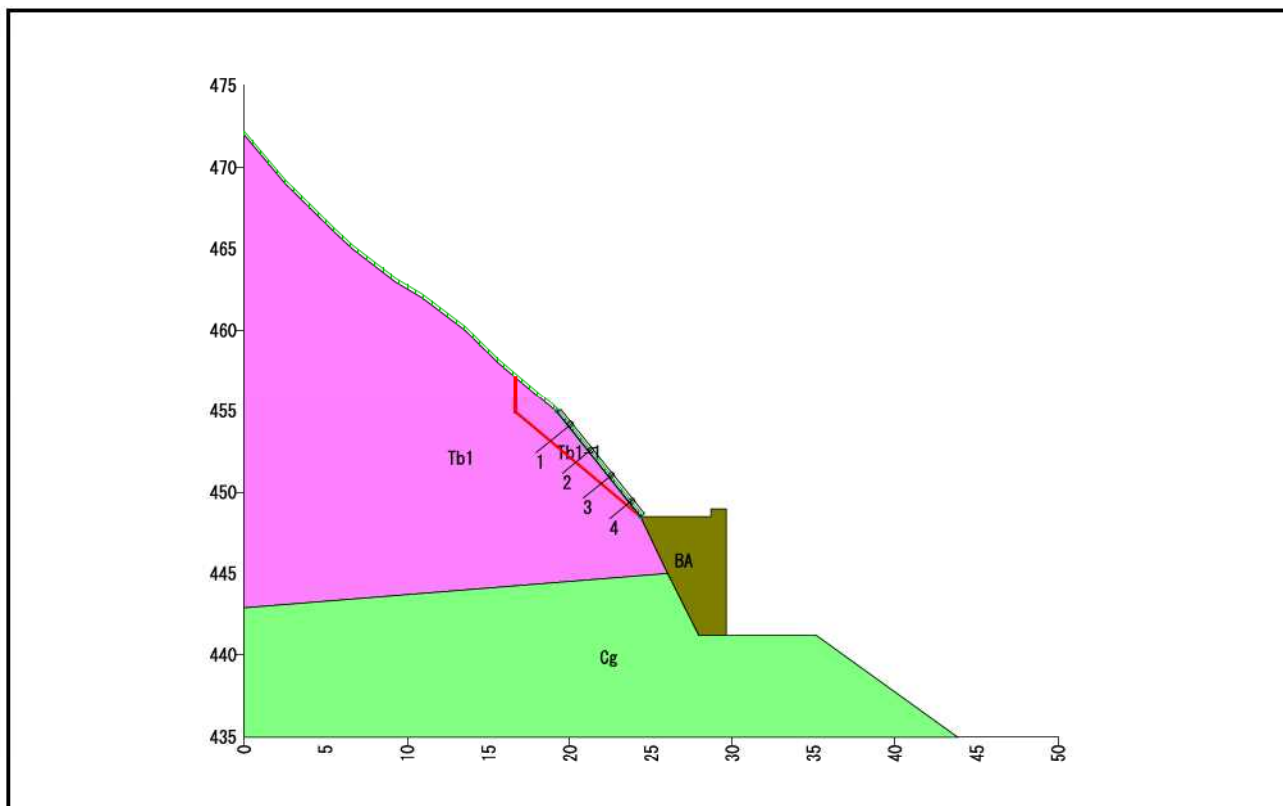
tca : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)

$$tpa = \frac{\tau p \cdot \pi \cdot D}{Fsa}$$

$$tca = \tau c \cdot \pi \cdot d$$

07_終点側背面法面対策工検討(補強材の配置)

| | |
|------|-------------------|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | 直線すべり |
| 備考 | 対策工検討 |



| 補強材配置後の安全率結果 | | | | |
|--------------|--------|-----|------|------------|
| 項目 | | 記号 | 単位 | 数 値 (常時) |
| | | | | 指定すべり |
| 計算結果 | 補強前安全率 | Fs | — | 1.064 |
| | 計画安全率 | Fsp | — | 1.200 |
| | 補強後安全率 | Fs | — | 1.256 |
| 計算要素 | 引き止め力 | Sh | kN/m | 14.412 |
| | 締め付け力 | Ss | kN/m | 27.096 |

施工段数： 4 段

07_終点側背面法対策工検討(補強材の配置)

補強後安全率の算出(指定すべり)

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\} + Sh + Ss}{\sum T} \\ &= \frac{230.00 + 14.412 + 27.096}{216.09} \\ &= 1.256 \end{aligned}$$

08_終点側背面法面：吹付法枠工設計計算
のり枠工の設計計算報告書

| | |
|------|---|
| 現場名 | 鳥海ダム2号トンネル終点側背面法面 |
| ケース名 | のり勾配1:0.8-吹付法枠工(直線すべり)-完成時 |
| 備考 | F300 2.00 x 2.00 ロックボルト水平ピッチ = 2.00m、4段 |

| 計算条件 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 | | | |
|--------|-------------------|------|------------------|-------------------|-----------|----------|------------|------------|
| 外力 | 設計引張り力 | | T_d | kN/本 | 36.022 | | | |
| | のり面工の低減係数 | | μ | - | 1.00 | | | |
| | のり面工に作用する補強材引張り力 | | T_o | kN/本 | 36.022 | | | |
| のり枠工外形 | 縦枠 | スパン数 | n_1 | スパン | 3 | | | |
| | | スパン長 | l_1 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | 上 | 下 | l_{1a} | l_{1b} | m | 0.000 |
| | 横枠 | スパン数 | n_2 | スパン | 5 | | | |
| | | スパン長 | l_2 | m | 2.000 | | | |
| | | 張出し長 | 左 | 右 | l_{2a} | l_{2b} | m | 0.000 |
| 枠断面 | 枠高×枠幅 | | $h \times b$ | mm | 300 × 300 | | | |
| | 有効高 | | d | mm | 235 | | | |
| 部材強度 | モルタルの設計基準強度 | | f'_{ck} | N/mm ² | 18 | | | |
| | 鉄筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{yk} | N/mm ² | 345 | | | |
| | せん断補強筋の引張降伏強度の特性値 | | f_{wyk} | N/mm ² | - | | | |
| 部分安全係数 | 材料係数 | | 部材係数 | 構造解析係数 | 荷重係数 | 構造物係数 | | |
| | モルタル | 鋼材 | | | | | γ_b | γ_a |
| 終局限界状態 | 1.30 | 1.00 | 曲げ・軸耐力 | 1.15 | 1.00 | 1.20 | 1.20 | |
| | | | モルタルが負担するせん断耐力 | 1.30 | | | | |
| | | | せん断補強筋が負担するせん断耐力 | - | | | | |
| | | | 斜め圧縮破壊耐力 | - | | | | |

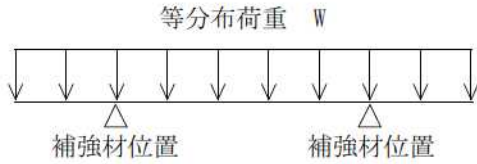
| 計算結果 | | 項目 | 記号 | 単位 | 数値 |
|--------|-----------|----|-------|------|-------|
| 終局限界状態 | 設計曲げモーメント | | M_d | kN・m | 5.00 |
| | 設計せん断力 | | V_d | kN | 14.20 |

| 主鉄筋 | | スターラップ | | 終局限界状態 | | | | 判定 |
|------|------------|--------|------------|----------------|-------------|---------|-------------|----|
| 呼び径 | 本数 (片側) | 呼び径 | 間隔 (mm) | 曲げモーメントの照査 | | せん断力の照査 | | |
| | | | | 鉄筋比 | 安全性 | 斜め圧縮破壊 | 安全性 | |
| D13 | 2 | - | - | 0.00359 | 0.36 | - | 0.65 | OK |
| 判定条件 | | | | ≤ 0.01372 | ≤ 1.00 | - | ≤ 1.00 | |

1. 設計方針

1.1 構造モデル

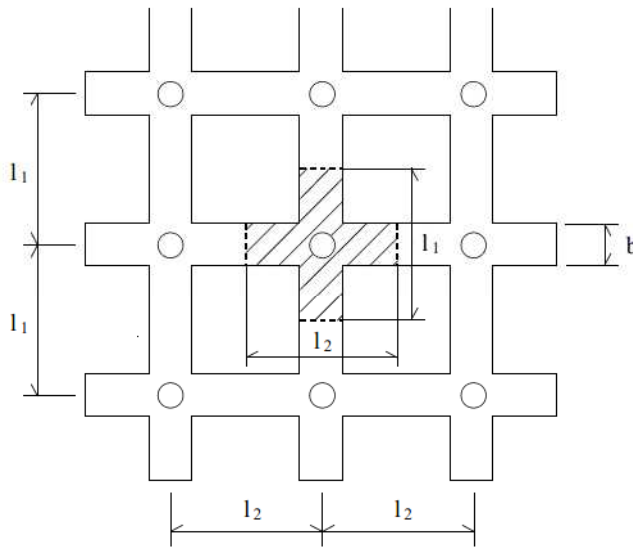
設計引張り力によって生ずる地盤反力が、のり枠工に等分布荷重として作用するものとし、補強材打設位置を支点とする梁のモデルとする。



1.2 荷重の負担

のり枠にかかる荷重は、補強材の引張り荷重によって、縦枠・横枠に等分布荷重として作用するものとし、等分布荷重の算出は、補強材1本あたりの荷重をのり枠長で配分するものとする。

この時、交点部ののり枠幅を考慮する。



1.3 安全性の照査

限界状態設計法（性能照査型）にて、のり枠の安全性を検討する。

のり枠が供用期間中に限界状態に至らないことを照査する。限界状態は、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に区分する。

終局限界状態は、供用期間中に想定される最大荷重に対する限界状態である。鉄筋挿入工の場合、地山の変形等により補強材に引張り力が発生し、のり枠構造には地盤反力が荷重として作用する。これを最大荷重として安全性を照査する。

使用限界状態は、通常の使用性や機能確保、耐久性に関する限界状態である。鉄筋挿入工の場合、施工時には補強材に引張り力を与えないので地盤反力がのり枠に作用することはない。よって、一般に供用時には荷重が作用しないと考えられるので、使用限界状態の照査は省略する。

疲労限界状態は、繰り返し荷重や変動荷重による疲労破壊の限界状態である。のり枠構造にはこれの影響がほとんどないと考えられることから、疲労限界状態の照査は省略する。

2. 設計条件

2.1 のり面工に作用する補強材引張り力の算定

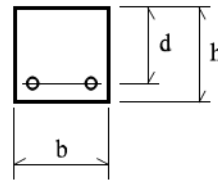
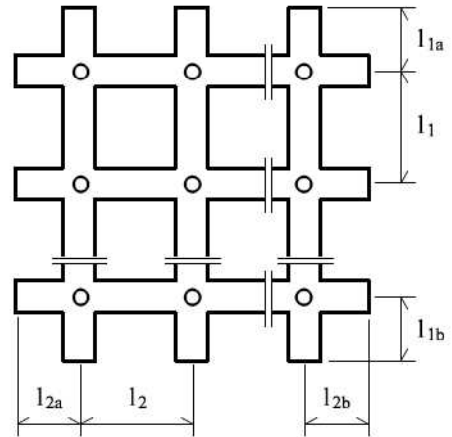
設計引張り力 T_d は、最大値 [補強材 No.1] 36.022 (kN/本) を使用する。
 のり面工に作用する補強材引張り力 T_o は、以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} T_o &= \mu \cdot T_d = 1.00 \times 36.022 \\ &= 36.022 \text{ (kN/本)} \end{aligned}$$

ここで、 μ : のり面工の低減係数

2.2 のり枠の形状寸法

| | | | |
|----------|----------|---|-----------|
| 縦枠のSPAN数 | n_1 | = | 3 |
| SPAN長 | l_1 | = | 2.000 (m) |
| 上張出し長 | l_{1a} | = | 0.000 (m) |
| 下張出し長 | l_{1b} | = | 0.000 (m) |
| 横枠のSPAN数 | n_2 | = | 5 |
| SPAN長 | l_2 | = | 2.000 (m) |
| 左張出し長 | l_{2a} | = | 0.000 (m) |
| 右張出し長 | l_{2b} | = | 0.000 (m) |
| 枠断面 枠幅 | b | = | 300 (mm) |
| 枠高 | h | = | 300 (mm) |
| 有効高 | d | = | 235 (mm) |



3. 地盤支持力の検討

3.1 検討条件

| | | | |
|-------|-------|---|--------------------------|
| 許容支持力 | q_a | = | 300 (kN/m ²) |
| 縦スパン長 | l_1 | = | 2.000 (m) |
| 横スパン長 | l_2 | = | 2.000 (m) |
| 枠幅 | b | = | 0.300 (m) |

3.2 検討結果

補強材 1 本当たりの負担する載荷面積 A は

$$\begin{aligned}
 A &= b \cdot (l_1 + l_2 - b) \\
 &= 0.300 \times (2.000 + 2.000 - 0.300) \\
 &= 1.110 \text{ (m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

したがって、地盤支持力は以下のように求められる。

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{T_o}{A} = \frac{36.022}{1.110} \\
 &= 33 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}
 \end{aligned}$$

4. 最大曲げモーメント・最大せん断力の算出

4.1 作用荷重

のり枠に作用する等分布荷重 w_1 、 w_2 は、以下のように計算できる。

補強材 1 本あたりの荷重を負担する縦枠長さ

$$l_h = l_1 = 2.000 \text{ (m)}$$

補強材 1 本あたりの荷重を負担する横枠長さ

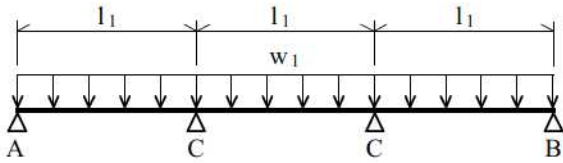
$$l_w = l_2 = 2.000 \text{ (m)}$$

よって、

$$\begin{aligned} w_1 = w_2 &= \frac{T_0}{l_h + l_w - b} = \frac{36.022}{2.000 + 2.000 - 0.300} \\ &= 9.74 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

4.2 縦枠に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力

3 スパンの場合は、連続梁として計算する。このとき、張出し部は考慮しない。



・ 第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

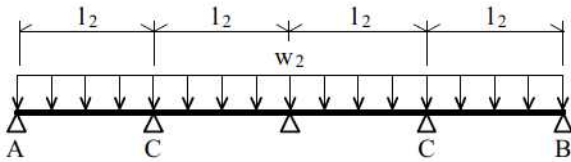
$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{1}{10} \cdot w_1 \cdot l_1^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 9.74 \times 2.000^2 \\ &= 3.90 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・ 第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max C} &= \frac{3}{5} \cdot w_1 \cdot l_1 \\ &= \frac{3}{5} \times 9.74 \times 2.000 \\ &= 11.69 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4.3 横枠に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力

4 スパン以上の場合、連続梁として計算する。このとき、張出し部は考慮しない。



・ 第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{3}{28} \cdot w_2 \cdot l_2^2 \\ &= \frac{3}{28} \times 9.74 \times 2.000^2 \\ &= 4.17 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・ 第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max C} &= \frac{17}{28} \cdot w_2 \cdot l_2 \\ &= \frac{17}{28} \times 9.74 \times 2.000 \\ &= 11.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4.4 最大応力の決定

縦枠・横枠に作用する応力を以下の一覧表にまとめる。

| 検討位置 | | 曲げモーメント (kN・m) | せん断力 (kN) |
|--------|--------|-------------------|--------------|
| 縦 枠 | 第一内部支点 | 3.90 | 11.69 |
| | 張出し部 | - | - |
| 横 枠 | 第一内部支点 | 4.17 | 11.83 |
| | 張出し部 | - | - |

したがって、縦枠・横枠に発生する最大応力を比較して

$$\text{最大曲げモーメント} \quad M_{\max} = 4.17 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\text{最大せん断力} \quad S_{\max} = 11.83 \text{ (kN)}$$

となる。

5. 限界状態の照査

5.1 材料および断面緒元

(1) のり枠部分

| | | | |
|-----------------------|-----------|---|-------------------------|
| 枠幅 | b | = | 300 (mm) |
| 枠高 | h | = | 300 (mm) |
| 有効高 | d | = | 235 (mm) |
| 箱抜き径(外径) | D | = | 89 (mm) |
| モルタルの設計基準強度(圧縮強度の特性値) | f'_{ck} | = | 18 (N/mm ²) |

(2) 主鉄筋(引張鉄筋)

| | | |
|---------------|----------|-----------------------------|
| 種類 | SD345 | D13 |
| 鉄筋径 | ϕ | = 13 (mm) |
| 本数(片側) | n | = 2 (本) |
| 引張鉄筋量 | A_s | = 253.4 (mm ²) |
| 鉄筋の引張降伏強度の特性値 | f_{yk} | = 345 (N/mm ²) |
| 鉄筋のヤング係数 | E_s | = 200 (kN/mm ²) |

(3) せん断補強筋

スターラップを配置しないため、せん断補強筋は検討しない。

(4) 配置

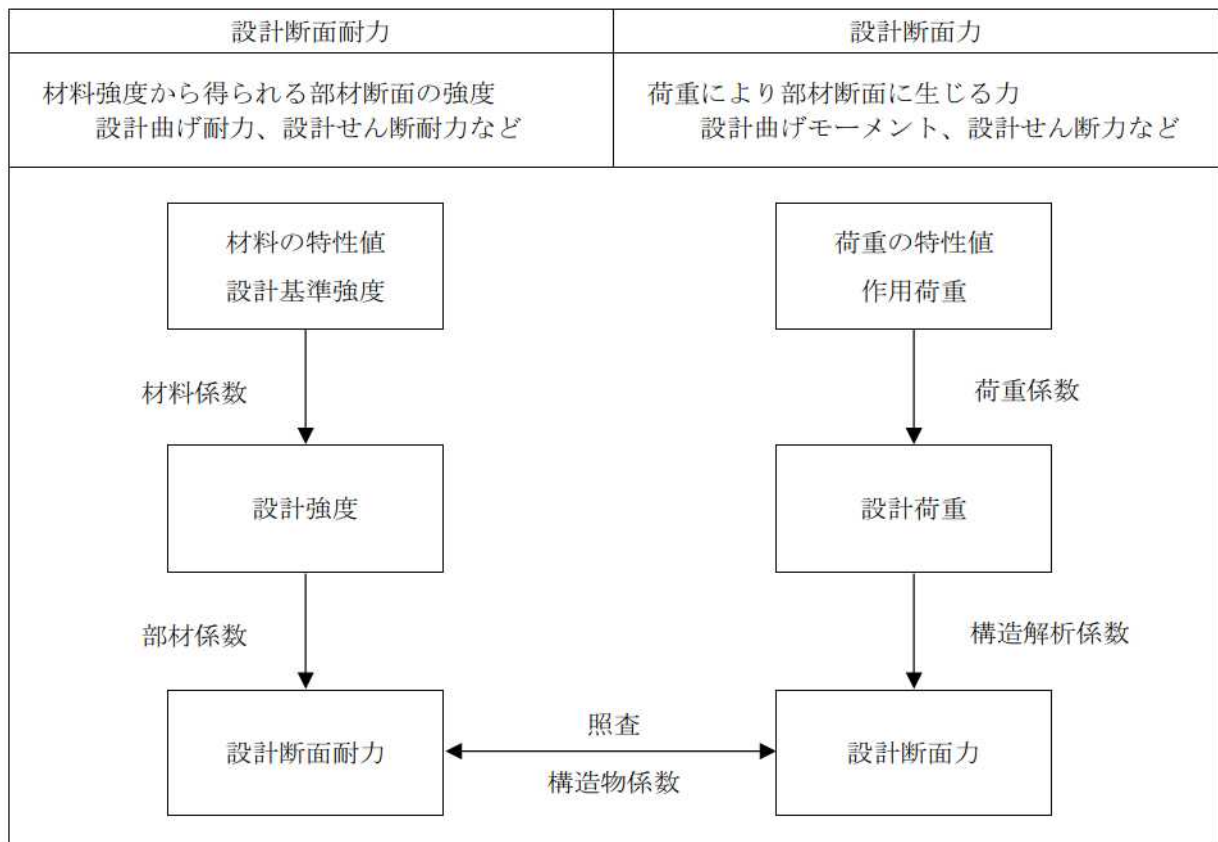
| | | | |
|--|-------|---|--------------------------------------|
| 鉄筋の配置長 | l | = | 186 (mm) |
| 引張鉄筋のかぶり | c | = | $h - (d + \frac{\phi}{2}) = 59$ (mm) |
| 鉄筋の中心間隔 (鉄筋が配置される区間に、 鉄筋を均等に配置したときの値) | c_s | = | $\frac{l - \phi}{n - 1} = 173$ (mm) |
| 鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、 鉄筋を均等に配置したときの値) | a | = | $c_s - \phi = 160$ (mm) |

5.2 部分安全係数

部分安全係数は、材料強度や部材寸法のばらつき、構造物や部材の重要度、構造解析の不確実性を考慮して、以下のように定める。

| 部分安全係数 | 材料係数 | | 部材係数 γ_b | | 構造解析係数 γ_a | 荷重係数 γ_f | 構造物係数 γ_i |
|--------|--------------------|------------------|--------------------|------|----------------------|--------------------|---------------------|
| | モルタル γ_c | 鋼材 γ_s | | | | | |
| 終局限界状態 | 1.30 | 1.00 | 曲げ・軸耐力 | 1.15 | 1.00 | 1.20 | 1.20 |
| | | | モルタルが負担するせん断耐力 | 1.30 | | | |
| | | | せん断補強筋が負担するせん断耐力 | - | | | |
| | | | 斜め圧縮破壊耐力 | - | | | |

部分安全係数は、設計断面耐力および設計断面力の計算過程の中で用いる。



08_終点側背面法面：吹付法枠工設計計算

5.3 設計荷重および設計断面力

のり枠工の設計断面力の算出に用いる設計荷重は、作用荷重に荷重係数を乗じて求める。

よって、先に求めた最大曲げモーメントおよび最大せん断力に荷重係数を乗じることにより、設計荷重を考慮した断面力を求めることができる。

| 限界状態 | 設計荷重 (作用荷重× γ_f) | 設計荷重を考慮した断面力 | |
|--------|-----------------------------|----------------|-------------|
| 終局限界状態 | 作用荷重×1.20 | 最大曲げモーメント M' | 5.00 (kN・m) |
| | | 最大せん断力 V' | 14.20 (kN) |

設計断面力は、設計荷重を考慮した断面力に対して、構造解析係数を乗じて求める。

| 限界状態 | 構造解析係数 γ_a | 設計断面力 | |
|--------|----------------------|-----------------|-------------|
| 終局限界状態 | 1.00 | 設計曲げモーメント M_d | 5.00 (kN・m) |
| | | 設計せん断力 V_d | 14.20 (kN) |

5.4 安全性能の照査

のり枠の安全性能の照査は、曲げモーメントおよびせん断力が作用することによって、断面破壊の終局限界状態に至らないことを確認する。

5.4.1 曲げモーメントに対する照査

(1) 引張鉄筋量の検討

軸方向引張鉄筋量が多すぎると、断面破壊時にモルタルの圧縮破壊が先行し、ぜい性的な破壊を生じる場合がある。そこで、引張鉄筋量の最大値を釣合鉄筋比の75%とし、引張鉄筋比がこれ以下となることを確認する。

| | |
|-------------|---|
| 釣合鉄筋比に関する係数 | $\alpha = 0.88 - 0.004 \cdot f'_{ck} = 0.88 - 0.004 \times 18$ $= 0.81 \quad (\alpha \leq 0.68) \quad \therefore \alpha = 0.68$ |
| モルタルの終局ひずみ | $\epsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_{ck}}{30000} = \frac{155 - 18}{30000}$ $= 0.0046 \quad (0.0025 \leq \epsilon'_{cu} \leq 0.0035) \quad \therefore \epsilon'_{cu} = 0.0035$ |
| モルタルの設計圧縮強度 | $f'_{cd} = \frac{f'_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1.30} = 13.85 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| 鉄筋の設計引張降伏強度 | $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{345}{1.00} = 345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |

鉄筋比 p は、以下のように計算できる。

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{253.4}{300 \times 235} = 0.00359$$

釣合鉄筋比 p_b は、以下のように計算できる。

$$p_b = \alpha \cdot \frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot \frac{f'_{cd}}{f_{yd}} = 0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{345}{200 \times 10^3}} \times \frac{13.85}{345} = 0.01829$$

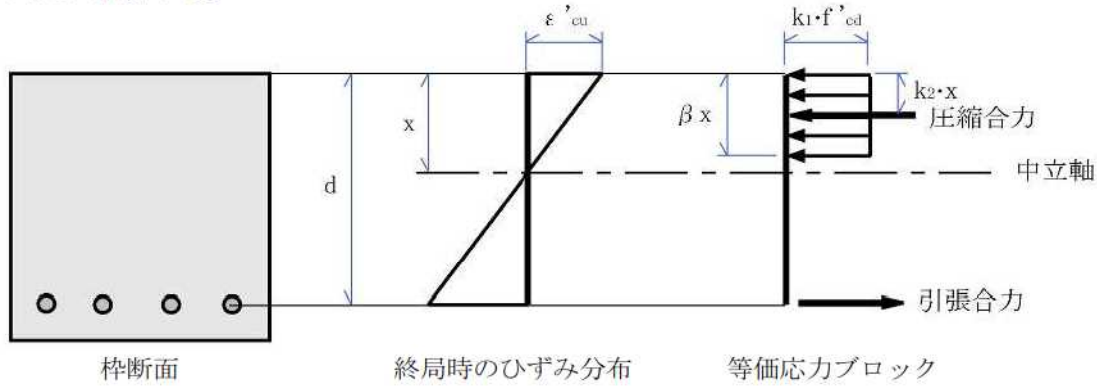
よって、 $p = 0.00359 \leq 0.75 \cdot p_b = 0.01372$ となり、引張鉄筋が先に降伏することになる。 … OK

(2) 設計曲げ耐力

曲げモーメントを受けるのり枠の設計断面耐力は、以下の仮定に基づいて計算する。

- ・ 歪みは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- ・ モルタルの引張応力は無視する。
- ・ モルタルおよび鉄筋の応力-歪み曲線は、非線形のモデルを用いる。

また、断面の歪みがすべて圧縮とはならないものとし、モルタルの圧縮応力度分布を等価応力ブロックとして考えて計算する。



曲げ耐力の等価応力ブロックに関する係数 $\beta = 0.52 + 80 \cdot \varepsilon'_{cu} = 0.52 + 80 \times 0.0035 = 0.8$

強度の低減係数 $k_1 = 1 - 0.003 \cdot f'_{ck} = 1 - 0.003 \times 18 = 0.95$ ($k_1 \leq 0.85$) $\therefore k_1 = 0.85$

圧縮縁から中立軸までの距離 x に対する
圧縮合力までの距離の比 $k_2 = \frac{\beta}{2} = \frac{0.8}{2} = 0.4$

終局曲げ耐力 M_u は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} M_u &= b \cdot d^2 \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - \frac{k_2}{\beta \cdot k_1} \cdot \frac{p \cdot f_{yd}}{f'_{cd}}\right) \\ &= 300 \times 235^2 \times 0.00359 \times 345 \times \left(1 - \frac{0.4}{0.8 \times 0.85} \times \frac{0.00359 \times 345}{13.85}\right) \\ &= 19.44 \times 10^6 \text{ (N}\cdot\text{mm)} = 19.44 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

設計曲げ耐力 M_{ud} は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} M_{ud} &= \frac{M_u}{\gamma_b} = \frac{19.44}{1.15} \\ &= 16.90 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

(3) 安全性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} = 1.20 \times \frac{5.00}{16.90} = 0.36 \leq 1.00 \quad \dots \text{ OK}$$

5.4.2 セン断力に対する照査

(1) モルタルが負担する設計せん断耐力

| | |
|--------------------|--|
| モルタルのせん断強度 | $f_{vcd} = 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} = 0.20 \times \sqrt[3]{13.85}$ $= 0.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{vcd} \leq 0.72)$ |
| せん断耐力の有効高に関する係数 | $\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} = \sqrt[4]{1000/235}$ $= 1.44 \quad (\beta_d \leq 1.5)$ |
| せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する係数 | $\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p} = \sqrt[3]{100 \times 0.00359}$ $= 0.71 \quad (\beta_p \leq 1.5)$ |
| せん断耐力の軸方向力に関する係数 | $\beta_n = 1.00$ (のり枠では軸方向力は作用しない) |

モルタルが負担する設計せん断耐力 V_{cd} は、以下のように計算できる。

$$V_{cd} = \frac{\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{1.44 \times 0.71 \times 1.00 \times 0.48 \times 300 \times 235}{1.30}$$

$$= 26.61 \times 10^3 \text{ (N)} = 26.61 \text{ (kN)}$$

(2) セン断補強筋が負担する設計せん断耐力

せん断補強筋を配置しないので、 $V_{sd} = 0.0$ (kN) とする。

(3) 設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は、モルタルが負担する設計せん断耐力に、せん断補強筋が負担する設計せん断耐力を合わせたものであるから、以下の通りとなる。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} = 26.61 + 0.00$$

$$= 26.61 \text{ (kN)}$$

(4) モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討

せん断補強筋を配置しないので、モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討は省略する。

(5) 安全性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} = 1.20 \times \frac{14.20}{26.61} = 0.65 \leq 1.00 \quad \cdots \text{ OK}$$

6. 支圧応力度の検討

6.1 許容支圧応力度

(1) 検討条件

| | | |
|-------------|-----------------------------------|---|
| モルタルの設計圧縮強度 | $f'_{ck} =$ | 18 (N/mm ²) |
| プレートの幅 | $u =$ | 150 (mm) |
| 箱抜き径 | $D =$ | 89 (mm) |
| 枠幅 | $b =$ | 300 (mm) |
| モルタル面の全面積 | $A = b^2 - \pi \cdot D^2 / 4 =$ | $300^2 - \pi \times 89^2 / 4 =$ 83779 (mm ²) |
| プレートの有効面積 | $A_a = u^2 - \pi \cdot D^2 / 4 =$ | $150^2 - \pi \times 89^2 / 4 =$ 16279 (mm ²) |

(2) 許容支圧応力度の算出

局部荷荷の場合、許容支圧応力度 σ_{ba} は以下のように計算できる。

$$\sigma_{ba} \leq (0.25 + 0.05 \cdot \frac{A}{A_a}) \cdot f'_{ck} = (0.25 + 0.05 \times \frac{83779}{16279}) \times 18$$

$$= 9.13 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ただし、設計基準強度の50%以内に抑えるものとする。

$$\sigma_{ba} \leq 0.5 \cdot f'_{ck} = 0.5 \times 18$$

$$= 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、許容支圧応力度 σ_{ba} を以下の値とする。

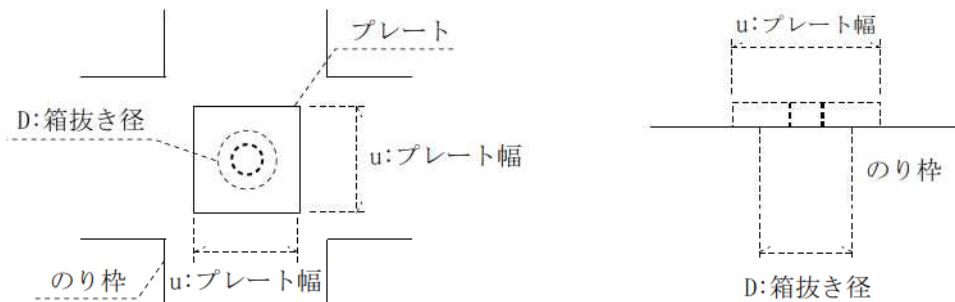
$$\sigma_{ba} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

6.2 支圧応力度

許容支圧応力度 σ_{ba} を照査する。

$$\sigma_b = \frac{T_o}{A_a} = \frac{36.022 \times 10^3}{16279}$$

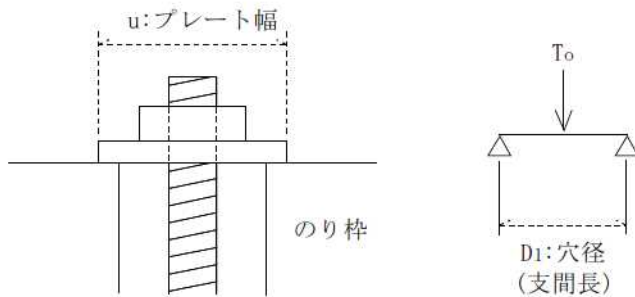
$$= 2.21 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ba} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$



7. プレートの検討

7.1 検討条件

| | |
|--------------|--|
| プレートの許容曲げ応力度 | $\sigma_{sa} = 140.0$ (N/mm ²) |
| プレートの幅 | $u = 150$ (mm) |
| 穴径(支間長) | $D_1 = 89$ (mm) |



7.2 検討結果

プレートを二方向性の梁と考えると、梁に作用する荷重 P は、以下のように計算される。

$$P_x = P_y = \frac{T_o}{2} = \frac{36.022 \times 10^3}{2} = 18011 \text{ (N)}$$

したがって、曲げモーメント M は、以下のように計算できる。

$$M = P_x \cdot \frac{D_1}{4} = 18011 \times \frac{89}{4} = 400745 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

プレートの必要厚さ t' は、以下のように計算できる。

$$t' = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{u \cdot \sigma_{sa}}} = \sqrt{\frac{6 \times 400745}{150 \times 140.0}} = 10.8 \text{ (mm)}$$

市場性を考慮して、プレートの厚さを $t = 9 \text{ mm}$ とする。

8. 鉄筋の重ね継手

鉄筋の重ね継手長は、基本定着長以上とする。

| | |
|------------------------------------|---|
| 主鉄筋 | D13 - 2 本 (φ=13(mm)) |
| 引張鉄筋のかぶり | c = 59 (mm) |
| 鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、鉄筋を均等に配置したときの値) | a = 160 (mm) |
| 鉄筋の設計引張降伏強度 | f _{yd} = 345 (N/mm ²) |
| モルタルの設計基準強度 | f' _{ck} = 18 (N/mm ²) |
| モルタルの材料係数 | γ _c = 1.30 |
| モルタルの設計付着強度 | f _{bod} = $\frac{0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0.28 \times 18^{2/3}}{1.30}$ = 1.479 (N/mm ²) (f _{bod} ≤ 3.2) |

ここで、計算で用いる c は、引張鉄筋のかぶりと定着する鉄筋のあきの半分の値の小さい方なので

$$c = \min \left(59, \frac{160}{2} \right) = 59 \text{ (mm)}$$

基本定着長に関する係数 k_c および α は、以下の通りとなる。

$$k_c = \frac{c}{\phi} + \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot \phi} = \frac{59}{13} \quad (\text{※スターラップを配置しないので、} \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot \phi} = 0 \text{ とする。})$$

$$= 4.538$$

| | |
|--------------------------------|---------|
| k _c ≤ 1.0 の場合 | α = 1.0 |
| 1.0 < k _c ≤ 1.5 の場合 | α = 0.9 |
| 1.5 < k _c ≤ 2.0 の場合 | α = 0.8 |
| 2.0 < k _c ≤ 2.5 の場合 | α = 0.7 |
| 2.5 < k _c の場合 | α = 0.6 |

k_c = 4.538 より、α = 0.6

基本定着長 l_d は、以下のように計算できる。

$$l_d = \frac{\alpha \cdot f_{yd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bod}} = \frac{0.6 \times 345 \times 13}{4 \times 1.479}$$

$$= 455 \text{ (mm)}$$

よって、鉄筋の重ね継手長は 455 (mm) 以上必要である。