

資料 I 設計

資料 I-1 : 塩害対策における最小かぶりに関する検討について

1. はじめに

塩害環境下において構造物の設計耐用期間を満たすためには、その対策を北海道や東北などの地域ごとに行う必要があると考えられる。特に、4.2.2 に示したような塩害の影響による最小かぶりの規定は、東北地方の飛来塩分特性などを反映させて変更を加える余地があるものと思われる。しかしながら、今回のガイドラインの作成では塩害の影響による最小かぶりの見直しは行わないことにした。その理由は、飛来塩分量から計算される構造物表面に付着する塩化物イオン量の算出方法が十分確立されていないこと、および塩化物イオンがコンクリート内部へ浸透する量の算定についても未だに議論が継続されていることなどが挙げられる。詳細を以下に述べる。

2. 飛来塩分量の実測データ

建設省土木研究所では、1984年から1987年にかけて全国で飛来塩分量の調査を行っている^{1)~3)}。東北地方で測定された結果を表2.1と図2.1に示す。以上の結果について、沿岸別に整理し直した結果を図2.2に示す。一方、飛来塩分量の結果を回帰分析的に整理した結果として、ミニマムメンテナンスPC橋の開発に関する共同研究報告書(III)では、飛来塩分量と離岸距離との関係を以下のように定式化している。

$$C_{air} = C_1 \cdot d^{0.6} \quad (1)$$

ここに、 C_{air} は飛来塩分量 [mg/dm²/day-NaCl] NaCl]、 C_1 は1 km 換算飛来塩分量で表2.2による、そして d は離岸距離 [km]である。

図2.2に式(1)による結果を併記した。これより式(1)は概ね実測値を再現できる傾向にある。

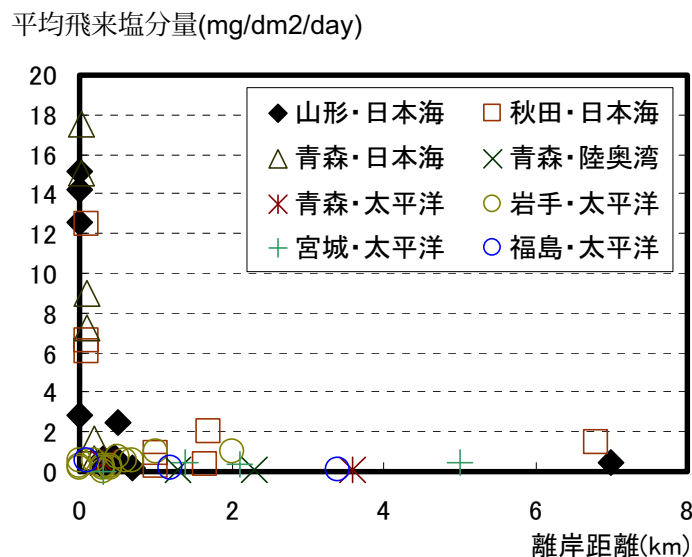
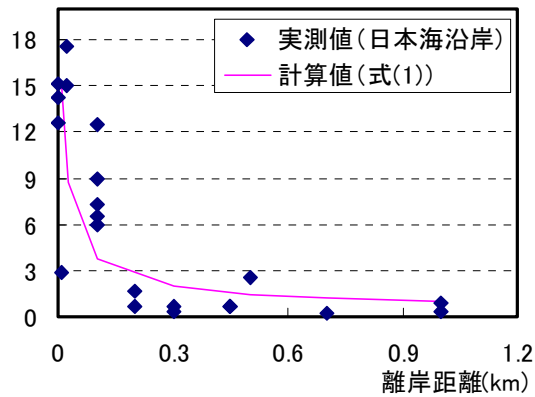


図 2.1 飛来塩分量全国調査において東北地方で測定された結果³⁾

表 2.1 飛来塩分量全国調査|において東北地方で結果の一覧³⁾

県名	地点名	測定年	離岸距離(km)	飛来塩分量(mg/dm ² /day)			測定年	地点名	県名	離岸距離(km)	飛来塩分量(mg/dm ² /day)		
				最大	最小	平均					最大	最小	平均
日本海(含下北西端)	青森 吾妻橋	85-86	0.1	19.36	0.01	7.25	陸奥	青森 青森市	青森	2.3	0.13	0	0.05
	青森 吾妻橋	86-87	0.1	33.96	0.03	9	沿岸	青森 野辺地弧線橋	青森	1.3	0.13	0	0.11
	青森 夫婦岩	85-86	0.02	44.6	0.24	15.02	太平洋	青森 八戸市	青森	3.6	0.13	0	0.06
	青森 夫婦岩	86-87	0.02	33.51	0.11	17.54		青森 老部橋	青森	0.3	0.83	0.03	0.46
	青森 奥戸橋	85-86	0.2	8.74	0.07	1.69		青森 老部橋	青森	0.3	1.12	0.13	0.46
	青森 奥戸橋	86-87	0.2	5.06	0.02	0.67		岩手 有家大橋	岩手	1	2.32	0.17	1.05
	秋田 白雪橋	84-85	1	0.5	0.07	0.31		岩手 久慈市	岩手	2	2	0.58	1
	秋田 本莊市	84-85	1	1.57	0.07	0.88		岩手 子本橋	岩手	0.7	0.67	0.06	0.54
	秋田 雪川橋	84-85	0.1	32.57	1.43	12.44		岩手 宮古市	岩手	0.2	0.67	0.29	0.53
	秋田 雪川橋	85-86	0.1	7.08	0.12	6.56		岩手 織笠大橋	岩手	0	0.67	0.26	0.51
	秋田 雪川橋	86-87	0.1	15.01	0.76	6.01		岩手 織笠大橋	岩手	0	0.32	0.01	0.26
	秋田 秋田市	84-85	1.65	1.6	0.07	0.38		岩手 織笠大橋	岩手	0	0.35	0	0.2
	秋田 能代市	84-85	1.7	7	0	2		岩手 織笠橋	岩手	0.4	0.54	0.06	0.23
	秋田 能代市	84-85	6.8	8.6	0.07	1.5		岩手 織笠橋	岩手	0.4	0.35	0.01	0.21
	山形 小岩川陸橋	84-85	0	42.27	0.34	14.22		岩手 釜石市	岩手	0.6	0.65	0.29	0.55
	山形 小岩川陸橋	85-86	0	58.54	0.37	15.15		岩手 白木沢橋	岩手	0.5	1.26	0.58	0.69
	山形 小岩川陸橋	86-87	0	31.83	0.04	12.59		岩手 気仙沼市	岩手	0.3	0.13	0	0.04
	山形 堅吾沢1号橋	84-85	0.01	5.16	0	2.84		岩手 桃山橋	岩手	0.3	0.67	0.04	0.26
	山形 鶴岡市	84-85	7	1.63	0.07	0.5		岩手 桃山橋	岩手	0.3	0.34	0	0.19
山形 酒田市	84-85	0.7	0.27	0	0.17	宮城 汐見橋	宮城	0.3	0.1	0	0.03		
山形 新吹浦橋	84-85	0.5	22.1	0.07	2.51	宮城 石巻市	宮城	2.1	0.94	0	0.4		
山形 鼠ヶ関川橋	85-86	0.45	1.86	0.1	0.68	宮城 高城大橋	宮城	1.4	0.73	0.13	0.48		
山形 鼠ヶ関川橋	86-87	0.45	1.49	0.12	0.7	宮城 阿武隈大橋	宮城	5	1.1	0.03	0.48		
山形 鼠ヶ関弧線橋	85-86	0.3	0.52	0.06	0.3	福島 原町市	福島	3.4	0.19	0	0.07		
山形 鼠ヶ関弧線橋	86-87	0.3	1.94	0.09	0.63	福島 波立トンネル	福島	0.1	1.84	0.16	0.57		
						福島 鮫川大橋	福島	1.2	0.54	0	0.19		

平均飛来塩分量(mg/dm²/day)



平均飛来塩分量(mg/dm²/day)

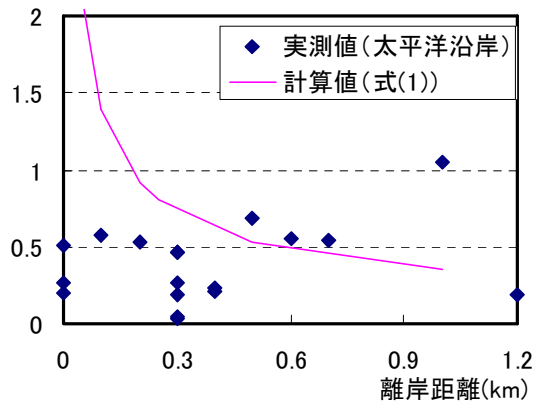


図 2.2 沿岸別の飛来塩分量 (図 2.1 を再整理した結果)

表 2.2 1 km 換算飛来塩分量

地域区分	地域	C_1 [mg/dm ² /day-NaCl]
A	沖縄県	0.95
B	日本海北部	0.95
C	上記以外の地域	0.35

3. 表面塩化物イオン量 C_0 の算定

文献 4)では, 式(1)から得られた飛来塩分量 C_{air} [mg/dm²/day-NaCl]を Fick の一次元拡散方程式における表面塩化物イオン C_0 [kg/m³-Cl]に換算する式(2)を提案している. 式(2)についても飛来塩分調査で得られた実測値を回帰した結果である.

$$C_0 = 1.2 \cdot C_{air}^{0.4} \quad (2)$$

式(1)と式(2)から得られた C_0 を表 3.1(列(4))に示した.

一方, 2007 年度制定の土木学会コンクリート標準示方書 5),6)では, 以下の方法により表面塩化物イオン C_0 [kg/m³-Cl]を定めている. まず, 離岸距離ごとの飛来塩分量を適切に定め

る。次に、普通ポルトランドセメント使用時で $W/C=0.64$ に相当する拡散係数 D が $3.2[\text{cm}^2/\text{年}]$ に対して、かぶり深さ $x=5[\text{cm}]$ の塩化物イオン濃度が $1.2[\text{kg}/\text{m}^3\text{-Cl}]$ に達するまでの経過時間 T を求める。ここで塩化物イオン濃度 C_{flux} は、時間に対して一定のフラックスとして Fick の拡散方程式の解として以下の式(3)で与えられる。

$$C_{flux} = 2C_{air} \left[\sqrt{\frac{T}{\pi D}} \exp\left(-\frac{x^2}{4DT}\right) - \frac{x}{2D} \left[1 - \text{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{DT}}\right) \right] \right] \quad (3)$$

さらに、表面塩化物イオン濃度が時間に対して一定とする境界条件で得られた Fick の拡散方程式の解、すなわち式(4)を用いて、拡散係数 D が $3.2[\text{cm}^2/\text{年}]$ に対して、かぶり深さ $x=5[\text{cm}]$ の塩化物イオン濃度が経過時間 T おいて $1.2[\text{kg}/\text{m}^3\text{-Cl}]$ に達する時の表面塩化物イオン濃度 C_0 を求める。

$$C = C_0 \left[1 - \text{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{DT}}\right) \right] \quad (4)$$

以上で得られた C_0 を表 3.1(列(5))に示した。参考のため、コンクリート標準示方書で定められた表面塩化物イオン濃度 C_0 を表 3.1 の列(6)に示した⁵⁾。列(5)と列(6)を比較すると、沿岸の違いによらず、ほぼ同じ値であることが確認できる。一方で、飛沫帯に相当する離岸距離が 0.01km の太平洋沿岸における表面塩化物イオン量が列(5)と列(6)で大きく相違している。しかしながら、設計では安全側の評価が求められることを考慮すれば、コンクリート標準示方書で定められている C_0 を用いれば問題ないものと考えられる。

表 3.1 において、道路橋示方書の最小かぶりの根拠となっている列(4)の表面塩化物イオン量とコンクリート標準示方書の表面塩化物イオン量・列(6)をそれぞれ比較すると道路橋示方書の表面塩化物イオン量が、S 区分において少なく評価されている。この影響については、次節で解説する。

表 3.1 表面塩化物イオン濃度 C_0 の計算結果

	列(1)	列(2)	列(3)	列(4)	列(5)	列(6)
	道示の 塩害環境 区分	沿岸からの 距離 (km)	式(1)から 計算した 飛来塩分量 (mg/dm ² /day)	式(2)から 計算した C_0 (Kg/m ³)	JSCE示方書の 方法で(3)列を 換算した C_0 (Kg/m ³)	JSCE示方書で 規定された C_0 (Kg/m ³)
東北 日本海 沿岸	S	0.01	14.57	4.4	12.8	13
		0.025	8.41	3.5	8.8	9
		0.1	3.66	2.5	5.3	4.5
	I	0.3	1.89	1.9	3.7	2.8
	II	0.5	1.39	1.7	3.1	2
	III	0.7	1.14	1.6	2.9	1.8
	-	1	0.92	1.5	2.6	1.5
東北 太平洋 沿岸	S	0.01	5.18	2.9	6.6	13
		0.02	3.42	2.5	5.1	7.3
	I	0.05	1.97	2.0	3.8	3.8
	II	0.1	1.30	1.7	3.1	2.5
	III	0.2	0.86	1.4	2.4	2.2
	-	0.5	0.50	1.1	2.1	1.5
	-	1	0.33	1.0	1.8	1

4. 最小かぶりの算定

表 3.1 に示した表面塩化物イオン量 C_0 と式(4)を用いれば、経過時間、すなわち設定照査時間 T における離岸距離ごとの最小かぶりを計算することができる。その結果を表 4.1 と図 4.1 に示した。ここで、式(4)に適用すべき拡散係数 D は以下の式で求めることができる。

$$D [\text{cm}^2/\text{sec}] = (5.0 \times 10^{-7}) \cdot \exp [-1.6(C/W)] \quad (5)$$

$$\log D [\text{cm}^2/\text{年}] = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (6)$$

式(5)は、文献 4)で提案されている算定式で、道路橋示方書の最小かぶりの算定に使用されている。一方、式(6)はコンクリート標準示方書で定められた式であり、普通ポルトランドセメントを使用したコンクリートに適用可能である。

表 4.1 最小かぶりの計算結果(一覧)

	道示の 塩害環境 区分	沿岸からの 距離 (km)	列(4)のC ₀ による かぶり深さの 計算値 (mm)		列(6)のC ₀ による かぶり深さの 計算値 (mm)		参考:道示で 規定している かぶり深さ (mm)	
W/C			0.43	0.5	0.43	0.5	0.43	0.5
東北 日本海 沿岸	S	0.01	97	125	207	276	70*	
		0.025	84	108	185	246		
		0.1	62	81	137	182		
	I	0.3	43	55	98	130	70	70*
	II	0.5	34	44	65	87	50	70
	III	0.7	29	37	54	71	**	50
	-	1	23	30	32	43	**	**
東北 太平洋 沿岸	S	0.01	72	93	207	276	70*	
		0.02	62	81	171	228		
	I	0.05	47	60	124	165	70	
	II	0.1	34	44	87	116		
	III	0.2	17	21	75	100	50	70
	-	0.5			32	43	**	50
	-	1					**	**
備考			計算方法は 道路橋示方書 に準拠, 拡散係数は 式(5)による		計算方法は コンクリート標準 示方書 に準拠, 拡散係数は 式(6)による		*: 塗装筋併用 **: 別途規定	

表 4.1 と図 3.1 では、道路橋示方書の最小かぶりの算定と同様に、設定照査期間 T を 100 年として計算している。本計算は、以下の 2 つについて行った。

- ・ 道路橋示方書の最小かぶりの計算方法に基づき、表 3.1 の列(4)の表面塩化物イオン量 C_0 と式(5)の拡散係数 D を用いた場合
- ・ コンクリート標準示方書の掲載式に基づき、表 3.1 の列(4)の表面塩化物イオン量 C_0 と式(5)の拡散係数 D を用いた場合

なお、本計算では、道路橋示方書における最小かぶりの計算と異なり、初期塩化物イオン量を考慮していない。そのため、本計算における最小かぶりは、道路橋示方書のそれよりも若干過小であることに注意が必要である。

本計算結果より、双方の計算事例でかぶり深さが大きく異なる。特に、コンクリート標準示方書の掲載式に基づいた場合に、かぶり深さは過大に評価される。一方、道路橋示方書に準拠した場合のかぶり深さの計算値は、当然ながら同示方書の最小かぶりに近い値となっている。しかしながら、同示方書の計算値において太平洋側の結果は、最小かぶりとは若干乖離する傾向にある。以上の結果より、東北地方では、日本海・太平洋沿岸でかぶり深さを適宜変更させることが望ましいと思われる。しかしながら、本ガイドラインでは、以下の理由により、道路橋示方書で定めた塩害の影響による最小かぶりは見直さないことにした。

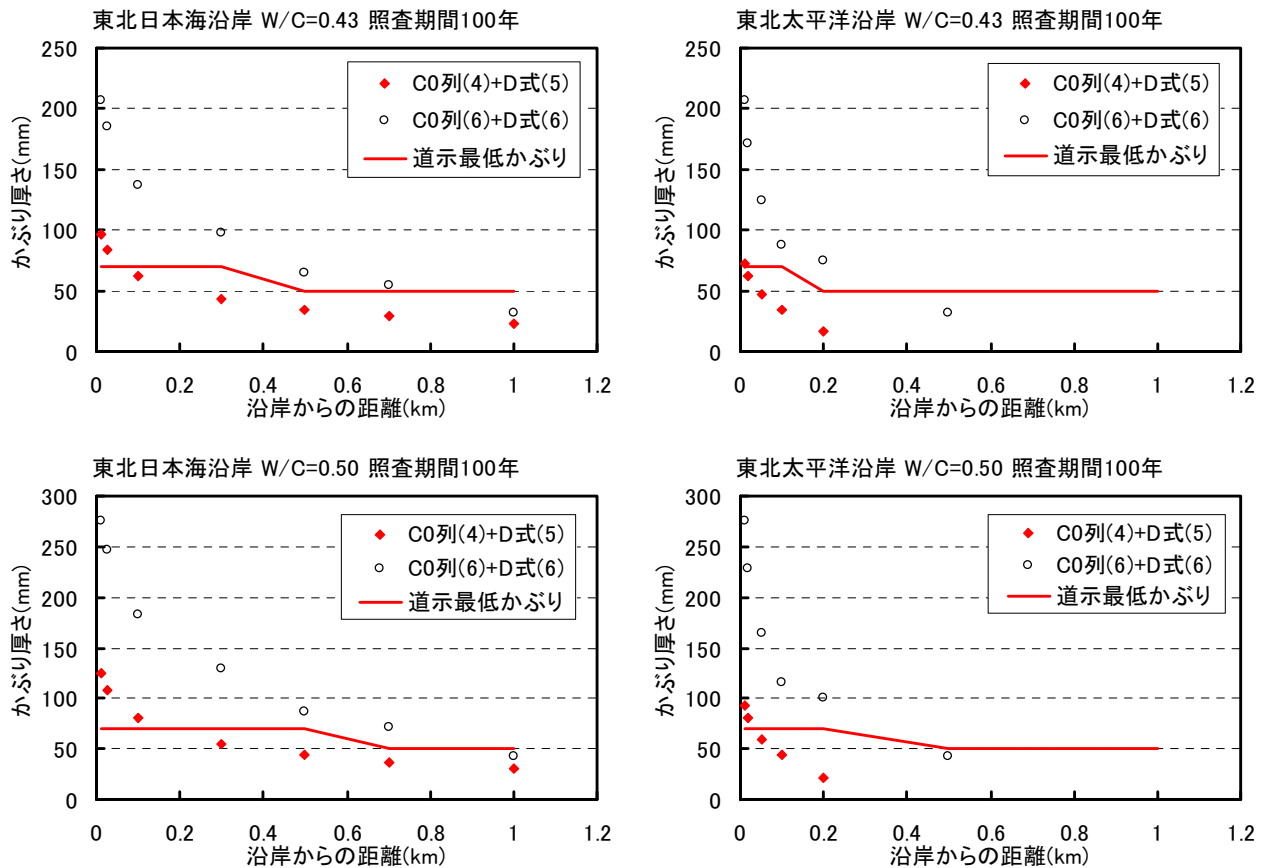


図 4.1 最小かぶりの計算結果(表 3.1 の結果)

- 本計算方法では、塩化物イオンの浸透を式(4)に基づいて行っている。本式では、塩化物イオンは経過時間によらず一定で表面に付着した塩化物イオンが浸透することを仮定している。すなわち、計算方法によっては、かぶり深さの計算値が過大になる可能性が大きい。
- 設計時に構造物のかぶり深さを安全側に誘導することを考慮すると、コンクリート標準示方書の設定値から計算される最小かぶりを東北地域における構造物の設計に適用すべきと考えられる。しかし、例えば橋梁上部工の最小かぶりが 200mm となることは自重の増加につながり、実際の構造物では適用が難しいと考えられる。
- 道路橋示方書では、S 区分の区域ではかぶり深さを 70mm、あるいは 100mm にすることと表面被覆や塗装鉄筋などを併用することが規定されている。現実的には、最小かぶりを増大させるよりも、以上の対応の方が合理的であると考えられる。さらに、実施例も多数あることから、信頼性が高いと考えられる。
- 本計算結果によれば、太平洋沿岸では、道路橋示方書の最小かぶりよりも小さくすることに検討の余地があると考えられる。しかし、実際の塩害による鋼材腐食事例は、かぶり深さが何らかの事情で不足していることが大きな原因である。さらに、かぶり深さを 50mm 以下とすることにより、鉄筋コンクリートの成立要件である鋼材とコンクリートとの一体性が確保できなくなる恐れがある。以上より、かぶり深さを道路橋示方書で定

められた最小かぶり以下とするのは、構造物の安全性を担保できなくなる可能性が高い。本ガイドラインでは最小かぶりを見直さないものの、施工誤差を含んだかぶり厚さと水セメント比の適正確保、塗装鉄筋、並びに構造物の表面保護を適宜組み合わせる多重防御の考え方を構造物の重要度に応じて示した。以上により、東北地方において高耐久なコンクリート構造物を建造できるものと期待している。

5. おわりに

今後、東北地方において塩害が影響する最小かぶりを、本地方独自の基準とするためには以下に示した知見の蓄積が必要であると考えられる。

- 既往の飛来塩分調査の代表的な成果である表-1に示した値は、いわゆる土研式の捕集器で測定した結果である。すなわち、1日当りに10cm四方のステンレス板に付着した塩化物イオン量を表したものである。周知の通り、コンクリートの表面に付着した塩化物イオンは吸着を経て固定化・自由化によりコンクリート内部に浸透する⁷⁾。従って、ステンレス板に付着した塩化物イオンは、コンクリート表面に付着するものと特性が異なる可能性がある。以上の現象の違いを適切に考慮しながら、飛来塩分量を測定する必要がある。
- 本ガイドラインでは、塩害が影響する最小かぶりは、橋梁に限らず全ての構造物で同一とした。これは、ガイドライン作成時の議論の過程で構造物ごとに最小かぶりを規定する根拠を探ることができなかったためである。以上を解決するためには、飛来塩分量に限らず、凍結抑制剤による飛散塩分量を適切に測定することが一つの方法として考えられる。具体的には、壁高欄やトンネル内面で飛散塩分量を測定し、その付着特性を明らかにすることが考えられる。
- コンクリートへの塩化物イオン浸透予測については、実測の飛来塩分量や飛散塩分量を用いるのみならず、数値シミュレーション技術を活用するなど、予測技術の高精度化が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 土木研究所：飛来塩分量全国調査 (I) ,土木研究所資料, 1985.
- 2) 土木研究所：飛来塩分量全国調査 (II) -全体計画見直しに伴う調査実施要領の改訂-, 土木研究所資料, 1985.
- 3) 土木研究所：飛来塩分量全国調査 (III) -調査結果およびデータ集-,土木研究所資料, 1988.
- 4) 土木研究所：ミニマムメンテナンス PC 橋の開発に関する共同研究報告書(III), 共同研究報告書, 2001.
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編], 2007年度制定版, 2008.
- 6) 土木学会：2007年版 コンクリート標準示方書 改訂資料, pp.23-24, 2008.
- 7) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の長期性能照査支援モデルに関する委員会報告書, pp.55-59, 2004.

資料 I -2 : 体積変化によるひび割れ補足資料

1 章 総 則

1.1 適用の範囲

【解 説】 セメントの水和に起因するひび割れの発生の有無，ひび割れ幅を照査するためには，セメントの水和に伴う発熱，これによるコンクリートの温度変化，そしてその温度変化によるコンクリートの体積変化や自己収縮等による体積変化を精度よく求め，さらには，以上の体積変化によって生じるコンクリートの応力を精度よく算定する必要がある．近年のコンピュータによる演算処理能力の飛躍的な向上に伴って，従来と比較して解析処理が短時間でできるようになり，上記の解析手法やその解析で用いるモデルも多様化している．それぞれの解析手法やモデルには一長一短があり，種々の条件に照らして最も適当な解析手法，モデル等を選択すればよい．ここでは，セメントの水和に起因する初期ひび割れがコンクリート構造物の性能に与える影響の有無を確認する標準的な解析方法を示している．この編の **2 章**ではコンクリートの温度解析の標準的な方法，**3 章**ではコンクリートの応力解析の標準的な方法を示した．また **4 章**では，これらの解析で必要となるコンクリートの力学特性，コンクリートの熱特性，地盤，岩盤などの熱特性について示している．

2 章 温度解析

2.1 解析手法

コンクリートの温度解析は，構造体（拘束体）ならびに拘束体の形状，寸法などに応じて適切な解析モデルを用いて行うのがよい．

【解 説】 コンクリートの温度解析を行う方法には，有限要素法，有限差分法等の数値解析法，シュミット法，カールソン法等の簡易数値解析法，さらに図・表等を用いて計算する簡易解法等がある．また，発熱特性および熱物性値が温度に依存しないことを前提とする線形解析と，温度依存性を考慮した非線形解析がある．それぞれの解析手法とモデルには適用範囲があるので，環境条件や解析対象構造物の諸条件を考慮して最適な方法を選定する必要がある．温度の算定は，温度変化がほぼ定常になるまでの期間を対象に行えばよい．

2.2 境界条件と初期温度条件

コンクリートの温度解析に使用する境界条件と初期条件は，構造物ならびに拘束体の形状，放熱条件，打込み時のコンクリート温度などを考慮して決めるのがよい．

【解 説】 境界条件の設定は，温度解析モデルの設定とともに基本的なものであり，解析結果にも大きな影響を及ぼす．コンクリートの初期温度は，実際の施工場所付近および施工時期のコンクリートの打設温度実績，あるいはプラントにおける出荷温度を参照して定めるものとする．適切なデータがない場合には，打設時の外気温に 5℃を加えた温度とする．熱伝達境界は大気との間に熱の出入りがあり，断熱境界

は熱の出入りのない境界，固定温度境界は温度が一定の境界である．一般には，温度解析モデル（地盤部分の深さは構造物の高さと同程度もしくはそれ以上とするのがよい）の地盤最下端の温度を固定温度境界とする．固定温度の値は，構造物を施工する地域の年平均温度とするのがよい．なお，放射，輻射はコンクリートの温度解析において無視してよい．

熱伝達境界の特性は，熱伝達率で表すものとする．熱伝達率は，型枠の有無・種類・厚さ・存置期間，養生方法，周囲の風速等を考慮して定めなければならない．

境界近傍の空気層の対流拡散を直接考慮することにより，熱伝達境界の特性を解析に厳密に取り入れる方法もあるが，これらの影響を平均的に考慮した熱伝達率を用いることで，熱伝達境界の特性を容易に解析に反映することができる．熱伝達率は，部材表面部のコンクリート温度に大きな影響を及ぼし，部材厚が比較的小さい場合には内部温度上昇にも及ぼす．風速の影響は，通常のコンクリートの露出面では，風速2～3m/sの場合，熱伝達率は12～14W/m²°Cであり，風速の増加に伴い，熱伝達率は増加し，その増加割合の目安は風速1m/s当り2.3～4.6W/m²°C程度である．型枠，養生方法等の影響を考慮して熱伝達率を定めるには次式によればよい．

$$\eta = \frac{1}{\frac{1}{\beta} + \sum \frac{d_{Fi}}{\lambda_{Fi}}} \quad (\text{解 2.2.1})$$

ここに， η ：修正熱伝達率 (W/m²°C)

β ：外気にふれる面の熱伝導率(W/m²°C) (一般に12～14W/m²°Cとしてよい)

d_{Fi} ：養生材の厚さ (m)

λ_{Fi} ：養生材の熱伝導率 (W/m²°C)

熱伝導率の参考データを解説表2.2.1に示す．

解説 表 2.2.1 熱伝導率 η の参考値

No.	養生方法	η (W/m ² °C)
1	メタルフォーム	14
	散水(湛水深さ 10mm 未満)	
2	湛水(湛水深さ 10mm 以上 50mm 未満) ・むしろ養生を含む	8
3	湛水(湛水深さ 50mm 以上 100mm 未満)	8
4	合板	8
5	シート	6
6	養生マット ・湛水+養生マット， 湛水+シートを含む	5
7	発泡スチロール(厚さ 50mm) +シート	2

2.2 コンクリートの発熱速度

コンクリートの温度解析に使用するコンクリートの発熱速度は、材齢と場所ごとに異なるコンクリート温度を考慮してモデル化するのがよい。部材最小寸法が 0.5m 以上であれば、断熱温度上昇特性が構造物のあらゆる部位のコンクリートに共通の発熱特性と仮定して、温度解析を行ってよい。

【解説】 コンクリートの発熱速度は温度の影響を強く受ける。一般に構造物の温度は一様でないため、部位ごとに発熱速度は異なるのが一般である。したがって、温度解析では使用するセメントや混和剤、混和材の種類、単位セメント量、水セメント比等の配合から熱物性値を求め、あわせて温度依存性を考慮した発熱速度の算定値を用いて温度解析を行うことが望ましいが、現在の段階では上記の点を考慮した温度解析はほとんど行われていない。

部材最小寸法がおおよそ 0.5m 以上であれば、環境に接する表面部を除き、大部分のコンクリートの発熱速度は断熱状態のそれとほぼ等しい。この場合、打込み温度に対する断熱温度上昇特性をもってコンクリートの発熱特性とし、これからコンクリートの発熱速度を求め、構造物中のあらゆる部位で同一と仮定しても、温度解析精度は低下しないことが解析的に確かめられている。しかし、現在の段階では 0.5m 以下でもこれを適用することが多い。

練混ぜ方法によっては製造後、数時間後の発熱速度に影響を認めることができるが、一般にひび割れ指数の算定に大きな影響はない。混和剤の種類と使用量によって水和が遅延する場合には、発熱初期の特性に留意するのがよい。

3章 応力解析

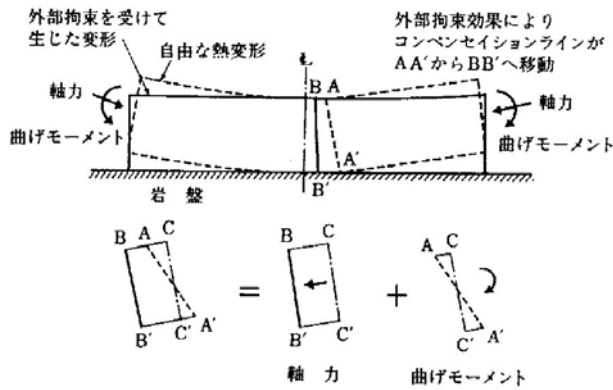
3.1 解析手法

コンクリートの体積変化に伴う応力は、温度解析による温度変化からコンクリート、鋼材および岩盤、地盤、基礎などの拘束体の体積変化を求め、境界および変形適合条件と力の釣り合い条件を満足するように算定するのがよい。

【解説】 マスコンクリートでは、剛性が一般のコンクリート構造に比較して大きいので、境界を含む変形適合条件を簡略化すると、精度の低下につながる場合がある。有限要素解析のように、変形適合条件と釣り合い条件を共に満たし、コンクリートの体積変化と非定常な力学的特性を考慮することのできる解析方法を用いるのが好ましい。有限要素法の場合、要素分割の程度、解析領域・境界条件の設定、拘束体・被拘束体の物性値の選択などによって解析結果が異なる場合があるので、必要な精度が得られるように、過去の適用実績に十分、注意を払ってこれらの設定を行うのが肝要である。なお、本応力解析では、各材齢 t におけるコンクリートの全部位での主引張応力度の最大値を $\sigma_t(t)$ と定義する。

自己収縮による体積変化が小さく、温度変化による体積変化が卓越する一般のマスコンクリート構造物に対して、より簡便に応力計算を行いたい場合に各種の近似計算方法があるが、その一例として次に示す CP法 (CL法) がある。

一般に、温度応力を発生させる拘束作用としては、内部拘束作用と外部拘束作用とがある。外部拘束作用はさらに軸変形に対する外部拘束作用と曲げ変形による外部拘束作用とに分けられる。



解説 図 3.1.1 外部拘束状態

コンクリートブロックに自由な熱変形が生じる場合、**解説 図 3.1.1** に示すように、軸方向の伸縮変形と上下方向の曲げ変形に分離できることから、これらの変形を拘束するものとして2種類の外部拘束効果を考えるものである。このようにすれば、発生する応力は内部拘束による応力成分、軸変形に対する外部拘束による応力成分、曲げ変形に対する外部拘束による応力成分とからなると考えることができる。それらのおのおのは次のように算定される。

解説 図 3.1.2 のマスコンクリートにおいて、材齢 t_{i-1} と材齢 t_i における温度分布がそれぞれ求めたとき、その温度差 ΔT_i に熱膨張係数 α を乗じることにより、温度ひずみの変化量の分布が求められる。内部拘束応力は、温度変化を受けるコンクリートブロックがまったく岩盤等の拘束を受けないときに生じる応力で、外部からの軸力および曲げモーメントの作用によって生じるものではないため、軸力=0、曲げモーメント=0を表す直線、すなわちコンペンセーションラインを引くことによって求められる。したがって、コンペンセーションラインと温度ひずみの分布曲線との差 (**解説 図 3.1.2** の斜線部分) から、内部拘束による応力増分が

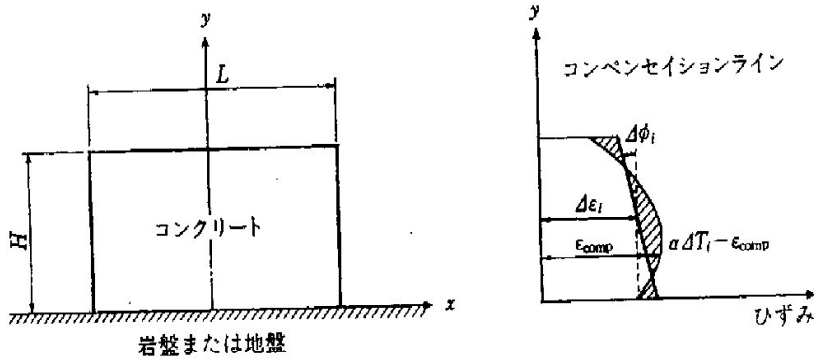
$$\Delta\sigma_{ii} = E_e(t_i)(\alpha\Delta T_i - \varepsilon_{comp}) \quad (\text{解 3.1.1})$$

として求まる。

ただし、 ε_{comp} は、コンペンセーションラインによって定められるひずみ値である。

また、このときのコンペンセーションラインの傾きから自由な熱変形の曲率の増分 $\Delta\phi_i$ が求まり、コンクリートブロックの重心位置におけるひずみから自由伸縮ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_i$ が求まる。

材齢 t_{i-1} から材齢 t_i の間に生じる拘束軸力、拘束曲げモーメントは、式 (解 3.1.2)、式 (解 3.1.3) のように求められる。



解説 図 3.1.2 コンペイセションラインの適用

$$\Delta N_{Ri} = R_N E_e(t_i) A \Delta \varepsilon_i \quad (\text{解 3.1.2})$$

$$\Delta M_{Ri} = R_M E_e(t_i) I \Delta \phi_i \quad (\text{解 3.1.3})$$

外部拘束による応力増分は、次式のように求めることができる。

$$\Delta \sigma_{Ri} = \frac{\Delta N_{Ri}}{A} + \frac{\Delta M_{Ri}}{I} y \quad (\text{解 3.1.4})$$

A : マスコンクリートブロックの断面積

I : マスコンクリートブロックの断面二次モーメント

y : マスコンクリートブロックの重心位置からの距離

R_N, R_M : マスコンクリートブロックの自由な熱変形を、岩盤などの拘束体が拘束する効果を表す係数で、 R_N は軸方向変形を拘束する程度を、 R_M は曲げ変形を拘束する程度を表している。

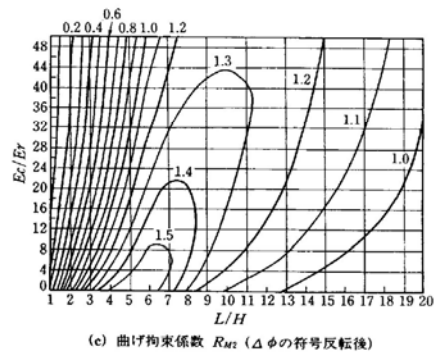
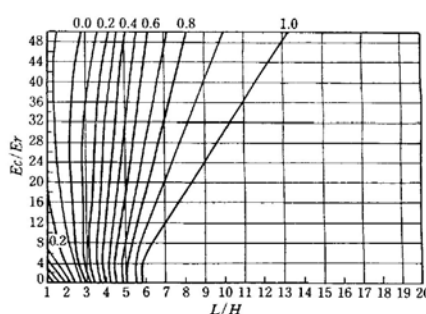
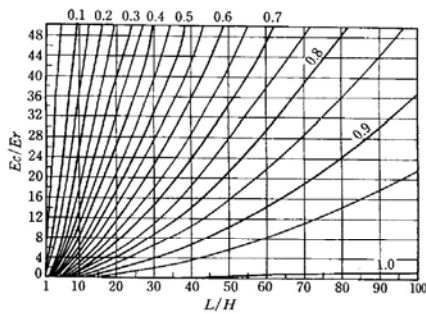
各材齢における温度応力は、これらの応力増分の和として、式(解 3.1.5)のように与えられる。

$$\sigma = \sum_i (\Delta \sigma_{ti} + \Delta \sigma_{Ri}) \quad (\text{解 3.1.5})$$

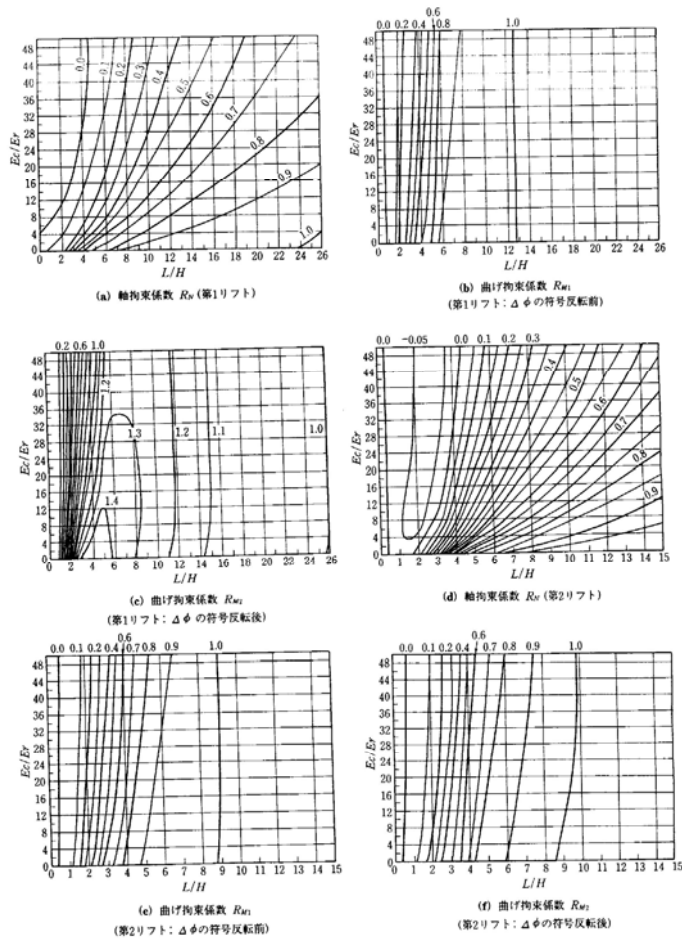
R_N, R_M の値は、拘束体と拘束されるマスコンクリートブロックの剛性の相違およびマスコンクリートブロックの底面の長さ高さの比(L/H)などによって特に大きく影響される。その一例として三次元有限要素法による数値計算結果に基づいた外部拘束係数を**解説 図 3.1.3** (スラブ状構造物) と**解説 図 3.1.4** (壁状構造物) に示す。これらの外部拘束係数は、**解説 表 3.1.1** (外部拘束係数の適用方法) に示す適用方法に基づいて用いることができる。

解説 表 3.1.1 外部拘束係数の適用方法

対象構造物	拘束体	リフト分割	計算で使用する外部拘束係数			
			軸拘束係数	曲げ拘束係数		
				反転前	反転後	
スラブ状構造物	地盤, 岩盤	無	R_N (解説 図 3.1.3(a))	R_{M1} (解説 図 3.1.3(b))	R_{M2} (解説 図 3.1.3(c))	
		有	1 リフト	R_N (解説 図 3.1.3(a))	R_{M1} (解説 図 3.1.3(b))	R_{M2} (解説 図 3.1.3(c))
			2 リフト 以降	$0.8R_N$ (解説 図 3.1.3(a))	$0.8R_{M1}$ (解説 図 3.1.3(b))	$0.8R_{M2}$ (解説 図 3.1.3(c))
壁状構造物	地盤, 岩盤	フーチング	R_N (解説 図 3.1.4(a))	R_{M1} (解説 図 3.1.4(b))	R_{M2} (解説 図 3.1.4(c))	
		1 リフト	R_N (解説 図 3.1.4(a))	R_{M1} (解説 図 3.1.4(b))	R_{M2} (解説 図 3.1.4(c))	
		2 リフト以降	R_N (解説 図 3.1.4(d))	R_{M1} (解説 図 3.1.4(e))	R_{M2} (解説 図 3.1.6(f))	



解説 図 3.1.3 外部拘束係数 (スラブ状構造物)



解説 図 3.1.4 外部拘束係数 (壁状構造物)

3.2 自己収縮の考慮

自己収縮が無視できない場合は、水和熱による体積変化と自己収縮の両方を考慮して応力を算定するのがよい。自己収縮ひずみは、適用範囲と精度が検証されている試験あるいは推定式を用いて、これを定めるのがよい。

【解説】 施工段階における体積変化は一般に温度変化に最も大きく左右されるが、セメントや混和材の種類、配合によっては、水和の進行に伴う自己収縮が無視できない場合がある。この場合、両者の効果を考慮することで応力解析の精度向上が期待できるため、本節で自己収縮と温度変化の効果を考慮する方法を示した。

この場合、熱膨張ならびに自己収縮を応力に依存しない変形と仮定し、式(解 3.2.1)で算定される有効ひずみから、コンクリートの非正常な力学的特性を考慮して応力を算定してよい。

$$\varepsilon_{ij,ef} = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij,T} - \varepsilon_{ij,ag} \quad (\text{解 3.2.1})$$

ここに、 ε_{ij} : 全ひずみ

$\varepsilon_{ij,ef}$: 有効ひずみ

$\varepsilon_{ij,T}$: 温度ひずみ $= \alpha \Delta T \delta_{ij}$; α は熱膨張係数、 δ はクロネッカーデルタ

$\varepsilon_{ij,ag}$: コンクリートの自己収縮ひずみ。一般に時間の関数としてよい。

自己収縮は、水結合材比、セメントの種類、混和材の種類と置換率、温度等多くの要因の影響を受ける。粉末度の大きい高炉スラグを大量に配合したコンクリートを用いる場合は、マスコンクリートのように単位セメント量が少ない場合であっても、温度に伴う体積変化に対して無視できない自己収縮を呈する場合がある。一方、散水養生の有無によっても自己収縮量は影響を受けるので、施工の影響も勘案することが大切である。これらの材料・施工すべてを取り入れて自己収縮ひずみを予測することは現時点では難しいので、設計施工条件に応じて試験あるいは推定式のいずれかを選択できるようにした。推定式は、セメントの組成、コンクリートの配合およびコンクリートの温度を考慮したものを用いるのがよい。

一般に乾燥収縮はマスコンクリートの場合、気中に曝される表面部に限定されるので、式(解 3.2.1)では乾燥収縮ひずみを含めていない。ただし、部材の最小寸法が 400 mm 程度以下では、配合や環境によって、温度変化、自己収縮およびそれに遅れて生じる乾燥収縮がすべて無視できない場合もある。この場合には自己収縮ひずみと同様に乾燥収縮ひずみの影響を考慮することが望ましい。

一般に水セメント比の小さいコンクリートを用いれば、小さなかぶりでも中性化の照査に合格することができる。ただし、かぶりは鉄筋径よりも小さくすることができない。

3.3 外部拘束体

外部拘束体の考慮すべき範囲は、拘束体の体積変化によって拘束体内に生じる応力発生が無視しうる範囲までとし、その範囲は事前に試算によって確かめるのがよい。また、外部拘束体が硬化コンクリートまたは岩盤などである場合は、拘束体とコンクリートとの境界面ですべりが生じないものとして拘束効果を算定するのがよい。

【解 説】 外部拘束体の範囲は、計算方法にも依存しており、一概には決められないが、被拘束体の 3 次元的な寸法のそれぞれ 2 倍から 5 倍の寸法が水平方向ならびに深さ方向に必要であり、それはコンクリートと拘束体とその剛性比に依存している。したがって、応力解析は拘束体を含めた全体系に対して、原則的に 3 次元応力解析を実施する必要があるが、実際にはなかなか煩雑であり困難な場合が多い。このような拘束効果を簡易にかつ精度を落とさずに考慮する応力解析法として C L 法や C P 法を用いるのがよい。

構造物が接している外部拘束体の剛性が大きい場合でも、拘束体の変形や境界面でのずれが発生する場合がある。この境界特性を精度よく示すには至っていないが、これらは一般に自己応力を低減させる方向に働くことから、安全側の評価としてすべりを許さない完全拘束を仮定するのがよい。

3.4 鉄筋による拘束の影響

鉄筋による拘束が無視できない場合は、同位置の鉄筋とコンクリートの変形は一致するとして、鉄筋に発生する応力を算定するのがよい。

【解 説】 通常、コンクリートと鉄筋は同程度の熱膨張係数を有するので、温度による体積変化のみが問題となる場合には、鉄筋によるコンクリートの拘束は無視できる。ただし、自己収縮と乾燥収縮はともに鋼材により拘束されることから、鋼材量が多い場合には、これらの変形が鋼材に拘束されることにより付加される引張応力を考慮するのがよい。

4章 物性値

4.1 力学特性

4.1.1 コンクリートの引張強度

【解説】 構造物中のコンクリートの引張強度は、乾燥状態、載荷速度および寸法の相違等により、小型で湿潤な供試体を用いた引張試験で得られた値とは異なり、製造時のばらつきと施工の影響を大きく受ける。この中で、製造時のばらつきはコンクリートの設計基準強度を定める際に考慮されており、それ以外の影響はひび割れ発生確率に関わる安全係数 γ_{cr} によって間接的に考慮される。そこで、ひび割れ指数の算定に用いる引張強度は、JIS A 1113 による供試体の割裂引張強度としてよいこととした。

供試体の引張強度の材齢に伴う変化は、一般にその圧縮強度から推定できる。式(解 4.1.1)と式(解 4.1.2)はその例である。式(解 4.1.1)の右辺の f'_{ck} は設計基準強度であるとしているが、構造物完成後の再検討などにおいて、試験などにより圧縮強度が得られている場合にはそれを用いてよい。

これらの式は普通強度のコンクリートに対しては十分な実績と信頼性を有しているが、最近用いられる例が増えつつある設計基準強度 50N/mm^2 以上のコンクリートの場合は、実験結果などを参考にして別途定めるのがよい。

$$f'_c(t) = \frac{t}{a+bt} d(i) f'_{ck} \quad (\text{解 4.1.1})$$

$$f_{tk}(t) = c \sqrt{f'_c(t)} \quad (\text{解 4.1.2})$$

ここに、

$f'_c(t)$: 材齢 t 日におけるコンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

$f_{tk}(t)$: 材齢 t 日におけるコンクリートの引張強度 (N/mm^2)

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

t : 材齢 (日)

i : 設計基準強度の基準材齢 (日), $i = 28$ または 91

a, b : セメントの種類によってばらつくが、解説表 4.1.1 を標準とする。高炉セメント B 種を用いる場合は、中庸熱ポルトランドセメントと同等の値を用いてもよい。フライアッシュセメント B 種および低熱ポルトランドセメントについては定数を与えられるほどデータが蓄積されていないので、過去の実績を参考にして定めるとよい。

c : コンクリートの乾燥の程度等によって異なるが、 0.44 を基準とする。

d : 材齢 28 日に対する材齢 91 日の強度の増加率であり、 $d(28)$ は解説表 4.1.1 を標準とする。また、セメントの種類によらず、 $d(91) = 1$ とする。

表 4.1.1 式(解 4.1.1)の定数 a. b. d の値

セメントの種類	a	b	d(28)
普通ポルトランドセメント	4.5	0.95	1.11
中庸熱ポルトランドセメント	6.2	0.93	1.15
早強ポルトランドセメント	2.9	0.97	1.07

4.1.2 コンクリートのヤング係数

温度応力を計算するためのコンクリートの有効ヤング係数は、材齢や乾燥状態などの影響を考慮して定めるのがよい

【解説】 温度応力は、構造物中の温度勾配、拘束体および被拘束体の剛比、コンクリートの非可逆な剛性変化などによってその大きさが定まるので、硬化途上の被拘束体コンクリートの力学的性質と体積変化を逐次応力解析で評価する必要がある。水和の進行に伴う剛性の変化とクリープに伴う応力緩和の両者を平均的に扱う方法として、被拘束体コンクリートの断面内における平均ヤング係数にクリープ、リラクセーション等による剛性低下を考慮した有効ヤング係数を用いて、温度応力計算を行う方法が提案されている。被拘束体コンクリートのヤング係数は材齢の経過に伴って増大する。また、配合によっても影響される。同時に若材齢においては、コンクリートのクリープ、あるいはリラクセーションによる応力緩和はより顕著である。

既往の研究成果によれば、材齢28日に荷重が作用する場合に比べて材齢2日で荷重が作用する場合には、クリープ係数が1.5～2.0倍大きくなることが報告されている。また、コンクリートの温度が高く保たれている場合にも、クリープ係数は増大する。これらの諸点を考慮し、有効ヤング係数を設定する方法としては、積算温度に基づいて定めた圧縮強度からヤング係数を推定し、対応する材齢におけるクリープあるいはリラクセーションを考慮してヤング係数を低減する簡易法が一般的に用いられている。この場合、クリープ特性は圧縮、引張ともに同じ特性となる。

有効ヤング係数の近似値を簡便に求めたいときには、式(解 4.1.3)を用いてもよい。ただし、設計基準強度が50 N/mm²を超えるコンクリートのクリープ特性については現状では不明な点も多いので、別途クリープ試験等を実施して定めることが望ましい。

$$E_e(t) = \varphi(t) \times 4.7 \times 10^3 \sqrt{f'_c(t)} \quad (\text{解 4.1.3})$$

ここに、 $E_e(t)$: 材齢 t 日における有効ヤング係数 (N/mm²)

$\varphi(t)$: 温度上昇時におけるクリープの影響が大きいことによるヤング係数の補正係数

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{材齢 3 日まで } \varphi = 0.73 \\ \text{材齢 5 日以降 } \varphi = 1.0 \\ \text{材齢 3 日から 5 日までは直線補間してもよい。} \end{array} \right.$$

$f'_c(t)$: 式(解 4.1.1)による材齢 t 日の圧縮強度 (N/mm²)

温度変化、自己収縮、乾燥収縮による応力変動の影響が無視できない場合、材齢 t_i におけるコンクリート応力 $\sigma(t_i)$ は、応力変動に応じたクリープひずみを算定することによって求めることが望ましいが、簡易法として、載荷時材齢 t_j における有効ひずみ増分 $\Delta \varepsilon_{ef}(t_j)$ に対する有効ヤング係数 $E_e(t_i, t_j)$ を用いて、式(解 4.1.4)より求めてよい。なお、有効ヤング係数 $E_e(t_i, t_j)$ は、載荷時材齢によって異なるクリープ係数を用いた式(解 4.1.5)としてよい。

$$\sigma(t_i) = \sum E_e(t_i, t_j) \times \Delta \varepsilon_{ef}(t_j) \quad (\text{解 4.1.4})$$

$$E_e(t_i, t_j) = \frac{E_c(t_j)}{1 + \left\{ \frac{E_c(t_j)}{E_c} \right\} \varphi(t_i, t_j)} \quad (\text{解 4.1.5})$$

ここに、 $\sigma(t_i)$: 材齢 t_i におけるコンクリートの応力

$\Delta\varepsilon_{ef}(t_j)$: 材齢 t_j における有効ひずみ増分

$E_e(t_i, t_j)$: 材齢 t_j で載荷されたコンクリートの t_i における有効ヤング係数

$E_c(t_j)$: 材齢 t_j におけるコンクリートのヤング係数

E_c : 標準養生材齢 28 日におけるコンクリートのヤング係数

$\varphi(t_i, t_j)$: 材齢 t_j で載荷されたコンクリートの t_i における, E_c を用いて求めたクリープ係数

4.2 熱特性

4.2.1 コンクリートの熱特性

コンクリートの断熱温度上昇特性は、コンクリートの構成材料とその配合、打ち込み温度などを考慮して定めるのがよい。また、コンクリートの熱伝導率、熱拡散率、比熱などの熱物性値は、その配合に基づいて定めるがよい。

【解 説】 断熱温度上昇特性の設計値は、水和遅延効果が顕著な混和剤および混和材料を用いない場合には、式 (解 4.2.1) で表すことができる。

$$Q(t) = Q_\infty (1 - e^{-rt}) \quad (\text{解 4.2.1})$$

ここに、 Q_∞ は終局断熱温度上昇量、 r は温度上昇速度に関する定数で、いずれも実験により定まる定数、 t は材齢 (日)、 $Q(t)$ は材齢 t 日における断熱温度上昇量 (°C) である。セメントの種類、単位セメント量および打ち込み時の温度が与えられれば、一例として**解説 表 4.2.1** に示した回帰式により Q_∞ および r を推定することができる。なお、日本コンクリート工学協会「マスコンクリートのひび割れ制御指針」改訂委員会では、断熱温度上昇特性をさらに忠実に表現する式として、式 (解 4.2.2) を提案している。

$$Q(t) = Q_\infty (1 - e^{-r(t-t_0)^s}) \quad (\text{解 4.2.2})$$

ここに、 t_0 、 s はそれぞれ温度上昇の原点、温度上昇速度に関するパラメータであり、提案された断熱温度上昇式を既往のデータに基づく回帰式として設定する際に導入されたもので、打ち込み温度に応じて変化する。低熱ポルトランドセメント以外では $s = 1$ である。単位セメント量が 250 kg/m^3 以上 450 kg/m^3 以下、 450 kg/m^3 以上 700 kg/m^3 以下に分け、打ち込み温度に応じて Q_∞, r, t_0 、低熱ポルトランドセメントの場合はさらに s を与える式となっている。必要に応じて、これらを参照するとよい。

解説表 4.2.1 式(解 4.2.1)における Q_{∞} , r の標準値

セメントの種類	打ち込み 時の温度	$Q(t) = Q_{\infty} (1 - e^{-rt})$			
		$Q_{\infty} = aC + b^{\text{注1)}$		$r = gC + h^{\text{注1)}$	
		a	b	g	h
普通ポルトランドセメント	10	0.12	11.0	0.0015	0.135
	20	0.11	13.0	0.0038	-0.036
	30	0.11	12.0	0.0040	0.337
中庸熱ポルトランドセメント	10	0.11	6.0	0.0003	0.303
	20	0.10	9.0	0.0015	0.279
	30	0.11	9.0	0.0021	0.299
早強ポルトランドセメント	10	0.13	15.0	0.0016	0.478
	20	0.13	12.0	0.0025	0.650
	30	0.13	10.0	0.0014	1.720
低熱ポルトランドセメント	10	0.11	4.2	0.0006	0.105
	20	0.10	8.0	0.0012	0.071
	30	0.10	9.4	0.0019	0.055
高炉セメント B 種 ^{注2)}	10	0.13	13.2	0.0013	0.034
	20	0.13	11.9	0.0018	0.148
	30	0.13	10.9	0.0023	0.396
フライアッシュセメント B 種 ^{注3)}	10	0.15	3.7	0.0011	0.107
	20	0.14	4.5	0.0019	0.213
	30	0.14	4.5	0.0030	0.487

注1) C: 単位セメント量 (kg/m³)

注2) 高炉スラグの混入率が 40% (プレーン値: 4200cm²/g) の場合. 混入率が 40%以外の場合については, 既往のデータあるいは試験により求めるのがよい.

注3) フライアッシュの混入率は 18%

セメントペーストの熱物性値は水和の進行と含水率に伴って変化するが, コンクリートの体積の多くを占める骨材の熱物性値は一定なので, コンクリートとしての熱物性は定数と仮定してよい. コンクリートの熱物性値はコンクリートの配合, 特に骨材の性質および単位骨材量, コンクリートの湿潤状態等を考慮して定めるのが望ましい.

一般のコンクリートでは, 熱伝導率は 2.6~2.8W/m²°C, 比熱は 1.05~1.26kJ/kg °C, 熱拡散率は (0.83~1.1)×10⁻⁶m²/s 程度である.

熱伝導率と密度が定められれば他の熱物性値は次式により推定することができる.

$$h_c^2 = 3.34 \times 10^{-7} \lambda_c \quad (\text{解 4.2.3})$$

$$c_c = 3.03 \times 10^3 / \rho \quad (\text{解 4.2.4})$$

4.2.2 地盤，岩盤などの熱特性

温度解析に地盤，岩盤などの熱物性値が必要な場合には，既往のデータなどを参照して，安全側の評価となるように定めるのがよい。

【解 説】 一般に岩盤の密度は $2600\sim 2700\text{kg}/\text{m}^3$ ，熱伝導率は $1.7\sim 5.2\text{W}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}$ ，比熱は $0.71\sim 0.88\text{kJ}/\text{kg }^\circ\text{C}$ 程度である。

資料 I -3 : 目地間隔がひび割れ発生確率に及ぼす影響

資料 I-3 目地間隔がひび割れ発生確率に及ぼす影響

東北地方で建設されるボックスカルバートの適切な目地間隔の参考値を求めることを目的として、温度応力解析を行った。寸法（壁厚）の異なる二種類のボックスカルバートを対象とし、施工場所および施工時期を変化させて有限要素法による3次元非定常温度応力解析を行い、ひび割れ誘発目地の設置間隔とひび割れ発生確率との関係を求めた。

(1) 解析モデル

構造物は、国土交通省の函渠の設計標準を参考とした壁厚 800mm のボックスカルバートと、JR 東日本の標準的断面である壁厚 1200mm のボックスカルバートを対象とした。両者ともに長さ方向は 30m とした。解析モデルは、構造物の対称性を考慮して 4 分の 1 モデル(長さ 15m)とした。解析モデルを図- (1) に示す。

(2) 解析ケース

解析地点は東北 6 県の県庁所在地とした。コンクリートの打設時期は、季節による気温およびコンクリート打設温度の変動を考慮して 2 月、5 月、8 月、11 月とした。ひび割れ誘発目地間隔は 30m (目地なし)、15m、7.5m、5m とした。壁厚は前述したように 800mm、1200mm の 2 種類とした。以上より、解析ケースは 6 (地点) × 4 (打設時期) × 4 (間隔) × 2 (壁厚) = 192 ケースである。解析ケースをまとめたものを表- (1) に示す。

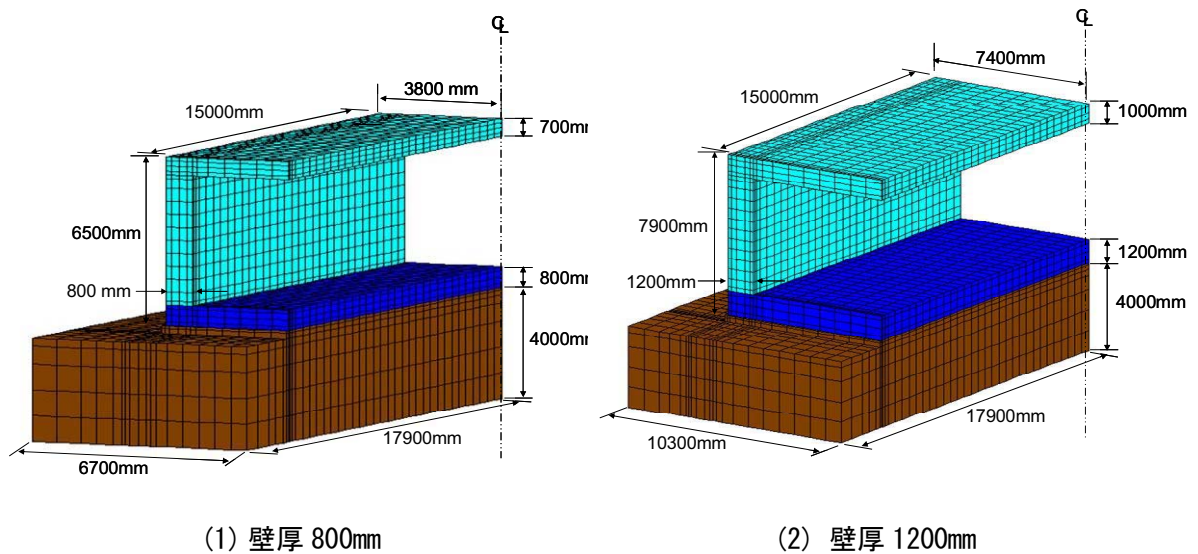


図- (1) 解析モデル

表- (1) 解析ケース一覧

項目	内容
解析地点	青森, 盛岡, 秋田, 仙台, 山形, 福島
コンクリートの打設時期	2 月, 5 月, 8 月, 11 月
目地間隔	30m (目地なし), 15m, 7.5m, 5m
壁厚	800mm, 1200mm

6(地点) × 4(打設時期) × 4(間隔) × 2(壁厚) = 192 ケース

(3) コンクリートの物性値

セメントの種類は高炉 B 種とし、コンクリートの圧縮強度は一般的に用いられている設計基準強度 24N/mm²とした。東北地方での実績より、設計基準強度 24N/mm²に使用される配合として単位セメント量は 300kg/m³、単位水量は 170kg/m³とした (W/C=56.7%)。圧縮強度の発現状況を図- (2)に示す。引張強度以外の物性値は、表- (2)に示すコンクリートの一般的な値とした。

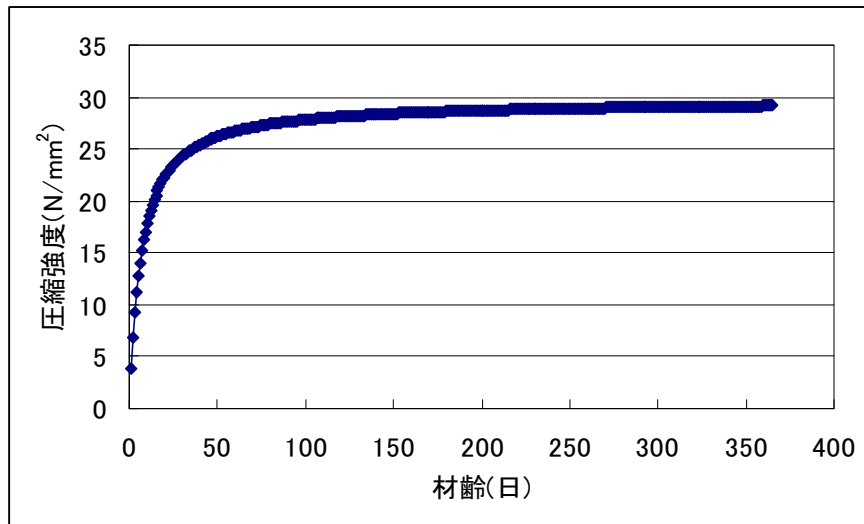


図- (2) コンクリートの圧縮強度の発現状況

表- (2) コンクリートの物性値

圧縮強度式	$f_{ck}=\{t/(6.2+0.93t)\} \cdot f_{ck}(91)$
引張強度式	$0.44\sqrt{f_{ck}}$
ヤング係数式	$4700\sqrt{f_{ck}}$
熱伝導率	$2.6(W/m \cdot ^\circ C)$
密度	$2300(kg/m^3)$
比熱	$1.1(kJ/kg \cdot ^\circ C)$
線膨張係数	$10 \times 10^{-6}(/^\circ C)$
ポアソン比	0.18

(4) 解析条件

解析地点の外気温を図- (3)に示す。これらの都市では、冬は盛岡が最も寒く、夏は福島が最も暑い。1年の寒暖の差は、盛岡が最も大きく 25.3℃であり、逆に最も小さいのは仙台で 22.6℃である。

コンクリートの打込み温度は、一般には外気温プラス 5℃とされているが、寒冷期では 4℃を下回らないように外気温プラス 6℃とした。ただし、打込み温度が 30℃を超える場合は打込み温度を 30℃とした。コンクリートの打込み温度を表- (3)に示す。コンクリート打設直前の地盤の温度分布は、地表面では外気温と等しく、最下端 (地表面より深さ 4m の位置) は各都市の年平均気温とし、地表面と地盤最下端との間は線形補間した。最下端は固定温

度境界とした。

打設工程は、底版の打込みを解析対象月の1日とし、側壁および頂版の打込みをその月の15日とした。

型枠存置期間は打設開始から5日間とし、側面は合板型枠、打上り面は湛水(5cm未満)養生を仮定した。養生中の熱伝達率は型枠、打上り面ともに $8(W/m^2\text{C})$ である。脱枠後、および養生終了後の熱伝達係数は $14(W/m^2\text{C})$ とした。

解析期間は、冬期の影響を考慮できるように5月および8月の場合は打設後8ヶ月、2月および11月の場合は打設後1年間とした。

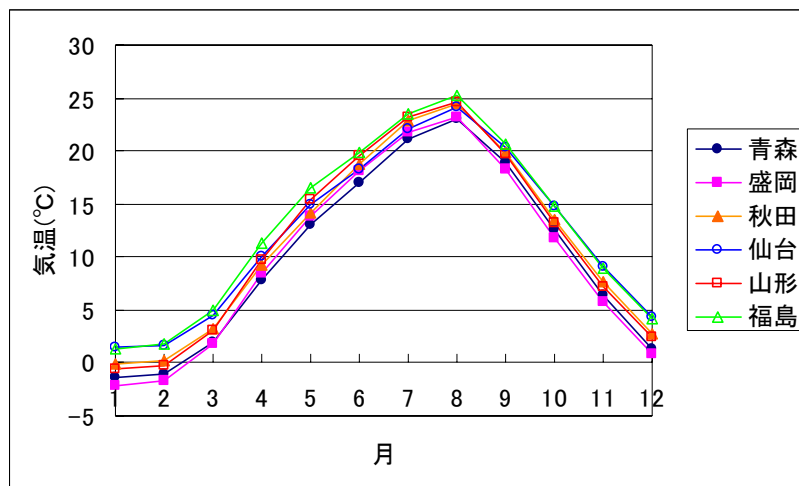


図- (3) 解析地点の外気温

表- (3) コンクリートの打設温度

部位 地点	底版				壁・頂版			
	2月	5月	8月	11月	2月	5月	8月	11月
青森	4.8	16.5	28.1	15.5	4.9	19.1	29.0	12.4
盛岡	4.1	17.1	28.5	14.8	4.4	19.8	29.2	11.7
秋田	6.1	17.7	29.7	16.1	6.2	20.2	30.0	13.6
仙台	7.6	18.5	29.1	18.0	7.7	20.9	30.0	15.1
山形	5.3	18.6	29.9	16.2	5.8	21.4	30.0	13.2
福島	7.6	19.9	30.0	17.9	7.8	22.5	30.0	15.0

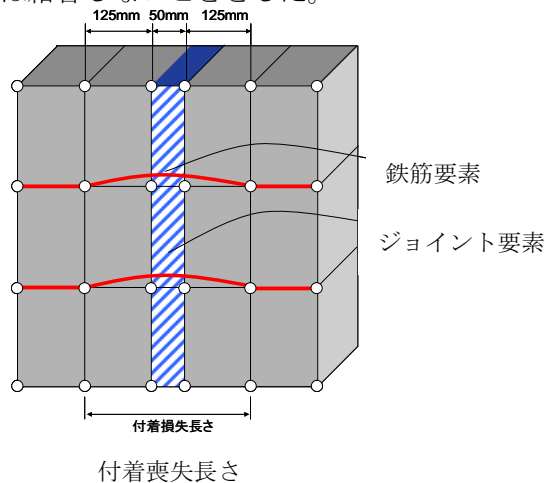
(5) 鉄筋およびひび割れ誘発目地のモデル化

鉄筋はトラス要素とし、コンクリート要素の節点位置に挿入した。したがって、鉄筋間隔はメッシュ幅(350mm~500mm)となっている。鉄筋比は両モデルともに 0.13%とした。この鉄筋比となるように、鉄筋 1 本あたりの断面積を壁厚 800mm のモデルでは 2.42cm²、壁厚 1200mm のモデルでは 3.79cm²とした。鉄筋量を表一(4)に示す。なお、底版には鉄筋要素を入れていない。

表一(4) 解析モデルの鉄筋量

	壁厚 800mm	壁厚 1200mm
側壁断面積	40,000cm ²	68,400cm ²
鉄筋断面積	2.42(cm ² /本)	3.79(cm ² /本)
鉄筋数	22(本)	24(本)
鉄筋比	0.13%	0.13%

ひび割れ誘発目地部にはジョイント要素を挿入した。また、目地部はコンクリート強度を断面欠損率に応じた低減率として表現した。断面欠損率は 40%としたため、誘発目地部のコンクリートの引張強度は一般部の 60%の値とし(材齢 91 日において、一般部 2.3N/mm²、誘発目地部 1.4N/mm²)、応力がこの値を超えたとき、ジョイント要素を切り離すことでひび割れの挙動を表した。さらに、目地部のひび割れ幅を抑制するため、付着喪失長さを片側 150mm とし、図一(4)に示すように、目地中心位置から片側 150mm の位置までは、鉄筋とコンクリート要素の節点は結合しないこととした。

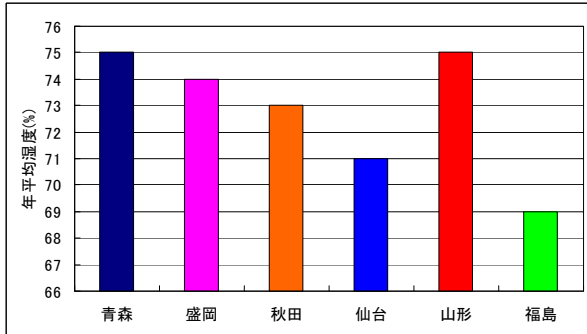


図一(4) ひび割れ誘発目地のモデル化

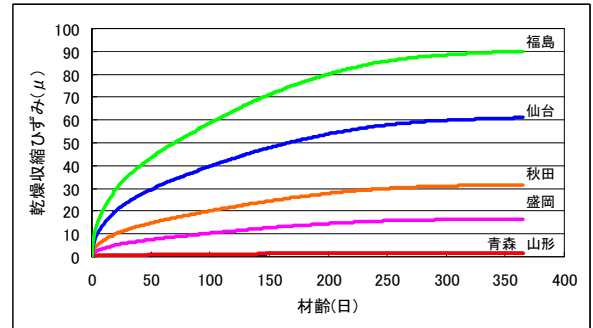
(6) 乾燥収縮の影響

乾燥収縮によるコンクリートの体積変化の影響は、材齢ごとの収縮ひずみ量を取り入れることで考慮した。収縮ひずみの最終値は、2002 年制定土木学会コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (解 3.2.3) 式により算出した。このとき、解析地点の相対湿度は図一(5)に示す各地点の年平均値を用いた。東北各地の年平均相対湿度は、降雪量の多い地域ほど高い傾向にある。予測式より算出した各地点の収縮ひずみ量を図一(5)に示す。年平均相対

湿度の低い福島ではひずみ量が約 90μ と大きいのに対し、年平均相対湿度の高い青森と山形では材齢 1 年後でもひずみ量はごくわずかであった。



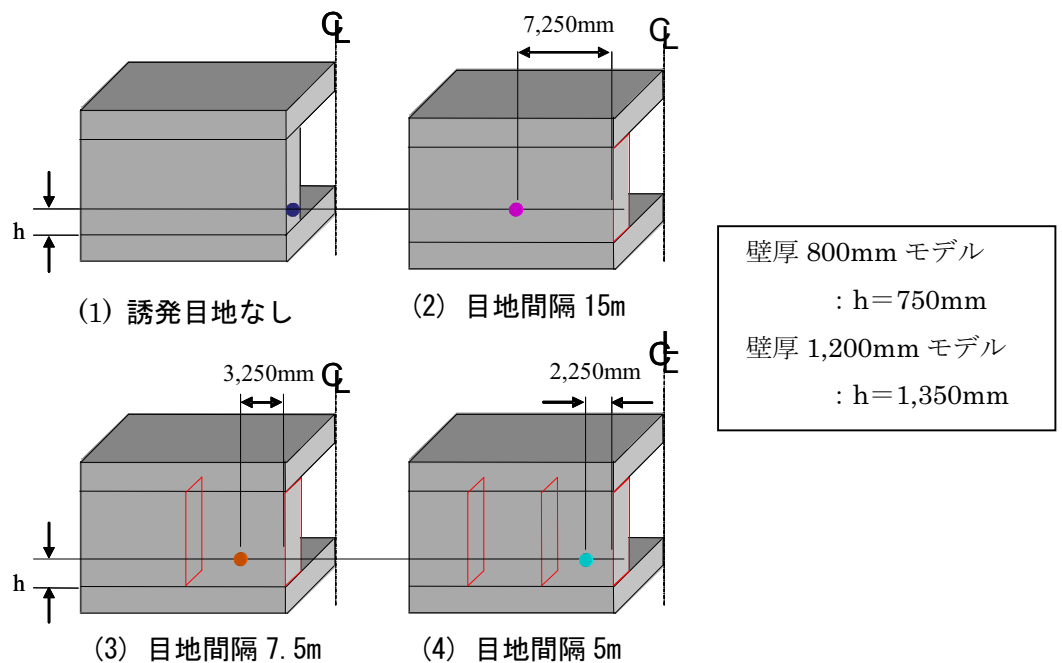
図一(6) 解析地点の年平均相対湿度



図一(6) 解析地点の乾燥収縮ひずみ量

(7) 解析結果の着目点

解析結果の着目点を図一(7)に示す。引張応力の最大値およびひび割れ指数の最小値が発現する箇所を考慮して、壁厚 800mm のモデルの場合では側壁中央下から 750mm、壁厚 1,200mm のモデルの場合では側壁中央下から 1,350mm の箇所を着目点とした。側壁長手方向は、両モデルとも対称軸の位置からそれぞれ、1)目地なしの場合では 0mm(対称面)、2)目地間隔 15m の場合は 7,250mm、3)目地間隔 7.5m の場合 3,250mm、4)目地間隔 5m の場合 2,250mm とした。



図一(7) 解析結果の着目点

(8) 解析結果の一例

壁厚 1,200mm モデルにおいて 8 月打設とした場合の仙台における温度, 応力およびひび割れ指数の履歴を 図- (8) ~ 図- (10) に示す。

温度履歴は目地間隔の違いによる差はない。一方, 応力履歴では, ひび割れの発生により応力が解放されるため, 誘発目地を多く設けたモデルほど応力は小さくなり, 誘発目地なし, 目地間隔 15m, 7.5m, 5m の順に応力が低減される, 理論どおりの結果が得られた。また, ひび割れ指数も, 誘発目地を多く設けたものほど大きくなる結果が得られた。これ以外の壁厚, 打設時期, 解析地点についても同様の結果が得られた。

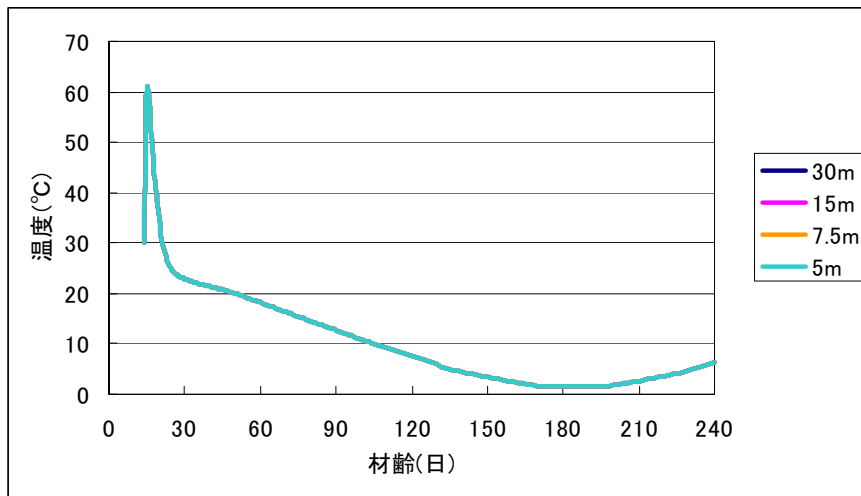


図- (8) 温度解析結果 (壁厚 1,200mm, 8 月打設, 仙台)

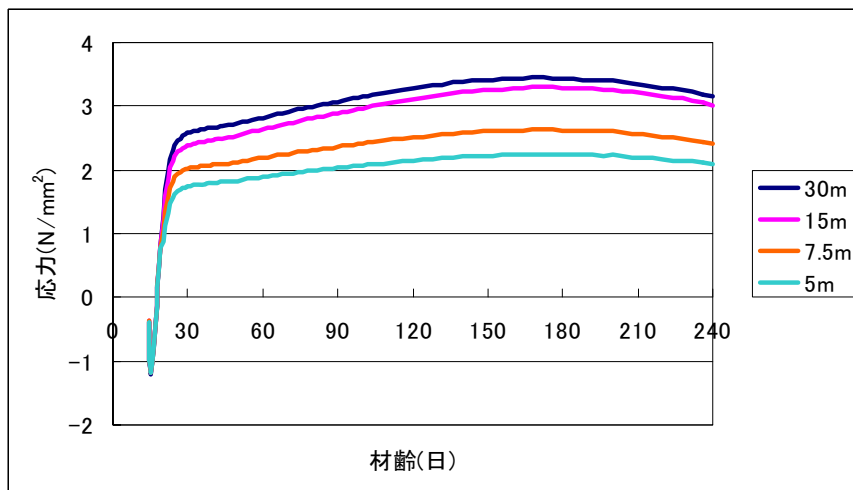
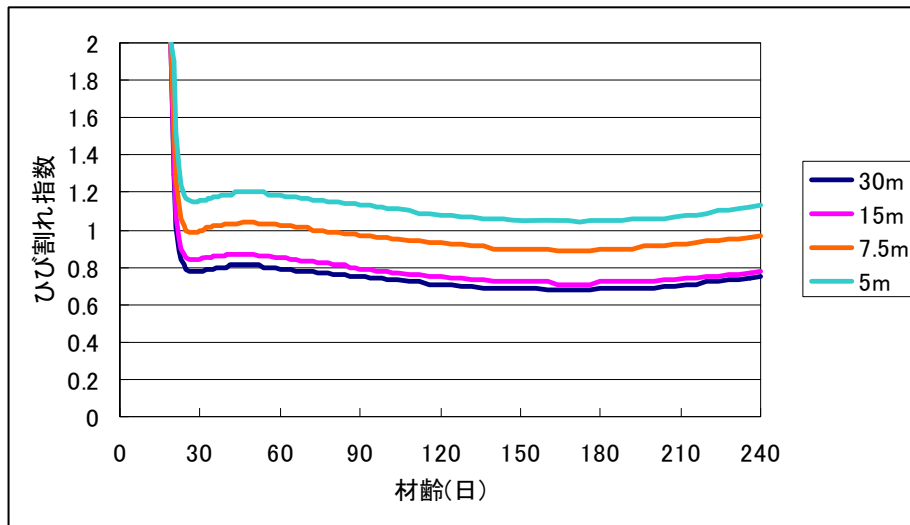


図- (9) 応力解析結果 (壁厚 1,200mm, 8 月打設, 仙台)



図－(10) ひび割れ指数解析結果（壁厚 1,200mm, 8 月打設, 仙台）

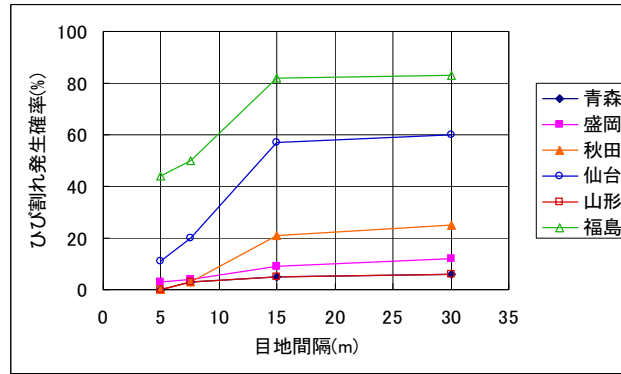
(9) ひび割れ誘発目地の設置間隔とひび割れ発生確率との関係

前節に示したように、全解析 192 ケースについて解析を実施し最小ひび割れ指数を求めた。そして、この値をもとに、ひび割れ指数（安全係数）とひび割れ発生確率との関係を示した本編解説 図 4.3.2 を参考にひび割れ発生確率を求めた。

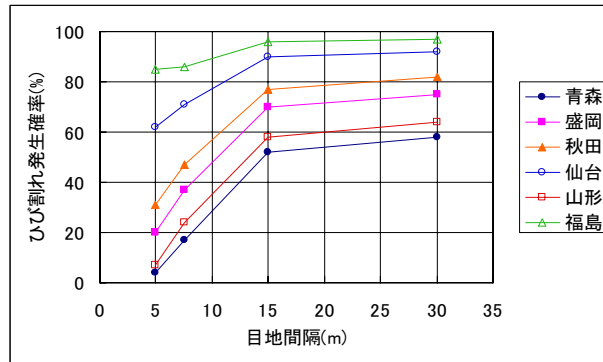
図－(11)～図－(12)に、壁厚ごとにひび割れ発生確率と誘発目地間隔との関係を整理したものを示す。壁厚を要因として見てみると、ひび割れ発生確率は概して壁厚が厚い方が高いことがわかる。また、施工時期を要因として見ると、ひび割れは 2 月、11 月の寒い時期よりも、5 月、8 月の気温の高い時期で発生しやすいことがわかる。施工場所を要因として見ると、気温が高く、かつ相対湿度のもっとも低い福島でひび割れ発生確率は高くなっていることがわかる。

しかし、要因別の傾向とは異なり、これらを総合して見てみると、例えば、壁厚 800mm で、かつ 2 月や 11 月のように外気温が低い場合には、ひび割れ誘発目地間隔が同じであっても、都市によってひび割れ発生確率が大きく異なることが認められた。目地間隔が 15m の場合、ひび割れ発生確率は 5%程度と低い地点（青森、山形）から、10～20%程度の地点（盛岡、秋田）、60～80%程度と高い地点（仙台、福島）まで様々である。これは、壁厚が薄い構造物では、気温が低くなると乾燥収縮の影響が卓越してくるためと考えられる。

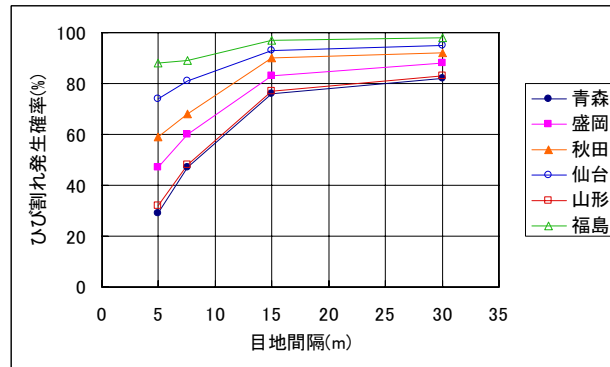
以上のように、東北地方の各地点において異なる状況下でボックスカルバートを施工する場合でも、図－(11)～図－(12)を参照することで、所要の温度ひび割れ指数を満足するためのひび割れ誘発目地間隔を求めることが可能である。



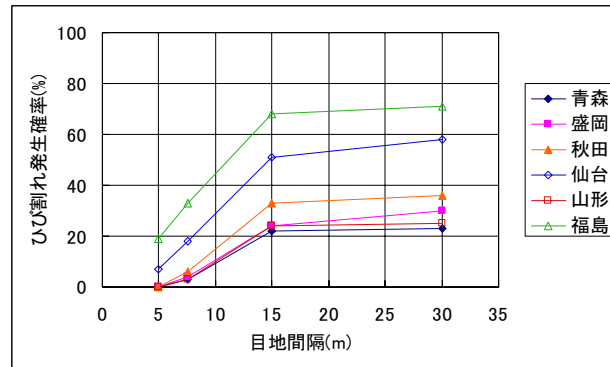
(1) 2月打設



(2) 5月打設

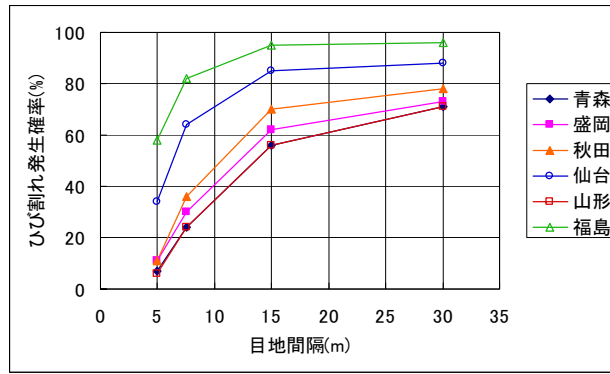


(3) 8月打設

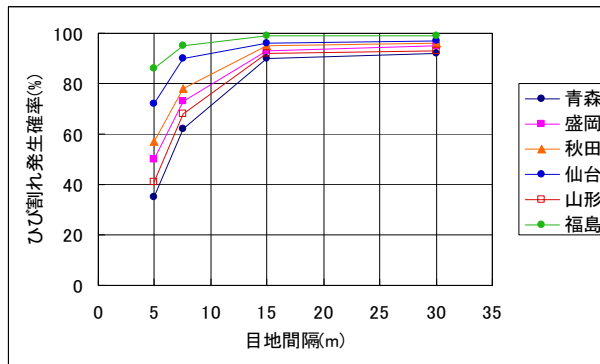


(4) 11月打設

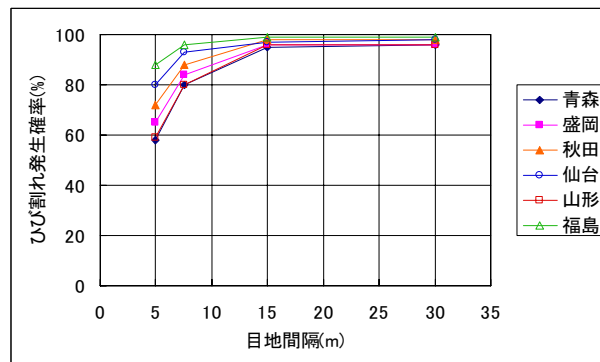
図一(11) ひび割れ誘発目地間隔とひび割れ発生確率との関係 (壁厚 800mm)



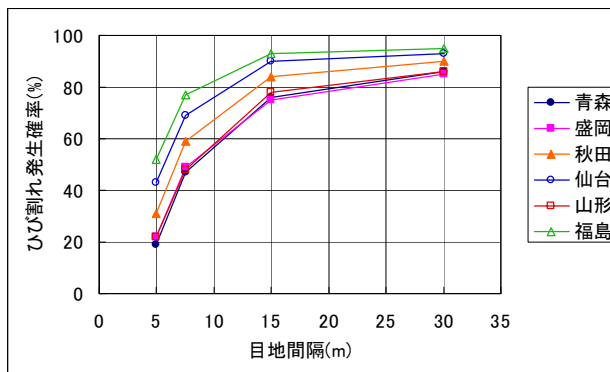
(1) 2月打設



(2) 5月打設



(3) 8月打設



(4) 11月打設

図一(12) ひび割れ誘発目地間隔とひび割れ発生確率との関係 (壁厚 1200mm)

資料 I -4 : 温度ひび割れ検討書の例

資料 I-4 温度ひび割れ検討書の例 (ボックスカルバート)

1. 構造物の概要

検討対象構造物はボックスカルバートで、高さ 7.94m、幅 12.5m、長さ 81.7m (6×15.0m + 9.2m + 12.5m) である。このうち、ひび割れが発生したのは各ブロックの壁部である。構造図の概要を図-1 に示す

2. ひび割れ発生状況

2. 1 概略

ひび割れ発生状況の概略を図-1 に併せて示す。ひび割れ発生箇所は①～⑪に示す断面で、ひび割れ本数は各断面に 1～4 本であった。

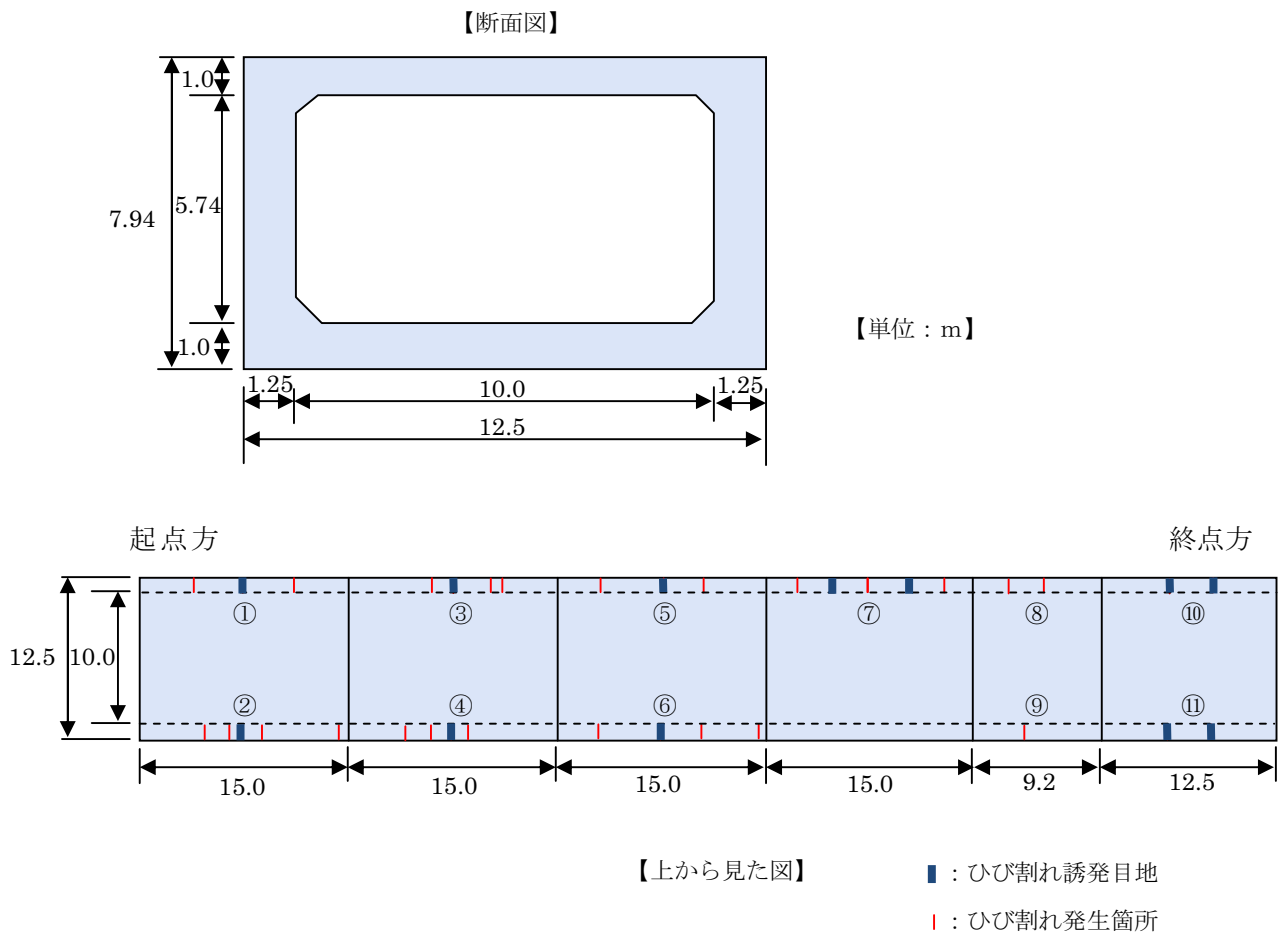
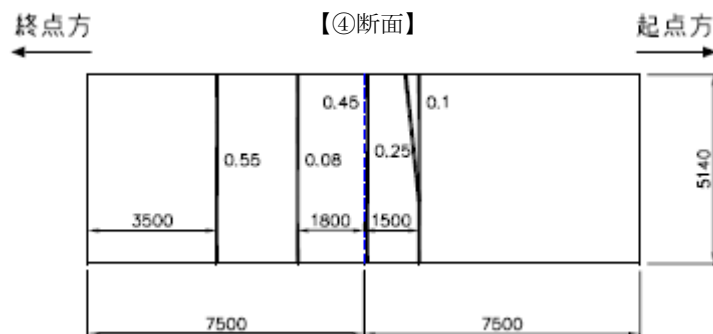
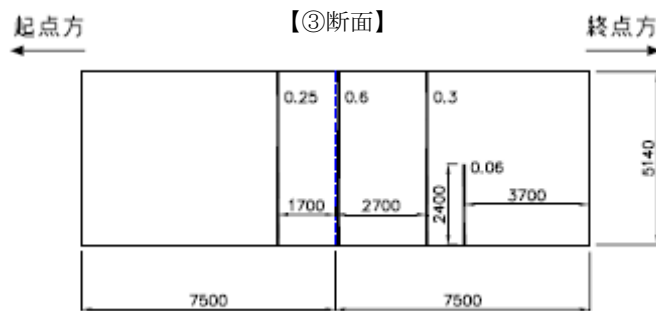
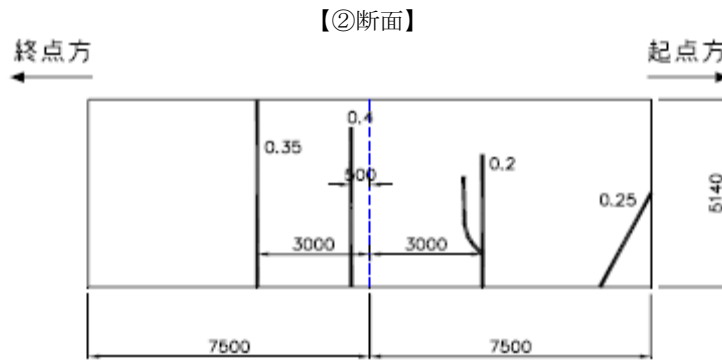
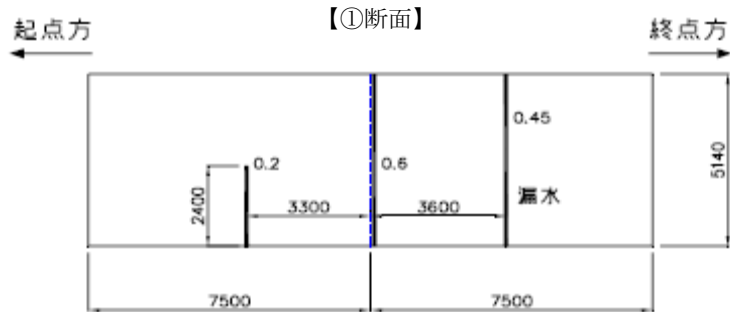
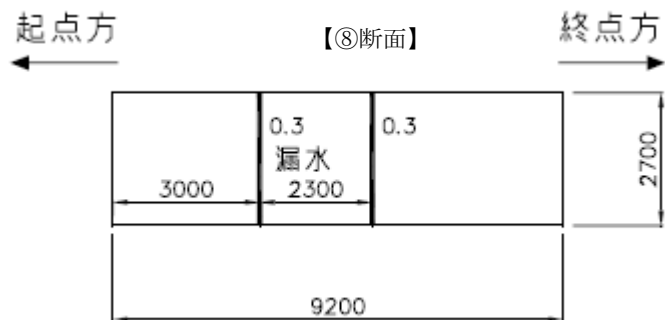
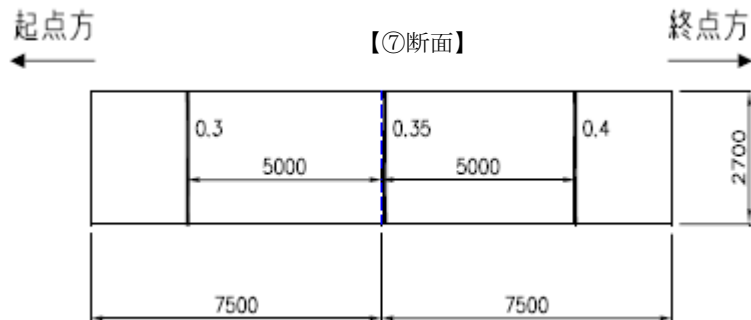
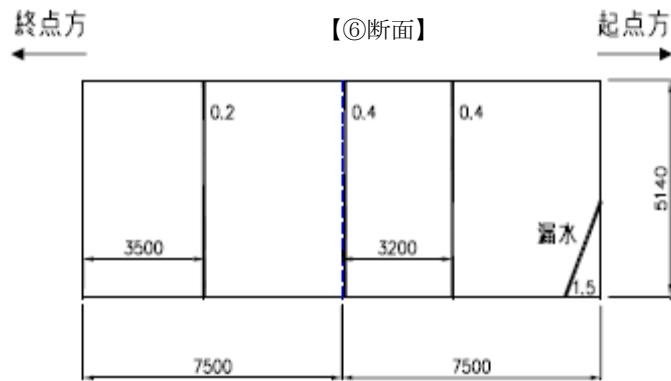
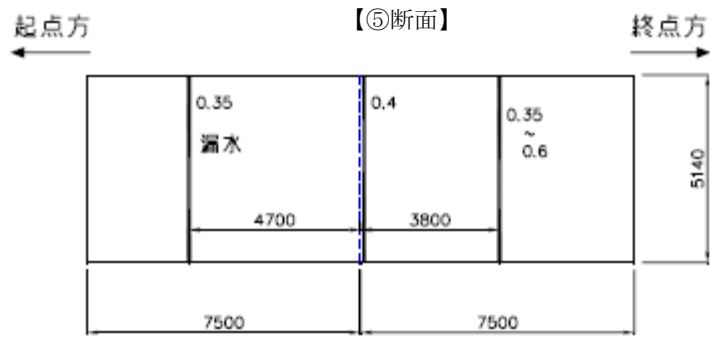


図-1 構造図概要およびひび割れ発生状況の概略

2. 2 ひび割れの詳細

ひび割れ発生状況の詳細を図-2に示す。





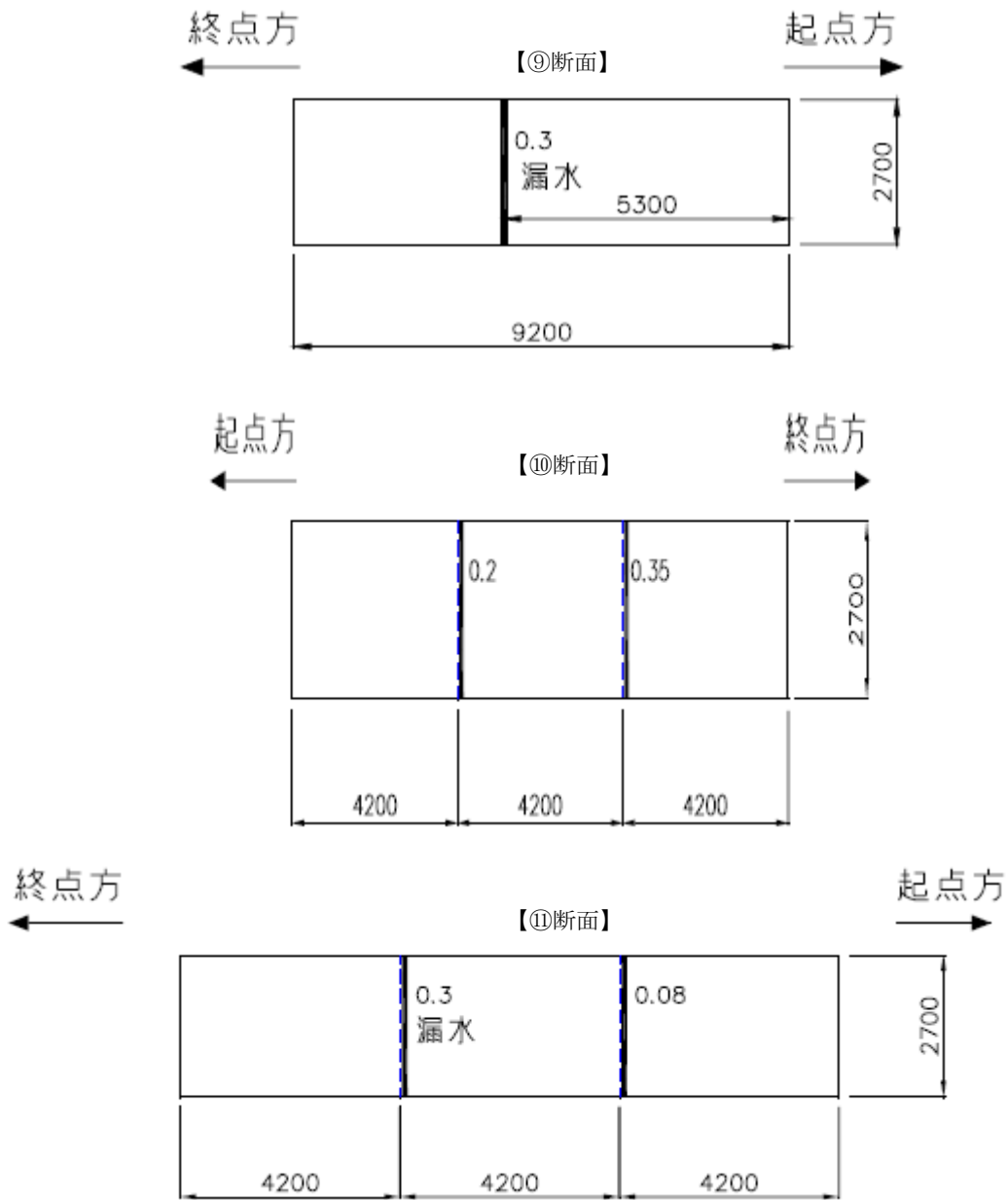


図-2 ひび割れ発生状況

3. 温度ひび割れ解析

3. 1 解析対象部分

解析対象とした部分を図-3に示す。同図に示すように、解析に用いるCP法は基本的に左右対称モデルを前提としている。

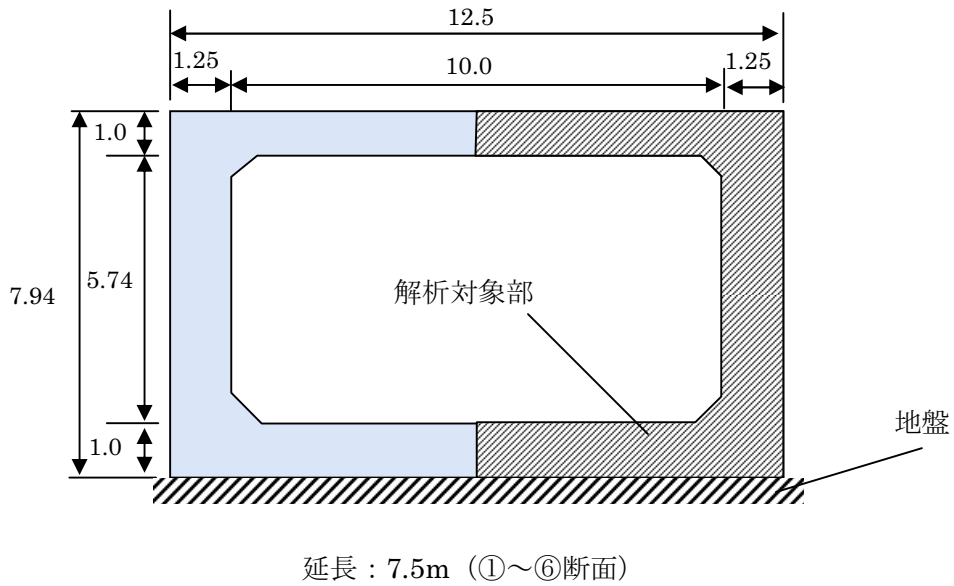


図-3 解析対象部分

3. 2 解析メッシュ

温度解析に用いたメッシュを図-4に、応力解析に用いたメッシュを図-5に示す。同図には、境界条件およびコンクリートの打設リフト等も併せて示した。

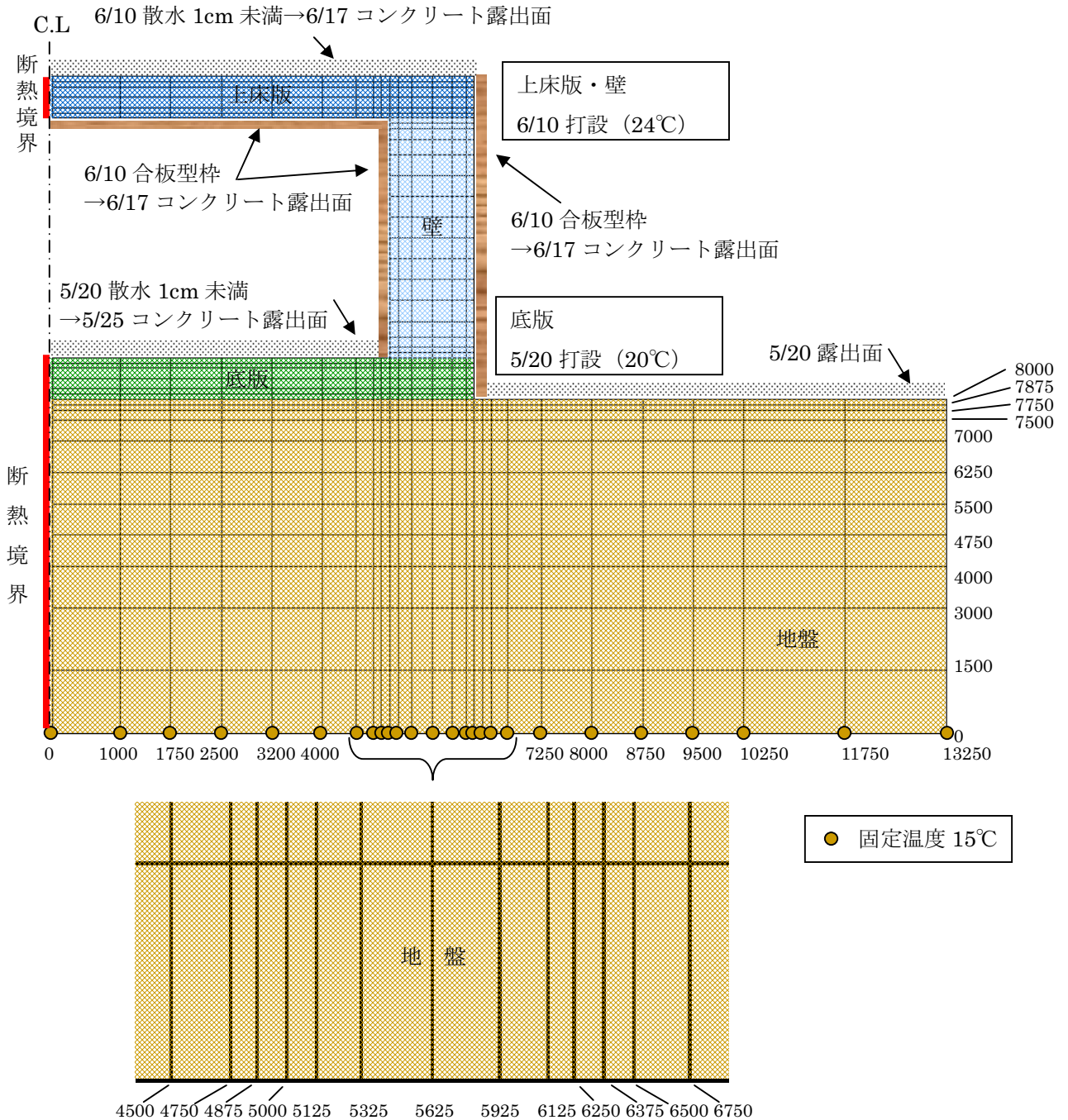


図-4 温度解析メッシュ

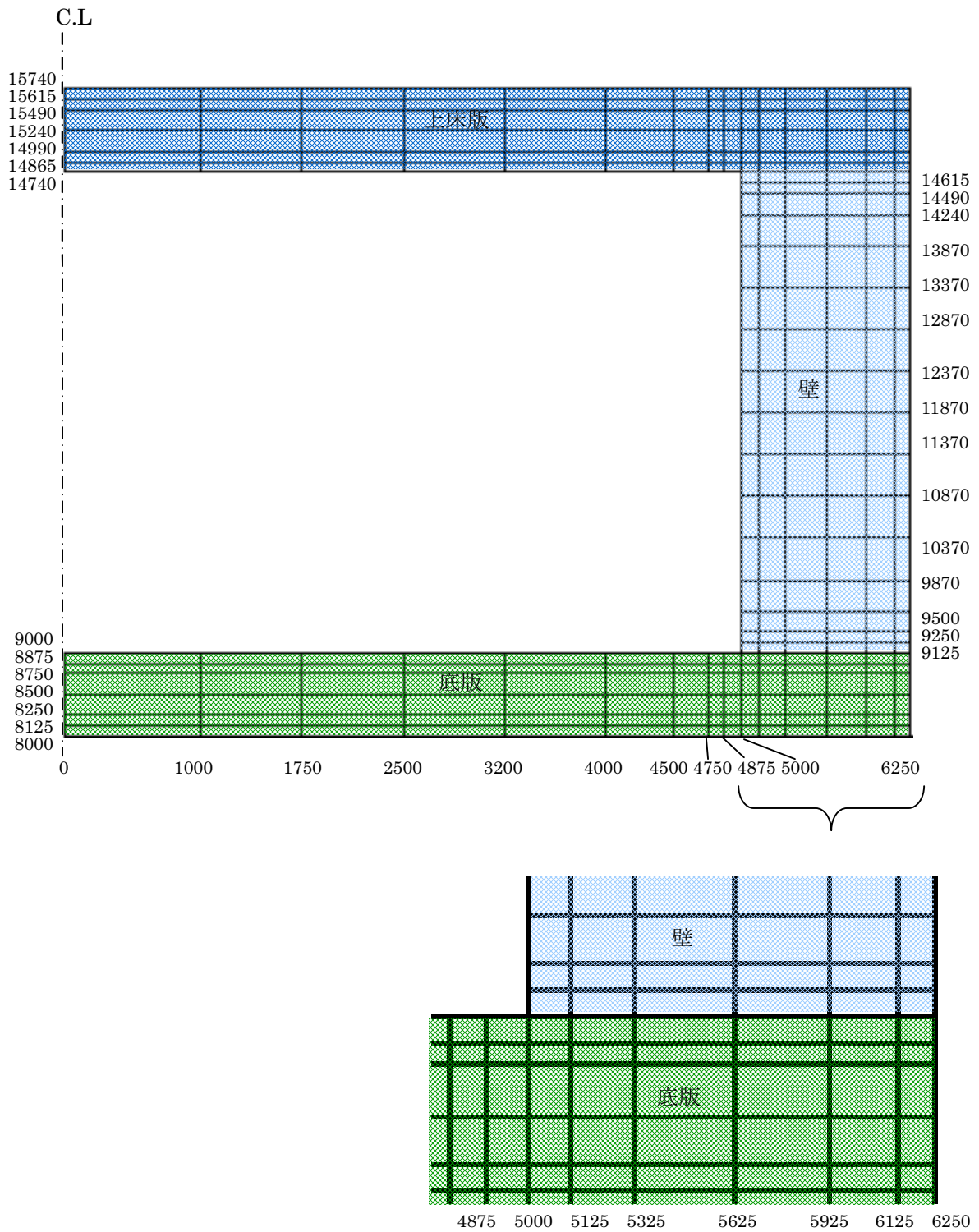


図-5 応力解析 (CP 法) メッシュ

3. 3 解析条件

解析条件の一覧を表-1に、CP法の拘束係数を表-2に示す。

表-1 解析条件

(施工場所：宮城県仙台市)

使用ソフト	JCMAC1(Ver1.16)			
固定温度	地盤最下部一列 15.0℃ (地盤モデル化深さ：8m)			
初期温度 打設リフト	地盤	地表面を 20.0℃として最下部 15.0℃と線形補間		
	底版	20 (℃)	5月 20日	
	躯体部	壁	24 (℃)	6月 10日
		上床版	24 (℃)	6月 10日
熱特性値	地盤	熱伝導率	3.45 (W/m ² ・℃)	
		密度	2650 (kg/m ³)	
		比熱	0.795 (kJ/kg・℃)	
	コンクリート	熱伝導率	2.70 (W/m ² ・℃)	
		密度	2450 (kg/m ³)	
		比熱	1.155 (kJ/kg・℃)	
解析終了日	3月 31日 (底版打込みから 320日間)			
外気温	仙台市 (理科年表 2006年度版)			
熱伝達境界	地盤露出部	全解析期間	コンクリート露出 (14 W/m ² ・℃)	
	コンクリート 表面部	材齢 0~7日	散水 1cm 未満 (8 W/m ² ・℃)	
		養生終了後	コンクリート露出 (14 W/m ² ・℃)	
	コンクリート 側面部	材齢 0~5日	合板型枠 (8 W/m ² ・℃)	
養生終了後		コンクリート露出 (14 W/m ² ・℃)		
断熱温度 上昇量	底版部	使用セメント	普通ポルトランド	
		単位セメント量	300 (kg/m ³)	
		打込み温度	20 (℃)	
		終局断熱温度上昇量	46.0 (℃)	
		温度上昇速度定数	1.104	
	躯体部 壁及び上床版	使用セメント	普通ポルトランド	
		単位セメント量	300 (kg/m ³)	
		打込み温度	24 (℃)	
		終局断熱温度上昇量	45.6 (℃)	
		温度上昇速度定数	1.2772	
強度特性	地盤	ヤング係数	(N/mm ²)	
		線膨張係数	0.00001	

コンクリート	ポアソン比	
	圧縮強度	$f'_{ck}(28)=27 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $f'_{ck}(91)=$ $1.15 \cdot f'_{ck}(28)=31.05 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
	圧縮強度式	$f'_{ck}(t)=\{t/(4.5+0.95t)\} \cdot f'_{ck}(91)$: 普通ポルトランド
	引張強度式	$0.44\sqrt{f'_{ck}(t)}$
	ヤング係数式	$4700\sqrt{f'_{ck}(t)}$
	クリープ係数	材齢 3 日まで : 0.73, 5 日以降 : 1.00
	線膨張係数	10×10^{-6}

表-2 CP 法に用いた外部拘束係数

リフト	底版	壁及び上床版
E_c/E_r	50	50
L (m)	7.5	7.5
H (m)	1.0	$1.0+6.74=7.74$
L/H	7.5	0.97
R_N	0.08	0.00
R_{M1}	0.74	0.02
R_{M2}	1.18	0.08

3. 4 解析結果と出力位置

(1) 温度解析結果

図-6 に温度解析結果の出力位置を、表-3 に温度解析結果のまとめを示す。

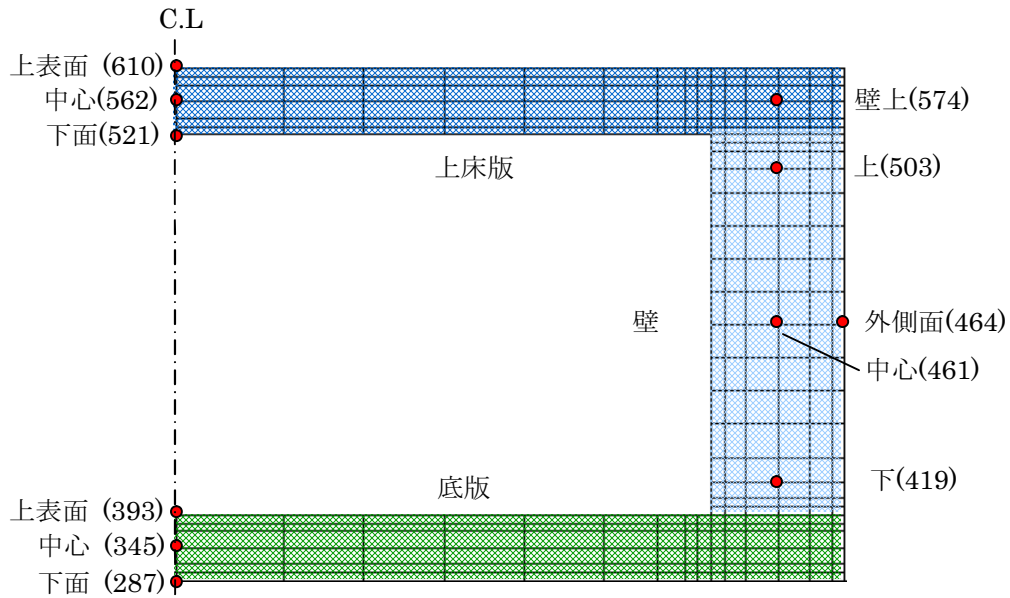


図-6 温度解析結果の出力位置

表-3 温度解析結果のまとめ

		打設温度 (°C)	最高温度 (°C)	温度上昇量 (°C)	最高温度材齢 (日)
底版	上表面	20.0	35.08	15.08	1.25
	中心	20.0	49.36	29.36	1.50
	下面	20.0	39.73	19.73	2.50
壁	上	24.0	58.47	34.37	22.5
	中心	24.0	58.03	34.03	22.5
	下	24.0	47.87	23.87	22.25
	外側面	24.0	39.67	15.67	22.25
上床版	上表面	24.0	39.43	15.43	22.25
	中心	24.0	54.34	30.34	22.25
	下面	24.0	39.43	15.43	22.5
	壁上	24.0	56.03	32.03	22.25

*材齢は底版打設から数えた材齢

(2) 応力解析結果

図-7 に応力解析結果の出力位置を、表-4 に最大引張応力および最少ひび割れ指数の解析結果を示す。

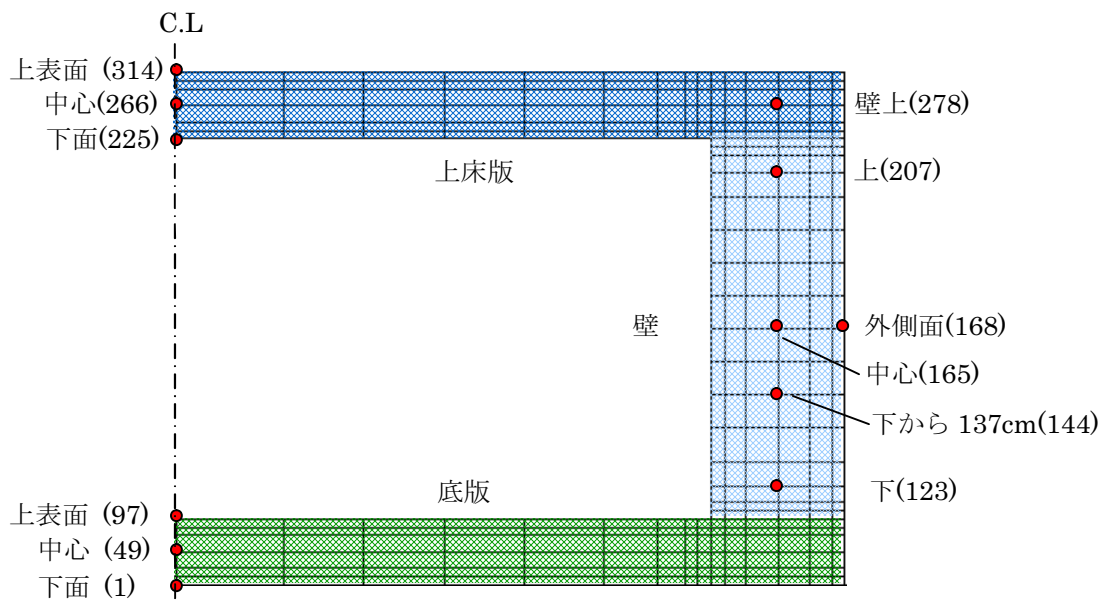


図-7 応力解析結果の出力位置

表-4 最大応力およびひび割れ指数の解析結果のまとめ

		最大引張応力 (N/mm ²)	材齢 (日)	最少ひび割れ 指数	材齢 (日)
底版	上表面	1.01	5.0	1.75	5.0
	中心	1.52	22.8	1.48	22.8
	下面	0.24	0.75	3.67	0.5
壁	上	1.36	65	1.64	39
	中心	2.56	259	0.95	35
	下	2.28	259	1.07	259
	外側面	0.4	28	4.78	28
	下から 137cm	3.23	259	0.76	35
上床版	上表面	0.87	22.5	1.34	22.3
	中心	0.37	27	5.03	27
	下面	0.67	22.5	1.76	22.3
	壁上	0.57	69	4.12	43

(3) 温度、応力およびひび割れ指数履歴図

図-8～図-16に各リフトの温度、応力およびひび割れ指数の履歴を示す。

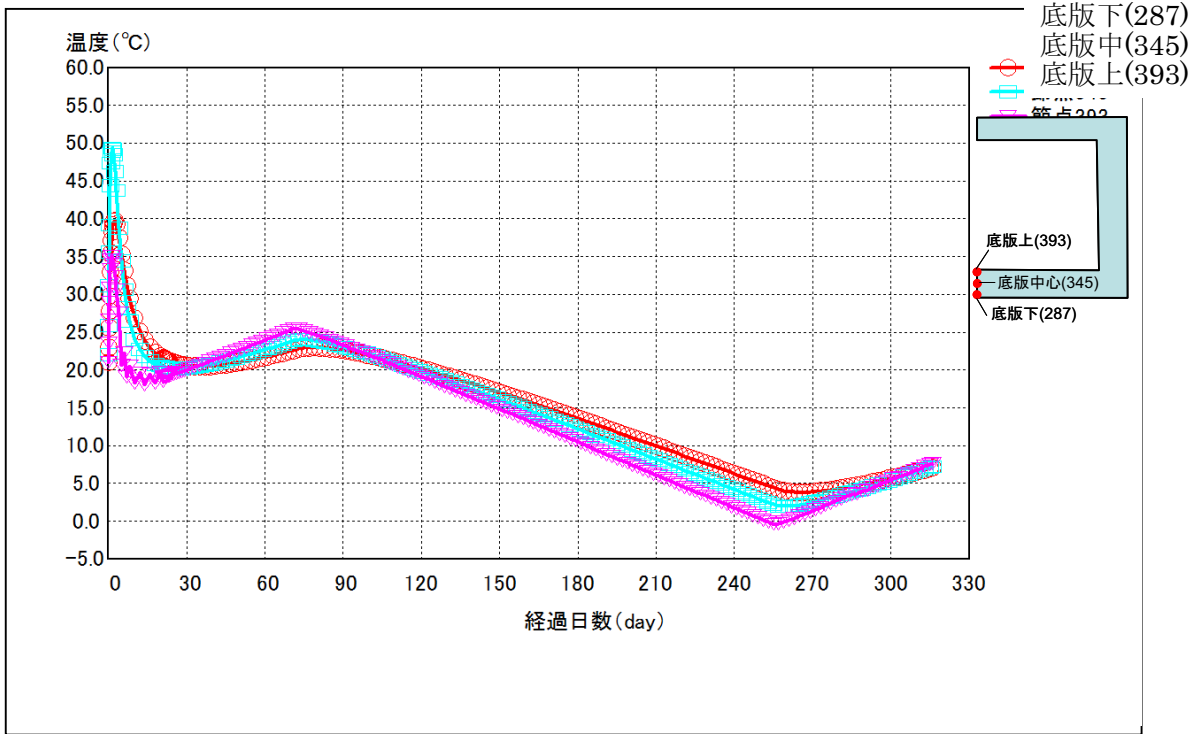


図-8 底版の温度履歴

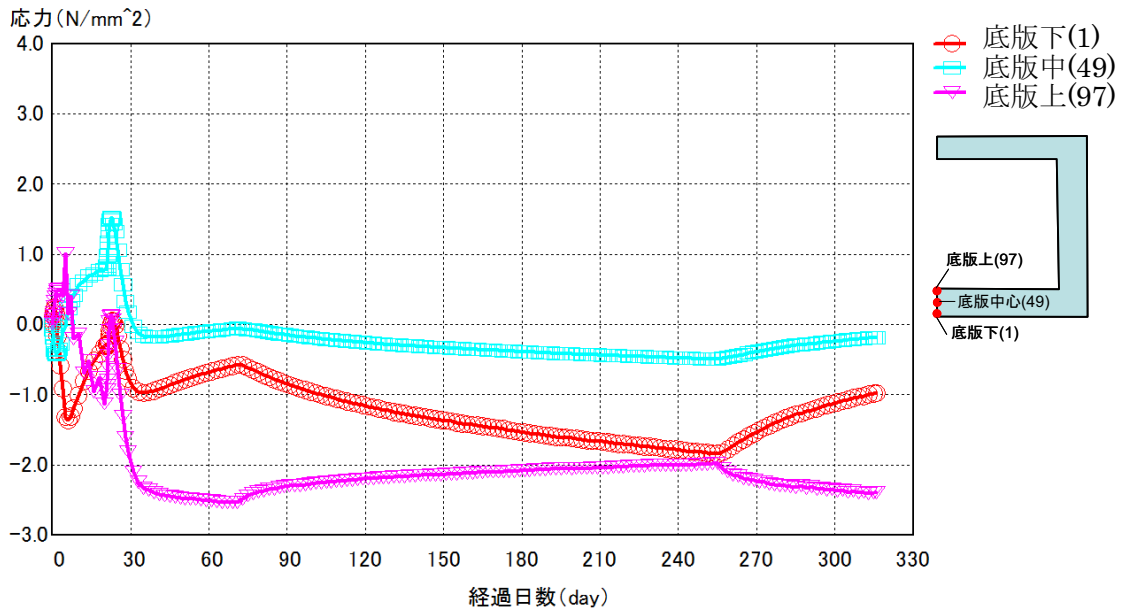


図-9 底版の応力履歴

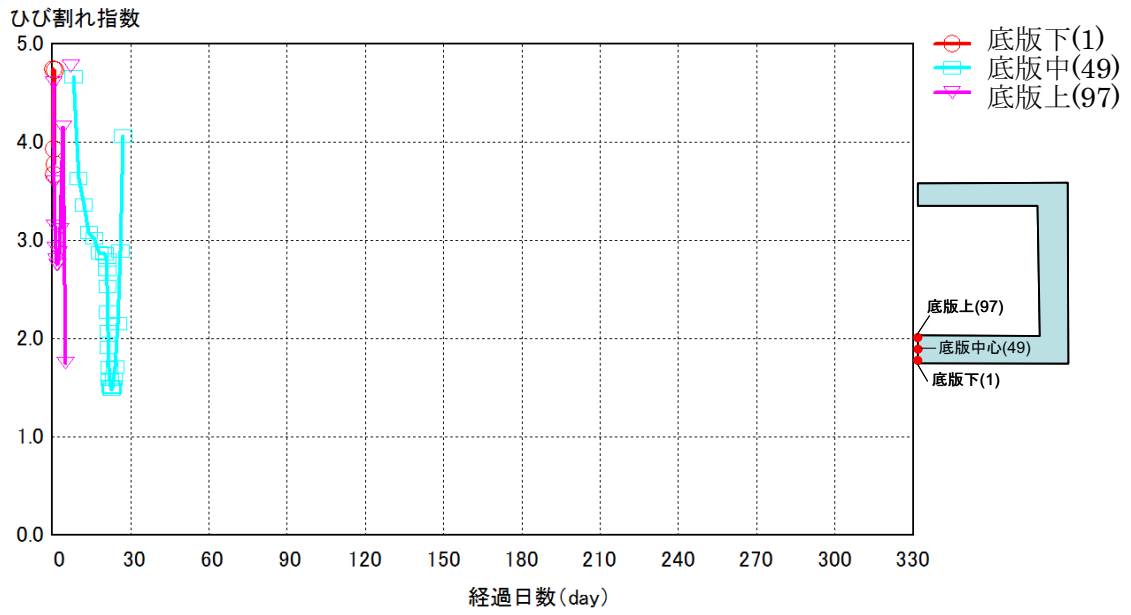


図-10 底版のひび割れ指数履歴

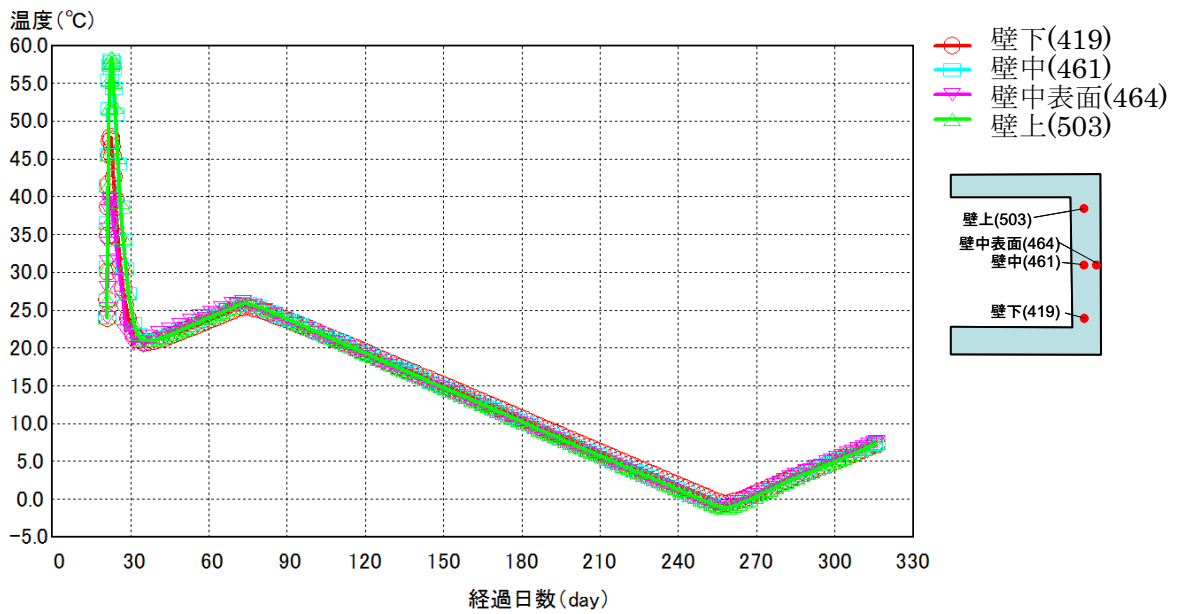


図-11 壁部の温度履歴

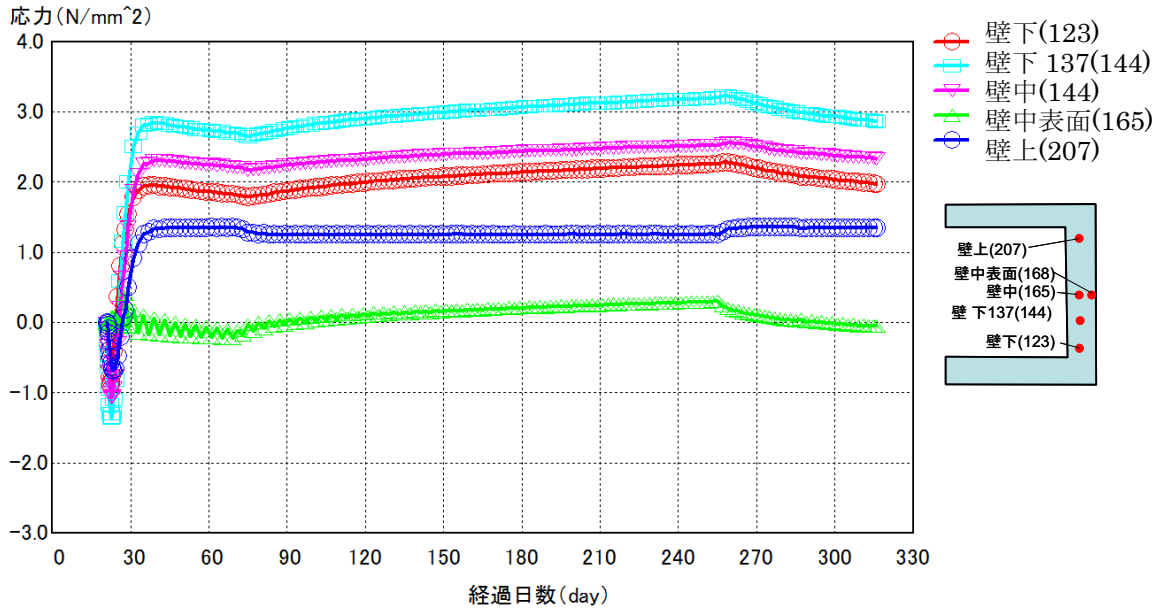


図-12 壁部の応力履歴

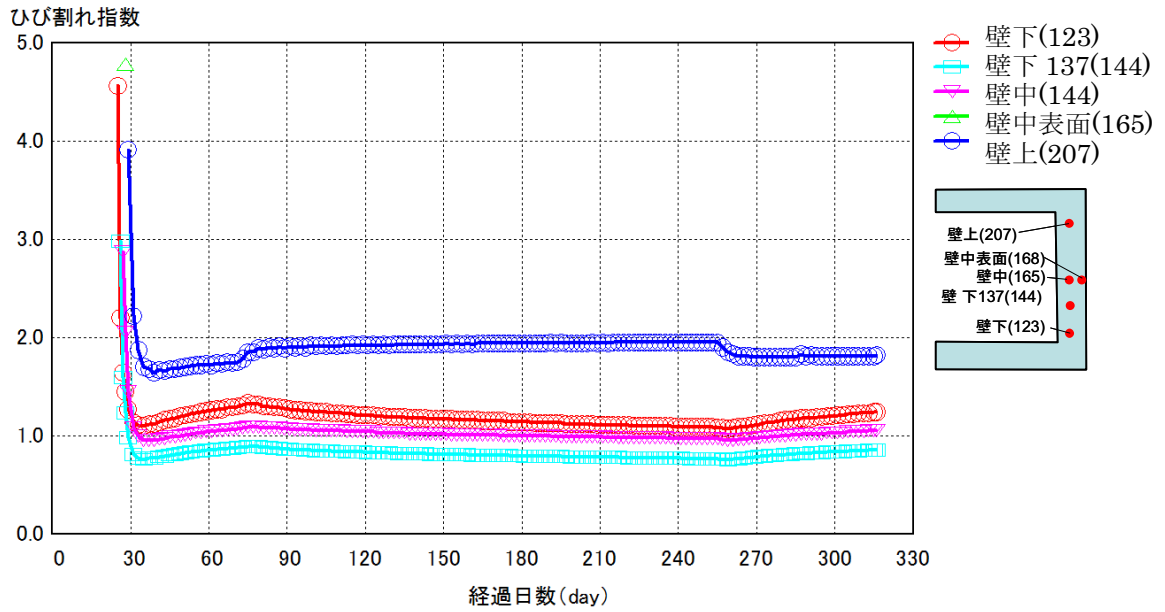


図-13 壁部のひび割れ指数履歴

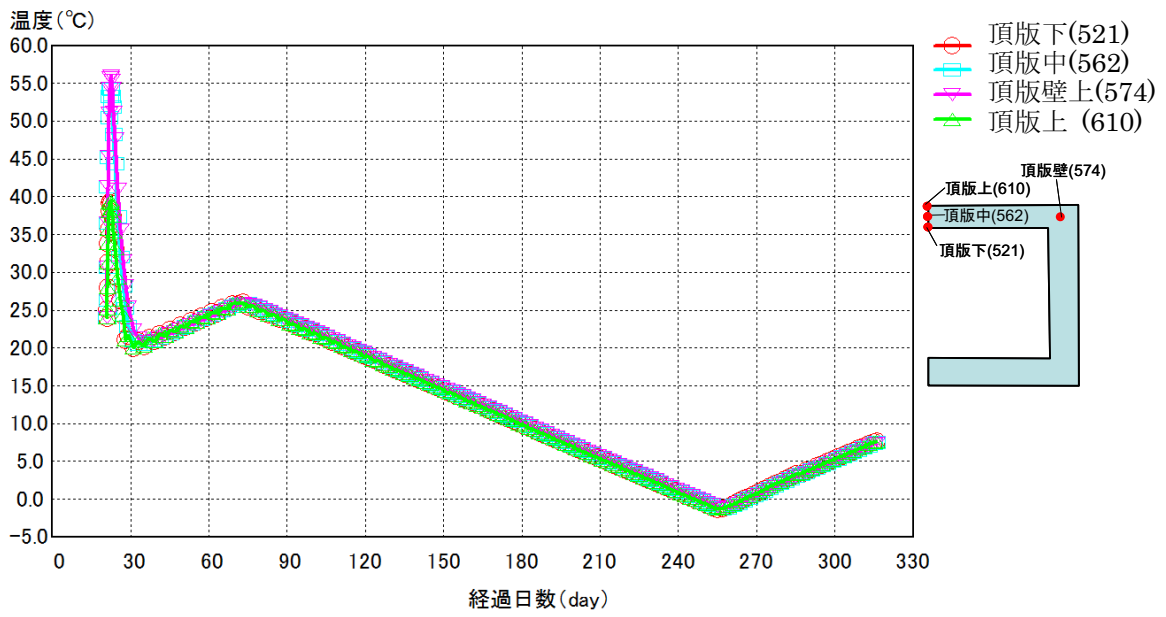


図-14 上床版の温度履歴

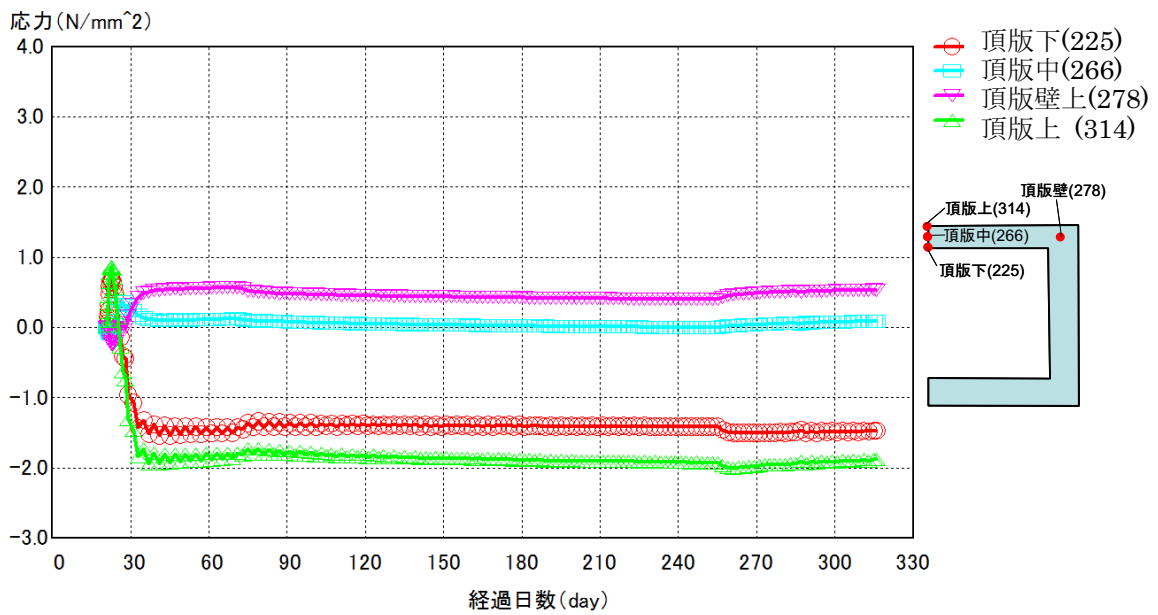


図-15 上床版の応力履歴

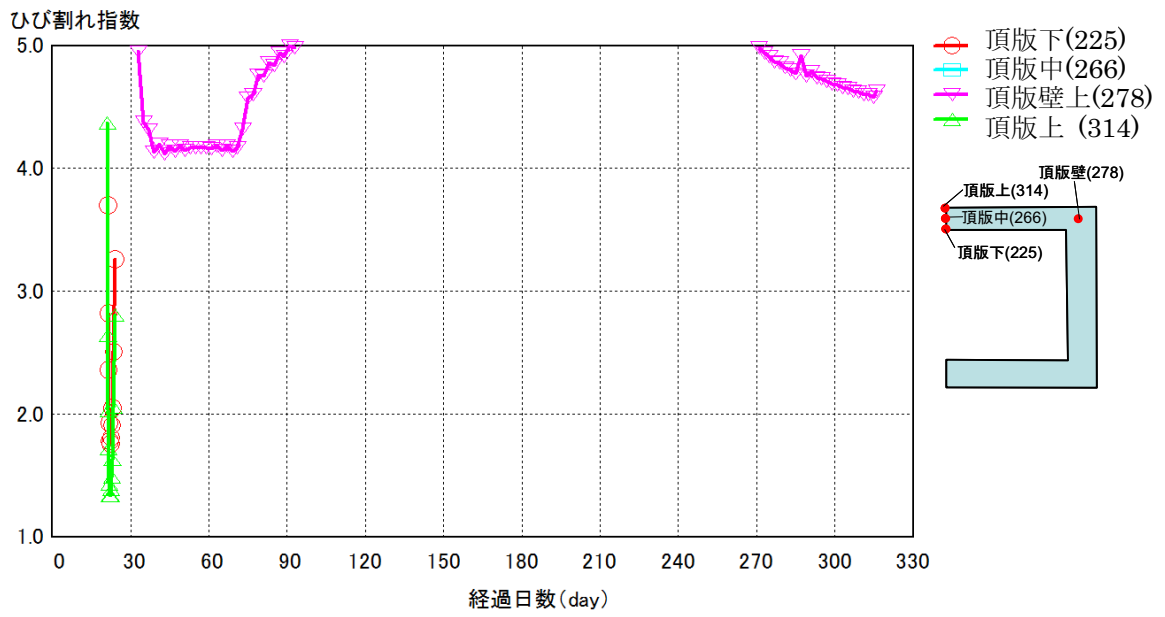


図-16 上床版のひび割れ指数履歴

資料Ⅱ 施工

資料Ⅱ-1：初期欠陥の補修方法

1 かぶり厚さ不足

かぶりの確保は、計画された供用期間中に構造物の耐久性を確保する上で極めて重要な項目である。かぶりの不足する箇所が判明したときの補修手順は、以下のとおりである。

- ①. 原因の推定
- ②. 判明した箇所以外のかぶり調査
- ③. 補修方法の策定

【解説】

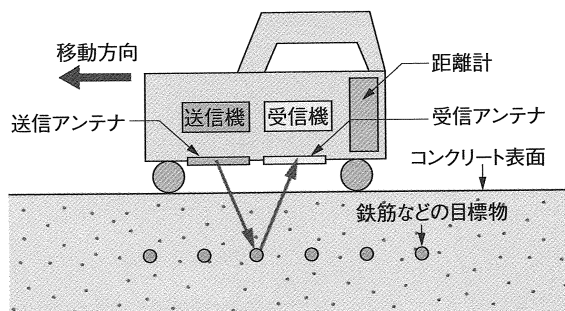
原因を特定することにより、同種の欠陥の再発を防止するとともに欠陥箇所の調査に利用する。施工計画書の確認、スペーサーの配置状況など、施工時の資料を収集する。

調査方法には次のような方法がある。

非破壊検査 : 電磁誘導法、電磁波レーダー法

微破壊検査 : 部分的なハツリ

●電磁波レーダー法の例



●電磁波レーダー法による出力例

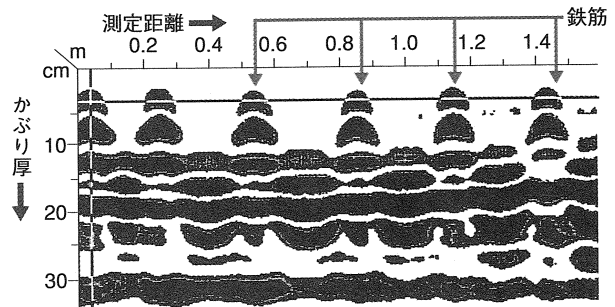


図 1-1 電磁波レーダー法

(資料：日経 BP「コンクリート名人要請講座[非破壊検査]」)

補修方法

補修は、鉄筋が供用期間中に錆びないようにするため、二酸化炭素や塩化物など有害物質の浸入を防止するものであり、表面に樹脂系を塗布する表面被覆工法と断面増厚工法とがある（補修例を図 3-1-2・3-1-3 に示す）。

かぶりが設計値より小さいが 1d（鉄筋径）以上ある場合 : 表面被覆工法

かぶりが設計値より小さく、かつ 1d（鉄筋径）以下の場合 : 断面増厚工法

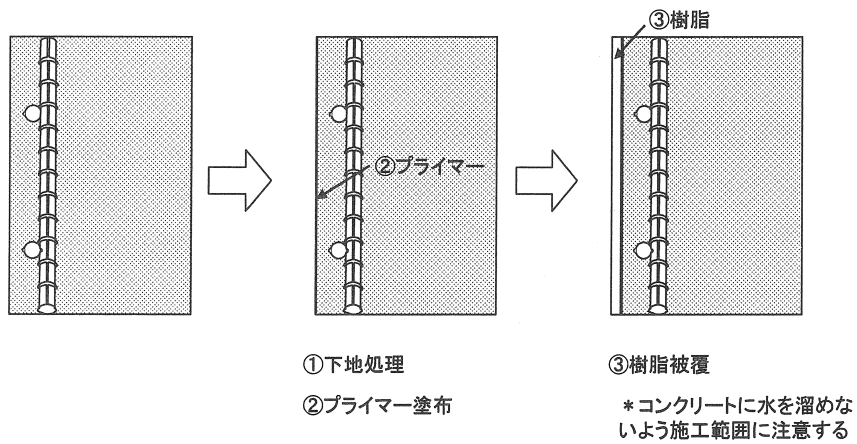


図 1-2 表面被覆工法

(資料：東日本旅客鉄道「維持管理マニュアル[補修・補強編]」)

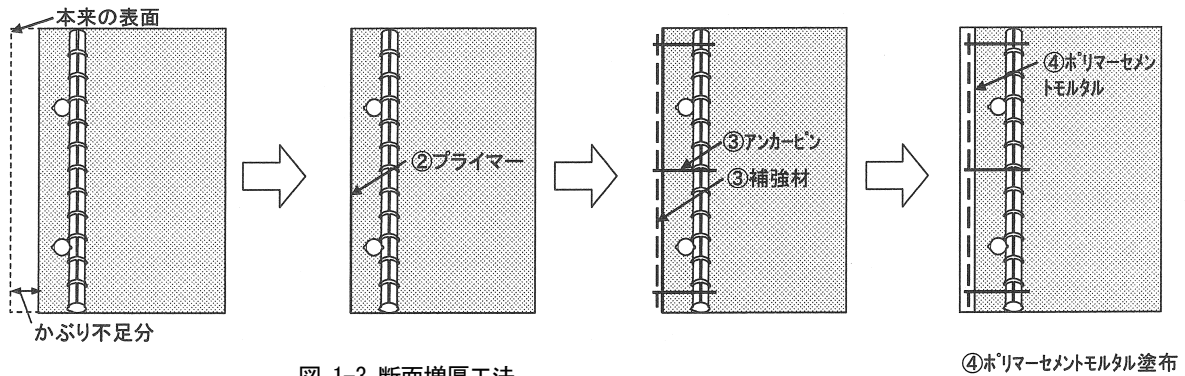


図 1-3 断面増厚工法

(資料：東日本旅客鉄道「維持管理マニュアル[補修・補強編]」)

2 充填不良（ジャンカ）

充填不良が判明したときの補修の手順は、以下の通りとする。

- ① 欠陥の程度および範囲の把握
- ② 欠陥箇所の特定
- ③ 原因の調査
- ④ 補修方法の検討

【解説】

(1) 欠陥箇所の特定方法

目視、打音検査、テストハンマー、ハンマードリルにより不良箇所の範囲を把握し、ジャンカ部の大きさ（縦、横、深さ）を測定する。測定結果は、展開図に記録する。

(2) ジャンカの原因を調査し、次回以降の施工に反映させる。調査は下記の資料を分析して行う。

- ・展開図（ジャンカ発生状況）
- ・設計図面
- ・配合計画書
- ・打設計画書（人員計画、機材計画、工程計画など）
- ・打設記録（出荷記録、受入記録、打設時間や打込み箇所がわかる記録）
- ・品質管理試験結果（各種材料試験、スランプ、空気量、温度、圧縮強度試験など）

(3) 補修方法

ジャンカの程度と補修方法の目安を以下に示す。

表 2-1 等級別ジャンカの程度と補修方法

等級	ジャンカの程度	深さの目安	補修方法
A	粗骨材が表面に露出していない。		
B	粗骨材が露出しているが、表層の粗骨材を叩いても剥落することはない、はつきり取る必要がない程度。	1～3 cm	ポリマーセメントモルタルなどを塗布。
C	粗骨材が露出し、表層の粗骨材を叩くと剥落するものもある。しかし、粗骨材同士の結合力は強く連続的にバラバラと剥落することはない。	1～3 cm	不要部分をはつきり取り、健全部分を露出。ポリマーセメントペーストなどを塗布後、ポリマーセメントモルタルなどを充填する。
D	鋼材のかぶりからやや奥まで粗骨材が露出し、空洞も見られる。粗骨材同士の結合力は弱まり、粗骨材を叩くと連続的にバラバラと剥落することもある。	3～10 cm	不要部分をはつきり取り、健全部分を露出。無収縮モルタルを充填する。
E	コンクリートの内部に空洞が多数見られる。セメントペーストのみで粗骨材が結合している状態で、粗骨材を叩くと連続的にバラバラと剥落する。	10 cm 以上	不要部分をはつきり取り、健全部分を露出。コンクリートで打ち換える。

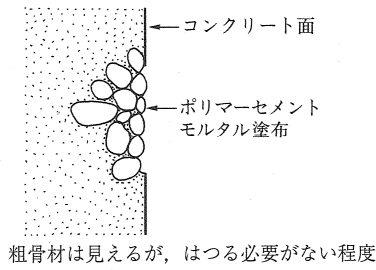


図 2-1 等級Bのジャンカの補修例

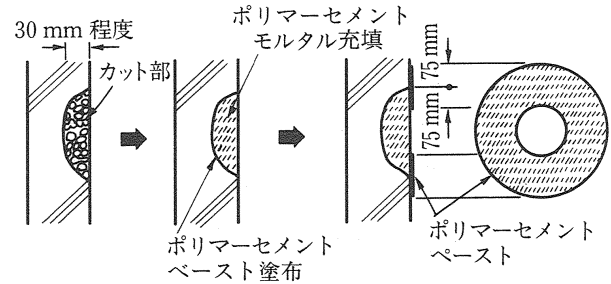


図 2-2 等級Cのジャンカの補修例

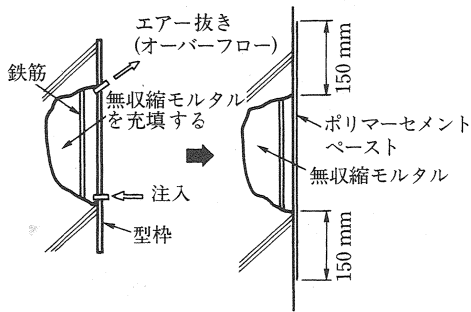


図 2-3 等級Dのジャンカの補修例

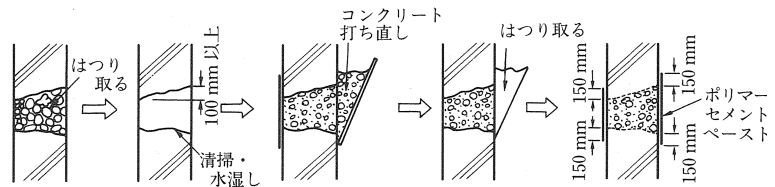


図 2-4 等級Eのジャンカの補修例

(資料：JCI「コンクリート診断技術[基礎編]」)

(4) 補修時の留意点

- ・コンクリートをはつり取った端部は、右図に示すフェザーエッジとならないようにサンダーなどでカッター目地を入れる。
- ・不良箇所のはつりは、周辺部のマイクロクラックの発生を防止できるため、主にウォータージェット(WJ)を使用する。特に、鉄筋周辺のはつりは、WJを用いて、鉄筋をいためない。しかし、WJは、高価であるため、鉄筋周辺部や健全部との縁切り部に限定して使用することがよい。
- ・鉄筋位置まではつり取る必要がある場合は、鉄筋の裏側のコンクリートも1d(鉄筋径)分除去する。(鉄筋の裏側にも補修材が充填されて既設コンクリートとの一体性を高める)
- ・補修は、既設コンクリートとの付着性能に優れたポリマーセメント系の材料を一般的に用いる。
- ・等級D、Eの補修など、深くて広範囲な補修を行う場合、充填するコンクリートやモルタルには、収縮低減材や膨張セメントを使用して、収縮ひび割れを防止する。
- ・補修材料のひび割れを防止するため、通常のコンクリートと同様に湿潤養生や封緘養生を行う。
- ・断面修復部が剥落した場合、第三者や通行車両への影響が大きい場合は、各種メッシュ工法などの剥落防止措置を行なうと良い。

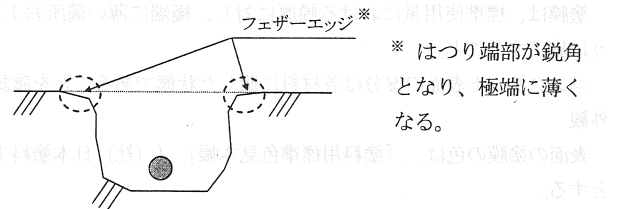


図 2-5 フェザーエッジ

3 コールドジョイント

コールドジョイントが発生したときの補修手順は、以下のとおりとする。

- ① 欠陥の程度および範囲の把握
- ② 欠陥箇所の特定
- ③ 原因の調査
- ④ 補修方法の検討

【解説】

(1) 欠陥箇所の特定方法

目視、打音検査、テストハンマー、コア抜きなどを行い不良箇所の状態および範囲を把握する。ひび割れが生じている場合は、ひび割れ幅も測定する。測定結果は、展開図に記録する。

(2) コールドジョイントの原因を調査し、次回以降の施工に反映させる。調査は、下記の資料を分析して行う。

- ・ 展開図 (コールドジョイント発生状況)
- ・ 設計図面
- ・ 配合計画書
- ・ 打設計画書 (人員計画、機材計画、工程計画など)
- ・ 打設記録 (出荷記録、受入記録、打設時間や打込み箇所がわかる記録)
- ・ 品質管理試験結果 (各種材料試験、スランプ、空気量、温度、圧縮強度試験など)

(3) 補修方法

- ・ コールドジョイントの程度と補修方法の目安を以下に示す。

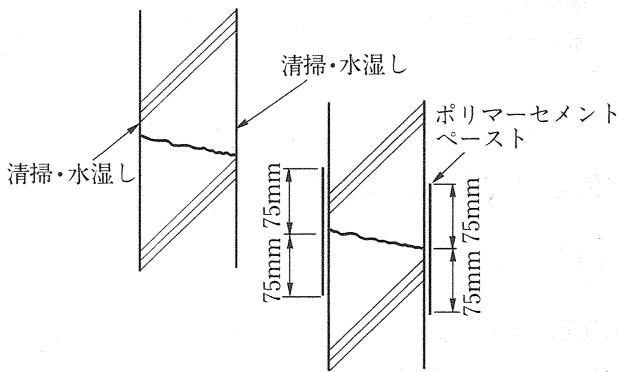


図 3-1 軽微なコールドジョイント

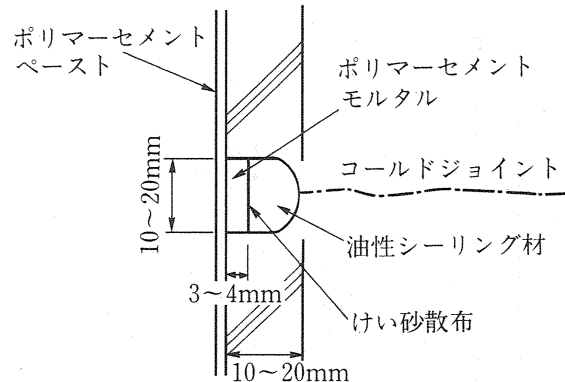


図 3-2 ひどいコールドジョイント

(資料: JCI「コンクリート診断技術[基礎編]」)

- ・ ひび割れ注入材は、5℃以下の環境では、固化しない可能性がある。なるべく、冬季の施工は避けるとともに、ひび割れは、テープなどで封印し、外部からの有害物質 (CO₂、CL など) の浸入を防止する応急措置を行う。
- ・ 漏水が予想される場合は、水の浸入してくる側に防水材の塗布などの防水措置を行う。

4 ひび割れ

ひび割れが発生した時の補修手順は、以下のとおりとする。

- ① 欠陥の程度および範囲の把握
- ② 原因の調査
- ③ 補修の要否の判定
- ④ 補修方法の検討

【解 説】

(1) 欠陥の程度および範囲の把握は、以下の手法で行う。

- ・ひび割れの位置・長さ・幅を測定し、展開図を作成する。
- ・ひび割れの観測を行い、伸展状況を把握する。

(2) ひび割れの発生状況(時期、長さ、幅、方向、漏水・エフロレッセンスの有無)の把握、経過観察、目視、クラックスケール、メジャーなどを用いて、ひび割れの長さ、幅、方向、漏水・エフロレッセンスの有無を把握する。また、経過観察を行いひび割れの進展状況や新たなひび割れの発生を把握する。測定結果は、展開図に記録する。施工時の記録を収集・整理し、原因を検討する。原因を特定することにより、同種の欠陥の再発を防止するとともに補修方法の検討に利用する。

・収集すべき資料

打設計画、生コン材料の試験成績表、配合報告書、生コンの品質管理試験、コンクリートの圧縮強度試験、打設報告書(生コンの出荷状況、運搬状況、打設時間・位置)、水和熱や乾燥収縮によるひび割れ検討結果

(3) 補修の要否

調査結果から、発生しているひび割れの構造物に及ぼす影響を検討し、許容ひび割れ幅以上のものについては

(4) に基づき補修をおこなう。

(4) 補修方法

- ・ひび割れの状態に応じて適切な補修材料を選択する。特に、表面一貫通、湿潤一乾燥、収束一伸展の把握は、ひび割れ工法・材料を選択するために必要な要素となる。ひび割れの補修工法を表 3-4-1 に、補修材料を表 3-4-2 に示す。
- ・注入材は硬化速度が外気温の影響を受けやすいので、寒い時期の施工する場合は、養生温度に留意する必要がある。養生温度は5℃以上が望ましい。注入箇所全体を養生することは難しいため、工程が許されれば、特に寒い時期の施工は避け、5℃以上の養生温度が確保できるまで施工時期を延ばす。
- ・ひび割れの補修方法には、上記の表、図に示したように条件に応じて多数の工法がある。しかし、新設構造物では、小規模なひび割れの補修

表 3-4-1 ひび割れの補修工法

●ひび割れの補修工法		適用範囲			
補修工法	小分類	ひび割れ幅の変動		ひび割れ深さ	
		大	小	深い	浅い
注入工法	高圧注入工法 (機械注入工法)	△ (充てん工法と組み合わせること○)	○	○ (ひび割れ深さの3分の2程度まで削孔して注入)	○ (ひび割れの表面部はコーキング処理)
	低圧注入工法	△ (充てん工法と組み合わせること○)	○	×	○
表面被覆工法	ひび割れ部の被覆	×	○	×	○
	全面被覆	○	○	△ (注入工法との併用で○)	○
充てん工法	Vカット	○	○	△ (注入工法との併用で○)	○
	Uカット	○	○	△ (注入工法との併用で○)	○
塗布工法	浸透性防水剤	△	○ (ひび割れ幅が0.2mm以下)	×	○
	塗布含浸剤	△	○ (ひび割れ幅が0.3mm以下)	△	○

○:適用できる, △:ほかの工法との併用で適用できる, ×:適用できない

が多いため、ひび割れ幅 0.2mm 以上の場合に低圧注入工法、0.2mm 未満の場合に塗布含浸剤・場合が塗布含浸剤・浸透性防水剤・浸透性改質剤を採用している。

・ 補修剤はいろいろなメーカーから数多くの製品が提供されており、補修業者に使用する材料が異なるため、ここには記載しない。補修剤は、発注者に対して施工計画書、品質証明書を提出し、施工承諾を事前に得てから施工する。・ ひび割れを許容している場合もあるので、ひび割れ原因・ひび割れ幅とひび割れに関する規定を確認する。

表 4-2 ひび割れの補修材料

●ひび割れの補修材料

補修材料の種別	材料	適用できる補修工法					性能							
		注入工法	表面被覆工法	充てん工法	塗布工法	乾燥面への接着性	湿潤面への接着性	可とう性	耐久性	耐水性	耐アルカリ性	収縮性	作業性	
樹脂系	エポキシ樹脂	◎	○	◎	○	◎	△	○	◎	◎	◎	◎	無	○
	水中硬化型エポキシ樹脂	◎	○	◎	○	◎	◎	○	◎	◎	◎	◎	無	○
	アクリル樹脂	◎	○	◎	△	◎	◎	△	◎	◎	◎	◎	大	△
	ポリウレタン樹脂	◎	△	△	×	○	◎	◎	○	○	○	○	小	○
	ポリエステル樹脂	◎	△	△	×	○	△	△	○	○	×	◎	大	○
セメント系	超微粒子セメント	◎	△	△	×	△	△	△	◎	◎	◎	◎	小	○
	ポリマーセメント	◎	◎	◎	×	◎	◎	○	◎	◎	◎	◎	小	○

◎:優, ○:良, △:可, ×:不可

(資料: JCI「コンクリート補修講座[入門編]」)

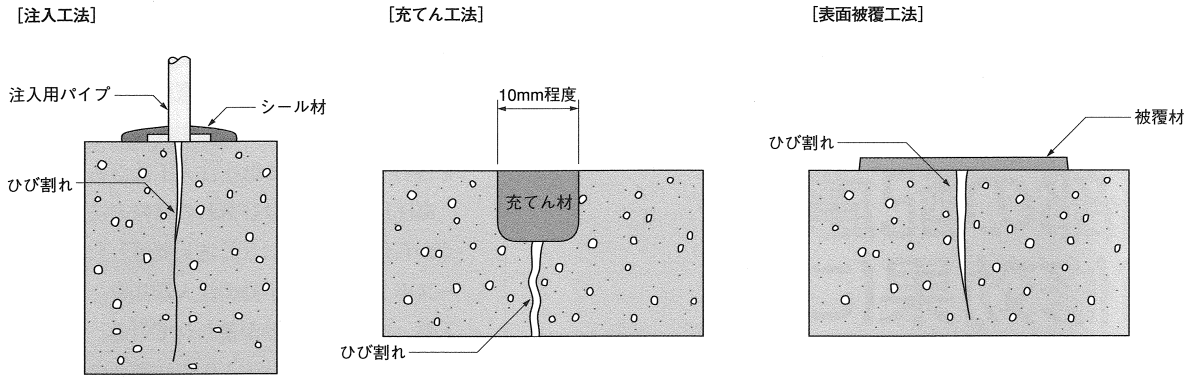


図 4-1 ひび割れ補修工法

(資料: JCI「コンクリート補修講座[入門編]」)

5 砂すじ

砂すじが発生したときの補修手順は、以下のとおりとする。

- ① 欠陥の範囲の把握
- ② 原因の調査
- ③ 補修方法の検討

【解 説】

(1) 欠陥の範囲の把握は、目視で行う。

(2) 砂すじの発生要因を以下に示す。

- ・ブリージングの多いコンクリートの浮き水を取り除かないで打ち足した場合
- ・軟練りコンクリートを過度に締固めた場合

(3) 補修方法

ワイヤーブラシで砂すじ部分とその近傍を健全な部分までケレンして、ポリマーセメントペーストなどを用いて均一に塗布する。

(4) 防止対策

- ・ブリージングが少なくワーカビリティの良好なコンクリートを使用する。
- ・締固めを十分行いながらコンクリートの打設速度の管理を適切に行って、型枠に沿ってゆっくり打ち上げる。
- ・透水性型枠を使用する。

6 漏水

漏水が発生したときの補修手順は、以下の通りとする。

- ① 漏水箇所の把握
- ② 水の供給元を把握
- ③ 漏水の色や含まれている成分（錆、エフロレッセンス）を把握
- ④ 補修方法の検討

【解 説】

- (1) 漏水は、充填不良、コールドジョイント、ひび割れに雨水、地下水、養生水などの外部の水が浸入して発生する。欠陥の調査により作成した展開図に漏水箇所も追記する。
- (2) 漏水を止めるには、水の供給元を把握し、止水する方法が最も効果的である。
- (3) 錆汁の発生は鉄筋などの腐食と関連が深いので発生場所、面積、色などに注意して観察する。ただし、腐食が進行していても錆汁の発生がないこともあるため、錆汁の有無のみで腐食の判定をしてはいけない。エフロレッセンスは、錆汁などと同様にコンクリートの表面を汚染し美観上の問題を生じるが、析出物そのものが構造物の信頼性を損なうことは少ない。しかし、コンクリートの変質や劣化が発生の原因となっていることが多いので注意を要する。
- (4) 漏水補修は、欠陥の種類や部位により適切な工法を選択する。
 - 1) ジャンカからの漏水：不良個所を研り取り、防水モルタル、止水モルタルにて断面修復を行う。必要に応じて導水処理が必要な場合もある。
 - 2) ひび割れからの漏水：
 - ・ 注入プラグを取付け、止水剤を注入する。プラグは止水確認後取り外し、補修モルタルにて補修する。
 - (注入材料例)
 - ①無機系材料（早強性超微粒子セメントスラリー）
 - ②有機系材料（親水性ポリウレタン止水剤）
 - ③有機系材料（疎水性ポリウレタン止水剤）
 - ・ 漏水が少ない場合は、ひび割れに沿ってVカットを施し、急結セメント止水剤で補修する。
 - 3) コールドジョイント
 - ・ コールドジョイントに沿ってVカットを施し、急結セメント止水剤で補修する。
 - ・ 場合によって注入プラグを取付け、高圧または低圧で止水剤を注入する。プラグは止水確認後取り外し、補修モルタルにて補修する。
 - ・ 水の供給側の補修が可能な場合は、欠陥の補修を行った後に防水工などにより遮水する。

資料Ⅱ-2：養生の種類

コンクリートの養生には、表に示すような様々な方法がある。養生の目的である十分な水分、適切な温度、外的環境から守る方法として示した。

表 II-2-1 養生工法一覧

養生方法		目的	方法	状況写真
湛水養生		水分補給 乾燥防止	スラブ等の周囲の型枠をあらかじめ高くして、コンクリートの表面に水を張る方法で、非常に効果がある。水深は2～3cmで、凍結のおそれがある場合は、水深を大きくする。	写真-1 写真-2
散水養生		水分補給 乾燥防止	気象条件によって乾燥が激しく、散水の効果がムラになりやすい。人力による散水より、スプリンクラー等による自動的な常時散水がよい。	写真-3 写真-4
保湿養生		水分補給 乾燥防止	コンクリートに十分散水し、その上から表面に密着するようシートをかぶせる。水の供給は状況に応じて1日1回以上する。保温のためには、コンクリート露出面、開口部、型枠の外側をシート類で覆う。	写真-7 写真-8
膜養生	シートによる方法	乾燥防止 有害な作用に対する保護	重ねたポリエチレンのシート、または強化紙でコンクリートの表面を覆い、コンクリートの表面から水が失われるのを防ぐ方法。シートの下面で不均一な水の凝結が起きるため、変色や斑点の起きる可能性がある。	
	膜養生剤による方法	乾燥防止	養生剤を噴霧して膜を形成させる方法。一般的に、揮発性の高い溶剤になった合成炭化水素樹脂が用いられるが、他の樹脂溶液が用いられることもある。養生剤の噴霧のタイミングは非常に重要で、ブリーディングで水がコンクリート表面に出るのが止まった後、しかし表面が乾ききる前に行わなければならない。	
被膜養生		初期の乾燥防止	コンクリートの表面仕上げ終了後、できるだけ早い時期に被膜養生剤を散布し、水分の蒸発を防ぐ。ごく初期の乾燥防止には有効である。気温が高い場合には効果が減退する。	写真-5 写真-6
保温養生		温度の制御	コンクリート露出面、開口部、型枠の外側をシート類でおおう。外気温が0℃以下になるおそれのある場合に用いる。気温が著しく低い場合には、適温に保つことは不可能となる。	写真-9 写真-10
断熱養生		温度の制御	コンクリート表面に断熱マットを敷いたり、発泡ウレタン、スチロール等の断熱材を張り付けた型枠を用いる。外気温があまり低くない(0℃程度)場合、ある程度部材の寸法が大きい場合には有効である。一般的にはシートで全体を覆う保温養生を採用する例が多いため、東北では実施例が少ない。	
蒸気養生		温度の制御 水分補給	プレキャスト部材や2次製品の作製時に、蒸気を与えることにより、温度と湿度を供給し、強度発現を促進させる。湿潤状態が理想的である。ダクトで任意の場所に供給可能。装置が大きく移動困難。生産性向上のために使用される。	
高温高圧養生		温度の制御	2次製品の作製時に高温と高圧を与え、強度発現を促進させる。生産性向上のために使用される。	
参考	標準養生参考	供試体の養生	20±3℃に保ちながら、水中または湿度100%に近い湿潤状態で行う養生。	
	封緘養生	供試体の養生	コンクリートからの水分の逸散がない状態で行う養生。	

【参考文献】 十河茂幸、武田宣典 (2006) : コンクリート施工のコツがわかる本, 株式会社 セントジャーナル
A.M.Neville著, 三浦尚 訳(2004) : ネビルのコンクリートバイブル, 技報堂出版

写真-1
湛水養生

RC桁湛水状況



写真-2
湛水養生

RC桁湛水状況



写真-3
散水養生

養生マット布設状況



写真-4
散水養生

養生マット布設完了,
散水状況



写真-5
被膜養生

被膜養生剤散布状況



写真-6
被膜養生

被膜養生剤散布状況



写真-7

保湿養生

不透水シート

貼り付け状況



写真-8

保湿養生

保水シート貼り付け状況

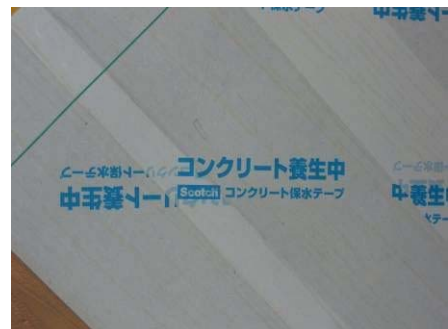


写真-9
保温養生

寒中コンクリートにおける
橋脚の養生状況



写真-10
保温養生

ヒーターによる給熱状況



資料Ⅱ-3：コンクリートの打設量に応じた人員配置計画

1. 一日の打設量の目安

- ・ 構造物はできるだけ1回で打設することが望ましい。しかし、構造上、分割せざるを得ないことがある。(例、ボックスカルバートの底版と壁)
- ・ ① 構造的に分割した場合の設計数量(リフト割り)
- ・ ② 生コン工場の供給量
- ・ ③ 生コン工場から現場までの交通事情
- ・ ④ ポンプ車の配置広さ

1台しか配置できないのか、3台も配置できるのか

上記の①から④の打設量を勘案して、一日の打設量を決定する

一般的な構造物(橋台・橋脚やボックスカルバート)においては、300~400m³/日を最大打設数量として計画するのが良い。

複雑な構造物(縦横の梁などを有する高架橋や水処理施設、PC橋梁)においては、100~150m³/日が最大打設数量の目安であろうか。

2. 時間当たりの打設量等の目安

- ・ ① 生コン工場の時間当たり供給量
- ・ ② 生コン工場から現場までの交通事情を勘案した供給量
- ・ ③ ポンプ車の配置台数
- ・ 以上を勘案して時間当たりの打設量を決定するが、橋台・橋脚やボックスカルバートのような構造を有する構造物では、ポンプ車1台につき30m³/hが目安。
- ・ 縦横の梁などを有する高架橋や水処理施設などのようなやや複雑な構造を有する構造物では、ポンプ車1台につき10m³/hが目安。

3. 打設量に応じた人員配置計画

打設量は一般的な場合、

ポンプ車1台当たり、 $6\text{h} \times 30\text{m}^3/\text{h} = 180\text{m}^3/\text{日}$

やや複雑な構造の場合、

ポンプ車1台当たり、 $6\text{h} \times 10\text{m}^3/\text{h} = 60\text{m}^3/\text{日}$

が標準的な計画となるであろう。

この場合のポンプ車1台当たりの人員配置は、下記の通り

ポンプ車を2台配置する場合は下記の人員を2倍する。

計画人員配置		
	人数	役割及び適用
ポンプ車1台当たり		打設量10～30m ³ /h
世話役	1	全体指揮
筒先管理	1	ポンプ車先端のホース管理
バイブレータ担当(1)	2	締固め, 配線持ち
バイブレータ担当(2)	2	締固め, 配線持ち
バイブレータ担当(3)	2	締固め, 配線持ち
時間管理	1	打ち重ね時間管理
ポンプ車への生コン誘導	1	ポンプ車への生コン誘導
清掃	1	鉄筋・型枠の清掃
補助者	1	型枠内の水の吸い取り、既設打継ぎ目への散水他
照明	1	型枠内を局部照明で照らす役割
ポンプ車1台当たり配置数	A	A=13*ポンプ車の数
試験係り	1	単位水量、スランプ他
配車	1	待ち時間管理、交通情報他
型枠面の充填管理	1	
左官工	3	仕上る面積に応じて配置(3～10名)
計	B	B=A+(6～13)
構造が複雑な場合に追加		
型枠バイブレータ	2	打設班に各2名(2*ポンプ車台数)
型枠木槌叩き	2	打設班に各2名(2*ポンプ車台数)
充填確認者	2	打設班に各2名(2*ポンプ車台数)
計	C	C=B+6*(ポンプ車台数)
支保工がある場合に追加		
支保工点検者	1	
支保工沈下測量	2	測定者、補助者
計	D	D=C+3

4. 打設から締固め、仕上げのフロー及び必要な時間

打設は5～6時間程度で設定するのが良い。

その後、表面仕上げで1時間程度かかり、数時間を経て、ブリージング後の2回目の均しを実施する。