

マスコンクリートにおける 強度発現に注目した打設方法

札幌開発建設部 千歳道路事務所 工務課 ○梅津 宏志
 札幌開発建設部 千歳道路事務所 大野 崇
 株式会社 砂子組 名和 紀貴

マスコンクリートの打設におけるひび割れ制御には、主にひび割れ指数が用いられるが、同指数は必ずしも実施工結果と一致しないのことが多い様である。そこで実用的観点から、コンクリートの発現強度に注目した打設方法を検討した。テストピースによる要素試験において零時間からの発現強度を測定し、同時に測定した積算温度と関連付ける事により、打設時温度からの発現強度の推測を試みた。それらに基づき実施工における打設量と打設間隔（時間）および施工手順を検証した。

キーワード：マスコン，早期強度，打設時歪み，打設時温度

1. はじめに

マスコンクリートの打設におけるひび割れ制御には、主にひび割れ指数が用いられるが、同指数は必ずしも実施工結果と一致しないのことが多い様である。そこで実用的観点から、コンクリートの発現強度に注目した打設方法を検討した。テストピースによる要素試験において零時間からの発現強度を、最小3時間単位で測定し、同時に測定したテストピースの積算温度と関連付ける事により、打設時温度からの発現強度の推測を試みた。それらに基づき現場における1回の打設量と打設間隔（時間）および施工手順を検証した結果、ひび割れを生じなかったため、施工時の温度および歪み測定結果から、その理由を考察する。



図-1 テストピース

2. テストピースによる零時間からの発現強度

要素試験に用いたテストピースは、径 150 mm，高 300 mm，密度 2.4 t/m³ で、材齢別の強度試験（3，6，9，12，24，72 時間）を行うために、各材齢ごとに 3 体×6=18 体を用いた。養生条件は、20℃恒温室内での気中養生である。配合は該当現場と同等であるが（ $\sigma_{sk}=24$ N/mm²）、モール試験であるため骨材はない。なお温度測定用に別

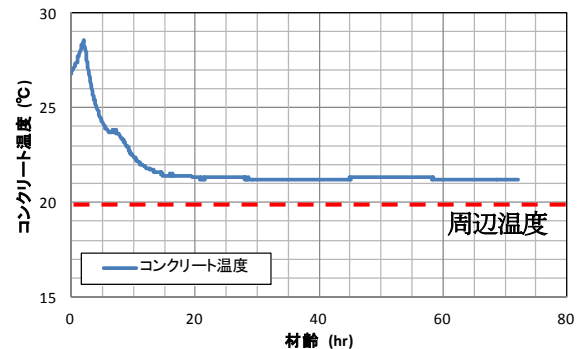


図-2 供試体の温度推移

途1体を用いた。表-1にテストピースの圧縮強度試験結果を、現場強度試験結果（表のハッチ部）と併に示す。

表-1 圧縮強度試験結果

試験材齢	(hr)	3	6	9	12	24	72	96	168	672
圧縮強度	(N/mm ²)	0.139	0.658	1.48	2.01	4.35	10.80	14.3	18.9	32.7
供試体番号	1	0.141	0.690	1.50	2.04	4.32	10.50	14.3	19.3	32.8
	2	0.136	0.622	1.41	2.01	4.61	11.10	13.9	18.4	31.9
	3	0.141	0.662	1.53	1.97	4.13	10.90	14.6	19.0	33.5
積算温度	°C・日	4.70	9.05	13.23	17.27	32.98	95.45	126.58	219.95	873.58

なお、圧縮強度は表-1 の供試体番号 1~3 の平均、積算温度 M は、

$$M = \sum (\theta + 10) \Delta t$$

で計算している。ここに θ は供試体温度 (°C)、 Δt は測定間隔 (5 分) である。供試体の温度推移を図-2 に示す。図-2 よりテストピースは約 2 時間で水和反応のピークに達し、20 時間後には反応が定常状態 (22.25°C) になっているのがわかる。後述するように水和反応は材齢 28 日で終了すると考えられるので、材齢 3 日目以降の現場試験に対応する積算温度は、供試体温度が材齢 3~28 日の間に線形に減少すると仮定して算出した (22.25 → 20.00°C)。要素試験では、供試体がモールド脱形時に自立しなければ圧縮強度を 0 とするが、表-1 にある通り材齢 3 時間の時点でも強度発現が見られた。図-3 に圧縮強度と積算温度との関係を示す。図中赤丸は試験結果で、黒および青ラインは、材齢 0~1 日と 1~28 日の強度補間曲線であり、それぞれ以下となる。相関係数は $R^2=1.00$ と 0.98。

材齢 0~1 日

$$\sigma = 0.150 M - 0.59$$

材齢 1~28 日

$$\sigma = 3.68(\log M)^2 + 3.51 \log M - 9.45$$

一方、道路橋示方書・同解説・共通編のコンクリートのヤング係数を示す表は、呼び強度 21~30 N/mm² の範囲で、 $E=500 \sigma_{ck} + 13000$ (σ_{ck} : 呼び強度, E : ヤング率, $R^2=1.00$) で表せる。これをもとに材齢 1~28 日の σ_{ck} から E を計算し、それらを線形外挿して推計する。

$$E=9760 \log(M), R^2=0.99, \text{図-4。}$$

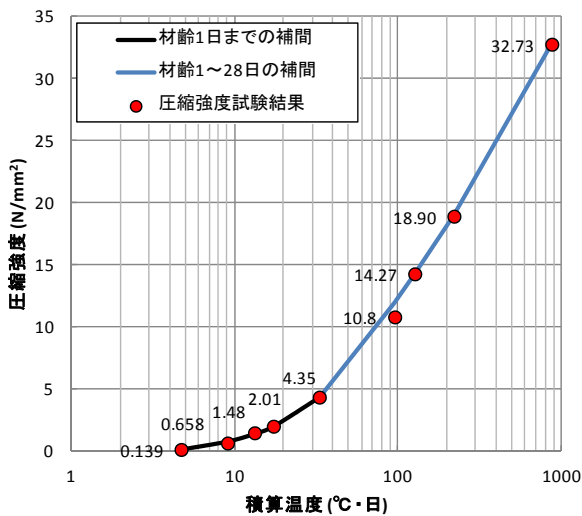


図-3 圧縮強度と積算温度の関係

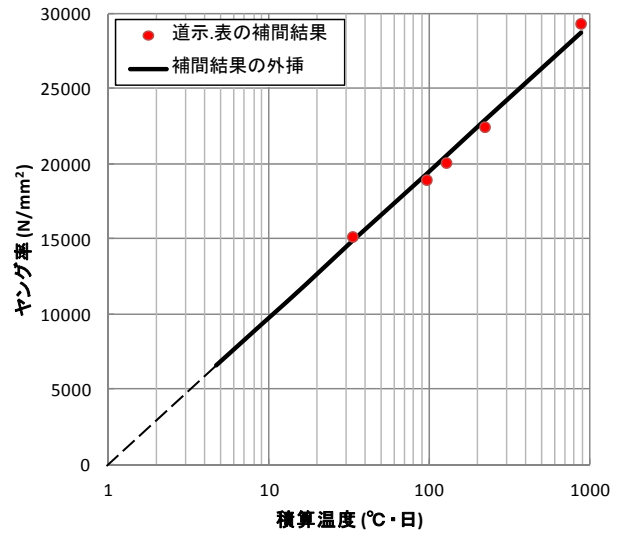


図-4 ヤング率と積算温度の関係

3. 施工手順

図-5 に、現場打ちを行ったボックスカルバートの一般縦断面図を示す。ここでカルバート底版の施工に注目すると、打設手順は以下となる。

コンクリートの総打設量は、底版厚 1500 mm、幅 7 m、奥行き約 35 m で 360 m³。これを横断方向に 3 ブロックの半分に区画割りし、同時並行で施工を行った。

リフト厚および打設間隔は示方書の一般的な指針に従いリフト厚は 500 mm で、3 層で打ちあがる。打設間隔は、外気温 25°C 以上で 2 時間以内に打ち重ねるに基づき、360 m³/3 層=120 m³ を 2 時間以内に供給するため、時間

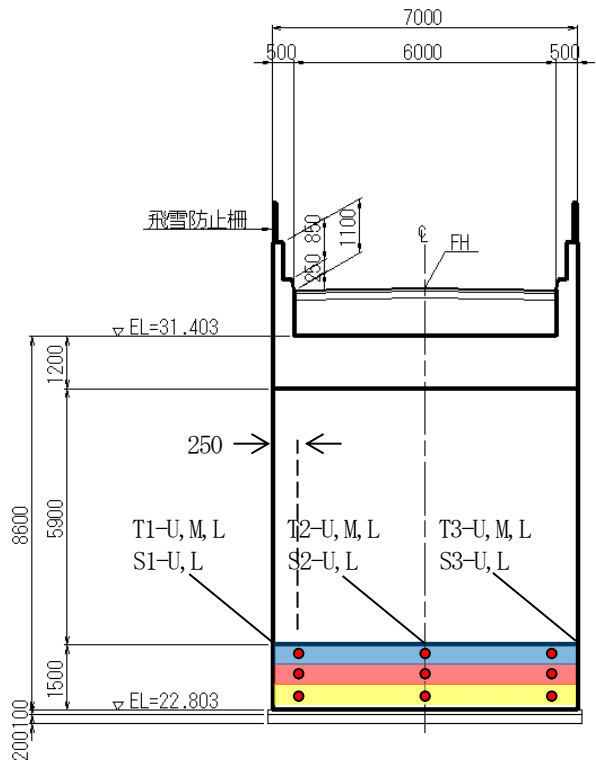


図-5 一般縦断面図

当たり平均 $120 \text{ m}^3/2 \text{ 時間}=60 \text{ m}^3$ を打設した。これにより下層と上層のリフトの打設には、平均して2時間程度の時間差が生じる。その際の上載荷重 w は、厚 500 mm 、単重 24 kN/m^3 を仮定すると、1層当りで $w=24 \text{ kN/m}^3 \times 0.5 \text{ m}=12 \text{ kN/m}^2=0.012 \text{ N/mm}^2$ 、2層分で 0.024 N/mm^2 。これに自重を加えると最大 $3w=0.036 \text{ N/mm}^2$ である。

4. 施工中の温度およびコンクリートの歪み測定

施工中の温度およびコンクリート歪みの測定位置を、図-5に図示する。図中の T は熱電対温度計、S は埋設型歪み計を意味し、U, M, L は上, 中, 下リフトを表す。深さはリフト中央、横断方向の位置は中央断面。歪み測定方向は長手方向（横断 35 m ）である。

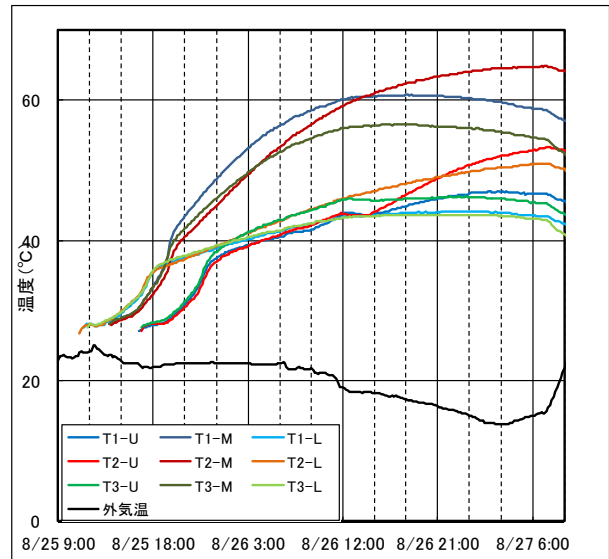


図-6 打設時の躯体温度

5. 打設時の応力測定

図-6 に打設開始から 48 時間の躯体の温度変化を示す。躯体温度は概ね 20~24 時間でピークとなり、この傾向は要素試験の温度推移と同じである。図-7 は同範囲での躯体歪みの推移であるが（引張正）、S3-L は打設中に破損したと思われるため、ここには示していない。

打設時の応力は、図-6 から積算温度を、図-3 と 4 から σ_{ck} と弾性係数 E を推定し、図-7 の歪み ϵ から $\sigma = E \epsilon$ で求めた。ただしある時刻の直前の応力は現時点に対する初期応力と考え、実際には歪み差分に現在の弾性係数をかけて積算している。引張強度は $\sigma_{tk}=0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$ で計算した。作用応力・強度比を図-8 に示す。

マスコンクリートのひび割れ要因の一つに、打設時に生じたマイクロクラックが自己収縮や乾燥収縮で拡大する事が考えられる。当現場での作用応力・強度比は、推測した強度と弾性係数を用いて最大 13.5 程度になったが (S2-L)、その時点での推定引張応力と圧縮強度は、約 5 N/mm^2 および 2 N/mm^2 と大変小さい。経験的にも、この段階でクラックが生じるとは考えにくい。またヤング率推定が線形外挿であるため、推定ヤング率が過大な可能性もある。よってこれらは、ひび割れ要因にはなっていない可能性が大きい。打設開始から 48 時間以内の S2-L の推定応力と圧縮強度は、 $0 \sim 6 \text{ N/mm}^2$ および $1 \sim 5 \text{ N/mm}^2$ の範囲である。一方自重および上載荷重による鉛直応力は最大 0.04 N/mm^2 程度なので、無視して良いと考えられる。

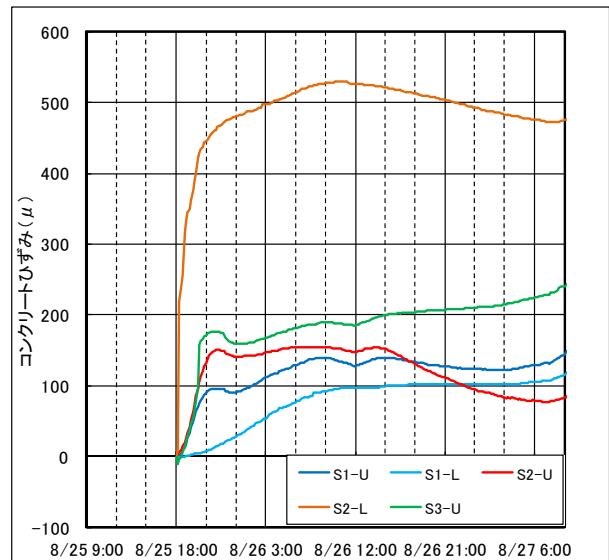


図-7 打設時の躯体歪み

6. 打設後の長期的な温度および歪みの推移

打設後の長期的な温度および歪みの挙動を把握するため、打設後 2 カ月間にわたって測定を継続した。図-9 に打設後の温度変化の推移を示す。図-10 は、コンクリート温度と外気温の平均変動による、両者の温度比の推移である。平均変動は、コンクリート温度については日

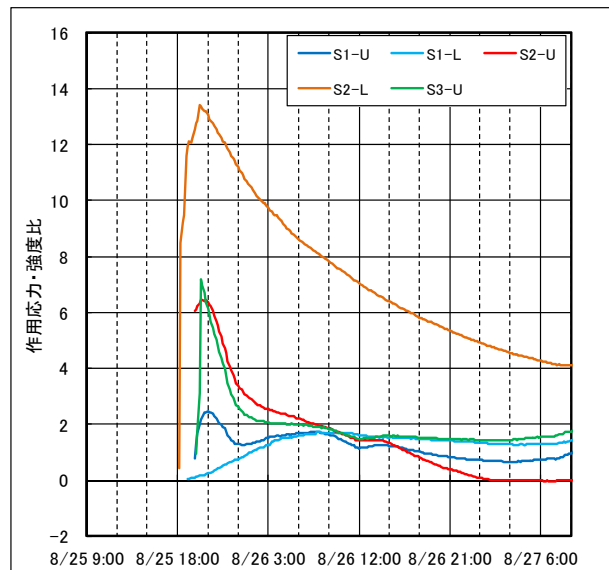


図-8 打設時の作用応力・強度比

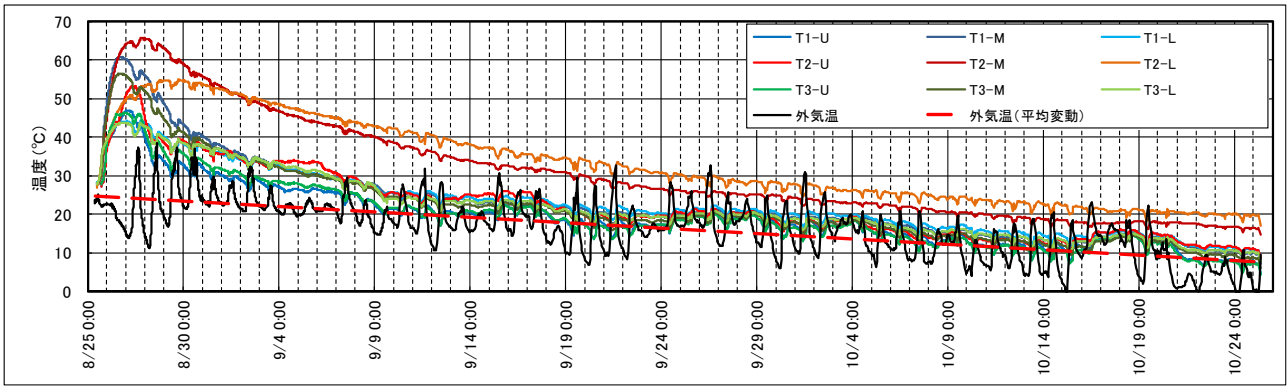


図-9 打設後の躯体温度および外気温

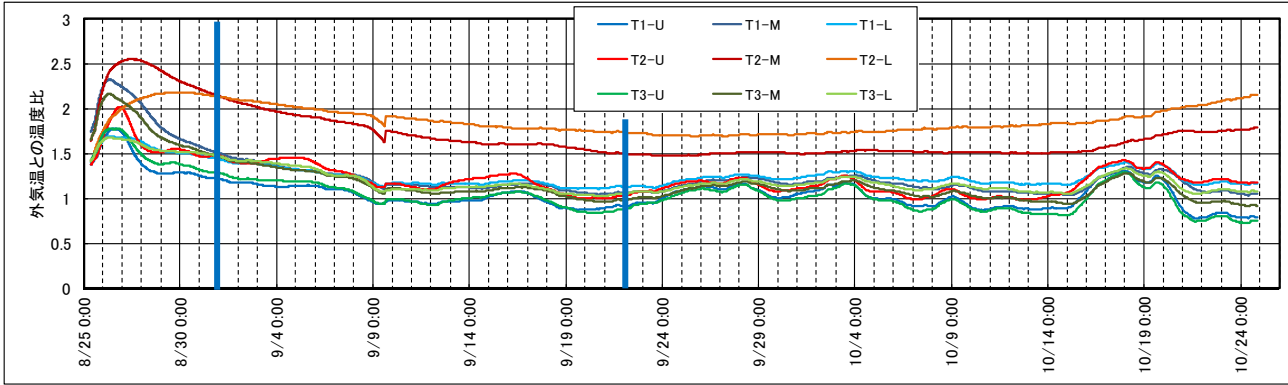


図-10 打設後の外気温との温度比

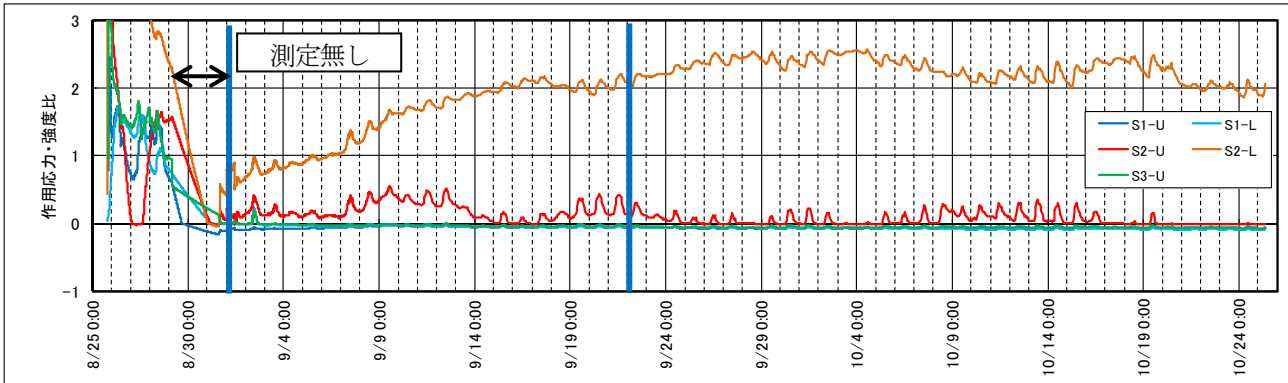


図-11 打設後の作用応力・強度比

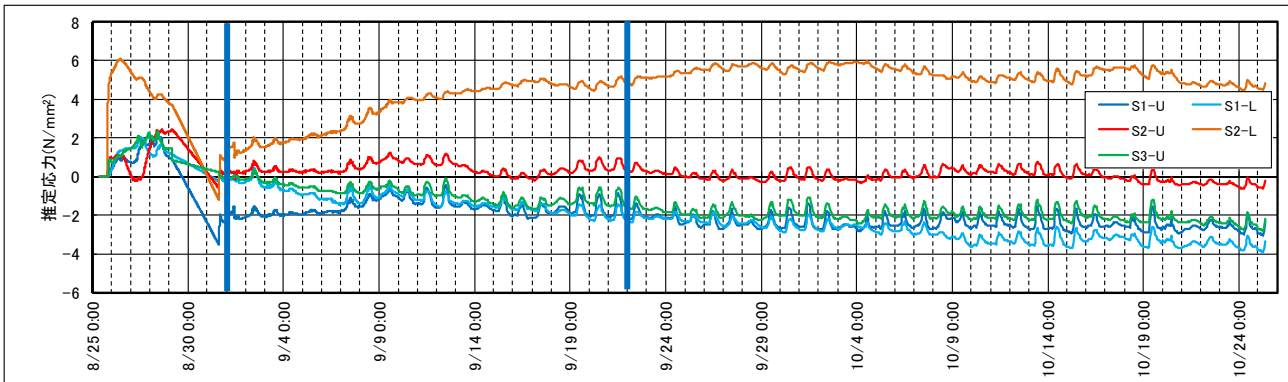


図-12 打設後の推定応力

平均、外気温については図-9 に図示した最小二乗法による直線近似を用いた。図中の青の縦ラインは、材齢 7 日と 28 日を表す。

コンクリートと外気温の温度比は 10 月 14 日以降を除いて、材齢 28 日でほぼ一定となる。温度比は、縦断中

央の中層リフトと下層リフト以外は 1 に近い。縦断中央の中下層リフトの温度比は、概ね 1.5 と 1.75 である。

ここから推測できる事は、材齢 28 日の時点で水和による反応は概ね終了し、躯体表面の温度は外気温に追従するようになり、躯体に覆われた中下層リフト中央部分

は、余剰な反応熱を放冷している状態だと考えられる。
なお 10 月 14 日以降は、この時期の外気温の変動が大きく、直線近似による平均変動の不正確さの影響を受けていると考えられる。

打設後の作用応力・強度比（図-11）は S2-L を除き 1 以下で、作用応力は圧縮／引張強度より十分小さい。S2-L は打設時からの温度低下により、他の箇所と同様に材齢 7 日までは下降するが、その後増加し 28 日以降も強度比 2 程度で一定になる。図-12 に示すように、推定応力は 28 日以降も、打設時と同程度の 5 N/mm^2 程度である。この時期の圧縮強度は 20 N/mm^2 以上あり、道路橋示方書のコンクリートのヤング係数の適用範囲内である。よって中央部下層リフトに関しては、次のいずれかだと考えられる。

- (1) 材齢 28 日までの歪みは全て、応力を生じさせない初期歪みと仮定可能なら、実質の強度比は 1 より小さい。
- (2) 応力推定はヤング率の変化を考慮した積算で行っているため、打設時の過大なヤング率評価が影響し、7 日以降も実際より大きな応力を与えた。
- (3) 中央部下層リフトに、ひび割れが発生している可能性は否定できない。

7. まとめ

要素試験結果に基づき簡略化したモデルではあるが、マスコンクリートの打設時および長期的な強度と応力の推定を試みた。

- (a) 施工中の応力は供用時の応力に比べて大きいものではない。
- (b) 弾性係数と強度は同時に増加するため、作用応力／強度比で考えれば、温度歪みによる応力変化の推移は、一定になる傾向が見られた。
- (c) 打設時初期にリフト厚等を調整して作用力に対する強度を確保し、長期的には断熱型枠等で温度の均一化をはかれば、温度管理のみでひび割れ制御できる可能性は、あると思われる。