

札幌市南7条大橋の設計と施工について

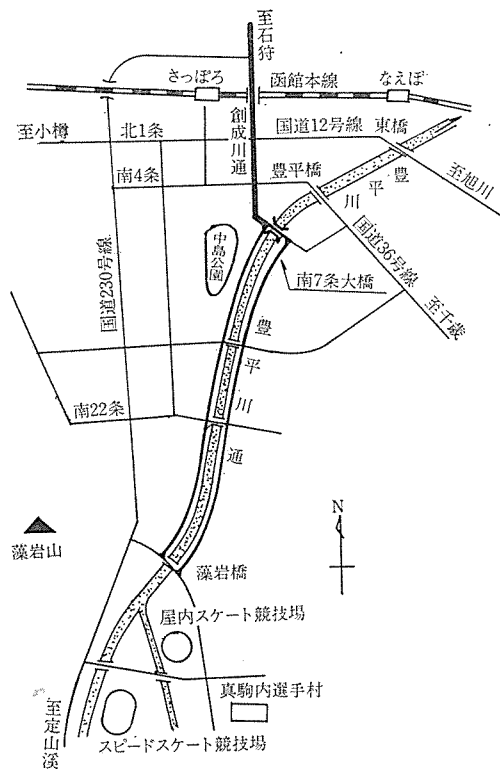
桜 田 充 郎*
石 垣 省 司**

1. ま え が き

現在、札幌では昭和47年2月に開催される札幌オリンピック冬季大会を目前にして、各種の工事が急ピッチで行なわれている。

これらの工事のうち、市内を南北に貫き、真駒内地区のオリンピック施設に連絡する幹線道路として、創成川通りと豊平川通りの工事が行なわれており、南7条大橋は、この両路線を結び、豊平川を渡る橋梁として計画された(図-1)。

図-1 位置図



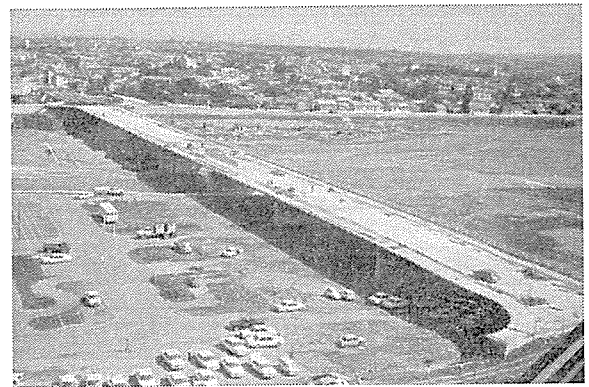
架橋地点の地質は、比較的粒径の小さな砂利層であり、下部工は場所打鉄筋コンクリート杭を基礎に用いて昭和44年9月に着工した。上部工は、経済性、ヤード敷地の確保難などの点から、フレッシュ工法による3,4

*札幌市建設局土木部街路工事課

**日本高圧コンクリート(株)工務部工務課

径間の連続PC桁が採用され、昭和45年5月に着工して、4径間の架設を終り、現在3径間の架設を行なっている。そして、昭和46年末には、舗装、高欄、照明などを施工し、前後の道路とともに竣工の予定である。

写真-1 南7条大橋全景



ここに未完成ではあるが、本橋上部工の設計施工の概要を報告する。

2. 上部構造概要

本橋はスパン40.55mの4径間連続桁と3径間連続桁よりなる橋長286mのプレストレストコンクリート1等道路橋で、車道幅員13m、歩道幅員3m×2全幅20mの2箱型断面をなし、プレストレスはフレッシュ工法による12φ12.4ストランドケーブルを主方向に、12φ7を横方向に使用している(図-2)。

設計条件

橋長および支間：0.55+4@40.55+1.05+3@40.55+0.55=286.00m

幅員：車道13.00m 歩道2@3.00

荷重：TL-20t 添加物64kg/m

雪荷重100kg/m²

衝撃係数： $i = \frac{10}{25+l}$

材料強度および許容応力度：

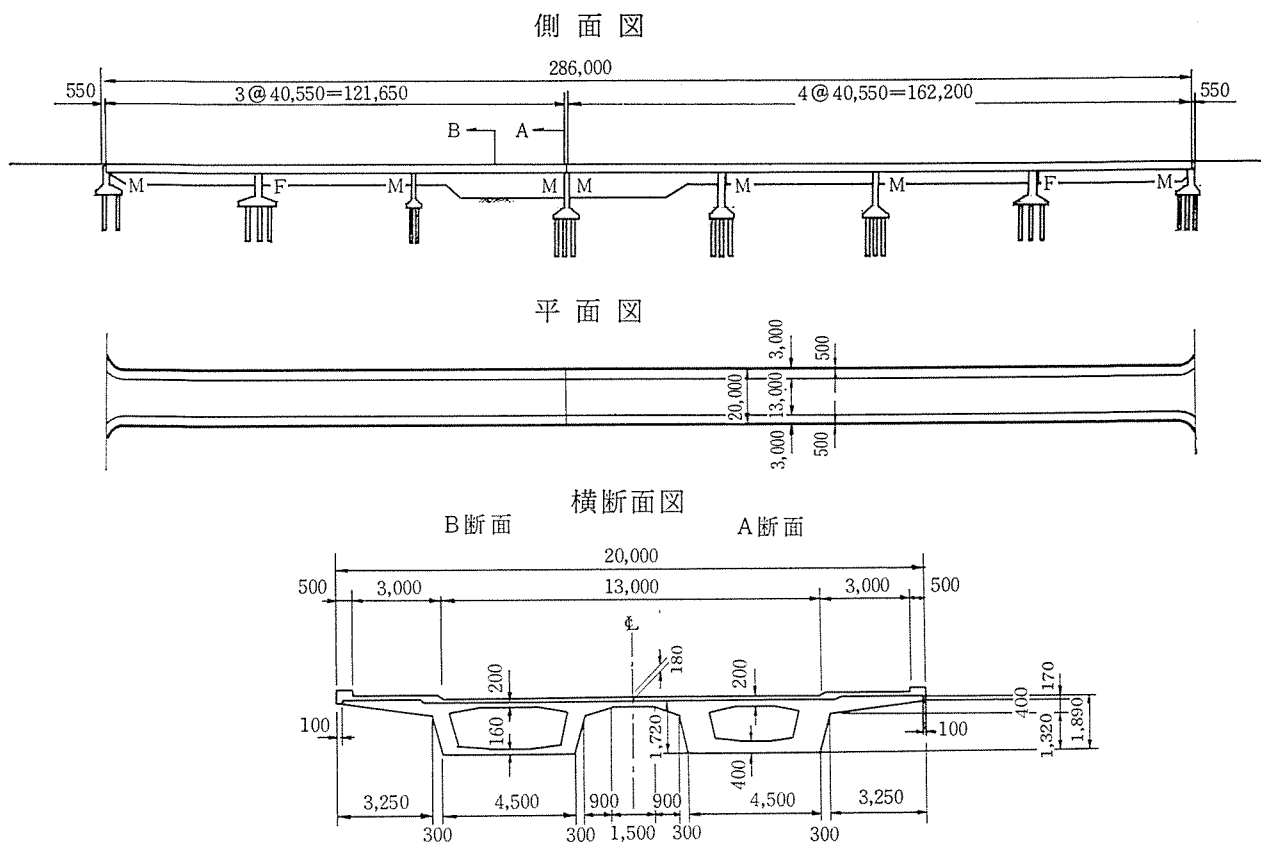
コンクリート

設計基準強度 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$

プレストレス導入時 $\sigma_c = 340 \text{ kg/cm}^2$

プレストレストコンクリート

図-2 一 般 図



許容曲げ圧縮応力度

設計荷重作用時

$$\sigma_{cae} = 130 \text{ kg/cm}^2$$

導入直後

$$\sigma_{cat} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

許容曲げ引張応力度

設計荷重作用時

$$\sigma_{cae}' = -15 \text{ kg/cm}^2$$

導入直後

$$\sigma_{cat}' = -15 \text{ kg/cm}^2$$

許容斜引張応力度

設計荷重作用時

$$\sigma_{1a} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

破壊検討時

$$\sigma_{1a} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

PC鋼線

φ12.4 ストランドに対して

引張強度

$$\sigma_{pu} = 176 \text{ kg/mm}^2$$

降伏点応力度

$$\sigma_{py} = 150 \text{ kg/mm}^2$$

許容引張応力度

設計荷重作用時

$$\sigma_{pa} = 106.2 \text{ kg/mm}^2$$

導入時

$$\sigma_{pi} = 135 \text{ kg/mm}^2$$

φ7 に対して

引張強度

$$\sigma_{pu} = 155 \text{ kg/mm}^2$$

降伏点応力度

$$\sigma_{py} = 135 \text{ kg/mm}^2$$

許容引張応力度

設計荷重作用時

$$\sigma_{pa} = 93 \text{ kg/mm}^2$$

導入時

$$\sigma_{pi} = 121.5 \text{ kg/mm}^2$$

破壊に対する安全度

$$1.3(\text{静荷重}) + 2.5(\text{活荷重}) < \text{破壊曲げモーメント}$$

$$1.8(\text{静荷重} + \text{活荷重}) < \text{破壊曲げモーメント}$$

3. 設計計算

設計計算において特に冬期積雪により、一時的ではあるが歩車道の区別が不明のことがあり、片持床版の歩道部にも自動車荷重が作用する可能性を考慮して床版の設計を行ない、横方向にも 12φ7 ケーブルを 60 cm 間隔に配置、プレストレス導入を行なうこととした。本橋の約 300 m 上流の南大橋は、レオンハルト工法で昭和 38 年にすでに架設されており、片持床版部はリブつき構造となっているが、施工性を考え、本橋の場合リブを取り除いた構造とした。

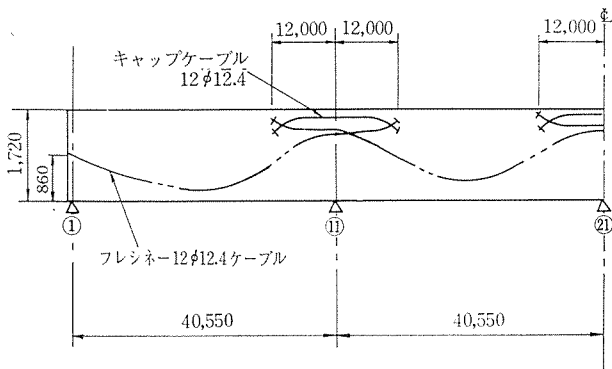
2 箱桁間は 1 径間あたり 5 本の横桁で連結し、箱桁の曲げモーメントは支点付近の腹部拡幅断面を考慮した変断面として影響線を求め、活荷重の分配はねじり剛性を考慮した格子構造とし Homberg の方法によって行なった結果、主桁に均等に分担するとしたときの 9~12% の増加となった。

プレストレス コンクリート 道路橋示方書に規定される有効幅から、全断面有効とし、主方向のプレストレス導入はフレシネー 12φ12.4 ストランドケーブルを、スパン中央で 56~28 ケーブル用い、2 次放物線の形状

で配置して角変化率を一定とし、支点上の負のモーメントに対しての不足分はキャップケーブルとして、同種のケーブルを 24~14 ケーブル上床版中に配置した。本橋の場合 45 年施工の 4 径間連続と 46 年施工の 3 径間連続との隣接部では桁端定着ケーブルのジャッキ操作が不可能のため、46 年施工の 3 径間の内側径間のみ片引きを行なうこととして設計を行なった。この場合、ジャッキをかけないケーブル端はコンクリート中に埋込むデッドアンカーも考えられたが、河川管理上より橋脚幅の制限を受け、支承位置が決定され、支承付近に生ずるせん断力、付着定着長、ケーブル最小半径の制限、あるいは端部配筋の煩雑さを避けセルフアンカーコーンを使用した。

PCケーブルの配置は 図-3 に示すとおりで、摩擦損失を $\mu=0.25$, $\lambda=0.004$ と仮定、コーン定着時のセット

図-3 PC ケーブルの配置



量 $\Delta l=10$ mm として、プレストレスによる 2 次曲げモーメントを考慮した合成曲げ応力度は、スパン中央付近下縁で -5 kg/cm², 上縁で 87 kg/cm², 支点上で上縁 -6 kg/cm², 下縁で 127 kg/cm² で、いずれも許容値を満足した。

各断面に生ずる曲げモーメント、せん断力を示すと 図-4, 5 のとおりで、支承部に生ずる曲げモーメントは

図-4 設計荷重による曲げモーメント

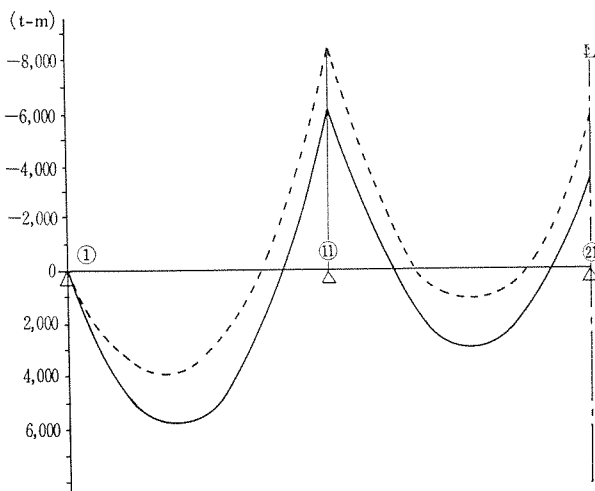
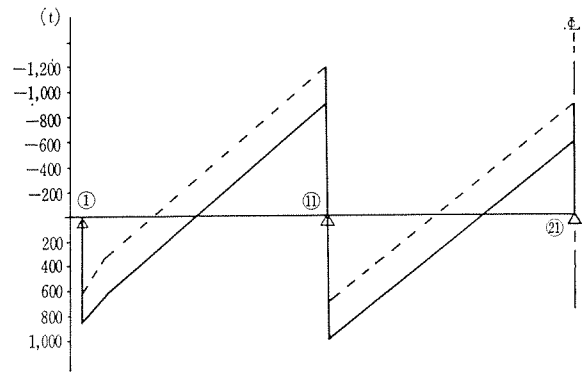


図-5 設計荷重によるせん断力



死荷重によって -6845 t-m, 活荷重によって -1613 t-m である。したがって、活荷重による曲げモーメントは、全曲げモーメントの 19% 程度であった。

また、せん断力は設計時図に示すとおり、 1194 t で、内死荷重によるものは 964 t で約 80% を占めており、破壊検討時の斜引張応力度は最大 19.6 kg/cm² となり、計算上は腹鉄筋が不要であることが確認された。

なお、偏心荷重によるねじりせん断応力度は、いずれも許容斜引張応力度のねじれを考えた場合の増加量 3 kg/cm² 以下となった。

桁のたわみは活荷重により最大 8.1 mm で、これはスパン長の $1/5000$ で剛性の大きいことを示している。

4. 施 工

(1) 支 保 工

本橋は現場打ちで施工し、工事の大部分が支保工上で行なわれ、長期間に渡って支保工を使用しなければならないこと、河川上のためその間の出水も予想されることから、強固な支保工を計画した。特に河川管理者と協議の結果、河川の流水断面を減少しないよう支柱間隔を最小 10 m 以上とし、図-6~8, 写真-2 に示すような構造とした。

支保工に先立って、 36.8 t/m² の荷重により地盤の載荷試験を 32 時間継続し、時間一沈下量の測定を実施し

図-6 支保工側面図

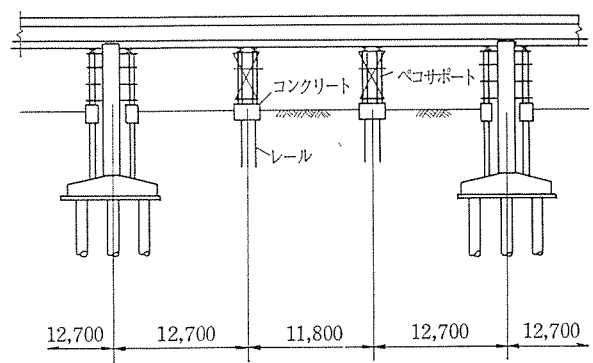


図-7 支保工正面図

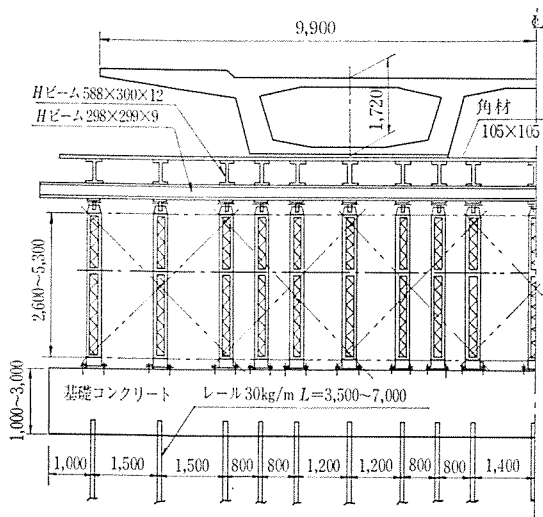


図-8

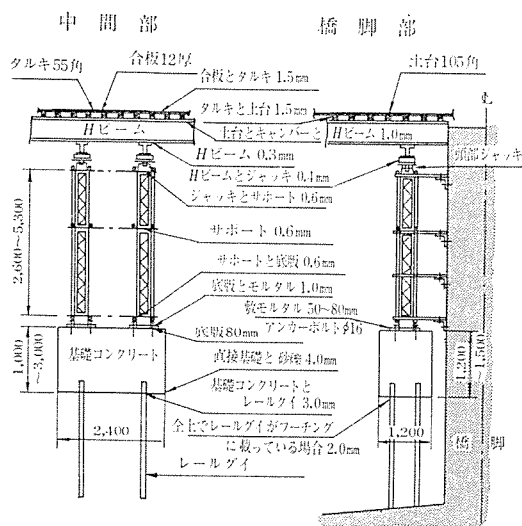
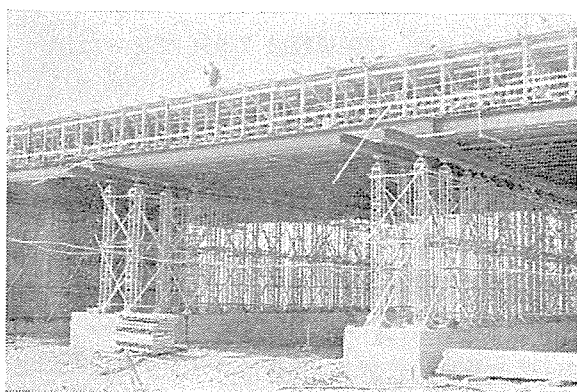


写真-2 支 保 工



た結果、最大沈下量 3.9 mm で、最初の 2 時間で一定値となり、以後はほとんど変化しないことが確認された。したがって、基礎コンクリートの直接基礎で十分支持力が期待されるが、下部工施工時の掘削埋戻し箇所は不安があるため、フーチング天端までレールを打込んだ。一方、流水部にもレール杭を使用し、洗掘に備えた。支保工の上げ越し量の調整、プレストレス導入時の調整のため、ジャッキを H 鋼と支柱との間に設置し、地盤の載荷試験の結果と、支柱の弾性変形、接触面のなじみ変形、H 鋼のたわみ等を考慮して、主桁のプレストレス、クリーブ舗装ほかによるたわみを計算して、支保工位置で 9.5~12.5 mm、H 鋼のたわみを 9 mm として底わくの上げ越しを行なった。図-8 にその基本調整量を示した。

(2) コンクリート打設

最近、PCコンクリートのポンプ施工は、ポンプ性能の向上、工期短縮、労務対策等からその実績も多く、2,000 m³ と大量のコンクリートを打設しなければならない本工事にも、ポンプ打設を行なうこととした。

特に本橋の場合、全コンクリート打設まで、支保工のみに依存しなければならず、その危険率を少なくするために有効と判断した。

コンクリートの配合は打設時期が 6~7 月となるため減水剤とし、プラスチック R を使用、スランブはパイプ入口で 10 cm、出口で 8 cm を予想して計画した(表-1)。

PC用の硬練りコンクリートということでポンプ車として国産、石川島播磨重工製、トルクレット車を 2 台同時使用し、6 インチ管を全長にわたって図-9 のような配管を行ない、順次先端部より切離して後退しながら打設を行なった(写真-3, 4)。

図-9 の水平換算長 L は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 L &= (l_1 + l_2 + l_3) + \eta_h \times h_1 + P_1 \\
 &\quad + \frac{P_2}{90} (b_1 + b_2 + b_3) + P_3 \\
 &= (9 + 9 + 80) + 9 \times 10 + 22 \\
 &\quad + \frac{18}{90} (90 + 90 + 90) + 30 \\
 &= 294 \text{ m}
 \end{aligned}$$

打設作業は全工程を通じ 1~2 回のポンプ車のトラブルがあったが、割合に順調に進行、パイプの入口および吐出口でのスランブ、空気量の測定結果は、予想され

表-1 コンクリートの配合

σ_{ck} (kg/cm ²)	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	水セメント 比 w/c (%)	細骨材 率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
					水 w	セメント c	細骨材 s	粗骨材 G	混和剤 (プラスチック クリート R)
400	25	8±2.5	42	36.6	172	410 (早強)	656	1 135	2.05

図-9 配管略図

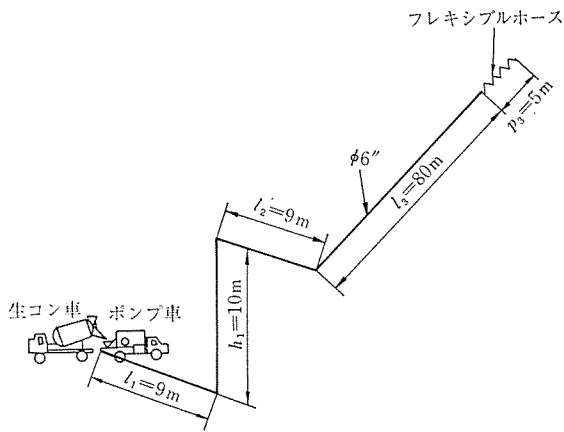


写真-3 コンクリートポンプ配管

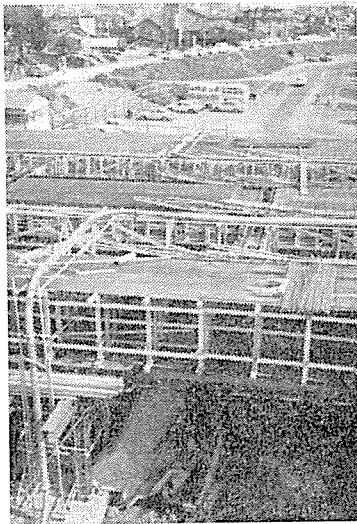
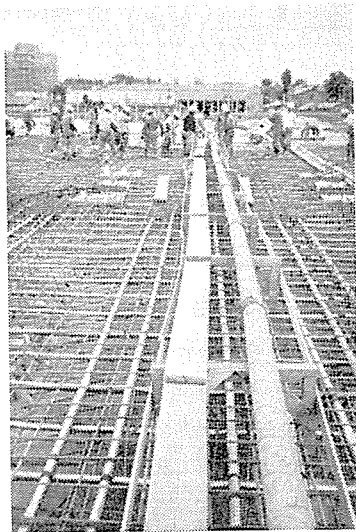


写真-4 コンクリートポンプ配管



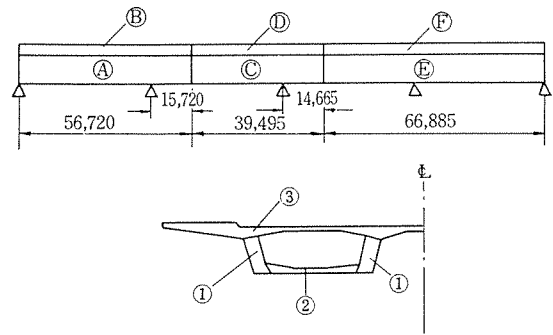
た値より小さく、全く逆に多くなったものもあり、スランプで平均 1.2 cm、空気量で平均 0.4%の減少であった。

コンクリートの打設は前述のとおりアサノ生コンクリートをポンプにて1箱桁に1台のポンプ車を配置し、同時に打設して、偏心荷重が生じないように注意した。

橋軸方向には配管の都合上桁端部より片押し施工となったが、支点上はある程度コンクリート打設が進行し、支保工が落ち着いた時点で打設し、断面方向には、外観に打継目が生じないように図-10の順序で施工し、第1回目はAの①②を、その後約2週間ほどの間隔において第2回目B③を施工した。

昭和45年度に施工した4径間の場合、1日あたりの打設能力を 500 m³ 以下とし、構造上打継目は支点上、

図-10 主桁打設順序



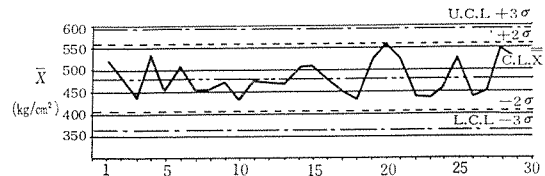
スパン中央部を避けて図-10のように腹部、上床版とも、各3ブロックにわけ、計6回の打設を、内部振動機8台を使用して行なった。

その結果、外観はきわめて良好で、満足できる結果であった。

なお、腹部コンクリート打設後約2週間ほどして上床版のコンクリート打設を行なうため、腹部コンクリートは曲げ部材として働くことになり、これを避けるための仮載荷は、施工が繁雑で、工費もかさむため、鉄筋で対処することとし、腹部コンクリートの曲げ引張応力度を検討した結果、下縁では設計図に示される配筋で、腹部上縁には D-32 mm 鉄筋を 1-Web あたり 6 本、設計図とは別に配筋した。

また、打設コンクリートの圧縮強度は図-11の管理

図-11 コンクリート管理図の一部 (σ₂₈)



図に示すとおりで、変動係数は 7.9% であった。

(3) プレストレッシング

プレストレス作業に先立って、摩擦損失係数および見掛けのヤング係数測定を各種 16 ケーブルについて行ない、これをケーブルの形状寸法で3種類に大別して、管理限界を設定し、作図により引止点を定め、圧力計の示度とPC鋼線の伸びをプロットし、各ケーブルの緊張管理を行なった。

表-2に摩擦係数および見掛けのヤング係数の測定結果を示す。

表中の種別Cは支点上の補強キャップケーブルで、すべて上床版中に配置され、写真-5に示すように床版の下側でジャッキングを行なうことが必要で、ジャッキ操作のための小孔を床版に設けた。

主ケーブルの緊張結果、管理図の一部を示すと図-12

表-2

種 別	μ の平均値	\bar{E}_p の平均値 (kg/cm ²)
A	0.37	1 890 000
B	0.36	2 070 000
C	0.29	1 860 000

写真-5 補強キャップケーブルの定着部

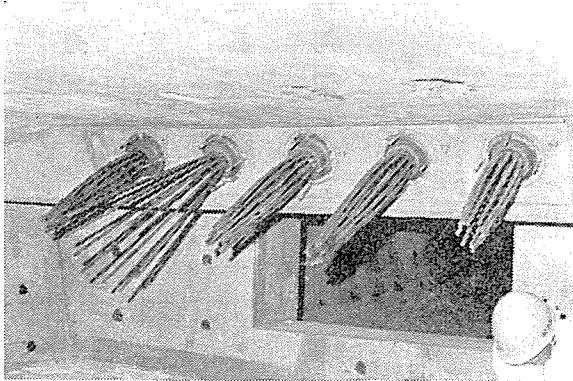
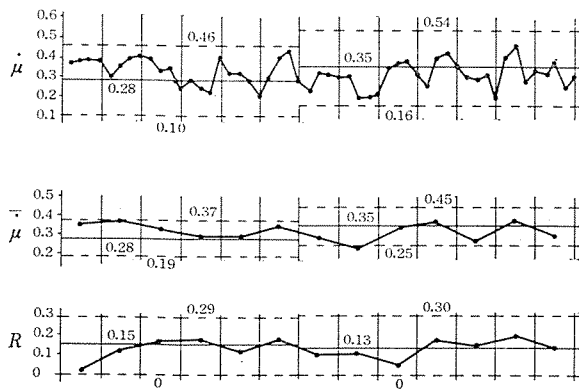


図-12 プレストレスの管理図



のとおりであり、設計計算で仮定した $\mu=0.25$ より 30% くらい大きな値を示した。したがって、今後 3 径間連続部の施工を行なうときは、ケーブルの形状を厳格に検査するとともに、石けん水などの減摩剤の使用を試みるつもりである。

(4) グラウチング

グラウトの配合は、表-3 に示すとおりで、注入前に

表-3 グラウトの配合

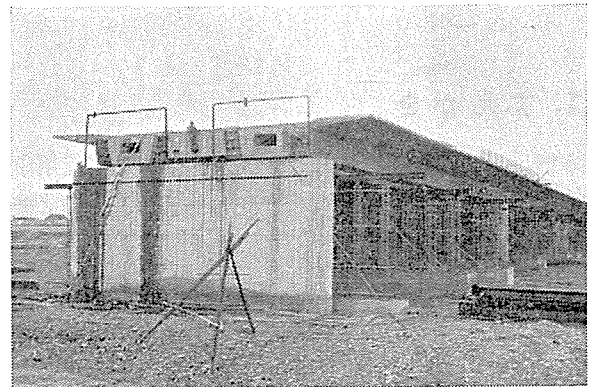
使用材料の種類		示 方 配 合				
セメント	混 和 剤	w/c	セメント量	水	混和剤	アルミ粉末
普通ポルトランドセメント	ボゾリス No. 8	40%	100 kg	40 kg	250 g	5 g

シース内の水洗いを行ない、シース内の温度を下げることによって、モルタル硬化の遅延と、途中でつまることを防止し、支点上の曲げ上った箇所およびスパン中央部付近のシースには、ビニールパイプで空気孔を設け、シ

ース内に空気が残らないよう注意するとともに、モルタルの通過を確認しながら電動ポンプにて注入作業を行なった。

グラウト注入作業完了後、橋脚上の小口跡埋めコンクリートの施工は行なわず(写真-6)、翌年施工の 3 径間連続部のセルフアンカーコーン、セット作業の空間を確保し、モルタルにて、コーン、PC 鋼線端を完全におおい、雨水、氷雪の侵入を防ぎ、約半年間の越冬を行なった。

写真-6 主桁小口付近



5. あとがき

本報告は、札幌市南 7 条大橋上部工について、昭和 45 年度に施工した 4 径間連続部の概略の中間報告であり、昭和 47 年 2 月の札幌オリンピック冬期大会までに完成しなければならないという工期的な制限を受けたため、設計施工に関する種々の試験による解析と確認等は、ほとんど行なう余裕がなかったが、現在までの施工は、十分満足できる状態で行なわれている。昭和 46 年度には引続き残り 3 径間連続部と、全橋にわたっての仕上げ工事を行なっているが、本年末には、豊平、創成川通りとともに、幹線道路として、交通を開始し、今後も百万都市の交通渋滞を解消する上に、重要な役割を果すものと期待される。

本工事の設計は北海道開発コンサルタント(株)、施工は日本高圧コンクリート(株)により行なわれたが、関係各方面のご尽力により工期内に無事竣工できることを記して、感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 猪股俊司：プレストレストコンクリートの設計および施工、土木学会監修、技報堂
- 2) 横道英雄：コンクリート橋
- 3) 高島春生：道路橋の横分配実用計算法
- 4) 菅原 操・野口 功：PC 工事の施工管理
- 5) 橋田敏之・斉藤 昇：PC 橋のプレストレスリングと設計施工

1971.8.20 受付