

一般国道17号月夜野バイパス

月夜野大橋上部工の設計・施工

中 村 克 己*
 樫 清 一 郎**
 國 島 正 彦***
 渡 辺 泰 充****

1. ま え が き

月夜野大橋は、一般国道17号月夜野バイパスが利根川本流を渡河する地点に架橋されたプレストレストコンクリート橋である。橋長431.9mのうち、4径間連続有ヒンジラーメン橋の区間で、我が国で初めて移動架設桁による張出し架設工法(P&Z工法)が用いられた。

昭和57年3月に竣功した本橋は、架設工法そのものに特徴があるとともに、従来のディビダーク鋼棒を用いた移動作業車による張出し架設工法とは異なった設計・施工上の問題に直面した。

P&Z工法の概要と特徴については、すでにいくつかの工事記録が報告されているので、本稿では、プレストレストコンクリート特有の事項についてとりまとめて述べたものである。

2. 工事概要 (P & Z 工法による施工区間)

工 事 名：利根川橋上部第2工事
 工事位置：群馬県利根郡月夜野町字川原地先
 工 期：昭和56年1月15日～昭和57年3月30日

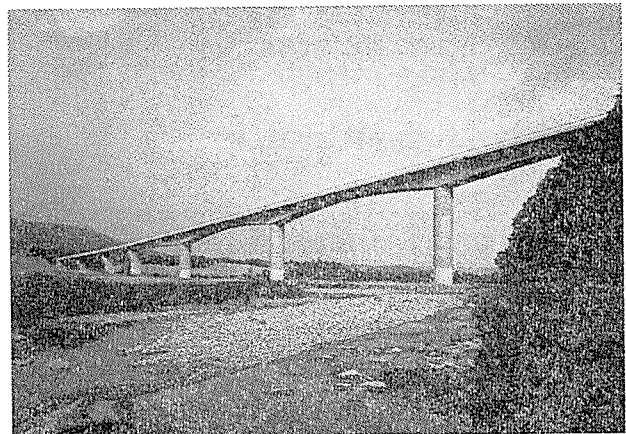


写真-1 完成写真

請 負 金：680 500 000 円 (橋脚工の一部を含む)
 発 注 者：建設省関東地方建設局 (高崎工事事務所)
 施 工 者：清水建設(株)・オリエンタルコンクリート(株)建設共同企業体
 構造形式：4径間PC有ヒンジラーメン橋
 支間構造：68.4m+2@84.5m+68.4m
 幅 員：9.75m (車道7.75m, 歩道2.00m)

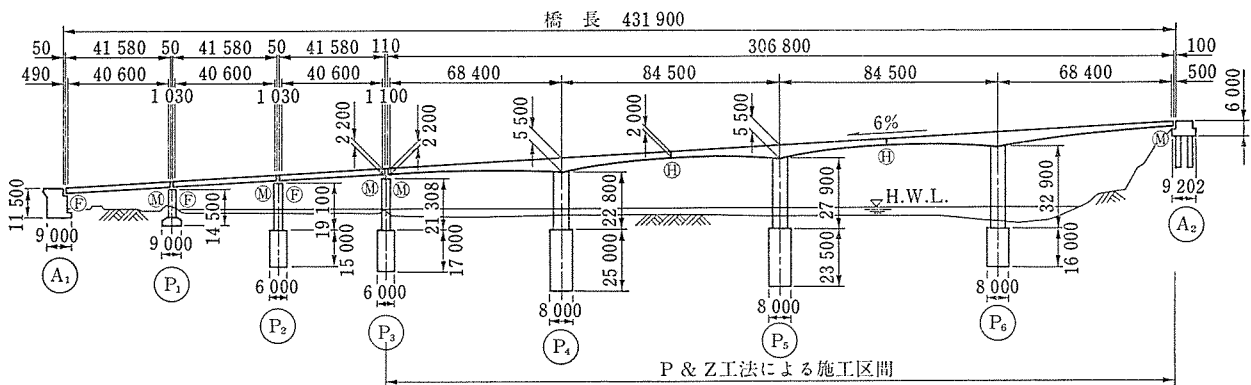


図-1 月夜野大橋一般図

* 建設省関東地方建設局企画部都市調査課課長補佐 *** 清水建設(株)土木設計部
 ** 建設省関東地方建設局高崎工事事務所調査課

PC 定着工法：フレシナー工法 普通 PC 鋼棒工法

主要材料

コンクリート： $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ (早強)	2 919 m ³
鉄 筋：SD 30	245 t
SR 24	3 t
PC 鋼より線：SWPR 7 A 12 T 12.4	97 t
P C 鋼 棒：SBPR 95/120 ϕ 26	31 t
ϕ 32	12 t

3. P & Z 式移動支保工の概要

本橋で用いた P & Z 式移動支保工は、図-2 に示すようであり、移動架設桁（送り桁）の全長は 105 m で、上部工の最大支間 84.5 m より約 20 m 長くした。

設計にあたっては、道路橋示方書鋼橋編に準拠するとともに、鋼構造架設設計指針（土木学会編）も参考にした。

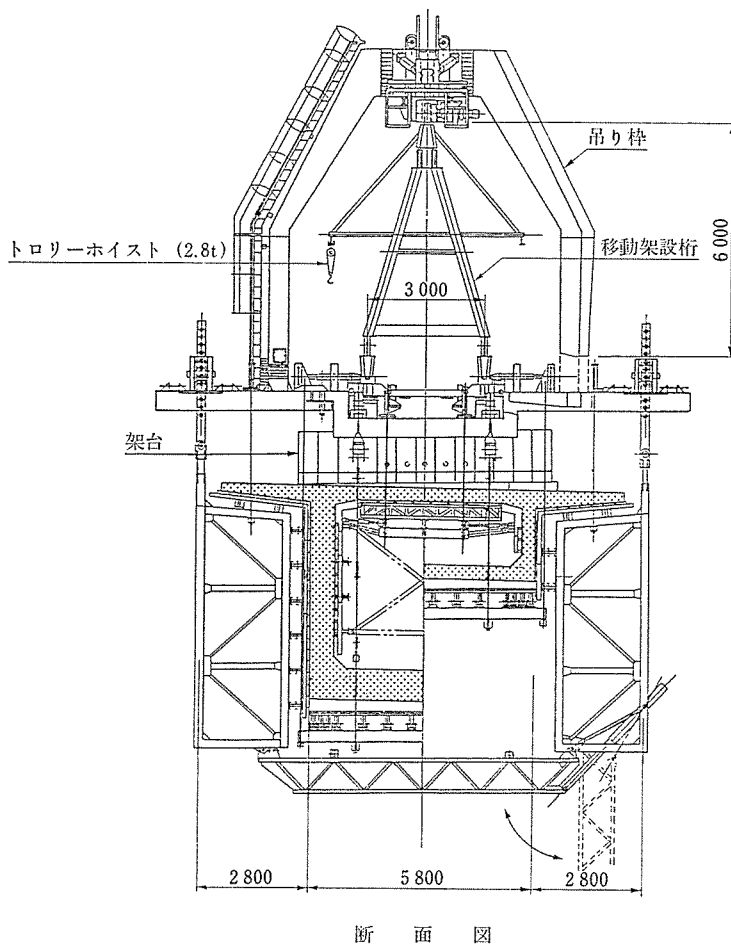
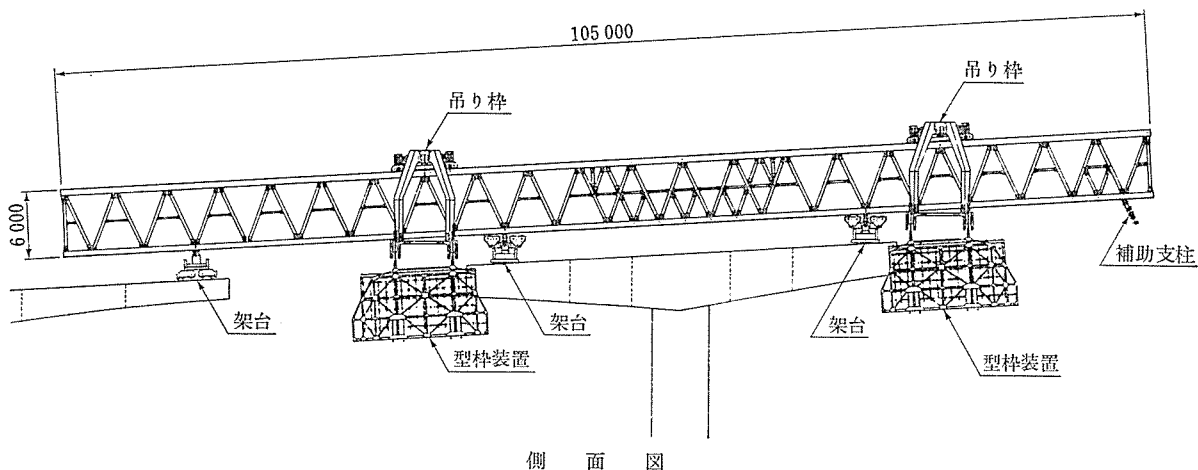


図-2 P & Z 式移動支保工一般図

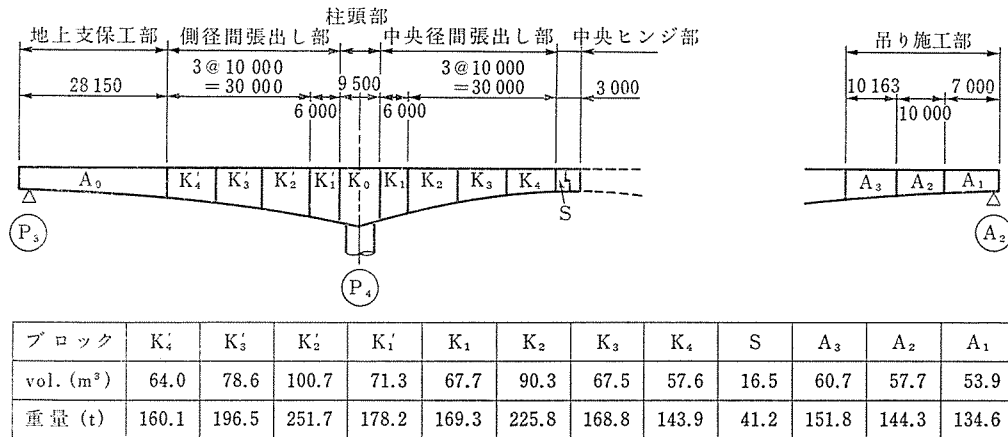


図-3 上部工のブロック割り

移動架設桁の設計では、適用可能スパンを 70 m から 90 m 程度とし、曲線橋の場合でも、最小曲率半径が 750 m 程度までは施工可能となるように考慮した。張出しブロック長さは、移動支保工の設計および施工性より最大 10 m とした。ブロックのコンクリート重量は、第 1 ブロックで 200 t、第 2 ブロック以降は 250 t 程度とした。P & Z 装置各部の移動速度は、送り桁、架台、型枠装置について、それぞれ 0.5 m/min、1.5 m/min、1.0 m/min とした。鋼材は、装置重量の軽減を目的として、主要部材は SM 50 材を用いた。

許容応力度は、道路橋示方書で規定されている長期許容応力度の 1.25 倍を基本許容応力度とし、荷重の種類と組合せにより、表-1 に示すように割増して照査した。

表-1 荷重の種類と組合せ

荷重の組合せ	許容応力度の割増し
D + U + H	1.0
D + U + W	1.1
D + U + EQ	1.3

ただし、送り桁の設計では不均等荷重は考慮していない。

死荷重	D
照査水平荷重 (死荷重の 5%)	H
風荷重 (移動時 16 m/sec, 静止時 55 m/sec)	W
地震荷重 $K_H=0.1$	EQ
不均等荷重 死荷重の 20%	U

P & Z 装置の総重量は、油圧ユニット、電装品および付属部品を含めて約 550 t であり、このうち送り桁が約 240 t、型枠装置が 1 基当り約 120 t である。

4. 上部工の設計

4.1 ブロック割り

P & Z 工法におけるブロック割りは、一般に下記の事項を考慮して定められる。

- 1) 柱頭部ブロックは、(2×架台幅+中間支柱幅)に所要の作業スペースを加えた長さ以上とする。

- 2) 張出しブロックの重量は、コンクリート打設直後に送り桁に生じるモーメントが送り桁の抵抗モーメント以下となるように定める。

- 3) 送り桁がトラスの場合は、架台および吊り枠がトラスの格点にくるような分割方法とする。

本橋では、これらの事項を考慮して、図-3 に示すように柱頭部 9.5 m、第 1 ブロック 6 m、第 2~4 ブロック 10 m とした。

4.2 主ケーブルの選択と配置

本工法は、大ブロックのカンチレバー工法であるため、定着具の配置上の問題、また施工の繁雑さを避ける意味から、1 本当りの緊張力の大きい PC 鋼材を数少なく用いる方が有利となる。しかしながら、いたずらに容量の大きいケーブルを用いると定着のために部材厚を大きくする必要が生じ必ずしも経済的ではないので、本橋では、ウェブ厚を最小 36 cm として PC 鋼より線 12 T 12.4 を用いた。

定着具は、大部分はフレシネーマルチストランドシステムを用いたが、柱頭部および第 1 ブロックの 20 m 以下の長さのケーブルには、セットロスの小さい同 V システムを用いた。我が国では、V システムの使用実績がまだ少ないので、使用に先立って定着性能および定着具背面の補強方法に対する試験を行った。また張出しケーブルの一部は、片側をデッドアンカー(モノグリップ型)として片引き緊張した。これは、ブロック長を 10 m と大きくした場合、すべての張出しケーブルをブロック端で緊張することが定着面積の関係から不可能な場合があること、またブロック端でプレストレスが急変することのできるだけ避けたいことなどの理由によるものである。

主ケーブル配置の概要を 図-4 に示す。側径間側の第 4 ブロックは閉合ブロックとなるため、連続ケーブルとして桁端より中央径間側第 4 ブロック先端に至る約 110 m のケーブルを配置し、構造的な連続性を確保した。残

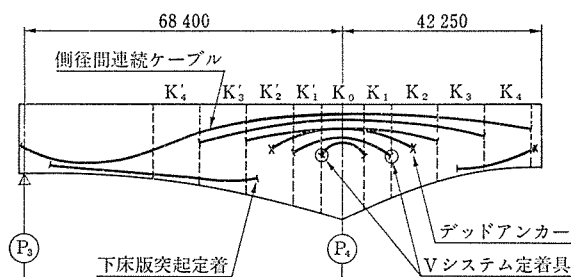


図-4 主ケーブル配置の概要

りの連続ケーブルの定着方法は、下床版突起定着、ウェーブ突起定着、上床版切欠き定着等が考えられるが、ここでは、施工性、斜鋼棒定着具との取合いの複雑さを考え、すべて下床版突起定着とした。

4.3 架設時の検討

P&Z 工法では、大型の架設機械を用いるため、橋梁の構造形式によっては、架設時荷重で所要プレストレス量が決まることがある。本橋では、我が国初の工法であるため、架設時許容応力度としては設計荷重時と同じ値（許容曲げ引張応力度 = -5 kg/cm^2 、許容斜め引張応力度 = -10 kg/cm^2 ）を用いて架設時の検討を行った。しかしながら、本橋のごとく中央ヒンジタイプの橋梁では、設計荷重時においても負の曲げモーメントが支配的であるため、本橋ではすべて設計荷重時でプレストレス量が決まった。

本工法においては、上部工に作用する架台反力の管理が重要なポイントの一つであり、本橋ではすべての施工ステップにおいて、下記の条件より反力の管理限界を設定して管理した。

定して管理した。

- ・上部工の抵抗曲げモーメント
- ・上部工の抵抗せん断力
- ・上部工の抵抗ねじりモーメント
- ・下部工の抵抗モーメント
- ・装置の耐力
- ・せん断脊の耐力
- ・上部工のたわみ

本橋において、架設時に上部工が最も厳しくなる状態は、図-5 に示す第4ブロック打設直後と、径間移動時に送り桁前端の補助支柱が橋脚に到達する直前であった。前者では、柱頭部の抵抗曲げモーメントにより、また後者では架台 R1 の背後の上部工の抵抗せん断力により、架台反力の管理限界を定めた。

5. 上部工の施工

5.1 概要

全体工事工程の実績は図-6 に示すようであり、1ブロックの施工サイクルは、最初の張出し施工となる P₄ 橋脚では 12~18 日を要したが、P₃ および P₆ 橋脚では 10 日程度で施工することができた。

5.2 柱頭部の施工

柱頭部は、ブラケット式支保工によって張出し架設に先立って施工した。柱頭部の横桁は、移動支保工が次の橋脚に移動する際に、内型枠が縮んだ状態で通過できるように幅 3.10 m × 高さ 2.4 m の開口部を一時的に設けた。内型枠通過後、D 29 以上の鉄筋はガス圧接、D 16

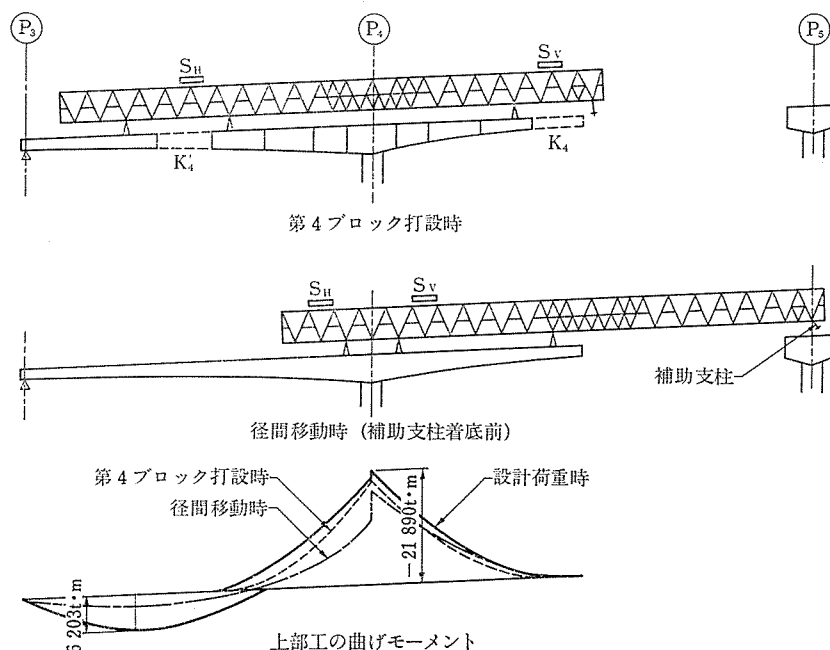


図-5 仮設時に上部工が厳しくなる状態

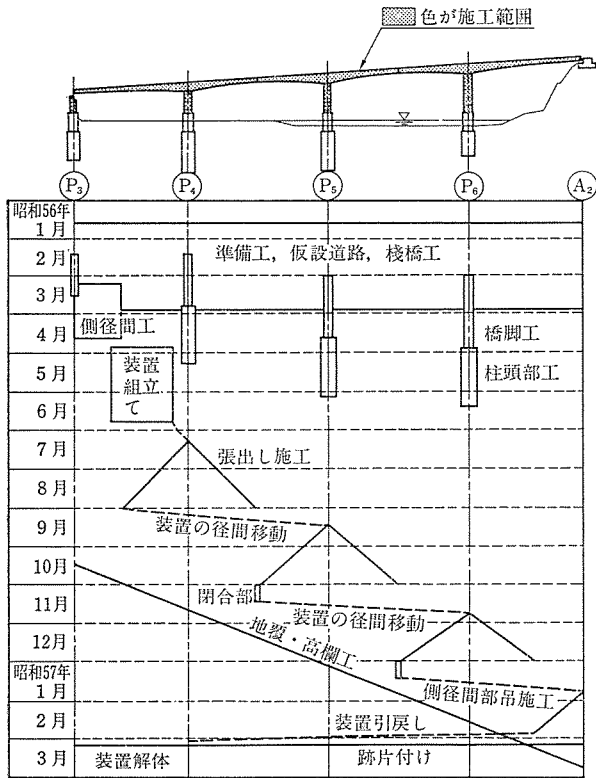


図-6 工事全体工程表

以下の鉄筋は埋込み型ネジ式継手を用いて接合し、所定の形状になるようコンクリートを打設した。

5.3 側径間部の施工

P₃ 側側径間の約 27 m 区間は、地上支保工により施工したが、この区間は P&Z 装置の組立てにも使用するので、組立て時の荷重に耐えうるよう H 鋼を主材とした支柱式支保工とした。また、この部分はコンクリート打設後 P₄ 張出し部と閉合されプレストレスが与えられるまで放置されるので、乾燥収縮および支保工の不同沈下によるひびわれを防ぐ目的で、シングルストランド 1 T 21.8×12 本を主ケーブル用のシーソを利用して仮緊張した。

5.4 P & Z 式移動支保工の組立て

送り桁は各部材ごとに現場に搬入され、10 m のブロックに地組みした後、側径間支保工部、P₄ 橋脚柱頭部、および P₃~P₄ 間に設けた仮ベントを用いて組立てた。これは、送り桁組立て時には P₂~P₃ 間の単純桁が施工中であり、その空間を使用することができなかったためである。

架台は、ほぼ組立てられた状態で搬入され、橋面上または仮ベント上に設置された。吊り枠は、地組みされた後、送り桁後端より吊り上げ、セットされた。外型枠および内型枠は、P₄ 橋脚両側の築島上で地組みされ、送り桁および吊り枠を所定の位置まで移動した後、シングル

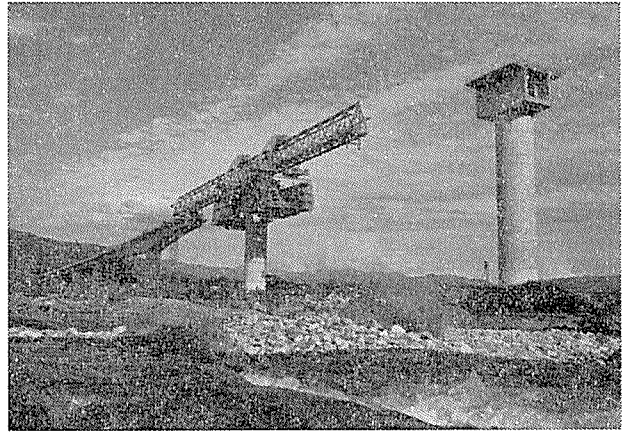


写真-2 張出し施工

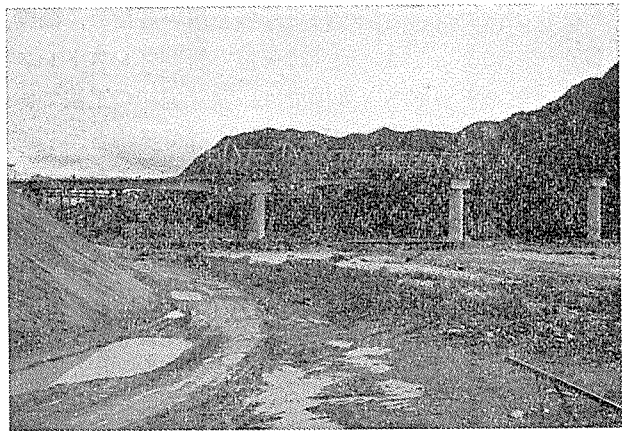


写真-3 径間移動

ストランド 1 T 21.8×4 本を用いて吊り上げられた。

5.5 張出し部の施工

P & Z 工法による変断面の橋梁の施工は、世界でも例がない。本工事では、変断面に対応するため底型枠は、側面型枠の内側を自由に上下できる構造とした。また、上部工の底面形状は正弦曲線であり、これを 5 m の直線で近似させるため、底型枠の橋軸方向支持梁は中央で折れるような構造になっている。

5.6 A₂ 側側径間部の施工

本橋の A₂ 側側径間部の地形は、図-1 に示すように極めて急峻な崖となっており、これを地上支保工で施工することは、安全上、経済上、また環境保全上問題があると思われた。そこで本工事では、大型の架設機械を用いるという P & Z 工法の特徴を生かし、図-7 に示すように 10 m 程度に分割して施工したブロックを送り桁から懸垂して保持しながら架設するという施工法を用いた。送り桁の正の曲げモーメントを軽減するため、前方吊り枠はカウンターウエイトとして働いている。A₂ ブロックの施工後連続ケーブルを緊張するまで、A₁、A₂ ブ

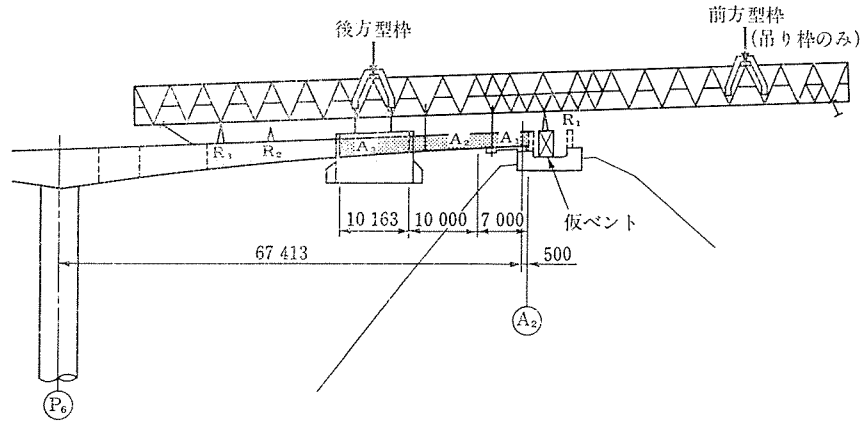


図-7 A₂ 側側径間部の施工

表-2 コンクリートの配合

σ_{ck} (kg/cm ²)	セメントの 種類	最大骨材寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート 1 m ³ 当りの配合 (kg)					水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	備考
					セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤			
400	早強ボルト ランドセメント	25	8±2.5	4	423	165	639	1108	1.0575	39.0	37.1	夏季用
					440	167	629	1099	1.10	38.0	36.9	春秋冬季用

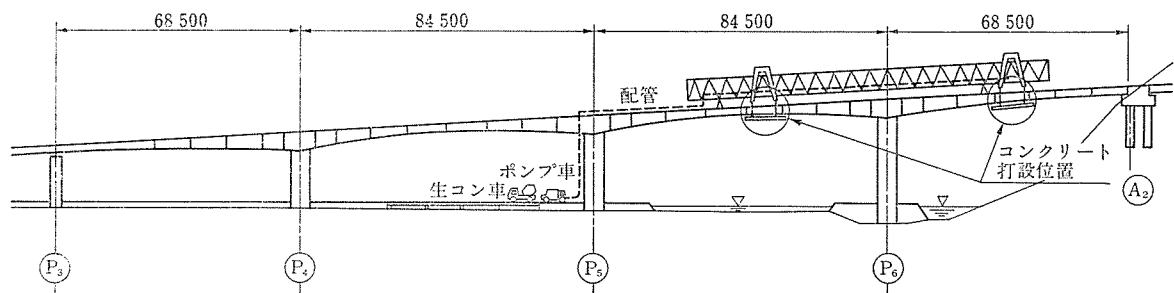


図-8 コンクリート打設要領図

ロックは鉄筋コンクリート構造となるため、吊り鋼材の反力は常に管理できる措置をとるとともに、最悪の反力分布でも耐えるように補強鉄筋を配置した。

6. 施工にあたって工夫した事項

6.1 コンクリートの配合と打設方法

コンクリートの配合は、表-2 に示すようであり、夏季に施工する場合は、単位セメント量を小さくした。

コンクリートの打設にあたっては、左右のブロックにそれぞれポンプ車を1台ずつ配置して、後方ブロックの打設量を 6 m³ を限度として先行させながら同時に行い、張出し施工中に橋脚に生ずるアンバランスモーメントを制御した。

P&Z 工法では、起点側から片押し施工するに伴い、出来上がった上部工の上を生コン車などが自走して送り桁の後端に到達することができれば、この工法の特長を最も発揮させることができる。しかし、本工法の現場条件では、図-8 に示すように、地上から施工位置までコンクリート圧送管を、水平距離 175 m かつ垂直距離 40

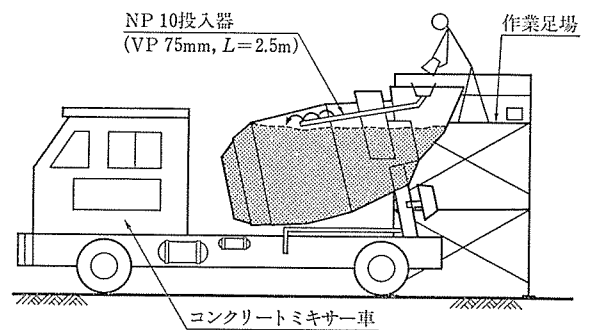


図-9 高性能減水剤の投入要領

m にわたって配置しなければならなかった。したがって、コンクリートのスランプが 8±2.5 cm では、高性能ピストン式ポンプ車を使用したが圧送が困難となり、後添加用高性能減水剤 (NP-10) を使用し、ポンプ車に投入する時点のスランプを 15±2.5 cm とした。現場に到着したコンクリートのスランプが所定の値であることを確認した後、図-9 に示す要領で減水剤を加え、3 分間生コン車のドラムを高速回転させた。

コンクリートの打設が完了した時点で橋面を所定の計画高さとするためには、コンクリート打設時の移動架設桁のたわみ量および型枠装置の吊り鋼材の伸び量を補償する必要がある。本橋の場合、移動架設桁の型枠装置吊り点における計算上のたわみ量は 6 mm から 30 mm であり、伸び量を合計すると型枠装置の沈下量は 10 mm から 40 mm と予想された。これを補償するために移動架設桁を支持する架台のメインジャッキをコンクリート打設前に予想沈下量の 1/3 上昇させて型枠装置の底型枠と既設上部工の底版とを圧着した状態とし、その後ジャッキの上昇量をコンクリートの打設に伴って下床版打設後に 2/3、ウェブ部打設後に全予想沈下量になるように調整し、常に底型枠が圧着された状態を保持するようにした。

6.2 PC 鋼材の挿入方法とプレストレスの管理

主ケーブルの挿入は、コンクリート打設後の養生期間中に行うこととしたので、シースに内径 70 mm、肉厚 0.4 mm の堅固なものを使用し、コンクリート打設中は、シース内に外径 60 mm のポリエチレンパイプをつぶれ止めとして配置した。PC ケーブルを挿入するにあたって、一般的な方法である現場においてリールから PC 鋼より線を引出して所定の長さに切断した後、挿入するという方法は、引出したケーブルを仮置きするために、できあがった橋体の上の作業ヤードを狭めること、および PC ケーブルに錆が生じやすいことなどの不都合が予想されたので、本工事では、大部分の主ケーブル（最大長さ約 80 m）は工場で所定の長さに切断した後、12 本のストランドを同時に巻いてコイル状として、使用する直前に現場へ搬入し、これを専用のターンテーブルにセットし、小型ウインチを用いて挿入した。したがって、PC 鋼材が現場へ搬入されてからプレストレス導入までは最大で 5 日間程度であり、PC 鋼材の錆はほとんど認められず、緊張時の摩擦係数 (μ) の値は一般の場合よりかなり小さく、平均で $\mu=0.16$ 程度となった。このことは剛性の高いシースの使用と、現場での PC 鋼材の放置期間を短くする工夫をすることにより、現在の道路橋示方書に示されている摩擦係数の値 (0.3) を 0.2 程度まで小さくして、PC 鋼材をより有効に使用することができる可能性を示唆しているものと思われた。なお P₃ 側側径間部に定着された長さ約 110 m の連続ケーブルは、プッシングマシンを用いて挿入したが、作業状況を観察した範囲内では、 $\phi 12.4$ mm のストランドでは、挿入可能距離の限界に近いような印象をうけた。

6.3 寒中施工するグラウトの配合

本橋の工事位置は、冬季の気象条件が相当に厳しく、

日最低気温が 1 月と 2 月では約 -10°C 、3 月で約 -5°C となった。工程の都合上、P₃ 橋脚張出し部および A₂ 側側径間部のグラウト工がこの時期になったため、以下のような寒中におけるグラウト工へ対処する方法を検討した。

- ① 気象条件が温暖になってからグラウトを行うため工期を延長する。
- ② 費用が相当にかかることを前提として、道路橋示方書の規定、すなわち、グラウト注入時および注入後、少なくとも 5 日間、 5°C 以上に保つために桁全体を暖める。
- ③ 温度が著しく低い場合は施工を中止するが、規定された温度よりいく分低い程度であれば、特別の養生を行わずに施工する。

これらを比較検討した結果、③案が工期および工費の面ともに問題が少ないと思われたので、いく分温暖となる 3 月にまとめてグラウトを行うことにした。この場合は、グラウト周辺の最低温度は -5°C 程度と思われたので、これと同様の養生温度条件とした供試体に、数種類に配合を変化させたグラウトを注入して冷却させた場合の、グラウト自体の品質と力学的特性およびダクト周辺のコンクリートのひびわれの有無を確認するための実験を行った。

(1) 供試体

実験に用いた供試体は 図-10 に示すようであり、シースのかぶり厚さは、主ケーブルおよび横締め PC 鋼棒の最小かぶりと同様とした。また供試体の表面にはコンタクトケージを貼り付けて、グラウトが凍結した場合の膨張圧がコンクリート表面におよぼす影響を測定することとした。

(2) グラウトの配合

グラウトの配合は、セメントの種類、水セメント比、後添加用の高性能減水剤 (NP-10) の使用量を変化させて、計 8 種類とした。混和剤は、GF 630 A₃ を使用し、練りませ水は、練り上がり温度を下げるために氷水とした。

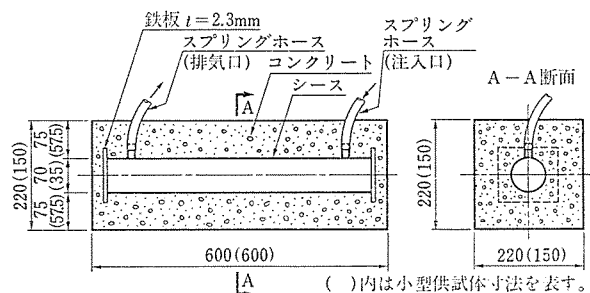


図-10 寒中グラウト試験供試体

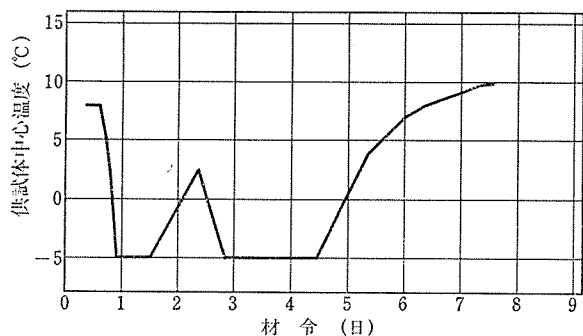


図-11 供試体の温度履歴

(3) 養生方法

供試体のグラウト位置の温度履歴は、図-11 に示すようであり、練り上がり後、冷凍冷蔵庫を使用して、5°C ~ -5°C までの2サイクルの温度変化を与えた後、屋外へ放置した。なお、8種類の配合について、順次供試体を製作した後、同時に冷却を開始したので、冷却開始までの練り置き時間は配合によって異なってしまった。

(4) 実験結果

実験結果を整理すると表-3 に示すようであり、実験の範囲内で以下のことがいえるものと思われた。

- 0°C から -5°C までグラウトの温度が低下しても、ダクト周辺のコンクリートにひび割れが発生する可能性は少ない。なお、供試体コンクリートの表面に100 mmの標点間距離で貼り付けたコンタクトケージの変化量は、5/1000 mm (50 μ) 程度であった。

2) 注入されたグラウトが冷却されるまでの時間は、圧縮強度に著しく影響する。水セメント比 40% の普通セメントの場合では、200 kg/cm² の圧縮強度を得るためには、-5°C に冷却されるまでに約9時間以上の練り置き時間が必要である。

3) 早強セメントを使用することは、所要の圧縮強度を得るためには極めて好ましい。しかし、一般の混和剤を用いただけでは流動性が低下して施工性が悪くなる。この場合には、高性能減水剤を併用するのがよい。

4) 高性能減水剤をあまり多量に用いると、かえって圧縮強度が低下するので使用量を制限する必要がある。なお、この原因は、グラウトが材料分離するためと思われたので、高性能高性能減水剤を多量に用いた圧縮強度試験供試体の上面を1 cm程度カットして整形した供試体で試験した結果、いずれの場合でも200 kg/cm² 以上の圧縮強度が得られた。

(5) 現場への適用

この実験結果を考慮して、実際の施工は、3月中旬に日中の気温が5°C以上となった後に施工を開始し、注入作業時間は午後4時までとした。施工当時の予想日最低気温が0°C程度であったので、No. 1の配合(普通セメント、水セメント比40%)としたが、圧縮強度は、材令14日で約210 kg/cm²、材令28日で約290 kg/cm² が得られた。

6.4 上部工の線形の測定方法

張出し架設工法において、上げ越し管理のために、出

表-3 寒中グラウト実験結果一覧表

No.		1	2	3	4	5	6	7	8	A	B	C
セメントの種類	(N: 普通 V: 早強)	N	N	N	N	V	V	V	V	N	N	N
水セメント比	(%)	40	40	35	35	40	40	35	35	40	40	40
セメント 40 kg に対する高性能減水剤の使用量	(cc)	0	500	0	400	0	300	500	1000	0	0	0
練り上がり温度	(°C)	11.5	9.0	9.8	9.9	9.2	9.8	9.2	9.0	22.0	21.0	21.0
Jロートの流下時間	(秒)	11.0	8.9	26.8	7.9	12.5	7.4	9.8	7.6	9.4	9.3	9.0
膨張率 (24 hr, -5°C)	(%)	7.2	10.3	11.5	10.1	9.1	10.2	9.5	11.8	—	—	—
ブリージング率 (20 hr, -5°C)	(%)	0.9	0.9	1.2	0	0.4	0.4	0	0	—	—	—
練り上がってから冷却開始までの時間	(時間)	8:45	8:30	5:45	5:30	8:00	7:45	4:50	4:20	2:00	6:00	24:00
圧縮強度 φ5 cm×10 cm (型枠方法)	σ ₇	—	—	—	—	—	—	—	—	97	146	215
	σ ₁₄	199	165	207	154	275	246	109	76	122	201	267
	σ ₂₈	206	212	224	147	360	298	124	—	129	202	273
シースに沿ったひびわれ		ナシ	ナシ	ナシ	ナシ	ナシ	ナシ	ナシ	ナシ	—	—	—
評 価	施工品質	△	○	×	○	△	○	○	○	—	—	—
	総合評価	○	○	×	×	○	◎	×	×	・ A, B, C は追加実験結果 ・ 試験値は3ケの平均値		

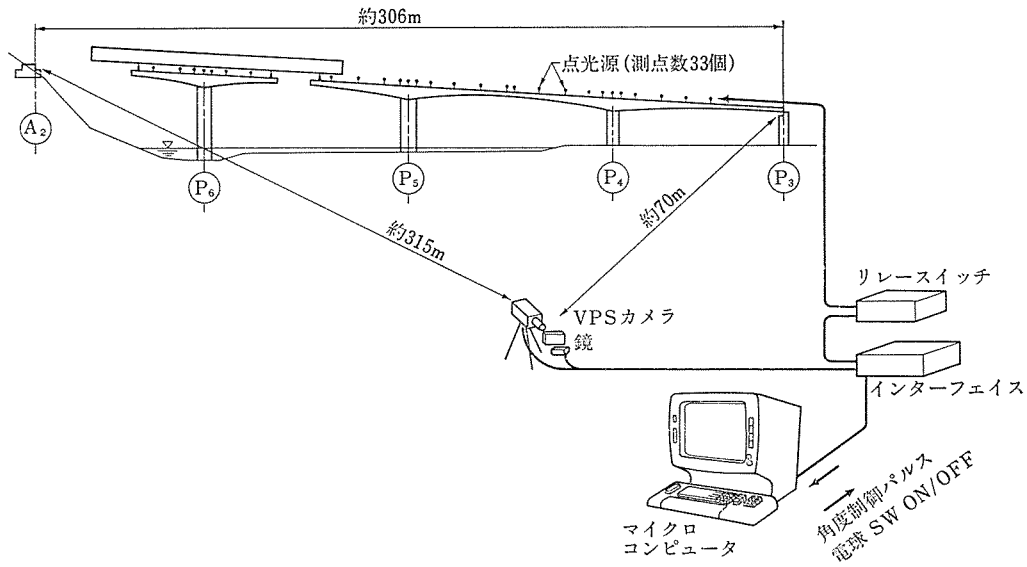


図-12 VPS システムの概要

来上がった上部工の基準高を測定することは重要な作業であるが、一般のレベル測量を全橋にわたって、逐一行うことは複雑な作業となる。そこで本工事は、清水建設(株)の開発した VPS (Video Position Scale) システムを用いた。VPS システムの概要は 図-12 に示すようであり、橋面上に 40 W から 100 W 程度の電球を用いた光源を設置し、そこから出た光を地上に設けたカメラで感知し、上部工の高さをマイクロコンピュータにより即時に記録、作画するものである。このシステムを橋梁上部工の施工管理のために用いるのは、初めての試みであったが、測定誤差は約 5 mm 以下で、張出し架設する場合のブロックの上げ越し量の修正を迅速に行うこ

とができた。

7. クリープ計測

我が国では、これまで数多くのカンチレバー工法による PC 橋が施工されているが、そのクリープの進行に関する計測データが発表された例は比較的少ない。また、クリープの進行曲線は、昭和 53 年の道路橋示方書の改訂に際し、CEB-FIP モデルコードに示された式が取り入れられたが、この式が我が国の実橋において、どのように適用するかを調査するため、本橋におけるクリープの進行曲線およびクリープ係数の最終値を得ることを目的として、コンクリートが硬化した直後からひずみの

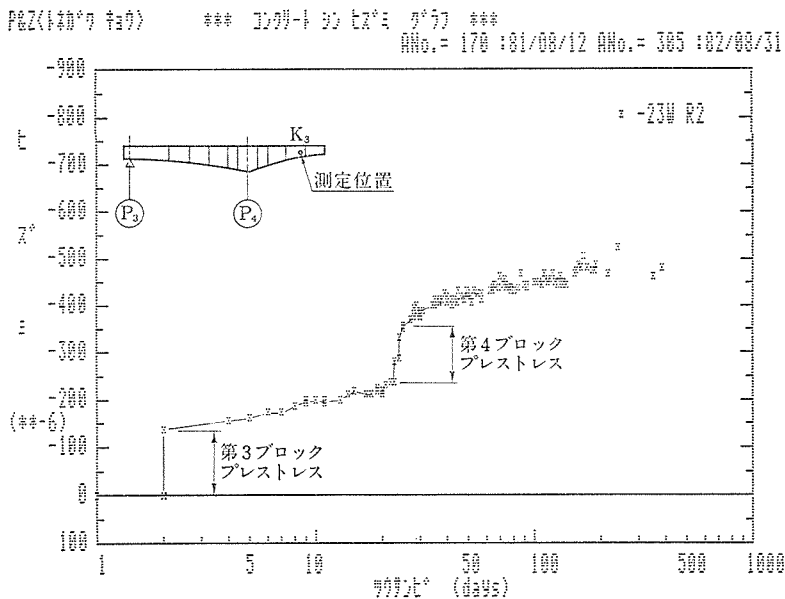


図-13 コンクリートの真ひずみグラフの一例

```

P&Z(移動式) *** 1977年 9月 7日 ***
Def Htg. 170 204 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
Aft Htg. 171 203 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
-23W R2 -138 -259
    
```

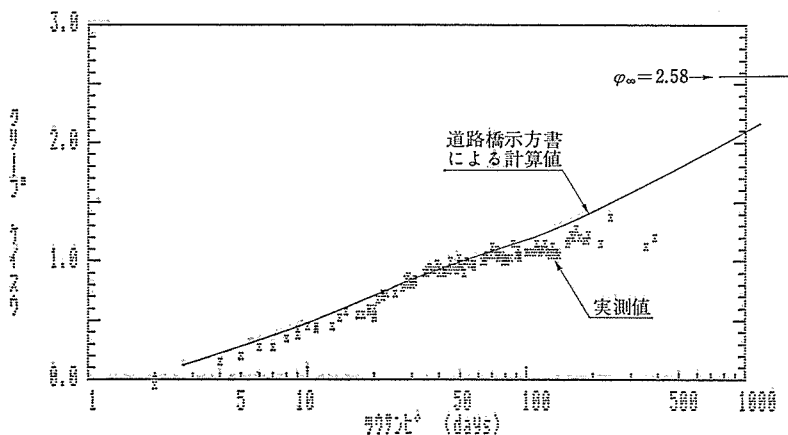


図-14 クリープ係数グラフの一例

変化を追跡して計測することとした。

計測は、P₄橋脚の柱頭部および張出し部のブロックについて行い、1ブロック当り10個、総計120個の埋込み型ひずみ計を埋設した。乾燥収縮は、上部工本体と同一の乾燥条件となるようにコーティングされたダミーブロックに埋込んだひずみ計より計測した。コンクリートの真ひずみ(=全ひずみ-乾燥収縮ひずみ)の計測結果の一例を図-13に示す。また、弾性ひずみがブロックの施工ごとに累加されることを考慮し、最初の弾性ひずみのみによるクリープひずみを抽出して求めたクリープ係数の進行曲線の一例を図-14に示す。

材令300~400日の時点での計測結果では、平均的に道路橋示方書に示されている値の70~80%のクリープの進行度を示していると言える。クリープ係数の最終値を得るため、本計測は今後も約4年間継続して行う予定である。

8. あとがき

上部工の施工のために、桁下空間を全く使用しない、あるいは、P&Z装置で柱頭部を施工するなどのP&Z工法の特徴は、本工事では、現場条件に制限されて十分に発揮することはできなかった。しかし、大きな抵抗モーメントを有する移動架設桁から型枠装置を懸垂するこ

とにより、大きなブロック割り、側径間部の吊り施工、PC鋼より線の使用などにより、省力化、急速施工が可能となり、これまでの張出し架設工法とは異なった利点を生かすことができた。また、架設工法そのものばかりでなく、様々な新しい試みを実験によってできるだけ確かめてから実行するという機会が得られたことは、エンジニアとして誠に幸運であったと思っている。

最後になりましたが、工事期間中には、技術検討会を開催して、建設省関東地方建設局および同土木研究所の皆様のご指導とご協力を承り、また現場を見学して下さった方々から、今後のP&Z工法の改良、発展のために数多くのご助言とご示唆を承りましたことを、心から感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 神戸, 三藤, 石塚, 國島: P&Z式移動支保工を用いたPC橋の架設, 橋梁, 昭和53年5月
- 2) 榎波, 榎, 中村, 守屋: 月夜野バイパス新月夜野橋(仮称)の架設, 橋梁と基礎, 1981年11月
- 3) 中村, 福吉, 守屋: P&Z工法による月夜野大橋の施工, コンクリート工学, 昭和57年1月
- 4) 榎波, 國島, 渡辺: P&Z工法による月夜野大橋の設計と施工, セメントコンクリート, 昭和57年6月

【昭和57年9月20日受付】