

【報 告】

# 関越自動車道・ 利根川橋(PC上部工)の設計と施工

## Design and Construction of the TONEGAWA Bridge

高橋 常之\*  
Tuneyuki TAKAHASHI  
森本 洋三\*\*  
Yozo MORIMOTO  
森谷 久吉\*\*\*  
Hisayoshi MORIYA  
武内 和夫\*\*\*\*  
Kazuo TAKEUCHI  
高野 喜代\*\*\*\*  
Kiyu TAKANO  
野田 行衛\*\*\*\*\*  
Yukie NODA

〔要旨〕 関越自動車道は、東京練馬を起点として東京-新潟間約300kmを結ぶ高速国道である。

利根川橋は、関越自動車道が利根川本流を渡河する地点にあり、群馬県勢多郡北橋村と渋川市を結んでいる。

本橋は、全長560mのPC連続箱桁橋であり、上下線とも片持架設工法により施工されたが、当社の施工した上り線はP&Z工法が採用された。施工においては、P&Z装置による柱頭部施工、架台反力の調整による断面力の改善、施工管理のシステム化など新しい試みを行い、技術的に興味ある工事であった。

### 1. まえがき

P&Z工法は、西ドイツのPollensky & Zöllner社が開発したプレストレスコンクリート橋の架設工法で、大型移動架設術と移動吊り型枠を利用するところに特徴がある。P&Z工法の長所としては次のものが挙げられる。

- 1) 1ブロック長さを10m程度にでき、1回の施工で同時に2ブロック施工できるので急速施工が可能である。
- 2) 地上からの作業を必要とせず、桁下空間に制約がある場合にも施工が可能である。
- 3) 装置による柱頭部施工ができる。
- 4) 張出し架設中のアンバランスモーメントの調整が可能で、架設系の断面力調整ができる。

本文においては、P&Z工法における技術的問題の特色を取り上げ、設計と施工の概要を紹介するものである。<sup>1)</sup>

### 2. 設計概要

本橋の報告をするにあたって、上り線「P&Z工法」、下り線「ディビダーク工法」というように同一橋梁で異なる施工方法が採用されたことにより、明らかにされた相違点について述べるのが最も大切であると思われる。設計的な面では、主鋼材としてPC鋼より線とPC鋼棒の選定が、特に大きい問題である。しかしながら、使用鋼材についての設計上の比較については、同様な移動作業車を用いる工法(鋼棒を用いる工法「DW工法」と鋼より線を用いる工法「FCC工法」)で行なうのが、

本稿で比較するよりも適当と考えられる。従って、その比較は現在施工中の他橋にゆずるとして、P&Z工法の特徴である。

- (1) 柱頭部施工が可能
- (2) 断面力調整ができる
- (3) 側径間の支保工施工は必要がない
- (4) 急速施工が可能

という、四点について設計として対応した内容を選定し、説明する。

設計上の留意点を、構造および架設の各々について整理すると以下のとおりである。

- 1) 五径間連結梁形式である。
- 2) 施工方法は、片持張出し工法である。
- 3) 架設時荷重として、張出し部先端に最大250tの架台反力が作用する。この架台反力のバランスは、人為的に調整できる。
- 4) 送り桁の径間移動時・強制力負荷作用時の架台反力は、既設構造系断面力に影響を与える。
- 5) 五径間部の支承は全て可動沓であり、水平力には、AP<sub>1</sub>橋台とAP<sub>1</sub>端横桁を連結することによって抵抗する構造である。

設計諸元を図-1に、また、全体一般図は図-2に示す。本設計に使用した主な示方書は、以下のとおりである。

- a) 日本道路公団，設計要領第二集

\* 川田建設(株)大阪支店工務部次長 \*\* 川田建設(株)工事本部技術部技術開発課課長 \*\*\* 川田建設(株)工事本部工務部工務課 \*\*\*\* 川田建設(株)東京支店工務部工務二課 \*\*\*\*\* 川田工業(株)技術本部研究室

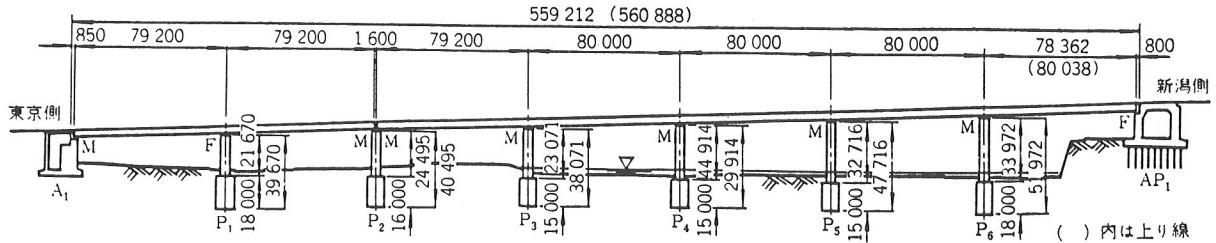


図-2 全体一般図

- b) 日本道路協会, 道路橋示方書 III
- c) " " " V
- d) フレシナー施工規準

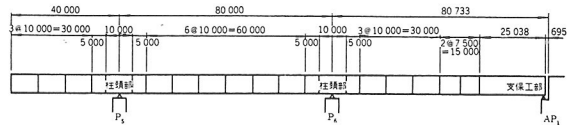


図-3 ブロック割

橋種	プレストレストコンクリート道路橋
型式	ポストテンション2.5径間連続箱桁
橋長	160.000m+400.838m
桁長	159.750m+400.683m
支間	2@79.200+(79.200+3@80.000+80.038)m
桁高	4.200m (等桁高)
全幅員	10.650m
有効幅員	9.000m
活荷重	TL-20, TT-43
衝撃係数	主桁 $i = \frac{10}{25+L}$ 床版 $i = \frac{20}{50+L}$
斜角	90°00'00"
平面線形	R=1400m, A=700m
縦断勾配	3.5%
横断勾配	2.0%
設計震度	$K_H = 0.20$
温度差	5℃
終局荷重作用時の組み合わせ	1.3 (死荷重) + 2.5 (活荷重+衝撃) 1.0 ( " ) + 2.5 ( " " ) 1.7 (死荷重+活荷重+衝撃)

図-1 設計条件

### 3. ブロック割付とケーブル配置

ブロック割は図-3に示すように、柱頭部10m、第1張出しブロック5m、第2・3・4張出しブロック10mに決められた。柱頭部ブロック長は、架設装置である送り桁をささえる2基の架台が安定した状態で、支持できる最小スペースを確保する必要から10mとなった。

第1張出しブロック長は、主桁の拡幅相当部であり、ウェブ厚が、標準部の1.5~2.0倍となっているため、標準部との重量のバランス等を考え5mとした。また、重量的な問題とは別に、本橋に用いたP&Z工法の送り桁はトラス構造であり、施工時荷重は格点に載荷する事が好ましいとの判断であった。この第1ブロックは本来、スパン長あるいは型枠長を調整するブロックとして重要であり、送り桁の制限吊荷重以内で、任意に選定することができる。第2・3・4ブロック長は、標準断面部のブロック重量に等しく、トラスパネル5mの倍数である10mにきめられた。

80mスパンを上記のようにブロック割したことの効果は、型枠の転用効率・閉合ブロック処理にあった。すなわち、10mのブロック長が、架設桁の耐力を十分に生かしていること、また、特別な閉合ブロックを用いず連結したことにより、通常の製作サイクルに不可欠な閉合処理が省略でき、工程上きわめて有利となった。

PC鋼材の選定とブロック長の関係は、表裏一体であって、お互いに関連し合う。仮に、ブロック長10mが前提条件とすれば、施工サイドからの注文により、後通し可能なPC鋼より線(本橋では12T12.4)が有力であると考えられ、一本当りのプレストレス力が高くなることで、10mのブロックを片持張出し可能としているとも考えられる。比較の対象となったPC鋼棒の場合は、同様に考えて、2.5~3.5mのブロック長が最適施工長(鋼棒の先通し・定着部の分散等を考える)と言えるかもしれない。

ケーブルの選定と配置は、10mの単位ブロックを考慮しPC鋼より線(12T12.4)を採用し、配置形状は図-4に示すとおりとした。

PC鋼より線(12T12.4)は、PC鋼棒にくらべ引張強度の差だけ鋼材量を減らすことができる点で経済的であり、また設計上は、PC鋼材の集中する中間支点上の配置が容易になる。図-5に中間支点上のPC鋼材配置を、PC鋼より線によって設計した場合とPC鋼棒

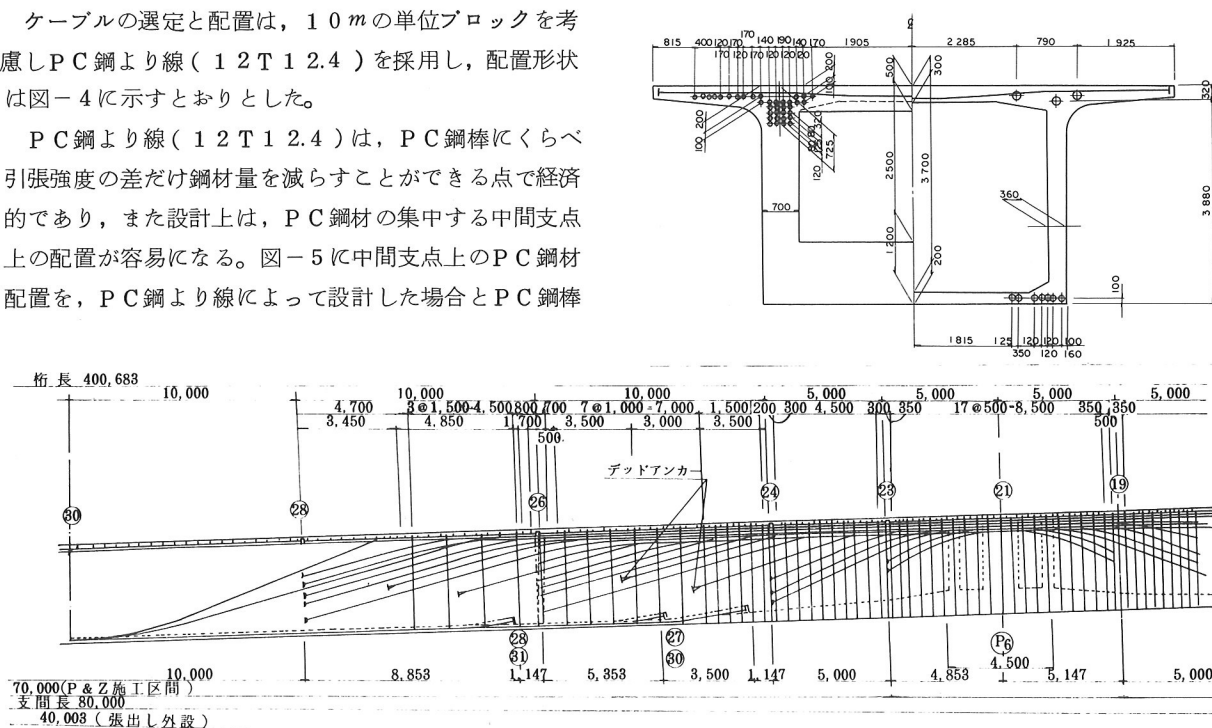


図-4 ケーブル配置図

による場合とで比較した。PC鋼材の配置上の必要から断面形状(柱頭部付近に限る)を大きくするという事は、PC鋼より線の場合は避けられる。PC鋼より線の引張強度が大きいという有利な面は逆に、応力が集中しすぎる問題を引き起し、定着部付近では局部的な圧縮力と引張力が作用するため詳細検討を行い鉄筋による補強を行った。さらに、ケーブル定着具の分散をはかっている。具体的には、第2ブロック10mのケーブル定着はウェブ当り7本であり、そのうち5本は施工目地小口定着、他2本は、デッドアンカーとしてウェブ内に分散している。この定着具の分散は、定着部背面の応力分布という以外にケーブル長の節約という一面もあり、さらに作用モーメントに対して構造物の持つ抵抗モーメントが過分となることを防ぐ面もある。

長さが10mと短い柱頭部で緊張される鋼材は、クサビ型定着具特有のセット量の影響が大きく、導入ロスが大きくなるため、定着具選定に際しては一般部のマルチ型(セット量12mm)を変更し、12V12.4(セット量4mm)を採用した。欧州においては、この種の問題に対して、柱頭部にPC鋼棒を使用し、張出し長が大きくなる部分ではPC鋼より線を使用している事例がみら

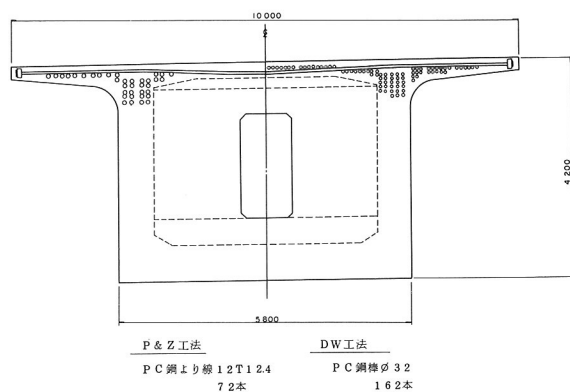


図-5 柱頭部ケーブル配置の比較

れる。

#### 4. 施工ステップ毎の断面力

##### 4-1. 閉合手順の決定

P & Z工法においては片押張出し施工が基本であるが、最後のT字型張出し施工における第4ブロックの施工については、閉合順序を選択することができる。この閉合手順の検討結果を図-7に示す。すなわち、最後のT字型張出し施工(P<sub>3</sub>橋脚)のP<sub>4</sub>側を閉合し、P<sub>2</sub>側を

最終閉合とする場合 (P<sub>2</sub>-P<sub>3</sub> 閉合) と、P<sub>3</sub> 橋脚と側径間 (P<sub>2</sub> 側) を閉合し、P<sub>4</sub> 側を最終閉合する場合 (P<sub>3</sub>-P<sub>4</sub> 閉合) の二つが、考えられる。図-6は、2つのケースについて、閉合完了直後と設計荷重時について、橋体自重のみによる断面力 (曲げモーメント) を比較した。参考のため全支保工施工による場合の発生曲げモーメントを併記した。着目した閉合完了直後と設計荷重時の相違は、構造系の推移にもなって発生する曲げモーメントが、P C 構造物特有のプレストレス弾性 2 次モーメント、さらには経時的に変化するクリープによるモーメント (自重、プレストレスそれぞれに発生) によって補正され、最終の曲げモーメントにおちつくことを明瞭に示している。

P<sub>2</sub>-P<sub>3</sub> 間で閉合した場合、P<sub>3</sub> 支点に着目すれば、発生曲げモーメントは閉合直後に -16,664 t・m 発生することとなり、クリープ等により設計荷重時に -13,216 t・m に減少する。このモーメント差 -3,448 t・m は、橋体自重のみの比較であり、橋面死荷重の載荷等によりいくらかの変動は見込まれるが、全支保工施工状態にみられる対称モーメント分布 (P<sub>3</sub> ⇔ P<sub>6</sub>) は、閉合完了時においては成立しない。

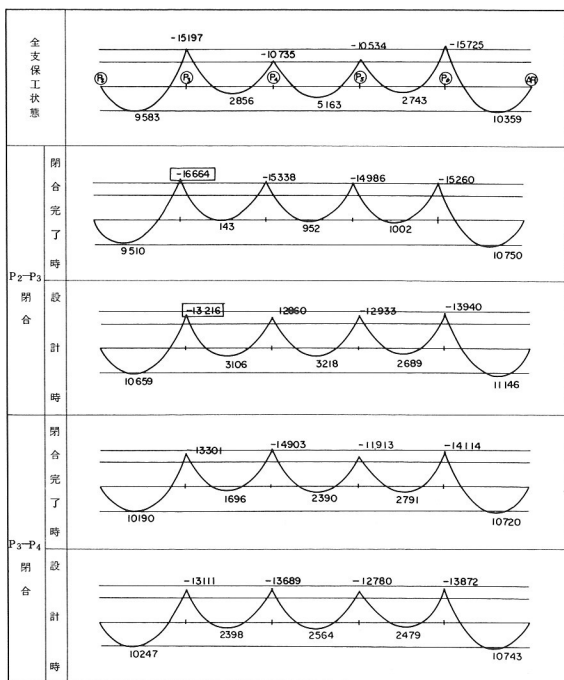
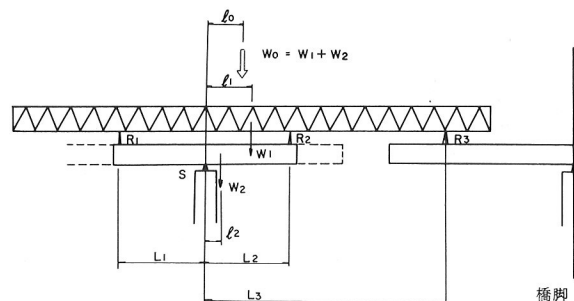


図-6 閉合手順の決定 (単位 t・m)

一方、P<sub>3</sub>-P<sub>4</sub> 間を最終閉合とした場合は、中間支点上の曲げモーメントが、閉合直後から設計荷重時までの経時的变化の中で、相似形に近い変化を示す。すなわち、P<sub>3</sub> ⇔ P<sub>6</sub>、P<sub>4</sub> ⇔ P<sub>5</sub> となり、あたかも全支保工施工と同様な曲げモーメントが発生する。これによって、P C 鋼材の対称配置が可能となる。以上の比較により、本橋では、P<sub>3</sub>-P<sub>4</sub> 間を最終閉合区間と決めた。

4-2 架設時の検討

片持張出し状態での架設時の検討は、架台反力の計算が第一である。その考え方は、図-7に示すように送り桁・架台がセットされた状態で、支承部にはアンバランスモーメントが発生しないように (または小さくなるように) 架台反力を制御するものである。



- R<sub>1</sub>~3 : 架台
- S : 支承
- W<sub>1</sub> : P & Z 式移動支保工の重量
- W<sub>2</sub> : 張出し部上部工の重量
- W<sub>0</sub> : W<sub>1</sub> + W<sub>2</sub>
- l<sub>1</sub> : S から P & Z 式移動支保工の重心までの水平距離
- l<sub>2</sub> : S から張出し部上部工の重心までの水平距離
- l<sub>0</sub> : S から W<sub>0</sub> が作用する点までの水平距離
- L<sub>1</sub> : S から R<sub>1</sub> までの水平距離
- L<sub>2</sub> : S から R<sub>2</sub> "
- L<sub>3</sub> : S から R<sub>3</sub> "

図-7 架設時、架台反力の計算

架台 R<sub>3</sub>、支承 S に生ずる鉛直反力をそれぞれ R<sub>3</sub>'、R<sub>s</sub>' とすると、R<sub>3</sub>、R<sub>s</sub> は次式で求まる。

$$R_3' = W_0 \times \frac{l_0}{L_3}$$

$$R_s' = W_0 \times \frac{L_3 - l_0}{L_3}$$

架台 R<sub>1</sub>、R<sub>2</sub> に生ずる鉛直反力をそれぞれ R<sub>1</sub>'、



$R_2'$  とすれば、鉛直力の釣り合いと支承Sまわりのモーメントの釣り合いから

$$R_1' + R_2' + W_2 = R_s'$$

$$R_1' \cdot L_1 - R_2' \cdot L_2 - W_2 \cdot \ell_2 = 0$$

$$\therefore R_1' = \frac{(R_s' - W_2) \cdot L_2 + W_2 \cdot \ell_2}{L_1 + L_2}$$

$$R_2' = \frac{(R_s' - W_2) \cdot L_1 - W_2 \cdot \ell_2}{L_1 + L_2}$$

が計算できる。

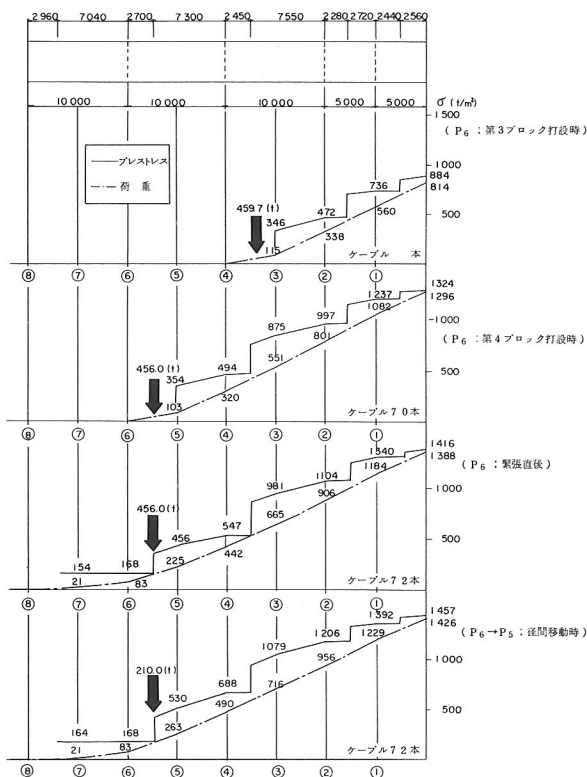


図-8 張出し施工時のステップ毎の応力度 (P<sub>6</sub>)

以上、 $R_1'$  と  $R_2'$  の計算式によって算出された架台反力を用いて応力度照査をおこなったものを図-8に示す。実線はプレストレス導入による圧縮応力度を示し、一点鎖線は張出し施工時設計断面位置での曲げ引張応力度を示している。圧縮応力度を示す実線が上方に位置すれば、設計断面位置が圧縮状態にあることを示している。

架設時に生ずる応力度で最も厳しくなるのは、導入プレストレスの定着部付近(施工目地部)であるが、これはケーブル本数が最小となっていることに加えて、定着具背面のプレストレス有効長を考慮して安全を期してい

ることによる。特に、施工時許容曲げ引張応力度を $-10 \text{ kg/cm}^2$  (ただし、若材令部においてはフル)とすると事前に規定されたため、プレストレス導入・ケーブル配置には十分な配慮をおこなった。張出し施工の各ステップでは架台セット位置が、わずか10日経たばかりのコンクリート部材の上であり、かつ最大荷重が作用する等の条件を考慮し、引張応力度が発生しないよう努めた。

径間移動時は、 $R_1$  架台に対して送り桁装置の40%近い荷重が作用することとなる。図-9は、P<sub>6</sub> 柱頭部の応力履歴を、横軸に施工時期をとって整理したものである。コンクリート打設終了後、緊張完了直後までの養生期間中(3日間)が、いずれのステップにおいても最も余裕のない応力状態となった。この養生期間中の対策として、柱頭部上で送り桁を突き上げる方法を採用し、先端架台反力の軽減をはかった。径間移動時は、送り桁が移動状態にあるため、突き上げは実行できないので、径間移動での到達直前の応力でも、短時間ではあるが、きびしい状態となっている。

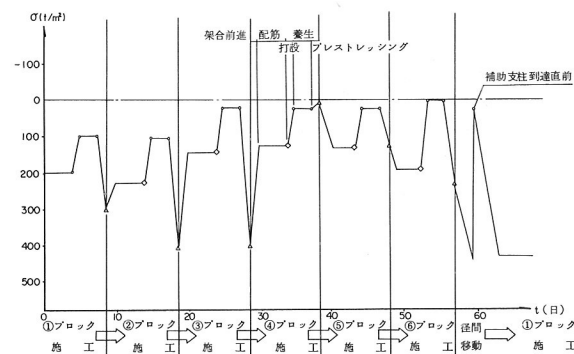


図-9 P<sub>6</sub> 柱頭部断面における応力履歴図

#### 4-3 架台反力による断面力調整

P & Z 工法による片押し施工は、前に述べたように、閉合順序・材令差等の影響により断面力が非対称となる場合が一般的である。この断面力の差は、導入プレストレスの大きさ、すなわちP C 鋼材配置本数の差となって現われる。

仮に理想的な断面力発生パターンが、一つの構造系について存在するならば、架設工法がなんであれ、最終のケーブル配置は、理想パターンと一致するのが経済的であり、力学的にも好ましいと言えるはずである。

P & Z 工法においては、架台反力を人為的にコントロ

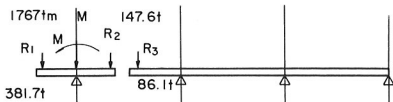
ールできることから、施工順序によって決まった発生断面力(多径間連続梁の場合)を架台反力の調整によって補正し、目的の断面力に近づけることが可能である。

本橋においては、断面力発生理想パターンを全支保工施工での断面力とおき、最終状態は全支保工施工パターンと「相似」になることを目標として、モーメント調整を行った。また、架設ケーブルの有効利用をはかるため、曲げモーメント形状を負領域にシフトさせることも、目標の一つとした。

強制力負荷による断面力調整の制約条件として、

- 1) アンバランスモーメントによる橋体の耐力限界
    - a) R<sub>3</sub> 架台に過大な反力が作用すると、後方支間上縁に負の曲げモーメントが発生する。
    - b) 柱頭部仮固定工(仮支承, 仮設鋼棒)の補強
  - 2) 架設機材の耐力限界
    - a) 中間支柱, トラス(送り桁)の耐力
    - b) 反力管理の精度(バラツキ)の問題
  - 3) 施工上の検討
    - a) 最終ブロック閉合にP & Z 装置が必要となり工程が延びる。
    - b) 型枠両端の密着度が不均一となり閉合ブロックに目違いがおこる可能性がある。
- 等が考えられる。橋体に対して強制力として新たに加える荷重は完成時に作用する荷重の強度・作用方向とはかならずしも同一ではなく、まれに、逆方向載荷の場合も起こり得るので、新たな補強が必要となることも考えられる。本橋の設計では、橋体に過大な補強を必要としないで、最大の効果を生み出す、強制力負荷の組み合わせを算出し、検討した。

a) P<sub>4</sub>-P<sub>5</sub>閉合時の強制力負荷



b) P<sub>3</sub>-P<sub>4</sub>閉合時の強制力負荷

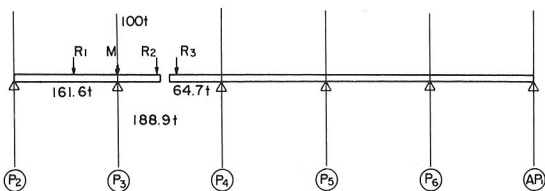


図-10 強制力負荷荷重の組合せ

断面力調整の具体的な方法は、各ステップでの閉合段階において左右の架台(R<sub>1</sub>, R<sub>2</sub>)に反力差を生ぜしめ、支点上にアンバランスモーメントを発生させ、閉合後に支点を解放することによって行なうものである。

図-10は、前述の制約条件を考慮した結果であり、最終的に橋体に発生する応力度を許容値内におさめる様に、架台反力・アンバランスモーメントを決定したものである。

図-11は、強制力として架台反力調整した結果、発生する設計断面位置での曲げモーメント量を示し、全支保工施工時、装置重量なしのそれぞれのケースと比較したものである。結果は、材料の低減(たとえば、ケーブル本数の減少)に結びつく断面力調整はできなかったが、もう一点の目的であった、全支保工断面力に相似な形に近づけること、モーメントを負領域へシフトさせることについては、操作可能であることが確認できた。

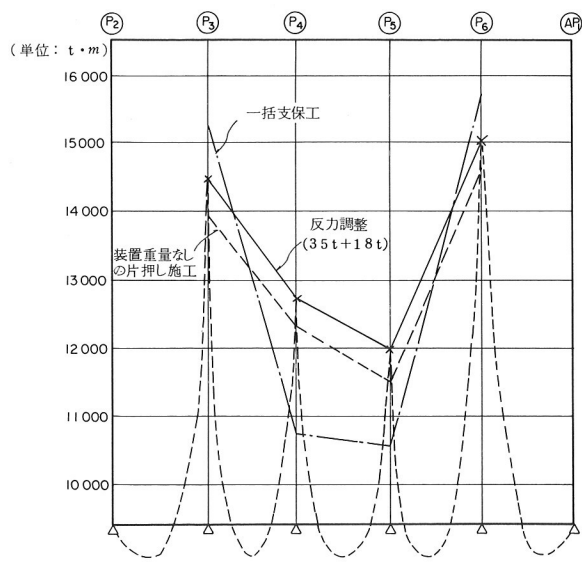


図-11 主桁断面力の調整

4-4 施工時・完成時の断面力図

施工手順に従った自重による断面力の推移を図-12に示した。閉合手順、強制力負荷、クリープ・乾燥収縮等をすべて考慮した結果であり、設計荷重時に至っても、断面力パターンが対称に配されているのがわかる。

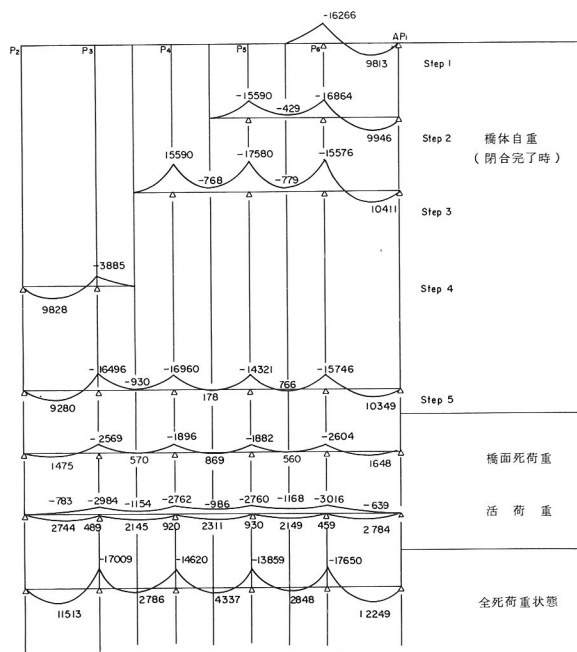


図-1 2 構造系毎の自重による断面力図 (単位 t・m)

5. 端横桁の設計

AP<sub>1</sub> 橋台には、橋長 400 m の 5 径間連続梁の固定支承としての移動制限装置がもうけられた。5 径間連続桁採用の理由として、① 側径間の支保工施工部を高水敷とする、② 固定橋脚を低水路にもうけない (阻害率の制限) がある。

鉛直脊に可動のベアリングプレートを用い、水平脊には PC 鋼線とゴム支承板による拘束が水平力に抵抗する構造となった。従って、水平力を伝達する端横桁は、厚さ 3 m (図-1 3) のディープビームに相当し、せん断と曲げを同時に受ける複雑な応力状態をなすことが予想された。荷重として作用する、地震力、温度変化に加えて、水平脊の PC 鋼線からのプレストレスを考慮し、地震時の水平力作用時においても全体移動量を 20 mm 以下とする条件で、三次元有限要素法によって解析を行なった。端横桁とウェブ・フランジの取付部のハンチ形状、鉄筋の配置量は、この結果より決定されたものであり、端横桁そのものもディープビームの挙動によく一致する結果が得られた。図-1 4 に端横桁の応力分布と主応力図を示す。

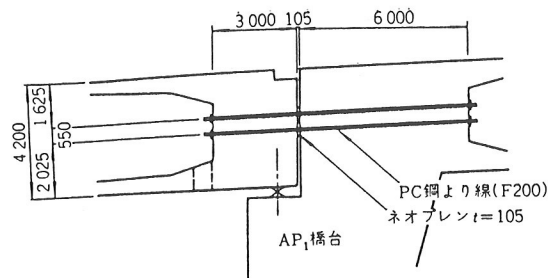
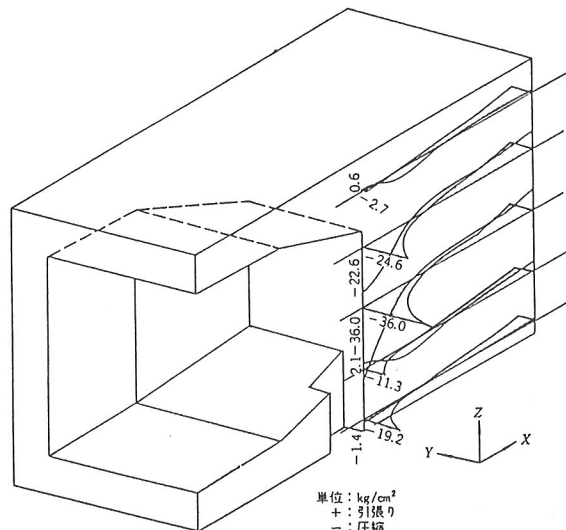
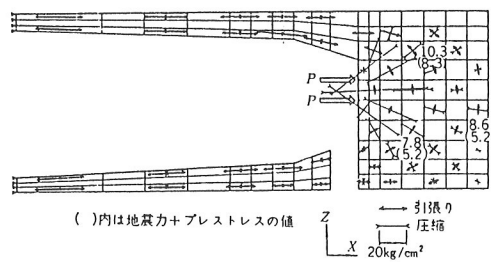


図-1 3 固定支承



端横桁の応力分布



端横桁の主応力図

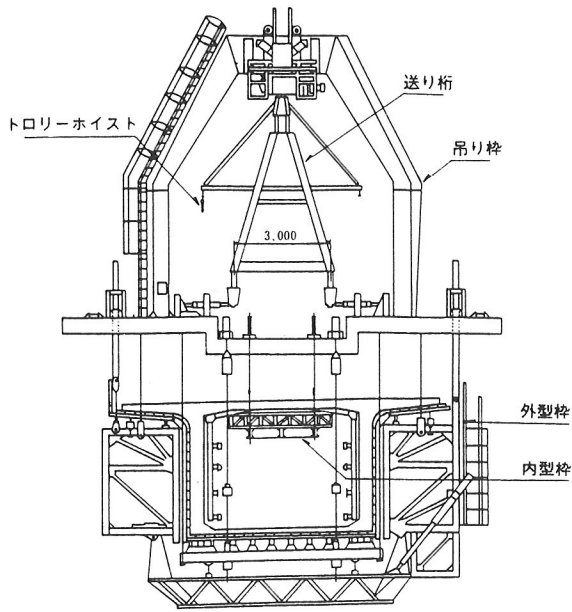
図-1 4 端横桁の応力分布と主応力図

6. P & Z 装置の概要

P & Z 装置は、小型、中型、大型の 3 種類に分けられる。橋梁スパンに応じてそれぞれ適用されるが、本工場のものは、中型でスパン 80 m 程度の橋梁に適している。

P & Z 装置は、図-1 5 に示すように送り桁、架台、吊り枠、吊り型枠、中間支柱、補助支柱からなる。各装置の機能について略記する。

正面図



側面図

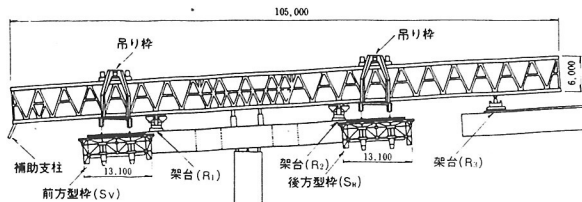


図-15 P & Z装置

- 送り桁 — 吊り枠、型枠と1ブロックのコンクリート重量を支持する。資材運搬のために全長に渡ってトロリーホイストが設けられている。
- 吊り枠 — 型枠を懸垂し、また、送り桁上を自走できる機能を持つ。橋軸直角方向の水平力に対しては、下弦材に水平ジャッキを当てて横振れを防止している。
- 型 枠 — 外型枠は、上床版の外側に配置された4本の吊り鋼材で吊られ、コンクリート打設時にはさらにPC鋼棒を加えて重量を支える。
- 架 台 — 3基の架台があり、前方よりR<sub>1</sub>、R<sub>2</sub>、R<sub>3</sub>としている。各架台が負担している反力は各架台のマノメーターに表示される。

送り桁の移動時には、R<sub>1</sub>、R<sub>2</sub> のメインジャッキを降下させ、4個の動輪で送り桁を支持し移動させる。

- 中間支柱 — 送り桁あるいは架台の移動時に、送り桁を一時的に支持する。
- 補助支柱 — 径間移動時に、送り桁を一時的に仮受けし、また柱頭部施工時には、コンクリート重量も支持する。

各装置の重量と耐力を表-1に示す。

表-1 装置耐力表

	重 量	作業時耐力	移動時耐力	備 考	
吊り枠	50t/基	—	—	2基	
外 枠	70t/基	—	—	2基	
内 枠	15t/基	—	—	2基	
架 台	R <sub>1</sub>	29t/基	481t/基	253t/基	350tジャッキ 2台
	R <sub>2</sub>	29t/基	481t/基	253t/基	350tジャッキ 2台
	R <sub>3</sub>	21t/基	240t/基	253t/基	200tジャッキ 2台
中間	M <sub>v</sub>	6t/基	285t/基	—	—
支柱	M <sub>n</sub>	6t/基	285t/基	—	—
補助支柱	3t/基	230t/基	—	—	—
送り桁	234t	—	—	2.23t・m	

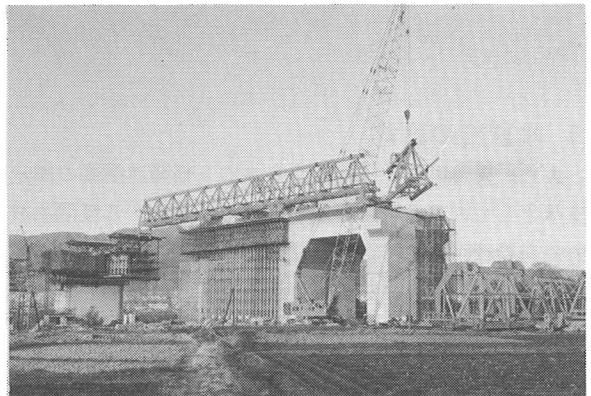


写真-1 組立て状況

## 7. 施 工

### 7-1 施工概要

本橋は、5径間と2径間の連続桁橋であるが、施工は5径間のAP<sub>1</sub>側(新潟側)の側径間部から開始された。

側径間部は、ステージングとPCウェルの仮支柱を立て、コンクリート打設を2回に分けて施工した。

P & Z装置は、写真-1に示すように側径間部が完成後、隣接する橋台とを利用して、順次押出しながら組立てた。

P<sub>6</sub>~P<sub>4</sub> 橋脚の柱頭部は、ブラケットによる支保工施工を先行したが、P<sub>3</sub> 橋脚上の柱頭部は、桁下空間が

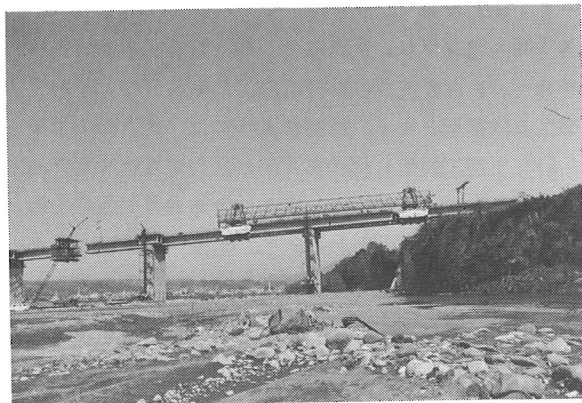


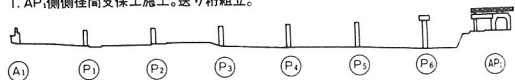
写真-2 架設状況

利用しにくいために、P & Z装置による吊り支保工施工を実施した。

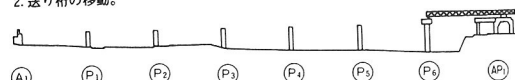
2径間の連続桁は、橋脚高が20m程度であるので、P<sub>2</sub>側側径間部とA<sub>1</sub>側側径間各40mをステーシングで先行施工し、その後、P<sub>1</sub>柱頭部から、P & Z装置で張出し架設した。写真-2に架設状況を、図-16と図-17に施工順序と全体工程を示す。

施工順序

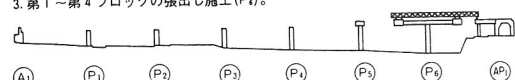
1. AP<sub>1</sub>側側径間支保工施工。送り桁組立。



2. 送り桁の移動。



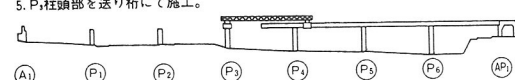
3. 第1～第4ブロックの張出し施工(P<sub>1</sub>)。



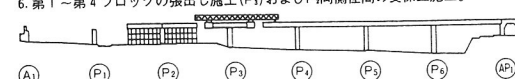
4. 送り桁の移動および第1～第4ブロックの張出し施工(P<sub>1, P<sub>2</sub></sub>)。



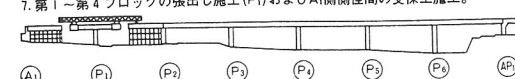
5. P<sub>1</sub>柱頭部を送り桁にて施工。



6. 第1～第4ブロックの張出し施工(P<sub>1</sub>)およびP<sub>1</sub>側側径間の支保工施工。



7. 第1～第4ブロックの張出し施工(P<sub>1</sub>)およびA<sub>1</sub>側側径間の支保工施工。



8. 完了。

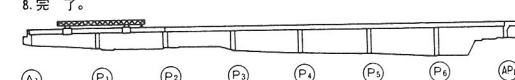


図-16 施工順序

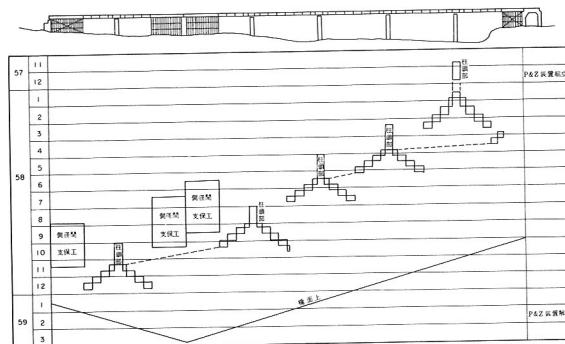


図-17 実施工程表

7-2 装置の組立て

P & Z装置の組立てにあたり、小ばらしにしたトラス部材をAP<sub>1</sub>側のヤードに搬入した。

送り桁は、1パネル10mずつ地組し、150tクローラクレーンにより側径間支保工施工部とラーメン橋台上で全体を組立てた。橋面上の組立て空間は、わずかに45m長であることから、全長105mの送り桁を組上げるために、送り桁を順次前方に押し出し、組立スペースを確保した。この方法により空中作業を避けることができ安全性の向上が計られた。送り桁の組立て完了後に吊り枠2基を取り付け、さらに送り桁をP<sub>6</sub>橋脚に移動した。その後地組みした型枠を4本のケーブルで吊り上げ吊り枠に固定した。これらの装置組立て完了までに約40日を要した。

7-3 張出し施工

張出し施工の標準工程は、計画通りほぼ10日サイクルで進めることができた。1サイクルの作業内容と日数は図-18に示す。

工種	日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10日
緊張・装置移動		■									
型わく組立・調整			■								
鉄筋・シース組立				■	■	■	■	■			
内型わく組立					■	■	■	■			
コンクリート打設									■	■	
養生										■	■
PCケーブル挿入										■	■

図-18 サイクル工程表

張出しブロック緊張後、吊り枠、型枠、およびR<sub>1</sub>と

$R_2$  を上部工先端の所定位置に移動させる。型枠高さは、4本の吊り鋼材と吊り鋼棒によって調整され、上部工と型枠には常時圧着力が作用する状態とした。その後、下床版、ウェブの鉄筋、シースを配置し、内枠を挿入した。内枠は、送り桁を利用して前方に引き出し、所定の位置で吊り枠に吊り込み、PC鋼棒によって固定した。

コンクリートは、下床版、腹部、上床版の順で打設したが、特に欠損部分が生じやすい腹部下端、定着部、打継目付近を入念に締め固めた。また、コンクリートは、必ず型枠の前方から打設し、既設上部工と型枠との目違い防止に努めた。

張出し施工時のコンクリートは前方、後方同時に打設するので、打設量の差によるアンバランスモーメントをできるだけ小さくするために、ミキサー車の台数を管理し、前方と後方の台数差を1台(6m<sup>3</sup>)以内にすることをした。

張出し施工の閉合ブロックコンクリート打設時の架台反力は、コンクリート重量により最大となる。これによる橋体柱頭部の曲げモーメントを低減する対策として、柱頭部上の中間支柱で送り桁を突き上げ、架台反力を低減する方法を採用した。

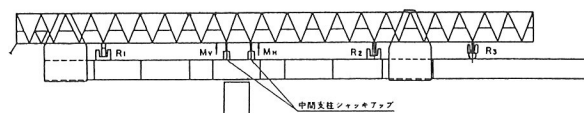


図-19 中間支柱による突き上げ

#### 7-4 プレストレッシング

主ケーブルの定着はフレシネー工法で行い、ケーブルはPC鋼より線12T12.4を使用した。柱頭部はブロック長が短かく、しかも直線配置であることからセット量を考慮してVシステムを採用したが、実際のセット量は平均で5mm程度であった。その他の架設ケーブルと連続ケーブルの定着にはマルチストランドシステムを使用した。架設ケーブルの一部にデッドアンカー(モノグリップ型)を用い片引き緊張した。デッドアンカーのウェッジと支圧板のすき間にコンクリートが入らないようにコーキング材を塗布し、さらに端部キャップを取り付けた。

プレストレスの導入は、コンクリート強度が主ケーブルの場合  $\sigma_c = 360 \text{ kg/cm}^2$  以上、横締、鉛直鋼棒は  $\sigma_c = 260 \text{ kg/cm}^2$  であることを確認してから行った。

#### 7-5 径間移動

各径間の閉合ブロック緊張後、送り桁を次の径間へ移動させた。P & Z工法は片押し施工であるので、上部工は順次連続構造となる。径間移動時には、送り桁の移動とともに、上部工張出し部にある架台反力が増大するため、後方径間の中央付近でハネ上がりによる曲げ引張応力の発生が問題となった。これに対し、緊張時に開放された柱頭部仮固定用の鉛直鋼棒を再度緊張し橋体と橋脚を一体としたラーメン構造として抵抗させ断面力の一部を負担させるとともに、カウンターウェイトを送り桁とともに移動させる方法によって対処した。これにより、大幅な発生引張応力の低減が可能となり、工事の安全性が十分に確保された。

#### 7-6 柱頭部施工

P & Z工法の特徴の1つは、桁下空間を必要とせずに柱頭部施工が可能となることである。本橋では、P<sub>3</sub>橋脚が流水域中にあるため、P & Z装置による柱頭部施工を実施した。計画にあたり問題となったのは、施工方法の選択、径間移動時の反力管理と送り桁の送り出し方法であった。当初、P & Z装置の前方吊り型枠を利用して施工する計画に対して、次のような問題が生じた。

1. 吊り枠と型枠の総重量は120tあることから、補助支柱、送り桁下弦材および埋込みH鋼の荷重負担が大となり、それに対する補強が大がかりとなる。
2. 底板型枠は開放された状態で施工されるので、片側

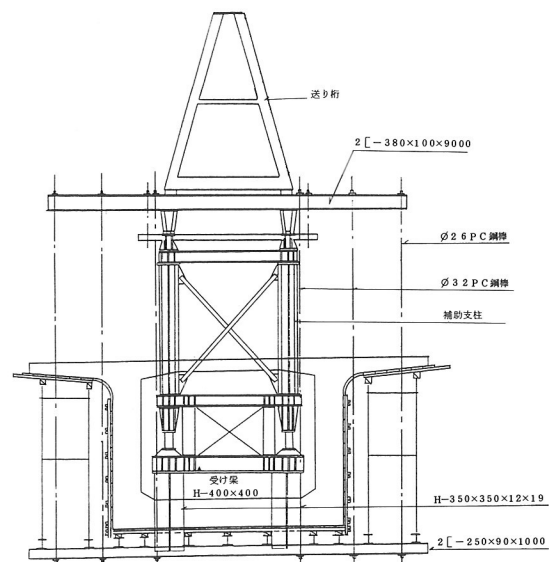


図-20 柱頭部施工



に偏心荷重が作用し、ねじりモーメントが発生する。これにより、左右側枠に高低差が生じる。

3. 気象条件、すなわち施工時期と台風期が重合するため、底板全面開放状態では、耐風対策が必要となる。

以上の要因から、吊り型枠を利用する替わりに、送り桁からの全面吊り支保工施工に変更した。

以下に実施した施工手順を略記する。

- 1) 径間移動開始。送り桁を40m前進させる。
- 2) 補助支柱をP<sub>3</sub>橋脚に埋込まれたH鋼上にセットする。
- 3) 送り桁の横梁からPC鋼棒で足場を吊り、支保工を組立てる。
- 4) 鉄筋工、PC工、コンクリート打設
- 5) プレストレス導入、脱型
- 6) 補助支柱の解体

補助支柱をP<sub>3</sub>橋脚上の受け梁の所定位置にセットするためには、送り桁の軸方向と軸直角方向の移動量を決め、さらに補助支柱位置の鉛直変位を正確に把握する必要がある。

本橋は、クロソイドが付いているため送り桁を目的位置にセットするには送り桁を逐次横移動させながら前進させねばならなかった。

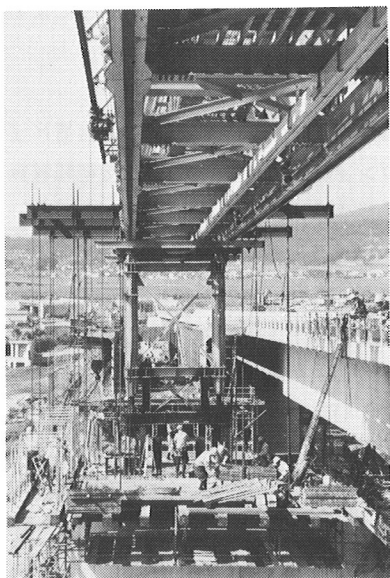


写真-3 柱頭部施工

通常の補助支柱と異なり高い柱となることから、柱の応力照査に対して、装置重量とコンクリート重量の他に、

照査水平荷重、地震荷重、不均等荷重、風荷重（作業時  $U = 1.6 \text{ m/sec}$ 、暴風時  $U = 5.5 \text{ m/sec}$ ）を考慮した。

これらの荷重に対して、次の項目について検討した。

- 1) コンクリート打設後の補助支柱の座屈
- 2) 補助支柱反力による送り桁下弦材の応力照査

下弦材には、曲げ、軸力、せん断が作用するので、次式による合成応力の照査をした。

$$\left( \frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2$$

$\sigma$  : 垂直応力  
 $\sigma_a$  : 許容引張応力  
 $\tau_s$  : せん断応力  
 $\tau_a$  : 許容せん断応力

- 3) 埋込みH鋼の座屈
- 4) 送り桁の水平方向の固定

今回、実施した施工法は、架設機材の軽量化と簡素化を可能にし、比較的安全に施工ができた。しかし側枠組みの作業工程が増えるなど、経済面、工程面から今後は、P & Z装置の吊り型枠の使用を検討すべきであろう。そのためは、今回問題となった装置重量に対する補助支柱の補強があるが、橋体の一部のコンクリートを補助支柱に利用する方法も考えられる。

P & Z装置による柱頭部施工は、従来のブラケット方式に対して、工程的に有利とはならないが、2基の型枠を同時に使用するならば、効率的な施工が可能となると思われる。

## 8. 高さ管理

### 8-1 上げ越し計算

上げ越しは、橋体完成後に所定の計画高さになるように張出し架設時の型枠高さを決定することである。施工順序に従って、各荷重によるたわみを計算し、各段階の高さ管理も行った。

上げ越し計算に考慮した変形は次のものである。

- 1) 桁自重によるたわみ
- 2) プレストレスによるたわみ
- 3) 架台反力によるたわみ
- 4) アンバランスモーメントによるたわみ
- 5) プレストレス減少によるたわみ
- 6) 橋面死荷重によるたわみ
- 7) 各々クリーブによるたわみ

計算に用いたヤング係数は  $E_c = 350000 \text{ kg/cm}^2$  で、クリーブ係数  $\phi_\infty = 2.6$  とし、またケーブルのリラクゼ



ーション率は5%とした。

従来の張出し工法では、コンクリート重量による装置の変形量は、上げ越し量に含めて考えられているが、本工法では、コンクリート打設中の送り桁のたわみと型枠の変形は、メインジャッキを打設中に操作することにより調整可能なため考えないこととした。また、本工法では、装置重量が大きいので、架台反力によるクリープ変形を無視できず、考慮すべきクリープ変形は、張出し施工中の $R_1$ と $R_2$ によるものと、 $R_3$ によるものがある。 $R_3$ 反力に対して今回の計算上のクリープ係数は、 $P_5$ 、 $P_4$ 張出し施工中について $\phi = 0.2$ 、 $P_3$ 張出し施工中には柱頭部施工があることから、 $\phi = 0.38$ とした。

8-2 コンクリート打設中の高さ管理

コンクリート打設時には、架台反力管理と同時に高さ管理も行い必要がある。管理方法は、打設前の高さと打設後の高さを直線的に比例させて、打設途中のコンクリート量における高さをその都度測定し、架台反力値をも考慮してブロック先端の高さが管理範囲を越えないことを確認して作業を進めた。すなわち、管理限界に近づくとき、ジャッキアップをして型枠を高くするが、1回のジャッキアップ量は、10mm程度として数回に分けて調整した。

コンクリート打設時には、高さ管理と同時に打ち継ぎ目の目違いを防止するために、下床版と下型枠の間に圧着力が作用する状態を維持せねばならないことから、型枠のセットは常に低目にする方が管理しやすい。図-21に反力管理の1例を示す。

$P_4 \sim P_5$  径間閉合までのデータをもとにそれ以後は、打設中の高さ管理を簡略化し、下床版打設後、ウェブ打設後、上床版打設後の高さをチェックする程度で十分な精度が得られ、特に目違いは生じなかった。

8-3 高さ計測

型枠セット時、打設後の型枠先端の高さや緊張後ブロック先端の高さは、レベルで測定する一方、既設上部工の線形の計測には、自動計測器(VPS:清水建設(株))を利用して測定の省力化を図った。測定点は、各ブロックの先端に取り付けた光源を、地上に設置したカメラで自動的にキャッチし、マイクロコンピューターにその位置を表示するものである。マイクロコンピューターの中には、あらかじめ計算した線形計画値が入力されており、

実測値と直接比較できるようにした。それらを反映させて線形がなめらかになるように上げ越し量を管理した。

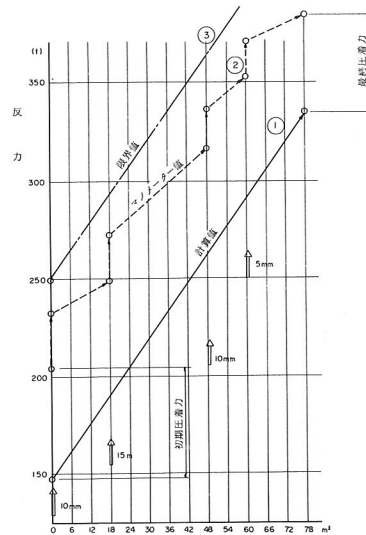


図-21 反力管理図

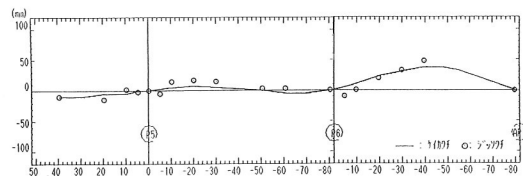


図-22 高さ測定結果 (VPSによる)

9. あとがき

利根川橋の施工においては、P & Z装置による柱頭部施工、カウンターウェイトを利用した径間移動、装置による断面力調整など新しい施工を試みた。今回、連続桁構造橋梁の例は、わが国最初の施工例であった。

上部工施工開始後、数回に渡る利根川の洪水により工事用道路などに被害を受けたが、工程には何ら支障を来たすことなく進めることができた。この意味において、P & Z工法の特徴を遺憾なく発揮することができたものと思われる。

最後に、本工事の設計、施工に当り御指導を賜った、日本道路公団高崎工事事務所の方々、並びに現場見学に来ていただきました多数の方々に心より感謝致します。

参考文献

1) 市川・西田・大窪・高橋：利根川橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.18, No.5, 1984.