

山陽新幹線吉井川橋梁の設計と施工

坂 本 真 一*
 小 原 忠 幸**
 小 野 邦 光***

1. ま え が き

この橋梁は、山陽新幹線の建設にあたり吉井川に架設された全長約 671 m、支間 73.2 m の 2 径間連続桁 4 連と、支間 35.0 m、40.0 m の単純桁各 1 連よりなる複線 P C 鉄道橋である。使用した P C 工法は、連続桁には、バウル・レオンハルト工法を、単純桁には VSL 工法を採用しているが、本文は連続桁の設計と施工について報告する。

下部工事は、昭和 43 年 10 月に着工、昭和 44 年 5 月に竣工し、上部工事は昭和 44 年に着工し昭和 45 年 6 月に竣工した（口絵写真 参照）。

吉井川は延長 130 km、流域面積 2 060 km²、最大洪水量 6 300 m³/sec を有する一級河川で、工事は 10 月から 5 月までの渇水期に施工した。橋梁軸線と河川流水方向とは、約左 50° の斜角をなしているが、橋脚は円形断面で構造的には直橋となっている。

表-1 工事工程表

工 事	43年			44年							45年													
	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7		
下部工	[Progress bars showing construction periods for substructure]																							
上 部 工	1号桁	[Progress bars for girder 1]																						
	2号桁	[Progress bars for girder 2]																						
	3号桁	[Progress bars for girder 3]																						
	4号桁	[Progress bars for girder 4]																						
	5号桁	[Progress bars for girder 5]																						
	6号桁	[Progress bars for girder 6]																						
高架橋	[Progress bars for viaduct]																							

下部構造は直径 5 m、高さ約 10 m の円型橋脚 9 基、基礎は兩岸堤防上がウエル基礎で、その他がニューマチックケーソン基礎である。

基礎の支持地盤は粘土混じり砂礫で玉石を含んでおり各橋脚位置のボーリングの結果 $N \geq 70$ を示した。支持力については地耐力試験を行なって地耐力が十分あることを確認した。

2. 設 計

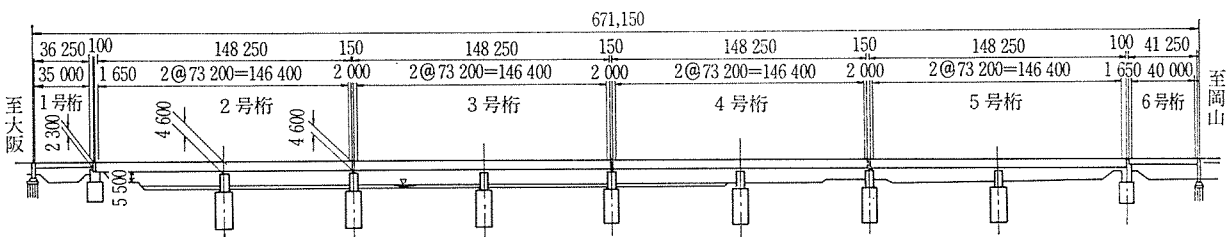
(1) 主方向の設計

橋脚間距離を 74.2 m として、河川部を 8 径間で渡ることは河川管理上から、国鉄と建設省の協議のうえ決められたものである。

桁の形式として 4 径間連続桁とするか 2 径間連続桁とするかを比較した結果、① 1 連のコンクリート打設量、② 地震時水平力の分散、③ 型わくの転用などを考慮して 2 径間連続桁 4 連とした。複線 1 室箱形桁としたのは、単線 1 室箱形桁並列に比べて使用材料が 10% ほど少なくなることで、桁高が高いので下縁幅を大きくすることが作業性に良いことなどの理由による。

レオンハルト工法の場合ケーブルを桁の中間で定着することは行わず、桁全長にわたって一定量の P C 鋼材を用い、そのかわりプレストレスによる不静定曲げモーメントをうまく利用して設計断面に過不足のないプレストレスを与えることができ、かつ最小の緊張力になるようなケーブルの配置形状を求める。

図-1 上 部 構 造 図



* 国鉄大阪新幹線工事局前上道工事区長
 ** 大成建設株式会社
 *** 八千代エンジニアリング株式会社

図-2 下部構造一般図 (固定橋脚 P_7, P_9)

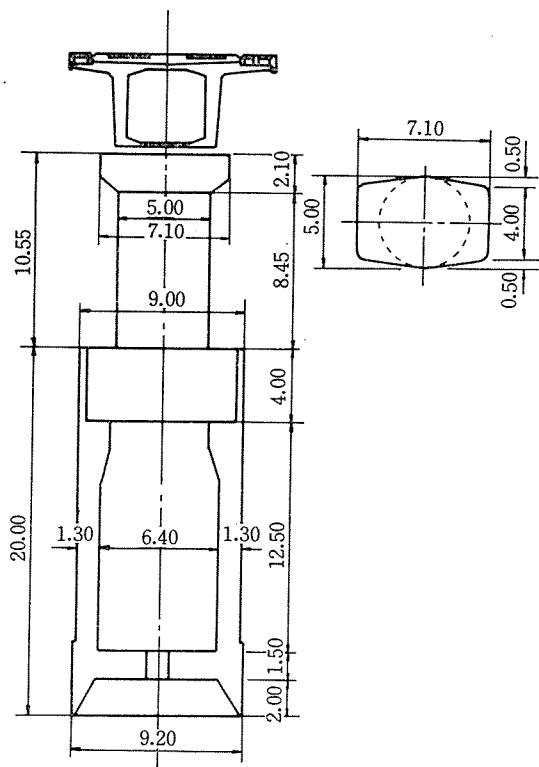


表-2 プレストレスによる軸力・曲げモーメント

断面	軸力 (t)	プレストレス曲げモーメント (t-m)		
		静定	不静定	合計
6/15 l	7 857	-19 408	4 608	-14 800
15/15 l	8 183	15 695	11 277	26 978

6/15 l 断面と内部支承断面でプレストレスのつり合式をたて、所要の最小緊張力とプレストレス不静定モーメントを求め、trial and error によって適当なPCケーブルの形状を求めた。本橋のように支間が大きく死荷重がかなりを占める場合は荷重がほとんど等分布で桁に作用

するので、PCケーブルを最も自然にパラボリックに配置すれば最適のケーブル形状に近くなると考えられる。プレストッシングによる曲げモーメントを静定、不静定に分けて考えるのは計算上の便宜であって、プレストッシングをケーブルの上向きの屈曲力によって荷重を打消すのであると考えれば、上記のことは当然といえよう。

本橋の設計荷重時の軸力およびプレストレスによる曲げモーメントは表-2のとおりである。桁端における導入直後の緊張力は 11 000 t である。

PCケーブルは上下二段に分割して定着する方式を採用した。この方式はわが国で開発したもので、図-3に示すように屈曲部シースに隔壁を設けて二分し、端支間の 0.4 l 点よりPCケーブルを上下二方向に分岐させ、下側のケーブルは桁端下部のコンクリートに、上側のケーブルは緊張ブロックに定着する。

プレストレス導入時に桁端付近の断面は相当欠損したものになるが、あご部は下側のケーブルによってプレストレスが与えられるので桁自重を支えることができる。

したがって、仮支承を設ける必要はない。二つに分割

図-4 緊張目地・PC鋼材定着部

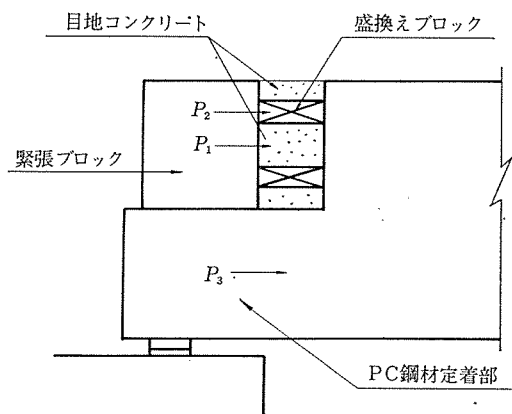
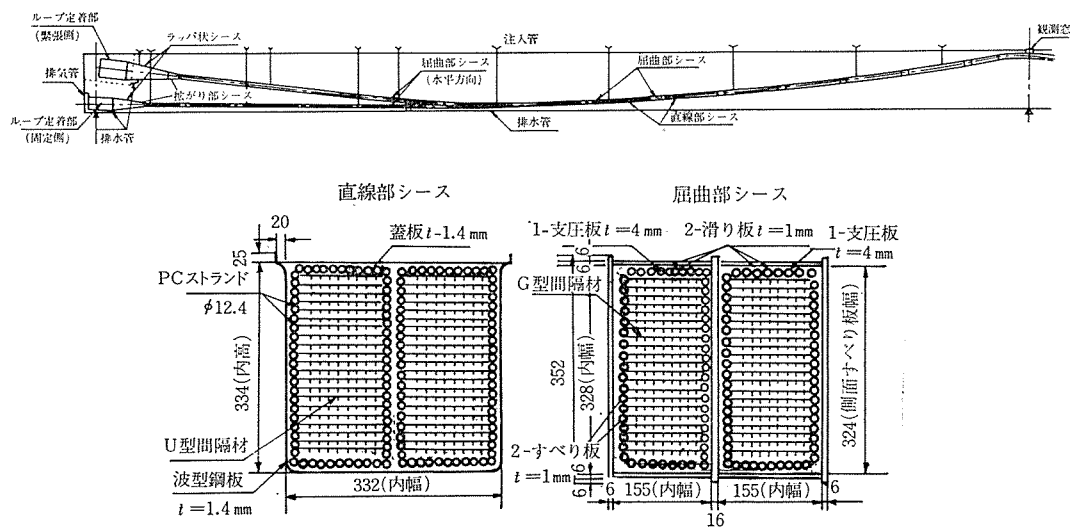


図-3 シース構造一般図



されたケーブルは、おのおの逆向きに一方が定着側、他方が緊張ブロックになっているので、緊張方法は両端部からケーブルの半分ずつを片側緊張するようになる。

したがって、全部のケーブルを両側または片側から緊張する場合に比べて、緊張ブロックの規模は小さくなり、使用するジャッキの数も半分にすることができる。しかし欠点として、この方式によるとPCケーブルの摩擦損失係数が大きくなる傾向がある。

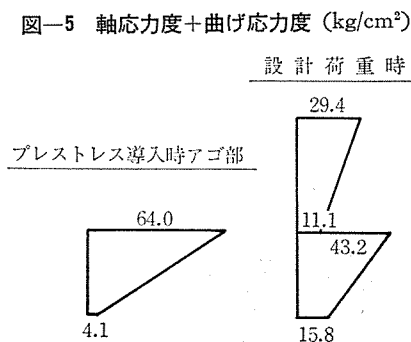
設計計算に用いた摩擦損失係数は、一般のレオンハルトケーブルの時は $\mu=0.15$, $\lambda=0.0005$ であるのに対して $\mu=0.20$, $\lambda=0.0007$ としている。なお、この場合でも他の工法に比べて摩擦損失係数（特に λ ）が小さいので、桁全長 150 m を片引きすることが可能なのである。

またPC鋼材には、従来 $\phi 9.3$ mm PC 鋼より線を用いてきたが、プレストレス導入力が 11 000 t であり、PC 鋼材の1ケーブルあたりの所要本数が著しく多くなるので、PC 鋼材敷設作業を能率化するために $\phi 12.4$ mm PC 鋼より線を用いた。

桁端は図面で示されるように、プレストレス導入時は橋体と一体となっているのは定着部だけであり、このあご部の上にループアンカーが乗っている状態になっている。

プレストレスが大きくなるに従って、支保工に支えられていた桁自重は定着部の下の支承に反力が移動し、全緊張力の 2/3 が導入されたときには、桁自重による曲げモーメント、せん断力を桁高 2.15 m のあご部で受け持つことになる。この状態の応力は別に計算し安全であることを確かめているが、さらに設計荷重時には、緊張後に作用する死荷重および活荷重が全断面に働き、これらの応力が合成される。また、緊張ブロックの反力はいったんプレキャストの盛換えブロックに受け、目地部にコンクリートを打設するので、目地部のコンクリートは緊張直後は無応力である。

以上のようにあご部、盛換えブロック、目地部のコンクリートは応力状態が不連続であり、それぞれのクリープ、乾燥収縮が影響しあって応力が再分配されるのであ



るが、従来この部分の解析は詳しく行なわなかったが、本橋ではできるかぎり厳密に計算するように試みた。計算式は省略するが、仮定条件と結果は次のとおりである。

仮定条件

- ① 平面保持の原則が成立する。目地部コンクリートとあご部コンクリートにずれが生じない。
- ② 乾燥収縮とクリープは同時に進行する。
- ③ PC 鋼材の応力も、この部分の乾燥収縮、クリープの進行にともない減少する。
- ④ 目地部のクリープ係数を 2.0、乾燥収縮を 3.5×10^{-6} 、あご部、プレキャストブロックは、その 80% とする。

表-3 軸 力 (t)

	P ₁	P ₂	P ₃	P
緊張直後	0	5500	4202	9702
設計荷重時	2308	2216	4130	8654

(2) 横方向の検討

横方向は、剛域を持つボックスラーメンとして計算した。上床版には $\phi 24$ mm PC 鋼棒 (SBPC 110) を 1 m 間隔に配置し、プレストレスを与えている。

なお、本橋は、山陽新幹線の標準の箱型断面PC 桁に比べて上床版は 5 cm 厚くして 30 cm、底版は 2 cm うすくして 23 cm としている。

底版をうすくしたのは、ここにPC ケーブルが配置されないからであり、上床版を厚くしたのは、重心線を上げプレストレス偏心距離を大きくするためと、断面の剛性を大きくするためである。

(3) 支承・ストッパー

支承には、鋳鋼の上シューと下シューの間にベアリングプレートをはさんだすべり支承を用いた。

内部支承1個あたりの最大反力は 2800 t であり、地震時水平力はストッパーで受け持つようになっているので各支承はすべて可動シューと考えてよい。

3. 施 工

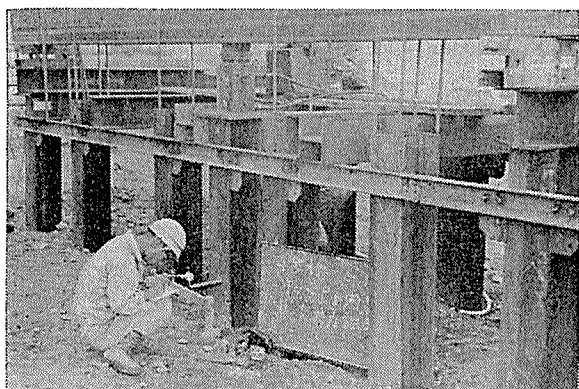
(1) 支保工

支保工は、はり形式で支柱間に支保工ばり H 600 × 200 を配置した。

基礎杭は支柱1ヵ所あたり反力が大きいのでH鋼を使用した。支柱は基礎杭の上に H 250 × 250 を二段に組み、その上に H 200 × 200 または L 40 × 40 と $\phi 13$ で構成された角サポートを橋軸方向に2本立て、この間を斜材 L 65 × 65 で連結した構造である。

基礎杭の支持力は打止まりの最も悪いと思われた柱につき載荷試験を行ない安全であることを確認した。

写真-1 杭の載荷試験



なお、上部工からの杭1本あたり反力は 20 t で、杭の沈下は試験結果の荷重-沈下曲線より 20 t で約 2 mm であるが、 $p=35t$ を超過すると沈下は急激に増加する傾向を示した。

(2) コンクリート

コンクリートは生コンクリートを使用し、セメントは普通ポルトランドセメントで、比重 $\gamma=3.15\sim 3.16$ 、凝結始発2時間 38 分～2時間 48 分、終結3時間 41 分～3時間 55 分、強度 $\sigma_{28}=417\sim 425 \text{ kg/cm}^2$ (モルタル配合 1:2, $W/C=0.65$) の範囲にあるものを使用した。

細骨材は吉井川産比重 $\gamma=2.57$ 、最大寸法 2.5 mm、粗粒率 2.86～2.94 のもの、粗骨材は旭川産比重 $\gamma=2.65\sim 2.67$ 、最大寸法 25 mm ($F.M=6.98\sim 7.06$)、40 mm

($F.M=2.65\sim 2.67$) の2種類をコンクリートの打設場所に応じ使用した。

コンクリートは設計基準強度は 400 kg/cm^2 であり、変動係数を 10%、目標強度 $\sigma_{28}=440 \text{ kg/cm}^2$ 、現場着のスランプを $5\pm 1 \text{ cm}$ 、単位セメント量 $C=345\sim 405 \text{ kg/m}^3$ の条件で4種類の試験練りを行ない、表-4 のような配合に決定した。

コンクリートはタワーバケットにより桁上のグラウンドホッパーに受けカートにより打設した。コンクリートの打設順序は図-6 に示すとおりで、1連を 11 ブロックに分けている。

1連のコンクリート量は約 2100 m^3 であり、1日の最大打設量は 430 m^3 である。本橋は連続ばりのため、支保工の不等沈下を避ける意味で、径間部から打設し、支保工の沈下を安定させてから橋脚上のコンクリートを打設した。

径間部は、まず、下スラブ、下スラブハンチ上側、腹部を打設し、腹部はおおよそ 50～60 cm 厚で層状に片押しにより打設した。

コンクリートの鉛直打継目は下スラブ、上スラブはばり板でコンクリートをせき止め、腹部には 5 mm 目の金網を二重に使用した。打設の際コンクリートの圧力による金網の変形防止および打継目の仕上がりを一様にするため、アングル (L 50×50) でわくどりし、さらに金網

図-6 コンクリート打設順序

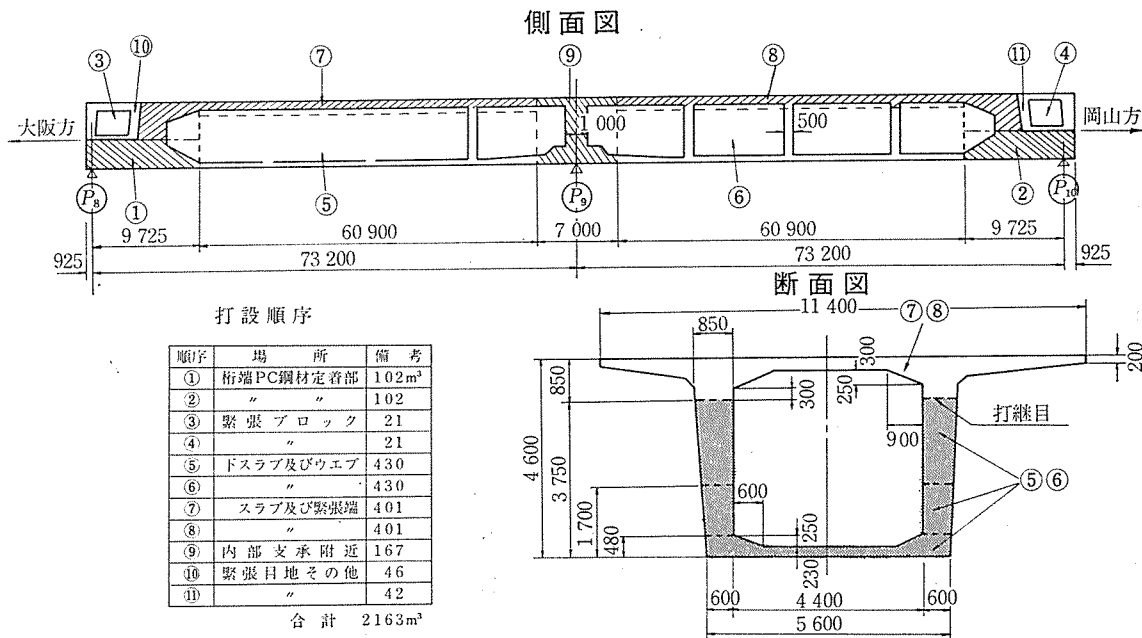


表-4 コンクリートの配合

σ_{ck}	骨材最大寸法	所要スランプ	セメント	単位水量	W/C	S/A	細骨材	粗骨材	混和材		セメント
									ポソリス 5L	空気量	
400	40 mm	7±1 cm	385 kg/m ³	146 kg	38.0%	36.0	658 kg	1215 kg	963 g	20%	宇部普通セメント

報 告

の裏側に $\phi 16$ mm 鉄筋を 15 cm 間隔で格子状に配置し補強した。次のコンクリート打設の際には金網からもれたモルタルを取り、金網は埋殺しとした。実際には金網の下側で約 5~6 l のモルタルもれを認めた程度で、金網を鉛直打継目に使用したことは有効であった。

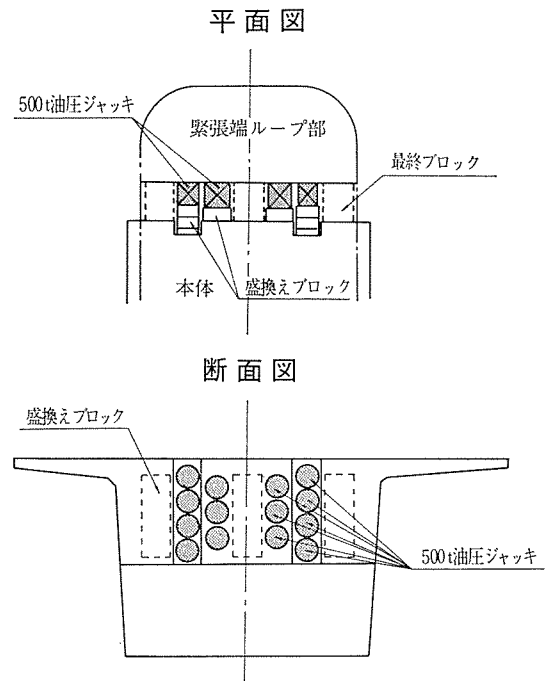
寒中養生は打設したコンクリートの上を直ぐシートで覆って風による温度降下を防ぎ、夜間はシート内にアイランプを配置し保温養生をした。

(3) プレストレッシング

緊張作業は桁の両端に切欠き部を設け、その部分にコンクリートのループ部（ループ状に P C 鋼材を巻き付けたコンクリートの緊張ブロック）を設け、桁本体とループ部の間を油圧ジャッキでループ部を押し出すことにより桁にプレストレスを与える。緊張作業は全緊張力を 6 段階に分けてプレストレスを導入し、緊張日程は最終コンクリート打設後 3 日経ってから第 1 次緊張を始め、コンクリートの強度を確認しながら 12 日間で全緊張力を導入した。

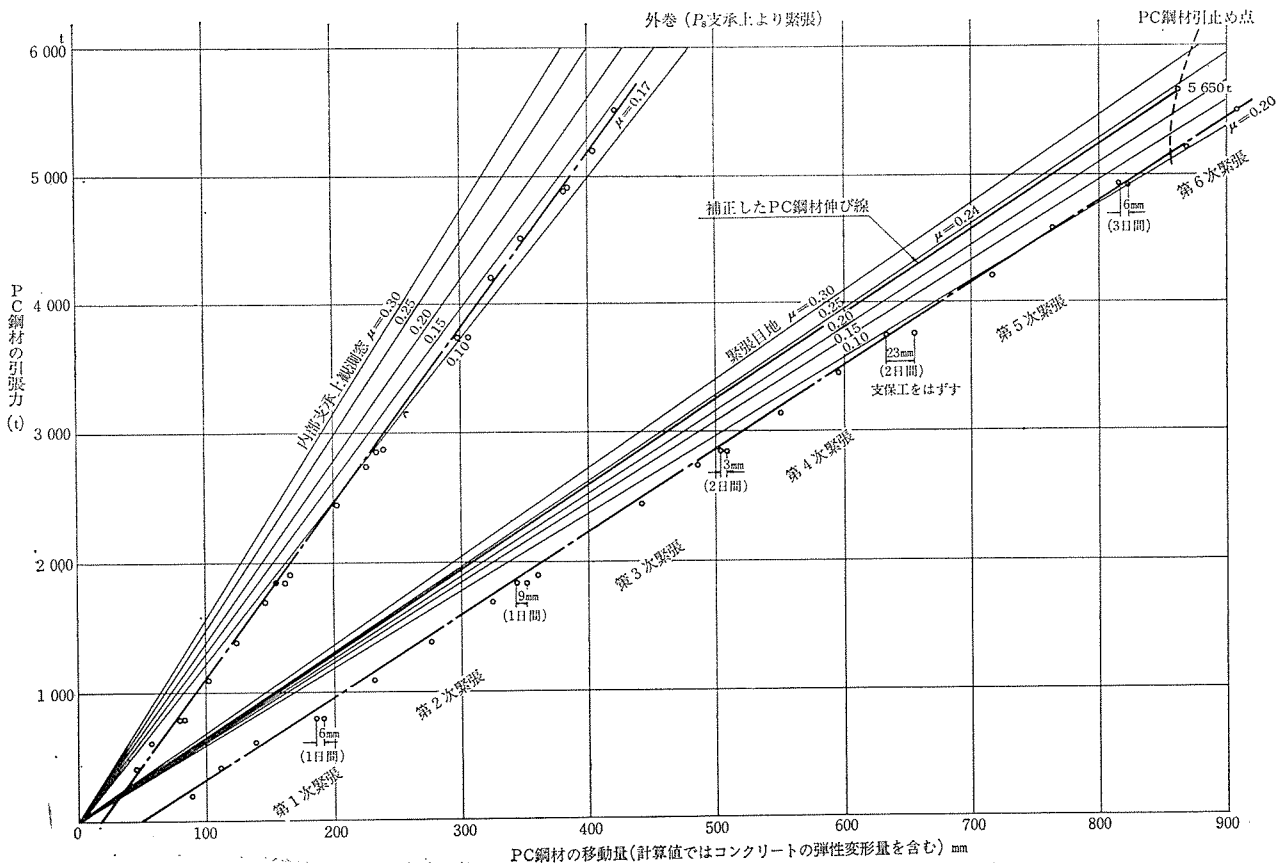
4 次緊張を終了した段階になると導入されたプレストレスにより桁自重が保持されるので径間部の支保工をはずし始める。緊張にあたっては、500 t 油圧ジャッキを 4 台~14 台、油圧ポンプ 2 台、分流器 2 基、ポータブルポンプ 1 台を配置し、油圧ジャッキ、盛替え用ブロック

図-7 ジャッキ配置図



のすえ付け、取りはずしにはユニバーサルクレーンを使用した。第 1 次緊張は径間部の材令が古いほうから始め、その後交互に緊張した。緊張管理のため、P C 鋼材の引張力と移動量の関係を測定し、シューの移動量と桁のそ

図-8 5 号桁 P C 鋼材の引張力—移動量



りの測定を合わせて行なった。

P C 鋼材の引張力と移動量の測定は、導入力約 200 t ごとに行ない、緊張管理図にプロットする。緊張管理図は、ケーブルの摩擦係数 $\mu=0.10\sim 0.30$ の範囲で、それぞれの場合の P C 鋼材の引張力に対する P C 鋼材の伸び量とコンクリートの弾性変形を求め、あらかじめ P C 鋼材の引張力—抜け出し量の直線を引いておく。また、各摩擦係数に対する引き止め点も図示する。

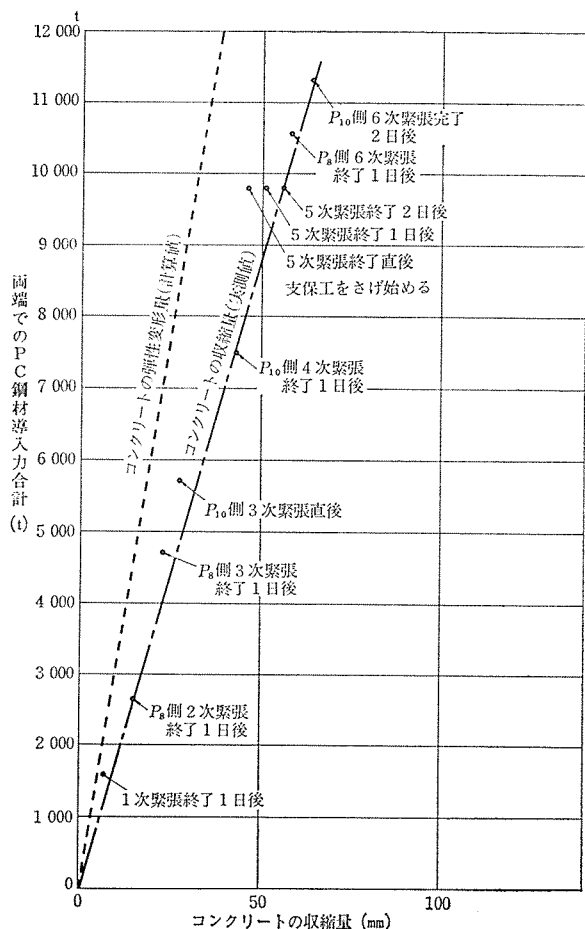
P C 鋼材の弾性係数は、その桁に使用するものについて、つかみ試験を行なって決定する。

図—8 は、5号桁の緊張管理図であるが、この場合、P C 鋼材 ($\phi 12.4$ mm 7本より P C 鋼より線) の弾性係数の試験値は $1.92\times 10^6\sim 1.95\times 10^6$ kg/cm² であったが、 1.90×10^6 kg/cm² として P C 鋼材の伸び量を計算している。

このように P C 鋼材の弾性係数を低めにすることは、摩擦係数を大きめに見積ることになるので、この種の扱いについては、プレストレスの不足に対して安全側となる。P C 鋼材の引張力は、あらかじめキャリブレーションした圧力計から読みとり、P C 鋼材の移動量は、緊張目地と内部支承に設けた観測窓で測定する。

緊張目地では、橋体のループアンカーの間隔を上下、

図—9 P C 鋼材導入力—コンクリートの収縮量



左右計 4 点スケールで測って、その平均値を P C 鋼材の全移動量とし、観測窓では、P C 鋼材に直接マークしてその点の移動量を測定する。

また、P C 鋼材の緊張期間中に生ずる桁コンクリートの収縮量を知るため可動シュー、固定シューの移動量を測定した。

P C 鋼材の導入力とコンクリートの収縮量の関係を図—9 に示す。この測定の結果コンクリート桁の収縮量の実測値は計算の倍近くも出ていることがわかる。これは緊張力を 12 日間にもわたって段階的に導入しているので、プレストレスによる桁の弾性変形の他にコンクリートのクリープ、乾燥収縮が進行したものと思われる。

以上の資料より最終緊張力の決定は次のような考え方により決定した。

1) P C 鋼材に与える引張力は圧力計の示度、ならびに P C 鋼材の伸びによって測定し、引張力—伸び関係図に測定値を記入することによって判定される摩擦損失に対してその引止め点を決定する。

2) 図—8 で示されているように測定値をプロットし、これらの点を結んだ線の勾配によって摩擦係数が判定される。

3) 引張力—移動量直線の横軸(移動量)との切辺が P C 鋼材の遊び量である。図—8 からこの遊び量は 50 mm となる。

4) 各緊張段階の終了時の伸びと、次の開始時の伸びとは同じ緊張でも差があるが、この原因には次のことが考えられ。

① P C 鋼材とシース間の摩擦がおくれて切れ、伸びがあとから増加する。

② 次の緊張までの間(約 1 日)に P C 鋼材のレラクセーション、コンクリートの乾燥収縮が生じ、その分だけ P C 鋼材の移動量が増加する。

設計計算では②の要素は最終緊張後に生じ、P C 鋼材の引張力はそれだけ低下すると考えているので、上記の 2 つの原因による移動量はみかけ上、P C 鋼材の伸び量と考えても応力的には差しつかえなく、安全である。

5) ただし、摩擦係数だけを取り出して考えれば②の原因による移動量は含めてはならない。

本橋の場合は P C 鋼材の応力に余裕があるので、設計荷重時の P C 鋼材の引張力のロスを少なくするために②の原因と見られる P C 鋼材の移動量を除いて摩擦係数を判定し、これによって P C 鋼材の引止め点を決定する。

6) ①の原因による移動量と②の原因による移動量とはっきり区別することはできないが、P C 鋼材のレラクセーションは $0.7\sigma_{pn}$ の荷重 1000 時間で 3% 程度、約

1.5%~2.0%と見られる。本緊張の場合除々に引張力が増加するので、緊張期間中のレラクセーションは約 1.0%、P C 鋼材の伸びに換算して約 1 cm と推定される。

また、コンクリートのクリープ、乾燥収縮については、緊張期間中のシュアの移動量の測定の結果、これが弾性変形の計算値より約 3 cm 大きいので、その移動量がコンクリートのクリープ、乾燥収縮によるものと推定される。したがって、約 4 cm が②の原因による移動量と考えられるが、簡単のために①+②の移動量の半分が②の原因とし、これを差し引いた移動量によって摩擦係数を判定する。

7) 引止め点を決定するには緊張端の P C 鋼材の移動量によるが、中間観測窓での移動量にもとづくと若干摩擦係数は少なくなる。

以上より前述 4) により緊張作業中に生じた P C 鋼材のレラクセーション、コンクリートのクリープ、乾燥収縮などによる移動量を含めた引張力～移動量関係図は 図-8 に示され、これから推定される摩擦係数は、 $\mu=0.20$

図-10 緊張力の引きもどし

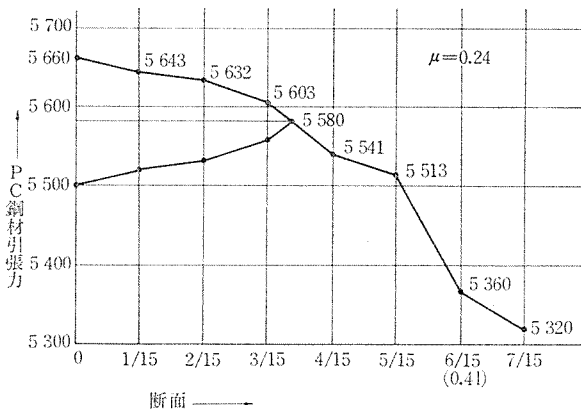
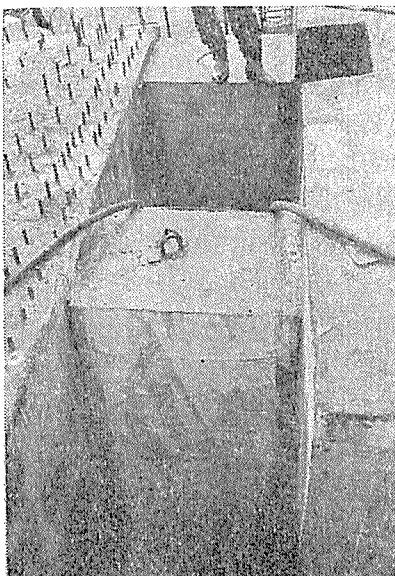


写真-2 最終ブロック



となり、P C 鋼材の遊び量は 50 mm となる。次に前述 6) に従って①+②の移動量の半分が②の原因として、これを差し引いた移動量による引張力～移動量の直線を引くと、これから推定される摩擦係数は $\mu=0.24$ となる。

したがって、引止め点、すなわち

所要緊張力は緊張計画に従って $P_{T0}=5650t$ となる。この結果 $P_{T0}=5660t$ まで緊張力を与えた。

緊張後、後述のように所定の寸法に作ったプレキャストのコンクリートブロックを緊張目地にそう入し、5500t まで引きもどした後、ブロック前後の 2 cm 程度の間隔にアルミナセメントモルタルを充填する。このモルタルの硬化後、ジャッキを取りはずして、目地部に配筋してコンクリートを打設する。また、この引きもどしによる影響が設計断面の 6/15 (0.41) 断面まで及んでいないことを 図-10 により確かめた。

次に最終ブロック寸法を示す。

$\mu=0.02$ として	
P C 鋼線の伸び量	864 mm
P C 鋼線の遊び量	50
緊張前の緊張目地間隔	50
緊張終了時の緊張目地間隔	964
最終ブロック厚	880 mm

最終ブロック前後に $\phi 22\text{ mm} \times 2$ を取り付けると、

$$L \times 880 + (22 + 22) \times 2 = 968\text{ mm} > 964\text{ mm}$$

最終ブロック形状

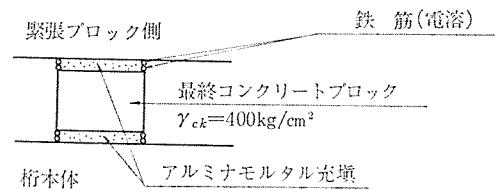


表-5 ケーブルの摩擦係数 (μ)

	5号桁	4号桁	2号桁	3号桁
外巻きケーブル	0.24	0.24	0.22	0.16
内巻きケーブル	0.24	0.22	0.21	0.17

以上は、4連の桁のうち最初に施工した 5号桁の外巻きケーブルについて述べたもので、この桁が最も桁の変形が大きく、また、P C 鋼材引張力～移動量線の横移動量が大きかった。5号桁以降の桁についても同じ方法でケーブルの補正摩擦係数を求めると 表-5 の結果となる。

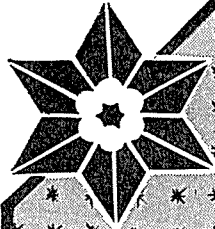
ただし $\lambda/\mu=0.0035$ としている。

4. あとがき

11年前の昭和 34 年、わが国ではじめてバウルレオンハルト工法によって赤穂線吉井川橋梁 (支間 33.2 m, 3 径間連続桁) が施工された。今回くしくも同じ川に、世界でも最大級の規模を持つ P C 鉄道橋が、施工され無事完成することができたのは、P C 技術の著しい進歩を示すものと思われる。本橋の施工にあたっては国鉄構造物設計事務所、大阪工事局、ならびに同岡山工事事務所の指導を受けた。

1971.2.22・受付

東京製鋼製品



PPC

JIS G 3536

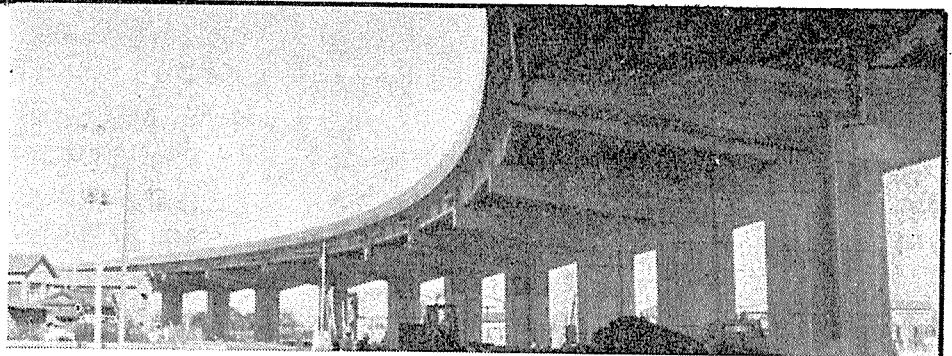
鋼線・鋼より線
BBR工法鋼線
多層鋼より線 (19~127本より)

製造元 東京製鋼
発売元

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階
電話 (211) 2851 (大代表)

鋼弦コンクリート

設計
施工
製造



首都高速道路7号線

九州鋼弦コンクリート株式会社

取締役社長 山崎 銚 秋

本店	福岡市天神二丁目12番1号 天神ビル (〒810)
	電話 福岡(092)76-5027・74-2374・74-0291 (75-6031-内線317・346・347)
福岡支店	福岡市天神二丁目14番2号 証券ビル (〒810)
	電話 福岡(092)74-7963・78-3961・75-1343 (75-1961-内線235・230)
建築事業部	福岡市天神二丁目12番1号 証券ビル (〒810)
	電話 福岡(092)77-4029 (75-1961-内線222)
大阪支店	大阪市北区芝田町97 新梅田ビル (〒530)
	電話 大阪(06)372-0382~0384
東京支店	東京都港区新橋四丁目24番8号 第二東洋海事ビル (〒105)
	電話 東京(03)432-6877~6878
営業所	大分営業所・宮崎営業所・広島営業所
工場	山家工場・大東工場・関東工場・下淵作業所・筑豊工場・甘木工場・夜須分工場・大村分工場