

小淵橋の設計と施工について

津 野 和 男*
中 平 蔚**

要 旨 小淵橋はさきに本誌 Vol. 3, No. 5, において報告された“扇状定着によるレオンハルト工法の実験”の結果にもとづいて、実際に施工した一例である。ここに工事の主要な部分がすべて終了したので、その計画、設計、施工の概要について報告するものである。

1. ま え が き

本橋は神奈川県と山梨県の県境に近く、相模湖に注いでいる境沢を越えるものであって、木橋の老朽化のために架けかえられた 神奈川県の受託橋梁である。目下 37 年 1 月末竣工を目ざして工事が進められており、完成の際はこの地方の木材、薪炭の運搬路として、また観光ルートとして重要な役割を果たすことが期待されるものである。

工事概要は次のとおりである。

工 事 費：10 000 000 円（工費 9 200 000 円）
路 線 名：町道名倉一小淵線
位 置：神奈川県津久井郡藤野町小淵地内
橋 格：二等橋 TL-14 フルプレストレス
橋 長：40.0 m（スパン 36.75 m）
有効巾員：4.0 m（全巾 4.60 m）

2. 計画と構造型式

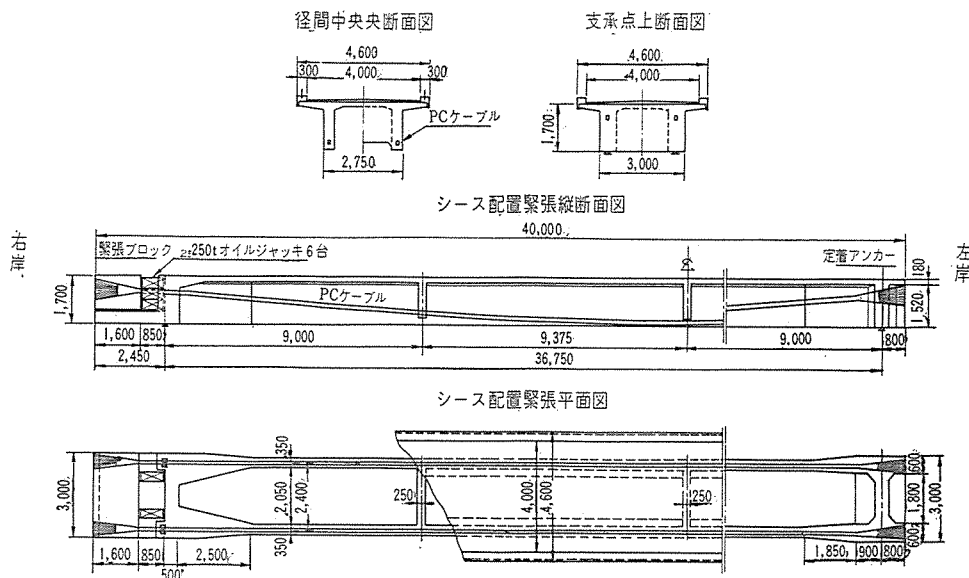
本橋はスパン 36.75 m の二主桁より成るプレストレスト コンクリート単純橋であって、床版は鉄筋コンクリート構造とした。本橋の架設地点である境沢付近は崩落土がかなり堆積し、基礎地盤が桁下 8 m の深さに位置しており、橋脚を設けることはむしろ不経済となるので、一径間単純構造を選んだのである。この程度の構造型式としては、PC の各工法が考えられるが、本橋の場合、前後の取付道路が未改良である上、曲線が入っており、一本 70~80 t の桁を製作して引き出すことは困難であるので支保工によらざるを得ない。この場合プレストレス工法として容易かつ合理的にして、工期の短縮できるものを選定条件とし、レオンハルト工法を採用した。一般構造は図-1 に示すとおりである。レオンハルト工法の定着方式にはループ状定着と扇状定着の二つがあるが、前述は実物大実験によって確信を得たので、単純 PC 橋としてドイツに多くの例を見る扇状定着を採用したのである。

3. 設 計

（1）設計条件

コンクリート
圧縮強度（材令 28 日） 300 kg/cm²
“（導入時） 260 “

図-1 一般構造図



* 神奈川県土木部道路建設課 ** 大成建設土木部設計課

クリープ係数	$\phi=2.0$
乾燥収縮度	$\omega=15 \times 10^{-5}$
温度変化	$\pm 15^{\circ}\text{C}$
PC鋼線 ($\phi 3\text{ mm}$ 7 本より, 公称径 9.3 mm)	
引張強度	176 kg/mm^2
降伏点強度	150 "
破断伸び	4.0 %
弾性係数	$1980\,000\text{ kg/cm}^2$
レラクセーション	5 %
断面積	$5.16\text{ mm}^2/\text{本}$

許容応力度: 土木学会 PC 指針による。

(2) 断面方向

床版に生ずる活荷重曲げモーメントの解析に当っては鋼道路橋示方書, Pucher, Pegaud, Hoeland 等の影響面理論にもとづく表を利用し比較検討の結果, 径間中央断面および支点断面は Pucher, 片持版支点断面は Hoeland の表をおのおの用いて活荷重曲げモーメントを算出した。さらにこの曲げモーメントの腹部への伝達をも考慮に入れた。なお, 死荷重曲げモーメントは腹部の下縁をヒンジとするラーメンとして解析した。これらの結果にもとづき SS 41 材で配筋した。

(3) 橋軸方向

主桁の設計に当っては DIN 1072 等による検討の結果, 全断面有効と考えた。荷重は鋼道路橋示方書の二等橋荷重を用い, 有効巾員に全巾載荷するものとした。緊張の方法は扇状定着を用いて左岸可動沓側の腹部に PC 鋼材を固定し, 固定沓側の突桁上に可動ブロックを置き片側より緊張力を導入し, 図-3 のように PC ケーブルを配置した。摩擦損失については DIN 4227 により角度変化による摩擦係数 $\mu=0.15$, 長さによる摩擦係数 $\beta=0.2^{\circ}/\text{m}$ として計算した結果, 径間中央断面で 3.3 % の損失となった。以上のような諸条件により, 導入端における所要緊張力を 1150 t とした。なおその結果, 設計荷重時の下縁応力度の最小値は $+3\text{ kg/cm}^2$ であった。

この緊張力に必要な 9.3 mm PC ストランド 192 本は図-2 に示すように箱型のシース内に 8 列 12 層の 96 本ずつおさめ, 図-3 に示すようにそれぞれの主桁に折れ

図-2 シース断面図

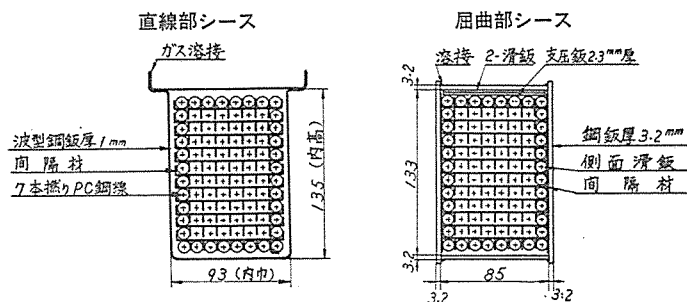
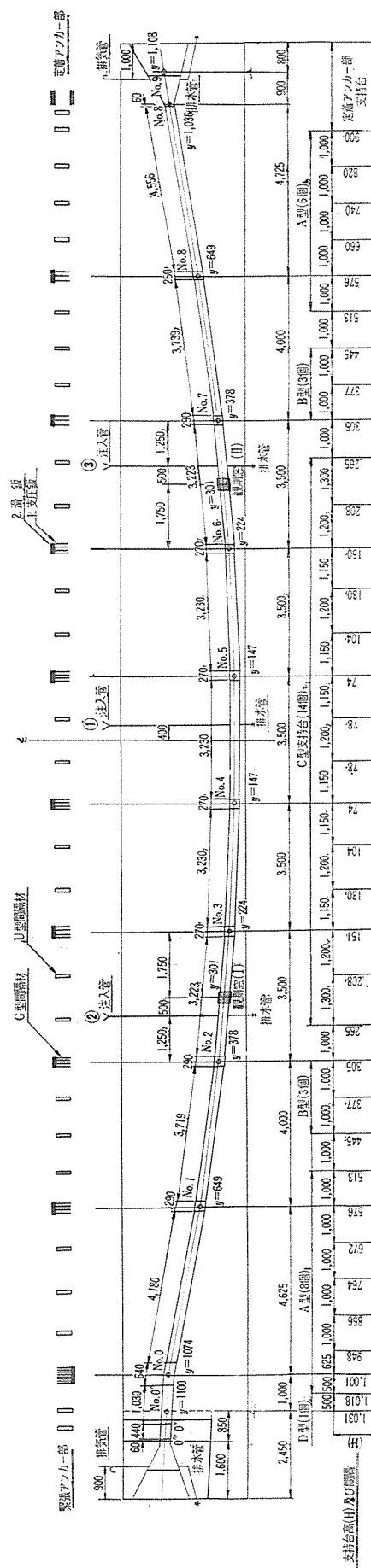


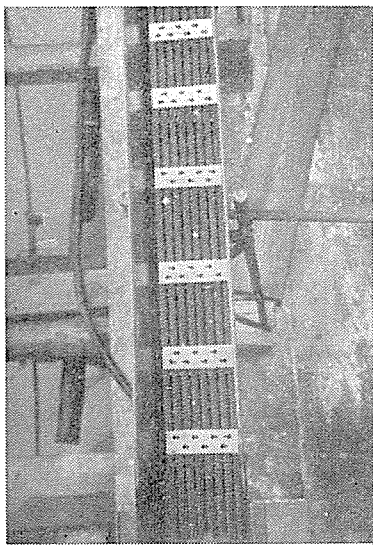
図-3 シース配置図



線状に配置した。この集中式ケーブルは本工法の特徴とするところである。すなわち折れ角の部分のシースは図-2の右に示すように板厚 3.2 mm の箱であり（屈曲部シース）、ここで鋼線は一樣な半径に曲げられる。PCケーブルの緊張により生ずるこの部分の鋼線の屈曲力は、屈曲部シースの円心方向に作用する訳である。屈曲面に作用する支圧応力度 σ はケーブルの緊張力を V 、曲げ半径を r 、シース巾を b とすれば、 $\sigma = V/b \cdot r$ であらわされる。本工法では σ が 80 kg/cm² を越す場合には、この支圧の作用する面で、滑板とそれに接する鋼線層との間に支圧板を置くことになっている。これは大きな支圧力が作用するとき支圧板がないと、緊張中鋼線が滑板をへこまして摩擦抵抗を急激に増すことがあるからである。本橋の場合は $r=8.5$ m で σ は 78 kg/cm² であったが念のために 2.3 mm 厚の支圧板を挿入した。滑板は緊張時の摩擦を低減するためのものであり、板厚 0.5 mm のミガキ帯鋼に滑材としてパラフィンを塗布したものを使用する。本橋では内側に 2 枚、両側に 1 枚ずつ用いた。

屈曲部シースの各列に鋼線の位置のずれがあると、緊張時に外側の鋼線が内側の鋼線の間に押し入ろうとし、内側の鋼線は側方に押し出されて、シースの側壁に支圧力が作用し摩擦が大きくなる。これを防ぐために屈曲部の鋼線は間隔材によって整然と配置する（写真-1）。さらに間隔材は外側の鋼

写真-1 間 隔 材

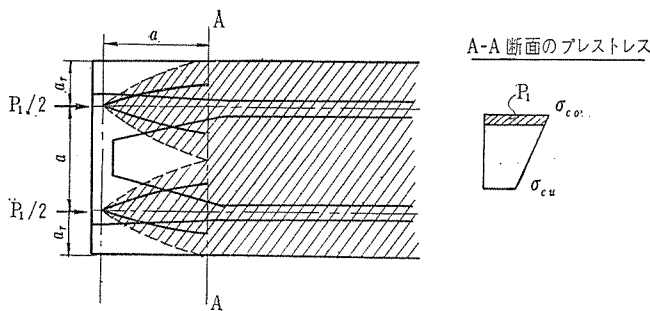


線の屈曲力を内側の鋼線に伝える役もするものであるから、その数、巾は屈曲力の大きさに応じて定められる。本橋では 2.5 cm 巾のものを 10 cm ピッチに配置した。支圧板、滑板、間隔材は緊張時の鋼線の移動を考慮して配置する。屈曲部シースは本工法では最も重要な部分であり内巾の寸法は ± 0.5 mm 程度の精度で製作した。

直線部シース（図-2 左）は厚さ 1 mm の波形板よりなり、最外側の鋼線との間に 5 mm の間げきを置き、直線部に摩擦が生じないようにした。以上のように本工法ではシースの構造を工夫しているので、緊張時の摩擦をかなり減じることができた。

次に緊張に際し、両桁端に導入された緊張力の拡散に

図-4 緊張力の拡散



ともなう生ずるコンクリートの引張応力に対しては腹部は Y. Guyon の方法によった。また床版に関しては次のような仮定にもとづいて鉄筋で補強した。すなわち、図-4に示す A-A 断面において緊張力が全有効断面に分布するものと考え、床版の占める緊張力が図に示すごとく導入端より A-A 断面に二次曲線形に拡散してゆくものとしてコンクリートに引張応力を生ずる成分を算出し、SSD 49 を用い $\sigma_{sa}=1600$ kg/cm² として配筋した。

支圧断面では、設計荷重時の最大ねじれせん断応力度は 6 kg/cm²、破壊時の軸方向斜引張応力度は 5 kg/cm² であった。その他の断面における破壊荷重時の軸方向斜引張応力度はいずれも 16 kg/cm² 以下であったので計算上腹鉄筋は不要であった。

シューについては、緊張端に固定柵、他端に可動柵を各主桁あたり一基ずつ設けた。固定柵の最大反力は 90.5 t で SC 46 材で製作した。可動柵は最大反力 78.5 t で、おもに SC 材より成り滑動に対しては中柵と下柵の間にケルメット合金板を挿入して摩擦を低減した。緊張時プレストレスによる弾性変形、乾燥収縮、クリープを考慮して 30 mm 上柵の中心より下柵の中心を緊張端側に配置した。

(4) 扇状定着

本誌 Vol. 3, No. 5 に報告された、扇状定着法に関する一連の実験結果から、PC ストランドによる扇状定着が十分安全であることが確かめられた。本橋は、わが国初の PC ストランドによる扇状定着である。扇状定着とは、集中ケーブルの PC 鋼材を扇状に拡げてコンクリート中に埋込み、鋼材とコンクリートとの付着せん断力および摩擦力によって定着する方法であって、比較的アンカー部分の応力解析が明確である。本橋における構造は図-5に示す。PC 鋼材の埋込み部分との仕切板となる孔明き板（写真-2）における PC ストランドの鉛直および水平中心間隔は 3.2 cm、2.0 cm であって、埋込み部分のコンクリートをバイブレーターによって完全に打設するため、その部分のストランドの中央部に鉛直方向巾 11 cm の間げきを設けた。

定着力の伝達によって生ずるコンクリート中の引張力の解析に当っては、ドイツにおけるレオンハルト扇状定着設計法に今回の実験結果を加味し、推定された引張力に対し異形鉄筋 SSD 49, $\sigma_{sa}=1600 \text{ kg/cm}^2$ を用いて、ひびわれを小さくするよう、十分配筋した。また孔明き板において PC スtrand の鉛直方向間隔を十分にするためにブロック内で上下にストランドを屈曲する必要が

あった。そのため屈曲半径 $r=2.0 \text{ m}$ により、コンクリートの支圧応力度が 153 kg/cm^2 になったので、これに対しても十分配筋するとともにラッパ状シースの鉄厚を 3.2 mm とし、また屈曲する上下左右の各面にそれぞれ 2.3 mm の支圧板 1 枚、 1 mm の滑板 1 枚を配置した。

なお、扇状アンカー部のコンクリート強度は $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$ として設計したが、施工に当っては $\sigma_{28}=500 \text{ kg/cm}^2$

図-5 扇状定着ブロック構造図

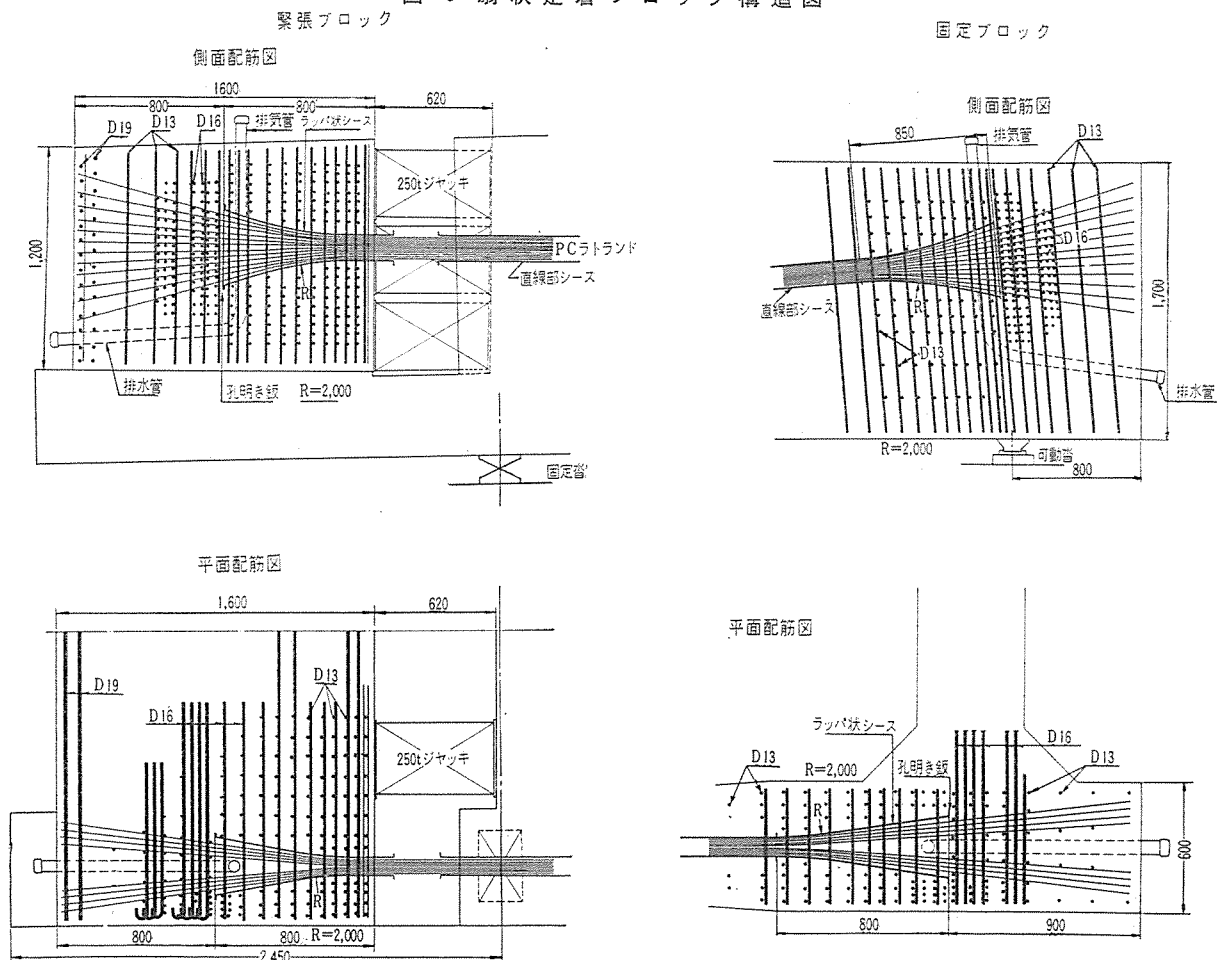


写真-2 ラッパ状シース孔明き板

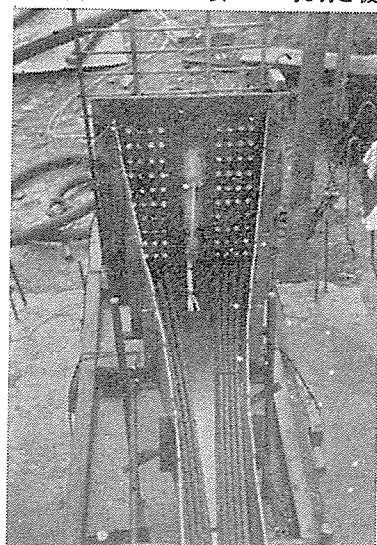
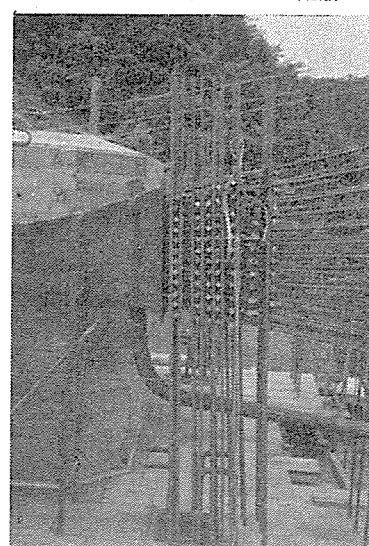
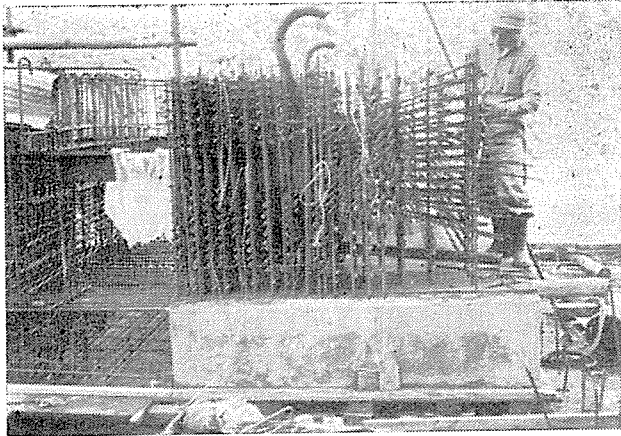


写真-3 固定ブロック配筋



写真—4 緊張ブロック配筋



cm² として十分安全を期した。

4. 施 工

施工の概要を施工順序に従って述べる。

(1) 支 保 工

まず、兩岸の橋台完成後、それぞれの下沓を所定の位置に設置し、支保工の組立てに取りかかったが、途中台風のため相模湖が増水し、潜水夫によらざるを得なかったので種々問題も生じ工期も少なからず遅延した。

支保工の構造は 図—6 に示す強固なもので、松材（径 18 cm）を支柱とし、これに I 鋼（300）をかけた。支保工の組上げに当っては垂直材と水平材との継目で、せんい直角方向の支圧面積が不足しないよう注意し、セメントペーストをはさんで安全を期した。また支保工の上げ越しは各支保工ごとに設けた 15 t ジャーナル ジャッキで調整した。上げ越し量は、桁が全静荷重作用時において 1/200 のパラボラとなるよう、プレストレスおよび全静荷重による弾性的たわみにコンクリート クリープによる影響を考慮し、さらにコンクリート打設時の支保工の沈下量を加味して決定した。支保工の沈下量は吉井川橋梁の場合を参考にして 20 mm と推定したが、実際は後に述べるような打設の結果、以下のような測定値になった。測定は上流側の側型わくに 1 mm 目盛の折尺を各支保工ごとに貼りつけて行った。

表—1 支 保 工 沈 下 量 （単位：mm）

測 定 点	0'	0	1	2	3	4	5	6	7
桁打設後	4	3	7	10	9	11	12	6	3
床版打設後	1	0	3	7	8	7	9	5	0
計	5	3	10	17	17	18	21	11	3

以上の結果、桁に悪い影響は生じなかった。

(2) シース配置および鋼線の布設

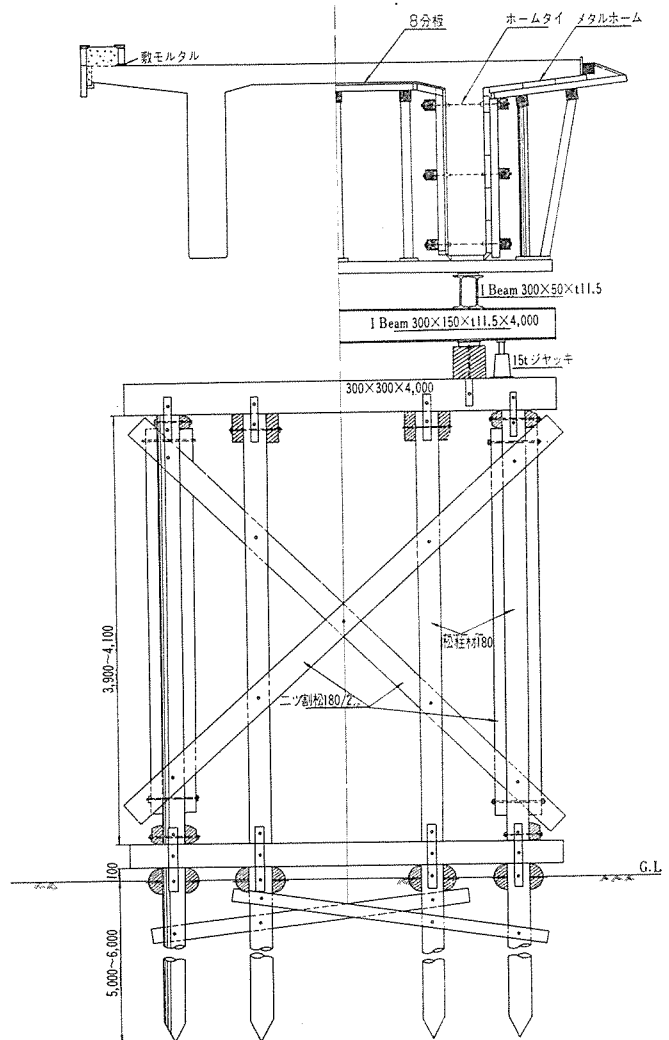
支保工の完成後内型わくを組立て、ただちにスターラップを配置した。この間右岸の傾斜面を利用してコンク

リート設備を急いだ。

ミキサは 14 切自動傾胴式のもので、練り上げたコンクリートは、床版型わくの上に設けた足場上を運んだ。

緊張ブロックが乗る突桁部分はあらかじめコンクリート打ちし、鋼板を貼りつけそれに十分グリスを塗布し、さらにその上に鋼板を置いて扇状アンカーの鉄筋を組み

図—6 (a) 支保工および型わく構造図



1 ステージング木材使用量

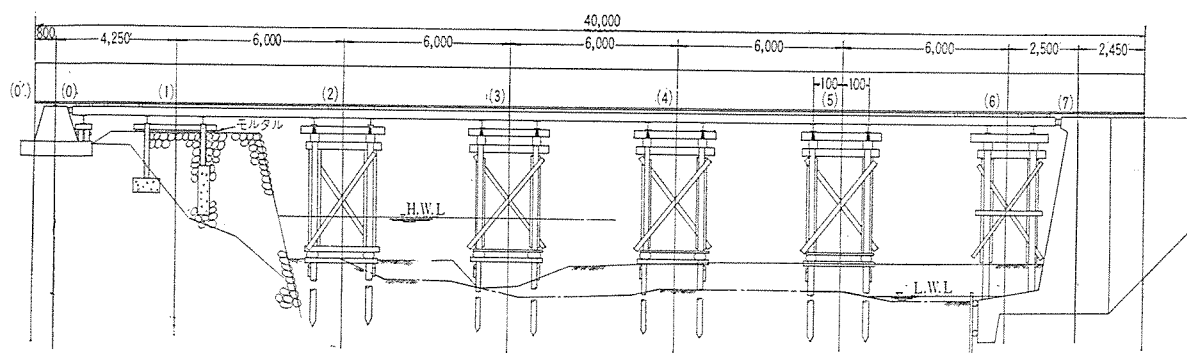
松 杭	松	0.180 ² m×5.5 m×8 本
タイコ落し	〃	0.300×0.21×4.0×2 本
タイコ落し	〃	0.100×0.12×2.7×4 本
柱	〃	0.180 ² ×4.0 m×8 本
二ツ割	〃	(0.180 ²)×1/2×5.4 m×8 本
二ツ割	〃	(0.180 ²)×1/2×2.7 m×8 本
タイコ落し	〃	0.100×0.12×2.7×平均 6 本
角 材	〃	0.100×300×2.5×4 本
角 材(m)	〃	0.300×0.300×4.0×2 本
〃	〃	0.300×0.30×3.0×2 本

キャンバ材堅木 足場丸太

1 ステージング当り金物使用量

ボ ー ル ト	φ 12 mm×4.50=78 本
ボ ー ル ト	φ 16 mm×4.50=18 本
ペ ー ジ	P 1.50×3.2×500=32 枚
鉋	φ 12 mm× $\frac{50}{200}$ =32 本

図-6 (b)



上げた。そのため緊張にともなうこの部分の摩擦はほとんど無視された。

スターラップの配筋後、シース支持台を所定の位置に配置し、直線部シースがこの間で真直ぐになり、しかも確実に所定高に支持されるとともにシースと桁の中心線が一致するように十分注意した。本工法においてはシースの鉛直方向の許容誤差は桁高の $1/200$ 以内、水平方向の許容誤差は $\pm 2 \text{ mm}$ 以下であるため特にこの点に注意を払った。シースの支持台は、桁中央部の低いものは桁と同じ品質のコンクリートブロックとし、両端部に近い高いものはコンクリートブロックに鉄筋を立てて作った。支持間隔は $1.00 \sim 1.30 \text{ m}$ であり、コンクリートの打設時に動かないようにした。

全シース配置後、その高さを再検査し、シース内部を掃除し、間隔材の位置をシース側面に記入した。また下向き屈曲部およびラップ状シースの下面には滑鋸、支圧鋸を挿入して鋼線の布設に移った。

本橋は扇状定着法であり、橋長 40.0 m であるため、ループ状定着のときに使用するような鋼線敷設車を使用せず、定着端側の岸におかれたリールから数人がかりで鋼線を引き出し、 40 m に切断し、一端を扇状アンカーの孔明き板に差し込んで固定し、そこからシース中に落し込んで行って他端の孔明き板に差し込んだ。このようにして左右の桁に交互に鋼線をシースに落し込み間隔材でもって鋼線間隔を写真-1のように整然と保ちながら布設を完了した。側滑板は鋼線層が半分近くなったときに挿入した。

布設完了後、上向きの屈曲部に滑板、支圧板を置きシースの蓋を閉じた。直線部シースはガス、屈曲部シースは電気で点溶接した。この際、鋼線が高熱を受けない

ように十分注意し、間げきはすべて、セメントペーストが漏入しないようにオイルパテで入念に密閉した。

(3) コンクリート打設

全配筋を終了してから外型わくを組立て、コンクリート打設に移った。

打設計画に従って、緊張時に最も強度を必要とする両扇状アンカーから打設した。この部分は鉄筋が錯綜している上に硬練りコンクリートをかなりの高さに打つため $8000 \sim 10000$ 回転のフレキシブルバイブレーターを用いて入念に施工した。

中2日において桁部を施工した。前述したように支保工が静荷重に対して十分安全であることが確かめられたので、桁の中央に仕切りを設けて、最初に定着側に向かって左右の桁に均等に打設した。次に緊張側に向かって施工した。約 40 m^3 のコンクリートを1日で順調に打ち終えることができた。この際、シースの下面にコンクリートがよくまわるよう、特に注意した。

コンクリートの配合は次に示すとおりである。これは実際に使用する現場の骨材を使用して試験練りした結果にもとづくものである。目標強度は安全を期して桁用として $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$ 、扇状定着部用としては $\sigma_{28} = 500 \text{ kg/cm}^2$ としPCストランドの定着性を増すためアルミ粉末を混入した。

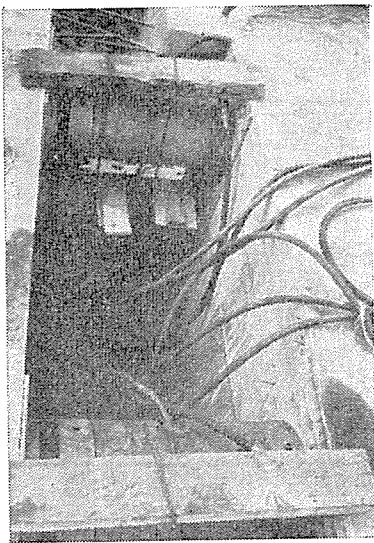
(4) プレストレス導入(緊張工)

本工法では全緊張力を一時に導入するので作業行程は慎重を要する。本橋では床版打設後17日目に死荷重とつり合うだけの緊張力 (800 t) を与え、支保工のジャーナルジャッキを降下させた。この計画緊張力は 250 t ジャッキ(写真-5)6台を用いてPCケーブルのすぐ内側に鉛直方向におのおの3台ずつ配列し、左右のケーブ

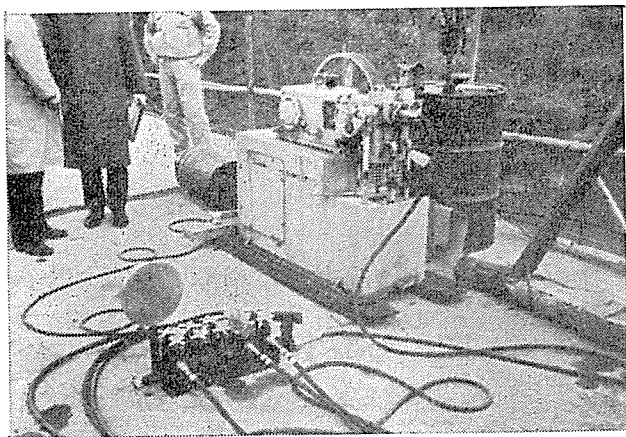
表-2 コンクリート配合表

	セメント (kg/m^3)	砂 利 (kg/m^3)		砂 (kg/m^3)	ポゾリス No. 8 g/m^3 (0.25%)	アルミ粉 g/m^3 (0.002%)	スランプ (cm)	水 (l/m^3)	w/c (%)	空気量 (%)
		30 (mm)	10 (mm)							
桁および床版	380	1125	—	750	950	—	3~5	161	42.4	4.0
扇状定着部	450	—	998	651	1125	9	3~5	178.8	39.8	6.3

写真—5 250 t オイル ジャッキ(ロックつき)



写真—6 油 圧 ポ ン プ

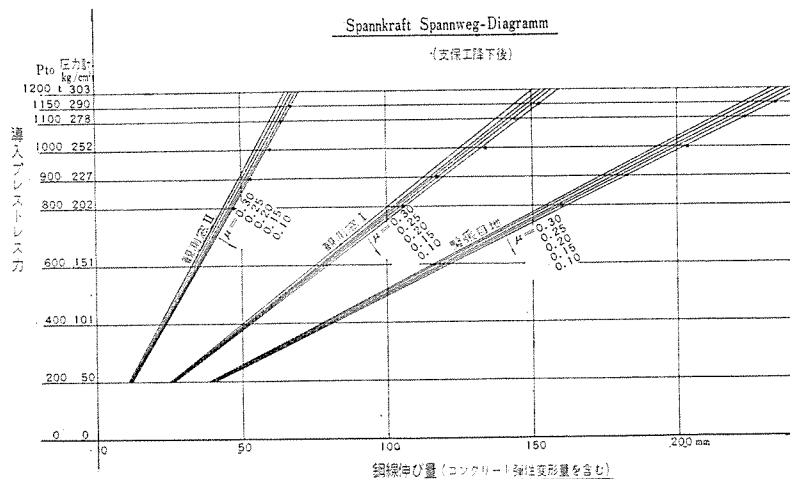


ルが同じ伸び量を示すように注意しながら、吐出量 1.7 l/min のポンプ 1 台 (写真—6) で各ジャッキを連動導入した。ジャッキに装備されたロックによって最終緊張まで、このままの状態を保ち、10 日目 (床版材令 27 日) に最終緊張力 1150 t を導入した。そしてただちに、目地に早強のコンクリートを打設した。緊張作業は設計導入力を入れるため、桁の中間 2 カ所に設けられた観測窓 (図—3) および緊張目地で、鋼線の移動量を測定し、実際に生ずる摩擦係数を算定した。実測の結果、摩擦係数は $\mu=0.10\sim0.15$ の値を示した。図—7 は緊張力と鋼線の伸び量を摩擦係数によって表わしたもので、実測値の点は左右の桁の平均値を示す。

(5) グラウト注入

緊張が終了し、緊張目地にコンクリートを打設し終ると、ただちにシース中にグラウトした。本工法では、シースの最低点よりグラウトするから 図—3 のように、直線部シースの最低点に注入口を設けた。なお本橋においては安全を期し、図のように補助の注入口を二つ設けた。これは注入管の下の鋼線が、ふるいの作用をして、

図—7



ここでグラウトがつまる恐れがあるからである。本橋における注入は、初めにシースを水洗いし、図—3 に示す番号の順に注入管よりミキソプレス (2 袋練用、回転数、混合時 110 回/min、貯蔵時 55 回/min) を用い、 $w/c=42\%$ のセメント ミルクを注入した。ついで 1 次注入の約 2 時間後再注入を行ない、分離水と薄いモルタルを押し出した。

この際のドイツ式沈入試験器による沈入値は 38~41 秒であり、気温は $9.8\sim17^{\circ}\text{C}$ 、ミルクの温度は $12\sim13^{\circ}\text{C}$ 、セメントは 1.2 mm のふるいであらかじめふるったものを使用し、ポゾリス No. 8 をセメント量の 0.25% 用いた。注入量は約 1200 l であった。なおセメント ミルクの強度は押しぶた缶法によって試験した結果、 $\sigma_{14}=340 \text{ kg/cm}^2$ であった。

5. あとがき

緊張目地のコンクリート強度をまって、最終緊張後 8 日目にジャッキを取りはずした。これで工事の主要部分はほとんど無事終了することができたのである。現在は高欄、舗装、取り付け道路等の工事を急いでおり、相模湖の減水を待って支保工取りのぞきの予定である。

以上、小淵橋の設計と施工について紹介したのであるが、応力測定、その他について後日また紹介する機会を持ちたいと考えている。

結果的に見て、この程度の支間をもつ PC 桁に対して扇状定着方式のレオンハルト工法を採用したことは、工期、施工、プレストレス導入等の諸点において一応成功していると思われる。

PC 工法の将来の発展のための一資料となれば幸いである。

1961.12.25・受付