

中央高速道路本谷川橋・園原橋の施工について

堀 三千男* 山田 憲夫**
古川 康雄*** 富田 邦甫***

1. ま え が き

本谷川橋工事は、昭和45年2月に着工し、昭和47年1月に竣工した。本谷川橋・園原橋の設計についてはすでに本誌 Vol. 13, No. 3 で報告したが、本谷川橋は3つの橋梁から構成されており、第一橋、第二橋は2径間Tラーメン橋、第三橋は3径間有ヒンジラーメン橋である。全橋ともディビダーク方式の片持ばり張出し架設によった。他方、園原橋は55°の斜橋でPC箱型断面単純桁とRC穴あき床版橋で、全径間支保工上で施工した。ここに両橋の施工概要および振動実験の結果について報告する。なお、第一橋と第二橋の架設時に仮支柱と架設用仮鋼棒を併用して施工したが、その架設方法や施工時の曲げモーメント、支点反力の推移などについてはすでに設計の報告の中で述べたので参照されたい。

2. 工 事 概 要

路 線 名：高速自動車国道中央自動車道西宮線

工事場所：長野県下伊那郡阿智村大字園原

橋 種：プレストレスト コンクリート道路橋

橋 格：一等橋 (TL-20)

構造形式：ディビダーク工法によるPCラーメン橋

フレシネー工法によるPC単純箱桁橋

橋長および支間：

本谷川第一橋 111.300 m (55.00+55.00)

本谷川第二橋 160.650 m (79.50+79.50)

本谷川第三橋 161.650 m
(35.00+72.00+53.00)

園 原 橋 62.835 m (13.15+47.109)

車道幅員：8.500 m (全幅 10.150 m)

図-1 本谷川橋工事の地形

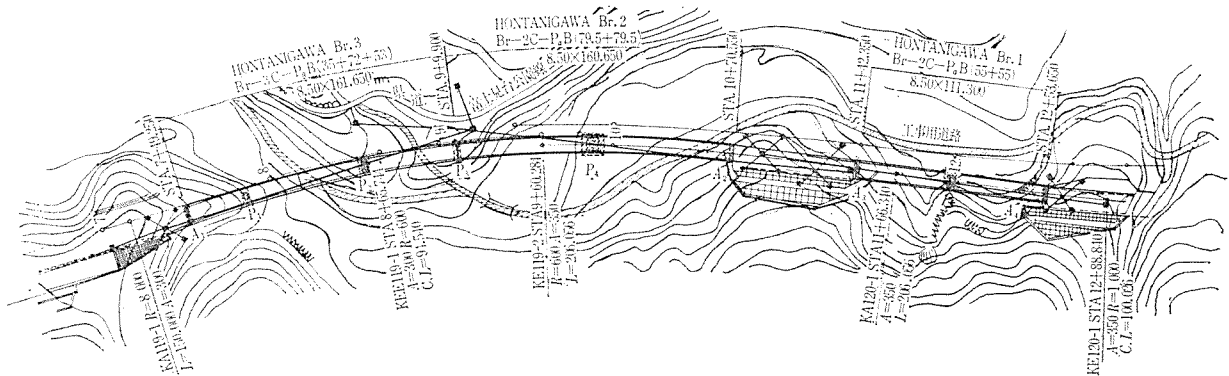
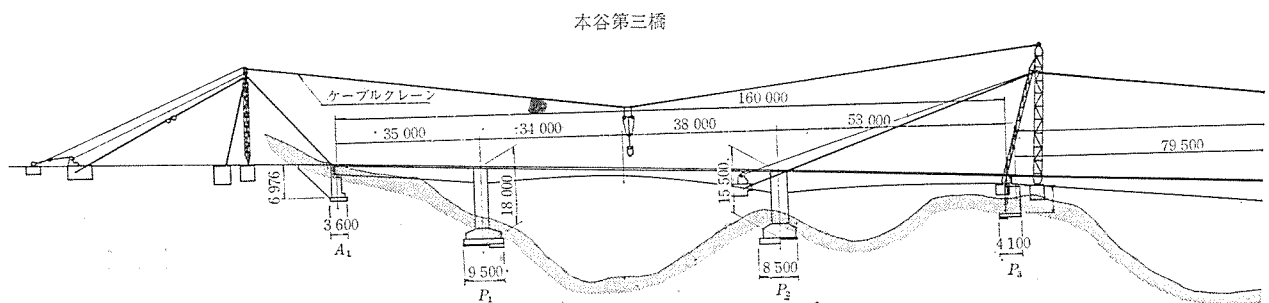


図-2 ケーブル



*日本道路公団飯田工事事務所 ** 日本道路公団恵那山トンネル東工事事務所 *** 住友建設株式会社本谷作業所

最小曲線半径：R=600 m

舗 装 厚：75 mm

使用材料：コンクリート

主 桁 $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$
(早強セメント)

ラーメン橋脚 $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$
(普通セメント)

そ の 他 $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$
(普通セメント)

P C 鋼棒

縦方向 SBPC 80/105 ϕ 33

横方向, 斜方向 SBPC 80/105 ϕ 27

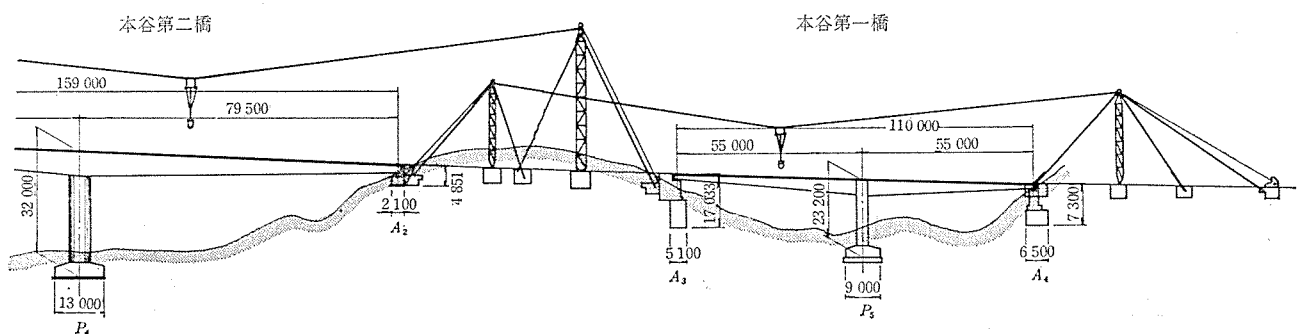
P C 鋼より線 SWPC 7 12~ ϕ 12.4

3. 架橋位置の状況と施工計画

架橋位置の地形は図-1に示すように本谷川をはさんで急峻な山がせまっているため、P₃付近の約700m²の広場を本橋架設の重要な基地とした。本谷川左岸の崖上をとおっている県道から搬入された資材は、ほとんどこの位置に集積貯蔵され、鋼棒置場、加工場、ケーブルクレーンの塔、ウィンチおよび荷役場が集中した。さらに斜面を利用して棧橋を組み、P C 倉庫を建て、P₂付近からは河川敷に降りる工事用道路を設け、橋台、橋脚の掘削用機械を施工箇所まで自走できるようにした。また、フーチング、橋脚施工用の資材も、この工事用道路より直接施工箇所に搬入されるようにした。しかし、柱頭部と片持ばり架設の区間で使用する資材は、河床より20~25mの高さとなるため、ケーブルクレーンによる施工を計画したが、一方、この地方では過去10年間の平均降雨量が2500mm/年を越えたこともあり、4月から8月にかけてたびたび出水し、工事用道路、仮橋が流失しても資材運搬の機能を確保し、工事の中断、遅延をさけるためにも効果的であると考えた(図-2参照)。

ケーブルクレーンは、それぞれ第一橋、第二橋、第三橋上をとおよう三系統を設置し、第二橋、第三橋の施

クレーンの計画



工にあたっては、P₃ 付近のクレーン荷役場から第2、第3ケーブルクレーンによって、それぞれの施工箇所に資材を運搬するようにした。第一橋は、第2ケーブルクレーンを経由して、A₂ 付近で積み替え作業を行ない、第1ケーブルクレーンで施工箇所に運搬したが、第二橋施工中、特にコンクリート打設時には、第2ケーブルクレーンがふくそうするため工事用道路も併用した。表-1にケーブルクレーンの主要諸元を示しておく。

表-1

	第1, 第3ケーブルクレーン	第2ケーブルクレーン
最大スパン	180 m	200 m
設計荷重	2.9 t	2.9 t
主索最大サゲ	9 m	10 m
主 索 (保証破断力)	32 ϕ (62.1 t)	38 ϕ (87.5 t)
巻 上 索 (")	14 ϕ (10.8 t)	14 ϕ (10.8 t)
駆 動 索 (")	10 ϕ (5.5 t)	10 ϕ (5.5 t)
鉄 塔 控 索 (")	18 ϕ (17.8 t)	18 ϕ (17.8 t)

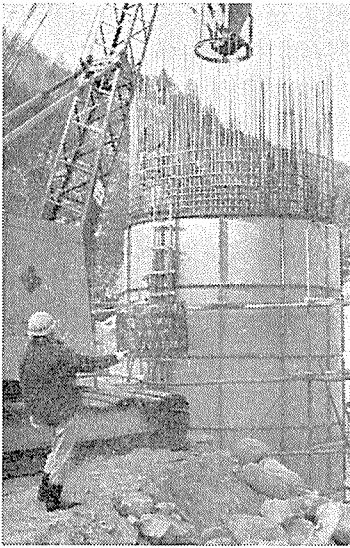
全体の工程計画にあたって、第一橋、第二橋のP₄、P₅橋脚は河川低水敷内にあるため、掘削から躯体立ち上りまでの施工時期を10月以後の湯水期になるようにし、出水しても直接影響のない第三橋のP₂、P₁橋脚の順序で施工に着手した。したがって、片持ばり架設用のワーゲンはP₂で使用したものをP₅に、P₁のものをP₄に転用した。また、ワーゲンの組立て、解体にはクローラークレーン(18t吊り、最大ブーム長24m)を主として使用した。

4. 下部工の施工

河川敷内の工事用道路から、各橋台、橋脚位置までブルドーザー、バックホーの進入路を設けて掘削を行なった。

基礎の地質はすべて花崗岩であるが、その風化は予想以上に深部に達しており、当初設計の基礎底面位置を平均2~3m下げなければならなかった。また斜面に近い橋台支持盤の風化層は、堅硬な岩に達するまで礎段状に切り取り、コンクリートで置き換えた(表-2参照)。

写真-1



P₄ 橋脚は河川中心部にあるため、円形断面の橋脚とし、洪水時の土石流の衝突による摩耗を防ぐため、厚さ 12 mm の耐候性鋼板 (SMA 41) を巻いた (写真-1)。

5. 上部工の施工

(1) 柱頭部

P₂ 橋脚はペコサポート (P-16) により地上から支保工を立ち上げて施工したが、P₁、P₄、P₅ 柱頭部は高さが 20 m 近くなるため橋脚に I ビームを埋込み、片持ばり支保工の形式をとった。また、P₄ 柱頭部では桁高が 7 m で橋脚から張出した部分のコンクリート、その他仮設荷重が 50.5 t/m にもなるので、I ビーム (350×150×12-5

図-3 P₄ 柱頭部支保工

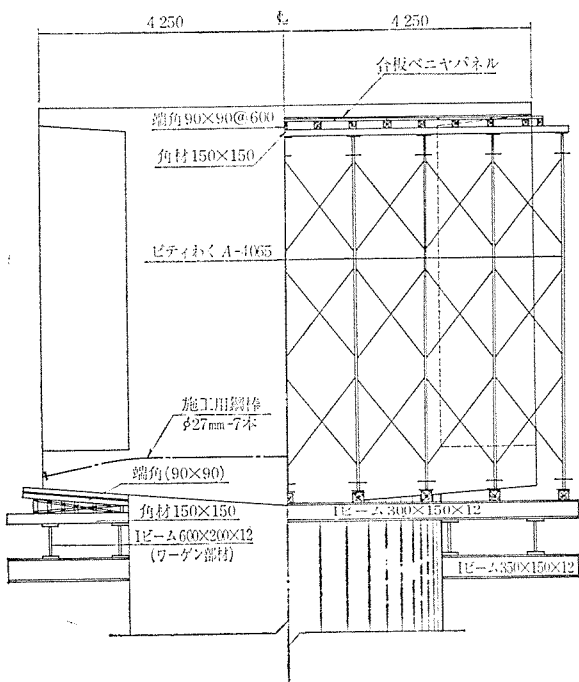


表-2 本谷川橋橋台橋脚変更図

	A ₁ 橋台	P ₁ 橋脚	P ₂ 橋脚	P ₃ 橋脚	P ₄ 橋脚
当初設計基礎					
実施工基礎					変更なし

A ₂ 橋台	A ₃ 橋台	P ₅ 橋脚	A ₄ 橋台
		変更なし	

本) と併用して 図-3 に示すように下スラブ (付根厚さ 80.5 cm) に施工用鋼棒 φ27-7 本を配置、30 t/本のプレストレスを導入し、仮設荷重の一部を持たせ、ウェブ、上スラブ施工後プレストレスを解放した。

(2) 主桁の施工

第一橋、第二橋の施工は仮支柱と架設用仮鋼棒を併用して片持ばり架設されたが、その方法は、すでに設計の

写真-2

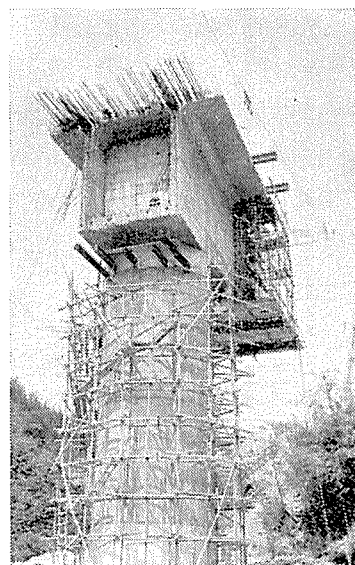


図-4 仮支柱および仮設鋼棒

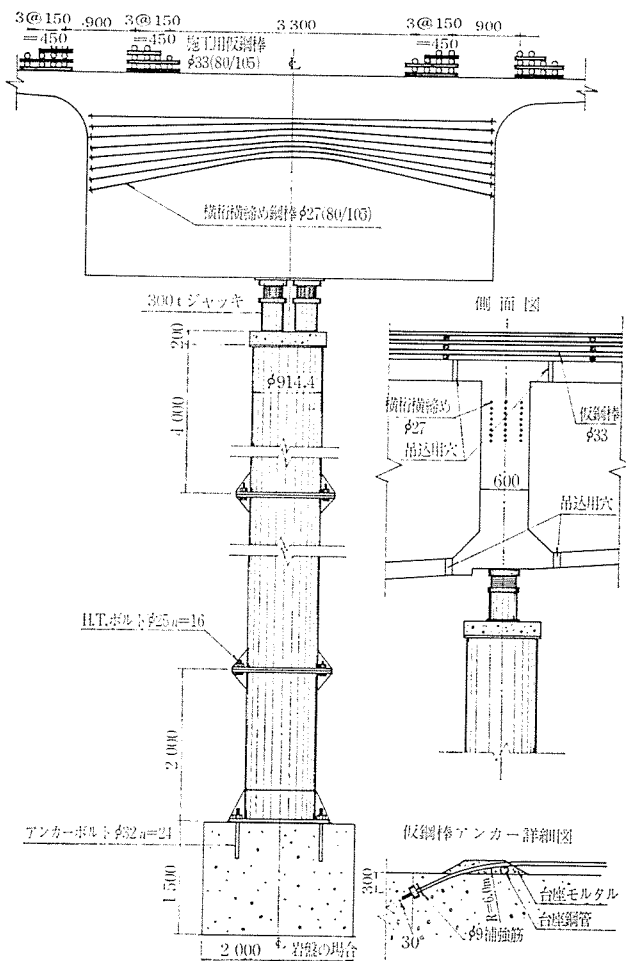


写真-3

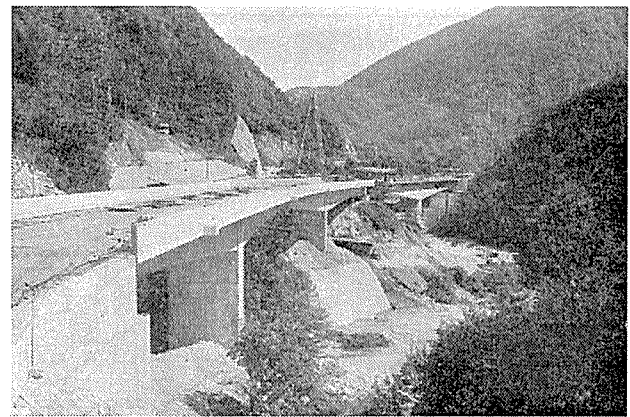
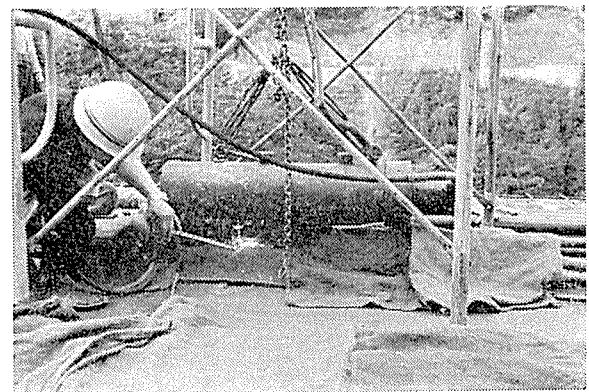


写真-4



報告の中で述べたので、ここでは仮支柱と架設用仮鋼棒について詳述する。

仮支柱の基本構造は図-4に示す。仮支柱による施工は、スパン中央部の応力状態が施工時と完成時では異なり、仮支柱より先のブロックを片持ちり施工するとき桁上縁に引張応力を生ずるため、床版上に架設用仮鋼棒を配置した(各断面配置本数を図-5に示す)。引張応力が -5 kg/cm^2 を越えないよう SBPC (80/105) $\phi 33 \text{ mm}$ 鋼棒 40本(有効緊張力 45 t/本)を配置した。

橋面に仮鋼棒を配置する場合、運搬路およびワーゲンレールの移動に障害とならないようにし、中央部 3.3 m と、レールの位置の 0.9 m をさけて、図-4に示すように3段に配置した。3段の高さを維持するため、中間部 2~3 点にシーsthroughしてコンクリートで盛り上げた。定着はウェブの中とし、0.30 m のかぶりをとるため、最小曲げ半径は 6 m とした。また、鋼棒が桁上縁に出てくる位置の曲線部はまくらコンクリートを打って鋼棒を巻き込んだ。なお、鋼棒の撤去には写真-4

に示す特殊なジャッキを使用した。

次に第三橋の施工順序を図-6に付記しておく。

- ① P_2 ラーメン柱頭部施工後、ワーゲン W_1 組立て。約 60 日遅れて P_1 ラーメン柱頭部施工。ワーゲン W_3 組立て。
- ② P_2 ラーメン No. 1, No. 2 ブロック施工後、側径間側ワーゲン W_2 組立て。同様に P_1 ラーメン No. 1, No. 2 ブロック施工後、ワーゲン W_4 組立て。
- ③ P_2 ラーメン No. 3~No. 20 ブロック施工後、ワーゲン W_1, W_2 解体。 P_1 ラーメン No. 3~No. 14 ブ

図-5 架設用仮鋼棒の配置本数

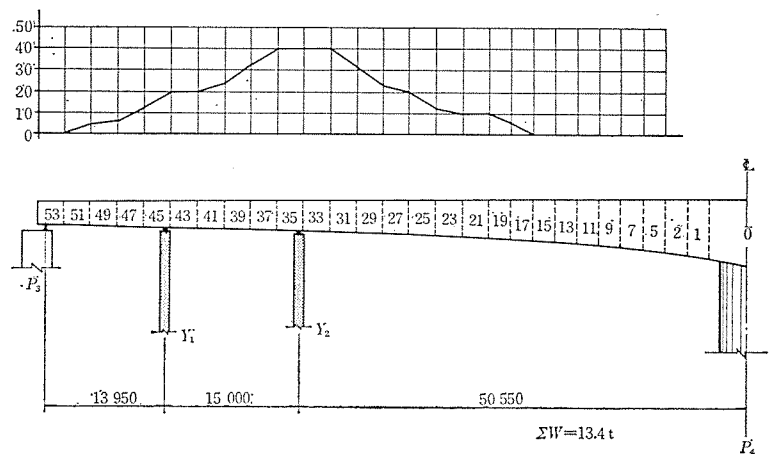
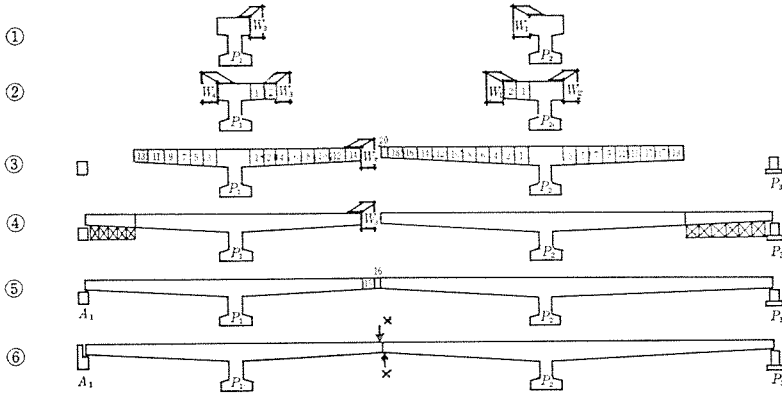


表-3 コンクリート示方配合

種別	粗骨材最大寸法 (mm)	単位水量 (kg)	単位セメント量 (kg)	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	混和剤 (g)	設計強度 σ_{ck} (kg/cm ²)	使用箇所
P ₃ -2	25	144	350	688	1286	41.1	35	3~8	2~4	875	350	主桁
B ₁ -1	25	145	290	723	1251	50	37.5	5~10	3~6	725	240	橋台, 橋脚
B ₃ -1	25	147	350	693	1352	42	36.5	3~8	2~4	875	350	ラーメン橋脚

図-6 第三橋施工順序図



ロック施工後、ワーゲン W₄ のみ解体。この時点までに A₁ 橋台、P₃ 橋脚の施工を完了しておく。

④ P₂ ラーメン側径間ステーシング部施工，端部鋼棒緊張。P₁ ラーメン側径間ステーシング部施工，鋼棒一次緊張。

⑤ P₁ ラーメン No. 15~No. 16 ブロックおよびゲレンク部施工，ゲレンク仮セット。P₁ ラーメン側径間端部残りの鋼棒緊張。P₁ ラーメン，ワーゲン W₃ 解体。

⑥ 支点反力調整，中央ゲレンク部不静定力導入後，ゲレンク鋼棒本緊張。A₁ 橋台パラペット打設。

支点反力調整の設計上の値は，A₁ 側 60.4 t (68.45 mm)，P₃ 側 18.7 t (32.79 mm)，いずれもジャッキダウンであり，中央ゲレンク部不静定力は $X=2\ 697\ t$ (±2.1 mm) であった。しかし，実際には施工誤差により 18 mm のたわみ差を生じ，導入不静定力は約 13 t となり，これによる主桁応力度のチェックをした結果，P₁ 橋脚上で $\sigma_u = \pm 3.385\ \text{kg/cm}^2$ ，P₂ 橋脚上で $\sigma_u = \mp 3.785\ \text{kg/cm}^2$ と小さいため，設計荷重時応力度とあわせ考えても十分安全であった。

6. コンクリート工事

生コンを使用する場合，飯田市内より運搬時間が 40~50 分を要し，ケーブルクレーンによる打設能力は 7~8 m³/hr で，待ち時間を入れると打設終了までには，公団の共通仕様書に規定する 60 分を越えることになる。運搬時間が長くなると，冬期においては打設温度の低下，夏期においては，コンクリート温度の上昇により水和反応が促進され，凝結や硬化が早くなり，品質管理上に問

題があることから，本工事では，隣接するトンネル工事で設置したバッチャープラントを使用した。プラント型式は全自動，1 m³ 強制攪はん式で能力は 40 m³/hr のものである。コンクリートの示方配合は試験練りの結果，表-3 のように決定した。

架設地点の標高は約 700 m で，冬の気温の低下はきびしく，5 年間の平均で 12 月~2 月の最低気温が -5°C 以下が 16 回/月，-10°C 以下 3.2 回/月を記録しており，冬期コンクリートの品質管

理に特に留意した。

コンクリートの練り混ぜには約 50~60°C の温水を使用し，コンクリートの打設温度は，常に 10°C 以上を保つようにした。また打設はできるだけ正午までに終り，日中の気温上昇時に，凍結の心配される初期の硬化を促進するようにした。

養生は，打設したコンクリートが直接外気にさらされないように，ワーゲンに屋根を取り付け，周囲を完全にシートでおおった。上スラブは全面に養生マット (765 kcal/hr) を敷き，箱桁内にはジェットヒーター (38 000 kcal/hr) を入れて保温した (図-7，写真-5)。このようにして養生したコンクリートの温度を測定した一例を表-4 に示しておく。

図-7 寒中コンクリート養生工

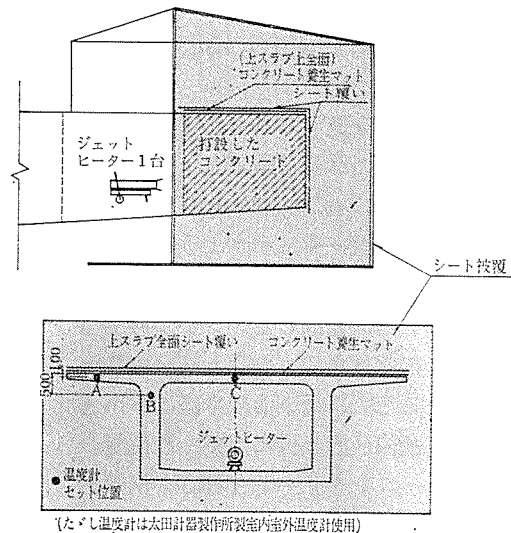


写真-5

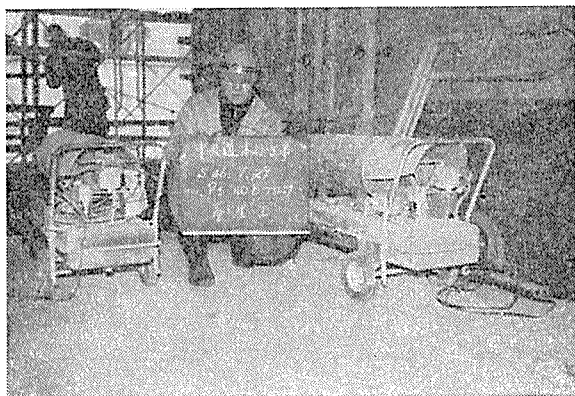


表-4 温度測定結果

(単位: °C)

月日	測定時	A	B	C	外気温	備 考
2/3	12	10.5	11.5	9.5	2.5	埋設時 ワーゲン被覆のみ
	15	9.0	13.0	8.5	2.0	
	17	9.0	14.5	9.0	1.0	〃
	21	10.0	18.0	12.5	-3.0	ジェットヒーター } 使用 養生マット }
2/4	9	14.0	31.0	29.0	1.0	〃
	13	16.0	31.5	31.0	3.0	〃
	17	16.0	32.0	31.0	1.0	〃
	21	16.0	32.0	31.0	-4.0	〃
2/5	9	15.0	30.0	32.0	-3.0	〃
	13	16.5	31.5	32.0	3.0	〃
	17	10.0	26.0	22.0	-1.0	養生マット

7. 上部工の上げ越し

ここでは、第二橋（2径間Tラーメン橋）の上げ越しについて述べる。

第二橋の施工順序および各施工段階における仮支柱の反力は Vol. 13, No. 3 に述べたので、ここでは上げ越しに際し考慮した変形を段階的にみてみると、

a) 片持ばり張出し架設の段階

- ① 桁自重による変形
- ② ワーゲン重量による変形
- ③ ワーゲンフレームの変形
- ④ プレストレスによる変形
- ⑤ 仮支柱の弾性変形による変形
- ⑥ ワーゲン撤去による変形

b) 桁端部吊支保工区間の施工段階

- ① 桁自重、支保工重量による変形
- ② 吊支保工撤去による変形
- ③ 端部緊張による変形

c) 桁連結後

- ① 架設用仮鋼棒撤去による変形
- ② 仮支柱撤去による変形
- ③ 支点反力調整による変形
- ④ 地覆高欄工による変形
- ⑤ アスファルト舗装工による変形
- ⑥ クリープ変形による変形

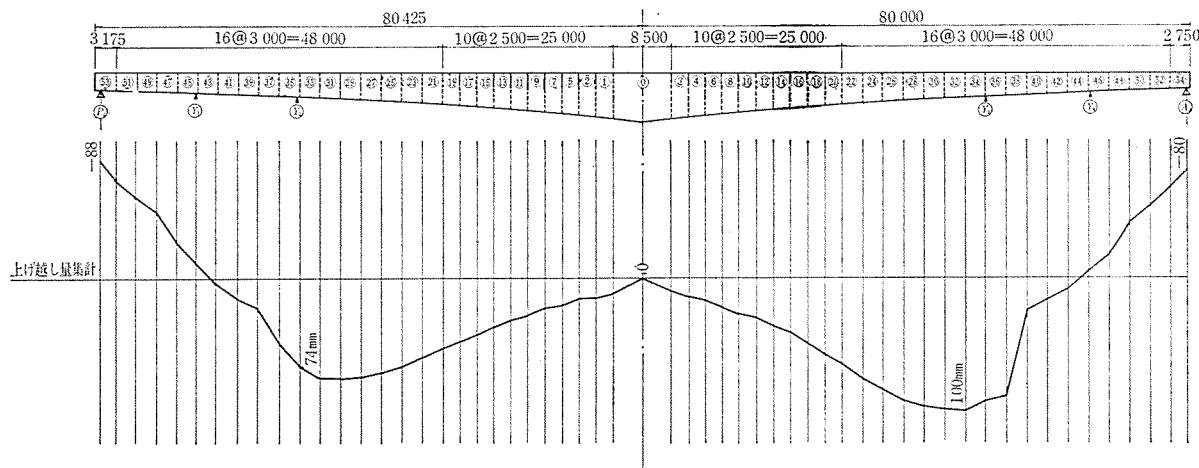
となる。

なお、クリープ変形については、橋面荷重が作用したあと始まるものと仮定した。ここに本橋の場合の格点の全変形量を 図-8 に示しておく。

種々の原因によって、完成構造物の橋面高が計画高とずれる場合がある。原因として考えられるものには、

- 1) 橋体および橋脚のヤング係数の計算値と実際値の差
- 2) 測定のミス
- 3) クリープ進行の仮定と実際のずれ
- 4) 施工中の温度差のずれ
- 5) 橋面上にはわせた、施工用仮鋼棒の日照による伸び量が計算値より大きいことによる影響等がある。そのため、施工の途中は各施工段階で、コンクリートを打設した時点で、計画値と実測データを比較

図-8 第二橋の上げ越し



報 告

した(表-5 参照)。

特に、橋脚コンクリートのヤング係数の差が変形量に大きく影響するので、張出しばり架設をはじめた2~3ブロックの段階でチェックし、ヤング係数が適切であることを確かめた。

上記の個々のブロックの高さのチェックの

図-9 第二橋の測量チェックポイント(▽で示す)

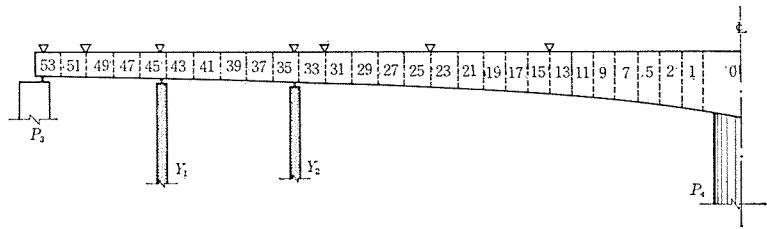
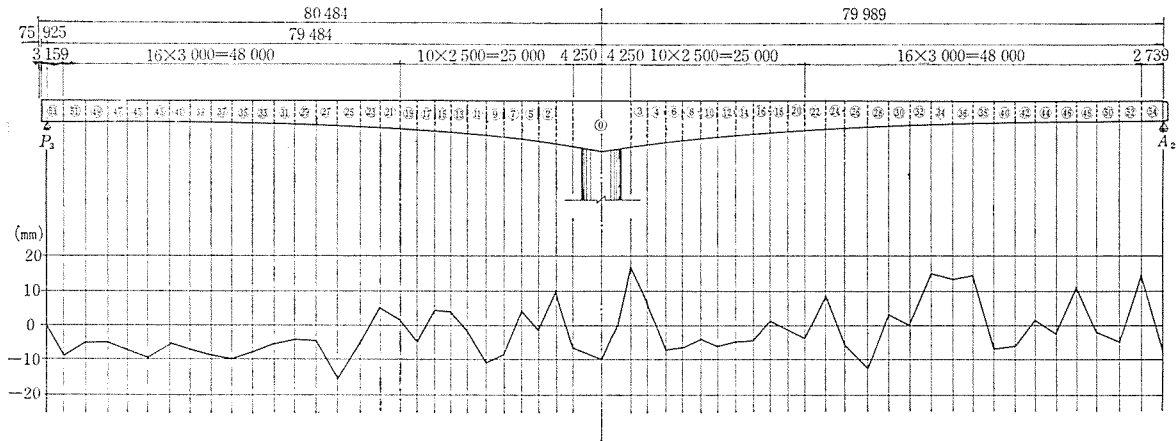


図-10 計画高と実測値の差



注: 計画高を0とした場合

表-5 測量データの一例

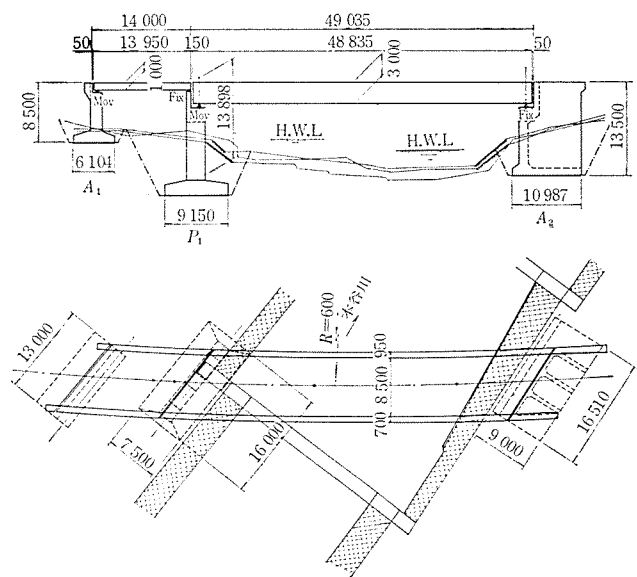
Sect	計画高 ①	全上げ 越し量 ②	予定変 形量 ③	予定計画高 ④=②-③	実測値 ⑤	実測高 ⑥=⑤-①
51ブ ロック	705.537	-73	6	-79	705.457	-80

注: ①+②の値で型枠をセットするが、すでにその施工段階までに③の変形が起こっているため、この段階の予定高④が求まる。すなわち、この段階では図面の計画高-79mmでなければならない。

実測値-⑤と、計画高①の差より⑥が求まる。

さて、④と⑥の差が誤差である。この値が大きくなった場合は、次の2~3ブロックの間で修正するよう努める。

図-11



他に、橋面全体の高さの動きをみるために、チェックポイントを定めた。仮支柱上の断面はとくに重要であった(図-9 参照)。最後に、アスファルト舗装工のみを残した段階の橋面の出し高を、道路中心線を一例にとり、これを図-10に示す。

8. 園原橋の施工

図-11に一般図を示す。P1橋脚、A2橋台は岩着させているが、A1橋台は低く、土圧も小さいため、砂礫層を支持地盤とした。橋台は55°の斜角であるが、土圧に対する安定性を考えて矩形とした。P1橋脚は本谷川を横断する落差工の位置に設置されたので、三柱ラーメン構造とし、脚柱間に落差工をはさんで施工された。

上部工の施工は、本谷川の流心部約10mの開口部はペコサポートおよびIビームにより、他はビティ支保工によって支保工を組み、コンクリート打設を行なった

(写真-6)。PC鋼材はφ12.4-12ストランドを主ケーブルとし、床版はφ27mm鋼棒を使用した。上部工の施工時期が雪どけ水の出る4月であったため、支保工の洗掘が心配され、貧配合のコンクリートを打って根固めをした。

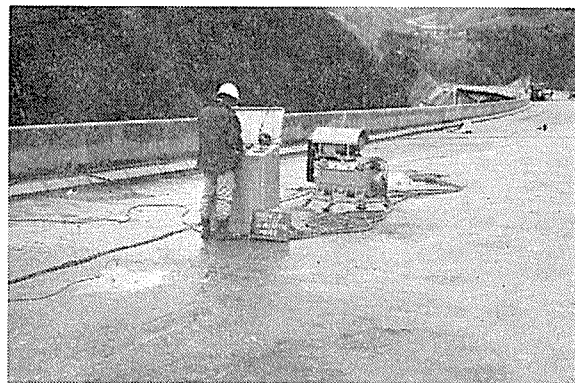
9. 振動実験

橋梁完成後、第二橋(T型ラーメン橋)において振動試験を行なった。試験はPC長大橋の固有周期および振

写真—6



写真—7

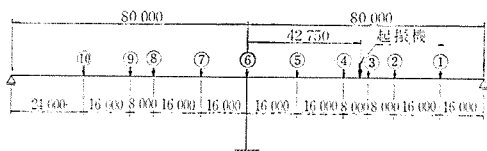


動モードの理論と実測の比較，さらに減衰定数の把握など基本的振動性状を知ることが目的として行なった。

加振は起振機（最大起振力 4 t）による強制振動方法によった。加振方向は，1) 鉛直，2) 橋軸水平方向，3) 橋軸直角水平方向の 3 方向とした。測定はピックアップとして加速度計を 図—12 に示すように 10 か所に配置し，動ひずみ計を経て，電磁オシログラフに記録させた。なお，起振機の回転（max）をとめたあとの減衰自由振動についても同時に測定記録した。次に一例として鉛直方向の振動モード図を示し，各振動方向の固有周期の計算値と実測値の比較表を示す（表—9）。

表—6 より鉛直振動における各固有値は，実験値と計

図—12 測定位置図

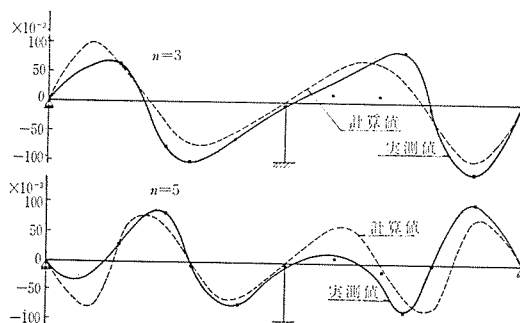


表—6 固有周期比較表

鉛直振動				
振動次数 n		周期 T (sec)		減衰定数
		実験値	計算値	
逆対称	1	—	0.6725	—
	3	0.143	0.1545	0.0179
	5	0.085	0.0763	0.0209
対 称	2	0.303	0.3793	—
	4	—	0.1326	—
	6	0.040	—	0.0860

橋軸直角方向振動				
振動次数 n		周期 T (sec)		減衰定数
		実験値	計算値	
対 称	1	—	0.4226	—
	3	0.200	0.1757	—
逆対称	2	—	0.3903	—
	4	0.118	0.1038	0.0135

図—13 鉛直振動モード図



算値がよく一致しており，振動モードについても同様な傾向を示している。なお，減衰定数については約 0.020 付近の値と考えられる。橋軸直角方向振動においても，実験値，計算値の周期比が 87~88% となり，ほとんど一致している（図—13）。

10. あとがき

昭和 45 年 2 月 26 日に工事着手以来，昭和 47 年 1 月 15 日に工事竣功するまで，30% 以上も工事が増えたにもかかわらず，さらにまた，予想以上にきびしい自然的条件に加えて，労務者の不足は工程管理上の大きな障害となったが，関係者一丸の努力により工期内に無事工事を終ることができた。本谷川橋工事は中央道の長野県内における最初の工事であった。今後，県内ルート全線にわたって，本格的に工事が進められようとしており，ディビダーク方式による PC 橋もほかに数か所計画されているが，本谷川橋の経験がいくらかでもお役に立てば幸いである。最後に工事施工にあられた住友建設（株）の皆さんに謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：ディビダーク工法設計施工指針（案）
- 2) 土木学会：プレストレスト コンクリート設計施工指針
- 3) プレストレスト コンクリート技術協会誌, Vol. 8, No. 1, No. 2, Vol. 11, No. 3, Vol. 13, No. 3

1972. 5. 25・受付