

## 中央高速道本谷川橋・園原橋の設計について

堀 三 千 男\*  
古 川 康 雄\*\*

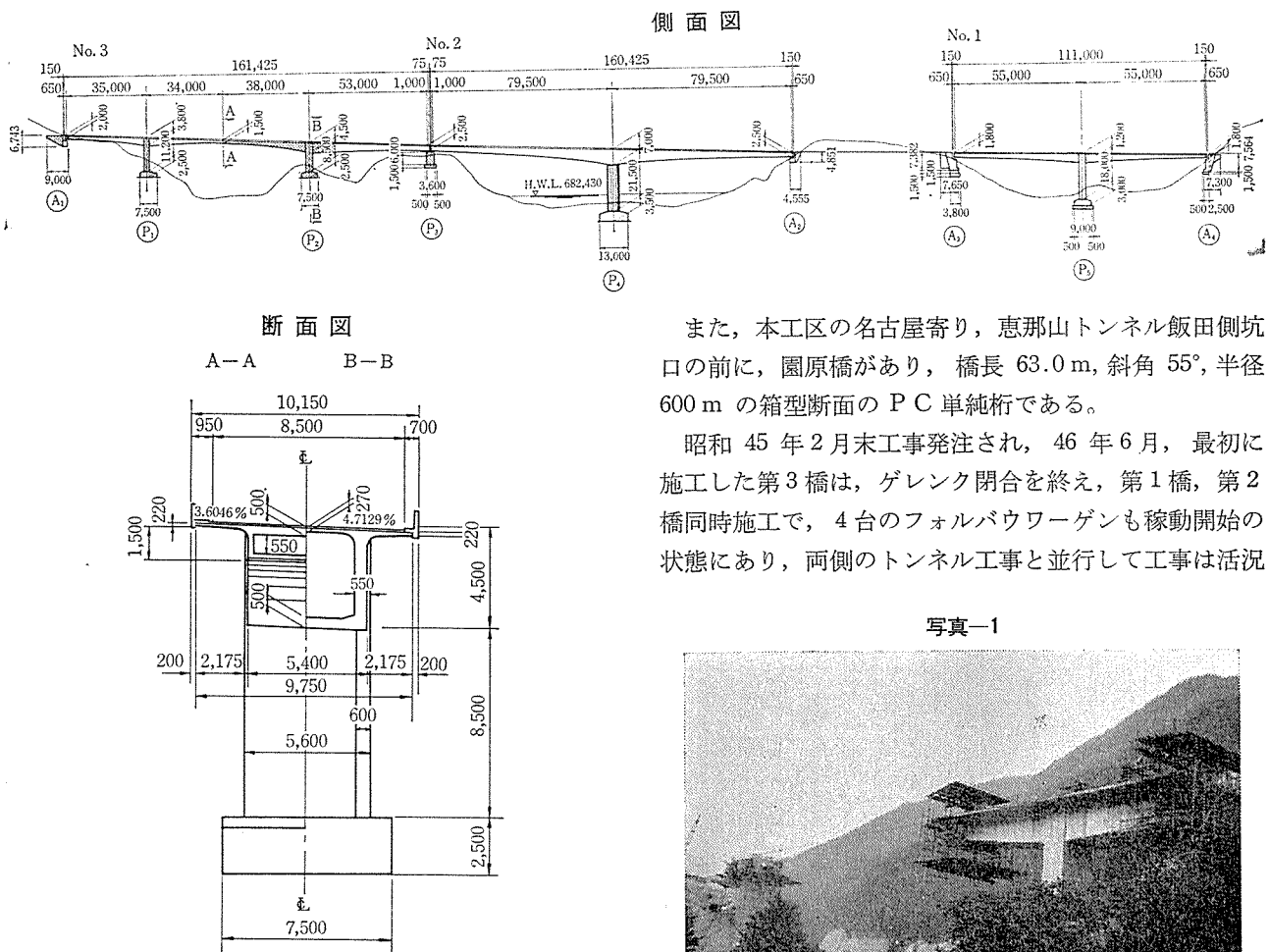
### 1. まえがき

日本道路公団中央高速道路のうち、岐阜県中津川市から、長野県飯田市に至る区間は、山岳地帯でも特に地形はきびしく、山は急斜面で、溪谷は深く、長大トンネル、谷を越す構造物や、高い切土、盛土が連続する。とりわけ、恵那山トンネル（全長 8.5 km）と網掛トンネル（全長 2 km）にはさまれた工区は、本谷川が急峻な地形を形成し、架橋地点としては、きわめて厳しい立地

条件のもとにある。本谷川橋は、この両トンネルの間、本谷川に架設される PC 橋で、図-1 に示すように、第1橋、第2橋、第3橋からなり、ディビダーク片持ばり架設工法が採用されている。

第1橋、第2橋は、2径間Tラーメン構造で、施工時に仮支柱と架設用仮鋼棒を併用して、片持ばり架設される。第3橋は形式としては3径間有ヒンジラーメン構造であるが、地形からもわかるように、左岸側の側径間長を極端に短かくした、非対称な構造形式をとった。

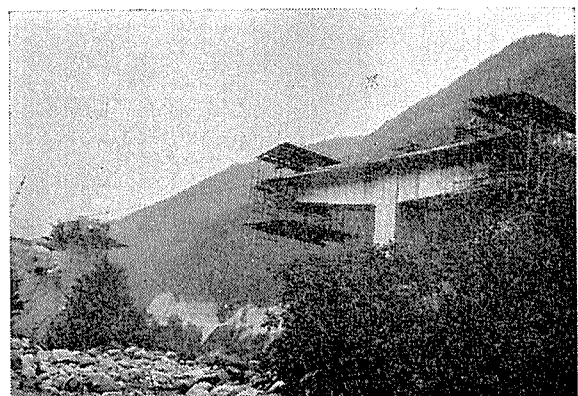
図-1 本谷川橋一般図



また、本工区の名古屋寄り、恵那山トンネル飯田側坑口の前に、園原橋があり、橋長 63.0 m、斜角 55°、半径 600 m の箱型断面の PC 単純桁である。

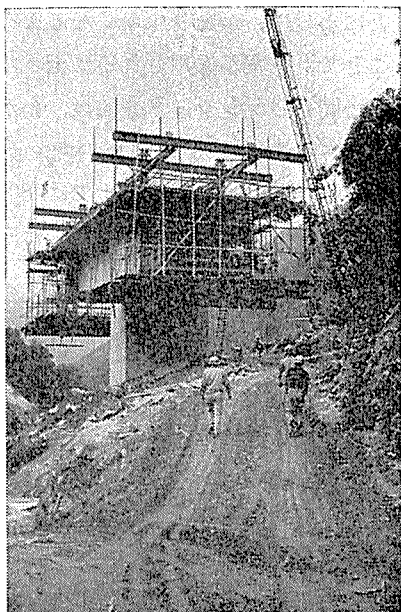
昭和 45 年 2 月末工事発注され、46 年 6 月、最初に施工した第3橋は、ゲレンク閉合を終え、第1橋、第2橋同時施工で、4 台のフォルバウアーゲンも稼働開始の状態にあり、両側のトンネル工事と並行して工事は活況

写真-1



\* 日本道路公団名古屋支社 恵那山トンネル東工事事務所  
\*\* 住友建設（株）PC設計課

写真-2



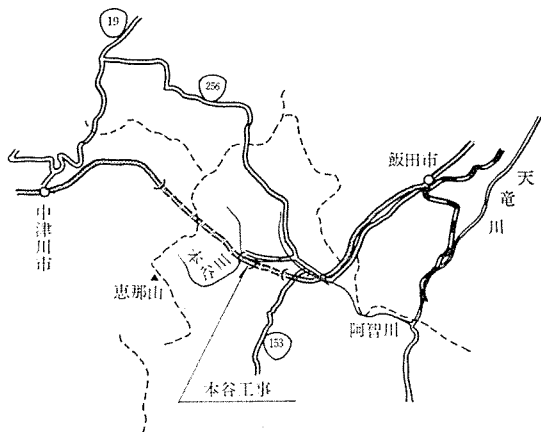
を呈している。

本報告では、構造形式の選定の経緯、各橋梁の概要を述べ、特に第3橋の設計および第2橋の施工時検討について述べ、本橋の施工については、追って報告する予定である。

## 2. 架橋地点の立地条件

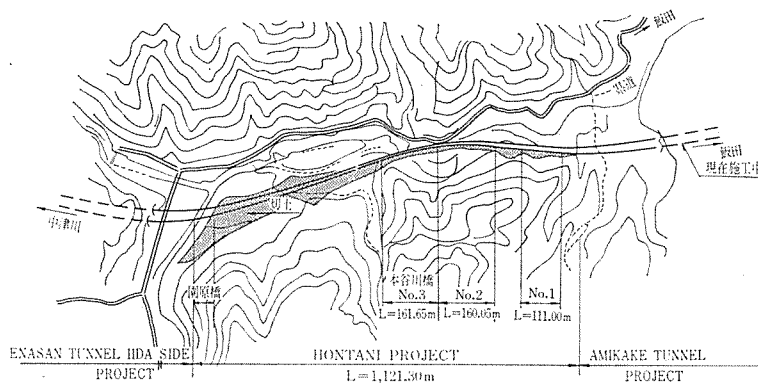
架橋地点は、国道 256 号線が、国道 153 号線から分岐し、阿智川に沿って、飯田市から車で約 1 時間の所に位置する。道路は土砂道で幅員 4~5m ならず、山の急斜面を溪谷にそって蛇行し、30~40m 高さの崖上を通過し、資材搬入にあたっては、窮乏する状態にある(図-2)。

図-2 中央高速道路線図



中央道の施工命令が出た時点で、この恵那山トンネルと網掛トンネルには含まれた 1 km 余の区間は、高い切土と、高橋脚、長大スパンの橋梁をもってするより、ほ

図-3 本谷工事の地形



かに方法がないと考えられていた。架橋地点の地形は、凹凸がはげしく、本河川は、通称荒れ川で、河床には直径 3m 近くの転石が無数にあり、出水時には、それらがぶつかりあって、流出する河川状態にある。

架橋計画にあたり、橋脚の位置決定が、その構造物の経済性を左右する要因であり、その決定には十分の検討を加える必要があった。架橋地点の地形状況を 図-3 に示しておく。

## 3. 構造形式の選定

現地は立地条件がきわめて悪く、構造形式の選定のいかんによっては、工費、施工性、工事の安全性、工期が大いに左右される。

上述したような河川ではできるだけ長スパンとし、支保工上の施工をなくするような形式がとられ、メタル案と PC 案が比較され、メタル案としては、上路連続トラスと連続鋼板桁、PC 案として、ディビダーク方式による PC 橋を比較対象とした。

比較にあたっては、架橋地点への大量の長尺部材の搬入、維持費、山岳地帯での美的観点を考えると PC 橋の方が有利であり、経済的である理由から、ディビダーク工法による PC 橋が採用された。

高速道路に中央ヒンジのタイプの橋梁が採用されてから、中央ヒンジタイプのクリープたわみが、車両の高速走行に支障となるということが、一般的通念のように思われているが、現在施工中の北陸高速道路、手取川橋をはじめとし、高速道路としてすでに 10 橋あり、特に高速走行上、中央ヒンジタイプの橋梁であるために、問題にされる橋梁形式であるとはいえない。

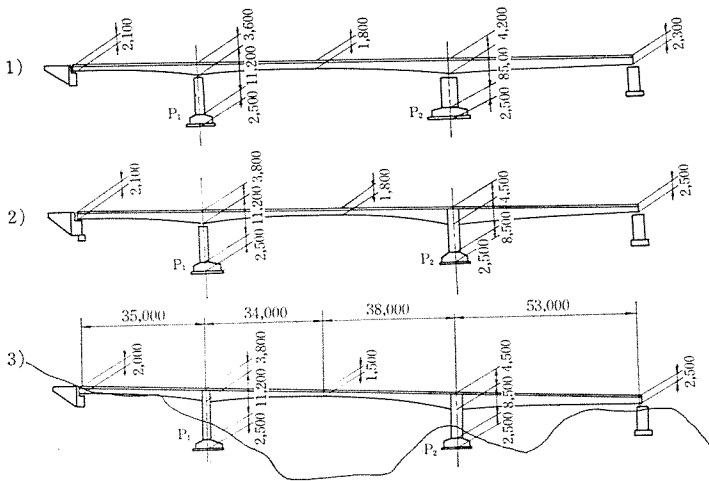
この件については、日本道路公団の「中央ヒンジ型式 PC 橋のたわみ変化調査報告書」を参照されたい。

## 4. 各橋梁の概要

### (1) 第 3 橋について

本橋は河川の状況から、1 スパンで渡る必要があり、

図-4 第3橋 PC 案の比較



かつ、前後の地形形状を考えたとき、両サイドのアバットの位置も限定された。スパン割りで考えられるタイプとしては、

- 1) 3 径間連続桁
- 2) 3 径間有ヒンジラーメン ( $P_1$  は可動橋脚,  $P_2$  はラーメン橋脚)
- 3) 3 径間有ヒンジラーメン ( $P_1, P_2$  ともラーメン橋脚がある) (図-4 参照)。

1) については、地震時水平力をとらせるアバット、または橋脚を、この急斜面の場所に設けるのは得策ではないことは明らかである。次に、

2) は  $P_1$  をラーメン橋脚にしたとき、橋脚に過大の不均一モーメントが作用し、下部工が不利になるため、 $P_1$  橋脚上に可動シューを置き、 $P_1$  ラーメンに作用する地震時水平力は、 $A_1$  アバットでとらせる構造である。 $P_1$  橋脚には片持ばり架設するとき、仮固定鋼棒で一時的に固定ラーメン構造にしなければならない等の問題がある。

最後に 3) は非対称ラーメン構造であるが、橋脚上断面の不均一モーメントを、橋脚と主桁の剛比の比やプレ

ストレスによる 2 次モーメントを効果的に利用することによって、かなり少なくなるように操作することで、本案が採用されるに至った。

この 3 径間有ヒンジラーメン橋は、わが国のディビダーク工法による PC 橋の内、最もポピュラーなタイプで、施工例はすでに 80 橋近くある。このタイプの場合、側径間長と中央径間長との比が、1:1.4 位のと看が、ラーメン構造として橋脚上の曲げモーメントがバランスして、上下部構造とも有利であるといわれている。

本橋の場合、地形条件から必然的に、35+72+53 m のスパン構成となり、不均一モーメントをできるだけ小さくし、中央ヒンジに生じるせん断力を 0 に近づけるように、橋脚剛度やプレストレスの配置等、検討を加え (表-1)、主桁および橋脚の断面の最適のものを採用し、さらにプレストレスの 2 次モーメントを極力利用し、最終的に不均一モーメントを、主桁の曲げモーメントの約 1 割、800 t・m まで落した。この 800 t・m のモーメントは、常時下部工に作用するものであり、基礎地盤の安定性、耐久性などから、フーチング底版に生ずる地盤反力を均等化させるように、フーチングを約 50cm 偏心させた構造とした。

(2) 第 2 橋について

立地条件のもとで、この区間を 1 スパンでとばすことは、経済的に不可能に近く、また河川敷に入る橋脚は、河川の状況を考えれば、できるだけ少なくすることが望ましい。さらに、両側の地形は、急斜面で、アバット付近は支保工が組みにくい等の理由から、2 径間 T ラーメン橋を採用した。

図-5 に示すように、全区間を片持ばり架設すると、架設時の片持ばりとしての曲げモーメントが、完成時のそれより大きくなり、架設時の状態で部材寸法や、プレストレス量が決まることになり、不経済になることはあきらかである。

そこで架設方法として、

- 1) 仮支柱と架設用仮鋼棒を併用して、片持ばり架設する方法
- 2) ピロン方式 (柱頭部に設けた支柱より、鋼棒で主桁を順次斜吊りしながら、片持ばり架設を進める方法)
- 3) 側径間の半分を支保工により施工する方法

が考えられる。しかし、現地は支保工に不向きであることは先に述べたとおりであり、またピロン方式では、本橋の場合その転用回数点でも不経済であり、施工の安全性、確実性を考え合せた結果、経済的な 1) 案を採用

表-1 橋脚上つり合いモーメントの検討

検討事項	細 別	つり合いモーメント t-m	
		$P_1$ 橋脚上	$P_2$ 橋脚上
基本設計	主桁部材厚は詳細設計と同じ 橋脚断面 (1)-(ロ)	1613	944
1) 橋脚剛度を変えた場合	イ) $P_1: 5.6 \times 2.5, P_2: 5.6 \times 2.5$	1660	389
	ロ) $P_1: 5.6 \times 2.5, P_2: 5.6 \times 3.0$	1612	945
	ハ) $P_1: 5.6 \times 3.0, P_2: 5.6 \times 2.5$	2322	323
	ニ) $P_1: 5.6 \times 3.0, P_2: 5.6 \times 3.0$	2347	740
2) 上部工部材厚を変えた場合	側径間のウェブ厚を大きくした場合 橋脚断面 (1)-(ニ) と同じ	1607	933
	中央径間のウェブ厚を小さくし、側径間のウェブ厚をさらに大きくした場合 橋脚断面 (1)-(ニ)	—	536
3) $P_1$ 側径間端部にカウンターウェイトを置く	$W=70 t$	2274	—

図-5 架設方法の比較図

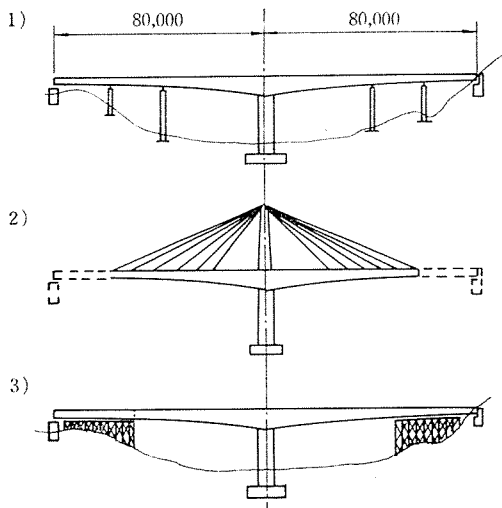
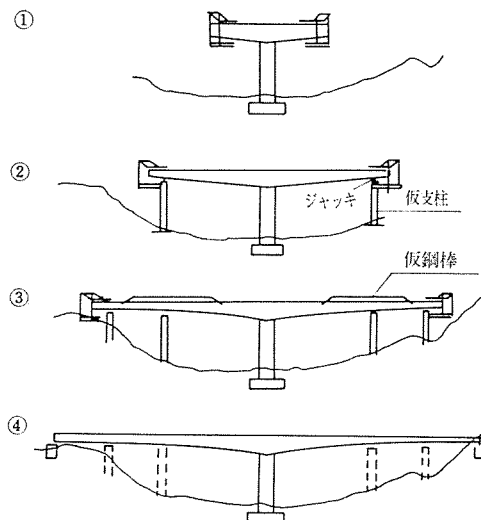


図-6 第2橋の施工順序



した。

次に 1) 案の場合の基本方針を記すと (図-6),

① 架設時固定橋脚上の曲げモーメントが、完成後設計荷重作用時の曲げモーメントと同じになるまでは、ほぼスパン中央付近までではあるが、片持ばり架設で施工する。

② スパン中央付近に、第1の仮支柱を建て込み、ジャッキを設置して、さらに片持ばり架設を進める。なお、桁完成後正の曲げモーメントが生ずる区間には、桁の上縁に鋼棒が配置してないので、片持ばり架設するための、仮鋼棒を桁上縁に配置しなければならない。これは主桁完成後撤去するものである。

③ ②の状態片持ばり架設し、さらに第2の仮支柱を建て込む。

④ 可動橋脚まで、片持ばり架設が進むと、桁端部の鋼棒を緊張し、その後、スラブ上に配置していた仮鋼棒を撤去する。この作業で、仮支柱に作用していた反力は、ほとんど可動橋脚に移行するので、仮支柱は簡単に撤去できる。ただし、この時点の反力を、設計計算値と一致させるために、支点反力調整を行なう。

以上①～④の過程における、支点反力の移行、および曲げモーメントを図-7にあげておく。

第2橋では、P<sub>1</sub>橋脚を転石から防護するため、円形断面の形状とし、H.W.Lの高さまで、

橋脚コンクリートの外周を、12 mm 厚の耐候性鋼板で覆った。

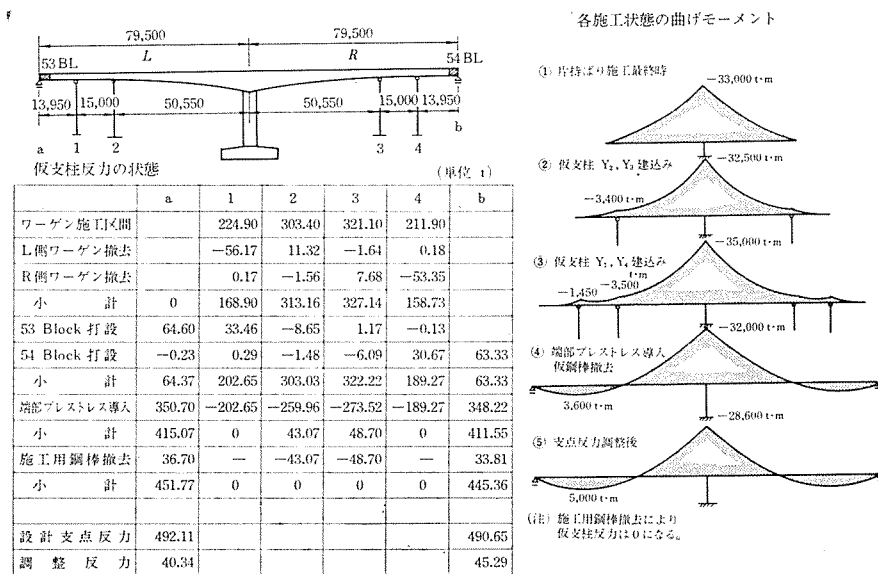
ちなみに、本谷川の下流にある既設の橋の下部工で、転石によりコンクリートがはく離し、鉄筋が露出している箇所がかなりあることを付記しておく。

なお、第2橋と同形式を採用し、規模としては多少小さい第1橋(スパン長: 55+55 m)があるが、その設計および施工方法は第2橋と同様であるのでここでは割愛する。

(3) 園原橋について

本橋は、L=14 m の RC ホロースラブ橋と、L=48.8 m の箱型断面 PC 単純桁で構成される (図-8)。このうち、PC 橋は、斜角 55° および R×600 m、スパン 47.1 m の単純曲線橋である。このため円弧と斜角による過大のねじりモーメントが生じる。斜角による

図-7



報 告

ねじりモーメントは 1389 t・m, 円弧による端部ねじりモーメントは 210 t・m 生ずる。

支承をウェブ下に計 2 個設けたのでは, この過大のねじりモーメントにより, 負の反力を生じる。これはシュ

ー自体の下部工に対する影響を考慮したとき, 望ましいものではなく, シューを 3 個とし, 図-9 に示すよう, その位置をずらしすべて正反力を生じるような配置をとった。すなわち, 鈍角部の端部横桁を, 張出しスラブの

図-8 園原橋一般図

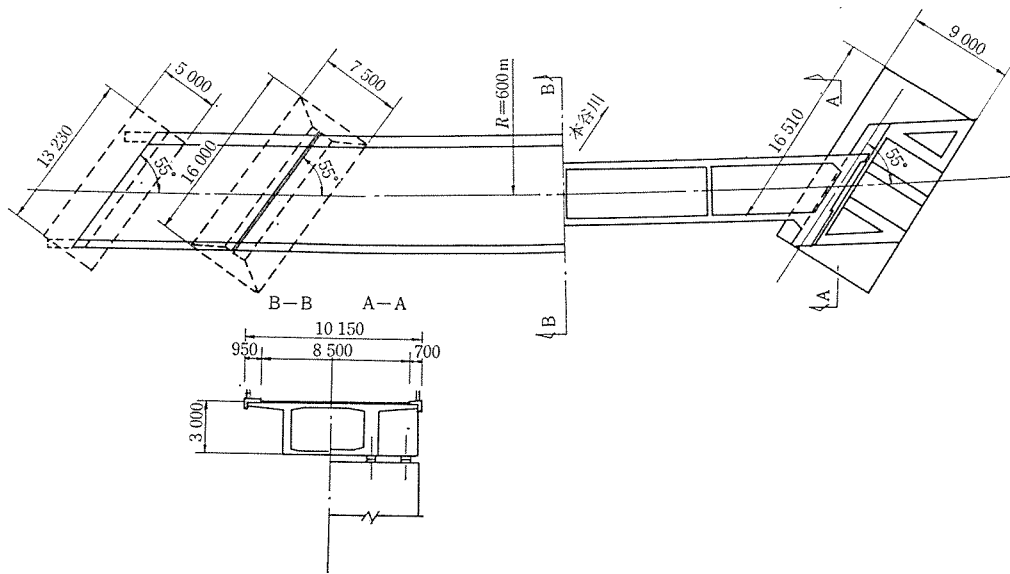
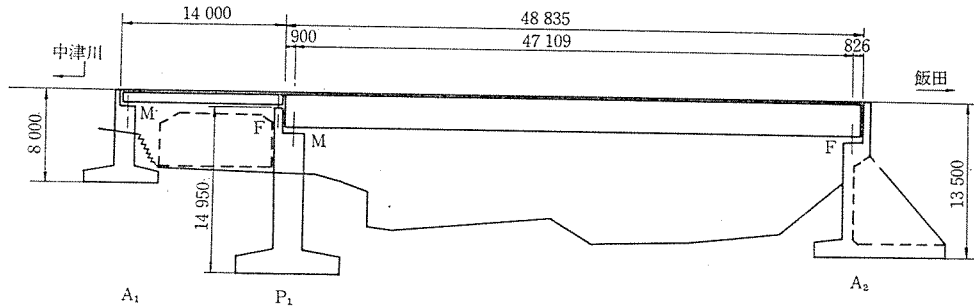
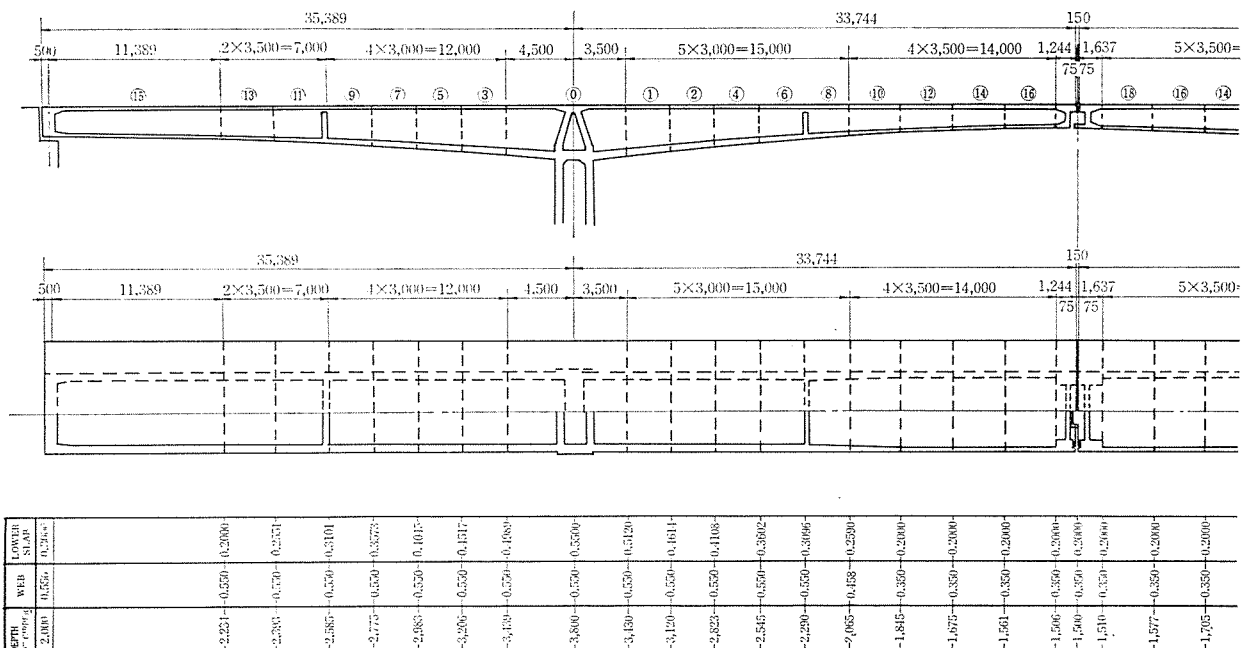


図-10 主桁断



端まで伸ばし、支承点を確保するとともに、ねじりモーメントにも抵抗させるようにした。

以上で各橋梁の概説を述べたが、設計計算の一例として第3橋について特に述べる。

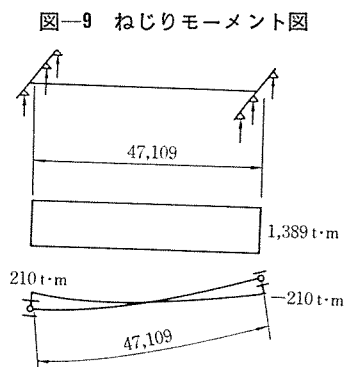


図-9 ねじりモーメント図

### 5. 第3橋の設計について

#### (1) 設計条件

- 橋 種：プレストレスト コンクリート道路橋
- 形 式：ポストテンション ディビダーク 工法による3径間連続有ヒンジラーメン橋
- 橋 格：一等橋 (TL-20)
- 橋 長：161.65 m
- 支 間：160.0 m (35.0+72.0+53.0)
- 車道幅員：8.50 m
- 全 幅：10.15 m
- 縦断勾配：2次放物線
- 横断勾配：1.5~5.0% 直線片勾配
- 曲率半径：クロソイド (A=350,300)+単円 (R=600)
- 衝撃係数： $i = \frac{10}{25+l}$  (桁),  $i = \frac{20}{50+l}$  (床版)
- 舗 装 厚：75 mm 等厚
- 震 度：水平,  $K_H=0.15$  (基準値 15 m まで, 15 m

以上 5 m 増すごとに 5% 増し)

鉛直,  $K_V=\pm 0.10$

温度変化： $\pm 20^\circ\text{C}$ , 桁の上, 下縁の温度差  $5^\circ\text{C}$

不等沈下：考えない

破壊安全度：破壊曲げモーメント

$$< 1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重})$$

破壊曲げモーメント

$$< 1.8 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重})$$

破壊曲げモーメント

$$< 1.3 \times (\text{地震時の最も危険な状態})$$

クリープ係数： $\phi=2.0$

乾燥収縮度： $\epsilon_S=15 \times 10^{-5}$

レラクセーション：3%

許容応力度：

1) コンクリート  $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$

$$(E_C=3.25 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2)$$

許容曲げ圧縮応力度

部材圧縮部  $115 \text{ kg/cm}^2$

部材引張部  $160 \text{ kg/cm}^2$

許容曲げ引張応力度

部材圧縮部  $13.5 \text{ kg/cm}^2$

部材引張部  $13.5 \text{ kg/cm}^2$

許容斜引張応力度

設計荷重作用時  $8.5 \text{ kg/cm}^2$

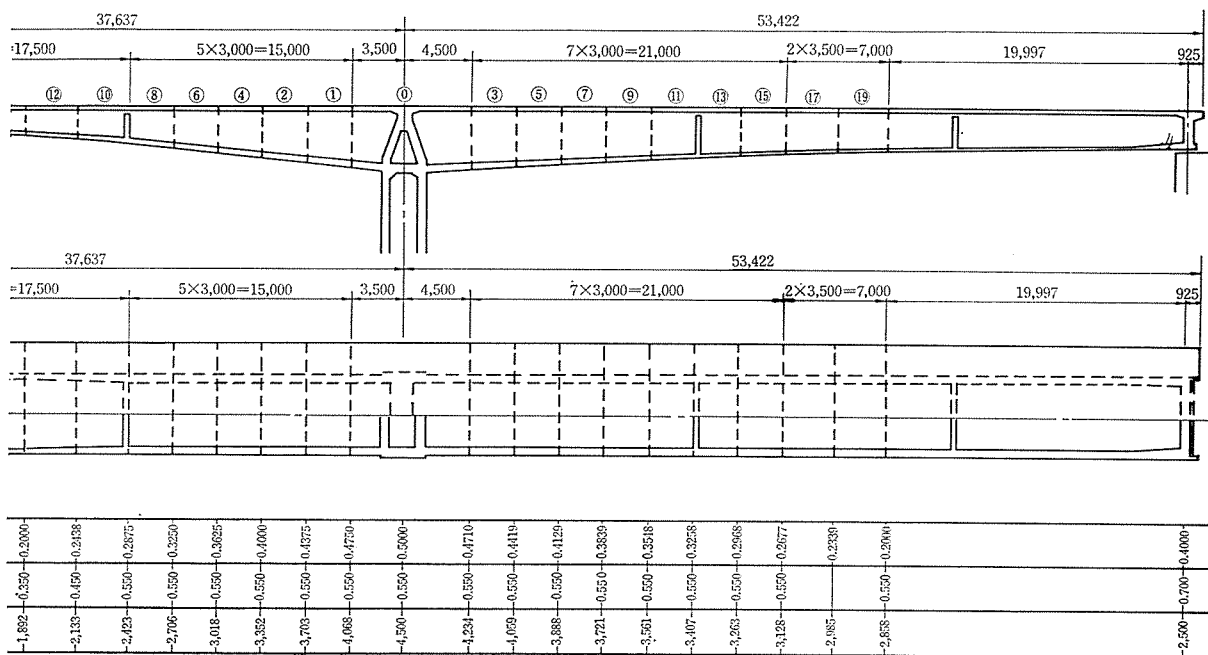
破壊安全度の検討時 (許容値)  $18 \text{ kg/cm}^2$

(最大値)  $36 \text{ kg/cm}^2$

ねじりおよび、せん断力作用時の許容斜引張応力度

$12 \text{ kg/cm}^2$

#### 面寸法図



2) PC 鋼棒

主桁  $\phi 33$  mm (第二種) 80/105 (ディビダーク指針)

許容引張強度

プレストレスング中  $\sigma_{pa} = 72 \text{ kg/mm}^2$

プレストレス導入直後  $\sigma_{pa} = 68 \text{ kg/cm}^2$

設計荷重作用時  $\sigma_{pa} = 60 \text{ kg/mm}^2$

床版および柱頭部トラス斜め締  $\phi 27$  mm 80/105

許容引張強度

$\phi 33$  mm 鋼棒と同じ

3) 鉄筋 SD 30

許容引張応力度  $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$

(2) 主桁諸寸法の決定

桁高は基本設計の段階で、 $P_1$  橋脚上  $h_1 = l/19 = 3.8 \text{ m}$ 、 $P_2$  橋脚上  $h_2 = l/16 = 4.5 \text{ m}$ 、支間中央  $h_3 = l/48 = 1.5 \text{ m}$  とするのが経済断面として妥当であり、中間部は次式による正弦曲線に変化させた。

$$h_x = h_1 - (h_1 - h_2) \sin(\pi x / 2l)$$

ただし

$h_1$ : 橋脚上桁高

$h_2$ : 支間中央での桁高

$l$ : 橋脚上から支間中央までの距離

車道スラブ厚は計算上は主桁間隔によって決定されるが、鋼棒配置上から決定される場合が多い。本橋の場合鋼棒 (SBPC 80/105  $\phi 33$ , アンカーグロツケ  $\phi 170$ ) の定着のために最小 25 cm の厚さを要するが (ディビダ

図-11 反力影響線

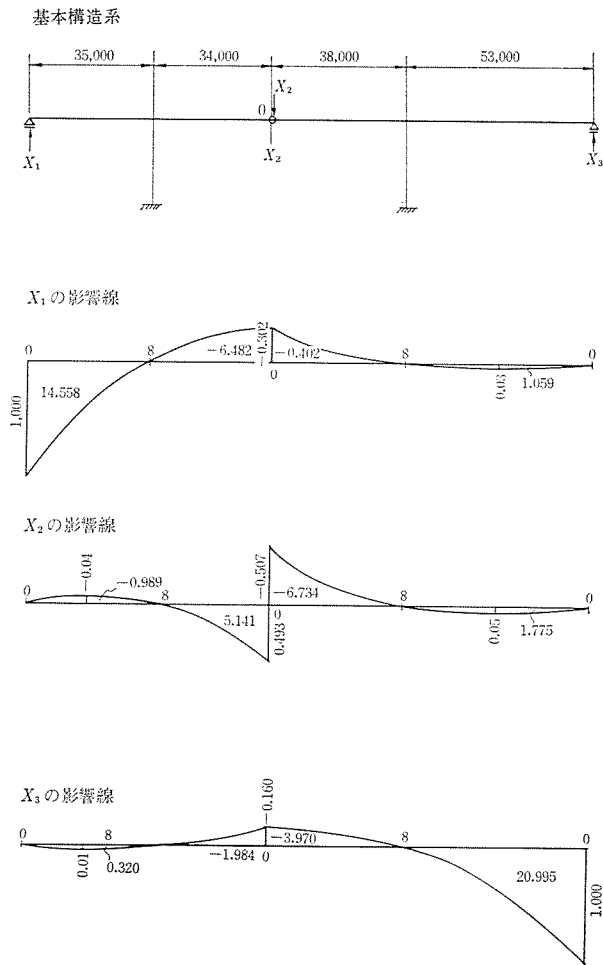
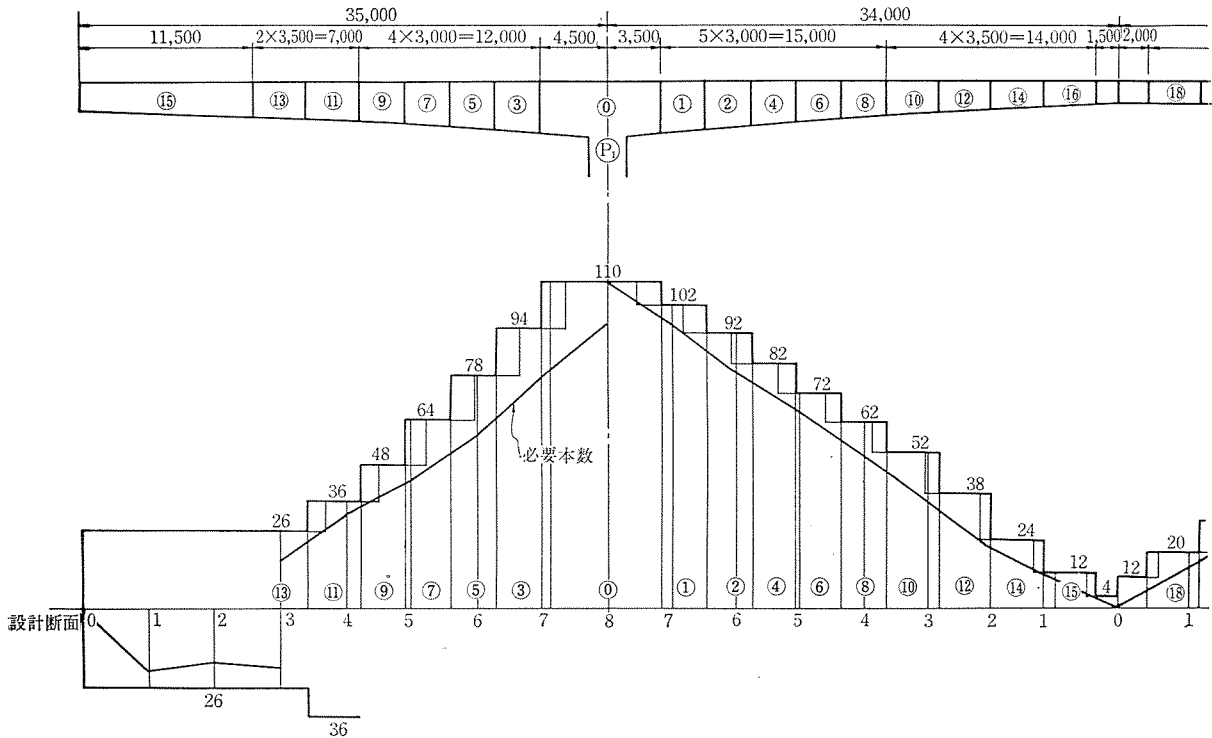


図-13 PC 鋼



ーク指針), 冬期の路面の凍結や積雪に対してタイヤチェーンを付けた車両の衝撃を考えると, かぶりを厚くしておいた方がよいという判断から 27 cm とした (図-10 参照)。

下スラブ厚は, 橋脚上では負の曲げモーメントにより断面下縁に大きな圧縮力を生ずるので, この圧縮応力に耐えるだけの厚さを要する。下スラブ厚を大きくすることは断面図心位置が下り, 上縁に配置した鋼棒の偏心量が大きくなり経済的である。P<sub>1</sub> 橋脚上では 55 cm, P<sub>2</sub> 橋脚上では 50 cm とした。スパン中央部では部材厚は薄い方が有利であるが, 20 cm を最小厚とした。

ウェーブ厚は, 橋脚上ではせん断力が大きくなり, ウェーブ厚を大きくする必要はある。また, 大きなせん断力による斜引張応力に抵抗するため, 斜鋼棒が配置され,

モーメントに抵抗する鋼棒と合せ大量の鋼棒が配置されることから 55 cm とした。スパン中央部では, 下スラブ厚と同様に自重による曲げモーメントを少なくする意味から 35 cm まで減らした。

(3) 影響線および断面力

本橋の基本構造系は 図-11 に示すように非対称構造であって, すべての荷重に対して 3 次の不静定構造である。解くにあたって不静定力を図のように X<sub>1</sub>, X<sub>2</sub>, X<sub>3</sub> にとり弾性方程式を立てると,

$$\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \delta_{10} = 0 \dots\dots\dots(1)$$

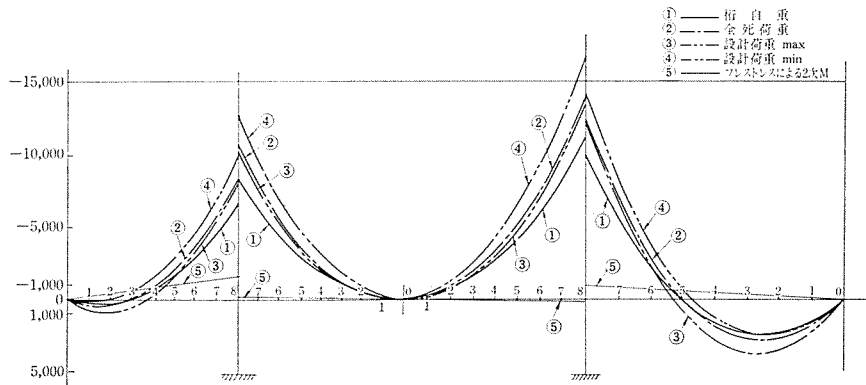
$$\delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \delta_{20} = 0 \dots\dots\dots(2)$$

$$\delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \delta_{30} = 0 \dots\dots\dots(3)$$

ここに

$$\delta_{ij} : j \text{ 点に } X_j = 1 \text{ が作用したときの } i \text{ 点の } X_i$$

図-12 曲げモーメント図



棒本数図

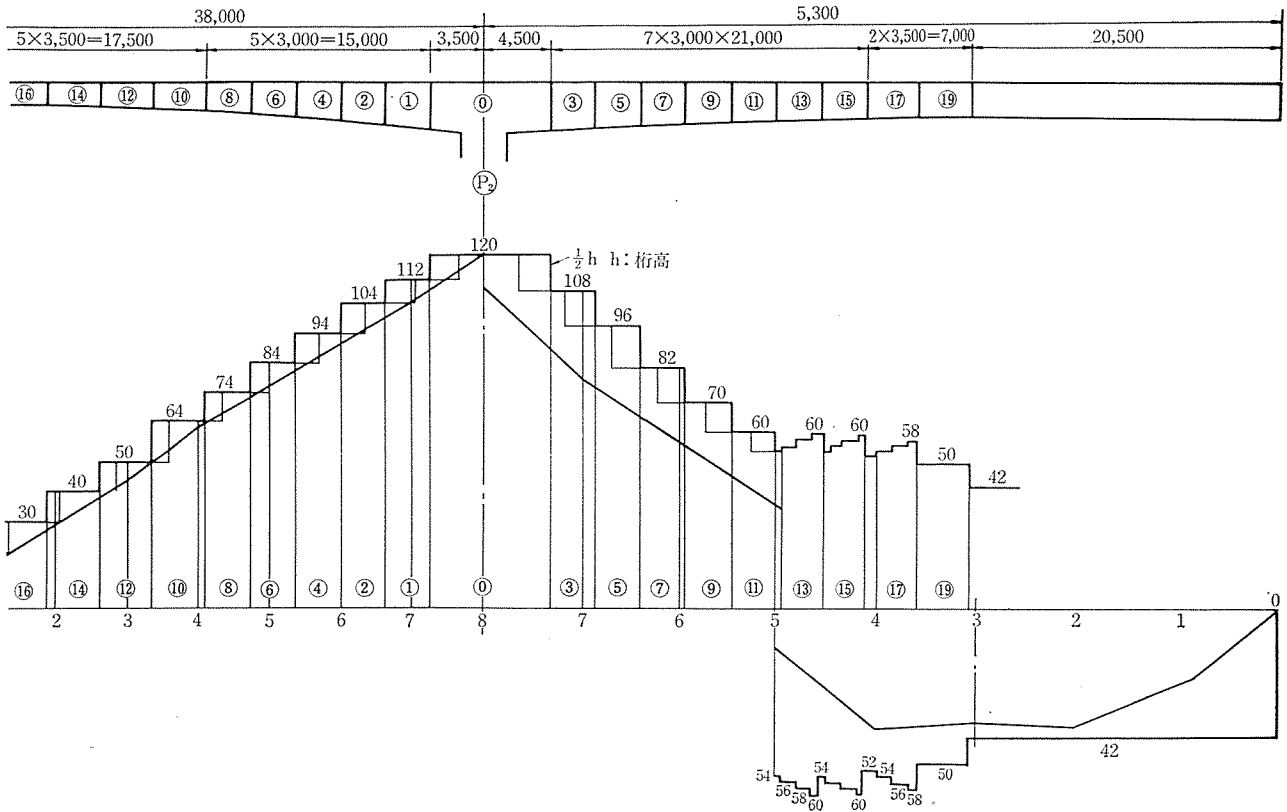
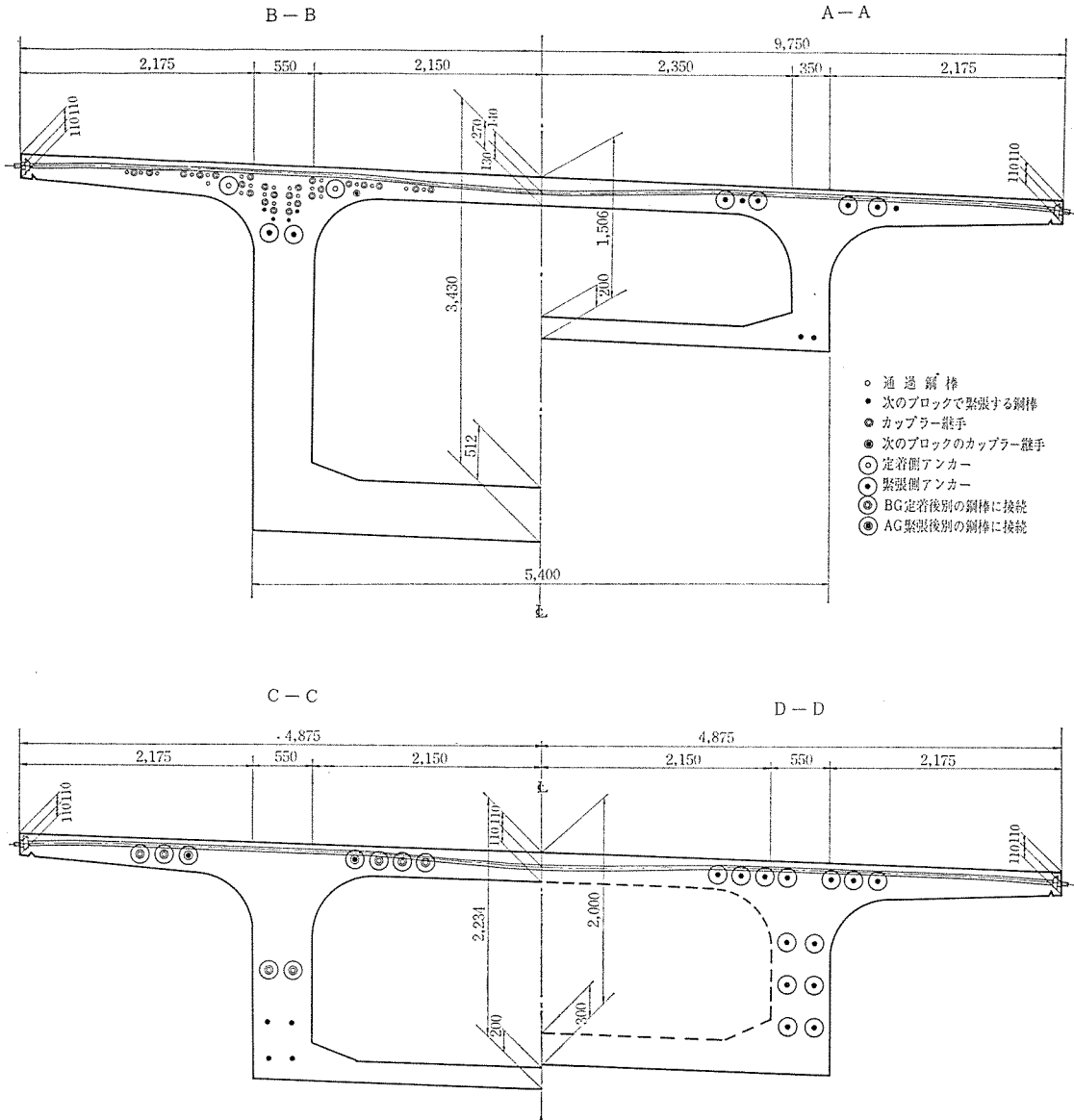




図-14 PC鋼棒配置図(断面図)



方向の変位量  
 $\delta_{i0}$ : 荷重による  $i$  点の  $X_i$  方向の変位量

$$\delta_{ij} = \int \frac{M_i M_j}{EI} dx = \sum \frac{M_i M_j}{EI} \cdot \Delta x$$

各スパンとも8等分点を設計断面とした。橋脚長は、フーチング天端より橋脚上断面図心位置までとし、設計断面は、4等分点とした。

各設計断面に1tを載荷し、上記の式(1),(2),(3)の弾性方程式を解き、不静定力  $X_1, X_2, X_3$  の影響線(図-11)を求め、次式により各点の曲げモーメント、せん断力の影響線を作成した。

$$M = M_S + \sum_{i=1}^3 (M_{0i} \cdot X_i)$$

$$S = S_S + \sum_{i=1}^3 (S_{0i} \cdot X_i)$$

ここに

$M_S, S_S$ : 静定系に単位荷重が作用したときの曲げモーメントおよびせん断力

$M_{0i}, S_{0i}$ : 静定系での単位断面力

$X_i$ : 不静定反力

図-12に設計断面における主桁の曲げモーメントを示す。

(4) 鋼棒本数の算定

鋼棒本数は部材引張側において次の式を満たすように決定した。

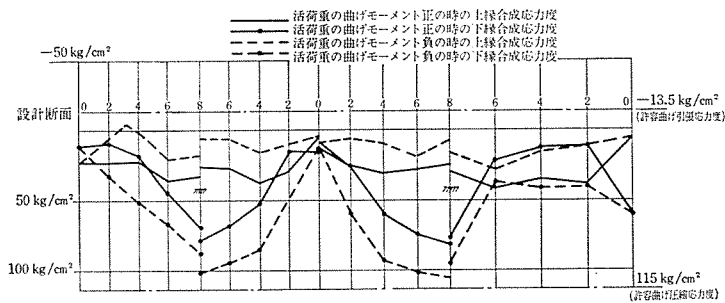
$$N \geq \frac{M}{P_e \left( \frac{Z}{A} + e \right)}$$

ここに

$N$ : 鋼棒所要本数,  $Z_e$ : 断面係数,  $A$ : 断面積

$M$ : (自重+静荷重+活荷重) によるモーメント + プレストレスによる2次モーメント

図-15 合成応力度図 (プレストレス, 自重, 死荷重, 活荷重)



$P_e$  : 各断面における鋼棒 1 本あたりの有効緊張力  
 $e$  : 鋼棒の中立軸に対する偏心量

本橋の場合、橋脚上不均一モーメントを低減させるためプレストレスによる 2 次モーメントを生ずるような配置をしなければならないので、鋼棒本数算定にはそれも考慮する必要がある。上記の式で求めた鋼棒本数  $N$  は、あくまで本数の目安であり、各種荷重状態において、合成応力度が、常に許容値に入ることを確かめて、P C 鋼棒の配置と本数を決定した。また、鋼棒本数算定にあたっては、配置した鋼棒による各設計断面の平均導入緊張力を使った。この結果、各 P C 鋼棒の導入緊張力が一定値となり、作業上非常に便利である (図-13, 14 参照)。

(5) 主桁の応力度

配置された P C 鋼棒について、クリープ、乾燥収縮レラクセーションによる緊張力の減少量を算出し、各設計断面のプレストレスによる主桁の応力度を求めた。これと、前記、各種荷重による応力度を合成し (図-15) すべての状態において、許容範囲にあることを確認した。

(6) 柱頭部トラスの設計

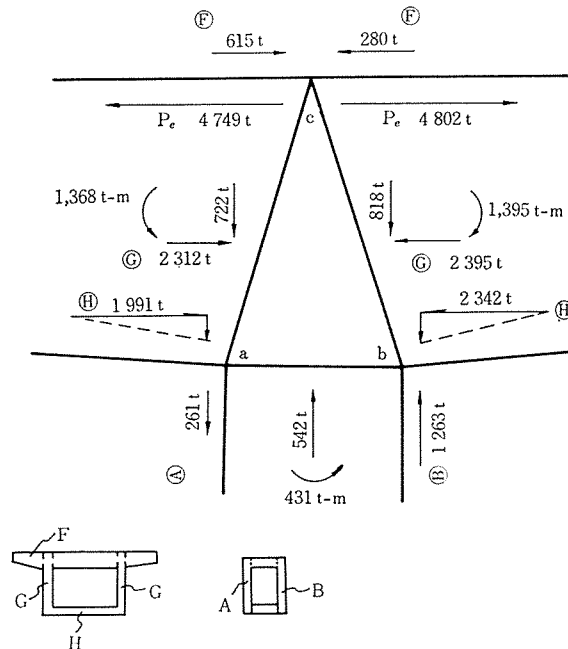
柱頭部の構造はトラス構造とした。柱頭部トラスの性状については、天草 4 号橋の模型実験の報告があるが、これによれば、橋脚に軸力のみが作用する載荷状態 (不均一モーメント=0) と、軸力と曲げモーメントが作用する載荷状態について応力測定を行なった結果、トラス斜材は主として曲げモーメントの伝達に有効だとされている。本橋の設計では、設計荷重時で不均一モーメントが最大、最小の載荷状態および、破壊荷重時の三つの載

表-2

断面力	側径間側 (N)		中央径間側 (M)	
	曲げモーメント (t-m)	せん断力 (t)	曲げモーメント (t-m)	せん断力 (t)
桁 自重	- 6 634	533	- 8 380	563
静 荷 重	- 1 507	104	- 1 989	118
プレストレスによる 2 次反力	- 1 568	45	- 156	5
活 荷 重	- 1 401	40	- 2 283	132
計	-11 110	722	-12 811	818

プレストレスによる断面力  $P_N=4.749\text{ t}$ ,  $P_M=4.802\text{ t}$

図-16



荷状態について検討した。表-2 に不均一モーメントが最大のときの  $P_1$  ラーメン柱頭部の断面力を示す。これらの断面力が、箱桁断面の上スラブ、下スラブおよび、橋脚の橋軸方向側コンクリート版に伝えられるとして柱頭部に作用する力を図示すれば 図-16 のようになる。 $a, b, c$  点における力のつり合いを考えて、トラス斜材に働く軸力を計算した結果、斜材 I, 斜材 II にそれぞれ、第 2 種 P C 鋼棒  $\phi 27\text{ mm}$  を 36 本および 24 本を配置した。

(7) ねじりせん断応力の計算

本橋は最小曲線半径  $R=600\text{ m}$  の曲線橋であるため、ねじりの影響を考慮した。ねじりはすべて  $P_2$  橋脚で固定されるものとし、単純ねじりのみ考えて、図-17 のような構造モデルで計算した。

以下の計算は文献 (7) によった。

点 8 におけるねじりモーメントの計算

集中荷重によるもの

$$T_{P_s}$$

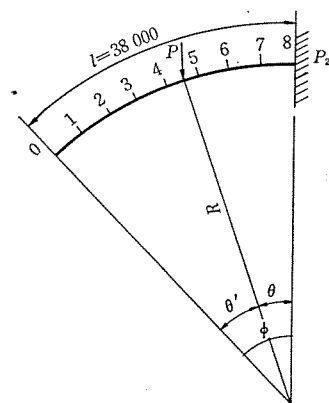
$$T_{P_s} = PR (1 - \cos \theta)$$

等分布荷重によるもの  $T_{p_s}$

$$T_{p_s} = PR^2 (\sin \phi - \phi)$$

ここに

図-17



告

$P$ : 集中荷重,  $p$ : 等分布荷重強度,  $\phi$ : 挟角

$R$ : 曲線半径,  $\theta$ : 荷重作用点までの挟角

主桁断面は変断面であるから格点荷重に換算して計算した。また、活荷重偏心載荷による単純ねじりモーメントも考慮した。

ねじりせん断応力  $\tau_t$  の計算は箱桁断面がねじりモーメント  $T_P$  を受けると、Saint-Venant の  $\tau_s$  のほかに2次的なせん断応力流  $q_B$  が生ずる。

したがって、ねじり断面2次モーメント  $I_t$  は、

$$I_t = I_{ts} + I_{tB}$$

$$= \Sigma c \cdot h \cdot t^3 + \frac{4 A^2}{\oint \frac{1}{t} ds} \quad (t: \text{短辺}, h: \text{長辺})$$

ここに

$A$ : 箱桁肉厚中心線の包む面積

$$\oint \frac{1}{t} ds: \text{箱桁全周の } \Sigma \frac{h}{t}$$

$c$ : Venant の係数

したがって  $\tau_t$  は、

$$\tau_t = \tau_s + \tau_B$$

$$= \frac{T_P}{I_t} \cdot t + \frac{T_P \cdot I_{tB}}{I_t} \times \frac{1}{2 t A}$$

ここに、 $t$ : 部材抵抗幅

これらの式により、ねじりせん断応力を計算すると、 $\tau_t = 4.7 \text{ kg/cm}^2$  となったため、せん断応力度、斜引張応力度の計算には、このねじりせん断応力を考慮した。

(8) 中央ヒンジ位置のせん断力

中央ヒンジ位置に生ずるせん断力を荷重別に記す(表-3)。 $R=600 \text{ m}$  の曲率によるねじりを考慮し、両ウェーブについて、せん断力を求めた。

表-3 中央ヒンジに生じるせん断力

荷重	円弧内側	円弧外側	合計
桁自重	2.979	3.348	6.327
死荷重	0.280	0.352	0.632
活荷重	24.780	25.482	40.596
合計	28.039	29.182	—

注: 活荷重については、内側、外側がおのおの最大になるよう偏載荷した。

6. むすび

ディビダーク工法によるPC橋の施工例はたくさんあるが、本谷川橋のように第1橋、第2橋、第3橋と、タイプの違う橋梁が3連も続く例は少ないといえよう。これは、すなわち、きびしい立地条件のもとで、最適の構造形式を選定した結果である。本文では、特に非対称中央ヒンジラーメンの第3橋の設計、および第2橋の施工計算について述べた。第3橋について、非対称構造であるが、特に問題はなく、むしろ立地条件にあったスパン構成といえるし、橋脚上の不均一モーメントや、中央ヒンジ位置のせん断力は設計上処理できるものである。

橋脚上不均一モーメントを極力小さくし、ヒンジ位置のせん断力を0に近づけることにより、個々のラーメンはそれぞれバランスした構造となり、クリープ変形は計算どおり生じ、上げ越しを正しく行なうことにより、高速走行に対しても、支障がない構造になるのである。

本橋の施工については後日報告する予定である。

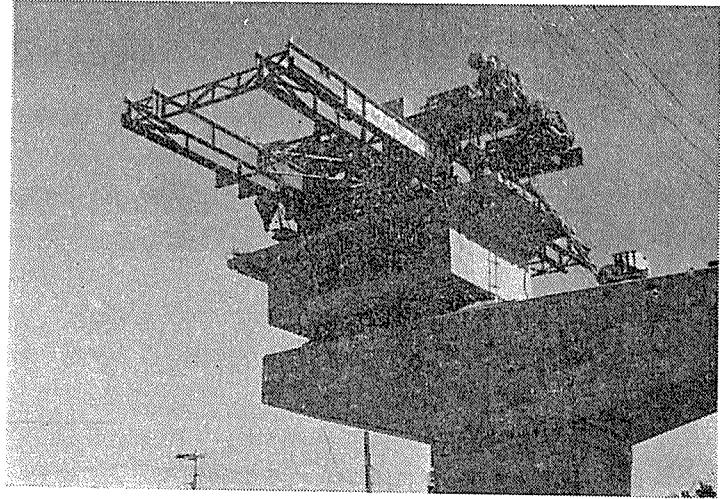
最後に本橋の設計、施工にご尽力頂いている住友建設(株)、友保氏ほか皆様方に謝意を表するものである。

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) 日本道路協会: 鉄筋コンクリート道路橋設計示方書
- 4) 日本道路協会: プレストレストコンクリート道路橋設計示方書解説(案)
- 5) 猪股俊司: プレストレストコンクリートの設計および施工, 土木学会監修, 技報堂
- 6) 横道英雄: コンクリート橋, 土木学会監修, 技報堂
- 7) 渡辺昇: 曲線桁の理論と計算, 技報堂
- 8) 日本道路公団: 工事報告天草五橋, 土木学会
- 9) 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
- 10) 倉西正嗣: 応用弾性学, 共立全書
- 11) 日本道路公団: 「中央ヒンジ形式PC橋のたわみ変化調査報告書」
- 12) Homberg & Marx: Scheffe Stahbe und Platten

1971.4.7・受付

# PC架設機 の 設計・製作



プレキャストブロック架設機  
(首都高速3号線)

## 三信工業株式会社

東京都千代田区神田錦町1-4 (滝本ビル5階)  
TEL (294) 5131・5132

PAT No. 467154  
532878

LPPセンターホール  
ジャッキ

**PC同時緊張機**  
PAT No. 569584

PC・各工法用ジャッキ・ポンプ・油圧機器・試験機

### OX山本扛重機株式会社

東京都中央区新富町二丁目八番地  
TEL 東京 (551) 局 2115~9