

東北本線荒川橋梁の設計その他

尾 坂 芳 夫*
小 池 晋*

1. 一 般

本橋梁は、東北本線の輸送力増強にともない、赤羽～川口間の現在の荒川橋梁の下流側に約 19 m の間隔をおいて、これと平行して、図-1 (a), (b), (c) に示す複線橋梁の架設が決定され、昭和 39 年 2 月に下部構造の施工に着手し、昭和 40 年 8 月上部構造の施工が完了した。

本工事は、国鉄東京工事局において計画施工監督がなされ、請負業者は下部工（ケーソン、橋台、橋脚）およびトラスをKK間組が施工、複線下路PC桁については、赤羽方の4連はピー・エス・コンクリートKK、川口方の4連は日本鋼弦コンクリートKKがその施工を担当した。

これまでにも、単線下路PC橋は施工されていたが、今回の荒川橋梁で施工されたPC下路橋はそれらにくらべて構造、規模に大きな相違があったので、今後の長大橋の開発も合わせ考えて東京工事局において、国分正胤博士を委員長とする「長大下路PC桁の設計と施工」関係の委員会が設けられ、各種の調査、研究と、それらに対する御指導をたまわるほか、模型試験、コンクリート打込み予備試験などを行なった。

つぎに本橋梁の設計条件としては、以下の事項が考慮された。すなわち、

川口方において、10/1 000 のこう配区間が橋梁中に入ってくる点、および地盤沈下などを考慮しての軌道保守上トラス区間以外は有道床が採用されることになり、なお、河川に対して桁下空高として計画高水位から 3.4 m をとることにしたため、レール面より、桁下縁までの距

離が 1.10 m に制限された。以上の条件で、上部および下部をふくめ、各種の橋梁形式に対する比較検討がなされた結果 折込付図 に示すような設計条件ならびに設計図によるPC複線下路形式が採用されることになった。

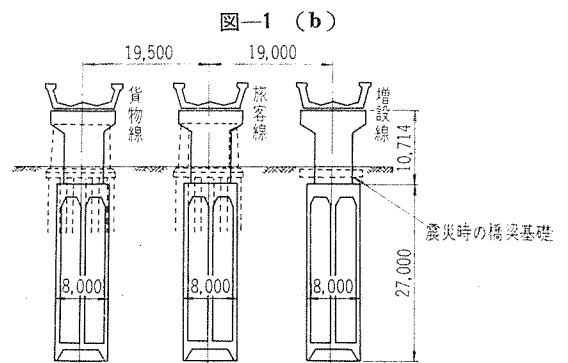


図-1 (b)

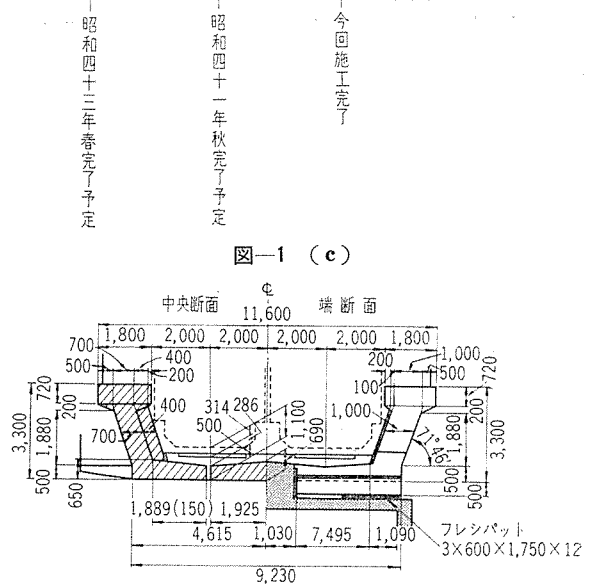
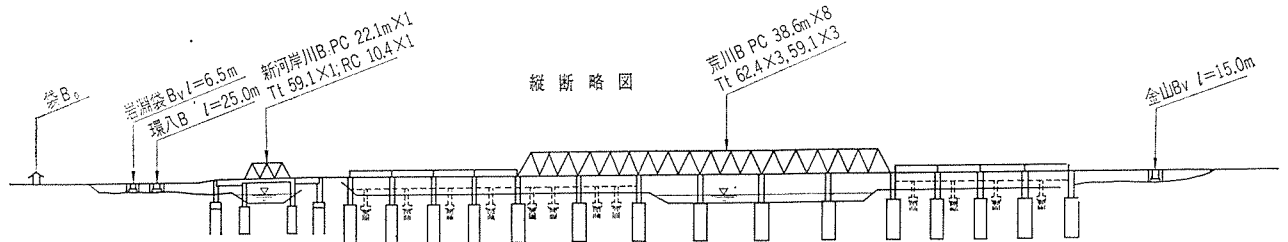


図-1 (c)

図-1 (a)



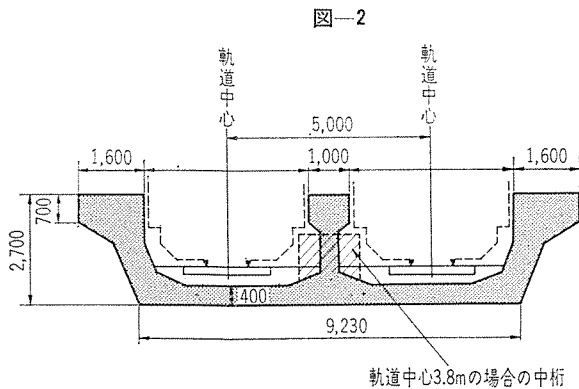
* 国鉄構造物設計事務所 技師

なお、文末に参考資料として写真-1~15に本工事の施工順を追って主要な部分のみを掲げてみた。

2. 設計上の問題点

(1) 複線 2 主桁形式の決定

複線下路橋としては、これまで鋼桁において、3 主桁橋が多く使用されているが、この場合の基本的な考え方としては、中桁は耳桁の2倍の曲げ強度を持つように設計されており、この考え方をそのままPC複線下路桁にもって来ると、少なくとも図-2に示すように軌道中心間隔を5m以上必要とすることになり、全スラブ幅はますます広がる。また、軌道中心間隔が4mもしくは3.8mの一般の場合は、建築限界の関係から中桁は耳桁にくらべていちじるしく小さなものとなる上に、鋼桁の複線3主桁形式の場合は、横桁は明かに単純桁と考えられるが、PC下路桁の場合には、スラブのほとんど全幅は主桁の有効断面内にふくまれることから考え、中桁は独立的な曲げ剛性を持つ桁と考えることができない。



すなわち、補強の意味で設けた中桁は全断面から考えると、その中立軸付近に補強部材を追加したことになって、あまりその効果が期待できないことになる。

また、3主桁形式の場合、スラブは連続スラブの傾向になり、横締め鋼材の配置に種々の問題が生じてくるのが考えられる。特に下路橋の場合万一にもスラブの中央において、橋軸方向のひびわれなどが生じ、そこがヒンジ構造に近づくと、これまで全断面一体の安定した対称断面は、非対称断面に近づき中立軸は傾斜し、思わざる応力が生じることも考えられるので、鋼桁の場合と異なり主桁とスラブを一体としたこの種の構造における3主桁形式にはまだ数多くの問題点が残されているので、設計図のような2主桁形式が採用された。

つぎに、台形開断面すなわち、主桁を傾斜させた理由について述べると、本形式の複線下路橋の場合のスラブ厚は、主として主桁中心距離から決定されるものであるため、建築限界に支障しない範囲でいくぶんの傾斜をさせることはスラブ厚の減小ばかりでなく、下部構造に対

しても有利であり、なお、各種の模型試験¹⁾の結果からも、この程度の傾斜の影響はその設計上ほとんど問題を生じないことがわかったので、この形式が採用された。

(2) 主桁の設計に関する問題点

a) 主桁の下突縁として考えるスラブの有効幅

模型試験によって橋軸方向曲げ応力度をスパン中央断面におけるスラブの各点で測定した結果を示すと図-3のようであり、これより考えて、プレストレスの計算にはスラブ全幅を有効と考え、荷重による応力計算は、安全を考慮してT形桁の上突縁の有効幅の算定方法、たとえば $\lambda = \frac{l}{8}$ などによって求めた有効幅で設計を実施した。

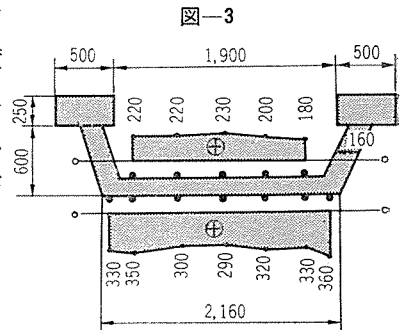
図-4は、本橋梁竣工時のD-51機関車による走行試験の応力測定結果の一部であり、D-51機関車による同断面位置の応力を有効断面によって求めると表-1のようになる。

D-51 機関車によるスパン中央曲げモーメント：

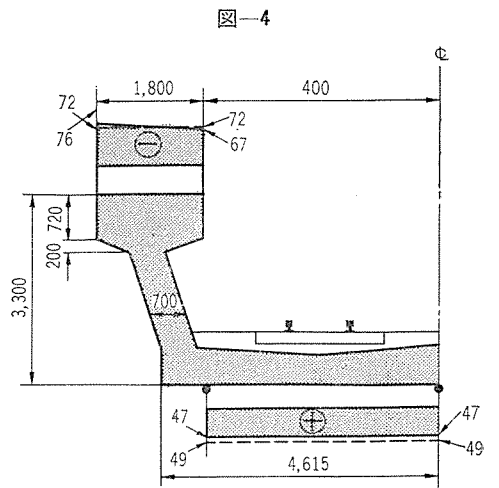
表-1 断面要素(半断面)

	スパン中央断面		支点断面
	純断面	換算断面	
A (m ²)	5.053	5.250	5.717
y ₀ (m)	1.924	1.966	1.933
y _u (m)	1.376	1.338	1.367
I (m ⁴)	6.605	6.839	6.912
z ₀ (m ³)	3.433	3.479	3.576
z _u (m ³)	4.800	5.112	5.056
r ² (m ²)	1.307	1.303	1.209
e _p (m)	1.108	1.070	0.287

注：スラブ全幅を考えたスパン中央のコンクリート全断面積 5.454 m²



模型試験桁中央断面、スラブ上下面の橋軸方向曲げひずみ (×10⁻⁶)



荒川下路PC桁における走行試験によるスラブ下面橋軸方向曲げひずみ (×10⁻⁶) と計算値との比較

— 測定値
- - - 計算値

$$M_I = 943 \text{ t-m}$$

$$\therefore \sigma_{l0} = \frac{M_I}{z_0} = \frac{943}{3.479 \times 10} = 27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\dots\dots (\text{実測値 } \sigma_0 = 76 \times 10^{-6} \times 3.75 \times 10^5 \\ = 28.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ または } 25 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\sigma_{lu} = -\frac{M_I}{z_u} = -\frac{943}{5.112 \times 10} = -18.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\dots\dots (\text{実測値 } \sigma_u = 47 \times 10^{-6} \times 3.75 \times 10^5 \\ = -17.6 \text{ kg/cm}^2)$$

注 ただし実測値のひずみを応力度に換算するとき用いたコンクリートのヤング係数 $E=3.75 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, すなわち $\sigma_c=450 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートと考えた。

上記計算値には衝撃を考えなかったが、実測値は約 5~10% 程度の衝撃がふくまれたものと考えられるので、前述の有効断面の考え方によって設計すれば安全である。

b) ねじりモーメントについて²⁾

図-5 (a) に示すようにスパンを 10 等分して考えた。

主桁のねじり剛さ係数 $J_p = 0.61 \text{ m}^4$

スパンを 10 等分した単位スラブ幅 $\lambda = 3.86 \text{ m}$

せん断弾性係数/ヤング係数 $G/E = 0.43$

スラブのスパン $l = 8 \text{ m}$

スラブ幅 $\lambda = 3.86 \text{ m}$ あたりの断面 2 次モーメント:

$$I = 0.069 \text{ 3 m}^4$$

(x_i および x_i^0 値の計算および、これらを用いたねじりモーメントの計算式)

$$V^2 = \frac{1}{J_p} \cdot \frac{2 \cdot I \cdot E \cdot \lambda}{l \cdot G} = \frac{1}{0.61} \cdot \frac{2 \times 0.069 \text{ 3} \times 3.86}{8 \times 0.43} \\ = 0.255$$

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \frac{1}{1 + \eta + V^2} & x_1^0 &= x_1 \\ x_2 &= \frac{1}{2 + V^2 - x_1} & x_2^0 &= x_1^0 \cdot x_2 \\ \vdots & & & \\ x_n &= \frac{1}{2 + V^2 - x_{n-1}} & x_n^0 &= x_{n-1}^0 \cdot x_n \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

つぎにねじりモーメント M_t については、活荷重の場合は、これを求める横桁位置まで活荷重を満載した場合に最大となり次式で示される。

$$M_{ti} = \frac{1 - (1 - \eta)x_{n-i}^0}{\frac{1}{x_i} - x_{n-i}} \cdot M_I \dots\dots (2)$$

また満載荷重 (死荷重などの場合) のねじりモーメントは次式による

$$M_{ti} = \frac{x_i^0 - x_i \cdot x_{n-i}^0}{1 - x_i \cdot x_{n-i}} \cdot M_I \dots\dots (3)$$

これらの計算で問題となる点は、主桁が支承部でねじりモーメントに対して拘束されている程度の判定であり、式中 $\eta=1$ は、主桁はその支承部で回転自由の場合であり、 $\eta=0$ は完全固定の場合である。

図-5

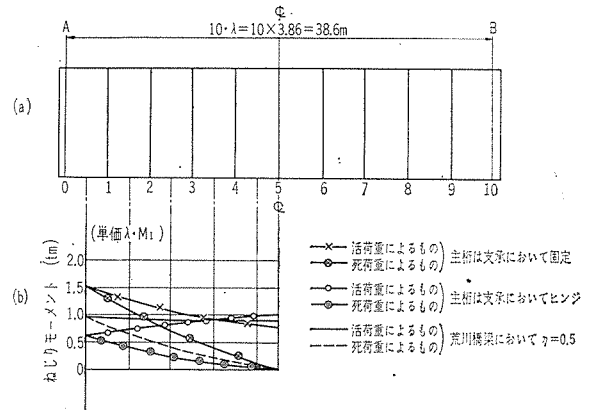


図-5 は $\eta=0$ および $\eta=1$ の場合の比較をし、なお本橋の場合、端横桁の曲げ剛性と一般横桁の曲げ剛性の比から $\eta=0.5$ として図示のように両者のほぼ中間的な値を用いた。

なお、その数値計算の一部を示すとつぎのようである。

$\eta=1$ (支承部で回転自由の場合)

$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{1}{1 + \eta + V^2} = \frac{1}{1 + 1 + 0.255} = 0.445 \\ &\dots\dots x_1^0 = x_1 = 0.445 \\ x_2 &= \frac{1}{2 + V^2 - x_1} = \frac{1}{2 + 0.255 - 0.445} = 0.553 \\ &\dots\dots x_2^0 = x_1^0 \cdot x_2 = 0.246 \\ x_3 &= \frac{1}{2 + V^2 - x_2} = \frac{1}{2 + 0.255 - 0.553} = 0.588 \\ &\dots\dots x_3^0 = x_2^0 \cdot x_3 = 0.145 \\ x_4 &= \frac{1}{2 + V^2 - x_3} = \frac{1}{2 + 0.255 - 0.588} = 0.6 \\ &\dots\dots x_4^0 = x_3^0 \cdot x_4 = 0.087 \\ x_5 &= \frac{1}{2 + V^2 - x_4} = \frac{1}{2 + 0.255 - 0.6} = 0.605 \\ &\dots\dots x_5^0 = 0.053 \\ x_6 \sim x_9 &\quad \doteq 0.605 \quad \left\{ \begin{aligned} x_6^0 &= 0.032 \\ x_7^0 &= 0.019 \\ x_8^0 &= 0.012 \\ x_9^0 &= 0.007 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

上記 x_i および x_i^0 を用いて活荷重載荷時の最大ねじりモーメントを以下に求めて見ると、

(M_t の生じる横桁間)

$$0 \sim 1 \quad M_{t1} = \frac{1 - (1 - \eta)x_9^0}{\frac{1}{x_1} - x_9} M_I = \frac{1}{\frac{1}{0.445} - 0.605} M_I \\ = 0.608 M_I$$

$$5 \sim 6 \quad M_{t6} = \frac{1 - (1 - \eta)x_4^0}{\frac{1}{x_6} - x_4} M_I = \frac{1}{\frac{1}{0.605} - 0.6} M_I \\ = 0.954 M_I$$

つぎに死荷重（満載荷重）に対するねじりモーメントを求める。

(M_t の生じる横桁間)

$$0\sim 1 \quad M_{t_1} = \frac{x_1^0 - x_1 \cdot x_9^0}{1 - x_1 \cdot x_9} M_I$$

$$= \frac{0.445 - 0.445 \times 0.007}{1 - 0.445 \times 0.605} M_I = 0.6 M_I$$

$$5\sim 6 \quad M_{t_6} = \frac{x_6^0 - x_6 \cdot x_1^0}{1 - x_6 \cdot x_1} M_I$$

$$= \frac{0.032 - 0.605 \times 0.087}{1 - 0.605 \times 0.6} M_I = 0$$

$\eta = 0$ (支承部で完全固定の場合)

$$x_1 = \frac{1}{1 + \eta + V^2} = \frac{1}{1.255} = 0.797$$

$$\dots\dots x_1^0 = x_1 = 0.797$$

$$x_2 = \frac{1}{2 + V^2 - x_1} = \frac{1}{2.255 - 0.797} = 0.685$$

$$\dots\dots x_2^0 = x_1^0 \cdot x_2 = 0.545$$

$$x_3 = \frac{1}{2 + V^2 - x_2} = \frac{1}{2.255 - 0.685} = 0.637$$

$$\dots\dots x_3^0 = x_2^0 \cdot x_3 = 0.347$$

$$x_4 = \frac{1}{2 + V^2 - x_3} = \frac{1}{2.255 - 0.637} = 0.618$$

$$\dots\dots x_4^0 = x_3^0 \cdot x_4 = 0.214$$

$$x_5 = \frac{1}{2 + V^2 - x_4} = \frac{1}{2.255 - 0.618} = 0.611$$

$$\dots\dots x_5^0 = x_4^0 \cdot x_5 = 0.125$$

$$x_6 \sim x_9 \quad \doteq 0.61 \quad \begin{cases} x_6^0 = 0.0762 \\ x_7^0 = 0.0465 \\ x_8^0 = 0.0284 \\ x_9^0 = 0.0173 \end{cases}$$

活荷重載荷時の最大ねじりモーメント

(M_t の生じる横桁間)

$$0\sim 1 \quad M_{t_1} = \frac{1 - (1 - \eta)x_9^0}{\frac{1}{x_1} - x_9} M_I = \frac{1 - 0.0173}{\frac{1}{0.797} - 0.61} M_I$$

$$= \frac{0.983}{0.645} M_I = 1.52 M_I$$

$$5\sim 6 \quad M_{t_6} = \frac{1 - (1 - \eta)x_1^0}{\frac{1}{x_6} - x_1} M_I = \frac{1 - 0.214}{\frac{1}{0.61} - 0.618} M_I$$

$$= 0.77 M_I$$

死荷重に対するねじりモーメント

(M_t を生じる横桁間)

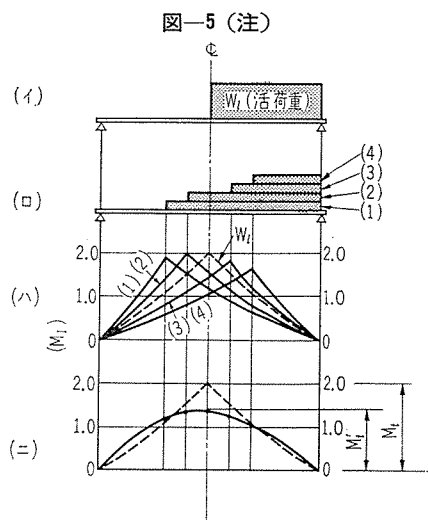
$$0\sim 1 \quad M_{t_1} = \frac{x_1^0 - x_1 \cdot x_9^0}{1 - x_1 \cdot x_9} M_I$$

$$= \frac{0.797 - 0.797 \times 0.0173}{1 - 0.797 \times 0.61} M_I = 1.52 M_I$$

$$5\sim 6 \quad M_{t_6} = \frac{x_6^0 - x_6 \cdot x_1^0}{1 - x_6 \cdot x_1} M_I = 0$$

注：A.A. Jakobsen 氏の理論解は、スラブを完全に切断してのものであるが、実際は荷重はスラブを伝わり、例えばスパン

中央の活荷重によるねじりモーメントなどを求める場合に用いる半載荷重でも図-5(注)に示すように、いく分前にはみ出すことになり、その結果ねじりモーメントおよびスラブ支承部の正負の曲げモーメントは、当然減少することが考えられる。このことは、模型試験によっても明らかであり、模型試験結果によるとねじりせん断応力度は計算値の 50% 以下であった。しかし、ねじりせん断の測定にはばらつきが多いので、これをそのまま採用はできないが、図-5(注)に示すように、半載荷重を、その合計が等しくなる(1)~(4)段階の荷重に置きなおして(図-5注(ロ)参照)、各載荷による最大ねじりモーメント図を求め(図-5注(ハ)参照)、これを重ね合わせ(図-5注(ニ)参照)て求めたねじりモーメント M_t' はスラブが完全に切断されたと考えて求めたねじりモーメント M_t の約 70% 程度である。以上の点を考慮すると、少なくとも Jakobsen 氏の方法で求めた値の 80% 程度の値を用いても十分安全であると思われる。



c) 曲げせん断およびねじりせん断に対する設計

本橋においては、曲げせん断およびねじりせん断によって主桁腹部に生じる斜引張応力度を、主方向プレストレスおよび鉛直締め P C 鋼棒によるプレストレスによって、設計荷重時 $\sigma_1 \leq 12 \text{ kg/cm}^2$ はもちろんであるが、破壊荷重作用時においても、その最大値を $\sigma_{2s} = 300 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートに相等する値、すなわち $\sigma_1 \leq 40 \text{ kg/cm}^2$ とした。

つぎにスターラップの設計においては、曲げせん断について土木学会 P C 指針 58 条の解説に示されている式(15)を用いて所要スターラップ量を求め、ねじりに対しては十分な鉄筋を配置した。

d) 主桁の水平変位 載荷時の主桁上突縁の水平変位が大きいと、列車通過時の振動の影響がそれだけ大きくなるので、場合によっては、スラブの厚さおよび腹部の厚さを大きくしたり、または曲げ剛性のより大きい端横桁なども考えなければならないなどの問題が考えられるので、一応模型試験で行なった計算方法によって以下計算して見た。

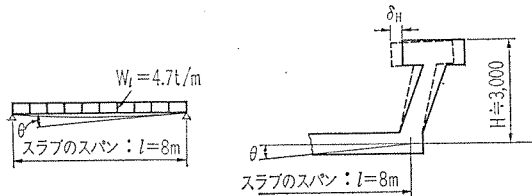
1) 活荷重満載時の主桁の水平変位(倒れ込み)

いまスラブは、主桁腹部下端で単純に支承されていると考え、図-6 に示すような換算分布荷重によって生じる支点のたわみ角： θ を求めると、

$$\theta = \frac{W \cdot l^3}{24 EI} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ ラジアン}$$

$$\begin{aligned} \text{ゆえに、主桁上縁の水平変位：} \delta_H &= H \cdot \theta \\ &= 3000 \times 1.0 \times 10^{-3} = 3.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

図-6



2) 活荷重が単線載荷（非対称荷重）したときの水平変位活荷重（含衝撃）による曲げモーメント： M_l
 $= 1905 \text{ t-m}$

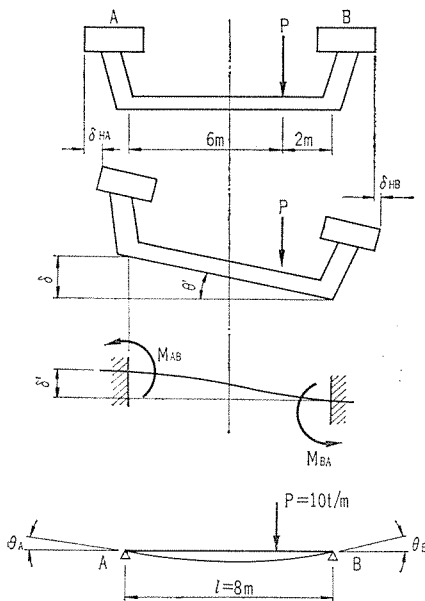
図-7 に示すような載荷位置から、A, B 両主桁に対し、この曲げモーメントを分割する。この場合スラブの端モーメント M_{AB} , M_{BA} が考えられるが、桁全長にわたる載荷の場合この値は模型試験結果から考えて非常に小さいので考慮しなかった。

$$M_B = 1430 \text{ t-m}, M_A = 475 \text{ t-m}$$

$$\begin{aligned} \therefore \delta_A &= \frac{5 \cdot M_A \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 475 \times 38.6^2}{48 \times 37.5 \times 10^5 \times 7.2} \\ &= 0.0027 \text{ m} = 2.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_B &= \frac{5 \cdot M_B \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 1430 \times 38.6^2}{48 \times 37.5 \times 10^5 \times 7.2} \\ &= 0.0081 \text{ m} = 8.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

図-7



$$\therefore \delta = \delta_B - \delta_A = 5.4 \text{ mm}$$

$$\therefore \frac{\delta}{l} = \theta' = \frac{5.4}{8000} = 6.8 \times 10^{-4}$$

ゆえに両主桁のたわみの差による水平変位はつぎのようになる。

$$\delta_{HA} = -\delta_{HB} = H \cdot \theta' = 3000 \times 6.8 \times 10^{-4} = 2.0 \text{ mm}$$

ただし、このほかに、荷重による主桁の倒れ込み量をおのおの δ_{HA}' , δ_{HB}' とすると

$$\delta_{HA}' = \theta_A \cdot H = 3.0 \times 10^{-4} \times 3000 = 0.9 \text{ mm}$$

$$\delta_{HB}' = \theta_B \cdot H = 5.0 \times 10^{-4} \times 3000 = 1.5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Sigma \delta_{HA} &= \delta_{HA} + \delta_{HA}' = 2 + 0.9 = 2.9 \text{ mm} \\ &\dots\dots(2.9 \text{ mm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma \delta_{HB} &= -\delta_{HB} + \delta_{HB}' = -2 + 1.5 = -0.5 \text{ mm} \\ &\dots\dots(-1.3 \text{ mm}) \end{aligned}$$

注：() 書きは、本橋の D-51 機関車の動的試験値より求めた KS-18 換算水平変位であり、(-) は外側の水平変位を示す。

e) 上突縁の座屈に対する安全性の検討 本橋のように主桁上突縁部の断面が、その腹部の断面にくらべて大きい場合は、設計荷重作用時に主桁上突縁部に大きい圧縮応力が集中するので、圧縮突縁部の座屈に対する安全性を確認した。

主桁の圧縮突縁は腹部によって回転と、水平および鉛直の曲げとを拘束されるので、圧縮突縁の弾性的安定の問題は、近似的に曲げおよびねじりに拘束された軸方向圧縮力をうける柱の問題として取扱うことができる。本橋の主桁断面は、水平方向の寸法にくらべて、鉛直方向の寸法が非常に大きいので、座屈現象としては鉛直方向に十分大きい剛性があるものと考えられる。

座屈長に比して、主桁の部材長が十分大きいと考え、また、主桁は全区間にわたり一様なモーメントをうけるものと仮定して、R. W. Haussler³⁾ 氏は、十分安全側の座屈荷重を与える簡略式として、つぎの式を示している。

$$\text{座屈荷重：} P_k = 2\sqrt{b \cdot E_t \cdot I_y} \dots\dots\dots(4)$$

$$\text{ここに } b = \frac{6 \cdot E \cdot I}{(3l_1 + 2a_1)a_1^2(1 - \nu^2)}$$

E ：腹部コンクリートのヤング係数； $35 \times 10^5 \text{ t/m}^2$

E_t ：腹部コンクリートのせん断弾性係数； $0.43 E$

I ：腹部の単位長さあたりの断面 2 次モーメント：

$$I = \frac{t^3}{12} = \frac{0.7^3}{12} = 0.0285 \text{ m}^3$$

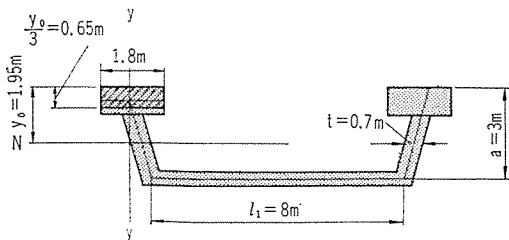
I_y ：y 軸に関する突縁圧縮範囲の断面 2 次モーメント

$$I_y = \frac{0.65 \times 1.8^3}{12} = 0.316 \text{ m}^4$$

ν ：コンクリートのポアソン比 $\div 0.2$

$a_1, l_1 \dots\dots$ (図-8 参照)

図-8

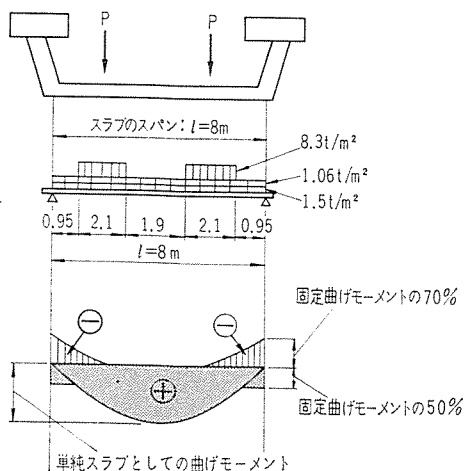


計算の結果からは、本橋の場合腹部および上突縁幅が十分大きいので、コンクリートの単純曲げ圧縮破壊強度で決定されることになり、少なくとも3倍以上の安全率があることがわかった。

(3) スラブの設計に関する問題点

a) 活荷重が複線載荷(対称載荷)した場合 スラブの設計では図-9に示すような複線載荷状態で桁の全長にわたって載荷した場合に、スラブのスパン中央断面に生じる $+M_{max}$ 、およびある任意断面までスパンの片側載荷した場合にスラブ支承部付近に生じる M_{min} 、もしくは M_{max} をどのように決めるかが問題である。

図-9



しかし、対称荷重の場合は図-9に示す曲げモーメントもしくはJakobsen氏の計算方法による結果のいずれか大きい方を用いれば十分安全であることが、模型試験および実橋の走行試験結果からも考えられたので、その範囲で設計を行なった。

b) 活荷重が単線載荷(非対称載荷)した場合 対称荷重に対してはJakobsen氏の計算方法のように、スラブを橋軸と直角な断面で等分に分割した状態では、スラブ支承部に、正の曲げモーメントが生じることになるが、実際はスラブは連続しているので模型試験の結果では正の曲げモーメントはほとんど生じなかった。しかし、非対称載荷の場合は両主桁のたわみの差によって図-7に示したように、スラブに部材角 R が生じ、それ

によって固定モーメントが生じる。その大きさの計算は主桁のねじり抵抗、支承の回転に対する固定度など不明な点があふまれているので正確には求められないが、PC技術協会誌 Vol. 7, No. 4, p 29¹⁾、にのべたように、部材角による固定モーメント 20~30% の程度であり、むしろスラブ支承部の $+M_{max}$ は、このような載荷状態に特に考えられる。しかし、その値も固定曲げモーメント 50% 以下であるので図-9の曲げモーメント図の値によって設計してあれば十分安全であると考えた。

なお、主桁腹部とスラブ支承部は剛結されているからスラブ支承部に生じる正負の端モーメントの一部は当然腹部にも生じることが予想されるが、その値は本橋の場合、近似計算上は最大 $\pm 10 \text{ kg/cm}^2$ 程度であり、機関車による走行試験から、推定したKS-18 載荷の場合は $\pm 4 \text{ kg/cm}^2$ 程度の値が得られたので、腹部の曲げについては、せん断に対する設計の他に適当な用心鉄筋を配置する必要がある。

なお、図-10はD-51 機関車による非対称載荷時の計算値と実測値の応力分布を示したものである。

(4) 支承部の設計に関する問題点

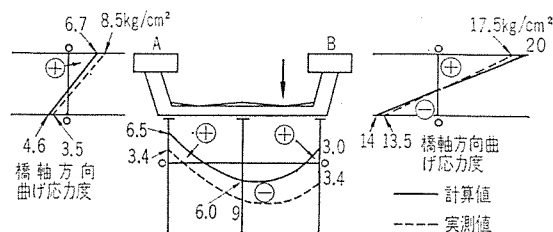
支承には、フレシパットを用いた。これは下路橋として生じるスパン方向の角変化および橋軸と直角方向の角変形も考慮すると同時に、必要に応じて下部構造の不等沈下の修正を行ない、桁座をこう上するとき、その修正が比較的簡単にできることを考えたものである。フレシパット支承の位置は、模型試験の結果を考慮して主桁腹部中心下縁にその中心を合せた。フレシパットの最大支圧応力度は、活荷重による支点角変化によって生じる局部的圧縮応力の増加も考えて 60 kg/cm^2 以下とした。

なお、本橋においてはアンカーボルトを用いず、コンクリートストッパーを用いて、常時および地震時の水平力に抵抗するようにした。また図-11および図-12に示すように、水平連結鋼棒を用いて桁相互を橋軸方向に連結し、地震などに対して桁の落下防止を行なうと同時に、地震時に生じると思われる橋脚相互の橋軸直角方向の変位に対してもある程度抵抗できる構造とした。

水平連結構造は図-12 のようである。

(5) その他の問題点

図-10



図示の実測応力は $E=37.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ として求めた。

図-11

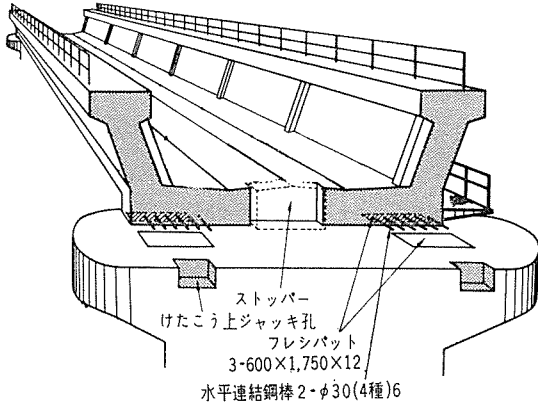
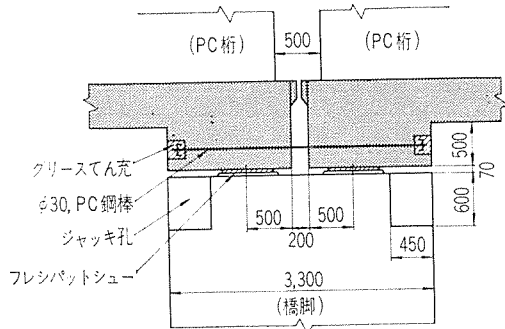


図-12



a) 支承の不等沈下に対する影響 ここで考えた支承の不等沈下とは、本橋は4点支持の支承構造であるので、地震などのために、対角線上の相対する支承がその側の他の支承に対して 1 cm の不等沈下を生じた場合、主桁に作用するねじりモーメントおよびそれによって生じる、ねじりせん断応力度等に対して検討を行なった。その他、このような場合、同時にスラブに与える影響についても検討した。

支承の相対沈下： $\delta=1\text{ cm}$ によって主桁に生じるねじりモーメント M_t はつぎのようである。

$$\theta = \frac{\delta}{l_0} = \frac{1}{8.30} = 0.0012 \text{ ラジアン}$$

$$l = \frac{L}{2} = 19.3 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{\theta \cdot J_p \cdot G}{l} = \frac{0.0012 \times 66 \times 10^6 \times 16.2 \times 10^4}{19.3 \times 10^2} = 67 \times 10^5 \text{ kg/cm}$$

$$\therefore \tau_{\max} = \frac{M_t}{J_p} b = \frac{67 \times 0.9}{0.66 \times 10} = 9 \text{ kg/cm}^2$$

式中 J_p : 主桁のねじりこわさ係数, $G=0.43 E$, $E=37.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$

l_0 : スラブのスパン, L = スパン

以上の結果、1 cm 程度の不等沈下に対しては、ひびわれの発生する恐れはないことがわかった。

b) 脱線時の影響 このような問題は、特に PC 下路桁の場合に限るものではないが、参考までに脱線

した列車が PC 桁に衝突した場合の影響をごく大ざっぱな仮定を設けて考えてみた。

1) 設計計算上の仮定

貨物列車全重量：1 000 t

速 度：50 km/h

けん引機関車：EF 型電気機関車

1 000 t の貨物をけん引して 50 km/h で急ブレーキを作動した場合、約 200 m で停止する。

また 1 000 t の貨物列車が脱線してから道床上を急ブレーキを作動し、停止するまでの走行距離を 30 m とする。

2) 衝突力

$$v = 50 \text{ km/h} = 13.8 \text{ m/sec}$$

脱線により $v=50 \text{ km/h}$ より $v=0$ となる走行距離： $s=30 \text{ m}$ また、脱線してから停止するまでの時間を t とする。

$$s = \frac{v \cdot t}{2}, \text{ より } t = \frac{2s}{v} = 4.4 \text{ sec,}$$

$$\text{また } s = \frac{\alpha \cdot t^2}{2} \therefore \alpha = \frac{2s}{t^2} = 3.1 \text{ m/sec}^2$$

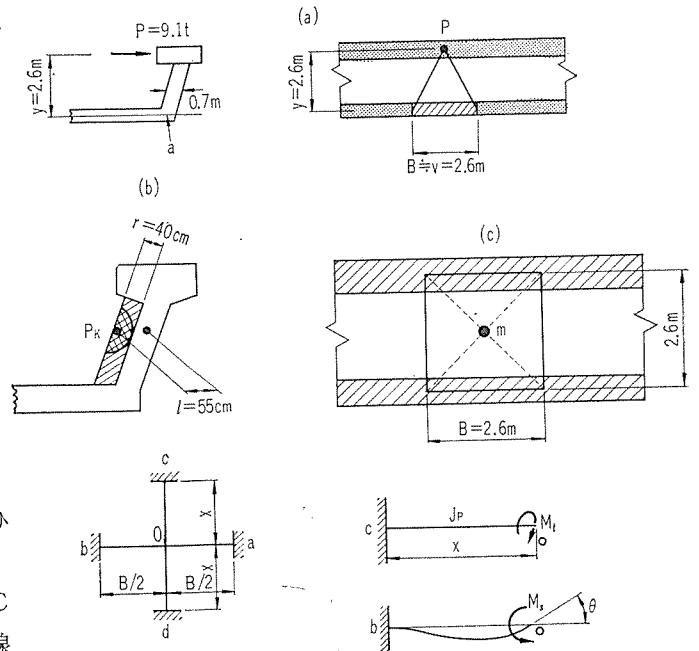
ゆえに $v=50 \text{ km/h}$ で走行している 1 000 t の貨物列車が、脱線し $s=30 \text{ m}$ で停止するまでの抵抗力： $F=m \cdot \alpha = 1\,000\,000 \text{ kg} \times 3.1 \text{ m/sec}^2 = 31 \times 10^4 \text{ M}_{\text{dyne}} = 310 \text{ t}$

3) 機関車が PC 桁上突縁にある角度で衝突した場合

いま $F=310 \text{ t}$ 中ブレーキによる抵抗力を F_B とする

$$t = \frac{2s}{v} = \frac{2 \times 200}{13.8} = 29 \text{ sec}$$

図-13



$$\therefore \alpha = \frac{2s}{t^2} = \frac{400}{29^2} = 0.5 \text{ m/sec}^2$$

$$\therefore F_B = 1\,000\,000 \text{ kg} \times 0.5 = 5 \times 10^4 M_{\text{dyne}} = 50 \text{ t}$$

$\therefore F - F_B = 260 \text{ t}$ ……これが脱線後停止までの道床とPC部材との抵抗であり、いま機関車とPC桁との間にはしゅう動摩擦が生じると考えると、道床の抵抗力の方が大きいものと思われるが、安全をみて70%がPC桁による抵抗力と考える。

$$f = 260 \times 0.7 = 182 \text{ t}$$

なお、機関車がPC桁に衝突する角度は $\tan \beta = \frac{5}{100}$ とすると、図-13 (a) に示す $P = f \cdot \tan \beta = 9.1 \text{ t}$

$$\therefore M_a = P \cdot y = 23.6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

ゆえに腹部に生じる曲げ応力度を求めると

$$z = \frac{2.6 \times 0.7^2}{6} = 0.213 \text{ m}^3$$

$$\therefore \sigma = \pm \frac{M_a}{z} = \pm \frac{23.6}{0.213} = \pm 11 \text{ kg/cm}^2$$

4) ダイヤフラムに衝突した場合

図-13 (b) に示すような半円形のせん断破壊面で破壊するまでの力を P_k とすると

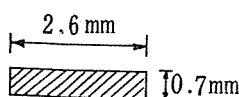
$$P_k = \pi \cdot r \cdot t \cdot \sigma = 3.14 \times 40 \times 35 \times 50 = 220\,000 \text{ kg} = 220 \text{ t}$$

ただし t はダイヤフラムの厚さ

$$M = P_k \cdot l = 220 \times 0.55 = 121 \text{ t}\cdot\text{m}$$

いま図-13 (c) に示すように $M = 121 \text{ t}\cdot\text{m}$ が1点 m に作用すると考え、腹部を幅 2.6 m, 高さ 2.6 m, 厚さ 0.7 m の四辺が拘束されたスラブと考えると、

ねじりこれさ係数: $J_p = 0.25 \text{ m}^4$ ……



断面2次モーメント: $I = 0.075 \text{ m}^4$

いまねじり角 θ によって生じる

ねじりモーメント M_t とすると, $\theta = \frac{M_t \cdot x}{J_p \cdot G}$

いま $G = \frac{E}{2}$ とすると, $M_t = \frac{\theta \cdot J_p \cdot E}{2x}$

いま $\frac{J_p}{2x} = k_p$ とおくと, $M_t = \theta \cdot k_p \cdot E$ ……(5)

ただし $k_p = \frac{J_p}{2x} = \frac{0.25}{2.6} = 0.1$

またねじり角 θ によって生じる曲げモーメントを M_s とすると $M_s = 2Ek(2\theta)$

$$k = \frac{I}{l} = \frac{I}{B/2} = \frac{0.075}{1.3} = 0.058$$

$$\therefore M_s = \theta \cdot 4k \cdot E \quad k_s = 4k = 0.23$$

$$\therefore M_s = \theta \cdot k_s \cdot E \dots\dots\dots(6)$$

ゆえに式(5),(6)より0点に衝突による M が作用したとき、腹部に与えるねじりモーメントと曲げモーメントの分配率はつぎのようになる

$$\frac{m_{oc}}{m_{od}} = \frac{k_p}{2(k_p + k_s)} = \frac{0.1}{2(0.1 + 0.23)} = 0.15$$

$$\frac{m_{oa}}{m_{ob}} = \frac{k_s}{2(k_p + k_s)} = \frac{0.23}{2(0.1 + 0.23)} = 0.35$$

$$\therefore \frac{M_{oc}}{M_{od}} = 121 \times 0.15 = 18.3 \text{ m}$$

また $\frac{M_{oa}}{M_{ob}} = 121 \times 0.35 = 41.2 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\therefore \tau_t = \frac{M_t \cdot b}{J_p} = \frac{18.3 \times 0.7}{0.25 \times 10} = 7.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \sigma = \frac{M_s}{z} = \frac{41.2}{0.213 \times 10} = \pm 19.4 \text{ kg/cm}^2$$

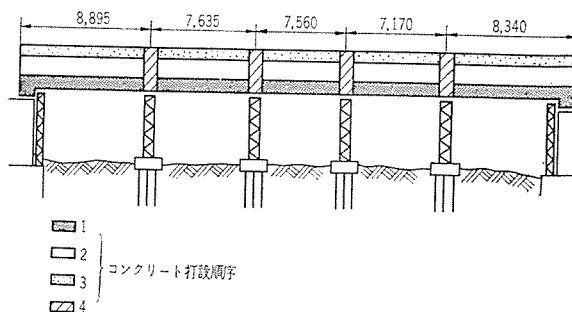
以上の結果からは、ダイヤフラムが衝突によって破壊する前に、腹部にねじりまたは曲げによるひびわれは生じないものと思われるが、もしも衝突面積が1点でなくある範囲をもってくると、せん断破壊面は場合によっては約2倍程度となり、ひびわれ発生応力に近くなるが、軸方向プレストレスおよび軸方向鉄筋を考えると安全である。

c) その他 施工と関連した問題としては、設計で考えたケーブル配置を現場で配置するにあたって、主ケーブルおよびスラブ横締めケーブル、その他鉛直締めならびに縦横の鉄筋と交さくし、配置困難な箇所が生じ、そのため、主ケーブルを中心として横締、鉛直締めシースを移動させた。

それでも主ケーブルの水平角変化が大きくなり、緊張時の摩擦抵抗が大きく ($\mu = 0.8$)、石鹼水(ペリカン石鹼KKのニートンソープ)を用いるなど現場ではいろいろ苦勞した。

また主桁コンクリートの打設に際しては図-14に示す区分に分けて行ない、新旧コンクリートの乾燥収縮差および温度差から生じるひびわれなどの変状を防ぐために、各ケーブルを数回に分けて分割緊張を検討した。そ

図-14



れでも、当初各ブロックごとに腹部にヘヤー クラックの発生したものもあり、ビニール塗布、早期緊張、蒸気養生および一部の桁に対してはパイプクーリングなども行なってこれを防止した。

3. ま と め

本橋梁の設計にあたっては、先にのべた「長大下路 P C 桁の設計と施工」に関する委員会の方々の御指導をたまわり、昭和 40 年 10 月を期して複線とも切りかえ運転を無事完了したわけではありますが、日ごろから設計者は、施工を考えて十分その構造を検討しながらその設計を行わなければならないと思いつつも、今回の荒川橋梁の場合も特殊な形式の橋梁とはいえ、現場を担当した東京工事局および赤羽工事区の方々、および本工事の施工業者であるピー・エス・コンクリート株式会社、日本鋼弦コンクリート株式会社の方々の払われた御苦心と御努力に対し今後よりよき設計で御答えしたいと思うものであります。

参 考 文 献

- 1) 高橋克男・町田富士夫・尾坂芳夫、小池 晋：「荒川 P C 下路鉄道橋の模型試験について」プレストレスト コンクリート, Vol. 7, No. 4, Aug. (1965)
- 2) A.A. Jakobsen: "Torsionsmomente bei Balkenbrücken mit zwei Hauptträgern" Beton und Eisen. 5, s. 242~246, Aug (1935)
- 3) R.W. Haussler: "Strength of Elastically Stabilized Beam" Journal of the Structural Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers. June, (1964)
- 4) 尾坂芳夫：「コンクリート下路鉄道橋の応力計算」工学研究 (1924)
- 5) Ch. Massonnet: Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples" Annales des Travaux Publics de Belgique Oct. 1954
- 6) S. Timoshenko, S. Woinowsky-Krieger: "Theory of Plates and Shells"
- 7) R. E. Rowe: "Concrete Bridge Design"
- 8) Dr.-Ing. Hellmut Homberg, Dipl.-Ing. W.-Rudolf Marx: "Schiefe Stäbe und Platten"

写真-1 ニューマティック ケーソン基礎上に造られる鉄筋コンクリート橋脚

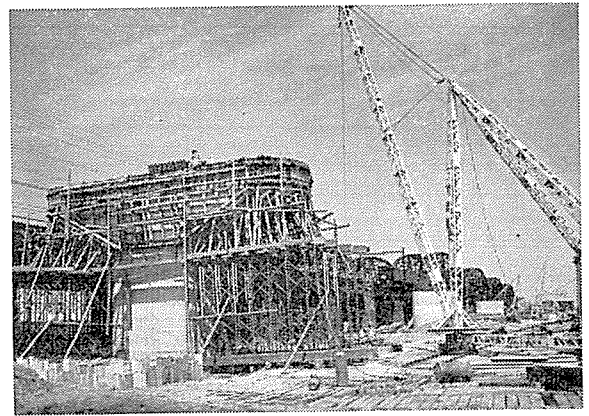


写真-2 ニューマティック ケーソン施工中
ケーソンは対辺距離 8 m の角形断面のもので平均根入り 27 m である。

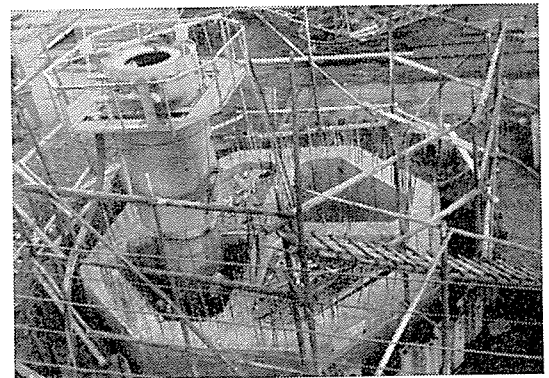


写真-3 ベントの基礎は約 6~10 m の砂層に松丸太を打込み、この上に造られた鉄筋コンクリートのベースを用いた。なお必要に応じて $\phi 24$ P C 鋼棒でプレストレスを導入したベースもある。

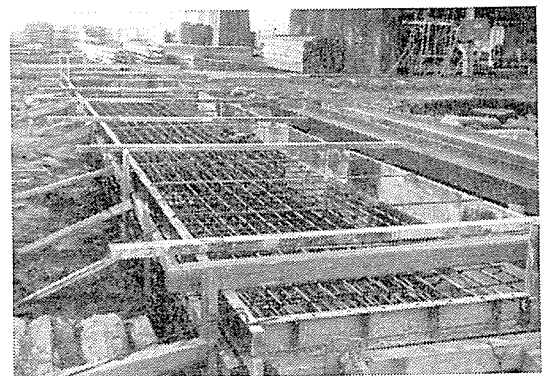


写真-4 鋼製ベント4基の他橋脚にそわせた鋼製支保工の状態を示す。

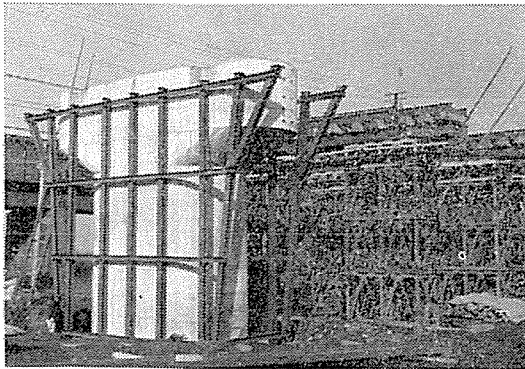


写真-7 PC下路桁の型わくには厚18mmの耐水ベニヤを用いた。写真はスラブ鉄筋およびスラブ横締め用165tケーブル定着コーン取付構造を示す。

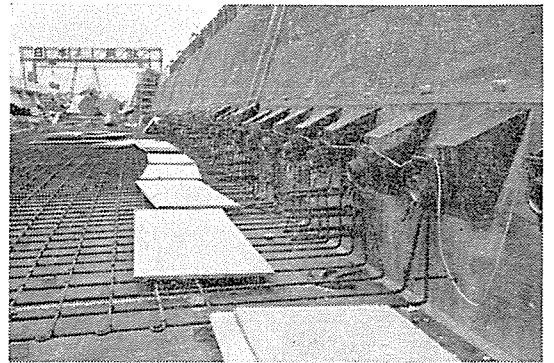


写真-5 フレシパットシューは型わく組立て前に凹凸なく正確に設置された。

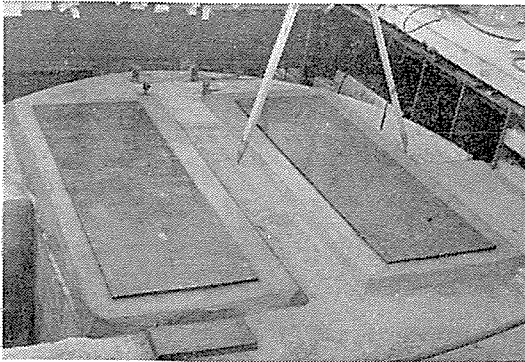


写真-8 主桁およびスラブの配筋作業を示す。スラブは165tケーブルが縦横に約40~60cmの網目に配置されており腹部にはφ30PC鋼棒が40cm間隔に配置されている。

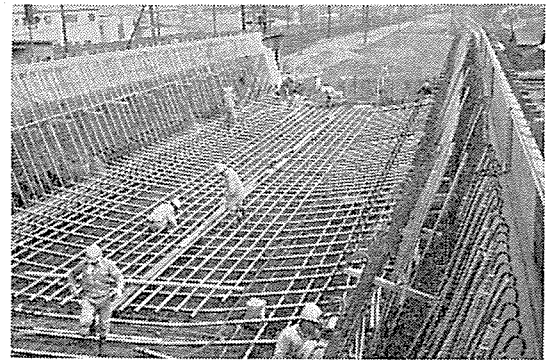


写真-6 シューにフレシパットを用いたので、将来これが変換に備えて、ジャッキ孔を設けた。なお橋脚に鉄筋をアンカーし、鉄筋コンクリートストッパーによって水平力をとらせた。

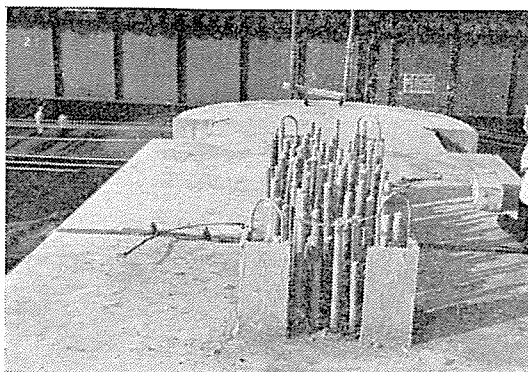
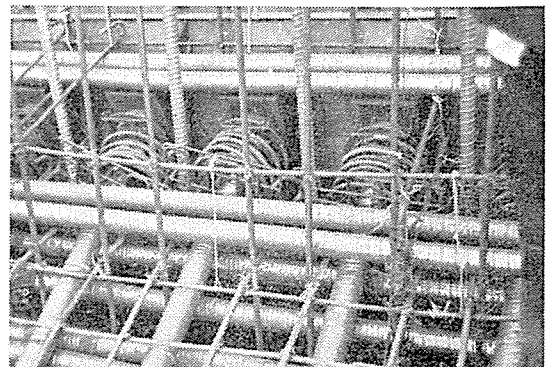
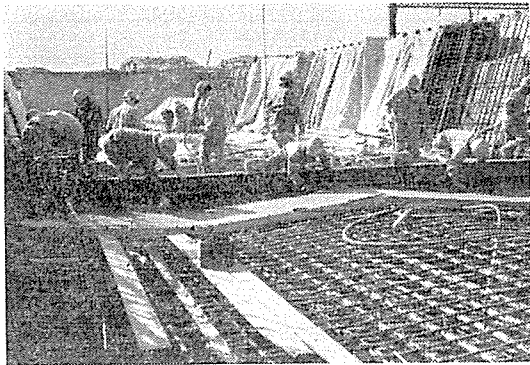


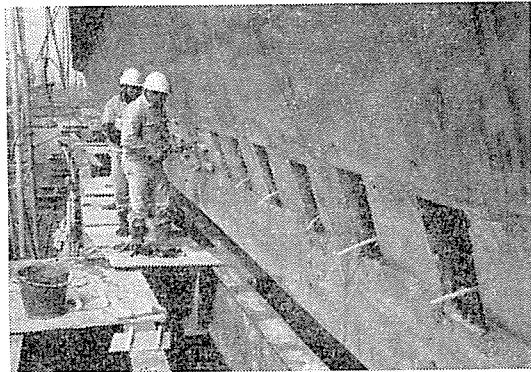
写真-9 主ケーブル、スラブ横締めケーブルとその定着部鉛直あみ鋼棒のほかにPCφ16スターラップ、スラブ鉄筋などが交さくしている。



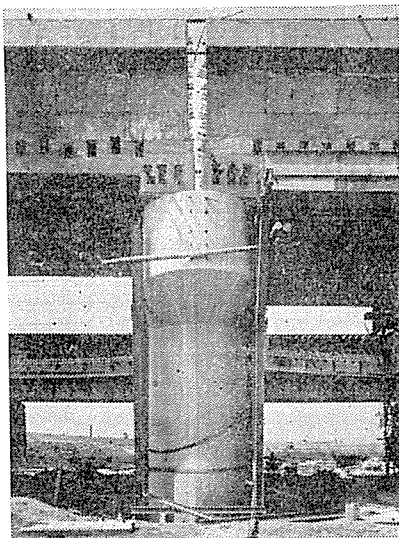
写真—10 コンクリート打設は桁をスパン方向に5ブロックにその全断面で分断しスラブ、腹部、上突縁の順序に行ない、最後に分断箇所の目地コンクリートを打設し1日後に一次緊張を行なった。写真はスラブコンクリート打設の状況を示したものである。



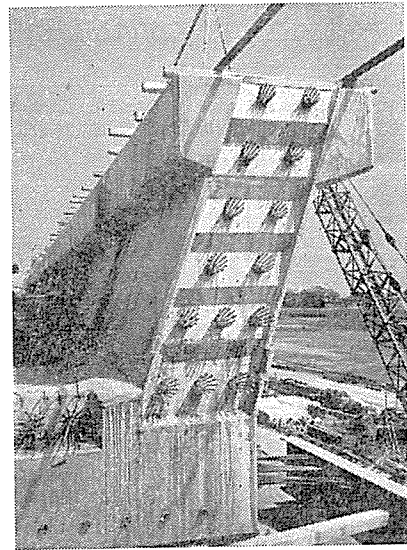
写真—11 スラブ横締め定着部の後埋めは美観を考慮して入念に行なった。



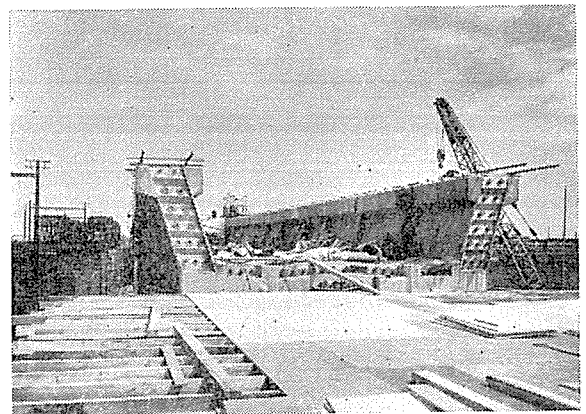
写真—12 橋脚上端幅の3mとPC桁の端横桁の内側幅を3mと一致した。外桁と桁の突合わせ部は保守作業員の退避を考え50cmの間げきを設けた。



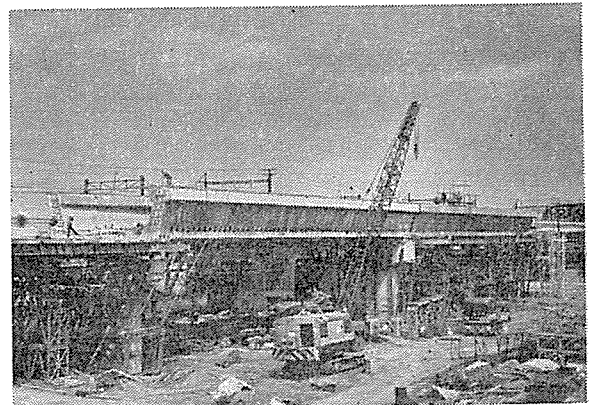
写真—13 主ケーブルには165tフレシネーケーブル62ケーブルを用いケーブルを上突縁に曲げ上げ定着し、残りの46ケーブルはすべて主桁およびスラブ端に定着した。なおスラブの5本の孔は水平連結鋼棒φ30を配置するためのものである。



写真—14 緊張終了時

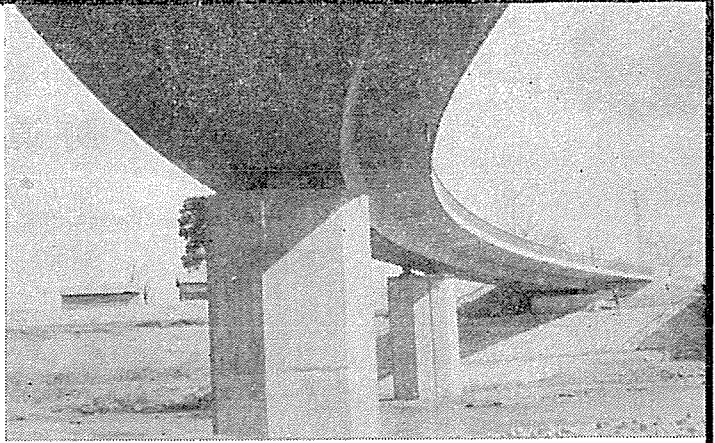


写真—15 2連完了し3連目の測量中





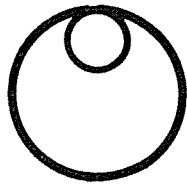
育英橋(大阪府)
3 径間連続曲線函形
R=90 m



ピーエスコンクリート設計施工並に製作 日本ピー・エス・コンクリート株式会社

顧問 加賀山之雄 顧問 稲浦鹿蔵 取締役社長 有馬義夫

本社	福井県敦賀市泉125号2番地	電話敦賀 1400(代)
東京営業所	東京都千代田区大手町1丁目4番地(大手町ビル3階362号室)	電話東京 201-8651(代)
大阪営業所	大阪市北区堂島上2丁目39番地(毎日産業ビル別館5階)	電話大阪 361-7797
名古屋営業所	名古屋市中村区広井町2丁目54番地(交通ビル5階52号室)	電話名古屋 54-6536
福岡営業所	福岡市天神町3番地の1(福岡三和ビル6階)	電話福岡 74-9426



橋梁、土木建築、輸送用

鋼製型枠及鉄構造物の製造

株式会社 八千代製作所

取締役社長 南出他十郎

本社 東京都千代田区丸ノ内1丁目1番地(国際観光会館7階746号)

電話 丸ノ内 (231) 2065・7812・5081

工場 千葉県千葉郡八千代町大和田新田590番地

電話 八千代 0474(8)3125(代表)