

川崎工業地帯に架設された P C 道路橋と下路鉄道橋

猪 股 俊 司

序

神奈川県企業庁は昭和 32 年 3 月以来、川崎市大師河原地先に 136 万坪の広大な臨海工業地帯を造成している。最近、その第一工区と第二工区の間にある巾 100 m の多摩水路に、支間 50 m の道路橋ならびに鉄道橋を架設することになり、橋種、形式等について種々検討の結果、戦後急速に発達したプレストレスト コンクリート橋を採用することに決定した。

これらの橋架は多摩川へ通ずる航路の上に架設されるため、満潮面上 5.0 m のクリアランスを必要とし、桁高を極度に低くした、わが国では最も新しい形式となった。

この設計指導については、この方面の権威者たる極東鋼弦コンクリート振興 K K の猪股氏に依頼し、各種模型試験等を行ない成功の確信を得て着工し、昭和 35 年 9 月 13 日に無事竣工式を終ることができた。

ここに、極東鋼弦コンクリート振興 K K、別子建設 K K、興和コンクリート K K の御協力を感謝する次第である。

神奈川県企業庁川崎工業地帯建設事務所長
是 枝 実

1. ま え が き

神奈川県企業庁が川崎市浮島町に架設した P C 道路橋および P C 下路鉄道橋の設計方針の概要と、載荷試験結果

および模型試験結果について報告する。

いずれの橋も取り付けの関係で桁高をなるべく低くすることが第一の要件であった。特に鉄道橋においてはレールレベルを低くするため、国内においては始めての下路 P C 橋とした。このため模型橋を実橋の施工順序に従って P C 橋として製作し、載荷試験によって設計上の諸仮定の成立を確かめ、安全度の検討をした。

2. 浮島道路橋の設計概要

本橋は 図一1 に示すように、支間 25.25 m 2 径間の単純支承桁構造であって、全長 52.30 m である。橋巾は車道部分巾 17.00 m の両側に歩道部分 2.50 m を有し、総巾は 22.50 m である。すなわち橋巾は径間にほとんど等しいものとなっており、設計荷重は TL-20 である。

本橋の構造上の特徴は、図一1 よりも明らかなように、箱型断面の主桁 5 本を中心間隔 4.00 m で配置し、スパン中央に配置された 1 本の横桁で結合した格子桁である。すなわち構造上の特徴はつぎのようである。

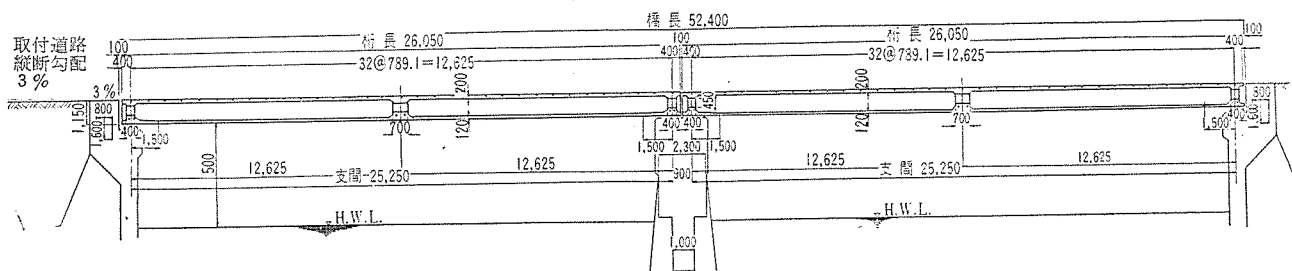
(1) 主桁は箱型断面で大きいネジリ剛性を有しているため、荷重分配は I 型断面の主桁に比して有利である。

(2) 歩道部分を主桁から張り出させ、橋台、橋脚の巾を節約させ、下部構造を経済的に造ることができるようにした。これは主桁を箱形断面としてネジリ剛性を大きくしたために、このような構造が可能となった。

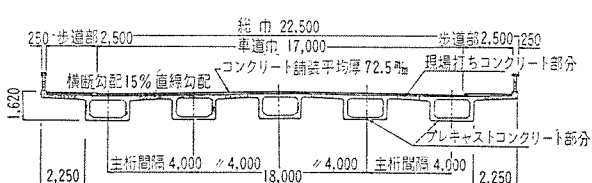
(3) 箱型断面主桁を有する格子桁として解いた結果、主桁の桁高を減少させることができ、桁高は 1.15 m となり、桁高/径間比は約 1/22 となったため、取付道路工費の節減が可能となった。

以上のような特徴を有しており、径間と橋巾とがほとんど同一であるような巾の広い橋の場合に、桁高を低く

図一1 (a) 浮島橋道路橋縦断面図



図一1 (b) 横断面図

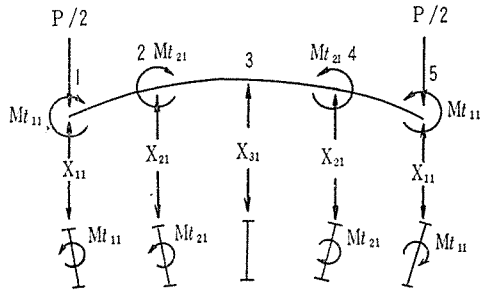


すること、および経済的となること、において、その目的を達することができた。

荷重分配は前述のように格子桁として解いたものであって、その計算法の一例を端桁に集中荷重が乗った場合について示す。

図-2 のように両端桁スパン中央に $P/2$ 荷重を作用させた場合、各主桁と横桁との間の反力を X_{i1} とする。各主桁のタワミと、回転角とが横桁のそれと同一となるための条件式を主桁 1,2 について求める。

図-2 対称荷重 $P/2$ の変形



タワミに関する平衡式

$$(3\varphi + 128)X_{11} + (2\varphi + 40)X_{21} + 96\left(\frac{Mt_{11}}{a}\right) + 72\left(\frac{Mt_{21}}{a}\right) = (\varphi + 64)P \dots (1)$$

$$(2\varphi + 40)X_{11} + (3\varphi + 16)X_{21} + 24\left(\frac{Mt_{11}}{a}\right) + 24\left(\frac{Mt_{21}}{a}\right) = (\varphi + 20)P \dots (2)$$

回転についての平衡方程式

$$8X_{11} + 2X_{21} + (8 + \theta)\left(\frac{Mt_{11}}{a}\right) + 4\left(\frac{Mt_{21}}{a}\right) = 4P \dots (3)$$

$$6X_{11} + 2X_{21} + 4\left(\frac{Mt_{11}}{a}\right) + (4 + \theta)\left(\frac{Mt_{21}}{a}\right) = 3P \dots (4)$$

ここに、 $\varphi = \left(\frac{J}{I}\right)\left(\frac{l}{a}\right)^3$

$\theta = \left(\frac{EI}{GI_t}\right)\left(\frac{l}{a}\right)$

J : 横桁断面 2 次モーメント

I : 主桁断面 2 次モーメント

GI_t : 主桁のネジリ剛性

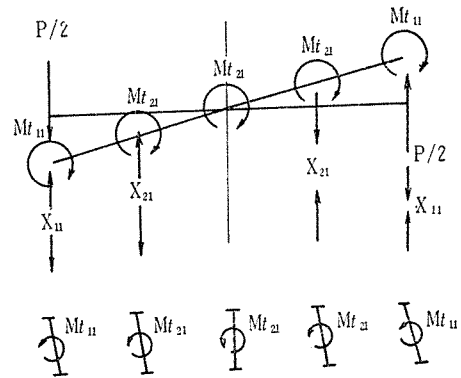
l : スパン

a : 主桁間隔

次に両端桁に $P/2$ 荷重を逆対称に載荷して (図-3)、タワミ、回転角に関する平衡式を求める。

$$\begin{aligned} & (\varphi + 96\theta + 128)X_{11}' + (48\theta + 40)X_{21}' \\ & + (48\theta + 96)\left(\frac{Mt_{11}'}{a}\right) + (48\theta + 72)\left(\frac{Mt_{21}'}{a}\right) \\ & = (48\theta + 64)P \dots (5) \\ & (40 + 48\theta)X_{11}' + (\varphi + 24\theta + 16)X_{21}' \end{aligned}$$

図-3 逆対称荷重 $l/2$ の変形



$$\begin{aligned} & + (24\theta + 24)\left(\frac{Mt_{11}'}{a}\right) + (24\theta + 24)\left(\frac{Mt_{21}'}{a}\right) \\ & = (24\theta + 20)P \dots (6) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & (4\theta + 8)X_{11}' + (2\theta + 2)X_{21}' \\ & + (3\theta + 8)\left(\frac{Mt_{11}'}{a}\right) + (2\theta + 4)\left(\frac{Mt_{21}'}{a}\right) \\ & = (2\theta + 4)P \dots (7) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & (4\theta + 6)X_{11}' + (2\theta + 2)X_{21}' \\ & + (2\theta + 4)\left(\frac{Mt_{11}'}{a}\right) + (3\theta + 4)\left(\frac{Mt_{21}'}{a}\right) \\ & = (2\theta + 3)P \dots (8) \end{aligned}$$

以上の (1)~(4) および (5)~(8) の両式を解いて加算すれば、端桁格点に荷重 P が作用した場合の各格点反力が求まる。同様な方法によって各主桁の荷重 P による格点反力を求めることができる。また端桁に等分布線荷重および等分布曲げモーメント (これは歩道部分載荷の影響を求めるのに用いる) が作用した場合の各主桁曲げモーメント図、ネジリモーメント図も求められる。

図-4 X_i (主桁 i に対する影響線)

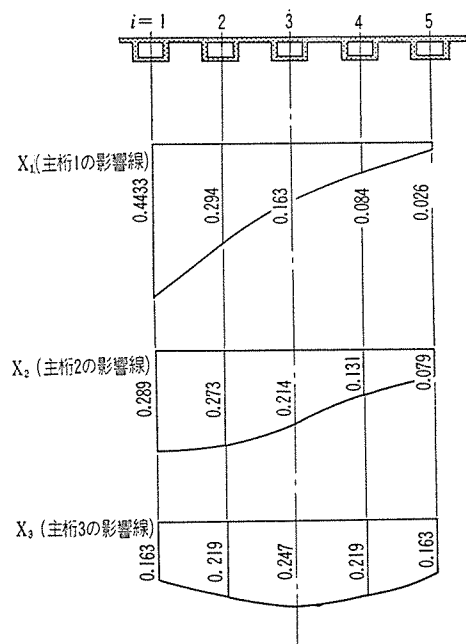
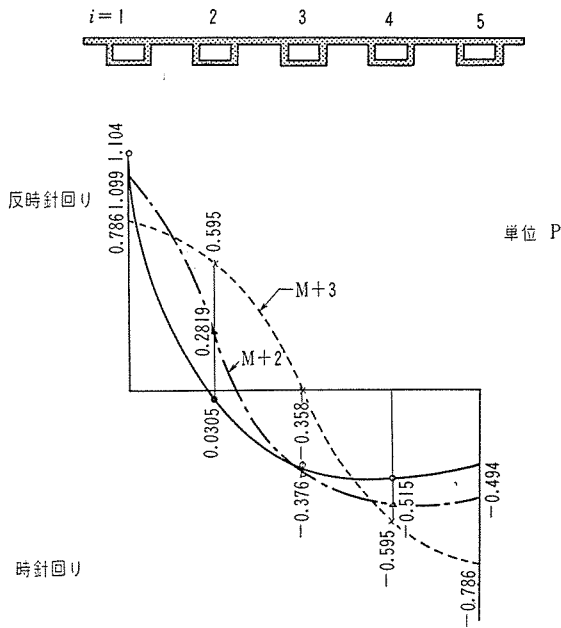


図-5 M_{ii} (ネジリ モーメントの影響線)



これらの結果の数例を 図-4~6 に示してある。

以上の各種影響線を用いて、フル プレストレッシングとして設計された。図-7 には端桁のケーブル配置を示してある。プレストレッシングはフレシナー方式である。

各主桁はプレキャストされ、架設後、主桁間床版コンクリート、横桁コンクリートを施工し、プレストレッシングして本橋の架設は完成した(口絵写真 参照)

3. 載荷試験

本橋完成後それぞれ全重量 15.0t のトラック 2 台を用いて載荷試験を実施した。

測定の主力はタワミ測定とされ、1/100 mm 読みダイヤルゲージを各主桁スパン中央に 3 個ずつ計 15 個および 1/4 位置で各主桁に 1 個ずつ計 5 個、合計 20 個を配置した。スパン中央のダイヤルゲージは主桁巾の中央に 1 個、両巾端にそれぞれ 2 個を配置し、主桁の回転を近似的に求めるのに用いた。主桁巾両端に配置されたダイヤルゲージの間隔は 1.80 m である。

ヒズミ測定は電気抵抗線ヒズミ計により、各主桁スパン中央に各 3 点ずつ計 15 点および横桁に 4 点、測定が実施された。

自動車の載荷方法は 1) 2 台を連結した場合、2) 2 台を並列した場合とに分けた。連結載荷時のトラックは後輪がスパン中央に乗るようにした。また並列載荷の場合には、並列したトラックの後輪がスパン中央

に乗るようにした。

以上 2 つの載荷状態で 2 台の自動車重量の合力が橋の中心線から種々の偏心量となるように自動車を移動させ、そのときのタワミ、コンクリートヒズミを測定した。偏心量の変化は連結載荷の場合で 5、並列載荷の場合で 3 である。同一位置における試験はこれを 2 回くり返した。

3.1 スパン中央のタワミから求めた分配率

表-1 スパン中央タワミ測定結果の一例 (10^{-2} mm)

測定 タワミ (10^{-2} mm)	連結載荷 (主桁 I にできる だけよせて載荷)			連結載荷 (主桁 II の上に載 荷)			並列載荷の場合 (偏心量 0)			
	第 1 回	第 2 回	平均	第 1 回	第 2 回	平均	第 1 回	第 2 回	平均	
δ_1	294	304	302	204	202	203	139	136	138	
δ_2	201	192	197	192	173	183	169	170	170	
δ_3	120	121	121	151	145	148	185	192	189	
δ_4	71	66	69	103	95	99	165	166	166	
δ_5	37	31	34	77	65	71	131	135	133	
平均*	136.7			141.5			155.6			
測定値から 計算値	K_1	2.21			1.43			1.86		
	K_2	1.44			1.29			1.43		
	K_3	0.89			1.05			0.94		
	K_4	0.50			0.70			0.56		
	K_5	0.25			0.50			0.32		

* 平均タワミはシンプソン公式で求めた。

図-6 端桁に線荷重(等分布荷重)および等分布曲げモーメントの作用した場合の各主桁の曲げモーメント図

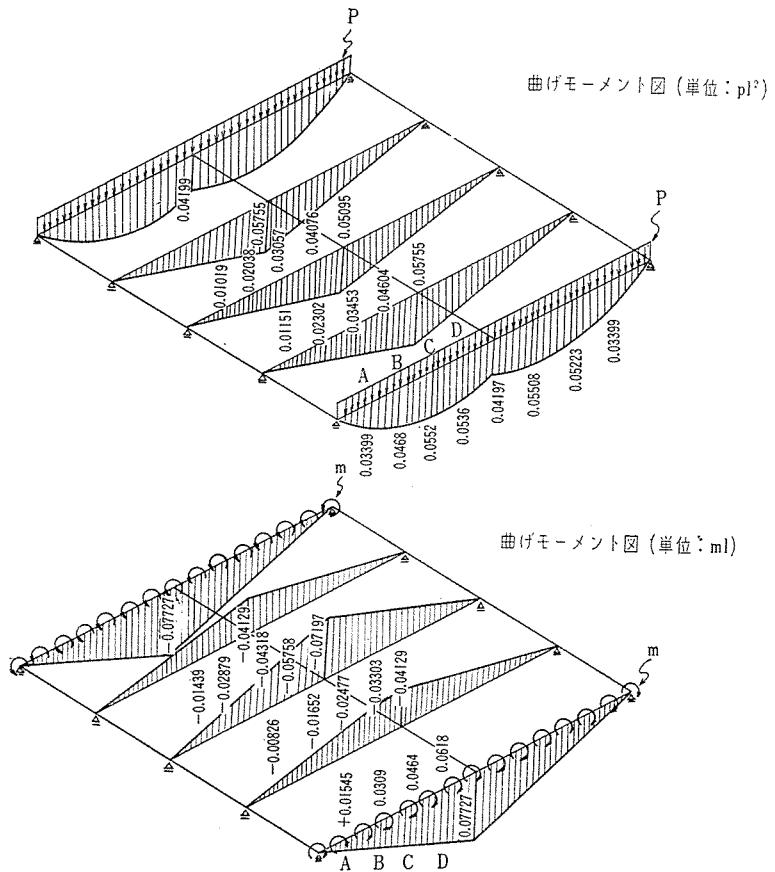
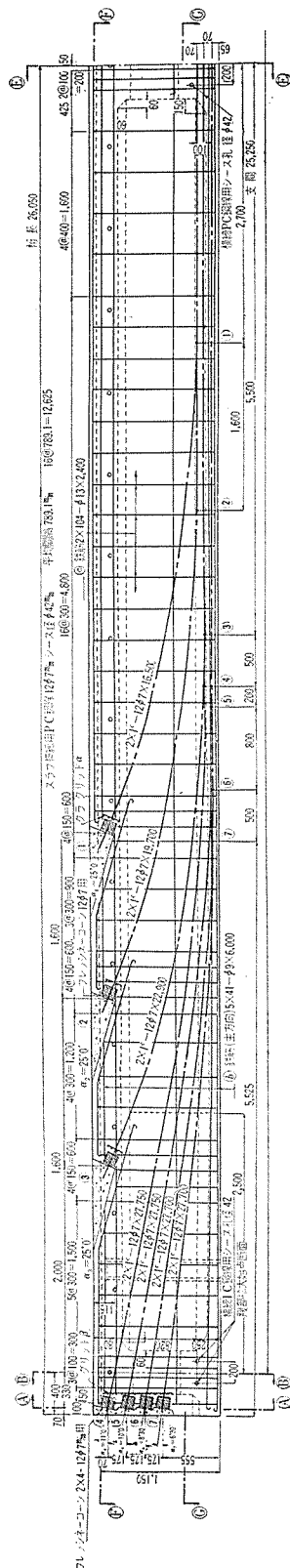
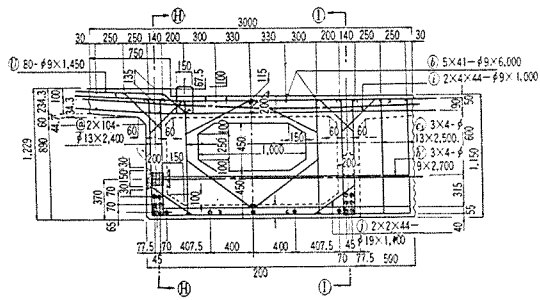


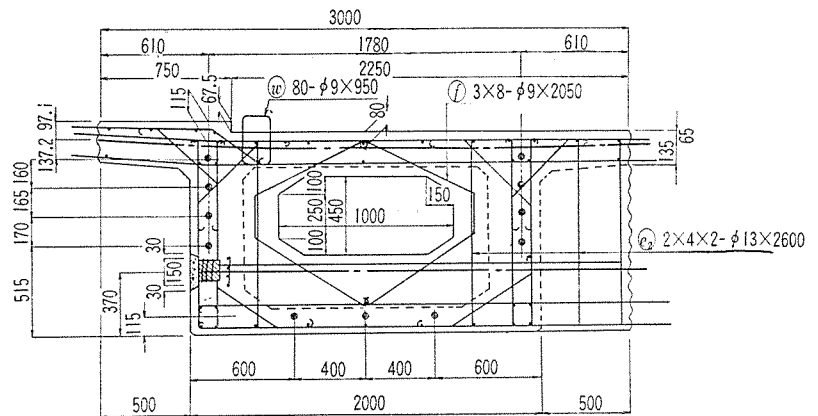
図-7 端桁のケーブル配置
(a) Section ⑩~⑪



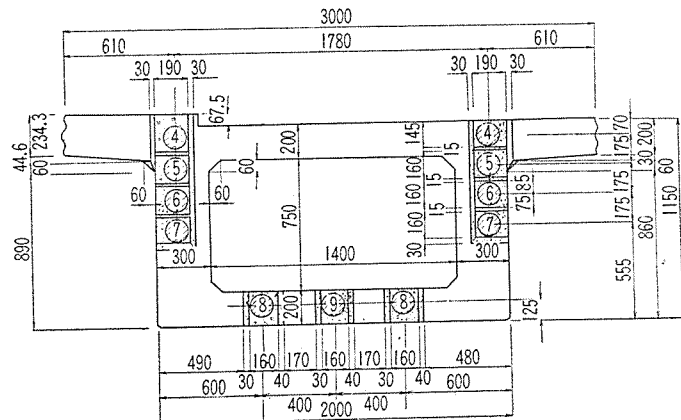
(b) Section ⑩~⑪ スパン センター断面



(c) Section ⑩~⑪ 支承上断面



(d) Section ⑩~⑪ 桁端部の P C 鋼線定着部



(注) 曲げ上げPCケーブルの配置は中間桁と全く等しい

スパン中央における各主桁のタワミを測定し、これから平均タワミを計算し、各主桁タワミと平均タワミとの比 K_i を求めた。すなわち K_i はつぎの式で表わされる。

$$K_i = \frac{\text{主桁 } i \text{ のスパン中央タワミ}}{\text{スパン中央平均タワミ}}$$

測定結果の一例を 表-1 に示す。

以上測定値から求めた K_i と 2. において述べた本橋設計計算に用いた分配係数の影響線から計算した値とを比較図示すると 図-8 および 図-9 のようになり、よく一致していることがわかる。

図-8 実測値と理論値との比較 (連結載荷の場合)

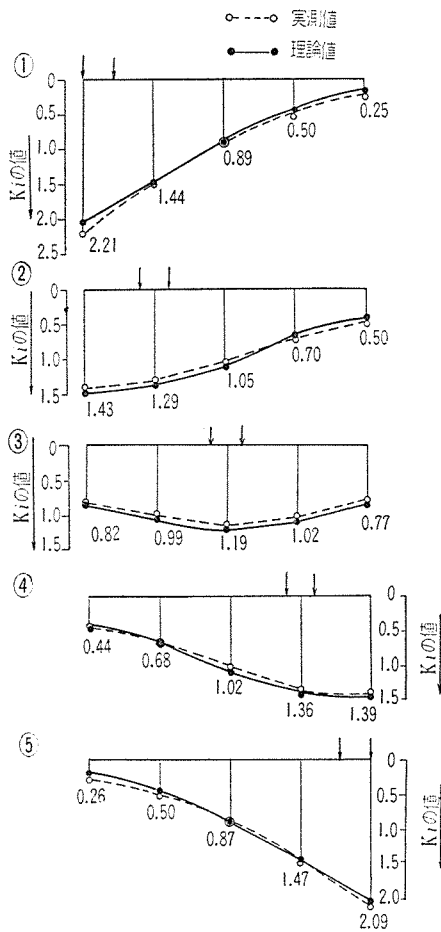
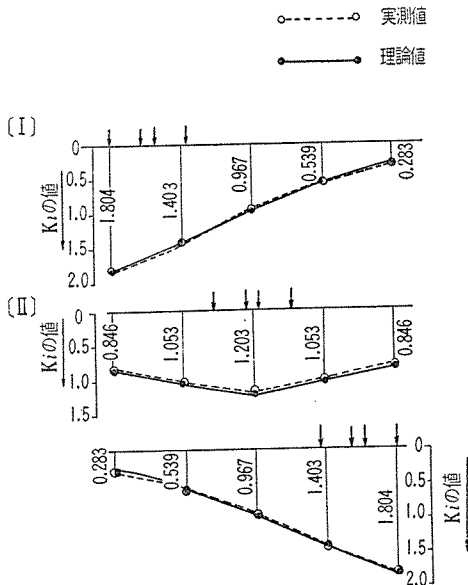


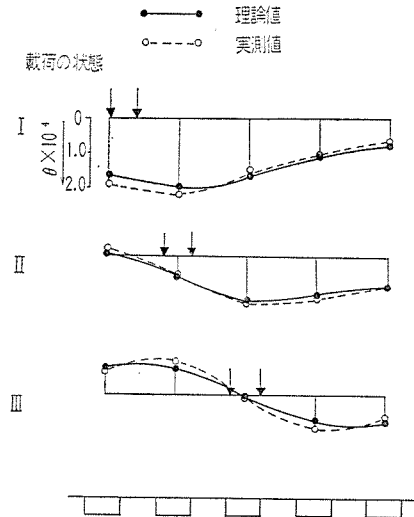
図-9 実測値と理論値との比較 (並列載荷の場合)



3.2 各主桁回転角測定値

前述のようにスパン中央では主桁巾の両端にダイヤルゲージを配置してタワミを測定したので、この両タワミの差をダイヤルゲージの間隔 1800 mm で割り、近似的に主桁の回転角が求められることになる。このように

図-10 主桁回転角の比較



して求めた測定値と設計に用いた影響線を用いて計算した値とを比較する。結果は 図-10 のようになり、大体よく一致していることがわかる。

3.3 コンクリート ヒズミ測定

コンクリートの測定ヒズミは荷重の大きさの関係もあって、主桁についても最大測定値は、せいぜい $25 \sim 28 \times 10^{-6}$ 程度にすぎないものであった。したがって、これからただちに結論を下すことは危険であるが、結果を表-2 に示す。これによると大体設計法の妥当性が推定される。

表-2 主桁スパン中央測定ヒズミより換算した応力度 (kg/cm²)

	主桁 I	主桁 II	主桁 III	主桁 IV	主桁 V	
連結載荷	1	12 (18)	11 (13)	6 (8)	4 (4)	4 (2)
	2	8 (13)	7 (12)	6 (10)	5 (6)	3 (4)
	3	6 (7)	7 (9)	7 (11)	6 (9)	7 (9)
	4	1 (4)	3 (6)	4 (10)	7 (12)	9 (13)
	5	4 (2)	6 (4)	8 (8)	11 (13)	14 (18)
並列載荷	1	10 (19)	7 (15)	4 (10)	3 (6)	3 (3)
	2	6 (9)	7 (11)	8 (13)	7 (11)	5 (9)
	3	3 (3)	4 (6)	6 (10)	8 (15)	11 (19)

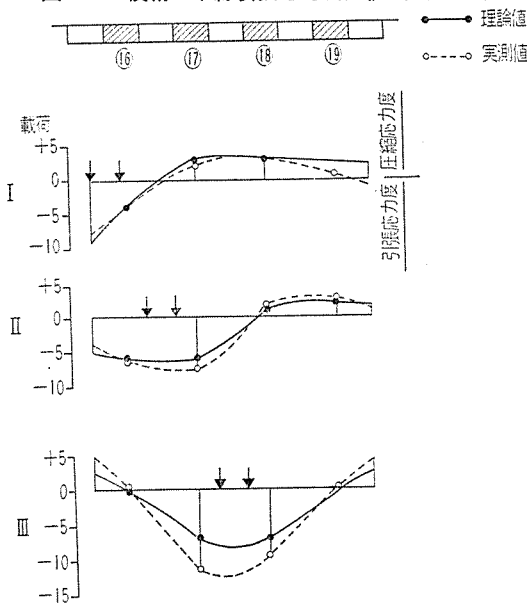
注：() 内は設計計算に用いた仮定による計算値
 E_c はタワミの測定値から逆算した $E_c = 4.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ を用いた。

横桁についても測定ヒズミが小さいので比較は困難であるが、結果は 図-11 のようになり理論値と測定値とはその傾向が大体一致している。

3.4 結 論

以上載荷試験の結果を総合して、本測定の範囲内において、本橋の設計計算の基礎となった箱形断面を有する主桁の格子構造としての近似計算法の妥当性が明らかにされた結論とすることができる。すなわち主桁のネジリ剛性が荷重分配に非常に有効に作用し、橋巾が非常に広い場合、経済的設計が可能となる。

図-11 横桁の下縁引張応力測定値 (kg/cm²)



4. 浮島橋下路 P C 鉄道橋設計の概要

この鉄道橋は前記道路橋と並列して架設されたもので、支間 25.25 m 2 径間の単純支承桁である。前後の取り付けの関係で桁支承面と レール レベルとの高さをなるべく低くすることが要求され、従来の上路型式の鉄道橋は許されない。本橋は海岸に近く保守の面からもコンクリート橋が望まれた。種々検討の結果、下路型式の

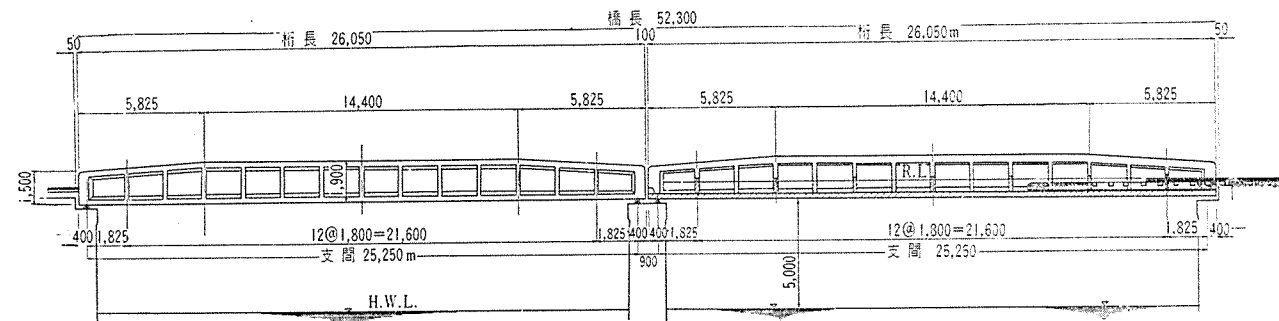
P C 鉄道橋を採用することとなり、図-12 に示すような型式とすることになった。施工の面を考え、まず両主桁をプレキャスト P C 桁とし、自重に十分耐えられるだけのプレストレスを与えて架設する。つぎに下床版のコンクリートを支保工上にて現場施工し、このコンクリートが硬化したのち、スパンに直角に、下床版中に配置された P C 鋼棒にプレストレスを与え、主桁と下床版とをプレストレスングによって結合する。

次に下床版中にスパン方向に配置されている P C 鋼線ケーブルおよび主桁中のケーブルをプレストレスングして下床版にも所要のプレストレスを与え、下床版が引張縁として働けるようにする。なお、主桁端付近には腹部に鉛直な P C 鋼棒を配置してプレストレスを与え、斜引張応力度を小さくおさえた。

設計荷重は KS-15 で、桁下縁と レール レベルとの間は 77.70 cm である。スパン方向のプレストレスングはフレシネー方式によった。

以上の施工順序によって設計計算を進めるにあたって最も困難な問題は、主桁と下床版とを横方向プレストレスングによって結合したのち、スパン方向に与えたプレストレスが、いかに分布するかである。すなわち、主桁に配置されたケーブルをプレストレスングした場合と、下床版中に配置されたケーブルをプレストレスン

図-12 鉄道橋一般図



横断面図

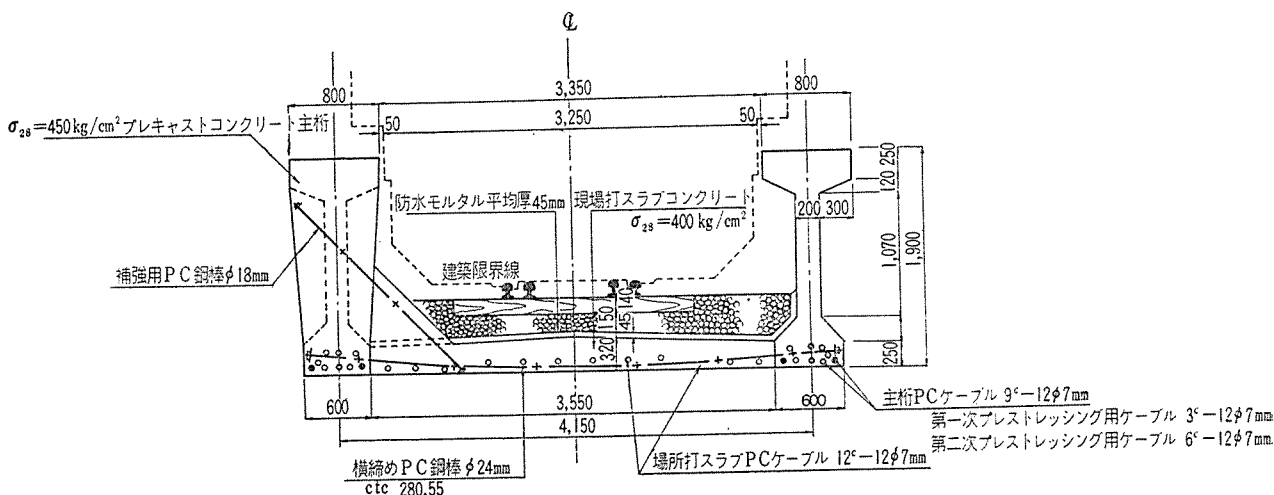
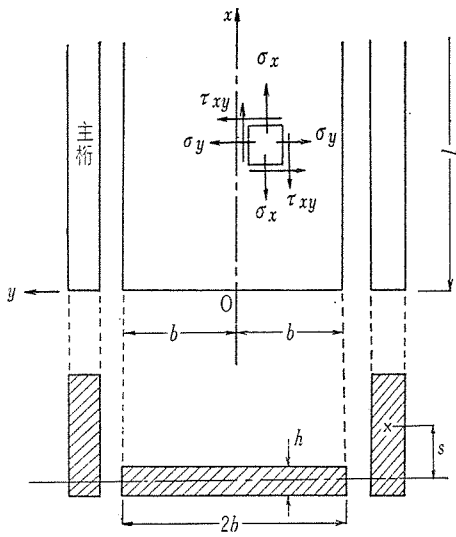


図-13 主桁と下床版との切断面



グした場合と、いかに各部分に分配されるかを明らかにする必要があった。この問題を解くため下記のような近似計算法を用いた。

すなわち下床版と主桁との結合状態を解析し、下床版を厚さ方向には応力変化のない薄板と考える。主桁と下床版との間にはせん断力 τ_{xy} が作用する (図-13)。下床版の応力関数をつぎのようにえらぶ。

(a) 主桁をプレストレスングするとき、

$$F_1 = 2 \sum \frac{1}{\alpha_n^2} (A_n \cosh \alpha_n y - \alpha_n y B_n \sinh \alpha_n y) \sin \alpha_n x \quad \dots\dots\dots (9)$$

(b) 下床版をプレストレスングするとき

$$F_2 = 2 \sum \frac{1}{\alpha_n^2} (A_n \cosh \alpha_n y - \alpha_n y B_n \sinh \alpha_n y) \sin \alpha_n x - \frac{P_0}{2bh} y^2 \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに $\alpha = n\pi/l$

積分常数 A_n, B_n を定める境界条件は、 y 方向の変形は 0、主桁と下床版との接合面のコンクリートヒズミは同じ、の 2 つである。すなわち、

$$v_y(y = \pm b) \equiv 0 \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\epsilon_x(y = \pm b) = \bar{\epsilon}_x \quad \dots\dots\dots (12)$$

(11) 式の条件は、

$$E v_y = \int_0^b (\sigma_y - \mu \sigma_x) dy \equiv 0$$

であって、これから、

$$A_n = \left(\frac{1-\mu}{1+\mu} - \alpha_n b \coth \alpha_n b \right) B_n \quad \dots\dots\dots (13)$$

または、

$$A_n = - \left(\frac{1-\mu}{1+\mu} - \alpha_n b \coth \alpha_n b \right) B_n + \frac{\mu \cdot P_0 p_n \alpha_n b}{(1+\mu) 2bh \sinh \alpha_n b} \quad \dots\dots\dots (13a)$$

(13a) 式は下床版にプレストレスングした場合で p_n は P をフーリエ級数に展開したときの項である。

せん断力の合力を接合面で求め、これを X とする。

$$X = h \int_0^{\alpha} \tau_{xy}(y=b) \cdot dx \quad \dots\dots\dots (14)$$

主桁のヒズミ $\bar{\epsilon}_x$ を求める。

(a) 主桁をプレストレスングしたとき、

$$E \bar{\epsilon}_x = - \frac{P_x + X}{\left(\frac{I}{r^2} \right)} - \frac{P_x e_x + X \cdot s}{I} = - \frac{P_0}{I} r^2 \sum p_n \sin \alpha_n x - \frac{P_0 e_{p0} s}{I} \sum m_n \sin \alpha_n x - \frac{r^2 + s^2}{I} X \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 $P_x e_{px} = P_0 e_{p0} \sum m_n \sin \alpha_n x$

(b) 下床版をプレストレスングしたとき、

$$E \bar{\epsilon}_x = - \frac{X}{I} (r^2 + s^2) \quad \dots\dots\dots (15a)$$

下床版におけるヒズミは $E \epsilon_x(y = \pm b) = (\sigma_x - \mu \sigma_y) y = \pm b$ である。

よって、この値と前記 (15) 式または (15a) 式とを等置して B_n を求めることができる。

結果を示すと 図-14 のようになる。これで見るとスパン中央ではほとんど一様にプレストレスが与えられていることがわかる。

同様な計算を等分布荷重について実施すると 図-15 のようになって床版中央では縁端より小さい値を示している。 $\sigma_x(y=0)$ が一様に作用するものとして 図-15 の分布面積と等しくなる巾 λ を求めると、約 $6 \times$ (スラブ

図-14 コンクリート床版のプレストレスの分布図

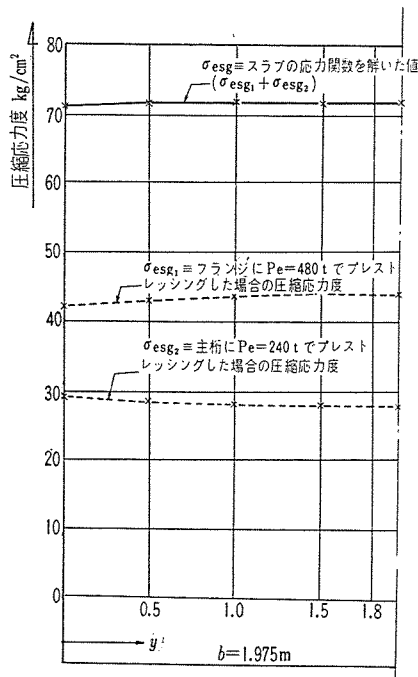
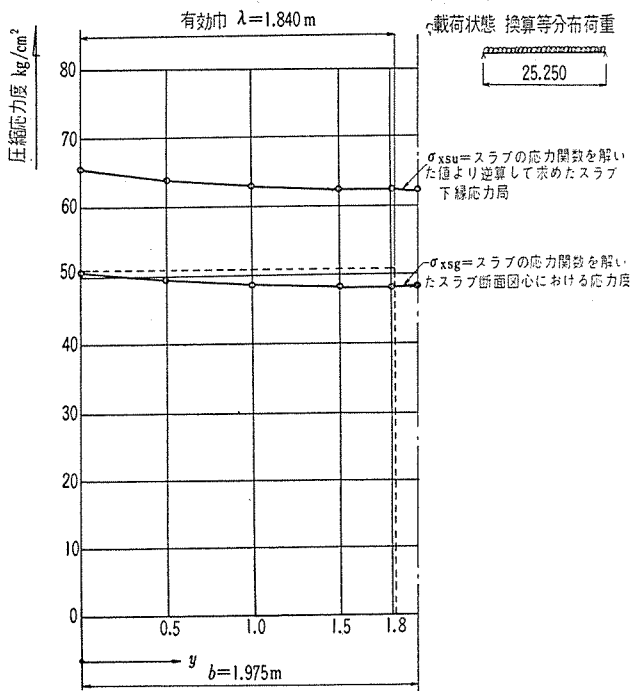


図-15 コンクリート床版の応力分布図



厚)となる。よって荷重による曲げ応力の計算にあたっては、主桁1本あたり下床版有効巾を $6 \times (\text{スラブ厚}) \times (\text{現場打ちコンクリート } E_c / \text{プレキャスト桁 } E_c)$ とした。

下床版のスパンに直角方向は主桁に単純支承されたものとしてスパン曲げモーメントを計算し、主桁との接合面では安全をみて、負のモーメントにも抵抗できるようにプレストレスを与えた。

下床版は主桁に吊られているので、主桁腹部には鉛直方向引張応力が作用する。これによるコンクリート引張応力は最大 5 kg/cm^2 であるが、これをすべて鉛直鉄筋によってとらせることにし、スターラップを十分配置した。

以上の設計法によって付図(巻末)のようなケーブル配置が決定された。口絵写真は完成した鉄道橋である。

5. 下路橋模型試験

4. に述べた下路鉄道橋は国内においては最初のもの

表-3 スパン中央応力度 (kg/cm^2)

	上縁	下縁	備考
主桁のプレストレス ($6 \phi 5 \text{ mm}$ による)	+9	+54	
自重によるもの	+8	-9	
プレストレスを与えた直後	+17	+45	{下床版は主桁に荷重として作用}
下床版コンクリート重量による	+5	-6	
下床版打ち後の応力	+22	+39	{合成断面に作用 PC 鋼棒 1本当り 3.7t}
第2次プレストレス	+0	+98	
第2次プレストレス後	+22	+137	
有効プレストレスとの組合わせ	+20	+109	$\eta = 0.82$ と仮定

PC鋼線及びPC鋼棒の配置図

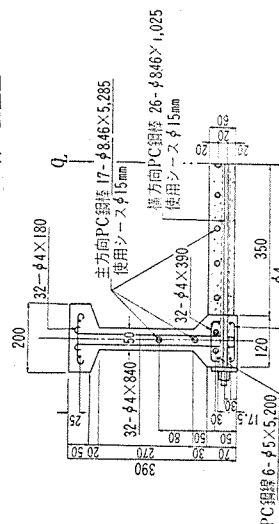
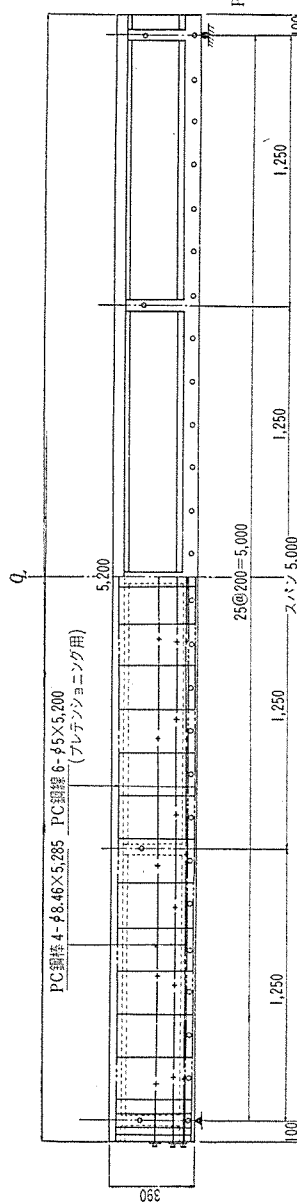


図-16 川崎工業地帯鉄道橋模型桁主桁縦断面図



であり、その安全性と設計仮定の妥当性を確かめる目的で約 1/5 の模型について試験を実施した。

5.1 供試体

供試体は図-17に示すように、スパン5.00 m、桁高39 cm、下突縁外側間距離 94 cm のものである。主桁は $6-\phi 5 \text{ mm}$ の PC 鋼線を用いたプレテンション PC 桁である。主桁架設後下床版コンクリートを打ち、横方向に $\phi 9.1 \text{ mm}$ の PC 鋼棒を 20 cm ごとに配置しプレストレスングによって、主桁と下床版とを結合する。つぎに主桁1本当りに配置された4本の $\phi 9.1 \text{ mm}$ PC 鋼棒および下床版に配置された同じ PC 鋼棒9本のプレストレスングによってプレストレスを与えた。

以上の方法によって与えられる応力度をスパン中央について計算すると表-3のようになる。

図-17 第2次プレストレス時の
コンクリート ヒズミ測定結果

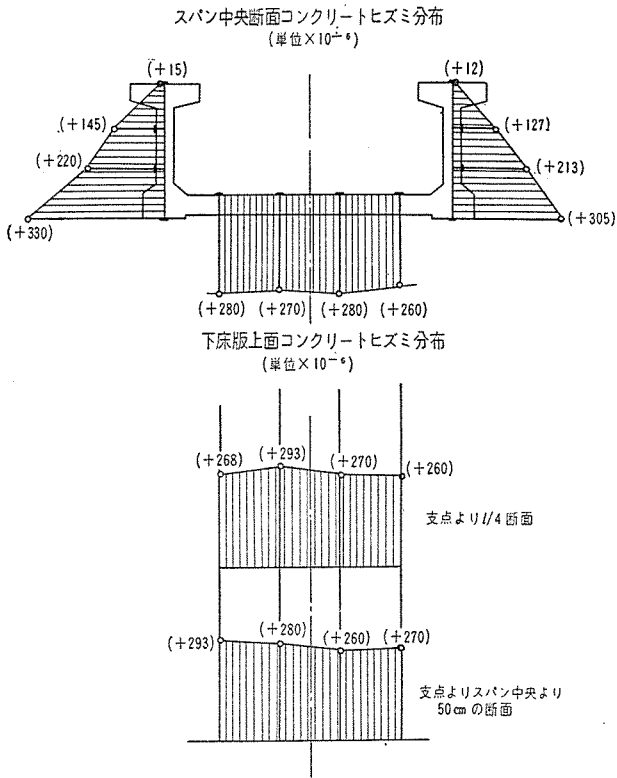


図-18 第2次プレストレス時のプレ
ストレスの測定値と計算値の比較

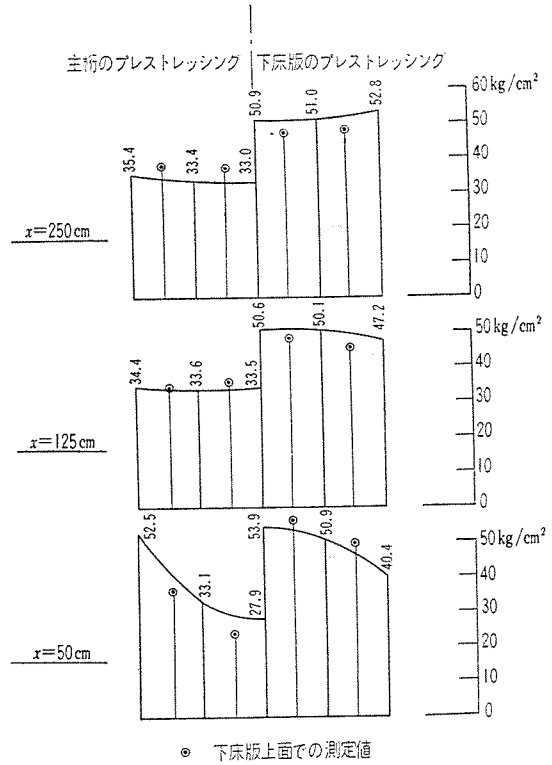


図-19 ヒビワレ状況

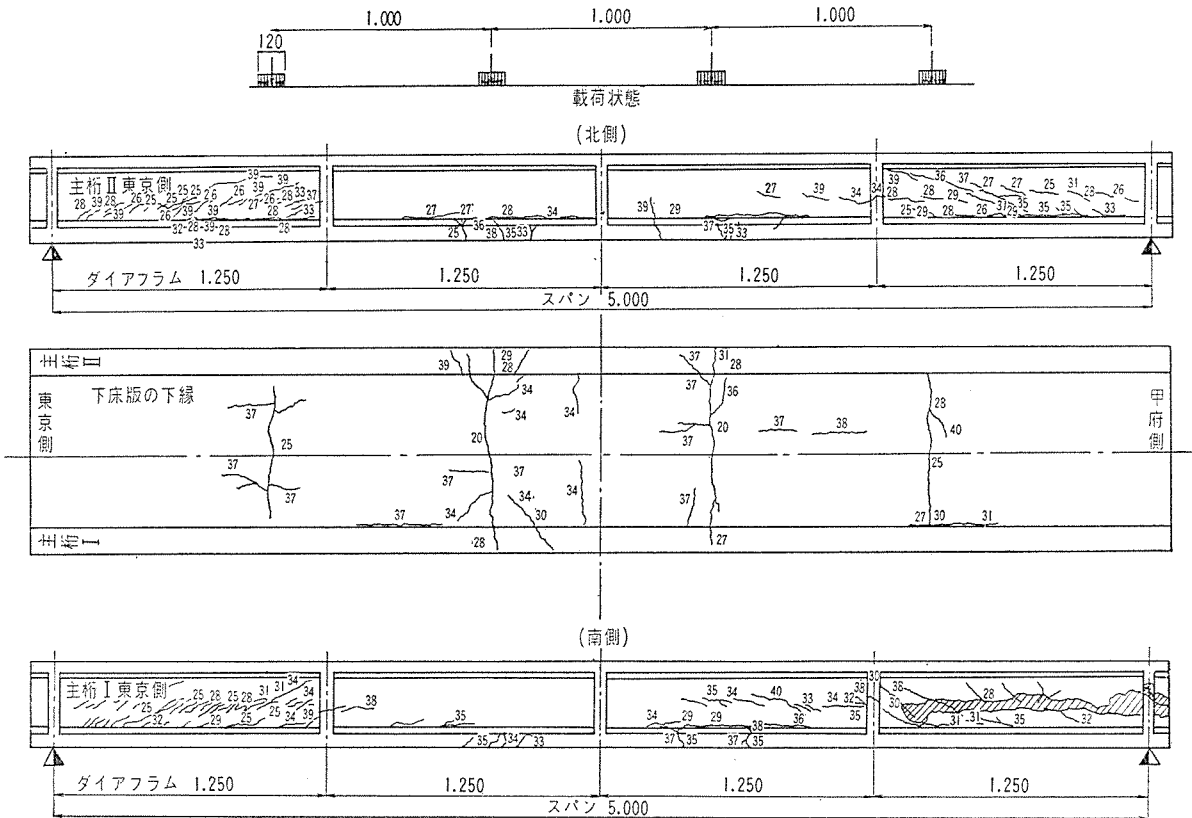


図-20 スパン中央 (L/2 点) 荷重-タワミ曲線

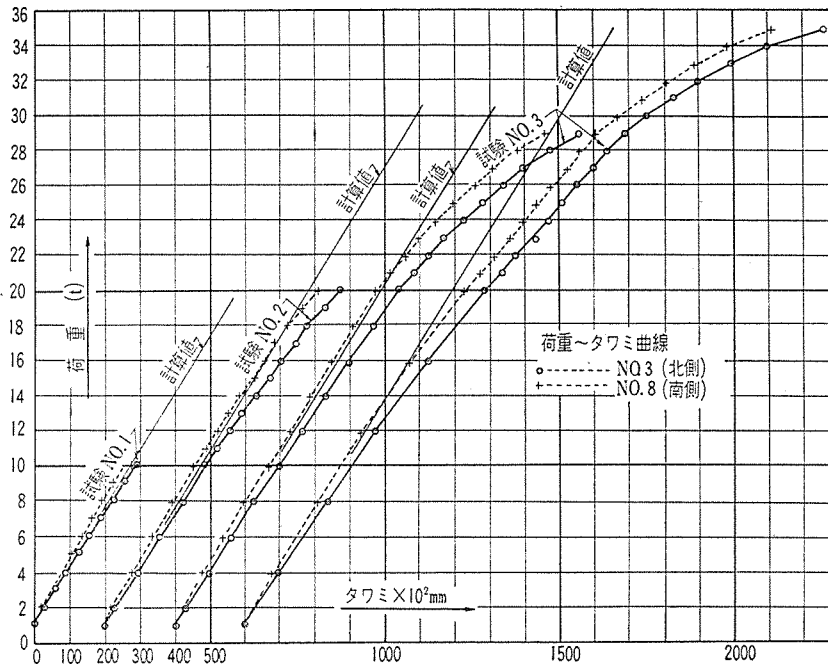
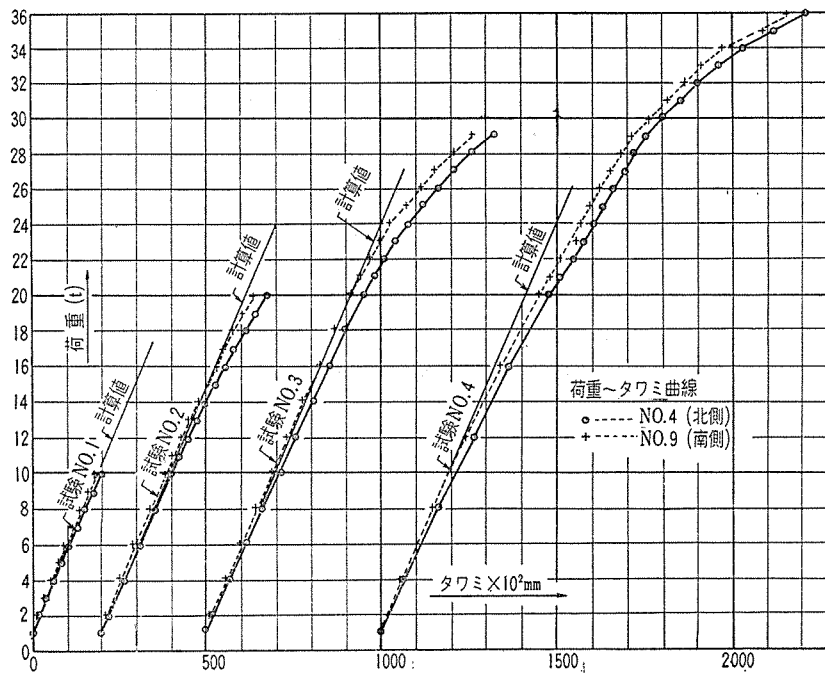


図-21 L/4 点の荷重-タワミ曲線



5.2 第2次プレストレス時のコンクリートヒズミの測定値

図-17 に第2次プレストレス終了後のコンクリートヒズミの分布を示した。標準供試体について求めたヤング係数、主桁に対し、 $E_c=3.35 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ および下床版に対し、 $E_c=3.0 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ を用いて応力に換算すると、計算値とよく一致していることがわかる。つぎに主桁のプレストレス時と、下床版プレストレス時とを分けて測定応力を示すと 図-18

のようである。図中の実線は 4. において述べた理論式を用いて計算した値である。これによると測定と理論とはその傾向においてよく一致していることがわかり、本橋設計にあたって仮定された第2次プレストレスによるプレストレス計算法の妥当性を示している。

5.3 荷重試験結果

荷重は等分布荷重を下床版に加えるのが望ましかったが、装置の関係で対称4点荷重とし、下床版にはゴムパット(巾 13 cm, 長さ 54 cm)をおき、これにレールを

乗せて、下床版巾の方向には等分布となるように载荷した。このとき主桁、および下床版のコンクリート材令は 35 日および 28 日であり、コンクリート圧縮強度は、520 kg/cm² および 450 kg/cm² であった。载荷試験の経過は表-4 のようである。試験後の桁ヒワレ状況は図-19 に示してある。

5.4 タワミおよび中立軸位置について

□ 型断面としてのスパン中央および l/4 点のタワミを $E_c=3.2 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ として計算するとつぎのようになる。

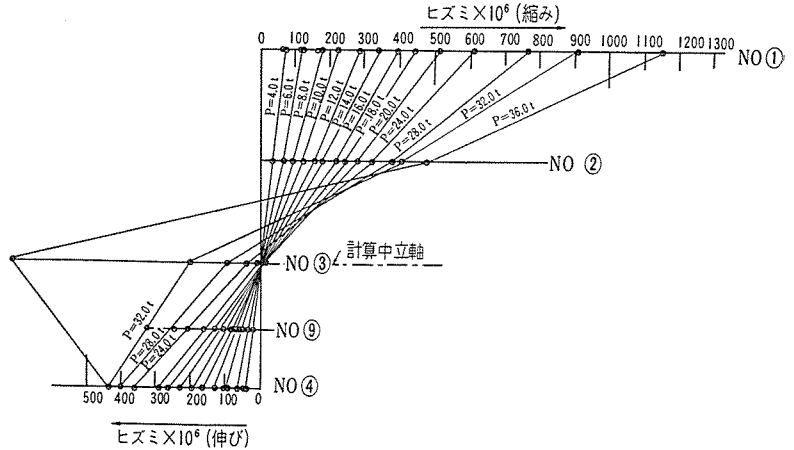
$$\delta_{l/2} = 30.4 P \times 10^{-2} \text{mm}$$

$$\delta_{l/4} = 21.4 P \times 10^{-2} \text{mm}$$

表-4 载荷試験の経過

荷 重	記 事
0.0 t → 10.0 t	ヒワレその他は全く認められない。
0.0 t → 20.0 t	下床版にスパン直角方向のヒワレ発生。
0.0 t → 16.0 t	第 2 回载荷で発生したヒワレが再び認められる。
25.0 t	(1) 下床版にスパン直角方向のヒワレが新しく発生。 (2) 腹部に傾斜したヒワレが桁端 l/4 区間に多数発生。
27.0 t	(1) 主桁下突縁と腰部接合部分に水平ヒワレ発生。 (2) 桁の端 l/4 区間の腹部傾斜ヒワレの数増加。
28.0 t	主桁下突縁にヒワレ発生。
29.0 t	桁下突縁と腹部との接合部の水平ヒワレが桁全長の約 1/2 におよぶ。
0 → 33.0 t	(1) 主桁下突縁ヒワレがフランジの上に達す。 (2) 桁の中央 l/4 区間に腹部傾斜ヒワレ(ほとんど水平)を発生。
35.0 t	桁端 l/4 区間の傾斜ヒワレの数増大し、圧潰の傾向を示す。
39.5 t	桁端 l/4 区間腹部傾斜ヒワレ部において腹部コンクリートが圧潰され桁は破壊。

図-22 スパン中央断面ヒズミ分布



測定結果(図-20,21)に上記計算結果を記入すると、左右の主桁について多少の差はあるが、 $P=20.0 \text{ t}$ 程度までは十分測定値と計算値が一致しているといえる。

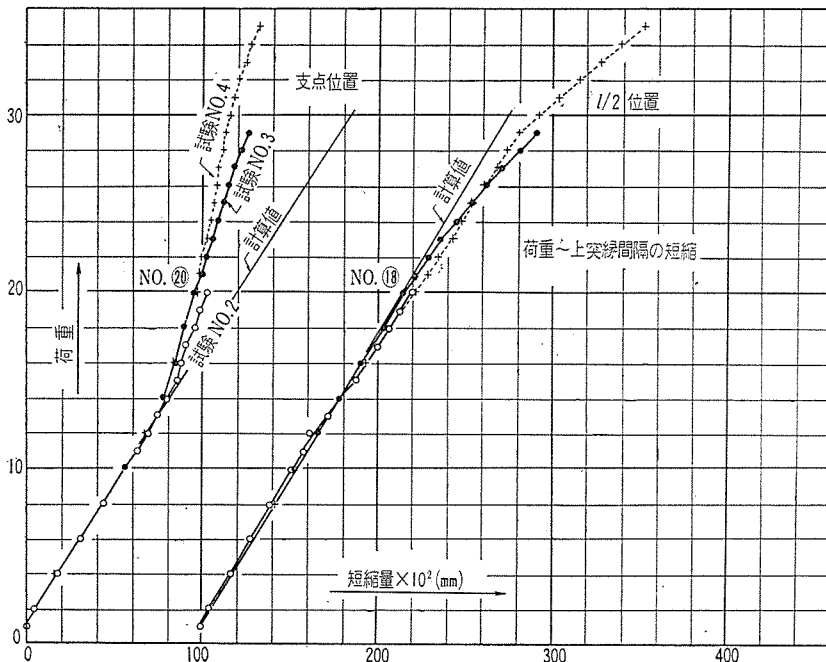
図-22 にスパン中央断面のヒズミ分布の測定結果が示されている。 $P=20.0 \text{ t}$ 程度までは □ 断面としての計算中立軸と測定中立軸とはよく一致している。

以上のことから、この模型桁は载荷重に対して計算の仮定どおりで、主桁下床版は 1 体として作用しているといえる。

5.5 主桁上突縁間距離の変化

主桁と下突縁とはヒンジによって横方向には結合されているものと仮定して下床版の計算をしている。それは主桁断面は I 型であってネジリ剛性が非常に小さいからである。よってもし下床版が単純支承版であると仮定すれば、荷重による端回転角に主桁の高さを乗じただけ、主桁上突縁は水平方向に移動する。この上突縁間の距離

図-23 上突縁間距離の減少量



の減少量を測定した結果を 図-23 に示してある。

下床版には直接4点の集中荷重が作用しているが、いま簡単のため、これを下床版全面に等分布と考えると、下床版単位長あたりの荷重は $0.037 P \text{ kg/cm}^2$ となる。よって端回転角は

$$\theta = \frac{P}{EI} \times 491 \text{ (ラジアン)}$$

$E=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $I=18 \text{ cm}^4$ を代入して

$$\theta = 9.08 P \times 10^{-5}$$

よって上突縁間距離の短縮量 Δ は、主桁上突縁と下床版厚さ中心との距離 $h=35 \text{ cm}$ に前記 θ を乗じたものである。すなわち、

$$\Delta = 6.35 \times 10^{-2} P \text{ (mm)}$$

これを 図-23 に記入すると、スパン中央では測定値と計算値とはよく一致し、支点上では $P=15.0 \text{ t}$ より測定値が小さくなっている。すなわち、荷重が大となると上突縁は内側に弯曲した状態となり、2次の曲げモーメントをうけていることを示す。これは下床版におこる水平方向セン断流によるものと考えられる。

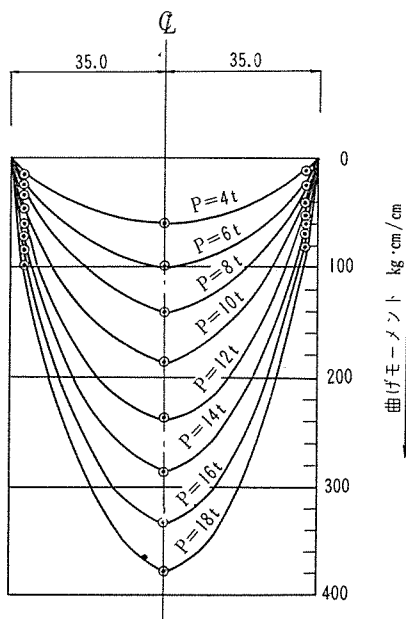
5.6 下床版横方向曲げモーメント

下床版においてスパンに直角方向に取りつけられたヒズミ計の測定値から、主桁スパンに直角な方向の応力を

表-5 σ/E の測定値 ($\times 10^{-6}$)

荷 重 P	6 t	8 t	10 t	12 t	14 t	16 t
スラブ端 上縁	+19	+25	+32	+38	+46	+53
下縁	-11	-18	-23	-31	-36	-44
スラブ中央 上縁	+59	+79	+103	+129	+155	+179
下縁	-52	-77	-105	-134	-163	-192
スラブ端 上縁	+17	+20	+24	+29	+34	+39
下縁	-12	-17	-22	-30	-33	-39

図-24 下床版の曲げモーメント M_y



つぎの式で求める。

$$\sigma_y = E(\epsilon_y + \mu\epsilon_x)$$

計算結果を主桁スパン中央について示すと 表-5 のようになる。 $E_c=3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として単位巾あたりの曲げモーメントを計算すると、

$$M_y = 3 \times 10^5 (\epsilon_y + \mu\epsilon_x) \times 6 \text{ kg-cm/cm}$$

となる。これを図示すると 図-24 となり、スラブは単純支承であることが明らかであり、仮定の妥当性を示している。

5.7 曲げヒビワレ発生荷重

曲げヒビワレは下床版載荷点下面に最初発見された。この下床版は載荷重によって単純支承版として長手方向の曲げモーメントと同時に桁引張縁としての曲げ応力をうけている。

載荷板による下床版の桁スパン方向曲げ応力をピジョーの表を用い一つの載荷板のみを考えて計算すると、 $P=20.0 \text{ t}$ のとき $M=0.60 \text{ t-cm/cm}$, $\sigma = \pm 100 \text{ kg/cm}^2$ となる。

桁の下縁として作用すると、 $P=20.0 \text{ t}$ に対する下縁引張応力度は -105 kg/cm^2 である。よって合成された引張応力度は -205 kg/cm^2 である。

下床版の第2次プレストレスによるプレストレスは $+96 \text{ kg/cm}^2$ であるから、見掛けのヒビワレ時曲げ引張強度は 109 kg/cm^2 となる。

Adolf-Pucher の表を用い、両隣りの載荷板の影響を考慮して曲げモーメントを計算すると、 $M_y=0.018 P \text{ tm/m}$, $\sigma = -65 \text{ kg/cm}^2$ となる。よって、ヒビワレ時のコンクリート曲げ引張強度は $170-96=74 \text{ kg/cm}^2$ となる。一般に認められる値より多少大きいのが妥当な値である。

5.8 傾斜ヒビワレの発生

薄肉構造としてセン断流を求めると 図-25 のようになる。 $P=25.0 \text{ t}$ で斜ヒビワレが腹部に認められた。このときのセン断流は中立軸位置において、

$$q=228 \text{ kg}$$

$$\text{よって } \tau = q/t = 45.6 \text{ kg/cm}^2$$

腹部に作用する鉛直引張応力度は、載荷板端から 45° の傾斜で荷重は主桁に作用するものとして求める。これ

図-25 セン断流の分布

