

K-11 工区 (多摩川桥梁) の実験および設計について

西野 祐治 郎*
柳 田 和 朗*

1. ま え が き

本橋は、首都高速道路公団 横浜—羽田空港線のうち、多摩川を渡る部分の右岸側に架設される2径間PCT型ラーメン橋である。右岸側は大師橋と一部交差し、しかも平面的にはブースが設置されるため、図-1に示すように幅員が27mに拡がっている。この2径間PCT型ラーメンは、固定支点部分は支保工上でコンクリートを打設し、それにプレキャスト桁を連結し、その後床版コンクリートを打設して合成する部分合成桁である。設計条件はつぎのとおりである。

施工場所：多摩川河川内

橋 格：1等橋 T・L-20

橋 長：64.5+64.5 m, 54.5+50.5 m

幅 員：27.0~16.5 m

構造形式：ポストテンションPCT型ラーメン

(縦縮め；フレシネー工法 12-φ12.8 mm ストラン

ドケーブル、横締め；MDC工法、12-φ7 mm)

上記のうち当初設計はBBRV 44-φ6ケーブルであったが、施工の際に12-12.8 mmに変更した。なお工事に先だって模型試験を行なった。まず最初に模型試験について報告し、ついで設計について記す。

2. 模型試験

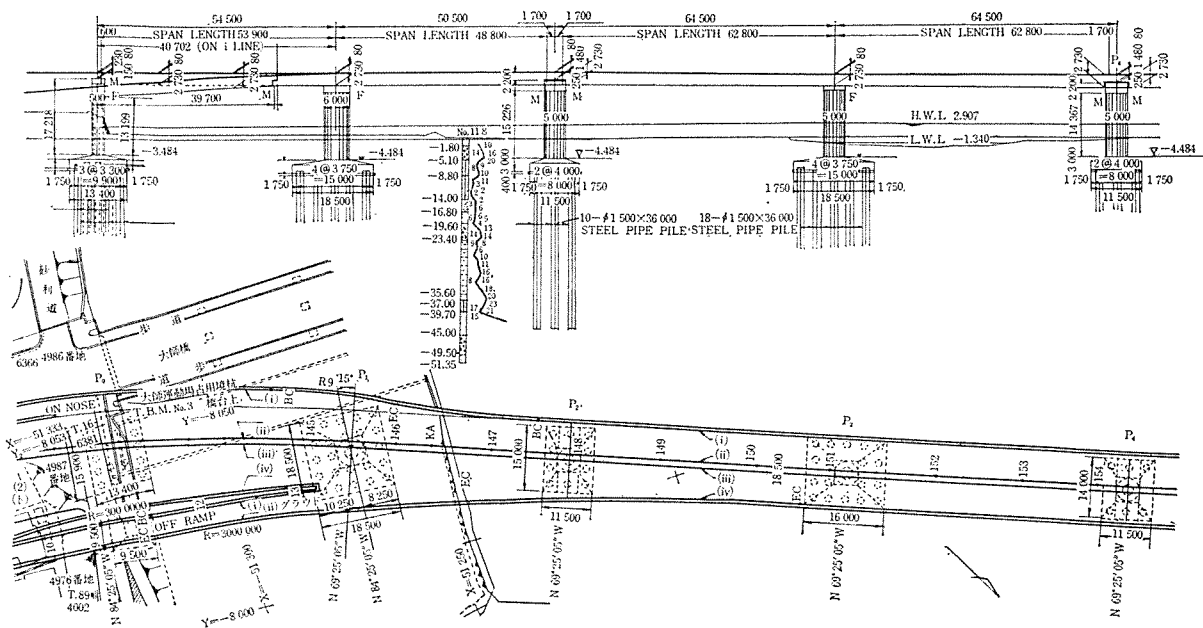
(1) 試験の概要

本橋梁は2次不静定の部分合成桁であるが、部分合成桁についてはまだ不明の点が多い。多少の問題点は残るが、柱の剛度が非常に大きいことを考えて、模型としては2径間のうち1径間のみをとり出して1/8縮尺とし、ここでははり部を重点的に考え、柱はできるだけ剛に作り、はりの崩壊までその剛性は変化しないようにした。

(2) 試験桁

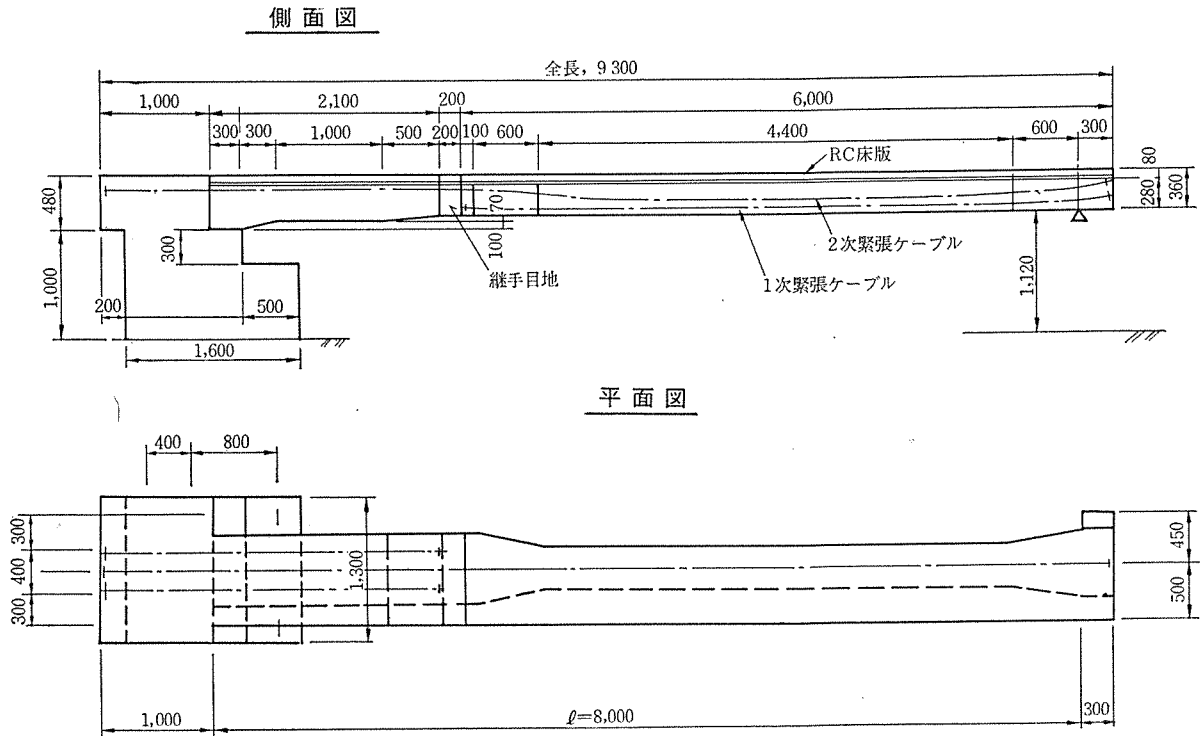
a) 試験桁の寸法および実物桁との相似律 模型の縮尺は約1/8としたが、相似律を完全に合致させること

図-1 一 般 図



* 首都高速道路公団工務部 第一設計課

図-2 模 型 概 略 図



は断面の形状，製作上，非常に困難であるので，ここではつぎのように考えた。支間と桁高および，合成断面積と主桁断面積の比を合わせた。模型概要図は 図-2 に示す。原型と模型の対照は 表-1 に示す。

表-1 原型と模型の対照

構造形式	T ラーメン	Γ ラーメン
橋 長	129.0 m	9.30 m
幅 員	16.5 m	1.0 m
主 桁 本 数	6 本	1 本
ス パ ン	$l=62.8 M$	$l/7.85=8 H$
桁 高 / スパン	$\frac{2.73}{62.8} = \frac{1}{23}$	$\frac{0.36}{8} = \frac{1}{22.2}$
現場打桁長：プレキャスト	1 : 276	1 : 271
合成断面の2次モーメント	1.76	2.86
主桁断面の2次モーメント		
合成断面の断面積	1.6	1.63
主桁断面の断面積		
合成断面において y_u/h	0.665	0.57
⑧, ⑨, ⑩点の I (合成)	⑧ 1.55 ⑨ 1.55 ⑩ 3.54	⑧ 1.58 ⑨ 1.58 ⑩ 3.11
④点の I		
柱の分配係数	0.435	0.5 に近い
全モーメントの活荷重のしめる割合 10 pt	21.2 %	70.0 %
全モーメントの活荷重のしめる割合 4 pt	25.6 %	80.0 %

b) 使用材料

1) PC鋼線 12-φ5 (住友電工KK)

単純ばり部1次緊張用および2次緊張用のケーブルで，端部のすべりを少なくするために定着はフープコンを使用した。

2) PC鋼棒 φ27 2種 (住友電工KK)

片持ばり部 1次緊張用および柱定着用。

3) コンクリート

セメントはアサノ早強セメントを使用した。配合は表-2 に示す。またそのコンクリート圧縮強度，ヤング係数，破壊直前のひずみは 表-3 に示す。またヤング係数は 図-3 に示す。

4) グラウト

フロータイム 14 秒， $W/C=42\%$ ，セメント；普通セメント，アルミ粉；セメントの 0.01%，ポゾリス No. 8；セメントの 0.25%，グラウト強度は 表-4 に示す。

c) 載荷装置および測定 装置は 図-4 に示す。ポンプは複式電動ポンプを用い，作用力の読みはロードセルにて行なった。荷重の作用位置は正負のモーメントが最も大きく作用すると思われる支間の 4/10 と 6/10 の位置に作用させた。破壊時はジャッキのストロークが不足

表-2 模型桁のコンクリートの配合

配合	コンクリートの種別		
	主桁	床版	柱
コンクリートの設計強度 (kg/cm^2)	400	300	280
水セメント比 (%)	37	44	47
単位セメント量 (kg)	440	355	349
単位水量 (kg)	163	156	164
単位細骨材量 (kg)	633	732	726
単位粗骨材量 (kg)	1 174	1 193	1 184
最大骨材寸法 (mm)	25	25	25
スランブ (cm)	4	4	9

表-3 (a)

	1 次 緊 張 時		2 次 緊 張 時		
	主 桁	橋 脚	主 桁	目 地	橋 脚
材 令 (日)	5	13	12	6	20
圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	394	366	462	361	399
弾 性 係 数 (kg/cm ²)	2.39×10 ⁵	2.16×10 ⁵	2.42	2.56	2.42
破 壊 直 前 ひ ず み ×10 ⁻⁶	3 100	3 000	2 500	2 200	2 600

表-3 (b)

	破 壊 試 験 時			
	主 桁	目 地	ス ラ ブ	橋 脚
材 令 (日)	34	28	20	42
圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	560	486	415	460
弾 性 係 数 (kg/cm ²)	2.80×10 ⁵	2.89×10 ⁵	2.64×10 ⁵	2.48×10 ⁵
破 壊 直 前 ひ ず み ×10 ⁻⁶	2 400	2 400	2 700	2 800
引 張 強 度 (kg/cm ²)	32	29	30	26

表-4 グラウトの強度
(単位: kg/cm²)

	1 次 ケーブル	2 次 ケーブル
1 週 強 度	178	195
試 験 時 強 度	405	416

表-5 設計荷重時のたわみ
(計算値と実測値の比較)

断面	計算値	実測値	実測値 計算値
0	0	0	%
1	152	150	98.6
2	286	283	99.0
3	386	383	99.2
4	435	430	99.8
5	417	410	98.4
6	343	334	97.4
7	230	220	95.6
8	116	108	93.0
9	32	27	84.4

(単位: 1/100 mm)

したので長いストロークのものと交換した。

1) たわみの測定: 各 1/10 断面のフランジにダイヤルゲージを 2 個設置するとともに、固定支点、可動支点の水平移動量を測定するために水平方向にも設置した。荷重が破壊荷重に近づく 13 t 以上は、桁中央点のたわみをスケールにて読んだ。

2) コンクリート応力の測定: コンクリート応力を測定するためにワイヤーストレインゲージ (以後 W.S.G と略す) 70 mm を貼りつけた。また目地部側面に 3 軸ゲージ (25 mm) を貼った。

3) 荷 重 階

- ① 0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 (設計荷重), 3.0, 2.0, 1.0, 0 t 二往復くり返した。
- ② 0.5, 1.5, 2.5, 3.5, 4.5 → ひびわれ荷重, 3.5, 2.5, 1.5, 0 t 二往復くり返した。
- ③ 0, 0.5, 1.5, 2.5, 3.5, 5.0, 7.0, 9.0, 11.0, 13.0 → 破壊荷重

d) 試 験 結 果

1) 模型桁のたわみ: 主桁たわみ測定結果は 表-5, 図-5 に示す。表-5 は設計荷重 3.5 t の場合の計算値と実測値との比較を示したもので、よく合致している。ただし、ヤング係数はテストピースより測定した 2.8×

図-3 コンクリートのヤング係数

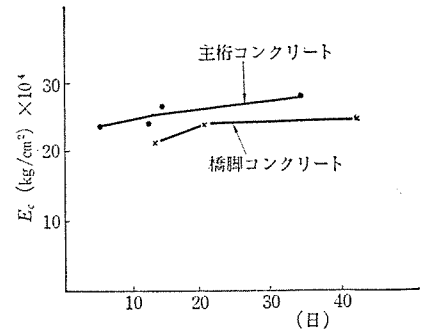
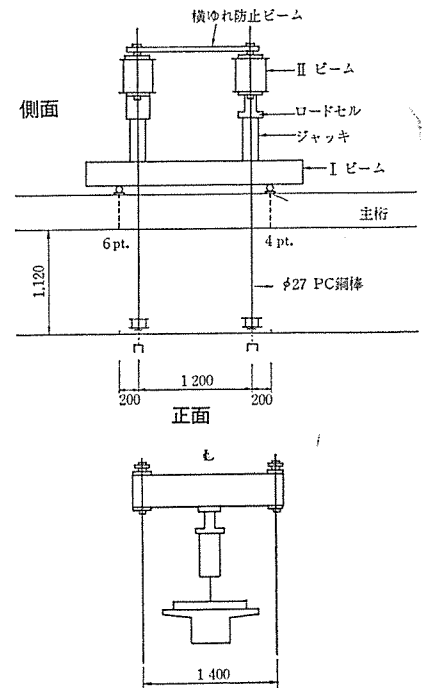


図-4 荷 重 装 置



105 kg/cm² を使用している。

図-5 は、4 断面の荷重たわみ関係を図示したもので、4 断面ではひびわれ荷重時のたわみが 6.5 mm であり、残留たわみは 0.25 mm であった。破壊荷重時のたわみは 4 断面で 66.2 mm であった。

2) コンクリートの応力度: ワイヤーストレインゲ-

図-5 たわみ実測値

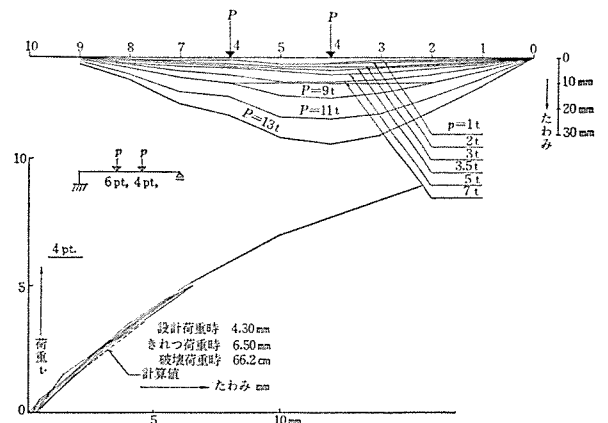


表-6 コンクリート応力度 (荷重 2.0, 3.5, 5.0 t) (単位: kg/cm²)

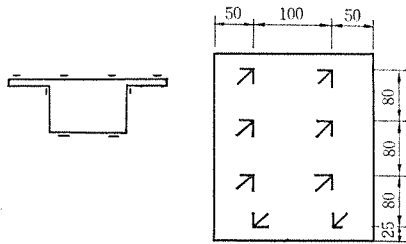
Load Sec. No.	P=2.0 t (実測値)		P=3.5 t				P=5.0 t (実測値)	
	上縁	下縁	計 算 値		実 測 値		上縁	下縁
			上縁	下縁	上縁	下縁		
2	6.6	-12.6	11.3	-31.0	14.5	-22.4	19.3	-30.8
4	18.5	-30.4	22.6	-62.0	37.0	-47.6	96.8	-108.7
6	11.9	-16.8	13.9	-38.0	22.5	-33.6	33.0	-53.2
8	-9.8	11.2	-22.1	25.9	-21.0	19.6	-33.6	26.6
10'	-18.2	22.4	-41.9	48.1	-29.4	49.0	-89.0	105.8

(c) に示す。目地部の3軸ゲージの測定結果は 図-8 に示す。また全体的なひずみ、応力の分布は 図-9 に示す。

3) 破壊までの経過

① ひびわれ荷重; P=5.15 t のとき断面 4, 7, 9 の位置で初ひびわれが発生した。コンクリートの引

図-6 ワイヤーストレインゲージ貼付位置



ジの貼付位置は 図-6 に示す。応力を測定した結果、荷重 2.0 t, 3.5 t, 5.0 t の計算値と実測値との比較を示したのが 表-6 である。ひずみの変化は 図-7 (a)~

図-7 (b) 断面 10' のコンクリートひずみ

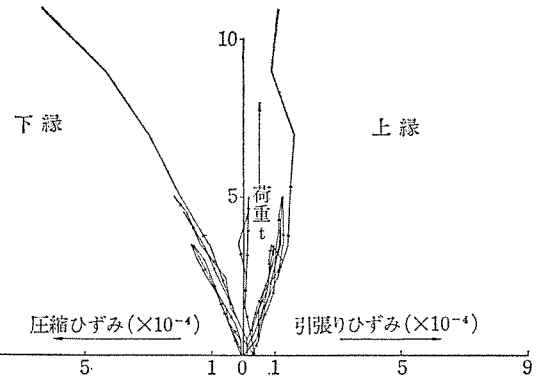


図-7 (a) 断面 4 のコンクリートひずみ

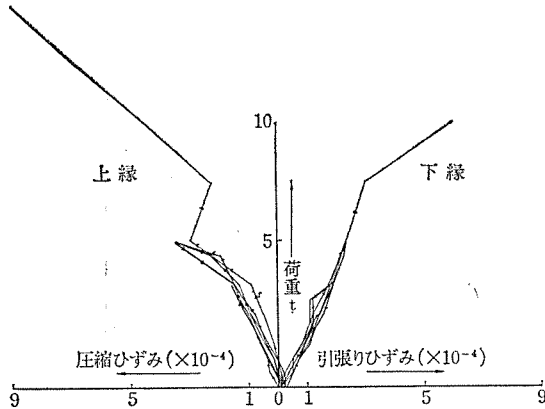


図-7 (c) 断面 7' のコンクリートひずみ

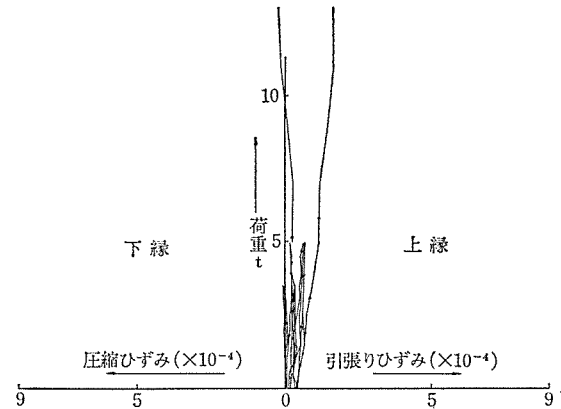


図-8 目地部 3 軸ゲージによる主応力 (IX~XVI)

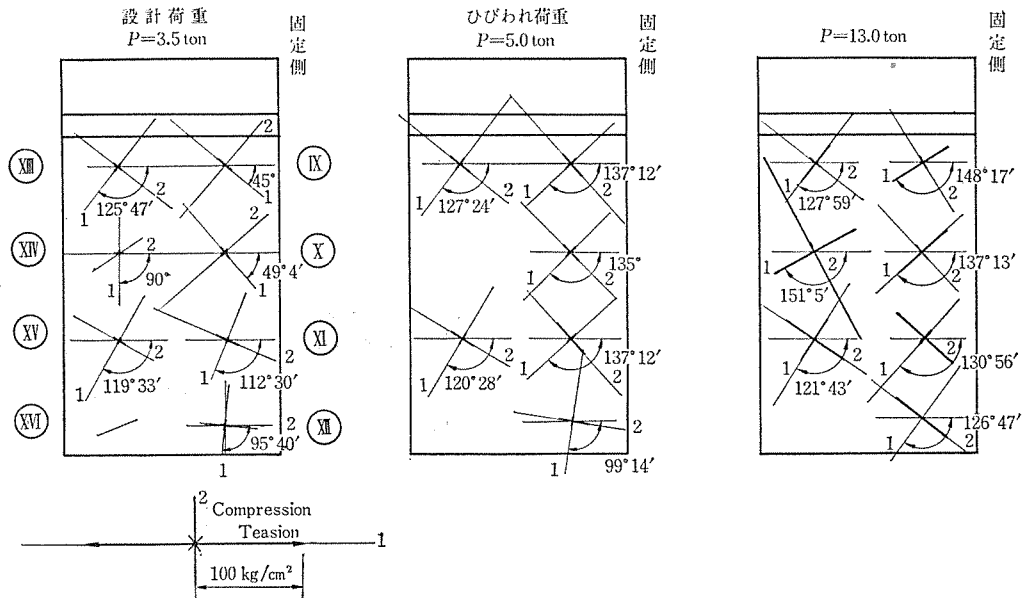


図-9 コンクリートとひずみ分布図

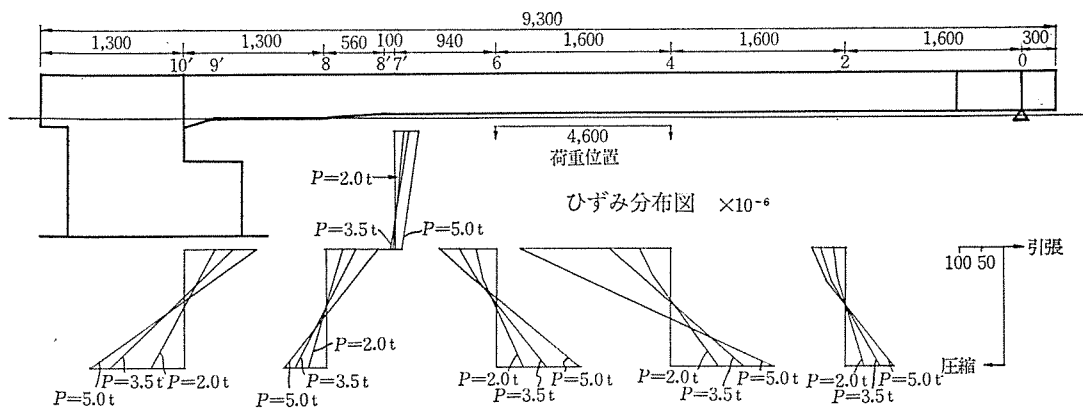


図-10 きれつ状態

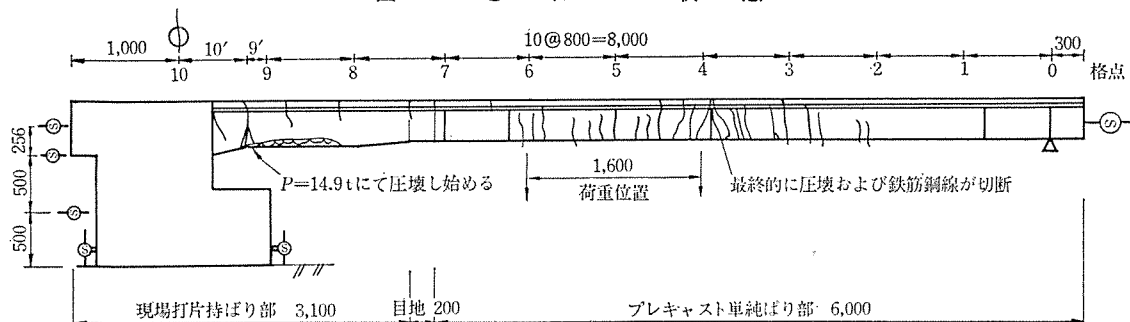


表-7 きれつ荷重の比較 (単位: t)

	計算値	実測値	実測値/計算値
4 断面	4.77	5.15	1.08
9 断面	5.44	5.15	0.95

張強度としてテストピースの引張強度を使用したときの計算値および実測値は 表-7 に示す。

9' 断面では計算値が 5% 低い、これは可動支承のわずかな沈下等によるものと思われる。また RC 床版と PC 床版の継目にもひびわれが生じた。この位置では乾燥収縮等のひびわれが発生することは当初から予想されていたので、慎重に施工したが、引張強度は 0 であり、この点は実物の施工に際しても考慮すべきである。

② 破壊荷重: 2t ピッチで荷重を上げると次第に断面 4, 9 付近にひびわれ数が増加し、ひびわれ幅が広がった。破壊近くに達したとき、下側のひびわれは断面 2 から 6 におよび、上側ひびわれは断面 10' から 8 におよんだ、ひびわれ間げきは断面 4 で約 15 cm, 10' 付近では 40~50 cm であった。

ひびわれの状態は、断面 4 付近では垂直にのび、断面 10' 付近は最初垂直に下っていたが、破壊荷重近くになって断面の変化しているところは斜にのび始め、せん断力の影響がでてきた。その状態を 図-10, 写真-1~3 に示す。

この状態をもう少し分解して考えてみると、一般に単純ばりのような静定構造においては、一断面すなわち中

央断面の破壊により全構造の破壊が起こるが、このラーメンのような不静定構造においては、一断面の破壊は必ずしも全構造の破壊を起すものではない。これは破壊す

写真-1 桁全体の破壊状態

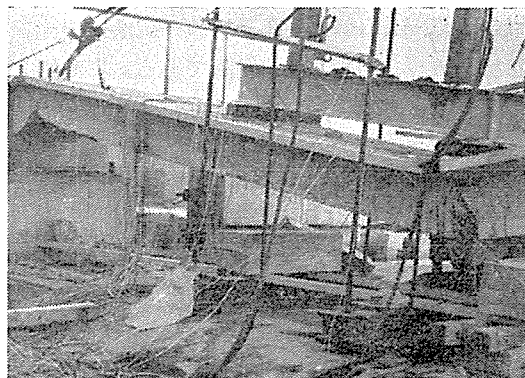
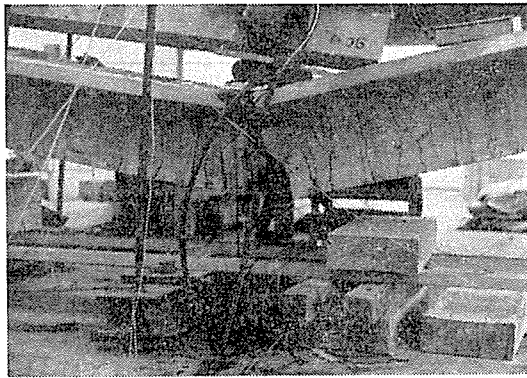


写真-2 固定支点的破壊状態



写真—3 桁中央の破壊状態



るまえに曲げモーメントの再分配が起こるため、しかも再分布の程度は、各部材の荷重変形特性によって異なり複雑である。したがって不静定構造物の破壊荷重の計算には、より安全に見積れる一断面の破壊より全体の破壊と考える方法と、モーメントの再分配が行なわれて破壊すると考える方法と2つある。前者の方法によるものは、従来行なわれている計算であるが、後者の場合は、部材端 9' と中間点 4 断面で破壊モーメントに達したときに崩壊が起こると仮定する。いまこの部材の全荷重を W とし 4 断面の W による静定モーメントを kWL' とすると、4 断面のモーメント M_4 は

$$M_4 = kWL' - \left(1 - \frac{x}{l'}\right) M_9'$$

$$\therefore W = \frac{1}{kl'} \left\{ M_4 + \left(1 - \frac{x}{l'}\right) M_9' \right\}$$

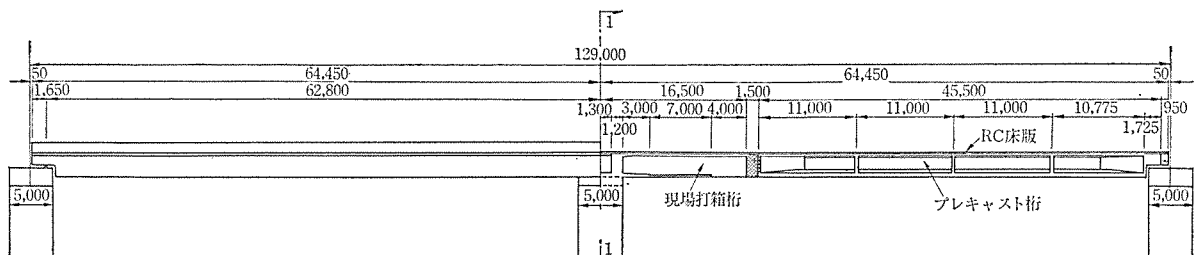
この式 M_4, M_9' に表—8 計算値の破壊モーメントを代入したものが、同表の破壊荷重である。実測値と塑性理論の場合の比は、10%以内であり、塑性理論により計算した方が実測値に近いことを示している。

実験の状況は 図—10 に示すように $P=14.9$ t にて断

表—8 破壊モーメント、破壊荷重

	計 算 値						模型試験による実測値	塑性理論の場合の実測値/計算値
	破壊モーメント(t・m)		破 壊 荷 重 (t)					
	圧縮緑く形分布	圧縮緑放物線分布	再分配を考えた場合		再分配を考えた場合			
			矩 形	放物線	矩 形	放物線		
断面 9'	35.9	34.5	13.6	13.1	14.3	14.6	14.9	1.05
断面 4	26.3	27.8	14.0	15.3			15.4	1.08

図—11 側 面 図



面 9' の下縁が圧壊しはじめて、塑性ヒンジができ、その後は 1 次不静定が単純ばりに移行する。そのため断面 4 のたわみが急激に増加し、荷重が $P=15.4$ t に上がった後は荷重が上らず変形が続き、終局では断面 9' の下縁すなわち圧縮緑が幅広く落下し、ほとんど同時に、断面 4 の下縁のひびわれが約 35 cm に開いて、引張鉄筋および 2 ケーブル PC の鋼線が切断し、同時に上縁のスラブ コンクリートが圧壊し、載荷荷重は 0 近くになって破壊が終了した。表—8 の破壊荷重実測値は一応各断面の破壊したときと考えているが、実際には断面 9' も、 $P=15.4$ t で崩壊したと考えれば、 15.4 t/14.3 t=1.08 (圧縮緑矩形分布) となる。

e) 試験の考察

1) 今回の試験を行なった結果、設計荷重時、ひびわれ荷重時および破壊荷重時について、ほぼ計算どおりの結果を得ることができた。

2) 継手目地部分の応力については、大きな応力が出ていないので安全である。

3) 現場打固定支点部とプレキャスト桁との継目部、特に床版の継目には、応力が大きくないにもかかわらずひびわれが発生しているのを見つけた。これは応力上の問題ではなく、構造上、床版の乾燥収縮によるクラックと思われるので、クラックを防止する方法として、

- ① コンクリート面の目あらし
- ② エポキシ系統の樹脂の添付あるいは注入
- ③ 鉄筋による補強

などが考えられる。これを設計および現場施工に生かしていけば良好な結果が得られると思われる。

3. 設 計

(1) 構造の決定

1) 架設位置が、洪水河川上であり、渇水期にしか施工できないため 図—11 に示すごとく、工期短縮のためプレキャスト桁と現場打ちとの併用構造とした。

2) 洪水時のためにスパンの最低を 50 m とした。

3) プレキャスト桁は現在の施工機械の能力を考慮して最大 120 t とした。そのためには架設時の重量を軽減できる合成桁形式とした。

4) 右岸側(川崎側)にブースができる関係上、幅員が広がっている(図-1 参照)。その線形変化の場所および主桁本数が増すところを固定支点付近の現場打コンクリートで調整した。また横断方向の片勾配は床版コンクリートで調整した。このように線形の変化するところは、プレキャスト桁のみでは調整することが困難であるが、これを併用することにより補なうことができる。

5) 本工区の基礎は 36~48 m の鋼管ぐい(φ 1.5 m)である。地質が軟弱であるためと洪水河川であるため、全橋梁を支保工で施工することは困難である。そのため固定支点部分のみフーチングから立ち上げた支保工上でコンクリートを打設するようにした。

6) 固定支点部分はケーブルの偏心距離をとるために箱桁とした。またプレキャスト桁の耳桁も、美観上から図-12 に示すごとく箱桁に合わせてフラットにした。

7) 桁高が比較的高くなるとともに、一本橋脚であるため、片持ちの横桁の桁高が高くなり、美観上良くないことなどから、可動支点付近は桁を切欠いた構造とした(図-11 参照)。

以上のような理由で、主要構造の決定をしたのであるが、つぎに設計当時考えた施工順序について記す。

(2) 設計時考えた施工順序

図-13 に示す順序に施工するとした。

1) プレキャスト T 型桁の製作：架設時の桁自重をもたせるだけ 1 次緊張する。また切欠き部分のシーすなし

の鋼棒も緊張する。

2) 固定支点現場打箱桁の施工：沈下を避けるためフーチングに支保工を組み、この部分のコンクリートを打設する。ついで橋軸方向の 1 次緊張および橋軸直角方向の横桁片持ばりの緊張。

3) プレキャスト桁の架設：仮支点に一時仮架設する。

4) 継手目地コンクリート打設：目地コンクリートの長さは 1.1~1.5 m にして、ケーブルの接続、鉄筋の連結等施工が容易になるようにした。

5) プレキャスト桁と固定支点現場打桁とを連続するケーブルの 2 次緊張をして、連続構造とする。

6) 横桁コンクリート打設および横桁中のケーブル緊張。

7) プレキャスト桁上の RC 床版の打設。

8) 高欄、地覆コンクリートおよび舗装の施工

(3) 設 計

1) 曲げモーメント：断面力の計算は変断面連続ラーメンとして G. Kani 法によりプログラミングを組み、コンピューターにより影響線を求めた。そのうち曲げモーメントは 図-14 に示す。

2) 地震による曲げモーメントおよびせん断力：この形式の橋梁では真中の橋脚で地震力をとる。そのモーメントおよびせん断力は 図-15 に示す。

3) プレストレスによる 2 次応力：2 次プレストレスト用連続ケーブルの緊張により 2 次応力が生ずるが、それを図示すると、 図-16 のようになる。

δ_{pt} , δ_0 はカスティリアの定理より

$$\delta_{pt} = \int_0^l \frac{M_{pt}}{EI_x} \cdot \bar{M} \cdot dx$$

$$\delta_0 = \int_0^l \frac{\bar{M}^2}{EI_x} \cdot dx$$

以上を数値積分の形に直すと

$$\delta_{pt} = \sum \frac{M_{pt}}{EI_x} \cdot \bar{M} \cdot \Delta x$$

$$\therefore \delta_{pt}' = \frac{EI_x \cdot \delta_{pt}}{\Delta x} = \sum \frac{I_0}{I_n} M_{pt} \cdot \bar{M}$$

$$\delta_0 = \sum \frac{\bar{M}^2}{EI_x} \cdot \Delta x$$

$$\therefore \delta_0' = \frac{EI_x \cdot \delta_0}{\Delta x} = \sum \frac{I_0}{I_x} \bar{M}^2$$

ゆえに反力 P は次式で表わされる。

$$P = \frac{\delta_{pt}}{\delta_0}$$

この P を求めて、2 次応力による曲げモーメントおよびせん断力は次式で表わされる。

$$\text{プレストレス直後 } M_t = P_x$$

$$S_t = -M_{t0} \sec / l$$

図-12 断 面 図

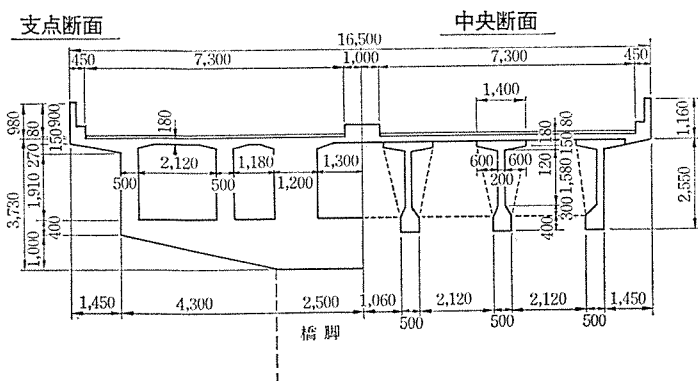


図-13 施 工 順 序

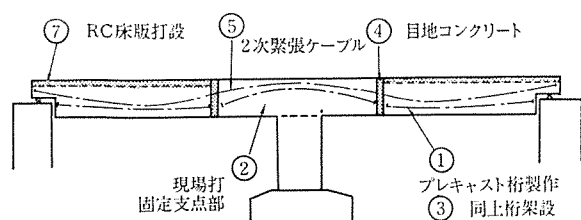
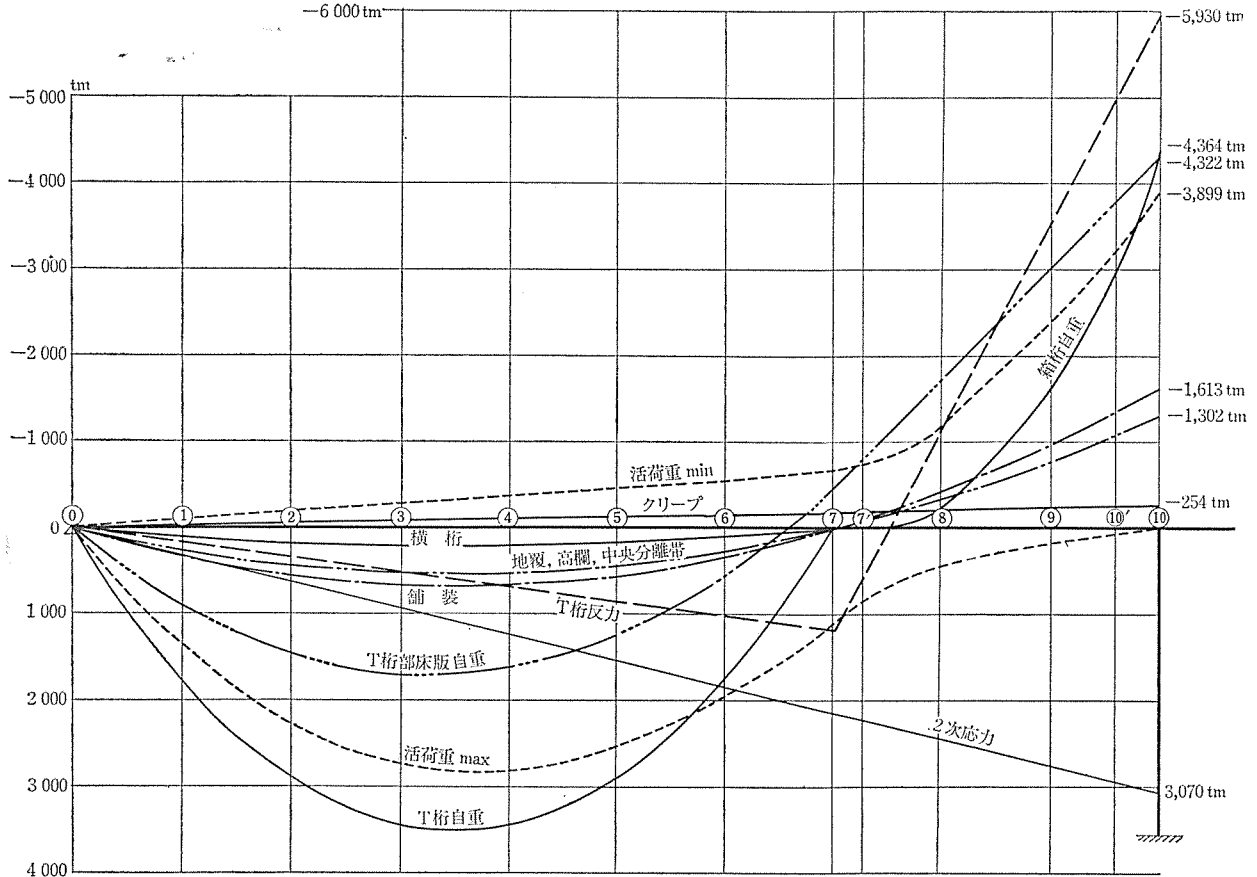


図-14 曲げモーメント図



プレストレス有効時 $M = \eta \cdot M_t$
 $S = \eta \cdot S_t$

図-15 地震による曲げモーメントおよびせん断力

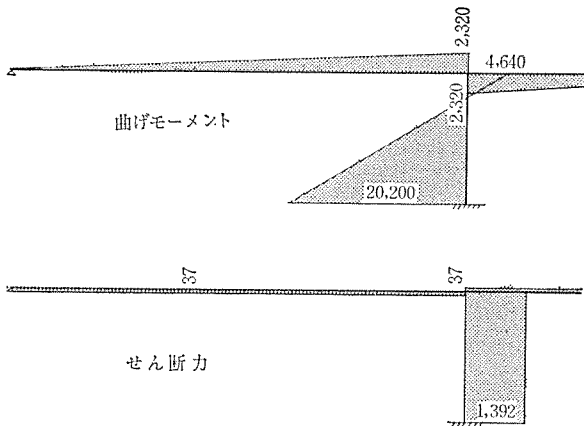
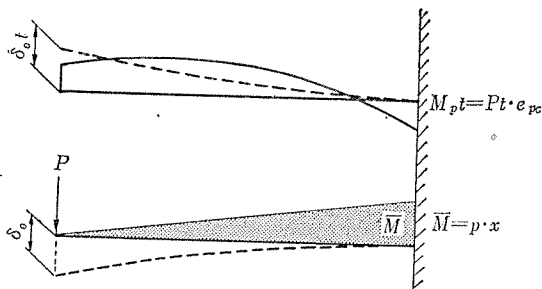


図-16 プレストレスによる曲げモーメント



ただし η は有効係数

またそれによる曲げ応力度はおの次の次式で表わされる。

$$\sigma_t' = M_t / W_0, \quad \sigma_t = M / W_n$$

$$\sigma' = \eta \sigma_t', \quad \sigma = \eta \sigma_t$$

4) クリープにより発生する不静定力: 各スパンの主桁は一部がプレキャスト桁で, 他の部分はスレージングによる場所打桁として施工されるので, 一スパン同時施工する場合と, 異なった桁自重曲げモーメントが発生する。これによりコンクリートのクリープによる断面力の変化が起こる。またこれはプレストレスによるモーメント $M = Pe$ についても同様である。

④ 主桁自重 (全幅当り)

同時施工の場合のモーメント M_1

$$M_1 = -15\,418 \text{ t}\cdot\text{m}$$

一部プレキャスト, 他の部分場所打施工の場合のモーメント M_2

$$M_2 = M_0 + M_T + M_{d_2} = -4\,364$$

$$-5\,930 - 4\,322 = -14\,616 \text{ t}\cdot\text{m}$$

固定支点のモーメントの差 M'

$$M' = M_1 - M_2 = -802 \text{ t}\cdot\text{m}$$

⑤ プレストレスによる2次応力

3) の計算方法と同様にして $P=1.9\text{ t}$ になる。

◎ クリープによる不静定応力

プレキャスト桁と場所打桁とを連結した直後では、固定支点のモーメントは、施工順序にしたがって求めたモーメントと等しいが、クリープの進行にともない変化する。

$$M = M'(1 - e^{-\varphi}) \mu$$

ただし

M' : 全体を同時に施工したと仮定した場合のモーメントの差

φ : クリープ係数 $\rho=2.0$

μ : クリープの減少係数 $\mu=e^{-t}$ (t は年単位)

主桁自重

静定構造から不静定構造になるまで工程からみて2ヵ月間である。

表-9 曲げ応力度の合成

		曲げ応力度 (kg/cm ²)		
		床版上縁	主桁上縁	主桁下縁
中間断面 ④	有効プレストレス	—	-72.4	320.3
	T 桁 自重	—	86.4	-114.0
	横 桁	—	7.5	- 9.4
	T 桁 反力	—	16.5	- 20.8
	T 桁部床版自重	—	38.9	- 45.4
	舗 装	6.6	6.0	- 15.0
	地 覆, 高 欄	5.2	4.8	- 11.8
	活 荷 重 max	27.6	25.4	- 62.9
	ク リ ー プ	-0.6	-0.5	1.2
	2 次 応 力	—	25.8	- 32.5
材 令 差	-4.5	-8.4	6.5	
合 計	43.3	130.0	16.2	
継手目地断面 ⑦	有効プレストレス	—	14.8	58.4
	箱 桁 自重	—	—	—
	横 桁	—	—	—
	T 桁 反力	—	7.1	12.0
	T 桁部床版自重	—	-9.1	15.2
	舗 装	—	-1.2	2.0
	地 覆, 高 欄	—	-1.0	1.6
	活 荷 重 { max	—	8.8	-14.7
	min	—	-10.2	17.1
	ク リ ー プ	—	-1.2	2.0
2 次 応 力	—	22.2	-37.6	
材 令 差	—	-2.9	5.0	
合 計 { max	—	40.4	38.9	
min	—	21.4	70.7	
固定支点断面 ⑩'	有効プレストレス	—	154.5	-33.2
	箱 桁 自重	—	-28.2	24.8
	横 桁	—	—	—
	T 桁 反力	—	-44.7	41.0
	T 桁部床版自重	—	-32.9	30.9
	舗 装	—	-11.7	11.0
	地, 高, 中	—	- 9.4	8.8
	活 荷 重 min	—	-27.9	26.2
	ク リ ー プ	—	- 1.2	1.1
	2 次 応 力	—	22.4	-20.4
材 令 差	—	- 2.9	2.6	
合 計	—	18.0	92.8	

$$M' = -802\text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M = -802 \times (1 - e^{-2/12}) \times e^{-2/12} = -588\text{ t}\cdot\text{m}$$

プレストレスによる2次応力

$$R_{cp} = -1.9 \times (1 - e^{-2/12}) \times e^{-2/12} = -1.4\text{ t}$$

曲げモーメントおよびせん断力

$$M_c = \frac{M}{10}x - \frac{6 \cdot R_{cp} \cdot l}{10}x$$

$$S = \frac{M}{l} - R_{cp}$$

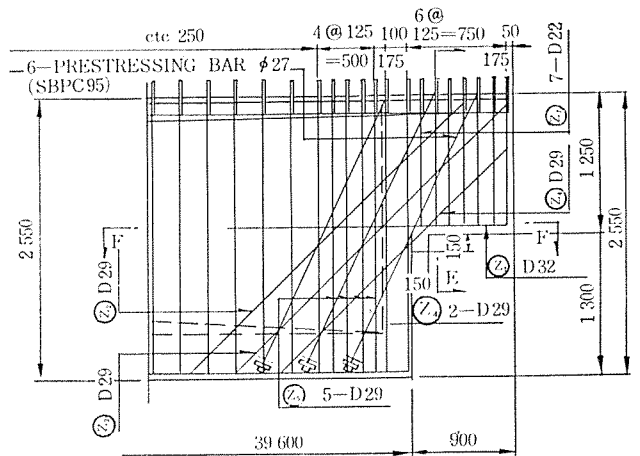
5) 曲げ応力度の合成: 設計荷重時の曲げ応力度の合成は表-9に示す。継手目地部分では十分応力があまっていることが分る。

6) 斜引張応力度: 本橋のような構造では、プレキャスト桁と固定支点の現場打桁との継手目地部分での斜引張応力度が問題となるので十分検討した。模型実験でも大きな応力はでていないので、今回は詳細については省略する。

(4) 設計上の問題点

1) 可動シューの付近は美観上から桁を切欠いた構造にしたが、その補強方法はシースなし鋼棒を60°傾けて埋込み、緊張する方法である。R. Walther の式で、ひびわれ安全率 1.06, 破壊安全率 1.3 であった。その詳細は図-17に示す。

図-17 鋼棒による補強



㊸ ひびわれ荷重の計算

ハンチ部分の水平応力度の算定

$$\sigma_1 = 0.75(\sigma_h + \sigma_v)$$

ここに

σ_h : ハンチ部の曲げ応力度による水平方向応力度

σ_v : ハンチ部のせん断応力度による水平方向応力度

ゆえに

$$\sigma_h = \frac{R \cdot e}{W}$$

R : 支点反力

e : 支点からハンチ部までの距離
 W : ハンチ部断面下縁の断面係数

また

$$\sigma_V = C \frac{\tau_c}{z} = 2.5 \tau_c$$

$C=5$ とおく。

$$\tau_c = \frac{R \cdot Q}{I \cdot b} W$$

Q : ハンチ部断面図心の断面 1 次モーメント

I : " " 断面 2 次モーメント

b : " " のウェブ幅

T 形断面では

$$\tau_{c \max} = \frac{Q \cdot R}{I \cdot b}$$

$$\tau_{c \text{ const}} = \frac{2}{3} \tau_{c \max}$$

$$\therefore \sigma_V = 2.5 \frac{R \cdot Q}{I \cdot b} W$$

このように σ_h および σ_V が求めれば、ひびわれ荷重 R が求められる。

⑥ 破壊荷重

T 形断面の場合 b が一定でないので、つぎのように換算する。図-18 の左図において

$$P = \frac{A_p}{b \cdot h}$$

図-18 断面の換算

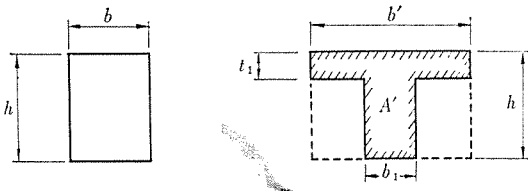


図-18 の右図において

$$P = \frac{A_p}{b' \cdot h} \cdot \eta$$

$$A' = b' \cdot t_1 + b_1 \cdot (h - t_1)$$

$$\therefore \eta = \frac{b' \cdot h}{A'} = \frac{b' \cdot h}{b' \cdot t_1 + b_1 \cdot (h - t_1)}$$

この η の項を考慮して

$$q = \frac{\eta \cdot \sigma_{cu}}{p \cdot B} \sqrt{\frac{\lambda_1 \tan \alpha \cdot \sin \alpha}{\epsilon_{cu} \cdot h}}$$

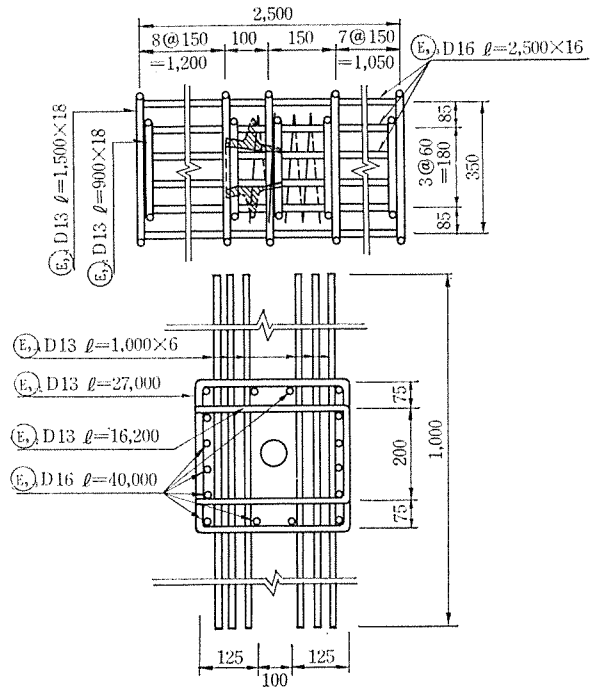
となる。以下は Walther の式と同様に考えるので省略する。

2) 合成応力度の検討：現場打固定支点では、橋軸方向では負の曲げモーメントを生じ、橋軸直角方向も片持ばり(図-12)となっている。

そのため両者の負のモーメントによって生ずる合成応力度を検討したが、十分許容値内である。

3) この橋梁では、桁の中間でケーブルをアンカーす

図-19 ケーブルの中間定着部の補強



る構造となっている。従来このような構造ではクラックが生ずる可能性があったが、Gotthard Franz の式を使って鉄筋で補強した。その補強は 図-19 に示す。

4) プレキャスト桁と現場打箱桁との継目は約 1.5 m のコンクリートを打設するが、模型試験の結果乾燥収縮によるひびわれが発生しやすいことがわかった。この部分の応力は 表-9 (b) でわかるように、どの荷重状態においても、引張応力は生じない。そのため乾燥収縮のみを考慮して鉄筋で補強することにした。

5) 地盤沈下の検討：このような形式の橋梁では、地盤の不等沈下が一番問題となる。とくに固定支点が沈下すると支間中央断面の下縁に引張応力が生ずる。そのため 64.5 m の桁長の桁では、許容沈下量を約 50 mm としている。しかしこれ以上の沈下が生ずる場合を考慮してシューを 100 mm 沈下できる構造にした。

その構造は凸部のついた 50 mm の鉄板 2 枚をシューの下面におき、地盤沈下にしたがって撤去できるようになっている。なお可動シューの橋脚が沈下した場合の許容沈下量は 260 mm であり、あまり問題にはならないのでシューのかさ上げについては考慮していない。なおシューの上下を調整するために横桁にジャッキを入れて上げられるように横桁は補強してある。

4. あとがき

最後に本工法の特徴を要約すると

1) 現場打ちとプレキャストおよび合成床版の混合工法であり、三者の特長を生かしている。径間 60 m 程度

でPCとしては比較的長径間の橋梁には有利である。

2) 線形の変化している橋梁の場合には、プレキャスト桁のみで施工することは困難であるが、曲線部分を現場打ちによって変化させ、多少の曲線の変化はプレキャスト桁の床版によって調節した。

3) 入札価格は表-10に示す。

4) 材料関係の単位 m²当りの諸数値は表-11に示す。

以上、部分合成桁によるPCTラーメンについてその模型試験および設計の概要を報告したが、部分合成桁については床版の接合部、クリープの差異等今後の実験や研究に待つ面も多いので、読者諸氏の御叱責御指導を頂ければ誠に幸甚と思う次第です。

参 考 文 献

- 1) 横道英雄：「鉄筋コンクリート橋の設計」
- 2) 岡田・神山：「プレストレスト コンクリートの設計」
- 3) 倉西正嗣：「極限設計法」

表-10 上下部工の工費

上 部 工	38 200 円/m ²
下 部 工	46 500 "
合 計	84 700 "

表-11 m² 当り材料表

	上 部 工	下 部 工
鉄 筋	80 kg/m ² (115 kg/m ³)	78.0 kg/m ²
P C 鋼 線	27.4 kg/m ² (39 kg/m ³)	— kg/m ²
コンクリート	0.70 m ³ /m ²	0.96 m ³ /m ²
型 わ く	3.01 m ² /m ²	0.48 m ² /m ²
支 保 工	5.58 m ² /m ²	0.48 m ² /m ²

- 3) Walther, R.: "The Shear Strength of Prestressed Concrete Beams", FIP, Berlin (1958)
- 4) Gotthard Franz: "Konstruktionslehre des Stahlbetones Erster Band Grundlagen und Bauelement", Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg

1967.5.31・受付

御 寄 稿 の お 願 い

この雑誌は、プレストレストコンクリートのわが国でただ一つの総合技術雑誌です。会員諸兄の技術向上にいささかでも役立つよう日夜苦心して編集に当たっておりますが、多くの問題を広くとりあげるのはこれでなかなか大変なことです。一方的になっても困りますし、とにかく皆様の卒直な声をお聞かせ願えませんか。自由に気楽に意見を述べて頂く会員欄、疑問点を相談していただきたい質疑応答欄、工事の状況、施工の苦心点を、現場から速報してほしい工事ニュース欄、口絵写真欄、その他報告、質問など、お気軽にどしどし原稿をお寄せ下さい。また、新設してほしい欄とか、もっと充実してほしい欄、雑誌に対する建設的な御意見なども募ります。少しでも多く皆様の声を反映した親しみやすい雑誌に育て上げたいと念じておりますので御協力願います。以上の原稿、御意見などはすべて下記へお送り下さい。

東京都中央区銀座東2の1 銀鹿ビル3階 PC 技術協会編集委員会 電話 (541) 3595