

## 中郷 SA ランプ橋 (PRC 道路橋) の設計・ 施工と載荷試験について

鈴木 裕 二\*  
中 村 雅 彦\*\*

### 1. はじめに

中郷 SA ランプ橋は、常磐自動車道の中郷サービスエリアと本線を結ぶランプ橋である。本橋は当初 PC 単純箱桁として計画されていたが、道路公団が(財)高速道路調査会に委託して作成した「PRC 道路橋設計要領(案)」(以下要領(案)とする)に基づいて PRC 橋として設計・施工を行い、さらに設計の妥当性の検証と今後の PRC 橋設計の資料とするため載荷試験を行ったので、その結果を報告する。

### 2. 設 計

#### 2.1 設計概要

PRC 橋は、従来の PC 橋と異なりひびわれの発生を許すため、設計ではひびわれ幅の照査と鋼材の疲労の照査を行う必要がある。また従来の PC 橋と異なり鉄筋量が多いため、それを考慮して設計する必要がある。PRC 橋の設計の流れを図-2 に示す。

本橋の設計条件および一般図を図-3 に示す。

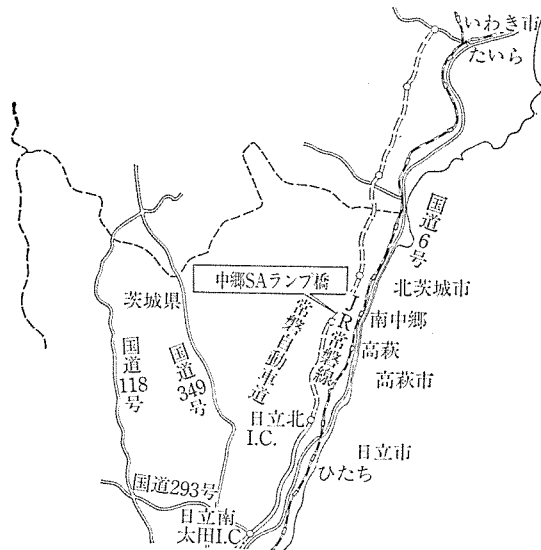


図-1 位置図

\* 日本道路公団札幌建設局技術部構造技術課課長代理 (元: 日本道路公団技術部構造技術課)

\*\* 日本道路公団東京第一建設局建設第二部構造技術課

#### 2.2 プレストレス導入度

プレストレス導入度は式(1)で表わされ、 $\lambda$  の値は、0 から 1 の間にある。このため、設計では最適な  $\lambda$  の値を求める必要がある。

$$\lambda = \frac{M_{Dec}}{M_{D+L}} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\lambda$ : プレストレス導入度

$M_{Dec}$ : プレストレスが導入された断面において引張応力度が発生する直前の載荷曲げモーメント

$M_{D+L}$ : 死荷重と活荷重による曲げモーメント

本橋では、 $\lambda$  の値を 0, 0.4, 0.6, 0.7, 0.8 および 1 に変化させ、各照査項目を満足するように鋼材量および断面を決め、経済比較を行った。その結果を図-4 に示す。本橋では、PC 鋼材の配置と経済性から  $\lambda=0.7$  (12  $\phi$  12.4 12 本) とした。

#### 2.3 曲げモーメントに対する検討

##### (1) 断面諸元と断面力

支間中央断面での鋼材の配置と断面諸元を図-5 および表-1 に示す。

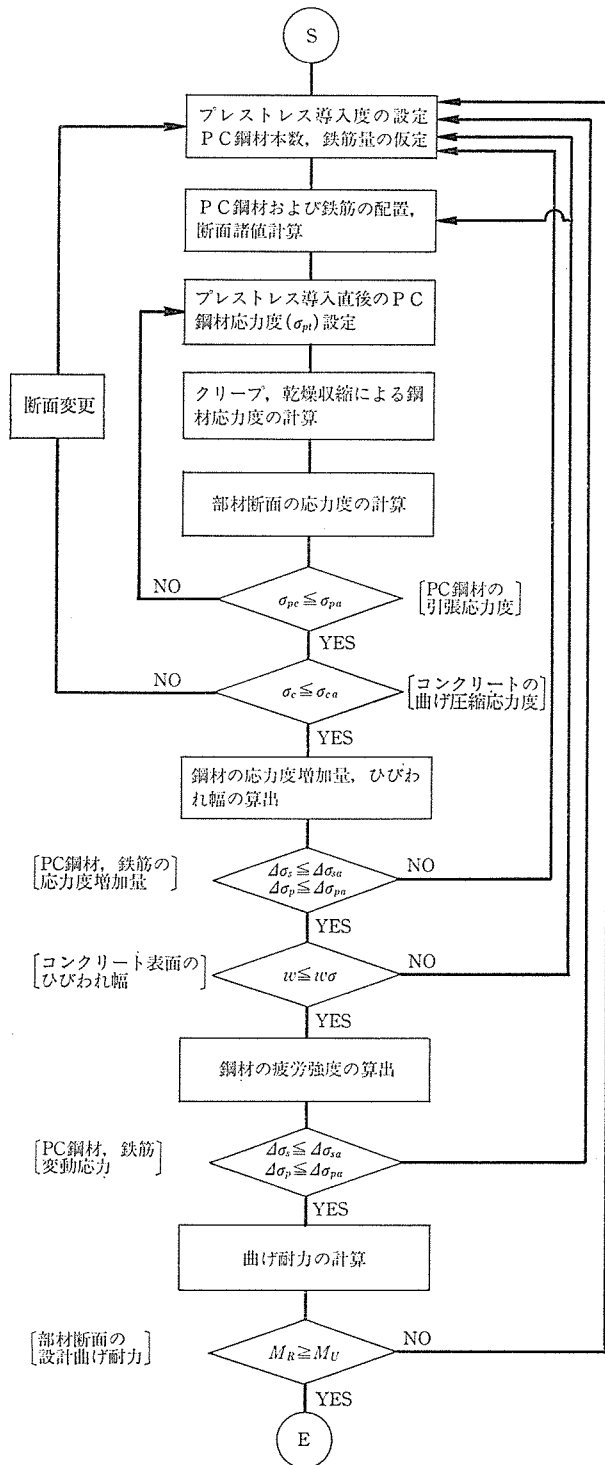
疲労荷重は TT-43 荷重 1 台を用いて支間中央の曲げモーメントが最大となるよう載荷した(図-6)。計算上考慮する鉄筋は下スラブの鉄筋とした。

##### (2) 曲げ応力度の算出

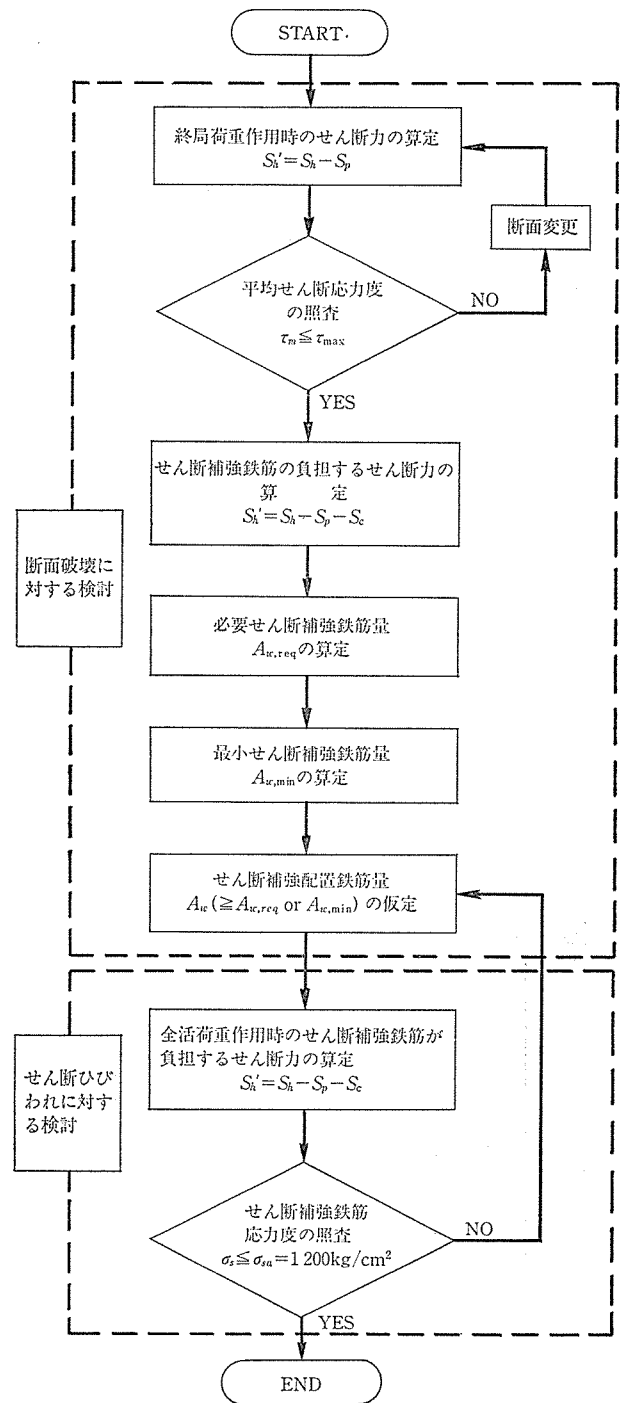
死荷重およびプレストレスによる支間中央での曲げ応力度の計算結果を図-7 に示す。有効プレストレスは、図-7 の PC 鋼材応力度からコンクリートのクリープ、

表-1 支間中央での断面諸元

	総断面性能		純断面性能 (鉄筋考慮)		換算断面性能 (鉄筋、 PC 鋼材考慮)	
断 面 積 (m <sup>2</sup> )	A	4.641	A <sub>c</sub>	4.727	A <sub>e</sub>	4.809
断面 2 次モーメント (m <sup>4</sup> )	I	1.881	I <sub>c</sub>	1.952	I <sub>e</sub>	1.999
上縁から断面図心までの距離 (m)	Y <sub>o</sub>	0.721	Y <sub>co</sub>	0.737	Y <sub>eo</sub>	0.750
下縁から断面図心までの距離 (m)	Y <sub>u</sub>	-0.979	Y <sub>cu</sub>	-0.963	Y <sub>eu</sub>	-0.950
上縁の断面係数 (m <sup>3</sup> )	Z <sub>o</sub>	2.611	Z <sub>co</sub>	2.648	Z <sub>eo</sub>	2.664
下縁の断面係数 (m <sup>3</sup> )	Z <sub>u</sub>	1.921	Z <sub>cu</sub>	-2.028	Z <sub>eu</sub>	-2.104



曲げモーメントに対する検討フロー



せん断力に対する検討フロー

図-2 設計の流れ

乾燥収縮および PC 鋼材のリラクゼーションによる応力度の減少を考慮するのであるが、PRC は引張側コンクリート断面にひびわれの発生があるため、厳密にはひびわれを考慮した鋼材応力度の変化を解析することが必要である。しかし計算が複雑であるため、ここでは要領(案)に従って道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編(以下道示Ⅲとする)での鋼材応力度の変化量の算定式に鉄筋を

考慮して計算した(式(2))。

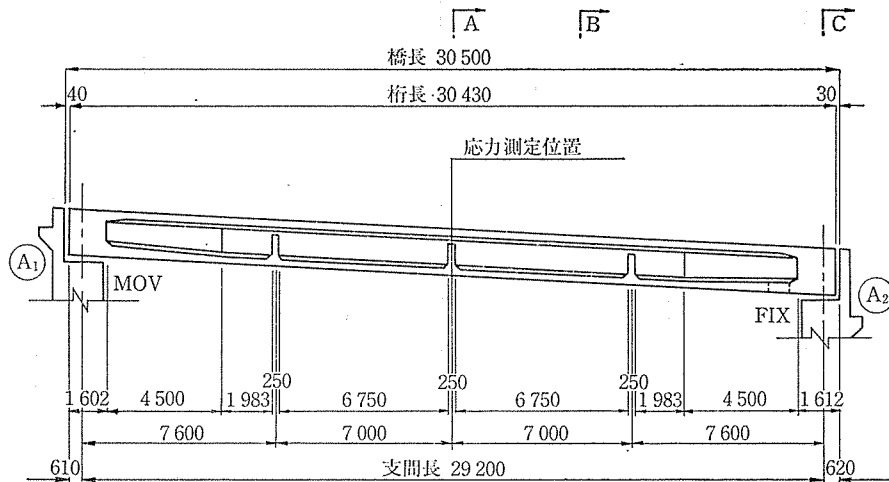
$$\Delta\sigma_\varphi = \frac{n\varphi\sigma_{cp} + E_p \cdot \epsilon_s}{1 + \alpha(1 + \varphi/2)} \dots\dots\dots(2)$$

ただし、 $\alpha = n \cdot A_{p+s} \cdot \left( \frac{1}{A} + \frac{e_p^2}{I} \right)$

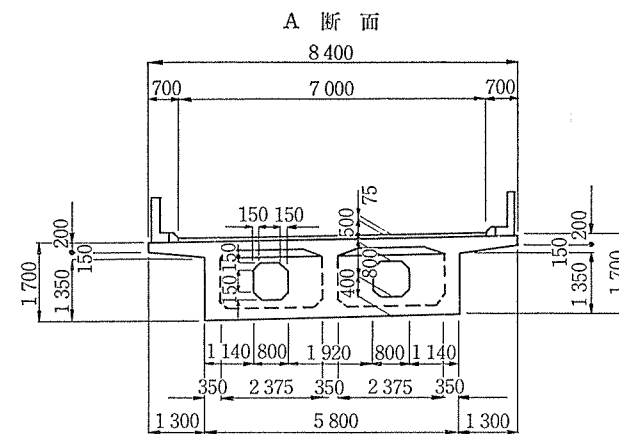
ここに、 $\Delta\sigma_\varphi$ : コンクリートのクリープ, 乾燥収縮による鋼材応力度の変化量

$\varphi$ : コンクリートのクリープ係数

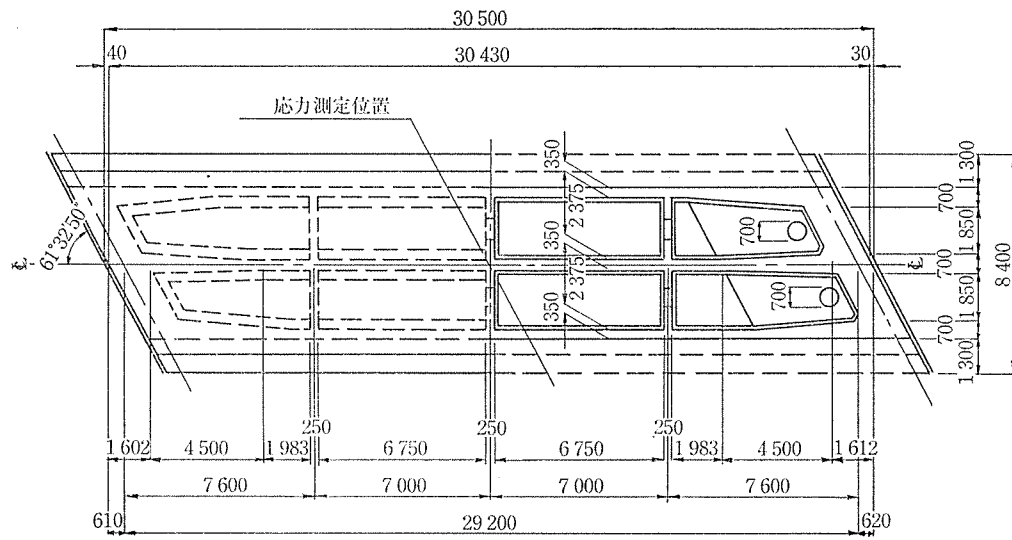
側面図



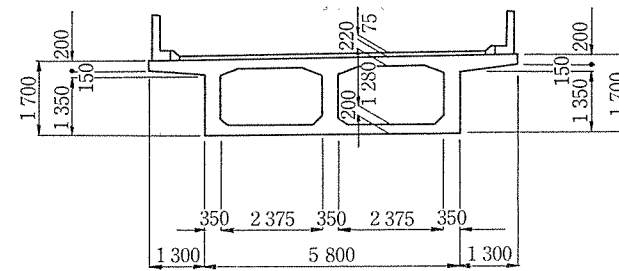
断面図



平面図



B 断面



C 断面

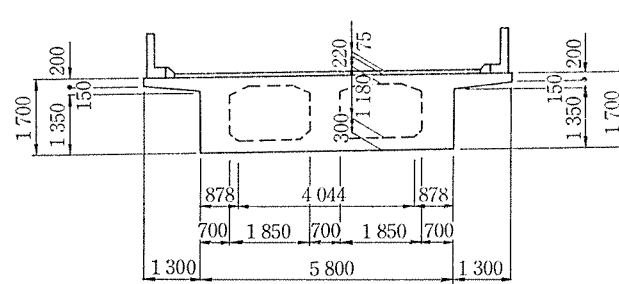


図-3 一般図

9 912 kg/cm<sup>2</sup> であり、 $\varphi=2.6$ ,  $\epsilon_s=20 \times 10^5$ ,  $n=E_p/E_c=20 \times 10^5/3.25 \times 10^5=6.154$ , として計算すると  $\Delta\sigma_\varphi=346$  kg/cm<sup>2</sup>, リラクセーションによる PC 鋼材応力度の減少量  $\Delta\sigma_r=9 912 \times 0.05=495$  (kg/cm<sup>2</sup>) となる。コンクリートのクリープ, 乾燥収縮および PC 鋼材のリラクセーションによる鋼材に作用する軸方向力は次のとおりとなる。

○PC 鋼材

$$\text{有効係数 } \eta = 1 - \frac{346 + 495}{9 912} = 0.915$$

$$N_{pe} = \eta \cdot N_{pt} = 0.915 \times 9.912 \times 11.148 \times 12 = 1 213.4(t) \text{ (引張力)}$$

○鉄筋

$$N_s = E_s/E_p \cdot \sum A_s \cdot \Delta\sigma_\varphi = 83.3(t) \text{ (圧縮力)}$$

死荷重作用時および活荷重作用時の鋼材応力度は, 軸力が作用する鉄筋コンクリートと同様にして応力度の増加量を計算して求める。軸力  $N=N_{pe}-N_s=1 213.4-83.3=1 130.1(t)$ , 断面中心に関する曲げモーメント, 死荷重作用時  $M_D=M_0+e_p \cdot N=874.1(t \cdot m)$ , 活荷重作用時  $M_{D+L}=1 495.7(t \cdot m)$  となり, 鋼材の応力度の増加量とコンクリートの圧縮縁の応力度を表-2 に示す。

PC 鋼材の設計荷重作用時の応力度  $S_p$  は次のとおりとなる。

$$S_p = 10 218 + 1 148 = 11 366 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 0.6 \sigma_{pu}$$

他の応力度も許容値内となっている。

(3) 曲げひびわれに対する検討

要領(案)での曲げひびわれに対する検討は, 死荷重作用時の鋼材応力度増加量を許容値以下にするとともに, 活荷重作用時のひびわれ幅の照査を行うこととしている。

① 死荷重作用時

表-2 鋼材応力度の増加量と圧縮縁コンクリート応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

	死荷重作用時	活荷重作用時
コンクリート	61	102
PC 鋼材	176	1 148
鉄筋	224	1 332

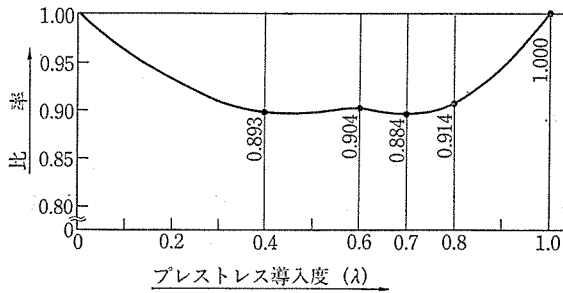


図-4 プレストレス導入度と工費 (lambda=1.0 の場合を1とした)

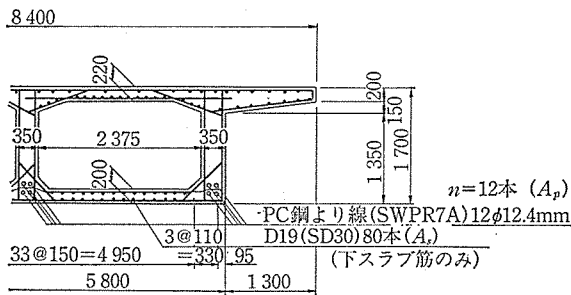


図-5 鉄筋および PC 鋼材配置図

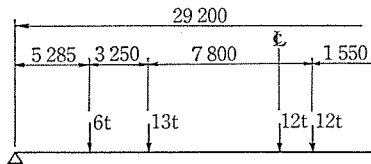


図-6 TT-43 荷重の載荷

$\epsilon_s$ : コンクリートの乾燥収縮度

$n$ : ヤング係数比 ( $n=E_p/E_c$ )

$\sigma_{cp}$ : 鋼材位置における持続荷重によるコンクリートの応力度 (引張が生じている場合は仮想引張応力度)

$A_{p+s}$ : PC 鋼材および鉄筋の換算断面積

$$\left( A_{p+s} = A_p + \frac{E_s}{E_p} \cdot A_s \right)$$

$e_p$ : 鋼材中心と断面中心との偏心距離

$E_p$ : PC 鋼材のヤング係数

プレストレス導入直後の支間中央の PC 鋼材応力度は

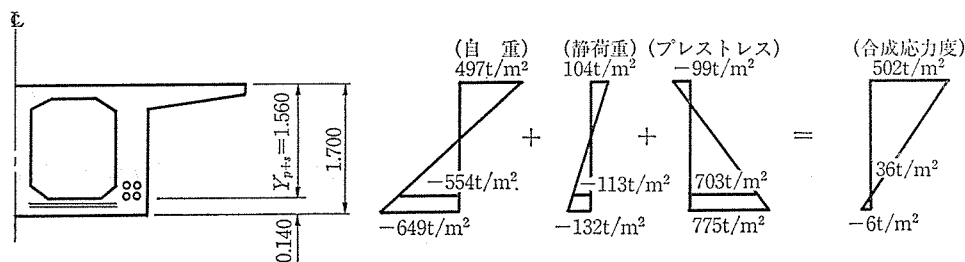


図-7 死荷重およびプレストレスによる応力度

◇工事報告◇

死荷重作用時の PC 鋼材および鉄筋の応力度増加量は、表-2 のとおりであり、許容値 (PC 鋼材 1 000 kg/cm<sup>2</sup>, 鉄筋 1 200 kg/cm<sup>2</sup>) を満足している。

② 活荷重作用時のひびわれ幅

許容ひびわれ幅  $w_{lim}$  は、軸方向引張鉄筋のかぶり  $C$  が  $C=35+16=51$ (mm) であり、 $w_{lim}=0.005 \cdot C=0.005 \times 51=0.255$ (mm) となる。

ひびわれ幅  $w$  の算出は式 (3) による。

$$w = k_1 \{4C + 0.7(C_0 - \phi)\} \cdot \left( \frac{\sigma_{sc}}{E_s} + \varepsilon_y \right) \dots (3)$$

ここに、 $k_1$ : 鉄筋の付着性状の影響を表わす定数 (異形鉄筋は 1.0)

$C_0$ : 鉄筋の中心間隔 (cm)

$C$ : 鉄筋のかぶり (cm)

$E_s$ : 鉄筋のヤング係数 ( $2.1 \times 10^6$ )

$\phi$ : 鉄筋直径 (cm)

$\sigma_{sc}$ : 鉄筋の応力度増加量 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_y$ : コンクリートのクリープ、乾燥収縮によるひびわれ幅の増加を考慮する数値 ( $150 \times 10^{-6}$ )

$\sigma_{sc}$  の計算に用いる断面力  $S_e$  は、式 (4) により求めるが、 $k_2=1.0$  として設計した。

$$S_e = S_p + k_2 \cdot S_r \dots (4)$$

ここに、 $S_p$ : 永久荷重による断面力

$S_r$ : 変動荷重による断面力

$k_2$ : 永久荷重によるひびわれと変動荷重によるひびわれ幅が鋼材の腐食に及ぼす影響度の差を考慮するための定数

$\sigma_{sc}$  は最外縁部の鉄筋の活荷重作用時の応力増加であり、計算によれば  $\sigma_{sc}=1 386$  (kg/cm<sup>2</sup>) である。ひびわれ幅  $w$  は、次のとおりである。

$$\begin{aligned} w &= 1.0 \times \{4 \times 5.1 + 0.7 \times (15 - 1.9)\} \\ &\quad \cdot \{1 386 / 2.1 \times 10^6 + 15 \times 10^{-6}\} \\ &= 0.024 \text{ (cm)} < w_{lim} (0.255 \text{ cm}) \end{aligned}$$

(4) 疲労に対する検討

要領 (案) の曲げ疲労に対する検討は、鉄筋については式 (5)、PC 鋼材については式 (6) による。

$$\sigma_{srd} = (1 - \sigma_{\min} / \sigma_{su}) \cdot \sigma_{sro} \dots (5)$$

$$\sigma_{sro} = 10^a / N^k$$

ここに、 $\sigma_{srd}$ : 鉄筋の設計疲労強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{\min}$ : 鉄筋に発生する最小引張応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)。ただし、圧縮応力を受ける場合は 0 としてよい。

$\sigma_{su}$ : 鉄筋の引張強さ (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sro}$ : 鉄筋の完全片振り時の許容疲労応力度 (kg/cm<sup>2</sup>) で、SD 30 の場合は  $a$  およ

表-3 鉄筋の  $k, a$  の値

N	母材		ガス圧接継手	
	k	a	k	a
$N < 2 \times 10^6$	0.18	4.3	0.18	4.2
$N \geq 2 \times 10^6$	0.13	4.0	0.13	3.9

表-4 PC 鋼材の鉄筋の  $k, a$  の値 (SWPR 7 A  $\phi$  12.4)

N	SWPR 7 A $\phi$ 12.4	
	k	a
$N < 3 \times 10^6$	0.55	4.6
$N \geq 3 \times 10^6$	0.15	2.0

び  $k$  の値を表-3 の値を用いてよい。

$N$ : 疲労荷重の等価繰返し回数

$$\sigma_{srd} = 10^a / N^k \dots (6)$$

ここに、 $\sigma_{srd}$ : PC 鋼材の設計疲労強度 (kg/mm<sup>2</sup>) で、SWPR 7 A  $\phi$  12.4 の場合は  $a$  および  $k$  の値を表-4 の値を用いてよい。

$N$ : 疲労荷重の等価繰返し回数

疲労荷重 (TT-43 1 台) に対する換算繰返し回数は、東名高速道路での交通荷重の調査調果から算出し、2 200 万回とした。

TT-43 荷重による鋼材応力度は、前と同様に算出すると、鉄筋の応力度  $\Delta\sigma_s$  と PC 鋼材の応力度  $\Delta\sigma_p$  は次のとおりとなる。

$$\Delta\sigma_s = 593 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\Delta\sigma_p = 499 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

また死荷重作用時からの変動応力度は次のとおりとなる。

$$\bullet \text{ 鉄筋 } \Delta\sigma_s' = 593 - 224 = 369 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\bullet \text{ PC 鋼材 } \Delta\sigma_p' = 499 - 176 = 323 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

また疲労強度は式 (5)、式 (6) から求める。

・鉄筋

$$\sigma_{sro} = 10^4 / (22 \times 10^6)^{0.13} = 1 110 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{srd} = \left( 1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{su}} \right) \cdot \sigma_{sro} = \left( 1 - \frac{224}{4 500} \right) \times 1 110$$

$$= 1 054 \text{ (kg/cm}^2\text{)} > \Delta\sigma_s$$

( $\sigma_{\min}$  は死荷重作用時の鉄筋応力度)

・PC 鋼材

$$\sigma_{srd} = 10^2 / (22 \times 10^6)^{0.15} = 7.9 \text{ (kg/mm}^2\text{)}$$

$$= 792 \text{ (kg/cm}^2\text{)} > \Delta\sigma_p$$

(5) 曲げ耐力に対する検討

道示Ⅲに従って設計を行い、曲げ耐力に対する安全度を確認した。

2.4 せん断力およびねじりモーメントに対する検討

本橋は斜橋であるため、せん断力による検討のほか、ねじりモーメントによる検討も同時に行う必要がある。設計荷重作用時および終局荷重作用時の断面力を表-5

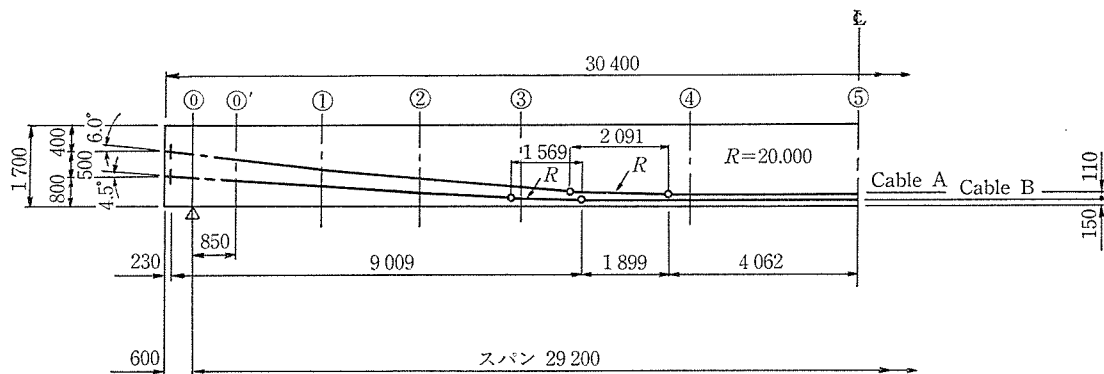


図-8 せん断力の検討断面

表-5 せん断力とねじりモーメントの断面力

断面	せん断力 (t)		ねじりモーメント (t・m)	
	設荷重作用時	終荷重作用時	設荷重作用時	終荷重作用時
0'	327.6	463.5	127.1	335.6
1	250.4	320.7	149.5	387.1
2	208.5	257.7	165.5	430.9
3	187.7	240.1	182	489
4	106.2	214.4	181	494.2
5	50.1	122.0	191.1	505.1

表-6 終局荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

断面	せん断力	ねじりモーメント	合成応力度
1'	22.8	3.3	26.1
1	16.3	4.5	20.8
2	18.9	7.6	26.5
3	16.1	8.6	24.7
4	13.4	8.7	22.1
5	7.6	8.9	16.5

### 3. 施工概要

本橋の施工は支保工による場所打ちによって行った。内側床版型枠の支保の関係上、下床版、ウェブを第1回コンクリート打設、上床版コンクリートを第2回コンクリート打設とする2回打設とした。上床版コンクリート硬化後、全プレストレスを導入し、導入直後に支保工を撤去した。

地覆、壁高欄の施工後、20t ダンプ8台を用いて載荷試験を行った。

### 4. 測定および載荷試験の概要

本橋は単純桁なので、最大曲げ応力度を生じる支間中央に着目して、図-10 に示すように各計測器を配置した。測定は、コンクリート打設時、緊張時、支保工撤去時、地覆・壁高欄コンクリート打設時、載荷試験時に行った。

応力度が短期に変動することが予想されるコンクリート打設後、緊張後については3日間連続して1時間から4時間のインターバルで測定を行った。

さらに、床版とウェブの温度差によって生じる応力度を確認するために、桁の完成後、1日中連続して測定を行った。

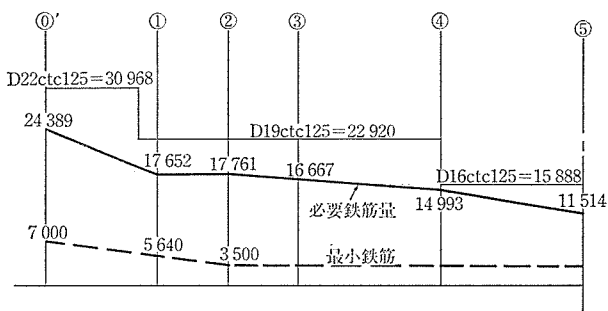


図-9 スターラップの必要鉄筋量と配置

に示す(終局荷重作用時は最も大きな断面力のみ)。

#### (1) 断面破壊に対する検討

終局荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力度の計算結果を表-6に示す。許容値は、すべて満足している。

#### (2) スターラップ鉄筋の配置

道示に従ってスターラップを配置した。必要鉄筋量と配置した鉄筋を図-9に示す。

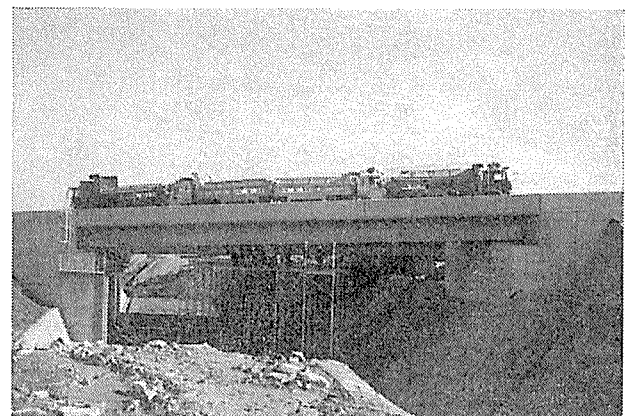
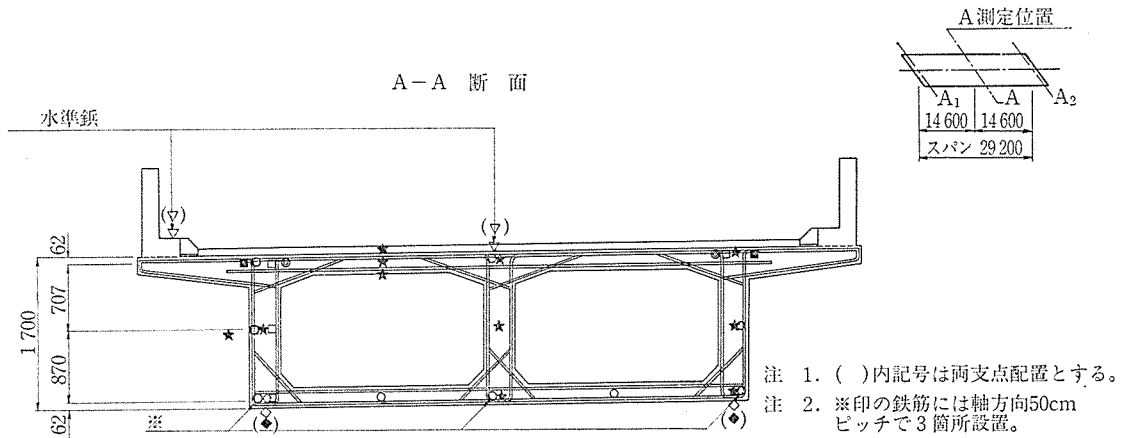


写真-1 ダンプトラック載荷状況



記号	測定計器	数量(箇所)	備考
□	コンクリートひずみ計	4	コンクリート全ひずみ測定用
■	有効応力計	2	コンクリートの実応力
◎	無応力計	2	乾燥収縮ひずみ測定用
★	温度計	12	熱電対
○	鉄筋計	17	鉄筋の全ひずみ測定用
◇	変位計(下げ振り型)	2	(スパン中央)たわみ測定用で、載荷試験時のみ設置
◆	変位計(ダイヤルゲージ)	4	(両支点) "
▽	水準鉄	6	長期たわみ観測用

図-10 計測器配置図

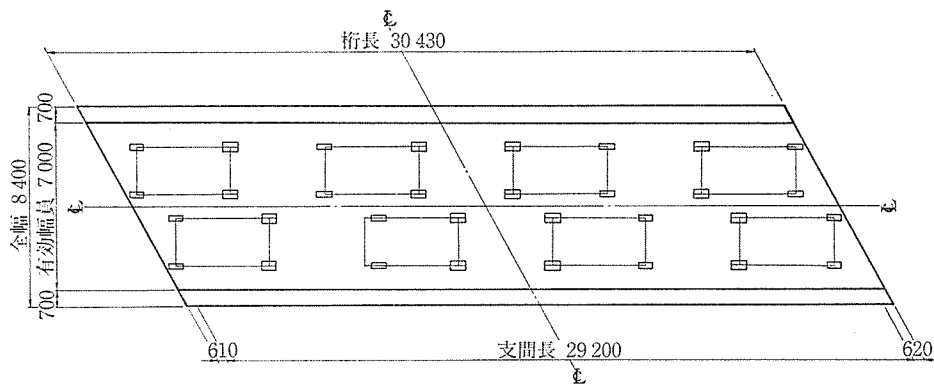


図-11 載荷試験配車状況



写真-2 クラック観測状況

載荷試験は 20 t ダンプトラックを載荷荷重として用い、1台、2台、4台、8台の4ケースについて載荷お

表-7 載荷荷重による支間中央曲げモーメント

	配車台数	支間中央曲げモーメント (t・m)
CASE 1	1 台	135.1
CASE 1	2 台	207.8
CASE 1	4 台	439.9
CASE 1	8 台	574.0
設計活荷重		621.6

よび除荷を3回繰り返した。載荷試験は橋面舗装前に行ったため、最大載荷時における支間中央の曲げモーメントは、設計荷重(死荷重+活荷重)による曲げモーメント 2217 t・m に対して約9割の 2025 t・m であった。各載荷荷重による支間中央の曲げモーメントを表-7に示す。また、最大載荷時の配車状況を図-11に示す。

## 5. 測定結果

### 5.1 ひずみ、応力度

鉄筋のひずみの経時変化を 図—12 に示す。横軸は第1回コンクリート打設部の材令、縦軸は鉄筋のひずみを表わしている。

初期値は計測器をコンクリートに埋め込んだ直後の値を0としている。打設後の3日から5日間は鉄筋とコンクリートとの付着、コンクリートの硬化による応力変動が観測されており、以降安定しているのがわかる。

第2回目のコンクリート打設後、新コンクリートの硬化により旧コンクリートに応力が生じているのがわかる。

図—13 はコンクリートひずみの経時変化を示したものである。初期値のずれを除けば、鉄筋のひずみの経時変化と良く一致している。

緊張後のひずみの増加に着目すると、上床版、ウェブについては、緊張後、時間経過とともにひずみが増加しているのに対して、下床版では増加が認められない。これより、下床版部には圧縮応力度はほとんど作用していないものと推察される。

図—14 に有効応力計による測定結果を示す。有効応力計は弾性変形に対応する応力度のみを測定するように考案された計測器であるが、当測定結果によると、クリ

ープ、乾燥収縮の影響を受けているものと考えられる。

### 5.2 温度差の影響

桁完成後、1日中測定を行った際の温度およびひずみの変動状況を 図—15 に示す。

1日を通して、ウェブ、下床版の温度はほぼ一定であるのに対して、上床版は、日照により温度が変化している。上床版の温度上昇に伴い上床版では圧縮応力度が増加し、ウェブでは減じているのがわかる。

計測器によってばらつきがあるものの、上床版とウェブの温度差1°Cにつき最大4 $\mu$ のひずみが生じることがわかった。しかし、今回の測定期間における温度差は5°C程度であり、影響が少ないと判断し、補正は行わないこととした。

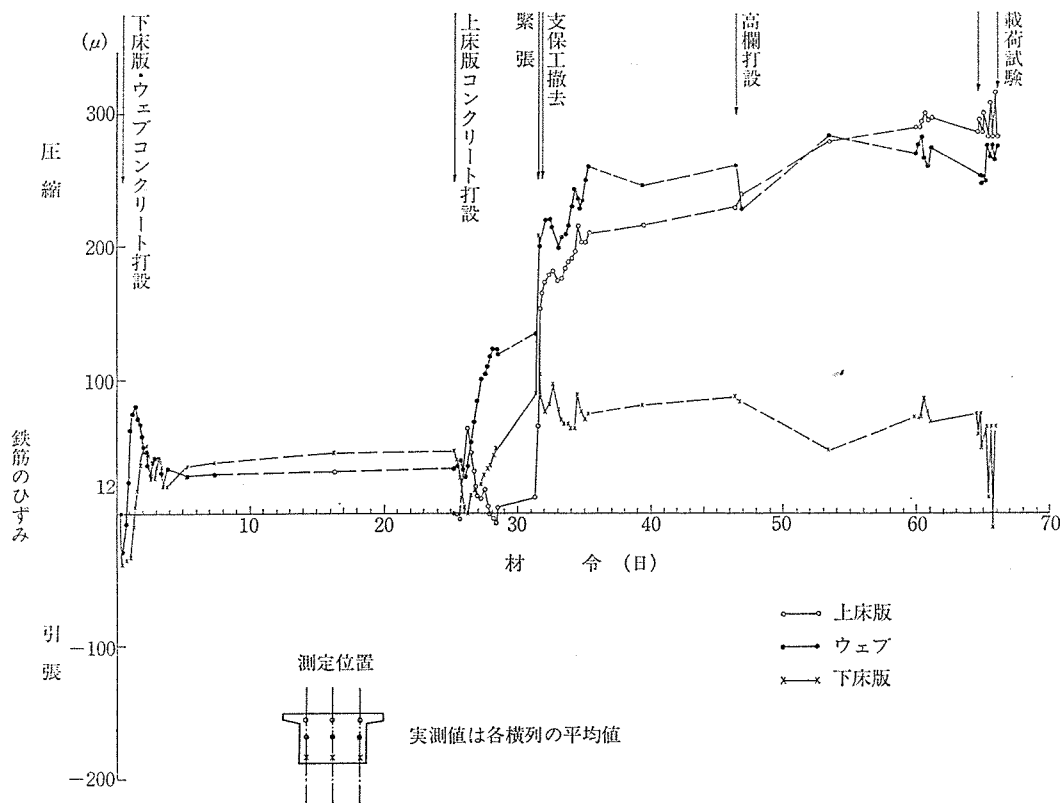
### 5.3 計算値との比較

以上の考察を踏まえ、鉄筋の応力度について、実測値と計算値を 図—16 に示す。初期値としては、コンクリート打設後3日目の値を0とし、温度変化等による短期の変動応力の表示は省略した。

緊張時、載荷試験時において計算値と実測値にバラツキが認められるものの、クリープに伴う応力度の増加傾向は、比較的良く一致している。

### 5.4 載荷試験結果

載荷試験時の引張鉄筋の応力度を 図—17 に示す。理論値は全断面有効として求めた値と、引張領域を無視す



図—12 鉄筋のひずみの経時変化



◇工事報告◇

る RC 計算方式で求めた値の両者を示した。計算上では、主桁下縁に引張が作用する時の載荷重によるモーメントは  $162 \text{ t}\cdot\text{m}$  であるが、実際には、Case 3 ( $M=439.9 \text{ t}\cdot\text{m}$ ) までひびわれは認められなかった。Case 4 ( $M=$

$574 \text{ t}\cdot\text{m}$ ) において初めてひびわれが発生し、最大ひびわれ幅は  $0.1 \text{ mm}$  であった。ひびわれの発生状況を図-18 に示す。ひびわれ発生時において、引張鉄筋の応力度の急激な増加が観測されるものと期待したが、図-17 に

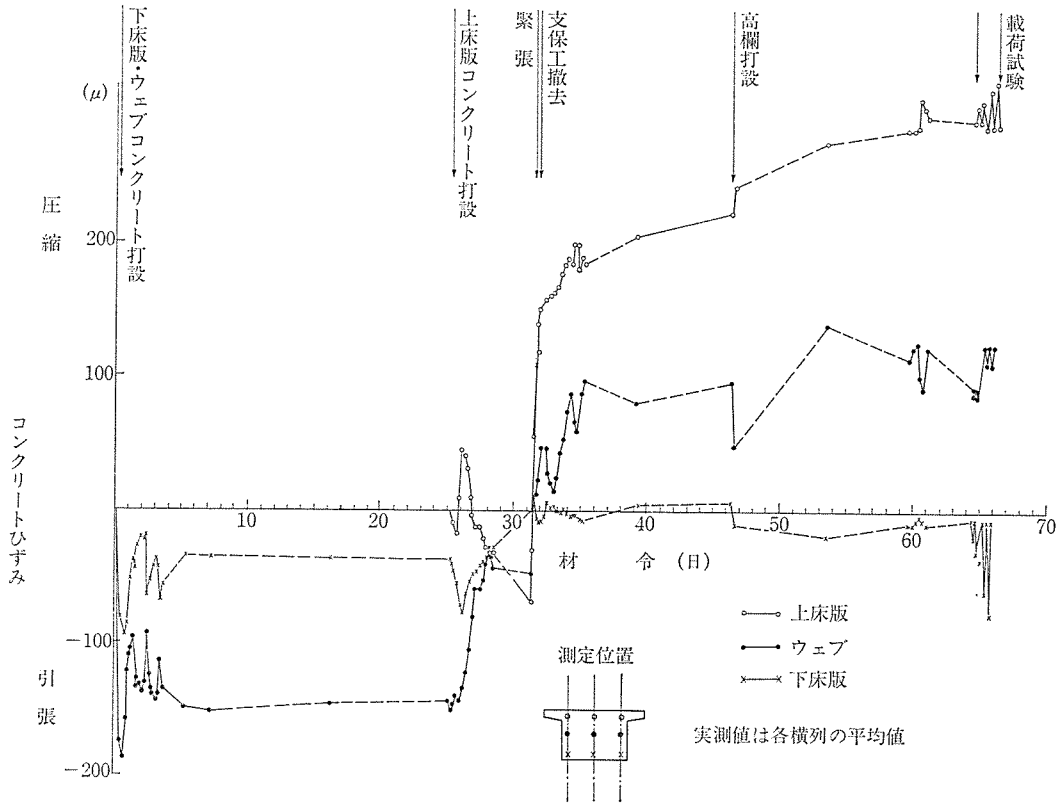


図-13 コンクリートひずみの経時変化

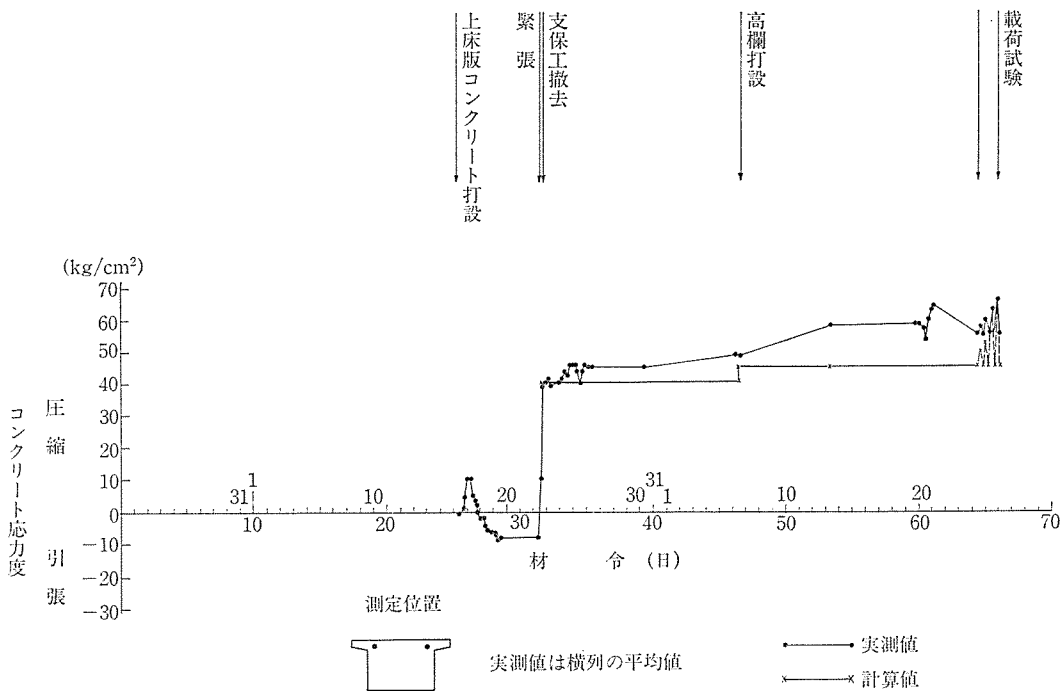


図-14 有効応力計の経時変化

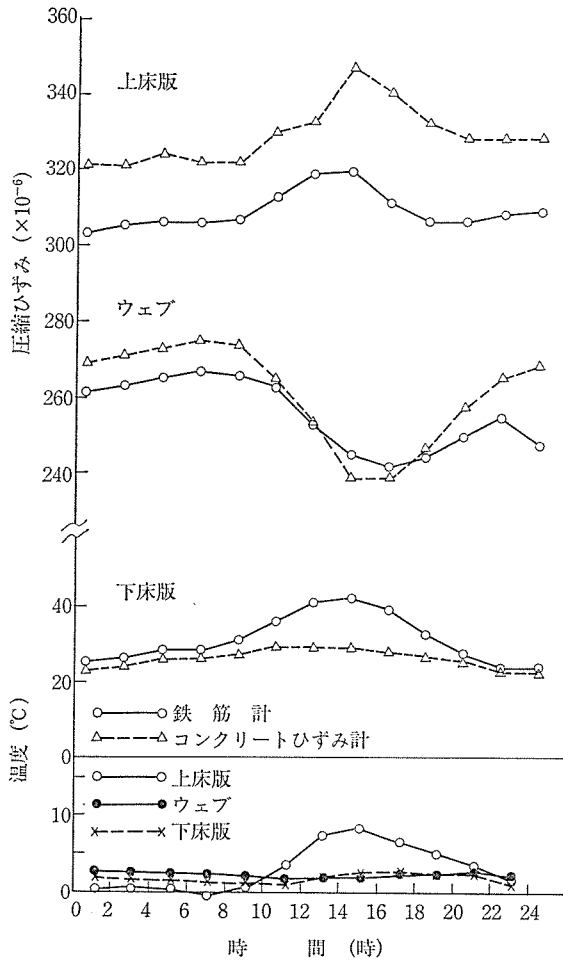


図-15 温度とひずみの日中変動

示すように変化が認められなかった。図-18のひびわれ発生状況からもわかるように、今回のひびわれはごく初期のものであり、鉄筋計の位置にひびわれが生じなかったことによるものと考えられる。

また、ひびわれ発生時の曲げモーメントを使用して、RC計算方式によって算出した増加鉄筋応力度から求めたひびわれ幅は0.133mmとなり、今回のひびわれ幅と良く一致した。

### 5.5 たわみ

スパン中央のたわみの測定値と計算値を表-8に示す。たわみの計算は、すべて全断面有効とした現行の計算方法であり、クリープによるたわみも考慮した計算結果である。当結果によると現行の計算方法で十分良いことがわかる。

### 6. 載荷試験のまとめ

本載荷試験において、鉄筋の応力度とひびわれ幅を測定することにより、ひびわれ幅算定式の妥当性を検証する予定であったが、ひびわれと鉄筋計の位置が一致しな

表-8 たわみ経時変化表

着目時	実測値	設計値
緊張直前	9	0.0
緊張終了時	↓ 5	↓ 1.9
載荷試験前	↓ 13	↓ 11.6
載荷試験時 (試験荷重全載荷)	↓ 19	↓ 19.1

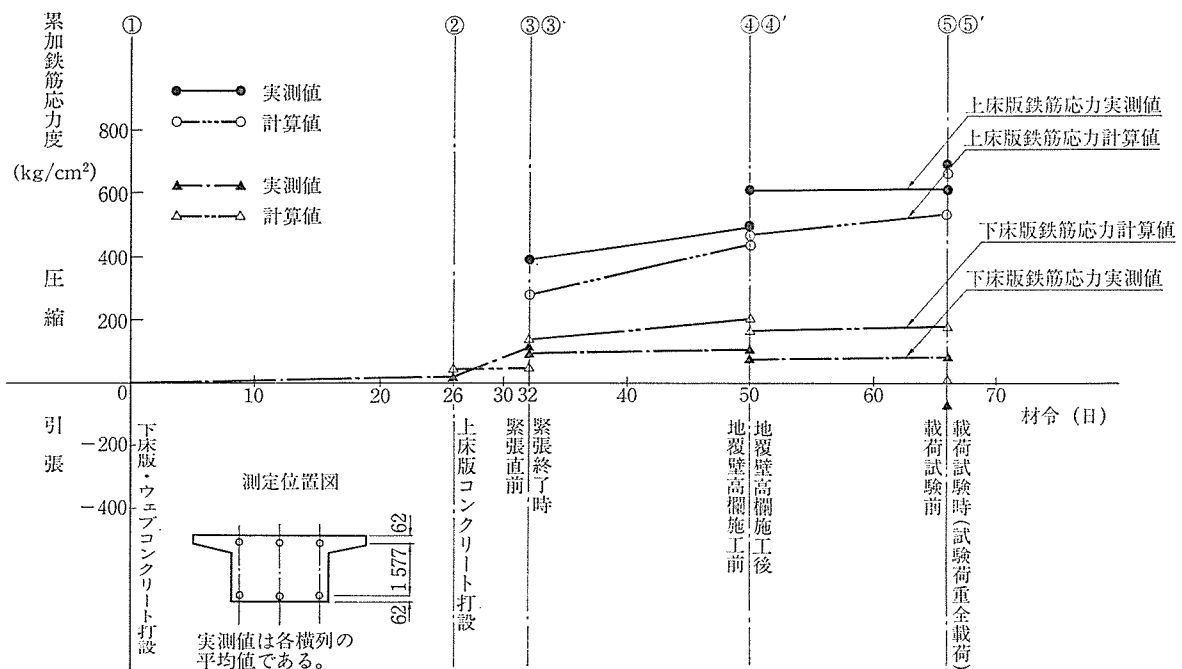


図-16 鉄筋応力経時変化グラフ

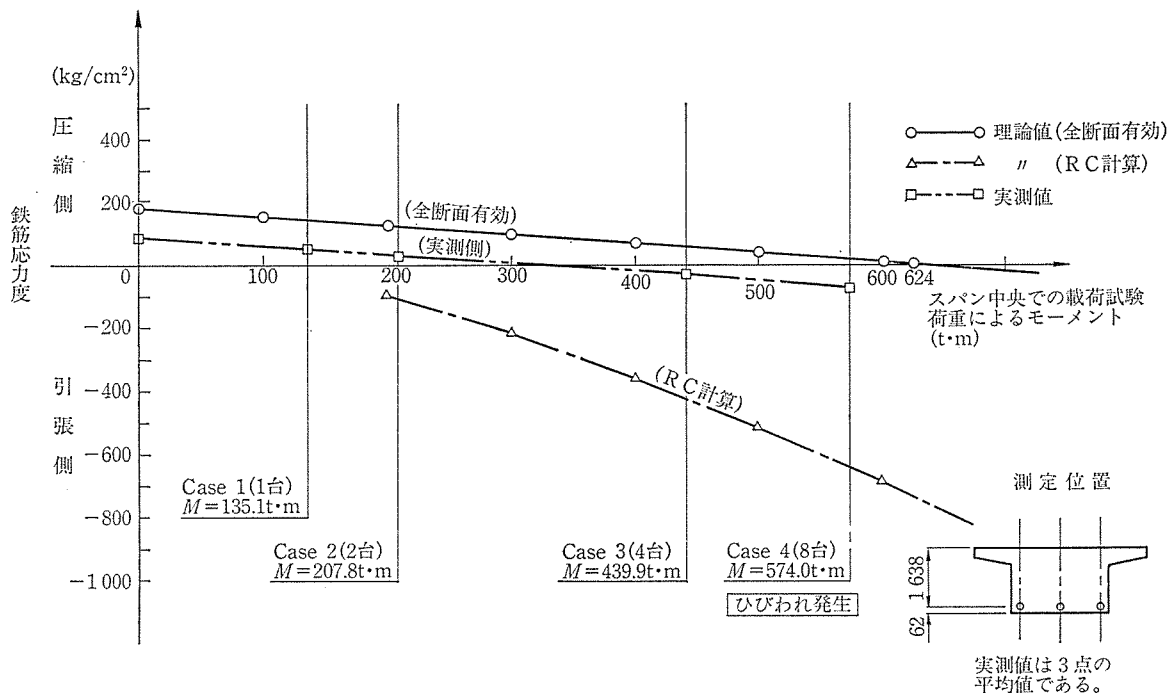


図-17 (下縁側) 荷重試験時引張鉄筋増加応力度

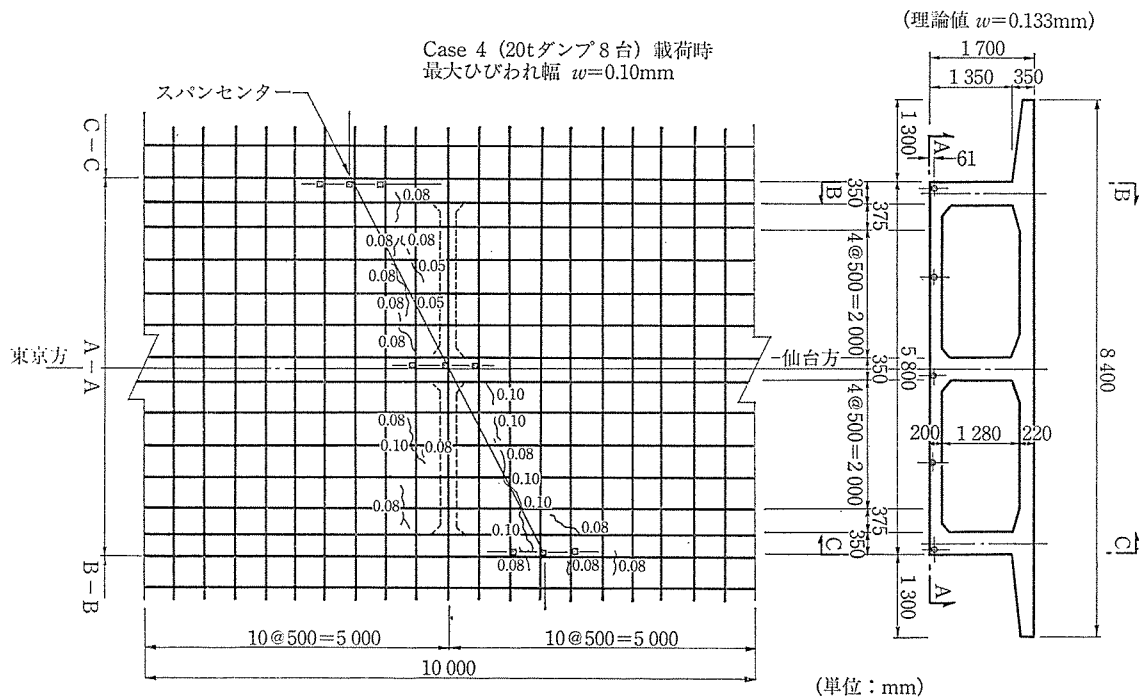


図-18 荷重試験ひびわれ幅観測結果

かったために、ひびわれを生じた断面での鉄筋応力度を測定することができなかった。しかし、現行のひびわれ算定式が与えるひびわれ幅と実測値は良く一致することがわかった。また、今回のプレストレス導入度 ( $\lambda=0.7$ ) の PRC 橋では、ひずみ、たわみともに従来の PC 橋と同様な挙動を示すことがわかった。

しかし、本測定は、コンクリート材令にして 65 日間の短期における測定結果であり、クリープ、乾燥収縮の挙

動についてはさらに長期の測定結果を待つ必要がある。

## 7. おわり

PRC 道路橋の設計法はまだ完全に確立されておらず、今後多くの研究がなされ、PRC 道路橋の設計法が確立されることが望まれる。本報告がその一助になれば幸いである。

【昭和 62 年 8 月 31 日受付】

プレストレストコンクリート