

PC 3 径間連続立体ラーメン箱桁橋

—各種測定試験について—

肥 沼 利 夫*

1. ま え が き

本試験を行った区間は 図-1 に示すように板橋区西台町～同区高島平1丁目に位置している首都高速道路5号線(Ⅱ期)の第573工区(その2)である。その構造は

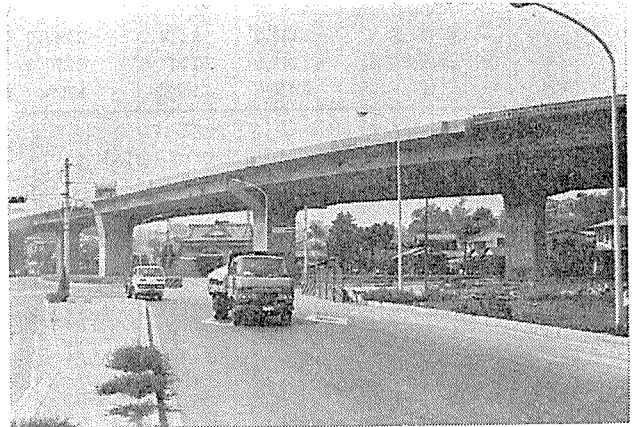


写真-1

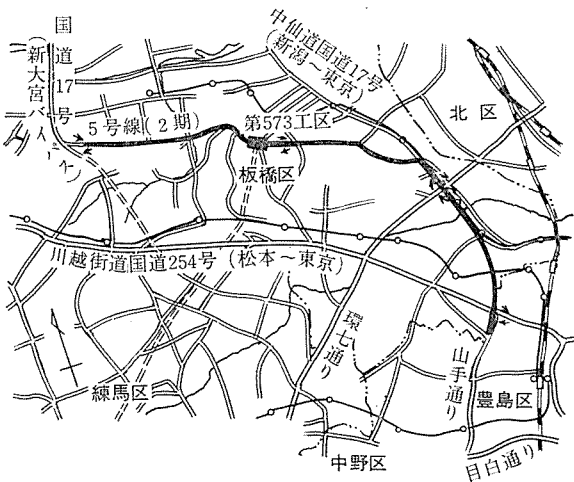


図-1 案内図

図-2 に示すようにPC 3径間連続ラーメン橋である。上部構造の断面構成は箱桁断面(2室)の2主桁で構成され、幅員変化に対しては箱桁断面を一定とし、主桁間の中間床版を変化させており、2基の橋脚は箱桁と剛結された構造となっている。このように橋脚と主桁との接合部において断面が急変していることによりプレスト

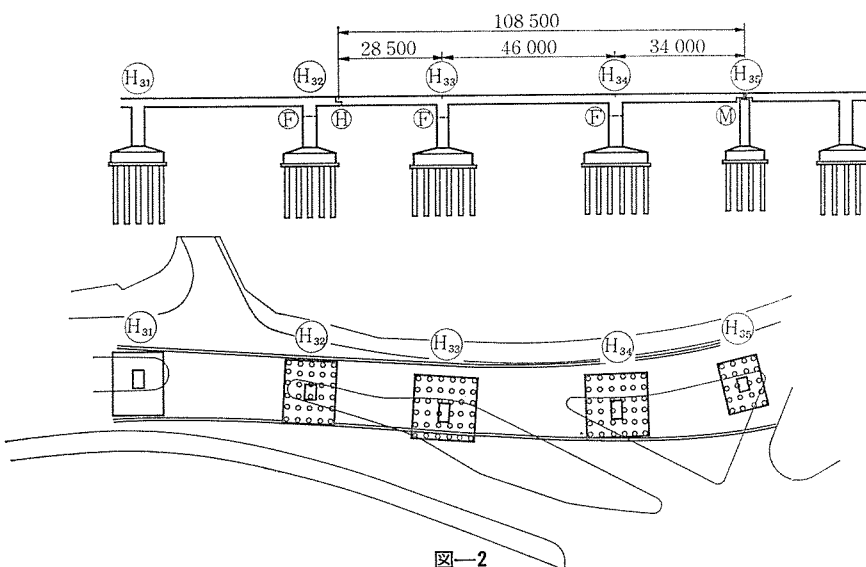


図-2

レス導入時の導入応力の分布幅が問題となる。またPC鋼材が波形に配置されていることによりプレストレス導入時のたわみ変形により、不静定力が誘起される。この時、橋脚の剛度の大小によっては、主桁に所定のプレストレス量が導入されるかが問題となる。またプレストレス導入後、コンクリートのクリープ、乾燥収縮およびPC鋼材のリラクゼーションによるプレストレス量の変化と、橋脚の挙動が問題になると考えられる。そこで本試験は上述した問題点を解明するために設計の妥当性と

* 首都高速道路公団工務部工事指導課

安全性を確認するための、以下の実橋測定試験を行った。

- ・橋脚横梁横縮時におけるプレストレスの分布状態および導入幅。
- ・主桁縦縮時における橋脚の挙動および導入プレストレス量と、その分布。
- ・コンクリートのクリープ、乾燥収縮の進行と橋脚の挙動に伴う導入プレストレス量の変化。

以上の3点に着目し、

- ・プレストレス導入時における主桁、橋脚のひずみ。
- ・橋脚の変位および主桁の軸方向変位測定。
- ・コンクリートのクリープ、乾燥収縮と橋脚の挙動に伴うプレストレスの変化による、ひずみ量の長期測定。

以上について報告するものである。

2. 設計概要

本工区は曲線要素が種々変化し、縦横断勾配、幅員変化が著しく、かつ平面街路の線形より、脚柱位置が上部工の中心に配置できないため、複雑な構造となっている。このように、制約の多い立地条件においては、耐震安定性を高めるため、不静定次数を多くすることが望ましいと判断される。したがって本設計においては、立体ラーメン構造（任意形骨組構造物）として応力解析を行うこととした。

2.1 解析モデル

上部構造は箱桁断面の2主桁であり、主桁間は床版で連結された一体断面であるが、箱桁の特性を考慮し、橋軸方向（X方向）は1主桁1部材とする。橋軸直角方向（Y方向）部材は横桁および中間支点横梁とする。ラーメン軸心は部材の図心線とする。この場合、主桁と横桁の図心位置が異なるため、Y方向部材はX方向部材に剛結されているものとする。なお、この横梁は支間部 H_{32} ~ H_{35} 間で鉸結合されているため、 H_{30} ~ H_{35} までの5径間連続ラーメンとして解析する。図-3は本橋の解析モデルを示したものであり、節点31,32はゲルバーヒンジである。また端支点は支承を2個と仮定し、主桁と横桁の図心線の交点に配置する。支点条件として可動橋脚柱 H_{32} , H_{35} の橋軸直角方向（Y方向）の変位を考慮し、弾性支承とする。また主桁と端支点横桁は剛結された構造とする。

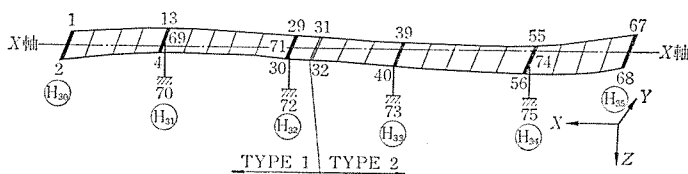


図-3

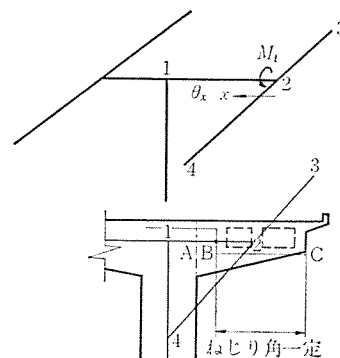


図-4

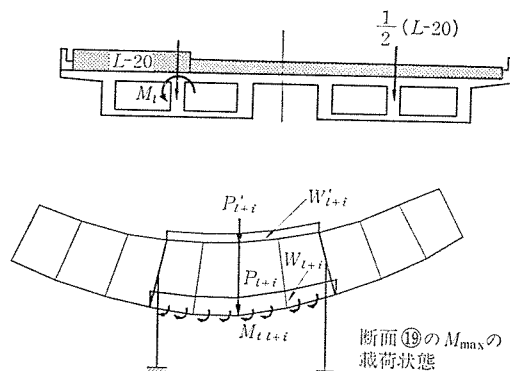


図-5

2.2 中間支点上横梁のねじり剛性

任意形骨組構造の解析にあたり各部材の図心軸を結んで骨組を構成したため、主桁のモーメントを柱に伝達する中間支点横梁のねじり剛性が問題となる。本設計においては次に示すような考えにより仮定のねじり剛性を考えた。図-4において主桁 2-4, 2-3 のモーメント差により横梁 1-2 にねじりモーメント M_t が生ずる。この M_t による、ねじり角 θ は横梁 1-2 間では直線的に変化する。実際の構造は主桁 1-2 部材軸に関して非常に剛性が大きく、ウェブ内 B-C 間のねじり剛性は無限大に近くなる。したがって A-B 間のねじり剛性により柱に伝達されると考えられる。本設計では、横桁のねじり剛性は節点 B に M_t が作用した場合の梁つけ根の回転角と筋点 2 に M_t が作用した場合の回転角が等しくなるような仮定のねじり剛性を用いた。

2.3 荷重方法

立体ラーメンとして作用する荷重は、主桁自重、橋面荷重、活荷重、橋軸方向および橋軸直角方向地震荷重（外力）と桁の伸縮（内力）である。荷重の荷重方法には影響線による方法と固定荷重による方法があるが、本設計（立体解析）では固定荷重により荷重する。固定荷重で荷重する場合の活荷重の荷重位置は各設計断面に最大、最小断面力が生じるような位置とする。この場合は図-5に示

すように主荷重、従荷重に分ける。なお主荷重は偏心を考慮し、ねじりモーメントを加える。主荷重、従荷重は主桁の剛性が大きて分配が良いと考えられるため、同時に載荷する。

2.4 ケーブル配置およびプレストレス

主桁が曲線のため、ウェブ長がすべて変化するので、ケーブル配置を各ウェブ共、曲げ上げ角度、曲げ上げ位置を一定とし、支間中央部の水平区間で調整する。なおケーブル配置にあたり設計断面力は2主桁の対応する設計断面力の最大、最小値を満足するように定めた。

2.5 プレストレスによる2次応力

プレストレスにより生じる2次モーメントは平面ラーメンとして計算する。計算プレストレスモーメントを荷重項として電子計算機を用いて計算する。なお本橋に、おいてはプレストレス導入時に5径間連続の一体構造となっていないために、図-6について計算を行った。

・本設計では施工時(ケース1)は平面ラーメンとして解析し、主要点についてはプレストレス導入直後の断面検討を行った。なお設計荷重時においては、やや施工順序と異なるがケース1,2の荷重を同時に載荷し、タイプ1,2の自重による断面力とした。

2.6 応力度計算

曲げ応力度の計算は軸力の影響を考慮して計算する。荷重による曲げ応力度、プレストレスおよび応力度合成はプレストレス導入直後の鋼線応力度、断面力(M, N)により電子計算機を用いて計算する。応力度合成は活荷重による最大値、最小値および温度変化、温度差、地震荷重を考慮し、21のケースについて応力度合成を行う。なお活荷重の75%で桁はフルプレストレスとした。地震時においては、破壊荷重に耐えうように鋼線配置を決定した。斜引張応力度は設計断面に作用する、せん断力が断面の許容抵抗せん断力をこえる区間についてのみ斜引張応力度の計算を行った。

2.7 中間支点横梁

立体ラーメンとして解析した断面力を用いて応力度を計算する。

- ・P C鋼線の配置は主桁ケーブルと交差しないようにした。
- ・プレストレスは片引きとし、左右交互に緊張する。
- ・定着具のセットによる損失は考慮せずにケーブル本数を決定した。
- ・梁に作用する、ねじりモーメントに対して十分抵抗できるように断面を決定し、地震時に生じる大きな、ねじりモーメントに対しては、軸方向をスターラップにより補強した。

2.8 端支点横桁

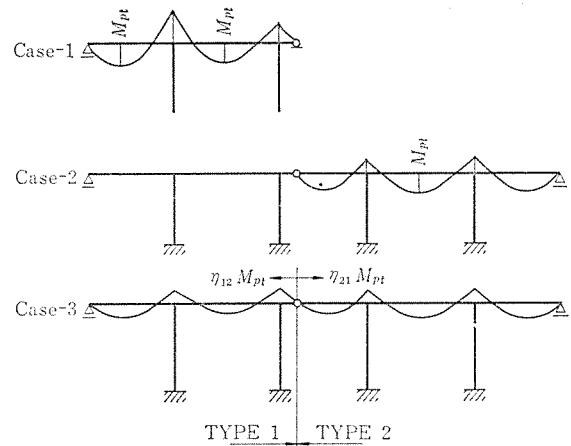


図-6

端支点の横方向の設計は、日本道路公団、「支点上横方向の計算方法」により行うものとした。したがって横桁を支承位置として、連続桁で計算する。なお活荷重は設計断面に最大、最小断面力が生じるように載荷する。計算は施工時と完成時の2ケースについて行う。

・ケース1(施工時)

作用荷重として主桁自重および主桁に導入されたプレストレスによる2次反力として抵抗断面は主桁箱抜を考慮した欠損断面として扱い、鉄筋コンクリート構造物として断面を検討した。

・ケース2(完成時)

完成時には、横方向にプレストレスを導入しプレストレストコンクリート部材として計算する。なおプレストレスは片引きで導入する。ケーブル配置は主桁ケーブル、ゲルバー部、鋼材位置に注意して決定した。

2.9 中間横桁

クーポンの2主桁理論により解析し、構造は鉄筋コンクリート構造とする。

2.10 ゲルバーヒンジ

ゲルバーヒンジは次の計算方法により設計する。

- ・ハンチ部(隅角部)のひびわれに対してはP C鋼棒で補強する。P C鋼棒の配置は設計荷重時においてハンチ部に、ひびわれが生じないように行う。
- ・P C鋼棒の配置角度は $\theta=70^\circ$ とする。
- ・ひびわれ傾斜角が異なる場合、およびプレストレスが計算どおり導入されない場合を考慮し、全引張力を鉄筋で抵抗できるようにスターラップを配置する。
- ・欠損断面に生じる曲げモーメントに対しては、導入プレストレス量が明確でないため、P C構造として耐えるように設計する。
- ・破壊に対し、十分に安全が保てるようにスターラップを配置する。
- ・作用荷重は立体ラーメン解析による支点反力を用いて

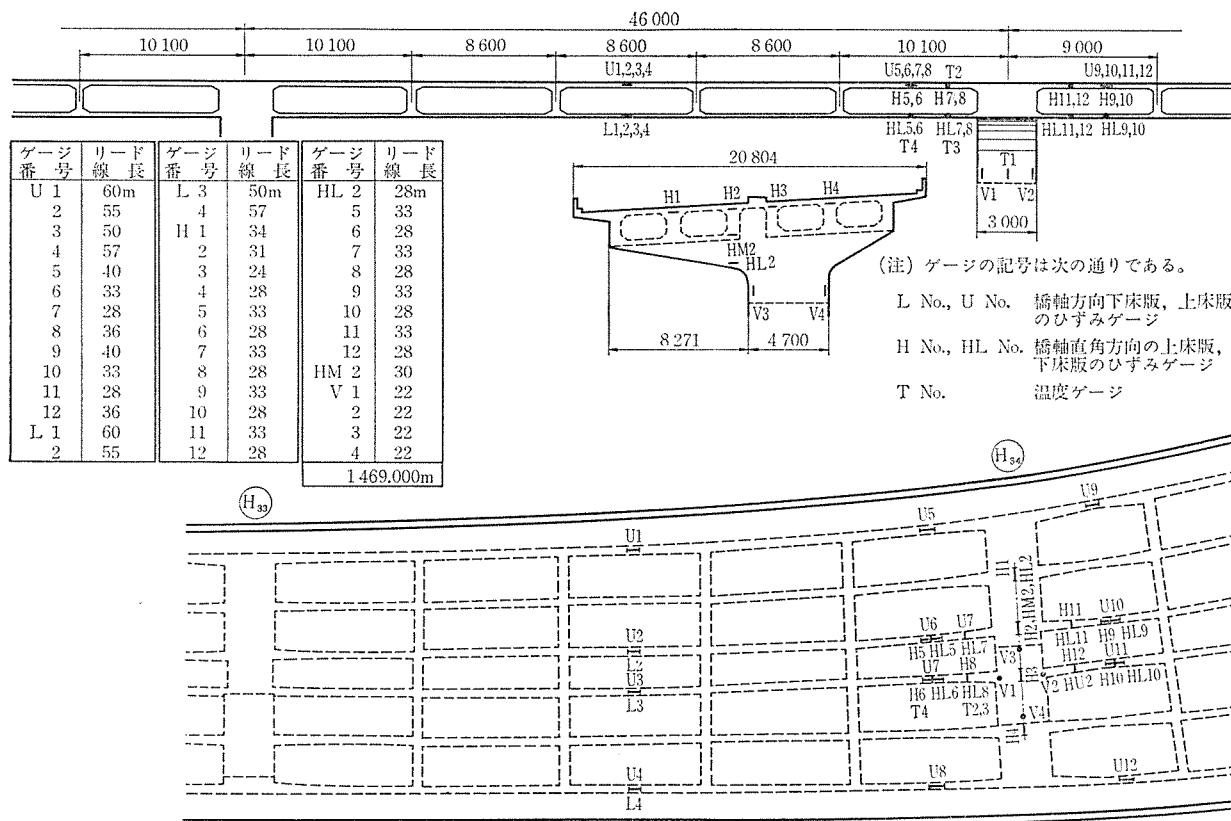


図-7 ひずみゲージ配置図

表-1

機 種	プレストレストコンクリート道路橋 (一等橋)
構造型式	ポストテンションPC3径間連続箱桁ラーメン橋 PRC 脚柱
支 間	28.500 m + 46.000 m + 33.000 m
有効幅員	上り線 8.000~11.429 下り線 8.000~10.665
活 荷 重	T.L. 20
衝撃係数	$i=10/(25+L)$ $i=10/(50+L)$
曲 線	上り線 $R=\infty\sim 120$ m 下り線 $R=\infty\sim 145$ m
震 度	$K_H=0.30$, $K_V=\pm 0.10$
破壊に対する安全度	1.3 (死荷重)+2.5 (活荷重) 1.8 (死荷重+活荷重) 1.3 (死荷重+地震荷重)
架 設 方 法	全支保工一体施工
橋 脚 基 礎	$\phi 1.200$, $L=1.600\sim 1.800$ ベノト杭

表-2 緊張順序

①	橋脚鉛直方向締 H_{33} , H_{34} -14本 19- $\phi 9.5$
②	橋脚横締 (1次緊張) 67% H_{33} -28本 19- $\phi 9.5$ 左右交互に H_{34} -27本 19- $\phi 9.5$ 片引きする。
③	主桁縦締 (1次緊張) 85% 1-Box 当り 27本 12- $\phi 12.4$ のうち 23本
④	主桁縦締 (2次緊張)
⑤	橋脚橋締 (2次緊張)

橋軸直角方向に有効幅を考慮し、計算する。なお全幅で考えた場合については安全なように鋼棒、鉄筋を配置する。
設計条件を 表-1 に示す。

3. 実 験

本実験は緊張順序に従い、各々の段階におけるひずみを測定する。緊張順序は 表-2 に示す。橋脚横締および主桁縦締は、それぞれの自重分と考えられる1次緊張 (全量の 67%, 85%) と活荷重分と考えられる2次緊張 (全量の 33%, 15%) の2つの段階に分けて行う。測定位置および測定ゲージの種別を 図-7 に示す。

3.1 弾性係数の測定

弾性係数の測定は 図-8 に示すように下スラブ部および主桁部をAグループ、上スラブ部をBグループ、橋脚部をCグループとしてプレストレス導入前、導入中および導入後の3つの材令について各グループ毎に材令別に3個ずつのテストピースから弾性係数とポアソン比をこれらの平均値として求めた。各施工段階にお

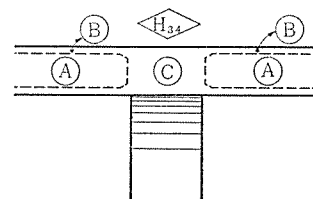


図-8

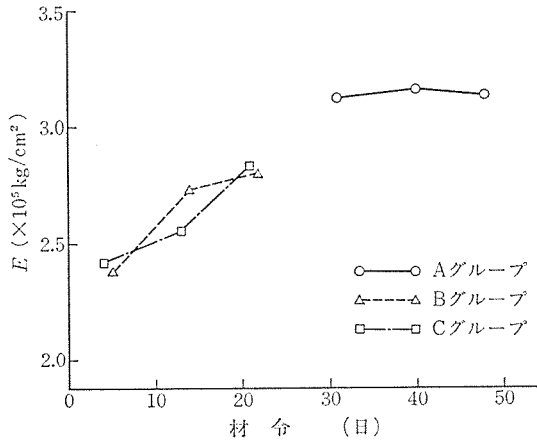


図-9

ける弾性係数は各材令間を直線変化と考えて応力度の算出に用いた(図-9参照)。

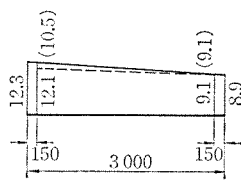
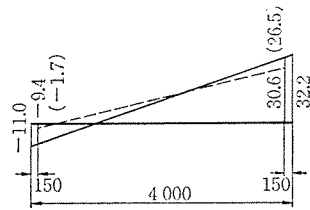


図-10 橋軸方向



.....および()内は測定
応力度 kg/cm²

図-11 橋軸直角方向

3.2 橋脚の鉛直締

鉛直締はPC鋼より線(19-φ9.5)によって行った。測定方法は橋脚の鉛直方向に埋設したひずみ計および橋脚の表面の箔ゲージにより行った。鉛直締においては橋脚表面の箔ゲージのひずみが微妙な値を示すのみであったため、埋設ひずみ計の測定値を用いてデータ整理を行った。この結果、橋軸方向および橋軸直角方向いずれも図-10、図-11のようにほぼ計算値どおりのプレストレスが導入されていると考えられる。

3.3 横 締

横締は図-12のようにPC鋼より線(SEEケーブル F200)を横方向に30 cm 間隔で9本、鉛直方向に3段の計27本が配置されている。測定は施工順序に従い、横締1/3時、2/3時、脱型時および横締終了時の4段階に分け、主桁内部の埋設型ひずみゲージによって行った。H₁~H₄断面について①、②、③各グループ緊張時によるプレストレスの計算値と実測値を比較すると図-13のようになる。また(死荷重)+(プレストレスによる応力度)の比較をすると図-14のようになる。このように横締時の各施工段階におけるプレストレスは表-3のとおりであり最初①(1~9本)については3段のうち、中段のC₁₀~C₁₈を緊張したため、全プレストレス量の1/3が導入され、次に下段②のC₁₉~C₂₇を緊張したため、1/3より8%小さく最後に上段のC₁~C₉の③

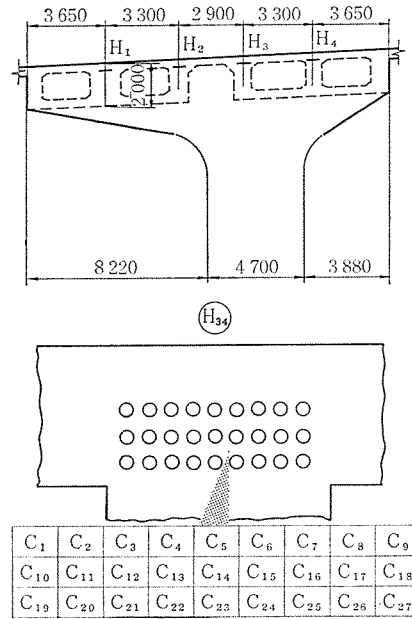
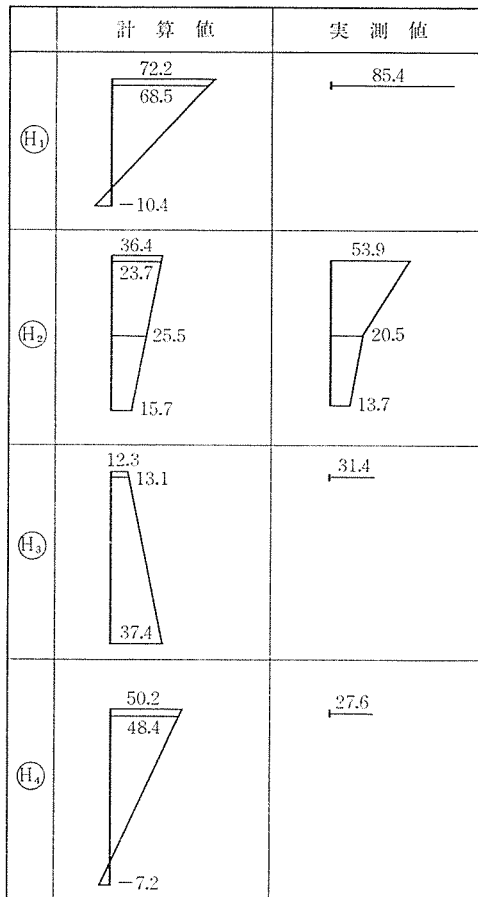


図-12

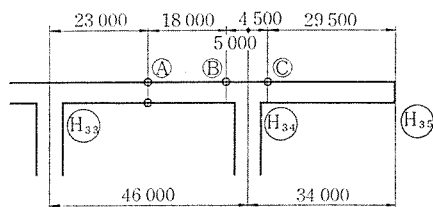
		(計算値, 実測値)					
		① C ₂ ケーブル緊張後		② C ₉ ケーブル緊張後		③ C ₁ ケーブル緊張後	
H ₁	H ₁	22.3	22.6 (106%)	15.9	16.6 (107%)	26.6	34.9 (139%)
		21.2		15.4		25.1	
	2.850		2.850		2.850		
	-1.4		6.1		-6.5		
H ₂	21.0	15.4 (77%)	18.3	15.8 (90%)	23.1	21.2 (96%)	
	20.0		17.5		22.0		
3.650		3.650		3.650			
1.740		1.740		1.740			
1.00		1.00		1.00			
7.1	6.3	7.6	9.1	6.9	5.1		
-2.2		-2.2	2.5	-7.8	0.3		
H ₃	18.6	7.9 (44%)	16.5	10.0 (63%)	21.7	11.7 (56%)	
	17.8		15.8		20.7		
4.000		4.000		4.000			
-5.4		-2.9		-7.7			
H ₄	18.5	9.4 (53%)	9.7	2.8 (29%)	21.4	11.4 (56%)	
	17.7		9.5		20.4		
4.000		4.000		4.000			
-5.3		5.1		-7.7			

図-13 各ケーブル緊張時における純プレストレス量

を緊張したため、1/3より10%大きいプレストレスが導入された。次にプレストレス量の実測値と計算値の比較を自重荷重後と考えられる横締2次緊張の段階でみると、H₁断面では計算値より39%大きく、H₂断面では



図—14 死荷重+プレストレスによる応力度の比較



図—15

計算値より 4% 小さく、 H_3, H_4 断面では約 1/2 であり緊張端のプレストレス量が大きくアンカー端で小さいことを示しているが、これはプレストレス導入を片引きとしたためや、橋脚がかなり剛なものであることの影響と考えられる。いずれにしても張出し部の小さいアンカー端のプレストレスは小さく、張出し部の大きい緊張端では計算値より大きいプレストレスが導入されているので、横締については安全であろう。一方自重による影響は一部を除いて非常に小さいため、(自重)+(プレストレス)による応力度を比較すると表—4 のとおりであり H_4 断面のみ測定値が計算値より 21 kg/cm^2 小さく、他の $H_1 \sim H_3$ 断面ではすべて $17 \sim 31 \text{ kg/cm}^2$ 大きい値を示している。設計荷重時は橋面荷重、乾燥収縮、弾性変形、温度変化および死荷重によって横梁上縁に $-7 \sim -15 \text{ kg/}$

表—3 各施工段階のプレストレス量

単位 kg/cm^2 (%)				
着目点	H_1	H_2	H_3	H_4
施工段階				
1 ~ 9 本	22.6(30.5)	15.4(29.4)	7.9(26.7)	9.4(39.8)
10 ~ 18 本	16.6(22.4)	15.8(30.2)	10.0(33.8)	2.8(11.9)
19 ~ 27 本	34.9(47.1)	21.2(40.4)	11.7(39.5)	11.4(48.3)
合計	74.1(100)	52.4(100)	29.6(100)	23.6(100)

表—4 プレストレス量と横締終了時の応力

単位 kg/cm^2						
	H_1	H_2			H_3	H_4
		上	中	下		
純プレストレス量	74.1	52.4	20.5	-0.6	29.6	23.6
横締終了時	72.0	41.3	42.0	38.6	27.9	6.1

表—5

() 内測定値					
緊張順序	A	B	C		
a 主桁緊張 10/54本 緊張率 19%	8.7 8.6(8.4) ① 8.4(4.7) ② 8.4	13.0 12.4(6.5) ① 4.2	11.7 11.3(11.5) ① 6.0		
b 主桁緊張 20/54本 緊張率 37%	① 17.3 (9.6)	② 16.9 (21.8)	① 24.9 (19.3)	① 22.6 (16.5)	—
c 主桁緊張 30/54本 緊張率 56%	① 25.9 (15.2)	② 25.3 (33.2)	① 37.3 (30.7)	① 33.9 (29.9)	—
d 主桁緊張 46/54本 緊張率 85%	① 39.8 (26.4)	② 38.8 (61.1)	① 57.2 (56.9)	① 52.0 (56.1)	—
e 主桁型枠脱型 終了後	① 44.3 (40.8)	② 30.4 (57.1)	① 53.2 (66.6)	① 48.9 (63.1)	—
f 主桁緊張 54/54本 緊張率 100%	① 46.8 (42.4)	② 45.5 (72.1)	① 68.6 (71.5)	① 62.1 (72.0)	—
g H_{34} 横梁 2次緊張後	① 46.8 (44.1)	② 45.5 (76.5)	① 68.6 (76.3)	① 62.1 (76.3)	—
h (gの測定値+橋面 荷重+活荷重)と 設計荷重時比較	① 69.4 (65.0)	② 1.3 (49.1)	① 46.8 (63.3)	① 35.6 (65.8)	—

cm^2 、下縁で $9 \sim 17 \text{ kg/cm}^2$ の応力度が付加されるが測定値に上記の設計値を加えてもプレストレスがかなり残り十分安全と考えられる。

3.4 縦 締

縦締では図—15 に示すように A, B, C 断面について実測値と計算値の比較を行う (PC鋼より線 12- ϕ 12.4 を 9 本/桁)、なお測定した位置は A, B, C 断面共、 G_1, G_3, G_4 桁で A 断面については、上下フランジ、B, C 断面については上フランジである。

プレストレスによる測定応力度は各桁 (G_1, G_2, G_3, G_4) の平均値を用いるものとする。一方、各緊張段階の

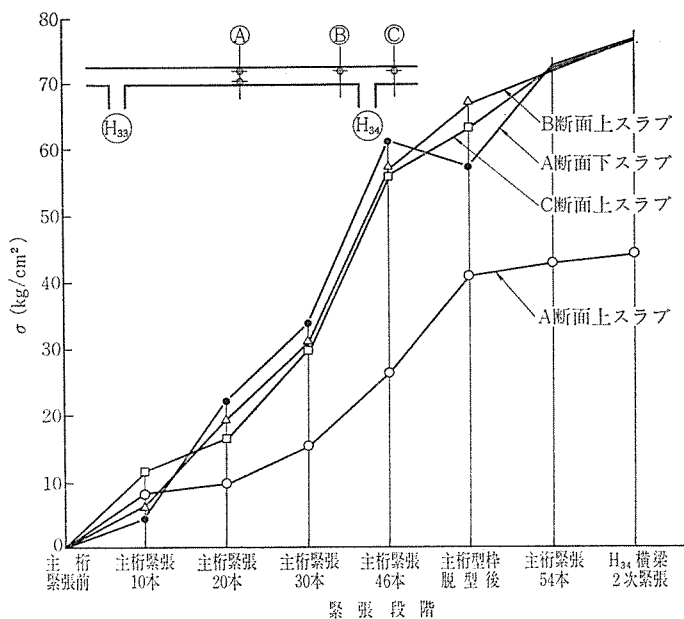


図-16

表-6 主桁緊張終了時の測定値と計算値

	単位 kg/cm ²			
	A 断面		B 断面	C 断面
	上スラブ	下スラブ	上スラブ	下スラブ
測定値	42.4	72.1	71.5	72.0
計算値	46.8	45.5	68.6	62.1

計算応力は各緊張によって主桁が型枠より浮上し、ある程度、主桁自重が载荷するものと仮定し、①(直後のプレストレス)+②(直後の2次応力)+③(弾性変形)+④(主桁自重)に所定の緊張率を、かけたものとする。そこで各緊張段階における応力度の計算値と実測値を表-6に示す。また各緊張段階の主桁の測定応力度を図-16に示す。このように縦縮に対する検討では緊張率が高くなると各測定点の測定値は比較的、ばらつきが少ないので4個所の測定値の平均値を用いた。一方、計算値に対して主桁自重の载荷状態は各緊張によって主桁が型枠より浮上するために各緊張段階に、ある程度ずつ(主桁の緊張率だけ)主桁自重が载荷するものと仮定した。各緊張段階におけるプレストレス導入量は、引張部で主桁の緊張本数にかなり、よく比例しておりプレストレス導入時の伸び量と合わせて、ほぼ所定どおり緊張された。また主桁緊張終了時における応力度の測定値と計算値はA断面、下スラブを除いて比較的よく一致している。その結果を表-5に示す。活荷重載荷時には、A断面、上スラブでは圧縮応力が生じ、その他の断面では引張力を生ずると考えられるので安全側となる。H₃₄ 横梁2次緊張終了後の測定値に設計計算値の橋面荷重と活荷重を加えて、設計荷重時と比較してみるとA断面、上スラブでは測定値は設計荷重時より多少小さく、その他の部材引張

部の測定値はすべて大きいので残留プレストレスは十分安全であると言える。

3.5 有効幅の検討

橋脚に剛結された連続PC箱桁橋の橋脚横締時において橋脚と桁との接合部は断面が急変しており、プレストレスの導入時に、その分布幅が問題となる。今回の実験ではG₃桁とG₄桁について各施工時のひずみと、その時のコンクリートのヤング係数を測定したので、これを用いて有効幅を検討する。なお計算においては下記(1)、(2)を適用する。

- (1) 主桁間の中間床版部については、T桁橋の圧縮フランジの規定を適用する。
- (2) 横梁張出し部については箱桁橋のフランジの有効幅の規定を適用する。

しかし箱桁橋のフランジの有効幅はT桁橋の有効幅の規定を上、下両フランジについて適用している(1)、(2)、両者は同じ規定、すなわち $\lambda=l/8$ 、(λ =片側有効幅、 l =有効幅を求めようとする区間における曲げモーメント零の2点間の距離)を用いている。本橋における設計時に使用した値は $\lambda=10.570/8=1.32$ である。

・プレストレスの有効幅

プレストレスの応力計算において断面係数を求めるのに鉄筋コンクリート標準示方書の有効幅の規定を準用する場合、次の3つの場合が考えられる。導入したプレストレスの成分を軸力成分 P_t と曲げモーメント成分 $M_b = P_t \times l_b$ に分ける。

- (1) M_b, P_t ともに有効幅として示方書の規定を用いる。
- (2) M_b に対する有効幅として示方書の規定を準用し P_t に対しては30度方向線の分布幅を用いる。
- (3) M_b に対しては前記と同様とし、 P_t に対しては45度方向線の分布幅を用いる。

この結果を各緊張段階毎に図-17に示す。ここで緊張段階①、②は測定値が自重による作用が合成されたプレストレス量となっているのでプレストレスの有効幅について厳密に論ずることはできない。そこで自重載荷後の二次緊張段階③についてプレストレスによる有効幅を検討する。(1)の場合、設計計算による有効幅からのコンクリート応力度と実測値を比較してG₃桁、G₄桁に沿う断面で、それぞれ93%、55%と小さめとなっており、床版部分へ分布される影響が現われている。(2)の場合、計算値と実測値を比較するとG₃桁、G₄桁に沿う断面で、それぞれ98%、60%となっている。G₃桁に沿う断面では、ほぼ一致していると考えられる。なおG₄

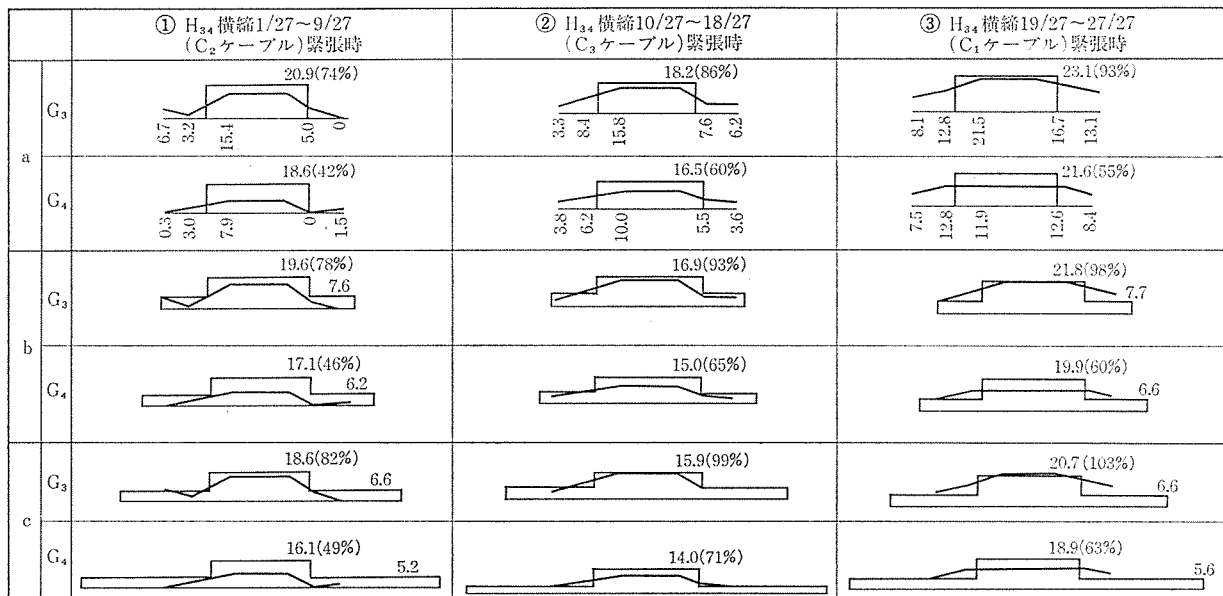


図-17

表-7

	示方書規定	測定値を基にした有効幅	30° 分布線	40° 分布線
G ₃	1.320	3.950	4.000	6.850
G ₄	1.320	4.150	5.350	9.350

桁に沿う断面では 60% となっているが橋脚上に位置しており、中立軸が主桁の下フランジより、下にあることが橋脚上の鉛直方向のひずみ分布からみても考えられる。したがって計算値は G₄ 桁に沿う断面では、もう少し小さくなり測定値の分布に近づくと考えられる。(3) の場合、計算値と実測値を比較すると G₃, G₄ 桁に沿う断面で、それぞれ 103%, 63% となっているため、有効全幅を求めるのに測定値から得られた応力分布図を用いて台形法により計算してみたものが 図-18 である (測定範囲内より外側は点線で示し直線変化と仮定し面積を求める)。なお片側有効幅では図中の値からハンチの部分 150 mm を引かなければならない。この結果が表-7 である。この結果から有効幅 $\lambda = 3.95, 4.15$ と広く分布していることがわかる。先に検討した 30 度分布線の軸力成分の幅 4.00, 5.35 とほぼ似た値となっているが、この場合は軸力と曲げの両者を含んでおり、この計算値を有効幅として応用するには疑問が残る。測定値は曲げによる応力と軸力による応力が合成された値になっているので、今、軸力による応力は 30 度分布線の断面積に一様分布すると仮定し、この軸力による応力を測定値から差し引いて曲げ応力の分布を求める。これより曲げ応力に対する有効幅を求めると 図-19 のように、有効幅は 2.270, 3.400 となり示方書の規定 1.320 よりは、かなり大きな値を示している。この結果から曲げ応力も床版部分へ

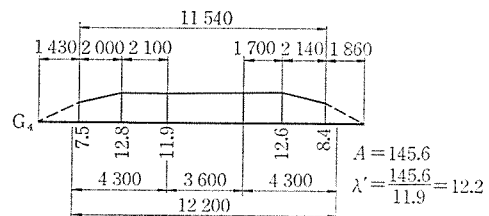
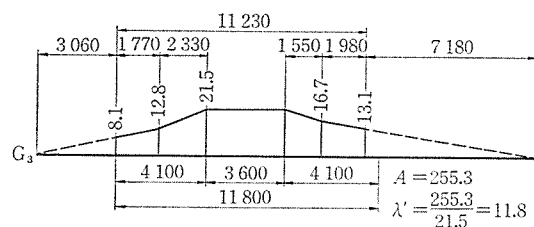
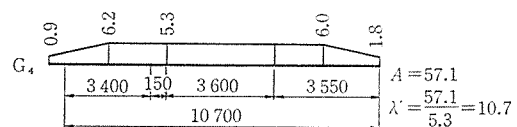
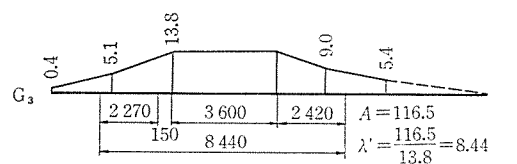


図-18



測定値より軸力による計算応力 7.7, 6.6kg/cm²を G₃, G₄桁の断面からさし引いた曲げ応力分布図である

図-19

広く分布する傾向を示していると考えられる。有効幅の検討では、H₃₄ 脚横梁の横締時においてプレストレス導

入幅について検討したところ、プレストレスは導入幅より 30 度～45 度の方向へ拵がり、特に 30 度の方向へプレストレスが集中している。プレストレスに対する有効幅としての軸力による応力度を計算する時は導入端から 30 度方向へ分布するものとして計算する。プレストレスによる曲げモーメントの応力度を計算する時は、示方書の規定の有効幅の断面係数を用いたところ、測定結果に近い計算結果が得られた。また曲げモーメントによる有効幅を測定結果から推測するため、曲げと軸力による応力が合成して得られている測定値から、軸力による応力度は 30 度分布の断面積に一様に分布すると仮定して得られた応力度を差し引いて曲げ応力度図より有効幅を求める。その結果、示方書の規定の有効幅より相当大きな値となった。橋脚のかなりマッシブな部分と主桁部の比較的フレキシブルな部分に梁理論を適用する従来の設計方法から、今後はこの両者を一体とした構造系の解析方法の研究が必要と思われる。しかしながら今回の測定結果からのみでは有効幅に関する統一的な表現をとることは困難であった。

3.6 長期測定

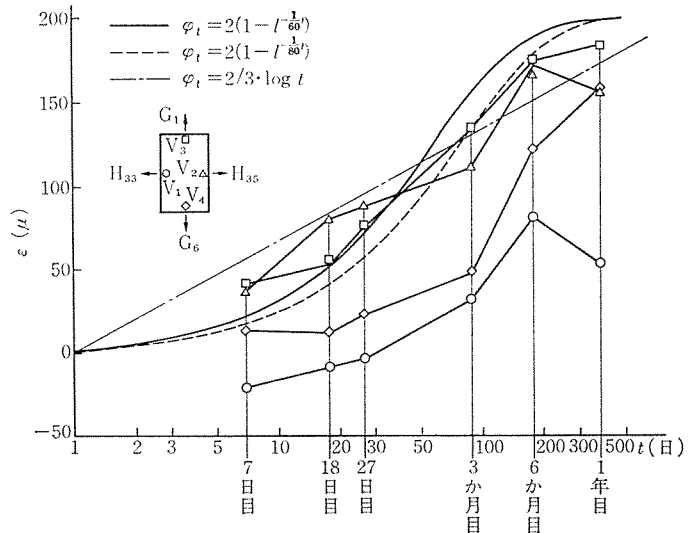
作用応力とクリープひずみの関係は作用応力がコンクリートの静的強度の 35～40% 以下の場合にはクリープひずみは応力にほぼ比例する。すなわち $\epsilon_c = k \times \sigma \dots (a)$ 式、で表わすことができる (ϵ_c = クリープひずみ, σ = 作用応力, k = 比例定数)。コンクリートの通常の使用状態では作用応力は、この範囲にあり、弾性ひずみは作用応力に比例すると考えてよいから次式で表わすことができる。 $\epsilon_e = \frac{\sigma}{E_c} \dots (b)$ 式 (ϵ_e = 弾性ひずみ, σ = 作用応力, E_c = コンクリートのヤング係数)。 (a) 式, (b) 式より弾性ひずみに対するクリープひずみの比は応力に無関係になり次のようになる。 $\frac{\epsilon_c}{\epsilon_e} = k \times E_c = \varphi_t \dots (c)$ 式 (φ_t = クリープ係数)。 (b) 式, (c) 式より、クリープひずみは次式で表わすことができる。 $\epsilon_c = \epsilon_e \times \varphi_t = \frac{\sigma}{E_c} \times \varphi_t \dots (d)$ 式。従来からクリープの進行曲線として分割施工される連続桁の設計には、実験的に次に示す指数関数で表わしたものを仮定すると設計計算上、合理的であると言われている。

$$\varphi_t = 2(1 - t^{-1/60}) \dots (1)$$

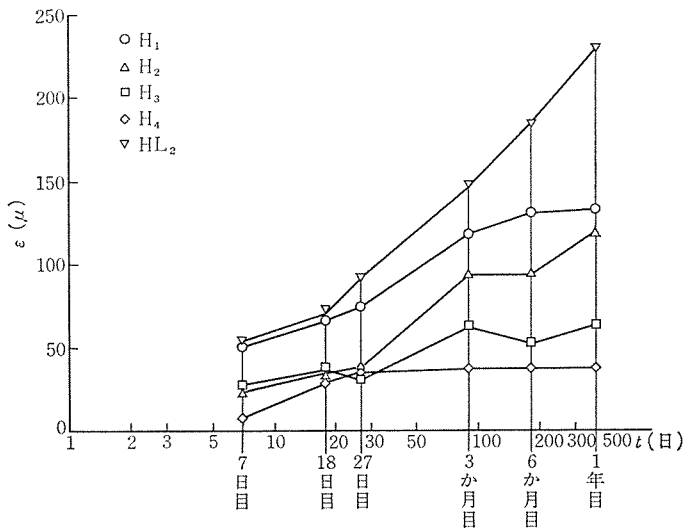
$$\varphi_t = 2(1 - t^{-1/80}) \dots (2)$$

一方、クリープ係数を対数関数で表わすと、実験結果と非常に近似する場合もあることが判明している。すなわち

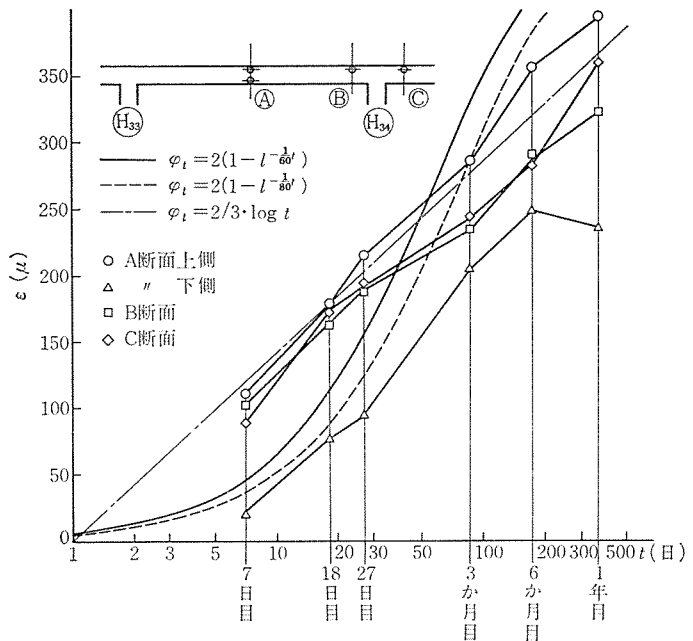
$$\varphi_t = A \times \log t \dots (3)$$



図一20 H₃₄ 橋脚のひずみの経時変化



図一21 横締のひずみの経時変化



図一22 主桁のひずみの経時変化

ここで定数 A は $t=1000$ 日で $\varphi_{\infty}=2$ (最終クリープ係数) になるとした時, $A=2/3$ である。今, H_{34} 橋脚のひずみの経時変化はクリープと乾燥収縮を含むが, H_{34} 脚横締時のひずみを弾性ひずみと仮定すれば, $\varepsilon_e=99.5 \mu$ である。これを上式および (d) 式に代入すれば 図-20 に示すようなクリープ曲線が得られる。一方, H_{34} 橋脚横梁の経時変化を横締終了時を基準にして示せば 図-21 のようになる。また主桁のひずみの経時変化は H_{34} 脚横締終了時のひずみを弾性ひずみと仮定すれば, 平均して $\varepsilon_e=215 \mu$ である。これをクリープ進行曲線式に代入した結果を 図-22 に示す。長期測定に対して途中で地覆, 高欄等の橋面荷重が載荷されたが, クリープと乾燥収縮もあわせた経時変化について H_{34} 脚横締終了時を基準にして同図に示した。この結果, まず H_{34} 橋脚については, H_{34} 横締終了時で弾性ひずみの小さい測点ほど, これらのひずみが大きいことを示している。また前述した3つのクリープ曲線と実験結果を比較してみると, 3か月まではひずみの増加が比較的小さく, 3~6か月でひずみの増加が比較的大きく, その後1年についても, ひずみの増加が再び小さくなっていることを考慮すると, 指数関数で表わした式 (1), (2) の傾向に近い。次に H_{34} 横桁の経時変化は, 測定点により, 大きく異なり, 横桁上側 (H_1, H_2, H_3, H_4) については横締終了時を弾性ひずみと仮定すれば, 弾性ひずみにほぼ比例した傾向を示している。これは比較的指数関数的な傾向である。一方, 横桁下側は横締終了時の弾性ひずみは 122μ に対して1年目のひずみが 229μ でクリープ係数にして約 1.87 で, 経時変化については, 対数関数的な傾向を示している。最後に主桁の経時変化は橋面荷重の影響は小さい。これらを片対数グラフに表示してみると時間とひずみがほぼ線形関係にある。このことは, クリープ曲線が対数関数で表わした式, (3) の傾向にあることを意味しており, 事実この直線と実験結果は, ほぼ一致している。しかし A 断面下側のみ指数関数で表わした傾向に近い。これは材令の違いが, かなり影響していると思われる。以上各測点別に調べてみたが, 今回の測定の全体的な傾向を調

べてみると, マッシブな部分すなわち, 橋脚や横梁については指数関数式 (1), または式 (2), 断面の薄い部分については対数関数式 (3) 的な傾向を示していることが指摘できる。

4. おわりに

以上簡単ではあるが, この実験の問題点の提起から設計概要, 実験項目, 実験内容の各々について, まとめてみた。これらの結果から当初の目的であった設計の妥当性と安全性については十分に確認し得たものと考えられる。最後になったが, この実験に対し御指導, 御提言下さった首都公団第二建設部長, 津野和男氏, 同第二建設部設計課, 椎泰敏氏, 同工務部工事管理課, 飯村耕作氏及び長期間の実験にもかかわらず協力していただいた川田工業株式会社の高橋所長, 並びに同社技術本部の梅沢氏をはじめとする係員の皆様に厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 横道英雄: 「コンクリート橋」(鉄筋コンクリート橋及びプレストレストコンクリート橋)。
- 2) 六車照: 「プレストレストコンクリート不静定架構のクリープ応力解析, (1)~(4)」, プレストレストコンクリート, Vol. 7, No. 5~6, Vol. 8, No. 1~2, Oct. 1965~Apr. 1966.
- 3) 猪股俊司: 「PC 部材における PC 鋼材レラクセーションによるプレストレスト損失量の計算方法について」, プレストレストコンクリート, Vol. 16, No. 6, Dec. 1974.
- 4) 彦坂照: 「PC 合成連続桁のクリープ及び乾燥収縮応力解析」, プレストレストコンクリート, Vol. 15, No. 3, Jun. 1973.
- 5) 飯村耕作, 奥田由法: 「新旧コンクリートの打継目近辺における温度とひずみの測定」, プレストレストコンクリート, Vol. 16, No. 4, Aug. 1974.
- 6) 荒川敏雄, 他 2 名: 「分割施工される連続桁の断面力」, プレストレストコンクリート, Vol. 14, No. 3, Jun. 1972.
- 7) 佐藤本次郎, 河島良秀: 「黄金橋の設計について」。
- 8) 泉満明: 「プレストレストコンクリート部材のねじりについて」。
- 9) 神山一: 「PC 桁断面急変部のせん断応力と補強」。
- 10) 大西清治, 他 2 名: 「プレストレストコンクリートによるゲルバー桁ヒンジ部分の構造研究」。

1977. 3. 9・受付