

# 吉井川橋梁の設計と測定

三 浦 一 郎  
小 寺 重 郎

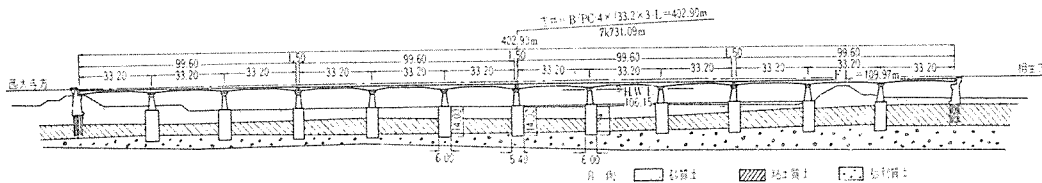
## 1. 設 計

この橋梁は国鉄赤穂線吉井川に架設される全長 400 m の PC 鉄道橋であり、わが国ではじめて Baur-Leonhardt 工法を採用したものである。全体は図-1 に示すようなスパン 33.2 m の 3 径間連続バリ 4 連よりなり、基礎は井筒で深さ 14 m の砂利層に根を下している。スパンを 33.2 m にとったのは建設省の要求でスパンを 30 m 以上にとる必要があったためと、全長を 12 分した結果である。構造的に言えば等スパン連続バリよりも中央径間が側径間よりいくぶん長い方が有利であるが、外観上、この場合は等スパンの方が好ましいと思われたので、このようなスパン割りにした。固定支承は中間橋脚上であり、それに作用する水平力は地震時 206 t である。これに要する井筒の所要根入れは計算の仮定いかんによっては図-1 の砂利層を突き抜けてその下の粘土質土に入ることになるが、最近国鉄で行なわれた実験によると、井筒の水平抵抗力は井筒前面の受働土圧だけを考えた場合よりも、はるかに大きくなることがわかっているため、地耐力のある砂利層にとどめ井筒の深さは一様にした。

一を用いたが、これにも図のように桁とのはずれ防止用のカギをつけ、なお万一ロッカーが転倒した場合、桁が落ちないように橋脚上ロッカーの間に段を設け、桁下面との間を数 cm あけておいた。

PC 桁の設計は、国鉄構造物設計事務所で行ない、なお Leonhardt 設計事務所のチェックをうけた。それにより変更した点はほとんどなく、用心鉄筋をました程度である。桁は図-2 のような箱型断面よりなる単線道床式鉄道橋で荷重は KS-18、片側に巾 1 m の歩道があり、歩道用スラブも桁断面の一部とみなす。砂利止めのコンクリートは桁の一部と考えず 5 m おきに横目地を設ける。桁高は径間部で 1.80 m、支点上で 2.20 m あり、その間に長さ 8 m の直線ハンチがある。端支点上で 2.20 m とする必要はないが、外観上各径間の形を同じにするために 2.20 m とし同様なハンチを設けた。PC ケーブルは 3/8" PC ストランド 196 本よりなり、16 cm 四方のシース内に 1 列 14 本、14 層に配置されている(図-4)。このケーブルが各ウェブに 1 個あり、図-2 のように配置されている。図-3 は PC ケーブルの配置側面図である。シース内のスペーサー、滑鋸、支圧鋸の位置は上側

図-1



このようにすれば下にある粘土層の圧密により沈下を生じたとしても、不等沈下量が少なくてすむ。地質調査によるとこの粘土層は先行圧密をうけ、よくしまったもので、圧密沈下の危険は少ないが、なお後述するように不等沈下が桁におよぼす影響を検討した。いままでの震害をみると RC 桁の落下により橋脚を倒したと思われる例も多い。この場合は連続桁なので落ちにくい、さらに縦横方向に桁が桁座をそれにくくするように橋脚の頂面を広くした。可動支承には図-12 のような鋳鋼ロッカ

図-2 桁の一般図

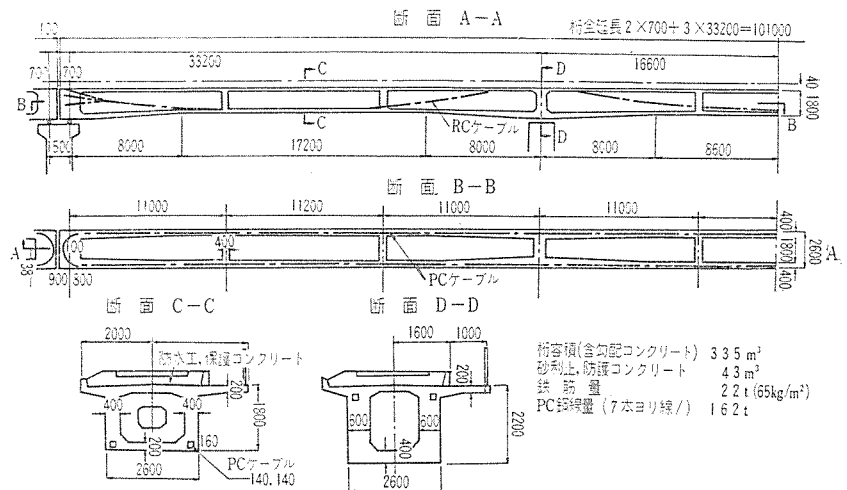


図-3 PC ケーブル配置図

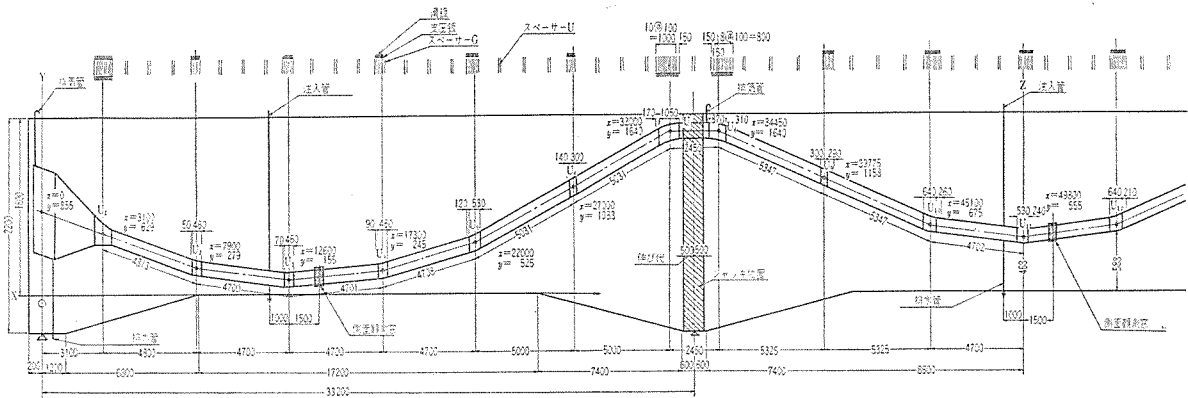
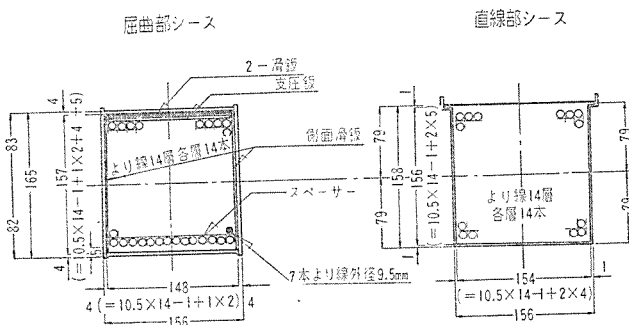


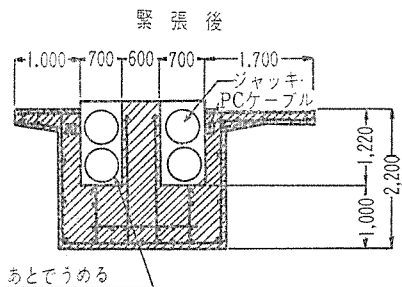
図-4 シース断面図



に明示してある。滑鋸は屈曲部内側に2枚、側面に1枚入れてある。屈曲部の曲率半径は一律に8.70mとした。シース内面に作用する屈折力による支圧応力は最大80kg/cm<sup>2</sup>になる。厚さ2.3mmの支圧鋸があるので屈折力はシース内壁に一律に作用する。ドイツでは支圧応力が80kg/cm<sup>2</sup>をこすと、支圧鋸をおくことをすすめている。

桁は支保工の上で一体にコンクリート打ちされる。横方向にはプレストレスされていないで、スラブはウェブと下側のスラブと一体となる鉄筋コンクリートのボックスラーメンとして計算した。腹部にはこのラーメンの垂直部材として16mmの筋筋が30cm間隔に配置されている。本工法では、桁端とアンカーブロックの間にジャッキを入れてブロックを押し出し緊張するのが普通であるが、吉井川では図-13(a)のように連続バリの申

図-5 緊張説明図



緊張目地におけるジャッキの最終配置(緊張後目地のコンクリート打ちを終り、ジャッキをとり出していない状態)

間支点上に緊張目地を設け、ここに500tジャッキを4台入れて(図-5参照)、側径間の桁を約50cm押し出しプレストレスを加えた。最終緊張力は緊張目地で約緊張を終ってから目地のコンクリートを打ち、硬化後シ1900tである。ジャッキをとり去る。

上述したように緊張目地のコンクリートを打つまでは2径間連続バリと1径間単純バリにわかれているわけだが、計算は3径間連続バリとして行ない、必要なプレストレス力  $V$  を求めた。摩擦の影響を考えなければ  $V=1800t$  になる。その最終プレストレス力  $V$  と自重が3径間連続バリに作用した状態における、緊張目地(中間支点上)の軸力作用点にジャッキの重心をおいて緊張すれば、緊張終了時に、3径間連続バりを  $V$  を緊張したのと同じ状態が得られる。摩擦の影響を考えると後述するように多少の差を生ずるが、これは問題にならない。

死荷重、活荷重、プレストレスによる曲げモーメント、せん断力はハンチの影響を考え Guldán 著“Rahmen-tragwerke”の表を用いて求めた。その結果を図-7に示す。各スパンを10等分し、端支点0,30中間支点が10,20になるごとく各断面に番号をつけ、応力は断面2,4,6,8,10,11,13,15について求めた(表一

図-6(a) プレストレスの考え方説明図

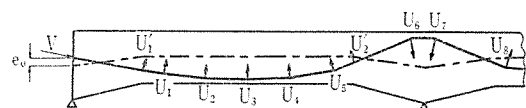


図-6(b) 屈折力  $U$

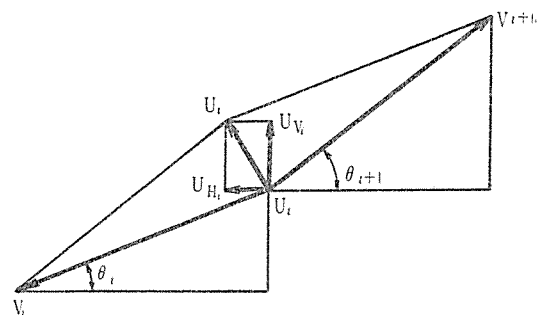
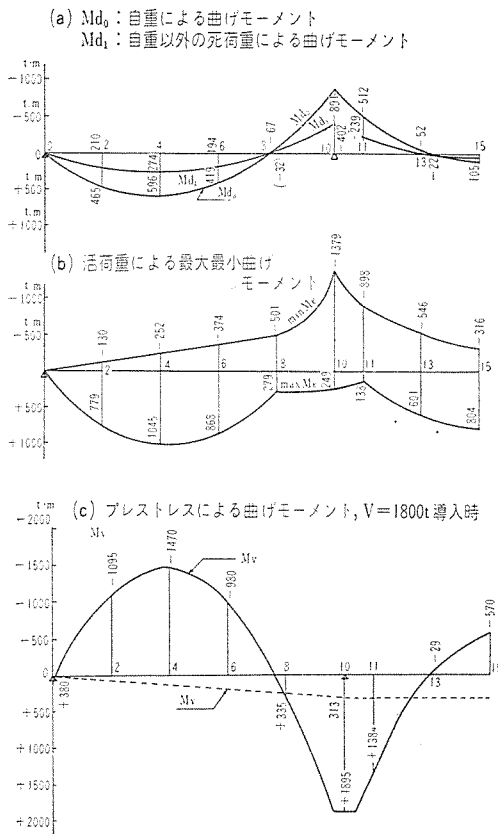


図-7 曲げモーメント分布図



1 参照)。

次にプレストレスによる応力の求め方について説明しよう。PCケーブルを緊張する場合、PCケーブルから桁に作用する力は、図-6(a)のように桁端に働くアンカー力  $V$ 、各屈折点に働く屈折力  $U$ 、桁の重心線屈折点に働く屈折力  $U'$  にわけられる。屈折力は厳密にいえば

図-6(b)のようにさらに垂直力  $U_V$  と水平力  $U_H$  にわけられるが、ケーブルの傾斜角  $\theta$  が十分小さければ、

$$U_{V,i} \approx V_{i+1} \cdot \tan \theta_{i+1} - V_i \cdot \tan \theta_i; U_{H,i} \approx V_{i+1} - V_i$$

となり、さらに  $V_{i+1} = V_i = V$  ならば

$$U_{V,i} \approx V(\tan \theta_{i+1} - \tan \theta_i); U_{H,i} \approx 0$$

になる。摩擦の影響を一応無視すれば、各屈折点  $U_i$  に  $U_{V,i} \approx V(\tan \theta_{i+1} - \tan \theta_i)$  なる垂直力だけが作用することになり、影響線を用いれば容易に  $U_V$  による断面応力を求める。さらに桁端に作用するアンカー力が偏心 ( $e_0$ ) しているため、これにより桁端に  $V_H \cdot e_0 \approx V \cdot e_0$  ( $V_H$  は  $V$  の水平分力) なるモーメントが働くが、これによる断面応力も容易に求める。このように各点の影響線から各点のプレストレス応力を求めるが、中間支点上のプレストレスによる不静定モーメント  $M_{V,10}$  を求めれば、他の断面のプレストレスによる曲げモーメント  $M_{V,i}$  は

$$M_{V,i} = V \cdot e_i + M'_{V,i}$$

$e_i$  はケーブル重心と断面重心との距離

$M'_{V,i}$  はその断面の不静定曲げモーメント

により簡単に求まるのでこの方法によって計算した。なお  $M'_{V,i}$  とはプレストレスにより連続バリの支点に生ずる不静定反力による曲げモーメントである。また  $M'_{V,10}$  は、屈折力とアンカー力から上述したように  $M_{V,10}$  を求めれば、

$$M'_{V,10} = M_{V,10} - V \cdot e_{10}$$

により求められる。このようにして求めた  $V=1800t$  による  $M_V$  を図-7(c)に示す。点線は  $M_{V'}$  である。

プレストレスの有効率  $\eta$  は断面によって異なるが、

表-1 断面の縁応力 ( $kg/cm^2$ )

行	断面の位置	2		4		6		8		10		11		13		15	
		o	u	o	u	o	u	o	u	o	u	o	u	o	u	o	u
1	自重 ( $M_d$ )	-28.7	+40.0	-39.6	+55.9	-27.6	+38.5	+4.1	-5.3	+40.5	-45.2	+26.5	-31.1	+3.4	-4.6	-6.9	+9.5
2	$V=1800t$ 導入時のプレストレス応力	+4.0	-157.7	+32.3	-203.2	-0.8	-155.2	-80.6	-33.9	-130.6	+51.7	-122.2	+33.4	-63.3	-67.8	-27.9	-116.9
3	(1)+(2)	-24.7	-177.7	-7.3	-147.3	-28.4	-116.7	-76.5	-39.2	-90.1	+6.5	-95.7	+2.3	-59.9	-72.4	-34.8	-107.4
4	自重以外の死荷重 ( $M_{d1}$ )	-12.9	+16.7	-17.6	+22.4	-12.7	+16.9	+1.9	-2.5	+16.9	-20.0	+11.7	-14.0	+1.5	-1.9	-3.4	+4.4
5	$t=\infty$ 時のプレストレス応力	+3.4	-140.3	+27.5	-173.9	-0.9	-137.8	-73.9	-31.6	-118.5	+46.8	-111.1	+30.0	-57.5	-62.0	-24.9	-104.3
6	(1)+(4)+(5)	-38.2	-83.6	-29.7	-95.6	-41.2	-82.4	-67.9	-39.4	-61.1	-18.4	-72.9	-15.1	-52.6	-68.5	-35.2	-90.4
7	最大活荷重モーメント ( $\max M_l$ ) による応力	-47.8	+62.0	-67.0	+85.5	-56.7	+75.8	-16.9	+22.0	-0.5	+12.4	-6.8	+8.1	-39.6	+53.1	-52.9	+69.3
8	(6)+(7)	-86.0	-21.6	-96.7	-10.1	-97.9	-6.6	-84.8	-17.4	-61.6	-6.0	-79.7	-7.0	-92.2	-15.4	-88.1	-21.1
9	最小活荷重モーメント ( $\min M_l$ ) による応力	+8.0	-10.4	+16.2	-20.6	+24.4	-32.7	+30.4	-39.5	+58.0	-68.6	+44.0	-52.7	+36.0	-48.2	+20.8	-27.2
10	(6)+(9)	-30.2	-94.0	-13.5	-116.2	-16.8	-115.1	-37.5	-78.9	-3.1	-87.0	-28.9	-67.8	-16.6	-116.7	-14.4	-117.6
11	合成応力 ( $V=1900t$ ) (3)に相当するもの	-24.5	-126.3	-5.5	-158.2	-2.48	-125.6	-80.9	-41.0	-97.3	+9.3	-102.5	+4.1	-63.3	-76.1	-36.1	-113.9
12	同上(8)に相当するもの	-85.8	-29.4	-95.1	-19.7	-97.9	-14.0	-88.8	-19.2	-68.1	-3.5	-85.8	-5.4	-95.3	-18.8	-89.5	-26.8
13	同上(10)に相当するもの	-30.0	-101.8	-11.9	-125.8	-16.8	-122.5	-41.5	-80.7	-9.6	-84.5	-35.0	-66.2	-19.7	-120.1	-15.8	-123.2
	$\eta$ 有効率	0.89		0.86		0.89		0.92		0.91		0.91		0.91		0.89	

註: 引応力は+, 圧応力は-とした。oは断面上線の応力, uは下線の応力である。 $t=\infty$ とは乾燥収縮, クリープが終了した状態を示す。

3, 6, 8, 10は  $V=1800t$ , 11, 12, 13は  $V=1900t$ の合成応力である

$M_V$  は各断面のプレストレスの影響をうけるので、クリープ乾燥収縮終了後 ( $t=\infty$ ) の  $M_V$  は近似的に次のように考えた。

$$M_{V(t=\infty)} = \eta_i \cdot V \cdot e_i + \eta_m M'_{V,i}$$

ここに  $\eta_m$  は  $\eta$  の平均値である。このようにして各断面のプレストレス導入時 ( $t=0$ )、クリープ、乾燥収縮終了時 ( $t=\infty$ ) の応力を求めると表-1 のようになる。合成応力は全断面でフルプレストレスの条件を満足している。また圧縮応力もわずかに断面 4 で  $\sigma_{28}=300 \text{ kg/cm}^2$  の許容値をこえるにすぎない。他に 4, 6, 13, 15 などで最小活荷重作用時に下縁の圧縮応力が  $120 \text{ kg/cm}^2$  程度になっているが、このうち大部分はプレストレスによる応力なので、荷重がましても応力のましかたはわずかである。従って導入時の許容圧縮応力  $130 \text{ kg/cm}^2$  以下になっていれば  $\sigma_{28}=300$  として設計してかまわないものと思われる。本橋梁のコンクリート設計強度を  $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$  としてあるのは、いちじるしく安全側にあるわけである。

支点の不等沈下が桁におよぼす影響は次のように近似計算を行なって吟味した。一例として支点 10 だけが  $1 \text{ cm}$  沈下した場合について断面 4, 10, 20 の縁応力を求めてみよう。かりに断面二次モーメントを全長にわたり一様 ( $I$ ) とすると、この場合、各断面の曲げモーメントは

$$M_4 = +\frac{7.2}{5} \frac{EI}{l^2}; M_{10} = +\frac{18}{5} \frac{EI}{l^2}; M_{20} = -\frac{12}{5} \frac{EI}{l^2}$$

となる。 $l$  は一径間のスパンで、この場合  $33.2 \text{ m}$  である。 $I$  としては全長の平均値をとった。地震により不等沈下を生じた直後は  $E=3.25 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  とすると表-2 のようになる。ジャッキによりこう上するまで活荷重を作用させないことにして、沈下と死活重に対してフルプレストレスを満足することを条件にすると、許容沈

表-2 不等沈下の影響

	④		⑩		⑳	
	o	u	o	u	o	u
地震沈下	-4.0	+5.5	-6.8	+8.0	+4.5	-5.3
圧密沈下	-1.6	+2.2	-2.7	+3.2	+1.8	-2.1

支点 10 だけが  $1 \text{ cm}$  沈下したときの各断面縁応力(+は引、-は圧)。

下量  $s$  は 10 の下縁でおさえられ (表-1, 2 参照),  $s = \frac{18.4}{8.0} = 2.3 \text{ cm}$  になる。圧密沈下についてごく簡単に  $t=\infty$  時について次のように考えた。圧密沈下は初期にその大部分を終了するものとし、その影響は桁のクリープにより漸次減ずる。 $t=\infty$  時における残留応力は  $E = \frac{3.25}{1+\phi} \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  として近似的に求める。 $\phi=1.5, k=1.5$  とすれば  $E=1.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  となりその応力は表-2 下欄のようになる。この場合には許容不等沈下  $s$  は 10

の上縁でおさえられ  $s = \frac{3.1}{2.7} = 1.1 \text{ cm}$  になる。圧密沈下、コンクリートのクリープを計算でとり扱うこと自体にまだ定量的にかなりの誤差があることを考え、この場合、この程度の簡単な計算で満足することにしておく。

せん断力の分布を曲げモーメントと同様にして求めると図-8 のようになる。ケーブルの屈折点が生じた断面から  $1.20 \text{ m}$  はなれた断面にあるので、支点上ではケーブル軸は水平になりプレストレスによるせん断力は、不静定反力によるものと、ハンチの影響によるものだけになる。これは計算上ハンチが支点上までであると仮定しているので生じるのである。図-8 のせん断力と、各断面の重心に作用する軸方向応力から重心における設計荷重作用時の斜引張応力度 (+は引応力) を求めると 10 以外の断面では  $+2 \text{ kg/cm}^2$  以下で 10 (10 点の側径間側) で  $+7.5 \text{ kg/cm}^2$ , 10 r (10 点の中央径間側) で  $+6.3 \text{ kg/cm}^2$  となる。なお 10 r の腹部上縁では  $+8.2 \text{ kg/cm}^2$  になる。10 の値は桁高が 0 と仮定した場合にのみ考えられ、実際は桁高があるので支点からある程度はなれた断面が問題になるわけだが、安全側にあるので支点上の値をとった。同様に設計荷重の 1.75 倍が作用した場合 (破壊時) について 10 点の最大斜引張応力度を計算すると 10 l では上縁から  $58 \text{ cm}$  の所で  $+32.5 \text{ kg/cm}^2$  となる。これはせん断力が最大になるような荷重配置の場合で、 $M_{\min}$  を生じる荷重配置について計算すると最大斜引張応力度は上縁から  $99.3 \text{ cm}$  の所に生じ  $+32.4 \text{ kg/cm}^2$  である。これに対して支点上は図-9 のように配筋した。断面にひびわれを生じている以上このような

図-8 せん断力分布図

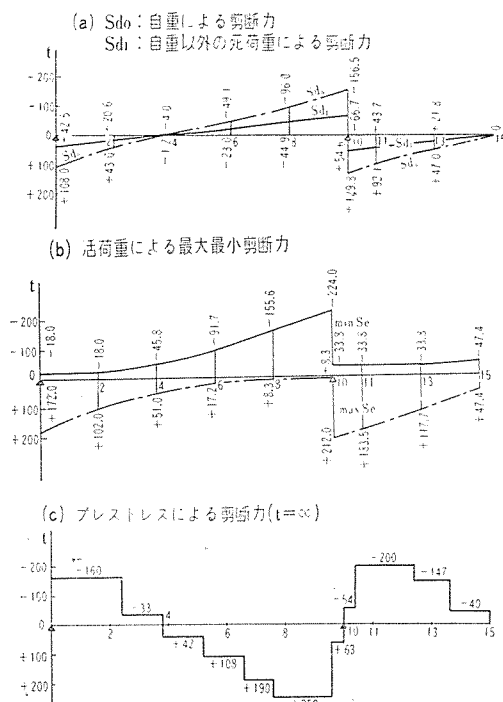
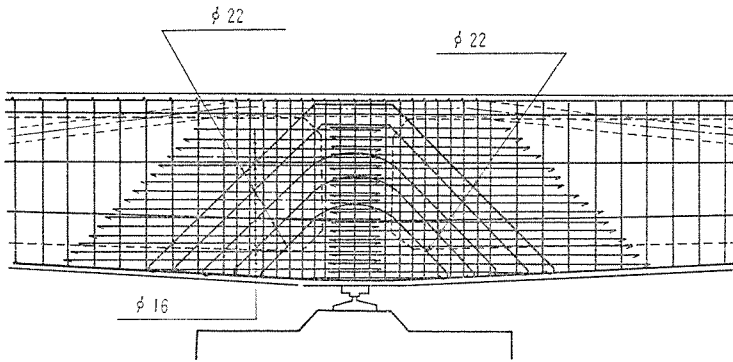


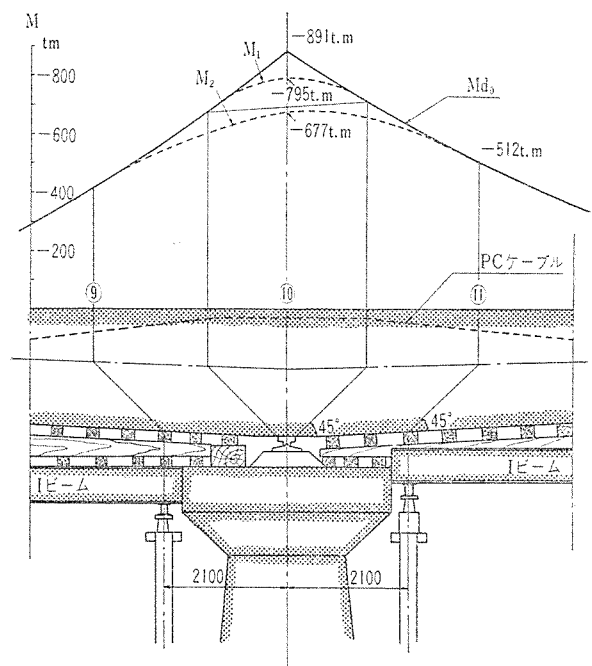
図-9 支点上の配筋図(緊張目地のない支点)



計算は無意味であるといえるが、他に適当な方法が見出せなかったためこのような計算により配筋した。なお屈折部を支点上にもってくれば、PCケーブルはあたかも吊橋のロープのように支点上のコンクリートは吊橋の支柱のように作用し、支点上のせん断に対して非常に有利になったわけだが、支点上に緊張目地を設ける必要上どうしてもPCケーブルを支点上でこれだけ水平にせざるをえなかったのである。支点上の緊張目地は構造的にいても、施工上からみてもあまり好ましくなかった。支点上に図-9にみるように桁の外面にそって多数の水平方向鉄筋を配置したのは、Leonhardt事務所のすすめによるものである。その理由としては支承の局所的応力(たとえばGuyon氏の応力分布図参照)によりスパン方向に引張を生じるためと、RC桁ならば自重が作用すれば支点上の下縁には圧縮応力が作用するのでこの引張応力は打ち消されるが、PC桁ではプレストレスにより後述するようにむしろ引張応力が作用するのでひびわれが発生しやすいためである。これに起因すると思われるひびわれが連続バリの支点付近に生じたことがドイツで報告されている。支点上の応力状態について、さらに図-10について考えてみる。支点上の断面のプレストレス導入時( $V=1800t$ )の下縁応力は表-1にあるように $+6.5\text{ kg/cm}^2$ である。これはプレストレスと自重により生ずるわけだが、このうち自重による曲げモーメントは図-10に示すように支点上で鋭く上がっていて、先端の値は桁高が0で支点巾が0の場合にのみ生じる。実際はそうではないので曲げモーメントの分布図は支点上でまるみをおびることになる。今かりに図-10のようにシュ-上縁の面縁から水平と $45^\circ$ なす斜線をひき、それが断面の重心軸と交わる点を求め、この点の間で支点反力が等分布していると仮定すると、曲げモーメント分布は点線 $M_1$ のようになり $96\text{ t}\cdot\text{m}$ の変化を生ずる。これにより下縁の引張応力は $4.9\text{ kg/cm}^2$ まして $11.4\text{ kg/cm}^2$ になる。一方プレストレスによる応力は、PCケーブルが支点付近でほとんど水平になっているので、表-1そのままの応力を生ずる。自重の曲げモーメントと同

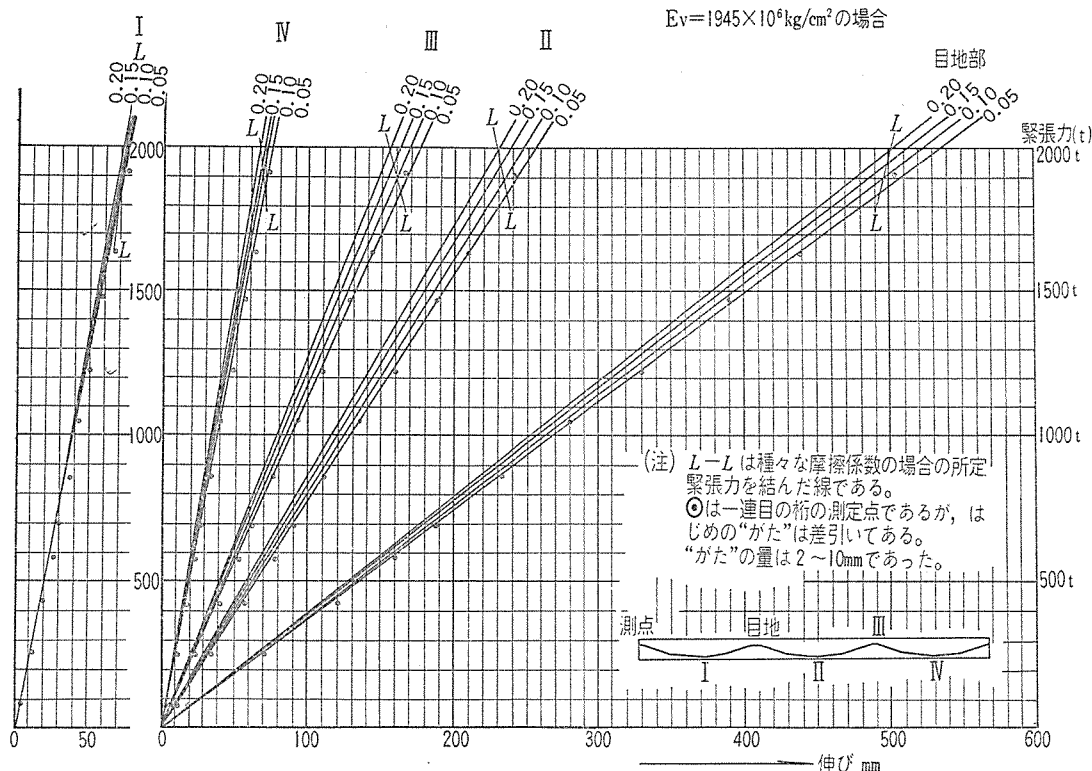
様にその他の死荷重、活荷重モーメントも支点上でまるみをもつはずであるから、設計計算に始めからこの点を考えた方がよかったと思われる。ただ反力の分布をどの範囲にとるかが問題で、たとえばドイツでは水平と $60^\circ$ をなす斜線を引いて重心軸との交点を求めているようである。また鋼橋の場合であるが連続バリ支点上の上縁応力が、桁高とほぼ等しい範囲にわたってほとんど一様であることが測定されている。この点については吉井川の測定結果も参考になろう。

図-10



次に摩擦損失を考えた緊張力の算定方法その他緊張作業に関連したことを述べよう。屈折部の摩擦係数 $\mu$ は内側に滑鋸2枚、側面に1枚ずつおいた場合 $\mu=0.10\sim 0.18$ の間にあり、普通 $0.15$ を設計に考えているようである。直線部では $1\text{ m}$ 当り $0.2^\circ$ の屈折角が施工上の誤差により生ずるとした。緊張目地でない中間支点上のプレストレス力が $1800\text{ t}$ になるように緊張することにすると、 $\mu=0.10; 0.15; 0.20$ として所要緊張力は、それぞれ $1890\text{ t}, 1940\text{ t}, 1990\text{ t}$ になる。図-11はこのようにして計算した緊張目地、各観測窓での緊張力、伸び曲線で、 $\mu=0.05, 0.10, 0.15, 0.20$ について計算してある。鋼線の弾性係数は使用したストランドの4コの試験結果の平均値 $1945 \times 10^6\text{ kg/cm}^2$ をとった。1回目の緊張時の測点がプロットしてあるが、これからみると $\mu=0.10$ に近いことがわかる。なお側径間の桁の移動にともう摩擦抵抗も考えるべきであるが、測定結果から判断すると無視できるほど小さいようである。桁の

図-11 緊張力のび曲線



滑動装置については、近く発表予定の「吉井川橋梁の施工」を参照されたい。ジャッキ作用点の断面重心からの距離  $e_j$  は次式により求められる。

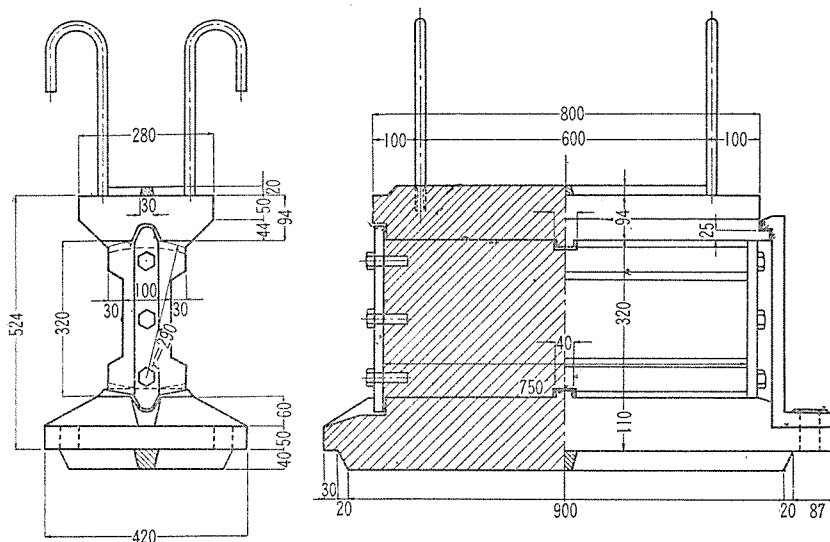
$$e_j = \frac{M_V + M_{d0}}{V}$$

$V = 1800 \text{ t}$  のときには  $e_j = 55.9 \text{ cm}$ 、 $V = 1900 \text{ t}$  のときには  $e_j = 58.6 \text{ cm}$  になる。鋼応力は  $1900 \text{ t}$  で  $94 \text{ kg/mm}^2$ 、これは降伏点応力  $155 \text{ kg/mm}^2$  の  $61\%$ 、抗張力  $180 \text{ kg/mm}^2$  の  $52\%$  である。このように低い応力で用いたのは、本工法をわが国で用いるのが最初であったので大事をとったためであり、フレシネー工法の場合と

差をつける理由は何もない。なお鋼線応力が低いのでリラクゼーションによる損失は考えなかった。

可動支承には 図-12 のような鑄鋼 SC 55 製の偏心ロッカーを用いた。接触面の半径は  $29 \text{ cm}$ 、ロッカーの高さ  $32 \text{ cm}$  である。接触長は  $70 \text{ cm}$  でこの支承（中間支承用）1 コの設計荷重は  $392 \text{ t}$ 、 $1 \text{ cm}$  当り  $5.6 \text{ t}$  になる。このときヘルツの支圧応力は約  $8500 \text{ kg/cm}^2$  でこれはドイツ国鉄の鑄鋼 G S 52.1 の許容支圧応力に等しいが、わが国の許容支圧応力をこえているので、小型ロッカーの耐圧試験を行なった。偏心しているので変位に対しある程度の水平抵抗力を生ずるし、変位にともない

図-12 中間支点可動シュ-



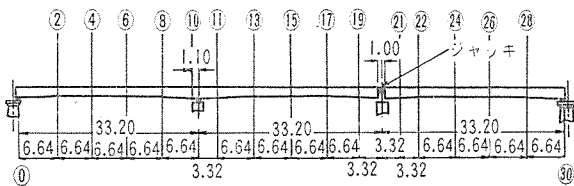
上下接触間の間隔もます。固定端から最もはなれた端支承の最大変位量は  $3.3 \text{ cm}$  であるが、このとき生ずる水平抵抗力は支承反力の約  $12\%$ 、間隔の変化は約  $1 \text{ mm}$  である。これは桁にも橋脚にも無害である。なお端支承の支承 1 コ当り最大反力は  $170 \text{ t}$ 、ロッカー高さ  $26 \text{ cm}$ 、接触半径  $21 \text{ cm}$  である。

## 2. 緊張作業中の計算と測定

一連目の桁のプレストレス導入時のひずみをカールソンひずみ計とワイヤーストレインゲージ（以下 w.s.g と略称）によって測定した。

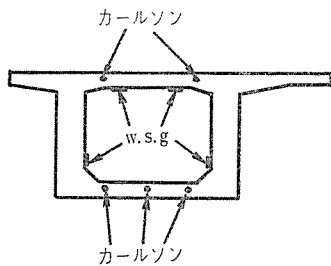
一連目の桁 (3×33.2 m) の施工と測定の概要を説明すると、コンクリート打ちは昭和 34 年 12 月 21 日から 28 日にかけて行なわれ、1 月 7 日に緊張力 700 t で一次緊張し、1 月 19 日にコンクリート材令 22~29 日で最終的に 1900 t の緊張力を加えた。緊張力と鋼線ののびの関係は図-11 に示す。なおジャッキのストロークの関係で全緊張作業を通じて 2 回もりかえを行なった。もりかえ作業を簡単にするためにジャッキの数と作用点は、各緊張作業のつど異なる。まず一次緊張はジャッキ 2 台で行なわれ、18 日に 2 台から 3 台へのもりかえを行ない、19 日は 3 台で緊張 (700→1200 t)、3 台から 4 台へもりかえ (1200 t)、4 台で最終緊張 (1200→1900 t) を行なった。w.s.g の測定の 0 点は 19 日 3 台で緊張をはじめの点であり  $V=700$  t である。それまでのひずみ測定はカールソンひずみ計だけで行なった。緊張力の作用点 (ジャッキの重心) と断面重心との距離  $e_j$  は 3 台のとき 25.9 cm、4 台のとき 55.9 cm でいずれも重心より上方向にある。

図-13(a) w.s.g 測定断面の位置 (緊張終了後の状態)



w.s.g の測定断面の位置は図-13(a) に示すとおりであり、設計で応力を計算した断面とほとんど一致している。なお断面 8, 11, 13, 22, 28 では図の所定断面よりそれぞれ 19 cm, 30 cm, 9 cm, 10 cm, 13 cm 右によった位置に w.s.g をはった。後述の測定値と計算値との比較ではこの影響は考えない。各断面における w.s.g のはりつけ位置は図-13(b) に示すように中空部の側壁と上面のみに限った。中空部内は外気に影響されることが少ないので、w.s.g の測定には非常に条件がよかった。w.s.g の位置は断面によりいくぶん異なるが、こ

図-13(b) w.s.g およびカールソンひずみ計測定位置



ではそれは略す。カールソンひずみ計のうめこみ位置はほぼ 図-13 (b) に示すとおりで、桁の上下縁よりおのおの 11 cm の位置にあり、断面 4, 10, 15, 26 にうめこんだ。

次に緊張作業中の桁の応力について計算してみよう。緊張作業中、桁は 2 径間連続バリ (0~20) と単径間バリ (20~30) とに分れ、それぞれに自重と緊張力が作用する。緊張力による応力は、まずジャッキが断面 20 (緊張目地) のケーブルの高さに作用しているとして、プレストレスによる応力を求め、次にジャッキをそれぞれの作用位置に移動させたとして、それによるモーメントが桁端に作用した場合の応力を求め、これらを加え合わせた。緊張目地の巾は終始 0 と仮定し各スパンは 33.2 m として計算した。実際には 20~30 の単径間バリは緊張作業中、最終支点より 1 m 内方にある滑り支承により支えられているので、後述するように自重による曲げモーメントはいくぶん小さい。このようにして求めた最終緊張時の応力と前に 3 径間連続バリとして求めた緊張時の応力とを比較してみよう。まず、計算を簡単にするために、摩擦の影響は考えない。すなわち  $V$  は全長にわたり一定とする。前述したように  $V=1800$  t の場合にはジャッキの重心軸からの偏心  $e_j=55.9$  cm にとれば、3 径間連続バリはプレストレスしたのと同じ応力状態がえられるはずである。しかしながら一連目の施工にあたっては、最終緊張 (ジャッキ 4 台) で  $e_j=55.9$  cm にとりながら、1900 t まで緊張したので、上記の条件を満足せず、桁の応力状態は、1900 t を 3 径間連続バリに加えた場合ともいくぶん異なるわけである。表-3 にこれら応力の値を対照してみよう。施工応力とは一連目の施工における最終緊張時の応力状態である。ジャッキの偏心の影響が大きい断面ほど応力の差が大きくなっている。次に 4, 10, 15, 26 の断面だけについて、摩擦を考えて緊張応力を求めてみよう。図-11 にみるように摩擦係数は 0, 10 に近かったので、 $\mu=0.10$  として計算すると、緊張力 1900 t のとき各断面に作用する  $V$  はそれぞれ 1780 t, 1810 t, 1355 t, 1820 t である。 $M=Ve+M'_V$  のうち、 $V$  はその断面の  $V$  をとり、 $M'_V$  は 2 径間バリの  $V$  の平均値 (10 の  $V$  を平均とみなす) を用いて求める。ジャッキの偏心による影響はジャッキの力 1900 t そのものをとる。こうして求めた上記断面の縁応力を表

表-3(a) 自重とプレストレスによる合成縁応力 (kg/cm<sup>2</sup>) (摩擦を考慮していない場合)

断面	上 (o), 下 (u) 縁	2 または 28		4, 24		6, 24		8, 22		10, 20		11, 19		13, 17		15	
		o	u	o	u	o	u	o	u	o	u	o	u	o	u	o	u
1	3 径間バリに $V=1800$ t 作用	-25	-118	-7	-147	-28	-117	-77	-39	-90	+7	-96	+2	-60	-72	-35	-107
2	3 径間バリに $V=1900$ t 作用	-25	-126	-6	-158	-28	-126	-81	-41	-97	+9	-103	+4	-63	-76	-35	-114
3	施工応力 (2~15)	-25	-126	-6	-158	-29	-124	-83	-39	-100	+12	-104	+5	-64	-76	-35	-115
4	施工応力 (15~28)	-24	-127	-4	-161	-27	-128	-79	-45	-96	+7	-101	+2	-62	-79	"	"

表-3(b) 自重とプレストレスによる合成緑応力  
(摩擦を考えた場合、ただし施工応力のみ)

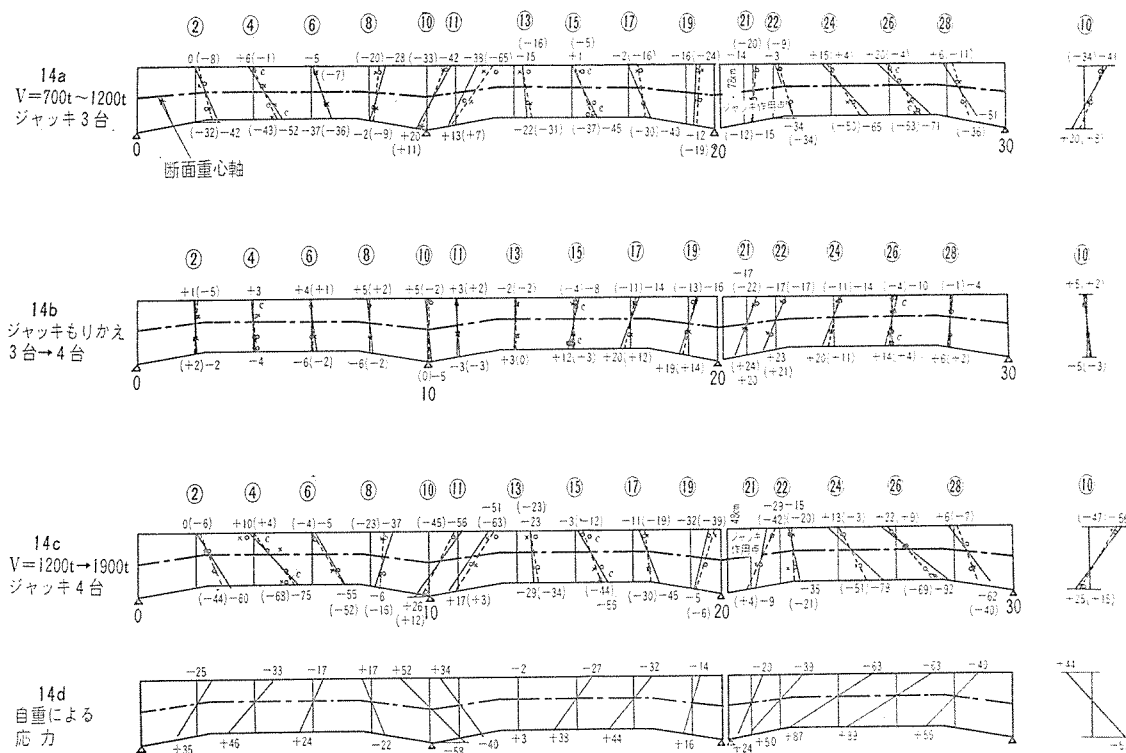
断 面	4		10		15		26	
V(t)	1780		1810		1855		1820	
	o	u	o	u	o	u	o	u
	-6	-149	-92	+8	-34	-112	-7	-151

-3(b)に示す。

図-14 に最終緊張作業(19日)中測定した各断面の応力分布を示す。ここに示す応力は各緊張過程における応力変化値で、たとえば図-14(a)にはジャッキ3台を作用させ、緊張力を700tから1200tまで増した間の応力変化量を示す。点線が測定値から推定した変化応力分布線であるが、あまりにもかけはなれた測定点(例えば図-14(c)の断面④の×点)は無視した。カッコ内の数字はこうして推定した緑応力である。コンクリートの弾性係数  $E$  は、中空断面内で養生した供試体3コで緊張日に測定し、その平均値を求めた。材令23, 24, 25日の供試体の  $E$  はそれぞれ  $3.70, 3.64, 3.58 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  でその平均値は  $3.64 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$  であり、これを測定ひずみに乗じたものが、ここにいう測定応力である。計算値は緊張過程中的緊張力の増し分による応力変化値(ただし摩擦損失の影響は考えていない)、またはジャッキのもりかえによる応力変化値である。従って測定値との差はその間に作用した自重による応力と考えられ

るが、なかにはこれでは説明しえない点もある。表-4はこの応力差を自重による応力と考え、各緊張過程中に作用したと思われる自重の%を示したもので、断面4, 10, 15, 26ではカールソンひずみ計の測定値より0→700tの値も求めた(図-15参照)。表にも示されているように4, 15では、緊張終了時には大体自重が完全に作用したものと考えられる。26では前述したように実際のスパンが2m短かいのでスパン33.2mとしての死荷重曲げモーメントが完全に作用しないのは当然である。スパン31.2mの場合の死荷重曲げモーメントは33.2mの場合の約89%である。全般的にみて支点に近いものほど自重の作用時期が遅い傾向がある。支点10では最後まで自重が完全に作用していない。これらの現象はジャッキに安全装置がなかったため、緊張中のジャッキの事故を心配して支保工を最後まではずさなかったために生じたものと考えられる。参考のため図-16に緊張作業中の支保工うき上り量を示す。これは支保工用Iビームの測点をレベルではかったものである。緊張終了時に側径間のスパン中央付近では桁は完全に支保工から離れていた。ジャッキのもりかえにより正の曲げモーメントをうける部分では、この曲げモーメントによるたわみが支保工に妨げられていることが図-14(b)からわかる。重心軸の応力がプレストレスによる軸応力を表わすわけであり、ほとんどの点で計算値と測定値はほぼ一

図-14 緊張過程における応力変化測定値



註：C はカールソンによる測定値，その他は w.s.g による測定値で ×が下流側・oが上流側の測点である。実線が計算した応力分布(本文参照)で数字は緑応力(kg/cm<sup>2</sup>) +が引張応力，-が圧縮応力である。カッコ内の数字は推定測定緑応力である。

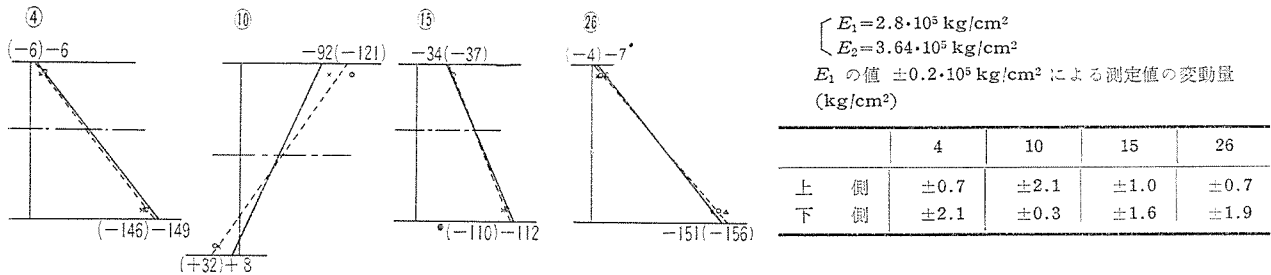


表-4 各緊張過程中の自重曲げモーメント  $M_d$  の作用百分率

断面	2	4	6	8	10'	10	11	13	15'	17	19	21	22	24	26	28
0→700 t	—	+64	—	—	—	+28	—	—	+80	—	—	—	—	—	+61	—
700 t→1200 t (3台)	+31	+18	+8	+44	+20	+13		$M_d \approx 0$	+15	+34		+21	+8	+18	+20	+35
もりかえ(1200 t) (3台→4台)	+15	+0	+18	-21	-5	-6			-20	-13		+21	-2	-7	-10	-8
1200 t→1900 t (4台)	+30	+18	+6	+70	+20	+18			+25	+30		+60	-20	+28	+22	+36
総計 (カッコ内は小計)	(+76)	+100	(+32)	(+93)	(+35)	+53			+100	(+51)		(+102)	(+26)	(+39)	+93	(+67)

註：上、下縁自重応力の増加率の平均値を  $M_d$  の増加率とみなした。4, 10, 15, 26 の測定値はカールソンひずみ計によるもので、計算値は摩擦の影響を考へてある。その他の点は w.s.g の測定値をとり、計算では摩擦の影響を考へていないが、大体の傾向を示すには十分である。

図-15(a) プレストレスと自重の合成応力 (一連目)



註：実線が計算値、点線が測定値 ×下流、◎上流、△中央測定 (カールソン)

図-15(b) 同上 (二連目)

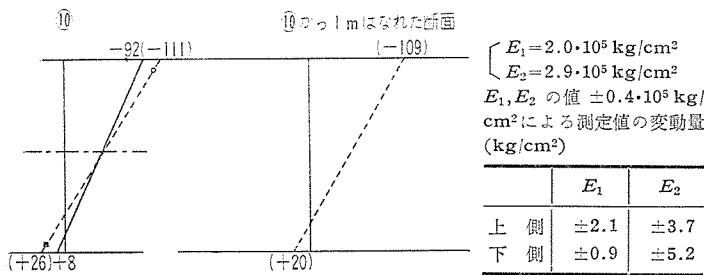
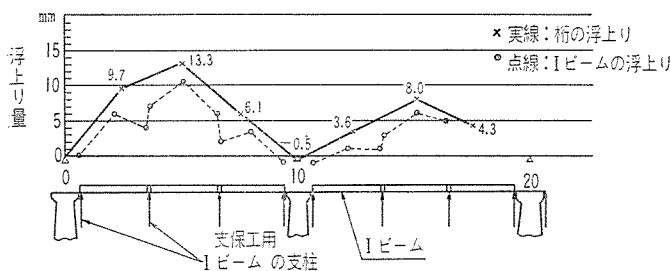


図-16 二次緊張 (1月19日) の桁と支保工用ビームの浮上り量



致しているが、断面 11, 19 などでは、かけはなれている。その理由はわからない。断面 19 はジャッキ用け用ハンチのつけねにある。

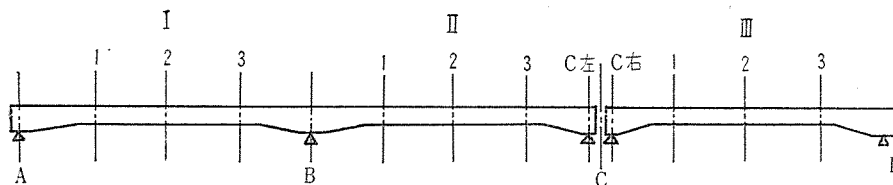
次に緊張終了時に所要のプレストレスを導入したことを確認する意味で、カールソンひずみ計で測った全応力を総計してみよう。一次緊張時のコンクリートの弾性係数  $E_1$  は測定していなかったため、最終緊張時の弾性係数  $E_2$  から材令と強度の関係 (普通セメント使用) により  $E_1 = 2.6 - 3.0 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$  と推定し、応力は  $E_1 = 2.8 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$  として求めた (表-5 参照)。なお  $E = \pm 0.2 \cdot 10^5$  の変動による応力の変動は 図-15 の付表にのせてある。こうして求めた測定応力と計算値との比較を 図-

15(a) に示す。表-4 で説明したのと同様に、4, 15 では計算値と測定値はほとんど一致している。26, 10 における不一致はおもに自重が完全に作用していないためと思われる。図-15(b) は二連目の桁での中間支点付近の同様な測定結果であり、この場合には最終緊張過程に入る前に、橋脚前後の支保工にあるスクリー ジャッキをゆるめた。表-5 にみるように  $E_2$  の測定値のばらつきが大きいので一連目に比して測定応力値の信頼性は低い (付表参照)。しかし一連目に比してジャッキをゆるめただけ自重がより多く作用したといえよう。また 10 から 1m はなれた断面で 10 にくらべて下縁引張応力が  $6 \text{ kg/cm}^2$  も少ないのは、10 では支点直上にひずみ計があるため、支承の支圧応力による横ひずみが増加され、測定引張ひずみが大きくなるためもあると思われる。自重が完全に作用したときの支承の支圧応力は  $60 \text{ kg/cm}^2$  である。ポアソン数を 6 とすれば横方向の見かけ引張応力は  $10 \text{ kg/cm}^2$  となる。ジャッキをゆるめてなお橋脚上面の支えがきいてい

表-5 緊張時の材令とコンクリート強度

	コンクリート材令 (日)	供試体強度 (現場発生) $\text{kg/cm}^2$	弾性係数 $10^5 \text{ kg/cm}^2$	計算に用いた $E$
一連目	一次緊張 0~700 t 平均 13.5	250(10), 396(11), 373(11), 380(11), 430(17)		$E_1 = 2.8 \pm 0.2$
	二次緊張 700~1900 t 平均 25.5	362(23), 450(24), 427(25)	3.70(23), 3.64(24), 3.58(25)	$E_2 = 3.64$
二連目	一次緊張 0~300 t 平均 8	202(4), 232(4)		$E_1 = 2.0$
	二次緊張 300~1900 t 平均 18	382(14), 372(14), 401(14)	3.40(22), 2.36(14)	$E_2 = 2.9$

表-6



浮上り量 (mm)		I			B	II			C		III			行
		1	2	3		1	2	3	C左	C右	1	2	3	
一連目測定値	一次緊張		+4				+4		-1	+2		+2.5		1
	二次緊張	+9.7	+13.3	+6.1	-0.5	+3.6	+8.0	+4.3			+15.9	+21.7	+14.0	2
	計		+17.3				+12.0					+24.2		3
計算値 $E=3.64 \cdot 10^5$	自重	-7.1	-8.1	-3.1	0	-3.1	-8.1	-7.1	0	0	-18.2	-26.8	-18.2	4
	PCケーブル	+23.6	+30.1	+15.4	0	+0.7	+5.2	+4.2	0	0	+19.7	+36.6	+27.7	5
	ジャッキ偏心	-1.7	-2.8	-2.3	0	+3.6	+6.6	+3.2	0	0	+8.0	+9.7	+5.9	6
	4+5+6	+14.8	+19.2	+10.0	0	+1.2	+3.7	+3.3	0	0	+9.5	+19.5	+15.4	7
	摩擦損失	-1.4	-1.7	-0.9	0	0	-0.1	-0.1	0	0	-0.5	-0.9	-0.7	8
	自重の差	?	?	?	0	?	?	?	0	0	+4.0	+5.9	+4.0	9
7+8+9	+13.4	+17.5	+9.1	0	+1.2	+3.6	+3.2	0	0	+13.0	+24.5	+18.7	10	
二連目測定値	一次緊張	0	0	0		-1	-0.5	0	0	-1	+1	+4	+3	11
	二次緊張	+12	+14	+9		+2	+10	+1	-6	+6	+18	+23	+17	12
	計	+12	+14	+9		+1	+9.5	+1	-6	+5	+19	+27	+20	13

空欄は測定しなかったものである。

る。いま図-10にみるように支点から2.1mの所にある左右の柱の間で桁が一樣に支えられているとして、設計の項で述べたのと同様に支点付近の自重の曲げモーメント分布を求めると  $M_2$  のようになり、支点10の上では  $M_{d0}$  と  $214 \text{ t}\cdot\text{m}$  の差がある。下縁圧縮応力は  $M_{d0}$  の場合に比し  $10.9 \text{ kg/cm}^2$ 、上縁引張応力は  $9.7 \text{ kg/cm}^2$  だけ減ずる。このように考えれば10点における測定と計算の差異はある程度説明できると思われる。なお支点付近には設計の項で述べたように桁の外側にそって十分に水平鉄筋が配置してあったので、ひびわれは発生しなかった。

表-6に緊張時の桁のそり上り量の測定値と計算値の比較を示す。第7行は2径間連続バリと単純バリのジャッキを入れて1900tで緊張した場合の緊張力の摩擦損失を考えず、スパンはすべて33.2mとしたときの計算値である。第8行は摩擦損失による修正値を近似的に求めたもの、9行は一時的に支点が内側にあることを考えたことによる自重のたわみの差量であり、第III径間だけで計算した。プレストレスによるそり上り量は、それほどスパンの短縮に影響されない。このほか仮支承における桁の上下変位を一連目では測定していない。測定値と計算値とを比較すると以上の諸点を考えて、おおむね合っているとえよう。なおそり上りはレベルで測ったものである。

緊張終了後もカールソンひずみ計の測定は継続したが、上流下流の測定値はその後も比較的良好一致している。測定は支保工とりはずし、ジャッキはずし作業中も

一日一回しか行なわなかったため、正確な弾性ひずみは求めないが、時間とひずみの関係図（これは別の機会に発表する）から次のことがいえる。

a) ジャッキをはずしても特に各断面のひずみに変化を生じていないようである。緊張目地下側の測点（下縁より11cm）に生じた応力は平均  $+4.5 \text{ kg/cm}^2$  である。上側はひずみ計の埋めこみを忘れ、測定できなかった。

b) 第1、第2径間の支保工とりはずし作業中に断面10の上側測定値は総計  $22.10^{-6}$  の引張ひずみを生じ、下側は  $28.10^{-6}$  の圧縮ひずみを生じている。時間ひずみ曲線の傾向からみて、これは明らかにこの間に自重が作用したためと思われる。これを弾性ひずみとみなすと、自重の作用により10の上縁にさらに  $9 \text{ kg/cm}^2$  の引張応力、下縁に  $11 \text{ kg/cm}^2$  の圧縮応力が作用したことになる。クリープによってはこれらのひずみはそれぞれ逆向きに増しているから、自重作用による応力はこれよりもいくぶん大きいものと思われる。断面4、15でも支保工とりはずし中に、クリープと逆向きのひずみを生じている傾向があるが10に比して少ない。

最後に、本橋梁の計画、設計に当って御指導をたまわった、構造物設計事務所の友永所長、Leonhardt事務所のBaur氏、設計を手伝っていただいた構造物設計事務所の田村職員、斉藤職員、測定をしていただいた国鉄技研構造物研究室、および西大寺工事区の方々に心からお礼を申し上げたい。

(三浦：国鉄技師，鉄道技術研究所構造物研究室 主任研究員)  
小寺：同 幹線工事局設計課