

土木学会論文集

第 60 号・別冊 (3-1)

プレストレスト コンクリート道路橋 (大阪府金剛大橋)
の設計, 施工およびこれに関連して行つた実験研究の報告

正員	田	原	保	二	
正員	工博	猪	股	俊	司
正員		南		俊	次
正員		宇	野	田	修

TRANSACTIONS
OF THE
JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

No. 60, EXTRA PAPERS (3-1)

ON THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF A PRESTRESSED CONCRETE
BOX BEAM HIGHWAY BRIDGE NAMED KONGŌ ŌHASHI IN ŌSAKA
PREFECTURE AND SOME RELATED EXPERIMENTS AND RESEARCH

*By Yasuji Tahara, C.E. Member, Dr. Eng., Shunji Inomata, C.E. Member,
Shunji Minami, C.E. Member and Osamu Unoda, C.E. Member*



TOKYO JAPAN

昭和 34 年 2 月

土 木 学 会

プレストレスト コンクリート道路橋（大阪府金剛大橋） の設計，施工およびこれに関連して行つた実験研究の報告

正員 田原保二*
正員 猪股俊司**
正員 南俊次***
正員 宇野田修****

ON THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF A PRESTRESSED CONCRETE BOX BEAM HIGHWAY BRIDGE NAMED KONGŌ ŌHASHI IN ŌSAKA PREFECTURE AND SOME RELATED EXPERIMENTS AND RESEARCH

By Yasuji Tahara, C.E. Member, Dr. Eng., Shunji Inomata, C.E. Member,
Shunji Minami, C.E. Member and Osamu Unoda, C.E. Member

Synopsis : In Japan, the technique of prestressed concrete bridge has rapidly advanced since 1954, and Kamimatsukawa-bridge of 40 m span length was constructed in 1955. Furthermore at the end of 1956, we succeeded in constructing the Prestressed Concrete box beam bridge named Kongō-Ōhashi for the first time in Japan. The present paper includes a report on the design execution and all sorts of experimental data of this bridge, all of which were under the charge of the Ōsaka Prefectural Government. It is worthy of special mention that the type of this bridge gives a solution when the depth of beam is severely restricted. The depth and the ofspan of this bridge are 30.40 m and 1.10 m respectively and this ratio is 1/27.6.

要旨 わが国のプレストレスト コンクリート橋梁は1954年以降急速に発展し、1955年に至り支間40 mの上松川橋の出現を見るに至つたが、更に1956年末に至り大阪府金剛大橋においてわが国最初のプレストレスト コンクリート箱桁の施工に成功した。本論文は大阪府土木部によつて企画し実施されたこの箱桁の設計，施工並びにこれに伴つて行われた一連の試験および実験に関するものである。本橋は径間30.40 m，桁高1.10 mでその比は1:27.6であり、径間に比し桁高を特に小さく制限される場合の一解法として特に価値あるものと考えられる。

目 次

- | | |
|---|---|
| <p>1. ま え が き</p> <p>1.1 架設のいきさつと河川工事との関連</p> <p>1.2 タイプの決定</p> <p>1.3 工事の概要</p> <p>1.4 実験研究の概要</p> <p>2. 設 計</p> <p>2.1 方 針</p> <p>2.2 基本条件</p> <p>2.3 応力度の計算</p> <p>3. 現場施工</p> <p>3.1 工事の施工概要</p> <p>3.2 桁長の決定</p> | <p>3.3 使用材料</p> <p>3.4 主桁の施工</p> <p>3.5 コンクリートの試験</p> <p>3.6 PC鋼線緊張作業の予備測定</p> <p>3.7 主桁の緊張作業</p> <p>3.8 第1次緊張による桁の弾性変形</p> <p>3.9 グラウチング</p> <p>3.10 桁の横移動</p> <p>3.11 下床版コンクリートの製作</p> <p>3.12 主桁の第2次緊張</p> <p>3.13 緊張作業による桁のそり</p> <p>3.14 井筒の中埋めコンクリート（プレパクト工</p> |
|---|---|

* 建設省土木研究所道路部長
*** 建設省道路局地方道課

** 工学博士，極東鋼弦コンクリートKK設計部長
**** 大阪府土木部道路課

- 法)の電気探査
4. ポリエステル模型桁の実験
 - 4.1 供試体
 - 4.2 試験方法
 - 4.3 ポリエステル樹脂の弾性係数
 - 4.4 桁の載荷試験結果
 - 4.5 試験結果についての検討
 - 4.6 金剛大橋設計上の仮定に対する検討
 5. プレストレスト コンクリート 箱桁の模型桁の実験
 - 5.1 実験の目的
 - 5.2 実験桁
 - 5.3 実験方法
 - 5.4 測定結果およびその考察
 - 5.5 結 論
 6. 実橋の載荷試験
 - 6.1 載荷自動車測定計器および載荷位置
 - 6.2 静定載荷による測定結果とその考察
 - 6.3 振動の測定結果とその考察
 - 6.4 床版の測定結果とその考察
 - 6.5 結 論
 7. クリーブ、乾燥収縮などによる変形の測定
 - 7.1 測定方法
 - 7.2 測定結果
 - 7.3 測定結果の検討
 - 7.4 結 論
 8. あとがき

1. ま え が き

1.1 架設のいきさつと河川工事との関連

金剛大橋は大阪府下南河内郡金剛山の麓、富田林市において主要地方道大和高田富田林線が石川を跨ぐところに架る。旧橋は昭和14年に架設した橋長約126mを17径間で渡る木桁橋であつた。すでに耐用年数をすぎ終戦後急増した重交通と相つぐ出水に昭和23年以來年々相当の維持修繕費と災害復旧費をついやしてきたのであるが、ようやく昭和30年度および31年度の国庫補助を得て架換することになった。石川は現在下流部を改修中であるが、その進捗状況から推して本橋付近を着手するには5年以上を要することが明らかとなつたので、河川担当者と慎重に協議の結果、全体計画を樹立の上工事は道路側が先行して実施し他日河川側で右岸側に一径間延すこととした。ただし右岸の将来河川に含まれる部分の取付道路の補償は合併して行い、被補償者に再度移築、立退等の迷惑を与えないように計らつた。

1.2 タイプの決定

本路線は左岸は改良済、右岸は未改良であるが人家連担部はほとんどが将来の河川拡幅後の取付道路施工区間に入るためその部分の改良工事は嵩上工事と同時に施工することができ、現道に架設することが最も経済的であるという結論に到達した。

一方河川についてみると本川はこの付近において現在の河幅124.6m、改修後は155.7mで河床勾配1:210、計画高水流量460m³/secであり、地質調査の結果によれば砂礫層の下に硬性砂質粘土と荒目砂の互層があり、かなり良い地盤であつた。したがつてスパンの決定はもつぱら河川に対する考え方に支配されたのであるが、本河川の架設地点付近における様相よりしても、また上下流の橋梁のスパン割とその現況より推しても、現在河幅124.6mを4スパンで渡り拡幅後1スパン拡げるのが最も適当であると考えられた。そこで問題になつたのはその桁高であつて、左岸に対して右岸ははなはだしく低くなつており、将来1スパン延した場合の取付道路の費用を少なくするために極力これを低く抑えなければならない。一般にデッキタイプで最も桁高の低いP・C桁を採用してもスパン30m程度では1.30m位は必要となる。桁高を1.10mに抑えることができれば左岸の取付道路は全然嵩上を必要としないし、右岸の取付道路に対する影響はかなり大きい。このような条件のもとに考察を重ねた結果P・C箱桁を採用することに決定したのである。

1.3 工事の概要

下部工事は昭和30年11月に着工し昭和31年3月に竣功した。左岸橋台は家屋に隣接しているため鋼矢板で山留を行い深さ5.70mの井筒基礎を実施した。右岸橋台は将来の1径間増設にそなえてピヤアバットとし井筒基礎を実施した。橋脚は井筒基礎を深さ6mの荒目砂の地層に貫入させ、井筒の底埋めコンクリートにはプレパクトコンクリート工法を試みた。プレパクト工法は比較的順調に施工され、電気探査によつてその品質を検査したが良好なる結果が得られた(3.14参照)。

橋脚軀体の形状はスマートな桁の形状との釣合を十分に考慮して亀の甲型を採用し、特に桁底面をとりまくハウンチ(鉢巻)を廃止した(写真-1.1)。

上部工事は昭和31年6月に着手した。本箇所自動車交通上の要請から同年11月までに早期完成を予定して工

事を進めた。途中 13 号台風を含めた 2 度の出水に遭遇したが無事これを克服することができた。桁の製作は新橋に平行して河の中に設けられた足場上で行われた。箱桁は 4 本の I 型主桁の架設を行つた後、吊型ワクによつて下床版の現場打コンクリートを打設し、更に上床版現場打コンクリートを打つて形成した。特に下床版に死荷重を合成するために桁の中央に特殊な支保工を設けた。可動支承はコンクリート ロッカーを使用し、桁の据付けは特に意を用いた。橋面はトベカ 3 cm 厚を鋪設した。高欄は軽快な鋼管を主とした構造を考案し、照明は 40W 2 本の入つた蛍光灯器を千鳥型に 6 基配列した。工事の概要は表-1.1 に示す通りである。

写真-1.1

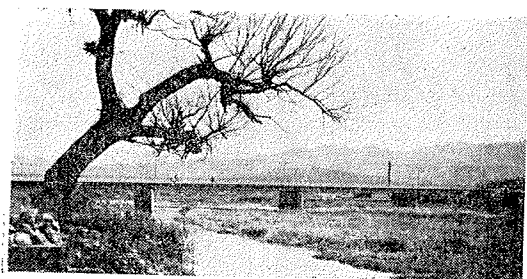


写真-1.2

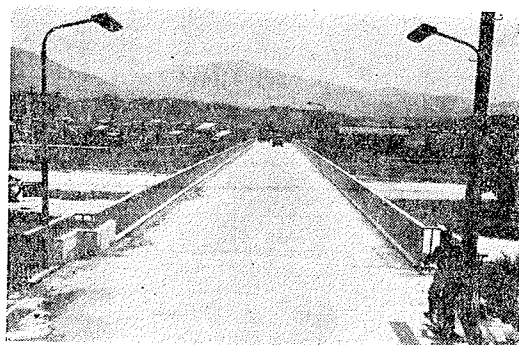


表-1.1 工 事 概 要

工 種	内 訳	工 費 円	構 造 概 要	資 材	
				セメント t	鋼材 t
事業費		62 000 000	橋長 124.6 m 幅員 7 m 2 等橋 ポストテンション式 P C 箱桁	520	118
(1) 橋梁工事		44 700 000			
下部工		20 100 000	橋合 2 基 井筒基礎 5 基 橋脚 3 基	280	59
	橋台井筒	1 基当り 1 868 000	鉄筋コンクリート 高 5.70 m 幅 9.30 m 厚 3.50 m 隔壁 1	1 基当り 25.6	7.5
	橋台躯体	" 565 000	鉄筋コンクリート 高 4.20 m 幅 7.20 m 桁座面厚 0.67 m	" 20.3	2.5
	橋脚井筒	" 2 964 000	鉄筋コンクリート 高 5.00 m~6.00 m 幅 9.80 m 厚 3.50 m 隔壁 1	" 26.2	8.3
	橋脚躯体	" 876 000	鉄筋コンクリート 高 5.02 m~5.07 m 幅 7.60 m 桁座面厚 1.30 m	" 30.7	4.4
	その他	2 500 000			
上部工		24 600 000	ポストテンション式 P C 箱桁 4 @30.4 m	220	59
	橋体工	21 750 000	I 型主桁 4 本 主ケーブル 7 mm φ-12 本 耳桁 10 筋 桁高 1.10 m, 下床版たて締め 7 φ-12.4 筋 中桁 9 筋	207.1	57.5
	高欄親柱	1 300 000	鋼管製	0.4	10.7
	鋪装	800 000	トベカ 3 cm 均しコンクリート 1:2:4	14.0	0.4
	点燈	700 000	蛍光灯 40 W×2 6 基 自動点滅器付		
(2) 取付道路		1 000 000		20	
	鋪装	300 000	粗粒式アスファルトコンクリート 5 cm		
	築造	700 000	左岸 20 m 右岸 53.1 m		
(3) その他		1 860 000			
(4) う回路		1 200 000			
	仮橋	1 200 000	橋長 130 m 幅 2.0 m		
(5) 用地補償		5 900 000			
	用地補償	240 000			
		5 660 000			
(6) 雑費		7 340 000			
	工事雑費	2 310 000			
	器具機械費	2 340 000			
	事務雑費	2 690 000			

着工より完成までの工程表は表-1.2の通りである。

1.4 実験研究の概要

(1) ポリエステルによる模型実験：施工に先だつて箱桁断面の挙動を検べるためポリエステルによる模型実験が行われた。主としてタワミと回転角を測定することによつて箱桁としての機能に十分な確信を得ることができた。

(2) P C 箱桁の模型実験：実橋の 1/5 の模型桁を製作し載荷試験を実施した。その結果模型桁は設計計算において仮定された通りの挙動を示し、単純曲げ理論によつて軸方向力を計算した本設計が実用上差支えないことが確認された。

(3) 実橋の載荷試験：本橋の交通開始前に載荷試験を実施した。実験荷重としてトラック 2 台が用意され、静的測定でタワミ、ヒズミ、および偏載による回転を、動的測定ではトラックを走行させてタワミ、ヒズミ、および振動諸量を求め、満足な結果を得ることができた。

(4) コンクリートのクリープ乾燥収縮などによる変形の測定：I 型主桁の側面にゲージ長 20.5 m のクリープ測定器を設備して架設以来のコンクリートの変形を測定中である。架設後約 6 箇月間の変形が顕著である。

2. 設 計

2.1 方 針

本橋は取付道路の関係から、その桁高が 1.10 m に制限されている。すなわち $h/l=1.10/30.4=1/27.6$ である。これは従来設計施工されたプレストレスト コンクリート橋の例に比較すると桁高がいちじるしく小さいものとなる。したがつて設計にあつては当初、図-2.1 に示すような下突縁の非常に大きい I 形断面

のプレキャスト桁を並列することとして設計が進められた。しかしこの設計では下突縁コンクリート打ちについて相当の困難が予想されることおよび橋の側面の美観がそこなわれること、等の理由から更に設計変更をした。

このように桁高がいちじるしく制限された場合には箱形断面を採用することが有利であることはそのねじり抵抗の大きいことから当然であるので、本橋でも箱形断面を用いることとした。しかし橋全体を現場打ちコンクリートで施工するとすれば箱形断面の施工も比較的容易であるが、プレキャスト桁を合成して箱形断面とすることについては設計施工上種々の困難が考えられた。しかし現場の状態および工費を考えるならば、全部にわたつて支保工を組んでコンクリート打ちすることは有利でない。また施工者もプレキャスト桁を用いることに習熟しているのでプレキャスト桁を合成して箱形断面を形成することとした。

以上のような理由から図-2.2 に示すような断面を用い、つぎのような施工法を採用することとした。

(1) 主桁 4 本をプレキャストし、これにプレストレスをあたえる。すべての桁について $12\phi 7\text{ mm}$ のケーブル 10 本を用い、これをすべて緊張定着する。グラウチングが終了後これを所定の位置に架設する。

(2) 各主桁の下突縁間に型ワクを組み下突縁部版のコンクリート打ちを実施する。この際プレキャスト桁との付着を避けるため、プレキャスト下突縁との間に約 1 cm のすき間をつくつておく。このコンクリートが十分硬化したならば、下突縁部版に配置された $12\phi 7\text{ mm}$ のケーブル 4 本によつてプレストレスをあたえる。

つぎに、前記目地にモルタルをつめ、下突縁に配置された横方向のケーブルを緊張定着し、各 4 本の主桁と現場打ち下突縁部版とを合成し、上部が開いた箱形を形成する。

表-1.2 工 程 表

下 部 工 事	
年 月 日	主 要 な る 工 程
30. 11. 12	仮設工事および旧橋撤去工事開始
31. 1. 23	P ₃ 橋脚非筒工事の完了
" 2. 6	P ₂ 橋脚非筒工事の完了
" 2. 8	左岸橋台 (A ₁) 非筒工事の完了
" 2. 18	P ₃ 橋脚コンクリート工事完了
" 2. 20	P ₂ 橋脚コンクリート工事完了
" 2. 29	右岸橋台 (A ₂) 非筒工事完了
" 3. 3	P ₁ 橋脚非筒工事完了
" 3. 4	左岸橋台 (A ₁) コンクリート工事完了
" 3. 20	P ₁ 橋脚コンクリート工事完了
" 3. 22	右岸橋台 (A ₂) コンクリート工事完了
" 3. 31	取付道路工事完了

上 部 工 事	
年 月 日	主 要 な る 工 程
31. 6. 17	仮設工事開始
" 7. 25	主桁製作型ワクおよび製作台完了
" 8. 3	第 4 径間主桁製作開始
" 8. 7	第 3 径間主桁製作開始
" 9. 7	第 4 径間主桁製作完了
" 9. 12	第 3 径間主桁製作完了
" 9. 15	第 2 径間主桁製作開始
" 9. 20	第 1 径間主桁製作開始
" 10. 6~14	第 3 径間下床版工事
" 10. 15~17	第 3 径間下床版横締め、縦締めおよび主桁 2 次緊張
" 10. 15~24	第 4 径間下床版工事
" 10. 25~26	第 4 径間下床版横締め、縦締めおよび主桁 2 次緊張
" 10. 26	第 2 径間主桁製作完了
" 10. 27~11. 3	第 2 径間下床版工事
" 10. 28~11. 5	第 1 径間下床版工事
" 10. 30	第 1 径間主桁製作工事完了
" 11. 1~ 4	第 4 径間上床版工事
" 11. 2~ 9	第 3 径間上床版工事
" 11. 4~ 5	第 2 径間下床版横締め、縦締めおよび主桁 2 次緊張
" 11. 4~ 6	第 1 径間下床版横締め、縦締めおよび主桁 2 次緊張
" 11. 5~11	第 2 径間上床版工事
" 11. 10~15	第 1 径間上床版工事
" 11. 30	舗装高欄点燈設備工事完了

図-2.1

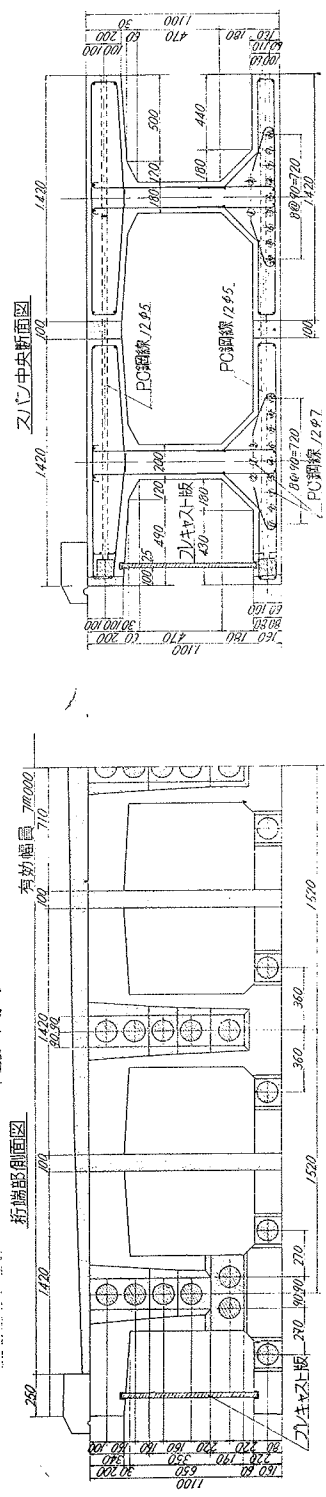
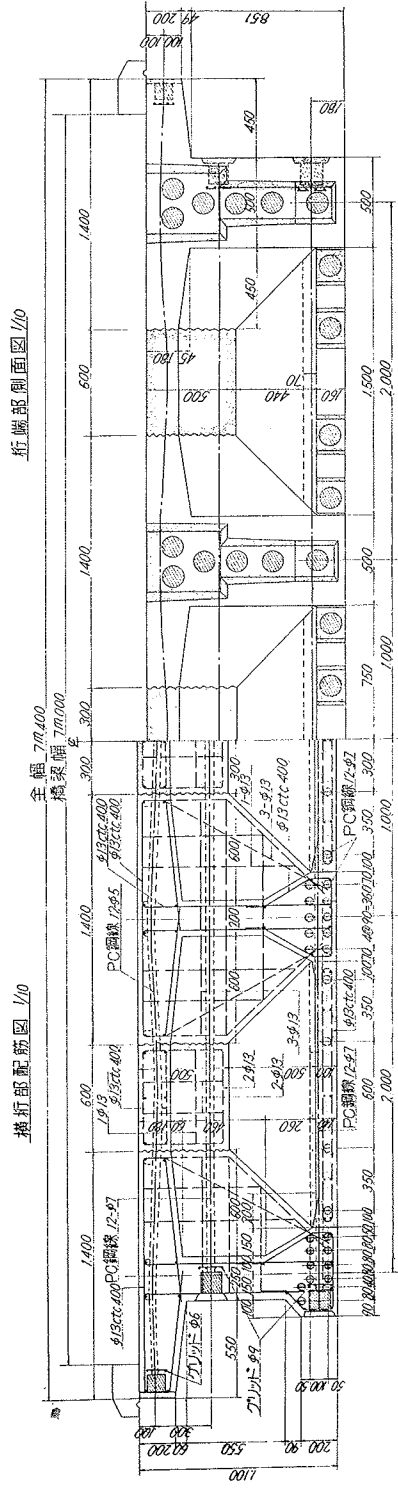


図-2.2



(3) つぎに上突縁間コンクリートを施工し、これを横方向にプレストレッシングして箱形を形成する。

以上のような施工法を採用することとして設計を進めたが、下突縁部版の現場打ちコンクリートとプレキャスト桁下突縁部とを絶縁しておき、版にだけ独立してプレストレッシングをあたえることは施工上容易としても、あとでこの目地にモルタルをつめて、横方向にプレストレッシングする作業は相当めんどうである。

以上の困難さを避けるため更に次のように設計変更を実施した（図—2.3）。

(1) 主桁はプレキャストとし、コンクリートが所定の圧縮強度に達したならば、桁自重による下縁引張応力度を打ち消すに必要なだけのプレストレスをあたえる。すなわち、耳桁では⑤⑥⑦⑧⑨⑩の6本のケーブルを、中間桁では⑥⑦⑧⑨の5本のケーブルを、それぞれ緊張定着しグラウチングを実施する。これによつて各主桁は運搬取扱いが可能となる。これらの主桁を所定位置にすえつける。

(2) 各主桁下突縁間の版のコンクリート打ちを実施する。この際各主桁はスパン中央で支保工によつて支承させ、現場打ち下突縁版は主桁と死荷重合成が可能にする。

(3) 現場打ち下突縁版のコンクリートが十分硬化したならば、下突縁を通して配置された横方向ケーブルのプレストレッシングを実施し、上部が開いた箱形断面を形成する。

(4) つぎに、耳桁では①②③④の4本、中間桁では①②③④の4本、および下突縁版内に配置してある12本の12-φ7mmのケーブルのプレストレッシングを実施する。

(5) 以上の作業が終了したのち、上突縁間の現場打ちコンクリートを施工し、これを横方向にプレストレッシングして主桁と結合する。

以上によつて箱形断面が形成される。

この施工方法を用いることによつて12φ7mmのケーブルが前記設計に比し1径間について4本減少可能となる。以上のような経過をたどつて最終的的施工方法および設計が決定され図—2.3のようなものが決定された。

2.2 基本条件

設計計算の基本としてつぎのように考えた。

(1) 橋軸方向の曲げ応力度の計算には、活荷重の偏心の影響を考慮しない。すなわち箱形断面のねじり抵抗は非常に大であるから、荷重の偏心によるねじりモーメントは箱形断面におこるせん断力によつて抵抗できる。

(2) 下突縁および上突縁間現場打ちコンクリート版は、横方向プレストレッシングによつてプレキャスト部分と結合され、せん断力をつたえることができる。したがつて第2回目のプレストレッシングの際にも上部が開いた状態の箱形断面として完全に作用できる。

(3) フルプレストレッシングとする。

(4) 使用コンクリートおよびP C 鋼線の品質はつぎのようにする。

$$\left. \begin{array}{l} \text{プレキャスト プレストレスト コンクリート} \\ \text{現場打ちコンクリート} \\ \text{P C 鋼線} \end{array} \right\} \sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi 7: \left\{ \begin{array}{l} \text{引張強度} \quad 155 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{降伏点応力度} \quad 135 \text{ kg/mm}^2 \end{array} \right. \quad \phi 5: \left\{ \begin{array}{l} \text{引張強度} \quad 165 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{降伏点応力度} \quad 145 \text{ kg/mm}^2 \end{array} \right.$$

(5) 許容応力度はつぎのようにする。

(i) コンクリートの許容圧縮応力度

$$\text{設計荷重作用時: } 130 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{プレストレスをあたえた直後: } 170 \text{ kg/cm}^2$$

(ii) P C 鋼線の許容引張応力度

$$\phi 7: \left\{ \begin{array}{l} \text{プレストレスをあたえるとき} \quad 122 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{設計荷重作用時} \quad 93 \text{ kg/mm}^2 \end{array} \right. \quad \phi 5: \left\{ \begin{array}{l} \text{プレストレスをあたえるとき} \quad 130 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{設計荷重作用時} \quad 99 \text{ kg/mm}^2 \end{array} \right.$$

2.3 応力度の計算

(1) 応力度の計算は、施工の順序に従つてスパン中央断面と支点断面との間に4個の断面を選び合計6個の断面について実施した。すなわち、断面の諸元は

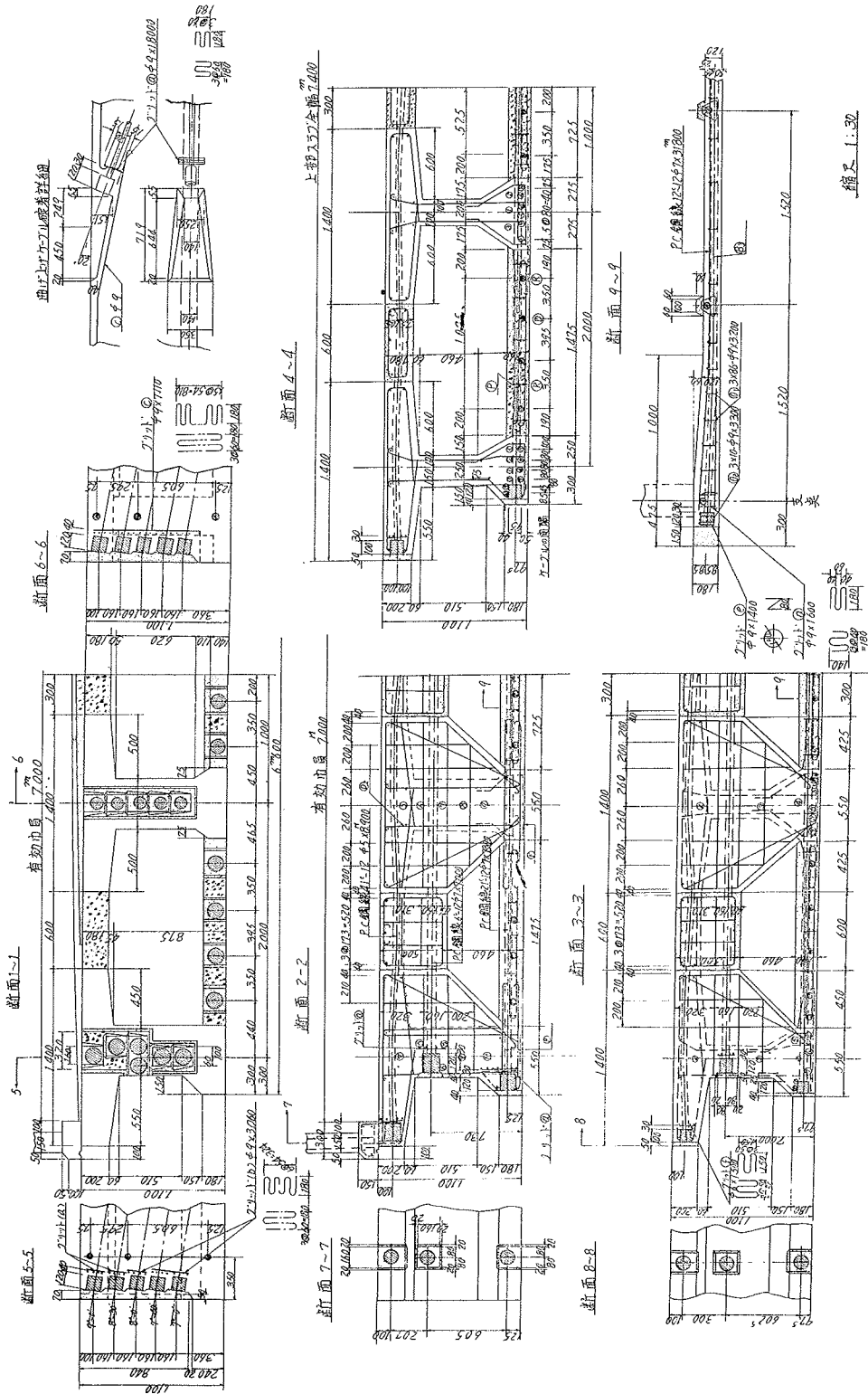
(a) 各主桁のコンクリート断面に関するもの、

(b) 第1次プレストレッシングを実施したのちシースにグラウチングをした各主桁の換算断面に関するもの、

(c) 下突縁間の現場打ち版と各主桁〔(b)の状態にあるもの〕との合成断面に関するもの、

(d) 第2次プレストレッシングを実施したのち、このシースにグラウチングをした時の換算断面（上部が開いた箱形断面）、

図-2.3 (その3)



縮尺 1:50

(e) 上突縁間現場打ちコンクリートを実施した合成断面、
 の5つについてこれを求めた。すなわち、曲げ応力度の計算にあつては、上記の各断面諸元と、これに相応する荷重状態とをつぎのように組合せたものである。

- (i) プレスキャスト桁自重：シース穴を差し引いたコンクリート断面に関する諸元 (a)
 - (ii) 現場打ち下突縁間の版重量：死荷重合成を実施するから、下突縁横方向プレストレッシングおよび第2次プレストレッシング後は、下突縁版と各主桁との合成上部開口箱形断面に関する諸元(c)
 - (iii) 現場打ち上突縁間スラブ重量：第2次プレストレッシング後すべてのシースにグラウチングを実施したのちの換算断面に関する諸元(d)
 - (iv) 上部構造物重量、動荷重：箱形合成断面に関する諸元(e)
- 以上の荷重と断面諸元との組合わせによつて曲げ応力度が求まる。

プレストレスの計算には、第1次プレストレッシングでは耳桁で⑤⑥⑦⑧⑨⑩の6本のケーブル、中間桁では⑤⑥⑦⑧⑨の5本のケーブルによるものを求める。この際スパン中央断面で $\sigma_p, t = 106 \text{ kg/mm}^2$ とした。第2次プレストレッシングでは、各主桁で曲げ上げられている4本のケーブルおよび下突縁間版中に配置された12本のケーブルによるものを求める。この際用いられる断面諸元は上部開口箱形断面で(b)に関するものである。この際第2次プレストレッシングによるコンクリートの弾性ヒズミによつておこるすでに定着されている第1次プレストレッシングの各ケーブルの引張応力度の減少を求める。これには第1次プレストレッシングの全PC鋼線図心位置における第2次プレストレッシングによるプレストレスの n 倍だけが減少するものとする(すなわち第1次プレストレッシングのPC鋼線は付着をおこしてあるからである)。この第2次プレストレッシングによる第1次プレストレッシングPCの鋼線引張応力度の減少による第1次プレストレスの減少を考慮する。以上のような方法によつて曲げ応力度の計算を実施した。スパン中央断面についての結果を示すとつぎのようである。

表—2.1 スパン中央断面応力度表 (kg/cm²)

		耳 桁	中 間 桁	下突縁間の版
第1次プレストレッシングによるプレストレス (a)	上下 緑線	- 42 +207	- 42 +194	
桁自重によるもの (b)	上下 緑線	+ 92 -157	+ 90 -154	
第1次プレストレッシング直後 (a)+(b)=(c)	上下 緑線	+ 50 + 50	+ 48 + 40	
第2次プレストレッシングによるプレストレス (d)	上下 緑線	- 24 +125	- 24 +125	+ 125
第2次プレストレッシングによる第1次プレストレス の減少 (e)	上下 緑線	+ 2 - 10	+ 2 - 10	
下突縁間版重量によるもの (f)	上下 緑線	+ 16 - 17	+ 16 - 17	- 17
第2次プレストレッシング直後 (c)+(d)+(e)+(f)=(g)	上下 緑線	+ 44 +148	+ 42 +138	+108
上突縁間版の重量によるもの (h)	上下 緑線	+ 10 - 10	+ 10 - 10	- 10
上部構造物重量によるもの (i)	上下 緑線	+ 19 - 23	+ 19 - 23	- 23
橋が完成したとき (g)+(h)+(i)=(j)	上下 緑線	+ 73 +115	+ 71 +105	+ 75
コンクリートの乾燥収縮、クリープ等によるもの (k)	上下 緑線	+ 12 - 60	+ 12 - 56	- 22
コンクリートの乾燥収縮、クリープ等の終たのち (j)+(k)=(l)	上下 緑線	+ 85 + 55	+ 83 + 49	+ 53
動荷重によるもの (m)	上下 緑線	+ 41 - 49	+ 41 - 49	- 49
動荷重作用時 (l)+(m)	上下 緑線	+126 + 6	+124 0	+ 4

※第1次プレストレッシングのPC鋼線引張応力度の第2次プレストレッシングによる減少量は 562 kg/cm^2 となる。すなわち、第1次プレストレスは $562/10 \cdot 600 \approx 5\%$ 減少する。

※※クリップ係数 $\varphi = 2.0$, 乾燥収縮度 $\epsilon_s = 15 \times 10^{-5} \cdot k$ $k = 1.0$ として計算する。PC鋼線のレラクセーションを 5% と考え、これを加算すると、 $\gamma = \frac{\sigma_p, e}{\sigma_p, t} = 0.82$ となる。

活荷重に対するひびわれ安全率は、コンクリートの曲げ引張強度を 50 kg/cm^2 とすると、つぎようになる。

$$FS \approx 2$$

破壊に対する安全率はつぎのようである。

$$FS = 2.26$$

斜引張応力度の計算も前記曲げ応力度の計算を実施した断面について実施された。これらの計算によると設計荷重をうけたとき $\sigma_1 < 9 \text{ kg/cm}^2$ であつて、許容応力度をこえることがない。

$1.75 \times (\text{静荷重} + \text{動荷重})$ に対して斜引張応力度の計算を実施すると、支点断面から 7.8 m の断面において $\sigma_1 = -18.9 \text{ kg/cm}^2$ となり、
 $-16 > \sigma_1 > -40$

であるから、腹鉄筋の計算を実施した。これによると、スターラップ $\phi 13 \text{ mm}$ を 59 cm 間隔に配置すればよいことが判つた。安全のためスターラップ $\phi 13 \text{ mm}$ を 40 cm 間隔に配置した。

(2) 以上のほかにねじりによるせん断応力度を計算した。

た。

このような厚肉断面についてせん断流理論を適用することの可否は問題があるが、一応薄肉断面に應用されるせん断流理論を用いた。

せん断流 q_1, q_2 はつぎの式で求められる (図-2.4)。

$$q_1 \left(\frac{l}{t_1} + \frac{h}{t_2} + \frac{l}{t_3} + \frac{h}{t_4} \right) - q_2 \frac{h}{t_1} = 2G \frac{d\theta}{dx} hl \dots\dots\dots (1)$$

$$q_2 \left(\frac{l}{t_1} + \frac{h}{t_2} + \frac{l}{t_3} + \frac{h}{t_4} \right) - 2q_1 \frac{h}{t_4} = 2G \frac{d\theta}{dx} hl \dots\dots\dots (2)$$

ねじりモーメント T はつぎの式で求められる。

$$\begin{aligned} T &= 2 \times 2 q_1 F_1 + 2 q_2 F_2 \\ &= 4 q_1 \cdot lh + 2 q_2 \cdot lh \dots\dots\dots (3) \end{aligned}$$

$$l = 2.0 \text{ m} \quad h = 0.95 \text{ m} \quad t_1 = 0.12 \text{ m} \quad t_2 = 0.25 \text{ m} \quad t_3 = 0.18 \text{ m} \quad t_4 = 0.20 \text{ m}$$

を用い、(1),(2) 両式から q_1, q_2 を求める。

すなわち、

$$39.76 q_1 - 4.8 q_2 = 3.84 G \frac{d\theta}{dx} \quad 40.72 q_2 - 9.6 q_1 = 3.84 G \frac{d\theta}{dx} \quad T = 4 q_1 \times 1.92 + 2 q_2 \times 1.92$$

以上を解いて、ねじり剛性 $K = 1.316 G$ が求まる。

$$q_1 = 0.0845 T \quad q_2 = 0.0916 T$$

ねじりによるせん断応力度は $\tau = \frac{q}{t}$ によつて求められる。ねじりモーメント T の最大値は荷重の偏心量を 1.75 m としたときであつて、

$$T = 40.8 \text{ t} \cdot \text{m}$$

となる。したがつて

$$q_1 = 3.45$$

$$q_2 = 3.75$$

となる。このせん断流によるせん断応力度を求めると、図-2.5 のようになる。

下縁現場打ち部分において最大せん断応力度を生ずるものである。荷重によるせん断応力度は 2.7 kg/cm^2 であるから、最悪で $3.37 + 2.7 = 6.07 \text{ kg/cm}^2$ となる。

橋軸方向の有効プレストレスは 36.2 kg/cm^2 であり、横方向には 1.52 m 間隔に $12 \phi 7 \text{ mm}$ のケーブルを用いてプレストレスングするから、これによる有効プレストレスは ($P_e = 40 \text{ t}$ として)、

$$\frac{40000}{152 \times 16} = 16.7 \text{ kg/cm}^2$$

となる。したがつて主引張応力度は

$$\sigma_1 = \frac{36.2 + 16.7}{2} \sqrt{\left(\frac{36.2 - 16.7}{2} \right)^2 + 0.07^2} = 15.0 \text{ kg/cm}^2$$

図-2.4

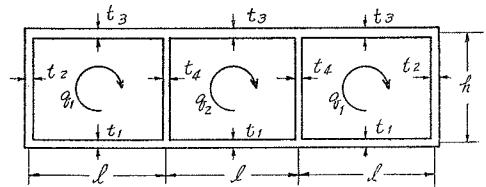
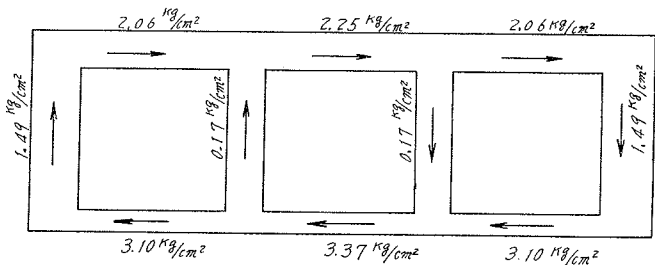


図-2.5



となり、常に圧縮応力度となつている。

(3) 下突縁現場打ちコンクリートとプレキャスト主桁との横方向プレストレスによる結合の安全度をつぎのようにして検討した。

図-2.6 に示すように橋軸方向の微小部分 dl に作用する水平せん断力 τ_f はハッチを付けた部分に作用する応力度の合力 C からつぎのようにして求められる。

$$\tau_f = \frac{1}{l} \frac{dC}{dl} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、

$$C = \int_{y'-t}^{y'} u \cdot \sigma_{cy} \cdot dy = \frac{Mu}{2I} [y'^2 - (y'-t)^2]$$

すなわち、

$$\tau_f = \frac{S}{I} \cdot \frac{u}{2t} [y'^2 - (y'-t)^2] \dots \dots \dots (5)$$

すなわち、 τ_f はせん断力に比例するものであるから、支点断面について考える。プレキャスト桁自重によるせん断力は τ_f には無関係であつて、自重以外の静荷重および動荷重による支点せん断力 $S=118.3 \text{ t}$ を用いて τ_f を計算する。

$$\tau_f = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

となる。横方向には $12 \phi 7 \text{ mm}$ のケーブルが 1.50 m ごとに配置されているので、 $P_e=40 \text{ t}$ とすると、プレキャスト桁と現場打ち下縁版との間に作用する有効プレストレスは、

$$\sigma_{c,e} = 16.7 \text{ kg/cm}^2$$

となる。橋軸方向の有効プレストレスは版において、

$$\sigma_{c,e} = 36.2 \text{ kg/cm}^2$$

であるから主引張応力度は、

$$\sigma_1 = \frac{16.7+36.2}{2} - \sqrt{\left(\frac{36.2-16.7}{2}\right)^2 + 7.1^2} = 15.1 \text{ kg/cm}^2$$

となり、常に圧縮応力度となる。

安全のため τ_f を 1.75 倍としても、 $\sigma_1=9.2 \text{ kg/cm}^2$ であつて十分安全である。

プレストレスをあたえるとき、すなわち第2次プレストレスの際に部材端付近においては、部材端から部材高 1.1 m に等しい水平距離の断面において計算上の応力度がえられるものとすれば、第2次プレストレスによる平均せん断力はつぎのようになる。

$$S_p = \frac{M_{p,t}}{1.1} = 252 \text{ t} \quad \text{ここに、} M_{p,t} = P_t \cdot e_p = 12 \times 49 \times 0.473 = 277 \text{ t} \cdot \text{m}$$

したがつて (5) 式を用いて、

$$\tau_f = 15.8 \text{ kg/cm}^2$$

となる。横方向のプレストレスは $P_t=49.0 \text{ t}$ を用いると、

$$\sigma_{c,t} = 20.1 \text{ kg/cm}^2$$

となる。したがつて主引張応力度は

$$\sigma_1 = \left(\frac{44+20.1}{2}\right) - \sqrt{\left(\frac{44-20.1}{2}\right)^2 + 15.8^2} = 2.6 \text{ kg/cm}^2$$

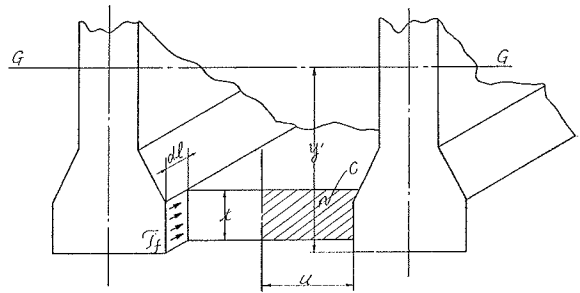
となり、十分安全である。更に安全のためプレキャスト桁の下突縁には $\phi 13 \text{ mm}$ の鉄筋を埋め込んでおき、これを現場打ち下突縁スラブ中に挿入するようにした。

(4) 橋軸に直角な方向におこる曲げモーメントおよびせん断力についてはつぎのような仮定のもとに求められ、これらによる応力度についての検討を実施した。

橋の横方向断面はこれを Virendel と考え、荷重に抵抗するものとする。この Virendel 桁に作用する曲げモーメントは上下両部材に軸方向応力度とせん断応力度とを生ずる。これらの応力度は横桁間（間隔 6.08 m ）において抵抗されるものと仮定する。

せん断応力度の計算にあつては、上下両部材の断面2次モーメントの相違が大であるので、すべて上縁フラ

図-2.6



ンジと腹部とによつてセン断力に抵抗できるものとした。

曲げモーメントは 図-2.7 に示すような载荷に対しに計算した。

$$i = 0.356$$

$$M = \frac{14t \times 1.356}{4} \times (3.0 + 1.0) - \frac{14t \times 1.356}{2}$$

$$\times 0.875 = 10.7t \cdot m$$

$$z = 1.10 - \frac{1}{2}(0.10 + 0.18) = 0.96m$$

上下両部材に作用する軸方向力は

$$\frac{M}{z} = 11.2t$$

となる。下突縁部は 1.22m 間隔に 40t でプレストレッシングされているから、横桁間で

$$\frac{6.08}{1.52} \times 40 = 160t$$

となり、下突縁は常に圧縮されている。

セン断力については 図-2.8 に示すような载荷状態を考えて求める。

自動車2台の合力の作用点の偏心量 $e = 0.75m$

ねじりモーメント $P = 28.5t \cdot m$

ねじりモーメントによる耳桁のセン断力 $= 0.0845 \times 28.5 = 2.41t$

中間桁のセン断力

$$= -0.0071 \times 28.5 = -0.20t$$

セン断力は 表-2.2 のようになる。

表-2.2 主桁セン断力表 (ton)

桁	1	2	3	4
曲げによるもの	9.5	9.5	9.5	9.5
ねじりによるもの	2.41	-0.20	+0.20	-2.41
自動車によるもの	-10.67	-14.27	-10.68	-2.37
計	+1.24	-4.97	-0.98	+4.72
両桁間のセン断力	+1.24	-3.73	-4.72	

自動車1台の場合を考えると、この最大偏心量は 2.125m となる。したがつてセン断力はつぎのようになる。

表-2.3 主桁セン断力表 (ton)

桁	1	2	3	4
曲げによるもの	4.75	4.75	4.75	4.75
ねじりによるもの	3.31	-0.28	+0.28	-3.31
自動車によるもの	-10.67	-8.33		
計	-2.61	-3.86	+5.03	+1.44
両桁間のセン断力	-2.61	-6.47	-1.44	

したがつて主桁 1, 2, の間が危険となる。

上突縁に作用するセン断力は 図-2.9 のようになる。

抵抗断面は上突縁幅 1.33m, 高さ 0.50m とする。

正の曲げモーメント $+M = 6.47 \times 0.30 = 1.94t \cdot m$

負の曲げモーメント $-M = 2.61 \times 0.30 = 0.783t \cdot m$

曲げ応力度は 正の曲げモーメント $\sigma_c' = +7.8 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_c = -18.0 \text{ kg/cm}^2$$

負の曲げモーメント $\sigma_c' = -3.1 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_c = +7.2 \text{ kg/cm}^2$$

プレストレスはつぎのようである。

図-2.7

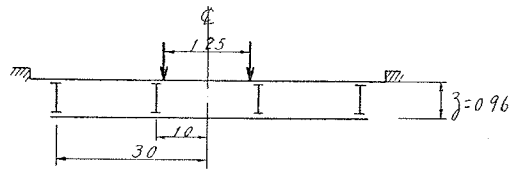


図-2.8

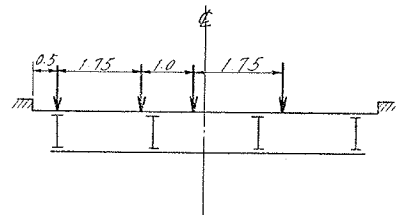
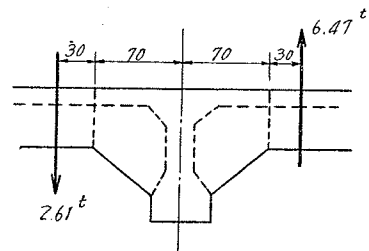


図-2.9



$$\begin{array}{l} \text{フランジ中} \\ \text{ウェブ中} \\ \hline \text{計} \end{array} \quad \begin{array}{l} \frac{1.33}{0.76} \times 21.2 \text{ t} = 37.1 \text{ t} \\ 40.0 \text{ t} \\ \hline 77.1 \text{ t} \end{array}$$

$$\text{平均プレストレス} \quad \sigma_{c,e} = \frac{77.1}{3.19} = 24.2 \text{ kg/cm}^2$$

したがつて正負いずれの曲げモーメントに対しても安全である。
 腹部については腹部に作用する曲げモーメントは

$$M = 0.783 + 1.94 = 2.72 \text{ t} \cdot \text{m}$$

となる。

このモーメントに抵抗する断面は横桁と主桁ダイヤフラムとの交点断面で幅 0.25 m、厚さ 1.4 m であるから
 曲げ応力度は

$$\pm \frac{6 \times 2.72}{10 \times 0.25 \times 1.4^2} = \pm 3.3 \text{ kg/cm}^2$$

となる。この曲げ引張応力度を打消すためのプレストレスは別はあたえないこととし、 $\phi 13 \text{ mm}$ の鉄筋 2 本を配置することとした。

3. 現場施工

3.1 工事の施工概要

本工事の施工は 2 設計、2.1 方針でのべた順序にしたがう。

(1) 桁の製作場：桁の製作場は着手に先だつて種々検討の結果次の二案に要約された。

(a) 製作場を取付道路上に作り、ケーブルにて架設する。

(b) 新橋梁に平行して、河中に約 5 m 高の足場を作り、この上で主桁のコンクリートを打設して、横取りを行う。

上記二案について検討の結果、(a) 案は、出水に対する不安はないが、桁製作場が相当に長くなり、民家の入口を防ぐほか、(b) 案に比較して工事期間が長くなることが判つた。

そこで図-3.2 のような (b) 案を採用したが、出水による支保工の流失を避けるため、流心部右岸側 2 径間を、6 月から着手して 9 月の出水期までに完成することを目標とし、2 径間ずつ平行して作業を進めた。

(2) 主桁製作台の載荷試験：主桁の製作台として、図-3.3 に示したものを作つた。製作台の支保工 1 本にかかる荷重は約 3 t である。部分的な支保工の沈下がおこると、強度的にも美觀的にも好ましくないので、支保工上に並べた底板の上にトロ線を敷き、この上に、ミキサの試験練を兼ねたコンクリート約 3.1 t の荷重を移動させて、各支保柱の沈下の有無を調査し表-3.1 の結果を得た。なお基礎杭打込地質は玉石交代砂礫である。

図-3.1 施工の順序

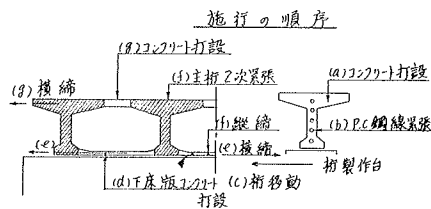


表-3.1 支保工柱の支持力

杭番号	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10
杭支持力 ton	井筒上	2.8	蛇籠上	14.0	3.7	3.3	5.6	3.7	4.2	井筒上
載荷中沈下 mm	-6	-1	-3	-2	-3	-3	-5	-6	-4	-8
載荷後沈下 mm	-2	-1	0	-1	+1	0	0	+1	+1	0

測定具：レベルおよび箱尺、杭支持力は Sander の公式より算出

載荷中沈下：測定せんとする支保柱上に荷重をおいて測定

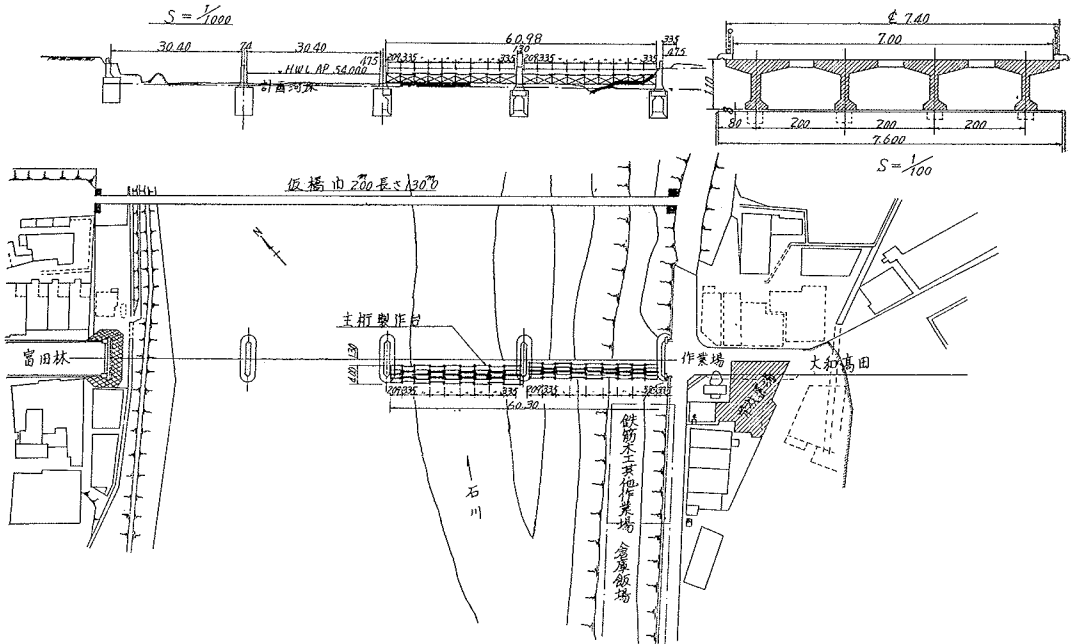
載荷後沈下：荷重を移動してからの測定

表-3.1 の測定値は第 4 径間下流側支保柱の一例であるが、杭支持力と載荷荷重による沈下量の間には、関連は認められない。これはほぞの部分等の接目が下るためで、荷重を除去した後の測定値は、載荷中の沈下が復元していることから考えて、載荷による効果はほとんどないが、載荷中の沈下 10 mm 以上のものについてはほぞを再加工した。

3.2 桁長の決定

プレストレッシングによつて、桁には軸方向の圧縮力が加わつて弾性変形をおこす。更に、時間的経過とともに

図-3.2 工事設備一般図



にコンクリートの乾燥収縮，クリープによる変形がおこる。従つて桁を製作するときあらかじめ短縮量だけ長く作つておく必要がある。F. Leonhardt は，変形量を次のように与えている。

プレストレスによる桁の弾性変形は，プレストレスによつて生ずる桁のそりによる長さの変形を省略すると，

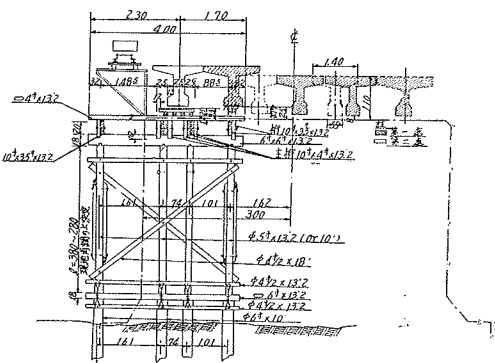
$$\Delta l_1 = \frac{P_t \cdot l}{E_c \cdot A_c}$$

一様な乾燥収縮によつて，

$$\Delta l_2 = \epsilon_s \cdot l$$

部材軸におけるコンクリートのクリープによるヒズミ

図-3.3 主桁製作台



P_f : 初張力

P_ϕ : コンクリートのクリープによる緊張力の減少量

ϕ : クリープ係数

ϵ_s : コンクリートの乾燥収縮

l : 桁の長さ

A_c : コンクリートの断面積

E_c : コンクリートの弾性係数

P C 鋼線の図心線が、ハリの図心線と一致しないときは、ハりにそりが生ずるが、その影響はあまり大きくなく、結局 $(0.7 \sim 0.9) \cdot \Delta l$ だけ余長を作つておけばよいとされている。

温度変化による支間の変化は、本橋の場合阪神地方の気温の変化は、年平均気温 15.1°C と架設時の気温の差から $d \cdot \Delta t \cdot l$ であり、これを累加して計算の結果 20 mm 長くすることにした。

3.3 使用材料

表-3.2 骨材の粗粒率

	F. M	含水量
砂	3.31	3.4%
砂利	7.02	1.7%

表-3.3 P C 鋼線成績表

直径 mm	抗張力 kg/mm ²	伸率 % 100 mm	屈曲 R=10 mm	降伏点 kg/mm ²	レラクセーション %
7.03	162.3	5.6	6.4	147	2.4

3.4 主桁の施工

(1) コンクリートの配合: 工期の都合上、打設後 3~4 日で P. C 鋼線の緊張作業に必要な強度、すなわち 350 kg/cm^2 を得られるように表-3.4 の示方配合を決めた。施工に際しては、そのときの状況から多少変更した。

表-3.4 コンクリートの示方配合

セメント	水	砂	砂利	w/c	G/S
470 kg	160 kg	470 kg	1 317 kg	0.36	2.8

(2) ミキシングプラント: ミキサーは表-3.5 のものを使用した。1 日のコンクリート打設最大量は、主桁耳桁の 19.7 m^3 であるので、12 切のミキサーで十分に余裕があつた。コンクリート材料の計量および混合は、同表のような簡易バッチャー プラントを使用した。水はオーバーフローパイプのついた容器で、1 バッチごとに計量し、その量は毎日骨材の含水量を測定して決定した。

表-3.5 ミキシングプラント

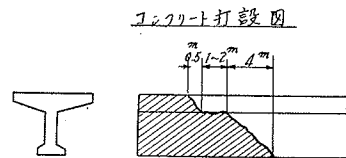
ミキサー			簡易バッチャー プラント		材料計量器		
容量	モーター	1回の混合量	容量	バケツエレベーター用モーター	セメント用桿	砂用桿	砂利用桿
12 切	15 HP	0.3 m ³	砂 2 m ³	砂利 4 m ³	250 kg	400 kg	700 kg

(3) コンクリートの打設: ナベトロ (0.15 m^3) で運んだコンクリートを受台にあげ、スコップで投入した。投入順序は、図-3.5 のようにし、突縁とウェブの首の付近にキレツを生じないようにした。

振動機は型ワク振動機 3 台、棒状振動機 2 台を並用した。型ワク振動機は、写真-3.1 のような、偏心して取付けられた円柱体によって振動を発生するもので 3 000 rpm 程度と思われるが、振幅が比較的大きく、コンクリートを型ワク内にゆすりこむのに効果的であつた。その間隔は、コンクリートの打設に従つて約 1.5 m ごとに移動した。棒状振動機は、ウェブおよび上突縁のみに使用し、シースにはふれないよう注意した。なおコンクリート打設に際して、にわか雨にそなえ 30 m 分のキャンバスを常備した。

(4) コンクリートの養生: コンクリート打設後、木ごとで表面を仕上げ、直ちにコンクリート表面に角材を渡して、ぬれた麻袋でおおつた。桁 1 本のコンクリート打設時間は、4~6 時間であるので、始めに打つた部分には時々撒水し、桁全部を打ち終つてから、周囲を開孔したシースを縦に通し、バアーチカルポンプ 2¹/₂ in 2 HP を用いて川から揚水し撒布した。養生時間は最小限度三昼夜を厳守した結果、収縮キレツの発生をみなか

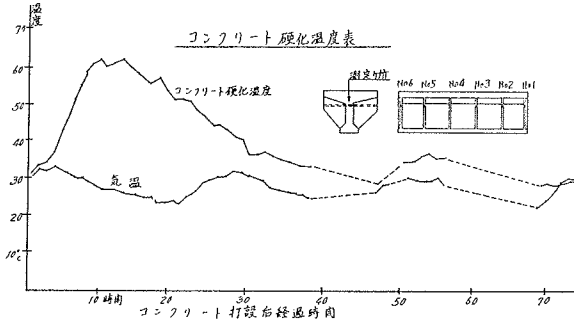
図-3.5 コンクリート打設図



つた。

(5) コンクリートの硬化温度：コンクリートの配合決定に当つては、セメント使用量をできるだけ少なくするようにつとめたが、単位セメント量が470 kg でしかも早強セメントであるので、硬化初期の発熱量は相当大きいことが予想されたので、No. 13 桁について測定した。各ダイヤフラムの横締め孔6箇所に、棒状寒暖計に針金をつけ、桁中央まで押し込んで測定した結果を図-3.6 に示す。

図-3.6 コンクリート硬化温度表



(6) 型ワク：図-3.7のような型ワクを製作した。約2.0mを1ブロックとし、これをボルトでつないで31.1mとした。ブロックとしたのは、型ワクの組立て、取りはずし、および運搬を便利にするためである。このような型ワクを、外桁、内桁とも一組と片側分を作り、2径間ずつ平行して作業を進めた。型ワク内面には耐久性をますためニカワを塗布し、さらに毎回軽油をぬつた。PC鋼線の緊張作業に先だつて、側型ワクは取り除かれているが、緊張作業が進んで桁にそりが現われ、底板がはづれるまで緊張力を受け持つを防ぐため、あらかじめ約20 cm 2箇所の底板を抜き落しておいた。またコンクリートのエンドブロックは作らず、フレッシュ雌コーンを、設計角度を正確に保つように加工した型板に、8番線で取付け、棲型ワクに緊結した。

(7) PC鋼線の組立て：

片側に型ワクを立てて仮止めした後、鉄筋を組立て、φ7 mm のPC鋼線にたいしφ45 mm の長さ95 cm のシースを、PC鋼線が入り易いように一方よりさし込み、その接手にはモルタルが入らないようにブラックテープを巻いた。鉄筋の組立てには、要所のみコンクリートブロックを使用し、鉄筋接手は結束線により入念に結束し、強力な振動によつてもシースの位置が移動しないように注意した。下床版横締め用シースは

写真-3.2 桁端のシース取付け状態

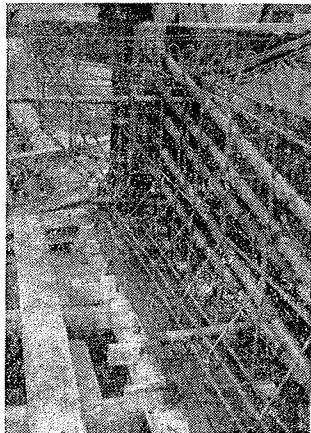


写真-3.1 パイプ レーター

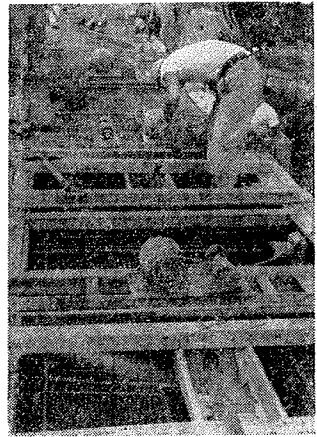


図-3.7 型ワク図

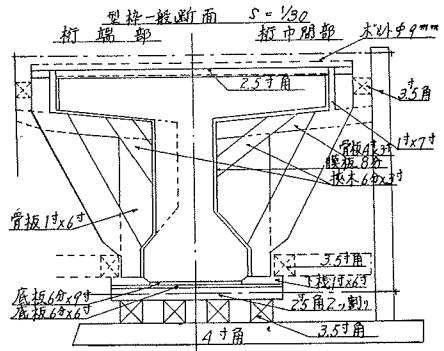
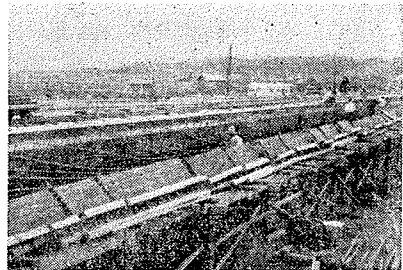


図-3.8 型ワク回転図



写真-3.3 シース組立

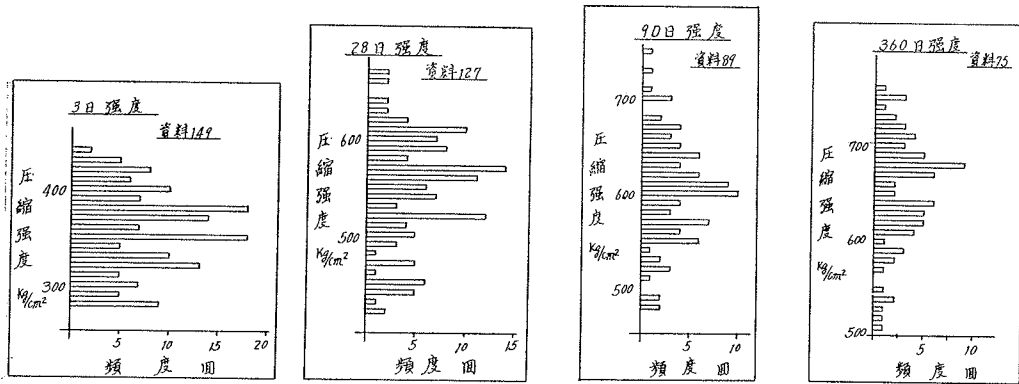


桁のコンクリート打設のさいに組立てておくのであるが、このシースは P C 鋼線を入れておかないので変形を避けるため木栓をさし込んでおいた。

3.5 コンクリートの試験

施工当初に供試体の採取は、桁 1 本について 20 個とし、3 日、28 日、90 日、360 日の圧縮強度を調査する方針をたてた。現場で使用したモールドは、径 10 cm 高 20 cm のもので、キャッピングののち水中養生したが、工事期間が夏季のため、標準養生の高温部にたいしては、冷水を注ぎ込んで調整した結果 図-3.9 の圧縮強度を得た。

図-3.9 コンクリート圧縮強度表



3.6 P C 鋼線緊張作業の予備測定

桁の P C 鋼線緊張作業に先だつて、使用ジャッキの器械損失、および設計に際して仮定した P C 鋼線とシースの摩擦係数の差異の有無を検討するのが目的である。この項はすべて昭和 30 年土木学会夏季講習会テキスト「鋼橋設計示方書とプレストレスト コンクリート指針」によつている。

(1) ジャッキの摩擦係数：2 個のジャッキを向い合わせ、桁にプレストレスを導入する。250~300 kg/cm^2 でジャッキおよび定着装置における摩擦損失を求めた結果は 3% である。

(2) シース内の摩擦係数の測定：設計当時、シースと P C 鋼線の摩擦係数 μ, λ を仮定しているが、実際にはシースの組立ての良否などで異なることが予想されるので、1 径間に 1 本ずつの割合で測定した。

その結果の平均値は、 $\mu=0.28, \lambda=0.0055$ である。

(3) 摩擦係数の実測値による P C 鋼線緊張力の算定：前項で求めた μ, λ を用いて、改めて P C 鋼線の緊張力を求めて使用したが、設計当時に用いた $\mu=0.28, \lambda=0.005$ による緊張力と差はない。

3.7 主桁の緊張作業

P C 鋼線の緊張は、長いケーブルより先に、かつ構造物になるべく対称な力が加わるようにするのが原則である。本工事において施工した順序を次に示す。

(1) 桁製作台でつくられたプレキャスト桁の自重に耐えるように、第 1 次緊張を行う：中桁ではケーブル番号、7, 6, 8, 5, 9, 耳桁では 9, 5, 6, 8, 10, 7 の順序で、桁両端にそれぞれジャッキをそえて両締めを行つた (図-2.3)。

(2) 下床版の横締め：両支点より順次中央部へ対称に進み、P C 鋼線は直線で、かつ長さが 7 m 程度であるから、摩擦損失が少ないため片締めをしている。

(3) 下床版の縦締め：桁の架設状況から片引となつたが、4 主桁の間にうたれた、3 つの版の両側より対称に締めている。

(4) 主桁の第 2 次緊張：3.12 を参照。

(5) 上床版の横締め： $\phi 5 \text{ mm}$ 鋼線 (この作業以外は全部 $\phi 7 \text{ mm}$) を片

写真-3.4 主桁第 1 次緊張作業



締めした。

主桁の緊張作業における緊張力の検討は、P C 鋼線の伸びを主とし、圧力計を従とした。すなわち、シース内の P C 鋼線のタルミを除くため、ジャッキに圧力計の示度で 50 kg/cm² の張力をかけて、P C 鋼線にマークをつけ、以後 100, 150, 200, 250, 300 kg/cm² の圧力示度のときの、両桁端からの伸びを 図-3.10 のようにプロットし、その線を延長して計算による規定の伸びを示すときの圧力計の示度を、図上から読みとつて、圧力計を作用し P C 鋼線を固定した。

図-3.10 P C 鋼線緊張図

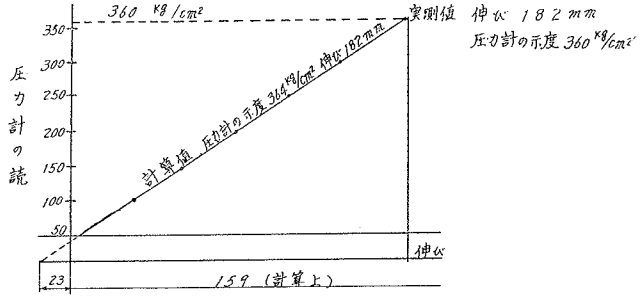
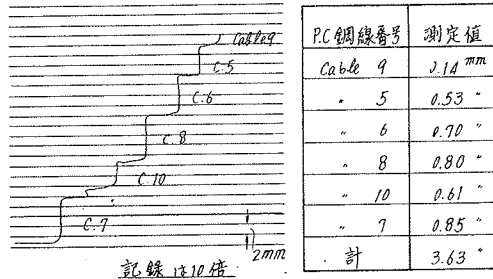


図-3.11 P C 鋼線緊張による桁の弾性変形

3.8 第1次緊張による桁の弾性変形

P C 鋼線の緊張によつて、プレストレスト コンクリート 桁は、重心に対して偏心した軸力が加わり弾性変形をおこす。桁長を直接スチール テープで測定したが、夏季のため温度変化がはなはだしく、よい結果は得られなかつた。よつて、第1径間に取付けたクリープ測定用の装置によつて、桁中央部付近 20.2 m について測定したのが 図-3.11 である。これに相応する計算値は、



$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{I} \cdot y \quad \Delta l = \frac{\sigma \cdot l}{E} \text{ より求められる。}$$

表-3.6 桁の弾性変形計算表

	P/A	Pey/I	σ	死荷重曲げによる減少	実際の垂直応力度
中央断面	48	110	158	-115	43 kg/cm ²
スパン中央から 4.2m	48	110	158	-101	57
" 7.4	48	104	152	-86	66
" 9.4	48	102	150	-66	84
" 11.2	47	85	132	-47	85

クリープ測定用鋼棒の取付け位置は、下突縁下端より 21 cm であり、その垂直応力度 σ は、表-3.6 のように計算される。この σ が、図-3.12 のように分布しているから、緊張による桁の弾性変形は、

$$\sigma \cdot l = 2(5880 + 15000 + 19840 + 21000) = 123440 \text{ kg/cm}$$

$$E = 3.5 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ とすると、}$$

$$\Delta l = \frac{\sigma \cdot l}{E} = 0.353 \text{ cm} = 3.53 \text{ mm}$$

となつて実測値とほぼ一致し、所定の緊張力が導入されたことが認められる。ここで P C 鋼線の緊張順序によつて、桁の縮みが一樣でないのは、緊張力導入当初は桁にはまだそりが現われず、型ワクが緊張力に抵抗しているためと思われる。このようなことから、緊張に先だつて、底板の一部を取り落すことの重要性がわかる。

3.9 グラウチング

グラウチングについては、国鉄信濃線第一大戸川橋梁についての報告を参考として、次のように決めた。

図-3.12 桁の弾性変形計算図

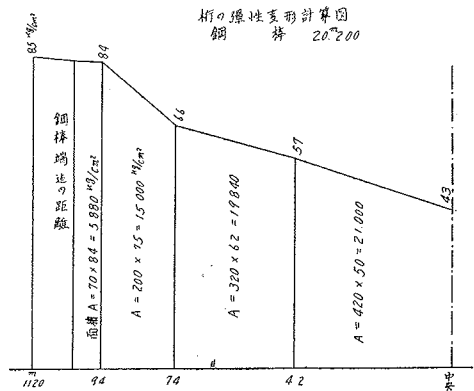


表-3.7 グラウチング配合表

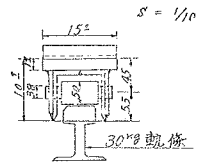
セメント	フライアッシュ	水	w/c	w/c+f
50 kg	17 kg	31.5 kg	63%	47%

3.10 桁の横移動

桁の移動は、架設場所にそつて桁製作場を作つたので、横移動のみですますことができました。

まず、桁を両支点で持ち上げるため、図-3.13のような器具を作り、写真-3.7のように、25 ton のジャーナル ジャッキ 4 台で桁を持ち上げ、橋脚上に敷いたレールに乗せてチェーンブロックで引張り簡単に移動し、固定端のシューを先におさめてから、ロッカーを動かして所定の位置におさめた。なお横移動にさいして写真-3.6 のように、桁の横振れによる転倒を避けるために上突縁につばりをしておいた。この部分はコンクリート打設の折に、鉄筋を追加して補強した。横移動の作業時間は、1~2 時間程度で、横振れを少なくするため、移動速度はなるべく遅くした。

図-3.13 横移動用器具



3.11 下床版コンクリートの製作

第1次緊張の完了した1径間当り主桁4本を、橋脚上の所定の位置におさめて、下床版コンクリート自重を、下床版断面をふくむ主桁断面で受け持つようにするため、スパンに一樣に支保工をたてるように設計されているが、出水期に渡るので、中央部に支柱を1箇所立てて、2径間連続バリとして死荷重合成の効果をねらつた。この際、桁の応力度については検討を加えた。下床版コンクリートを打つと、中央支柱には 11.2 ton の反力が作用し、ハリ、支柱、はぞに沈下および圧縮、弾性変形などが考えられるので、あらかじめ、予想量だけジャッキで上げ越した。またジャッキの支圧面には、鉄板をはさんで荷重の分布を良好にした。

写真-3.5 主桁移動用金具

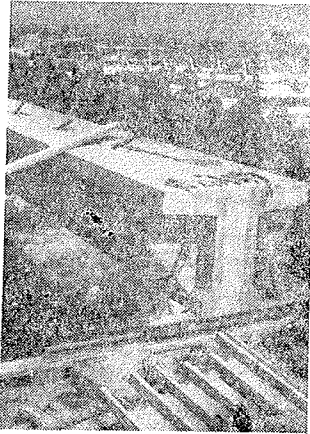


写真-3.6 主桁移動

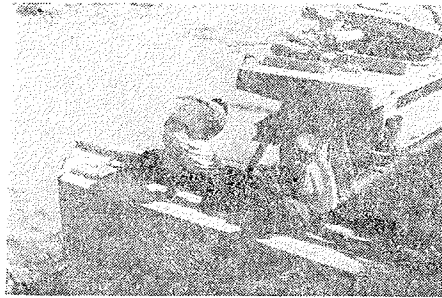


写真-3.7 主桁据付

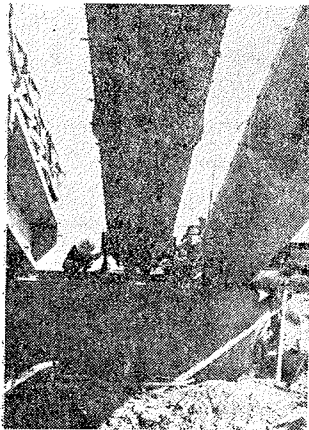


写真-3.8 下床版型ワケ配筋

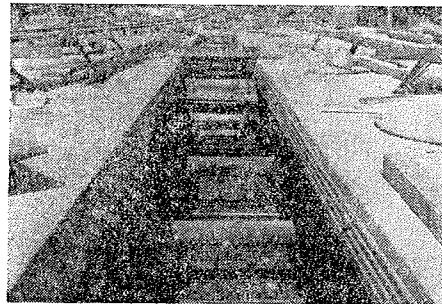
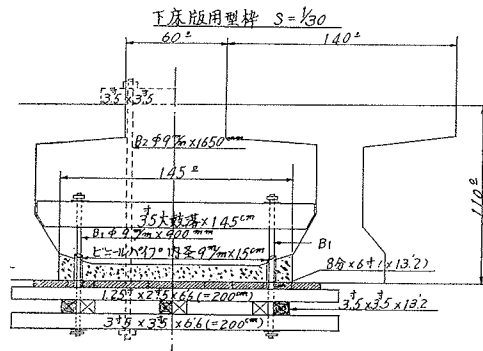


表-3.8 死荷重合成のための桁の上げ越しおよび沈下量

桁番号	上げ越し量 mm	コンクリート打設による沈下量	
第1 桁間	No. 1	7	8
	No. 2	15	17
	No. 3	11	13
	No. 4	7	11
第2 桁間	No. 5	6	7
	No. 6	12	9
	No. 7	6	7
	No. 8	4	4
第3 桁間	No. 9	10	18
	No. 10	9	8
	No. 11	16	14
	No. 12	6	7
第4 桁間	No. 13	6	3
	No. 14	15	8
	No. 15	12	7
	No. 16	6	7

図-3.14 下床版用吊型ワク



上げ越し量と、コンクリート打設による沈下量は表-3.8のとおりである。

下床版用の型ワクとしては、図-3.14のように主桁からの吊型ワクとした。コンクリート打設は、中央部の支柱によつて2径間連続バリの負の曲げモーメントを生ずるところを最後に、両端より1バッチずつ対称に中央に打ち進んだ。養生はコンクリート打設 5~6 時間後に水をはり、完全な水中養生を行つている。

3.12 主桁の第2次緊張

主桁の第2次緊張は 図-3.15 のような順序で行つた。ジャッキ2台で図の1と1'、2と2'………と同時に緊張し、ねじれ等を生じないようにした。

3.13 緊張作業による桁のそり

緊張作業によつて桁には負の曲げモーメントが生じ、桁はそり上る。

測定の結果表-3.9の値を得た。大体予想どおりである。

3.14 井筒の中埋コンクリート(プレバクト工法)の電気探査

電気探査(電気コアリング)の目的はコンクリートの強度の直接測定でなく、コンクリ

写真-3.9 上床版型ワク配筋



図-3.15

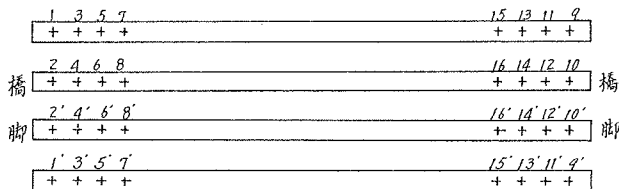
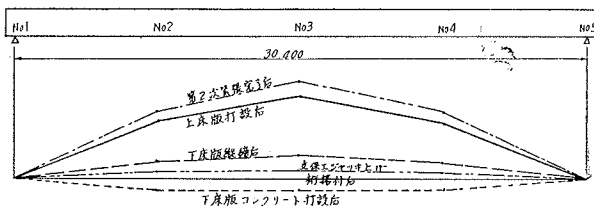


表-3.9 緊張作業による桁のそり

測点 / 作業内容	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	測定月日	備考
	そり	そり	そり	そり	そり		
桁据付後	0	0	0	0	0	31.11.2	
下床版型ワク組立	0	-3	-4	-4	0	11.6	
支保工ジャッキ上げ	0	+1	+2	+2	0	11.7	
下床版コンクリート打設後	0	-3	-3	-3	0	〃	
下床版型ワク取りはずし後	0	-5	-6	-5	0	11.10	支保工沈下
下床版縦締め	0	+4	+6	+4	0	〃	
主桁第2次緊張Cable 4	0	+9	+12	+10	0	〃	片側緊張後
〃	3	0	+12	+17	+13	0	〃
〃	2	0	+14	+20	+14	0	〃
〃	1	0	+15	+23	+16	0	〃
第2次緊張完	0	+18	+26	+18	0	11.11	
上床版コンクリート打設後	0	+15	+22	+15	0	〃	

備考 + そり、- タワミ、測定具 Level

表-a



ート中のセメントの含有量と電気比抵抗の比例関係を利用して、コンクリートの電気比抵抗の測定によりコンクリートの均一性を確かめるためのものである。測定方法は図—3.16 に示すように井筒内に打設された中埋コンクリートにボーリングを行い、その中に一定の間隔を保つて電流電極と電位電極を入れ電流を流して電流計と電位計により電流および電圧を測定する。

電流： A アンペア，電圧： V ボルト とすると

$$V = AR \quad R = \frac{V}{A}$$

によつて R が求まる。これを見かけの比抵抗という。測定電極付近の比抵抗を ρ で表わすと、この ρ の値と R の値の間には次の関係がある。

$$\rho = 4\pi a R = 4\pi a \frac{V}{A}$$

従つてある一定の電極間隔 a により V, A を測定することにより ρ の値を求めることができる。

以上のようにして求められた ρ の値は、 C 電極を中心とする半径 a であるような球状の物質の平均比抵抗を示すものと近似的にいうことができる。 ρ の測定結果は 図—3.17 に示す通りである。金剛大橋は各井筒について注入の最も困難と思われるところを一本ずつ測定したが比抵抗がほぼ一様に分布し、プレパクト コンクリートがほぼ均等に打設されていることが判明した。

参考として大阪府管内 U 橋で行われた測定結果を示す。これは悪い例であつて、図—3.17 に示すように—6.20m までは均等にコンクリートが打設されているが、それより下のコンクリートは均等質でない。すなわち投入した砂利の間ゲキにモルタルが十分に透入していないことを示している。

4. ポリエステル模型桁の実験

4.1 供試体

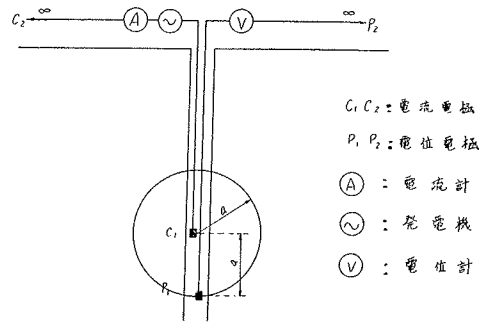
供試体は全長 50 cm² で断面寸法は 図—4.1 に示すようなものであつて、全剛大橋の約 1/60 の模型としたものである。

供試体はポリエステル樹脂を用い、板から切取つたものをポリエステル樹脂を用いて接着形成した。供試体 I は横桁の全くないもの、供試体 II, III は 9 cm 間隔に横桁を配置したものである。供試体 II および III の相違点は横桁の形状が異なるだけである。すなわち、供試体 II では横桁の下部を切取つたものであり、供試体 III では一枚の横桁である。

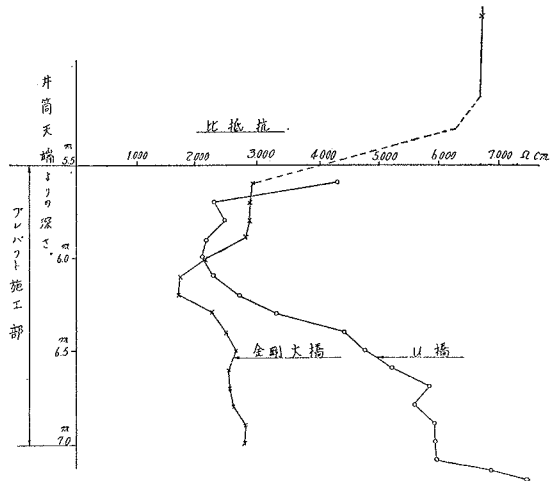
4.2 試験方法

支間を 45 cm とし、両支点には鋼棒 ローラーを用いた。荷重の載荷は常にスパン中央とし、この荷重点を種々偏心させた。荷重は 2500 kg とし重錘

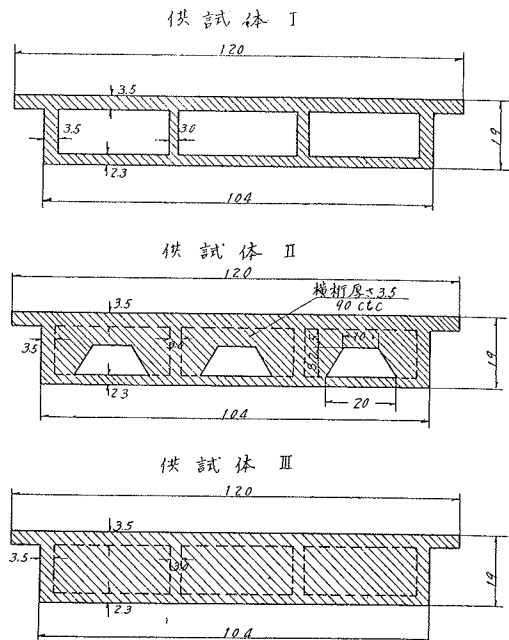
図—3.16 電気探査測定方法



図—3.17 測定結果



図—4.1

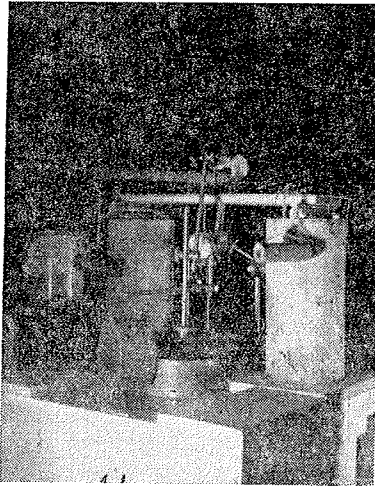


を用いた。各主桁下部のタワミを 1/100 mm 読みのダイヤルゲージを用いて測定した(写真—4.1)。

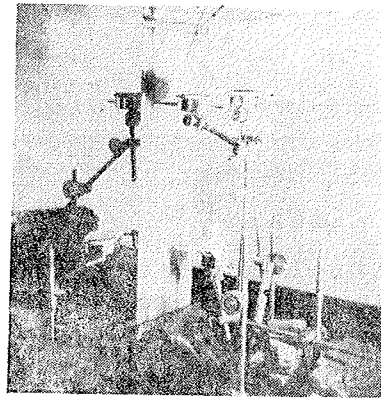
桁のねじり試験は写真—4.2に示すように桁下端を固定し、上端にねじりモーメントをあたえ桁の両端移動を 1/100 mm ダイヤルゲージを用いて測定した。

あたえたねじりモーメントは $T=34.5 \text{ kg/cm}$ である。

写真—4.1 タワミ試験



写真—4.2 ねじり試験



4.3 ポリエステル樹脂の弾性係数

ポリエステル樹脂の弾性係数を測定するため、片持バリとして、先端に載荷したときのタワミを測定した。ポリエステル樹脂はクリープを生ずるものであるが約 10 分以後にはほとんど一定のタワミを示すようになる。このときのタワミからヤング係数 E を求めると平均値はつぎのようになる。

$$E = 24\,000 \text{ kg/cm}^2$$

ねじりの弾性係数 G を測定するため、幅 12 cm 厚さ 0.3 cm の板に $P=1.1 \text{ kg/cm}$ のモーメントをあたえたときの回転角の変化を測定し、これから G を計算した。その結果はつぎのようであった。

$$G = 10\,200 \text{ kg/cm}^2$$

4.4 桁の載荷試験結果

タワミの測定は載荷後 10 分を経過したとき実施した。その結果はつぎのようである。

表—4.1 桁のタワミ

供試体 I						供試体 II					
荷重偏心量 (mm)	主桁のタワミ 10^2 mm				K ※	荷重偏心量 (mm)	主桁のタワミ 10^2 mm				K
	①	②	③	④			①	②	③	④	
+50.2	57.0	49.2	43.4	37.9	1.22	+50.2	51.7	46.5	41.2	36.8	1.18
+33.5	52.0	47.5	42.9	39.0	1.15	+33.5	49.5	45.5	42.1	39.2	1.13
+16.8	49.0	47.3	44.5	42.5	1.07	+16.8	47.0	45.3	42.9	41.5	1.06
0	45.8	43.7	46.5	46.3	1.00	0	44.0	43.7	43.7	44.0	1.00
-16.8	42.5	44.2	43.2	49.7	1.08	-16.8	40.2	42.2	44.6	46.8	1.07
-33.5	41.0	44.3	49.2	53.5	1.14	-33.5	39.0	42.2	45.0	45.3	1.11
-50.2	35.3	42.5	49.5	56.3	1.23	-50.2	36.1	40.5	45.3	50.8	1.18

※ K=最大タワミと平均タワミとの比

供試体 III

荷重偏心量 (mm)	主桁のタワミ 10^2 mm				K
	①	②	③	④	
+50.2	50.7	46.0	40.7	35.7	1.17
+33.5	47.3	44.0	41.2	36.5	1.12
+16.8	44.3	43.4	41.8	40.3	1.02
0	41.8	42.5	42.4	42.0	1.00
-16.8	38.6	43.0	42.0	43.7	1.06
-33.5	38.6	40.7	42.7	46.4	1.11
-50.2	35.1	39.8	45.7	50.0	1.17

最大タワミと平均タワミとの比 K と荷重の偏心量との関係を示すと図—4.2のように完全に直線関係にあることが判かる。

ねじり試験から固定端からの距離と回転角との関係を図示すると図—4.3のようになる。

したがって単位ねじりモーメント当りの回転角の変化を求めるとつぎのようになる。

図-4.2

荷重偏心量 e と端桁に対する K

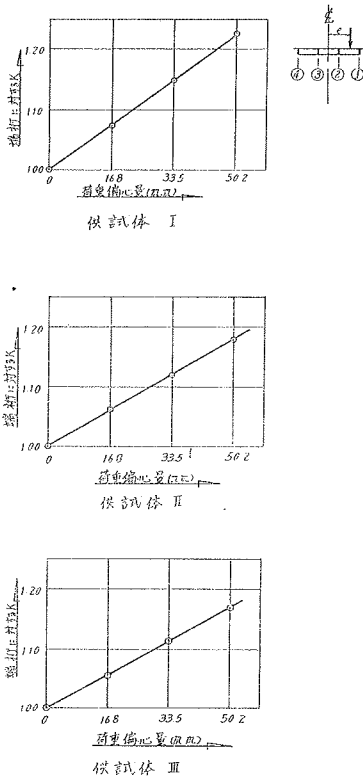
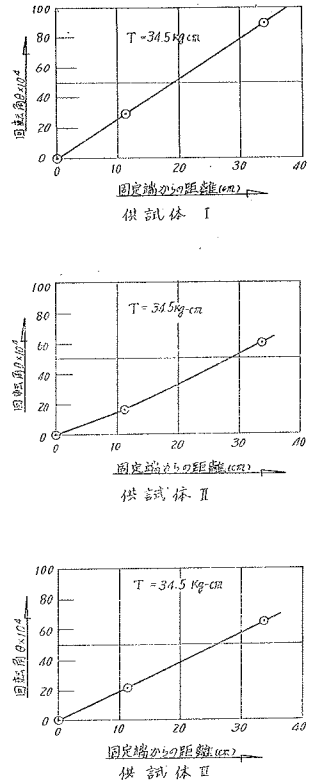


図-4.3

回転角と固定端からの距離



$$\text{供試体 I} \dots \dots \frac{d\theta}{dx} = 7.78 \times 10^{-6}$$

$$\text{供試体 II} \dots \dots \frac{d\theta}{dx} = 5.61 \times 10^{-6}$$

$$\text{供試体 III} \dots \dots \frac{d\theta}{dx} = 5.79 \times 10^{-6}$$

これによると横桁を配置してある場合にはねじり剛性が増加していることが明らかである。

4.5 試験結果についての検討

箱形断面としてのねじり剛性 K はつぎのようにあたえられる (図-4.4)。

$$K = 4 \frac{2c_{22}F_1^2 + 4c_{12}F_1F_2 + c_{11}F_2^2}{c_{11}c_{22} - 2c_{12}^2}$$

ここに、

$$c_{11} = \int_1 \frac{ds}{t}$$

$$c_{12} = \int_{12} \frac{ds}{t}$$

$$c_{22} = \int_2 \frac{ds}{t}$$

$$2F_1 = \tilde{q}_1 c_{11} - \tilde{q}_2 c_{12}$$

$$2F_2 = \tilde{q}_2 c_{22} - 2\tilde{q}_1 c_{12}$$

F_1, F_2 は区間 1, 2 をつむ面積である。

$$\tilde{q}_1 = \frac{q_1}{\frac{d\theta}{dx} G}$$

$$\tilde{q}_2 = \frac{q_2}{\frac{d\theta}{dx} G}$$

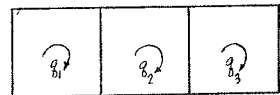
q_1, q_2 : セン断流

この箱形断面桁供試体についての計算結果はつぎようになる。

$$q_1 = 0.384 G \frac{d\theta}{dx}$$

$$q_2 = 0.427 G \frac{d\theta}{dx}$$

図-4.4



$$P=12.88 G \frac{d\theta}{dx}$$

ポリエステル樹脂についての試験によると $G=10\,200\text{ kg/cm}^2$ であるから、 $P=1\text{ kg/cm}$ に対して、

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{P}{12.88 G} = \frac{1}{12.88 \times 10\,200} = 7.7 \times 10^{-6}$$

となる。これは供試体Ⅰについてのねじり試験から求めたものとよく一致している。供試体Ⅱ、Ⅲについては横桁の存在によつてねじり剛性が増加したため、測定された $d\theta/dx$ は上記計算結果よりも小さい。この横桁の影響を考慮したねじり剛性を求めることは非常に複雑であるから、ここでは述べないことにする。

本試験の目的は金剛大橋の設計にあつて荷重の偏心によるねじりモーメントは箱形断面としてのねじり抵抗によつて抵抗されるものと仮定したもので、これが正しいかどうかを検討することにする。すなわち、桁は荷重によつて一様にタワミをおこし、荷重の偏心によるねじりモーメントによつて回転をおこすものとする。

例えば最悪の偏心荷重の場合として、端桁に荷重されたとき ($e=+5.02\text{ cm}$) を考えると、これによるねじりモーメントは

$$T=2.5 \times 5.02 = 12.5\text{ kg/cm}$$

となる。これによるスパン中央の回転角 θ は、各供試体のねじり試験から求めた $d\theta/dx$ を用いて計算するとつぎのようになる。

$$\text{供試体Ⅰ} \quad \frac{d\theta}{dx} = 7.78 \times 10^{-6} \quad \theta = 12.5 \times 7.78 \times 10^{-6} \times 22.5 = 0.219 \times 10^{-2}$$

$$\text{供試体Ⅱ} \quad \frac{d\theta}{dx} = 5.61 \times 10^{-6} \quad \theta = 12.5 \times 5.61 \times 10^{-6} \times 22.5 = 0.158 \times 10^{-2}$$

$$\text{供試体Ⅲ} \quad \frac{d\theta}{dx} = 5.79 \times 10^{-6} \quad \theta = 12.5 \times 5.79 \times 10^{-6} \times 22.5 = 0.163 \times 10^{-2}$$

以上のようなスパン中央断面における回転角によつて、断面が剛体的に回転するものとするれば、主桁①と④との相対的変位はつぎのようになる。

$$\text{供試体Ⅰ} \quad \delta_{①} - \delta_{④} = 0.219 \times 10^{-2} \times 100 = 21.9 \times 10^{-2}\text{ mm}$$

$$\text{測定結果} \quad 57.0 - 37.9 = 19.1 \times 10^{-2}\text{ mm} \\ 56.3 - 35.3 = 21.0 \times 10^{-2}\text{ mm} \quad \text{平均 } 20.1 \times 10^{-2}\text{ mm}$$

$$\text{供試体Ⅱ} \quad \delta_{①} - \delta_{④} = 0.158 \times 10^{-2} \times 100 = 15.8 \times 10^{-2}\text{ mm}$$

$$\text{測定結果} \quad 14.9 \times 10^{-2}, 14.7 \times 10^{-2}, \text{平均 } 14.8 \times 10^{-2}\text{ mm}$$

$$\text{供試体Ⅲ} \quad \delta_{①} - \delta_{④} = 0.163 \times 10^{-2} \times 100 = 16.3 \times 10^{-2}\text{ mm}$$

$$\text{測定結果} \quad 15.0 \times 10^{-2}, 13.9 \times 10^{-2}\text{ mm}, \text{平均 } 14.5 \times 10^{-2}\text{ mm}$$

以上の結果によると、計算値と測定値との差は測定値に対して最大 10% 程度である。以上は最大偏心荷重の場合について検討したが、最大タワミと平均タワミとの比 K を、箱形断面のねじりによる回転によつて生ずるものと仮定するとつぎのようになる。

$$K = 1 + \theta b \frac{1}{\delta_{\text{mean}}}$$

ここに、

δ_{mean} : 平均タワミ

θ : ねじりモーメントによるスパン中央断面の回転角

b : 断面中央から最大タワミを生ずる端桁までの距離 = 50 mm

平均タワミ δ_{mean} は $I=43\,400^4$, $E=24\,000\text{ kg/cm}^2$ を用いて、荷重 2.5 kg に対してつぎのようになる。

$$\delta_{\text{mean}} = \frac{Pl^3}{88EI} = \frac{2.5 \times 45^3}{48 \times 24\,000 \times 43\,400 \times 10^{-4}} = 45.8 \times 10^{-2}\text{ mm}$$

計算による $d\theta/dx$ は

$$\frac{d\theta}{dx} = 7.7 \times 10^{-6}$$

となる。したがつて 2.5 kg の荷重が偏心量 e で作用したときのスパン中央の回転角は

$$\theta = 7.7 \times 10^{-6} \times 22.5 \times 2.5 e = 433 e \times 10^{-6} = 0.0433 e \times 10^{-2}$$

したがつて

$$K = 1 + \frac{0.0433 e \times 10^{-2}}{45.8 \times 10^{-2}} \times 50 = 1 + 0.0473 e$$

図—4.2 から測定された K はつぎのようである。

供試体Ⅰ $K = 1 + 0.0448 e$

供試体Ⅱ $K = 1 + 0.0361 e$

供試体Ⅲ $K = 1 + 0.0340 e$

供試体Ⅰの場合を除いて計算値は一般に過大の値をあたえている。これは横桁がねじり抵抗を増加させる影響を無視した結果と考えられる。

4.6 金剛大橋設計上の仮定に対する考察

以上のようなごく単純な試験であり、また測定精度も悪いものであつたが、この試験結果から金剛大橋設計の当初に仮定したものが設計の目的の範囲内において十分正しいものと考えられる。すなわち、動荷重曲げモーメントによる曲げ応力度の計算にあつては、箱形断面の断面2次モーメントおよび断面係数を用いて L 荷重を橋の全幅に載荷した場合の曲げモーメントを用いてよい。荷重の偏心によるねじりモーメントは箱形断面のねじりによつて抵抗できる。横桁のねじりに対する抵抗を考慮に入れることは非常に困難ではあるが、これの配置はいちじるしく有効であるので本供試体Ⅱと同様な形の横桁を実際にも使用する。ねじり剛性の計算にはこの横桁の剛性は無視するが、これは常に安全側の誤差をあたえる。

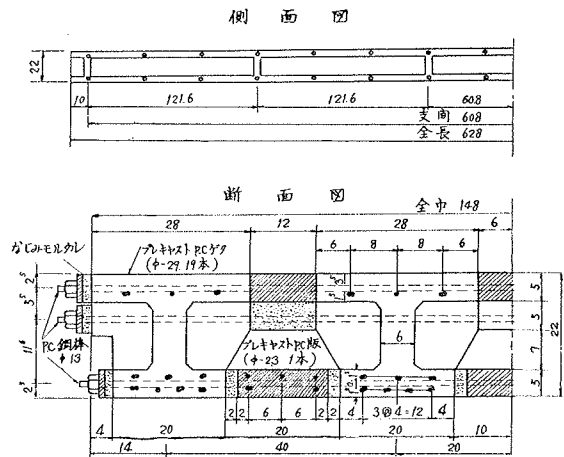
5. プレストレスト コンクリート箱形模型桁の実験

5.1 実験の目的

このプレストレスト コンクリート模型桁についての載荷実験の目的は、箱桁橋は設計計算において仮定されたとおりの挙動を示し、箱桁橋としての機能を十分発揮するか否かの検証および破壊時の桁の挙動の解明の2点が主たるものである。

図—5.1 実験桁の断面寸法

前者の仮定については、箱桁断面はその剛性が非常に大きいとし、各桁に対する荷重の分配は均等であると考え、橋軸方向の曲げ応力度の計算の場合には、活荷重の偏心を考慮していない。また荷重の偏心によつておこるねじりモーメントは箱桁断面に生ずるねじりせん断力によつて抵抗されると考えている。これらの設計上の仮定の妥当性を実験的に確認するということが最も重要な点である。また実橋におけるような施工方法で順次に箱桁断面を合成するとき、各部材の継目が弱点になることなく十分に上記の仮定どおり箱桁としての機能を発揮することができるかどうかの検証も必要である。また後者の問題としては偏心的な載荷によつて桁を破壊させるとき、桁はどのような様相を呈するかを知ることも非常に關心すべき点と考えられるのである。



5.2 実験桁

(1) 断面寸法：実験桁の断面寸法は図—5.1に示すとおりである。これらの各寸法は大体実橋の1/5となるように選ばれている。

(2) 使用した材料：コンクリート供試体（ $\phi 10 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ ）による圧縮強度を表—5.1に示す。また載荷試験当時における主桁コンクリート供試体の弾性係数の値は約 $3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であつた。

表—5.1 圧縮強度（日， kg/cm^2 ）

	主 桁		下突縁連結板		上突縁連結板		モルタル	
	材 令	圧縮強度	材 令	圧縮強度	材 令	圧縮強度	材 令	圧縮強度
P C 鋼線 解放時	7	354	8	413	3	347	3	262
鋼棒 緊張時					28	541	28	546
28 日								
載 荷 試 験 時	32	559	29		8		8	

次に使用した P C 鋼線および P C 鋼棒の性質および緊張力は表—5.2のとおりである。

(3) 製作: 実験桁の製作に際しては実橋における類似な施工順序で箱形に合成した。まずI断面の主桁と下突縁連結板をプレテンション方式により別々に製作し、次にこれらをモルタルによりつなぎ、上突縁連結板のコンクリートを打設して後に、上・下突縁をPC鋼棒により横方向にプレストレスングして箱形断面を得た。このようにして製作した実験桁の1/2断面の上・下縁における死荷重応力を考慮に入れた計算上の応力状態は、それぞれ表-5.3に示すとおりである。

5.3 実験方法

(1) 載荷: 荷重はいずれも集中一点荷重でその橋軸方向載荷位置は1/2断面上とし、荷重の大きさおよび橋幅方向位置は表-5.4に示すとおりである。

表-5.4 荷重の大きさと位置

	荷重の大きさ	荷重の位置
Test A	4.5t まで 0.5t 刻みに載荷(2回実施)	
Test B	"	
Test C	"	
Test D ₁	"	
D ₂	7.0t まで載荷, 5.0t 以上にのびふれの発生を注意しながら徐々に載荷	"
D ₃	破壊するまで載荷	"

表-5.2 PC鋼線および鋼棒の性質の緊張力

	PC 鋼線	PC 鋼棒
径	2.9 mm (神鋼鋼線鋼索KK)	14.4mm (神戸製鋼製)
抗張力	200 kg/mm ²	103 kg/mm ²
降伏点強度		* 96.3 kg/mm ²
伸び		4%
施工張力	140 kg/mm ²	30.7 kg/mm ²
有効張力	119 kg/mm ²	

* 0.7% 伸びに対する値

表-5.3 1/2断面の応力状態

		橋軸方向	橋軸に直角方向
上縁	主桁	27 kg/cm ²	
	上突縁連結板	6 "	25 kg/cm ²
下縁	主桁	75 "	
	下突縁連結板	75 "	25 "

写真-5.1 Test D₁ 実施中の状況

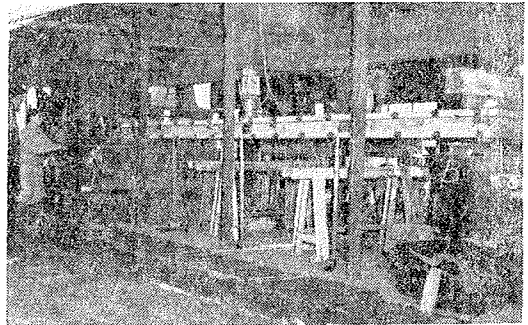
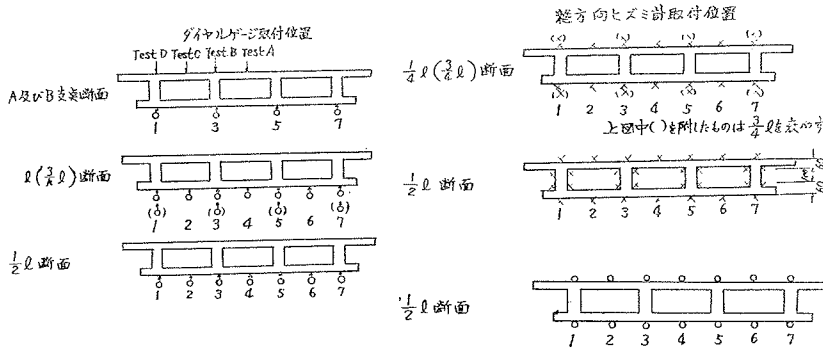


図-5.2 測定位置



(2) 測定: 載荷に際しては図-5.2に示す各位置において、タワミおよびヒズミを測定した。なお1/2断面上縁の荷重の載る位置におけるヒズミ計は、正確には1/2断面より10cmずれた位置に取付けられた。タワミは1/100mmのダイヤルゲージにより、ヒズミはいずれも電気抵抗線ヒズミ計により測定した。なお、各断面内におけるそれぞれの位置を端の桁の位置から順次に図-5.2に示したような番号で表わすことにする。写真-5.1はTest D₁実施中の状況を示している。

5.4 測定結果およびその考察

(A) Test A, B, C, D₁

(1) タワミ: 4.5t 載荷したとき1/2断面内において測定したタワミは図-5.3に示すとおりである。橋幅中央に載荷したTest Aについては断面内の平均のタワミに対する各タワミの割合は98~101%であり、各位置におけるタワミの値がほとんど等しいということを示している。次にTest B, C, D, D₁と荷重の偏心が増すに

従い断面内の各タワミの平均に対する割合は 97~103%、95~106%、93~109% とその範囲を大きく示すようになる。各 Test における平均のタワミを比較すれば $l/4$ および $3l/4$ 断面では 3.88~4.21 mm、 $l/2$ 断面では 5.86~6.08 mm であり、各 Test における平均のタワミは大体一致しているといふことができる。また、 $E_c=3.5 \times 10^5$ kg/cm²（これは l 断面主桁のコンクリートから採取した供試体の載荷試験当日において測定した弾性係数である。下突縁連結版、上突縁連結版などはいずれも材令が異なっており厳密には、弾性係数はそれぞれ違った値であるが、その差は小さいと考えられるので全断面のコンクリートは同じ弾性係数 3.5×10^5 kg/cm² であるとする）を採用してタワミを計算してみると、 $y_{l/2}=5.45$ mm、 $y_{l/4}=3.75$ mm である。計算値は実測した平均タワミより少し小さい値を示している。図-5.3 よりわかるように各断面内における横方向のタワミの分布はほとんど直線的に経過しており荷重の偏心がなければ水平で、偏心が大きくなるほど傾斜が増し断面全体がねじれているだけであるといふことがわかる。これは箱形断面では剛性が非常に大きいということを示している。

(2) 橋軸方向のヒズミ： $l/2$ および $l/4$ の各断面上・下縁の各位置において測定した橋軸方向のヒズミ (ϵ_x) を各載荷状態について示したものが図-5.4 である。

図-5.4 からわかるように $l/2$ 断面上縁ではウェブとウェブの間に荷重が作用したとき (Test A, B) には、その荷重の作用位置において局部的に急激に大きなヒズミが生ずる。これに対しウェブの上に荷重が載つたとき (Test B, D₁) には、荷重の作用する位置の付近においてわずかに大きい目のヒズミを示すのみで各位置におけるヒズミに急激な変化は見られない。一方 $l/2$ 断面下縁および $l/4$ 断面上・下縁では各 Test の場合とも断面内におけるヒズミの分布に急激な局部的変化は見られない。要するに Test A, C の場合の局部的なヒズミの影響を除けばヒズミ分布は上縁・下縁とも、橋幅中央載荷においては大体水平となり、偏心載荷の場合には偏心量に応じて断面全体が傾斜してゆく。この事実はタワミの結果と同じ傾向を示している。最も偏心量の多い Test D₁ の場合で平均ヒズミに対する各ヒズミの割合は 80~136% 程度である。

次に各 Test について各断面の平均ヒズミを比較すると ($l/2$ 断面上縁を除く) $l/2$ 断面下縁では、 $-181 \sim -186 \times 10^{-6}$ $l/4$ 断面上縁では $89 \sim 94 \times 10^{-6}$ 、下縁ではいずれも -92×10^{-6} であり、平均のヒズミは各 Test の場合とも極めてよく一致しているといふことができる。

また上述したように Test A, C でウェブとウェブとの間に載荷したときにその載荷位置では他と比べ急激に大きなヒズミを生ずるのは、断面全体としての曲げヒズミのほかにスラブとして曲げヒズミが加算されたためであるといふことは容易に想像されるところであり、これについては

図-5.3 $l/2$ 断面内におけるタワミ

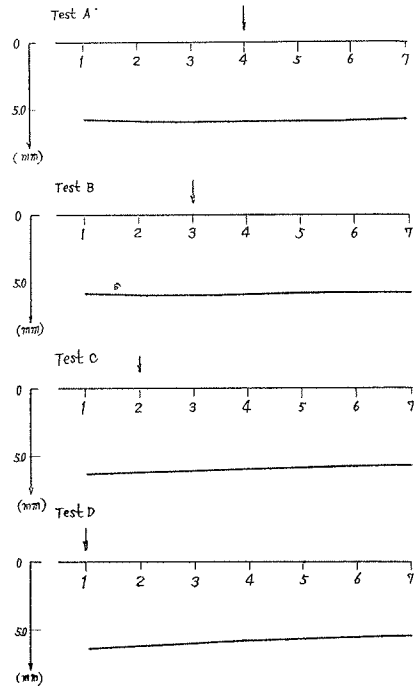
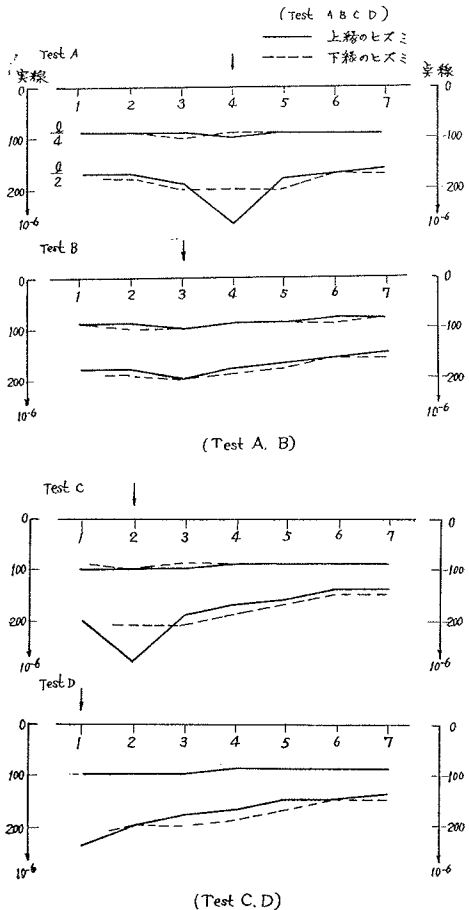


図-5.4 断面内の橋軸方向のヒズミ (ϵ_x) の分布



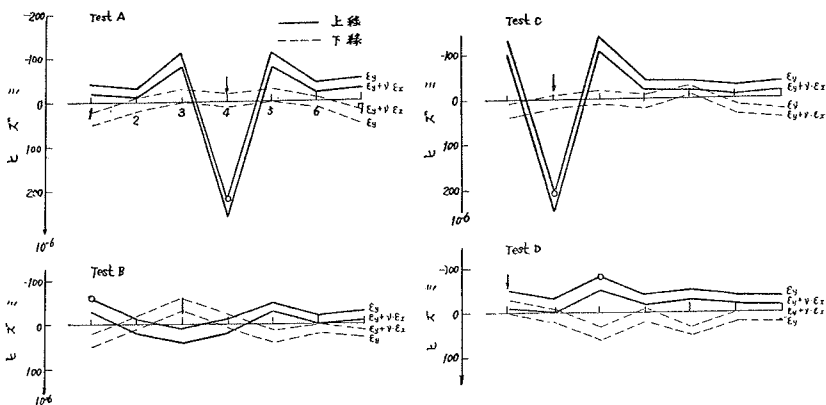
後で述べる。このような急激なヒズミ増加の場合を除けば、それぞれの Test において上・下縁のヒズミの値は大体一致している。4.5 t 载荷の設計計算上の応力は、各 Test の場合とも 67 kg/cm^2 ($l/2$ 断面上縁), -70 kg/cm^2 ($l/2$ 断面下縁), 33 kg/cm^2 ($l/4$ 断面上縁), -35 kg/cm^2 ($l/4$ 断面下縁) であり、それぞれの断面の各位置において同一の値となる。各 Test ごとの実測した平均ヒズミから得た平均応力は、 $-63 \sim -65 \text{ kg/cm}^2$ ($l/2$ 断面下縁), $31 \sim 33 \text{ kg/cm}^2$ ($l/2$ 断面上縁), -32 kg/cm^2 ($l/4$ 断面下縁) で計算値よりやや小さいが大体一致している。

(3) 横方向のヒズミ: $P=4.5 \text{ t}$ 载荷のとき図-5.2 に示したような $l/2$ 断面上・下縁において測定した橋軸に直角方向のヒズミ (ϵ_y) は図-5.5 に示すとおりである。ウェブとウェブの間のスラブに荷重が作用する Test A, C の場合には、上縁では荷重の載荷点において急激に大きな圧縮ヒズミを示し、両隣のウェブの位置において急激に大きな引張ヒズミを生じており、他の位置ではヒズミは小さい。これに対し下縁では、上縁におけるように載荷点付近において急激なヒズミの変化は見られない。一方ウェブの上に荷重の作用する Test B, D の場合には上・下縁ともヒズミは小さい。このように Test A, C の上縁においてのみいちじるしい相違があるという事実は、橋軸方向のヒズミの所で述べたように、箱形断面の横方向の曲げヒズミの他に、さらにスラブとしての曲げヒズミが加算されているためである。ヒズミから応力を算出する場合にポアソンの効果を考慮に入れ、次式による。

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x) \quad \sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y)$$

ここに σ_x ϵ_x は橋軸方向の応力およびヒズミ
 σ_y ϵ_y は横方向の応力およびヒズミ

図-5.5 $l/2$ 断面内における横方向ヒズミ (ϵ_y) の分布



今コンクリートのポアソン比 ν を 0.15 とすれば、 ν^2 は微小となり、これを無視することができ横方向の応力は $\sigma_y = E(\nu \epsilon_x + \epsilon_y)$ となる。図-5.5 にはこの $(\nu \epsilon_x + \epsilon_y)$ の値もあわせて記されている。いずれにしても載荷点付近のスラブとしての影響を除けば、横方向のヒズミは上・下縁とも小さいので応力もまた極めて小さいものと考えてよい。またそのヒズミの分布は複雑な経過を示すがその値そのものが非常に小さいので、測定誤差が極めて大きな影響をおよぼすと考えられ、測定結果のみから箱形断面の横方向の曲げについて一般的な結論を導くことはむしろ無意味なものとなろう。したがって横方向のプレストレスは箱形断面の合成において、力学的に箱形断面の機能を十分に発揮させるとともに、横方向の曲げおよびスラブの曲げに対しても必要であるとしてその量を合理的に決定するためには、なお今後の詳細な研究が必要であろう。

(4) スラブの応力: Test A の場合には 3, 4, 5 また Test C の場合には 1, 2, 3 の位置におけるヒズミを考える。この場合橋軸方向および横方向ともにヒズミはかなり大きいので、いずれもコンクリートのポアソンの効果 ($\nu=0.15$) を考慮に入れて論ずるのが妥当であるとする。したがって前と同様にそれぞれの方向において $(\epsilon_x + \nu \epsilon_y)$ および $(\nu \epsilon_x + \epsilon_y)$ を算出すると表-5.5 に示すようになる。この表において $(\epsilon_x + \nu \epsilon_y)$ の中には箱形断面桁としての橋軸方向の曲げヒズミをも含んでいるが、図-5.4 より推定してこの値は約 180×10^{-6} である。したがって、スラブとしての橋軸方向のヒズミは $\epsilon_x + \nu \epsilon_y - 180 \times 10^{-6}$ である。縦方向の応力を考える場合は、箱形断面桁としての曲げ応力のほかにスラブとしての曲げ応力が加算されているということに留意すべきで、今の場合後者は前者の約 70% になっている。

表-5.5 スラブとしての応力

	単 位	Test A					$(\nu \epsilon_x + \epsilon_y)_t$	Test C				
		支間中央	支 点			平均		支間中央	支 点			平均
			4	3	5				2	1	3	
ϵ_x	10^{-6}	270	190	180			280	200	190			
ϵ_y	10^{-6}	220	-110	-110			210	-130	-140	-135		
$\epsilon_x + \nu \epsilon_y$	10^{-6}	300					310					
$\nu \epsilon_x + \epsilon_y$	10^{-6}	260	- 80	- 80	- 30	340	250	-100	-110	-105	355	
$\sigma_x = E(\epsilon_x + \nu \epsilon_y - 180)$	kg/cm ²	42					45					
$\sigma_y = E(\nu \epsilon_x + \epsilon_y)$	kg/cm ²	91	- 28	- 28	- 28		88	- 35	- 39	- 37		
Pigeauds table	σ_x'	kg/cm ²	106				106					
	σ_y'	kg/cm ²	161			-161	161			-161		
	σ_x / σ_x'	%	40				42					
	σ_y / σ_y'	%	57			17	55			23		
$(\nu \epsilon_x + \epsilon_y) / (\nu \epsilon_x + \epsilon_y)_t$	%	76			24	70			30			

また箱形断面の横方向の曲げの影響は極めて小さいので、 $(\nu \epsilon_x + \epsilon_y)$ はスラブとしてのみのヒズミを現わしていると考えられる。これらの値にコンクリートの弾性係数 $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ を乗じて得た各方向のスラブの応力 σ_x, σ_y も表-5.5 に示されている。

この模型桁のスラブの計算では Pigeaud の表を用いる。スラブは橋軸方向のウェブと横桁により4辺で支持されていると考えスラブの連続性を考慮して、曲げモーメントを20% 減少させると計算の結果板中央点の応力は上縁で

$$\sigma_y = 161 \text{ kg/cm}^2 \text{ (横方向)}, \quad \sigma_x = 106 \text{ kg/cm}^2 \text{ (橋軸方向)}$$

となる。またウェブの上における横方向の応力は「鋼道路橋設計示方書」におけるような考え方にしようとして $\sigma_y = 161 \text{ kg/cm}^2$

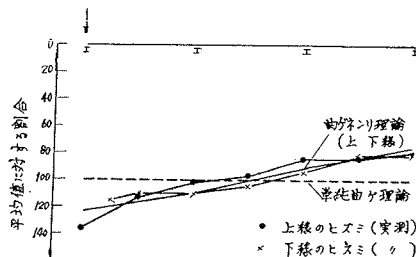
である。このようにして求めた計算値に対する実測値の割合も表-5.5 に示されている。実測値/計算値の% は平均して板中央点橋軸方向で41%、横方向で56%、支点上横方向で20% である。また支間中央および支点上の横方向のヒズミの合計 $(\nu \epsilon_x + \epsilon_y)_t$ に対するそれぞれの位置におけるヒズミの割合は、平均して支間中央で73%、支点上で27% であり一概にはいえないが、床板の横方向の曲げに対し現在のスラブの連続性を考える計算方法は支間中央においてはほぼよいとしても、支点上において符号を変えるだけで支間中央におけるものと同じ値を採用することはこの実測の結果によれば余りにも安全側過ぎるに思われる。

また板中央点での縦方向ヒズミの横方向ヒズミに対する割合は、Test A、で46%、Test C、で51% である。一方計算上の縦方向曲げモーメントの横方向曲げモーメントに対する割合は66% であり、実測結果との間に少々差が認められる。

(5) 曲げねじり理論による計算値と実測値との比較：箱桁断面では、断面に対して非対称な荷重の場合には箱桁は曲げと同時にねじりを受ける。この場合にはねじりによるスパン方向のそりが拘束を受け、このためにヒズミを生じ、したがってスパン方向の垂直応力並びにこれと釣合うべき2次せん断応力を生じ、単純ねじりの場合と趣を異にしている。この曲げねじりの影響についてはすでに小西一郎博士、他2氏により詳細な研究が発表されているが、この研究を本模型桁に応用した結果について以下に述べる。

端の桁の上に集中荷重が作用する場合には1/2断面上・下縁における曲げ応力の断面内の分布は、曲げねじり理論によると図-5.6に示すようになり(ただし図-5.6は断面内における応力のその平均値に対する割合で示されている)、単純曲げ理論より荷重点において約23%大きくなり、反対側の端の桁においては逆に、23%小さくなる。ヒズミの実測結果は大体これに類似した傾向を示し、単純曲げ理論によるものとは相異した分布を示すので、当然曲げねじり理論による設計を行う方が正しい。しかしながら設計計算においてL荷重を用いるかぎり、7.0m(実橋の橋梁幅員)程度の幅員では、本橋におけるような設計法によつても曲げねじり理論により計算した値との相違は極めて小さくなり、便宜的には単純曲げの計算法で軸方向応力を算出

図-5.6 曲げねじり理論による1/2断面内の応力の分布



しても差支えないといえる。

(B) Test D₂ (ひびわれ試験)

(1) タワミ: 1/2 の断面内におけるタワミの分布の有様を示すと 図-5.7 のようになり, 6.0 t あたりを境にしてこれ以下では断面内のタワミ分布はほとんど直線的な経過を示すが, これ以上の荷重では断面内におけるタワミは彎曲した分布を示し, 荷重載荷点でのタワミの増加の割合が少し大となる。また, 荷重載荷点①および⑦におけるタワミと荷重との関係は 図-5.8 に示すとおりである。

(2) 橋軸方向のヒズミ: 断面内におけるヒズミの分布の有様を示すと 図-5.9 となる。5 t では各断面上下縁の値は 4.5 t 以下の荷重の場合と同じようなほぼ直線的な経過を示すが, 5.5 t 荷重にはこのような分布がくずれ, 載荷点近くの下縁のヒズミが大きくなる。このように荷重を大きくしてゆくに従い, まず 1/2 断面下縁においてヒズミ分布の形がくずれはじめ, 6.5 t 荷重においては 1/2 断面上縁においてもヒズミ分布は直線的な経過を示さなくなる。また, 荷重載荷点上・下縁(下縁のものは 1 と 2 との中間の点)における荷重とヒズミの関係を示すと 図-5.10 となり, 下縁のヒズミは 5~6 t の間に急激な上向きを示し上縁のヒズミもわずかながら 5~6 t の間において荷重の増加に対するヒズミの増加の割合が大きくなつてゆくことがわかる。したがつて, タワミの測定結果もあわせて考えて 5~6 t の間において桁にひびわれが生じたことがわかる。

(3) 横方向のヒズミ: 5.0~7.0 t の間において測定した 1/2 断面の横方向のヒズミの断面内における分布の

図-5.7 1/2 断面内のタワミ分布 (Test D₂)

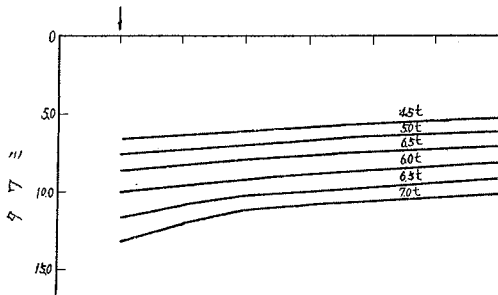


図-5.8 タワミと荷重との関係 (Test D₂)

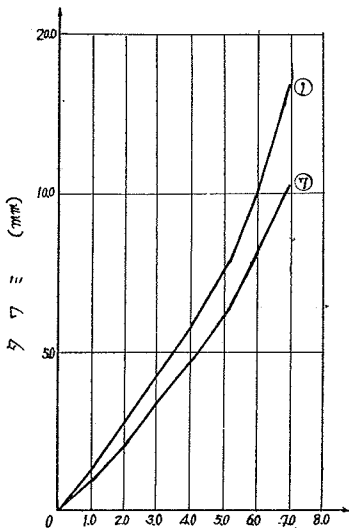
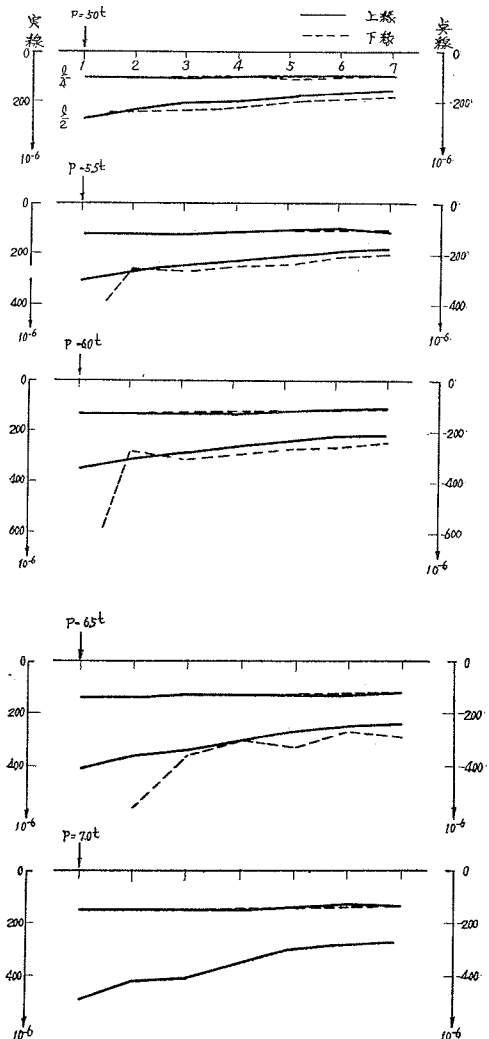


図-5.9 断面内の橋軸方向のヒズミの分布 (Test D₂)



有様を示したのが図—5.11である。

横方向のヒズミは複雑な経過を示し、これらから一般的な結論を見出すことは困難であるが、縦方向の曲げに
 より桁にひびわれが生じて以後も、横方向ヒズミの分布の型にはさして変化は見られない。

(4) ひびわれ荷重：ひびわれ発生荷重は、コンクリートの曲げ引張強度を 50 kg/cm^2 と仮定し曲げねじり
 理論によると 6.6 t である。実際にひびわれの生じているのが認められたときの荷重は、大体 6 t 位であり、実
 測値は少し小さいがほとんど一致する。

(C) Test D₂ (破壊試験)

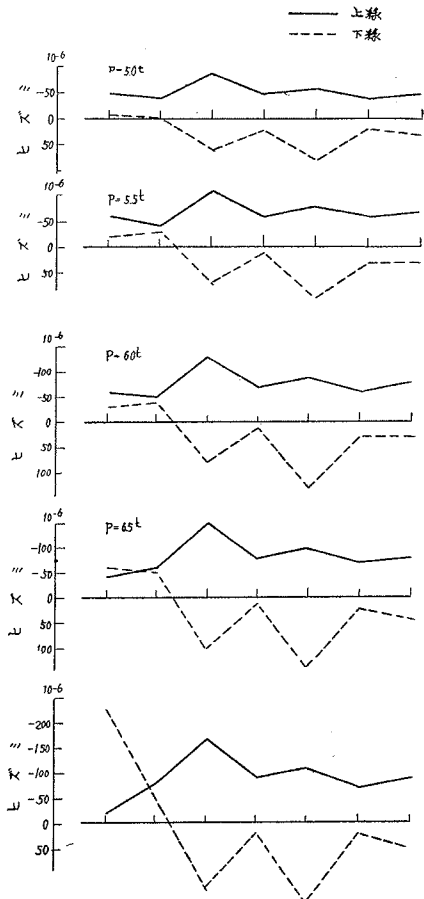
(1) タワミおよび橋軸方向のヒズミ：桁が破壊に達するまで荷重を大きくして行つたとき、荷重載荷点①お
 よび反対側の端の桁⑦におけるタワミと荷重との関係を示したものが図—5.12である。すなわち桁にはすでに
 ひびわれは入っているが、下縁におけるプレストレスが0とならない限りは桁のひびわれはその口を開かず、大
 体 4.0 t 程度までの載荷の範囲内では生ずるタワミおよびヒズミは Test D₁ と D₂ の場合とほとんど同じで、
 タワミあるいはヒズミと荷重とはなおも直線関係を維持し、あたかも健全な PC 桁であるかのような挙動を示
 す。計算上、 $1/2$ 断面下縁においてプレストレスが0となる荷重は、単純曲げ理論では 4.9 t 、また曲げねじり
 理論によると 4.0 t である。したがつて、プレストレスが0となりひびわれの口が開きはじめる荷重は、曲げね
 じり理論による 4.0 t に大体近い値を示している。

さらに荷重を大きくしてゆくと、荷重の増加に対してタワミの増加する割合が段々大きくなつてゆく。ヒズミ
 の測定結果もタワミと同じような傾向を示した。一方 10 t 載荷の場合の断面内の橋軸方向のヒズミの分布は図
 —5.13 に示すとおりでヒズミはよく断面内に分布されていることから見て、橋軸方向の曲げによるひびわれの
 発生によつて横方向の合成効果は余り低下せず、荷重を有効に分布させているといふことができる。

(2) ひびわれの分布状態：ひびわれの発生状況は図—5.14 (a), (b), (c) に示すとおりであり、箱形断面桁の全幅に
 わたつて発生している。桁断面におけるひびわれは、荷重載荷点の位置の桁では、図—5.14 (a) に示すとくいずれも
 荷重点に向つているが、載荷点と反対側の位置の端の桁では、図—5.14 (b) に示すとく、前者とはかなり相異してい
 る。

また、桁の下側の面におけるひびわれは、前述したように
 $1/2$ 断面にもつとも接近した4つの横方向 PC 鋼棒の位置
 においては、全幅にわたり橋軸方向に直角に入つており、これは
 曲げによるひびわれと考えることができる。しかしながら他
 のものは、載荷点に向つて斜めに入つており、これはプレス
 トレスと曲げとねじりによつてこのような箱形断面桁の下
 縁では縦横2方向の軸方向応力とセン断応力とが存在するの
 で、この結果としての斜主引張応力によるひびわれであると

図—5.11 $1/2$ 断面内の横方向のヒズミ
 の分布 (Test D₂)



図—5.10 荷重とヒズミとの関係 (Test D₂)

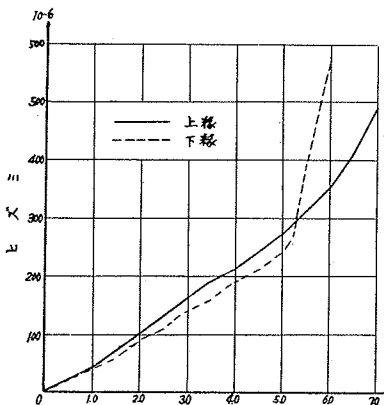


図-5.12 タワミと荷重との関係 (Test D₃)

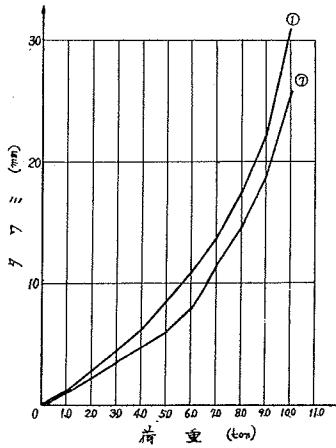
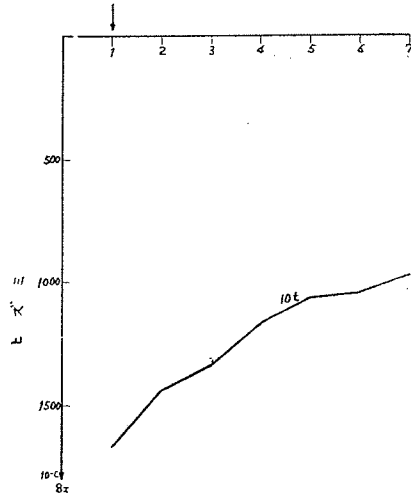


図-5.13 断面内の橋軸方向のヒズミの分布 (Test D₃)



考えてよい。また写真-5.2に下縁のひびわれの状況を示している。

(3) 破壊荷重: 荷重は 11.75 t からもはや上らず、桁のタワミが増すばかりで、1/2 断面にもつとも近い横方向 P C 鋼棒の位置において上縁コンクリートが橋軸方向に直角にその全幅にわたり圧縮破壊を起こして、箱形断面桁は破壊した。写真-5.3 は桁の破壊の状態を示している。

このような箱形断面の破壊荷重を簡単に実橋の設計計算においてなされたと同様に、箱形断面桁全体を単純曲げをうける一本の桁のように考えて、 $\sigma_{pu}=200 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{ps}=500 \text{ kg/mm}^2$ として破壊荷重を算定すると 11.4 t であり、これは実測上の破壊荷重 11.75 t にきわめてよく一致している。したがって、この試験結果だけから断定的なことはいえないにしても、支間に対する幅員の余程大きい場合を除き、このような偏心的な集中荷重の場合でも、その破壊荷重の算定には箱形断面桁全体を一本の桁のように考えて、単純曲げ理論にしたがつて破壊荷重を計算しても大体差支えないといえることができる。

5.5 結 論

実測した結果は曲げねじり理論により計算したものと大体類似しており、曲げねじり理論の正しいことを示している。しかし P C 箱形断面桁ではその剛性が非常に大きいので、実橋の設計で L 荷重を用いるかぎり、スバ

写真-5.2 下縁のひびわれの状況

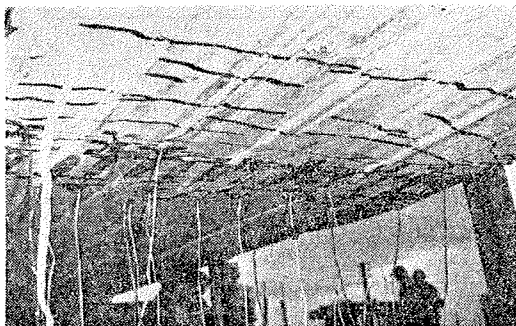


図-5.14 ひびわれの分布状態

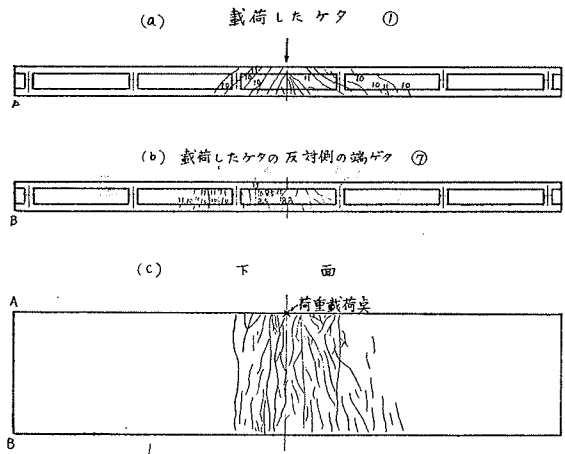
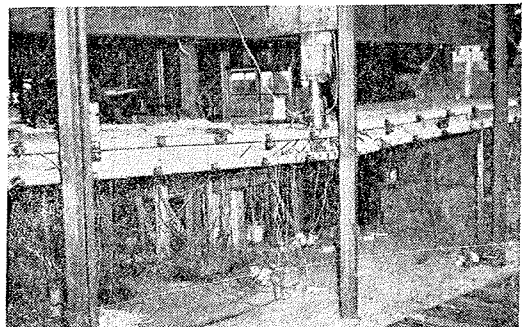


写真-5.3 桁の破壊の状態



ン 31 m, 幅員 7.0 m 程度 (スパン/幅員=4.4) の本橋では, 曲げねじり理論による煩雑な計算を行つても, 単純曲げによる本橋の設計法と結果においてほとんど変わりがないと推察される。したがつて本橋におけるような設計計算法は実用上十分である。また, このような合成方法によつても, 十分箱形断面桁としての機能を発揮させることができ, 実橋は実用上十分な安全度を有するといえる。

しかしながら, 横方向の曲げモーメント, 横桁の間隔, あるいは支間に対する幅員の割合が比較的大きくなつた場合の荷重の分配の状態などについては本実験の結論はそのまま適用し得ないものであり, これらの点の解明については今後 PC 箱桁橋の全般的な研究として, さらに実験とともに理論的な解明を必要とするであろう。

6. 実橋の載荷試験

一般交通を許すに先立ち, 11 月 28 日に簡単な載荷実験を行つた。実験荷重としては, トラック 2 台を用い, 静的測定においては, タワミ, ヒズミおよび偏載による橋体の回転を, 動的測定においては, トラックを走行させてタワミ, ヒズミの振動諸量を求めた。この実験は設計に用いた基本的仮定の当否の確認, およびかかる形式の PC 橋の振動性状を見ることを目標とした。

6.1 載荷自動車, 測定計器および載荷位置

実験荷重としては写真-6.1 に示す大阪府所有のトラックに碎石を満載し, 重量約 20 t (通称マック) および約 10 t (通称フソー) として使用した。この 2 台を桁中央部に並列すると, 曲げモーメントで設計荷重の 48% になる。測定計器としてヒズミ測定に電気抵抗線ヒズミ計を用い, 静的にはボルト ウィン SR-4, フィリップス GH インディケーター, 動的には, 新興通信製 DS-6-R-電磁オシロを用い, 静的タワミ測定にはダイヤルゲージ 11 個, 動的タワミ測定にはアスカニヤ機械的タワミ計記録計, 偏載荷重による橋の回転にはクリノメーターを用いた。荷重自動車の諸元は図-6.1 の通りである。なおタイヤの接地面積は, 各車の空気圧力などによつて異なるが, およそ $20 \times 25 \text{ cm}$ である。

写真-6.1



静的タワミ測定位置は図-6.2 に示す。ヒズミ測定には, 抵抗線ヒズミ計を, 支点位置においては鉛直方向に, 支間の 1/2 点にあつては, 橋軸方向, 橋軸に直角方向およびウエブの鉛直方向にはりつけた。動的測定については, アスカニヤ機械的振動記録計を支間中央 (1/2 点) の幅員中央に, またヒズミについては大きなヒズミを生ずるとされる下突縁と床版下面に電気抵抗線ヒズミ計をはりつけた。

また自動車の載荷位置は, 次の通りである。主桁の性状をみるためには, 13 回載荷した。No. 1, 2, 3 は, それぞれ, 20 t 車 1 台を後輪が支間中央にくるようにし, 偏心なしの場合, やや偏心させた場合, 幅員一杯に偏心させて載せた場合であり; No. 4, 5, 6 は 20 t 車および 10 t 車を平行にして曲げモーメントが最大になるように載荷したものである。また No. 7~No. 13 は 2 台の後部を連結して, 最大偏心の状態または, 偏心なしの状態となるよう載荷したものである。次に床版の静的試験のために床版曲げモーメントが最大となるよう 1 車づつ載荷し, さらに支点反力が最大になるに 2 台平行に載荷して静的試験を終つた。動的試験は 20 t 車を単独で走行させた場合, 2 台を約 5 m の間隔をあけて連行した場合のそれぞれについて, 橋梁の中心線上を走行させたとき, 偏載位置を走行させたときにおいて測定を行つた。

6.2 静的載荷における測定結果とその考察

実験当日付近のコンクリートの弾性係数は, 主桁, 上下床版など箱形断面を構成する各部分の製作工程によつて養生日数が異なるので一概には決めがたい。コンクリートのテストピースの圧縮強度はそれぞれの部分の平均を

図-6.1
荷重自動車

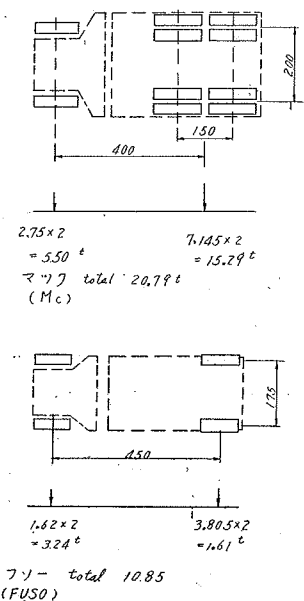


図-6.2

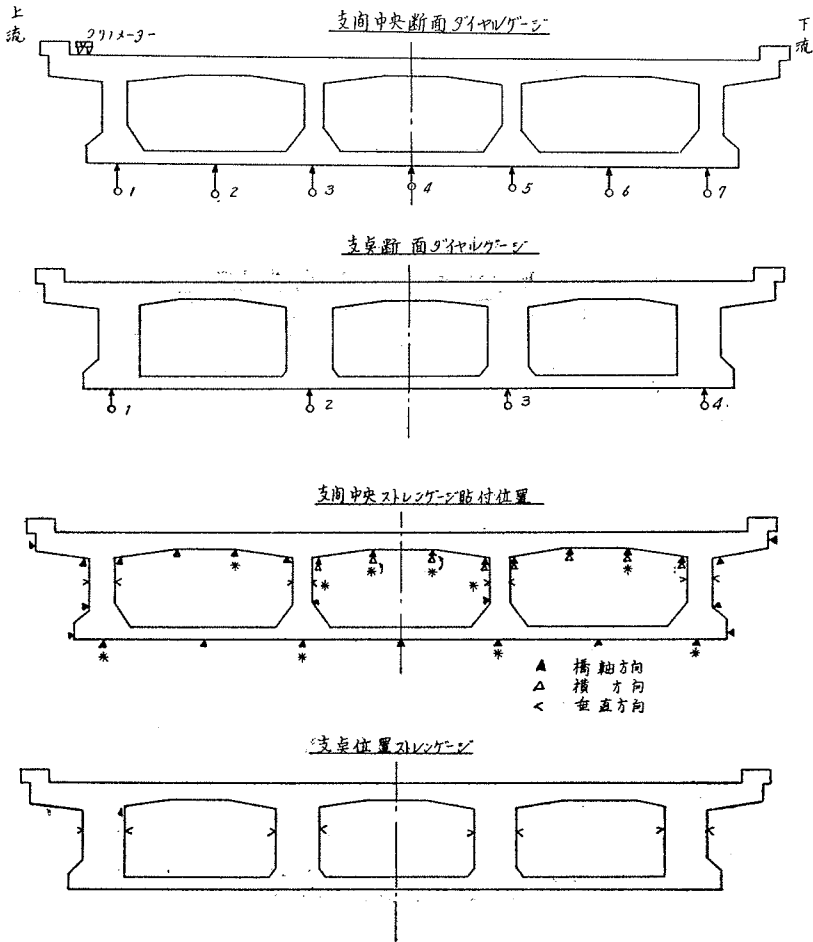


表-6.1 タワミの比較計算表

荷重番号	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 7	No. 12	No. 13	平均
測定値平均 (mm)	4.47	4.39	4.45	6.92	6.57	6.63	6.63	
計算(mm) ($E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)	5.90	5.90	5.90	8.70	8.47	8.50	8.50	
測定値との比 (%)	75.70	74.70	75.50	77.80	77.50	78.20	78.20	76.80
計算(mm) ($E_c=4.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)	4.58	4.58	4.58	6.92	6.58	6.60	6.60	
実測より逆算 $E_c(\times 10^5 \text{ kg/cm}^2)$	4.62	4.69	4.64	4.50	4.49	4.47	4.47	4.55

とると 530 kg/cm^2 であつた。これに対し昭和 30 年土木学会「プレストレスト コンクリート設計施工指針」の表-2によると、 $E_c=415000 \text{ kg/cm}^2$ に相当する。一方各荷重時の支間中央のタワミを、 $I_{\text{mean}}=0.574 \text{ m}^4$ 、 $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ あるいは $4.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ を用いて橋の全断面を有効とみなして、単純曲げ理論より計算し、支間1/2点において、横方向に配置した7個のダイヤルゲージの実測値の平均と比較すると表-6.1のとおりとなる。これから実験値と計算値のタワミが等しくなるように E_c を求めると $4.55 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ となる。以下の測定値との比較に用いた計算にあつては、 $E_c=4.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として行つた。ヤング率よりみれば、本橋は設計よりもかなり剛に製作されたといえる。

表-6.2 ダイヤルゲージ位置

荷重番号	自動車中心の偏心量(m)	1	2	3	4	5	6	7	σ_m	K
No. 1	0	4.46	4.44	4.49	4.47	4.48	4.47	4.47	4.47	1.00
No. 2	1.25	4.17	4.32	4.34	4.39	4.50	4.51	4.50	4.39	1.03
No. 3	2.00	4.17	4.25	4.28	4.45	4.61	4.64	4.73	4.45	1.06

K: δ_m と最大タワミの比
 $\delta_m \text{ mean} = 4.44$

荷重 No. 1, 2, 3 のときの支間中央のタワミ, およびその平均値 δ_m と, その最大タワミに対する比 K を表-6.2 に示した。 δ_m についてみると δ_m の平均値とその最大値の差は, 0.05 mm であり, すでに模型において確かめたとおり, 実橋においても δ_m は荷重の横移動によつて変化がなく, かつその値はダイヤル ゲージ番号 4, すなわち, 橋梁中心の値に等しいことがわかる。

また K と偏心量, 回転角と偏心量の関係をグラフにすると 図-6.3 のようになる。両者ともほぼ直線的であつて, 大体ねじりモーメントと回転角の比例関係が推測される。中央断面における測定結果と, 比較のための計算値から若干を選んで 図-6.4~図-6.6 に示した。

比較に用いた計算法は (1) 単純ねじりを考慮したハリ理論, (2) 曲げねじりを考慮したハリ理論, (3) Guyon-Massonet の表による板理論の三とおりである。

図-6.3

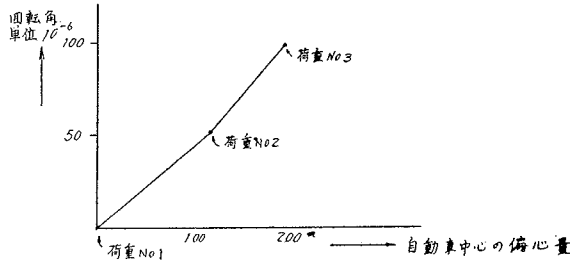
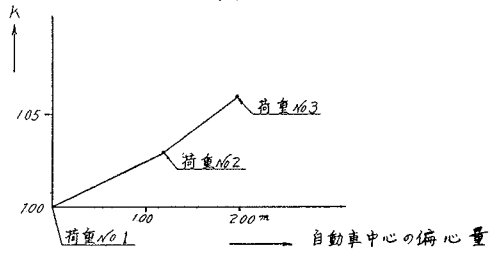
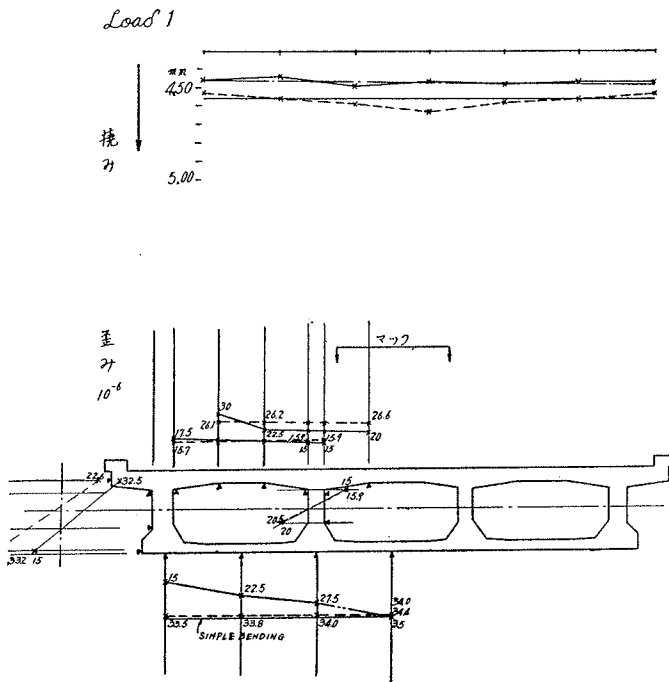
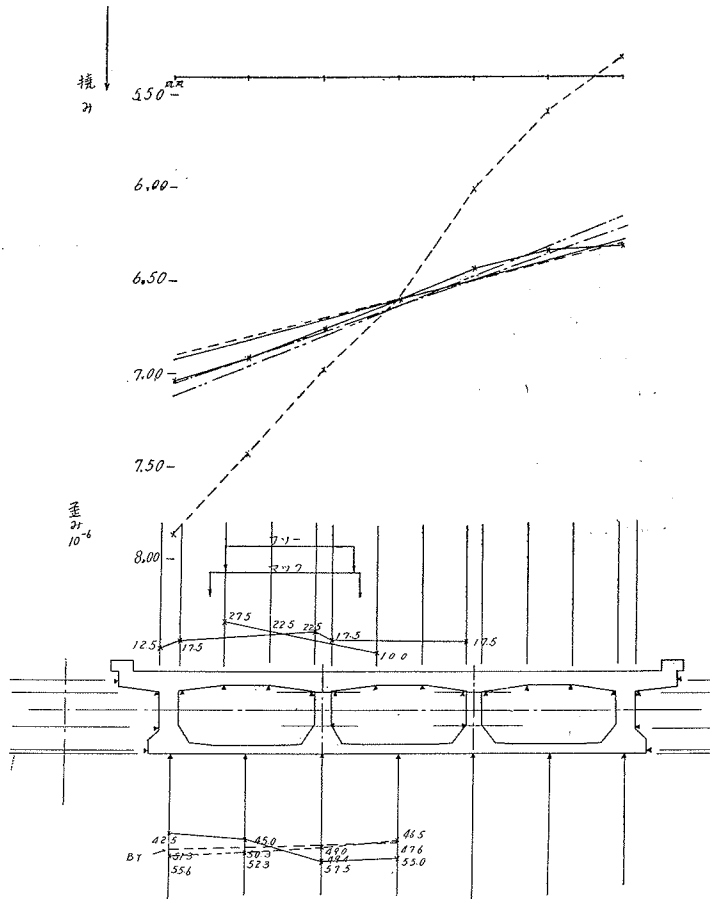


図-6.4



記号	
—*—*—*	実測値
— — — —	実測値(普通鋼線)
— — — —	クリップスによる直線
—*—*—*	Guyonの表による計算
— — — —	曲げねじり理論 (RT)
— — — —	単純はり理論

図-6.5



1本のハリがねじりモーメントを受けるとき、点荷重によつて生ずるハリ軸方向の x 点における回転角 $\theta(x)$ は (2) の場合、

$$E_s C_w \frac{d^4 \theta}{dx^4} - K \frac{d^2 \theta}{dx^2} - P(B-a) \times U_i(x-c) = 0$$

の解

$$\theta(x) = \frac{-\eta \sinh \alpha(l-e)}{\alpha^3 \sinh \alpha l} \sinh \alpha x + \frac{\eta(l-c)}{\alpha^2 l} x + \frac{\eta}{\alpha^3} [\sinh \alpha(x-c) - \alpha(x-c)] J(x-c)$$

である。

上式において、 $EC_w \rightarrow 0$ 、 $\alpha \rightarrow \infty$ 、 $\frac{\eta}{\alpha^3} \rightarrow 0$ とすれば、(1) の場合となり、

$$\theta(x) = \frac{P(B-a)}{K} \left\{ \frac{l-c}{l} x - (x-c) J(x-c) \right\}$$

によつて支えられる。計算は、薄肉箱形閉断面であると考えて行つた。ハリ軸方向応力については、(1) の場合は、単純曲げ理論によるものであり、(2) においては、回転角の場合と同様に“合成箱桁橋の応力解析と設計計算法”小西博士・他にならつて算出したものである(土木学会論文集 第25号, 昭.30.3)。

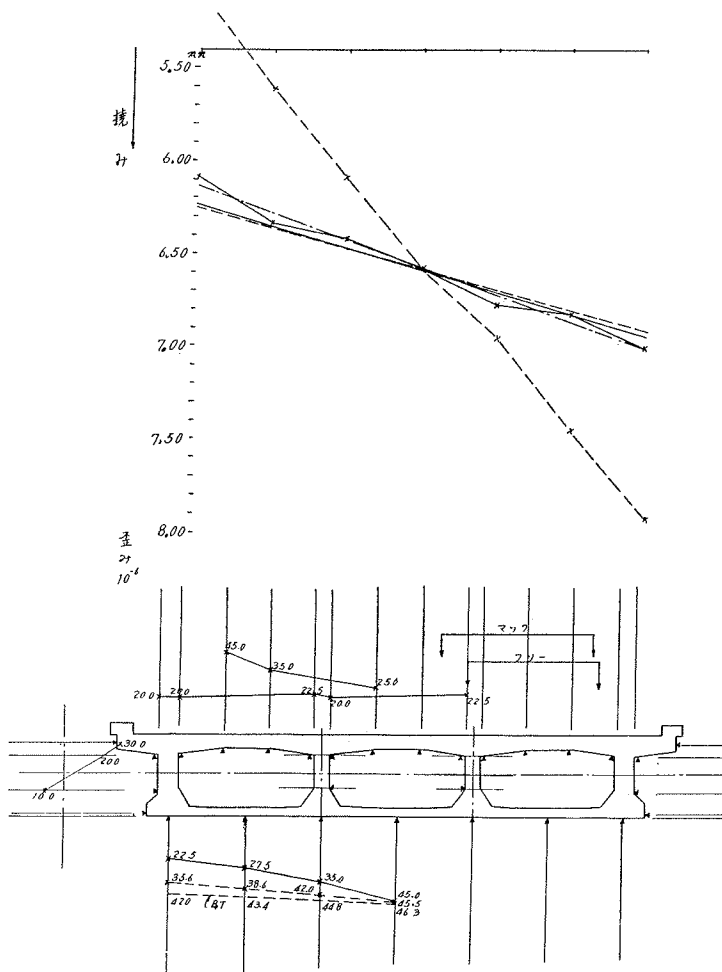
(3) は、橋全体を“板”と見なしたものである。この際 Cuyonn-Massonet の表における

$$\theta = \frac{b}{2a} \sqrt{\frac{i}{j}}, \text{ あるいは } \alpha = G \frac{(i_0 + j_0)}{2E \sqrt{ij}}$$

において、 j あるいは j_0 をいかにとるかが問題となる。本橋の場合、6.080 m 間隔に横桁をもつが、これには図-6.3 に明らかなように、検査用通路のために孔があいている。

これについては、すでにポリエステル模型実験において、検査孔があつても、ない場合とほとんど同じ効果をもつことを確かめているから、横方向にも全断面を有効とみなし、かつ横桁と上下スラブで完全な Cell が形成さ

図-6.6



れているものと考えて、 f および f_0 を計算した。(3) はこのように横桁の影響が考慮されている。

いまタワミの測定結果についてみると、ダイヤルゲージによる読みを最小自乗法によつて直線をあてはめたとき、実測値とこの直線との差は最大の場合で 0.07 mm であつた。偏心荷重位置の方が、橋軸中心に載荷した場合にくらべて、この偏差が大きい傾向をもつが、ダイヤルゲージと橋体との接触状況、あるいはわづかな断面変形の影響であろう。

工学的にはダイヤルゲージの読みは十分一直線上にあると見てもよく、このことは断面形は変化せず、そのままの形状を保ちつつ傾斜することを示し、また全断面は部分的載荷にあつても、一体として抵抗し一本のハリのように働くことを意味している。図-6.4~図-6.6 のタワミの値を視察により調べると(3)の計算法は(1)、(2)の計算法に比して、計算値と一致しないことがわかる。(3)の計算法は横方向の変形を考慮するものであるが、中心載荷の場合の図-6.4 にその特徴がよく現われている。しかしながら図-6.4 にあつても実測にあつては全断面はほとんど横方向に水平に沈下しており、(3)の方法がこの場合には適当でないことが明らかである。

次に特に回転角を取り上げて、計算と実測を対照して表-6.3 に示した。これによると 20 t 車のみ下流側に載荷した場合、すなわち荷重番号 No. 1, No. 2, No. 3 においては、計算値は実測値よりも大体において大であり、曲げねじりをも考慮したものの方が一そう実験値に合っている。これに対し 2 両のトラックを上流側に載荷した荷重番号 No. 12, 13 にあつては、計算値は実測値よりも小さい値を示している。No. 4 にあつては、実測値は計算値と逆になつてはいるが、これは測定誤差によるものであろう。本実験の精度にあつては、例えば最外側のダイヤルゲージ位置における 0.1 mm の読みの誤差が 30×10^{-6} の回転角の差となることを考えれば、ま

ず計算値と実測値はよく一致しているといえよう。そしてこの 0.1 mm の誤差は例えば荷重 No.3 の δ_m に関してその約 0.2% にしか当たらないのである。なおこの程度の実験精度にあつては曲げねじり理論と単純ねじり理論間の差の検証には十分でなかつた。

ヒズミの測定結果は 図-6.4~図-6.6 の下方に示した。図中曲げねじり理論として示した直線の橋軸中心の値が単純曲げ理論による計算値に相当するものである。図-6.4~図-6.6 に見られるように、一応単純曲げ理論による計算値との一致が推察される程度の結果であつて、それ以上の精密理論の検証には十分な記録は得られなかつた。

6.3 振動の測定結果とその考察

(1) 固有振動数：自動車荷重が橋を通過した後の橋のみの固有振動数をアスカニヤ振動計と電磁オッシロの測定結果と計算値について比較する。全橋を 1 本のハリと考えると

$$\tau_n = \frac{1}{f_n} = \frac{2l^2}{\pi} \sqrt{\frac{A\gamma l}{EIgl}} = \frac{2l^2}{\pi} \sqrt{\frac{EI}{\rho}}$$

f : 振動数, ρ : 密度, l : スパン, E : コンクリートの弾性係数, I : 断面 2 次モーメント
いま $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とすると

$$f = \frac{\pi}{2 \times 30.4^2} \sqrt{\frac{3.5 \times 10^5 \times 0.552 \times 9.8}{7.716}} = 3.40 \text{ sec}, \quad \tau = \frac{1}{f} = 0.294 \text{ sec}^{-1}$$

$E_c = 4.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とすると, $f = 3.00 \text{ sec}$ $\tau = 0.333 \text{ sec}^{-1}$ となる。

測定記録では, 0.366 sec^{-1} , 0.354 sec^{-1} を得ているから, $E_c = 4.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ としたときに大体一致している。

(2) 対数減衰率：荷重が通過した後における振動の減衰状態は弾性的であり, その対数減衰率は 0.0996, 0.104 を得た。西条大橋(合成桁, 大阪府)では 0.096, 八樹橋(合成桁, 京都市)では 0.066, 大戸川(P C 桁, 国鉄)では 0.084 で, これらの値に似ている。

(3) 衝撃係数：荷重自動車を走行させると橋が振動を起こし, 静的載荷の場合より大きいヒズミを生ずる。これを電磁オッシログラフで記録した。まず 20 t 車 1 台が時速 19~37 kg/h で走行した場合の衝撃係数は, 0.28~0.39 であり, このときの曲げモーメントは設計曲げモーメントの 31% である。次に 20 t 車を先行し, 約 5 m 遅れて 10 t 車が時速 12~20 km/h で連行したときの衝撃係数は 0.08~0.12 である。もちろん, 橋面仕上げの良否, 荷重の通過速度と共振の関係などより, 一概にいえないと思うが, 多数の車両が連行した場合は振動を打ち消す荷重も現われ, 衝撃係数が低くなるのではないかとと思われる。

6.4 床版の測定結果とその考察

測定結果のヒズミは小さくて測定値としての精度もやや低いきらいはある。静的載荷の場合, まず 10 t 車の後輪を主桁と隔壁で支えられた板の中央にのせたとき, 車輪の接地面積を $u=25 \text{ cm}$, $v=20 \text{ cm}$ とし, ピジョーの表より応力度を求めると $\sigma_a = 12.9 \text{ kg/cm}^2$ となる。測定ヒズミに $E_c = 4.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として応力度に換算すると $\sigma_a = 7 \text{ kg/cm}^2$ 程度となり安全である。次に 20 t 車の後輪をのせて接地面積を $u=50 \text{ cm}$, $v=150 \text{ cm}$ とすると $\sigma_a = 21.5 \text{ kg/cm}^2$ であるが, 測定の結果は 7 kg/cm^2 であつた。

次に動的載荷すなわち荷重自動車を走行させたときは橋全体の振動と床版の振動とはあまり関連がなく, 静的測定の場合と同様, どちらの車輪がのつても, 7 kg/cm^2 程度である。支点の負の曲げモーメントについては正の曲げモーメント部分のヒズミと同程度のヒズミが測定されている。

以上は測定ヒズミが小さいので大体の傾向を知つただけにとどまつた。

6.5 むすび

静的, 動的載荷試験の結果, 設計に用いた仮定すなわち全断面が剛であり 1 本の棒のように考えて設計することの正しいことを確認した。使用した計器類の性能上, 不十分な点もあるが, 一応目的を達したと思われる。

表-6.3 橋体中央断面の回転角

荷重番号	ダイヤルゲージ実測 (最小自乗法)	クリノメータ実測	単純ねじり計算	曲げねじりをも考慮
No. 1	0.286	—	0	0
No. 2	50.4	—	65.5 (130)	60.3 (121)
No. 3	99.6	—	105.0 (105)	56.7 (97)
No. 4	19.3	—	-6 (-32)	-5.7 (-30)
No. 7	146	—	121 (83)	113 (77)
No. 10				
No. 12	137	160	105 (77)	98 (72)
No. 13	119	183	109 (92)	102 (86)

単位 10^{-6} , () 内は実測値 (ダイヤルゲージ) に対する計算値の%を示す

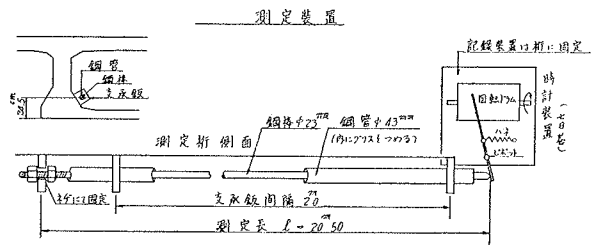
7. クリープ、乾燥収縮、などによる変形の測定

金剛大橋の設計計算にあつて、クリープ係数 $\varphi=2.0$ 、乾燥収縮度 $\epsilon_s=15 \times 10^{-3}$ 、PC 鋼線のレラクセーション 5% を仮定して応力計算を実施した。国内においては現場におけるプレストレスト コンクリート構造物の測定結果についての報告は非常に少ないものである。よつて設計計算における仮定の適否を判断するにあつては、現場測定を実施し、その結果と計算値とを比較検討することが必要となる。本橋においては測長 20.5 m とし、この測定結果と計算値とを比較して仮定の適否を判定することとした。

7.1 測定方法

コンクリートのクリープ、乾燥収縮によるプレストレスト コンクリート部材の変形は、相当長期間にわたつて起こるものであるから、これを測定するにはなるべく自記録による必要がある。よつて測定装置は 1 週間巻きの時計によつて、1 週間ごとの変形を記録できるようにした。測定装置の概要は 図-7.1 に示すようなものである。すなわち $\phi 43 \text{ mm}$ の鋼管を、測定桁の側面に 2.0 m 間隔に配置した支承板に固定する。この鋼管の内部に十分グリースを塗つた。 $\phi 23 \text{ mm}$ の鋼棒を挿入しその一端を測定桁に固定する。鋼棒の自由端と測定桁との相対的移動量を、桁に固定された記録計によつて自動的に記録した。この場合、鋼棒とコンクリートとの温度膨脹係数は同一であると仮定すれば、記録は測長 $L=20.50 \text{ m}$ 区間における測定桁の長さの変化を示すことになる。

図-7.1 測定器具



7.2 測定結果

プレキャスト桁に第 1 次のプレストレッシングをあたえる前に、前記測定装置を取りつける。一たん取り付けられた測定装置は、以後そのままとして記録を取ることにした。測定結果は 図-7.2 に示してある。第 1 次プレストレッシングから第 2 次プレストレッシングまでの間に、測定結果が相当大きく変動したのは、プレキャスト桁の横移動、下床版を死荷重合成とするためのプレキャスト桁スパン中央における支保工配置等によるものであると考えられる。

7.3 測定結果の検討

この橋はプレキャスト桁を架設したのち、下床版、上床版のコンクリート打ちを実施して、箱形断面を形成するものである。よつてプレキャスト桁に、第 1 次プレストレッシングを実施してから、第 2 次のプレストレッシングを実施するまでに 17 日が経過しており、さらに上床版コンクリート打ち、上部構造物配置までに約 20 日を経過している。よつてこれらの期間に生ずるコンクリートのクリープ、乾燥収縮による変形を分離して求めることは非常に困難である。よつて設計計算にあつては、第 1 次、第 2 次のプレストレッシングおよび、上部構造物の配置、等は同時に実施されるものと仮定する。以下変形量の計算方法を概説する。

第 1 次プレストレッシングによる変形時には桁の自重による影響を考慮する。

$$\Delta l e_1 = -\frac{2}{E_c} \sum_0^{s=10.25} \left(\frac{P_t}{A} + \frac{P_t e_p - M_{d1}}{I} y \right) dS \dots \dots \dots (1)$$

ここに y は断面図心から測定鋼棒までの距離

$$E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

第 2 次プレストレッシングによる変形時には下床版重量の影響を考慮する。

$$\Delta l e_2 = -\frac{2}{E_c} \sum_0^{s=10.25} \left(\frac{P_t}{A} + \frac{P_t e_p - M_{d2}}{I} y \right) dS \dots \dots \dots (2)$$

同様に上床版、上部構造物重量による変形はつぎのようになる。

$$\Delta l e_3 = -\frac{2}{E_c} \sum_0^{s=10.25} \frac{M_d}{I} \cdot y \cdot dS \dots \dots \dots (3)$$

以上の計算結果は 表-7.1 のようになる。コンクリートのクリープ係数 $\varphi=2.0$ 、乾燥収縮度 $\epsilon_s=15 \times 10^{-3}$ とした場合の、任意断面における PC 鋼線引張応力度の減少量を計算すると 表-7.2 のようになる。

コンクリートのクリープ、乾燥収縮によつて起こる PC 鋼線引張応力度の減少によつて生ずる、見掛け上の曲

表-7.1 弾性収縮量

	収縮量 mm
第1次プレストレッシング	+3.85
第2次プレストレッシング	+4.02
上床版コンクリート重量	-0.27
上部構造物重量	-0.66
計	+6.94

表-7.2 PC鋼線引張応力度の減少量

スパン中央から の距離 xm	減少量 %	
	クリープ	乾燥収縮
0	10.78	2.55
4.20	11.60	2.54
7.40	12.04	2.51
9.40	12.48	2.50
11.20	11.50	2.53

げモーメント Mix はつぎの式で求められる。

コンクリートのクリープ

$$\text{Mix} = \frac{r^2}{r^2 + e_p^2} \left(\frac{P_\varphi \cdot e_p}{n\mu} + \varphi M_d \right) \dots\dots\dots (4)$$

コンクリートの乾燥収縮

$$\text{Mix} = \frac{r^2}{r^2 + e_b^2} \left(\frac{P_s \cdot e_b}{n\mu} + E_c A_c \epsilon_s e_b \right) \dots\dots\dots (5)$$

ここに $\mu = \frac{A_p}{A_c}$ P_φ : クリープによる引張力減少量 P_s : 乾燥収縮による引張力減少量

以上の (4), (5) 両式計算結果は表-7.3 のようになる。

表-7.3 Mix の計算値 (t-m)

X m	クリープ	乾燥収縮
0	- 498	+44.8
4.20	- 658	+47.6
7.40	- 848	+51.3
9.40	-1063	+52.6
11.20	- 750	+48.2

表-7.4 プレストレッシング後に起こる変形量 (mm)

	収縮量 mm
クリープによる曲げ	+ 2.68
乾燥収縮による曲げ	- 0.18
クリープ、乾燥収縮による軸方向変形	+ 9.95
PC鋼線のレラクセーション	- 0.38
計	+12.07

以上の Mix による測定長の変化量 Δl_φ はつぎの式で求められる。

$$\Delta l_\varphi = \frac{2}{E_c} \sum_0^{s=10.25} \frac{\text{Mix}}{I} \cdot y \cdot dS \dots\dots\dots (6)$$

以上 (6) 式で求めたものは曲げによるものであつて、さらに軸方向の短縮量をつぎの式で計算する。

$$\Delta l_\varphi = \frac{2}{E_c} \sum_0^{s=10.25} \frac{\varphi \left(P_t - \frac{P_\varphi + P_s}{2} \right)}{A_c} dS + 2 \sum_0^{s=10.25} \epsilon_s \cdot dS \dots\dots\dots (7)$$

(6) 式と (7) 式との和がコンクリートのクリープ、乾燥収縮による合計変形量である。PC鋼線のレラクセーションを5% とすると、コンクリート部材に対しては $0.05 P_t$ なる引張力がPC鋼線図心位置に作用するものと考えてよい。よつて、これによつて起こる変形はつぎの式で求められる。

$$\Delta l_4 = -\frac{2}{E_c} \sum_0^{s=10.25} \left(\frac{0.05 P_t}{A_c} + \frac{0.05 P_t \cdot e_p}{I} \cdot y \right) dS \dots\dots\dots (8)$$

以上の計算結果を示すと表-7.4 のようになる。

よつて弾性変形量 6.94 mm と合計してつぎのようになる。

$$\text{全変形量} = 6.94 + 12.07 = 19.01 \text{ mm}$$

すなわち弾性変形に対する増加量はつぎのようである。

$$\text{弾性変形に対する増加量} = \frac{12.07}{6.94} = 1.74 = 174\%$$

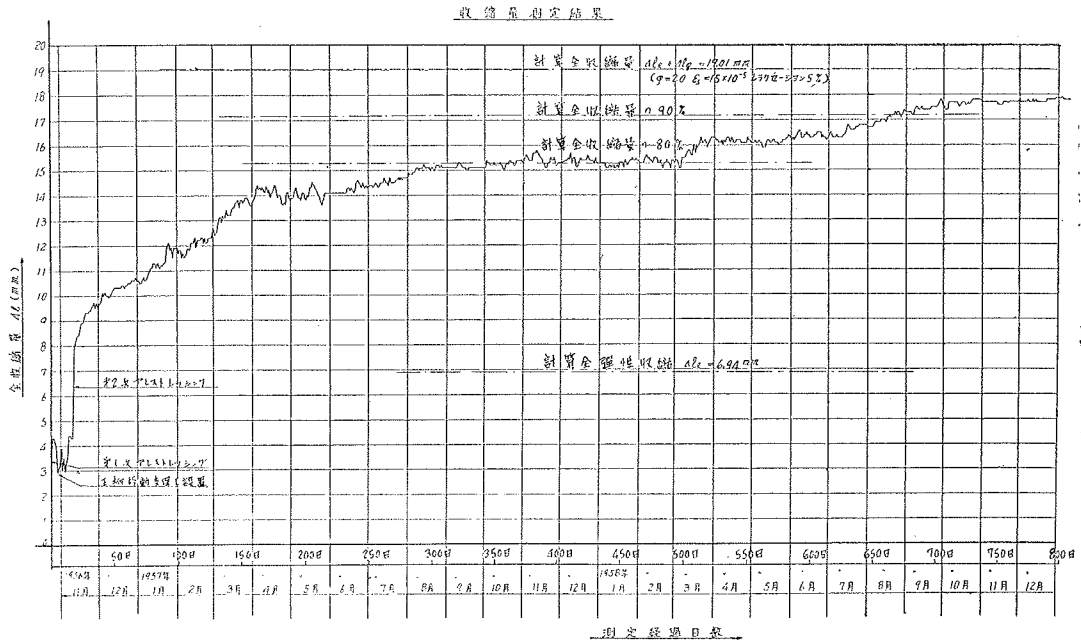
測定された全変形量の最大値は 17.9 mm であるから、計算値の94% である。弾性変形は計算上は 6.94 mm であるが、橋が完成したときの実測値はこれより大であつた。

これは第1次プレストレッシングと第2次プレストレッシングおよび、載荷静荷重作用時との間に相当の期間があるために、この期間にも相当のクリープを生じていたためであると考えられる。

この橋の測定された端径間は、豊水期以外はその下に流れがほとんどない場合であつて、隣径間のみ常時流れがあるような場所である。したがつて一般的にはそれほど湿度の高い場所とは考えがたいものであつた。しかし測定結果と計算結果とを比較すると、設計計算において普通に用いられるクリープ係数 $\varphi = 2.0$ 、乾燥収縮度 $\epsilon_s = 15 \times 10^{-5}$ PC鋼線レラクセーション 5% なる数値は適当なものであつたことが明らかである。すなわちこ

の測定において実測値は 800 日で計算値の 94% に達している。

図-7.2 収縮量測定結果



8. あとがき

2 箇年の歳月をついやし、尊い犠牲者を出し、二度の台風に遭遇し、多くの苦難の道を克服してみごと完成した金剛大橋は、金剛山を背景にして白くくつきりと浮び出した美しい姿を、清流せせらぐ石川に映じている。たえ間なく行き交う交通は、Pipe Organ のようにたてにならべられた高欄の間けきを通して幻想的なかけをつくって流れてゆく。

永年地元民の要望であつた金剛大橋の架かえが、その要請に十二分にこたえて、盛大な竣功式をあげることができたことは望外の喜びであると共に、本橋の完成に陰に陽に尽力された方々に深く感謝を捧げる次第である。

なお本工事に直接技術指導並びに協力を賜つた方々の氏名をあげて深甚の敬意を表する次第である。

(1) 現場工事の指導監督担当者

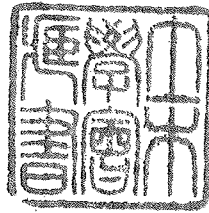
前大阪府土木部長	大野台助
大阪府土木部道路課長	北村正之
大阪府土木部道路課	大池晟也
"	枝村俊郎
"	岡尚平
大阪府富田林土木出張所長	北島祐二

(2) 設計、施工（上部）担当者

極東鋼弦コンクリート振興 K K
 オリエンタルコンクリート K K

(3) 試験並びに技術指導担当者

建設省道路局地方道課長	大串満馬
前大阪府道路課長	辻川秀夫
建設省土木研究所橋梁設計室	手塚薫
"	国宏哲男



昭和34年2月10日 印刷
 昭和34年2月15日 発行

土木学会論文集第60号・別冊(3-1) 定価 200 円 (〒10 円)

著 者 田原保二・猪股俊司・南 俊次・宇野田修
 編 集 者 東京都新宿区四谷1丁目 国分正胤
 印 刷 所 東京都港区赤坂溜池5番地 株式会社技報堂

発 行 所 社 団 法 人 土 木 学 会

東京都新宿区四谷1丁目 電話(35) 5130・5138・5139 振替東京16828番