

宿院高架橋における連結ピルツ橋について

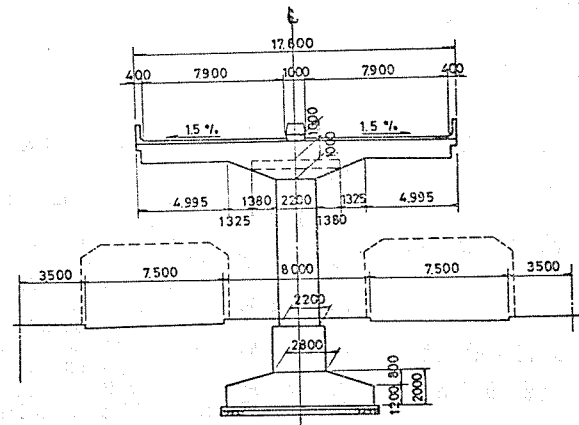
前 田 栄 三*
堀 岡 兆**

1. はじめに

宿院高架橋は、本誌で既報（1975年2月）のとうり国道26号のバイパスとして施工している第二阪和国道（堺市～泉南市）の起点部に位置している。その北端は阪神高速道路堺線に連結し、昭和51年1月に交通開放した。この高架橋は2つの主要構造物に分けられる。

一つは本誌既報の三主版桁橋、もう一つは連結ピルツ橋である。

連結ピルツ橋とは橋軸方向に2径間の連結とし、柱頭部がピルツ形式になっているところから連結ピルツ橋と呼んでいる。



2. 連結ピルツ橋の着想

基礎部分の設計の際、上部工はPCプレテンション単純桁(L=25.000m)を想定していたが、47年4月以降は25mの桁を運搬することが不可能になったので最大桁長を20.6mに制限し、不足分をはりから迎えを出すといった方法が最初の着想である。20.6mの吊桁としてはPCプレテンJIS桁を一部修正、改良して用いることにした。

各橋脚から受ばりを張り出し、ここへ吊桁を設けただけの静定構造だと25mという短い径間に2か所ずつの目地ができて走行性が悪いばかりでなく、騒音、振動防止の面からも好ましくない。そこで吊桁を架設した後、受ばりと吊桁(PC桁)の間に鉄筋をそう入し、コンクリートを打設して一体構造とすることにした。こうして一体化できる径間数は桁の長期変形の関係から2径間までが限度である。

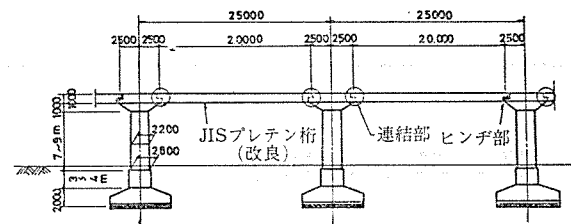


図-1 一般図、側面図

3. 一般図および側面図

図-1 参照

4. 施工手順(図-2)

- ① 橋脚の上に4m×5m程度の受台を施工する。
- ② 受台の上に鋼製箱桁(700×700×17000 SM材)をのせアンカーボルトで固定する。
- ③ 型枠、鉄筋を組んで受ばりのコンクリートを打設する。連結側(A-A断面)には連結用鉄筋が橋脚より張り出している。
- ④ 連結側(A-A断面)はモルタル沓の上に、ヒンジ側はゴム沓(D.S.F.パッド)の上に吊桁であるプレテン桁を架設する。
- ⑤ 受ばりと吊桁の間に連結筋を入れコンクリートを打設し一体化させる。横桁も同時に打設する。

5. 受ばりの構造

受ばり部分の橋軸方向は鉄筋コンクリート構造とし、橋軸直角方向は鋼製箱桁(700×700×17000)を3本用いたS.R.C.(鉄骨鉄筋コンクリート)構造とした。

S.R.C.構造とした理由は次の理由による。

* 建設省近畿地方建設局 浪速国道工事事務所 工務課長
** " " " " " " 工務課

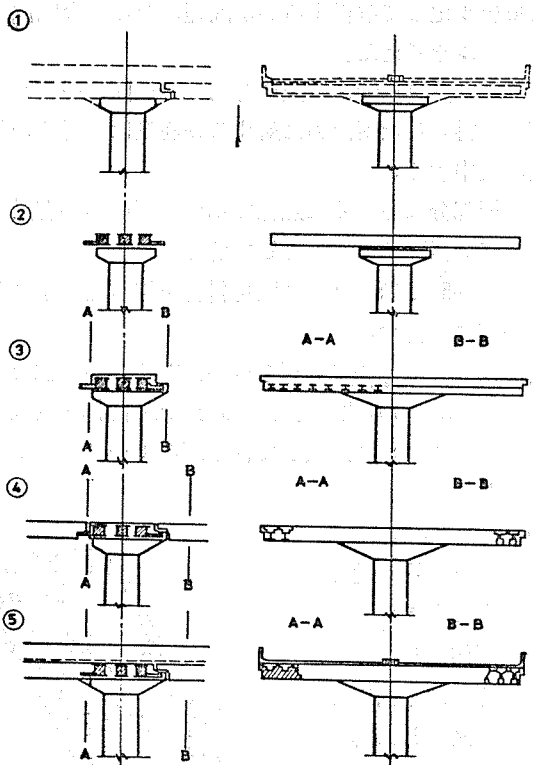


図-2 連結ピルツ橋施工手順

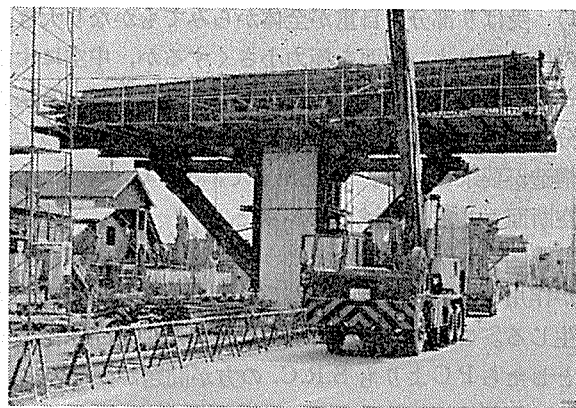


写真-3 受ばりの施工

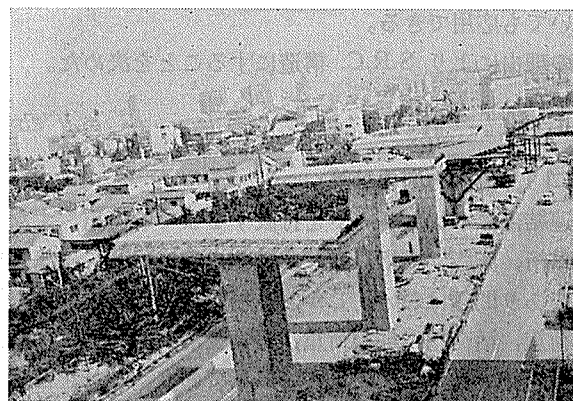


写真-4 下部工(受ばり)完成



写真-1 受台の施工

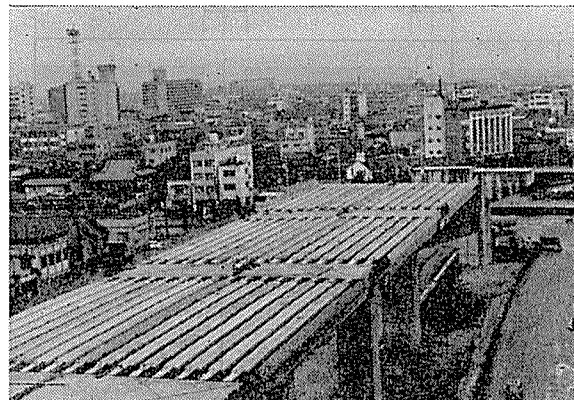


写真-5 プレテン桁架設

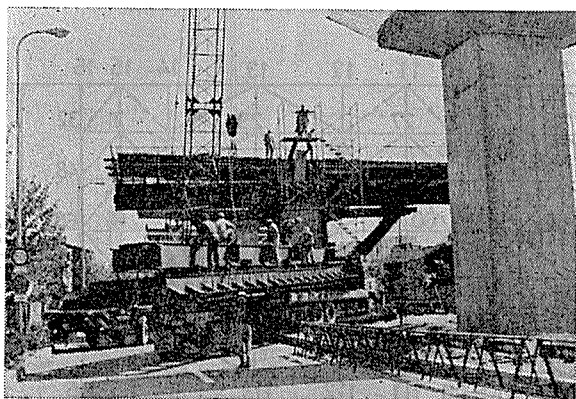


写真-2 鋼製箱桁の架設

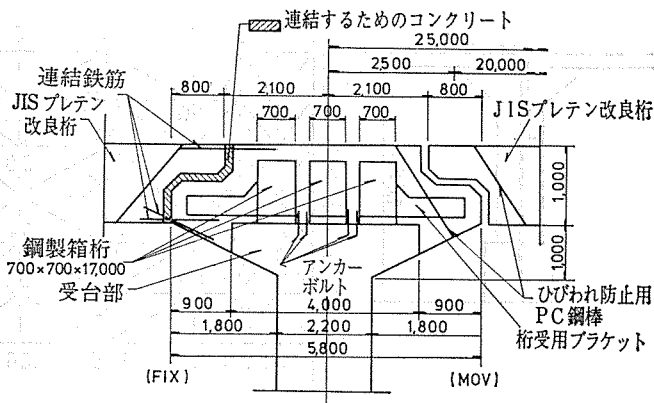


図-3 受ばりの構造

1) 受ばり部分の自重が全体からみてもかなり大きなものになるため、断面を極力小さくするか、中空にするなどして重量を軽減する必要がある（完成している基礎部分の耐力から）。この条件を満足し、かつ剛性の大きい構造が要求される。したがって、S.R.C. 構造にして中空断面とし重量軽減をはかった。

2) 図-6 からわかるように受ばりには大きな断面力が作用し、曲げとねじれが重なり合って複雑な力関係が生じる。これらをすべて明確に求めることが困難であるとしたらPCよりもS.R.C.の方が問題が少ない。

3) 鋼製箱桁から吊支保工で受ばりのコンクリートを打設することも可能であり、交通処理等きびしい条件があついても応用できる。

等の理由により S.R.C. 構造にすることを決めた。

6. 設 計

(1) 橋軸方向の計算

連結部にコンクリートを打設するまでの荷重、すなわち吊桁、床版、横桁、受ばり等の自重に対しては静定構造であり問題はない。しかし連結後の荷重、すなわち橋面荷重、活荷重、地震荷重、長期変形に対しては、平たい版を細い柱が直接支えている形であり、これをどのよ

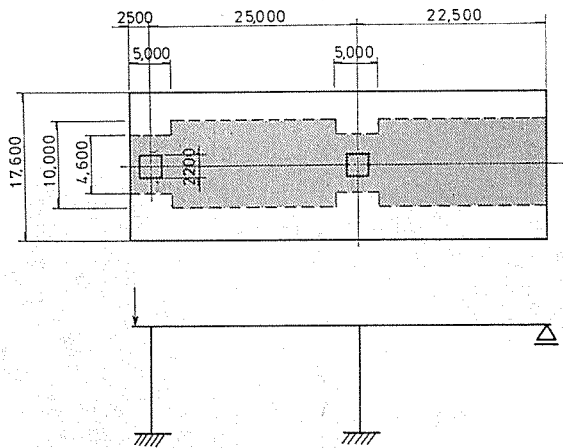


図-4 ラーメンモデル

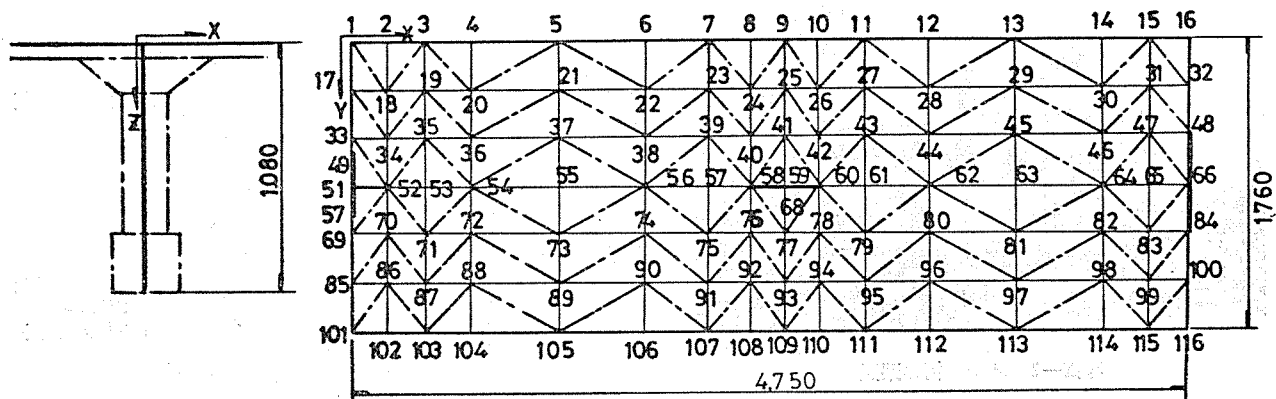


図-5 格子分割によるモデル

うにモデル化して解析するかが問題になる。今回次の3つのモデルを考えた。

1) 桁部分 17.6 m, 全幅有効の2径間ラーメンとして解く。得られた断面力に対する鉄筋量は柱近くの限定範囲に集中する。

2) 桁部分は図-4に点線で示す範囲のみが有効であるとして2径間ラーメンとして解く。

3) 図-5に示すように版を斜材を持った格子に分割し、一度に解析する。

実際は1)の方法で計算を行い、2),3)の方法でチェックした。2)の方法で計算すると水平部材の剛性が小さくなるので1)に比較して柱下端のモーメントが大きくなった。

3)の方法で解を求めてみると、柱の近くでは柱上に大きなモーメントが作用し、支間中央近くでは全幅に分散する。図-6に解の一つを示す。これらの結果から1)の方法で得られた結果にいくつかの修正を加えた。

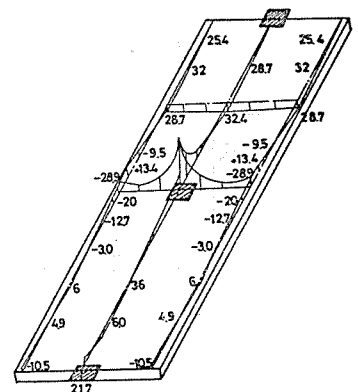


図-6 格子分割によるモーメント

(2) 橋軸直角方向の計算

橋軸直角方向の計算は受ばり部を片持ばりとして解いた。これについても格子で解いた結果と比較してみたがこの場合両者の差はほとんどなかった。これは桁部分の横方向の剛性が小さいため、橋軸直角方向の力は、ほとんど剛性の大きな受ばりにかかってくると思われる。

S.R.C. 構造の設計計算方法は今まで3通り用いられている。それらは

1) 累加強度式：鉄骨部材の抵抗モーメントと鉄筋コンクリート部材の抵抗モーメントを別々に計算し、両者

を足し合わせたものを全体の抵抗モーメントとする。

2) 鉄筋コンクリート式 (RC式) : 鉄骨を鉄筋の一部とみなして鉄筋コンクリート部材として抵抗モーメントを求める。

3) 鉄骨式 (SC式) : コンクリートの強度を無視し鉄骨部材の抵抗モーメントを求める。

以上の3方法であるが、最近では累加強度式によって設計するのが普通である。しかしこの方法は鉄骨部材の図心と鉄筋コンクリート部材の図心のずれを無視しており、今回の受ばりのように特に柱に近い断面のように50 cm ほど図心の差がある場合は累加強度式のみで設計しておくことは問題ありそうなので、この場合はRC式でも計算してどちらでもつように決めた。なお、この場合の有効断面はRC道路橋示方書T桁橋の支点上における有効幅をとった。

7. PC 桁連結部 (ゲルバー部) の構造

PC桁連結部は図-7のように鋼製箱桁より各主桁位置ごとにブラケットを設けPC桁全反力を支持させるよ

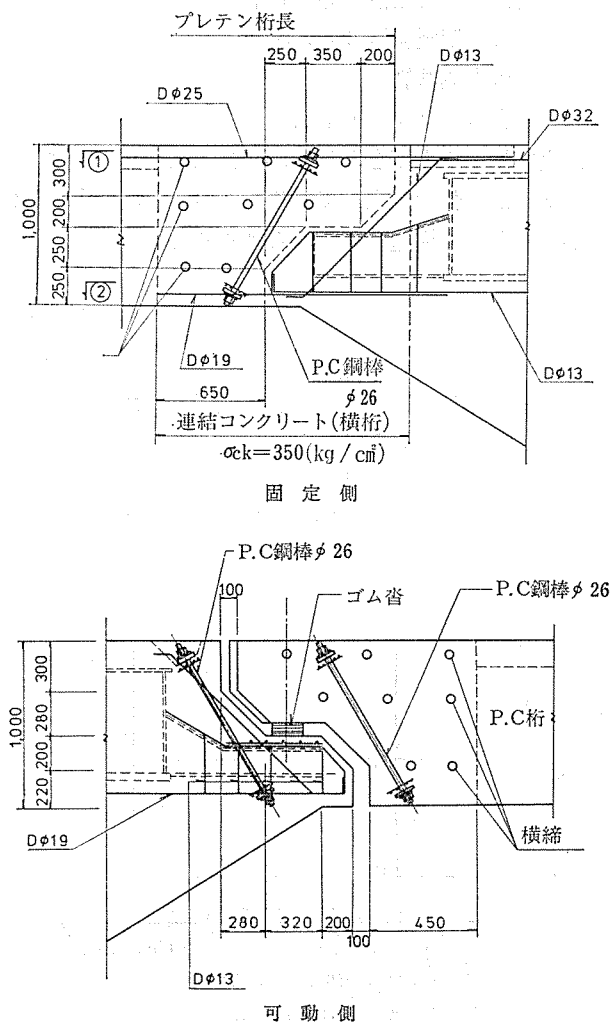


図-7 連結部詳細図

うにした。

固定側は当初ゴム沓の上に桁を載せることにしていたが、応力の伝達が変わらないということでモルタル沓に変更した。

初期ひびわれおよびひびわれ拡大防止のため、φ26 m のPC鋼棒 (SBPR 95/110) を、可動側には主桁および桁受部分両方に、固定側には主桁に、ブラケット間2本ずつ $Q=60^\circ$ で配置した (固定側は横桁と同時打設して一体構造とするため、桁のみの配置とした)。

8. 主桁の構造

主桁は JIS 桁を 図-8 のように端部を一部修正して用いることにした。

桁間、横桁自重、後死荷重および活荷重は主桁、横桁で分担し、主桁の自重は主桁でおのおの分担することにより、主桁切欠きに対する負担を小さくした (可動側)。

ブラケット上に主桁を載荷し橋脚と一体構造にするため後死荷重および活荷重はゲルバー部には載荷しない。支承は前述の通りモルタル沓とし主桁分担力を横桁部へ分散させるようにした (固定側)。

主桁の横締めは CCL (17.8 φ) 工法を採用した。端横桁横締めは橋脚部受ばりの後死荷重および活荷重による片持版としてのたわみと同一たわみを端横桁に生じるものとし、この断面力に対しても断面応力度は最少 5.0 kg/cm² 程度の圧縮応力度を残すよう配置し本数を決めた。

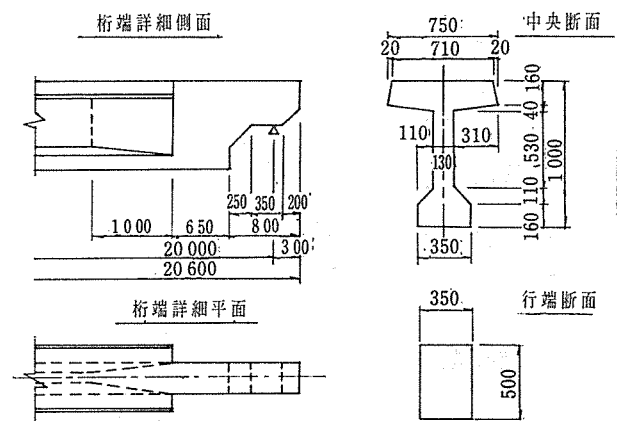


図-8 主桁の構造

9. 実橋による内部応力の測定

新しい構造物ということで設計には細心の注意を払い種々検討を行ってきたが、理論値と実測値の差がどれだけあるか、また本当に安全であるかどうか等を推測、確認する意味で実橋による応力測定を行った。

(1) 実験の着目点

1) 受台と受ばりとの一体性 : 橋軸直角方向の柱近く

での設計断面は受台、受ばりを一体断面として計算している。しかし受台から受ばりへは鋼製箱桁を定着させるためのアンカーボルトと D 32 m/m のハンチ筋のみしか入っておらず、実挙動は分離して重ねばりのような構造になっていないかという疑問に基づき行う。

2) 受ばりの応力度分布：当初版理論で解いた応力度分布は図-6 に示しているが、実橋はどうなのかを把握する。

3) 設計時における断面計算の妥当性：断面算定計算は、累加強度式、鉄筋コンクリート式の両者で行っている。ここでは鉄筋コンクリート式での計算値で実測値との比較を行う。

4) 主桁および横桁の応力度の測定

5) 連結効果（連結鉄筋）

その他たわみの測定等を行ったが、主要な着目点を上記にしぼり考察を述べることにする。

(2) 実験の方法

図-9 に実験の全体フローを示す。実験は施工段階ごとに3回行った。1回目は受ばり（下部工）のコンクリートを打設し、支保工を取外す前後（受ばりの自重による応力の測定）。2回目はプレテン桁の架設前後（この時点ではまだ静定構造）。3回目は床版コンクリートを打設し、連結鉄筋による不静定構造とした場合（後死荷重+トラック載荷荷重）とした。

測定点数はカールソンひずみ計、鉄筋ひずみ計合せて

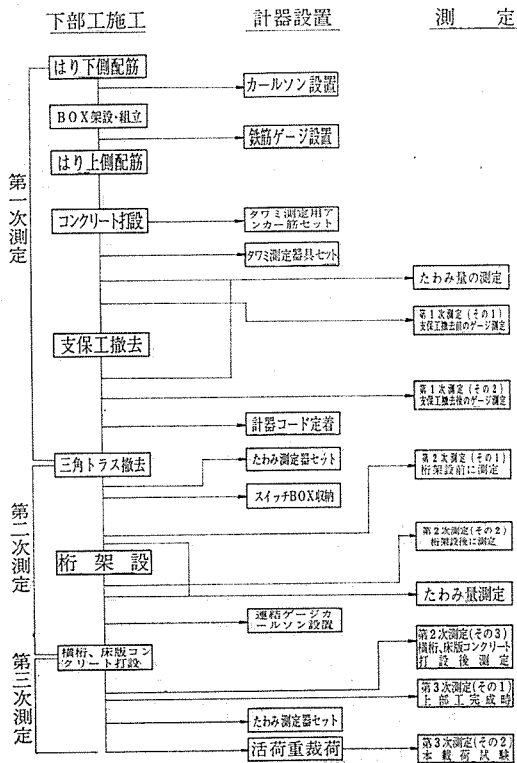


図-9 応力測定全体フロー

400 点ぐらい埋め込んだが、コンクリートの打設に伴う衝撃等で実測定点数は 380 点程度である。考察は、1 回目の測定は大きな応力度が出なかったため 2 回目、3 回目の測定で行った。

(3) 実験結果からの考察

a) 受ばりと受台との一体性 受ばり、受台の一体性については次の3つの角度から検討してみることにした。

- ① 各断面における橋軸直角方向応力度の流れ。
- ② 受台アンカー筋の上下方向応力度値の状況。
- ③ 理論値（立体格子構造解析値）による受台、受ばり間のせん断応力度からの推定。

これらの他たわみ等も一定の検討材料になると思われる。

1) 各断面における橋軸直角方向応力度の流れからの考察。

図-10 の応力度は、いずれも平均応力度をコンクリート応力度に換算し結んだものである。測定点については

- ① 受ばり上側鉄筋
- ② 受ばり鋼製箱桁 Flg. Top
- ③ 受ばり鋼製箱桁 Flg. Bolt
- ④ 受台上側鉄筋
- ⑤ 受台コンクリート下面

測定結果の応力度をみれば、受台上側鉄筋(4)はわずかなのであるが引張力を生じている。このことは受台、受ばりが完全な一体構造であるならばあり得ない。

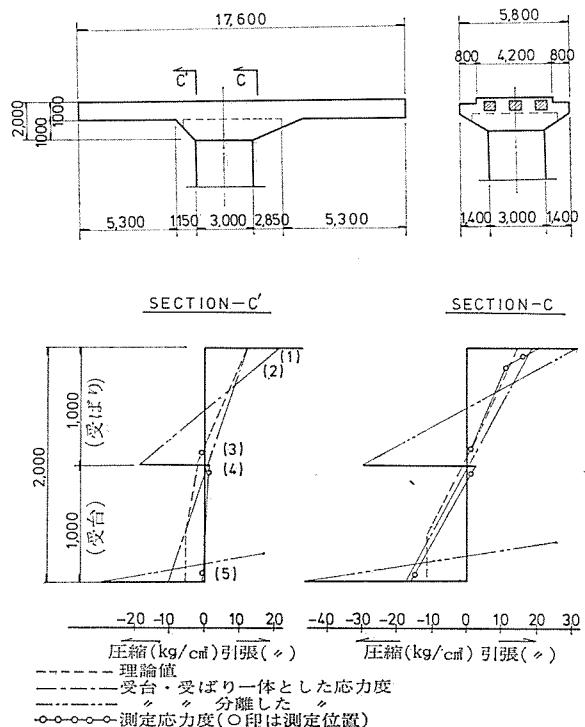


図-10 橋軸直角方向応力度

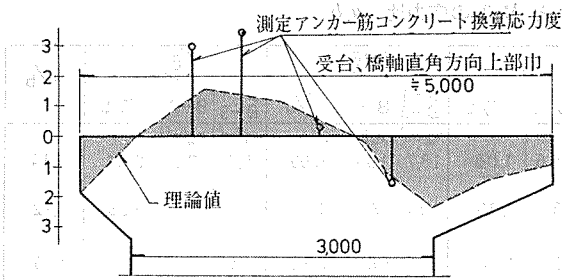


図-11 受台、受ばり上下方向応力度

一方、完全に分離した場合を考えれば、受台の応力度は著しく大きくなるものであり、特に引張側のコンクリートは、まったく抵抗できない状態となり、図に示したような値が測定されるはずである。さらに各方法により各点についていうならば、

- ① 鋼製箱桁の応力度は理論値に等しい。
- ② 受ばり上側鉄筋引張応力度は受台、受ばりの一体構造とした場合の鉄筋コンクリート式断面応力度に等しい。
- ③ 受台下側コンクリート圧縮応力度は、Section C'において著しく小さく、Section Cにおいて一体性を考えた鉄筋コンクリート式断面応力度に等しい。ということがいえる。

2) 受台アンカー筋による考察：図-11 はアンカー筋の測定応力度および同一断面におけるコンクリートの理論応力度を示したものである。応力度の圧縮、引張、領域、その他の傾向は似かよったものである。両者の応力度はコンクリート換算断面応力度（すなわちひずみ）で表わされている。その応力度は圧縮側においては測定値、理論値はほとんど等しいが、引張側においては測定値がかなり上まわっていることを示している。

仮に受台、受ばりが完全な一体構造であるならば圧縮

側、引張側とも理論値に等しいはずである。このことは受台、受ばりが完全な一体構造ではないといえる。

3) 理論値による受台、受ばり接合面のせん断応力度からの考察：桁荷重載荷時のせん断力を図-12 に示した。このせん断力は小さなものであり、全荷重は桁荷重の2.8倍程度あり、全荷重載荷時でも $\max = 2.4 \text{ kg/cm}^2$ 程度である。設計段階において $\tau = 7.0 \text{ kg/cm}^2$ を仮定し、アンカー筋、ジベル筋を配置した。この応力は直接には測定できないが、値そのものは小さく、受台、受ばりを分離させるほどのものではない。

4) たわみからの考察：張出部のたわみを測定値と理論値で比較すれば測定たわみ量は理論たわみ量の

- 上 向 76% (平均値)
- 下 向 79% (平均値)

である。理論たわみ量が全断面有効として求めたものであるため、本来なら測定たわみ量が大きくなるものと思われる。この測定は受ばり先端のみの測定であるため、その原因については明確にできない。いずれにしてもこのたわみ値からは構造物が正常なはたらきをしており、受台、受ばりの分離については否定していると思われる。

5) 結 論：以上の結果、受台上側鉄筋にはわずかであるが引張力を生じ、完全な一体構造であるとは言い難い。受台、受ばり結合部材の縁端応力度は完全一体構造とした場合の鉄筋コンクリート断面応力度に近いが、もしくはそれ以下であり、縁端応力度だけをみれば一体構造に等しい。

受台アンカー筋の上下方向応力度からみれば、圧縮側については理論値に等しく、引張側においては測定値が理論値の2倍強を示している。また、接合面のせん断力はわずかなものであるし、たわみをみても分離をおこ

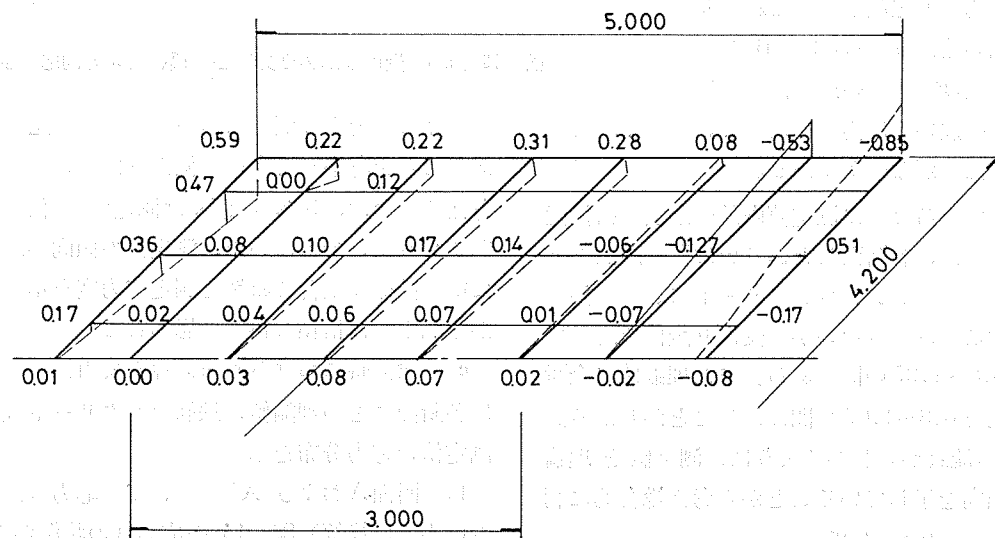


図-12 受台上端面せん断応力度分布図 (kg/cm²)

表-1 受ばり各断面における B-1, B-3 と B-2 の応力比 (a/b)

	①				②			③			④			⑤			⑥			a/b
	B-1/B-3	B-2	a/b	kg/cm ²	B-1	B-2	a/b	B-1/B-3	B-2	a/b	B-1/B-3	B-2	a/b	B-1/B-3	B-2	a/b	B-1/B-3	B-2	a/b	
測定値	鉄筋	5.7	4.5	1.27	1.71	15.4	1.11	1.25	7.8	1.60	1.80	16.6	1.08	18.7	18.9	0.99	5.7	7.0	0.81	1.14
	鋼はり上フランジ	1.7	2.6	0.65	10.5	3.7	2.84	6.5	5.3	1.23	12.4	8.9	1.39	10.4	8.5	1.22	3.7	1.2	3.08	1.12
	下フランジ	4.5	5.0	0.90	-8.2	-5.0	1.64	-0.2	1.2		1.3	0.9	1.44	-6.6	-8.2	0.80	-5.9			1.20
	コンクリート				-19.0	-19.0	1.00							-20.0	-17.0	1.18				1.09
	平均値	—	—	0.94	—	—	1.25	—	—	1.42	—	—	1.30	—	—	1.05	—	—	0.81	1.14
理論値	鉄筋	4.5	5.0	0.90	14.7	13.9	1.06	11.1	11.0	1.01	14.6	14.6	1.00	15.3	14.7	1.04	5.1	5.4	0.94	0.99
	鋼はり上フランジ	3.9	4.2	0.93	11.9	11.5	1.03	10.4	10.4	1.00	12.8	13.0	0.98	12.5	12.4	1.01	5.0	5.6	0.89	0.97
	下フランジ	-3.1	-3.7	0.84	-7.6	-8.5	0.89	0.3	-0.5	0.60	1.4	1.7	0.82	-7.7	-8.0	0.96	-3.9	-4.5	0.87	0.83
	コンクリート				-11.2	-10.5	1.07							-12.2	-12.1	1.01				1.01
	平均値	—	—	0.89	—	—	1.01	—	—	0.87	—	—	0.93	—	—	1.01	—	—	0.90	0.96

させるほどのものでもない。

したがって、受台、受ばりの接合面においては分離は生じていないが、大きなばねを入れたほぼ一体構造に近いものになっていると推定する。

b) 受ばりの応力度分布 橋軸直角方向の断面応力に対して受ばりが一様に抵抗するか否かについて、換言すれば、受ばりの抵抗幅が構造物の安定性に大きな問題がある。

図-13(a) は B-1, B-2, B-3 位置の各断面ごとの上側鉄筋、鋼製箱桁上下フランジ、下側コンクリートの橋軸直角方向応力度を結び、応力度の流れを示し、併せて理論値(全断面有効)も記載した。これより測定値の外側鋼製箱桁位置(B-1), (B-3)と内側鋼製箱桁位置(B-2)との違い、さらに測定値と理論値の違いを応力の流れにおいてみる。これを整理し比較したのが表-1である。

表-1 で示しているように測定値内外の鋼製箱桁位置での応力比 (a/b) は、各断面ごとあるいは同一断面の鉄筋、鋼製箱桁上下フランジ、コンクリートにおいて個々の値を見出すことはできないが、受ばり全体を通してみると応力比 0.8~1.27 の間にある。また理論値(全断面有効)も同様で 0.8~1.07 の間にあることがわかる。図-13 の応力の流れからわかるように、測定値と理論値がほぼ同じ傾向を示していることから考え総合的に判断して

$$\frac{\text{測定値}}{\text{理論値}} = \frac{0.8 \sim 1.27}{0.82 \sim 1.07} = 1.10 \text{ とすると測定値}$$

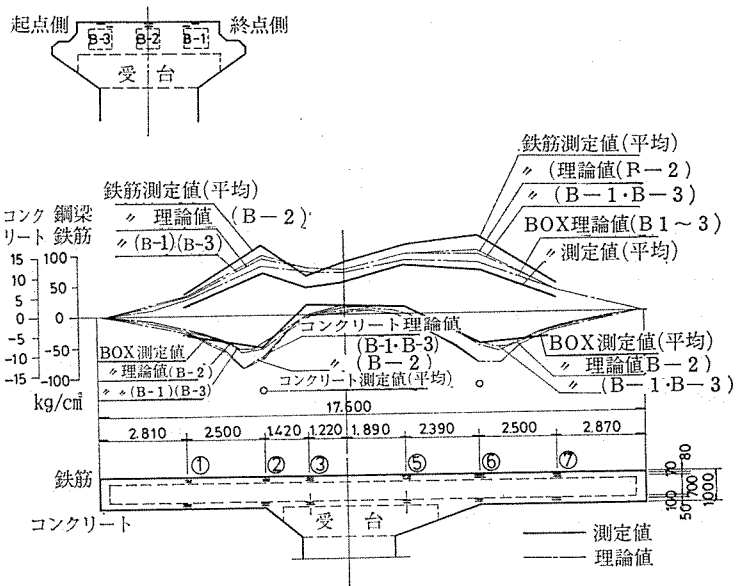


図-13(a) 受ばり応力度分布図(橋軸直角方向応力度)

における応力度の偏りは理論値のそれに比べて約 10% あることを考察して今後に備えればよいのではないかと考える。なお、10% の偏りは測定値に信頼性がないと考えられないでもないが、測定値の傾向が理論値の傾向に準じ同様な割合で整然と測定応力度を示していることから測定値は信頼し得ると思われる。

c) 設計時における断面計算の妥当性 図-14~16 に各断面ごとの理論値、鉄筋コンクリート式による値、測定値の応力分布を示す。

- 1) 断面 A および A' について(応力度はコンクリート応力度に換算) 図-14 の応力度の状況から、
① 鋼製箱桁の上下端においては理論値に等しい。

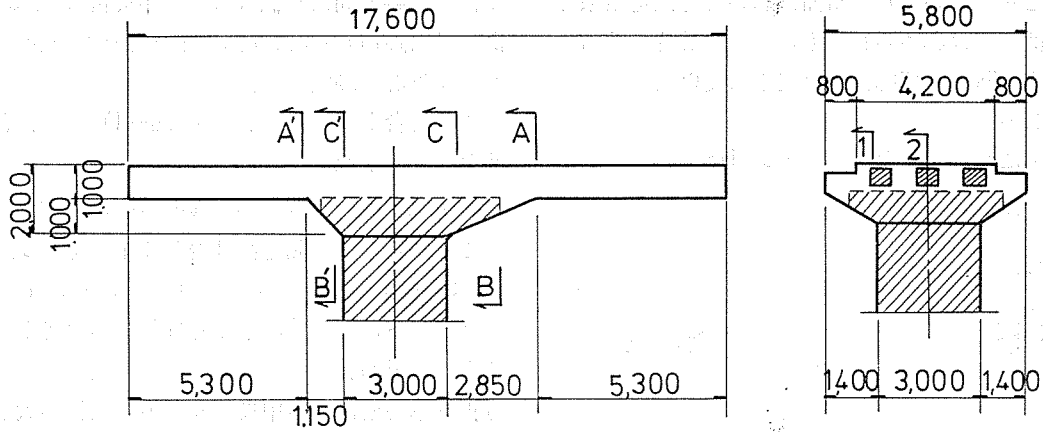


図-13 (b) 算定時断面

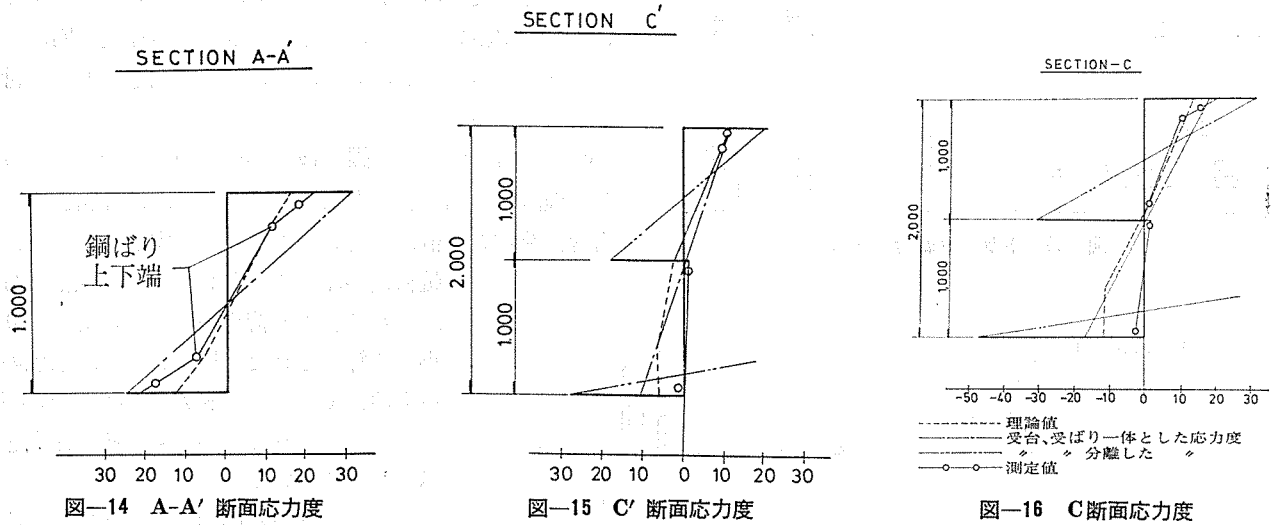


図-14 A-A' 断面応力度

図-15 C' 断面応力度

図-16 C断面応力度

② 受ばり上側引張鉄筋においては理論値を越え、鉄筋コンクリート式による応力度以内にある。

③ 受ばり下面コンクリート圧縮応力度については②同様理論値と、鉄筋コンクリート式による解との間にある。ここで理論値による解はコンクリートの弾性係数を圧縮側、引張側同じとした。つまり応力度の正負にかかわらず有効にはたらくものと考えた。このことは、圧縮および引張応力度が小さい場合は問題ないが、引張力が大きい場合にはかなり差異を生じてくる。このことを念頭におけば、①の鋼製箱桁における応力度の範囲内においてコンクリートが圧縮、引張いずれにおいても有効にはたらいっていることを示し、②の鉄筋位置においては、受ばり自重および桁荷重を負担し、応力度はほぼ $\sigma_{ck}/10$ の値となり、圧縮側と同様に作用し得ず、このため鉄筋に負担がかかることから、設計時において断面は鉄筋コンクリートの引張側についてまったく無視したが、実際にはかなり有効にはたらし、その結果応力度は断面算定時をかなり下回っている。

2) 断面Cおよび断面C'について：測定結果より

① 受ばり部鋼製箱桁の応力度は理論値と等しい。

② 受台上側鉄筋に引張応力度が認められる。

③ 受ばり上側鉄筋応力度について

イ 断面C'の応力度は理論値に等しい。

ロ 断面Cの応力度は受台、受ばり一体構造と考えた場合の鉄筋コンクリート応力度に等しい。

④ 受台下側コンクリート圧縮応力度について。

イ 断面C'は著しく小さい。

ロ 断面Cにおいては受台、受ばり一体構造と考えた場合の鉄筋コンクリート応力度よりやや小さいが近似する。

これらのことから、①については断面A同様、応力度が小さいためこの範囲ではコンクリート圧縮、引張とも有効に作用している。②については応力度の値は著しく小さく、受台、受ばりの結合の問題にあるので前記の通り。③については断面C'の応力度は小さく、鋼製箱桁と同傾向にある。断面Cは引張応力度がある程度の値にあり、引張側のコンクリートが圧縮側と同じように作用し得ないため、鉄筋に負担がかかった結果と思われる。④については測定データの数が少なく、充分信頼し得る値とはいえないが、③と同傾向にある。

以上のことから、いずれの断面においても測定結果と計算結果の間に差は認められるものの、設計時の鉄筋コンクリート式の断面計算応力度は実応力度以内にあるものと考えられる。

d) 上部工にかかる応力 (プレテン JIS 桁) 上部

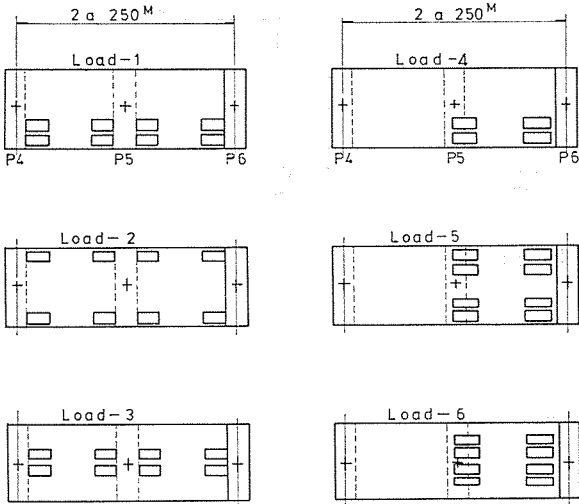


図-17 トラック載荷ケース

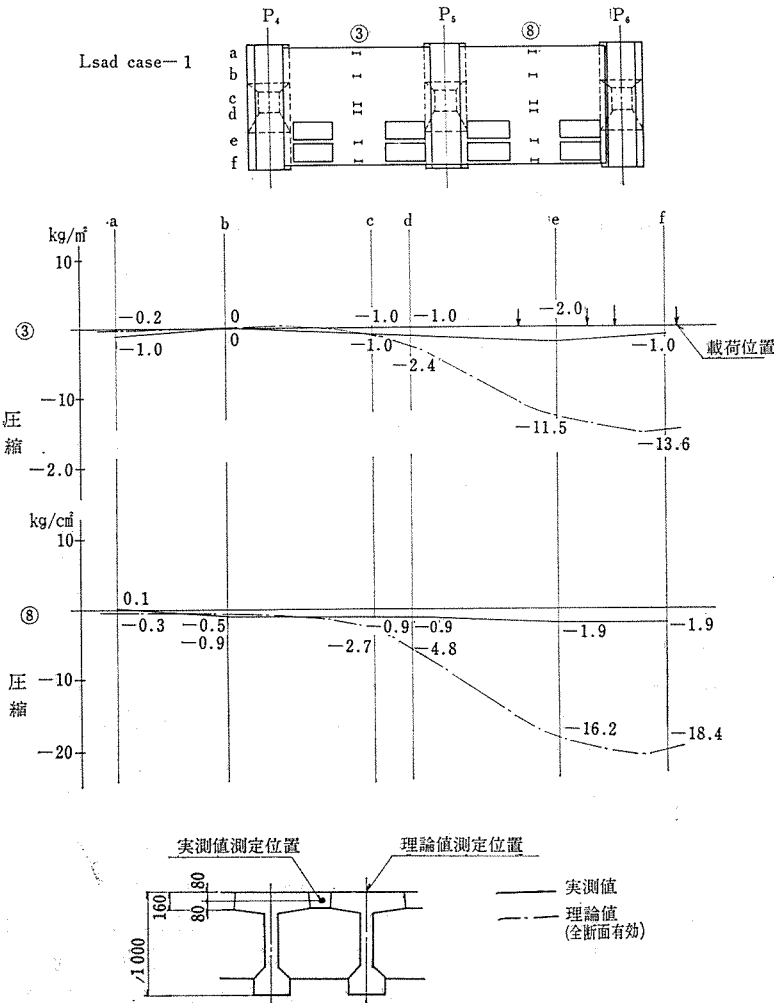


図-18 主桁橋軸方向応力度

工は、橋軸方向に6個(スパン中央付近に3個で2径間)、橋軸直角方向に6個をそれぞれ方向別にカーロンひずみ計で測定した。

この場合トラックの載荷を 図-17 とし、荷重載荷を6ケースとした。

測定値と理論値の一部を 図-18 に示す。

これからみると測定値は著しく小さく、理論値の1/4~1/10程度の値である。これはプレテン桁と間詰めコンクリートの材令差による弾性係数の差等が影響しているものと思われる。また、スパン中央における断面力の分担は単純桁に比べ中央よりの桁に負担が大きい傾向を示している。これは本構造物の特性から当然なことであり測定応力度の値は別にして如実にその挙動をとらえている。測定結果より主桁の縁応力度がどの程度か明確なものとはつかめないが、傾向については理論応力度を裏付けるものである。

e) 横桁の応力 図-19の横桁の応力分布をみると、理論値を測定値が上回っている。これは理論値の応力度は荷重を主桁に載荷してしたが、実橋においては輪荷重が床版をとうして主桁、横桁に分配される。この荷重差により理論値より小さく算出されたと思われる。理論値の最大曲げモーメントが2.0tm (Load case-1)ということからも、その傾向を示しているといえる。

f) 連結鉄筋の応力 連結鉄筋の設計計算方法は、実橋の連結ピルツ構造を一つの面内ラーメンとして扱い、連結部の全曲げモーメントが柱方向に集中して作用するものと仮定して連結部抵抗幅を試算し、この幅の断面をRC断面として連結鉄筋を決定し、これを全幅に配置した。

橋軸方向引張応力度(図-20)をみると、測定値は理論値の全断面有効応力度と、RC断面応力度の中間にあり、測定値は理論値とほぼ同じ傾向を示している。また、地覆側の応力度の大きい区間は荷重の載荷幅よりやや内側にもみられるが、柱付近の応力度はそれほど大きくはない。中央部の応力度は、全幅にわたってほぼ等しいことより現橋における橋軸方向断面力の分布は、設計時に考えたほど柱付近に集中するものでなく、一様な分布荷重の場合、一様な応力分布をなすものと思われる。

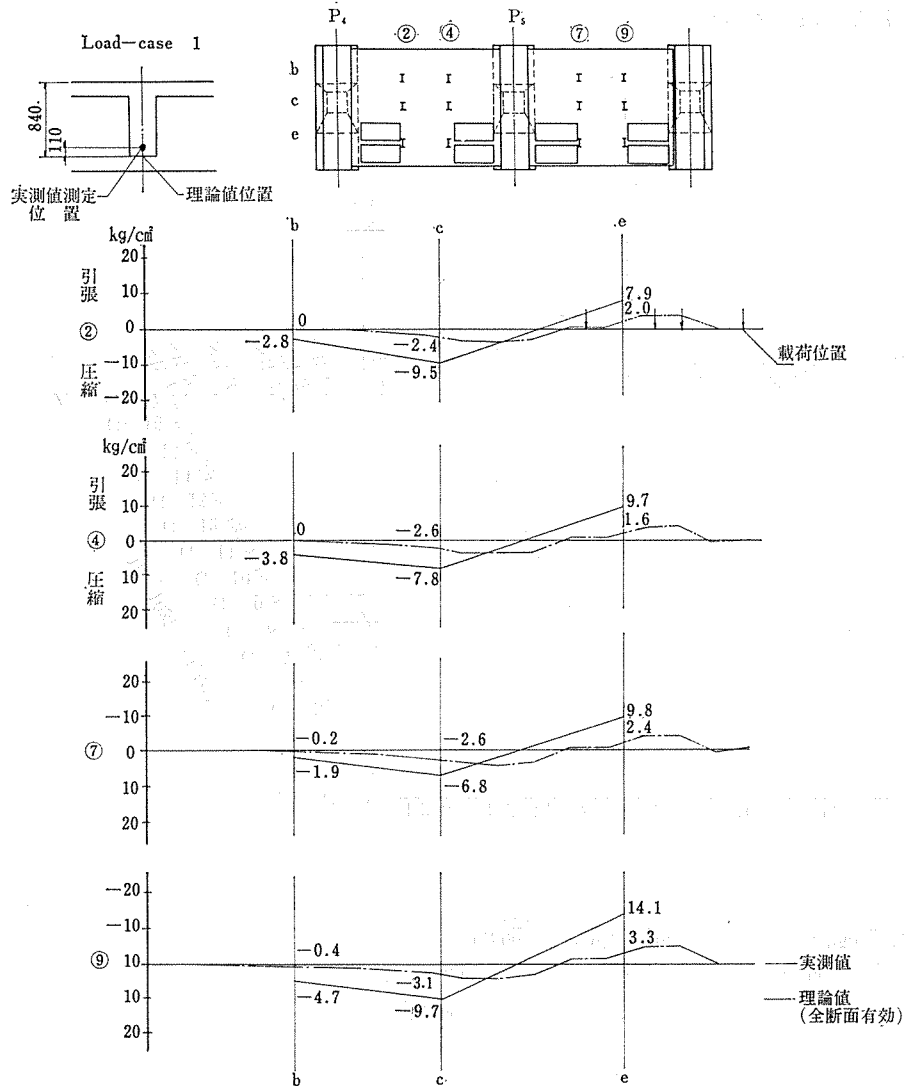


図-19 横桁橋軸直角方向応力度

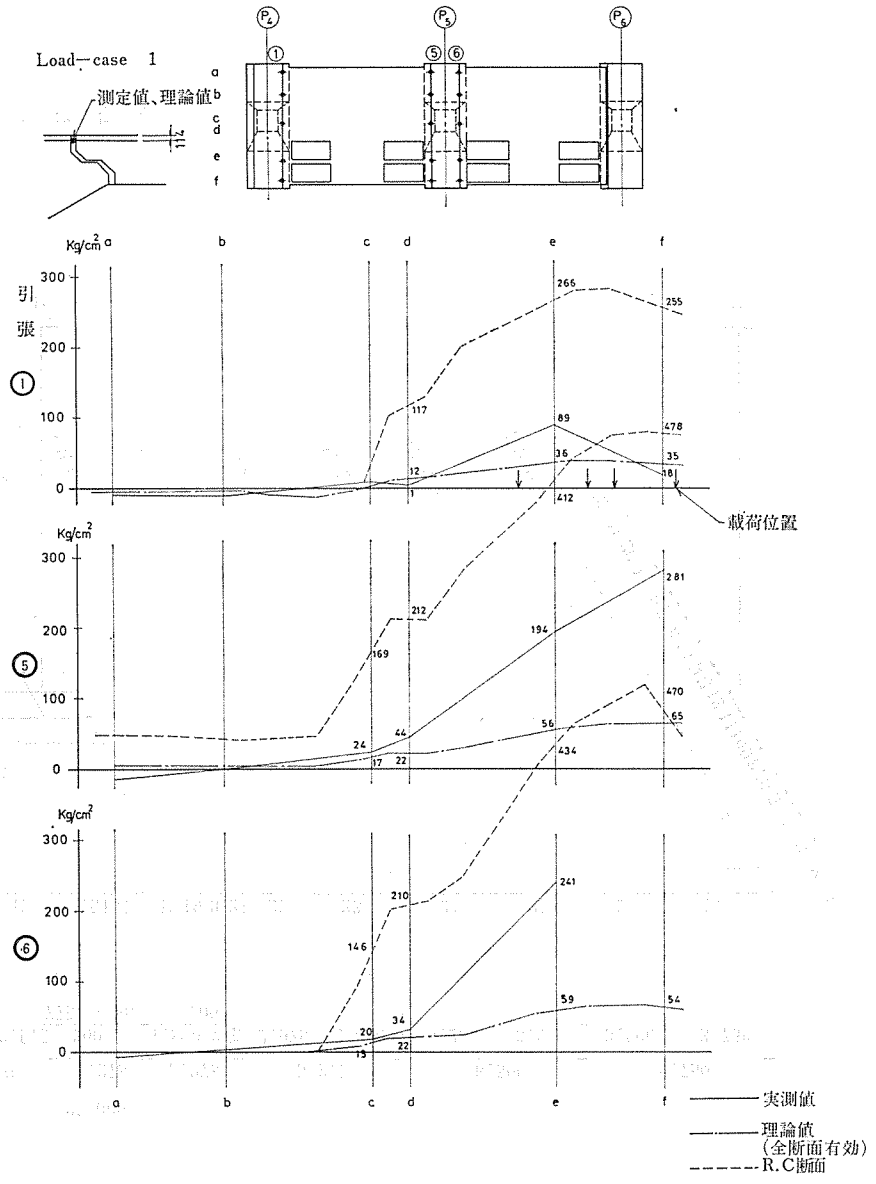


図-20 連結鉄筋曲げ応力度

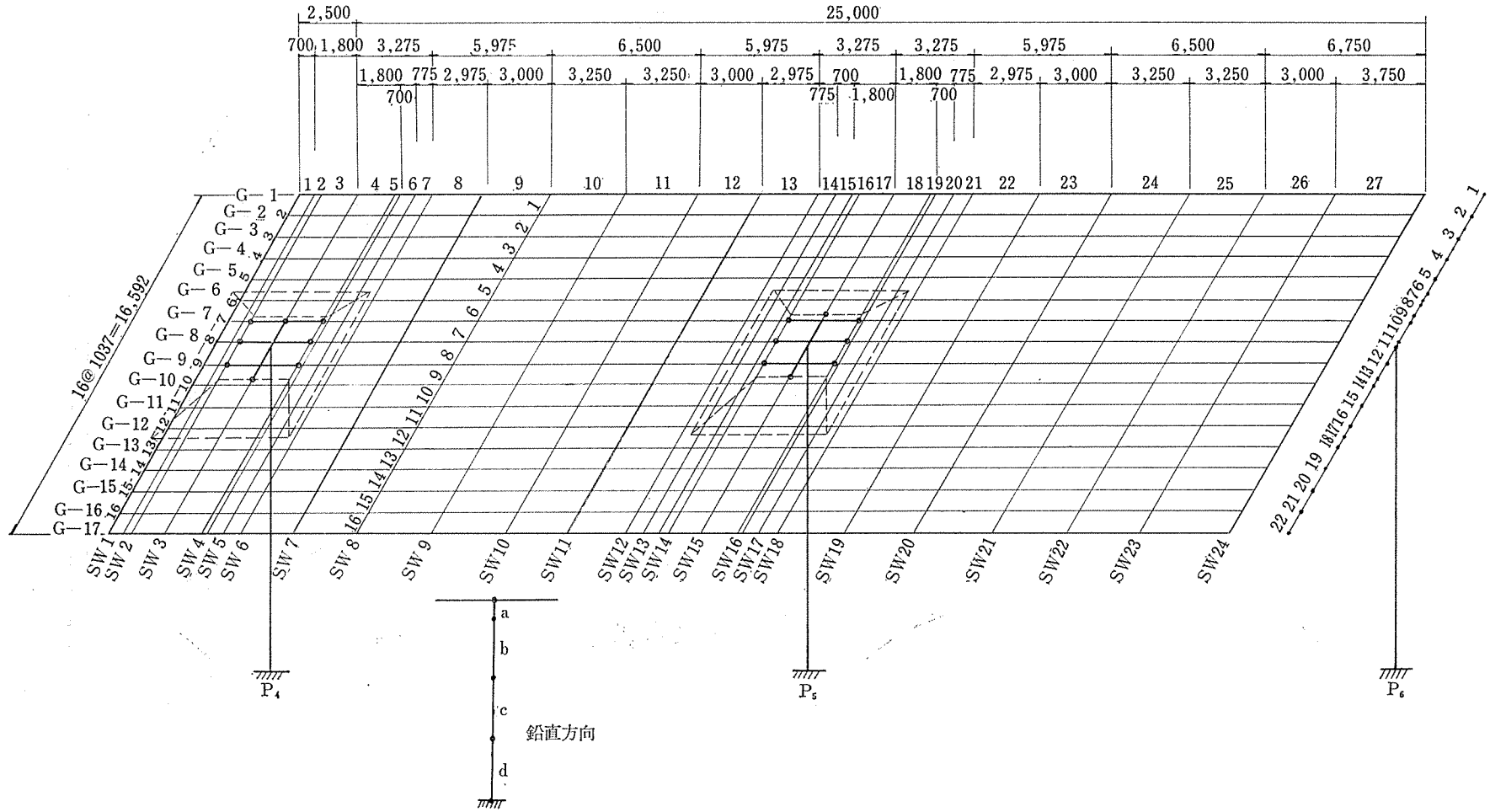


図-21 理論値の格子構造

g) 理論値について 理論値との対比ということで、前記にはかなりの理論値を引き合いに出し検討の資料としてきた。理論値を求めるには次の方法がある。

- 1) 有限要素法によるもの
- 2) 立体格子構造によるもの

本構造は実橋であり複雑なうえに大がかりなため、1)の方法にては板、立方体等の組合せを考慮せねばならず、接合関係に無理を生じ立方体のみで構造物を構成した場合非常に不経済になる。このため、2)の方法で理論値を求めることにした。この場合の格子構造を図-21に示す。計算は棒部材による立体骨組構造を考慮し電算で解いた。骨組の構成はできる限り実橋に近づくように橋軸方向部材 $n=17$ 、橋軸直角方向部材 $m=25$ 、格点数 $m \times n=425$ 、中間点および柱部材を考慮し、600点ほどになった。荷重については前記載荷要領のとうり6ケースを考慮した。

10. おわりに

実橋による実験を中心に連結ピルツ橋のもつ特性を述べてきた。ある程度は本構造がもっている性格を理解できたと思っている。しかしまだ耐震の関係等は明確にさ

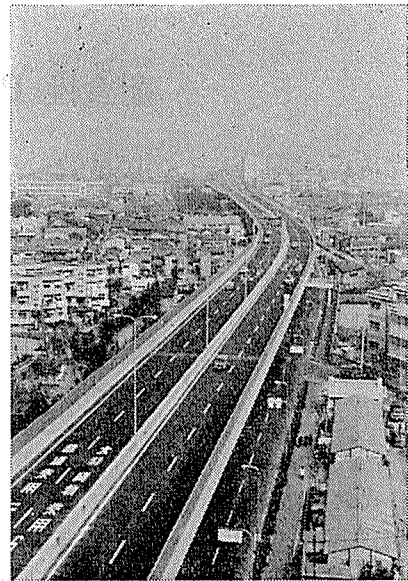


写真-6 交通開放状況

れていない。今後機会あるごとにこれらの方面も検討し報告したいと思っている。また、今後PCプレテン桁を利用しいろいろな特色のある橋梁がでてくるのを期待しておわりの言葉としたい。

1976.3.1・受付

プレストレストコンクリート

宿院高架橋(近畿地方建設局)

3主桁5径間連続版橋

全長 1.1km 巾員17.6m

SEE工法

新構造技術株式会社

取締役会長 工学博士 加藤三重次

取締役社長 巽千代造

本社 東京都新宿区内藤町1番地(渋谷ビル)
電話 (03)(354) 3851番(代表) 千160

大阪営業所 大阪市西区靱本町2-86番地(西本町ビル)
電話 06(445) 1035番 千550

厚木工場 神奈川県厚木市戸田長淵2514番地
電話 (0462) (22) 2199・3418番 千243

専務取締役 技術士 上野博

常務取締役 技術士 森元峯夫

顧問 山内一郎

顧問 今沢豊正

名古屋営業所 名古屋市中村区広井町1-87(伊藤ビル)
電話 (052) (581) 6071番 千450

九州営業所 福岡市博多区博多駅中央街8-36(博多ビル)
電話 092(451) 5797番 千812

札幌出張所 札幌市東区北21条東19丁目
電話 011(782) 8635 千065