

## 天草連絡道路のPC橋の模型試験

栗 原 利 栄\*  
 国 広 哲 男\*  
 野 尻 陽 一\*\*

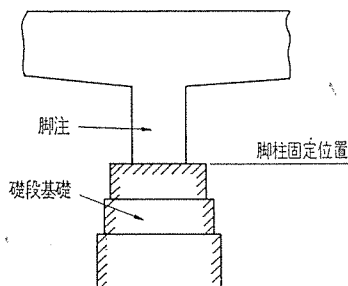
### 1. ま え が き

天草連絡道路3号橋および4号橋は、日本道路公団によって施工されている Dywidag 式のPC橋で、海をわたる長大PC橋として注目を集めている<sup>1)</sup>。以下に述べるものは、詳細設計の実施に当たり、参考とするため4号橋のほぼ 1/8 の模型について行なった試験に関する報告である。

### 2. 試験の目的

実橋では、橋脚の脚柱と桁とは剛結されており、脚柱には桁から曲げモーメントが伝えられる。このような桁から脚柱への曲げモーメントの伝達が確実に行なわれているかどうか。実橋では、橋脚脚柱の下端はプレパックドコンクリートによって作られた橋脚基礎とつなぎ鉄筋により剛結され、脚柱は図-1に示す位置で固定されているという仮定で計算を行なっているが、この仮定が正しいかどうか。実橋では、脚柱高さに比して桁高がかなり大きい。したがって、このような場合、力学系の基本

図-1 脚柱固定位置



となるラーメンの軸線の高さをどこにとればよいか。桁および橋脚脚柱はPCでコンクリートの強度も強いが、橋脚基礎は海水中で施工するプレパックドコンクリートでコンクリートの強度も弱い。

1) 協会誌第8巻 第1号 p. 16 「天草連絡道路橋第3号橋および第4号橋の設計・施工のあらまし」参照

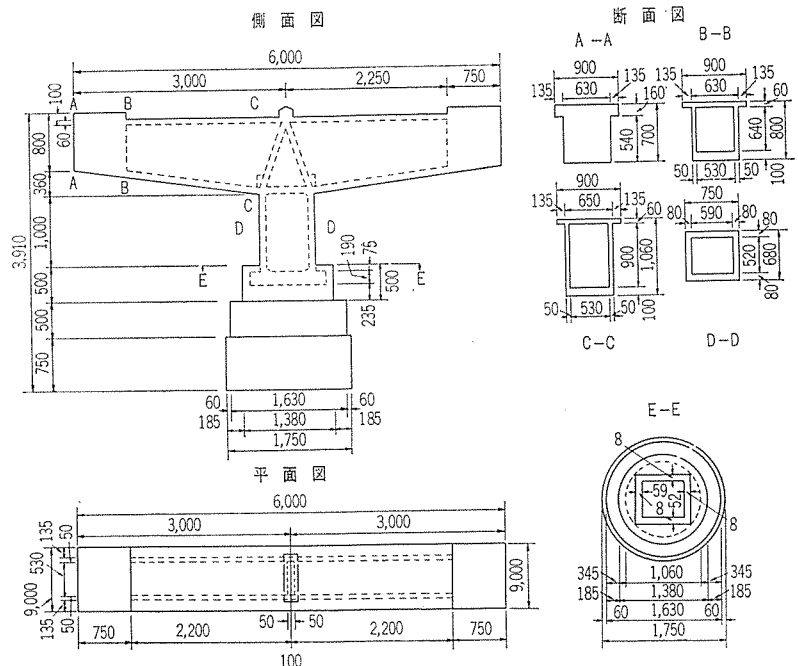
\* 日本道路公団天草架橋工事事務所  
 \*\* 鹿島建設株式会社技術研究所

このように強弱2種の材料をつなぎあわせた構造であるので、破壊時の挙動はどのようになるか、また構造の弱点はどこにあるか。以上のような諸点について検討するため、コンクリートの模型を製作し種々な載荷試験を実施した。

### 3. 模型の寸法および材料

模型は、図-2に示すように、4号橋の2号橋脚（プレパックドコンクリートにより作られた礎段式の基礎および脚柱）と主桁の一部をふくむ部分についての模型である。部材の寸法は実橋の約 1/8 になるように幾何学的に相似させた。橋脚基礎は、三段の円形礎段基礎よりなり、この最上段に橋脚脚柱が剛結されている。この礎段基礎は実橋とまったく同じような方法で施工された。すなわち、プレパックドコンクリートで施工され、各段の継目は単なる打継目で鉄筋などは用いられていない。最上段の脚柱剛結部には、つなぎ用の鉄筋が配置してある。脚柱は箱断面でプレストレスを与えてある。柱頭部の箱桁の内部には斜め壁をトラス状に配置し、桁からの

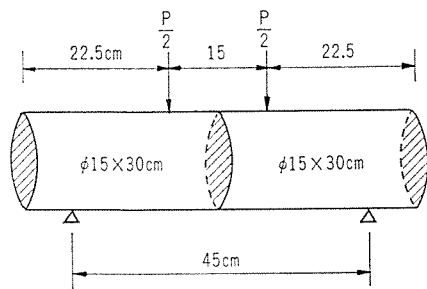
図-2 模型の寸法



プレストレス コンクリート

曲げモーメントを脚柱へ伝えている。この斜め壁にもプレストレスが与えてある。主桁にももちろんプレストレスが与えてあり、橋脚より両側へ片持ばりとして突出している。主桁は、上スラブに配置した 4φ12 mm PC 鋼棒によってプレストレスが与えられている。また片側の片持ばりに対してはせん断抵抗力を増すためにウェブに鉛直方向のプレストレスを与え、これと比較するために反対側の片持ばりでは、プレストレスを加えた側の桁と同等のせん断抵抗を有するようにスターラップで補強した。模型の材料の強度は次のとおりである。基礎のプレパックド コンクリートの圧縮強度は、模型製作時に同時に作り模型と同じような状態で養生した φ15×30 cm の供試体について圧縮試験を行なったところ、 $\sigma_{28}=170 \text{ kg/cm}^2$  であった。プレパックド コンクリートの粗骨材の最大寸法は 40 mm で、注入モルタルはフロー値 18~22 sec で、配合は  $C:F:S=1:0.8:2.4$  (重量比) である。また打ち継ぎ目の曲げ引張強度は図-3 に示すように、φ15×30 cm 2 個を用いて打ち継いだ供試体に

図-3 打継ぎ目の曲げ強度試験



ついて有効スパン  $l=45 \text{ cm}$ 、荷重間隔  $d=15 \text{ cm}$  として曲げ試験を行なったところ、 $12.5 \text{ kg/cm}^2$  であった。また供試体について測定したプレパックド コンクリートの弾性係数は  $2.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  であった。

橋脚脚柱および主桁は、部材厚が小さいのでモルタルよりできている。このモルタルの模型載荷試験時の材令における強度は次のとおりである。模型製作時に同時に作り、模型と同じ状態で養生した φ10×20 cm の圧縮試験用供試体および、10×10×40 cm の曲げ試験用供試体の試験結果によると、モルタルの圧縮強度は  $513 \text{ kg/cm}^2$ 、曲げ強度は  $36 \text{ kg/cm}^2$ 、弾性係数は  $2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  であった。なおモルタルの配合は表-1 のとおりである。

表-1 モルタルの配合

w/c	空気量 %	フロー値 mm	1 m <sup>3</sup> 当たり配合			
			W kg	C kg	S kg	ポゾリス No. 5 l
45	6~8	130~140	263	586	1344	11.7*

\* 25 % 水溶液としたもの

プレストレスの導入には PC 鋼棒第 4 種 φ12 を用いている。この鋼棒の品質は表-2 のとおりである。

表-2 PC 鋼棒の品質

直径 mm	引張強さ kg/mm <sup>2</sup>	降伏点強度 kg/mm <sup>2</sup>	伸び %	弾性係数 kg/mm <sup>2</sup>
11.18	140	125	10	20 500

また使用した鉄筋は、普通丸鋼 SS 41 φ6, φ9 および φ13 mm である。

#### 4. 模型の応力状態

橋脚位置における桁の上下縁の死荷重およびプレストレスによる応力度は、

$$\text{上縁 } \sigma_c' = \sigma_d' + \sigma_{cpt}' = -4.6 + 24.6 = 20.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_c = \sigma_d + \sigma_{cpt} = 4.5 - 5.6 = -1.1 \text{ kg/cm}^2$$

片側の片持ばりのウェブの中には φ12 mm PC 鋼棒を 30 cm 間隔で鉛直方向に配置し、1 本当たりの有効引張力 1.6 t でプレストレスを与えているので、ウェブにおける鉛直方向の応力は

$$\sigma = 10.7 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート許容せん断応力度を  $10 \text{ kg/cm}^2$  とすると許容抵抗せん断力は

$$S = 13\,800 \text{ kg}$$

反対側の片持ばりについては、上記の許容抵抗せん断力と同じ大きさのせん断力に対してスターラップの量をきめてある。すなわち、φ13 鉄筋 (SS 41) を 20 cm 間隔に配置すればよいことになる。

橋脚脚柱の応力は、

$$\sigma = 14.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ で、}$$

基礎 I では  $\sigma = 0.3 \text{ kg/cm}^2$

基礎 II では  $\sigma = 0.3 \text{ kg/cm}^2$

基礎 III では  $\sigma = 0.4 \text{ kg/cm}^2$  である。

また自重、プレストレスのみの作用している状態における柱頭部トラス部材の応力はつぎのとおりとなる<sup>2)</sup>。

$$\text{トラス斜材 } \sigma = 19.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{トラス水平材 } \sigma = -4.7 \text{ kg/cm}^2$$

#### 5. 模型の製作

礎段基礎は円型木製型わくを用い、下の段から順次プレパックド コンクリートにより施工した。圧入はあらかじめ粗骨材中にたて込んでおいた圧入用パイプによって、十分にモルタルがゆきわたるように圧送した。

各段の間には実橋と同じように打継ぎ目をもうけた。すなわち、ワイヤブラシで表面のレータンスをとりぞき水洗いしてのち次の段をうちついだ。脚柱および桁のモルタルの施工は、脚柱、柱頭部トラス水平材、同斜材、

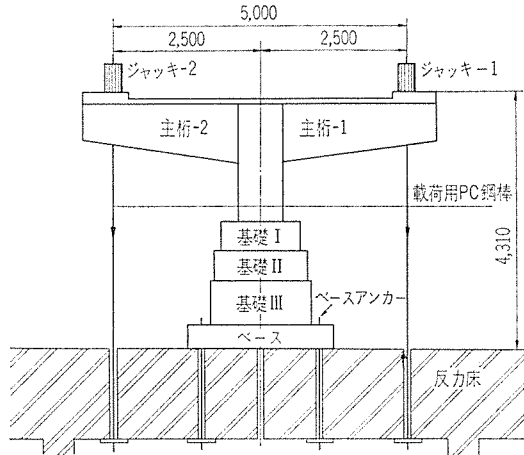
2) 計算方法は巻末の付録に示すとおりである。

桁底スラブ、桁ウェブ、桁上スラブの順序で分割して行なった。各施工部分の打継目はチッピングしたのちワイヤブラシをかけ、施工前には十分湿潤状態にして行なった。プレストレッシングは、モルタルの圧縮強度が 350 kg/cm<sup>2</sup> を越したのちに行なった。

### 6. 試験方法

載荷は、模型の桁の両端において行なった。すなわち図—4 に示すように床に、アンカーしたPC鋼棒をジャ

図—4 試験体載荷方法



ッキで引張り、その反力で荷重を加えた。荷重の大きさはダイナモメータにより確認した。両方の荷重の大きさは、目的に応じて次のように変化させた。礎段基礎と脚柱との強度をみるためには、桁1と2の荷重の差を大きくして接合部に伝達される曲げモーメントを大きくするように載荷した。桁についての強度をみるためには桁1および2の荷重を等しくして行なった。測定は、たわみ、ひずみなどについて行なった。桁および脚柱のたわみ測定には1/100 mm 目盛のダイヤルゲージを用いた。変形のうち、各礎段基礎打継目の曲げによる開きの大きさを測定する目的に対してはカールソン型継目計を用いた。部材表面のひずみの測定には抵抗線ひずみ計をはりつける方法を、またコンクリートおよびモルタルの内部ひずみの測定にはモールドゲージを埋め込む方法を用いた。

### 7. 試験結果およびその考察

#### (1) 礎段基礎について

上部桁、脚柱および基礎を破壊させない範囲で曲げモーメントと軸力を作用させてひずみを測定した結果、基礎に生ずる応力に関してつぎのようなことが明らかになった。基礎のひずみの実測結果は 図—5 に示すとおりである。これらはいずれも基礎I～IIIのそれぞれの高さの中央点で得られたものである。ひずみ分布は直線的ではなく、最大ひずみは脚柱壁の下付近に生じ、外周付近のひずみは比較的小さい値を示している。この傾向は、

基礎Iがもっとも顕著で、II、IIIと下方の基礎になるにしたがいこの傾向が減ってゆくようである。

従来、このような基礎に曲げモーメントおよび軸力が加わった場合に生ずる応力に関しては、通常のはりまたは柱と同様の取り扱いをし、次式によってい

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

図—5 にはこのような通常の方法による計算値も記入されているが、ひずみの分布形は、実測値と計算値とで大きな差がある。このことは、上述のようなはりまたは柱と同様な取り扱いは正しくなく、

図—6 に示したように、底面を固定したコンクリート版に線荷重  $P_1$  および  $P_2$  が働いたときの応力状態に近くなると考えられる。

このような考え方で、基礎の応力を計算する方法としては

Westergaard,

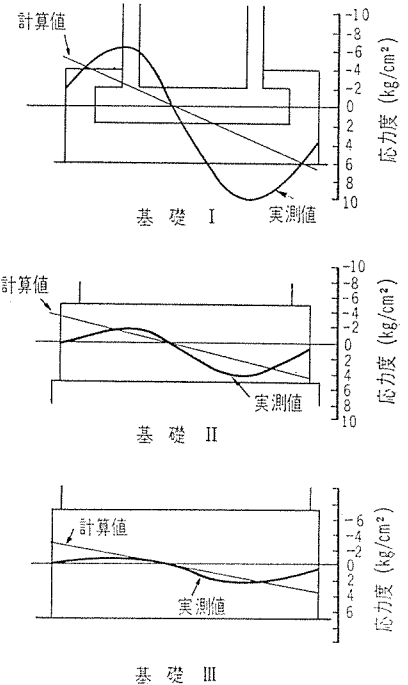
Boussinesq などの式がある。

いま Boussinesq の公式 (図—7 参照)

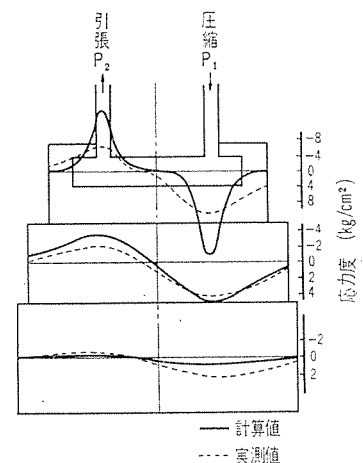
$$\sigma_z = \frac{w}{\pi} (a + \sin a \cos 2b)$$

を用いて計算した結果と実測値とを比較すると 図—6 となる。基礎工の脚柱壁直下では、実際に生じる応力は計算値ほど集中せず、計算値の約 1/2 となっているが、基礎IIでは両者はほぼ一致し、実測値がやや低い傾向を示す。この鉛直方向における分布の状態は 図—8 に示すとおりである。実測値はいずれも計算値より小さくなって

図—5 礎段基礎の応力



図—6 礎段基礎の応力の実値測と計算値 (Boussinesq の公式) との比較



いるが、分布の傾向は両者ともきわめてよく一致している。したがって、このような脚柱の剛結方法をとった場合には、実用的には Boussinesq の公式を利用し得るものと考えられる。いずれにしても上部構造より脚柱を通して基礎に伝達される荷重は、脚柱壁の位置に作用する線荷重として基礎に伝達されるものと考えられ、脚柱壁と基礎との接合部に最大応力が生ずるのでとくにこの部分に用いる接続鉄筋の取り扱いには注意を必要がある。

礎段基礎の破壊試験は両側の張り出し部先端に作用させる荷重による曲げモーメントのほか、さらに橋脚に直接軸方向力を作用させて行なった。この結果軸力 42 t 曲げモーメント 30 t·m のときに基礎 I と II の打継目の部分に引張縁からひびわれが発生し、曲げモーメントの増加にしたがって内部に進行した。ひびわれが基礎の中央を越えて、圧縮側：引張側がほぼ 1:4 の位置まで達し、軸力が 44 t、曲げモーメントが 35 t·m になったとき、ひびわれの成長が一時停止し、さらに曲げがわずかに増加すると、ひびわれは基礎上方に向かって成長し

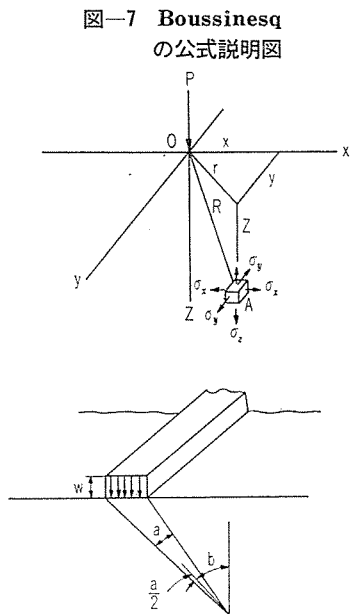


図-7 Boussinesq の公式説明図

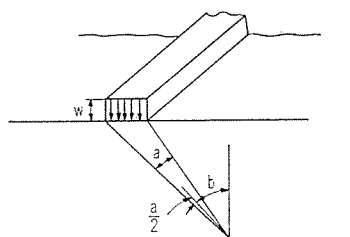


図-8 礎段基礎の応力の鉛直方向の分布

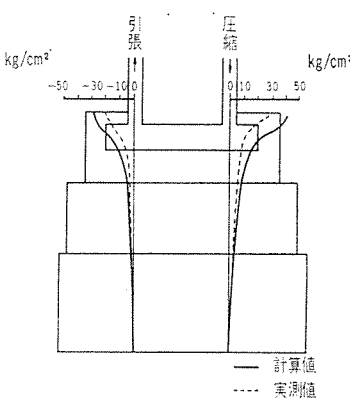


写真-1



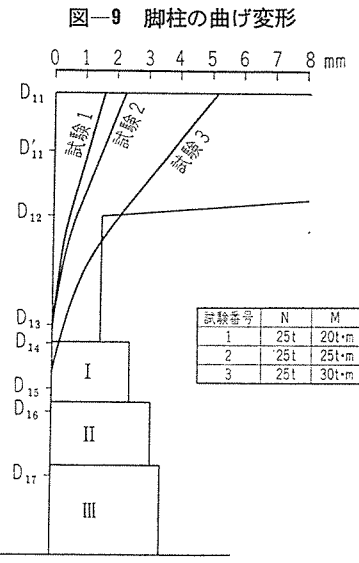
て破壊した(写真-1)。ひびわれが発生したときの打継面に生ずる引張応力は、通常のはりあるいは柱と同様の慣用計算法によると  $9 \text{ kg/cm}^2$  である。この値は、前述したように供試体によるプレパックドコンクリートの打継面の強度  $12.5 \text{ kg/cm}^2$  のほぼ 70% である。このことから注意して施工すれば、現場施工における打継面の引張強度はかなり期待できるものと考えられる。また脚柱と基礎の接合部補強鉄筋の配置してある部分は、まったく健全で何らの異状もみられなかった。

(2) 脚柱について

橋脚の曲げによる変形を示すと図-9となる。

図-9の試験番号1, 2の場合、とくに試験番号2の場合は脚柱にひびわれが発生するほどの曲げを加えた場合で、このような大きな曲げの作用する場合でも、脚柱と礎段基礎との接合部の変位は0である。図-9の試験番号3の場合には、礎段基礎IとIIとの間にひびわれが生じたので試験番号1, 2の場合とはことなった結果を示している。いずれにしても図-9の変形の状態をみると、

脚柱はその下端すなわち礎段基礎Iの天端を固定点とした片持ばりと考えてよいといえる。また高さが変化する桁の場合、ラーメン構造としてその水平部材の軸線の位置をどこにとるかは常に問題になるところでまだ明確な結論は得られていないが、一般には、橋脚上の桁断面の重心位置に軸線がくる(ラーメンの高さをこのようにえらぶことが妥当であるという根拠は何ら存在しない)としている場合が多い。しかしながら図-9によると、脚柱の部分では弯曲しているが、桁の部分に入るとほぼ直線的な変形、すなわち  $D_{11}$ ,  $D_{11}'$ ,  $D_{12}$  の3点を結ぶたわみ曲線は、いずれも直線状である。この事実はこのようなラーメン構造の軸線の高さとしては脚柱の純高さ  $h$  (図-13 参照) をとるのが妥当であるということをお話している。脚柱に軸力と曲げが加わったときに脚柱に生ずるひずみの実測結果は、高さ中央付近(図-13における  $h/2$  の高さ付近)では、軸力と曲げをうける柱としての計算値とよく一致するが、桁との接合点付近および礎段基礎との接合点付近では計算値と一致しないということを示した。脚柱のひびわれは軸力 11.7 t、曲げ



報 告

モーメント 16 t・m のときに生じた。すなわち、このときの曲げ引張応力の計算値は、16 kg/cm<sup>2</sup> で前述した供試体による曲げ引張強度 36 kg/cm<sup>2</sup> をかなり下まわっていた。ひびわれの発生状況は 図-10 に示すとおりである。

(3) 柱頭部トラスについて

柱頭部トラスの性状を検討するため、橋脚に軸力のみが作用するような荷重（両方の桁端に作用させる荷重を等しくした場合）および、軸力と曲げモーメントとが同時に作用するような荷重の2種を載荷した。

前者の荷重状態のときにはトラス斜材にはほとんど応力を生じなかったが、後者の載荷状態の場合には斜材に応力を生じ、荷重の増加とともにこの応力も増加することが実測の結果より判明した。このことから、柱頭部トラスは予期したように、主として曲げモーメントの伝達に有効なものであると考えてよい。巻末の付録に示したものと同一ような方法で計算した柱頭部トラスの応力と、トラス部材で計測したひずみより求めたトラスの応力とを、ある一例について力の多角形で比較してみると 図-11 となる。この例においても明らかなように、前記のような仮定に基づいて得たトラス各部材力は、いずれも実際に生じる部材力よりも小さく、したがってこのような計算方法は安定側といえよう。しかし実際のトラスの働きについては、ウェブとの協同作用あるいは力の伝達などに関して不明な点が多く、またこの試験から得られた実測値はその値が小さく、これらから明確な結論を導くことは困難と思われるので今後の研究が必要であろう。

(4) 桁について

曲げモーメントに対する桁の挙動は、ひびわれが発生するまでは柱頭部付近をのぞいて、はりの理論にしたがうことがみられた。両方の桁

図-10 脚柱のひびわれ

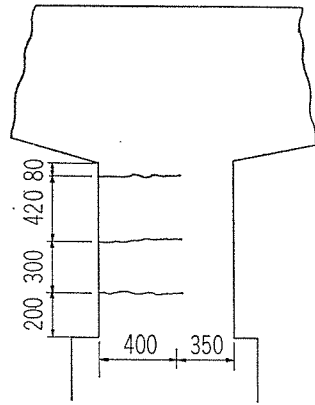
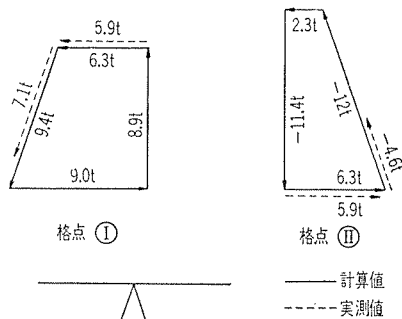
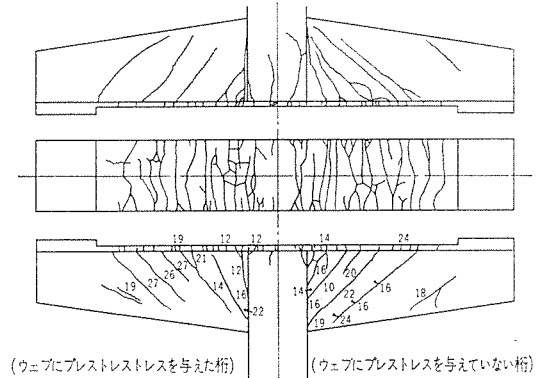


図-11 柱頭部トラスの応力



端に同じ大きさの荷重を載荷した場合に、桁に生じたひびわれの発生位置および発生したときの荷重は、 図-12 に示すとおりである。ウェブにはせん断力による斜方向

図-12 桁のひびわれ



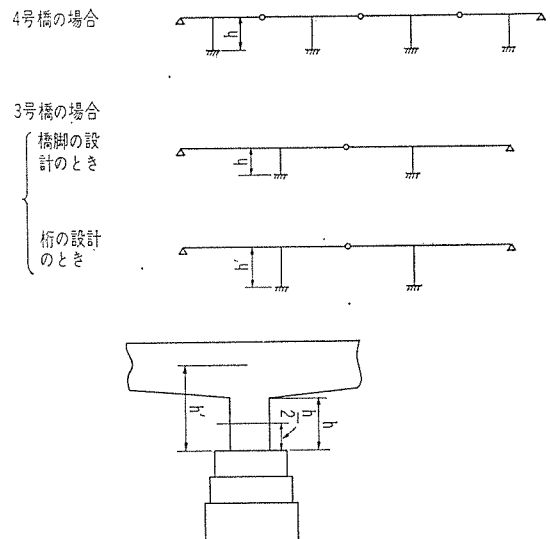
のひびわれの発生がみられる。前述したごとく両側の桁は、外形、断面寸法およびコンクリートの品質はまったく等しく、ただせん断補強の方法が異なるのみである。すなわち、一方は通常のスターラップによる補強、他方は、ウェブに鉛直方向のプレストレスを与えてある。両側の桁のウェブについて、ひびわれの発生したときの荷重を比較してみると、ウェブにプレストレスを与えた桁の方がいくぶん大きく、せん断抵抗が大きいということを物語っている。

8. 得られた試験結果の実橋への適用

基礎をふくめた天草4号橋の約1/8の縮尺の模型について、以上に得られた試験の結果は以下に述べるように実橋の設計において考慮している。

1) 構造系の基本となるラーメン軸線は 図-13 のように選んでいる。天草3号橋、4号橋の場合とも桁高が

図-13 実橋におけるラーメン軸線



かなり大きく、これに比して脚柱高さがあまり大きくないので、ラーメンの高さをどのように選ぶかは重要な意味をもつ。実際の設計の場合、脚柱を対象とするとラーメンの高さの小さい方が、また桁を対象とするとラーメンの高さの大きい方が安全側の設計となる。試験結果によると、脚柱の固定点は最上部の礎段基礎の天端で、その高さは 図-13 に示す  $h$  をとってよいことになる。ししながら、なにぶんたった1個の試験結果から断定を下すのも早計のように思われたので、実際の設計においては 図-13 に示すように安全側となるようにラーメンの軸線を選んだ。

4号橋では、死荷重の状態では静定構造としてとりあつかえるよう設計してあるので、ラーメンの高さのとり方いかんによって断面力が変わるのは活荷重に対するもののみである。しかしながら本橋のような長大橋の場合、活荷重による影響は死荷重によるものの 17% 程度で、活荷重による断面力が少々変わっても全体としてはほとんど変わらない。このため試験結果をそのまま反映させて 図-13 のようにラーメン軸線をえらんだ。

3号橋では、死荷重の状態でも不静定構造として取り扱わなければならない、ラーメン構造としての断面力を生ずる。このため安全側に考えて桁の設計のときには、ラーメン高さを 図-13 に示すごとく、従来から一般に行なわれてきたように大き目にえらび、脚柱の設計のときには試験結果をそのまま反映させることにした。

2) 脚柱部フーチングと礎段基礎とのつなぎ鉄筋は、礎段基礎の応力が脚柱の圧縮および引張側壁体に集中的に圧縮および引張力が作用した場合のような分布を示すということを考慮して、脚柱の壁体の下付近にも十分に配筋されている。

3) 実橋の礎段基礎に生じる引張応力は、地震時(水平震度 0.15)に4号橋において生ずる  $3 \text{ kg/cm}^2$  という値が最大となる。模型では打継目の曲げ引張強度は  $9 \text{ kg/cm}^2$  であった。実橋と模型とでは、もちろん施工条件がことなるのでいちがいにはいえないが、地震時でも実橋の礎段基礎の打継目は口を開くことはないといえよう。なお実橋では、礎段基礎を無筋コンクリートとして設計しているが、実際には施工上の目的で圧入コンクリートの型わくを支持する鉄骨わくが埋め殺しになっているので、この鉄骨わくの働きの程度期待できる。したがって実橋の礎段基礎は曲げ引張りに対しても十分安全であるといえる。

4) 実橋の柱頭部トラスの設計は、一応 付録 に示すように近似的な方法によっているが、この方法によって設計しておけば安全側となる。

5) ウェブの鉛直方向に与えたプレストレスは、ウェ

ブのせん断力による斜め方向ひびわれの発生に対する安全度を増すのに有効であるので、実橋のウェブには、このようなプレストレスを与えてある。

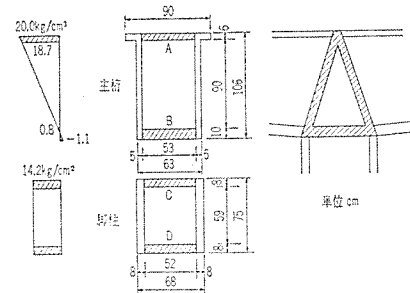
### 9. あとがき

以上には、天草4号橋の模型試験の結果とこれらを実橋の設計にあたり、いかに反映させたかについて述べた。この種の類似した構造の場合に上述の結果が何らかの参考となれば幸甚である。

#### 〔付 録〕 柱頭部トラス部材の応力の計算

主桁より柱頭部に伝達される力は 図-14 の斜線の部分に働く力のみとする。

図-14 柱頭部トラスの応力計算説明図



主桁および橋脚の自重とプレストレスとの状態における応力分布は 図-14 に示すようになる。したがって A,B,C,D の部分に働らく力はつぎのようになる。

$$A : \frac{20.0+18.5}{2} \times 6 \times 53 = 6 \ 160 \text{ kg}$$

$$B : \frac{-1.1+0.8}{2} \times 10 \times 53 = -80 \text{ kg}$$

$$C : 14.2 \times 8 \times 52 = 6 \ 650 \text{ kg}$$

$$D : 14.2 \times 8 \times 52 = 6 \ 650 \text{ kg}$$

$\phi 12 \text{ mm}$  P C鋼棒を各斜め部材に3本ずつ用い、1本当りの有効引張力を  $4.8 \text{ t}$  とすると、この斜め部材におけるプレストレスは  $\sigma = \frac{4 \ 800 \times 3}{8 \times 53} = 34.0 \text{ kg/cm}^2$

柱頭部トラスは、通常のトラスと同様に考えて各部材の力を求めることができる。格点IIについて考えることにする。この点に作用している力を図示すると 図-15 のようになる。II点における鉛直および水平方向のつり合い条件式より

$$\text{水平部材力} \quad -2 \ 500 \text{ kg} \quad \text{斜部材力} \quad 8 \ 200 \text{ kg}$$

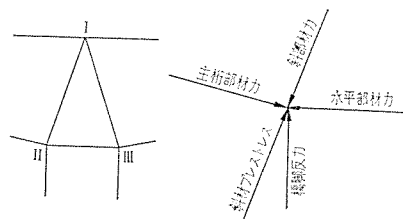
となる。したがってトラス斜材に生ずる応力は

$$\sigma = \frac{8 \ 200}{8 \times 53} = 19.4 \text{ kg/cm}^2$$

またトラス水平部材に生ずる応力は

$$\sigma = \frac{-2 \ 500}{10 \times 53} = 4.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ となる。}$$

図-15 格点 II に作用する部材力



(1966.2.2・受付)