

名田橋上部構造の設計に際しての問題点

徳島県土木部道路計画課
別子建設株式会社設計部

1. ま え が き

すでに、本誌あるいは土木学会誌などによって本橋の着工および工事の近況が報ぜられているが、設計について報告するにさきだて、いま一度工事概要にふれておこう。

名田橋は、主要地方道 徳島引田線が吉野川と交差する点、徳島県徳島市不動町と同板野郡藍住町の境界位置に架設される一等橋で、有効巾員 8 m、全長 800 m におよぶ長大橋である。洪水時の流量ならびに流木などを考慮して 50 m 以上の径間が要求され、鋼橋および PC 橋について、各種の形式および径間割りを比較検討した結果、Dywidag 片持バリ架設法による PC 橋とし径間割りは 50 m + 10 × 70 m + 50 m と決定された。最終的には、径間割り 46.7 + 13 × 54.3 m + 46.7 m のゲルバー桁鋼橋と、上記 Dywidag PC 橋が詳細に検討され、後者の方が支間が長く下部工事費が減少し、将来の維持費も少なくすむので、はるかに有利であるとの結論を得た。地盤は粘土をふくむ砂利砂層からなる比較的軟弱な地質であるため、最長 32 m におよぶ井筒基礎とし、さらに安全を期するため、現在までにその近辺に架設されている二、三の長大橋の実測結果を参考にして、最大 10 cm の圧密沈下の影響をも考慮した。

なお使用鋼棒は $\phi 27$ -St 80/105 圧延鋼棒を使用している。上部構造工事は昭和 35 年 2 月に開始され、竣工は昭和 38 年 3 月の予定である。

2. 主 構 の 骨 組

主構の形式は図-1 に示すとおり 12 径間連続のラーメン構造であるが、両側径間を除き各径間の中央部はセン断力だけを伝達し、橋軸方向の移動を拘束しないヒンジ構造となっている。

主桁はすべて橋脚に剛結され、そこから対称に 35 m ずつ片持バリとして突出している。

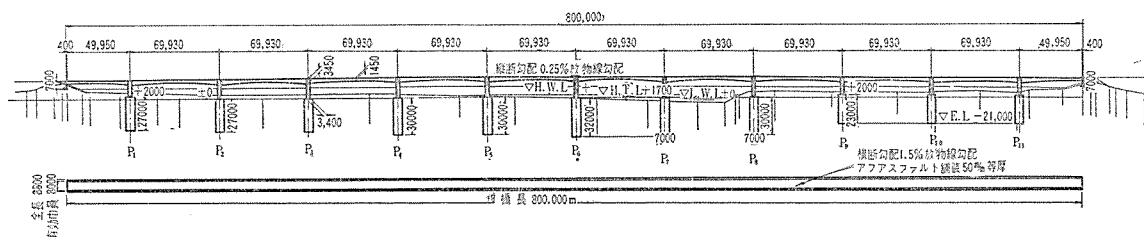
側径間だけは中央にヒンジがなく橋脚から張り出している片持バリの先端が、ロッカー支承を介して橋台に乗っている。側径間を 50 m としたのは、同じ橋脚から出ている片持バリ基部の静荷重による曲げモーメントを、側径間の静荷重による曲げモーメントと、ほぼ等しくして、橋脚に曲げモーメントを生ぜしめないためである。この結果、側径間を除いて全体の構造系は静荷重に対して、従ってプレストレスング、クリープおよび温度変化に対しても静定構造となっている。

全径間を等しくすることも考えられるが、その場合には両側径間に一つずつの片方にだけはり出した片持バリが必要となり、これに対する対重をつくるためには、かなりの費用を要するので、一般に不経済である。

各径間の中央に水平移動が自由なヒンジを設けないならば、全構造は完全な固定ラーメン橋となり、このように径間数の多い連続ラーメンでは、プレストレスの導入、温度変化や乾燥収縮による応力度の問題などでいろいろと不利な点が生ずることや、Vorbauwagen を用いる片持バリを閉じたのち、Vorbauwagen を撤去したときに生ずる異常な応力（支保工上でコンクリートを打ち込んだ場合に比較して、異常な応力が生ずると、クリープによって、いちじるしく不静定反力が変化する）を消すために、大がかりな不静定反力の調整作業が必要となる、などの理由によるものである。

径間中央にヒンジを有する構造においては、上部構造に一径間おきに活荷重が載った場合、橋脚に生ずる曲げモーメントは、ヒンジのない場合にくらべてかなり大きくなるが、地震時に生ずる曲げモーメントにはほとんど差がなく、かつ地震時の曲げモーメントが偏心活荷重による曲げモーメントと本橋の場合には、ほとんど等しい

図-1



ため、この点のハンディキャップも、あまり大きくはないことになる。

最高高水位から主桁の桁高は、橋梁の縦断勾配 1/400 を考慮に入れて、側径間においては 3.149 m 中径間においては 3.193 m と定められ、またヒンジの位置では両側間とも作業上ゆるされる限界まで小さくとり 1.300 m とした。その間は、外力による主桁の線応力が、どの断面でもほぼ等しい値を取るように曲線として、sin 曲線を採用した。側径間では、ヒンジ支承の近くの断面に、相当大きな正負の曲げモーメントが作用するため、全桁長にわたって箱型断面としたが、中径間では片持バリの中央からヒンジまでの区間において、曲げモーメントが、その桁高にくらべて、いちじるしく減少するので、下床板を sin 曲線状に開口し、ヒンジの部分

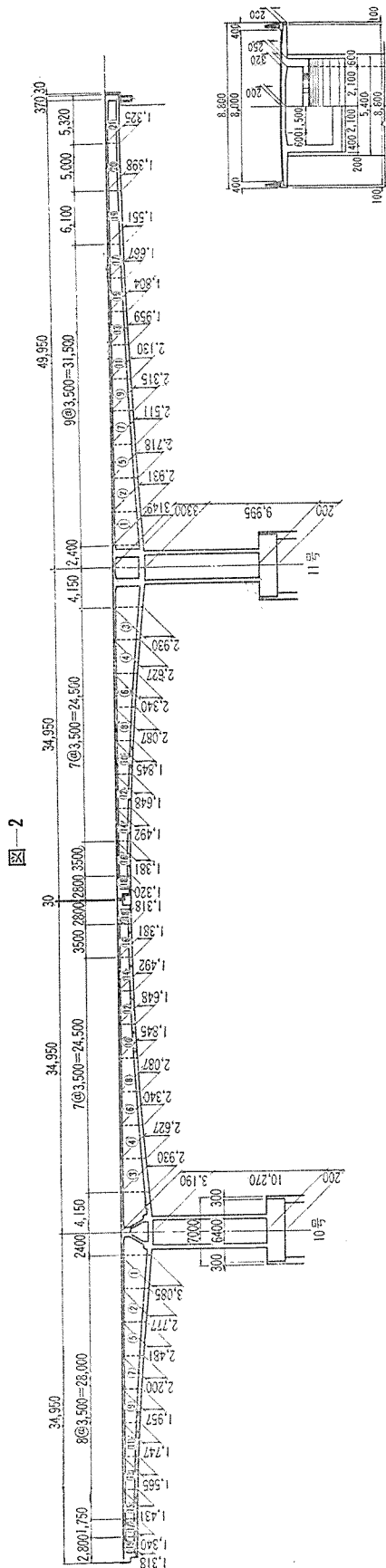


図-2

では完全な Π 型断面になるようにした。橋脚には、静荷重およびプレストレスによって曲げモーメントが生じないようにしているが、偏心活荷重により、かなりの曲げモーメントが生ずるので箱型断面とした。

3. 影響線

曲げモーメントの算出にはすべて Kani のモーメント分配法を用いることとした。中径間の桁、すなわち中央にヒンジのある固定バリの剛度は次のようにして求められる。

図-3

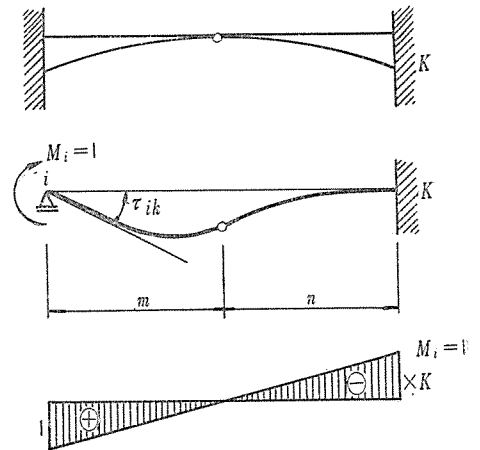


図-3 に示すように、この部材の一端をヒンジでおきかえたものについて、i 端に $M_i=1$ を作用させたとき、

k 端に生ずる曲げモーメントを $x_K^{M_i=1}$ とすれば部材断面の形状に関係なく $x_K^{M_i=1} = -\frac{n}{m}$, $x_i^{M_k=1} = -\frac{m}{n}$

$$\therefore a_{iK} = \frac{m}{n}; a_{Ki} = \frac{n}{m}$$

また τ は変断面部材の場合でも普通の方法で求められるから、この値を用いて、剛度 K は下式により求められる。

$$K_{iK} = \frac{1}{\tau a_{iK} \cdot E \cdot \tau_{iK}}$$

曲げモーメントの分配計算に際し、格点には当然水平変位が生ずるわけであるが、橋脚が等断面であることを考慮して、

$$K' = \frac{1}{4} K$$

という剛度を用いて計算すれば、水平変化のない構造として、計算できる。

影響線の算出にあたっては、側径間をもふくめて不静定力をすべてヒンジのセン断力にとれば、それぞれのセン断力に対する影響線を求めるだけで、任意断面の曲げモーメント影響線の値を簡単な演算によって算出することができる。

$$M_m = M_m^0 + M_i \cdot X_i$$

ここに、 M_m は求める断面 m の曲げモーメントすなわち影響線の値、 M_m^0 は求める断面 m をふくむ径間のヒンジが解かれた場合、外力 1 によって生ずる m 断面

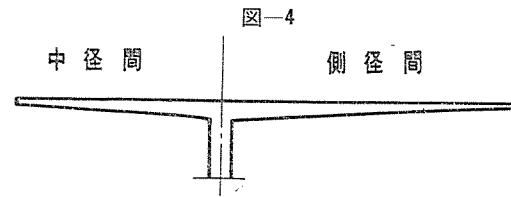
の曲げモーメント、 M_i はヒンジ i に外力 1 が作用したとき m 点に生ずる曲げモーメント、 X_i はヒンジ i のせん断力に対する影響線の値を表わす。ここで i ヒンジのせん断力に対する影響線は周知のごとく、 i ヒンジを開放し、切断された二つの構造系（側径間の場合は一つだけ）に対し、 i 点にそれぞれ $\pm 1 t$ の力を作用させた場合におけるタワミ曲線から簡単に求められる。

4. 主桁曲げモーメント

2~10 号橋脚上の主桁は、橋脚中心線に関して対称であるため、静荷重およびプレストレスによる曲げモーメントに対しては、あたかも各ピアが独立に立っているように静定構造物として働らく。しかしながら 1 号および 11 号橋脚ならびにその主桁は、図-2 に示す構造をヒンジの位置で切断し、独立に取り出してみても一次不静定のラーメン構造となる。したがって、もし橋脚に、静荷重およびプレストレスによって曲げモーメントを生ずるならば、たとえ 2~10 号橋脚およびその上の主桁が、それぞれ静荷重およびプレストレスに対して静定となるように設計されていても、クリープによって、1 号および 11 号橋脚上の片持バリが、他の片持バリと異なった変形を起こす結果、複雑な曲げモーメントを全構造にわたって生ずることになる。そこで、このような曲げモーメントを 1 号および 11 号橋脚に生ぜしめないよう鋼棒の配置を考慮し、適当な二次モーメントを生ぜしめるようにしている。

一般にコンクリート構造物においては、施工方法により、完成時の持続荷重による曲げモーメントの状態が、全体が一度に支保工上で施工された場合の曲げモーメントの状態と異なる場合には、前者の曲げモーメントはコンクリートのクリープにより時間の経過とともに後者の曲げモーメントに近づいてくるものである。側径間も 1 号および 11 号橋脚を軸として、中径間とほぼ対称に、橋脚軸線より 33.9 m の点まで、Vorbauwagen によって施工されるのであるが（図-2 参照、桁中に記入された番号は施工順序である）、それから先 16.1 m の区間は支保工上で施工される。このため、完成時の曲げモーメントは、全体を支保工上で施工した場合とかなり異なっている。従って施工終了後、橋台上の支点を沈下させ、全体を支保工上で施工した場合と同じ曲げモーメントの状態に変えるのである。そこで設計計算は、施工のいかんを問わず、全体を支保工上で施工した場合について行なわれる。

図-4 からわかるように、側径間を橋脚上では完全固定と考えた場合における側径間の固定端モーメントの合計は、中径間片持バリの固定端モーメントとほぼ等し

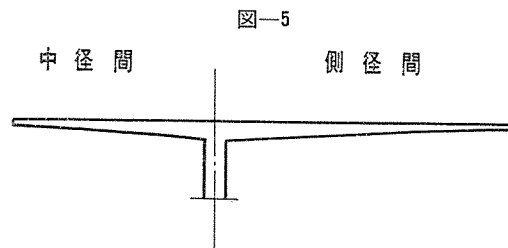


$M_{G1} = 5\,937 \text{ t}\cdot\text{m}$	4\,977 t·m
$M_{G2} = 858 \text{ "}$	707 "
$M_{V1} = 0 \text{ "}$	2\,793 "
$M_{V2} = 0 \text{ "}$	1\,603 "
$\Sigma M = 6\,795 \text{ t}\cdot\text{m}$	6\,874 t·m

ここに M_{G1} : 自重による曲げモーメント
 M_{G2} : 舗装高欄等による "
 M_{V1} : 片持バリ施工される区間のプレストレスによる二次モーメント
 M_{V2} : 支保工上で施工される区間のプレストレスによる二次モーメント

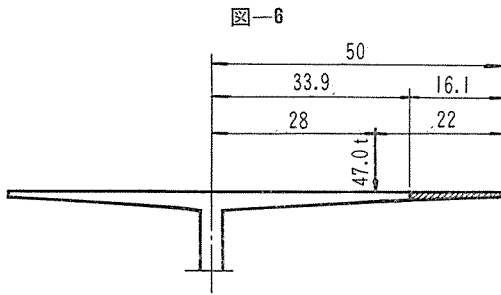
い。従って橋脚には、ほとんど曲げモーメントが生じない。もちろん側径間の、プレストレスによる二次モーメントは、クリープによる鋼線応力の減少量に比例した値だけ減少するが、これは有効係数を平均 90% とすれば $-0.1 \times (2\,793 - 1\,603) = -119 \text{ t}\cdot\text{m}$ となり、ごくわずかな変化であり、かつ左右の均衡はさらによくするわけである。

以上のようにして断面が決定されると、こんどは施工完了時の曲げモーメント状態が、図-4 に示される値と同じになるよう施工方法を決定する。片持バリ施工および支保工による施工の区分は前述のとおりであるが、最終プレストレス導入後、支保工を撤去し、支点を 56 mm 沈下させる。そのときの曲げモーメントの状態は図-5 に示すとおりであり、これは前述の条件、すなわち図-4 に示す曲げモーメント状態と等しくすることを満足している。実際の施工にあたっては、ジャッキによって支点を沈下させるかわりに、図-6 に示すような載荷状態のまま、支保工上のコンクリート打ち込みおよびプレ



$M_{G1}^A = 5\,823 \text{ t}\cdot\text{m}$	
$M_{G1}^B = 1\,048 \text{ "}$	
$M_{G2} = 707 \text{ "}$	
$M_{V1} = 0 \text{ "}$	
$M_{V2} = -1\,603 \text{ "}$	
$M_{56} = 892 \text{ "}$	
$\Sigma M = 6\,975$	$\Sigma M = 6\,867 \text{ t}\cdot\text{m}$

ここに M_{G1}^A : 片持バリ施工区間の自重による片持バリとしての曲げモーメント
 M_{G1}^B : 支保工上で施工される区間の自重によるラーメンとしての曲げモーメント
 M_{56} : 支点を 56 mm 沈下させたときの曲げモーメント



トレスの導入を行なったのち、その荷重を除くという方法を取り、結果的には同じ効果が得られるようにした。

なお、うち 10 径間の活荷重による最大最小曲げモーメントは、各径間ごとに多少異なった値を示すが、設計および施工を簡単にするために、各断面につき絶対値最大の曲げモーメントを取り、同じ設計とした。図-7 に側径間および中径間に対する、設計曲げモーメント図を示す。

5. 斜張応力に対する鋼棒

一般に長径間の橋梁では、全設計荷重による曲げモーメントに対する静荷重曲げモーメントの割合が大きく、本橋の場合には、中径間支点上断面におけるその比は、図-7 からわかるとおり約 68% になっている。従って経済的な設計をするためには、できるだけ断面二次モーメントが大きく、かつ断面積が小さな断面をえらぶことが、短径間の橋梁にくらべ、非常に重要な要素となってくる。そのためには桁高が制限されている場合、できるだけ腹板の厚さを小さくすることが必要であり、本橋では施工上許容しうる最小厚さとして 40 cm とした。

しかしながら腹板の厚さを小さくすると、当然のことながら、斜張応力度が大きくなり、プレストレスによ

て設計荷重が作用する場合には十分許容応力度内にあるけれども、破壊検討のため $1.75 \times$ (全設計荷重) を作用させる場合には、許容応力度をはるかに越えることになる。これに対して普通鉄筋を用いるわけであるが、本橋の場合には 45° の傾斜で斜鋼棒を入れ、コンクリートの斜張応力度が許容応力度を越えないようにした。桁高がさらに高い桁においては、普通独立に斜鋼棒を用いるが、本橋のように桁高があまり大きくない場合には、定着具の費用がかさむので側径間の一部を除き橋軸方向の鋼棒を 45° に曲げ下げようとしている。曲げ下げのため鋼棒は半径 4 m の円弧状に曲げ加工されている。このさい鋼棒の破断強度は、直線のものと同じで変化しないけれども、降伏点応力度は本誌 Vol.2, No.6 に掲載されているように 75.8 kg/cm^2 で、曲げ加工されていない場合の約 95% となる。

6. 橋脚柱頭部の構造

主桁と橋脚が剛節されているため、一径間おきに活荷重が作用している状態では、橋脚に大きな曲げモーメントが生じ、この曲げモーメントはその剛節部を通じて、主桁に伝達される。一般に矩形断面部材からなるラーメン隅角部の応力解析についてさえ、確定的な方法がないわけであるから、本橋のように箱型断面部材を組合わせた構造における応力分布状態については、なおさらのことである。

比較的伝達モーメントの小さい 1 および 11 号橋脚と、比較的それが大きい 2~10 号橋脚とは、実験的意味もふくめて異なった構造を採用しているが、設計計算にあたっては、全スパンにわたっての最大値を採用することとした。

(1) 1 および 11 号橋脚の場合

柱頭部に生ずる最大不均衡モーメントの状態は 図-8 に示すとおりである。この計算における仮定は次のとおりである。図-9 に示す断面の位置では完全に平面保持

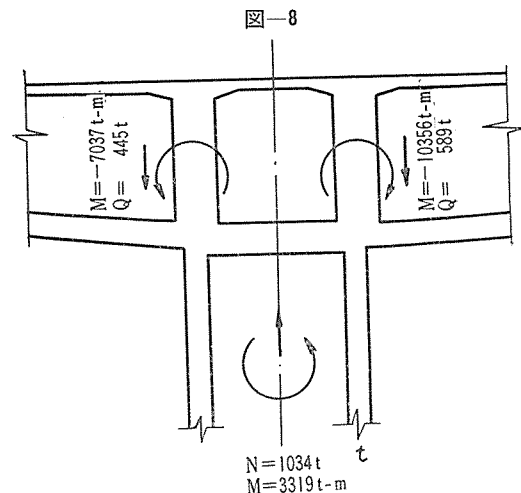
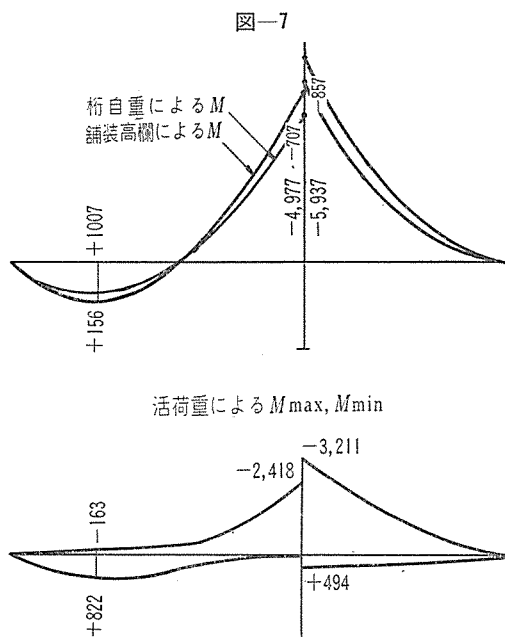


図-9

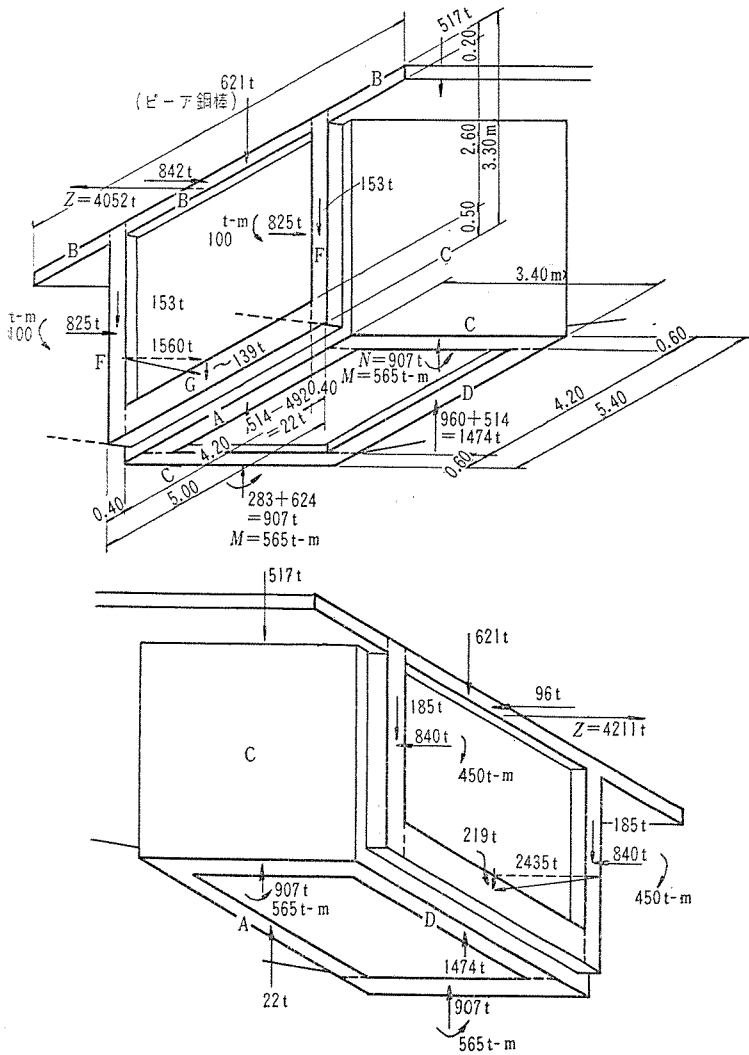
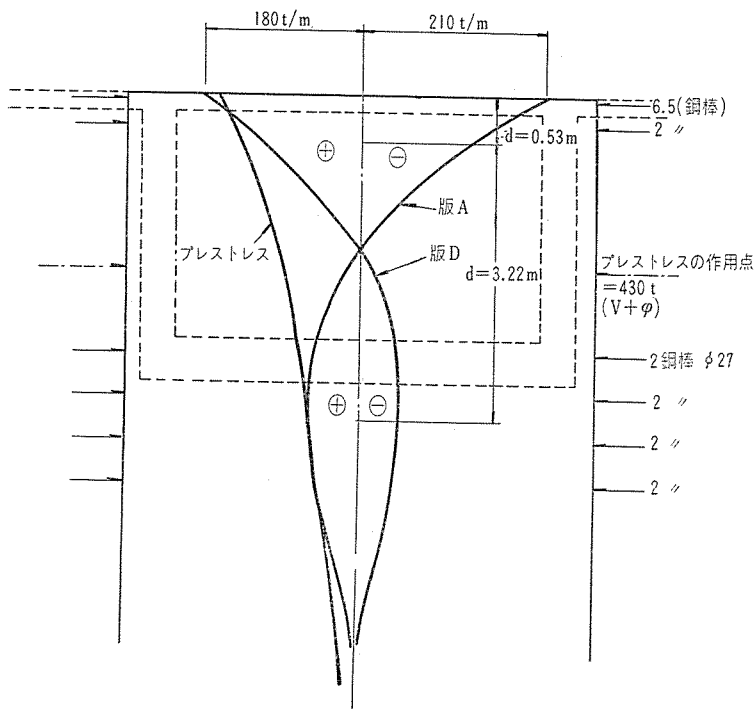


図-10



の法則が成立しており、しかもこの断面に主桁の応力計算において各部材の交点に生ずることになっている応力が生じているものとする。また各断面は図中点線で区切った A, B, C, D, F, G の各部分に分け、平面保持の法則が成立すると仮定したときの応力状態において、各部分に働く応力の合計が同図中に示されている。このさい曲げモーメントの方向に断面の高さの低い部分、すなわち A, B, D, G 部分はその部分だけでは曲げモーメントを取ることができないと仮定する。言い換えればこれらの部分では応力は矩形分布すると仮定するのである。従ってセン断力も伝達しない。図-9 に示された各断面に生ずる応力を外力とし、これらの断面で切りはなされたブロックの内部における応力が一つの部分から他の部分へセン断力を通し伝達されることにより、力の均衡が成立するものとし、そのセン断力によって、生ずる応力度を換算する。斜張応力度は設計荷重時、破壊荷重時ともに許容応力度内におさまっているが、各断面における計算の記述は省略する。

A および D 壁上部には主桁の腹板から伝達されるセン断力によって、二つの大きな集中荷重を受けるわけであるが、これによって A および D 板には水平の引張あるいは圧縮応力が生じる。応力度の分布状況および、それに対するプレストレスは図-10 に示すとおりである。

(2) 2~10号橋脚の場合

(1) の場合、上述のようにすべての応力度は許容値内にあるけれども、これはすべての応力伝達は図-9 に示す断面にふくまれるブロック内においてのみ行なわれるという仮定に従ったためである。しかるに実際には、床板から腹板へセン断力が伝達される範囲はもっと長く、すでに主桁の片持バリ領域において、このような伝達が始まっている。従って、このような領域では、上床板の左右両端および橋軸部分では外力による引張応力が小さく、逆に腹板に近い部分および腹板上縁では大きくなっている。プレストレスは鋼棒の配置状態からわかるように、ほぼ均等に与えられていると考えられるから、腹板に近い部分の上床板およ

び腹板上部には引張応力が生じているはずである。すなわち、この形式では、上床板の引張応力が一度腹板に集められ、もう一度橋脚の断面に分散されるようになっていくわけで、2~10号橋脚に用いられる形式は、少なくとも両腹板間の上床板については、このような欠点が除かれている。図-11からわかるように腹板間にある上床板の引張あるいは圧縮力の差は斜部材を通して直接橋脚に伝達されるようになっていく。この構造に対して図-9に示す力が作用するわけで、これらの力が各部材に単なる軸力として伝達されるのである。I, II, IIIの節点について力の均衡条件から各部材の応力を求めると、同一部材について、両端の応力に差が生じるが、この差だけがセン断力となって腹板に伝達されるわけである。

図-11

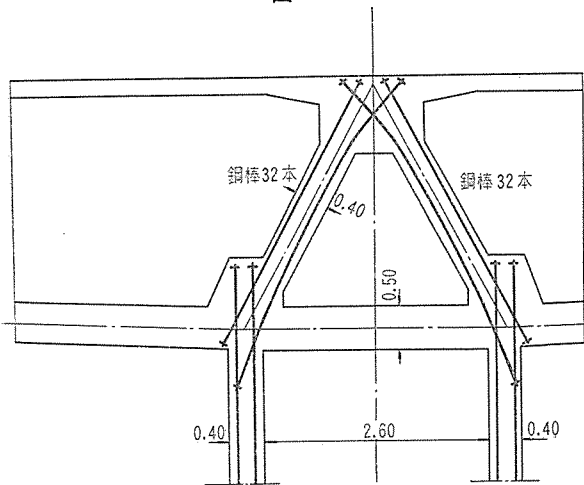


図-12

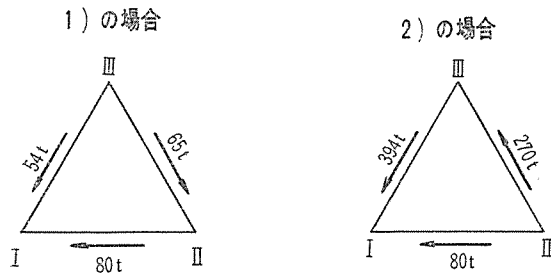
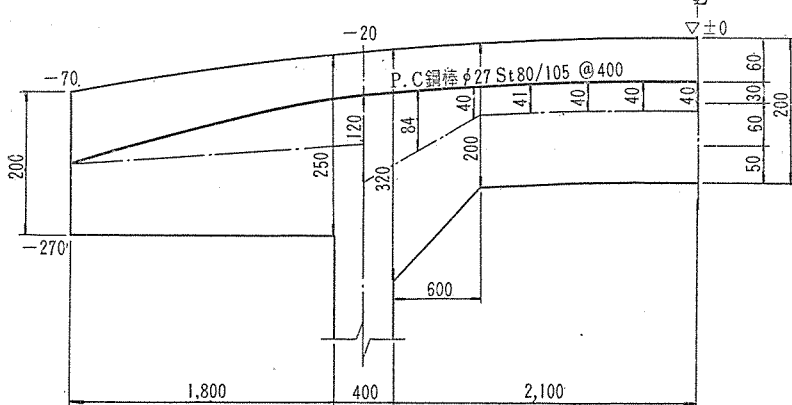


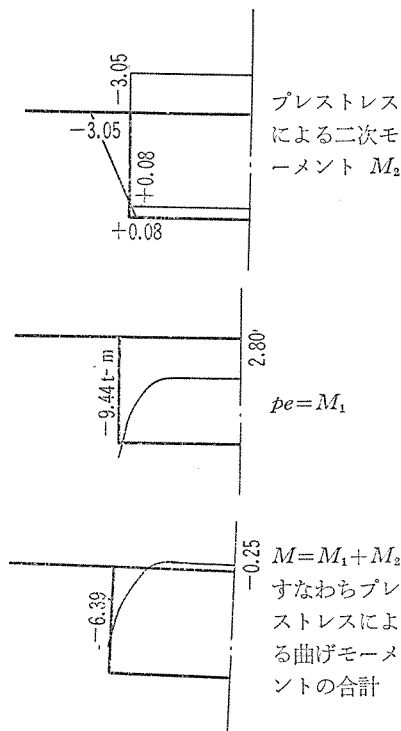
図-13



両腹板の外に張出している上床板の橋軸方向力は、2)の場合と同様セン断力によって腹板位置に伝達されるのであるが、このとき、直接腹板から橋脚へ伝達されると仮定した場合¹⁾、およびさらに斜部材にまで行なってその軸方向力に転荷されると仮定した場合²⁾の二つについて検算している。トラスを構成する各部材の応力およびそれらと腹板との間に生ずるセン断力は図-12に示すとおりである。なお、これらのセン断力は各部材に図-10に示すような引張力および圧縮力を生ずることとなり節点IIおよびIIIには、これらの引張力に対し各5本のP.C鋼棒が配置されている。

7. 車道板のプレストレス (上床板)

床板の中にある橋軸方向の鋼棒は主桁のセン断力に対する斜鋼棒として腹板の中に曲げ下げられる。そのため、この鋼棒は橋脚上から径間中央に進むにつれて、腹板の方へ寄ってくる。従って鋼棒配置の複雑さをさけるため、上床板の横締め鋼棒はすべての橋軸方向の鋼棒の上側にあることが望ましく、図-13に示すような配置とした。

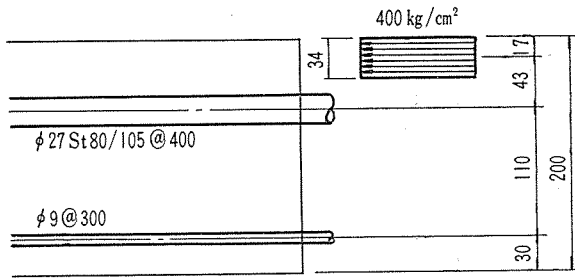


する斜鋼棒として腹板の中に曲げ下げられる。そのため、この鋼棒は橋脚上から径間中央に進むにつれて、腹板の方へ寄ってくる。従って鋼棒配置の複雑さをさけるため、上床板の横締め鋼棒はすべての橋軸方向の鋼棒の上側にあることが望ましく、図-13に示すような配置とした。このような配置にしても、図-14に示すように大きな二次モーメント

を生ずるため、支間中央におけるプレストレスによる曲げモーメントの総計は、あたかも鋼棒がスラブの重心より下側にあるかのごとき状態を呈するものである。

ここではプレストレスによって生ずる大きな二次モーメントによって設計荷重に耐えさせる方法をとっているのであるが、支間中央に対する破壊荷重が作用する場合には、この二次モーメントが消失していると考えるのが安全である。図-15から明らかとなり、鋼棒重心位置から部材上縁までの距離 d が鋼材断面積にくらべて非常に

図-15



小さいので、破壊曲げモーメントは鋼棒の応力度ヒズミ曲線を用いて求めなければならない。このさい部材の破壊時におけるコンクリートのヒズミは0.25%、圧縮応力は矩形分布するものと仮定し、なお部材下縁にある鉄筋がその降伏点応力度まで達しているという仮定を付加すれば、このように小さな d の値にもかかわらず、破壊安全率は二次モーメントの影響を考慮しなくても、2.1 という値を示しているのである。

8. 橋脚の不等沈下

1.でもふれたように、本橋の基礎地盤は比較的軟弱であるため10 cmの圧密沈下および5 cmの急激な沈下による影響をも考慮している。

地質が全橋長にわたってほぼ均一であるため、実際問題として各基礎はほぼ均等な圧密沈下を示すものと思われるが、一応最悪な場合として図-16に示すような状態を考慮することにした。このさい沈下はクリープ量に比例して進行するものと仮定しているので、10 cmの沈下を完了したときに生じている曲げモーメント M_s は、クリープの影響を考慮しない場合の曲げモーメントを、 M_s' として

$$M_s = \frac{1 - e^{-\varphi_r}}{\varphi_r} M_s'$$

で与えられる。 φ_r は最終クリープ係数であるが、これを1.5と仮定すれば、

$$M_s = 0.518 M_s'$$

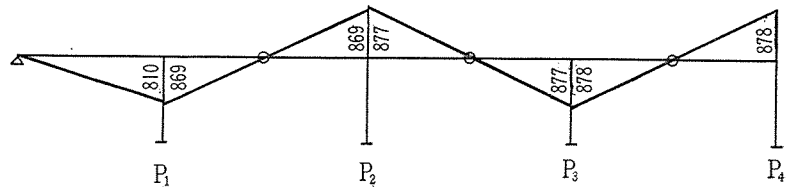
となる。すなわちクリープの影響を考慮しない5.18 cmの不等沈下によって生ずる曲げモーメントと同じ値となるのである。

急激な沈下とは、本橋架設地点の近辺にある鉄道橋および道路橋が南海地震のときに示したと同じような瞬間的な沈下であり、このような事態は部材のクリープが大体完了したのちにおいても生ずる可能性が十分あるわけ

で、これに対してはクリープの影響を考慮していない。

したがって、設計計算は5 cmの急激な沈下についてのみ行なうことにしたが、これは前記の理由によって、10 cmの圧密沈下の影響をも包含することになる。いま5 cmの沈下による曲げモーメントの状態を示せば、図-17のようになる。なお不等沈下を考慮した場合でもフルプレストressingであるという条件を満足させている。

図-17



9. 橋 脚

橋脚もまた設計荷重時に大きな曲げモーメントを受けますのでPC構造とした。静荷重による曲げモーメントは0であり、活荷重によっては両側に同じ大きさの曲げモーメントが生ずるのであるから、鋼棒重心位置の偏心は0でなければならない。したがって、橋脚断面はできるだけ断面積が小さく断面係数の大きなものであることが望ましく、巻末の折込図に示されているように、比較的薄肉の箱型断面とした。なお高水時における箱型断面内外の水頭差を考慮し、高さ3.5 mごとに $\phi 100$ mmの水抜孔を6個ずつ設けているので、2.0 mの水頭差によって箱型ラーメンに作用する曲げモーメントおよび重量1 tの物体が5 m/secの速さで撃突した場合の曲げモーメントに対して水平の鉄筋を配置した。なお橋脚に生ずる最大活荷重曲げモーメントは、 $\pm 275 \text{ t}\cdot\text{m}$ 、5 cmの不等沈下によるもの $\pm 644 \text{ t}\cdot\text{m}$ 、地震時に生ずる曲げモーメントは $2249 \text{ t}\cdot\text{m}$ である。

10. 討 議

以上名田橋上部構造の設計に際して問題となった点について報告したわけであるが、このような設計を採用するにあたって、今なお問題になっている点について、われわれの見解を述べてみよう。

(1) 中央にヒンジがあるため、比較的タワミが自由で、クリープによるフォーメーションレベルの変化が大きいのではないかとこの点に対して：支間の大きい橋梁の場合には、既述のとおり、全設計曲げモーメントのう

図-16

