

新幹線標準ラーメン高架橋の設計

DESIGN OF THE STANDARD RIGID FRAME RAILWAY BRIDGE IN NEW TOKAIDO LINE

河野 通之*・松本 嘉司**

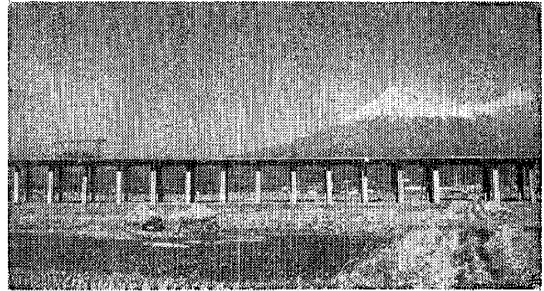
By Michiyuki Kono and Yoshiji Matsumoto

写真-1

1. 緒 論

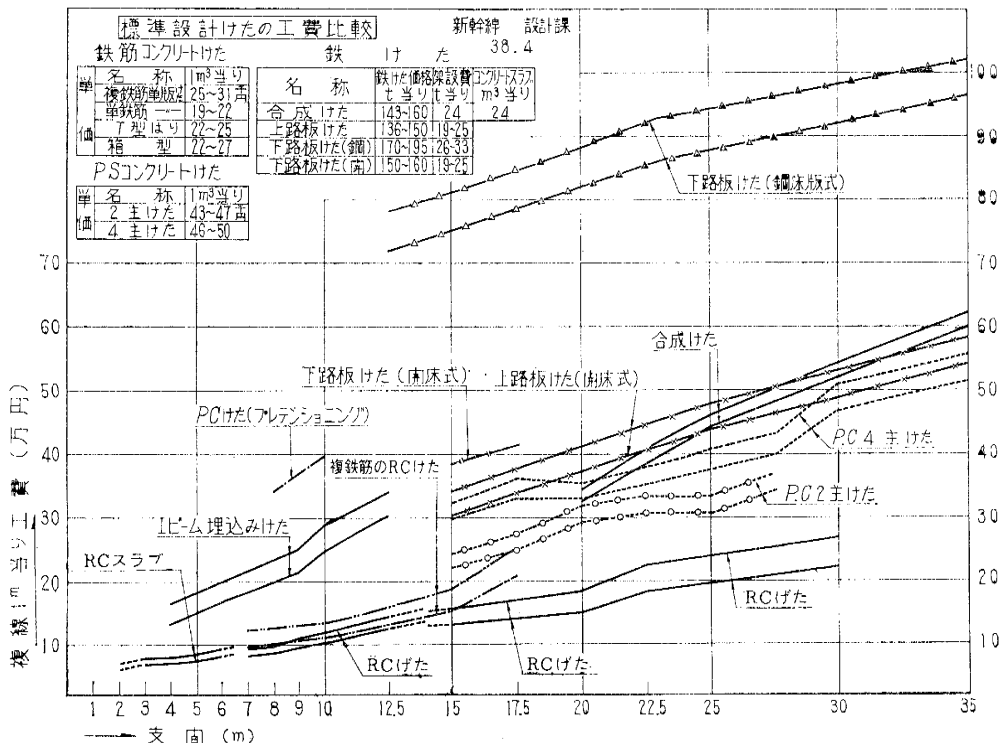
最近の鉄道の建設または改良工事において高架橋がさかんに用いられている。特に国鉄東海道新幹線は、経済的に民度の高い地域を通過しているため、全長 515 km のうち約 115 km が高架橋区間となっている。この高架橋延長はこれまでに建設された国鉄の高架橋の全延長(昭和 37 年度末での単線全延長は 117.6 km) にほぼ等しい。したがって高架橋の設計および施工が全体の工期および工費に大きく影響するので、高架橋を経済的に設計し、これを標準化しておくことが強く要求された。

従来、鉄道高架橋の上部構造には鉄筋コンクリート構造のほかには PC 桁、合成桁、鋼桁などが用いられている。一般に高架橋の柱間のスパンは 10~20 m 以下であ



るので、この程度の中小スパンの橋梁としては鉄筋コンクリート構造が最も経済的であり、施工上の問題点も少ない。図-1 は新幹線の荷重に対して標準設計した各種の単純桁橋の工費(シュールをふくむ)を比較したもの

図-1 新幹線標準桁工費比較(昭和38年4月現在)



* 正会員 工博 国鉄構造物設計事務所長
** 正会員 国鉄構造物設計事務所

で、20~30 m 以下の橋梁としては鉄筋コンクリート桁が最も経済であることを示している。

鉄筋コンクリートの鉄道高架橋は 1924 年頃から建設されている。その構造には単純ばり・単独橋脚構造、連続ばり・単独橋脚構造、ラーメン構造、フラットスラブ構造、アーチ構造などが用いられているが、高架橋の経済性および高架下の利用度その他を考えるとラーメン構造が一般に有利である。このため鉄道高架橋には鉄筋コンクリートのラーメン構造が多く用いられてきた。しかし、これまではラーメン構造の解析が簡単でないので、この構造の高架橋が標準化されて設計された例は少ない。

本論文は標準化して設計を行なった国鉄東海道新幹線の鉄筋コンクリートラーメン高架橋の設計において、検討した事項について述べたものである。

2. 経済的なラーメン形式

鉄筋コンクリートラーメン高架橋は、これにおよぼす温度変化とコンクリートの乾燥収縮の影響を少なくするため、構造物を適当な長さで区切って接続している。この接続の方式には、つぎのような形式がある。

- (1) 張出しばり式(図-3 参照)
- (2) ゲルバーはり式(図-2 (a) 参照)
- (3) 背割柱式(図-2 (b) 参照)
- (4) 端橋脚式(図-2 (e) の端部参照)

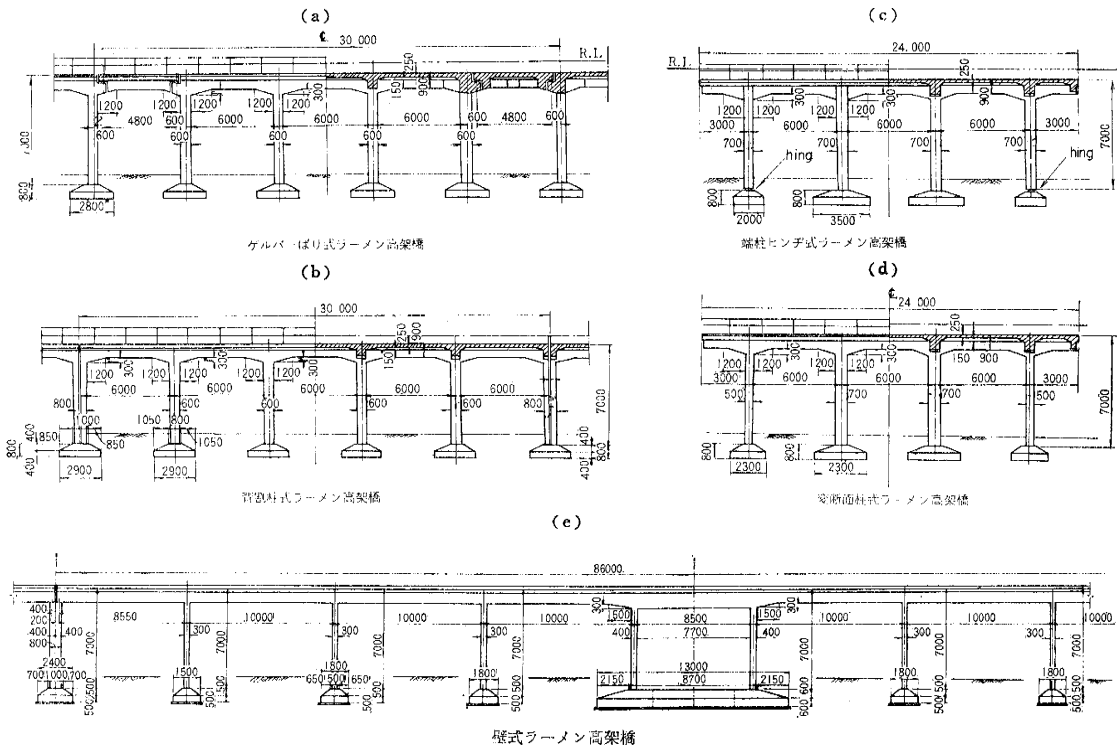
また、この温度変化およびコンクリートの乾燥収縮が構造物におよぼす影響を少なくするため、柱構造についてもつぎのような各種のものが用いられている。

- (5) 端柱ヒンジ式(図-2 (c) 参照)
- (6) 変断面柱式(図-2 (d) 参照)
- (7) 壁柱式(図-2 (e) 参照)

ラーメン高架橋の経済的形式を求めるために、図-3 に示す高さ 7 m の張出しばり式ラーメン高架橋を比較設計の基準と定め、①連続するスパン長の比、②張出しばりの長さ、③はり柱との剛度の比、④連続するスパン数、⑤スパン長などを変えて、同一精度で比較設計を行なった。この比較設計は軌道の直線区間における死荷重(主ばりに対しては 4.5 t/m、スラブに対しては 1 t/m²)、活荷重(図-4 参照)、衝撃(衝撃係数は約 0.5)、温度変化(±12.5)、コンクリートの乾燥収縮(-15°C)、地震荷重(水平震度 0.2)などの組み合わせに対してコンクリートおよび鉄筋の許容応力度をそれぞれ 80 kg/cm²、1 600 kg/cm² に定め、温度変化およびコンクリートの乾燥収縮を組み合わせた場合には 15% の地震荷重を組み合わせた場合には 50% の許容応力度の割りましを考慮して行なったものである。

この結果からコンクリート量および鉄筋量を求め、さらにコンクリートおよび鉄筋の数量から工費を算定し、その経済性の比較を行なった。この場合の工費の算定はつぎのように仮定した。

図-2 ラーメン高架橋の形式



おいては、スパン比を変えても全体の工費におよぼす影響がほとんどないことを示している。

② 張出しばりの長さを変えて比較設計した結果は、張出しばりの長さが 2.5m の場合と 3m の場合とで工費の差がほとんどないことを示している (図-6 参照)。これは張出しばりの長さが長くなると張出しばりの工費は増加するが、柱の高架橋単位長当りの平均工費が低下するからである。

③ 柱とはりの剛比を変えて比較設計した結果は、柱の剛度をはりの剛度より小さくすると、換言すればはりの剛性を上げ、柱の剛性を下げれば、高架橋の工費は減少することを示している (図-7 参照)。この理由はつぎのとおりである。

④ はりの剛性を上げると、水平荷重(地震荷重など)に対する柱の上端の固定度が増加し、柱は両端固定柱の状態に近づき、柱に作用する届モーメントを上・下端で均等に分配するので、一般に柱の断面を決定

している下端部の曲げモーメントが減少する。

⑤ はりの剛性を大きくするためにははりの高さを高くすることになるが、これによってはりの主鉄筋量は減少し、はりの腹部の幅も小さくなる。したがって、はりのコンクリート量はほとんど増減がなく、鉄筋量は減少するので、はりの剛性を大きくすることははり自体を経済的にする。

⑥ 柱の剛性を小さくすると、温度変化およびコンクリートの乾燥収縮の影響が小さくなる。

⑦ 連続するスパン数を変えて比較設計した結果はスパン数が 3~4 程度が経済的であることを示している (図-8 参照)。これは連続するスパン数が多くなると、はり自体は経済的になるが、柱の曲げモーメントが温度変化、コンクリートの乾燥収縮の影響によって増加し、このため柱の平均工費の増加がはりの工費の減少以上に

図-6 張出し部の長さと言費

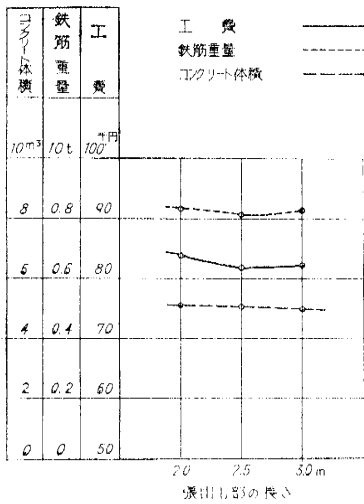


図-7 はりと柱の剛比と言費

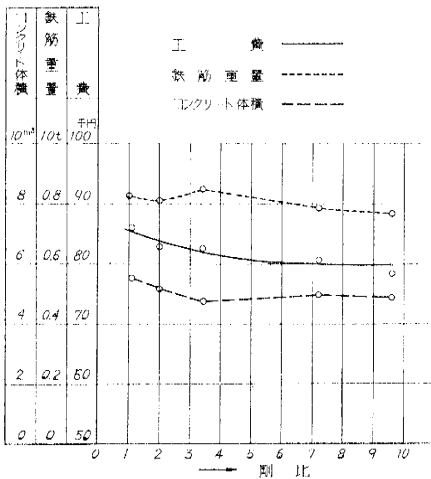


図-8 スパン数と言費

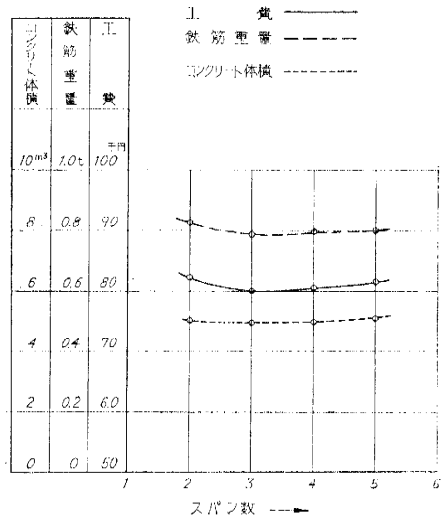


図-9 スパン長と言費

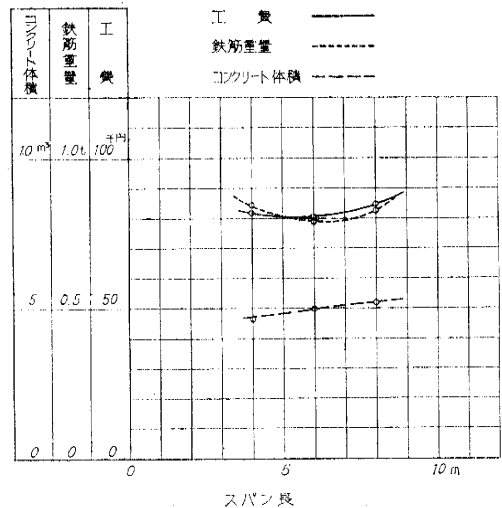
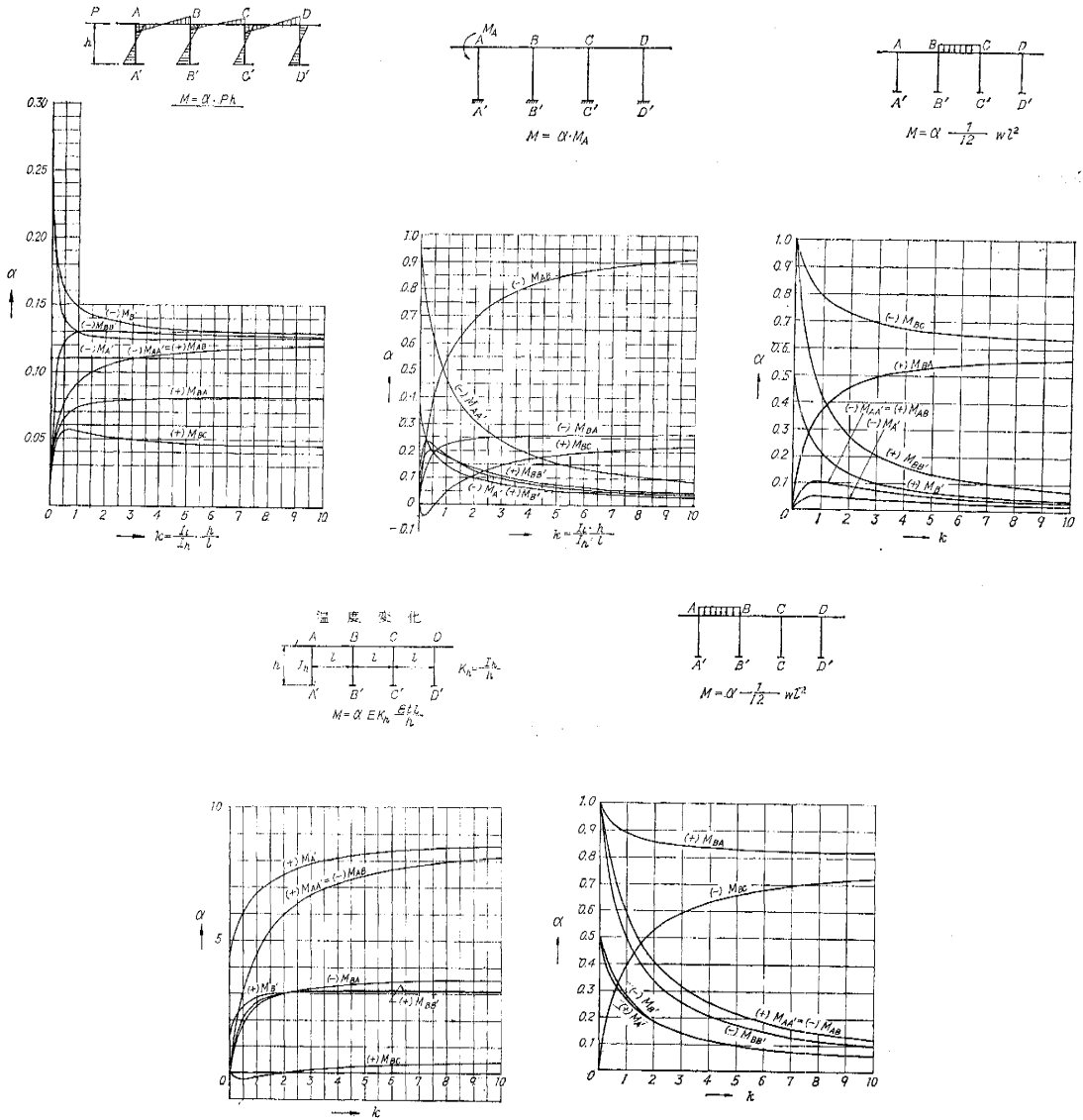


図-10 各種荷重に対するはり柱の剛比と各部モーメント



なるからである。

⑤ スパン長を変えて比較設計した結果はスパン長が6m程度が経済的であることを示している(図-9参照)。これはスパンが小さくなるとはりの工費は減少するが(図-1参照), 柱および横ばりの平均工費は逆に増加するので, スパンが6m以下になると全体の工費は逆に増加する傾向を示すのである。

新幹線の標準ラーメン高架橋は上述の経済比較の結果と標準化に対する適応性, 外観および施工性を考慮して定めたもので, 図-3はその構造を示したものである。この標準高架橋は両端に3mの張出し部をもつ6m 3スパン連続ラーメンで, 全長24m, はりの高さは90cm, はりと柱との剛比は約7になっている。ラーメン高架橋はその連続するスパン数が多いほど高架橋の弱点で

ある接続箇所が減るが, 一区分のはりとスラブのコンクリート量が多くなるのでその施工に種々の問題が生じてくる。標準高架橋の長さを比較的短くして3スパンとしたのはこの施工性をも考慮したものである(はり・スラブのコンクリート量は約100m³)。

このように定めた標準ラーメン高架橋にはつぎのような特長がある。

① 柱の剛性が小さいことおよび死荷重がおのおのの柱についてほぼ対称に作用していることとによって, おのおのの基礎フーチングには死荷重ではラーメンとしての水平反力がほとんど作用しない。このため基礎が水平方向に変位する危険性は少なくなる。またおのおののフーチングに作用する死荷重による垂直反力もほぼつりあっているため, 基礎が不等沈下を起す危険性も少ない。

表-1 各種高架橋の比較設計における延長1m当りの材料と工費

種類	コンクリート		鉄筋		工費	
	躯体 (m^3)	基礎 (m^3)	躯体 (t)	基礎 (t)	躯体 (1000円)	合計 (1000円)
標準高架橋	4.98	1.58	0.788	0.103	80.2	96.7
ゲルバーはり式ラーメン高架橋	5.62	1.58	0.833	0.103	87.1	103.6
背割柱式ラーメン高架橋	5.03	1.53	0.852	0.097	84.4	100.2
端柱ヒンジ式ラーメン高架橋	5.28	2.58	0.804	0.131	83.0	107.8
変断面柱式ラーメン高架橋	4.98	1.70	0.789	0.105	80.2	97.7
壁柱式ラーメン高架橋	5.78	2.08	0.834	0.084	88.3	106.9
単純はり高架橋	6.07	2.22	0.892	0.088	93.5	113.4

注：躯体はスラブ、はり、柱を示す。

② 柱の間隔およびスラブ、はり、柱の断面寸法がそれぞれ一定であるので、コンクリートの型わくおよび鉄筋の加工寸法が一定になり、施工が迅速に行なえる。さらに柱の間隔が連続して一定であることは完成後の外観にも連続的な統一感を与える。

③ はりと柱の剛比を一定値より大きくとれば、スラブ・はり部分と柱・フーチング部分とに分割して設計できるので、高架橋の標準設計が容易になる。

図-10 ははりと柱の剛比の変化にたいする各種荷重による応力の状態を示したもので、一般に剛比が2.0以上となると剛比の変化にたいする応力の変化は非常に小さくなる。標準高架橋の剛比は大体この値以上である。

④ 柱の剛度が小さいため、基礎の移動、回転が上部構造の曲げモーメントにおよぼす影響が小さい¹⁰⁾。したがって設計上考慮していないような不測の変位が基礎に起っても、構造物の耐力に及ぼす影響は比較的少ない。

このように設計された標準高架橋に対して、ゲルバーはり式ラーメン高架橋(図-2(a)参照)、背割柱式ラーメン高架橋(図-2(b)参照)、端柱ヒンジ式ラーメン高架橋(図-2(c)参照)、変断面柱式ラーメン高架橋(図-2(d)参照)、壁柱式ラーメン高架橋(図-2(e)参照)および単純はりと単独橋脚とを組み合わせた高架橋をそれぞれ同一の設計精度で比較設計し、工費を求めて構造物としての経済性を比較した。その結果は表-1に示すように変断面柱式ラーメン高架橋は標準高架橋との工費の差がほとんどないが、その他のラーメン高架橋は5~10%、静定の単純はりによる高架橋は約20%工費が高くなっている。

以上の工費の比較に示した全体の工費には杭基礎のような基礎下部工の工費を除いてあるが、高架橋の基礎地盤が不良で杭基礎を用いるような場合には、上記の工費の差はさらに大きくなり、標準高架橋の経済性はより高くなる。その理由はつぎのとおりである。

① 杭基礎に用いる杭の数および断面は、一般の場合にはフーチングに作用するモーメントと垂直荷重とから定められるが、標準高架橋は高架橋全体に作用するモーメントおよび垂直荷重をおおのこのフーチングにほぼ均等に分配しているため、他の形式の高架橋よりも杭基礎の設計が合理的になる。

② 杭基礎の上層部の地盤が軟弱な場合には杭の数および断面は基礎に作用する地盤荷重または活荷重による水平力によって定まるが、標準高架橋は高架橋全体に作用する全水平力をおおのこのフーチングに均等に分配し、すべての杭が水平力に対して抵抗するので、他の形式の高架橋より杭の数および断面が少なくなる。

以上の経済比較の結果は高さ7mの高架橋についてのもので、高架橋の高さが特に高い場合および杭基礎以外の特殊基礎工法を必要とする場合には、高架橋の経済的なスパン形式等は異なってくるが、一般の場合にはこの標準高架橋は鉄道橋として最も経済的なものであると考えられる。

3. 設計の標準化^{2),3)}

これまでにラーメン高架橋が数多く建設されているが、この設計が標準化されていないのはその設計計算が複雑なことによる。しかし、高架橋の形式を標準化に相当する形式に選定すれば、設計の標準化は比較的簡単である。高架橋の設計条件はつぎの3つである。

① 荷重条件(活荷重、地震荷重、等)

② 高架橋の高さ

③ 基礎地盤の条件

前章で求めた標準高架橋はそのはりの剛度を柱の約7倍に定めているので、図-10に示すように近似的にはりと柱とに分けて設計できるため、上記のような設計条件の変化に対して比較的簡単に設計を行なうことができた。すなわち主はりおよび横はりには垂直荷重に対して柱頭部を支点とする連続はりおよび単純はりに、柱は水平荷重に対して両端固定柱に近似できるので、この近似計算によって求めた曲げモーメントに温度変化およびコンクリートの乾燥収縮の影響を加えれば、その設計曲げモーメントが求められる。この結果、標準高架橋はこれをスラブ・はり部分と柱・フーチング部分に分けて設計し、これを組み合わせて所要の高架橋を構成することが可能になった。すなわち

(1) スラブおよび主はり部の標準設計は直線型と曲線型の2種とした。直線型は軌道の曲線半径が5000m以上の区間に用いられるもので、曲線半径5000mにたいする遠心力による活荷重の偏心とその曲線のカントをもつ道床電量とを考えて設計したものである。曲線型は

曲線半径 5 000~1 500 m の軌道区間に用いられるもので活荷重の最大の偏心とカントによる最大の道床荷重とを考慮して設計したものである。曲線型は直線型と全く同一の断面寸法であるが、鉄筋量は約 20% 増加している。

(2) 横ばりおよび柱の標準設計は高架橋の標準高さ 7 m, 8.5 m, 10 m, 12 m, 14 m のおのおの上に上記の直線型、曲線型を組み合わせると合計 10 種とし、この中間の高さの場合にはその一段上の標準部材を適用することにした。柱の設計は主として地震時水平荷重による層モーメントに対して行なわれたので、それらの断面および鉄筋量は高架橋の高さと軌道の曲線とに応じて増加している(表一2 参照)。また横ばりの節点は柱上端の節点曲げモーメントによって設計されているので、断面寸法は同一であるが、鉄筋量は高架橋の高さと軌道の曲線とに応じて増加している。

新幹線のラーメン高架橋の最も高いものは 16 m である。これは標準高架橋の柱の横断間隔を拡げて、同じ考えによって設計を行なったもので、柱の断面は曲線型で 90×105 cm である。

(3) フーチングは独立フーチングと連結フーチングとが適用された。独立フーチングは一般の場合に用いられるもので、高架橋の高さと軌道の曲線とに応じて柱の場合と同様にその標準設計を 10 種とした。これはフー

チングの断面が地震荷重に温度変化とコンクリートの乾燥収縮の影響を加えて求めた柱下端の曲げモーメントから定まるからである。連結フーチングは独立フーチングを相互に地中ばりで連結したもので、地盤が不良の場合および地盤沈下が予想される場合に用いることにした(図一11 参照)。これは既在の高架橋のうちフーチングが連結してあるものはかなり地盤が悪くてもその変状が比較的少ないことを考慮して定めたものである。地中ばりは高さ 1.5 m, 幅 0.5 m としたが、このように地中ばりの剛性を高くすることによって構造物全体の剛性が高くなり、柱下端の固定度は地中ばりで保つことができるので、フーチングは杭の配置上必要な大きさに縮少することができた。この地中ばりは柱下端の曲げモーメントによって設計した。このようにフーチングの断面が小さくなり、また杭の荷重が軽減されるので、高架橋の高さが高くなるとまたは杭の長さが長くなると、連結フーチングは独立フーチングより基礎をふくめた全体の工費が経済的になってくる。またこの連結フーチングを用いた高架橋は基礎地盤の沈下に対して抵抗力が大きいので将来基礎の沈下が予想される所には地中ばりに補助鉄筋を追加してこの構造の高架橋を適用した。この設計は沈下が荷重に比例するとして、その比例定数のばらつきを仮定して行なったものである^{9), 10)}。

図一11 連絡フーチング標準高架橋

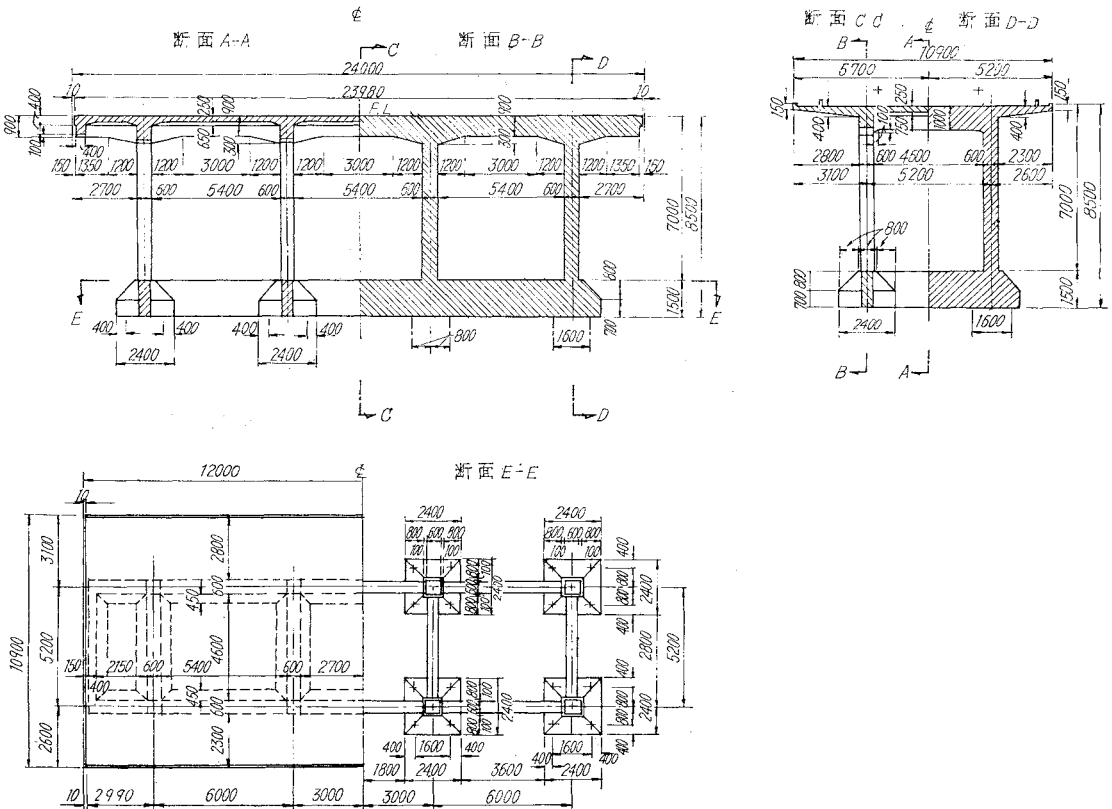


表-2 形式、高さに対する標準高架橋の材料、柱断面および剛比

	高 さ	延長 1m 当りコ ンクリート量 (m³/m)	スラブ表面積 1m² 当りコンクリート量 (m³/m²)	コンクリート 1m³ 当り鉄筋量 (kg/m³)	柱断面寸法 cm×cm	剛 比	
						縦	横
直 線 型	5.5 < H ≤ 7	6.6	0.60	143	60×60	7.2	10.9
	7 < H ≤ 8.5	7.7	0.70	143	70×70	4.8	7.2
	8.5 < H ≤ 10	8.9	0.82	131	80×80	3.3	5.0
	10 < H ≤ 12	9.7	0.89	150	70×70*	3.3	5.0
	12 < H ≤ 14	11.3	1.06	150	80×80*	2.3	3.4
曲 線 型	5.5 < H ≤ 7	7.3	0.67	152	60×70	6.2	6.8
	7 < H ≤ 8.5	8.3	0.76	152	70×80	4.2	4.8
	8.5 < H ≤ 10	9.5	0.87	143	80×90	2.9	3.5
	10 < H ≤ 12	10.8	0.99	150	70×85*	2.7	2.8
	12 < H ≤ 14	12.5	1.15	150	80×95*	1.9	2.0

注：* 柱の中間につなぎばり (80×60 cm) を配置してある。

表-2 は 図-3 に示すような独立フーチングの標準高架橋について直線型および曲線型のおのおのの標準高さに対する材料を比較して示したもので、スラブ、はり、柱およびフーチングの全体のコンクリート量および鉄筋量を、高架橋延長方向 1m 当りおよび高架橋表面積 1m² 当りについて平均した数量を示したものである。

4. 部材の設計^{9)~8)}

部材の設計は、土木学会鉄筋コンクリート標準示方書(昭和31年)、国鉄土木構造物設計基準案(昭和30年、昭和32年、昭和36年)、新幹線構造物設計基準案(昭和35年)によって、コンクリートはその許容応力度を 80 kg/cm²、鉄筋はその許容応力度を SD 30 またはこれと同等級以上の異形鉄筋については 1600 kg/cm²、SR 24 の普通丸鋼については 1400 kg/cm² とし、直径 16mm 以上の鉄筋はすべて異形鉄筋として設計を行なった。コンクリートの許容応力度を高くしたのは、比較的高品質のレディミクストコンクリートが全面的に使用できることによるものである。また、主要な鉄筋を異形鉄筋としたのはコンクリートの引張縁に生ずるひびわれの幅が小さくなること、鉄筋の定着が簡単になることと、およびその品質が保証されていることを考えたためである。なお、スラブ、はりの上側に配置された鉄筋は水に接する側であるので、その許容応力度を SD 30 の異形鉄筋については 1400 kg/cm² に、SR 41 の丸鋼については 1250 kg/cm² に定めた。

新幹線の活荷重は 図-4 に示すような電車荷重で、死荷重、衝撃、温度変化、コンクリートの乾燥収縮、地震荷重などは比較設計で示したように従来の設計基準とほとんど同一である。

この設計においては材料の許容応力度を規準で定める限度まで高めたことと試行設計を重ねたことによって、従来の高架橋より部材断面はかなりスレンダーな形状になった。以下各部材別に設計上の問題点についてのべる。

(1) は り

標準高架橋の骨組は注ばり、横ばりおよび柱から構成

される立体ラーメン構造になっている。設計はこれを平面ラーメンに分解して、ラーメンの理論から求めた曲げモーメントおよびせん断力に対して行なったが、荷重分配およびねじりモーメントに対しても検討して設計を行なった。

a) T形2主桁の荷重分配とねじりモーメント T形2主桁に作用するねじりモーメントは、主桁間の荷重分配と主桁に固定されたスラブの固定モーメントとによって生ずる。T形2主桁の主桁のねじり剛性と主桁間のスラブの曲げ剛性が十分小さければ、1つの主桁上の荷重は完全にその主桁が支持する。この場合には荷重分配は行なわれず、ねじりモーメントも作用しない。しかし鉄筋コンクリート部材は一般に曲げおよびねじり剛性が高いので、2主桁の一方に作用する荷重の一部は他の主桁に伝達し、それに応じてねじりモーメントが作用する。単純支持の2主桁の1つに等分布線荷重 w が作用した場合、その荷重 w は Fourier 級数によって

$$\frac{4w}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi x}{l} \dots\dots\dots(1)$$

で表わされる。この荷重による主桁の曲げ変形、ねじり変形と中間スラブの曲げ変形のつりあい条件から、他の主桁に伝達する荷重は

$$\sum X_n \sin \frac{n\pi x}{l} \dots\dots\dots(2)$$

で表わされる¹³⁾。ここに、

$$X_n = \frac{2w}{n\pi} \frac{1}{1 + \frac{EIa^2}{4GI^2}(n\pi)^2 + \frac{Ia^3}{24I_sI^3}(n\pi)^4} \dots\dots\dots(3)$$

- $I = 1$ 主桁の曲げ断面 2次モーメント
- $J = 1$ 主桁のねじり断面 2次モーメント
- $I_s =$ 中間スラブの単位長さ当りの断面 2次モーメント
- $a =$ 中間スラブのスパン (主桁中心線間距離)
- $a =$ 中間スラブの純スパン (主桁の内側面間距離)
- $l =$ 主桁のスパン
- $E =$ コンクリートの曲げ弾性係数
- $G =$ コンクリートのせん断弾性係数

今、前記の級数の第1項において E/G を 2.3 とし、 I が 0 の場合には伝達する荷重が $w/2$ となる条件を考えて、反荷重側の主桁によって支持される荷重を近似的に表わすと αw となる。ここに、

$$\alpha = \frac{1}{2} \frac{1}{1 + 6 \frac{I}{J} \frac{a^2}{l^2} + 4 \frac{Ia^3}{I_s l^3}} \dots\dots\dots (4)$$

である。

この α は荷重分配の割合を示すものである。この荷重分配に応じて主桁にはねじりモーメントが作用する。

第2のねじりモーメントは主桁と単体的につくられたスラブの固定モーメントによって生ずる。これは主桁のたわみ変形に無関係のものである。今主桁のねじり剛性が十分大きければ、そこで固定されているスラブの固定モーメントはすべて主桁のねじり剛性によって保たれる。しかし、実際は主桁はねじり変形するので、スラブの固定モーメントはスラブを通じて他の主桁に伝達する。単純支持のT形2主桁の1つの主桁に等分布のねじり荷重 m が作用したとき、 m は式(1)と同様に表わすことができる。このねじり荷重は主桁のねじり剛性と中間スラブの曲げ剛性によって保持されるが、ねじり荷重 m による主桁およびスラブの変形のつりあい条件より、荷重側の主桁 および反荷重側の主桁のねじり抵抗は式(2)の X_n 代りにつきに示す m_n' 、 m_n'' を代入した形で表わされる。

$$m_n' = \frac{4m}{n\pi} \frac{1+2A_n}{(1+2A_n)^2 - A_n^2} \dots\dots\dots (5)$$

$$m_n'' = \frac{4m}{n\pi} \frac{A_n}{(1+2A_n)^2 - A_n^2} \dots\dots\dots (6)$$

$$A_n = \frac{2EI_s}{GJ\bar{a}} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \dots\dots\dots (7)$$

この級数の第1項において E/G を 2.3 とし、 I_s が 0 の場合には m' が m に等しくなる条件を考えて、荷重側および反荷重側のねじり抵抗 m' 、 m'' を近似的に示すと $m\beta_1$ 、 $m\beta_2$ となる。ここに、

$$\beta_1 = \frac{1 + \frac{I_s l^2}{J \bar{a}}}{1 + 2 \frac{I_s l^2}{J \bar{a}} + \frac{3}{4} \left(\frac{I_s l^2}{J \bar{a}} \right)^2} \dots\dots\dots (8)$$

$$\beta_2 = \frac{\frac{1}{2} \frac{I_s l^2}{J \bar{a}}}{1 + 2 \frac{I_s l^2}{J \bar{a}} + \frac{3}{4} \left(\frac{I_s l^2}{J \bar{a}} \right)^2} \dots\dots\dots (9)$$

この β_1 は T形2主桁の中間スラブの主桁における固定度を示すものでもある。

b) 主ばり 標準高架橋の上部構造の主ばりとスラブとから構成されるT形2主桁について、荷重分配を示す係数 α を求めると約 0.025 である。この上部構造は連続ラーメンであって、前項の計算の仮定と異なっており、またスラブの剛性は横ばりによって影響をうけることも考えられるので、上記の荷重分配の値にはかなり誤

差がある。しかし、その値自体が非常に小さいことは荷重分配はほとんど行なわれないことを示している。したがって3次元なラーメンを2次元の主ばりと柱とから構成されるラーメンに分けて解析することが可能になり、またこの荷重分配にともなうねじりモーメントも近似的には無視することができる。さらに前述のようにこの2次元のラーメンの水平部材は柱の剛性の小さいことから、柱と連続ばりとに分けて計算してもその誤差は小さい。高さが7mと14mの標準高架橋について、ラーメンの計算を行なって得た設計曲げモーメントと連続ばりとしての略算による設計曲げモーメントとの比較を行なったが、その差は10%以下であった。

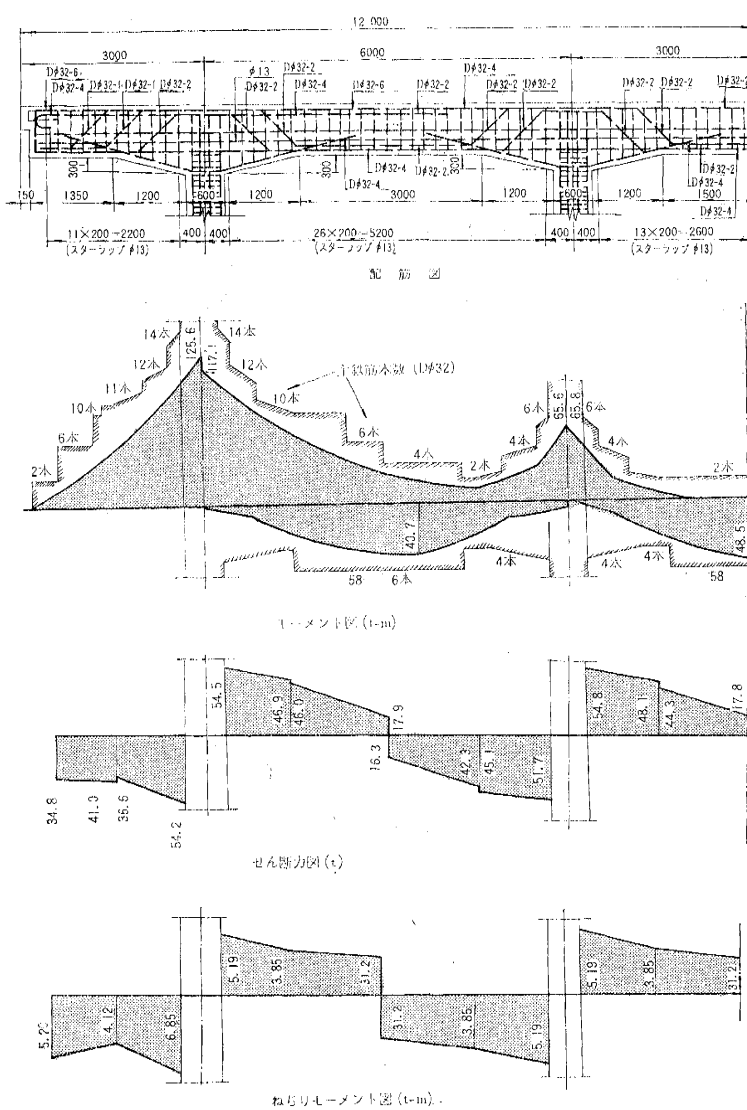
上部構造を構成するT形2主桁についてスラブの固定度を示す係数を求めると約 0.88 である。この値についてもかなり誤差があるが、その値自体が1に近いことはスラブの固定端モーメントはほとんど主ばりのねじり剛性で保たれていることを示している。したがって、この固定モーメントをねじり荷重として主桁のねじりモーメントを求め、主桁を設計しておくことが必要であるが、コンクリートはねじりモーメントに対する抵抗力が小さいので、上記のねじりモーメントをできるだけ小さくすることが必要がある。この設計においては試行設計をくり返して、主ばりの左右のスラブの固定モーメントをできるだけつりあうように主ばりの位置を定めた。死荷重による最大ねじりモーメントは死活荷重による最大ねじりモーメントにほぼ一致し、その方向は逆になっている。最大ねじりモーメントは5t-mである。このねじりモーメントと垂直せん断力とによる最大せん断応力度は約 16.4 kg/cm² で、この全せん断応力度に対してスターラップおよび軸方向鉄筋で補強を行なったが、この場合には鉄筋の許容応力度について30%の割りましを考慮して設計を行なった。

図-12は直線型の主ばりの配筋と死活荷重による曲げモーメント図、せん断力図およびねじりモーメント図を示したもので、せん断力図はハンチおよび曲げモーメントの影響を考慮して修正したものである。

c) 横ばり 横ばりは活荷重の影響が比較的に少ないこと、横ばりと接する両側のスラブの固定端モーメントはほぼ等しいこととのため、横ばりには主ばりで考慮したような荷重分配およびねじりモーメントについて検討する必要はない。したがって横ばりも横ばりと柱とから構成される二次元の横方向ラーメンの水平部材として解析できるが、この場合には柱の剛性ははりの剛性に比べて十分に小さいので、横ばりは柱頭部を支点とする単純ばりとして解析してもその誤差は小さい。

横ばりの設計上の問題点は、横ばりの剛性が大きいため主ばりの端部に作用するねじりモーメントは主として横ばりに伝達することである。したがって死荷重によ

図-12 標準ラーメン高架橋の主ばりの配筋および応力図



し部のねじり剛性によって保たれる。主ばりの張出し部の先端が回転しないとすると端ばりは両端固定のはりと考えてよいが、一般には張出し部のねじり変形によって端ばりの両端の固定度は低下する。これらの間の関係を求めるためには端ばりと主ばりの張出し部とから構成される平面ラーメンを解析する必要がある。端ばりの支点が θ だけ回転した場合の端ばりの支点モーメント M_b は

$$M_b = 4 E \frac{I_b}{l_b} \theta = K_b \theta \dots (10)$$

ここに、 I_b : 端ばりの断面2次モーメント

l_b : 端ばりのスパン

E : 曲げ弾性係数

張出し部の先端が θ だけ回転した場合の主ばりの張出し部のねじりモーメント M_T は

$$M_T = G \frac{J}{l} \theta = K_t \theta \dots (11)$$

ここに、 J : 主ばりのねじり断面2次モーメント

l : 主ばりの張出し部の長さ

G : せん断弾性係数

したがって端ばりの固定端曲げモーメントは剛比が

$$K_b / K_t = \frac{4 E I_b l}{G J l_b}$$

である普通の門型ラーメンと全く同一の解析方法によって求めることができる。

この設計における計算結果によれば端ばりは完全固定と考えた場合の約 1/2 の固定度で主ばりで支持され、したがって主ばりには端ばりの固定端モーメントと同一のねじりモーメントが先端に作用していることを示している (図-11 参照)。

端ばりの配筋も主ばりと同様に直線型と曲線型の2種である。図-14 は直線型の端ばりの配筋と死活荷重による曲げモーメント図およびせん断力図を示したものである。

(2) スラブ

標準高架橋のスラブは片持ちスラブ部分と、四辺支持のスラブ部分とに分けられるが、設計上問題になるのは四辺支持スラブ部分である。この四辺支持スラブの設計曲げモーメントははりにおけるスラブの固定度に関係し

て主ばりが外側にねじられるときには端部に負の曲げモーメントが、死活荷重によって主ばりが内側にねじられるときには端部に正の曲げモーメントが作用する。このため横ばりのスパン曲げモーメントにはこの主ばりのねじりモーメントの影響を加算して求める必要がある。

横ばりの端部の曲げモーメントは、この主ばりから作用するねじりモーメントより地震荷重による層モーメントから求めた柱頭部の曲げモーメントのほうが大きい。横ばりの端部の上下の配筋はこの地震時の曲げモーメントから求めたものである。

図-13 は高さ 7 m の直線型の横ばりの配筋と死活荷重による曲げモーメント図およびせん断力図を示したものである。

d) 端ばり 端ばりの端部の固定度は主ばりの張出

図-13 標準ラーメン高架橋の横ばりの配筋図および応力図

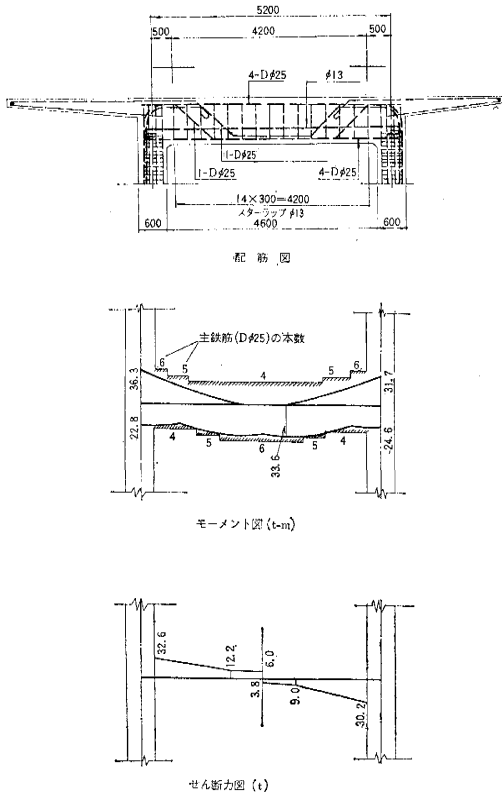


図-14 標準ラーメン高架橋の端ばりの配筋図および応力図

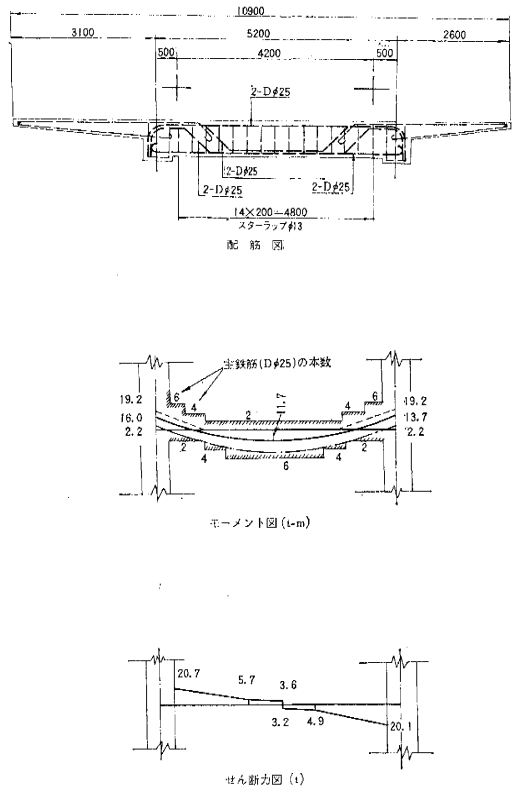


表-3 スラブ厚さの経済比較

版厚 (cm)	20		23		25		30	
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向
有効厚 (cm)	17.0	15.0	20.0	18.0	22.0	20.0	27.0	25.0
σ_c (kg/cm ²)	80.0	80.0	67.0	64.0	59.0	55.0	46.0	42.0
鉄筋断面積 (cm ² /m)	18.7	16.2	15.8	13.2	14.2	12.0	11.5	9.5
コンクリート量の差 (m ³ /m ²)		- 0.08		0		+ 0.02		+ 0.07
鉄筋量の差 (kg/m ²)		+ 5.90		0		- 2.80		- 8.00
コンクリート量の差 (円/m ²)		-200.00		0		+130.00		+460.00
鉄筋量の差 (円/m ²)		+280.00		0		-130.00		-380.00
計 (円/m ²)		+ 80.00		0		0		+ 80.00

ている。スラブの主ばりにおける固定度 β_1 は前述のように 0.88 で完全固定に近いものであり、死荷重に対しては常に片持ちスラブ部の固定端モーメントのほうが内部スラブの固定端モーメントより大きい。また、横ばりは活荷重の影響が少なく、死荷重の曲げモーメントははりの両側でつりあっている。これらのことを考えて、四辺支持スラブの支承状態をつぎのように仮定し、2方向スラブとして設計を行なった。

死荷重に対して：支点モーメントおよびスパンモーメントともに四辺固定支承

活荷重に対して：支点モーメントに対しては四辺固定支承、スパンモーメントに対して

は四辺固定支承と四辺単純支承との平均

ただし、端ばりに対してはその剛性が小さいことおよびスラブの固定モーメントが常に不均衡であることを考えて、すべての荷重に対して単純支持とした。

以上の設計の規準によって四辺支持スラブの厚さを 20 cm, 23 cm, 25 cm, 30 cm に変えて直線型について比較設計を行なった。その結果は表-3 に示すように厚さ 23~25 cm の場合が最も経済的になっている。スラブの厚さにはこのような経済性のほかに、厚くすれば死荷重が増加して地震時の水平力が増加すること、薄くすれば施工上の欠陥がでやすいことなどの利害があるので、こ

れらを考えて標準高架橋のスラブ厚さを 25 cm と定めた。

(3) 柱

ラーメン高架橋において柱の断面を小さくすることは前述のような設計上の利点がある。しかし柱断面を小さくすると水平力による高架橋の水平変位が増加する。このため、柱断面はこの高架橋の横剛性より定めることが必要になってくる。鉄道橋の横剛性は活荷重による水平変位より定めるのが妥当であるので、標準高架橋では常時水平力である遠心荷重に対して柱頭部の水平変位を高架橋の高さおよび軌道の曲線に無関係に 1/4 cm と定めた。新幹線荷重による遠心力は 250 km/h の高速運転に対して定めたもので、*P* 荷重(旅客電車)に対して曲線半径 5000 m までの直線型では 0.1, それ以下の曲線半径に適用する曲線型では 0.2 である。

この変形の計算は鉄筋を無視したコンクリート全断面から求めた断面 2 次モーメントに対して、コンクリートの弾性係数を 300 000 kg/cm² と仮定して行なった。このように一定の水平力(遠心力)に対して横変位を高さに関係なく一定に定めているので、高架橋の横方向のばね係数は一定値になり、1 柱当りに換算すると直線型で 770 t/m, 曲線型で 1 540 t/m となる。前節でのべたように柱は両端固定柱に近い状態なので

$$K = \frac{12 EI}{h^3} \dots\dots\dots(12)$$

が近似的に成立する。

- ここに、*K*: 高架橋の横方向ばね係数
- I*: 柱の断面 2 次モーメント
- E*: コンクリートの弾性係数
- h*: 柱の高さ

柱の断面を一辺の長さ *d* の正方形とすると

$$d = \sqrt[4]{\frac{Kh^3}{E}} = 0.1265 h^{3/4} \text{ (m)} \dots\dots\dots(13)$$

したがって、柱の断面は高さの 3/4 乗に比例して大きくする必要がある。高さが高くなると柱の断面とフーチングの寸法とが大きくなるので、高さが 10 m を越える場合には柱の中間につなぎばりを配置して高架橋の横方向のばね係数を上記の値以下になるように柱断面およびつなぎばりの断面を定めて、柱および基礎の構造の経済性をはかった(図-15 参照)。

図-15 つなぎばりのある標準ラーメン高架橋

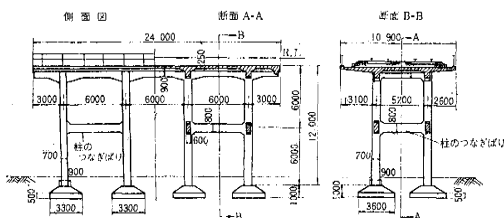
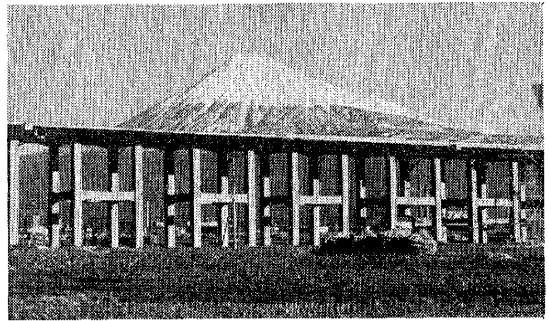


写真-2



直線型の柱の断面は正方形として縦方向の剛性も横方向の剛性と同等とした。曲線型は直線型より横方向のばね係数を約 2 倍にする必要があるので、柱断面も直線型より横方向に 10 cm 大きくした。表-2 はこのおのおの高さにたいする標準設計の柱の断面および剛比を示したものである。この直線型の標準高架橋についての死荷重に 0.2 の地震係数を乗じて求めた震度法による地震時水平力にたいする横変位の計算値は約 1 cm である。

高架橋の横方向のばね係数を一定にしたため高架橋の横振動の固有振動周期もほぼ一定してくる。1 自由度系の横方向ばね係数と固有振動周期との間の関係式によって横振動の固有振動周期を求めた計算値は、直線型で 0.45~0.50 秒, 曲線型で 0.36~0.39 秒である。高架橋の完成後に振動試験を行なったが、その結果はこの計算値に近似的に一致している。

この構造物の固有振動周期がほぼ一定しているので、地震波が定められれば動的解析を行なうことは容易であるが、設計に用いる地震波については問題点が多い。またコンクリート構造物では地震にともなう変状の進行状態によって動的性質が変化して行くことも考えられるので複雑な解析にもとづいて設計を行なうことは実用的でない。ここでは柱の地震に対する設計は従来の慣用震度法(地震係数 0.2)によって行なったが、従来の震害を考慮して柱の上下端には直径 9 mm の帯鉄筋を密(10 cm 間隔)に配置した。これは柱頭部のコンクリートが強震をうけてはげ落ちた場合にも、この部分の軸方向鉄筋の座屈と鉄筋で囲まれた部分のコンクリートの脱落とを防止し、大きな被害を防ぐためのものである。

5. 標準高架橋の計画

高架橋の延長は立体交差による橋梁または盛土区間の縁端の橋台によって区切られる。

高架橋の計画はこの交差部分および盛土区間との接続部分の設計を定めてから、それによって区分される一定長の高架区間に標準高架橋を計画して行くことになるが、この一定長の高架区間を全長 24 m の標準高架橋のみで形成することはできないので、標準高架橋以外につ

ぎの形式の標準高架橋の設計を行なった。

- ① 2スパン連続ラーメン高架橋
- ② 4スパン連続ラーメン高架橋
- ③ 端部の張出しばりの長さが2mの3スパン連続ラーメン高架橋

この標準高架橋を標準高架橋に適切に組み合わせることによって、任意の長さの高架橋を形成することができる。①の2スパン連続のラーメン高架橋は標準高架橋の中央スパンを減らしたもので、②の4スパン連続のラーメン高架橋は標準高架橋の中央スパンを2つにしたものである。これらの断面は標準型と全く同じで、配筋もほとんど同一である。③の張出しばりの長さが2mの3スパンのラーメン高架橋は張出しばりの負の曲げモーメントが減少しているためこの部分の負の鉄筋を減らしている。

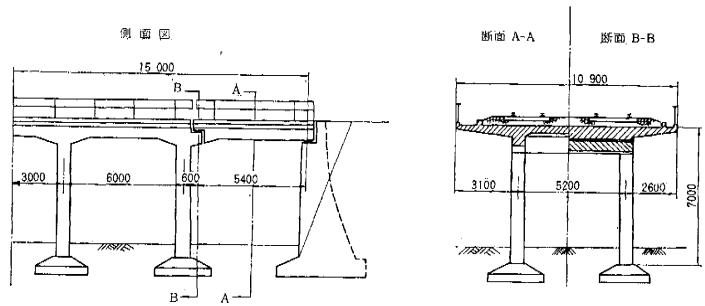
標準高架橋と準標準高架橋とを組み合わせると一定長の高架橋延長を形成する場合に、1m以下の短い部分を調節する必要が生ずる。この場合には標準高架橋の張出しばりの長さを2~3mに適当に縮小してその調節を行なった。張出しばりの長さが2mより短くなると、それに接するスパンの正の曲げモーメントが増加し、ここの正鉄筋を増す必要が生じてくることおよび連続している高架橋全体の外観が悪くなることから、特殊の場合を除いて張出しばりの長さは2m以下のものは用いないようにして高架橋の計画を行なった。

この高架橋の計画で特に考慮を配ったのは、高架橋と盛土区間および大橋梁との接続箇所である。これまで既存の高架橋に現われている変状のうち、火災、凍害、煙害などの一般のコンクリート構造物に生ずる変状と同一の性質のものを除けば、その大部分は基礎に起因するもので、特に上述のような高架橋の縁端においては高架橋とそれに接続する橋脚、橋台とで基礎構造および荷重の状態が異なるために、地震時および長期間における土圧および死荷重による変形に差異を生じ、それが変状の原因となっていることが多い。このような従来の高架橋の変状より考えて、高架橋の縁端部は特別の場合を除いて図-16に示すように単純ばりを介して橋台・橋脚と接するように計画した。これは高架橋部分と接続する橋台・橋脚の間で沈下および変形に差が生じて、高架橋の応力に影響を与えないように考えたものである。

6. 謝 辞

この設計について早稲田大学教授 沼田政矩博士、国鉄構造物設計事務所前所長 友永和夫博士、東京大学教授 国分正胤博士、法政大学教授（元鉄道技術研究所主任研究員）大地羊三博士にご指導を賜った。設計の推進

図-16 単純ばりによるラーメン高架橋と橋台との接続



に当っては新幹線工事を担当された国鉄新幹線局および現場機関である幹線工事局の方々のご指導とご協力を頂いた。設計の細部については構造物設計事務所 森重竜馬氏、大阪幹線工事局長 尚氏、名古屋幹線工事局 野々垣正夫氏をはじめ新幹線局設計課、幹線工事局特殊設計係の方々の熱心なご協力によるものである。なお本論文の取りまとめに当たっては構造物設計事務所 松本英信氏のご協力を頂いた。ご指導、ご協力を賜った上記の方々に対して、深甚な謝意を表す次第である。

参 考 文 献

- 1) 河野通之：“鉄筋コンクリート鉄道高架橋の経済的設計に関する研究”，鉄道技術研究所報告第310，昭和37年6月
- 2) 河野通之・松本嘉司：“ラーメン高架橋の標準化”，第9回橋梁構造工学研究発表会（1962）。
- 3) Yoshiji Matsumoto: Rigid Frame Railroad Bridges in Japan, Journal of A.C.I. Dec, 1964.
- 4) 土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書（昭和31年）。
- 5) 日本国有鉄道：コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物設計基準（案），（昭和30年，32年，36年）。
- 6) 日本国有鉄道：新幹線構造物設計基準（案），（昭和35年）
- 7) 国鉄新幹線総局設計課：鉄筋コンクリートげたの設計（1），（2），昭和38年。
- 8) 国鉄新幹線総局設計課：鉄筋コンクリート標準高架橋の設計（1），（2）昭和38年。
- 9) 松本嘉司・長 尚：ラーメン高架橋と不等沈下，土木学会第17回年次学術講演会（1962）。
- 10) 長 尚：基礎構造を考慮したラーメンの解法，土木学会論文集第103号（昭和39.3）。
- 11) 吉田徳次郎：“鉄筋コンクリート設計方法”，（昭和32年）
- 12) 横道英雄：“コンクリート橋”（1962年）。
- 13) Bechert, H.: “Einflussflächen Zweistegiger Plattenbalken,” Beton, u. St. Heft 1, Jan. 1957.
- 14) Fournol et Carpentier: “Suppression des passages à niveau de l'avenue Thiers à Bordeaux”, Revenue Generale des Chemins de Fer. Juillet, 1954.
- 15) Hausner, G.W.: “Behavior of Structures during Earthquakes”, Proceedings, ASCE, Vol 85, No. EM 4, Oct. 1959.
- 16) Proceedings Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, July 1960.
- 17) R.D. de Cossio & E. Rosenblueth: “Reinforced Concrete Failure During Earthquakes,” Journal of A.C.I. Nov. 1961.
- 18) The Agadir, Morocco Earthquake, Feb. 29, 1960.
- 19) 関東大地震震害調査報告，橋梁，建築之部，土木学会（大正12年）。

お 知 ら せ

学会誌第50巻3号に本論文集に 西田耕之助氏著「ガス クロマトグラフによる大気汚染物測定に関する研究——固定相担体の分解能について——」を掲載する旨記述し、論文紹介に概要を紹介しましたが著者の申出により掲載を見合せましたのでお知らせします。

昭 和 39 年 度 土 木 学 会 論 文 集 編 集 委 員

委員 長	奥村敏志	副委員 長	三木五三郎	委 員	曾根学	委 員	藤田嘉夫
委員	阿部津浩	委員	尾坂芳夫	〃	多田宏行	〃	堀田重臣
〃	赤井井浩	〃	岡田光男	〃	津野正彦	〃	増本嘉克
〃	伊藤一学	〃	神山林重一郎	〃	土中明男	〃	松原上博
〃	藤原幸	〃	小寺重輔	〃	中瀬村治	〃	官村隆夫
〃	石守元	〃	小佐木道夫	〃	中永倉正昭	〃	村森和也
〃	池村一博	〃	佐々木正昭	〃	西沢紀一	〃	山本慶周
〃	江崎敬	〃	杉木典太	〃	長谷川正夫	〃	山崎一祐
委員 兼 幹 事	西脇威夫		鈴木雄	〃	林正	〃	横

昭和40年3月15日印刷	土木学会論文集 第115号	定価 150 円 (千 20 円)
昭和40年3月20日発行		
編集兼発行者	東京都新宿区四谷一丁目	社団法人 土木学会 羽田 巖
印刷者	東京都港区赤坂溜池5	株式会社 技報堂 大沼正吉
~~~~~		
発 行 所	社 団 法 人 土 木 学 会	振替東京 16828 番
東京都新宿郵便局区内 新宿区四谷一丁目		電話 (351) 代表 5138 番

# MARUI

短時間 厚さ及び構造物の弾性係数が判定 できる

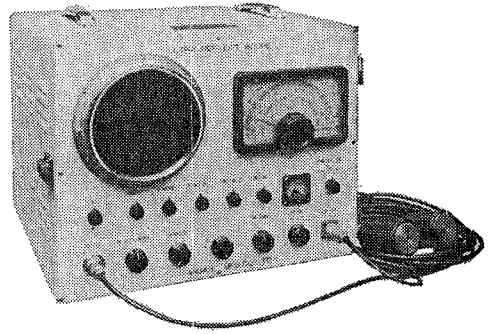
- ① 時間の節約になります (時代に即応)
- ② 正確な判断の参考資料となります
- ③ 無破壊で常に測定出来ます

### 用途

- 型枠取除き判定 (経済助力となる)
- グム・コンクリート等の品質管理
- 道路隧道の厚さ及びボイドの判定
- コンクリートの経年変化・強度の推定等

### 営業品目

セメント・コンクリート・土質・アスファルト  
水理各試験機・無破壊試験器・計量器・各種材料試験機



超音波反射測定器



株式会社

丸井製作所

本社 大阪市城東区蒲生町4ノ10番地  
電話 大阪 (931) 3541番 (代表)  
東京出張所 東京都港区芝田村町5ノ4番地(吉田ビル)  
電話 東京 (431) 7563番



土木用、建築用のあらゆるコンクリート (生コンクリート、コンクリート製品を含む) を「最も良質且つ経済的」に仕上げます。

## ポゾリス物産株式会社

本社	東京都港区赤坂丹後町10	電話東京 583-1142(代)
東京営業所	東京都港区赤坂丹後町10	電話東京 583-1142(代)
大阪営業所	大阪市東区北浜3~7 (広銀ビル)	電話大阪 202-3294(代)
仙台営業所	仙台市東二番丁68 (富士ビル)	電話仙台 23-1631
名古屋営業所	名古屋市中区新栄町1~6 (朝日生命館)	電話名古屋 24-2285
札幌出張所	札幌市白石中央6~51 (桑沢商店白石ビル)	電話札幌 86-5121(代)
二本木出張所	新潟県中頸城郡中郷村(日曹二本木工場内)	電話中郷 51(代)
高岡出張所	高岡市向野本町300 (日曹高岡工場内)	電話高岡 3-2001
福岡出張所	福岡市天神町1~10 (西日本ビル)	電話福岡 75-7471

製造元 **日曹マスタービルダース株式会社**

下記製品も「ポゾリス」同様御愛用下さい。

無収縮 注入材 **エムペコ**

あらゆる間隙を収縮せずに充填します  
機械掘付、鉄骨橋梁のベースプレート  
アンカーボルト埋込み、圧力鉄管裏込め、クラック補修、漏水防止、防水等に適します。

耐磨材 **マスタープレート  
カラークロン**

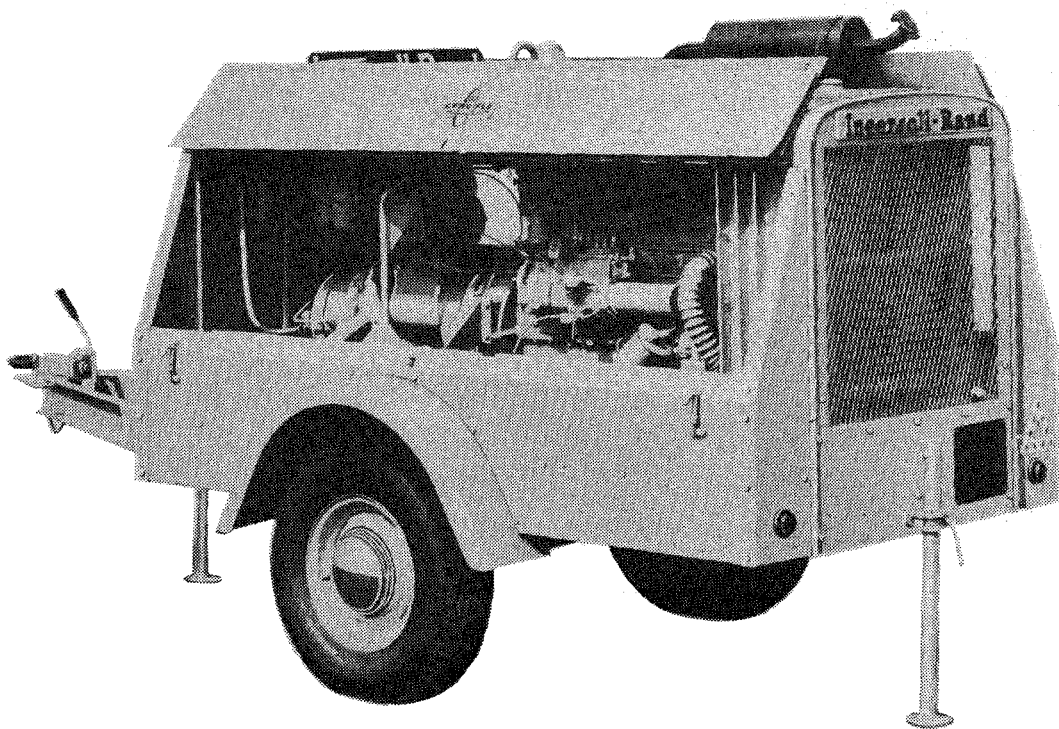
普通コンクリートの6倍の磨耗抵抗を創り出します。屋内屋外の床、ガソリンスタンド、道路、水路、プール等に適します。美しいカラー仕上げも可能です。スパーク防止に、D.P.Sマスタープレートがあります。

耐超重 衝撃材 **アンビルトップ**

普通コンクリートの15倍の衝撃磨耗に耐えます。キャタピラ等超重量物使用の場所や、ダム为天端、エプロン、クレストに最適です。

(型録技術資料贈呈)

# インガソール・ランドのポータブルコンプレッサー



ジャイロフロー（回転式）とスパイロフロー（スクリュウ式）どちらも伝統ある **IR** のマークが高性能を保証します。

- 操作、保守は極わめて簡単
- 効果的な噴油冷却方式
- 無段階容量調節装置
- 運転は平静で、脈動、振動は殆んどありません
- 各種容量・型式（2輪・4輪付）のものが一貫生産されているので、用途に最適のものが扱えます。アフターサービスも完璧です



世界最大のコンプレッサー、ポンプ、ツール総合メーカー

**Ingersoll-Rand**

日本インガソール・ランド株式会社

東京都港区青山北町4丁目21番地(西本ビル) Tel: (403) 6571~5  
大阪支店 大阪市西区京町堀1丁目156(中谷ビル) Tel: 大阪 (443) 4750-4795  
Cable: INGERSOLL TOKYO Telex: TK 2929 INGERSOL

## 主要営業品目

往復動コンプレッサー、ポータブルコンプレッサー、送風機および遠心コンプレッサー、軸流回転式コンプレッサー、穿岩機類、空気・電動各種工具とホイスト、往復動ポンプ他各種ポンプ類、蒸気及び水力タービン、ガス・エキスパンダー、蒸気復水器、真空装置、特殊冷凍機器、各種鋸山用機械、パルプ・製紙用機械装置、各種ガスエンジン、特殊用ディーゼルと蒸気エンジン

■ カタログ御請求下さい。