

【報 告】

極端な斜め道路橋の一例について

1. まえがき

戦後のわが国における自動車交通量の激増は驚異的なものがあるが、これに対応して、道路の設計速度も向上し、平均計画交通量 7 000 台以上の国道では平地部で 80 km/h、山地部で 60 km/h が採用され、名古屋・神戸間に計画されている高速道路においては 120~80 km/h が用いられることが予想される。その結果、道路の線型は平面的にも縦断的にも鉄道に近いものへ変貌しつつあり、橋梁は道路の一部というよりは道路そのものとして扱われ、在来のように橋は河川に直角に、水平に架けるものだという考え方は一般には許されなくなってきた。

大阪府下国道 26 号線において、著者は斜角 19° および 20° という超斜め橋二橋を計画して 1956 年 7 月これを完成したが、これらは 1 年数か月間大阪・和歌山間の重交通に耐えてなんらの不都合をも露呈していない。本橋はそのうち大町橋の計画、設計および載荷試験についてその概要を述べる。

2. 計 画

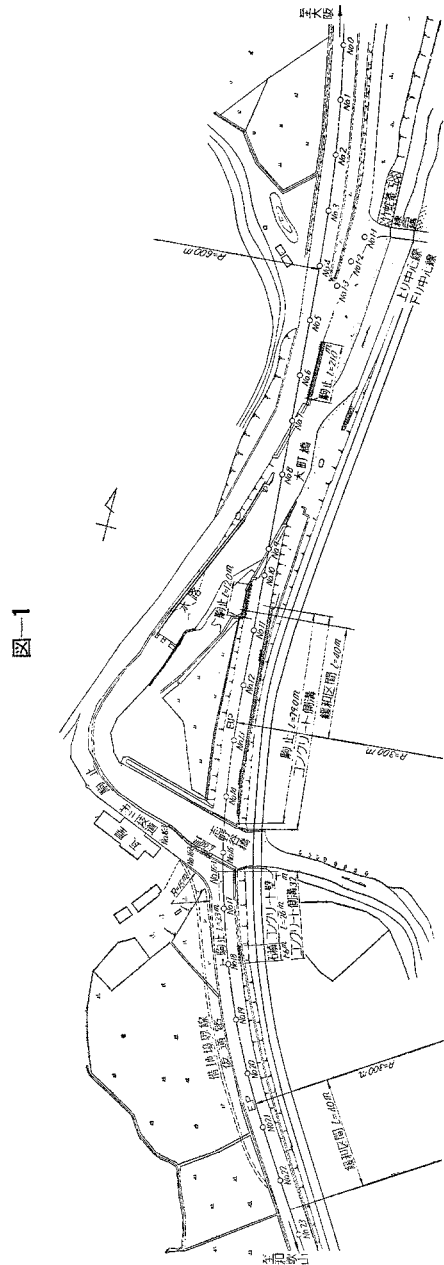
大町橋は国道 26 号線が大阪府の南端岬町において小河川大川を渡る地点にかかる木橋で、昭和 27 年度災害によつて大被害をうけ架換の必要にせまられていた。被災後は改良前の旧道を一時一般の交通に供しており、これに小改良を加えて使用することも考慮したが、とうてい一級国道の規格に合格する線型を得られないことが明らかとなつた。

そこで旧橋位置で、永久橋に架換することに決定したが、その橋梁型式については困難な問題を生じた。すなわち架換地点は道路の線型を現況どおり良好に保つには、大川の河成りから全径間 43 m、斜角 19° という斜め橋をかけなければならない。さらに大川の計画高水位に対して桁下空間を十分にとり、かつ道路の縦断形状を良好に保つには桁高をなるべく小さくすることが要求された。ものものしくスルータイプにしたいのももちろんである。次にスパン割りであるが、ただちに渡れば 13m にすぎない本橋のような場合、水流を阻害しない建前から一径間で渡ることが望ましい(図-1)。

これらの諸要求を満足しつつ経済な斜め橋を設計することが著者に与えられた課題であつた。これに対する一解答として以下のような橋梁型式を試み、模型実験並びに実橋載荷試験を行い、さらに若干の解析を行つてこれ

* 正員 建設省道路局地方道課

南 俊 次*



らを照合した。

3. 設計一般

43mの一径間といえば通常トラスその他のスルータイプを考えるであろうし、その鋼重も 250 kg/m²程度は必

要となる。しかも斜角が極度に小さいことから、床板並びに横桁におこる不利な応力を、覚悟しなければならぬ。この場合、直角にかけるとわずかに13mにすぎず、100 kg/m²未満で十分におさまる。このことは斜め橋がその斜角の減少とともにいちじるしく不利益であることを物語っている。

一般に斜め橋の斜角を θ とし、支間を L として橋軸方向の全長をとれば、 L は直橋とした場合の支間 l に対し $l \operatorname{cosec} \theta$ の関係にあり、 θ が小さくなるに従い L はいちじるしく増大する。設計活荷重曲げモーメントは L あるいは L^2 に比例し、これの増大はまた死荷重の増大を招くから、斜め橋は斜角の減少とともに、いちじるしく不利益の度を増すのである。

ところでいま、はなはだしい斜め橋において、橋軸に直角に（もしくは河川に直角に）ハリをかけ、これをあたかも通常の橋脚のハリのようにみなして、道路の中心方向の主桁を支持させるならば、主桁の支間を小さくすることができるし、橋軸に直角（もしくは河川に直角）のハリはそのスパンが小さいから、斜め橋の非経済性がある程度まぬかれることができる。

この構想を大町橋に用いて図-2のように設計した。図においてAは普通の橋台、Bはハリを架けるための小橋台とともに河川断面の外にあり、Cは橋軸に直角にのびた箱形断面のハリであり、これは通常の橋梁における橋脚のハリに該当する。Dは中央径間として死活荷重合成桁で、Eは側径間として三角形の平面形状をもつ活荷重合成桁である。

C桁は支点の一端をA橋台上に、他端をB橋台上に、Dは両端をC桁上、E桁は一辺をC桁に他端をA橋台にそれぞれ単純支持されている。

このように計画すると鋼重は185 kg/m²となり、桁高は120 cmで桁高スパン比は約1/36となつた。

4. 細部設計の概要

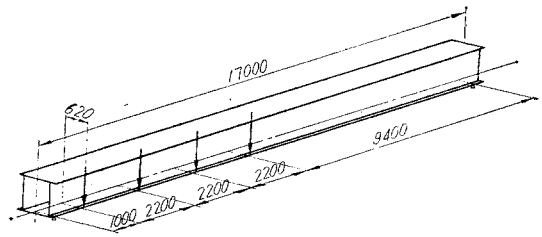
(1) 箱桁

通常の橋梁の橋脚バりに相当するC桁は、D、E桁の支点反力を受ける上に、活荷重の載荷状態によつては相当大きなねじりを受ける。その上桁高にも制限があるからI型断面ではとうていその任にたえない。そこで箱桁を採用して設計曲げモーメント528 t-m、せん断力159 t-mに耐えるように設計することになつた。

上下フランジには25 mmをこえる厚板の使用が必要となつたが、実験の結果40 mm厚のSM41Wを用いることにした。

高張力鋼の28 mm厚をノルマライズして用いることも考慮したが、当時まだ箱桁はその製作例が少ないので、万一ヒズミ直しに無理をしてはとの懸念があつたので、箱桁と高張力鋼との組合せをためらつた。

図-3



箱桁の上部のフランジプレートの上には防水層を設けた上、直接アスファルト舗装を行い鋼床板を考えたので、横方向にも隔壁に平行に横補剛材を入れてある。

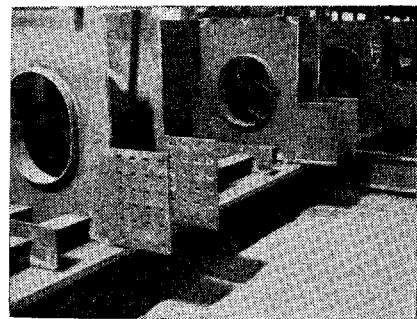
箱桁の設計計算は土木学会論文集25号によつた。本橋のように大きいねじりモーメントを受ける箱桁においては、上記論文に示された設計法によるべきだと考えたのであるが、結果は非常に小さいものであつた。主桁支点反力が作用するのは図-3のような位置であり、中央径間に活荷重を満載し、側径間には無載荷としたときに最も大きいトルクを生ずる。箱桁両端の支承については、ねじりによる引抜きが万一生ずる場合に備えて、十分深く埋め込み、かつアンカーした。

(2) 箱桁が合成桁を受ける点の支承構造

箱桁の両側面に取りつけられる合成桁の支承は、反力が相当大きいので、その構造設計にはなかなか工夫を要した。結局図-4のような設計を考案して活路を見出した。すなわちその部分の隔壁に翼をつけ、U字形の鋳鋼のシューを添接板によりつり下げたのである。

写真-1は上部フランジに縦横補剛材および隔壁を溶接して、腹板を挿入する直前の姿である（図-4を逆にした形）。

写真-1



(3) 活荷重合成桁の橋端部の構造

極端な斜め橋であるため橋端部床板には荷重により大きな応力が働らくので、橋台に平行して床板を受ける横桁を設けた。ただし温度変化にともなう変形を自由ならしめるように床板との密着をさけた。さらに鋭角部の床板を受けるため床板を橋台胸壁上に張り出さしめ、相互に金物により接触させ小移動を可能とした。もつとも橋台側は大坂側、和歌山側ともに固定とした。

図-4

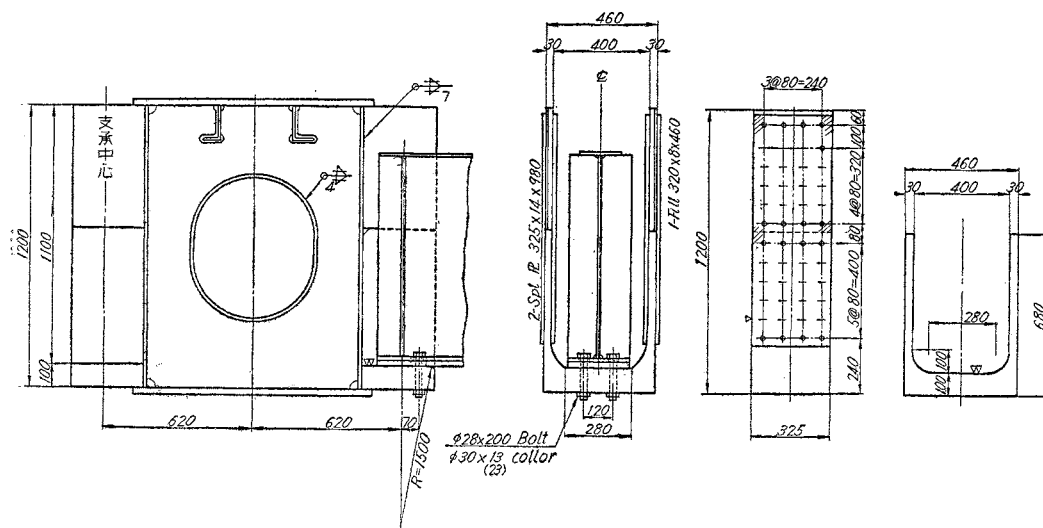


表-1 SM 41 W の分析結果並びに機械的性質

	分 析						降伏点 kg/mm ²	抗張力 kg/mm ²	伸び %	屈曲試験
	C %	Si %	Mn %	P %	S %	Mn/C				
規 格	—	—	—	<0.040	<0.050	>2.5	723	41—50	721	180°
工 場 証 明	0.21	0.07	0.60	0.041	0.026	2.85	24.8	44.9	28	良
チ ョ ッ ク 分 析	0.21	0.02	0.53	0.016	0.027	2.52	—	—	—	—

5. 箱桁フランジ材 (40 mm 厚, SM 41 W) の試験

前述のように箱桁の上下フランジには、40 mm 厚の SM 41 W を使用したが、これは相当厚板の部に属し、これを溶接するには低温脆性の問題を無視できない。そこでその材料の溶接上の特性を確かめるとともに、最も適当な余熱温度を求めるために大阪大学溶接教室にその試験を委託した。表-1 は本材料の工場証明並びに大阪府において行つたチェック分析の結果の一覧表である。

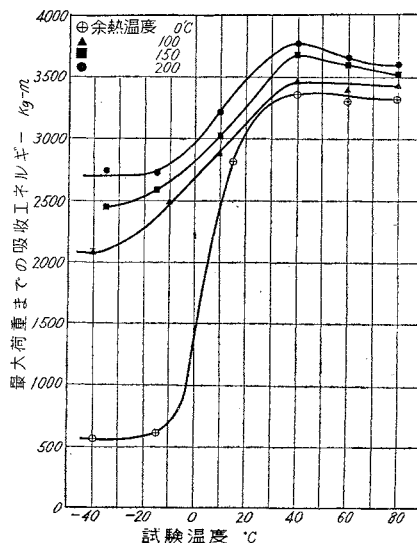
実験は 40 mm 板において予熱条件 0°, 100°, 150°, 200°C に変えたものについて、-40°C より 80°C の範囲において 6 段階に分けてオーストリア試験を行い、予熱の効果をしらべた。またビードを削いてのち 25 mm 板に削り出したものについても同じように試験を行い、最初から 25 mm にロールした材料における試験結果との比較検討が行われた。結論は次のとおりである。

(1) 試験結果の示す破断状況からみると試験材料はオーストリア規格に合格している。

(2) 予熱温度の高いほど溶接性が向上している (図-5)。

(3) 40 mm 圧延材の 100°C に予熱したものは、25 mm 圧延材の予熱しないものに相当する。また 40 mm から 25 mm に削り出したものは 25 mm 圧延材にくらべ

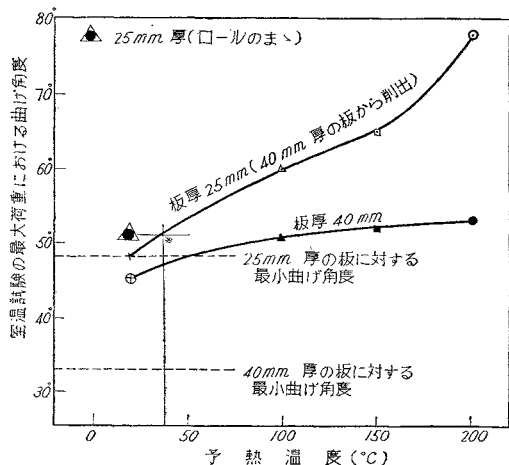
図-5 吸収エネルギーと試験温度との関係 (板厚 40 mm)



てややおとり、40°C 程度の予熱によつて脆性が等しくなる (図-6)。

(4) 各板厚に対応してオーストリア規格の示す最小曲げ角度でおさえた臨界温度 (最低の試験温度) は、板厚には無関係にほぼ直線的に予熱温度の上昇とともに低下する。

図-6 室温試験における最大曲げ角度と
余熱温度との関係 (室温 20°C)



一方参考的に行つた V ノッチ シャルピー 試験では、0°C における衝撃試験値は 1.5 kg-m で、遷移曲線より求めた 15 ft-lb 遷移温度は約 30°C であつて、必ずしも良好な材料とはいはれない。

以上の試験結果から実験の工作においては 200°C の余熱を行うこととした。

6. 活荷重合成桁 (三角形平面形状) の 模型試験概要

本橋はその側径間にかつて例を見ない三角形形状の合成桁を持ち、しかもその一辺が箱桁という弾性支承で支えられているので、建設省土木研究所にその模型実験を委託した。

研究所では実橋の約 1/5.6 の鋼板製模型がつくられ、

- (1) 床板の有効幅
- (2) 主桁のタワミによる床板の応力
- (3) 中間支持としての箱桁の変形による床板のねじり応力
- (4) 橋台側端部床板の応力解析

を主目的として実験が行われた。(1) については 3 本の主桁のうち、支間の最も短い桁では有効幅をいくぶん主桁間隔全幅よりも減少する必要があるが、本設計では断面に余裕があるので問題はない。一般には DIN 1078 の規定を用いるのが合理的である。(2) は斜め橋の場合直橋よりもいくぶん大きいことが予想される。模型実験の結果から実橋に対して推定した最危険断面の床板の応力は $\sigma_c = 0.9 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s = 17 \text{ kg/cm}^2$ であり、床板厚をとくに増す必要はない。(3) についても同様に危険のないことが証明された。(4) については端横桁で床板を支えることの必要性が確認された。

以上のような結論を得たので、自信をもつて実施することが可能となつた。

7. 実橋載荷試験の概要

アスファルト舗装施工前 7 月 3 日～6 日の間、土木研究所に委託して中央径間の死荷重合成桁の支保工取りはずし作業にともなう応力測定に引き続き、20 t トラックによる載荷試験を行つた。試験はワイヤー ストレインゲージによるヒズミの測定と、ダイヤルゲージによるタワミの測定とし、中央径間と大阪側側径間について行つた。そのおもな目的は橋梁としての機能の確認——設計施工および模型試験の成果の確認である。

その結果、中央径間については、a) 両端が箱桁で弾性支持されている関係上、載荷により支点で 40'～1' のねじり角度を示したが、床板には特別の応力を生じなかつた。従つて中央径間は一般の単純支持桁とみなして支障ないものと考えられる。b) 直交異方性板とみなして実測した荷重分配率を用いて計算した結果では、ねじり剛度率 α は約 0.4 であつた。

また側径間については、a) 箱桁の沈下による床板の応力は模型実験によつてすでに示されたように、無視しうほど小さい。b) 19° の角寄りには活荷重によつて負の曲げモーメントを生じ床板に引張応力を生ずるが、その量は問題にならないほど小さい。

そのほか箱桁の中央径間死荷重によるタワミはその実測値が計算値とよく一致した。

以上を総合して、本橋は中央径間、側径間をもなら特異な状態または過大な応力度を生ずることなく設計に従い、道路橋としての機能を十分に発揮するものと認められた。

8. 側径間の階差方程式による解析

側径間は三角形形状をなしており、このような形状の橋梁の工学的性質について明らかにされたものはない。そこで箱桁の沈下の影響を無視したときの応力状態を知るために、これを直交異方性板とみなし、階差方程式を利用して数値計算を行つた。ねじり剛度率 $\alpha = 1$ として、二辺を単純支持、一辺を自由辺としての境界条件を満足するようにした。荷重は T-20 の後輪を外側主桁中央においた状態において計算し、実橋載荷試験に際し同一の状態に載荷して得られたタワミおよび曲げモーメントを比較した。これを図-7.8 に示す。計算の精度は必ずしも十分でなく、載荷重が T-20 に対し後輪が二軸 (T-20 では一軸) であり、前輪が 5 t (T-20 では 4 t) であること等、比較条件の違いがあるが、計算値と実測値は傾向として非常によく一致している。19° の角寄りにくい違いが出るのは 4. (3) で述べたように床板を橋台胸壁を超して張出さしめている影響もあろうかと思われる。こうして直交異方性板としての階差方程式による数値計算が、この種の特殊な形状においても有効であるこ

図-7 T-20 に対する側径間タワミの計算値など実測値の比較

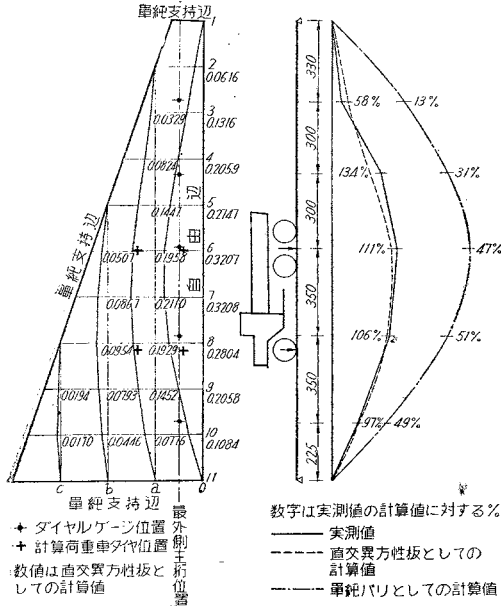


図-8 T-20 に対する側径間曲げモーメントの計算値と実測値

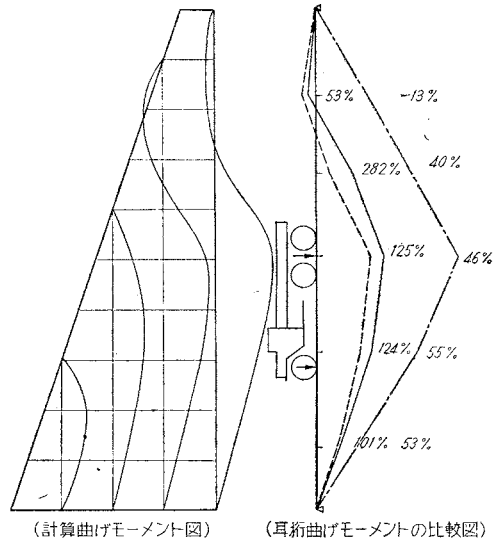
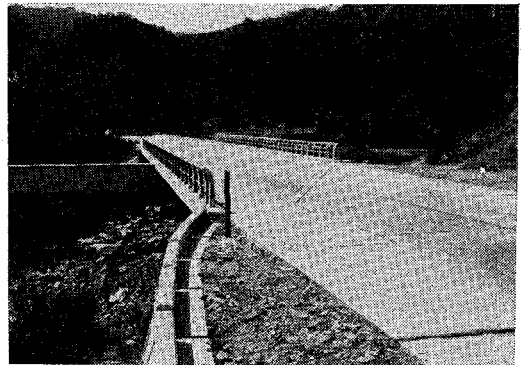


写真-3

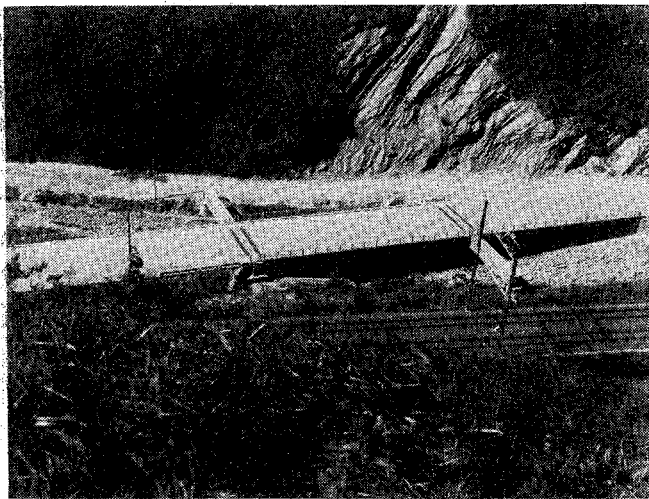


とが示された。

9. あとがき

大町橋の場合、模型実験と実橋載荷試験によってなんら不都合のないことが実証されたのであるが、今後数多く予想される本橋の類型に対して、もう少し経済的に設計するためには、なお多くの模型実験もしくは系統的な計算表の作成といったことが必要と思われる。また側径間を活荷重合成桁とする場合には、床板の橋軸に直角方向のタワミが大きいときは主桁のねじり抵抗により、ジ

写真-2



ベルの面にそつてせん断力が働らき、しかもそれがくり返すことになるので、合成効果を弱めるという危惧がある。これらについて、今後の検討が期待される。さらに本橋の場合、基礎はすべて岩盤上にあるが、一般の場合には長い橋台の不等沈下に対して警戒すべきである。床板完成後の写真を写真-2, 3 に示す(口絵写真参照)。

最後によき協力者として藤森 哲、枝村俊郎両氏の労を多とし、当時の上司として御指導を受けた辻川秀夫氏をはじめ、土研 田原技官、阪大 渡辺教授、東大 奥村助教授、京大 成岡教授その他多くの方々の御協力に対し深く感謝の意を表わしたい。

参考文献

- 1) 小西一郎・他：合成箱桁の応力と設計計算法（土木学会論文集 25 号）
- 2) 田原保二・沓掛哲男：大町橋（斜橋）の模型実験に関する報告（建設省土木研究所報告第 93 号）