

Die Strassenbrücke über den Rhein bei Maxau (MaxauのRhein河道路橋)

著者	誌名							ページ	図数	表数	抄録		査読
J. Schöttgen, L. Wintergerst	Der Stahlbau, 1968, 2.							1 } 9	23	1	野地 幹雄	成瀬 輝男	
											桜田機械工業	石川島播磨重工業	
分類	1	②	③	④	⑤	6	7	⑧	9	10	11	12	備考
	一般	計画	設計	解析	構造	製作	材料	ケーブル	架設	実験	耐風	その他	
	関連ある番号に○印を, 特に詳細なものに◎印を付けた。												

1. 計画

この地点に1938年に開通した旧橋は戦争で破壊されたので、1947年に幅員6mの仮橋が架けられた。この仮橋も増大する交通量を処理しえなくなり、また船舶航行の安全性の点からも問題があったので、新しい道路橋の計画が急がれていた。形式は架橋位置の制約条件および美観上から、1本の塔をもった斜帳橋と決められた(図1 6.1)。競争設計で何種類もの案を設計させ、また審査する労力をはぶくため、公告に際して役所側で基本案について詳細設計まで行い、それを他の書類とともに提示した。

2. 公告時の発注者側の設計

路面は2車線の車道、自転車道および歩道がそれぞれ往復2方向に配置されて構成されている(図1 6.2)。橋梁の一端が取付道路の曲線部に接続しているため、車道の横断勾配は同方向の片勾配とした。底板を水平とし、横桁を路面勾配に合わせて配置することによって、構造的にも単純かつ有利に示した。桁は幅1.2mの箱桁断面とし、この両側にそれぞれ1.165mの路面が張出している。この張出部は、車道と自転車道との境界で高さ1.5mの端縦桁で支えられている。端縦桁は橋軸方向に19.47mの間隔で支えられている。路面張出部を大きくして橋脚の幅を狭くしたため、下部工の費用が節約でき、また隣渉鉄道橋の橋脚と新橋の橋脚がつきすぎて、美観を損ねることがなくなった。

ケーブルは18本のロックドコイルを9本ずつ2段に並べ、長方形にまとめて構成されている。ケーブルの形は次のようなサドルの条件によって制約される。①サドルの半径はケーブル径の30倍以上、②サドルは塔の断面内に余裕をもって

納まること、③横方向支圧力は一般に1.0 t/cm、特に配慮された支持条件のもとでは2.5 t/cmを超えないこと、④サドルとケーブル間の摩擦係数は0.15とし、さらに安全率を1.5みること、などである。3段のケーブルのうち、最上段は塔部で可動、下2段は塔部で固定となっている。ケーブルには直径72mmおよび82mmの2種類のロックドコイルを使用した。その1例を図1 6.3に示す。入札に際して、各社はこの発注者側の基本案に準拠して応札し、細部は別として大幅な代案の提示はなかった。

3.1 荷重

活荷重はDIN 1072(1952年6月)によった。全幅員に対する荷重は、死荷重17.60 t/m、等分布活荷重(衝撃とも)10.05 t/m、集中活荷重(衝撃とも)102 tである。

3.2 桁

計算に用いた系を図1 6.4に、また桁の支持状態を図1 6.5に示す。床版の有効幅はDIN 1078およびDV 804(BE)により、端縦桁を含み2.6mである。応力計算は1次および2次理論によって死荷重、活荷重、温度変化、風荷重およびケーブル初期張力に対して行い、これに偏心荷の影響を考慮した。塔基部の支承に偏心荷による負反力が生じないように、架設の際支点を幾分扛上し、十分な正反力を与えている。右岸部橋台の支承には、正反力のほかにかなりの負反力を生じるが、負反力の際支承に遊間を生じないように鉛直方向にプレストレスされている。風荷重は両橋台にある橋軸中心線上のウィンドシューおよび橋脚上の塔直下の固定脊で支える。したがって、横荷重に対して、橋体は回転自由な支承を有する2径間連続はりとなっている。桁の曲げモーメン

トおよび軸力を図1 6.6～図1 6.8に示す。底板は軸力によってかなり広い範囲で圧縮力を受けるので、縦および横方向の補剛材をそれぞれ0.5 mと3.9 mの間隔で取付けることが必要であった。

偏心载荷による箱桁の回転変位は1.3%の橋面勾配以内と規定されたが、計算値はこれに近い数値でおさまった。1次理論と2次理論との差は、たわみの数値で5～6.7%であった。

3.3 床 版

桁と床組の両応力を重ね合わせた場合、鋼床版の許容応力度は、引張・圧縮ともSt37で 2 t/cm^2 、St52で 2.7 t/cm^2 である。計算の際は、横方向において中間支承（腹板）で回転変位を弾性的に拘束されている $7.5 + 1.20 + 7.5\text{ m}$ の連続版とし、端縦桁上ではこれを弾性支持とみなし、端縦桁より外側の版の影響は無視する。デッキプレートは最小厚さ12 mmで、車道部では30 cm間隔、歩道部では40 mm間隔に縦リブで補鋼される。縦リブは 200×10 および 260×12 変断面で、横桁（桁高650 mm）を貫通しており、縦リブは横桁ウェブと片側のみ溶接されている。

3.4 塔

塔は桁に剛結されている（図1 6.9）。橋軸直角方向の幅は、公告でコーピング趾端より1.0 m以上の空間を保持することが条件づけられた結果、基部から塔頂で2 mである。橋

軸方向の幅は底面で3 m、塔頂で2.5 mと変化している。塔頂における3本のケーブルの取付間隔は、サドルをおさめる関係からある間隔以上に制限され、また、逆にこれが大きい場合は塔の曲げモーメントが急激に増大するので、その寸法決定には細心の考慮が必要である。

塔の寸法決定のために、2次理論によって安定性の照査を行った。理想的な弾性-塑性の応力-ひずみ曲線の仮定に基づき、DIN 4114 10.2により1.7倍の主荷重または1.5倍の主荷重および従荷重の組合せ状態の下で、いずれの方向においても最大応力が降伏点を超えないことを確認したものである。

部材の最大板厚は42 mmで、内部よりI断面で補強しており、ダイヤフラムは2.785 m間隔で配置してある。

3.5 ケーブル

ケーブルは主構造の一部として1次理論によって計算した。完成時および架設時の弾性定数を知るために実験を行った。その結果、完成時では $1650 \times 10^6\text{ kg/cm}^2$ 、架設時は $1280 \sim 1400 \times 10^6\text{ kg/cm}^2$ の弾性定数を計算に使用した。また実験の結果、ケーブルの破断荷重は72 mm径に対しては440 t、82 mm径に対して564 tであった。長期間の張力によるケーブルの伸びを考慮して、主径間で107 mm高めて架設を行ったが、1年後には最終状態に落ち着くものと思われる。

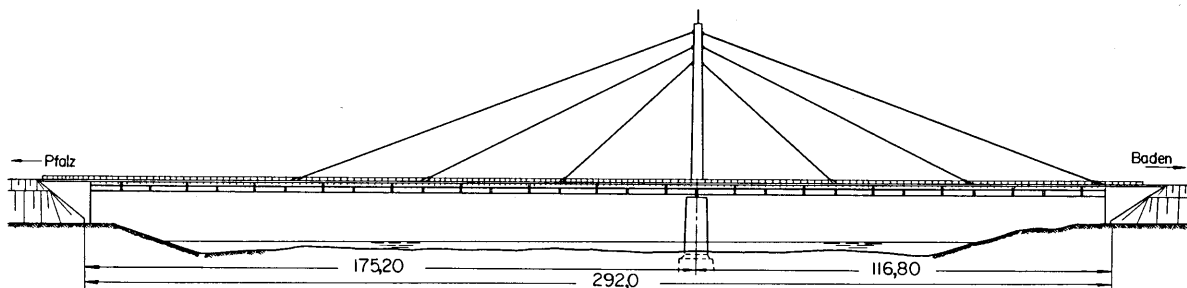


図1 6.1 側面図

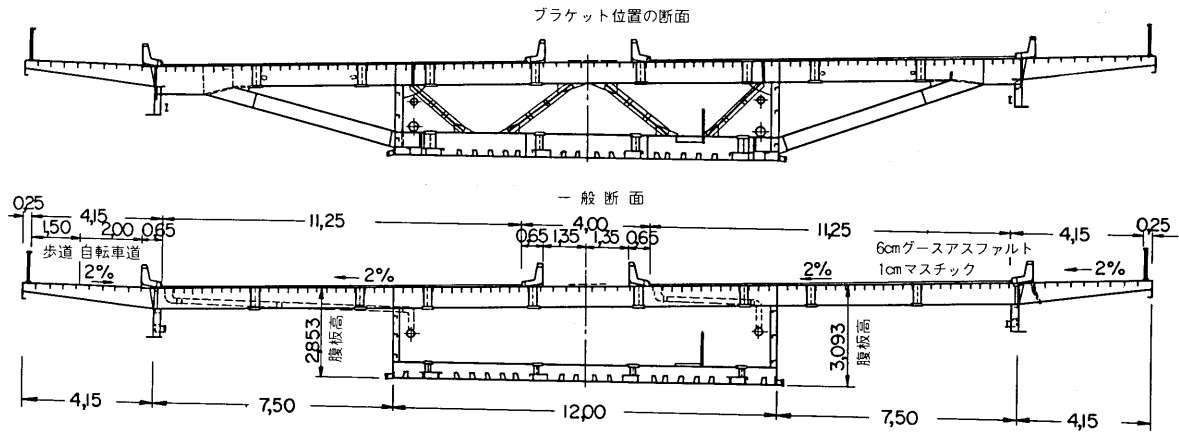


図 1.6.2 断面図

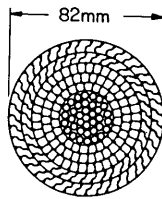


図 1.6.3 ロックマイルの断面

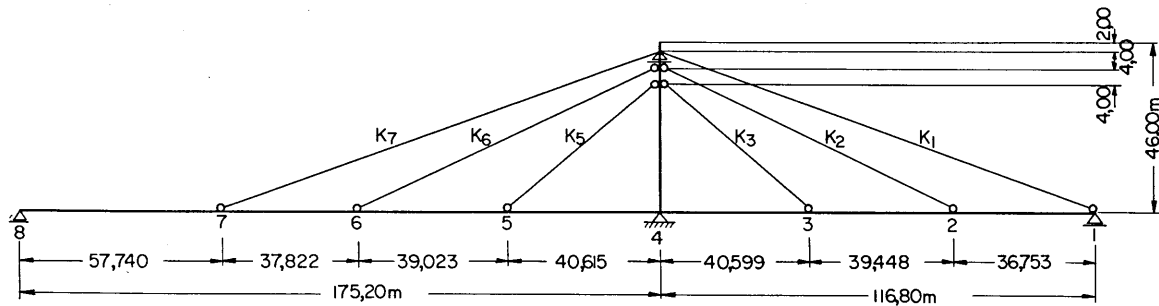


図 1.6.4 主構造系

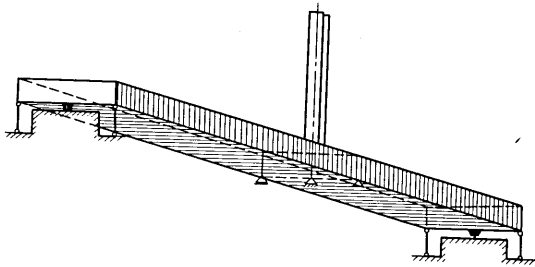


図 1.6.5 上部構造の支点

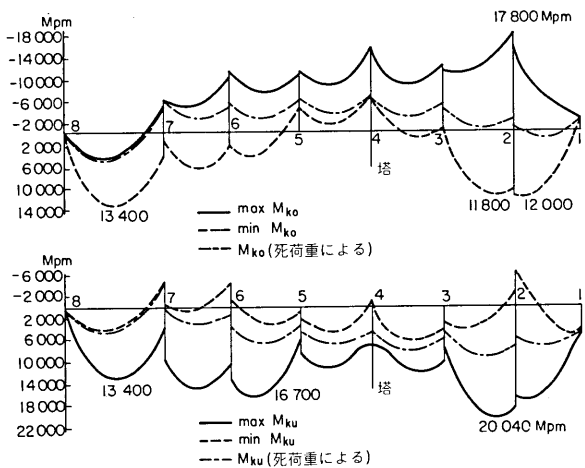


図 1.6.6 桁のモーメント M_{ko} と M_{ku}

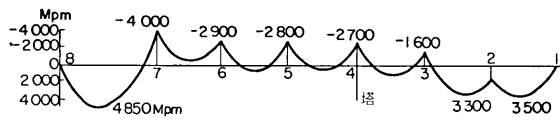


図 1 6. 7 死荷重とケーブル張力による曲げモーメント

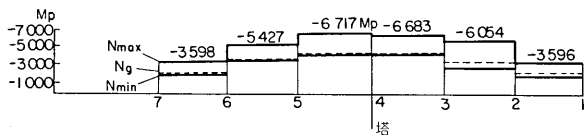


図 1 6. 8 桁の軸力

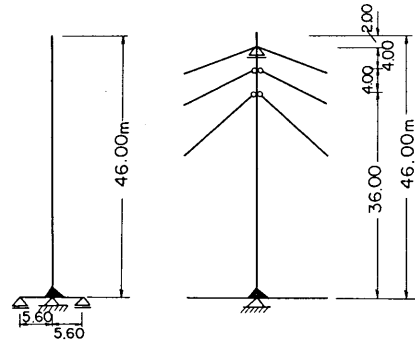


図 1 6. 9 橋軸方向および橋軸直角方向における塔の支持状態