

数種のレンズ形曲弦不静定構桁橋の設計比較について

正員 室蘭工業大学 助教授 中村 作太郎
正員 北海道大学工学部 木崎 芙美雄

I. 緒 言

図-1 のような支間 57.60 m, 主構中心間隔 8.80 m の複線式鉄道橋 (KS-18) を設計するに当たり, 半レンズ形の曲弦不静定構桁橋を採用し, ローゼ桁橋, 繫拱橋, ランガー桁橋, フィレンデール桁橋の四種について比較設計を行って見た。側径間は鉄桁橋で, 径間 12.90 m, 橋台型式は重力型 (コンクリート躯体), 橋台の寸法は総高 7.70 m, 基礎幅員 4.60 m, 過載荷重換算高 0.34 m, 土の息角

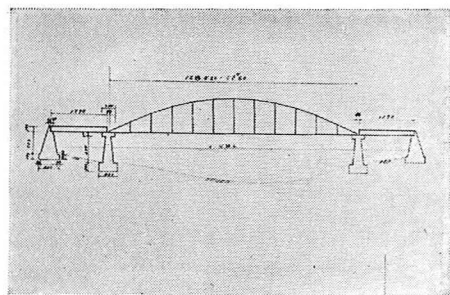


図-1 一般図

$\varphi=30^\circ$, 地盤の安全支持力 70 t/m^2 (基礎軟質岩盤), 橋脚躯体は鉄筋コンクリート造高さ 6.0 m, 震度予想 $k_h=0.2$, $k_v=0.1$, 設計基準は鋼鉄道橋設計示方書案 (昭和 30 年 8 月改正の分) によつた。各種橋梁についての比較事項を挙げれば次のとおりである。すなわち, 応力解法, 仮定断面に作用する応力, 撓み, 使用鋼材量などについてのそれぞれの比較が主なるものである。

II. 各種橋梁の応力解法と作用応力に関する比較

1. 応力解法の比較

図-2~5 のように, ローゼ桁橋, 繫拱橋, ランガー桁橋, フィレンデール桁橋の四種類の鉄道橋について応力解法上の比較を行って見る。

(1) ローゼ桁橋

ローゼ (Lohse) 桁は上弦は拱として伝き, 下弦はこの水平推力を負担するほかに桁として伝く, すなわち, 上下弦いずれも軸方向力と同時に曲げモーメントおよび剪断力をも受けるわけである。すなわち, ローゼ桁は上弦を滑かな拱形となし, 主桁と同じく剛性を持たせるので

あるから, 格間 $l_{(n+1)}$ と同数の不静定量を生ずる。本橋梁では, 格間 $n+1=12$ であるから, 12 次の不静定となり, この不静定力を解くのに, 12 の方程式を作り, 代入法によつてこれを解いた。まず, ローゼ桁の仮定断面を定め, 上弦, 下弦への分配率 (換算法, 基本系列および

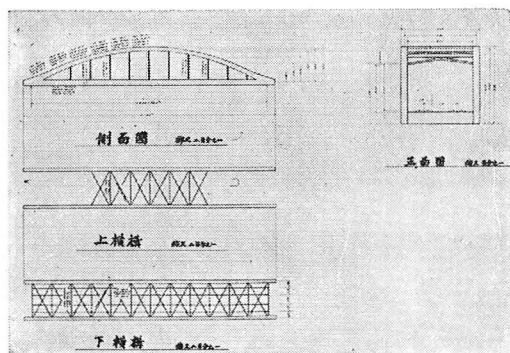


図-2 ローゼ桁橋一般図

分配系列に必要な系列の計算) 上弦への分配系列, 水平力 (H) および曲げモーメントに対する影響線, 格点荷重および各部材の応力計算, 剪断力およびその影響線, 吊材に対する応力および影響線を求め, さらに, 各部材に対する応力の検算を行つた。なお, 本橋の解法には, 方列論的考察の導入を用いた。

(2) 繫拱橋

タイドアーチ (tied arch) は, 上弦が拱として伝き, 下弦はその水平推力を負担するのであるから, 上弦材は

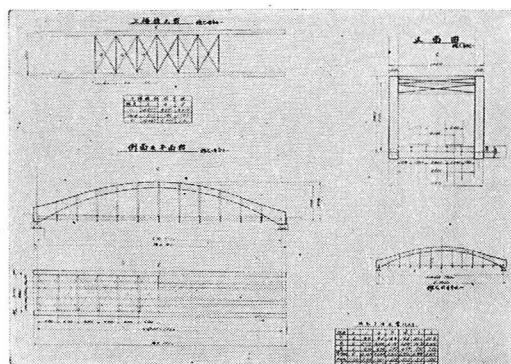


図-3 繫拱橋一般図

軸方向力と同時に曲げモーメントおよび剪断力に支配されるが、下弦材は単に軸方向力を受けるのみである。これは二鉸拱の両支点を繫材で繫結し、この繫材に水平反力を作用させる構造であるから内的不静定として取扱われる。不静定値 X を水平反力 H と仮定して、 X に関する周知の式を用いて求める。まづ、拱肋断面の假定、水平力 (H) および曲げモーメントに対する影響線、格点荷重および各部材の応力および影響線、繫材に対する応力、剪断力およびその影響線などを求め、各部材に対する応力の検算を行った。なお、不静定値 X の式を挙げれば次のとおりである。

$$X = \frac{\int_0^l \frac{M_0 \eta}{I \cos \varphi} dx}{\int_0^l \frac{\eta^2}{I \cos \varphi} dx + l \left(\frac{1}{A} + \frac{1}{A_t} \right)} \quad (1)$$

ここに、 η : 拱軸縦距、 A : 拱肋断面積、 A_t : 繫材断面積、 I : 拱肋断面の重心軸慣性モーメント、とする。

(3) ランガー桁橋

ランガー (Langer) 桁は、その上弦が各格点において滑節結合された拱形の多角形として伝き、軸方向力を受けるのみであるが、下弦はこの水平推力を負担する外、桁として伝き、曲げモーメントおよび剪断力に支配される。すなわち、セルフアンカー吊橋の鋼索の軸方向引張力を圧縮力に変えたものである。その応力解法には、仮想仕事の原理あるいは最小仕事の原理による方法、弾性荷重を用いる方法などがあるが、本橋では、最小仕事の原理を用いて近似計算を行い、これに基づいて断面を決定した後、精密計算によりこれを照査したものである。また、任意の荷重の下に拱肋に生ずる応力を C_r 、吊材におけるものを Z_r とする。また、 H を拱肋応力の水平分力とすれば、 H はいずれの拱肋にも共通であることは、各拱肋の会点において力の三角形を作つて知ることができこの三角形より拱肋および吊材の応力は

$$\left. \begin{aligned} C_r &= -H \sec \alpha_r \\ Z_r &= +H (\tan \alpha_r - \tan \alpha_{r+1}) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

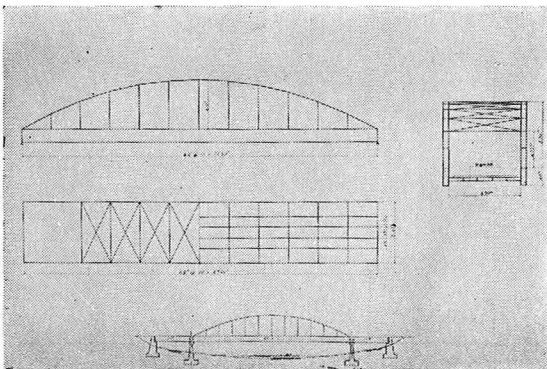


図-4 ランガー桁橋一般図

と表わすことができる。未知応力は一つで、内的一次不静定である。なお、解法順序は、大体、繫拱橋と大差ない。

(4) フィレンデル桁橋

フィレンデル (Vierendeel) 桁は、理論的にラーメン構造物である。上下弦いずれもローゼ桁同様に伝き、ただ、垂直材がその上下両端において弦材に剛節結合されているため、軸方向力の外に曲げモーメントおよび剪断力をも受ける点においてローゼ桁とは異なっている。その正規の解法理論は、非常に複雑を極めるものである。すなわち、一般解法、Engesser の近似解法、 X -分配法、撓角分配法、機械的作表法、Hartmann の解法などがあるが、本橋においては、Hartmann の解法を採用した。本橋は格間数 12 あり、36 次の不静定構造物である。解法に当つては、次のような仮定を必要とする。(a) 荷重は各格点に集中して垂直に作用するものとする。(b) 各部材に作用する直応力のうち、上下両弦材に作用する直応力のみを考え、柱材のそれは、その量が極めて小なるためこれを省略するならば荷重による両弦材の変位は全く相等しい。(c) 弦材の直応力を全然考えなかつたならば、変形は曲げモーメントによるのみであつて、格点はただ垂直にのみ変位する。各柱材の彎曲率 0 なる点、すなわち柱材の中心点を変曲点として上下相等しい変形をなし、荷重および反力は全く半分ずつ作用し、柱材は格点荷重の $\frac{1}{2}$ を受けることになる。「すなわち、柱材の中心に水平力 H 、垂直力 V が作用することになる。」実際の計算に当つては簡単のために水平力 H の代りに下弦材に作用する直応力 x を用いて、12 の方程式を導き、消去法によつて x の値を求めることにより、水平力 H および垂直力 V を求めた。その一般式は次のとおりである。

x の一般式

$$\begin{aligned} & -x_{r-1} \cdot h_{r-1}^3 \frac{J_r}{Y_{r-1}} + x_r \left[h_{r-1}^3 \frac{J_r}{Y_{r-1}} + h_r^3 \frac{J_r}{Y_r} \right. \\ & \quad \left. + 2a_r (h_{r-1}^2 + h_{r-1} \cdot h_r + h_r^2) + \frac{24a_r J_r}{F_r} \right] \\ & - x_{r+1} \cdot h_r^3 \frac{J_r}{Y_r} = a_r [M_{r-1} (2h_{r-1} + h_r) \\ & \quad + M_r (h_{r-1} + 2h_r)] \end{aligned} \quad (3)$$

H および V の式

$$\left. \begin{aligned} H_0 &= x_1, & H_r &= x_{r+1} - x_r \\ V_0 &= -\frac{1}{2} x_1 \tan \alpha \\ V_r &= \frac{1}{2} x_r \tan \alpha_r - \frac{1}{2} x_{r+1} \tan \alpha_{r+1} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

以上によつて水平力 H 、垂直力 V を求めることにより、最大彎曲率 $H_r \cdot \frac{1}{2} h_r$ 、柱材の直応力 $\frac{P}{2} + V$ 、

剪断力 H_r として求めることができる。また、弦材において設計を左右すべき最大彎曲率は、前述の假定により格点に生ずるものではなく、断面より格点の極近左右、

すなわち、本橋においては、左右 80 cm の点に生ずる。
 これらの彎曲率を、それぞれ M_r' , M_r'' , M_r とすれば、次のような関係がある。

$$\left. \begin{aligned} M_r' &= \frac{M'}{2} - \frac{h_r'}{2} x_r \\ M_r'' &= \frac{M''}{2} - \frac{h_r''}{2} x_{r+1} \\ M_r &= \left(\frac{h_r}{2} - 0.89 \right) H_r \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

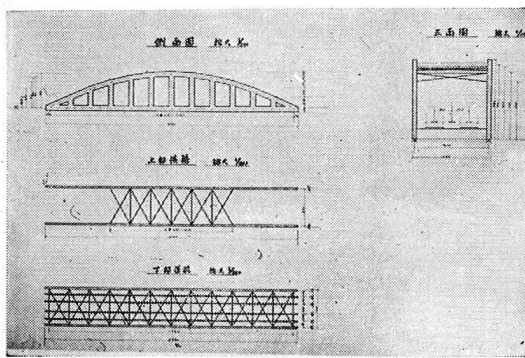


図-5 フィレンデル桁橋一般図

これを要するに、タイドアーチの繫材あるいはランガー桁の上弦を各格点において剛節結合して、これに曲げモーメントおよび剪断力をも負担せしめればローゼ桁と

なり、ローゼ桁の両端および垂直材と弦材との取付を剛節結合とすれば、フィレンデル桁となる。すなわち、ローゼ桁は、タイドアーチあるいはランガー桁とフィレンデル桁との中間の構造を有することとなる。不静定値の数より論じて、ローゼ桁は、タイドアーチあるいはランガー桁とフィレンデル桁との中間にあるため、計算の結果も面白い関係にあると考える。解法と計算上より論ずると、やはり、不静定値の多いフィレンデル桁が一番面倒で、つぎがローゼ桁、ランガー桁、タイドアーチの順となる。しかし、ローゼ桁橋においては、全体の荷重を大体均等に弦材および下弦材に支持させることにより、この計算方法は、格間数に等しいだけの不静定値を有するため相当複雑であるが、上手に弦材および下弦材に対する分配率をとれば、相当経済的断面が得られると思われる。

2. 仮定断面における作用応力の比較

図-6 を参照し、部材の最大応力度比較表を作れば、表-1 のとおりである。

表-1 を見ればわかるように、タイドアーチ橋、ランガ

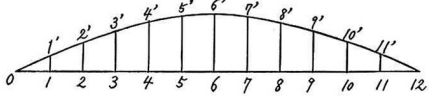


図-6 格点の記号図

表-1 部材の最大応力度 (kg/cm²) 比較表

部 材	橋 種	ローゼ桁橋		タイドアーチ橋		ランガー桁橋		フィレンデル桁橋	
		σ_{max}	σ_{al}	σ_{max}	σ_{al}	σ_{max}	σ_{al}	σ_{max}	σ_{al}
上 弦 材	0~1'	- 769.52	-1171	- 792.65	-1171	- 529.52	-1165	-1140.00	-1170
	1'~2'	- 724.70	〃	- 770.98	〃	- 594.46	〃	-1072.00	〃
	2'~3'	- 743.70	〃	- 759.68	〃	- 594.46	〃	-1086.00	〃
	3'~4'	- 715.00	〃	- 791.93	〃	- 593.44	〃	-1145.00	〃
	4'~5'	- 663.80	〃	-1043.20	〃	- 600.88	〃	-1052.00	〃
	5'~6'	- 664.10	〃	- 983.06	〃	- 595.58	〃	- 985.00	〃
下 弦 材	0~1	+ 912.35	+1300	+ 895.00	+1300	+ 735.40	+1300	+1140.00	+1300
	1~2	+1142.34	〃	〃	〃	+ 671.70	〃	+1072.00	〃
	2~3	+1105.18	〃	〃	〃	+ 838.60	〃	+1086.00	〃
	3~4	+ 870.28	〃	〃	〃	+1012.30	〃	+1145.00	〃
	4~5	+ 847.04	〃	〃	〃	+ 919.20	〃	+1052.00	〃
	5~6	+1028.67	〃	〃	〃	+1025.70	〃	+ 985.00	〃
垂 直 材	1'~1	+ 953.63	+1300	+1069.00	+1300	+ 733.00	+1300	+ 592.00	+1300
	2'~2	+ 321.13	〃	〃	〃	〃	〃	+ 666.00	〃
	3'~3	+ 949.94	〃	〃	〃	〃	〃	+ 722.00	〃
	4'~4	+ 942.82	〃	〃	〃	〃	〃	+ 788.00	〃
	5'~5	+ 949.35	〃	〃	〃	〃	〃	+ 791.00	〃
	6'~6	+ 902.08	〃	〃	〃	〃	〃	+ 798.00	〃

註 σ_{max} : 最大応力度 (kg/cm²) σ_{al} : 許容応力度 (kg/cm²) (+): 引張応力度 (kg/cm²)
 (-): 圧縮応力度 (kg/cm²)

ー桁橋の応力のとり方が、ローゼ桁橋、フィレンテール桁橋に比べ、やや小さいように感ずるが、ローゼ桁やフィレンテール桁では、いわゆる、二次応力なるものを最初から一次応力として計算に入れているのであるし、タイドアーチやランガー桁では二次応力を考慮していないから、二次応力を考慮すれば、これよりは幾分最大応力度も増加すると考えられる。

III. 各種橋梁における撓みの比較

死荷重および活荷重による最大撓みは、それぞれフィレンテール桁 6.84 cm, ローゼ桁 8.00 cm, タイドアーチ 8.20 cm, ランガー桁 8.70 cm となるが、活荷重のみによる撓み δ_l と支間 l との比 $\frac{\delta_l}{l}$ は、鋼鉄道橋設計示方書案の規定 1/1,200 以内になつているから一応安全であるが、ランガー桁橋では、ぎりぎりの線にあるため、特に慎重な検討を要するようになると思われる。さらに、四橋梁共死荷重と活荷重を加えた撓みは相当大きく、しかも、鉄道橋は道路橋に比べ振動も多いから、撓み剛性に関しては少しく研究の余地があるように思われる。

IV. 各種橋梁の使用鋼材量の比較

各種の橋梁につき、その自重総噸数を示すと 表-2 のとおりである。

表-2 各種橋梁の自重総数 (t)

橋の型式	ローゼ桁	ランガー桁	タイドアーチ	フィレンテール桁
鋼材重量	230.0	305.0	310.5	316.5

表-2 からわかるように、ローゼ桁橋が最も自重が軽く経済的なことを示している。ついで、ランガー桁、タイドアーチ、フィレンテール桁の順となつている。しかし、これは各断面の作用応力の取り方で幾分断面積が異なり橋の自重も変化してくるわけである。ローゼ桁橋でも、作用応力 600~800 kg/cm² 位にとれば大体 280 ton 位の値となるのではないと思われる (各設計資料、文献などに基つて)。それにしてもローゼ桁橋が一番経済的であることがこの設計比較から見て云える。それはロ

ーゼ桁橋の構造が上弦材と下弦材に力を配分し、これがほぼ均等若しくはそれに近い値で配分されるように上手に分配率を定めることによつて各断面が都合良く応力を受け有効に働くからである。

V. 結 言

上に述べたように各種橋梁の比較の結果について結論する。まづ第一に、応力解法と計算上の問題については、ランガー桁、タイドアーチなどに比べれば、フィレンテール桁、ローゼ桁ははるかに計算が面倒であるが、最近では近似解法や系統的な計算方法もあるので問題とすることはない。撓みについては、鉄道橋であるから衝撃も大きく一応考慮の余地があるように思われる。剛性から云えば、フィレンテール桁、ローゼ桁が優れている。つぎに最も重要な問題としてとりあげられるのは、自重の比較についてである。すなわち、四種の橋梁の中ローゼ桁橋は、たとえ断面応力の取り方に多少の問題はあるにしても、最も経済的に優れていると思われる。これは要するに、総合的見地から比較しても、ローゼ桁橋が最も優れていると云える。ただし、断面応力を撓み剛性を考慮に入れてもう少し統一させて比較すれば、更に興味ある結果が得られると思われる。最後に本研究に対して協力された室蘭工業大学昭和 33 年度卒業生木崎英美雄君他数名に感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

吉町太郎一： 鋼橋の理論と計算； 1952.
平井 敦： 鋼橋 (III)； 1956.
成瀬勝武： 弾性橋梁； 1953.
三浦七郎： 鋼橋 (下巻)； 1936.
小池啓吉： 橋梁工学 (3)； 1954.
福田武雄他 2 名： 新制橋梁工学； 1956.
猪瀬寧雄： ランガー橋設計法； 1955.
中島 武： 鉄筋コンクリートローゼ桁； 1940.
應部屋福平： 一般剛節構の実用解法； 1937.
木下武之助： 復興局橋梁設計計算書集第一輯； 1931.
土木学会： 鋼鉄道橋設計示方書解説； 1956.
田中豊他 8 名： 橋梁参考図表 (下巻)； 1950.