

1. 斜張橋（神納橋）の設計について

札幌開発建設部 外 崎 忍

神納橋は札幌開発建設部において工事中の橋梁であるが、本橋の架設計画に際しては、石狩川の急流部を横断するため長大スパンとすることが望ましく種々検討の結果2径間連続斜張橋を架設することに決定した。

この形式の橋梁はわが国最初のものであるため、上部構造の設計に際し模型実験を行なって、その応力特性を確かめ安全かつ経済的設計の基礎とした。以下設計および実験の概要について報告する。

1. 構造の概要

主構は2径間連続ゲタを2本のケーブルで吊った構造で、横断方向には両端に箱ゲタを配し、これに鋼床版を連結したものである。塔は下端ヒンジ、上端は下段ケーブルに固定してロッキングタワーとし、上段ケーブルは、ロッカー脊により取り付けるとする。このようにすると両ケーブルとも左右の応力は等しくなり、3次不静定構造となる。

2. 模型実験

模型の設計はケーブル応力と、主ゲタ応力の状態が本体のそれに近くなるよう考えた。これにはゲタの撓みとケーブルの伸びの比を同一になるようにすれば、ケーブル、主ゲタ応力影響線の形状が同じものが得られる。ケーブルには、 $\phi 7$ mm ピアノ線を1本宛使用し、主ゲタは3.2 mm 厚の薄板の箱ゲタとした。ケーブル碇着点は25 cm 間隔に4個宛設け碇着を変えて、11組の形式について実験を行なった。実験に際しては、測定値を大きくして精度を上げるよう考慮した。このために300 kgの集中荷重を必要としたが載荷装置に挺子を使い、1/10の荷重で目的を達することができた。

表 1-1 模型、本体の寸法、比率比較表

	$2l$ cm	A cm ²	J cm ⁴	A_c cm ² $\left(\frac{u}{t}\right)$	E_c kg/cm ²	$\frac{l^3}{EJ}$	$\frac{l_c}{E_c A_c}$	$\frac{l^3 \cdot E_c A_c}{EJ \cdot l_c}$
模 型	800	12.5	117.5	0.385 0.385	200.0000	0.259	0.000379 0.000208	684 1240
本 体	16000	1400	9.500000	80.52 62.04	165.0000	0.256	0.000426 0.000319	600 803
比 率	1:20	1:112	1:80.800					1:0.88 1:0.65

ケーブル応力、主ゲタ応力、撓みとも計算値と大体一致した。ただケーブル応力について上段ケーブルの非載荷側、下段ケーブルの載荷側で若干少なめにできてきているが、これは塔の回転角とロッカー脊の回転角の差により、塔上に水平力を生ずるためと思われる。しかしこの2次応力は主ゲタの応力状態から見て、ほとんど主ゲタには影響を与えていないようである。

3. 本体設計

(1) ケーブル碇着位置の決定

ケーブル碇着位置は、次の点を考慮の上決定した。すなわち模型実験の各型式のうちから撓みが少なくまた

主ゲタ最大曲げモーメントの絶対値の小なるもの、応力調整効果の大きい点であること、細部設計の上に支障のないこと、美観が優れていることなどである。

(2) 主構の解法

主構の解法は、2 径間連続ゲタを主系とし、ケーブル応力を不静定量に選んで、弾性方程式によって解く。

$$\begin{aligned} & \left(\int \frac{M_a^2 \sin^2 \theta_a}{EJ} ds + \int \frac{N_a^2 \cos^2 \theta_a}{EA} ds \right. \\ & + \int \frac{N_a^2}{E_c A_c} ds \Big) X_a + \left(\int \frac{M_a M_b \sin \theta_a \sin \theta_b}{EJ} ds \right. \\ & + \int \frac{N_a N_b \cos \theta_a \cos \theta_b}{EA} ds + \int \frac{N_a N_b}{E_c A_c} ds \Big) X_b \\ & = \int \frac{M_a M_0 \sin \theta_a}{EJ} ds + \int \frac{N_a N_0 \cos \theta_a}{EA} ds \\ & + \int \frac{N_a N_0}{E_c A_c} ds \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & \left(\int \frac{M_b M_a \sin \theta_b \sin \theta_a}{EJ} ds \right. \\ & + \int \frac{N_b N_a \cos \theta_b \cos \theta_a}{EA} ds + \int \frac{N_b N_a}{E_c A_c} ds \Big) X_a \\ & + \left(\int \frac{M_b^2 \sin^2 \theta_b}{EJ} ds + \int \frac{N_b^2 \cos^2 \theta_b}{EA} ds + \int \frac{N_b^2}{E_c A_c} ds \right) X_b = \int \frac{M_b M_0 \sin \theta_b}{EJ} ds \\ & + \int \frac{N_b N_0 \cos \theta_b}{EA} ds + \int \frac{N_b N_0}{E_c A_c} ds \end{aligned} \quad (2)$$

$$E' = \frac{1}{\frac{1}{E_c} + \frac{2 \sin^2 \theta_a A_c l_r}{E A r l_c}}$$

E = ケタ柱ヤング率

E_c = ケーブルヤング率

E' = 塔の弾性変形を考慮したケーブルの見掛けのヤング率

A = ケタ断面積

A_c = ケーブル面積

A_r = 塔面積

J = ケタ断面二次モーメント

l_r = 塔の長さ

l_c = ケーブルの長さ

(3) 死荷重の計算および応力調整

死荷重に対しては、2 径間連続ゲタに等布荷重とケーブル重量、碇着装置重量による集中荷重およびケーブル力が働くものと考えればよい。

このケーブル力は死荷重作用の時は上段 79 gt, 下段 100.0 t であるが、応力調整を行ない、上段 150.4 t, 下段 93.2 t とした。この結果主ゲタ最大曲げモーメントは約 55% 減少させることができた。またこれと 2 径間連続ゲタの最大曲げモーメントと比較すれば約 80% の減少となる。

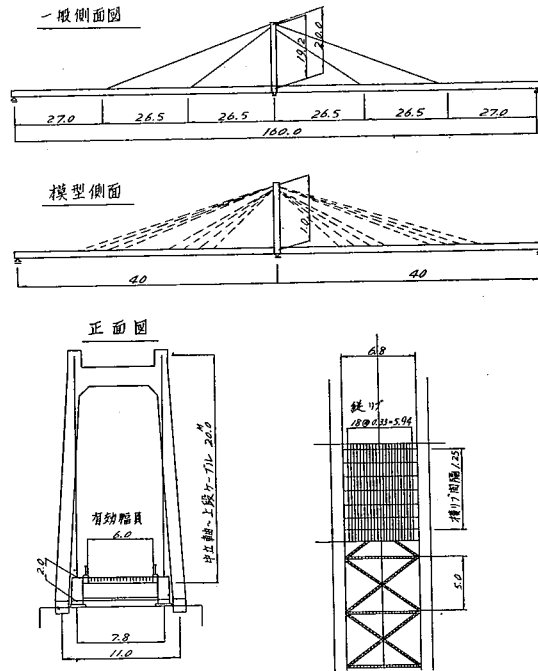


図 1-1

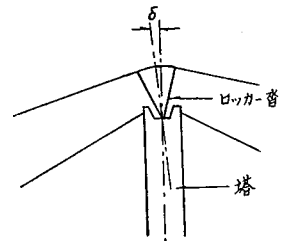


図 1-2

この応力調整量は次の点から決定した。

(イ) 活荷重片側載荷のとき、端支点到負の反力を生じない範囲であること。

(ロ) 撓みの制限および、箱ゲタ内部の碇着装置の関係から大体の断面の大きさは、決まってくるので、この断面を最も有効に使うよう曲げモーメントを調整すること。

(ハ) 主ゲタ断面を急変させないような曲げモーメントとすること。

(ニ) 細部設計の関係からケーブル数4本、径50mm位のものが望まれること。

応力調整の方法はジャックダウンにより行ない、微調整はBBRV センターオールジャッキで行なう予定である。またソケット合金には亜鉛銅合金 (Zn 98%, Cu 2%) を使用するが、クリープによってケーブル力が減少した場合には、再びセンターホールジャッキで応力導入ができるようにした。またクリープは初期において急激に生ずるので、当初1年間程度のクリープを見込み、上段ケーブル13t、下段ケーブル14t余分にケーブル力を加えることにした。

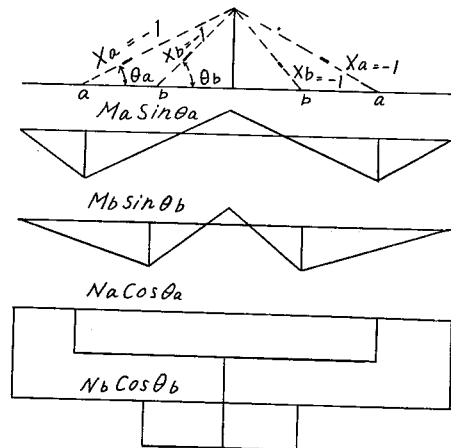


図 1-3

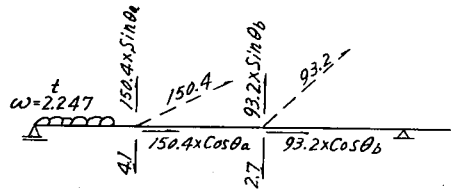


図 1-4

2. フィーレンデル構隅角部の光弾性実験について

土木試験所 太田 実

1. 概 要

フィーレンデル構の弦材と垂直材とがともに箱形断面を有し、かつ隅角部に円弧状のハンチがあるとき、ハンチの部分の彎曲したフランジプレートには十分な垂直応力の負担を期待することができない。そこで、設計の安全を期するためにハンチの部分にフランジプレートがない場合を考え、そのために垂直材と弦材との剛比が異なる場合の隅角部の応力状態を光弾性実験により解明した。なお、本実験は、標準橋(2級国道網走—斜里—根室線、フィーレンデル・タイドアーチ橋)に関して行なわれた光弾性実験の一部である(写真2-1参照)。

2. 実験 内 容

図2-1に示すようなエポキシ樹脂製の部分模型の弦材端部に逆対称荷重を与えて垂直材に一樣な曲げモーメントを生ぜしめた場合について、ハンチの部分の応力を調べた。垂直材と弦材との断面2次モーメント比(I_v/I_h)は1, 1/3, 1/5, 1/7となるように弦材の厚さを逐次変化させて実験した。またハンチの半径 $r=0.5h$, $1.0h$ の2種類について実験した。内部応力解析はセリ断力差積分法によった。