

経済性を考慮せる合成構バランスド拱橋の 設計試案とその力学的研究

正員 室蘭工業大学助教授 中村 作 太 郎

I. 結 論

図-1 のような三次不静定のバランスド腔構拱橋¹⁾を設計するに当り、著者は、力学上最も有利で経済的だと考えられる一設計案を試みた。

すなわち、最初に、バランスド腔構拱橋(上路式道路橋)の中央径間 l と側径間 l' との比 l'/l を種々変えた場合における部材応力の比較より出発し、鋼材重量の算定比較吟味を行ない、 $l'/l=0.50$ 位の時、鋼材重量が最小となることを見出し、全長 $L=156$ m (三径間連続) のバランスド腔構拱橋(上路式道路橋)の設計案に対し、中央径間 $l=78.0$ m、両側径間とも $l'=39.0$ m の径間割 ($l'/l=0.50$) を用いた(図-3 参照)。更に、また、荷重の配分を立体的に考え、床組の鉄筋コンクリート床版と、上弦材との協力作用によって、上弦材における鋼部材の節約、縦桁数の減少、上横構の削除など、力学的合理性と経済的見地より、合成トラス工法^{2),3)} の設計を試みた。

II. 径間比の変化によるバランスド 拱橋の経済比較について

1. 比較計算の概要

図-1 のような三次不静定の上路式バランスド腔構拱道橋の設計に当り、 $L=90$ m, $\lambda=4.50$ m, $f_u=0.191 l$, $h=0.0441 l$, $h'=h+f_u=0.2351 l$ とし、中央径間と側径間

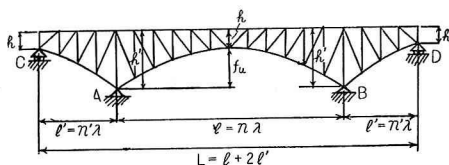


図-1 バランスド腔構拱橋の主構側面図

の比、 l'/l が、0.33, 0.50, 0.75 の三種類の場合について、次のような設計方針に基づき、部材応力の比較、主構鋼材体積の比較計算などを行ない、径間比より見たバランスド腔構拱橋の経済性を吟味論究した。

設計方針

- (1) 設計示方書：鋼道路橋設計示方書³⁾ (昭和31年5月改正の分による)

- (2) 橋 種： 上路式道路一等橋

- (3) 支 間： 全長 $L=90$ m

$$\begin{cases} l'/l=0.33 \cdots \cdots \text{中央径間 } l=54 \text{ m, 側径間 } l'=18 \text{ m} \\ l'/l=0.50 \cdots \cdots \text{中央径間 } l=45 \text{ m, 側径間 } l'=22.5 \text{ m} \\ l'/l=0.75 \cdots \cdots \text{中央径間 } l=36 \text{ m, 側径間 } l'=27 \text{ m} \end{cases}$$

- (4) 有効幅員： 9.0 m

- (5) 鋪 装： コンクリート鋪装

- (6) 床 版： 鉄筋コンクリート

- (7) 荷 重： T-20, L-20

- (8) 橋 台： 重力式コンクリート構造

- (9) 橋 脚： 同 上

- (10) 地 質： 石灰質堅岩

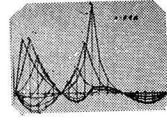
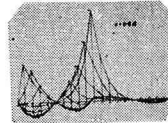
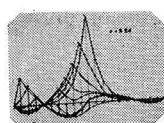
- (11) 格間長： 4.5 m

$$\frac{l'}{l}=0.33$$

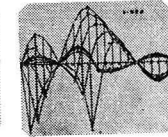
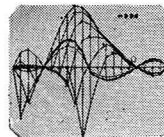
$$\frac{l'}{l}=0.50$$

$$\frac{l'}{l}=0.75$$

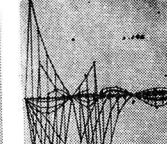
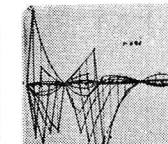
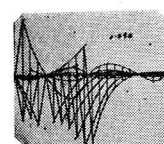
0 部 材



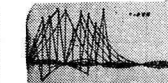
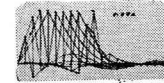
U 部 材



D 部 材



V 部 材



(註) $\frac{l'}{l}$ = 側 径 間 (O: 上弦材, U: 下弦材)
中央径間 (D: 斜 材, V: 垂直材)

図-2. 部材応力影響線

2. 部材応力影響線の比較

上記のように、全長 $L=90\text{ m}$ 、 $h=0.0441\text{ l}$ 、 $h'=0.2351\text{ l}$ のバランスド腔構拱橋を設計の標準にとり、中央径間と側径間の比、 l'/l が 0.33、0.50、0.75 の三種の場合について部材応力影響線を求め比較すれば、図-2 のとおりである。

更に、死荷重は 6500 kg/m 、活荷重は T-20 および、群集荷重 500 kg/m^2 を用い、衝撃係数は、

$$i = \frac{20}{50+l} = 0.21$$

として、最大合成部材応力を計算した。(頁数の関係で省略する)。

3. 鋼材重量算定公式

- 今
- W : バランスド腔構拱橋の全鋼材重量 (kg あるいは t)
 - w : 鋼の比重 (kg/cm^3 あるいは t/m^3)
 - σ : 許容応力度 (許容引張応力度あるいは許容圧縮応力度) (kg/cm^2 あるいは t/m^2)
 - S : 主構の部材応力 (kg あるいは t)
 - s : 主構の部材長 (cm あるいは m)
 - G_i : 主構における 1 鉄筋の体積 (cm^3 あるいは m^3)
 - L_i : 横構における 1 鋼部材の体積 (cm^3 あるいは m^3)
 - M_i : 対傾構における 1 鋼部材の体積 (cm^3 あるいは m^3)
 - F_i : 床組における 1 鋼部材の体積 (cm^3 あるいは m^3)
 - T_i : その他の鋼材 1 部材の体積 (cm^3 あるいは m^3)
 - R_i : 1 鉄頭の体積 (cm^3 あるいは m^3)

とすれば、全鋼材重量 W は次式によつて表わされる。

$$W = 2 \left(\frac{w}{\sigma} \sum S \cdot s + w \cdot \sum G_i \right) + w (\sum L_i + \sum M_i + \sum F_i + \sum T_i) + w \cdot \sum R_i \quad \dots\dots (2)$$

(2) 式において、一主構の鋼材重量 (鉄頭重量を除く) は

$$\frac{w}{\sigma} \sum S \cdot s + w \sum G_i$$

で表わされ、径間比 l'/l の変化による全鋼材重量の増減は、

$$\frac{w}{\sigma} \sum S \cdot s \quad \text{すなわち、} \quad \sum \frac{S \cdot s}{\sigma}$$

によつて左右されると見てもよいと思う。よつて、径間比 $l'/l=0.33, 0.50, 0.75$ の三種の場合について、 $\sum \frac{S \cdot s}{\sigma}$ の値を計算し、その大小を比較すれば、鋼材重量の最小なる径間比を見出すことができるはずである。主構の鋼部材体積の表示式、

$$V = \sum \frac{S \cdot s}{\sigma} \quad \dots\dots\dots (3)$$

4. 主構の鋼部材体積比較

(1) 理論的算定法

各部材とも、それぞれの実応力最大部材応力によつて断面を算定する。但し、許容応力は、上弦材、下弦材に対しては、横荷重その他の影響を考慮して幾分小さくとり、許容引張応力 $\sigma_t = +1100\text{ kg/cm}^2$ 、許容圧縮応力 $\sigma_c = -1000\text{ kg/cm}^2$ とし、斜材、垂直材に対しては、 $\sigma_t = +1300\text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_c = -1200\text{ kg/cm}^2$ とする。

今、(3) 式を用い、上弦材、下弦材、斜材、垂直材、それぞれの $\sum \frac{S \cdot s}{\sigma}$ を求め、合計すれば、表-1 のとおりになる。

表-1 $\sum \frac{S \cdot s}{\sigma}$ の値 (m³)

部 材	径 間 比 (l'/l)		
	0.33	0.50	0.75
O	0.532	0.479	0.488
U	0.568	0.501	0.526
D	0.478	0.482	0.527
V	0.573	0.481	0.406
計	2.151	1.943	1.947

最小体積は、径間比 $l'/l=0.50$ の場合である。

(2) 仮想的算定法

上弦材、下弦材、斜材、垂直材とも、それぞれ最大実応力の生ずる部材をもつて断面を算定する。但し、許容応力は、理論的算定法の場合と同じにとる (表-2 参照)。

表-2 $\sum \frac{S \cdot s}{\sigma}$ の値 (m³)

部 材	径 間 比 (l'/l)		
	0.33	0.50	0.75
O	1.563	1.480	1.198
U	1.315	1.049	0.779
D	0.755	0.765	0.959
V	0.825	0.757	0.633
計	4.458	4.051	3.569

最小体積は、径間比 $l'/l=0.75$ の場合に生ずる。

(3) 実際の算定法

上弦材、下弦材、斜材、垂直材共、それぞれ、実応力の大きさによつて、三段階に分けて断面を算定する。但し、許容応力は、理論的算定法の場合と同じにとる。この算定法は、最も実際の設計に近いものと考える (表-3 参照)。

5. 径間比より見たバランスド腔構拱橋の経済性

上述の計算は、全長 $L=90\text{ m}$ の橋について行なつたのであるが、形が同型で f_u 、 h 、 h' と l との比が一定であれば、 L の大小 (あまり極端なものは除く) に拘わらず、

表-3 $\Sigma \frac{S \cdot s}{\sigma}$ の値 (m³)

部 材	径 間 比 (l'/l)		
	0.33	0.50	0.75
O	0.684	0.556	0.589
U	0.697	0.598	0.619
D	0.541	0.582	0.625
V	0.644	0.565	0.490
計	2.566	2.301	2.323

最小体積は、径間比 $l'/l=0.50$ の場合に生ずる。

$\Sigma \frac{S \cdot s}{\sigma}$ の比率は成立するものとする。すなわち、 $f_u=0.191 l$, $h=0.0441 l$, $h'=0.2351 l$ ならば、同型のバランスド腔構拱橋の $\Sigma \frac{S \cdot s}{\sigma}$ は、表-4 のように表わすことができる。

表-4 $\Sigma \frac{S \cdot s}{\sigma}$ (部材体積の集計 m³)

種 別	径 間 比 (l'/l)		
	0.33	0.50	0.75
理論的算定法	2.151 α	1.943 α	1.947 α
仮想的算定法	4.458 β	4.051 β	3.569 β
実際の算定法	2.566 r	2.301 r	2.323 r

註 α, β, r : 橋長 L ならびに断面算定法などによる係数

上記の表より明らかなように、中央径間と側径間の比 l'/l が 0.50、あるいは 0.75 のとき最小体積となることが明らかとなった。しかも、理論的算定法、実際の算定法などの合理的方法では、径間比 $(l'/l)=0.50$ のとき、部材の体積が最小となつてゐるし、径間割の形の整然さからいっても、 $l'/l=0.50$ を採用したい。一主構部材の体積の集計が最小であれば、(2) 式より明らかなように、全鋼材重量 W も最小となり、最も経済的だと考えてもよいと思う。なお著者は、同型のバランスド腔構拱の道路橋 $L=156$ m の設計試案として、経済性を考慮し、合成トラスを採用したが、径間割については、上述の経済性を加味し、 $l'/l=0.50$ を用いた。

III. 合成構バランスド拱橋の設計試案

1. 力学的経済性を考慮せる設計要旨

上述したように、経済的の径間比 $l'/l=0.50$ を用い、橋長 $L=156$ m のバランスド拱橋の設計を試みた。先に計算比較を行なつた $L=90$ m の橋同様に、 $f_u=0.191 l$, $h=0.0441 l$, $h'=0.2351 l$ を採用し、それぞれ、 $f_u=14.9$ m, $h=3.5$ m, $h'=18.4$ m とした。また、中央径間 $l=78$ m, 側径間 $l'=39$ m, 格間長 $\lambda=6.5$ m にとつた (図-3 参照)。

更に、力学的経済性を得るため、上弦材と鉄筋コンクリート床版とを一体構造とし、合成トラス工法の設計を採用

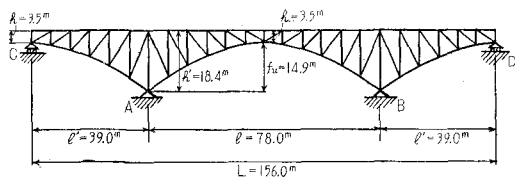


図-3 経済的径間比のバランスド腔構拱橋の図 (試案)

した。

この結果、上弦材における鋼部材の節約は勿論、縦桁数の減少、上横構の不必要など、数々の利点がもたらされた。なお、設計指針を列挙すれば、次のようになる。

設計指針

- (1) 設計示方書：鋼道路橋設計示方書³⁾ (昭和 31 年 5 月改正による)
- (2) 橋 種：上路式道路一等橋
- (3) 支 間：全長 $L=156$ m
 $l'/l=0.50$ ……中央径間 $l=78$ m, 側径間 $l'=39$ m
- (4) 有効幅員：9.0 m
- (5) 鋪 装：コンクリート舗装
- (6) 床 版：鉄筋コンクリート (合成トラス使用)
- (7) 荷 重：T-20, L-20
- (8) 橋 台：重力式コンクリート構造
- (9) 橋 脚：同 上
- (10) 地 質：石灰質堅岩
- (11) 格間長：6.5 m

2. 主構の設計

(1) 応力解析

図-3、図-4 のようにバランスド腔構拱橋は、外的に三次不静定、内的には静定構造である。今不静定力の算定には、

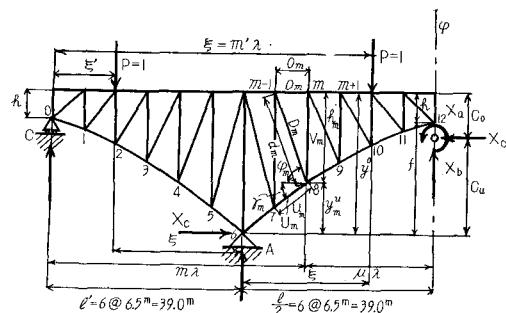


図-4 主構の寸法記号の図

Müller-Breslau 氏の解法⁴⁻⁶⁾ を用い、 X_a, X_b, X_c を弾性重心に仿く不静定値とすれば、 X_a, X_b, X_c の影響線は、次式によつて求めることができる。

$$X_a = \frac{\delta m a}{\delta a a}, \quad X_b = \frac{\delta m b}{\delta b b}, \quad X_c = \frac{\delta m c}{\delta c c} \quad \dots\dots (3)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned}
 \delta_{ma}: X_a = -1 \text{ のみが作用せる静定主構の格点 } m \\
 \text{が, その点に作用する単位荷重の方向になす変位} \\
 \delta_{mb}: X_b = -1 \text{ のみが作用せる静定主構の格点 } m \\
 \text{が, その点に作用する単位荷重の方向になす変位} \\
 \delta_{mc}: X_c = -1 \text{ のみが作用せる静定主構の格点 } m \\
 \text{が, その点に作用する単位荷重の方向になす変位} \\
 \delta_{aa}: X_a = -1 \text{ のみが作用せる静定主構の } X_a \text{ の} \\
 \text{働く点, } X_a \text{ の方向になす変位} \\
 \delta_{bb}: X_b = -1 \text{ のみが作用せる静定主構の } X_b \text{ の} \\
 \text{働く点, } X_b \text{ の方向になす変位} \\
 \delta_{cc}: X_c = -1 \text{ のみが作用せる静定主構の } X_c \text{ の} \\
 \text{働く点, } X_c \text{ の方向になす変位}
 \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

不静定値が求まると、反力 A および C は、次式によって求めることができる。

$$\left. \begin{aligned}
 A &= \frac{1}{l'} \left(1 \cdot \xi' - X_a - (l' + 0.5 l) X_b - C_u X_c \right) \\
 &= \frac{1}{39} \left(\xi' - X_a - 78 X_b - 12.923 X_c \right) \\
 C &= \frac{1}{l'} \left(1 \cdot \xi + X_a + 0.5 l \cdot X_b + C_u \cdot X_c \right) \\
 &= \frac{1}{39} \left(\xi + X_a + 39 X_b + 12.923 X_c \right)
 \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

また、曲げモーメントは
側径間において

$$\left. \begin{aligned}
 M_m^0 = M_m^u = M_m = C \cdot m \cdot \lambda - (m - m') \lambda \\
 \text{但し } m > m'
 \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

中央径間において

$$\left. \begin{aligned}
 M_m^0 &= X_a + \mu \lambda X_b - (h_m + y_m) X_c - (m' - m) \lambda \\
 &= X_a + (12 - m) \lambda X_b - (h_m + y_m) X_c - (m' - m) \lambda \\
 M_m^u &= X_a + \mu \lambda X_b - y_m X_c - (m' - m) \lambda \\
 &= X_a + (12 - m) \lambda X_b - y_m X_c - (m' - m) \lambda \\
 \text{但し } m' > m
 \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

部材応力⁷⁾ は、次式によって求め得られる。
側径間において

$$\left. \begin{aligned}
 O_m &= -\frac{M_m^u}{h_m} \\
 U_m &= \frac{M_{m+1}^0}{h_{m+1}} \sec \gamma_m \\
 D_m &= \left(\frac{M_m^0}{h_m} - \frac{M_{m+1}^0}{h_{m+1}} \right) \sec \varphi_m \\
 V_m &= \left(M_{m+1}^0 - M_m^0 \frac{h_m}{h_{m+1}} \right) \frac{1}{\lambda}
 \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

中央径間において

$$\left. \begin{aligned}
 O_m &= -\frac{M_m^u}{h_m} \\
 U_m &= \frac{M_{m-1}^0}{h_{m-1}} \sec \gamma_m \\
 D_m &= \left(\frac{M_m^0}{h_m} - \frac{M_{m-1}^0}{h_{m-1}} \right) \sec \varphi_m \\
 V_m &= \left(M_{m-1}^0 - M_m^0 \frac{h_m}{h_{m-1}} \right) \frac{1}{\lambda} \\
 V_6 &= -\{A + (U_5 + U_7) \sin \gamma_7\}
 \end{aligned} \right\} \dots (9)$$

ここに

$$\left\{ \begin{aligned}
 O_m: & \text{上弦材応力, } U_m: \text{下弦材応力} \\
 D_m: & \text{斜材応力, } V_m: \text{垂直材応力} \\
 & \text{その他記号はすべて, 図-4 参照}
 \end{aligned} \right.$$

以上の解式を用い、部材応力影響線を求めれば 図-5 のとおりになる。更に死荷重は、6500 kg/m と仮定し、活荷重応力は、影響線の最大なる部分に第一種自動車荷重 20 ton, その他の部分に群集荷重 500 kg/m² を載荷して算出すれば、表-5 のとおりである。

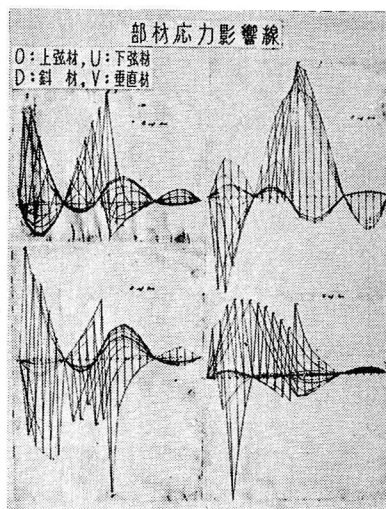


図-5 部材応力影響線

(2) 合成上弦材の断面算定

合成トラス⁸⁾ とは、上弦材と鉄筋コンクリート床版とを一体の鉄骨鉄筋コンクリート構造として取扱うのであるから、上弦材の応力は、床版コンクリート打ち前と、床版コンクリートが充分に硬化して合成断面となつた後に分けて考える必要がある。

1) 基本死荷重応力

鋼材の自重 200 kg/m² と仮定すると、鋼材部、床版コンクリート、上弦材コンクリートの自重による 1 トラス当りの格点荷重は、21.84 ton となる。この値は、全死荷重 32.41 ton の 67.38% にあたる。これによつて各部材の基本死荷重応力を求めれば、表-6 のとおりである。

表-5 部材の合成最大応力

上 弦 材		下 弦 材		斜 材		垂 直 材	
O_m	合成応力 (t)	U_m	合成応力 (t)	D_m	合成応力 (t)	V_m	合成応力 (t)
O_0	—	U_0	+203.90	D_0	-254.10	V_0	—
O_1	-207.56	U_1	+242.75	D_1	-173.51	V_1	+ 61.87
O_2	-242.33	U_2	+174.17	D_2	-109.68	V_2	+138.79
O_3	-144.79	U_3	+ 88.86	D_3	- 34.30	V_3	-104.51
O_4	- 81.23	U_4	+ 46.98	D_4	+119.95	V_4	-150.73
O_5	- 24.97	U_5	- 58.86	D_5	+231.71	V_5	-174.52
O_6	—	U_6	—	D_6	—	V_6	-212.69
O_7	+ 57.32	U_7	-465.04	D_7	+ 60.87	V_7	-102.44
O_8	+ 16.88	U_8	-434.72	D_8	+ 57.67	V_8	-110.09
O_9	- 38.71	U_9	-407.37	D_9	+ 62.84	V_9	- 99.75
O_{10}	- 55.13	U_{10}	-375.40	D_{10}	+ 72.95	V_{10}	- 93.35
O_{11}	-105.62	U_{11}	-345.71	D_{11}	+ 73.48	V_{11}	- 80.49
O_{12}	-291.31	U_{12}	-290.77	D_{12}	+116.14	V_{12}	- 93.85

表-6 基本死荷重応力

部 材	基本死荷重応力 (t)	部 材	基本死荷重応力 (t)
O_0	—	O_7	+ 23.22
O_1	- 99.12	O_8	- 10.90
O_2	-117.93	O_9	- 0.92
O_3	- 66.86	O_{10}	- 7.65
O_4	- 30.77	O_{11}	- 35.49
O_5	- 5.82	O_{12}	-145.87

表-7 O_{1+d} (附加) 表

部 材	活荷重応力 (t)	附加死荷重 応力 (t)	合成応力 (t)
O_1	-54.08	-54.36	-108.44
O_2	-59.72	-64.68	-124.40
O_3	-41.26	-36.69	- 77.95
O_4	-33.59	-16.87	- 50.46
O_5	-15.96	- 3.19	- 19.15
O_7	+21.37	+12.73	+ 34.10
O_8	-24.92	+ 5.98	+ 18.94
O_9	-37.28	- 0.51	- 37.29
O_{10}	-43.28	- 4.20	- 47.48
O_{11}	-50.67	-19.46	- 70.13
O_{12}	-65.43	-60.01	-125.44

2) 上弦材コンクリート打ちの時の死荷重による曲げモーメント

床版コンクリート、桁部コンクリート、型枠などの重量を 1214 kg/m とすれば、

$$M_d = \frac{1}{8} \times 1214 \times (6.5)^2 = 6411 \text{ kg-m}$$

3) 活荷重が上弦材に直接作用せる場合の曲げモーメント (縦桁と同様に求める)

$$M_L = 1.354 \times 10.48 \times 6.5 \times \frac{1}{4} = 23.059 \text{ t-m} = 23060 \text{ kg-m}$$

4) コンクリートを打つた後、附加死荷重と活荷重の作用せる場合の部材応力

附加死荷重と活荷重の作用する場合の合成部材応力は、表-7 のとおりである。

5) 床版合成前の断面応力

上弦材の断面を三種類に分け、 $O_1, O_2, O_{12}; O_3, O_4, O_7, O_{11}; O_5, O_6, O_8, O_{10}$ をそれぞれ同一断面とし、図-6 のように、四つの山形鋼を用いる。断面応力の吟味には、基本応力とコンクリート打込中の曲げ応力の合力によって行なう。

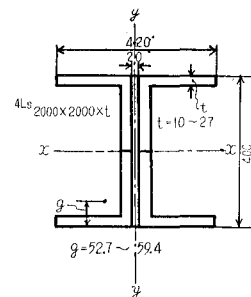


図-6 上弦材の床版合成前の断面図

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{sd} &= \frac{O_{mf}}{A_g} \\ \sigma_{sb} &= \mp \frac{M_d}{I_x} y \\ \sigma &= \sigma_{sd} + \sigma_{sb} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

ここに

- σ_{sd} : 基本死荷重による上弦鋼部材に生ずる応力 (kg/cm²)
- σ_{sb} : コンクリート打込中の上弦鋼部材に生ずる曲げ応力 (kg/cm²)
- O_{mf} : 基本死荷重による上弦部材力 (kg)
- A_g : 上弦部材断面積 (cm²)
- M_d : 上弦材コンクリート打ちの時の死荷重による曲げモーメント (kg-cm)

上述の式によつて床版合成前の断面応力を求めれば、表-8 のようになる。

表-8 床版合成前の断面応力

部材	σ_{sd} (kg/cm ²)	σ_{sb} (kg/cm ²)	$\sigma = \sigma_{sd} + \sigma_{sb}$ (kg/cm ²)		許容応力 f_s (kg/cm ²)	
			圧縮 応力	引張 応力	圧縮 応力	引張 応力
O ₁	-194	±122	-316	—	-905	+1300
O ₂	-231	±122	-353	—	-905	〃
O ₃	-175	±153	-328	—	-880	〃
O ₄	- 81	±153	-234	+ 72	-880	〃
O ₅	- 30	±286	-316	+256	-843	〃
O ₇	+ 61	±153	- 92	+214	-880	〃
O ₈	+ 56	±286	-230	+342	-843	〃
O ₉	- 7	±286	-293	+279	-843	〃
O ₁₀	- 40	±286	-326	+246	-843	〃
O ₁₁	- 93	±153	-246	+ 60	-880	〃
O ₁₂	-286	±122	-408	—	-905	〃

6) 床版合成後の断面応力

合成断面として床版がどの部分まで有効に協力するかは、合成桁の場合と同様難しい問題であるが本橋では、中心線から左右 90 cm、計 180 cm を有効幅とし左右対称の断面を仮定する(図-7 参照)。断面積 $A=5085$ cm²、断面二次モーメント (いずれもコンクリートに換算) $I=1032900$

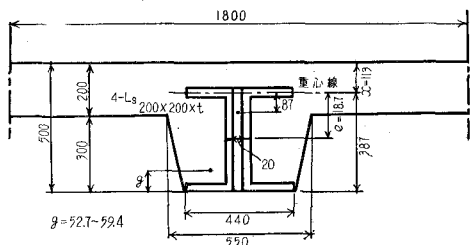


図-7 上弦材の床版合成後の合成断面図

cm⁴ 上辺から重心までの距離 $x=11.3$ cm、またこの断面に作用する軸圧力は合成断面の重心から下方に、 $e=18.7$ cm の距離に作用する。

今、

- M_l : 活荷重が上弦材に直接作用せる場合の曲げモーメント (kg-cm)
- M_e : 合成断面の重心から下方に偏心 $e=18.7$ cm の距離に作用する偏心曲げモーメント (kg-cm)
- σ : (10) 式参照
- σ_c : コンクリートに生ずる曲げ圧縮応力 (kg/cm²)
- σ'_s : 鋼部材上縁応力 (kg/cm²)
- σ_s : 鋼部材下縁応力 (kg/cm²)
- f_c : コンクリートの許容応力 (kg/cm²)
- f_s : 鋼鉄の許容応力 (kg/cm²)

とすれば、

$$M = M_l + M_e, \quad \sigma_c = \frac{O_m}{A} - \frac{M}{I} x$$

などの式を用い、床版合成後の断面応力を求めることができる。計算の結果は、表-9 のとおりである。

(3) 下弦材、斜材、垂直材の断面算定

合成断面の重心の変移その他に基因する二次応力を無視すれば、下弦材、斜材、垂直材の応力は、普通のトラスと全く同じである(表-10 参照)。

3. 合成上弦材における鋼材部とコンクリートとの接合(ずれ止め)

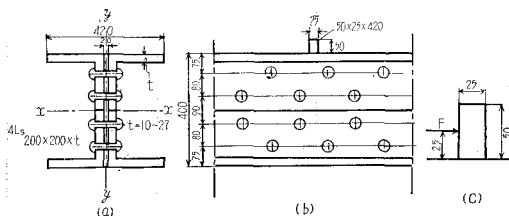


図-8 ずれ止めの設計図

上弦材の鋼材部の上面に、図-8 に示す鋼材片 (50×25×420 mm) を格点付近では 30 cm 間隔に、中間では 1 m 間隔に溶接する。これは、接合用としてむしろ、上弦材を形成する左右の山形鋼の脚を連結するタイプレートの意味で使用したものである。ずれ止めの大きさは、 $1-pl:50 \times 25 \times 420$ mm、支圧面積 $A=5 \times 42=210$ cm²、コンクリートの支圧応力度 $\sigma_{ba}=69$ kg/cm²、ジベル一個の耐荷力 $F=\sigma_{ba} \cdot A=14490$ kg、ジベル取付カ所の受ける曲げモーメント、 $M=36225$ kg-cm、 $I=54.7$ cm⁴ $\therefore \sigma_c = \sigma_t = \frac{M}{I} y = 824$ kg/cm² $\therefore$ 安全、更に、隅肉溶接の検算、ジベル間隔の計算を行なつた。隅肉溶接部の応力は $\sigma=699$ kg/cm²、 $\tau=246$ kg/cm²、 $\sigma^2 + \tau^2 = 549117$ で $1.2 \cdot \tau_a^2 = 768000$ より小さいから安全、ジベルの本数は、O₁、O₂、O₃、O₄、O₅、O₆、O₇、O₈、O₉、O₁₀、O₁₁、O₁₂ に対しそれぞれ、6、2、3、3、3、3、

表-9 床版合成後の断面応力

部 材	$M=M_t+M_e$ (kg-cm)	σ_c (kg/cm ²)	f_c (kg/cm ²)	σ_s' (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	$\sigma+\sigma_s'$ (kg/cm ²)	$\sigma+\sigma_s$ (kg/cm ²)	f_s (kg/cm ²)	
								圧縮応力	引張応力
O ₁	+ 278000	-18.3	-45	-380	- 218	-696	- 290	-1200	+1300 (+1690)
O ₂	- 21000	-24.3	"	-494	- 506	-847	- 615	"	"
O ₃	+ 848000	-24.6	"	-162	+ 332	-490	+ 310	"	"
O ₄	+1362000	-24.8	"	+ 32	+ 822	-202	+ 894	"	"
O ₅	+1947000	-25.0	"	+252	+1380	- 64	+1546	"	"
O ₇	+2944000	-25.5	"	-630	+ 948	+538	+1162	"	"
O ₈	+1951000	-25.1	"	-254	+1388	+ 24	+1637	"	"
O ₉	+1608000	-24.9	"	-126	+1062	- 67	+1341	"	"
O ₁₀	+1488000	-24.9	"	- 78	+ 942	-248	+1188	"	"
O ₁₁	+ 994000	-24.7	"	-108	+ 464	-354	+ 524	"	"
O ₁₂	- 40000	-24.4	"	-500	- 520	-908	- 684	"	"

註 f_s で括弧内の数字は 30% 割増しの値を示す。

表-10 下弦材および腹材の断面算定表

下 弦 材					斜 材					鉛 直 材				
部材	部材応力 (t)	所要 断面積 (cm ²)	使用 断面積 (cm ²)	f_s (kg/cm ²)	部材	部材応力 (t)	所要 断面積 (cm ²)	使用 断面積 (cm ²)	f_s (kg/cm ²)	部材	部材応力 (t)	所要 断面積 (cm ²)	使用 断面積 (cm ²)	f_s (kg/cm ²)
U ₀	+203.90	170.0	222.0	+1300	D ₀	-254.10	273.23	279.24	- 930	V ₀	0	0	76.86	—
U ₁	+242.75	202.3	222.0	"	D ₁	-173.51	216.89	225.00	- 800	V ₁	+ 61.78	51.48	76.86	+1300
U ₂	+131.02	109.2	222.0	"	D ₂	-109.68	140.62	146.96	- 780	V ₂	+138.79	115.65	135.00	"
U ₃	+ 88.86	74.1	222.0	"	D ₃	- 34.30	43.90	146.96	- 780	V ₃	-104.51	123.24	202.34	- 848
U ₄	+ 46.98	39.2	222.0	"	D ₄	+119.95	99.95	102.40	+1300	V ₄	-150.73	177.75	202.34	"
U ₅	- 58.86	58.9	222.0	"	D ₅	+231.71	193.08	193.39	"	V ₅	-174.52	231.15	347.24	- 755
U ₇	-465.04	465.1	497.5	-1000	D ₇	+ 60.87	50.72	75.19	"	V ₆	-212.69	281.71	347.24	"
U ₈	-434.72	434.8	497.5	"	D ₈	+ 57.67	48.06	75.19	"	V ₇	-102.69	121.10	202.34	- 848
U ₉	-407.37	407.4	497.5	"	D ₉	+ 62.84	52.36	75.19	"	V ₈	-110.09	129.82	202.34	"
U ₁₀	-375.40	375.5	497.5	"	D ₁₀	+ 72.95	60.79	75.19	"	V ₉	- 99.75	101.99	102.34	- 978
U ₁₁	-345.71	345.8	357.5	"	D ₁₁	+ 73.48	61.23	75.19	"	V ₁₀	- 93.39	95.49	102.34	"
U ₁₂	-290.77	290.8	357.5	"	D ₁₂	+116.14	96.78	102.40	"	V ₁₁	- 80.49	82.30	102.34	"
										V ₁₂	- 93.85	95.96	102.34	"

註 f_s : 鋼鉄の許容応力 (引張許容応力或は圧縮許容応力) (kg/cm²)

3, 3, 4, 2, 2, 3, 4 本を使用すれば安全,

以上の計算により, 設計図を画けば, 図-9, 10, 11, 12 のとおりである。

4. 合成トラスにおけるその他の吟味, 研究

(1) 合成上弦材におけるコンクリートの硬化, 乾燥, 収縮による影響

1) 軸力 N の算出

今,

ε_s : 普通状態におけるコンクリートの収縮歪み
 18×10^{-5}

E_s : 鋼のヤング係数 2.1×10^6 kg/cm²

$n\phi$: 24.5

I_c : コンクリート床版の断面二次モーメント
 1032900 cm⁴

A_c : コンクリート, スラブの断面積 5085 cm²

A_s : 鋼桁の断面積, 上弦材においては三種の鋼桁を使用するのでそれぞれの値をとる。

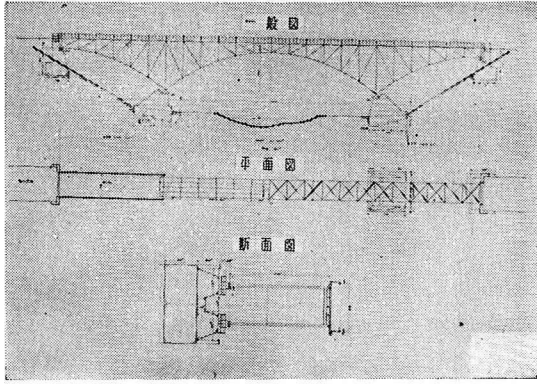


図-9 一般図

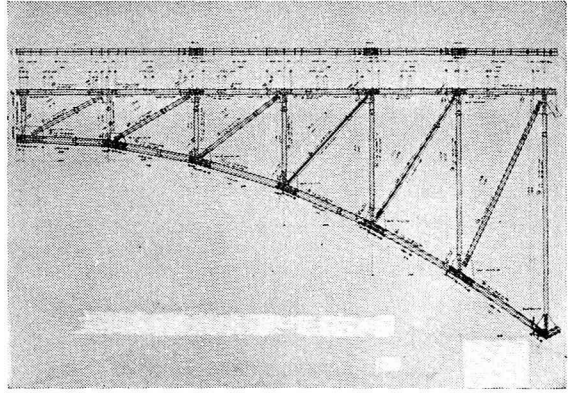


図-10 主構詳細図 (その1)

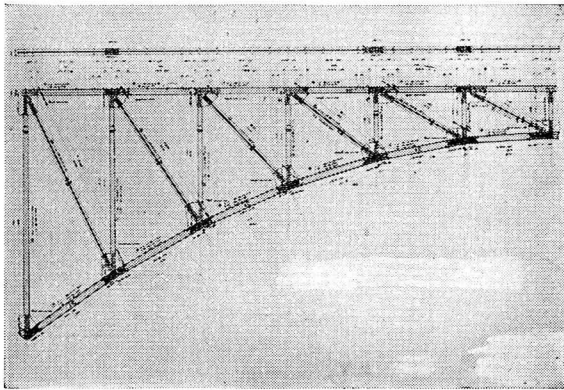


図-11 主構詳細図 (その2)

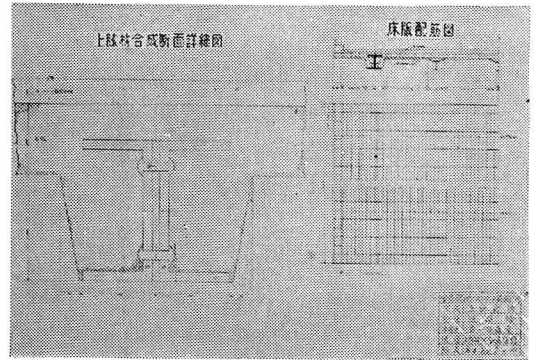


図-12 上弦材合成図

$$A_{s1} = 510.8 \text{ cm}^2, \quad A_{s2} = 384.0 \text{ cm}^2,$$

$$A_{s3} = 196.0 \text{ cm}^2$$

$$e: 38.7 - 20 = 18.7 \text{ cm}$$

I_s : 鋼桁の断面二次モーメント, これも三種類それぞれの値をとる。

$$I_{s1} = 105195 \text{ cm}^4, \quad I_{s2} = 84032 \text{ cm}^4,$$

$$I_{s3} = 44905 \text{ cm}^4$$

とすれば, 軸力 N は次式で与えられる。

$$N = \frac{\varepsilon_s \cdot E_s}{\frac{n\varphi}{A_c} + \frac{1}{A_s} + \frac{e^2}{\frac{I_c}{n\varphi} + I_s}} \quad \dots\dots\dots (11)$$

計算結果

$$N_1 = 41087 \text{ kg}, \quad N_2 = 37059 \text{ kg}, \quad N_3 = 27194 \text{ kg}$$

2) 鋼桁およびコンクリートに伝く曲げモーメント

$$M_s = \frac{I_s}{\frac{I_c}{n\varphi} + I_s} \cdot N \cdot e, \quad M_c = \frac{\frac{I_c}{n\varphi}}{\frac{I_c}{n\varphi} + I_s} \cdot N \cdot e \quad \dots (12)$$

計算結果

$$M_{s1} = 548503 \text{ kg-cm}, \quad M_{s2} = 461479 \text{ kg-cm},$$

$$M_{s3} = 262283 \text{ kg-cm}$$

$$M_{c1} = 219824 \text{ kg-cm}, \quad M_{c2} = 231525 \text{ kg-cm},$$

$$M_{c3} = 246244 \text{ kg-cm}$$

3) コンクリート応力

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c} - \frac{M_c}{I_c} \cdot x_u \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\sigma_{c1} = 5.68 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{c2} = 4.76 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{c3} = 2.66 \text{ kg/cm}^2$$

4) 鋼断面応力

$$\sigma_u = -\frac{N}{A_s} - \frac{M_s}{I_s} \cdot x, \quad \sigma_l = -\frac{N}{A_s} + \frac{M_s}{I_s} \cdot x_0 \quad \dots\dots (14)$$

$$\sigma_{u1} = -170.64 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{u2} = -195.36 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{u3} = -249.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{l1} = 47.92 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{l2} = 24.31 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{l3} = -16.08 \text{ kg/cm}^2$$

5) 合計応力

a) コンクリート応力: σ_c

$$\sigma_{c1} = -12.6 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{c2} = -18.6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{c12} = -18.7 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{c3} = -19.8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{c4} = -20.0 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{c7} = -20.7 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{c11} = -19.9 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{c5} = -22.3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{c8} = -22.4 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{c9} = -22.2 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{c10} = -22.2 \text{ kg/cm}^2$$

いずれも -45 kg/cm^2 より小なるため安全

b) 鋼材応力: σ_u および σ_t

$$\sigma_{u1} = -867 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{u2} = -1018 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{u12} = -1079 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{u3} = -685 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{u4} = -397 \text{ kg/cm}^2$$

いずれも -1200 kg/cm^2 より小さく安全

$$\sigma_{u7} = +343 \text{ kg/cm}^2 < +1300 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{u11} = -549 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{u5} = -314 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{u8} = -226 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{u9} = -417 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{u10} = -498 \text{ kg/cm}^2$$

いずれも -1200 kg/cm^2 より小さく安全である。

$$\sigma_{t1} = -242 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{t2} = -567 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{t12} = -636 \text{ kg/cm}^2$$

いずれも -1200 kg/cm^2 より小さく安全

$$\sigma_{t3} = +334 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{t4} = +918 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{t7} = +1186 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{t11} = +548 \text{ kg/cm}^2$$

いずれも $+1300 \text{ kg/cm}^2$ より小さく安全

$$\sigma_{t5} = +1530 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{t8} = +1621 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{t9} = +1325 \text{ kg/cm}^2$$

いずれも $+1300 \text{ kg/cm}^2$ より大きいので許容応力を 30% 割増し、 $+1690 \text{ kg/cm}^2$ を採用することにより安全を得た。

$$\sigma_{t10} = +1172 \text{ kg/cm}^2 < +1300 \text{ kg/cm}^2$$

で充分安全

(2) 地震荷重による床版の吟味、検討

合成トラスにおいては、鉄筋コンクリート床版が上弦材と同時に施工されるので、風荷重、地震荷重の横荷重は鉄筋コンクリート床版が有効に抵抗するので、上横構は省略することができる。

しかし、地震荷重は相当危険と思われるから、橋床版の安全度を吟味、検討する必要がある。この横荷重 (1284 kg/cm^2) による曲げモーメント、せん断力の最大値は、 $M = 97648200 \text{ kg-cm}$ 、 $S = 50076 \text{ kg}$ であり、実応力 $\sigma_c = 39.13 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 722.75 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau = 3.63 \text{ kg/cm}^2$ となる。いずれも許容応力以内にあり充分安全である。この中、 σ_s は引張応力であつて上弦鋼材の圧縮応力を減少するから問題にならない。また、 σ_c を上弦材 O_5 の圧縮応力に加算しても割増をしない許容応力より小さいから充分安全である。すなわち、上横構を省略しても横荷重に対し、充分安全である。

(3) 温度変化による影響について

本橋のように長支間 ($L=156 \text{ m}$) の不静定橋梁に合成トラスを用いた事例は、まだないので充分吟味、検討して見る必要がある。しかし、これ以上の長大支間の鉄筋コンクリート拱橋⁹⁾が、世界各国においてかなり架設せられているので、実現の可能性が充分あると考える。すなわち、上弦材とコンクリート床版を一体の鉄骨コンクリート構造として、温度変化、 $\pm 20^\circ \sim \pm 30^\circ \text{C}$ による部材応力の計算を行ない、死荷重、活荷重の合成応力に加算し、普通のバランスド腔構拱橋¹⁰⁾の場合と種々比較研究して見る必要がある。これについては吟味検討中であるが、講演当日に譲ることとする。

IV. 結 論

本設計試案では、中央径間と側径間の比を 0.50 にすることにより、鋼材量をかなり節減できたほか、合成トラスを床版に用いることにより、鋼部材の節約、縦桁数の減少、上横構の除去などにより、鋼材重量を普通のバランスド腔構拱橋¹⁰⁻¹²⁾に比し、25~30% 節減できたことは注目し得る。

結局、問題点は、上弦材の合成断面の温度変化により生ずる断面合成後の変位と応力の変化に帰すると考える。なお本研究に対しては、室蘭工業大学土木工学科卒業生、小谷勝也、高嶋悠造、松本隆志、加持谷嘉貞の諸君に協力を得たことを附し、感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 吉町太郎一：鋼橋の理論と計算，1952.
- 2) 福田武雄：合成トラス橋の設計について，土木学会第12回年次学術講演会概要，1957.
- 3) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，鋼道路橋製作示方書，解説，1957.
- 4) 成瀬勝武：弾性橋梁，1953.
- 5) Müller-Breslau：Graphische Statik. Bd. II, 1922.
- 6) Müller-Breslau：Die Neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen, 1924.
- 7) 三浦七郎：鋼橋。下巻，1936.
- 8) 新潟県土木部：中宿橋，若宮橋(合成トラス橋)設計資料，1956, 1959.
- 9) 横道英雄：鉄筋コンクリート橋，1952.
- 10) 中村作太郎：バランスド拱橋の応力，特に撓みに関する研究。土木学会第9回年次学術講演会概要，1953.
- 11) 内務省土木試験所：本邦道路橋輯覧(第3輯)，1935.
- 12) 田中豊他8名：橋梁参考図表，1950.