

付表 7-2 の理論値は計算の最終段階で合成断面値を使用した値

付表 7-2 DEFLECTION (mm)

	A - 1	A - 2	A - 3	A - 4	A - 5
a	1 2.6 8	1 4.5 0	1 3.7 3	1 1.2 7	7.6 8
	-	7.0 6	8.9 3	7.3 8	4.8 7
b	- 4.9 8	- 6.7 2	- 6.4 4	- 5.4 5	- 3.7 0
	- 2.2 7	- 3.4 5	- 2.8 5	- 2.6 6	- 0.2 9
c	1.2 2	1.4 4	1.5 0	1.2 7	0.8 9
	1.4 6	1.1 4	0.5 4	1.4 9	- 0.5 6
b	0	0.4 1	0.7 9	1.1 1	1.1 8
	0.3 0	0.3 1	0.3 1	0.3 8	- 0.6 0
e	0.2 1	- 1.7 4	- 3.3 6	- 5.1 8	- 6.2 4
	- 1.7 1	- 1.7 2	- 2.9 1	- 2.0 0	- 3.0 7
f	- 0.5 2	3.6 1	7.6 3	1 1.2 9	1 3.3 2
	3.1 2	4.1 4	4.8 2	5.6 3	6.4 0
g	- 1.4 0	- 0.5 5	0.7 7	2.7 3	5.3 5
	0.9 3	1.6 4	1.4 1	2.3 1	2.3 3
h	- 0.7 3	0.3 0	- 0.2 2	- 0.9 4	- 2.2 0
	- 0.1 0	- 0.3 5	- 1.6 7	- 1.0 1	- 1.3 8
i	- 0.1 4	- 0.0 7	0.0 1	0.1 6	0.3 2
	- 0.1 5	0.0 4	0.0 5	1.1 6	- 0.8 4

## 8 3径間連続合成箱桁「羽幌橋」について

札幌開発建設部 小西輝久  
留萌開発建設部 西本藤彦

### ま え が き

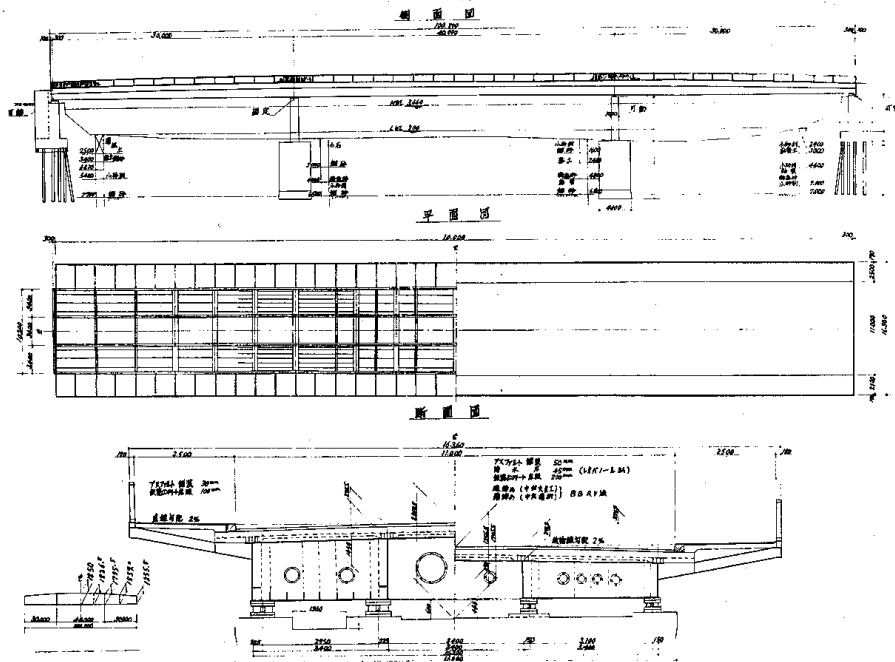
羽幌橋は、2級国道稚内留萌線羽幌町地内羽幌川に架設された長さ100.80 mの橋梁で、昭和37年度組立鋼桁式による仮橋を施工し、昭和38年度において下部工及び上部鋼箱桁の工場製作、昭和39年度において設、床版、舗装、塗装及び取付け道路等を施工完成したものである。その諸元は次のとおりである。

$$L = 100.8 \text{ m} (30.0 \text{ m} + 40.0 \text{ m} + 30.0 \text{ m})$$

$$W = 16.0 \text{ m} (\text{車道 } 1.0 \text{ m}, \text{ 歩道 } 2 @ 2.50 \text{ m})$$

荷重	TL-20	雪荷重	100 Kg/m <sup>2</sup>
型式	3径間連続活荷重合成箱桁		
縦断勾配	1.19% 拋物線勾配		
総鋼重	352.4 t (SM41, SM50, HT60 etc)		
単位鋼重	177 Kg/m <sup>3</sup>		
工事費	179,129千円 (上部工105,105千円, 下部工35,972千円, その他 3,052千円)		

図 8 - 1



本橋の架設地点が市街中心部であり河川橋下余裕高の関係より桁高を極力小さくしたいという要求から、本型式を採用したものであつて橋体自体で縦断勾配を変化させ（二次拋物線 1.19%）桁高が橋脚上で143.4 cm 橋台上で93.4 cm にしている。上記の要求を満足させるため、3径間連続桁とし、断面の合理的の形状を得るため□型箱桁とし、支店沈下及びB,B,R,V方式の併用によるP, Sを導入して連続合成桁とした。（図8-1参照）

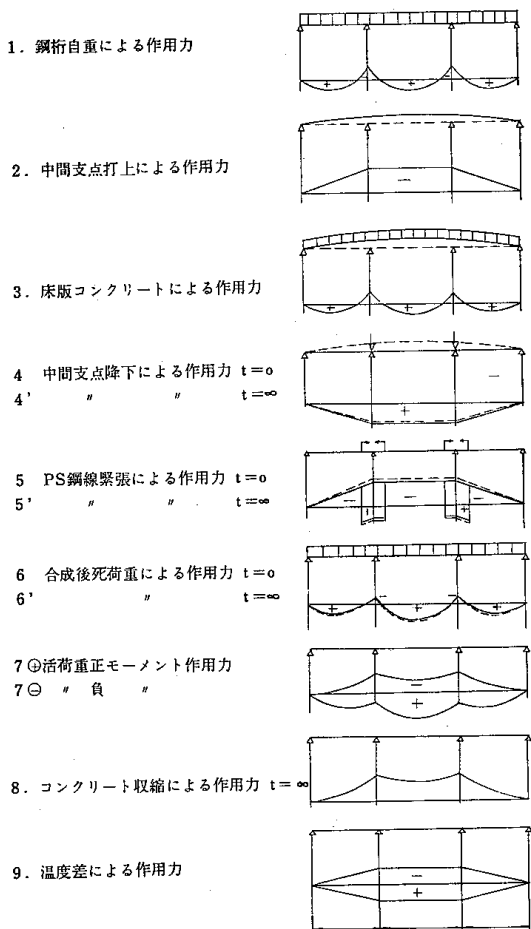
## 1 設計の概要

連続合成桁の支店附近の床版の引張応力を消す方法として、通常

- (a) 床版コンクリートに鋼棒その他の緊張材でP, Sを導入する方法
- (b) 支点の上昇下降により床版コンクリートにP, Sを導入する方法

(c) 前載荷重によつて鋼桁の応力を介して床版コンクリートに P, S を導入する方法

図 8-2 作用力の組み合わせ



の 3 種類が単独又は併用して用いられている。本橋で、単独では何れも一長一短があるので、(a), (b) を併用する方法を採用した。即ち支点変位より全体的にコンクリート床版に圧縮を与え、中間支点附近の負のモーメントの大きな範囲には P, S 鋼線を配置し緊張して P, S を与える方法を併用している。連続合成桁としての作用力の構成は図 8-2 の通りで 9 種類を考えることになる。

支点の上昇及び下降と B, B, R, V による P, S の割合は、3 径間連続合成桁としての断面の合理性、経済性、鋼棒の配置、支点の上昇及び下降の施工上の難易から支点の上昇を 4.13 cm, 下降を 2.15 cm, 鋼棒による P, S 導入は  $\phi 5 \text{mm}$  ピアノ線 26 本を 1 組として 22 本を配置し、1,300 t の P, S を導入している。各々の  $t = \infty$  の床版に与える圧縮力は橋脚上で約 474 t と約 70 t の割合になつている。

箱桁断面の場合、問題となるのは P, S の均等かつ確実な導入であり、この点に関しては現場施工に当つて応力測定及びキャンパー測定を同時に実施し、各段階毎に十分精査しながら実施した。箱桁は振り抵抗が非常に大きいので、必然的に振れに対する検討が要求される訳であつて、各スパン中央に P, S の導入された強固な横箱桁を配置している。又合成桁としての極限状態における安全性を確保するため、B, B, R, V による P, S のアンカーを横箱桁にもとらせている。

2 コンクリートの許容応力度 (表 8-1 参照)

$$\sigma_{28} = 360 \text{ Kg/cm}^2 \quad n = 6 \quad E_c = 350,000 \text{ Kg/cm}^2$$

クリープ係数, 最終収縮度, 温度差  
 持続荷重に対するクリープ係数  $\phi_1 = 2.5$   
 収縮に伴うクリープ係数  $\phi_2 = 5.0$   
 最終収縮度  $\epsilon = 15 \times 10^{-5}$   
 床版上縁と鋼桁下縁の温度差  $\Delta T = 10^\circ \text{C}$

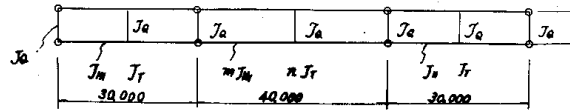
表 8-1

応力の種類	摘用範囲	許容応力度
圧縮	主桁応力のみ	90 Kg/cm <sup>2</sup>
	すべての静荷重が作用した後	0
引張	主荷重 (版中心)	12
	" (版縁維)	20
	主従荷重 (版中心)	15
	" (版縁維)	25
剪断	コンクリートのみで斜引張力を受ける場合	10
	腹鉄筋で斜引張力を受ける場合	20
附着	一般	8

主構造の解法と曲げモーメント

主構造は、図8-3の如く考え Homberg 氏の理論によつて振れ剛性のある主桁を有し、かつ各支間中央1本の荷重分配横桁を有する連続桁として解いた計

図8-3 主構造諸元



上の仮定は

- 1) 各支間中央に1本の剛な横桁を考える。  
TQ = ∞ (横桁を強固な合成桁として考える)
- 2) 第1, 第2径間の曲げ剛性及び振り剛性は各々 J<sub>H</sub>, J<sub>T</sub>, mJ<sub>H</sub>, nJ<sub>T</sub>, とする。
- 3) 床版の横曲げ剛性は無視する。

中間横桁を切断した系を基本系と考えると

Homberg により主桁に振り抵抗のない荷重分配係数 B<sub>ik(1)</sub> (Auflagerkräfte) は

$$B_{ik(1)} = \frac{J_i}{\sum J} + \frac{J_i \eta_i \eta_k}{\sum J \eta^2} \dots\dots\dots(1)$$

桁の振り剛性を考慮した場合の連続桁の B<sub>ik(1)</sub> は Schöttgen により

$$B_{ik(1)} = \frac{J_i}{\sum J} + \frac{J_i \eta_i \eta_k}{\sum J \eta^2} - \frac{1}{1 + \frac{\ell^2}{12} \cdot \frac{G}{E} \cdot \frac{\sum J_t}{\sum J \eta^2} \cdot \frac{1}{k}} \dots\dots\dots(2)$$

なることが知られている。1/k は主桁が連続支持されている場合と単純支持されている場合の単位荷重に対す支間中央の撓み比である。(k ≥ 1)

従つて(1)と(2)の差は

$$\Delta B_{ik(1)} = \left( \frac{1}{1 + \frac{\ell^2}{12} \cdot \frac{G}{E} \cdot \frac{\sum J_t}{\sum J \eta^2} \cdot \frac{1}{k}} - 1 \right) \frac{J_i \eta_i \eta_k}{\sum J \eta^2} \dots\dots\dots(3)$$

あるので、振り剛性を除けば2本主桁並列桁に帰するから慣用計算法で B<sub>ik</sub> を求め、これに ΔB<sub>ik</sub> を重ね合わせればよいことになる。(図8-4参照)

図8-4 荷重分配曲線

単位荷重が横桁以外の位置にあるときの格点力は

$$K_{iL,ku} = r_u(1) \cdot C_{ik(1)} \dots\dots\dots(4)$$

r<sub>u</sub>(1)は単位撓み曲線の縦距である。図8-5参照 Suffix の最初2つは断面力を生ずる位置をあらわし、あとの2つは載荷位置を示す。撓みモーメント、振りモーメント及び剪断力は基本系の値と格子格点力 i<sub>k</sub>(1) による値を重ねて求めることが出来る。ΔB<sub>ik</sub> は

$$\Delta B_{ik} = -0.379 \dots\dots\dots (pt 5)$$

$$\Delta B_{ik} = -0.399 \dots\dots\dots (pt 10)$$

あるの ΔB<sub>ik</sub> ≐ -0.390 を採用した。

桁の振り抵抗モーメントは (図8-6参照)

$$T = \frac{4 F^2}{5.1 \times \frac{b}{\delta_1} + \frac{b}{\delta_2} + \frac{2h}{\delta_3}}$$

$$5 J_T = 12,200,000 \text{ cm}^4$$

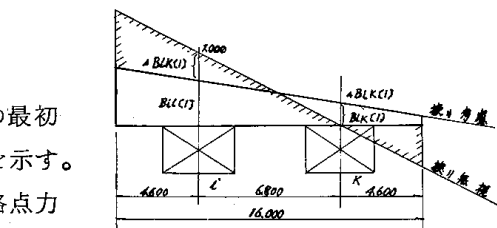
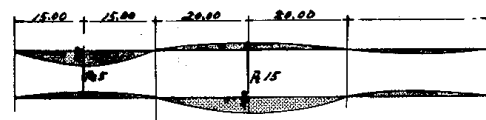
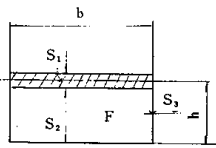


図8-5 単位撓み曲線 (Pt5・Pt15)



$$15J_T = 17,900,000 \text{ cm}^4$$

図 8-6



曲げモーメントの影響線は通常 Anger 表から求めるが、本橋は変断面であるので電子計算機 OKITAC5080 によつてすべて計算した。

曲げモーメントの一般式は

$$M_i = P (y_{ii} - y_{ij} \Delta B_{jj} \delta c) + Q y_{ij} B_{kk} \delta c \quad \dots\dots\dots(5)$$

但し  $\Delta B_{kk} = \Delta B_{jj}$

等布荷重に対しては単位撓み曲線の代わりにその面積 F を用いればよい。(図 8-7 参照)

単位撓み曲線は変断面連続桁であるので  $\delta = \int_0^{50} \frac{M_0 M_1}{EI} dx$  で計算しなければならないが種々の曲げモーメント影響線に対する  $\int_0^l M_0 M_1 dx$  の値の表があるのでこれを用いて計算するのが簡単である。最大、最小モーメントは図 8-8、表 8-2 の通りである。

図 8-7

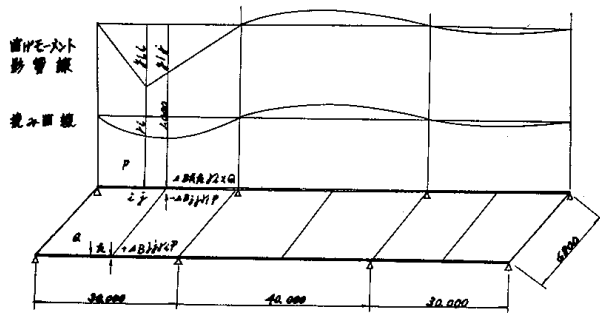


図 8-8 曲げモーメント (集中荷重 + 等分布荷重 + 郡集荷重)

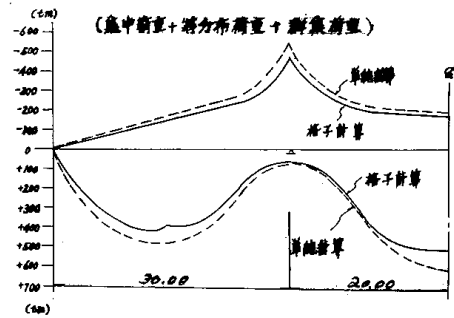


表 8-2 主桁モーメント表

モーメント		断面	P t A	P t 10	P t 15
最大モーメント	単純連続桁		+ 480.5 t-m	- 538.5 t-m	+ 616.8 t-m
	格子連続桁		+ 422.8 t-m	- 478.1 t-m	+ 519.5 t-m
最小モーメント	単純連続桁		- 133.0 t-m	+ 71.4 t-m	- 191.6 t-m
	格子連続桁		- 117.7 t-m	+ 63.1 t-m	- 170.0 t-m

4 乾燥収縮, 支点上昇, 下降, B.B.R.V. による PS 導入及び温度変化による不静定曲げモーメント  
解法は Drschinger の方法を用いる。

(1) 乾燥収縮による曲げモーメント (図 8-9 参照)

$$\epsilon_s = 1.5 \times 10^{-5}$$

$$n\psi = 6 (1 + \psi_1) = 6 (1 + 2.5) = 21.0$$

$$n\psi = 6 (1 + \psi_2/2) = 6 (1 + \frac{5.0}{2}) = 21.0$$

$$Nst = \epsilon_s \cdot E_s \cdot F_s \quad M = Nst a$$

静定系の曲げモーメント (図 8-10 参照)

但し

$M_0$ ; 乾燥収縮による静定系曲げモーメント (図 8-10)

$M_1$ ; 中間支점에  $X=1$  が作用したときの曲げモーメント (図 8-10)

図 8-10 より式  $\delta_{01} - \delta_{11} \cdot X = 0$  によつて, 不静定反力  $X$  を求めると  $X = 5.53 \text{ t}$  となる。  
よつて不静定反力による曲げモーメント ( $M_2$ ) は図 8-11 の如くなる。

(2) 支点沈降による曲げモーメント

$t=0$  のときの曲げモーメント (図 8-12 参照)

$t=\infty$  のときの曲げモーメント (図 8-13 参照)

(3) 支点上昇による曲げモーメント (図 8-14 参照)

図 8-9

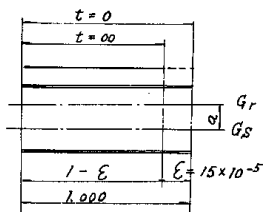


図 8-10

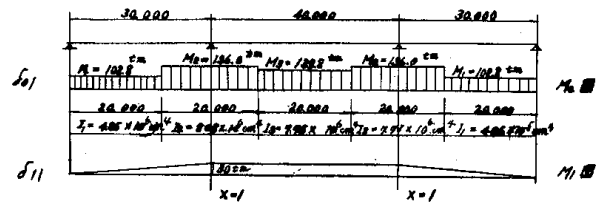


図 8-11 乾燥収縮不静定力による曲げモーメント

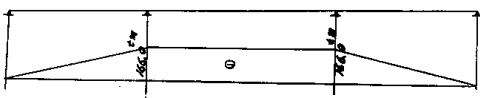


図 8-12 支点沈下による曲げモーメント  $t=0$

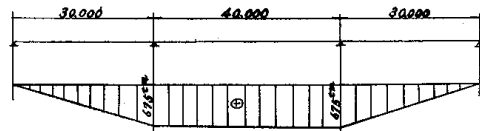


図 8-13 支点沈下による曲げモーメント  $t=\infty$

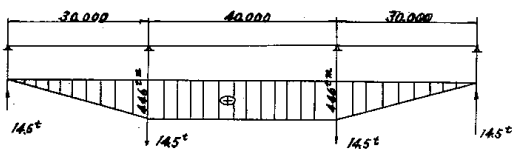
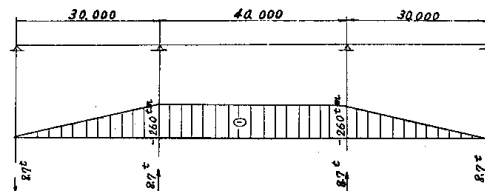
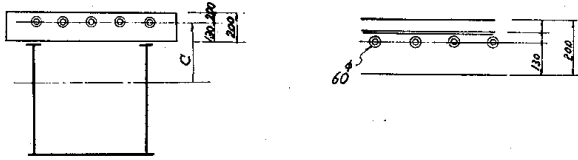


図 8-14 支点上昇による曲げモーメント



(4) B, B, R, V, による曲げモーメント

図8-15 B, B, R, V 鋼線配置図



イ,  $t=0$  のとき

$$N = 650 \text{ t}$$

$$M_0 = 650 \times 0.427 = 278 \text{ tm}$$

B, B, R, V 不静定反力 X を求める

ここで (図8-16 参照)

$M_0 = B, B, R, V$  による曲げモーメント

$M_1 =$  中間支点に  $X=1$  が作用したときの曲げモーメント故に  $\delta_{01} - \delta_{11} X = 0$  より  $X = 5.03 \text{ t}$   
 又 B, B, R, V 不静定反力  $X = 5.03 \text{ t}$  による曲げモーメントを  $M_2$  とすると  $M_0 + M_2$  は図8-17 となる。

図8-16

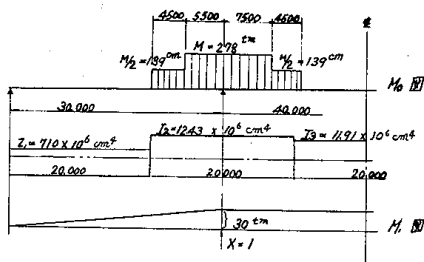
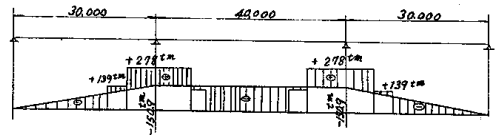


図8-17  $M_0 + M_2$  図



ロ,  $t=\infty$  のとき

$$N = 650 \text{ t}$$

$$M_0 = 650 \text{ t} \times 0.7825 = 508.6 \text{ t-m}$$

B, B, R, V 不静定反力, X を求める (図8-18 参照)

$M_1$ ; 中間支点に  $X=1$  が作用したときの曲げモーメント

故に,  $\delta_{01} = \delta_{11} \cdot 0$  より  $X = 9.43 \text{ t}$

又, B, B, R, V 不静定反力  $X = 9.43 \text{ t}$  による曲げモーメントを  $M_2$  とすると

$M_0 + M_2$  は図8-19 となる。

図8-18

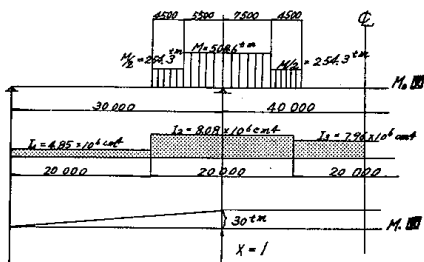
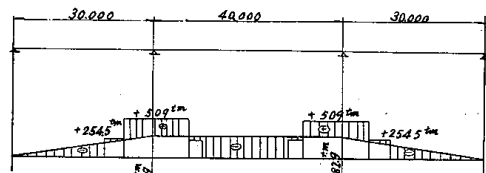


図8-19  $M_0 + M_2$  図



温度差による曲げモーメント

図 8-20 より桁に同一のそりを与えるモーメント及び  $M = \frac{\alpha \cdot t}{\eta} E \cdot J$  を弾性荷重として求めると曲げモーメントは図 8-21 の通りとなる。

図 8-20

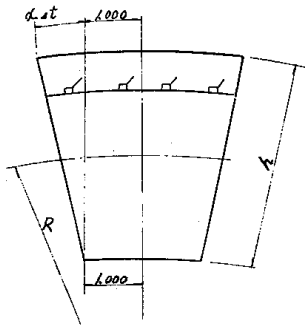


図 8-21 (a)

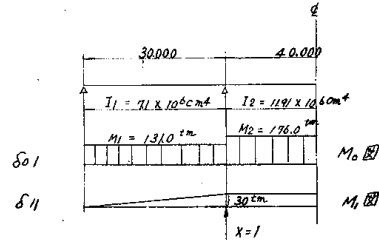
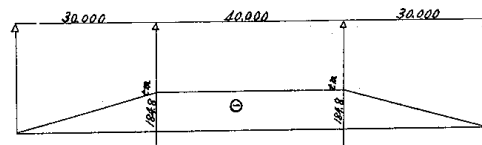


図 8-21 (b) 温度差不静反力による曲げモーメント  $M_2$



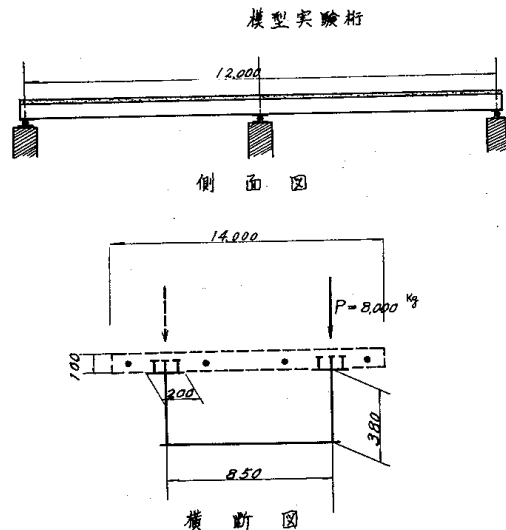
### 模型実験について

連続合成箱桁の特性及び設計々算の適合性を調べるため模型桁を作成し、次の項目について実験を実施又は画申中である。

詳細については別途報告する予定であるので省略する。(図 8-22 参照)

- 1) 偏心荷重による応力ひずみ撓みの測定 (合成前)
- 2) Jack up 及び Jack down による応力ひずみ、撓みの測定 (合成及び合成前)
- 3) B, B, R, V, による応力ひずみ、撓みの測定 (合成)
- 4) クリープ及び収縮による導入応力の測定
- 5) ローゼンハウゼン試験機による疲労試験

図 8-22 模型実験桁



### 応力度の組合せ

応力度の組合せは図 8-2 の各段階にて行なつた。主桁応力度総括を表 8-1 に示す。

鋼桁に対する許容応力度は特に下記の増しを用いた。



- (1) 主荷重のみ (各段階の収縮とクリープを照査するとき)  
 正の曲げモーメントの範囲 15% (圧縮) 5% (引張)  
 負の曲げモーメントの範囲 0% ( " ) 0% ( " )
- (2) 主荷重と温度差応力の組合せ (各段階の収縮とクリープを照査するとき)  
 正の曲げモーメントの範囲 30% (圧縮) 20% (引張)  
 負の曲げモーメントの範囲 15% ( " ) 5% ( " )

表 8-3 主桁応力度総括表

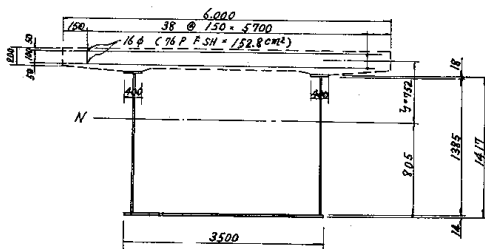
	Pt 5			Pt 10 (Pier)			Pt 15 (Center)		
	$\sigma_c$	$\sigma_{stu}$	$\sigma_{stl}$	$\sigma_c$	$\sigma_{stu}$	$\sigma_{stl}$	$\sigma_c$	$\sigma_{stu}$	$\sigma_{stl}$
1 鋼桁自重		- 422 + 173			+ 618 - 238			- 459 + 179	
2 支点上昇		+ 718 - 292			+ 870 - 335		+ 1,036 - 404		
3 コンクリートスラブ打設		- 844 + 342			+ 1,236 - 476		- 919 + 358		
4 支点降下 t=0	- 22.1	- 62 + 518	- 34.0	- 141	+ 628	- 33.3	- 131	+ 725	
4' " t=∞	- 14.6	- 196 + 364	- 22.4	- 338	+ 444	- 22.4	- 337	+ 512	
5 B. B, R, V t=0	+ 6.1	+ 13 - 108	- 44.8	- 242	- 84	+ 9.3	+ 27	- 151	
5' " t=∞	+ 8.5	+ 115 - 213	- 31.6	- 589	- 153	+ 13.1	+ 196	- 299	
6 合成後死荷重 t=0	- 7.9	- 17 + 138	+ 14.6	+ 46	- 203	- 9.0	- 26	+ 146	
6' " t=∞	- 5.9	- 79 + 147	+ 11.0	+ 165	- 217	- 6.8	- 103	+ 156	
7 活荷重 ⊕ モーメント	- 38.6	- 82 + 680	- 4.2	- 13	- 158	- 38.3	- 113	+ 625	
7' " ⊖ "	+ 12.8	+ 27 - 225	+ 38.8	+ 121	- 589	+ 11.1	+ 33	- 182	
8 乾燥収縮 t=∞	+ 6.9	- 159 - 95	+ 10.7	- 97	- 130	+ 10.1	- 109	- 150	
9 温度差 (10℃)	± 8.1	± 17 ± 152	± 12.4	± 39 ± 172	± 12.2	± 36 ± 199			
1+2+3		- 543 + 223		+ 2,724	1049		- 342	+ 133	
1+2+3+4+5+6	- 28.9	- 609 + 771	- 64.2	+ 2,387	- 708	- 33.0	- 420	+ 855	
1+2+3+4+5+6+7+9	- 62.5	- 691 + 1,451	- 68.4	+ 2,508	- 1,247	- 71.3	- 533	+ 1,478	
1+2+3+4+5+6+7	- 70.6	- 708 + 1,603	- 80.8	+ 2,547	- 1,419	- 83.5	- 569	+ 1,677	
1+2+3+4+5+6+4+8	- 4.7	- 867 + 426	- 32.3	+ 1,865	- 1,105	- 6.0	- 695	+ 352	
1+2+3+4+5+6+4+7+8	- 43.3	- 949 + 1,106	- 36.5	+ 1,986	- 1,644	- 44.3	- 808	+ 977	
1+2+3+4+5+6+4+7+8+9	- 51.8	- 966 + 1,258	- 48.9	+ 2,025	- 1,816	- 56.5	- 844	+ 1,176	

7 安全度の照査 (降伏に対して)

(1) DIN 1078によつて行なつた。

プレストレス材によるプレストレス架設方法によるプレストレス死荷重の1.6倍と乾燥収縮クリープ及び

図 8-23 コンクリートを無視し鉄筋を考慮した時



湿度差による応力の最も不利な組合せに対して鋼桁と鉄筋の応力は降伏点をコンクリートの応力は  $\sigma_{28}$  の  $3/5$  を超えてはならない。コンクリートの引張域ではコンクリートは既にひびわれたものとして鋼桁と鉄筋で全荷重をうけるものとする。(図 8-23, 表 8-4 参照)

$$Pt 10 Jvk = 5,344,900 cm^4$$

$$Pt 15 Jvk = 5,668,200 cm^4$$

(2) 腹板の座屈の検討

DIN 4114によつて検討した Dt 10 について (図 8-24 参照)

表 8-4 応力表

荷重	位置 応力度	Pt 10 (負)			Pt 10 (正)			Pt 15 (負)			Pt 15 (正)		
		$\sigma_{sto}$	$\sigma_{stu}$	$\sigma_s$	$\sigma_{sto}$	$\sigma_{stu}$	$\sigma_s$	$\sigma_{sto}$	$\sigma_{stu}$	$\sigma_s$	$\sigma_{sto}$	$\sigma_{stu}$	$\sigma_s$
①+②+⑦+⑧+⑨=⑩		+3941	-1598	+121	+3941	-1598	+121	-1676	+1246	-676	-1676	+1246	-676
⑩+⑪=60		+3143	-1802	-758	+3143	-1802	-758	-1369	+776	-271	-1369	+776	-271
⑩+⑤ 主荷重		+4203	-3194	+632	+3028	-1651	-909	-2352	+2277	-1562	-1080	+340	+104
⑩+⑤+⑥ 主荷重, 従荷重		-4415	-3472	+910	+3240	-1929	-1187	-2547	+2575	-1819	-1275	+638	+361
$\sigma_{201}$ 主荷重 or 主 従荷重 $t=\infty$		+4600	-4600	+2300	+4600	-4600	+2300	-3200	+3200	-2300	-3200	+3200	-2300
材	質	HT60	HT60	SS41	HT60	HT60	SS-41	SM50A	SM50A	SS41	SM50A	SM50A	SS-41

① 前荷重 ② 支点上昇 ③ 支点下降 ( $t=0$ ) ④ 後死荷重 ( $t=0$ ) ⑤ 活荷重+雪荷重  
 ⑥ 温度差 ( $\pm 10^\circ\text{C}$ ) ⑦ 乾燥収縮 ⑧ 支点沈降 ( $t=\infty$ ) ⑨ 後死荷重 ( $t=\infty$ ) ⑩ BBRV ( $t=0$ )  
 ⑪ BBRV ( $t=\infty$ )

図 8-24

① 範囲

圧縮応力に対する範囲

$$\alpha = \frac{a}{b_1} = \frac{700}{300} = 2.34 > 1$$

$$\psi = \frac{895}{1664} = 0.536$$

$$k_1 = \frac{8.4}{\psi + 1.1} = 5.15$$

$$\sigma_{1ki} = k_1 \sigma_e = 5.15 \left(1378 \times \frac{1}{30}\right)^2 = 10,890 \text{ Kg/cm}^2$$

剪断力に対して①範囲

$$k_2 = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} = 5.34 + \frac{4}{2.34^2} = 6.07$$

$$T_{ki} = k_2 \sigma_e = 6.07 \left(1378 \times \frac{1}{30}\right)^2 = 12,800 \text{ Kg/cm}^2$$

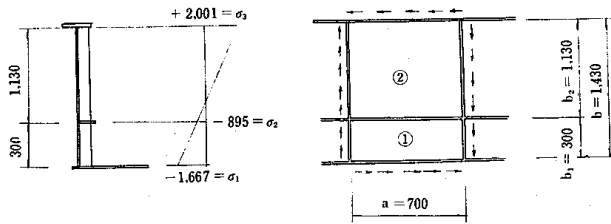
直応力と剪断力が同時に作用した時の座屈力  $\sigma_{vki}$

$$\sigma_{vki} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{1ki}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{1ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{ki}}\right)^2}}$$

$$= \frac{\sqrt{1667^2 + 3 \times 1022^2}}{\frac{1+0.536}{4} \times \frac{1667}{10,890} + \sqrt{\left(\frac{3-0.536}{4} \times \frac{1667}{10,890}\right)^2 + \left(\frac{1022}{12,800}\right)^2}}$$

$$= 5420 \text{ Kg/cm}^2 \text{ 故に } \sigma_{vki} = 4600 \times 0.8 = 3680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_B = \frac{\sigma_{vki}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} = \frac{3680}{\sqrt{1667^2 + 1022^2}} = 1.51 > 1.4$$



## 8 施工

### (1) 鋼桁架設

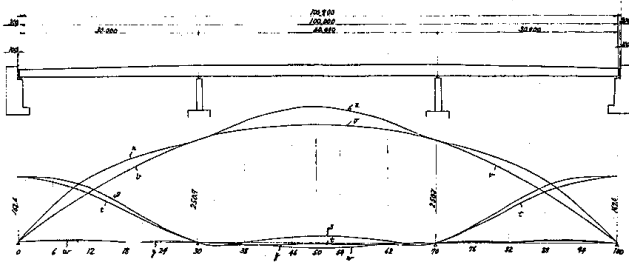
架設はケーブルクレーンで吊出し支保工上に架設した。なお、支保工に旧コンクリート橋脚を利用した。更に支保工上でキャンパー調整を行ない、正確にS線（製作キャンパー）の状態とし本締めした。

この状態で支保工を撤去しキャンパーはt線となる。

### (2) 鋼桁上昇

図8-25に示す如く端支点を162.6‰高くして架設し、これを162.6‰ 降下させた。次に中間支点を250.7‰上昇させ相対的に中間支点で413.3‰ 上昇させた。従つてキャンパー線はh線となる。

図8-25 キャンパー図



5...製作キャンパー  
 6...製作完成後  
 7...製作完成後  
 8...製作完成後  
 9...製作完成後  
 10...製作完成後

### ジャッキ装置

油圧式150t 8台を使用し全て一連動作可能で且均等な圧力を与へ得るよう連動式とした。荷重は上昇時約300t、下降時約1,000tとなる。系統図及び配置図は図8-26、図8-27に示す。

### (3) コンクリート打設及び合成桁沈降

コンクリートは $\sigma_{28} = 360 \text{ Kg/cm}^2$   
 $C = 380 \text{ Kg/cm}^2$  W/C = 38%のものを7ブロックに分けて打設した。

これによりキャンパー線はV線となる。

図8-26 ジャッキ系統図

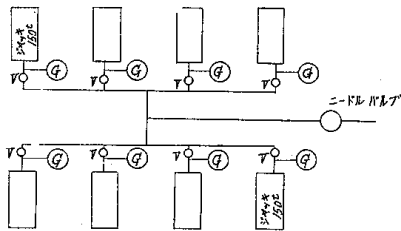
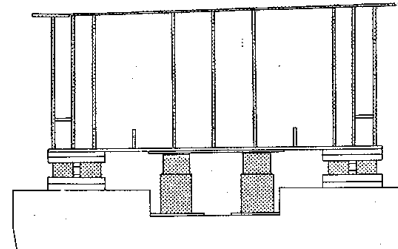


図8-27 ジャッキ配置図



猶、鋼桁及び床版にはストレインゲージ及びカールソングージを設置し支点上昇～B,B,R,V, によるPS導入迄及び完成後の時間的経過迄の応力変化を調べた。

測定は土木試験所で行なつたが、詳細については別に発表があるので省略する。

ジャッキダウンはコンクリート強度 $\sigma_{28}$ の80%以上となつたとき行なつた。(材令13日) 作業はジャッキアップと同様に均一な沈降を保つよう10‰づつ確認しながら下げた。ゲージ測定は50‰下げる毎に行なつた。測定結果は表8-5の通りである。

### (4) B,B,R,VによるP,C 鋼線の緊張

B,B,R,Vによるタテ締により施工直後の合成桁の撓みはX線(t=0)となる。

各工程毎の撓み測定値は表8-5の通りである。

表 8-5 キヤノンパ一成績表

		単位 mm																
		0	6	12	18	24	30	38	46	50	54	62	70	76	82	88	94	100
鋼桁架設 S	G-1	163	162	141	97	41	2	15	19	13	-2	0	37	80	138	162	162	
	G-2	164	154	134	93	38	0	15	23	13	-2	0	34	93	136	162	163	
	G-3	164	154	134	90	37	0	9	16	14	-1	2	39	92	138	157	162	
	G-4	163	160	135	93	40	2	1	16	16	10	1	4	40	88	133	155	162
	平均値	1635	1575	1360	933	380	10	0	120	185	125	-1	15	37.5	90.5	136.3	159.0	162.3
計算値	1626	1611	1379	911	413	0	11	141	156	144	1.1	0	41.3	91.1	137.9	161.6	162.6	
差	+0.9	-36	-19	+22	-23	+10	-1.1	-21	+29	-19	-21	+1.5	-3.8	-0.6	-1.6	-2.6	-0.3	
支保工撤去 t	G-1	157	157	134	87	35	-	6	-11	-	-11	-	30	83	124	153	153	
	G-2	153	153	126	84	34	-	7	-4	-6	-12	-	29	86	128	150	150	
	G-3	153	153	125	78	34	-	5	-5	-7	-15	-	36	88	131	154	154	
	G-4	153	153	121	84	31	-	8	-8	-12	-18	-	34	85	125	152	152	
	平均値	1540	1540	1265	83.3	33.5	-	6.5	-8.3	-7.8	-12.8	-	32.3	86.5	127	152.3	152.3	
計算値	150.1	150.1	122.1	79.2	36.7	-	7.6	-4.2	-4.2	-7.6	-	36.7	79.2	122.1	150.1	150.1		
差	+3.9	+4.1	+4.4	+4.1	-3.2	-	4.7	-23	-4.3	-3.6	-5.2	-	-4.4	+6.3	+4.9	+2.2	-	
鋼桁上昇 U	G-1	5	99	169	208	238	255	298	329	331	334	293	251	199	160	95	1	
	G-2	3	90	160	203	232	255	305	331	337	327	295	251	225	205	164	5	
	G-3	3	92	160	197	233	251	291	321	323	323	297	260	233	210	167	2	
	G-4	5	95	154	201	231	249	291	324	327	316	298	258	231	207	160	93	2
	平均値	40	94.0	160.8	202.3	233.5	252.5	296.3	326.3	329.5	329.5	325.0	295.8	228.5	205.3	162.8	96.0	2.5
計算値	0	89.9	157.5	198.9	228.6	250.7	299.2	331.7	335.5	331.7	299.4	250.7	228.6	198.9	157.5	89.9	0	
差	40	+4.1	+3.3	+3.4	+4.9	18	-3.1	-5.4	-6.0	-6.7	-3.6	+4.3	-0.1	+6.4	+5.3	+6.1	+2.5	
床版コンク リート打設 V	G-1	60	60	129	182	221	221	279	289	286	290	281	214	175	122	66	66	
	G-2	66	66	127	187	214	214	281	284	290	289	276	215	179	129	74	74	
	G-3	65	65	133	180	222	222	276	292	283	284	276	222	176	132	65	65	
	G-4	58	58	114	169	210	210	270	277	289	286	274	222	178	125	61	61	
	平均値	62.3	62.3	125.8	179.5	216.8	216.8	276.5	285.5	287.0	287.3	276.8	218.3	177.0	127.0	66.5	66.5	
計算値	63.2	63.2	121.0	171.6	217.9	217.9	279.3	289.0	290.2	289.0	279.3	217.9	171.6	121.0	63.2	63.2		
差	-0.9	-0.9	+4.8	+7.9	-1.1	-	-2.8	-3.5	-3.2	-1.7	-2.5	-	+0.4	+5.4	+6.0	+3.3	-	
鋼桁降下 W (t=0)	G-1	7	7	4	7	5	2	9	16	18	12	5	2	2	5	5	5	
	G-2	4	4	7	4	1	2	6	13	16	14	9	0	2	4	4	10	
	G-3	3	3	10	10	7	5	9	14	21	19	9	5	3	4	5	3	
	G-4	9	9	5	2	6	3	16	17	26	17	18	3	3	2	7	1	
	平均値	0.3	0.3	2.0	4.8	1.3	2.0	10.0	15.0	20.8	15.5	10.3	2.5	1.0	4.5	5.3	4.3	
計算値	1.8	1.8	2.0	14	3.4	0	5.6	13.1	14.1	13.1	5.6	0	3.4	14	2.0	1.8		
差	-1.5	-1.5	0	+3.4	-2.1	+2.0	-4.4	-1.9	-6.2	-2.4	-4.7	+2.5	-4.4	+3.1	+3.3	+2.5		
鋼線緊張 X (t=0)	G-1	5	5	1	5	6	6	4	10	12	9	2	1	8	8	6	6	
	G-2	2	2	10	2	1	1	16	15	15	10	6	0	8	6	9	9	
	G-3	0	0	12	9	4	4	24	13	15	13	6	6	5	7	5	5	
	G-4	10	10	2	6	6	6	0	11	17	10	5	4	3	10	1	1	
	平均値	0.8	0.8	4.8	5.5	0.8	0.8	9.0	12.3	14.8	10.5	4.8	2.3	6.0	7.8	5.3		
計算値	3.6	3.6	4.6	3.2	3.5	3.1	3.1	7.1	7.6	7.1	3.1	3.5	3.2	4.6	3.6			
差	-2.8	-2.8	0.2	2.3	-2.7	-2.7	-5.9	-5.2	-7.2	-3.4	-1.7	-1.7	-1.2	2.8	3.2	4.6		

## 9 支 承

本橋には構造の単純化と工費の低減を狙って、高強度ローラー1本式の支承を可動端に採用した。

通常採用されているSC-46, SF-50程度のもものでは支圧強度が低いために、ローラーの直径が大となつたり、多数のローラーを用いねばならない現状であつた。

Bleichによると、支圧強度は材料の強度に比例するので、使用材料の硬度を高めることにより、支承沓を小形、軽量にすることが出来る。

$$\text{ヘルツの式によると、接触面に生ずる最大応力度は } P_0 = 0.418 \sqrt{\frac{R E}{r, l}} \dots\dots\dots(1)$$

ドウマスの実験によると、硬度と極限応力の関係は表8-6のようである。

表 8 - 6

	1	2	3	4	5
鋼 材	油ヤキ入れ	圧 延 材	鋳 鋼	"	"
ブルホル硬度	600	336	190	160	140
極 限 応 力	300	160	83	83	68

極限応力とは一種の弾性限界であり、単位はKg/mm<sup>2</sup>である。大体極限応力はブリネル硬度の半分であることがわかる。

従つてヘルツの公式によると許容応力度は安全率を1.5とすると

$$P_a = \frac{1}{3} H_b$$

注目すべきことは、荷重がn倍に増加しても安全率は1.5/Nnに低下するに過ぎないことである。

なお高強度の鋼材は錆びによる硬度の低下が多いので防蝕については十分検討する必要がある。高強度ローラーの材料の具備すべき要素は

- (1) 表面焼き入れ性能が良好で、かつ高硬度が得られること
- (2) 内部が適当な靱性を有すること
- (3) 材料が低廉であること

これに適合する材料としてはニッケルクロム鋼が良いのであるが、高価であるので低Mn鋼を用いた。

(表8-7, 8, 9参照)

表8-7 化 学 成 分

成 分	C	Si	Mn	P	S
百 分 率	0.53	0.54	1.21	0.031	0.021

表8-8 熱 処 理

処 理	焼 鈍	焼 準	焼 戻 し	焼 き 入 れ	硬 度	硬 化 層
摘 要	900℃	920℃	275℃	高周波	600~650	3, 6, 9
備 考	炉 冷	空 冷	空 冷	水 冷	HB	mm

表8-9 機 械 的 性 質

降 伏 点	抗 張 力	伸 び	絞 り	シャルピー	硬 度
50.6 Kg/cm <sup>2</sup>	79.6 Kg/cm <sup>2</sup>	20.0 Kg/cm <sup>2</sup>	31.5%	3.38 Kg/cm <sup>2</sup>	209

硬度を (HB) を約 600° にとり得ると許容支圧応力として  $20 \text{ t/cm}^2$  をとれる訳である。種々の実験結果からも HB = 600 程度でヘルツの極限応力は約  $30 \text{ t/cm}^2$  であるので安全率を 2 とすれば許容応力度は約  $21 \text{ t/cm}^2$  となつている。

現行の仕様書の規定

$$P_a = 90 \text{ tKg/cm}^2 \text{ (単位長さ当り) に比較して}$$

$$P_a = 1250 \text{ tKg/cm}^2 \text{ ( " ) となり}$$

約 14 倍の強度を有することになる。

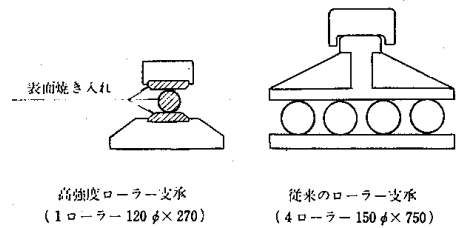
今通常の支承と比較すると図 8-28 の如くなる。

$$P_a = \frac{20.0^2 \gamma}{0.418^2 \times 2.100}$$

錆が発生すると結果的に硬度が極端に落ちるので、防錆については十分留意しなければならない。

防錆方法としては硬質クロームメッキが最も秀れていると考えられる。

図 8-28



## 9 高強度異形鉄筋の疲労に関する実験的研究

北海道大学	横 道 英 雄
"	藤 田 嘉 夫
土木試験所	角 田 和 夫
"	西 堀 忠 信
"	土 門 正 明

### ま え が き

近年、わが国における高強度の異形棒鋼の開発が著しく、多種の品質、形状のものが市販され、使用されるようになってきた。鉄筋コンクリートゲタに高強度の鉄筋を使用する場合、付着応力、ひびわれなどの関係で異形棒鋼を用いるのが有利になると考えられるが、一方、橋梁などの構造物で、大きな活荷重が作用する場合は、これによつて生ずる繰返し応力に対して、棒鋼表面のフツ付け根に応力集中が起きるなど疲労特性上不利になる点も考えられる。

本報告は高強度の異形棒鋼を用いた鉄筋コンクリートゲタの曲げ疲労実験を行ない、鉄筋の種類の疲労強度におよぼす影響を調べたものである。またこれらの棒鋼のガス圧接による影響をもあわせて調べたものである。