



Title	3径間連続曲線格子桁橋天狗橋の設計架設と現場実験について
Author(s)	稼農, 知徳; Kanō, Tomonori
Citation	北海道大學工學部研究報告, 57, 1-16
Issue Date	1970-10-31
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/41006
Type	departmental bulletin paper
File Information	57_1-16.pdf



3 径間連続曲線格子桁橋天狗橋の 設計架設と現場実験について

稼 農 知 徳

(昭和 45 年 5 月 2 日受理)

On the Design, Construction and Full Scale Experiments of "The Tengu Bashi"

Tomonori KANÔ*

Abstract

A curved girder bridge, "The Tengu Bashi" which was designed and constructed by the Hokkaido Development Bureau is a three-span continuous curved grillage girder bridge.

The bending torsion theory of curved girder bridge was applied in the design of the Tengu Bashi and it was shown that this theory merely gives approximate solutions.

As to whether the bending torsion theory is applicable to this design is still problematic. The bending torsion theory was compared against the curved grillage girder theory which was accurately analysed in an attempt to settle this problem and at the same time a full scale experiment was conducted to obtain confirmation.

要旨 本文は 3 径間連続曲線格子桁橋天狗橋の計画・建設に際して、この種曲線橋の種々な問題点を考慮してより正確な構造解析を行ない、簡易計算法と厳密計算法とを比較した。更に曲線橋天狗橋の現場実験を行ない、曲げねじれを考慮した曲線格子桁理論の妥当性を考察したものである。

1. 3 径間連続曲線格子桁橋天狗橋の設計

1.1 ま え が き

北海道開発局函館建設部において計画、建設した一般国道 277 号線大野地内に曲率半径 250 [m] の曲線橋天狗橋が昭和 44 年 11 月 6 日架設完了した。この曲線橋は幅員 7.5 [m]、支間 25.55 [m]+30.00 [m]+25.55 [m] の 3 径間連続曲線格子桁橋である。当初、この曲線橋の設計計算は函館開発建設部、北海道開発コンサルタント(株)において進められていたが、従来より設計に用いられていた小松氏¹⁾の近似計算法を用いて断面算定を行なっていた。

しかしながら、この種 I 形主桁並列曲線格子桁橋においては、横桁に関する問題、荷重分配の問題および曲げねじれの影響など種々の問題がある。従ってより正確な構造解析を行なって検討しなければならぬとの結論となり、より厳密な曲げねじれを考慮した曲線格子桁理論により解析し、検討することになった。以下その概要について述べ、曲線橋設計のための指針を与える。

土木工学科 橋梁学講座

* Department of Civil Engineering

1. 2 設計概要

(1) 設計条件

- 型 式 : 3 径間連続曲線格子桁橋
- 支 間 : 25.55 [m] + 30.00 [m] + 25.55 [m] (路線中心)
- 幅 員 : 7.50 [m]
- 曲 率 半 径 : $R = 250.00$ [m] (路線中心)
- 荷 重 : $T \cdot L - 20$, 雪 100 [kg/m²]
- 舗 装 : アスファルト舗装 65 [mm] 厚
- 横 断 勾 配 : 3% 直線片勾配
- 縦 断 勾 配 : 0.45833% 片勾配
- 許容応力度 : 鋼板 (SS 41) $\sigma_{ca} = 1300$ [kg/cm²], $\sigma_{ta} = 1400$ [kg/cm²]
 (SM 50) $\sigma_{ca} = 1800$ [kg/cm²], $\sigma_{ta} = 1900$ [kg/cm²]
 鉄筋 (SD 30) $\sigma_{sa} = 1600$ [kg/cm²]

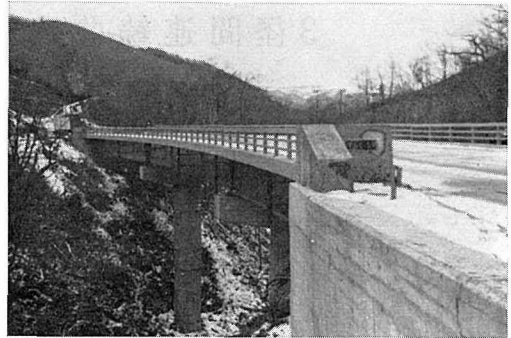


写真-1. 1

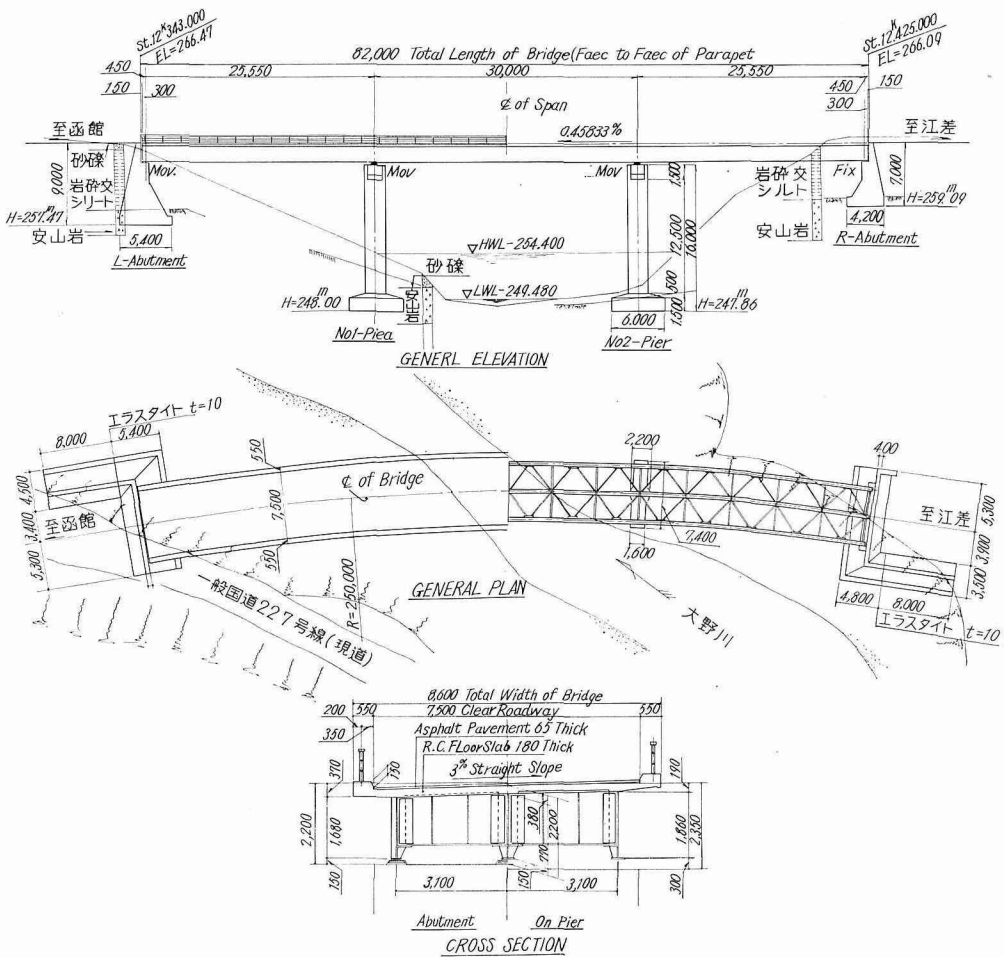


図-1.1 一般図

コンクリート $\sigma_{ca} = 280$ [kg/cm²]

一般図は図-1.1 に示すとおりである。

1. 3 設計計算理論

(1) 曲線並列桁橋の実用計算式¹⁾ (換算曲線桁理論)

当初、設計計算に用いた換算曲線桁理論による近似計算法の概要を示すと次のとおりである。これは、曲線並列桁橋全体の合断面の断面常数を求め、一本の曲線桁として断面力を計算する。その後これらを各曲線主桁へ分配して、各主桁の断面算定を行なう方法である。

i) 合断面の図心、せん断中心および断面定数

一般に、曲線並列桁橋合断面の図心位置 $O_n(\bar{y}_0, \bar{z}_0)$ は式(1.1)により求められる。

$$\bar{y}_0 = \frac{\sum_j \frac{F_{sj}}{R_j} \cdot y_j}{\sum_j \frac{F_{sj}}{R_j}}, \quad \bar{z}_0 = \frac{\sum_j \frac{F_{sj}}{R_j} \cdot z_j}{\sum_j \frac{F_{sj}}{R_j}} \tag{1.1}$$

ここで

R_j : 第 j 主桁の図心 $O_j(y_j, z_j)$ 軸のなす円弧の曲率半径

F_{sj} : 第 j 主桁の鋼換算断面積

\sum_j : すべての主桁 j について総和することを意味する。

並列桁橋合断面の断面 2 次モーメントは、式(1.2)となる。

$$\left. \begin{aligned} J_y &= \sum_j \frac{R}{R_j} (F_{sj} \cdot z_{0j}^2 + J_{yj}) \\ J_z &= \sum_j \frac{R}{R_j} (F_{sj} \cdot y_{0j}^2 + J_{zj}) \\ J_{yz} &= \sum_j \frac{R}{R_j} (F_{sj} \cdot y_{0j} \cdot z_{0j} + J_{yzj}) \end{aligned} \right\} \tag{1.2}$$

ここで

y_{0j}, z_{0j} : 第 j 主桁の図心 O_j の (y, z) 座標

R : 合断面図心 O_n の曲率半径

次に合断面のせん断中心は式(1.3)となる。

$$z_s = \frac{\sum_j \frac{J_{zj} \cdot z_j}{\kappa_j \cdot R_j^3}}{\sum_j \frac{J_{zj}}{\kappa_j \cdot R_j^3}}, \quad \kappa_j = 1 + \frac{J_{zj}}{F_{sj} \cdot R_j^2}, \quad R_s = \frac{\sum_j \frac{J_{yj}}{R_j}}{\sum_j \frac{J_{yj}}{R_{sj} \cdot R_j}} \tag{1.3}$$

並列桁橋合断面のねじれ剛性 $G_s J_T$ と曲げねじれ剛性 $E_s J_w$ は式(1.4)より求められる。

$$J_T = \sum_j \frac{R_s \cdot R}{R_{sj} \cdot R_j} \left(J_{Tj} + \frac{E_s}{G_s} \frac{J_{yj} \cdot Y_j}{R_{sj}} \right), \quad J_w = \sum_j \frac{R_s \cdot R^3}{R_{sj} \cdot R_j^3} \left(J_{wj} + \frac{J_{yj} \cdot Y_j^2 \cdot R_j^2}{R_{sj} \cdot R_s} \right) \tag{1.4}$$

ここで

Y_j, Z_j : 第 j 主桁のせん断中心 S_j の (Y, Z) 座標

ii) 各主桁に分配される断面力

曲線並列桁橋合断面を一本の曲線桁として曲げねじれ理論により断面力を求める。これらの

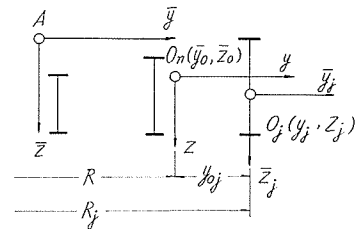


図-1.2

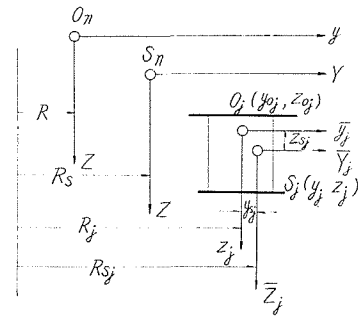


図-1.3

合断面断面力を各主桁に分配するには次の式より計算される。

曲げモーメント M_{gj}

$$M_{gj} = \frac{R}{R_j} \frac{J_{gj}}{J_j} \cdot M_y - \left(\frac{R_s}{R_j} \right)^2 (z_j - z_s) \frac{J_{gj}}{J_o} \cdot M_o \quad (1.5)$$

ここで $J'_y = J_y - \frac{J_{yz}^2}{J_z}$

St. Venant ねじれモーメント T_{sj}

$$T_{sj} = \frac{R_s}{R_j} \frac{J_{Tj}}{J_T} \cdot T_s \quad (1.6)$$

2次ねじれモーメント T_{oj}

$$T_{oj} = \left(\frac{R_s}{R_j} \right)^3 \frac{J_{oj}}{J_o} \cdot T_o \quad (1.7)$$

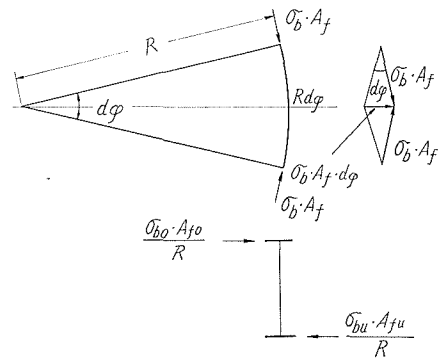
曲げねじれモーメント M_{oj}

$$M_{oj} = \left(\frac{R_s}{R_j} \right)^2 \frac{J_{oj}}{J_o} \cdot M_o \quad (1.8)$$

iii) 曲線並列桁橋の2次応力

文献1)によると、曲線並列I桁橋に鉛直荷重が作用した場合、個々の主桁には分配された曲げモーメントによる垂直応力が生じている。このときフランジ断面には、 σ_b 、 A_f なる引張力あるいは圧縮力が働いている。この軸力は常に円周方向に作用するので曲率半径方向に合力を生じて、フランジ面内の曲げが作用する。フランジ断面がI形主桁の場合には水平方向の曲げ剛性が小さいので、この2次応力は無視出来ないとしている。

この2次応力の簡易計算式を次のように示している。



図—1.4

$$\sigma_2 = \pm \alpha \cdot \frac{\sigma_b \cdot A_f}{R \cdot W_f} \cdot \lambda^2 \quad (1.9)$$

ここで

A_f : フランジ断面積

W_f : フランジの水平方向曲げに対する断面係数

λ : 格間長 (対傾構間隔)

α : 0.106 中間格間 (又は端格間) の格点断面に対して

0.073 中間格間の格間断面に対して

0.094 端格間の格間断面に対して

(2) 曲げねじれを考慮した曲線格子桁理論

曲線並列桁橋実用計算式 (換算曲線桁理論) によって設計計算した断面に対してより正確な構造解析法として用いた曲線格子桁理論は工学部研究報告第57号「連続曲線格子桁橋の理論解析と実験的研究」に詳しく述べてあるので本報告では割愛する。

1.4 曲線格子桁理論 (厳密解) と換算曲線桁理論 (近似解) との比較

厳密計算と近似計算との比較をするために3径間連続曲線格子桁橋において、最大直応力度の生ずる3つの格点に着目してその断面力および変形量を計算した。その結果を示すと次のようになる。

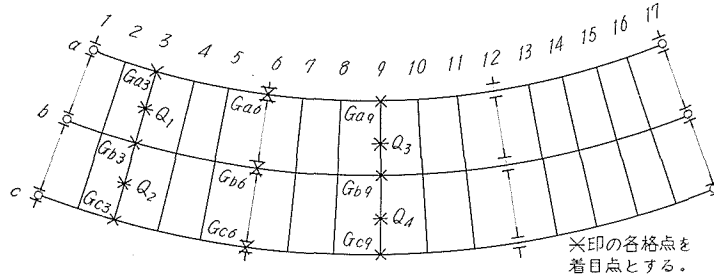


図-1.5

(1) 各主桁に対する比較表

各曲線主桁に対する比較表は表-1.1~表-1.3のとおりである。

(2) 横桁に対する比較表

横桁に対する比較表は表-1.4に示すとおりである。

1.5 曲線格子桁理論による検討と考察

曲線格子桁理論による構造解析の結果は第1.4節の表-1.1~表1.4に示した。この2つの理論解析の結果より設計法としてはいかにすべきか。これらの表より順次検討を加えると次のとおりである。

表-1.1 側径間格点3における主桁

側径間格点3		主桁 a		主桁 b		主桁 c		
		近似計算	厳密計算	近似計算	厳密計算	近似計算	厳密計算	
断面の諸係数	断面寸法	420×22 I 1680×9 420×22 (SS 41)		420×25 I 1770×9 420×25 (SS 41)		420×28 I 1860×9 420×28 (SS 41)		
	J_y (cm ⁴)	1.694×10 ⁶		2.106×10 ⁶		2.579×10 ⁶		
	J_T (cm ⁴)	3.390×10 ²		4.805×10 ²		6.565×10 ²		
	J_w (cm ⁶)	1.967×10 ⁸		2.487×10 ⁸		3.081×10 ⁸		
曲げモーメントを最大とする荷重状態における曲げモーメントと曲げねじりモーメントおよびその応力	M (t-m)	231.00	266.45	259.00	266.25	297.00	326.31	
	M_w (t-m ²)	0.0301	2.26	0.0360	2.17	0.0450	2.57	
	σ_b (kg/cm ²)	1175	1356	1120	1150	1103	1212	
	σ_w (kg/cm ²)	3	208	3	167	3	168	
	σ_2 (kg/cm ²)	115 184		111 177		110 177		
	$\Sigma \sigma$	σ_c (kg/cm ²)	1293	1564	1234	1317	1216	1380
		σ_t (kg/cm ²)	1362	1564	1300	1317	1283	1380
		σ_a	1213	1213	1211	1211	1209	1209
	σ_{ca} (kg/cm ²)	1400	1400	1400	1400	1400	1400	
	σ_{ta} (kg/cm ²)	1400	1400	1400	1400	1400	1400	
死荷重による変位	u_x (mm)	17	16.51	17	16.03	17	15.83	
	θ_z (rad)		0.14×10 ⁻³		0.10×10 ⁻³		0.01×10 ⁻³	

表—1.2 中間支点格点6における主桁

中間支点格点6		主 桁 <i>a</i>		主 桁 <i>b</i>		主 桁 <i>c</i>		
		近似計算	厳密計算	近似計算	厳密計算	近似計算	厳密計算	
断面の諸係数	断面寸法	420×25 I 1680×9 420×25 (SM 50)		420×25 I 1770×9 420×25 (SM 50)		420×28 I 1860×9 420×28 (SM 50)		
	J_y (cm ⁴)	1.882×10 ⁶		2.106×10 ⁶		2.579×10 ⁶		
	J_T (cm ⁴)	4.783×10 ²		4.805×10 ²		6.565×10 ²		
	J_w (cm ⁶)	2.243×10 ⁸		2.487×10 ⁸		3.081×10 ⁸		
曲げモーメント を最大とする荷 重状態における 曲げモーメント と曲げねじり モーメントおよ びその応力	M (t-m)	-283.00	-320.26	-317.00	-311.46	-363.00	-362.54	
	M_w (t-m ²)	-0.0229	-2.32	-0.0274	-2.20	-0.0342	-2.38	
	σ_b (kg/cm ²)	1300	1472	1370	1346	1349	1347	
	σ_w (kg/cm ²)	2	188	2	169	2	155	
	σ_2 (kg/cm ²)	113 180		120 192		120 191		
	$\Sigma\sigma$	σ_c (kg/cm ²)	1482	1660	1564	1515	1542	1502
		σ_t (kg/cm ²)	1415	1660	1492	1515	1471	1502
	σ_a	σ_{ca} (kg/cm ²)	1641	1641	1637	1637	1633	1633
σ_{ta} (kg/cm ²)		1900	1900	1900	1900	1900	1900	
死荷重による変位	u_x	0	0	0	0	0	0	
	ϑ_z	0	0	0	0	0	0	

表—1.3 中央径間格点9における主桁

中央径間格点9		主 桁 <i>a</i>		主 桁 <i>b</i>		主 桁 <i>c</i>		
		近似計算	厳密計算	近似計算	厳密計算	近似計算	厳密計算	
断面の諸係数	断面寸法	420×22 I 1680×9 420×22 (SS 41)		420×25 I 1770×9 420×25 (SS 41)		420×28 I 1860×9 420×28 (SS 41)		
	J_y (cm ⁴)	1.694×10 ⁶		2.106×10 ⁶		2.579×10 ⁶		
	J_T (cm ⁴)	3.390×10 ²		4.805×10 ²		6.565×10 ²		
	J_w (cm ⁶)	1.967×10 ⁸		2.487×10 ⁸		3.081×10 ⁸		
曲げモーメント を最大とする荷 重状態における 曲げモーメント と曲げねじり モーメントおよ びその応力	M (t-m)	221.00	240.90	248.00	233.90	284.00	283.03	
	M_w (t-m ²)	0.0822	2.03	0.0985	1.52	0.1228	2.11	
	σ_b (kg/cm ²)	1125	1226	1072	1011	1055	1051	
	σ_w (kg/cm ²)	8	187	8	117	8	138	
	σ_2 (kg/cm ²)	110 175		106 170		105 196		
	$\Sigma\sigma$	σ_c (kg/cm ²)	1243	1413	1186	1128	1168	1189
		σ_t (kg/cm ²)	1308	1413	1250	1128	1232	1189
	σ_a	σ_{ca} (kg/cm ²)	1213	1213	1211	1211	1209	1209
σ_{ta} (kg/cm ²)		1400	1400	1400	1400	1400	1400	
死荷重による変位	u_x (mm)	13	14.07	13	12.76	13	11.64	
	ϑ_x (rad)		0.43×10 ⁻³		0.42×10 ⁻³		0.27×10 ⁻³	

表-1.4 横桁に対する比較表

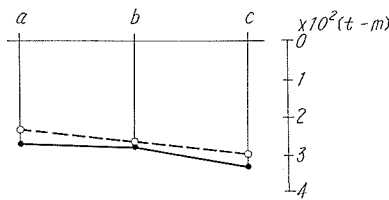
横 桁		Q_1		Q_2		Q_3		Q_4	
		近似計算	厳密計算	近似計算	厳密計算	近似計算	厳密計算	近似計算	厳密計算
断面の諸係数	断面寸法	280×12		280×12		280×12		280×12	
		1450×9		1450×9		1450×9		1450×9	
	280×12 (SS 41)		280×12 (SS 41)		280×12 (SS 41)		280×12 (SS 41)		
	J_Q (cm ⁴)	5.88×10 ⁵		5.88×10 ⁵		5.88×10 ⁵		5.88×10 ⁵	
横桁の曲げモーメントを最大とする	M (t-m)	7.40	4.94	7.40	2.21	7.40	6.41	7.40	3.66
荷重状態の応力	σ_b (kg/cm ²)	93	62	93	28	93	80	93	46
	σ_n (kg/cm ²)	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300

(1) 曲げモーメントに対する検討

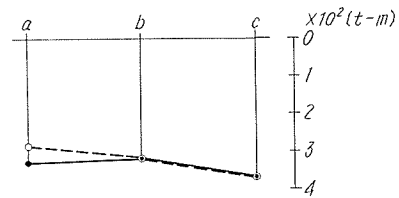
死荷重・活荷重等による全曲げモーメントを明確に比較するために曲率半径方向横断面分布を示すと図-1.6の通りである。

これによると、主桁 a (内桁) の曲げモーメントがすべての格点において近似計算による値の方が小さく、更に側径間格点3においては各主桁とも厳密計算より下まわっている。しかしその他の格点における主桁 c (外桁) に関しては全く一致している。このことに関連して、近似計算法の適用に関しては格子剛度 z の大きい場合、即ち横断面内の変形を無視出来る場合にのみ適用出来るものであるから、断面力および変形量の横方向分布は直線状になる。即ち、本曲線橋の図-1.6においても近似計算による値は直線状となっている。これに対して厳密計算法による値は折線となっているから、近似計算法との差はこれらの結果から生じているものと思われる。当然のことながら横断面内の変形を無視出来ない場合には厳密計算法により設計すべきである。

側径間格点3断面



中間支点上格点6断面



中央径間格点9断面

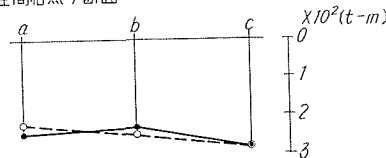


図-1.6 最大曲げモーメントの横断面分布

(2) 曲げねじれモーメントに対する検討

曲げねじれモーメントに関しては、近似計算法と厳密計算法との値は各主桁に対して大きな差となっている。近似計算法における合断面曲げねじれ定数が各主桁の曲げねじれ定数に比べてはるかに大きくなり、その結果各主桁への曲げねじれモーメントの分配が非常に小さい値となっている。

一般にねじれに関する各主桁への分配率は非常に小さくなっている傾向にあるので近似計算法で設計する場合には十分な注意が必要であろう。

(3) 垂直変位に対する検討

垂直変位についてはキャンバーの関係上、死荷重によるたわみのみ載せておいたが、2つの計算法による差は殆んどみられていない。これは曲げによるたわみが支配的であったので、ねじれモーメントによるたわみの影響があらわれていないと思われる。又、一般にたわみの量も小さいものであった。

垂直変位の横断面分布図を図-1.7に示す。これから分るように、死荷重による垂直変位には横断面内の変形は直線変化をしているが、このことから横断面内の変形を無視して差し支えないとは云えない。活荷重を載荷した場合には、やや折線となっているからである。

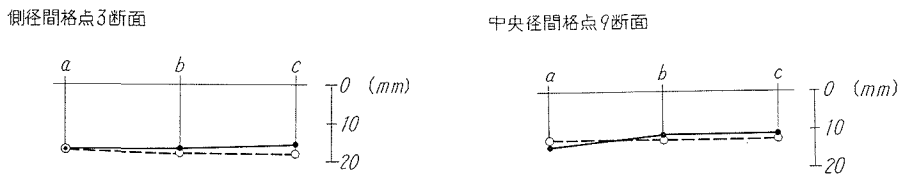


図-1.7 死荷重による最大たわみ横断面分布

(4) 横桁に対する検討

近似計算法は先に述べたように、横断面内の変形を無視することを前提としている。従って横桁の本数に無関係に無限大の剛度をもつ横桁が無数にあると考える。横桁断面力は各主桁へ分配された断面力と荷重との釣合条件式より求めているが、横桁の剛度、横桁本数、横桁の変形および荷重分配作用等が無視されている。以上のことから、厳密計算においてはこれらを考慮して計算を行なったわけである。しかし本曲線橋の場合には大きなねじれモーメントに抗抵するために、かなり大きな断面の横桁を用いているので、横桁の垂直応力度はわずか100 [kg/cm²] 以内となり特に問題とはならなかった。

又、厳密計算法と近似計算法との比較では曲げモーメントが小さいので比較にならないが殆んど一致している。

(5) 垂直応力度に対する検討

断面力および垂直変位等を検討し、最終的に垂直応力度が許容応力度以内に納っているかを求めた結果は表-1.1~表-1.3に示した通りである。

主桁 a (内桁) に意外に大きな応力が生じており内桁の上下フランジ垂直応力は各格点において許容応力度を越えた。更に側径間格点3における断面では主桁 b (中桁) および主桁 c (外桁) の上フランジ応力も曲げ圧縮許容応力度 σ_{ca} を超過していた。ただしこれら曲げ圧縮許容応力度は架設応力として、2.5割の応力度割増しが許されている。

又、小松氏の提唱しているフランジ面内の曲げによる2次応力 σ_2 が無視出来ない値となっているので、これらの2次応力を考慮すれば益々危険な状態となる。

以上の結果、仮定断面を局部的に設計変更することに決めた。その方法は断面寸法をそのままにして鋼材 SS 41 を SM 50 に変更し、又、SM 50 部材の圧縮応力超過部分には架設支材を付けて架設することになった。

1.6 結 論

3径間連続曲線格子桁橋の設計に対しては次のようなことに注意すべきである。

(1) 設計計算方法の適用について

本曲線橋のように有効幅員の狭い、曲率半径の大きい曲線橋に対しては並列桁橋を合断面として解析する換算曲線桁理論で概算設計を行ない、主要な部分を検算する意味で曲線格子桁理論を用いると良い。

有効幅員が広い多主桁並列とか、横桁の変形を無視出来ない場合には曲線格子桁理論で設計しなければならない。

(2) 格子形状と経済的断面

中心角 ϕ の大きい時、曲率半径が大きい形状程断面力および変形量は大きくなるのでその曲線主桁断面はねじれ剛性の大きい箱形断面とすべきである。しかしながら、本曲線橋のように曲率のゆるやかなしかも中心角 $\phi=40^\circ$ 位までの小さい形状であれば I 形主桁断面を用いた方が経済的であることは言うまでもない。

曲線格子桁橋では外桁の曲げモーメントが大きく、内桁の曲げモーメントは小さくなる傾向にあるが、このため外桁の断面は必然的に大きくなる。しかし断面を大きくとればとるほど曲げモーメントもその断面に集中して大きくなり、主桁断面の調和を欠くきらいがある。そのために主桁の剛比の配分が問題になるが、特にねじれ剛度比は荷重分配に大きく影響している。ねじれ剛度比を如何にするかは種々の因子が含まれるが主桁相互間に均等に分配されるための剛度比は 1.2~2.0 位である。

垂直応力度では内桁の応力が意外に大きな値となるので断面決定に際して注意が必要であろう。

どのような格子形状であっても、横桁の断面は曲率の影響によるねじれモーメントを受けているので直線格子桁における断面よりは大きな断面を必要とする。ある程度の剛性を有する横桁であれば、それ以上の大断面にする必要はなくむしろ不経済となる。

(3) 横桁の配置

横桁の配置は各々の支間において中央に 1 本配置し、その他は適当間隔で 2・3 本の横桁を配置するだけで十分であろう。主桁上フランジの曲げ圧縮座屈、2 次応力発生防止等を考慮すれば対傾構をもってそれにかえる方が経済的な設計が出来る。

横桁本数は奇数本数が望ましい。

I 形主桁並列形式では横桁桁高は必要な剛度が得られる位の高さにして、主桁との取り付け付近は Knee-brace によって補強する。更に横構・対傾構などにより十分なねじれ剛性を確保するように努めることが良い。

2. 3 径間連続曲線格子桁橋天狗橋の現場実験

2.1 ま え が き

本橋は一般国道 277 号線大野地内に位置し、幅員 7.5 [m]、支間 25.55 [m]+30.00 [m]+25.55 [m]、曲率半径 250.00 [m]、断面形状は I 形 3 主桁よりなり、桁間隔 3.1 [m] の非合成 3 径間連続曲線格子桁橋である。

I 形主桁並列曲線格子桁橋の設計に際して通常 2 つの設計理論が考えられる。より正確な計算法の曲線格子桁理論と近似計算法の換算曲線桁理論である。

ここでは本論文の主題である曲線格子桁理論の計算に際して設けた仮定が構造体系として満足されているかどうかをチェックする必要がある、架設された天狗橋について載荷試験を行ない、その応力分布状態を確かめ理論の妥当性を検討し、今後この種曲線橋を設計するための指針

を得ようとした。

2.2 実験装置

(1) 測定器具

本実験で使用した測定器具は以下のとおりである。

電気抵抗線ひずみ計，静ひずみ指示計，
その他付属品，ダイヤルゲージ，ロードセル

(2) 載荷装置

ブルドーザー，レバーブロック (6t 微調整用) サドル，ワイヤー等。

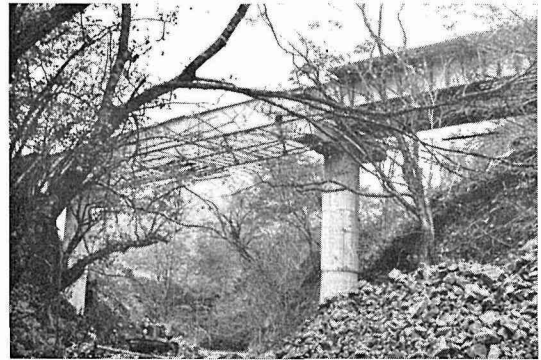


写真-2.1

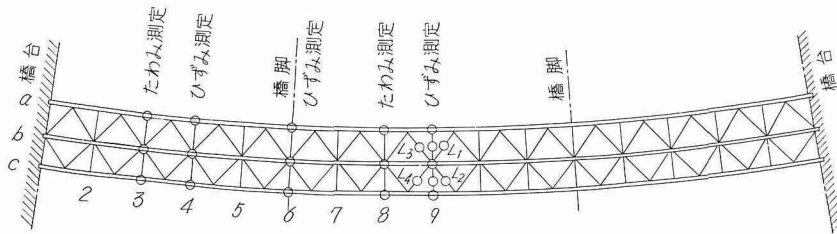


図-2.1



写真-2.2

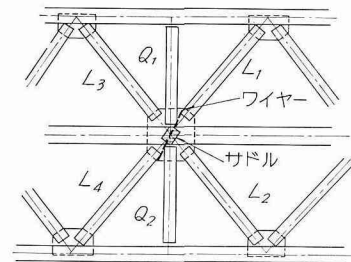


図-2.2

2.3 実験荷重と載荷方法

本実験は現場においてコンクリート床版打設前に行なったものである。従ってコンクリート床版がないため鋼桁上部に載荷するのは非常に困難かつ危険を伴うものと考えられたので，実験荷重はレバーブロックおよびブルドーザーの牽引によった。レバーブロックの能力上，荷重強度は $P=5t$ とした。

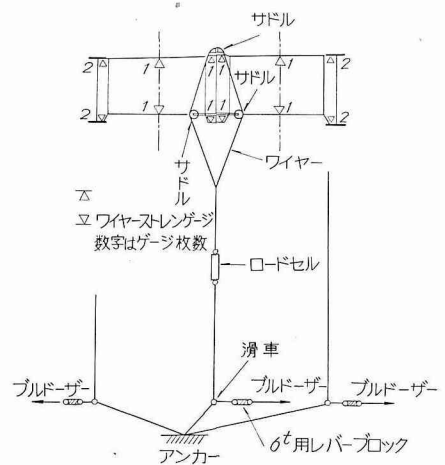


図-2.3



写真-2.3

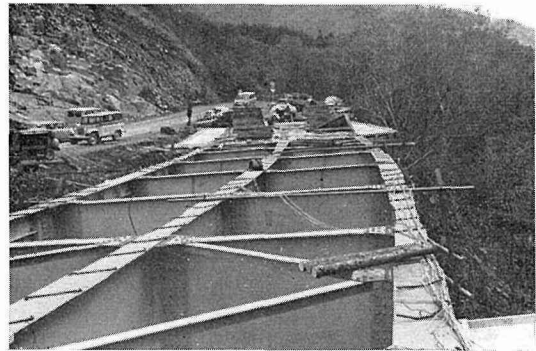


写真-2.4

載荷方法は図-2.3に示すように、ブルドーザーをアンカー代わりにして載荷点直下に置き載荷点とブルドーザーの間をレバーブロックで牽引した。

2.4 応力度、たわみおよびねじれ角測定要領

実験測定量は直ひずみ、たわみおよびねじれ角である。ワイヤーストレングージおよびたわみ、ねじれ角測定用ダイヤルゲージの配置は図-2.1~図-2.3に示すとおりである。ワイヤーストレングージは格点番号4,6,9の曲線主桁、格点9の横桁および格点9前後の横構に配置した。主桁では断面フランジの曲率中心に対して内側縁と外側縁の2カ所の直ひずみを測定した。

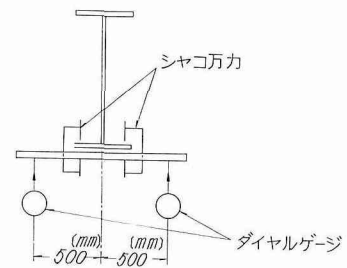


図-2.4 ねじれ角測定装置

ダイヤルゲージは格点3,8の主桁に配置してたわみとねじれ角を測定した。ねじれ角測定方法は図-2.4に示すとおりである。

なお実験は各々2回行ないその平均を測定値とした。

2.5 実験結果と理論計算値

直ひずみ、たわみおよびねじれ角の理論値と実験値を示すと次のようになる。

表-2.1は格点9の各主桁上に垂直荷重 $P=5$ [t] を載荷した時の格点4,6,9の各主桁の直ひずみを示している。

表-2.1 各主桁の直ひずみ ϵ ($\times 10^{-6}$)

測定点		載荷点	格点 9					
			主桁 a			主桁 b		
			フランジ内側縁	フランジ外側縁	フランジ内側縁	フランジ外側縁	フランジ内側縁	フランジ外側縁
格点 4	主桁 a	理論値	±11.8	±4.2	± 3.4	±8.2	±3.1	±2.0
		実験値				+6.0	+5.0	+0.7
	主桁 b	理論値	± 6.2	±5.5	± 4.7	±3.8	±4.0	±4.3
		実験値	+ 3.0	+5.0	+ 5.3	+4.0	+3.0	+5.3
	主桁 c	理論値	± 1.5	±5.1	±11.7	±1.7	±3.8	±9.4
		実験値	- 1.0	+4.6	+ 7.4	-4.3	-6.0	-4.3
			+ 2.1	-4.0	- 5.2			

表-2.1 つづき

測 定 点		載 荷 点	格 点 9						
			主桁 a	主桁 b	主桁 c	主桁 a	主桁 b	主桁 c	
			フ ラ ン ジ 内 側 縁			フ ラ ン ジ 外 側 縁			
格点 6	主桁 a	理 論 値	±22.4	± 9.0	∓ 5.0	±16.3	± 6.9	∓ 2.8	
		実 験 値	上フランジ			+18.1	+ 7.0	- 2.3	
			下フランジ			-19.5	- 7.3	+ 3.5	
	主桁 b	理 論 値	± 9.7	± 8.9	± 8.0	± 7.1	± 6.8	± 7.4	
		実 験 値	上フランジ	+ 5.5	+ 9.0	+21.3	+ 5.0	+ 7.5	+ 6.3
			下フランジ	-11.3	- 9.0	- 6.3	- 9.1	- 7.5	- 5.5
主桁 c	理 論 値	∓ 3.5	± 8.4	±20.2	∓ 4.1	± 6.4	±16.8		
	実 験 値	上フランジ	- 5.4	+ 8.5	+17.5				
		下フランジ	+ 4.8	- 6.0	-17.4				
格点 9	主桁 a	理 論 値	∓50.7	±15.5	±10.9	∓36.5	∓12.6	± 6.5	
		実 験 値	上フランジ			-59.0	-14.0	+11.0	
			下フランジ			+40.9	+11.8	- 3.3	
	主桁 b	理 論 値	∓21.1	∓23.9	∓13.0	∓13.2	∓18.7	∓12.2	
		実 験 値	上フランジ	-10.5	-49.0	-12.2	-27.5	+20.2	- 9.8
			下フランジ	+12.3	+17.0	+11.7	+15.1	+15.1	+14.8
主桁 c	理 論 値	± 4.9	∓16.9	∓42.7	± 6.0	∓11.7	∓36.2		
	実 験 値	上フランジ	+ 4.6	-13.3	-64.7				
		下フランジ	- 1.6	+ 9.3	+36.8				

表-2.2は格点の各主桁上に垂直荷重 $P = 5$ [t] を載荷した時の格点9の横桁の直ひずみを示す。

同様に、表-2.3は同じ載荷状態の時の格点9前後の横構 $L_1 \sim L_4$ の直ひずみを表わす。表-2.4、表-2.5は同じ載荷状態の時の格点3、8のたわみとねじれ角を示したものである。

表-2.2 横桁の直ひずみ ϵ ($\times 10^{-6}$)

測 定 点		載 荷 点	格 点 9			
			主桁 a	主桁 b	主桁 c	
格点 9	Q ₁	理 論 値	±4.0	∓ 9.5	± 5.1	
		実 験 値	上フランジ	+4.1	- 5.0	+ 6.0
			下フランジ	-1.6	+18.0	- 4.5
	Q ₂	理 論 値	±4.0	∓ 8.4	± 5.3	
		実 験 値	上フランジ	+3.5	- 5.0	+12.3
			下フランジ	-2.5	+ 4.0	- 4.5

表-2.3 横構の直ひずみ ϵ ($\times 10^{-6}$)

測 定 点		載 荷 点	格 点 9		
			主桁 a	主桁 b	主桁 c
格点 9	L ₁	理論値			
		実験値	+4.7	+11.0	-3.0
	L ₂	理論値			
		実験値	-1.3	- 3.5	+4.0
	L ₃	理論値			
		実験値	+2.0	- 5.4	-2.5
	L ₄	理論値			
		実験値	-1.6	+ 4.0	+3.5

表-2.4 各主桁のたわみ u_x (mm)

測定点		載荷点	格点 9		
			主桁 a	主桁 b	主桁 c
格点 3	主桁 a	理論値	-0.889	-0.349	+0.195
		実験値	-0.494	-0.304	+0.073
		比率	0.56	0.87	0.40
	主桁 b	理論値	-0.349	-0.379	-0.409
		実験値			
		比率			
	主桁 c	理論値	+0.195	-0.409	-1.107
		実験値	+0.134	-0.317	-0.517
		比率	0.69	0.78	0.47
格点 8	主桁 a	理論値	+2.604	+1.030	-0.523
		実験値	+1.944	+0.901	-0.240
		比率	0.75	0.87	0.46
	主桁 b	理論値	+1.029	+1.061	+1.035
		実験値			
		比率			
	主桁 c	理論値	-0.522	+1.034	+2.629
		実験値	-0.200	+0.418	+1.633
		比率	0.38	0.40	0.62

表-2.5 各主桁ねじれ角 ϑ_x ($\times 10^{-4}$ radian)

測定点		載荷点	格点 9		
			主桁 a	主桁 b	主桁 c
格点 3	主桁 a	理論値	+1.736	-0.099	-1.942
		実験値	+0.22	-0.68	-0.57
		比率	0.13	6.90	0.30
	主桁 b	理論値	+1.748	-0.098	-1.954
		実験値			
		比率			
	主桁 c	理論値	+1.757	-0.102	-1.972
		実験値	+0.52	-0.10	-0.63
		比率	0.30	0.98	0.32
格点 8	主桁 a	理論値	-5.085	+0.151	+4.990
		実験値	-2.13	+3.95	+0.76
		比率	0.42	26.16	0.15
	主桁 b	理論値	-5.041	+0.007	+5.082
		実験値			
		比率			
	主桁 c	理論値	-4.989	-0.125	+5.187
		実験値	-0.02	-1.56	+5.35
		比率	0.01	12.48	1.032

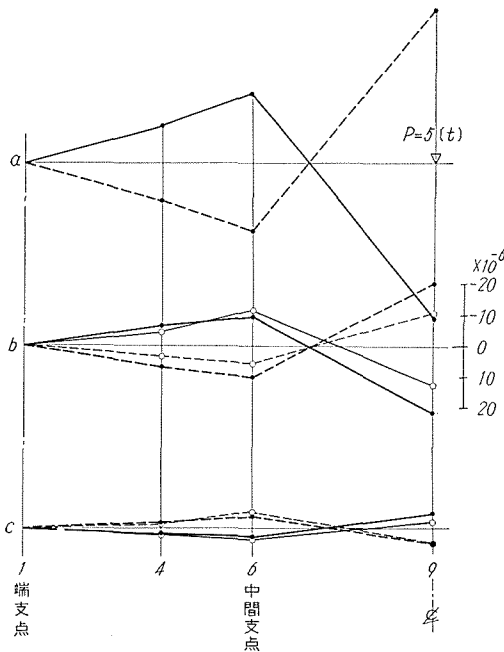


図-2.5 主桁 a の格点 9 に載荷した時のフランジ内側線の直ひずみ

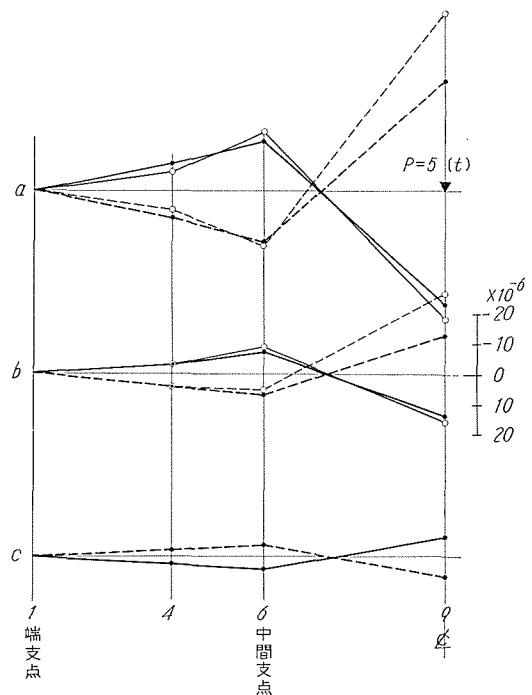


図-2.6 主桁 a の格点 9 に載荷した時のフランジの外側線の直ひずみ

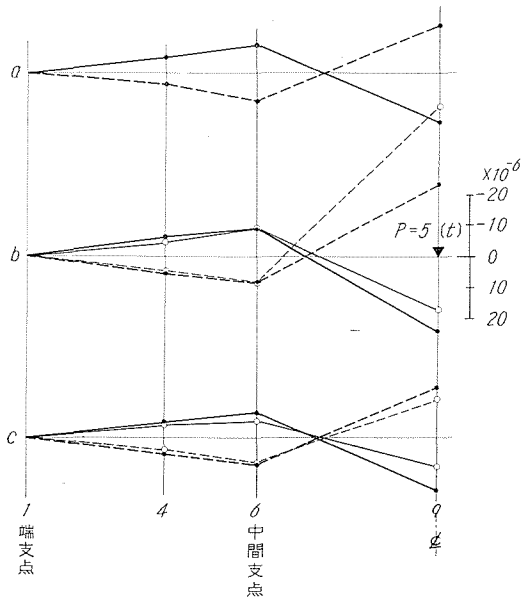


図-2.7 主桁 *b* の格点 9 に荷重した時のフランジ内側縁の直ひずみ

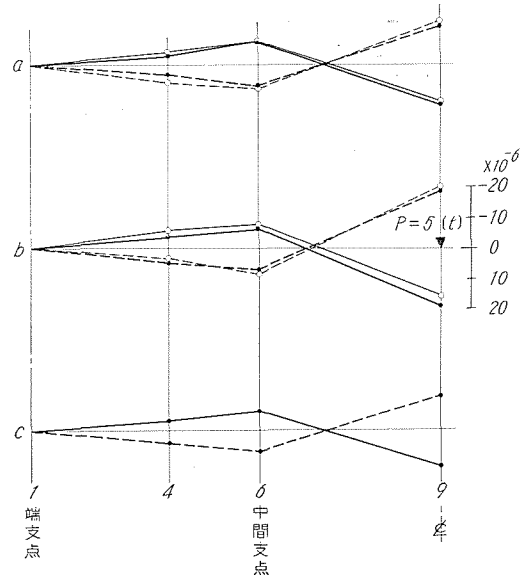


図-2.8 主桁 *b* の格点 9 に荷重した時のフランジ外側縁の直ひずみ

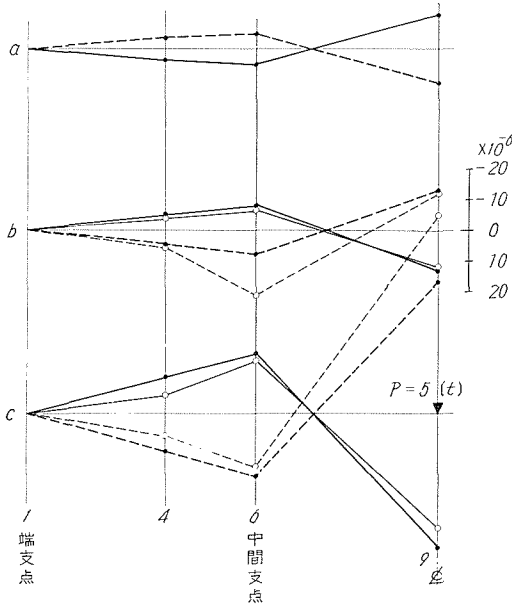


図-2.9 主桁 *c* の格点 9 に荷重した時のフランジ内側縁の直ひずみ

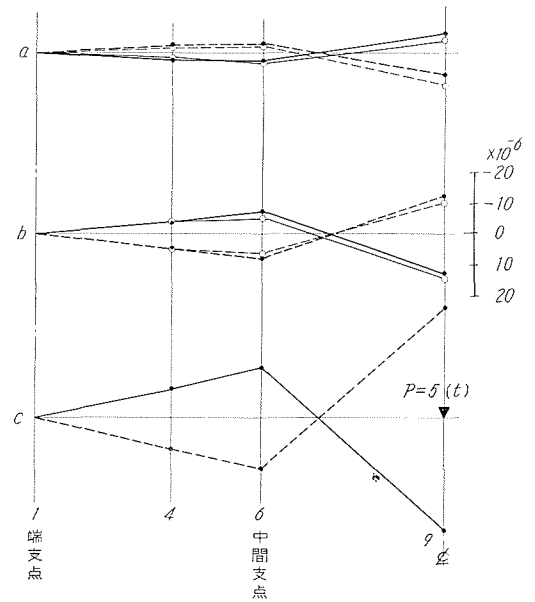


図-2.10 主桁 *c* の格点 9 に荷重した時のフランジ外側縁の直ひずみ

主桁の理論値と実験値を対比して図示すると 図-2.5~図-2.10 のようになる。

これらの図中の記号は次のとおりである。

- 実太線: 下フランジ応力理論値
- 実細線: " 実験値
-●..... 点太線: 上フランジ応力理論値
- 点細線: " 実験値

2.6 実験結果の考察

実験値と理論値とを比較して考察すれば次のとおりである。

(1) 垂直ひずみに対する考察

表-2.1 および図-2.5～図-2.10 の理論値と実験値との比較によって容易に認められるように主桁の直ひずみはほぼ一致している。載荷断面における実験値のうち上フランジの直ひずみが理論値の5割増し位に大きく測定されているが、これは荷重載荷による局部応力が付加されたものと考えられる。同じ載荷断面における下フランジの直ひずみは大体理論値と一致している。

主桁のフランジ断面内の応力分布では内側縁と外側縁のフランジ応力度に差が生じており、曲げねじれモーメントによる直ひずみの影響が明瞭にあらわれている。

横桁の直ひずみは多少ばらつきがあるが、大体一致している。理論値よりも相当大きくなる点のみみられるが、一般に横桁断面は十分に安全であるので問題にはならない。

参考までに横構の応力度を測定しておいたが意外なほどの値が実測されている。これは曲率の影響によるねじれモーメントに対して有効に抵抗し、格子桁橋を一体とした断面として作用させている結果と思われる。横構は曲げに対しては有効に作用しないから、曲げが支配的である場合には荷重分配の作用は殆んどない。

(2) たわみおよびねじれ角に対する考察

荷重の載荷能力が極めて小さかったためにたわみおよびねじれ角の測定精度は非常に悪かった。たわみに関しては表-2.4 でみる限りでは実験値は理論値の40～80%程度の小さい値で相当ばらつきも多い。しかし、一般的な傾向は理論値と一致している。これらについての原因として、載荷された荷重が極めて小さいこと、さらに横構などによりねじれ剛性が十分に補剛されていることその他種々の条件により桁の拘束力が大きいなどの理由により、実験値が小さく、ばらつきがあったと思われる。

ねじれ角に対しては、非常に小さな値しか測定されていないのでこれら実測値から比較して判断することは困難であった。

2.7 結論

以上、理論値と実験値とを比較して、本曲線橋の力学的挙動について述べたが、結論として次のように要約することが出来る。

(1) 曲げねじれを考慮した曲線格子桁理論による計算値と載荷測定によって得られた実験値とは良く一致していた。

(2) 曲線主桁の垂直応力度では良好な結果を得ている。本橋のようなI形主桁並列曲線橋の場合には剛な横桁或いは横構を配置しているため内桁主桁に大きな応力が生じてくる。これは設計上十分留意しなければならない。

主桁フランジ応力度のフランジ面内分布では曲げねじれモーメントによる応力の影響が十分認められた。この種の曲線橋では曲げねじれ剛性は無視出来ないことを意味する。

(3) 横桁断面は一般に大きな断面を用いているので応力度上では問題にならないが、2次的応力の生じていることがみられる。横桁の経済的設計をする意味では桁高をいたずらに高くせず主桁との連結部付近を Knee brace によって主桁の下フランジ横ふれ現象を防ぐ設計をすれば良い。これは良好な荷重分配作用にもつながるが、更に対傾構を十分

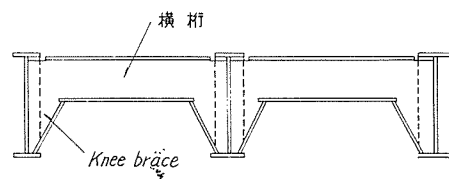


図-2.11

に活用することを提唱したい。

(4) 横構は荷重分配作用に対しては、横桁ほどの効果を示さないがねじれモーメントに抵抗して多少ねじれ剛度を補剛していることが認められる。

(5) たわみおよびねじれ角は測定精度が悪かったが、大体の傾向は理論値と一致していた。本曲線橋のような場合には、横桁或いは横構などにより剛な格子構造となっているので、中桁ではたわみが小さく内桁さらに外桁では大きなたわみが生じている。一般に、曲線橋のたわみは大きくなるので経済的設計を意図するためには多少問題点が残っているものと思う。

ねじれ角はこの種の曲線格子桁橋では小さな値となる。

(6) 現場実験の結果、曲げねじれを考慮した曲線格子桁理論はより正確な構造解析法であり曲線橋の設計に対して妥当な理論であることが認められた。

3. 謝 辞

本論文作成に当たって終始御指導と御助言を賜った北海道大学工博渡辺教授に衷心より感謝します。又、曲線橋天狗橋の設計と現場実験に関する一切の御世話を戴いた北海道開発局土木試験所構造研究室長大島久氏ならびに同研究室の関係各位に深く謝意を表します。

本論文における膨大な計算は共同利用東京大学大型計算機 HITAC 5020 E/F により計算されたものである。

参 考 文 献

- 1) 小松定夫：土木学会論文集，93 (1963)，pp. 1-9.
- 2) 稼農知徳，渡辺 昇，大島 久：土木学会第 23 回年次学術講演会講演概要集，第 I 部門 (1968)，p. 213.
- 3) 稼農知徳，渡辺 昇，大島 久，井藤昭夫：第 9 回日本道路会議論文集 (1969).
- 4) 稼農知徳：北海道大学工学部研究報告 (1970)，57.