

曲線2主桁橋における横構の効果について

Effects of lateral bracings in curved two-girder bridges

平沢秀之*, 林川俊郎**, 佐藤浩一***, 高橋宏明****

Hideyuki Hirasawa, Toshiro Hayashikawa, Koichi Sato and Hiroaki Takahashi

*工修 北海道大学助手 大学院工学研究科(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)
 **工博 北海道大学助教授 大学院工学研究科(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)
 ***工博 北海道大学教授 大学院工学研究科(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)
 ****北海道大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻修士課程(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

Two-girder bridge is one of bridge types to accomplish the laborsaving and the reduction of total cost of manufacture, erection and maintenance. If the two-girder bridge is used as a horizontally curved girder bridge, it is necessary to increase the torsional stiffness of the whole girder to resist its torsional deformation. Although to enlarge the dimension of the cross section of the girder can increase its own stiffness, the flange plate has to become quite thick. The presented study analyzes curved two-girder bridges with lateral bracings, and investigates the effects of lateral bracings on the stiffness of main girders and stresses in the cross sections of girders. In order to regard lateral bracings as members subjected to bending and axial force, this study presents new stiffness matrix for lateral bracings. If the girder bridges with lateral bracings are analyzed by using the stiffness matrix, it is possible to obtain stresses of lateral bracings subjected to vertical load and horizontal load such as wind or earthquake. This is because the mechanical interaction between main girders and lateral bracings can be taken into account. From various calculation results, it is obtained how the lateral bracings have the effects on the stiffness of curved bridges.

Key Words : curved two-girder bridge, lateral bracing, stiffness matrix

キーワード: 曲線2主桁橋、横構、剛性マトリックス

1. まえがき

少数主桁橋は鋼道路橋の設計、製作、架設及び維持管理の省力化やトータルコストの縮減を可能とする橋梁形式の一つとして、近年研究開発が活発に行われるようになってきている¹⁾²⁾。従来のプレートガーダー橋の標準的な形式である、4~5本あるいはそれ以上の主桁を対傾構や横構で相互に連結するという方式に対し、少数主桁橋は2~3本程度の主桁をH形鋼等の横桁で連結した非常にシンプルな構造となっている。また主桁腹板に通常設置されている水平、垂直補剛材はできる限り省略する設計がなされている。その結果、材片数や溶接延長等の製作工数の算定要素を大幅に減少させることが可能になった³⁾。

一方このような構造のシンプル化に対し、橋梁構造物としての剛性の確保は、床版についてはPC床版やその他各種合成床版の適用⁴⁾⁵⁾、主桁については桁高を大きくすることとフランジ及び腹板の厚板化によりなされている。鋼板の厚板化に関しては、平成8年度の道路橋示方書改訂により適用板厚の範囲が拡大され、また許容応力度は板厚毎に規定されるようになった⁶⁾。特定の鋼種では板厚が100[mm]まで設定されている。実在橋での使用実績を見ると、日本道路公団北海道横断自動車道千鳥の沢川橋では、フランジ厚が54[mm]の鋼板を用いた例が見られる⁷⁾。

ところで少数主桁橋、特に2主桁橋に関する施工例は主として直線橋あるいは曲率半径の非常に大きい曲線橋を

対象としたものが多く、本格的な曲線橋を対象にしたものはあまりないようである。曲線橋は死荷重及び活荷重によるねじり変形やねじりモーメント等に対処するために、箱桁形式や曲線格子桁形式を用いることが一般的である。しかしながら今後鋼橋の建設に際しては、施工条件によっては2主桁形式が曲線橋に採用される場合もあるものと考えられる。

2主桁橋は基本的に開断面桁構造であり、箱桁形式と比較してねじり剛性が極めて小さい。曲線橋に2主桁形式を採用するに当たっては、その橋梁の規模にもよるが、主桁の桁高を大きくしたり板厚の増大を図るだけでは限界があるものと思われる。そこで本研究では曲線2主桁橋の構造全体の剛性を向上させるために横構を設置し、これを2次部材としてではなく全体剛性に寄与する主要部材として考え、その効果を調べることを目的としている。横構を配置することはコストダウンの要求に逆行する可能性があるが、曲線橋ではねじりへの対策や架設時における桁の形状保持等有利な面も多いと考えられる。

曲線橋に配置された横構に関する通常の設計では、風荷重や地震荷重の水平力とフランジの曲率により生じる半径方向の分力に抵抗する部材として断面計算が行われる⁸⁾。この計算は横構無しの構造系であらかじめ設計した後に別途行われるため、橋梁構造を構成する部材間の力学的相互作用を考慮できない。このような欠点を取り除

いた研究として、大塚ら⁹⁾は有限帯板法、フーリエ級数展開、有限要素法を併用して剛性方程式を解く解析を行い、精度の良い結果を与えている。尾下¹⁰⁾は横構を仮想曲げ部材と見なし新たな剛性マトリックスを導き、主桁、横桁と同様に横構も構成部材に含めて平面格子構造の解析を行っている。本研究では横構部材の取り扱いとして、尾下の提示した仮想曲げ部材の他に水平力も負担する部材と見なし、横構の軸力-変位関係から剛性方程式の定式化を行っている。この剛性方程式を用いることにより、横構を有する曲線橋が鉛直荷重と水平荷重を受ける場合の解析を行うことができる。

本文では曲線2主桁橋における横構の効果を調べるために、上記の剛性方程式を適用した骨組構造解析により、実物大モデルの橋梁の試設計を行った。まず横構の無い場合について、曲線橋の曲率(または中心角)が増大するにつれて主桁断面に生じる応力やたわみ等がどの程度変化するか定量的に分析した。次にこれら種々の曲率を有する各モデルについて、一定な共通の条件の下で許容応力度設計を行い断面を決定した。更に横構を有するモデルに対し、中心角と横構剛性をパラメータとして許容応力度設計を行い、主桁の断面寸法を得た。横構の無いモデルと横構を有するモデルの比較から、横構を配置することによって主桁の剛性を低減させることが可能となることを示し、考察を加えている。

2. 横構部材の定式化

横構は主桁間に上下に配置され、これら横構全体で水平荷重や主桁のねじり変形に抵抗するものとする。おのおのの横構は両端がピン接合され、軸力のみを伝達すると仮定する。図-1は上横構、下横構がそれぞれ軸力を受けて変形した状態を表している。 E, l はそれぞれヤング係数、部材長であり、 A_1, A_2 はそれぞれ上下横構の断面積である。また h_1, h_2 は上下横構全体の図心の位置を表している。今、上横構には軸力 X_1 が作用していると仮定すると、フックの法則より次式が成り立つ。

$$X_1 = \frac{EA_1}{l}(u_{1j} - u_{1i}) \quad (1)$$

ここで u_{1i}, u_{1j} はそれぞれ上横構端部の x 方向変位である。端部における x 方向力をそれぞれ X_{1i}, X_{1j} とおくと、

$$X_{1i} = -X_1, \quad X_{1j} = X_1 \quad (2a,b)$$

が成り立つ。同様にして下横構についても軸力 X_2 に関して次式が成り立つ。

$$X_2 = \frac{EA_2}{l}(u_{2j} - u_{2i}) \quad (3)$$

$$X_{2i} = -X_2, \quad X_{2j} = X_2 \quad (4a,b)$$

また図心における x 方向変位 u_i, u_j は $u_{1i}, u_{2i}, u_{1j}, u_{2j}$ を直線補間することにより次式で与えられる。

$$u_i = \frac{h_2 u_{1i} + h_1 u_{2i}}{h_1 + h_2}, \quad u_j = \frac{h_2 u_{1j} + h_1 u_{2j}}{h_1 + h_2} \quad (5a,b)$$

上下横構の左端に作用する2つの力 X_{1i}, X_{2i} の合計は、図

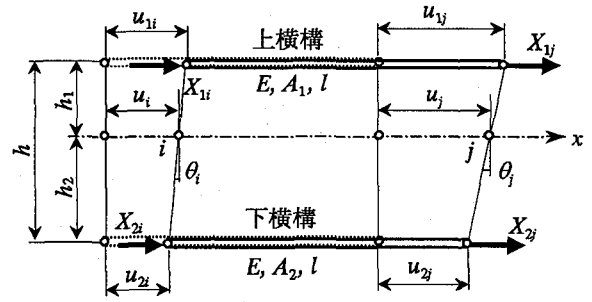


図-1 横構のモデル化

心に作用する1つの力と等価と考えることができる。この力を節点力 X_i とおくと次式が成り立つ。

$$\begin{aligned} X_i &= X_{1i} + X_{2i} \\ &= -(X_1 + X_2) \\ &= \frac{EA_1}{l}(u_{1i} - u_{1j}) + \frac{EA_2}{l}(u_{2i} - u_{2j}) \\ &= \frac{EA}{l}(u_i - u_j) \end{aligned} \quad (6)$$

式(6)の誘導に際しては、式(5a,b)、図心の位置及び断面積に関して成り立つ次式を用いた。

$$h_1 = \frac{A_2}{A} h \quad (7)$$

$$A = A_1 + A_2, \quad h = h_1 + h_2 \quad (8a,b)$$

同様にして節点力 X_j についても次式が導かれる。

$$X_j = \frac{EA}{l}(u_j - u_i) \quad (9)$$

次に上下横構の両端の変位は、図心を中心とする回転を生じさせると考えることができる。両端の図心における回転角を θ_i, θ_j とおくと、これらには次のような関係式が成り立つ。

$$u_{1j} - u_j = \theta_j h_1, \quad u_{1i} - u_i = \theta_i h_1 \quad (10a,b)$$

$$u_{2j} - u_j = \theta_j h_2, \quad u_{2i} - u_i = \theta_i h_2 \quad (11a,b)$$

式(10)及び式(11)より次式を得る。

$$u_{1j} - u_{1i} = (u_j - u_i) + (\theta_j - \theta_i) h_1 \quad (12)$$

$$u_{2j} - u_{2i} = (u_j - u_i) + (\theta_j - \theta_i) h_2 \quad (13)$$

一方左端の図心に関する X_{1i}, X_{2i} によるモーメントを M_i とおくと次式が成り立つ。

$$M_i = X_{1i} h_1 - X_{2i} h_2 \quad (14)$$

式(14)に式(1)~(4)及び式(12)、(13)を代入して整理すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} M_i &= \frac{E}{l}(A_1 h_1^2 + A_2 h_2^2)(\theta_i - \theta_j) \\ &= \frac{EI_l}{l}(\theta_i - \theta_j) \end{aligned} \quad (15)$$

式(15)では次式を用いた。

$$I_l = A_1 h_1^2 + A_2 h_2^2 \quad (16)$$

これは上下横構全体の図心に関する断面2次モーメントを表している。

節点 j に関するモーメント M_j についても同様に誘導する

ことができ、結果のみ示すと次式となる。

$$M_j = \frac{EI_l}{l} (\theta_j - \theta_i) \tag{17}$$

式(6)、(9)、(15)、(17)をまとめてマトリックス表示すると次式となる。

$$\begin{Bmatrix} X_i \\ M_i \\ X_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EA/l & 0 & -EA/l & 0 \\ 0 & EI_l/l & 0 & -EI_l/l \\ -EA/l & 0 & EA/l & 0 \\ 0 & -EI_l/l & 0 & EI_l/l \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ \theta_i \\ u_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \tag{18}$$

横構部材の要素剛性マトリックスとして式(18)を用いれば軸力と曲げを受ける場合の解析を行うことが可能である。式(18)で X_i, X_j の項を省略すると尾下¹⁰⁾の論文と一致し、曲げのみを受ける場合の解析を行うことができる。

式(18)を解いて得られる軸力、曲げモーメントから上横構及び下横構のおおのこの両端に作用する力を算出するには次式を用いる。

$$\begin{aligned} X_{1i} &= \frac{X_i h_2 + M_i}{h}, & X_{2i} &= \frac{X_i h_1 - M_i}{h}, \\ X_{1j} &= \frac{X_j h_2 + M_j}{h}, & X_{2j} &= \frac{X_j h_1 - M_j}{h} \end{aligned} \tag{19a-d}$$

3. 曲線2主桁橋解析モデル

3.1 設計条件

解析の対象とする橋梁モデルは単径間非合成曲線2主桁橋とする。図-2(a)に示すように支間は $L = 50[m]$ で一定とし、中心角は $\phi = 0^\circ$ (直線橋)、 4° 、 8° 、 12° 、 16° の5通りとする。また幅員構成は図-2(c)の通りである。活荷重はB活荷重を用いるものとする。中心角に関しては、その大きさに応じて適した主桁形式を選択する基準を小松ら¹¹⁾が誘導している。これによると各形式と中心角との関係は次式のようになる。

$$\begin{aligned} \text{並列I桁曲線橋} & \quad 5^\circ \leq \phi < 15^\circ \\ \text{2箱桁曲線橋} & \quad 15^\circ \leq \phi < 20^\circ \\ \text{1箱桁曲線橋} & \quad 20^\circ \leq \phi < 25^\circ \end{aligned} \tag{20a-c}$$

したがって中心角が大きくなると箱桁が適した形式となるため、ここでは小さい範囲の中心角に限定する。

なお鋼種は主桁、横桁、横構共にSM520とした。

3.2 主桁・横桁・横構の断面

主桁は図-2(b)に示すように6か所の断面変化点を有する変断面桁とする。直線橋では内桁と外桁は同じ断面となるが、曲線橋では断面力が内桁と外桁では異なるので合計8種類の断面とする。図中に書かれた番号は断面の種類を表し、上段の1~4及び下段の5~8はそれぞれ内桁、外桁の断面を表している。断面変化は上下フランジ厚の変化のみで行い、上下フランジ幅、腹板高、腹板厚は全長に渡って同一とし、内桁と外桁も同一とする。断面寸法は表-1の通りである。横桁の寸法は最大の応力を発生する $\phi = 16^\circ$ の支間中央の横桁で、許容応力度法を用いて決定し、他の全てのモデルに対して同一のものを使用する。

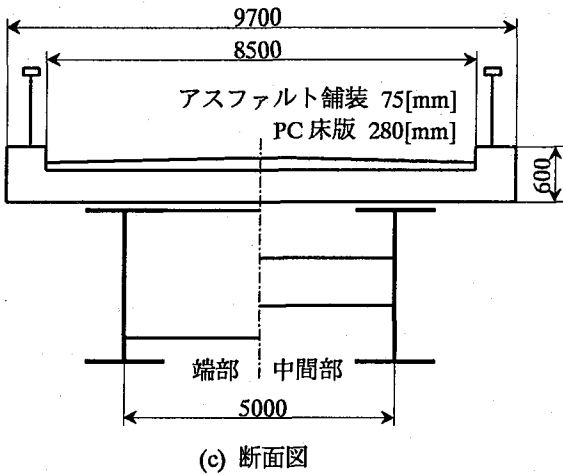
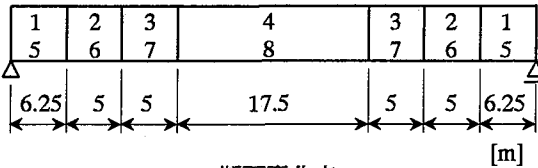
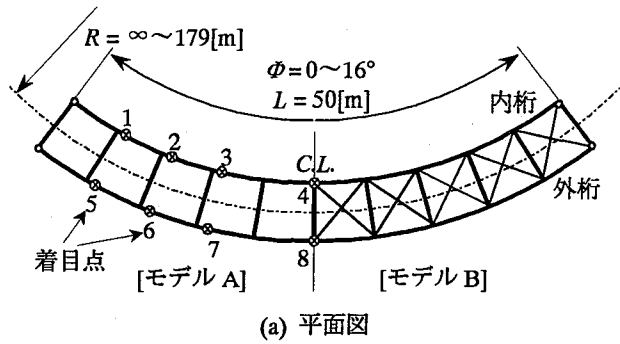


図-2 曲線2主桁橋概略図

表-1 部材断面

	単位: mm			
	B	H (h)	t _f	t _w
主桁	800	2950	24~98	24
中間横桁	300	862	19	16
端横桁	600	1500	25	20
横構 1	250	250	16	24
横構 2	300	300	14	28
横構 3	320	315	16	32

る。また横構は、3通りの断面を設定した。横構1は水平力と死荷重及び活荷重の鉛直力によって生じる軸圧縮応力が最大となる横構について、許容応力度設計を行い決定したものである。横構2、3は横構1より大きい断面を持ち、比較計算のために設けたものである。なお水平力に

については風荷重と地震荷重を比較した結果、ここでは地震荷重の影響が大きかったため、地震荷重を用いて計算を行っている。結局解析モデルは、横構無し(モデルA)と横構有りが3通り(モデルB-1, 2, 3)の4通りで、且つそれぞれ5通りの中心角を有するので、合計20通りとなる。

4. 横構の無いモデルによる解析結果

4.1 中心角と断面力及び応力の関係

曲線2主桁橋の中心角が増大するにつれて断面力やたわみ、応力がどの程度の変化を示すかについてまず調べる。解析にはモデルAを用い、主桁の断面諸元は各中心角で共通とした。図-3は支間中央内桁、外桁における曲げモーメント、そりモーメント及びたわみを描いたものである。縦軸は中心角が0のときの値を1とした比率で表されている。たわみは衝撃を含まない活荷重により計算されたものである。曲げモーメントとたわみは中心角が増大するにつれて外桁では増加し、内桁では減少している。文献8)、12)では3主桁以上の曲線橋について曲げモーメントまたはたわみの変化率が表されている。これらと比較すると2主桁橋の場合は外桁で増加傾向、内桁で減少傾向を示しており、2主桁のねじり剛性が低いことを表している。そりモーメントは中心角が大きくなると外桁内桁共にかなり増大している。

図-4は支間中央での上下フランジ縁部に生じる曲げ応力 σ_M 、そり応力 σ_W と中心角の関係を描いたものである。縦軸は中心角が0のときの $\sigma_M + \sigma_W$ を1としたときの比率を表している。 σ_M は曲げモーメントの傾向と同じであり、中心角が大きくなるにつれ外桁で増大し、内桁で減少している。一方 σ_W は内桁外桁共に増大し σ_M の2~17%程度となっている。支間中央以外の断面について実際に生じている応力[N/mm²]をプロットすると図-5のようになる。着目点は図-2(a)に示された点である。図-5の点線は許容応力度 $\sigma_s = 210$ [N/mm²] ($t \leq 40$ [mm], t : 板厚)、 $\sigma_s = 195$ [N/mm²] (40 [mm] $< t \leq 75$ [mm]) を示している。直線橋では各点で σ_s 以下であった垂直応力 $\sigma (= \sigma_M + \sigma_W)$ は曲線橋では外桁において σ_s を大きく越えていることが分かる。

4.2 許容応力度設計による断面決定

中心角の増加と共に増大する曲げ応力とそり応力に対処するために、フランジの板厚のみを変化させることによって主桁の曲げ剛性を向上させることとする。板厚は断面1~8毎に許容応力度設計法によって決定する。内桁は曲げモーメントが減少するため、フランジ厚を減少させることができるが、幅厚比の制限により24[mm]を限度とする。計算の結果、各断面におけるフランジ厚を図-6に、また発生応力と許容応力度を表-2に示す。直線橋の場合は断面1、5において最小板厚の24[mm]、断面4、8では51[mm]となっている。中心角を増加させるにつれ、外桁では板厚が厚くなり、 $\phi = 16^\circ$ のときの断面8では道路橋示方書の上限に近い98[mm]となっている。一方内桁では板厚は薄くなり、 $\phi = 16^\circ$ のときは断面1~4で全て24[mm]となった。表-2は各断面毎に上段が発生応力、

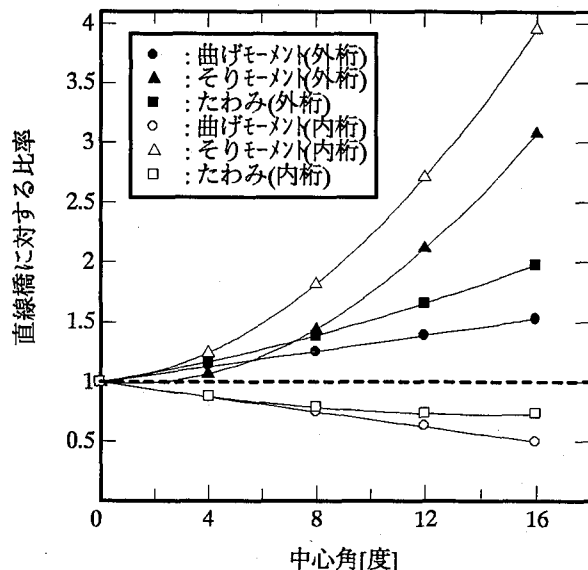


図-3 断面力とたわみ

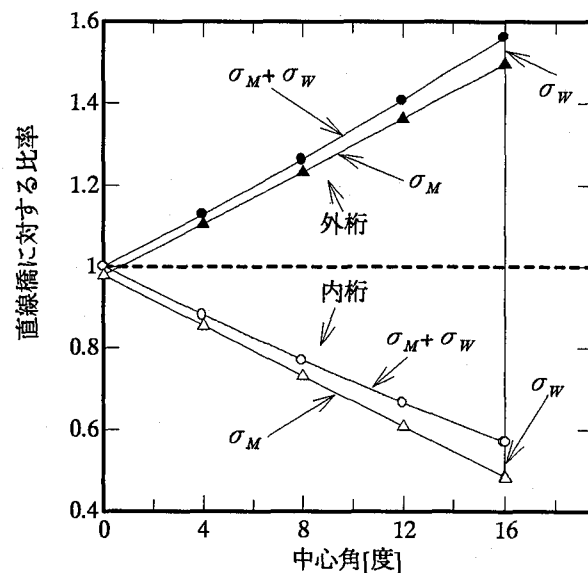


図-4 曲げ応力とそり応力

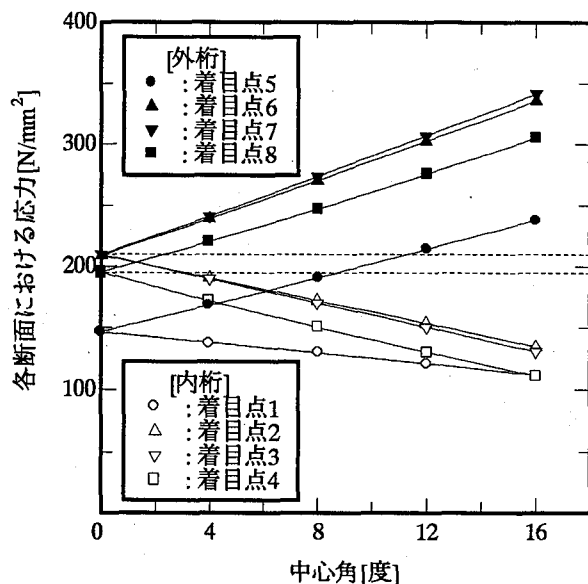


図-5 各断面における応力

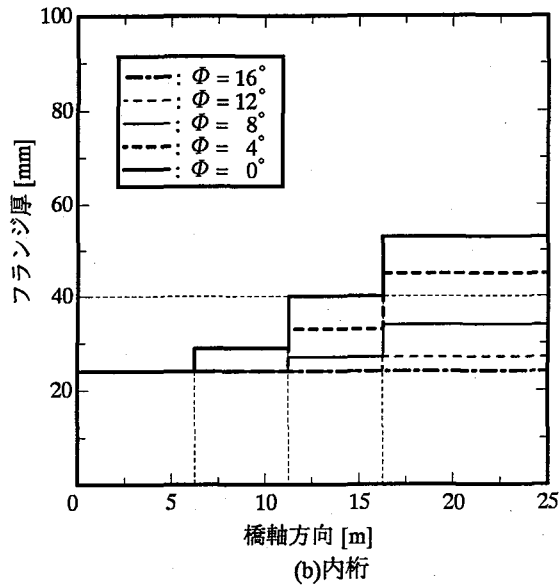
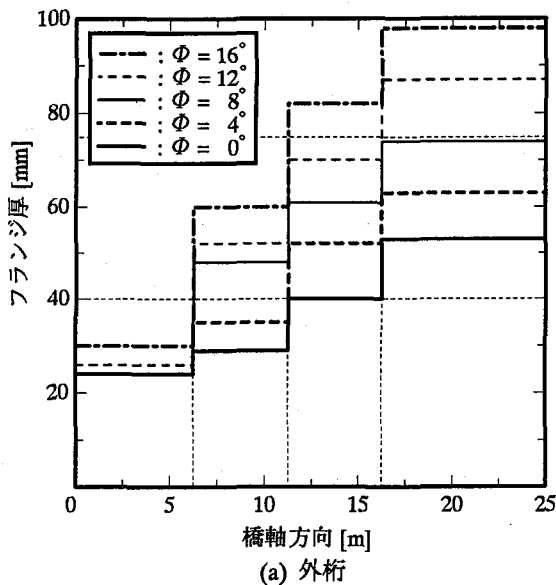


図-6 フランジ厚(モデルA)

表-2 発生応力と許容応力度 (モデルA) [N/mm²]

中心角	0°	4°	8°	12°	16°
断面 1	149	135	122	110	97
	210	210	210	210	210
断面 2	207	207	180	155	130
	210	210	210	210	210
断面 3	209	210	207	188	154
	210	210	210	210	210
断面 4	193	194	209	208	181
	195	195	210	210	210
断面 5	149	169	192	205	208
	210	210	210	210	210
断面 6	207	207	194	195	194
	210	210	195	195	195
断面 7	209	195	193	194	190
	210	195	195	195	190
断面 8	193	193	194	190	189
	195	195	195	190	190

下段が許容応力度を表している。発生応力は一部を除いてほぼ許容応力度と等しい値を示している。許容応力度に対して余裕のある値を示しているのは、板厚が最小値の24[mm]となった断面である。なお、活荷重(衝撃を除く)によるたわみは $\Phi = 16^\circ$ の外桁中央点で最大値を示し、65[mm]となった。これに対し道路橋示方書による許容値は100[mm]であり、たわみ制限を満足している。

図-7は図-6で得られた変断面を橋軸方向に平均化し曲げ剛性を求め、直線橋に対する比率で表したものである。外桁の曲げ剛性は中心角の増加に伴い上昇するが、内桁の曲げ剛性はフランジ厚の幅厚比制限のためそれほど低下しない。

5. 横構を有するモデルによる解析結果

5.1 横構剛性と応力、たわみ

主桁の断面は横構無しの場合と等しくし、3種類の横構を配置したときの支間中央主桁フランジに生じる応力とたわみを求めた。横構が2主桁橋の主桁に対してどの程度

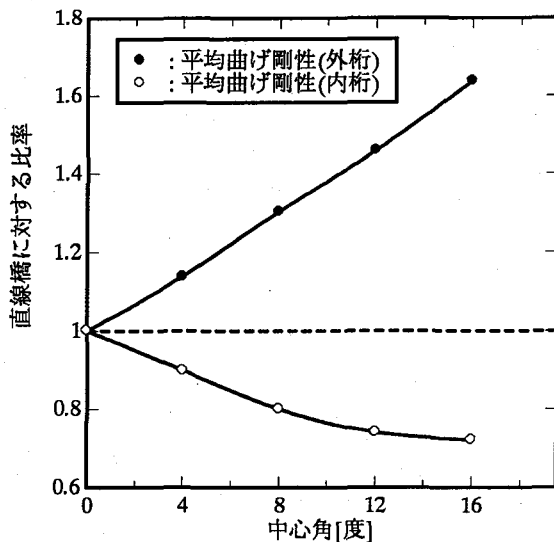


図-7 平均曲げ剛性 (モデルA)

補剛効果があるか検討するためである。図-8は一例として $\Phi = 16^\circ$ の曲線橋の横構断面面積と主桁フランジ応力とたわみの関係を表したものである。横軸は上横構または下横構1本当たりの断面面積である。ここでは上下横構は等しい断面面積のものを用いているため、式(16)により上下横構全体としての曲げ剛性は、 $Ah^2/4$ となる。また図-8の縦軸は横構無し(モデルA)の $\sigma_M + \sigma_w$ とたわみを1としたときの比率を表している。横構を配置することにより外桁、内桁のたわみ及び外桁の応力が減少していることが示されている。内桁の応力はやや増加しているが、これは横構無しでは外桁が曲げモーメントを多く負担していたのに対し、横構の配置により内桁の負担する曲げモーメントの割合が増加したためである。横構は3通りの異なる断面面積のものを用いたが、最も断面面積の小さな横構1でもたわみ、外桁応力を低減させる効果があり、横構2、3との違いはそれほど見られない。このことから横構剛性を必要以上に向上させても主桁に対する補剛効果はそれほど上がらないと言える。

5.2 許容応力度設計による断面決定

横構を2次部材ではなく主要部材と考えて、水平力に加えて死荷重や活荷重による力に抵抗する部材と見なせば、主桁が負担する断面力を減少させることができ、それだけ主桁の剛性を小さくさせることが可能となる。ここではモデルB-1, 2, 3を用いて許容応力度設計を行い、主桁のフランジ厚、曲げ剛性について検討した。なおモデルB-1については、主桁、横構の発生応力は許容応力度に近い値となるが、モデルB-2, 3では横構の応力は必ずしも許容応力度に近くならず、余裕のある断面となった。

計算の結果、主桁のフランジ厚は図-9のように得られた。モデルAの図-6と比較するとモデルBでは板厚をかなり薄くできることが分かるが、モデルB-1, 2, 3の間ではそれほど差は見られない。表-3, 4, 5は主桁断面1~8(図-2(a)参照)のフランジにおける発生応力と許容応力度を比較したものである。断面1, 2, 5で比較的余裕のある応力を示しているが、他の断面ではほぼ許容応力度いっ

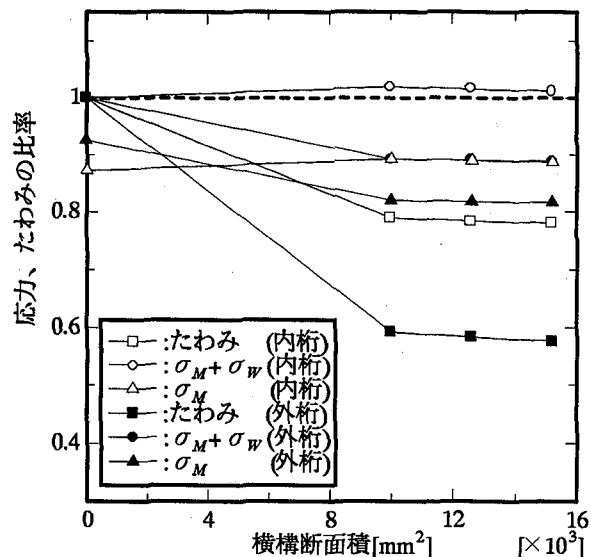
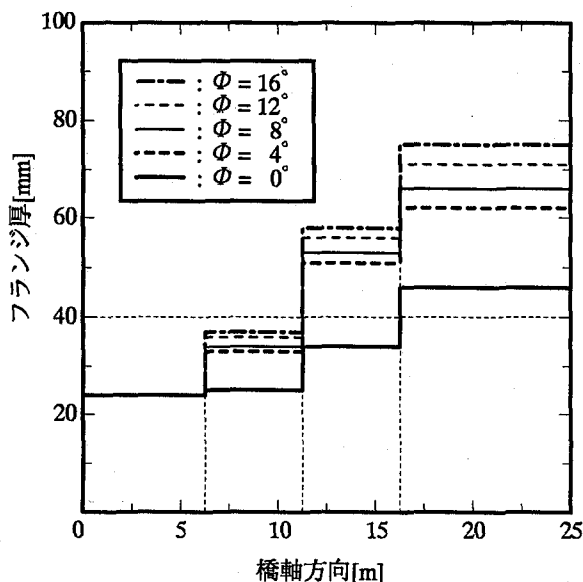
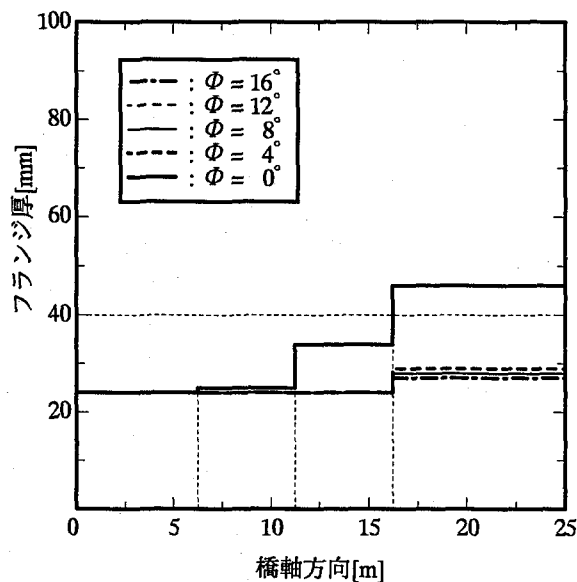


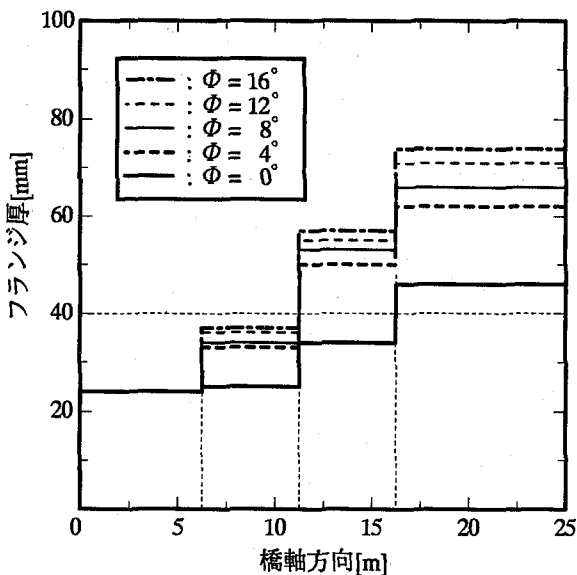
図-8 モデルBの応力、たわみ



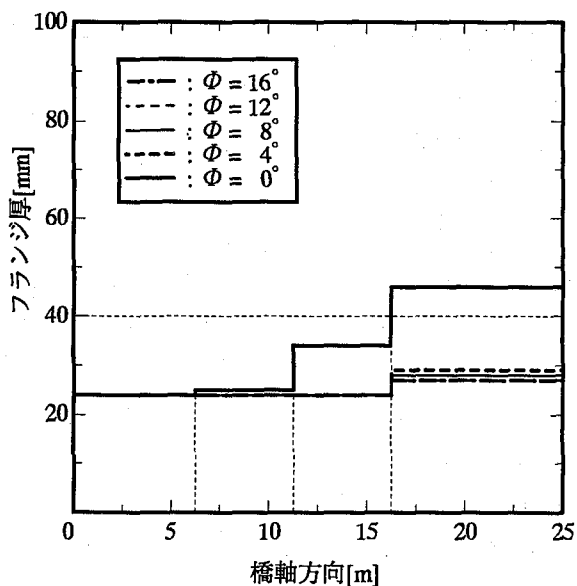
(a) モデルB-1(外桁)



(b) モデルB-1(内桁)

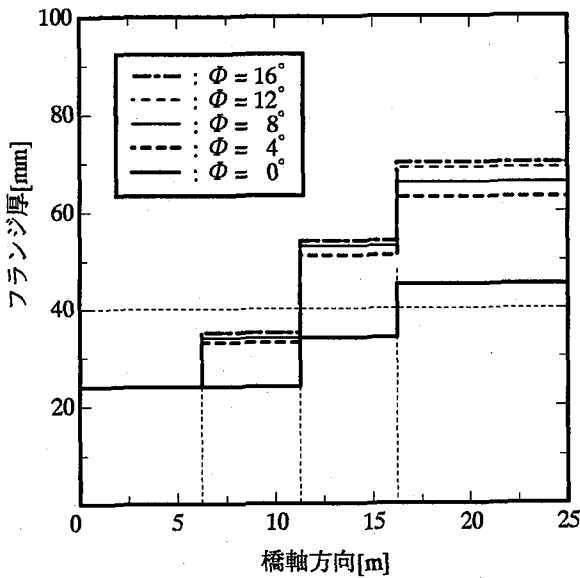


(c) モデルB-2(外桁)

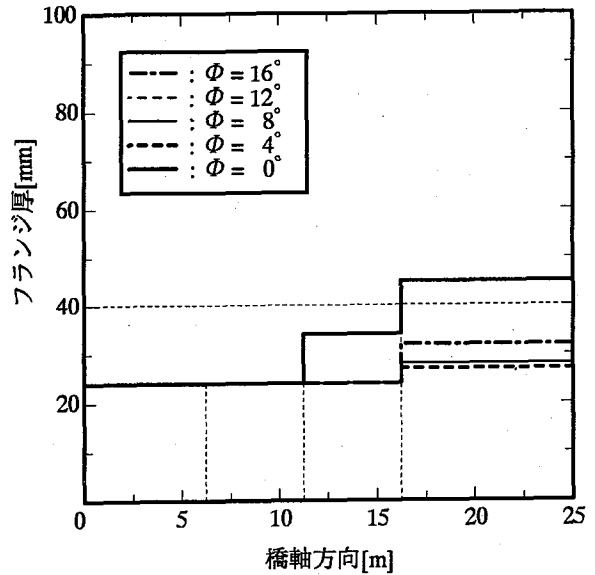


(d) モデルB-2(内桁)

図-9 フランジ厚(モデルB)



(e) モデル B-3(外桁)



(f) モデル B-3(内桁)

図-9(続き) フランジ厚(モデル B)

表-3 発生応力と許容応力度 (モデル B-1) [N/mm²]

中心角	0°	4°	8°	12°	16°
断面 1	133	113	113	112	113
	210	210	210	210	210
断面 2	206	169	167	164	163
	210	210	210	210	210
断面 3	210	205	200	194	191
	210	210	210	210	210
断面 4	193	208	209	209	207
	195	210	210	210	210
断面 5	133	155	160	166	171
	210	210	210	210	210
断面 6	206	207	210	209	210
	210	210	210	210	210
断面 7	210	193	194	193	194
	210	195	195	195	195
断面 8	193	195	195	193	194
	195	195	195	195	195

表-4 発生応力と許容応力度 (モデル B-2) [N/mm²]

中心角	0°	4°	8°	12°	16°
断面 1	135	113	112	113	114
	210	210	210	210	210
断面 2	206	168	167	164	164
	210	210	210	210	210
断面 3	209	203	199	194	192
	210	210	210	210	210
断面 4	193	207	208	208	208
	195	210	210	210	210
断面 5	135	155	159	164	168
	210	210	210	210	210
断面 6	206	207	208	207	208
	210	210	210	210	210
断面 7	209	193	193	195	195
	210	195	195	195	195
断面 8	193	195	195	194	195
	195	195	195	195	195

ばいである。なお活荷重(衝撃を除く)によるたわみの最大値は、モデルB-1($\phi = 16^\circ$)の支間中央における46[mm]であり、モデルAと比較すると約30%減少している。

図-10は主桁が変断面であることを考慮して、外桁、内桁毎に曲げ剛性を平均化し、これらを $\phi = 0$ のモデルの平均曲げ剛性で除してプロットしたものである。図中の細い点線は図-7と同一で、モデルAの外桁と内桁の平均曲げ剛性を表している。外桁について見ると、いずれの中心角においても横構を配置することにより主桁の剛性を低下させることができ、中心角が増大するほどその傾向は大きい。内桁では中心角の小さいときには主桁剛性の低減が可能であるが、中心角がある程度大きくなると、横構が無いときよりもむしろ大きくなる。これは内桁の負担する曲げモーメントが横構の配置により増大し、その結果モデルBの断面4のフランジ厚がモデルAよりも厚くなったためである。また図-10では中心角が0°のとき、すなわちねじりがほとんど働かない直線橋でも、横構を

表-5 発生応力と許容応力度 (モデル B-3) [N/mm²]

中心角	0°	4°	8°	12°	16°
断面 1	132	112	112	114	118
	210	210	210	210	210
断面 2	210	167	166	167	172
	210	210	210	210	210
断面 3	208	200	199	198	206
	210	210	210	210	210
断面 4	195	206	207	208	201
	195	210	210	210	210
断面 5	132	154	157	161	162
	210	210	210	210	210
断面 6	210	207	208	208	209
	210	210	210	210	210
断面 7	208	194	193	195	195
	210	195	195	195	195
断面 8	195	194	195	195	195
	195	195	195	195	195

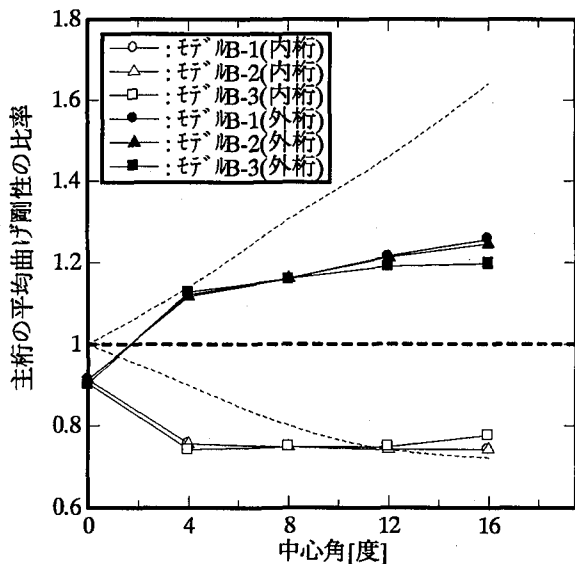


図-10 平均曲げ剛性 (モデル B)

配置すると主桁剛性を低減できることが示されている。このことは主桁の曲げ変形に対しても横構は補剛効果があると見なすこともできる。しかし実際の設計では主桁の剛性を低下させるのではなく、横構により余剰剛性が付加される程度と見なすべきと思われる。

図-11は上横構または下横構1本当たりの断面積と主桁フランジの最大板厚(断面8のフランジ厚)の関係を表したものである。横構断面積が0の点はモデルAのフランジ厚である。横構を設けることにより板厚を減少させることが可能であり、中心角が大きいくほどその効果は大きい。しかし横構断面積を大きくしても主桁フランジ厚はそれほど変化しないことが分かる。

6. あとがき

本研究では曲線2主桁橋を対象として、横構の無い場合と設けた場合の合計20ケースの橋梁モデルを試設計し、横構を主要部材と考えてその効果を検討した。横構部材は上下横構が一体となって水平力と曲げを負担する部材と見なし、変位法による骨組構造解析が行える剛性マトリックスを誘導した。

横構の無いモデルによる計算の結果、許容応力度、たわみ制限を満足する断面が得られたが、フランジ厚はかなり厚くなり、特に $\phi = 16^\circ$ のモデルでは道路橋示方書のほぼ上限となった。横構を配置すると許容応力度、たわみ制限を満足し、且つ主桁の曲げ剛性を低減させることが可能となった。内桁では一部曲げ剛性がわずかに増加する断面も存在した。たわみは主桁剛性を低減させても更に小さい値となった。

横構は断面積の異なる3種類を仮定したが、最も小さい断面を有する横構でも主桁剛性を低減させる効果が十分あり、それより大きい断面をもつ横構との違いはそれほど見られない。むしろ断面積が大きいため応力に余裕があり、不経済になると考えられる。これらのことから曲線2主桁橋では、横構を配置することは非常に効果的であると考えられる。

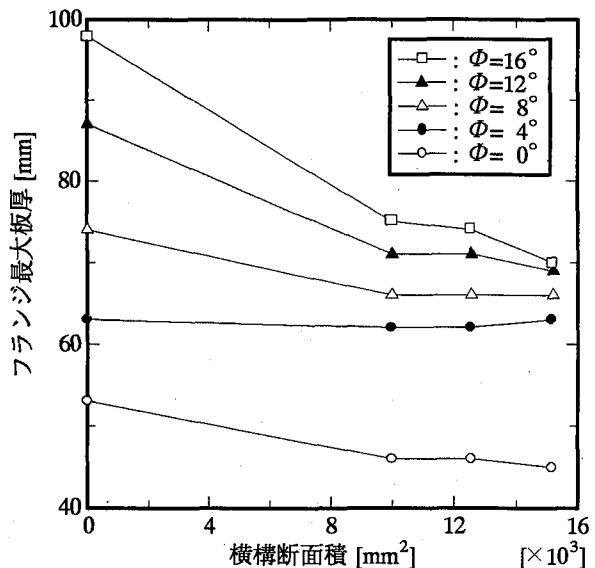


図-11 フランジの最大板厚 (モデル B)

参考文献

- (社)日本橋梁建設協会：新しい鋼橋の誕生、資料編、1998.
- (社)建設コンサルタント協会近畿支部 鋼橋設計研究委員会 設計方法分科会：鋼桁橋の合理化に関する検討、1996.
- 高橋昭一、志村勉、橋吉宏、水野浩：PC床版2主I桁橋による合理化検討、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集I、pp.268-269、1994.
- 橋吉宏、街道浩、小西哲司：鋼道路橋に適用されるPC床版の現状と課題について、第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集、pp.17-22、1998.
- 阿部幸夫、久保圭吾、高木優任、武内隆文：各種合成床版の構造と適用例、第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集、pp.23-30、1998.
- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編(平成8年12月)、丸善(株)、1996.
- 田村陽司、大垣賀津雄、川尻克利、作川孝一：PC床版連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計、橋梁と基礎、Vol.32, No.9, pp.18-22, 1998.
- (社)日本道路協会：鋼道路橋設計便覧(昭和55年8月改訂)、丸善(株)、1980.
- 大塚久哲、吉村虎蔵：並列I桁曲線および直線橋における主桁付加応力度と横構部材力について、土木学会論文報告集、No.290, pp.17-29, 1979.
- 尾下里治：横構を有する並列I桁曲線橋の解析、土木学会論文報告集、No.324, pp. 9-20, 1982.
- 小松定夫、中井博、田井戸米好：ねじり定数比とねじり曲げ剛比から考察した曲線桁橋設計計算法への一提言、土木学会論文報告集、No.224, pp.55-66, 1974.
- (社)日本橋梁建設協会：デザインデータブック、1993.

(1999年9月17日受付)