HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	斜角を有するコンクリート合成鋼床版橋の架設時における桁倒れ量の算定に関する研究
Author(s)	林川, 俊郎
Citation	北海道大學工學部研究報告, 157, 11-22
Issue Date	1991-10-16
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/42293
Type	departmental bulletin paper
File Information	157_11-22.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

北海道大学工学部研究報告
第157号（平成3年）

Bulletin of the Faculty of Engineering
Hokkaido University No. 157 (1991)

斜角を有するコンクリート合成鋼床版橋の架設時における桁倒れ量の算定に関する研究

林川　俊郎

（平成3年6月29日受理）

Calculation of Lateral Deformation of Main Girders on the Erection of Concrete Composite Steel Plate Deck Bridges with Skew Angles

Toshiro HAYASHIKAWA

(Received June 29, 1991)

Abstract

An original procedure that calculates the lateral deformation of the main girders on the erection of concrete composite steel plate deck bridges with skew angles is presented. The displacement method is used in the static analysis to define the behavior of a thin wall cross section in combined bending, torsion, and warping deformations. The proposed method calculates rationally and readily the lateral deformation of the main girders by using the torsional angles of the grillage beam bridges. A numerical example is given to illustrate the application of a new method developed here. The computed values agree approximately with experimental results of the actual bridges.

1．まえがき

昭和62年度札幌市内の住宅地において，泥流対策の一環として人工的な河川が堀削され，既存の道路との交差部に同じ床版レベルをもつ野々沢川1号橋，2号橋が架設された。この架橋地点は，桁下空間の十分な領域確保および厳しい桁高制限を受けるため，橋梁形式としては本研究室で開発されたコンクリート合成鋼床版橋（以下，略してCS橋と呼ぶ）が採用された。そのCS橋の架設状況が図―1に示されている。まず，鉛直突起板の付いた主桁を適当な間隔で並べ，その間に頭つきスタッドジベルを溶植した鋼パネル板をはめ込み，両者を高カボルトで結合する。次に，格子状に鉄筋を配置し，コンクリートを打設し，防水層（グリップコート）を施し，アスファルト舗装を行い架設が完了する。現場においてコンクリート床版を打設する時，鋼パネル板自身が型枠の役目を果すため，本橋は従来の合成桁の架設に比べて型枠や支保工が不要となり，施工期間も短縮することができ，経済的で合理的な橋梁形式となっている[1),2)]。

野々沢川1号橋，2号橋は支間長約15.4 mの直橋タイプのCS橋である。しかし，昭和63年10月には図―2に示すような斜角を有するCS橋（下藤野1号橋）が架設された。本橋は市街地にあ

土木工学科　橋梁学講座

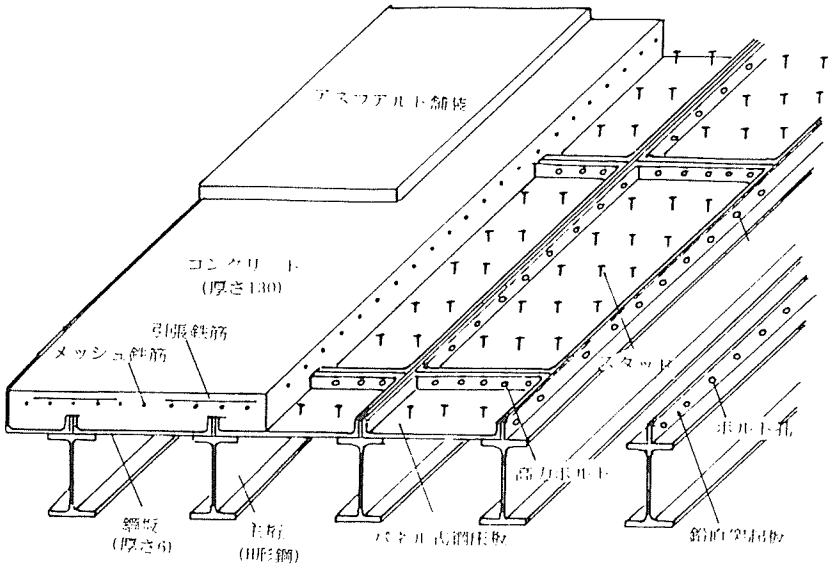


図-1 コンクリート合成鋼床版橋（CS 橋）

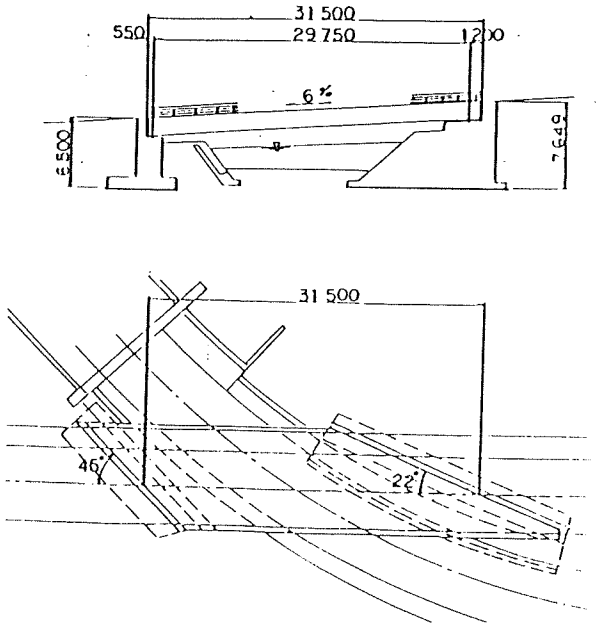


図-2 下藤野１号橋の一般図

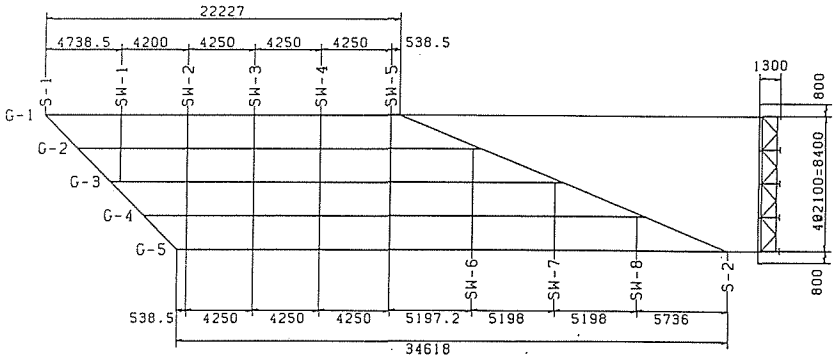
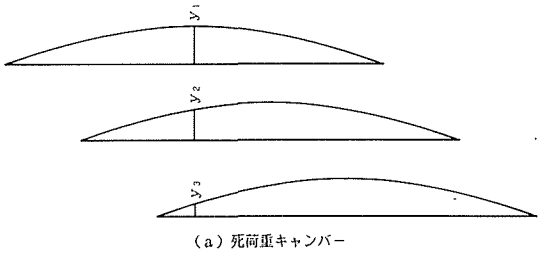
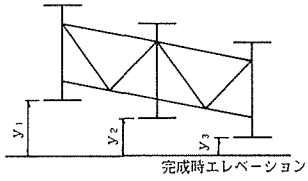


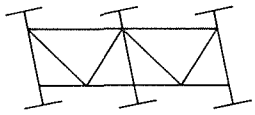
図-3　下藤野1号橋の骨組図



（a）死荷重キャンバー



（b）製作時の断面



（c）完成時

図-4　桁倒れ現象

り，野々沢川流路と道路との線形上の制約から，橋長が31.5 m，斜角が右22°および左45°という極端な斜橋である。下藤野1号橋では，主桁と横桁との組み方が図—3に示すように直角をなす，いわゆる斜角直交格子桁とし，横桁には分配対傾構を用いて設計されている。これは格子桁としての荷重分配性能を低下させず，かつ主桁と対傾構等の取り付けを容易にするためである。

斜角直交格子桁はコンクリート床版の打設時に，対傾構や横桁位置における各主桁相互の死荷重によるたわみ量が異なること，また，対傾構や横桁のせん断剛性に比べて主桁のねじり剛性が

小さいことにより，製作・施工時に適切な対策を講じないまま施工すると，完成時には図―4に示すように主桁にねじり変形を生じて，いわゆる「桁倒れ」という現象を生じる[3]。この桁倒れは，床版，高欄，伸縮継手等の形状に不都合をきたし，主桁上フランジ等に2次応力を発生させることになる。文献4)によれば，桁倒れによる主桁の2次応力が問題となる限界桁倒れ量は10 mmと規定している。本橋は斜角が極端に小さいため予想される最大計算桁倒れ量は約35 mmとなり，その桁倒れ量のより正確な算定方法および桁倒れ対策を講じることが重要な問題点となっていた。

そこで，本研究はコンクリート床版打設時に生ずる斜角直交格子桁の桁倒れ量の新しい算定式の提案を試みる。また，用いられる主桁が薄肉断面であることから，各部材の曲げ剛性，ねじり剛性および曲げねじり剛性の影響とその寄与の割合について検討する。さらに，本手法により求められた桁倒れ量の計算結果と下藤野1号橋の現場実測結果との比較において，良好な研究成果を得たのでここに報告する。

2．桁倒れ対策工法

斜角格子桁橋の桁倒れ対策としては，製作工場での仮組立時あるいは架設時において種々の工法が提案されている[3),5)]。主たる工法として次のものが知られている。

(1) プレツイスティング工法
(2) ジャッキアップ・ジャッキダウン工法
(3) 水（砂）荷重工法
(4) ピン構造工法
(5) 長孔工法

上記の方法は大きく分けて2通りの考え方に基づいている。まず，(1)の工法は主桁のねじり剛性が小さいことを利用して，あらかじめ予想される桁倒れ量を逆方向に主桁をねじって整合させる方法である。次に，(2)と(3)は対傾構や横桁のせん断剛性が働かないように工夫し，各主桁の高さを調整して整合させる方法である。また，(4)と(5)は同じくせん断剛性が作用しないように，主桁が鉛直変位を生じた後連結する方法である。以下に，各工法の概要とその問題点について説明する。

(1) プレツイスティング工法（図―5参照）

本工法は既存工法の中で最も合理的であり，施工実績も数多くあり，設計上からみても比較的問題の少ない方法であると言われている。本工法は前述のように，主桁にねじり変形を与えて対傾構を連結し，主桁のねじり変形と桁倒れ量を相殺させ，完成時には主桁が鉛直となるようにする工法である。しかし，一般的に斜角直交格子桁のキャンバー差（製作反り量の差）は一定でないことから，理論的には主桁をねじるだけでは連結部は整合せず，完成時の主桁のエレベーションに誤差が生じ，桁倒れ量が残ることがある。また，中間対傾構と端対傾構位置で主桁のプレツイスト量が異なると，相互の取り付けが困難となることがあり，主桁本数が多くなる場合には注意を要する。

(2) ジャッキアップ・ジャッキダウン工法（図―6参照）

架設時にキャンバー差がなくなるように，支点上でジャッキアップし，完成時の形状で製作した対傾構を取り付ける。コンクリート床版打設後，所定の高さまでジャッキダウンして，桁が倒れることのないようにする方法である。死荷重載荷にともなってジャッキダウンして行く工法を逐次ダウン法（図―6 a）と言い，死荷重載荷前にジャッキダウンし，あらかじめ主桁をねじっておき死荷重たわみにより生じる桁倒れと相殺させ，完成時に主桁を鉛直にする工法をプレダウン

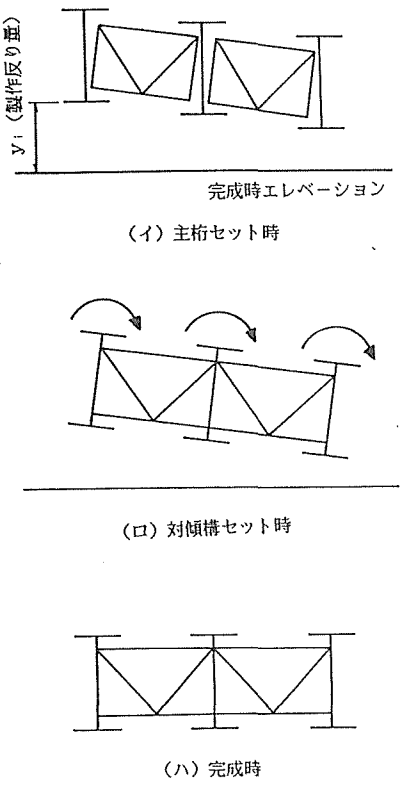


図-5　プレツイスティング工法

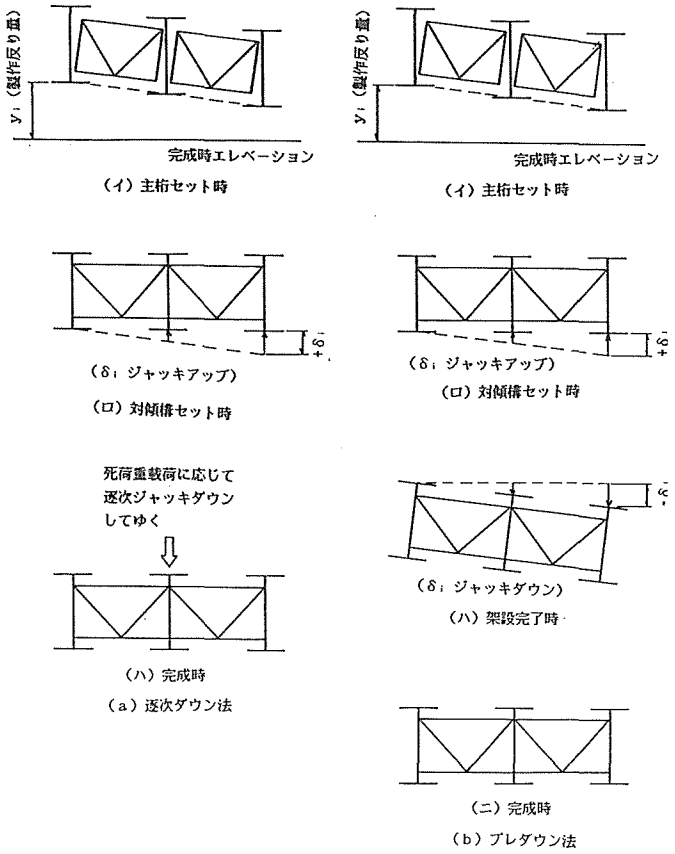


図-6　ジャッキアップ・ジャッキダウン工法

法（図―6 b）と言う。ジャッキアップ・ジャッキダウン工法の問題点として，支承高が低い時，ジャッキが入らないことがある。また，端対傾構はジャッキダウン後でないと取り付けられない。この工法は格子桁組立て完了後にジャッキダウンすることになるので，格子桁の不等沈下と同種の2次応力が発生し，完成時には設計応力とは異なった応力状態を生じる。この2次応力は斜角の程度，構造諸元やジャッキダウン量によって相当大きな値となり，本工法を採用する場合の留意点である。

(3) 水（砂）荷重法

あらかじめ死荷重キャンバー相当荷重の水（砂）袋を吊し，対傾構を取り付ける。コンクリートを打設しながら漸次水（砂）を抜いて行く工法である。本工法は施工が煩雑である上，格子桁の一般的設計手法からみた場合，架設工法と設計手法との対応において問題がある。まず，格子桁形成の過程において，架設時の1次的荷重の載荷系と除荷系が異なることにより，架設時に2次応力が残ることである。さらに，これによって生じる付加たわみによって完成時のエレベーションが計画値と異なってくることである。本工法は部分的採用においては問題が少ないが，全面的採用には設計および施工上問題がある。

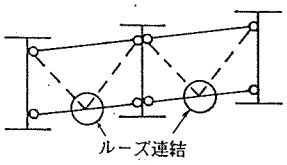
(4) ピン構造工法および長孔工法（図―7参照）

両工法とも主桁の死荷重たわみ量がなくなった完成時エレベーションにおいて対傾構の連結ボ

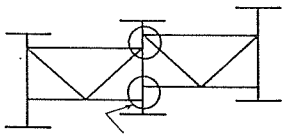
ルトを本締めすることにより，桁倒れを防ぐ工法である。ピン構造工法は，桁倒れが大きい箇所の対傾構を完全なトラス構造としないで，一部の連結部をルーズにした状態で架設する。たわみを拘束しないように床版を打設し，キャンバー沈下後，対傾構を完全な形にする工法である。長孔工法は，対傾構の片方のボルト孔を，桁のキャンバー差を吸収できる大きさの長孔にして，架設時にサービスボルトで締め付けておき，床版打設後，高力ボルトで締め直す工法である。両工法とも設計計算が架設工法に対応した内容である限り問題はなく，完成途上は静的構造であるため架設時の2次応力は生じない。しかしながら，両工法とも死荷重載荷後に格子桁が形成されるので，死荷重に対しては格子桁としての荷重分配は行われず，格子桁としては不経済な設計になってしまう。

3．格子桁理論

斜角を有する下藤野1号橋は図―3に示すように，床版が主桁の上に載っている構造であり，横桁（対傾構）が荷重分配の役目を果たしている。本研究ではこれを節点数42，部材要素数69の格子桁構造にモデル化し，剛性マトリックス法（変位法）を用いて構造解析を行う。また，格子桁が薄肉断面部材より構成されており，斜角を有することから，断面諸元の組み合せとして，(1)曲げ変形のみを考慮した場合（EI＝曲げ剛性），(2)曲げとねじり変形を考慮した場合（GJ_T＝ねじり剛性），(3)曲げ，ねじりおよびそり変形を考慮した場合（EC_W＝曲げねじり剛性）の3通りにつ



（a）ピン構造工法



（b）長孔工法

図-7　対傾構のせん断剛性を働かさない工法

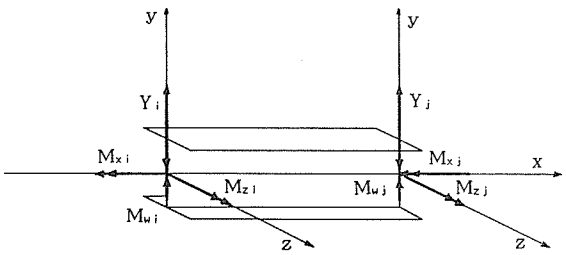


図-8　薄肉断面直線部材要素

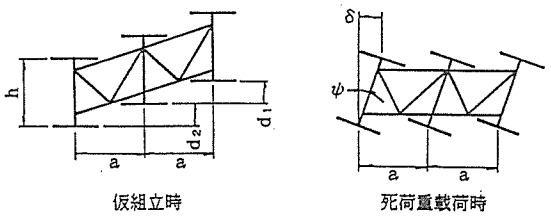


図-9　指針による中間対傾構上の桁倒れ量の算定方法

いて検討する。したがって，考慮すべき断面力は図―8に示されるような鉛直方向のせん断力 Y，曲げモーメント M_z，ねじりモーメント M_x および曲げねじりモーメント M_w である。また，それぞれの断面力に対応する変位は，鉛直変位 v，たわみ角 θ_z，ねじり角 θ_x，およびねじり率 θ_w である。前述の3通りの断面諸元の組み合せについて考えると，それぞれに対応した直線部材要素の剛性マトリックスも必要となる。以下に，その部材要素の剛性方程式を示す。

(1) 曲げ剛性のみを考慮した場合

Bernoulli-Euler 梁の仮定を用い，曲げ要素の変位関数を3次式で仮定すると，最終的に局所座標系における剛性方程式は次のように表わされる。

$$\begin{bmatrix} Y_i \\ M_{zi} \\ Y_j \\ M_{zj} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12\,EI/L^3 & 6\,EI/L^2 & -12\,EI/L^3 & 6\,EI/L^2 \\ & 4\,EI/L & -6\,EI/L^2 & 2\,EI/L \\ & & 12\,EI/L^3 & -6\,EI/L^2 \\ \text{SYM.} & & & 4\,EI/L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_i \\ \theta_{zi} \\ v_j \\ \theta_{zj} \end{bmatrix} \tag{1}$$

(2) 曲げ剛性とねじり剛性を考慮した場合

Saint Venant のねじり理論に基づき，ねじり要素内のせん断中心軸のねじり角を1次式で仮定すると，最終的な剛性方程式は曲げ変形の成分と重ねて次のように求められる。

$$\begin{bmatrix} Y_i \\ M_{zi} \\ M_{xi} \\ Y_j \\ M_{zj} \\ M_{xj} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 \\ & 4EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L & 0 \\ & & GJ_T/L & 0 & 0 & -GJ_T/L \\ & & & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 \\ & & & & 4EI/L & 0 \\ \text{SYM.} & & & & & GJ_T/L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_i \\ \theta_{zi} \\ \theta_{xi} \\ v_j \\ \theta_{zj} \\ \theta_{xj} \end{bmatrix} \tag{2}$$

(3) 曲げ剛性，ねじり剛性および曲げねじり剛性を考慮した場合

一様でないねじりは曲げねじりと呼ばれ，この曲げねじり変形を支配する変位場に，せん断中心軸まわりのねじりに関するゆがみ関数（そり関数）が導入される。曲げねじり問題の場合は，せん断中心軸のねじり角を3次式で仮定すると，最終的に次式で示されるような剛性マトリックスが誘導される[6]。

$$\begin{bmatrix} Y_i \\ M_{zi} \\ M_{xi} \\ M_{wi} \\ Y_j \\ M_{zj} \\ M_{xj} \\ M_{wj} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & 0 \\ & 4EI/L & 0 & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L & 0 & 0 \\ & & A & B & 0 & 0 & -A & B \\ & & & C & 0 & 0 & -B & D \\ & & & & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 0 \\ & & & & & 4EI/L & 0 & 0 \\ & & & & & & A & -B \\ \text{SYM.} & & & & & & & C \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_i \\ \theta_{zi} \\ \theta_{xi} \\ \theta_{wi} \\ v_j \\ \theta_{zj} \\ \theta_{xj} \\ \theta_{wj} \end{bmatrix} \tag{3}$$

ここに，

$$A = 12EC_w/L^3 + 6GJ_T/5L, \qquad B = 6EC_w/L^2 + GJ_T/10,$$
$$C = 4EC_w/L + 2GJ_TL/15, \qquad D = 2EC_w/L - GJ_TL/30 \tag{4}$$

以上の3種類の剛性マトリックスを用いて，重ね合せの原理により格子桁全体の剛性方程式を組み立て，これを解くことにより各節点変位が求められる。表―1は下藤野1号橋にコンクリート床版（床版厚 15 cm～22 cm）を打設した時の各主桁の支間中央点における鉛直たわみの計算結果である。この表―1より，曲げ剛性のみを考慮した場合(EI)，曲げとねじり剛性を考慮した場

表-1 各主桁の支間中央点における鉛直たわみ(mm)

主桁	曲げ剛性のみ考慮	曲げとねじり剛性を考慮	曲げ、ねじり、曲げねじり剛性を考慮
G－1	19.1022	19.0978	19.0936
G－2	21.9620	21.9574	21.9530
G－3	29.6511	29.6540	29.6292
G－4	41.8080	41.7986	41.7300
G－5	57.3075	57.2919	57.1247

合（EI，GJ_T），曲げ，ねじりおよび曲げねじり剛性を考慮した場合（EI，GJ_T，EC_w）についてそれぞれ計算結果について比較してみると，その差異はほとんどないことがわかる。したがって，等分布荷重を受ける斜角直交格子桁の曲げ解析は，主桁および横桁の曲げ剛性のみを考慮するだけで十分であると言える。この下藤野1号橋の主桁は薄肉のI形断面であるため，ねじり剛性および曲げねじり剛性が比較的小さい値であるため，このような結果になったものと思われる。今後，箱形断面を有する斜角直交格子桁橋についてはさらに検討する必要があるだろう。

4．桁倒れ量の算定方法

桁倒れ量の算定方法として，過去の施工例では死荷重による主桁間のたわみ差，すなわち，仮組立て時のキャンバー差により桁倒れ量を算出している[4]。本研究ではたわみ差ではなく，主桁格点のねじり角より桁倒れ量を算定する新しい方法を提案する。また，両者の算定方法および実在橋の実測結果との比較を行い，ここで提案する方法の妥当性について検討する。さらに，たわみ差およびねじり角より算出される桁倒れ量の関連性についても言及する。

(1) たわみ差による桁倒れ量の算定方法

斜角を有する橋梁で，中間対傾構が主桁に対して直角に配置されている場合，同一対傾構面内に取り付く主桁間に，死荷重によるたわみ差が生じる。このたわみ差と対傾構の拘束によって，図―9のように桁倒れが生じる。この桁倒れ量には斜角，主桁間隔，桁高および主桁相互のたわみ差等が影響する。主桁間のたわみ差による中間対傾構上の桁倒れ量 δ_1 は，幾何学的な関係から次式によって算出できる。

$$\delta_1 = \frac{h}{a} d, \qquad d = \bar{d}_i \tag{5}$$

ここに，h＝主桁の桁高，a＝主桁間隔，d_i＝仮組立て時のキャンバー差，$d = d_i$の平均値。

一般的に，鋼板桁橋は死荷重によるたわみをあらかじめ製作キャンバーとして主桁を上げ越し，完成時には所定のエレベーションになるように工場製作される。この場合，主桁端部は製作キャンバーの影響で図―10のように△の傾きが生じ，完成時には鉛直となる。したがって，端対傾構の拘束による桁端の橋軸直角方向の倒れ量 δ_4 は次式によって算出される。

$$\delta_4 = \triangle \cot\varphi \tag{6}$$

ここに，△＝桁端の橋軸方向の倒れ量，φ＝斜角の角度。

(2) ねじり角による桁倒れ量の算定方法

実際に現場実験により桁倒れ量を測定してみると，同じ中間対傾構面内の各主桁の桁倒れ量は必ずしも図―9のように同一の値にはならない。一般的に，死荷重載荷時の各主桁のねじり角(あ

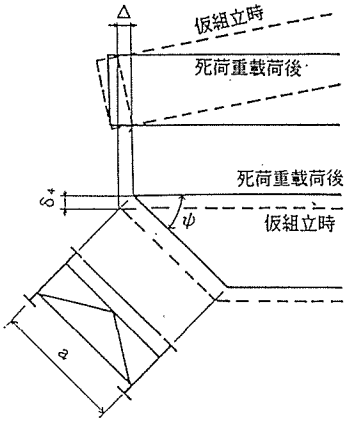


図-10　指針による端対傾構上の桁倒れ量の算定方法

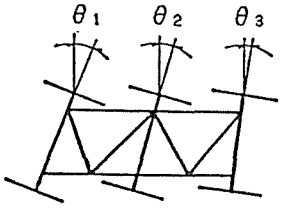


図-11　ねじり角による桁倒れ量の算定方法

るいは桁倒れ量）は図―11のように異なるものと考えられる。そこで，本研究では格子桁の剛性マトリックス法により求められたねじり角を用いて，次式により桁倒れ量 δ_{2i} を算定することを提案する。

$$\delta_{2i}=h\theta_i \tag{7}$$

ここに，θ_i＝格点 i における各主桁のねじり角。上式(7)は格子桁の任意の格点における桁倒れ量を計算することができる。また，この方法は中間対傾構上および端対傾構上の桁倒れ量を同一の算定式により求めることができる。

次に，式(5)と式(7)の算定式の関連性について考えてみよう。式(5)の d は各主桁のキャンバー差の平均値であるから

$$d=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} d_i \tag{8}$$

となる。ここで，N は主桁の本数である。上式を式(5)に代入し，a および h は定数であることを考慮すると

$$\delta_1=\frac{h}{a}\cdot\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} d_i=\frac{h}{N}\sum_{i=1}^{N}\frac{d_i}{a} \tag{9}$$

である。図―9および図―11より，各主桁のねじり角 θ_i は

$$\theta_i=\frac{d_i}{a} \tag{10}$$

であるから，式(10)を式(9)に代入すると

$$\delta_1=\frac{h}{N}\sum_{i=1}^{N}\theta_i=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} h\theta_i \tag{11}$$

さらに，式(7)の関係式を用いると，最終的に次式を得る。

$$\delta_1=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\delta_{2i} \tag{12}$$

つまり，従来のたわみ差より求められる桁倒れ量 δ_1 は，ここで提案したねじり角より計算される桁倒れ量 δ_{2i} の平均値と一致することがわかる。

5．実橋における測定結果と計算された桁倒れ量との比較

本研究で用いた桁倒れ量の測定方法としては，主桁フランジの下面にマグネット付き下げ振りを降ろし，腹板の上端と下端との水平距離を測定することにより求めた。図―12 は下藤野１号橋のコンクリート床版打設時に測定された桁倒れ量である。実橋で計測された桁倒れ量は中間対傾構および端対傾構と交差する主桁の各格点で異なる値となっていることがわかる。

斜角直交格子桁の死荷重載荷時の曲げ解析によるたわみおよびたわみ角は，表―１の計算結果からして，ここでは主桁および横桁（対傾構）の曲げ剛性のみを考慮して求める。図―13 は文献4)の設計及び施工指針に従い，主桁相互間のたわみ差より算定した桁倒れ量の値である。この算定方法によれば，同一中間対傾構上の桁倒れ量はすべて同一の値となってしまう。図―14 はねじり角の大きさに応じて，それぞれ異なった値となっている。つまり，ここで提案した式(7)の算定方法は実際の桁倒れ現象を反映しているものと考えられる。端対傾構上の桁倒れ量については，たわみ差およびねじり角から計算された両者の値は良く一致している。したがって，式(7)の提案式は中間対傾構および端対傾構の両方に使用することが可能であり，合理的な桁倒れ量の算定方法であると思われる。図―13，14 より，斜角の小さい鋭角部を除いて，外桁（G-1 と G-5）の桁倒れ量が意外と小さい。これは下藤野１号橋の主桁本数が５本と比較的少ないことに起因しているものと思われる。また，この傾向は図―12 の実測された桁倒れ量の値からも理解できる。その分だけ，斜角直交格子桁の鋭角部に大きな桁倒れが生じている。もし，主桁本数が増えたならば，外桁の桁倒れ量の差は大きくなることは明らかである。この場合，たわみ差より算定した桁倒れ量は実測値と大きくかけ離れ，残留桁倒れ量が大きくなることが予想される。

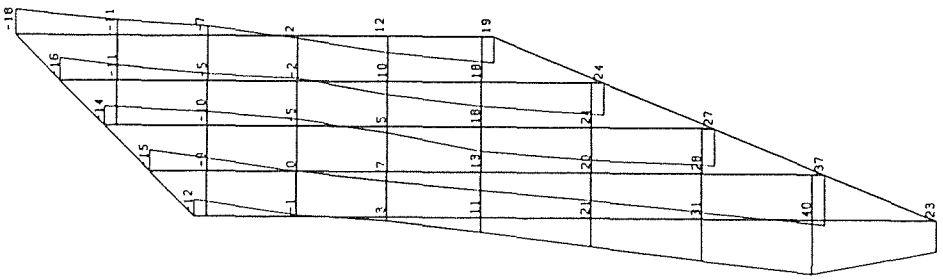


図-12　下藤野１号橋の実測された桁倒れ量（mm）

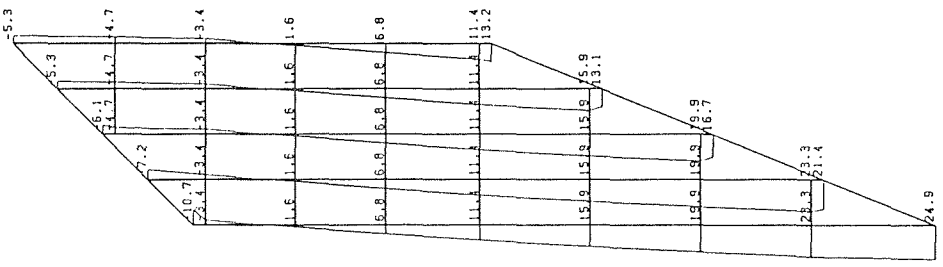


図-13　たわみ差より算定した桁倒れ量（mm）

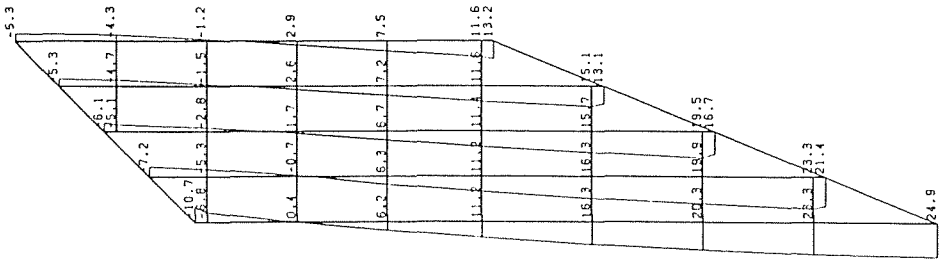


図-14　ねじり角より算定した桁倒れ量（mm）

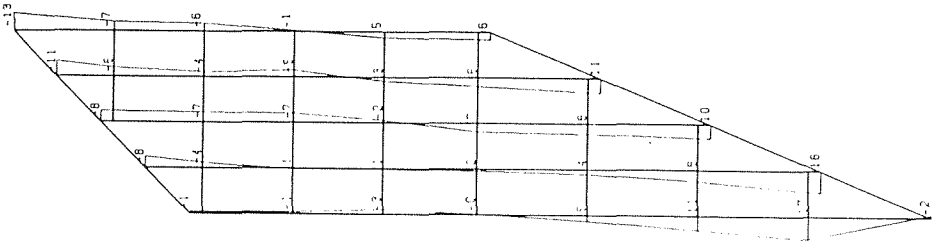


図-15　実測した桁倒れ量とねじり角より算定した桁倒れ量との差（mm）

図―15は下藤野1号橋で実測した桁倒れ量と式(7)で算定した桁倒れ量との差（残留桁倒れ量）を示している。理想的なことを言えば，格子桁橋の架設・施工が終了した完成時に，すべての主桁の桁倒れ量（残留桁倒れ量）が限界桁倒れ量（文献4)では10 mm）以内におさまれば良いわけであるが，いくつかの格点ではその値を越えている。そこで，最大の残留桁倒れ量が17 mmである格点について応力照査を試みる。図―15の残留桁倒れ量を6次の関数で近似し，回帰曲線を求め，その桁倒れによる2次応力度を計算してみると $\sigma=168\ \mathrm{kg/cm^2}$ とやや大きな値を得る。しかし，この格点における計算された主たる曲げ応力度は $\sigma=516\ \mathrm{kg/cm^2}$ となり，2次応力度との和は主桁自身の許容応力度をかなり下回っているため，実用上あまり問題はないものと考えられる。

6．あとがき

本研究は斜角直交格子桁のコンクリート床版打設時における主桁の桁倒れ量について，下藤野1号橋を例に取り上げ，実測および計算により比較検討した。開きI断面を有するCS橋の死荷重載荷時におけるたわみの計算には，主桁および横桁の曲げ剛性のみを考慮し，格子桁理論により解析するだけで十分であることがわかった。また，本研究では各主桁の格点におけるねじり角より桁倒れ量を算定する方法を提案した。従来の指針による桁倒れ量の算定方法は，中間対傾構上および端対傾構上では別々の算定式を用い，中間対傾構上における桁倒れ量はすべて同一の値となる欠点があった。しかし，式(7)で提案したたわみ角より桁倒れ量を算定する方法では，同一の式で中間対傾構上および端対傾構上の主桁の桁倒れ量を計算できる簡便性があり，実測された結果とも良く一致している。この新しい算定式は，今後の斜角直交格子桁の桁倒れ対策に役立つものと思われる。

最後に，本研究に貴重な助言を賜わった北海道大学名誉教授渡辺昇先生に深甚なる感謝の意を表

します。また，現場実験で多大なご協力をいただいた井上稔康氏（釧路製作所）および橋梁学講座の教職員・学生に謝意を表します。さらに，本研究の膨大な数値計算は村山陽氏（日本道路公団）の修士論文で行われたものであり，ご協力に感謝いたします。なお，数値計算には北海道大学大型計算機センターのHITAC M-682とS-810システムを利用したことを付記する。

参考文献

1）渡辺昇，井上稔康：土木学会北海道支部論文報告集，**43** (1987), pp. 31-36.
2）渡辺昇，井上稔康：土木学会北海道支部論文報告集，**43** (1987), pp. 37-42.
3）杉山博道，高島和彦，桜井勝好：橋梁と基礎，10月号（1987），pp. 39-46.
4）北海道土木技術会鋼道路橋研究委員会：北海道における鋼道路橋の設計及び施工指針（1983年8月），pp. 149-171.
5）荒井利男：横河橋梁技報，No. 8 (1978), pp. 16-21.
6）鷲津久一郎，宮本博，山田嘉昭，山本善之，川井忠彦共編：有限要素法ハンドブック，基礎編，I (1981)，pp. 206-223.