

不完全合成格子桁橋の理論と近似計算法について

THEORY AND APPROXIMATE CALCULATION METHOD OF COMPOSITE
GRILLAGE GIRDER BRIDGES HAVING INCOMPLETE INTERACTION

小松 定夫*・佐々木 孝**

By Sadao KOMATSU and Takashi SASAKI

1. ま え が き

ずれ止めの弾性変形による床版と鋼桁との相対変位が合成桁の弾性挙動に与える影響の大きいことはよく知られている。この相対変位を考慮したものを不完全合成桁、相対変位を考慮しないものを完全合成桁とよんでいる。床版と鋼桁をそれぞれはりとして取り扱い、両者を連結するずれ止めのばね定数を考慮し、初等はり理論を用いて不完全合成桁の解を求めたものに、Newmark¹⁾、山本²⁾、橋・足立³⁾の研究がある。Newmark は上の方法で単純合成桁が集中荷重を受けた場合の解を導いた。山本は荷重をフーリエ級数に展開し、断面 2 次モーメント増加率なる概念を導入して、初等曲げ理論と同じ関係式を導いた。橋・足立は連続桁の中間支点付近とそれ以外の部分とで、ずれ止めのばね定数を変化させて、集中荷重と等分布荷重を受ける場合の解を求めた。不完全合成桁の解析に有限要素法を用いたものに、浜田ら⁴⁾の研究がある。これはコンクリート床版と鋼桁をそれぞれ軸力と曲げを受ける独立な棒要素とし、床版と鋼桁との相対変位をずれ止めのばね定数を用いて表わしている。また、浜田ら⁵⁾は不完全合成桁について、コンクリート床版を面内力を受ける平板とし、床版と鋼桁の相対変位を考慮し、応力関数を用いてコンクリート床版の有効幅を求めている。そして、床版と鋼桁の相対変位が有効幅に大きな影響を与えることを示している。このように、不完全合成桁についてはかなりの成果が得られている。しかし、スタッドジベルのような弾性変形の生じるずれ止めを使用した合成桁橋を不完全合成桁として設計を行う場合、着目する桁に分配される荷重と床版の有効幅が問題になる。また、格子合成桁として設計を行う場合には、格子桁理論に基づく荷重分配係数を用いているのが

現状であり、床版を考慮した不完全合成格子桁橋としての荷重分配係数は考えられていない。そこで、これらのことを検討するために、連続体力学による不完全合成格子桁橋の弾性挙動を調べる意味は大きいと考えられる。合成桁橋に有限要素法を用いて解析したものに Gustafson⁶⁾、Moffatt⁷⁾の研究がある。Gustafson は床版と鋼桁の偏心を考慮して、床版中立面を基準面に取り、その基準面に関する床版の平面応力要素、平板曲げ要素と鋼桁の棒要素の剛性マトリックスを導き、斜角合成桁橋の解析を行った。Moffatt は基準面からの偏心を考慮した、面内力と曲げを受ける長方形板要素の剛性マトリックスを導き、これを床版と鋼桁および鋼箱桁に用いて、不完全合成桁および不完全合成箱桁橋の解析を行った。床版と鋼桁との相対変位はずれ止めのばね定数を含むマトリックスを用いて表わした。そして、不完全合成箱桁橋についてパラメーター解析を行い、不完全合成箱桁橋の縦方向の曲げ挙動が桁の上フランジにおける、ずれ止めの横方向分布に大きく影響されることを示した。このように不完全合成桁橋の弾性挙動を調べた研究は少なく、特に不完全合成桁橋全体の弾性挙動とずれ止めのばね定数との関係を示したものはみられない。そこで、この報告では有限要素法を用いて、床版を連続体とした不完全合成格子桁橋の解析を行い、模型実験の結果と比較する。さらに、実大寸法の構造モデルについて、パラメーター解析を行う。パラメーターにはずれ止めの単位長さ当たりのばね定数に関する無次元量 s を取り、不完全合成格子桁橋の弾性挙動と s との関係を示す。次に、主桁 3 本で集中荷重を受ける場合について、フレキシビリティ定数 s 、支間、主桁間隔、横桁本数、横桁の断面 2 次モーメントを変化させて、パラメーター解析を行い、荷重分配係数 r と合成効果低減係数 f を導入し、 r 、 f の一般式を示す。そして、この r 、 f の一般式を用いて、不完全合成格子桁橋を不完全合成桁として設計を行う場合に必要となる各部縁応力度を求める近似計算

* 正会員 工博 大阪大学教授

** 正会員 工修 福井工業高等専門学校教授

法を示す。

2. 理論解析

有限要素法を用いて、図-1 に示す構造モデルの解析を行う。

床版の剛性マトリックス：床版部分は図-2のような長方形要素に分割して、平面応力要素と平板曲げ要素の剛性マトリックスを作る。平面応力要素は等方性板とし、平板曲げ要素は鉄筋を考慮した直交異方性板にモデル化し、せん断変形を含める。それぞれの要素の剛性マトリックスを付録に示す。

鋼桁の剛性マトリックス：床版と同じ長さ分割された鋼桁の要素に、軸力を考慮した棒要素を用いる。図-3 は床版と鋼桁の要素分割を示す。この図における節点 i に接合する床版の中立面および鋼桁の中立軸の変形状態について考える。図-4 に示すように、床版の中立面を N_P 、鋼桁の中立軸を N_R とし、それらの上で、節点 i に対応する点をそれぞれ、 P および R とする。弾性変形により点 P, R がそれぞれ、点 P', R' に移動したとすると、式 (1) が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} v_{iR} &= v_{iP} + v_i^* + h\theta_{xiP} \\ w_{iR} &= w_{iP} \\ \theta_{xiR} &= \theta_{xiP} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $v_{iR}, w_{iR}, \theta_{xiR}$ および $v_{iP}, w_{iP}, \theta_{xiP}$ はそれぞれ、鋼桁中立軸および床版中立面に関する節点 i の y 方向変位、たわみ、 x 軸まわりのたわみ角を表わす。また、 v_i^* は節点 i における床版と鋼桁のずれを、 h は N_P と N_R との距離を表わす。

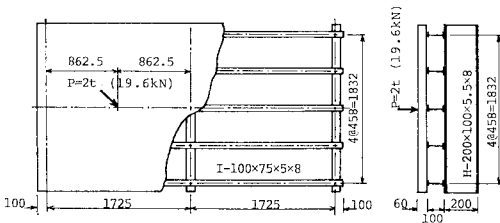


図-1 載荷試験に用いたモデル

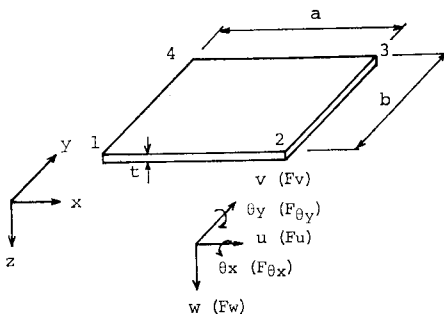


図-2 長方形要素

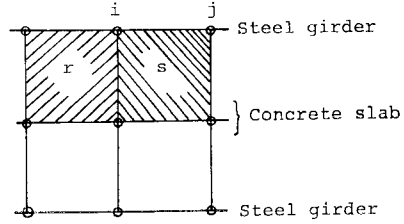


図-3 床版と鋼桁の要素分割

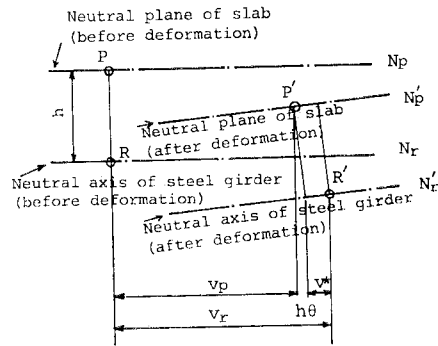


図-4 床版の中立面と鋼桁の中立軸の幾何学的関係

ずれ止めに作用する橋軸方向の力を F_{vi}^* 、これに対応するずれ止めのばね定数を k とすれば、

$$F_{vi}^* = kv_i^* \dots\dots\dots (2)$$

両辺を k で割り、次のような変形を行うと、

$$v_i^* = F_{vi}^*/k = (F_{vir} + F_{vis})/k = \{k\}^T_{vir} \{\delta\}_{rP} + \{k\}^T_{vis} \{\delta\}_{sP} / k \dots (3)$$

ここに、 F_{vir}, F_{vis} は節点 i に接合される平面応力要素 r, s の節点 i における y 方向の節点力であり、平面応力要素 r, s に含まれる節点変位を表わす列ベクトルをそれぞれ、 $\{\delta\}_{rP}, \{\delta\}_{sP}$ とする。また、 $\{k\}^T_{vir}, \{k\}^T_{vis}$ は平面応力要素 r, s の剛性マトリックスにおける F_{vir}, F_{vis} に対応する行ベクトルを示す。 $\{\delta\}_{rP}$ と $\{\delta\}_{sP}$ に含まれる 12 成分を要素とする 12 次元ベクトルを $\{\delta\}_{rsP}$ とする。式 (3) を式 (1) に代入すると次式が得られる。

$$v_{iR} = \{k\}^T_{virs} \{\delta\}_{rsP} + h\theta_{xiP} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

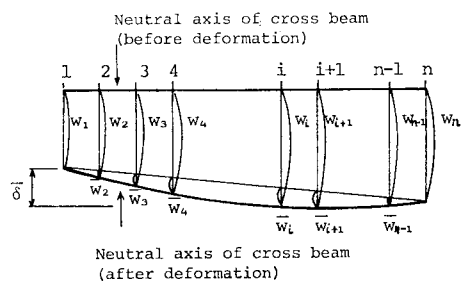


図-5 横桁の変形状態

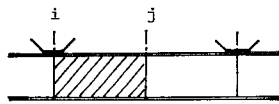


図-6 鋼桁の要素

$$\{k\}^T_{virs\{\delta\}}{}_{rsP} = (\{k\}^T_{vir\{\delta\}}{}_{rP} + \{k\}^T_{vis\{\delta\}}{}_{sP})/k + v_{iP} \dots \dots \dots (5)$$

式 (1)₁ に式 (4) を用いて、マトリックス表示すれば、式 (6) となる。ここに、 T は転置を示す。

$$\begin{Bmatrix} v_{iR} \\ w_{iR} \\ \theta_{xiR} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \{k\}^T_{virs}, 0, h \\ \{0\}^T, 1, 0 \\ \{0\}^T, 0, 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\delta\}_{rsP} \\ w_{iP} \\ \theta_{xiP} \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (6)$$

これを式 (7) のように簡単に表示する。

$$\{\delta\}_{iR} = [a]\{\delta\}_{iP} \dots \dots \dots (7)$$

次に、節点 i, j 間の鋼桁要素の剛性マトリックスを $[K]_R$ とすると、式 (8) が成り立つ。

$$\{F\}_R = [K]_R\{\delta\}_R \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 $\{F\}_R, \{\delta\}_R$ は式 (9) のような節点 i, j の鋼桁中立軸に関する節点力ベクトル $\{F\}_{iR}, \{F\}_{jR}$ と節点変位ベクトル $\{\delta\}_{iR}, \{\delta\}_{jR}$ からなる列ベクトルである。

$$\begin{Bmatrix} \{F\}_R \\ \{\delta\}_R \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F\}^T_{iR}, \{F\}^T_{jR} \\ \{\delta\}^T_{iR}, \{\delta\}^T_{jR} \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (9)$$

変換マトリックス $[A]$ を式 (10) のように置くと、式 (11) が得られる。

$$[A] = \begin{bmatrix} [a], [0] \\ [0], [b] \end{bmatrix} \dots \dots \dots (10)$$

$$\{\delta\}_R = [A]\{\hat{\delta}\} \dots \dots \dots (11)$$

$$\{\hat{\delta}\} = \{\{\delta\}^T_{iP}, \{\delta\}^T_{jP}\} \dots \dots \dots (12)$$

ここに、 $[b], \{\hat{\delta}\}^T_{jP}$ は次のようになる。

節点 j のずれ止めのばね定数が節点 i と同じ場合、

$$[b] = [a], \{\hat{\delta}\}^T_{jP} = \{\delta\}^T_{jP}$$

節点 j にずれ止めのばね定数を考えない場合、

$$[b] = [I], \{\hat{\delta}\}^T_{jP} = \{\delta\}^T_{jP}$$

$[I]$ は 3 行 3 列の単位マトリックス、となり、ずれ止めのばね定数を用いて、鋼桁中立軸に関する節点 i, j の変位 $\{\delta\}_{iR}, \{\delta\}_{jR}$ が床版中立面の変位 $\{\delta\}_{iP}, \{\delta\}_{jP}$ に変換される。

式 (8) の両辺に $[A]^T$ を左から掛けて、式 (11) を用いると、式 (13) になる。

$$[A]^T\{F\}_R = [A]^T[K]_R\{\delta\}_R = [A]^T[K]_R[A]\{\hat{\delta}\} \dots \dots \dots (13)$$

$\{\hat{F}\}, [\hat{K}]$ を式 (14) のように置くと、式 (13) は式 (15) のように書き換えられる。

$$\begin{Bmatrix} \{\hat{F}\} \\ [\hat{K}] \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [A]^T\{F\}_R \\ [A]^T[K]_R[A] \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (14)$$

$$\{\hat{F}\} = [\hat{K}]\{\hat{\delta}\} \dots \dots \dots (15)$$

方程式 (15) は次のような意味をもつ。すなわち、ずれ

止めをもつ節点においては鋼桁の節点変位をずれ止めのばね定数を介して、床版の節点変位に変換し、ずれ止めのない節点においては、両者を独立に取り扱ったものである。結局、鋼桁の棒要素に関する剛性方程式は式 (15) となる。

横桁の剛性マトリックス：図-5 のように、横桁と主桁または縦桁との交点を節点 1, 2, ..., n とすると、各節点に作用する外力と節点変位との関係が得られる。この関係を適当に変形することにより、鉛直方向の外力と同方向の変位との関係式が得られる。その結果を付録に示す。この鉛直方向の外力が主桁または縦桁に作用するものとして、全体の剛性マトリックスが作られる。

床版、主桁および縦桁と横桁の各節点変位の適合条件を満足するように、各剛性方程式を構造全体系にアセンブルする。床版曲げモーメントおよび鋼桁の部材力については付録に記す。

3. 静的載荷試験と離散化モデル

国道 17 号線に架設されている神流川橋の一部を 1/2.65 に縮尺した模型を図-1 に示す。理論解析の妥当性を知るために、このモデルについて、静的載荷試験と数値計算を行った。

載荷試験：供試体(図-1)は支間 172.5 cm の 2 径間連続桁となる縦桁にスラブ止めで床版が取り付けられている。鉄筋コンクリート床版の厚さは 6.5 cm で、スラブ止めの間隔は 34.5 cm である。縦桁は横桁で支持されており、横桁の両端は支承で支持されている。また、床版は横桁で直接支持されていない。荷重はマルイ製作所製の油圧サーボ式載荷試験機を用いて、中央縦桁上の支間中央に集中荷重を載荷した。

離散化モデル：モデル A (ずれ止めにスラブ止めを用いた場合) として、図-1 のモデルについて数値計算を行った。床版の 1/4 の部分を 40 の長方形要素に分割し、縦桁もこれと同じ位置で分割する。このように分割すると、図-6 のように要素の一方の節点にスラブ止めがあり、もう一方の節点にスラブ止めがない状態になる。この場合、式 (10) のサブマトリックス $[b]$ は単位マトリックス $[I]$ となる。後は、2. の式を用いて計算を行う。式 (2) に用いられるばね定数 k は、この供試体に使われたスラブ止めについて押抜試験によって得られた値で、 $k = 0.25 \times 10^6 \text{ kg/cm}$ (245 MN/m) である。床版の曲げモーメントを求めるために、対象となる部分を再分割した。

モデル B (ずれ止めにスタッドジベルを用いた場合) として、図-7 のモデルについて数値計算を行った。ずれ止めは $\phi-16 \text{ mm}$ のスタッドジベルを用いており、そ

の間隔は等間隔 (12.5 cm) で要素分割の 40 cm より小さくなる。そこで、ずれ止めのばね定数を単位長さ当たりのばね定数 (60 t/cm/cm (5.88 GN・m⁻¹・m⁻¹)) に換算し、これに要素の分割長を掛けた値を、式 (2) の k の値として用いた。また、式 (10) のサブマトリックス [b] は [a] とおいて、以下、上の場合と同様になる。

モデル A, B について、コンクリートの弾性係数およびポアソン比は 0.3×10^9 kg/cm² (29.4 GPa) および 1/6 を用いた。

4. 数値計算結果と実験結果との比較

モデル A : 2t (19.6 kN) の集中荷重を受けた場合の計算値と実験値との比較を 図-8~13 に示す。図-8 は載荷断面のたわみ (横方向分布)、図-9 は中央縦桁のたわみ (縦方向分布)、図-10 は載荷断面における各縦桁の下フランジの縁応力度 (横方向分布)、図-11 は中央縦桁の下フランジの縁応力度 (縦方向分布)、図-12 は

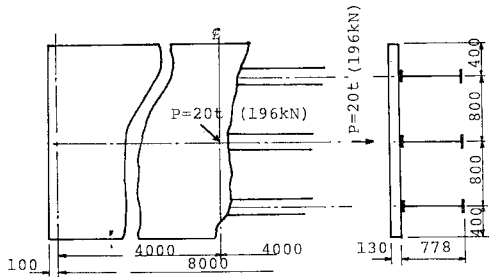


図-7 構造モデル

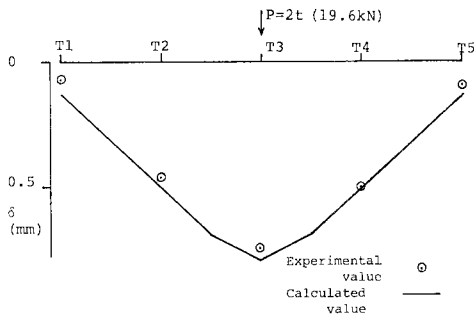


図-8 載荷断面のたわみ (横方向分布)

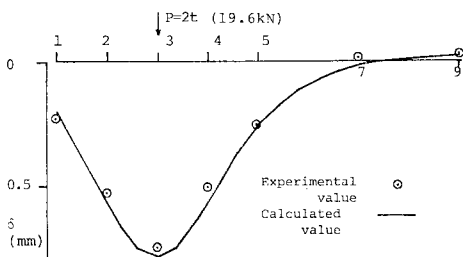


図-9 中央縦桁のたわみ (縦方向分布)

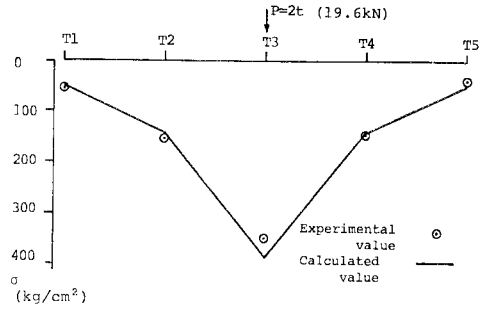


図-10 載荷断面における鋼桁下フランジの縁応力度 (横方向分布)

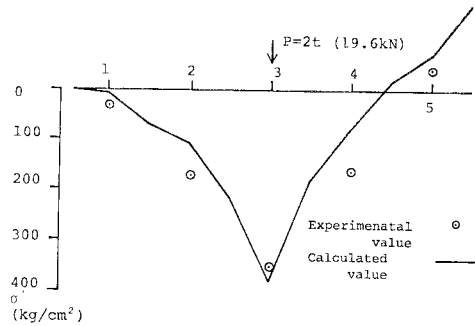


図-11 中央縦桁下フランジの縁応力度 (縦方向分布)

載荷断面における床版上面の縁応力度 (横方向分布)、図-13 は中央縦桁上の床版上面の縁応力度 (縦方向分布) を示す。図-12, 13 における σ_x は横方向の縁応力度, σ_y は縦方向の縁応力度を示す。図-8~11 のたわみおよび縁応力度について、実験値と計算値はよく一致している。また、図-12, 13 の縁応力度について、絶対値の最も大きくなる領域が載荷点と重なり、実験値が得られていないが、他の領域では実験値と計算値はよく一致している。

モデル B : 実験値と計算値との比較を 図-14 に示す。実験値は奥村・佐藤¹⁰⁾によって得られたものである。図-14 は中央主桁の支間中央に 20t (196 kN) の集中荷重が載荷された場合に、載荷点より 50 cm 離れた断面のひずみ分布を示す。これをみると、計算値は実験値と比較して、中央主桁の下フランジにおいて、少し小さく、上フランジおよび床版において、少し大きくなっているが、全体として両者はよく一致している。

5. 不完全合成格子桁橋の弾性挙動とフレキシビリティ定数 s および合成効果低減係数

前章において、計算値と実験値との比較を行い、2. で導いた解析法が十分信頼できることを示した。そこで、図-15 に示す構造モデルについてパラメーター解析を

行った。パラメーターにはずれ止めの単位長さ当たりのばね定数 k に関する無次元量 s を用いた。 $s = \sqrt{k_0/k}$ 、 k はずれ止めの単位長さ当たりのばね定数、 k_0 は基準ばね定数として 20 t/cm/cm ($1.96 \text{ GN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$) を用いる。この s をフレキシビリティ定数とよぶ。パラメーター解析に用いた s 値の範囲は完全合成～非合成の範囲に対応するように、 $0 \sim 7$ を用いた。

20 t (196 kN) の集中荷重を支間中央の内桁上に載荷した場合を CASE A, 外桁上に載荷した場合を CASE

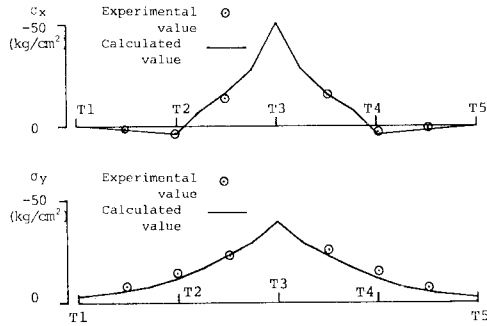


図-12 載荷断面における床版上面の縁応力度 (横方向分布)

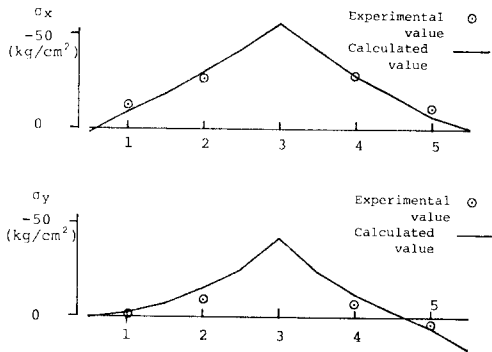


図-13 中央縦桁上の床版上面の縁応力度 (縦方向分布)

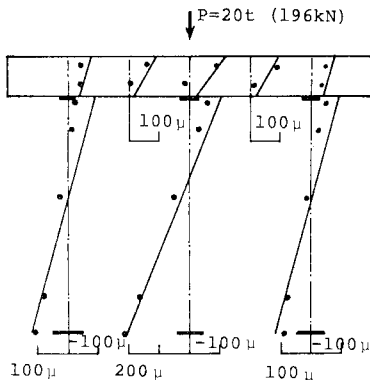


図-14 載荷位置より 50 cm 離れた断面のひずみ分布

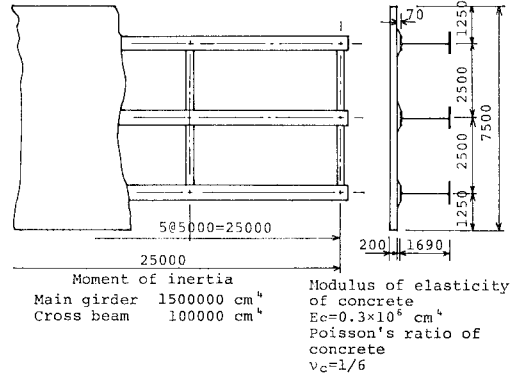
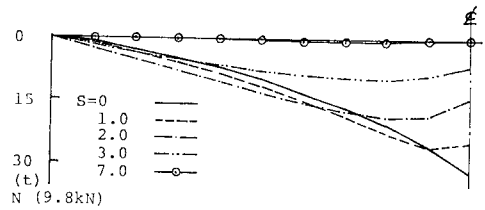
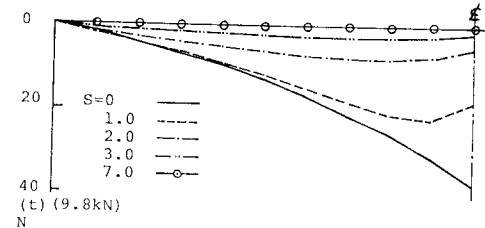


図-15 パラメーター解析に用いたモデル



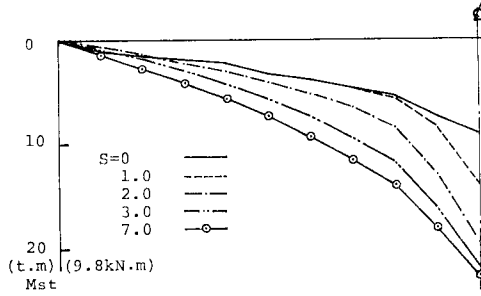
(a) CASE A, 内桁



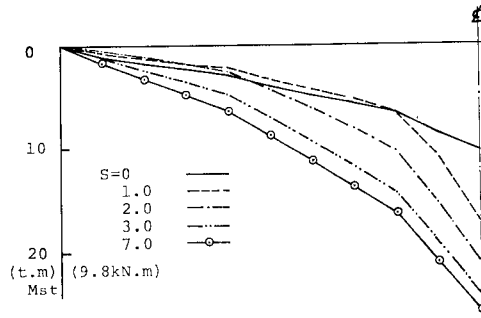
(b) CASE B, 外桁

図-16 鋼桁の軸力図

B とする。CASE A について内桁, CASE B について外桁の曲げモーメント M_{st} , 軸力 N の分布をそれぞれ, 図-16, 17 に示す。載荷位置の断面力 M_{st} , N および床版の橋軸方向の曲げモーメント M_x ならびにたわみ δ および鋼桁断面の図心から中立軸の位置までの距離 d の s に対する関係を 図-18 に示す。図中, 添字 0 は $s=0$ の場合の値を意味する。したがって, 図中の比の値は完全合成 ($s=0$) の場合に対する比を示している。載荷位置の鋼桁の縁応力度 σ_{su} (上縁), σ_{sl} (下縁) と床版の橋軸方向の縁応力度 σ_{cu} (上縁), σ_{cl} (下縁) の s に対する関係を 図-19 に示す。ここに, σ_{cl0} , σ_{su0} の絶対値が小さく, 応力度の比 σ_{cl}/σ_{cl0} , σ_{su}/σ_{su0} が非常に大きくなるので, その代わりに, σ_{cl}/σ_{cl7} , σ_{su}/σ_{su7} を用いた。ここに, 添字 7 は $s=7$ の場合の値を示す。したがって, これらの比は非合成の場合に対する比を表わしている。 N/N_0 および d/d_0 は $s=7$ の付近で 0 に収束する。これは床版と鋼桁との合成効果がなくなったことを示している。そこで $s \geq 7$ の場合を非合成

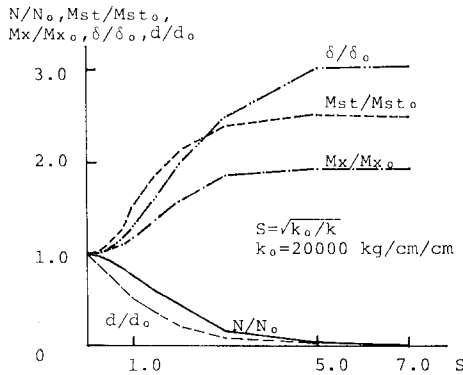


(a) CASE A, 内桁

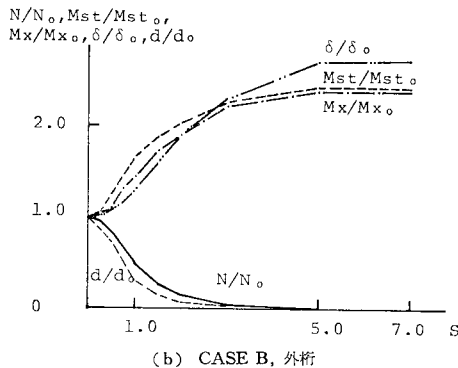


(b) CASE B, 外桁

図-17 鋼桁の曲げモーメント図



(a) CASE A, 内桁



(b) CASE B, 外桁

図-18 断面力、たわみおよび鋼桁中立軸の位置と s の関係

表-1 ずれ止めのばね定数と s および f の関係

ずれ止めの種類	ずれ止め1本当たりのばね定数	s	f	
			(内桁)	(外桁)
4-S 19-21	220	0.691	0.868	0.685
3-S 19-23	220	0.826	0.825	0.605
75×40-20	1290	0.556	0.914	0.785
B 13-100	500 (t/cm)	2.000	0.450	0.140

と考える。また、この図より合成効果が変化する影響を最も大きく受けるのは鋼桁の軸力 N であり、次に δ , M_{st} , M_x の順になる。図-19より、鋼桁下フランジおよび床版上縁の応力度の比 σ_{sl}/σ_{sl0} , σ_{cu}/σ_{cu0} は s の増加に対して、最大で 36% 程度しか増加せず、断面力やたわみの増加率に比較して小さくなっている。

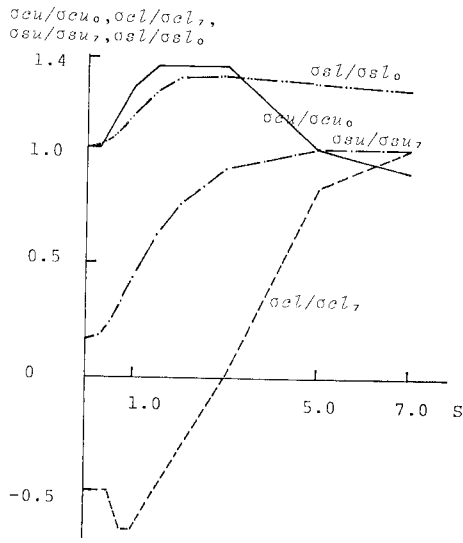
鋼桁の軸力比 N/N_0 を完全合成に対する不完全合成の場合の合成効果低減係数 f とよぶこととして、実際に用いられているずれ止めの変形しやすいものについて、その配置と s および f との関係を表わす例を表-1に示す。No. 1 は $\phi 19$ mm のスタッド4本を支点から支間中央の間で 42@125 mm—22@250 mm—14@400 mm, 平均間隔 210 mm に配置した場合、No. 2 は $\phi 19$ mm のスタッド3本を 40@125 mm—22@250 mm—23@400 mm, 平均間隔 225 mm に配置した場合で、それぞれ、実橋のずれ止めの配列を示す。No. 3 は 75 mm×40 mm で長さ 10.2 cm の溝型鋼ジベルを 20 cm の等間隔に配置した場合、No. 4 は比較の意味で、スラブ止め $\phi 13$ mm を道路橋示方書に従って、1 m 間隔に配置した。No. 1, 2, 3 のずれ止めのばね定数は文献 9) を参考にし、スラブ止めのばね定数は押抜試験を行って求めた。

6. 荷重分配係数 r とフレキシビリティ定数 s との関係

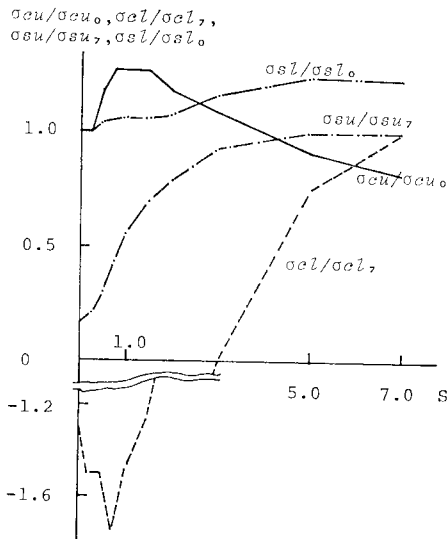
載荷断面における鋼桁のたわみの横分布曲線を図-20に示す。ここに、実線は内桁に載荷した場合(CASE A)、点線は外桁に載荷した場合(CASE B)を示す。これをみると、 $s=0$ の場合のたわみ曲線が平行移動していることがわかる。図-20について、載荷点のたわ

表-2 荷重分配係数 r と s の関係

s	Inside girder			Outside girder				
	δ_{n1}	δ_{l1}	r_m	δ_{n1}	δ_{n2}	δ_{l1}	r_1	r_2
0.0	1.99	2.43	0.82	1.99	1.46	2.98	0.67	0.49
1.0	2.70	3.14	0.86	2.70	2.13	3.89	0.69	0.55
2.0	4.35	4.86	0.90	4.36	3.70	5.66	0.77	0.65
3.0	5.82	6.31	0.92	5.80	5.10	7.05	0.82	0.72
5.0	6.81	7.33	0.93	6.79	6.10	8.04	0.84	0.76
7.0	6.86	7.38	0.93	6.84	6.20	8.07	0.85	0.77
	(mm)(mm)			(mm)(mm)(mm)				
	$r_m = \delta_{n1}/\delta_{l1}$			$r_1 = \delta_{n1}/\delta_{l1}$		$r_2 = \delta_{n2}/\delta_{l1}$		



(a) CASE A, 内桁



(b) CASE B, 外桁

図-19 縁応力度と s の関係

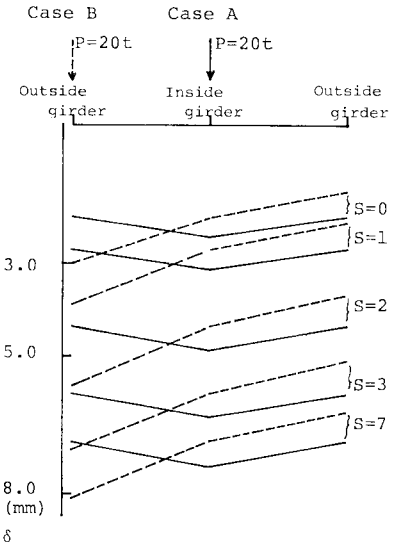


図-20 載荷断面のたわみ分布と s の関係

7. 合成効果低減係数 および荷重分配係数の一般式

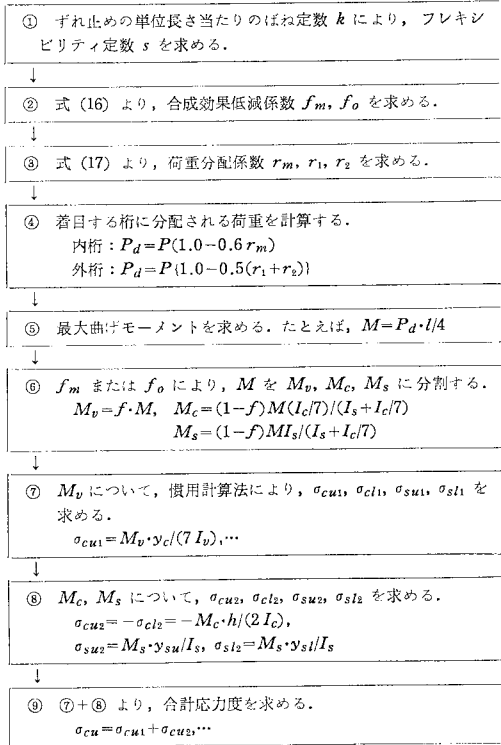
合成効果低減係数および荷重分配係数の一般式を求めるために、主桁3本の場合について、パラメーター解析を行った。パラメーター s は $0 \sim 2$ の間で変化させた。これは、スタッドジベルを用いた場合の s は 1 より小さくなるので、余裕をもって 2 までとした。支間は 25 m, 30 m, 35 m, 主桁間隔は 2.5 m, 3.0 m, 3.5 m, 中間横桁の数は $1, 3, 5$ 本, 横桁の断面2次モーメントは $5 \times 10^4, 1 \times 10^5, 2 \times 10^5, 3 \times 10^5, 5 \times 10^5, 7 \times 10^5, 9 \times 10^5 \text{ cm}^4$ とそれぞれ変化させた。主桁の断面2次モーメントは実例を参考にして、支間 25 m, 30 m, 35 m の場合に、それぞれ、 $1.2 \times 10^6, 1.44 \times 10^6, 2.11 \times 10^6 \text{ cm}^4$ とした。その結果、表-3 に示すような曲げ格子剛度の場合について、計算を行ったことになる。荷重は支間中央の内桁と外桁に 20 t の集中荷重をそれぞれ載荷した。コンクリートの弾性係数およびポアソン比はそれぞれ $0.3 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (29.4 GPa), $1/6$ を用いた。コンクリ

み δ_I と CASE A の場合は外桁のたわみ δ_n および $r_m = \delta_n / \delta_I$, CASE B の場合は内桁のたわみ δ_{n1} , 載荷点と反対側の外桁のたわみ δ_{n2} および $r_1 = \delta_{n1} / \delta_I, r_2 = \delta_{n2} / \delta_I$ を表-2 に示す。この r_m および r_1, r_2 を荷重分配係数とよぶ。荷重分配係数は s の増加につれて増加し、非合成の場合 ($s=7$) は完全合成の場合 ($s=0$) に対して、CASE A で 14% , CASE B で r_1 が 27% , r_2 が 57% の増加となる。

表-3 パラメーター解析に用いた曲げ格子剛度

$I_a \backslash b$	$L=25 \text{ m}, I_m=1.20 \times 10^6 \text{ cm}^4$			$L=30 \text{ m}, I_m=1.44 \times 10^6 \text{ cm}^4$			$L=35 \text{ m}, I_m=2.11 \times 10^6 \text{ cm}^4$		
	2.5	3.0	3.5	2.5	3.0	3.5	2.5	3.0	3.5(m)
5	5.2	3.0	1.9	7.5	4.3	2.5	8.1	4.7	3.0
10	10.4	6.0	3.8	15.0	8.7	5.0	16.3	9.4	5.9
20	20.8	12.1	7.6	30.0	17.4	10.1	32.5	18.8	11.9
30	31.3	18.1	11.4	45.0	26.0	15.1	48.8	28.2	17.8
50	52.1	30.1	19.0	75.0	43.4	25.1	81.3	47.0	29.6
70	72.9	42.2	26.6	105.0	60.8	35.2	113.8	65.9	41.5
90	93.8	54.3	34.2	135.0	78.1	45.2	146.3	84.7	53.3

$\times 10^4 \text{ cm}^4$



P : 作用荷重, l : 支間, M_p, M_c, M_s : それぞれ、合成断面、コンクリート断面、鋼断面により支持される曲げモーメント, I_p, I_c, I_s : それぞれ、合成断面、コンクリート断面、鋼断面の断面2次モーメント, f : 内桁の場合 f_m , 外桁の場合 f_o, y_c : 合成断面の中立軸からコンクリート床版上面までの距離, h : 床版厚, y_{su}, y_{sl} : それぞれ鋼桁中立軸から鋼桁上、下縁までの距離, I_p を計算する床版の有効幅は道路橋示方書により求めた値の 0.5 倍を用いる。ずれ止めの単位長さ当たりのばね定数は桁についての平均値を用いる。

図-21 荷重分配法計算手順

一ト床版の厚さは 22 cm, ハンチは 7 cm とした。

その結果、次のように一般式が得られた。

合成効果低減係数

$$\left. \begin{aligned} \text{内桁: } f_m &= 1.0 - 0.60 \bar{x} - 0.32 \bar{x}^2 \\ \text{外桁: } f_o &= 1.0 - 0.066 \bar{x} - 0.97 \bar{x}^2 + 0.45 \bar{x}^3 \end{aligned} \right\} \dots (16)$$

$$\bar{x} = s \cdot \sqrt{b/l}, \bar{x} = s \cdot (b/l)^{1/7}$$

荷重分配係数

$$\left. \begin{aligned} \text{内桁: } r_m &= 0.63 + 0.045 \bar{x} - 0.0018 \bar{x}^2 \\ \text{外桁: } r_1 &= 0.26 + 0.12 \bar{x} - 0.0058 \bar{x}^2 \\ r_2 &= -0.20 + 0.19 \bar{x} - 0.0092 \bar{x}^2 \end{aligned} \right\} \dots (17)$$

$$\bar{x} = \bar{x} \cdot l / (6b), \bar{x} = \sqrt{1 + 0.5(n-1)} \cdot z$$

ここに、 s はフレキシビリティ定数、 b は主桁間隔、 l は支間、 n は中間横桁の本数、 z は曲げ格子剛度を示す。式 (17) において、 r_m, r_1, r_2 に s が含まれていないのは、 $s < 1$ の範囲で、 r_m, r_1, r_2 に対する s の影響が少ないためである。

8. 不完全合成格子桁橋の近似計算法

不完全合成格子桁橋の近似計算法を 図-21 に示し、これを荷重分配法とよぶ。図-15 の構造モデルを少し変化させたモデルの各部縁応力度について、荷重分配法の結果と本理論値との比較を 表-4, 5 に示す。理論値の欄は 2 つの場合からなり、1) s_0 として完全合成 ($s=0$) の場合と、2) $s_{0.75}$ として不完全合成 ($s=0.75$) の

表-4 荷重分配法および慣用計算法による縁応力度と本理論値との比較

(a) Case A, 内桁
($L=35\text{ m}, b=3.0\text{ m}, I_m=2\,110\,000\text{ cm}^4, I_q=100\,000\text{ cm}^4, n=1$)

	本理論値		慣用計算法 (レオンハルトの荷重分配係数を用いた場合)						荷重分配法 L_d
	完全合成	不完全合成							
	s_0	$s_{0.75}$	λ_1	$\lambda_{0.9}$	$\lambda_{0.8}$	$\lambda_{0.7}$	$\lambda_{0.6}$	$\lambda_{0.5}$	
σ_{cu}	-9	-11	-7	-7	-8	-9	-10	-11	-14
σ_{cl}	-3	-4	-3	-3	-4	-4	-5	-7	-6
σ_{su}	-54	-95	-18	-21	-25	-30	-37	-45	-119
σ_{sl}	217	230	175	176	177	178	180	182	254

(kg/cm²) (98 kPa)

(b) Case B, 外桁
($L=35\text{ m}, b=3.0\text{ m}, I_m=2\,110\,000\text{ cm}^4, I_q=100\,000\text{ cm}^4, n=1$)

	本理論値		慣用計算法 (レオンハルトの荷重分配係数を用いた場合)						荷重分配法 L_d
	完全合成	不完全合成							
	s_0	$s_{0.75}$	λ_1	$\lambda_{0.9}$	$\lambda_{0.8}$	$\lambda_{0.7}$	$\lambda_{0.6}$	$\lambda_{0.5}$	
σ_{cu}	-10	-13	-15	-16	-18	-20	-22	-25	-14
σ_{cl}	-4	-5	-6	-7	-8	-10	-12	-14	-6
σ_{su}	-53	-137	-40	-48	-56	-68	-82	-101	-175
σ_{sl}	269	277	392	394	396	399	402	407	292

(kg/cm²) (98 kPa)

表-5 荷重分配法および慣用計算法による縁応力度と本理論値との比較

(a) Case A, 内桁
($L=25\text{ m}, b=2.5\text{ m}, I_m=1\,200\,000\text{ cm}^4, I_q=100\,000\text{ cm}^4, n=1$)

	本理論値		慣用計算法 (レオンハルトの荷重分配係数を用いた場合)						荷重分配法 L_d
	完全合成	不完全合成							
	s_0	$s_{0.75}$	λ_1	$\lambda_{0.9}$	$\lambda_{0.8}$	$\lambda_{0.7}$	$\lambda_{0.6}$	$\lambda_{0.5}$	
σ_{cu}	-11	-14	-7	-8	-8	-9	-10	-12	-15
σ_{cl}	-1	-2	-2	-3	-3	-4	-5	-6	-5
σ_{su}	-56	-123	-15	-19	-23	-26	-33	-41	-122
σ_{sl}	244	267	188	189	190	191	193	195	280

(kg/cm²) (98 kPa)

(b) Case B, 外桁
($L=25\text{ m}, b=2.5\text{ m}, I_m=1\,200\,000\text{ cm}^4, I_q=100\,000\text{ cm}^4, n=1$)

	本理論値		慣用計算法 (レオンハルトの荷重分配係数を用いた場合)						荷重分配法 L_d
	完全合成	不完全合成							
	s_0	$s_{0.75}$	λ_1	$\lambda_{0.9}$	$\lambda_{0.8}$	$\lambda_{0.7}$	$\lambda_{0.6}$	$\lambda_{0.5}$	
σ_{cu}	-12	-16	-16	-17	-19	-21	-24	-27	-15
σ_{cl}	-4	-4	-5	-6	-7	-9	-11	-13	-4
σ_{su}	-54	-179	-35	-42	-51	-60	-74	-93	-172
σ_{sl}	295	309	423	427	430	433	436	440	313

(kg/cm²) (98 kPa)

場合とである。不完全合成の例として、 $s=0.75$ の場合を示したのは表-1 より、道路橋示方書に従って、スタッドジベルを配置するとフレキシビリティ定数 s が $0.7\sim 0.8$ に近い値を取るためである。慣用計算法の欄はレオンハルトの荷重分配係数を用いて、分配荷重を求め、完全合成桁の公式により計算を行った6つの場合からなる。3) λ_1 の欄は道路橋示方書による有効幅を用いた場合、4)~8) $\lambda_{0.5}\sim\lambda_{0.5}$ の欄はそれぞれ、 λ_1 の場合の有効幅の $0.9\sim 0.5$ 倍の有効幅を用いた場合である。4)~8) の欄を示したのは不完全合成桁の設計において、完全合成桁の公式を用いて、その有効幅を道路橋示方書の規定値より小さく取る方法があるためである。慣用計算法の λ_1 の欄と理論値の s_0 の欄を比較すると、 σ_{su} を除いて、慣用計算法の結果が理論値より、内桁において小さく、外桁において大きくなっている。鋼桁の縁応力度 σ_{su} , σ_{sl} について、慣用計算法の結果と理論値の比、(λ_1 の欄の値)/(s_0 の欄の値)を求めると、内桁について、それぞれ、0.33, 0.81, 外桁について、それぞれ、0.75, 1.46 となり、 σ_{su} は内桁、外桁ともに、慣用計算法の結果が理論値より小さくなっている。慣用計算法の結果 4)~8) と不完全合成の場合の理論値、 $s_{0.75}$ の欄を比較すると、内桁、外桁ともに満足した結果は得られない。そこで、著者が提案する荷重分配法の結果と $s_{0.75}$ の欄を比較すると、内桁、外桁ともによく一致している。

9. 結 論

鋼桁中立軸に関する棒要素の剛性マトリックスを床版中立面に変換するマトリックスはすでにオフセットビーム要素の名称でよく知られている。これにずれ止めのばね定数を含めることによって、ずれ止めの弾性変形を考慮した変換マトリックスを導き、不完全合成格子桁橋の解析を行った。2つの構造モデルについて、数値解析を行い、実験値と比較した結果、よい一致をみた。そこで、主桁3本の集中荷重を受ける実物大の構造モデルについて、ずれ止めの単位長さ当たりのばね定数に関する無次元量(フレキシビリティ定数) s をパラメーターにして、数値計算を行った。そして、不完全合成格子桁橋の弾性挙動と s の関係を示した。さらに、フレキシビリティ定数 s , 支間, 主桁間隔, 横桁の本数, 横桁の断面2次モーメントを変化させて、パラメーター解析を行い、合成効果低減係数 f および荷重分配係数 r の一般式を求めた。この f と r を用いることによって、完全合成桁の設計公式を準用して、不完全合成格子桁橋の各部縁応力度を簡単に、精度よく計算できることを示した。以上の結果をまとめると次のようになる。

(1) フレキシビリティ定数 s を導入し、不完全合成格子桁橋の力学特性を適切に表現することができた。

(2) $s=0$ の場合が完全合成、 $0 < s < 7$ の場合が不完全合成、 $s \geq 7$ の場合が非合成となる。道路橋示方書に従ってスタッドジベルを配置した場合、 s は $0.7\sim 0.8$ に近い値を取る。

(3) 合成効果低減係数 f を導入し、 f を求める一般式を示した。

(4) 荷重分配係数 r_m, r_1, r_2 を導入し、 r_m, r_1, r_2 の一般式を示した。

(5) 不完全合成格子桁橋の設計においては完全合成桁の設計公式を用いる場合、道路橋示方書の規定に従って求めた有効幅を低減する便法を用いても、良好な結果が得られないことを示した。そして、荷重分配法を提案した。すなわち、図-21 に示す計算手順に従えば、慣用計算法と同程度に簡単に、設計に必要な各部縁応力度の近似値が計算できることを示した。

以上、主桁3本で集中荷重を受ける場合に限って議論を進めたが、一般的な場合については、不完全合成格子桁橋の設計法として、後日発表する予定である。

付 録

$$[L] = \begin{bmatrix} [I] & [0] & [0] & [0] \\ & [I] & [0] & [0] \\ \text{Sym.} & & [I] & [0] \\ & & & [I] \end{bmatrix} \quad [L] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & b & 0 & 0 & 0 \\ & & a & 0 & 0 \\ \text{Sym.} & & & a & 0 \\ & & & & b \end{bmatrix}$$

付図-1 マトリックス $[L]$

付表-1 マトリックス $[C]$ の0でない要素

i	j	C	i	j	C	i	j	C	i	j	C	i	j	C
1	1	1	2	3	-1	2	17	-1	3	2	1	3	13	1
4	13	1	5	17	1	6	1	1	6	2	1	6	4	1
6	7	1	7	3	-1	7	5	-1	7	8	-1	7	11	-1
7	17	-1	7	18	-1	8	2	1	8	4	2	8	7	3
8	13	1	8	14	1	9	13	1	9	14	1	10	17	1
10	18	1	11	1	1	11	2	1	11	3	1	11	4	1
11	5	1	11	6	1	11	7	1	11	8	1	11	9	1
11	10	1	11	11	1	11	12	1	12	3	-1	12	5	-1
12	6	-2	12	8	-1	12	9	-2	12	10	-3	12	11	-1
12	12	-3	12	17	-1	12	18	-1	12	19	-1	12	20	-1
13	2	1	13	4	2	13	5	1	13	7	3	13	8	2
13	9	1	13	11	3	13	12	1	13	13	1	13	14	1
13	15	1	13	16	1	14	13	1	14	14	1	14	15	1
14	16	1	15	17	1	15	18	1	15	19	1	15	20	1
16	1	1	16	3	1	16	6	1	16	10	1	17	3	-1
17	6	-2	17	10	-3	17	17	-1	17	19	-1	18	2	1
18	5	1	18	9	1	18	12	1	18	13	1	18	15	1
19	13	1	19	15	1	20	17	1	20	19	1			

平面応力要素の剛性マトリックスの要素は次のようになる。

$$k_{11}=k_{33}=k_{55}=k_{77}=4A+2C$$

$$k_{53}=k_{71}=2A-2C$$

$$k_{22}=k_{44}=k_{66}=k_{88}=4A+2B$$

$$k_{51}=k_{73}=-2A-C$$

$$k_{21}=k_{65}=k_{74}=k_{83}=3(1+\nu)/2$$

$$k_{31}=k_{75}=-4A+C$$

$$k_{43}=k_{52}=k_{61}=k_{87}=-3(1+\nu)/2$$

$$k_{42}=k_{86}=2A-2B$$

$$k_{32}=k_{54}=k_{76}=k_{81}=3(1-3\nu)/2$$

$$k_{64}=k_{82}=-4A+B$$

$$k_{41}=k_{63}=k_{72}=k_{85}=-3(1-3\nu)/2$$

$$k_{62}=k_{84}=-2A-B$$

$$A=b/a, B=(1-\nu)A,$$

$$C=(1-\nu)/A$$

これ以外の要素はマトリックスの対称性から得られる。平板曲げ要素の剛性マトリックスは次のようになる。

$$[K]=[L]([C]^{-1})^T\{D_x[K_1] + D_y[K_2] + D_i[K_3] + D_{xy}[K_4] + Gt[K_5]\}[C]^{-1}[L] \dots\dots\dots (A.1)$$

$$D_x=\{I_c+(n-1)I_{sx}\}E_c/(1-\nu_c^2)$$

$$D_y=\{I_c+(n-1)I_{sy}\}E_c/(1-\nu_c^2)$$

$$D_i=\nu_c\sqrt{D_x \cdot D_y}$$

$$D_{xy}=(1-\nu_c)\sqrt{D_x \cdot D_y} \dots\dots\dots (A.1)'$$

ここに、 a, b は要素の x, y 方向の長さ、 E_c, E_s はコンクリートおよび鋼材の弾性係数、 G と ν_c はコンクリートのせん断弾性係数とポアソン比、 t は床版の厚さ、 I_{sx}, I_{sy} はそれぞれ、 x, y 軸に直交

する断面における、中立軸に関する鉄筋の単位幅当りに換算した面積の断面 2 次モーメント、 $I_c=t^3/12, n=E_s/E_c$ である。式 (A.1) の $[L]$ を付図-1 に、 $[C], [K_1] \sim [K_5]$ の 0 でない要素を 付表-1, 2 に示す。横桁の剛性マトリックスは次式で与えられる。

$$[K]=\begin{bmatrix} [\tilde{K}] \\ [\tilde{K}] \end{bmatrix} \dots\dots\dots (A.2)$$

$$[\tilde{K}]=[\hat{K}_{11}]^{-1}[B]$$

$$[\tilde{K}]=[K_{em}[K_{mm}]^{-1}[R][\tilde{K}]$$

ここに、 $[\hat{K}_{11}], [K_{em}], [K_{mm}]$ は次のようなマトリックスである。本文、図-5 の各節点について、節点に作用する外力と節点変位との関係が次式で与えられるとする。

付表-2 マトリックス $[K_1] \sim [K_5]$ の 0 でない要素

	$i \ j \ C$	$i \ j \ C$	$i \ j \ C$	$i \ j \ C$	$i \ j \ C$
$K_1 \times b/a^3$	4 4 4	4 7 6	4 8 2	4 11 3	4 14 2a
	4 16 a	7 7 12	7 8 3	7 11 6	7 14 3a
	7 16 3a/2	8 8 4/3	8 11 2	8 14 a	8 16 2a/3
	11 11 4	11 14 3a/2	11 16 a	14 14 a^2	14 16 a^2/2
$K_2 \times a/b^3$	6 6 4	6 9 2	6 10 6	6 12 3	6 19 2b
	6 20 b	9 9 4/3	9 10 3	9 12 2	9 19 b
	9 20 2b/3	10 10 12	10 12 6	10 19 3b	10 20 3b/2
	12 12 4	12 19 3b/2	12 20 b	19 19 b^2	19 20 b^2/2
$K_3 \times 1/ab$	4 6 4	4 9 2	4 10 6	4 12 3	4 19 2b
	4 20 b	6 7 6	6 8 2	6 11 3	6 14 2a
	6 16 a	7 9 4	7 10 9	7 12 6	7 19 3b
	7 20 2b	8 9 1	8 10 4	8 12 2	8 19 b
	8 20 b/a	9 11 2	9 14 a	9 16 a/2	10 11 6
	10 14 3a	10 16 2a	11 12 4	11 19 3b/2	11 20 b
$K_4 \times 1/ab$	12 14 3a/2	12 16 a	14 19 ab	14 20 ab/2	16 19 ab/2
	16 20 ab/4				
	5 5 4	5 8 4	5 9 4	5 11 4	5 12 4
	5 15 2a	5 16 a	5 18 2b	5 20 b	8 8 16/3
	8 9 4	8 11 6	8 12 4	8 15 2a	8 16 4a/3
	8 18 2b	8 20 b	9 9 16/3	9 11 4	9 12 6
$K_5 \times ab/36$	9 15 2a	9 16 a	9 18 2b	9 20 4b/3	11 11 36/5
	11 12 4	11 15 2a	11 16 3a/2	11 18 2b	11 20 b
	12 12 36/5	12 15 2a	12 16 a	12 18 2b	12 20 3b/2
	15 15 a^2	15 16 a^2/2	15 18 ab	15 20 ab/2	16 16 a^2/3
	16 18 ab/2	16 20 ab/4	18 18 b^2	18 20 b^2/2	20 20 b^2/3
	13 13 36	13 14 18	13 15 18	13 16 9	14 14 12
14 15 9	14 16 6	15 15 12	15 16 6	16 16 4	
17 17 36	17 18 18	17 19 18	17 20 9	18 18 12	
18 19 9	18 20 6	19 19 12	19 20 6	20 20 4	

付表-3 マトリックス $[Q]$ の 0 でない要素

$i \ j \ Q$	$i \ j \ Q$	$i \ j \ Q$	$i \ j \ Q$	$i \ j \ Q$
1 4 -2/a^2	1 7 -6x/a^3	1 8 -2y/a^2b	1 11 -6xy/a^2b	1 14 -1/a
1 16 -y/ab	2 6 -2/b^2	2 9 -2x/ab^2	2 10 -6y/b^3	2 12 -6xy/ab^3
2 19 -1/b	2 20 -x/ab	3 5 2/ab	3 8 4x/a^2b	3 9 4y/ab^2
3 11 6x^2/a^2b	3 12 6y^2/ab^2	3 15 1/b	3 16 x/ab	3 18 1/a
3 20 y/ab	4 13 1	4 14 x/a	4 15 y/b	4 16 xy/ab
5 17 1	5 18 x/a	5 19 y/b	5 20 xy/ab	

$$\begin{Bmatrix} \{P_m\} \\ \{P_e\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{mm}], [K_{me}] \\ [K_{em}], [K_{ee}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\delta_m\} \\ \{\delta_e\} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (A.3)$$

$\{P_e\}, \{\delta_e\}$ はそれぞれ、節点 1 および n の鉛直方向の外力および変位を示すベクトルで、 $\{P_m\}, \{\delta_m\}$ はそれぞれ、 $\{P_e\}, \{\delta_e\}$ を除いた外力と変位を示すベクトルである。 $[\hat{K}_{11}]$ は $[K_{mm}]^{-1}$ において、モーメント成分に関する行と列を除いた、鉛直成分に関する行と列からなるマトリックスである。 $[B]$ は i 行 1 列と i 行 n 列と i 行 $i+1$ 列がそれぞれ、 $-(n-1-i)/(n-1), -i/(n-1), 1, (i=1, 2, \dots, n-2)$ の要素をもち、他の要素は 0 となる $(n-2)$ 行 n 列のマトリックスである。 $[R]$ は $2i$ 行 i 列 ($n=1, 2, \dots, n-2$) が 1 で、他の要素は 0 となる、 $2(n-1)$ 行 $(n-2)$ 列のマトリックスである。

平板曲げ要素による床版の断面力 $M_x, M_y, M_{xy}, Q_x, Q_y$ は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \{\sigma_1\} &= [D][Q][C]^{-1}[L]\{\delta_1\} \\ \{\sigma_2\} &= \{M_x, M_y, M_{xy}, Q_x, Q_y\}^T \end{aligned} \right\} \dots (A.4)$$

マトリックス $[D]$ の 0 でない要素は

$$\begin{aligned} D_{11} &= D_x, D_{22} = D_y, D_{33} = D_{xy}, \\ D_{12} &= D_{21} = D_1, D_{44} = D_{55} = Gt \end{aligned}$$

G はコンクリートのせん断弾性係数, t は床版の厚さ, D_x, D_y, D_{xy}, D_1 は式 (A.1)' と同じものである。マトリックス $[Q]$ の 0 でない要素を 付表-3 に示す。

平面応力要素による面内応力は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \{\sigma_2\} &= E/(1-\nu^2) \cdot [B]\{\delta_2\} \\ \{\sigma_3\} &= \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\} \end{aligned} \right\} \dots (A.5)$$

マトリックス $[B]$ の要素は次のようである。

$$\begin{aligned} B_{11} &= -B_{13} = -(1-\eta)/a \\ B_{12} &= -B_{18} = -\nu(1-\xi)/b \\ B_{14} &= -B_{16} = -\nu\xi/b \\ B_{15} &= -B_{17} = \eta/a \\ B_{21} &= -B_{23} = -\nu(1-\eta)/a \\ B_{22} &= -B_{28} = -(1-\xi)/b \\ B_{24} &= -B_{26} = -\xi/b \\ B_{25} &= -B_{27} = \nu\eta/a \\ B_{31} &= -B_{37} = -(1-\nu)(1-\xi)/2b \\ B_{32} &= -B_{34} = -(1-\nu)(1-\eta)/2a \\ B_{33} &= -B_{35} = -(1-\nu)\xi/2b \\ B_{36} &= -B_{38} = (1-\nu)\eta/2a \end{aligned}$$

鋼桁の断面力は次式で求められる。

$$\{F\}_R = [K]_R [A]\{\delta_3\} \dots (A.6)$$

$[K]_R, [A]$ はそれぞれ, 式 (8), (10) のマトリックスと同じもので, 式 (A.4), (A.5), (A.6) の $\{\delta_1\}, \{\delta_2\}, \{\delta_3\}$ はそれぞれ, 対応する変位を要素にもつ。

参考文献

- 1) Newmark, N.M. et al. : Tests and Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction, Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis, Vol. 9, No. 1, 1951.
- 2) 山本 稔 : 不完全合成桁の曲げ理論, 土木学会論文集, No. 67, pp. 1~10, 1960年3月.
- 3) 橋 善雄・足立義雄 : 不完全合成桁について, 土木学会論文集, No. 112, pp. 11~19, 1964年12月.
- 4) 浜田純夫・有住康則 : 不完全合成桁の有限要素解析, 土木学会論文報告集, No. 265, pp. 1~9, 1977年9月.
- 5) 有住康則・浜田純夫・梶田建夫 : 不完全合成桁の有効幅, 土木学会論文報告集, No. 273, pp. 23~33, 1978年5月.
- 6) Gustafson, W.C. and Wright, R.N. : Analysis of Skewed Composite Girder Bridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST 4, pp. 919~941, April, 1968.
- 7) Moffatt, K.R. and Lim, P.T.K. : Finite Element Analysis of Composite Box Girder Bridges Having Complete or Incomplete Interaction, Proc. ICE, Part 2, pp. 1~22, 1976.
- 8) 小西一郎編 : 鋼橋 (設計編 I), 丸善 K.K., p. 289, 1975.
- 9) Mainstone, R.J. and J.B. Menzies : Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Beams for Bridges, Concrete, Vol. 1, No. 9, pp. 291~302, 1967.
- 10) 奥村敏恵・佐藤政勝 : 床組と横構の剛度を考慮した合成桁橋の解析, 土木学会論文報告集, No. 222, pp. 1~13, 1974年2月.

(1981.12.10・受付)