

曲線プレートガーダーフランジ板の極限強度に関する解析的検討

ANALYTICAL INVESTIGATION ON ULTIMATE STRENGTH
OF FLANGE PLATES OF HORIZONTALLY CURVED PLATE GIRDERS

有住康則*, 矢吹哲哉**

Yasunori ARIZUMI and Tetsuya YABUKI

*工博 琉球大学助教授 工学部環境建設工学科 (〒903-01 沖縄県西原町字千原1番地)

**工博 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 (〒903-01 沖縄県西原町字千原1番地)

The ultimate stability strength of annular sector plates under various type of uniaxial compression are investigated using the non-linear finite element approach developed for determination of the ultimate strength of shell-type-plate. In the analysis, the effects of residual stress and initial geometric imperfection are all included. The boundary conditions along the loaded edges and the juncture to the web plate are simple support and other edges are free. A parametric study was conducted to evaluate the effects of aspect ratio, slenderness parameter, residual stress, central angle and stress inclination on the ultimate strength of annular sector plates. Based on the analytical results of an extensive parametric study, a practical formulation for the ultimate strength of flange plates of horizontally curved plate girders is also proposed.

Key Words: flange plate, curved girders, ultimate strength, finite element method

1. まえがき

曲線プレートガーダーの終局挙動を精度良く把握するためには、構造材料の非線形挙動のみならず、曲線桁構造の全体座屈、曲線桁を構成する鋼板要素の局部座屈、及びそれらの連性座屈強度特性を明確にする必要がある。薄肉構造部材を構成する鋼板要素の強度については、平板のそれについて多くの実験的及び解析的研究が行われ、極限強度算定式も提案されている^{1)~4)}。しかしながら、曲線桁を構成するフランジ板及びウェブ板の極限強度に関する研究は少なく、極限強度把握のための十分な基礎的資料は整っていないのが現状である。

曲線プレートガーダーの構成鋼板要素であるフランジ板の非線形挙動に関する既往の研究としては、Culver・Nasir⁵⁾、藤井・大村⁶⁾、及び藤井・中岡⁷⁾等の研究がある。Culverらは残留応力を有する曲線桁フランジの弾塑性座屈解析を行い、圧縮フランジ板の局部座屈曲線を与えている。しかし、Culverらの解析では、フランジ板を腹板接合辺で半径方向の内側と外側部分に分離し、一辺自由三辺単純支持の半幅の扇形板として取り扱われており、そりによる面内曲げが作用した場合のフランジ全幅を対象とした極限強度特性については言及されていない。藤井・大村は有限帯板法を用いて扇形板の弾塑性座屈解析を行い、曲線桁の圧縮フランジの局部座屈に関する幅厚比制限についての提案を行っている。一方、藤井・中岡は構造区分及び断面区分を考慮した曲線プレートガーダーの曲げ耐力推定式の提案を行っており、その中で圧縮フランジの強度算定式についても言及している。

本研究では、図-1に示すような初期たわみと残留応力を有

するI形断面を有する曲線桁のフランジ板（以下扇形板と称する）に面内圧縮力と曲げ（そりによる面内曲げ）が作用した場合の極限強度特性を解明するため、扇形板をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいて解析を行った。解析に用いたモデルは、図-1に示すI形断面を有する曲線桁を構成する圧縮フランジ板である扇形板要素であり、境界条件は、載荷辺側と扇形板中央部がそれぞれ鉛直補剛材と腹板で支持されているものとして面外変形に対して単純支持とし、他辺は自由とした。本論文では先ず初めに弾塑性有限変位解析法^{8),9)}の概略を示し、次に扇形板の極限強度に影響を及ぼすと考えられる因子を種々変化させてパラメトリック解析を行い、扇形板の極限強度特性について検討を行った。更に、パラメトリック解析結果に基づいて面内圧縮力及び曲げを受ける扇形板の極限強度評価法に関する実用算定式の提案を行った。

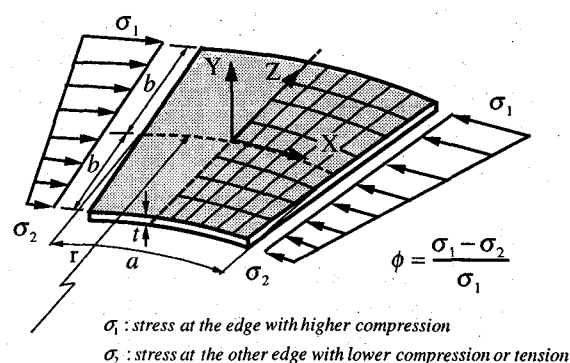


図-1 解析モデル

2. 解析法

本研究では、図-1に示すI形断面を有する曲線桁を構成する圧縮フランジ板に種々の圧縮応力が作用した場合の極限強度特性を解明するため、圧縮フランジ板を図-2に示すアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析^{8),9)}を行った。幾何学的非線形挙動を考慮したつり合い方程式は、更新ラグランジ法による増分理論に基づいて定式化を行った。本解析法の詳細については文献8)及び文献9)に述べられているので、ここでは解析に用いた主な仮定とつり合い方程式を次に示す。解析に用いた主な仮定は、(1)アイソパラメトリックシェル要素では、中央面に対する法線は変形後も直線を保持する；(2)中央面法線方向（板厚方向）の直ひずみは無視する；(3)材料は、等質等方性材料で、Von Misesの降伏条件及びPrandtl-Reussの塑性流れ理論に従う；等である。

更新ラグランジ法による増分理論に基づく、増分前のつり合い状態 C_n から荷重が変化して変形状態 C_{n+1} に移行した場合の増分後のつり合い方程式は、仮想仕事の原理を適用すると、次のように与えられる。

$$\int_{V(n)} D_{(n)} \Delta \epsilon_{ij}^L \delta \Delta \epsilon_{ij}^L dV_{(n)} + \int_{V(n)} {}^n \sigma_{ij} \delta \Delta \epsilon_{ij}^N dV_{(n)} = {}^{n+1} R - \int_{V(n)} {}^n \sigma_{ij} \delta \Delta \epsilon_{ij}^L dV_{(n)} \dots \dots (1)$$

ここで、 $D_{(n)}$ は材料の剛度テンソル、 $\Delta \epsilon_{ij}^L$ 、 $\Delta \epsilon_{ij}^N$ は増分ひずみの線形ひずみ成分と非線形ひずみ成分、 ${}^n \sigma_{ij}$ は状態 C_n におけるCauchyの応力及び ${}^{n+1} R$ は外力の仮想仕事である。式(1)で示したつり合い方程式をマトリックス表示すると次式のようになる。

$$[{}^n K] \{\Delta \bar{U}\} = \{{}^{n+1} F_{ex}\} - \{{}^n F_{in}\} \dots \dots (2.a)$$

$$[{}^n K] = [{}^n K_L] + [{}^n K_{NL}] \dots \dots (2.b)$$

ここで、 $[{}^n K]$ は接線剛性マトリックス、 $[{}^n K_L]$ は要素の剛性マトリックス、 $[{}^n K_{NL}]$ は幾何剛性マトリックス、 $\{\Delta \bar{U}\}$ は増分変位ベクトル、 $\{{}^{n+1} F_{ex}\}$ は状態 C_{n+1} における等価節点外力項及び $\{{}^n F_{in}\}$ は状態 C_n の応力状態によって評価される等価節点内力項である。本解析では、接線剛性マトリックス等の積分は、板厚方向への塑性域の進展を考慮できるように配慮し、 $2 \times 2 \times 5$ ($= \xi \times \eta \times \zeta$) のGaussの数値積分を用いて行った。また、ひずみ及び応力度の評価は各Gaussの数値積分点で行った。一方、式(2)に示す非線形方程式の解は、変位増分法にNewton-Raphson法を併用した逐次収斂計算によって導出した。

3. 解析モデル

本研究で解析の対象としたモデルは、図-1に示すI形断面を有する曲線桁を構成する圧縮フランジ板要素（扇形板要素）であり、扇形板幅中央部が腹板で支持された扇形板全幅を解析対象とし、扇形板要素に面内圧縮力と面内曲げが作用した場合について弾塑性有限変位解析を行った。解析

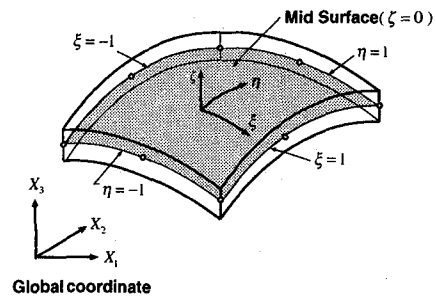


図-2 アイソパラメトリックシェル要素

モデルの境界条件は、荷重辺側と扇形板幅中央部がそれぞれ鉛直補剛材と腹板で支持されているものとして面外変形に対して単純支持とし、非荷重辺は自由とした。解析では、1軸対称性から要素の1/2部分を解析対象とし、要素分割は 6×8 を用いた。なお、要素分割は 6×8 分割以上を用いれば十分な精度が得られることを、本パラメトリック解析を行う前に確認した。

初期たわみの波形は次式に示すように幅方向に直線分布で、軸方向に正弦1次波形で仮定した。

$$w_0 = \bar{w}_0(z/b) \cos\left(\frac{\pi x}{a}\right) \dots \dots (3)$$

ここで、 $\bar{w}_0$ は最大初期たわみ量であり、本解析では道路橋示方書¹⁰⁾に規定されている製作誤差の最大許容値($b/100$)と参考のためプレートガーダー腹板の最大許容値($b/150$)についても解析を行った。残留応力度の分布は、図-3に示すように荷重方向及び厚さ方向に一定値を持つ矩型分布として自己平衡となるように導入し、残留応力度分布の大きさは、残留引張応力度を $\sigma_n = \sigma_y$ とし、残留圧縮応力度を種々変化させた。

荷重は、荷重辺に剛棒を取り付けその任意点に相対強制変位を与えることにより、扇形板に圧縮力と面内曲げを導入した。

解析に用いた構成鋼板（軟鋼SS400材）の応力-ひずみ関係は、図-4に示すようなひずみ硬化域まで考慮した関係を用いた。なお、材料特性値は、ヤング係数 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ($2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$)、せん断弾性係数 $G = 8.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ($8.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$)、ポアソン比 $\nu = 0.3$ 、初期降伏応力度 $\sigma_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ (240 N/mm^2)、初期降伏ひずみ $\epsilon_y =$

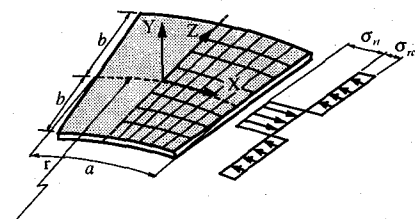


図-3 残留応力度分布の仮定

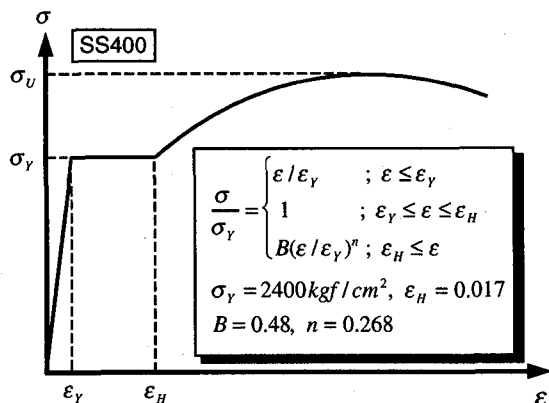


図-4 鋼材の応力-ひずみ関係

0.00114, 及びひずみ硬化開始ひずみ $\varepsilon_H = 0.017$ とした¹¹⁾。

4. パラメトリック解析

扇形板要素に種々の面内圧縮力が作用した場合の終局強度特性を明らかにするため、パラメトリック解析を行った。解析に用いたパラメーターは、アスペクト比 a/b 、幅厚比パラメーター R 、最大初期たわみ量 $\bar{w}_0$ 、圧縮残留応力度 σ_{rc}/σ_Y 、曲率パラメーター（中心角） a/r 、及び応力勾配 $\phi = (\sigma_1 - \sigma_2)/\sigma_1$ （図-1参照）の6個である。なお、幅厚比パラメーターは次式のように定義される。

$$R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{K}} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \frac{b}{t} \quad (4)$$

ここで、 K は弾性座屈係数であり、自由突出板の弾性座屈係数の値 $K=0.425$ を用いた。本研究で用いたパラメーターの変動範囲を表-1に示す。なお、パラメーターの変動範囲は曲線桁橋に関する実績調査結果に基づいて決定した¹²⁾。

4.1 変形特性

本研究では、前節で示したパラメーターを種々変化させて極限強度解析を行い、その結果を用いて荷重-変位曲線を描き、それより得られた最大荷重を扇形板の極限強度と定義した。解析より得られた荷重-変位曲線の一例を、ア

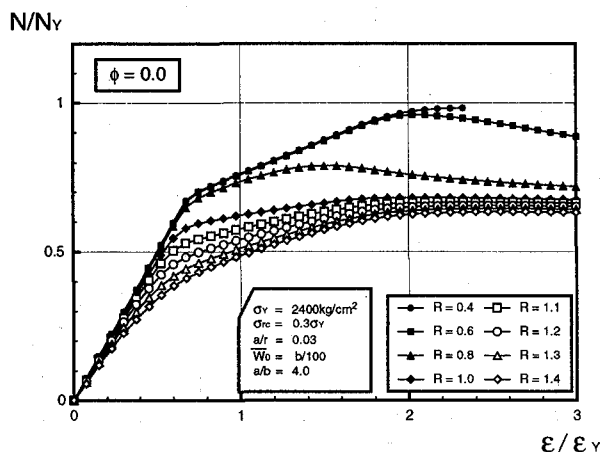


図-5 荷重-変位曲線 ($\phi=0$)

表-1 解析パラメーター及びその変動範囲

Item (1)	Symbol (2)	Range of values (3)
Aspect ratio	a/b	0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 6.0, 8.0
Slenderness parameter	R	0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4
Initial imperfection	$\bar{w}_0$	$b/100, b/150$
Residual compressive stress	σ_{rc}/σ_Y	0.0, 0.2, 0.3, 0.4
Central angle	a/r	0.0, 0.01, 0.03, 0.05
Stress inclination	ϕ	0, 0.5, 0.8, 1.2, 1.5

スペクト比 $a/b=4.0$ 、曲率パラメーター $a/r=0.03$ 、最大初期たわみ $\bar{w}_0 = b/100$ 及び圧縮残留応力度 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_Y$ を有する純圧縮を受ける ($\phi=0$) 扇形板について図-5に示す。図中縦軸は載荷辺に作用している軸力を軸力のみが作用した場合の降伏軸力 N_Y で無次元化し、横軸は平均ひずみを降伏ひずみ ε_Y で無次元化して示してある。図から明らかなように、幅厚比パラメーターが増大するに従って極限強度が低下している。次に、アスペクト比 $a/b=4.0$ 、曲率パラメーター $a/r=0.03$ 、最大初期たわみ $\bar{w}_0 = b/100$ 及び圧縮残留応力度 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_Y$ を有する扇形板に圧縮力と面内曲げが作用する場合 ($\phi = 1.5$) の $N/N_Y + M_f/M_Y$ と最大縁ひずみ $\varepsilon/\varepsilon_Y$ の関係を図-6に示す。図中、 M_f は面内曲げモーメントのみが作用した場合の降伏モーメントである。なお、解析では最大荷重が確認出来るまで計算を行った。図-6から明らかなように、幅厚比パラメーターが小さくなるに従って、最大荷重発生位置の縁ひずみ量が大きくなっている。次に、終局時の変形モードの一例を純圧縮を受ける ($\phi=0$) 扇形板について図-7に、圧縮力と面内曲げが作用する場合 ($\phi=1.5$) について図-8に示す。図-7から明らかなように純圧縮力を受ける扇形板は腹板支持部を境にほぼ逆対称な座屈モードを示している。他方、圧縮力と面内曲げが作用する扇形板では、図-8から明らかなように圧縮部で局部座

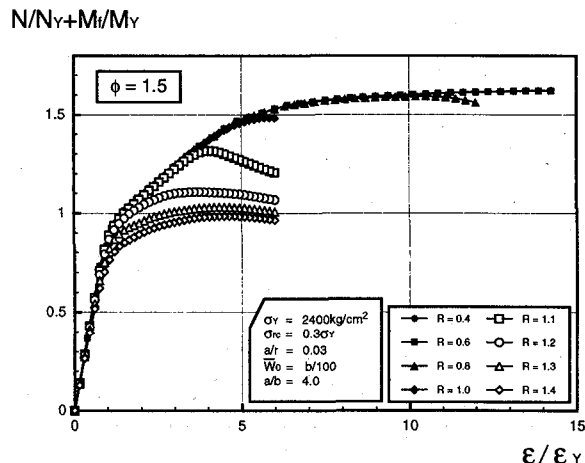


図-6 荷重-変位曲線 ($\phi=1.5$)

屈が明確に現われている様子がうかがえる。

4.2 アスペクト比と極限強度の関係

圧縮残留応力度 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$ ，初期たわみ $\bar{w}_0 = b/150$ ，曲率パラメーター $a/r = 0.03$ ，応力勾配 $\phi = 0$ と固定し，アスペクト比を $a/b = 0.5 \sim 8.0$ と変化させた場合のアスペクト比と極限強度の関係を，幅厚比パラメーターが $R = 0.8, 1.2, 1.4$ について図-9に示す。図から明らかなように， $R = 0.8$ の場合はアスペクト比が $a/b = 4.0$ で極限強度が最小値を示している。一方， $R = 1.2, 1.4$ の場合は，アスペクト比の大きさによって極限強度の値は変化するが，アスペクト比が $a/b < 4.0$ で極限強度は最小値に漸近し，その後の極限強度の減少の割合は小さい。そこで以下の解析では限界アスペクト比として $a/b = 4.0$ を用いることとする。

4.3 初期たわみと極限強度の関係

初期たわみが扇形板の極限強度に及ぼす影響を検討するため，アスペクト比 $a/b = 4.0$ 及び残留圧縮応力度 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$ を有する純圧縮を受ける扇形板を対象にして，初期たわみが道路橋示方書で規定されたフランジ板の制作誤差の最大許容値 ($\bar{w}_0 = b/100$) を有する場合と最大初期たわみが $\bar{w}_0 = b/150$ の場合について解析を行った。最大初期たわみが $\bar{w}_0 = b/100$ と $\bar{w}_0 = b/150$ の場合の極限強度と幅厚比パラメーターの関係を図-10に示す。図から明らかなように，幅厚比パラメーターが $0.4 < R < 1.0$ の範囲では，最大初期たわみが $\bar{w}_0 = b/100$ を有する場合の極限強度は $\bar{w}_0 = b/150$ の場合より全て低下しているが，幅厚比パラメーターが $R > 1.0$ の範囲では両者の差はほとんど見られない。

4.4 残留応力の影響

初期たわみ $\bar{w}_0 = b/100$ を有する自由突出直板 ($a/r = 0.0$) の残留応力度を $\sigma_{rc}/\sigma_y = 0.0, 0.2, 0.4$ と変化させた場合の極限強度と幅厚比パラメーターの関係を図-11に示す。図から

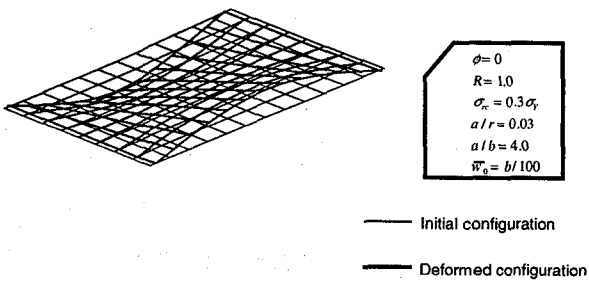


図-7 変形モード ($\phi=0$)

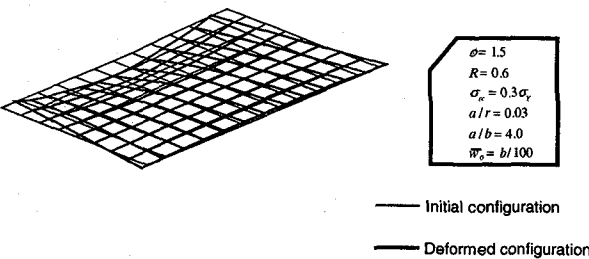


図-8 変形モード ($\phi=1.5$)

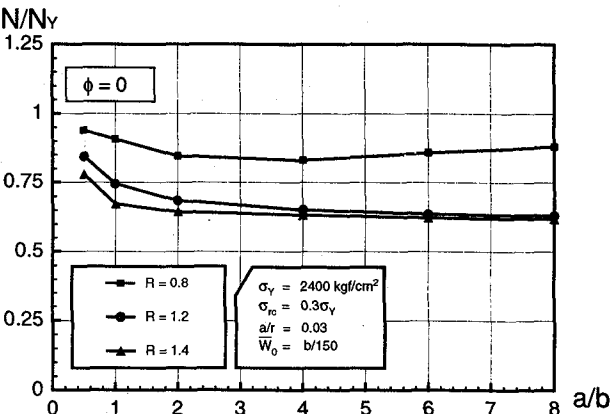


図-9 アスペクト比の影響

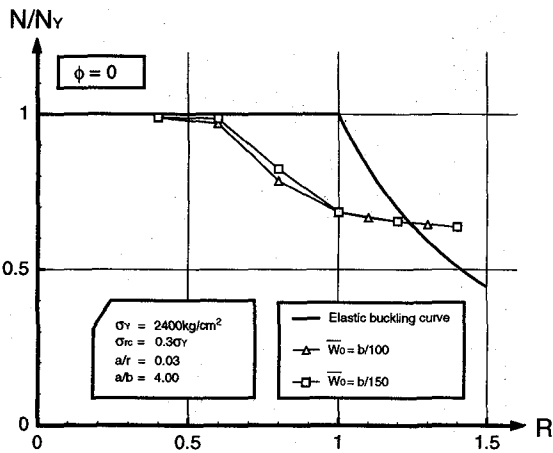


図-10 初期たわみの影響

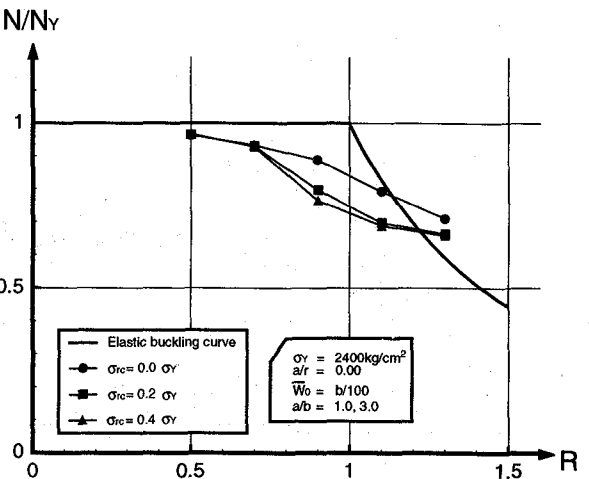


図-11 残留応力度の影響

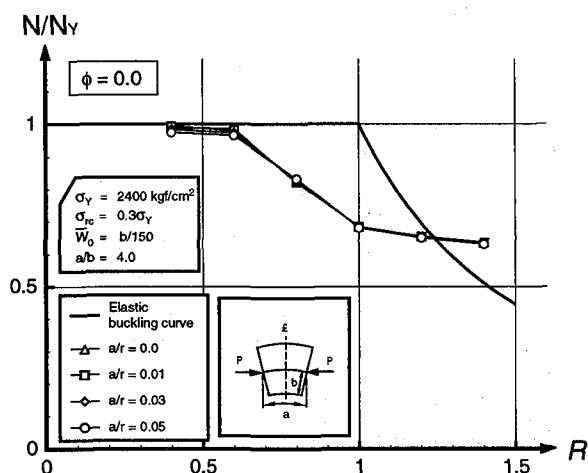


図-12 曲率の影響($\phi=0$)

明らかなように、純圧縮($\phi=0$)を受ける残留応力度を有する自由突出直板の極限強度は残留応力度が無い場合と比較して低下している。一方、残留応力を有する場合、その圧縮残留応力度の大きさの違いによる差はさほど見られない。

4.5 曲率の影響

圧縮残留応力度 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_Y$ 及び最大初期たわみ $\bar{w}_0 = b/150$ を有する扇形板について、曲率パラメーターを $a/r = 0.0, 0.01, 0.03, 0.05$ と変化させ解析を行い、曲率パラメーターの違いが極限強度に及ぼす影響について検討を行った。極限強度と幅厚比パラメーター R の関係を、 $\phi=0$ の場合について図-12に、及び $\phi=1.5$ の場合について図-13にそれぞれ示す。図-12及び図-13から明らかなように、本研究で採用した曲率パラメーターの変動範囲内 ($a/r = 0.0 \sim 0.05$) では、応力勾配の違いに関わらず曲率パラメーターが扇形板の極限強度に及ぼす影響はほとんど見られない。

4.6 応力勾配の影響

曲線プレートガーダーでは、図-14に示すように曲げとともに連成する曲げねじりモーメントによってフランジ面

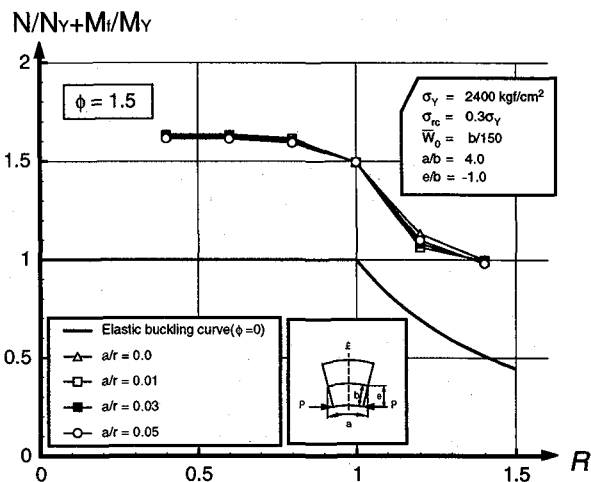


図-13 曲率の影響($\phi=1.5$)

内に曲げモーメント M_I が生じ、それによってフランジにそり応力度が生じる⁷⁾¹³⁾。曲線プレートガーダーのフランジ板の極限強度特性を説明するためには、曲げねじりモーメントによるフランジのそり応力の影響を考慮する必要がある。そこで本研究では、アスペクト比 $a/b = 4.0$ 、曲率パラメーター $a/r = 0.03$ 、残留応力度 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_Y$ を有する扇形板について、応力勾配を $\phi = 0.0, 0.5, 0.8, 1.2, 1.5$ と変化させ解析を行った。なお、実際の曲線プレートガーダー橋では、対傾構・横構が設置されているため、フランジ面内の曲げモーメント M_I の符号がスパン方向に変化し、 $M_I > 0$ の区間や $M_I < 0$ の区間が実在する。そこで、フランジ面内の曲げモーメント M_I の作用方向(正負)の違いがフランジ板の極限強度に及ぼす影響を調べるため、面内曲げによる圧縮部が内側フランジに生じた場合(内側載荷と称する)と外側に生じた場合(外側載荷と称する)についても解析を行った。図-15と図-16に極限強度と幅厚比パラメーターの関係を示す。なお、図-15の縦軸は扇形板に作用する軸力 N を軸力のみが作用した場合の降伏軸力 N_Y で無次元化して示

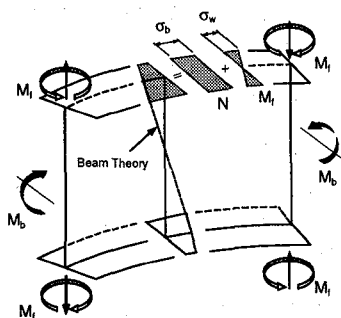


図-14 曲線プレートガーダーにおける圧縮フランジの応力分布

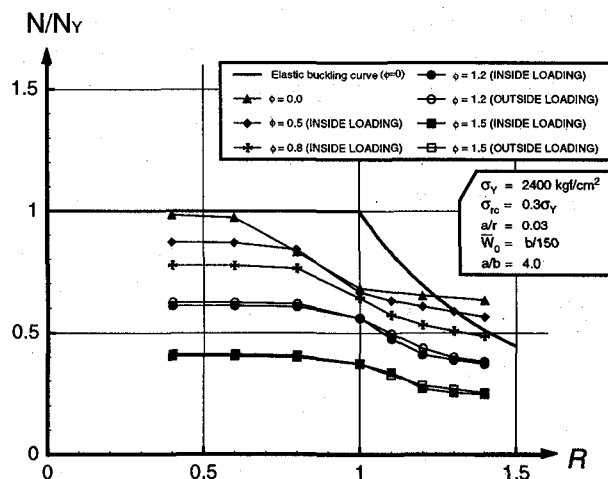


図-15 応力勾配の影響

し、図-16では軸力 N と扇形板面内の曲げモーメント M_f を降伏軸力 N_y と面内曲げのみが作用した場合の降伏曲げモーメント M_y で無次元化し、その和 $N/N_y + M_f/M_y$ で示してある。それらの図より明らかなように、応力勾配が増加するにつれてフランジ板の軸力の分担強度が、面内曲げモーメントの増大に従って当然のことながら低下している。また、面内曲げによる圧縮部が内側フランジに生じた場合（内側載荷）と外側に生じた場合（外側載荷）を比較すると、内側載荷の場合が極限強度が僅かではあるが低下しているが、フランジ面内の曲げモーメント M_f の符号の違いがフランジ板の極限強度に及ぼす影響は小さい。

5. 曲線桁フランジ板の極限強度実用算定式の提案

ここでは前節で示したパラメトリック解析結果に基づいて、曲線桁フランジ板の極限強度実用算定式の提案を行う。なお、最大初期たわみの上限値は道路橋示方書の制作誤差の最大許容値 ($\bar{w}_0 = b/100$) を用い、圧縮残留応力度の上限値は他で行われた実測値及び解析結果を参考に $\sigma_{rc} = 0.3\sigma_y$ とした⁷⁾。まず初めに、純圧縮が作用する場合 ($\phi=0$) について、弾塑性有限変位解析で得られた極限強度と幅厚比パラメーターの関係を図にプロットし、最小二乗法を用いて近似曲線を求めた。極限強度と幅厚比パラメーターの関係を一例を図-17に示す。解析結果を種々の関数を用いて近似した結果、式(5.b)に示すように、べき乗近似がより精度良い一致が得られたので、本研究ではこれを近似曲線として採用した。なお、 $0 \leq R \leq 0.51$ の範囲では極限強度は降伏応力度に等しいものとした。

$$\left. \begin{aligned} \frac{N}{N_y} &= 1 & ; R \leq 0.51 \\ \frac{N}{N_y} &= \left(\frac{0.51}{R} \right)^{0.492} & ; R > 0.51 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.a,b)$$

前節で示したように曲げねじりモーメントによって生じるフランジ面内の曲げ成分が増加するとフランジ板の軸力の分担強度が低下するので、その影響を極限強度算定式に組み込み考慮する必要がある。本研究で得られた解析結果より、面内圧縮力と面内曲げが同時に作用する場合のフランジ板の軸力の分担強度低下の影響を評価する実用算定式として、全断面塑性状態に達したときのフランジ面内の曲げを考慮した降伏軸力 N_y^* を導入し、式(5)で軸力のみが作用した場合の降伏軸力 N_y をフランジ面内の曲げを考慮した降伏軸力 N_y^* で置き換えた次式を定案する。

$$\left. \begin{aligned} \frac{N}{N_y} &= 1 & ; R \leq 0.51 \\ \frac{N}{N_y} &= \left(\frac{0.51}{R} \right)^{0.492} & ; R > 0.51 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.a,b)$$

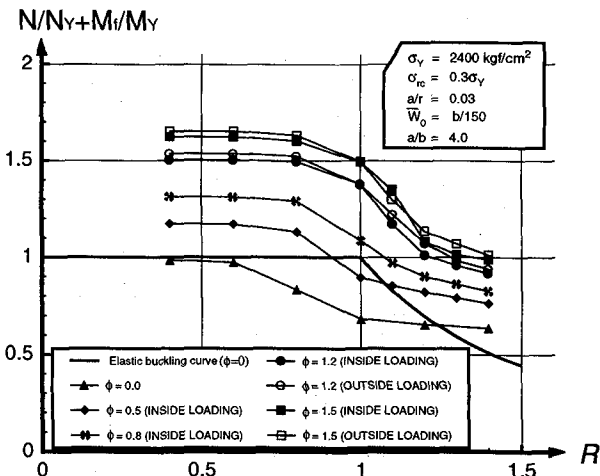


図-16 応力勾配の影響

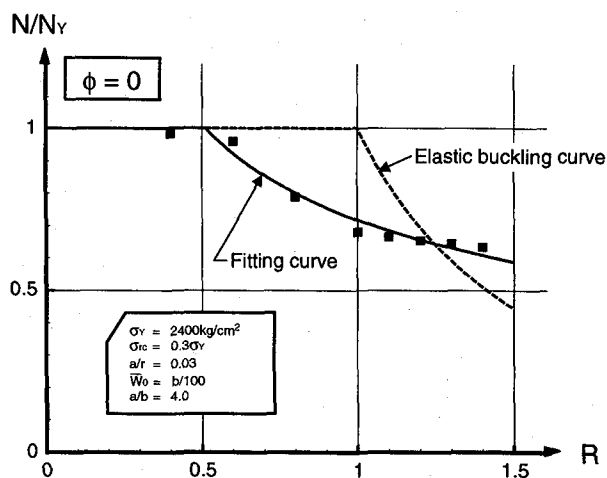


図-17 極限強度-幅厚比パラメーター近似曲線

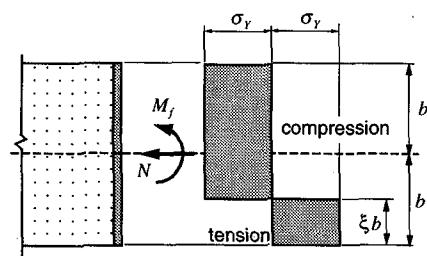


図-18 全断面塑性状態の応力分布

ここで、全断面塑性状態に達したときのフランジ面内の曲げを考慮した降伏軸力 N_y^* は、図-18より次式のように定義される⁷⁾。

$$\left. \begin{aligned} N_y^* &= (1 - \xi) A_f \sigma_y & ; A_f = 2bt \\ \xi &= 1 + |M_f / Nb| - \sqrt{1 + (M_f / Nb)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7.a,b,c)$$

ここで、 ξ は圧縮フランジの反り応力による引張降伏領域を表す無次元幅である。

図-19に軸力に関する極限強度実用算定式と本解析結果の比較を示す。図から明らかなように、式(6)で提案した極限強度算定式は、解析結果のほぼ下限値を与えている。次に、本極限強度算定式による結果と一様相対変位(純圧縮)を受ける十字型断面柱及び帯板を用いた実験結果^{(14),(15),(16),(17)}との比較を図-20に示す。なお、図中実線は本極限強度算定式を、記号はそれぞれの実験結果を示す。図-20から明らかなように、実験より得られた耐荷力の値にはばらつきが見られるものの、本極限強度算定式を下回るものは見当たらない。最後に、純圧縮($\phi=0$)を受ける扇形板($a/r=0.03$)について、本極限強度算定式と藤井らによる提案式⁷⁾による結果との比較を図-21に示す。藤井らは、曲線桁耐荷力実験結果の下限値を解析結果から得た提案式(8)に抵抗係数値($\phi_{pu}=0.855$)⁷⁾を乗ずることにより評価している。図-21中に示す藤井らの結果はこの抵抗係数を乗じたものである。また、同図には北田らによって行われた自由突出板($a/r=0.0$, $\sigma_{rc}=0.4\sigma_y$, $a/b=1.0$ or 3.0)の極限強度解析結果⁴⁾及び本解析結果($a/r=0.03$, $\sigma_{rc}=0.3\sigma_y$, $a/b=4.0$)も併示してある。なお、藤井らによって提案された極限強度算定式(平均値曲線)は次式に示す通りである。

$$\left. \begin{aligned} \frac{N_u}{N_y} &= 1 & R_{pf} &\leq 0.7 \\ \frac{N_u}{N_y} &= \left(\frac{0.7}{R_{pf}} \right)^{0.64} & R_{pf} &> 0.7 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8.a,b)$$

ここで、 R_{pf} は次式に示す扇形板に面内圧縮力と面内曲げが作用する場合の幅厚比パラメーター⁷⁾である。

$$\left. \begin{aligned} R_{pf} &= \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)(1-\xi)}{K_f}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{b}{t} \\ K_f &= 0.43 \left(1 - 16.3 \frac{M_f}{Nb} \frac{b}{r} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.a,b)$$

一方、 K_f は扇形板に面内圧縮力と面内曲げが作用する場合の弾性座屈係数である。図-21から明らかなように、本極限強度算定式による結果は藤井らによって提案された算定式に抵抗係数を乗じた結果と比較的良好一致を示している。一方、解析結果と比較すると本極限強度曲線は解析値の下限値近傍を評価している。以上の結果より、本算定式は実用範囲において面内圧縮力と面内曲げが作用する曲線桁フランジ板の軸力に関する極限強度の下限値を精度よく評価できるものと考ええる。

6. 結論

本論文では、I形断面曲線桁のフランジ板に面内圧縮力と面内曲げが作用する場合の極限強度特性を解明するため、フランジ板をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、増分理論に基づいた弾塑性有限変位解析を行っ

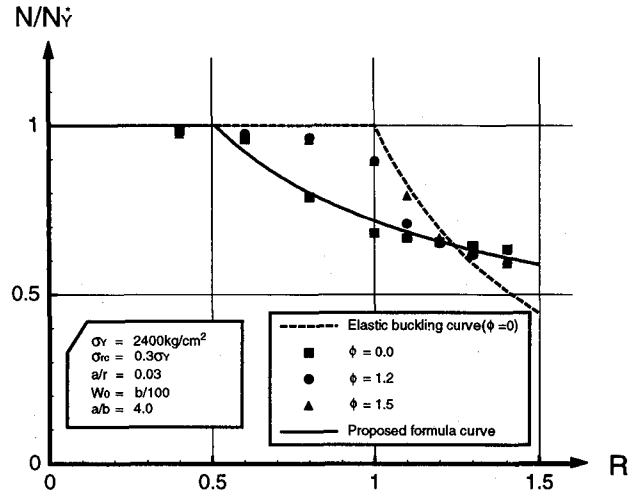


図-19 実用算定式と本解析結果の比較

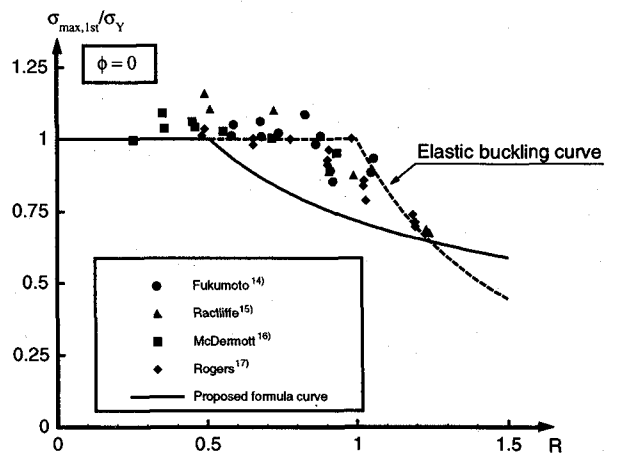


図-20 実用算定式と実験結果の比較 ($\phi=0$)

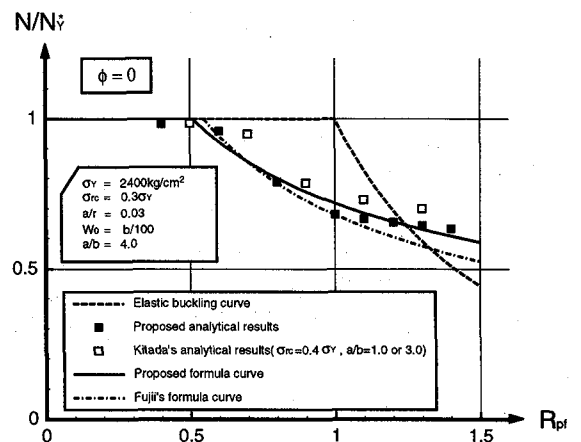


図-21 実用算定式と他の結果の比較 ($\phi=0$)

た。また、フランジ板の極限強度に及ぼす因子を種々変化させてパラメトリック解析を行い極限強度特性について検討し、更にパラメトリック解析結果に基づいて初期たわみ及び残留応力度を有するフランジ板に面内圧縮力と曲げ(そりによる面内曲げ)が作用する場合の曲線桁フランジ板

の軸力に関する極限強度実用算定式を提案した。最後に、本提案式と本解析結果、既往の解析及び実験結果との比較を行い、それらの範囲内で提案式の精度の確認を行った。本研究によって得られた主な結論をまとめると以下のようになる。

(1) 最大初期たわみの値が $\bar{w}_0 = b/100$ の方が $\bar{w}_0 = b/150$ と比較して極限強度が僅かであるが低下する。

(2) 曲線桁フランジ板に面内純圧縮力が作用する場合、残留応力度が存在する方の強度が存在しない方より低下するが、残留圧縮応力度の大きさそのものの違いが極限強度に及ぼす影響は小さい。

(4) 応力勾配の違いに関わらず曲率パラメーターが扇形板の極限強度に及ぼす影響はほとんど見られない。

(5) 初期たわみ (上限値 $\bar{w}_0 = b/100$) 及び残留応力度 (上限値 $\sigma_{rc} = 0.3 \sigma_Y$) を有する曲線桁フランジ板に、面内圧縮力と面内曲げが作用した場合の軸力に関する極限強度を評価する実用算定式を式(6)のように提案した。

(6) 実用強度算定式による結果と本解析結果、既往の解析及び実験結果との比較より、式(6)で示した軸力に関する実用算定式は実用範囲において扇形板の終局強度の下限値を精度良く評価できる。

今後更に検討しなければならない主な研究課題として、曲線桁の全体座屈 (横ねじり座屈) とフランジ板の局部座屈の連成座屈強度特性評価、局部座屈を制限するための幅厚比制限、降伏応力度に実測値を用いた場合の強度評価、応力勾配が橋軸方向に変化した場合の強度評価及びフランジ板の極限強度に関する系統的实验等が挙げられる。フランジ板の極限強度特性を実験及び解析の両面から解明し、不安定挙動を考慮した終局荷重設計法を確立する必要がある。

参考文献

- 1) 小松定夫, 北田俊行: 初期不整を有する圧縮板の極限強度特性に関する研究, 土木学会論文報告集, No.270, pp.1~14, 1978.
- 2) 奈良敬, 津田真, 福本秀士: 面内曲げと圧縮力を受ける鋼板の極限強度評価法に関する研究, 土木学会論文集, No.392/I-9, pp.259~271, 1988.
- 3) 宇佐美勉, 天雲宏樹: 圧縮と曲げを受ける板要素の極限強度と有効幅公式, 土木学会論文集, No.441/I-18, pp.77~85, 1992.
- 4) 小松定夫, 北田俊行: 初期不整を含む自由突出圧縮鋼板の極限強度特性について, 土木学会論文報告集, No.314, pp.15~27, 1981.
- 5) Culver, C. G. and Nasir, G.: Inelastic Flange Buckling of Curved Plate Girders, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, No.ST4, pp.1239~1256, 1970.
- 6) 藤井堅, 大村裕: 曲線I形桁におけるフランジの局部座屈と幅厚比制限, 土木学会論文集, No.386/I-8, pp.339~347, 1987.
- 7) 藤井堅, 中岡智昭: 曲線プレートガーダーの曲げ耐荷力推定式, 構造工学論文集, No.41A, pp.313~320, 1995.
- 8) Yabuki, T., Arizumi, Y. and Yashiro, S.: Ultimate Strength and Its Practical Evaluation of Cylindrical Steel Shell Panels under Various Compressions, Journal of Structural Mech. and Earthquake Eng., JSCE, No.489/I-27, pp.37~47, 1994.
- 9) 有住康則, 矢吹哲哉, 八代茂: 圧縮と曲げを受ける円筒パネルの極限強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.337~348, 1995.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1994.
- 11) 宮城聡, 矢吹哲哉, 有住康則: L Y R 鋼円筒シェルパネルの強度評価, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集, I-80, pp.160~161, 1994.
- 12) 中井博, 北田俊行, 松村駿一郎, 大南亮一, 吉川紀: 曲線桁橋腹板の実績調査, 橋梁と基礎, No.5, pp.38~43, 1981.
- 13) Yabuki, T., Arizumi, Y., Shimozato, T. and Nagamine, Y.: Buckling Modes of Plate-Girders Curved in Plan, Journal of Structural Mech. and Earthquake Eng., JSCE, No.519/I-32, pp.51~56, 1995.
- 14) 福本秀士, 伊藤義則: フランジの局部座屈強度とフランジ幅厚比制限, 土木学会論文集, No.160, pp.27~38, 1968.
- 15) Ractliffe, A. T.: The Strength of Plates in Compression, Ph.D. Thesis, University of Cambridge, 1967.
- 16) McDermott, K.: Local Plastic Buckling of A514 Steel Members, Journal of the Structural Division, ASCE, , pp.1837~1850, 1969.
- 17) Rogers, N. A.: Compression Tests on Plane Flat Outstands, Dept. of Engineering, University of Cambridge, Report CUED/C-Struct/TR.52, 1976.

(1996年9月6日受付)