

2軸曲げを受ける鋼はり-柱部材の相関強度式

西村宣男*・笠原宏紹**・誉田喜之**

2軸曲げを受ける鋼はり-柱部材の安定照査に用いる適正な相関強度式を提案することを目的として、本論文では初期不整量を考慮した弾塑性有限変位解析により2軸曲げを受けるはり-柱部材の極限強度特性を明らかにした。また、Chenの相関式を修正し、箱形およびI形断面部材について各々相関強度式を提案した。解析値、既往の実験データおよび現行の代表的設計基準と比較し、提案式の有効性を確認した。

Keywords: beam-column, biaxial bending, design format, experimental data, interaction strength formula

1. ま え が き

鋼骨組構造物に対する限界状態設計法を合理化する際に、現行の許容応力度設計法において強度の基準となっている初期降伏強度から終局強度までのリダグダンスシーを明らかにし、各種の部材が終局強度に対して、一様な安全性を確保できるように力学条項を整えることが重要である。このような観点から、現行の設計基準におけるはり-柱部材の強度設計式をみると以下のような問題点を指摘することができる。

- ① 圧縮力と強軸まわりの曲げを受ける場合、弱軸まわりの曲げ変形の増大によって崩壊するパターン（長方形箱形断面部材）と、横ねじれ座屈現象を呈して弱軸まわりの曲げ変形とねじれ変形の増大によって崩壊するパターン（I形断面部材）については、一般に用いられている線形相関式では安全側の評価となる。
- ② 圧縮力と2軸曲げを受ける場合、断面の隅角部の初期降伏を対象とした断面強度線形相関式と、これに曲げ座屈および横ねじれ座屈を考慮できるように修正した安定照査の線形相関式は1軸曲げ圧縮の場合よりさらに安全側の評価となる。

現行の大半の設計基準でははり-柱部材の強度相関式として線形相関式を採用している。AISCのLRFD¹⁾では2軸曲げを受けるI形断面はり-柱部材に対して、Chenら²⁾の研究成果を反映させて、非線形相関式の適用を可能にしている。日本建築学会の限界状態設計法試案³⁾では、断面強度照査式としてコンパクト断面については非線形相関式を採用しているが、安定照査式としては線形相関式を採用している。

前述の問題点の①の1軸曲げと圧縮を受けるI形断面部材の面外崩壊形式について、著者ら⁴⁾は非線形相関式の適用性を検討した。本文では問題点の②を対象として、2軸曲げを受けるはり-柱部材の安定照査に用いるより適正な相関強度式を提案することを目的として実施した以下の検討結果を報告する。

- ① 箱形断面およびI形断面部材について、弾塑性有限変位解析により、2軸曲げを受けるはり-柱部材の極限強度特性を明らかにする。
- ② 各断面部材の極限強度を適切に評価できる相関式を検討する。その際、1軸曲げに対する相関強度式との整合性に留意する。
- ③ 現行の代表的鋼構造設計規準におけるはり-柱部材の条項との比較により、提案相関強度式の有効性を明らかにする。
- ④ 実験データとの照合により提案相関強度式の妥当性を確認する。

2. 2軸曲げを受けるはり-柱部材の極限強度特性

(1) 解析法とモデル

解析モデルは、閉断面については図-1(a)、箱形(b)に示す溶接正方形箱形断面部材および溶接長方形断面部材を、開断面については図-1(c)、(d)に示す圧延I形断面部材および溶接I形断面部材を対象とする。部材の初期たわみおよび残留応力は文献5)に与えられている実測データの統計量を使用する。ただし、文献6)の柱部材および文献7)のはり部材の極限強度解析で明らかになった初期不整分布の特性値と強度分布の特性値の対応を考慮することにする。すなわち、初期変位分布の平均値と残留応力分布の平均値を考慮した解析は強度分布の平均値を与え、初期変位の上限值(平均値+標準偏差の2倍)と残留応力の上限值を考慮した解析は若干控えめになるものの強度分布の下限值(平均値-標準偏

*正会員 工博 大阪大学教授 工学部工学科
(〒565 吹田市山田丘2-1)

**学生会員 大阪大学大学院前期課程

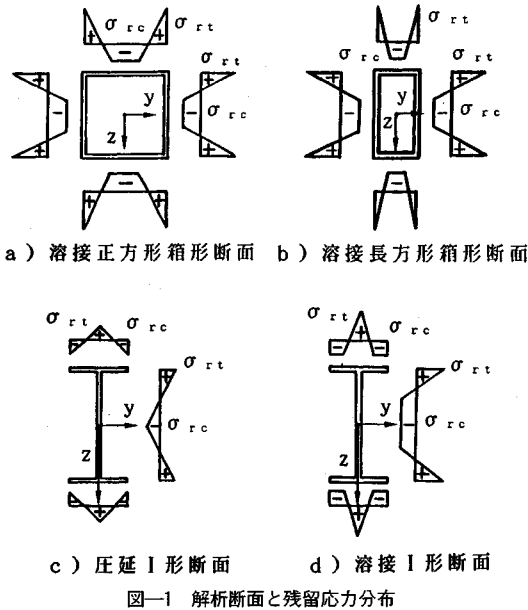


図-1 解析断面と残留応力分布

表-1 初期不整量

溶接箱形断面部材			
特性値	σ_{rt}/σ_y	σ_{rc}/σ_y	$\delta_o/L \cdot 10^{-3}$
平均値相当	1.0	0.12	0.296
下限値相当	1.0	0.2318	0.842

圧延 I 形断面部材			
特性値	σ_{rt}/σ_y	σ_{rc}/σ_y	$\delta_o/L \cdot 10^{-3}$
平均値相当	0.066	0.066	0.5
下限値相当	0.0978	0.0978	1.36

溶接 I 形断面部材					
特性値	σ_{rt}/σ_y	σ_{rc}/σ_y	$\delta_o/L \cdot 10^{-3}$	柱	はり
平均値相当	1.0	0.12		0.296	0.5475
下限値相当	1.0	0.2318		0.842	1.1985

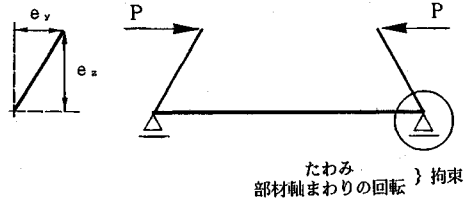


図-2 解析モデルの概念図

差の2倍)に相当するものとする。表-1に解析に用いた初期不整量を示す。初期たわみは箱形断面には曲げ方向に、I形断面には図-1のy軸方向に与えた。

本研究では、骨組構造を対象とした弾塑性有限変位解析プログラム⁸⁾を用いて極限強度解析を行った。図-2に解析モデルの概念図を示す。節点7自由度の骨組要素で要素分割は16とし、偏心圧縮で制御した。また、降伏判定は σ のみで行った。鋼の材料特性はヤング率 $E=2.1 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$ ($2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$)、降伏応力 $\sigma_Y=2.4 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$ ($2.35 \times 10^2 \text{ MPa}$)の完全弾塑性体としている。

(2) 極限状態における変位と応力

a) 箱形断面

極限強度特性を明らかにするため、組合せ荷重を受ける部材の中央断面における極限状態における応力分布と変形状態を調べた。長方形断面を有するストックリーな部材(柱としての細長比パラメーター強軸まわり $\bar{\lambda}_{cy}=0.237$ 、弱軸まわり $\bar{\lambda}_{cz}=0.4$)およびスレンダーな部材($\bar{\lambda}_{cy}=0.710$ 、 $\bar{\lambda}_{cz}=1.2$)の塑性領域の広がりや断面の変形を、それぞれ図-3(a)および(b)に示す。

ここに、 $\bar{\lambda}_{cy} = \sqrt{N_Y/N_{E_y}}$

$\bar{\lambda}_{cz} = \sqrt{N_Y/N_{E_z}}$

N_Y : 降伏強度

N_{E_y} , N_{E_z} : オイラー座屈強度(強軸, 弱軸)

荷重の組合せパターンは以下に示す3パターンである。

パターン1: 軸力比(作用軸力 N と弱軸まわりの柱基本平均値強度 N_{Uz} ⁶⁾の比)が大きく強軸まわりの曲げモーメントが卓越($M_y/M_{py} : M_z/M_{pz} = 5 : 1$)

パターン2: 軸力比が小さく2軸まわりの曲げモーメント比はパターン1と同じ

($M_y/M_{py} : M_z/M_{pz} = 5 : 1$)

パターン3: パターン2と同じ軸力比で、弱軸まわりの曲げモーメントが卓越

($M_y/M_{py} : M_z/M_{pz} = 1 : 5$)

ここに、 M_{py} , M_{pz} : 全塑性モーメント(強軸, 弱軸)
ただし、 M : 端部での曲げモーメント

図-3(a)の比較的ストックリーな部材にパターン1の荷重が作用する場合、断面は圧縮応力だけで塑性化している。これに対して軸力比の小さいパターン2の荷重では、引張応力による塑性化も生じている。弱軸まわりの曲げが卓越しているパターン3の荷重の場合も、圧縮応力による塑性化と引張応力による塑性化の両方が生じている。図-3(b)のスレンダーな部材にパターン1の荷重が作用する場合、残留応力の影響による引張の塑性化が一部生じているがほとんどは圧縮の塑性化である。ただし、ストックリーな部材に比べて塑性領域の面積はかなり小さい。荷重パターン2および3では、スレンダーな部材における塑性領域の分布はストックリーな部材とほとんど変わらない。また部材の細長さや荷重パターンに関係なく、いずれの場合も曲げによって崩壊し、ねじれ変形は生じない。

b) I形断面

同様に溶接I形断面部材を対象として、ストックリーな部材($\bar{\lambda}_{cy}=0.108$ 、 $\bar{\lambda}_{cz}=0.4$)およびスレンダーな部材($\bar{\lambda}_{cy}=0.324$ 、 $\bar{\lambda}_{cz}=1.2$)の中央断面における、極限状態での応力分布および変形を調べた(図-4)。荷重の組合せパターンは以下のとおりである。

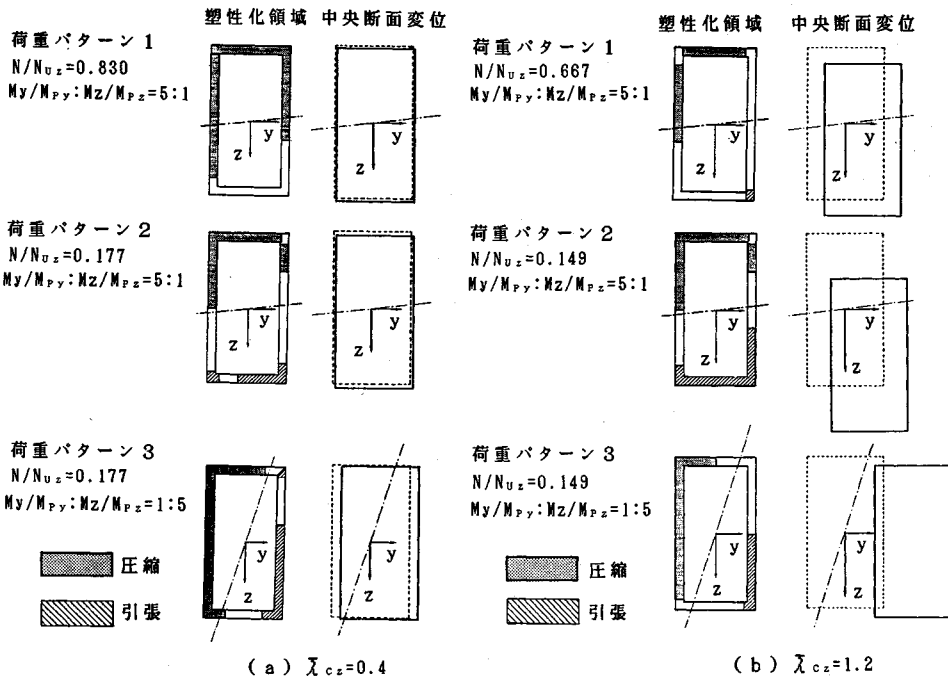


図-3 溶接長方形箱断面部材の応力分布と変位

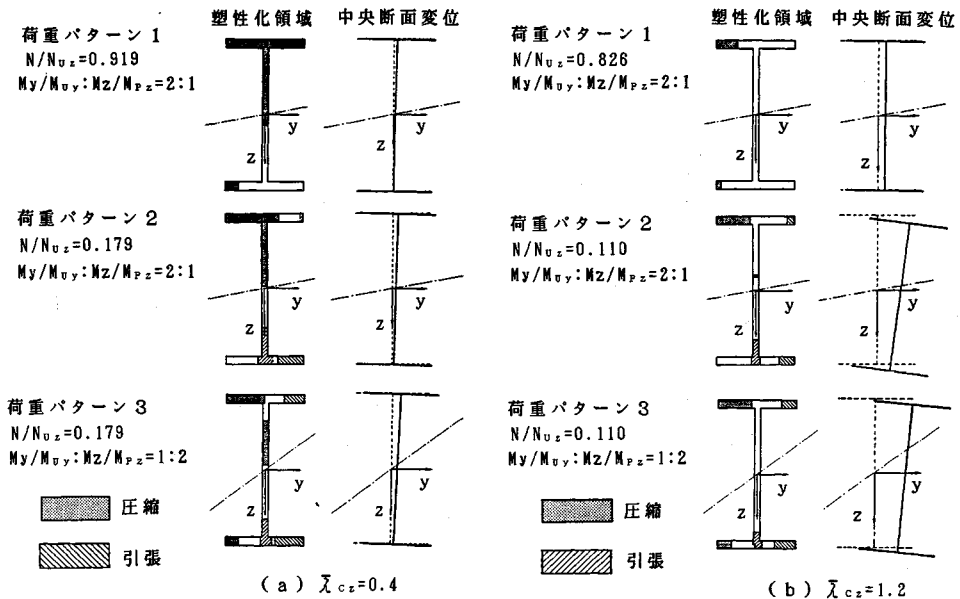


図-4 溶接I形断面部材の応力分布と変位

パターン 1: 軸力比が大きく、強軸まわりの曲げが卓越している場合 ($M_y/M_{uy}:M_z/M_{pz}=2:1$)
 パターン 2: 軸力比が小さく、パターン 1 と同じ曲げモーメント比の場合 ($M_y/M_{uy}:M_z/M_{pz}=2:1$)
 パターン 3: パターン 2 と同じ軸力比で、弱軸まわりの曲げが卓越している場合 ($M_y/M_{uy}:$

$M_z/M_{pz}=1:2$)
 ここに、 M_{uz} : 強軸まわりのはりの基本強度⁷⁾
 荷重パターン 1 の場合、ストックリーな部材およびスレンダーな部材ともねじれ変形は僅少であるが、軸力比の小さい荷重パターン 2 では、横ねじれ崩壊形式が顕著に現われる。荷重パターン 3 の場合は、ストックリーな部材、スレンダーな部材とも弱軸まわりの曲げが卓越している

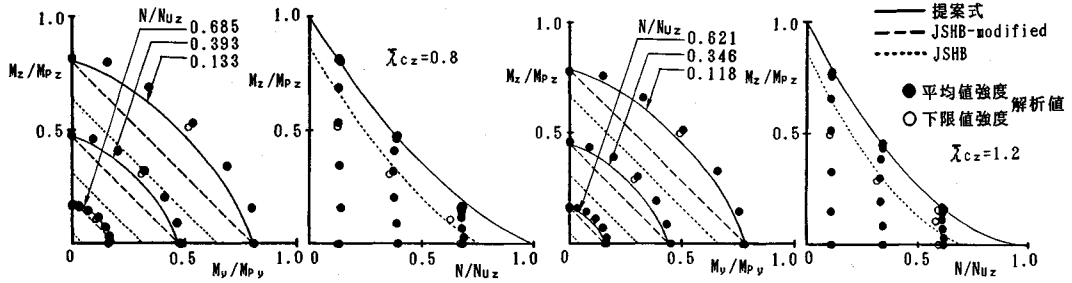


図-5 溶接正方形箱形断面部材の解析結果

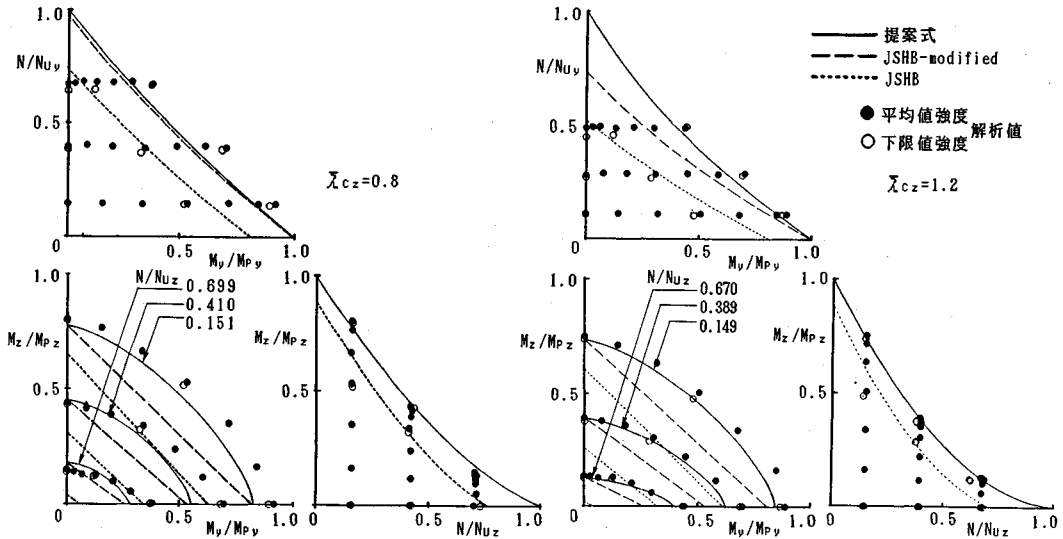


図-6 溶接長方形箱形断面部材の解析結果

にもかかわらずねじれを伴う崩壊状態を呈している。

(3) 極限強度特性

a) 箱形断面部材

正方形断面および長方形断面について、柱としての細長比パラメーター $\bar{\lambda}_{cz}$ が 0.8 および 1.2 の場合の極限強度を、それぞれ図-5 および図-6 に示す。軸力は強軸および弱軸まわりの柱基本平均値強度 N_{Ux} , N_{Uy} で除し、2軸まわりの曲げモーメントはそれぞれ強軸および弱軸まわりの全塑性モーメント M_{px} , M_{py} で除して無次元表示する。正方形断面部材は強軸と弱軸の区別がないので、 $(N/N_{Uz})-(M_z/M_{pz})$ 座標と $(M_y/M_{py})-(M_z/M_{pz})$ 座標の2つの相関図として示す。一方、長方形断面部材は $(N/N_{Uy})-(M_y/M_{py})$ 座標、 $(N/N_{Uz})-(M_z/M_{pz})$ 座標、 $(M_y/M_{py})-(M_z/M_{pz})$ 座標の3つの相関図として示す。 $N-M$ 図は $M-M$ 図の紙面垂直方向にある N 軸を投影したもので、各プロットは $M-M$ 図の解析点と対応している。正方形断面部材および長方形断面部材のどちらも $(M_y/M_{py})-(M_z/M_{pz})$ 座標では軸力の大小にかかわらず原点を基準とした外ぶくらの相関強度となる。

b) I 形断面部材

同様に、圧延断面および溶接断面について、柱としての細長比パラメーター $\bar{\lambda}_{cz}$ (はりの横ねじれ座屈に関する細長比パラメーターとは異なることに注意) が 0.8 および 1.2 の場合の極限強度を、それぞれ図-7 および図-8 に示す。軸力は柱基本平均値強度 N_{Uz} で除し、2軸まわりの曲げモーメントはそれぞれ強軸まわりのはりの基本強度 M_{Ux} および弱軸まわりの全塑性モーメント M_{py} で除して無次元表示する。そして $(N/N_{Uz})-(M_y/M_{Uy})$ 座標、 $(N/N_{Uz})-(M_z/M_{pz})$ 座標、 $(M_y/M_{Uy})-(M_z/M_{pz})$ 座標の3つの相関図として示す。 $(M_y/M_{Uy})-(M_z/M_{pz})$ 座標では原点を基準とした外ぶくらの相関強度となるが、その外ぶくらの傾向は部材がストックキーになるほど顕著になる。

3. 相関強度式の適正化

(1) 現行の設計規準の相関強度式

部材の安定性を照査する相関強度式としては以下の線形相関式が一般的に採用されている。

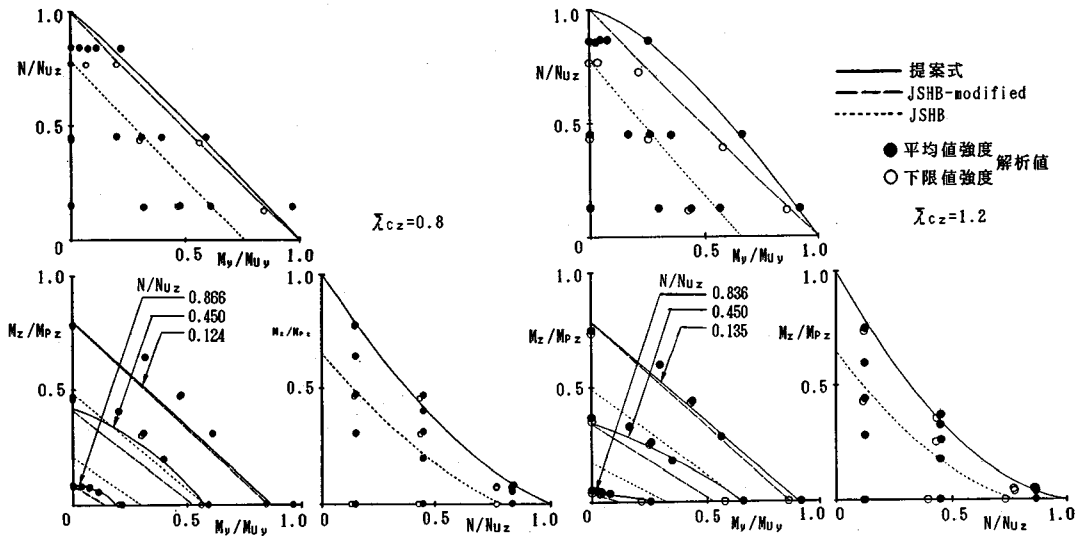


図-7 圧延I形断面部材の解析結果

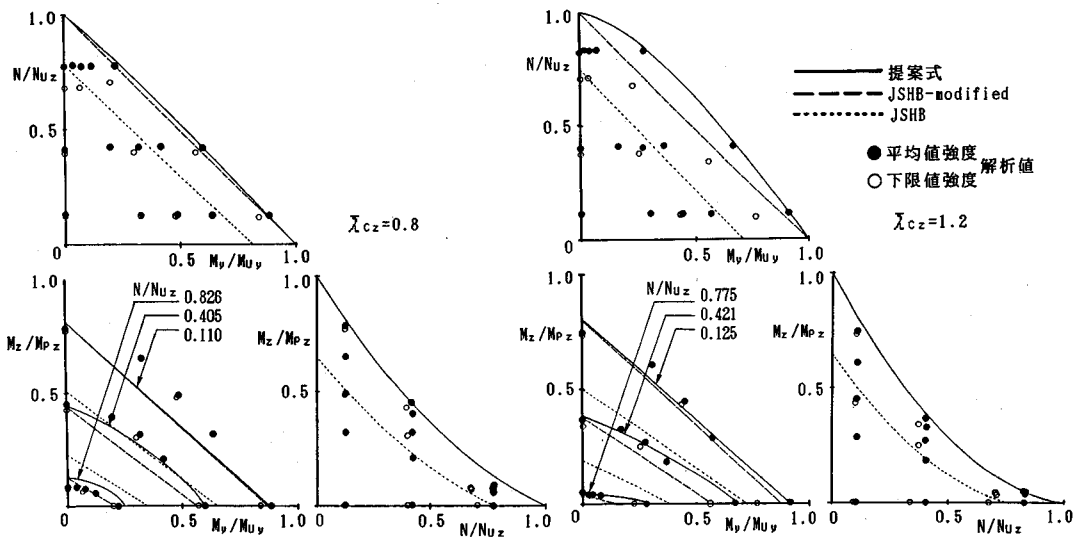


図-8 溶接I形断面部材の解析結果

$$\frac{N}{N_{Uz}} + \frac{1}{1 - N/N_{Ey}} \frac{M_y}{M_{Uy}} + \frac{1}{1 - N/N_{Ez}} \frac{M_z}{M_{Uz}} \leq 1 \dots (1)$$

ここに、 N : 作用軸力

M_y, M_z : 作用曲げモーメント (強軸, 弱軸)

一方、Chen²⁾は2軸曲げを受ける正方形箱形断面およびI形断面はり-柱部材に対して次のような非線形相関式を提案している。

$$\left(\frac{M_y}{M_{UCy}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{UCz}}\right)^\alpha \leq 1 \dots (2)$$

M_{UCy} および M_{UCz} はそれぞれ強軸まわりおよび弱軸まわりの1軸曲げを受けるはり-柱部材の終局曲げモーメントで、次式で表わされる。

$$M_{UCy} = \left(1 - \frac{N}{N_{Uz}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right) M_{Uy} \dots (3)$$

$$M_{UCz} = \left(1 - \frac{N}{N_{Uz}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{Ez}}\right) M_{Uz} \dots (4)$$

べき α は正方形箱形断面部材に対して

$$\alpha = 1.3 + \frac{N}{N_Y} \frac{1000}{(l/r)^2} \geq 1.4 \dots (5)$$

ここに、 l : 部材長

r : 断面回転半径

I形断面部材に対して $B/D \geq 0.3$ のとき

$$\alpha = 0.4 + \frac{N}{N_Y} + \frac{B}{D} \geq 1.0 \dots (6)$$

$B/D < 0.3$ のとき $\alpha = 1.0$

ここに、 B : フランジ幅

D : 断面高さ

このうち、I形断面部材に対する相関強度式は AISC の LRFD¹⁾ に適用されている。

代表的な設計規準^{9)~11)}が採用している相関強度式を、式の線形性、非線形性によって分類し表-2に示す。ほとんどの規準は式(1)のタイプの線形相関式を採用しているが、LRFD (AISC) は次のように N/N_{Uz} の2つの領域に分けて bilinear な相関強度式を与えている。

$$\left. \begin{aligned} \frac{N}{N_{Uz}} + \frac{8}{9} \left(\frac{1}{1 - N/N_{Ez}} \frac{M_y}{M_{Uy}} + \frac{1}{1 - N/N_{Ez}} \frac{M_z}{M_{Uz}} \right) &\leq 1, \quad \frac{N}{N_{Uz}} \geq 0.2 \\ \frac{N}{2N_{Uz}} + \frac{1}{1 - N/N_{Ez}} \frac{M_y}{M_{Uy}} + \frac{1}{1 - N/N_{Ez}} \frac{M_z}{M_{Uz}} &\leq 1, \quad \frac{N}{N_{Uz}} < 0.2 \end{aligned} \right\} \dots\dots (7)$$

(2) 箱形断面部材の相関強度式

線形相関式では前述の相関強度の外ぶくらみの形状を考慮できない。そこで式(2)に対して曲げモーメント項のべきを強軸まわりと弱軸まわりで別個に与え、さらに強軸まわりの1軸曲げを受けるはり-柱部材の終局曲げモーメント M_{Ucy} を式(11)で与えることによって、正方形断面部材を対象とした Chen の式²⁾を長方形断面部材に対しても適用できるように拡張した。

$$\left(\frac{M_y}{M_{Ucy}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{Ucz}} \right)^\beta \leq 1 \dots\dots (8)$$

$$\alpha = 1.3 + \frac{N}{N_y} \frac{1000}{(l/r_y)^2} \geq 1.4 \dots\dots (9)$$

$$\beta = 1.3 + \frac{N}{N_y} \frac{1000}{(l/r_z)^2} \geq 1.4 \dots\dots (10)$$

$$M_{Ucy} = \left(1 - \frac{N}{N_{Uy}} \right) \left(1 - \frac{N}{N_{Ez}} \right) M_{py} \dots\dots (11)$$

$$M_{Ucz} = \left(1 - \frac{N}{N_{Uz}} \right) \left(1 - \frac{N}{N_{Ez}} \right) M_{pz} \dots\dots (12)$$

ここに、 N_{Uy} 、 N_{Uz} : 柱の基本強度(強軸、弱軸まわり)
日本道路橋示方書⁹⁾の線形相関強度式 JSHB、柱強度およびはり強度としてそれぞれ柱基本平均値強度および全塑性モーメントを適用した線形相関強度式 JSHB-modified、そして提案した非線形相関強度式(8)と正方形断面部材の解析結果の比較を図-5に併せて示す。長方形断面部材についても同様の比較を図-6に示す。

JSHB は柱およびはりの基本強度が安全側であり、線形相関式なので、2軸曲げ圧縮状態ではかなり安全側の評価になる。JSHB-modified は弱軸まわりの1軸曲げ圧縮を受ける場合の強度評価は解析値とよく適合しているが、スレンダーな部材の強軸まわり1軸曲げ圧縮状態

表-2 はり-柱部材に関する設計規準の比較

規準	1軸曲げ		2軸曲げ	
	面内崩壊形式	面外崩壊形式	横ねじれ座屈が生じない部材	横ねじれ座屈が生じる部材
JSHB	線形相関式	線形相関式	線形相関式	線形相関式
AIJ 90	線形相関式	線形相関式	線形相関式	線形相関式
AISC 87	線形相関式	線形相関式	線形相関式	線形相関式 ^{*1)}
BSS400	線形相関式	線形相関式	線形相関式	線形相関式
DINI1800	線形相関式	線形相関式	線形相関式	線形相関式
提案式	線形相関式	非線形相関式	非線形相関式	非線形相関式

*1) AISC 87 では、2軸曲げ圧縮を受けるI形断面部材にたいして ALTERNATE INTERACTION EQUATIONS として非線形相関式を与えている。

での強度評価は適切でない。また、線形相関式であるため、2軸まわりの曲げが同程度に作用する領域で解析値と対応しない。これに対して提案した非線形相関式(8)は、正方形および長方形箱形断面部材のどちらの解析結果に対しても良好に対応する。

(3) I形断面部材の相関強度式

I形断面部材が強軸まわりの1軸曲げと圧縮を受ける場合、相関強度は $(N/N_{Uz}) - (M_y/M_{Uy})$ 座標において原点を基準として外側にふくらんだ形状になる。このような特性を考慮した相関強度式が文献4)で提案されている。

$$\frac{N}{N_{Uz}} + \left(\frac{1}{1 - N/N_{Ez}} \frac{M_y}{M_{Uy}} \right)^n \leq 1 \dots\dots (13)$$

べき n は柱としての細長比パラメーターを $\bar{\lambda}_{cz}$ として

圧延材..... $1.8 \geq n = \bar{\lambda}_{cz} + 0.2 \geq 1.0$

溶接材..... $1.8 \geq n = \bar{\lambda}_{cz} + 0.1 \geq 1.0$

Chen の式²⁾を用いてこの相関強度式を2軸曲げに拡張する。式(2)中の、強軸まわりの1軸曲げを受けるはり-柱部材の終局曲げモーメント M_{Ucy} を、式(13)を変形した次式で与える。

$$M_{Ucy} = \left(1 - \frac{N}{N_{Uz}} \right)^{1/n} \left(1 - \frac{N}{N_{Ez}} \right) M_{Uy} \dots\dots (14)$$

道路橋示方書⁹⁾の線形相関強度式 JSHB、柱強度として柱基本平均値強度、はり強度としてはり基本平均値強度を適用した線形相関強度式 JSHB-modified、そして式(13)を2軸曲げに拡張した提案式と解析結果の比較を図-7および図-8に併せて示す。

JSHB は柱およびはりの基本強度が安全側であり、線形相関式なので、2軸曲げ圧縮状態では過度に安全側の強度評価となる。JSHB-modified は、強軸まわりの1軸曲げを受けるI形断面はり-柱部材の相関強度特性を考慮できないので、軸力が大きく強軸まわりの曲げモーメントが卓越するにつれて安全側の強度評価となる。提案式は、圧延および溶接断面の区別あるいは部材の細長

さの相違に対しても一様に解析値と良好に対応する。

4. 設計フォーマット

(1) フォーマットの検討

SGST-format¹²⁾によれば抵抗係数 ϕ は次式で表わされる。

$$\phi = \phi_1(1 - k_R \cdot V_R) \frac{R_m}{R_n} \dots \dots \dots (15)$$

ここに、 R_n : 示方書で定める抵抗強度式

R_m : 強度の平均値

ϕ_1 : 校正係数

V_R : 変動係数

k_R : 下界の程度を示す定数

柱部材およびはり部材は、はり-柱部材の特別な場合と考えられ、はり-柱部材の抵抗係数 ϕ は、曲げモーメントが0のときには柱の抵抗係数 ϕ_c に、軸圧縮力が0のときにははりの抵抗係数 ϕ_b に一致しなければならない。SGST-format をはり-柱部材に拡張して用いる場合、単一の抵抗係数 ϕ を用いるのではなく、軸圧縮力と曲げの基準強度に別個の抵抗係数を考える。そして柱部材およびはり部材との整合性を十分留意して統一的な評価を試みる。

(2) 抵抗強度 ϕR_n

a) 箱形断面部材

平均値強度式 R_n として式 (8) を適用する。式 (15) よりおのおのの解析値に対する ϕ が得られる。この ϕ を用いて計算したおのおのの解析値に対する抵抗強度を ϕR_n (ana.) とする。一方、柱の抵抗係数を ϕ_c 、箱形断面はりの抵抗係数を ϕ_b として式 (8) に組み込み抵抗強度式 ϕR_n (eq.) とする。

$$\left(\frac{M_y}{\phi_b M_{UCy}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{\phi_b M_{UCz}}\right)^\beta \leq 1 \dots \dots \dots (16)$$

$$M_{UCy} = \left(1 - \frac{N}{\phi_c N_{Uy}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right) M_{Py} \dots \dots \dots (17)$$

$$M_{UCz} = \left(1 - \frac{N}{\phi_c N_{Uz}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{Ez}}\right) M_{Pz} \dots \dots \dots (18)$$

次の条件式を満たせば、式 (16) は抵抗強度式として妥当であるといえる。

$$\phi R_n \text{ (ana.)} / \phi R_n \text{ (eq.)} \geq 1.0 \dots \dots \dots (19)$$

$M_y/M_{Py} : M_z/M_{Pz} = 1 : 1$ の解析値に対して試算を行い2軸曲げ圧縮状態での式 (16) の適用性を検討した。1軸曲げ圧縮状態での式 (16) の適用性は文献4)ですすでに確認されている。柱の基本平均値強度 N_{Uy} 、 N_{Uz} は文献6)の福本式より計算した。柱の抵抗係数は文献6)より $\phi_c = 0.88$ 、はりの抵抗係数は文献4)より $\phi_b =$

表-3 SGST-format による抵抗強度の試算

(a) 溶接正方形箱形断面部材

$\bar{\lambda}_{cz}$	N/Nuz (平均値)	$\phi R_n \text{ (ana.)} / \phi R_n \text{ (eq.)}$
0.4	0.804846	1.03969
	0.494816	1.12606
	0.172032	1.1534
0.8	0.675712	0.99366
	0.371998	1.0347
	0.125841	1.0657
1.2	0.650669	1.0451
	0.349456	1.0391
	0.115389	1.0454

(b) 溶接長方形箱形断面部材

$\bar{\lambda}_{cz}$	N/Nuz (平均値)	$\phi R_n \text{ (ana.)} / \phi R_n \text{ (eq.)}$
0.4	0.797557	1.026615
	0.482225	1.090114
	0.170140	1.086881
0.8	0.645127	0.975585
	0.369063	1.040681
	0.138760	1.038250
1.2	0.461535	0.982749
	0.269894	1.003612
	0.103078	1.038058

0.92を用いた。計算結果を表-3に示す。 $\phi R_n \text{ (ana.)} / \phi R_n \text{ (eq.)}$ が若干1を下まわる場合もあるがほとんどは1以上であり、式 (16) は抵抗強度式 ϕR_n として妥当であるといえる。

b) I形断面部材

平均値強度式 R_n として3.(3)で提案した式を適用する。柱の抵抗係数を ϕ_c 、はりの抵抗係数を強軸まわり ϕ_{b1} 、弱軸まわり ϕ_{b2} として、提案式に次のように組み込む。

$$\left(\frac{M_y}{\phi_{b1} M_{UCy}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{\phi_{b2} M_{UCz}}\right)^\beta \leq 1 \dots \dots \dots (20)$$

$$M_{UCy} = \left(1 - \frac{N}{\phi_c N_{Uy}}\right)^{1/n} \left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right) M_{Uy} \dots \dots \dots (21)$$

$$M_{UCz} = \left(1 - \frac{N}{\phi_c N_{Uz}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{Ez}}\right) M_{Pz} \dots \dots \dots (22)$$

1軸曲げ圧縮状態での式 (20) の適用性は文献4)ですすでに確認されている。2軸曲げ圧縮状態での式 (20) の適用性を確認するため、 $M_y/M_{Uy} : M_z/M_{Pz} = 1 : 1$ の解析値に対して条件式 (19) の試算を行った。柱の基本平均値強度 N_{Uz} は文献6)の福本式、はりの基本平均値強度 (強軸まわり) M_{Uy} は文献7)の提案式を用いて計算した。柱部材およびはり部材の抵抗係数は文献6)より $\phi_c = 0.88$ 、文献7)より $\phi_{b1} = 0.90$ 、文献4)より $\phi_{b2} = 0.92$ を用いた。計算結果を表-4に示す。式 (19) を満足しないものも若干あるがほとんどは1以上であり、式 (20) は抵抗強度式 ϕR_n として妥当であるといえる。

表-5 実験データとの比較 (溶接正方形箱形断面部材)

Specimen number (1)	λ_{cz} (2)	実測データと R_n 式の比較 Ptest/Pcal				公称データと ϕR_n 式の比較 Ptest/Pcal	
		Proposed (3)	JSHB (4)	JSHB modified (5)	AISC LRFD-1 (6)	Proposed (7)	AISC LRFD-1 (8)
1	0.294	1.076	1.503	1.278	1.193	1.245	1.407
2	0.300	1.118	1.555	1.324	1.237	1.239	1.399
3	0.296	1.169	1.627	1.385	1.295	1.319	1.491
4	0.549	1.149	1.545	1.282	1.234	1.243	1.366
5	0.553	1.114	1.499	1.244	1.197	1.193	1.311
6	0.541	1.104	1.485	1.233	1.187	1.219	1.340
7	0.736	1.130	1.518	1.236	1.227	1.202	1.339
8	0.726	1.117	1.500	1.222	1.212	1.218	1.356
9	0.727	1.043	1.402	1.141	1.132	1.142	1.271
10	1.007	1.150	1.508	1.226	1.243	1.294	1.449
11	1.029	1.159	1.517	1.234	1.251	1.254	1.400
12	1.028	1.064	1.395	1.134	1.149	1.175	1.312
13	0.536	1.113	1.530	1.270	1.210	1.211	1.348
14	0.544	1.093	1.498	1.243	1.190	1.165	1.297
15	0.537	1.076	1.476	1.225	1.172	1.151	1.281
16	0.691	1.085	1.482	1.213	1.183	1.123	1.258
17	0.699	1.151	1.578	1.290	1.255	1.233	1.381
18	0.691	1.081	1.479	1.210	1.179	1.141	1.278
19	0.793	1.066	1.459	1.184	1.171	1.169	1.319
20	0.787	1.047	1.431	1.162	1.150	1.106	1.247
21	0.722	1.033	1.411	1.146	1.135	1.092	1.231
Average		1.102	1.495	1.232	1.200	1.197	1.337
Var.		0.00154	0.00174	0.00309	0.00358	0.00341	0.00438

5. 実験データとの比較

(1) 箱形断面部材

既往の鋼はり-柱部材の耐荷力実験データを用いて、解析から得られた平均値強度式 R_n および SGST-format による抵抗強度式 ϕR_n の検証を行った。利用した実験データは Marshall と Ellis 行った正方形箱形断面部材の実験データである^{(13),(14)}。比較はすべて軸力を基準に行った。その結果を表-5に示す。カラム3は実験データ(実測値で整理)と提案した式(8)との比較、カラム4はJSHBとの比較、カラム5はJSHB-modifiedとの比較、そしてカラム6はAISC規準の線形相関式との比較である。JSHBは実験値に対してかなり安全側の評価であり、式(8)が最も良く適合している。残留応力を除去した供試体を使用しているため、実験値は式(8)の評価よりも平均で約10%高くなっている。さらに実験データ(公称値で整理)と ϕR_n 式との比較を行った。カラム7は ϕR_n 式(16)との比較、カラム8はAISC規準の定める ϕR_n 式との比較である。カラム7,8の結果とも1を下まわるものはないが、 ϕR_n 式(16)のほうがより適切に強度の下限値を評価している。

(2) I形断面部材

I形断面部材についても、箱形断面部材と同様な検証を行った。Anslin⁽¹⁵⁾およびBirstiel⁽¹⁶⁾による実験データとの比較を、それぞれ表-6および表-7に示す。AISC基準はI形断面部材に対して、線形相関強度式(AISC LRFD-1)の代わりに非線形相関式(AISC LRFD-n)を適用することを認めているので、カラム6,

表-4 SGST-formatによる抵抗強度の試算

(a) 圧延I形断面部材

λ_{cz}	N/Nuz (平均値)	$\phi R_{n(ana)} / \phi R_{n(Exp.)}$
0.8	0.802072	0.99301
	0.431892	1.08154
	0.142629	1.14708
1.2	0.840869	0.994546
	0.437215	1.03947
	0.119779	1.05645

(b) 溶接I形断面部材

λ_{cz}	N/Nuz (平均値)	$\phi R_{n(ana)} / \phi R_{n(Exp.)}$
0.8	0.844129	1.05262
	0.461547	1.16126
	0.137463	1.2051
1.2	0.955517	1.09655
	0.46441	1.10437
	0.126304	1.11534

7およびカラム9,10で両者と実験データとの比較を行っている。実測データと R_n 式の比較において、JSHBおよびJSHB-modifiedはかなり安全側の評価であり、平均値と分散から提案式の適合性が最も良いといえる。公称データと ϕR_n 式の比較においても式(20)の適合性が最も良い。

なお、(1),(2)とも実験データの荷重条件は解析と同じ偏心圧縮制御であり、不等曲げのものも含まれていたが等曲げについてのみ採用した。

6. 結論

以上、2軸曲げを受ける鋼はり-柱部材の極限強度特

表-6 実験データとの比較 (圧延I形断面部材)

Specimen number (1)	λ_{cz} (2)	実測データとR _n 式の比較 P _{ttest} /P _{cal}					公称データとφR _n 式の比較 P _{ttest} /P _{cal}		
		Proposed (3)	JSHB (4)	JSHB modified (5)	AISC LRFD-1 (6)	AISC LRFD-n (7)	Proposed (8)	AISC LRFD-1 (9)	AISC LRFD-n (10)
1	0.67	0.991	1.661	1.477	1.079	1.041	1.185	1.273	1.222
2	0.67	0.909	1.321	1.203	0.888	0.941	1.029	1.040	1.089
3	0.64	1.078	1.635	1.444	1.068	1.118	1.231	1.173	1.222
4	0.67	1.212	2.073	1.808	1.320	1.296	1.485	1.549	1.555
5	0.66	0.957	1.443	1.296	0.938	1.003	1.065	1.081	1.143
6	0.65	1.045	1.542	1.376	1.029	1.077	1.218	1.156	1.206
7	0.65	0.932	1.577	1.398	1.016	0.986	1.076	1.154	1.117
8	0.67	0.893	1.321	1.199	0.873	0.929	1.014	1.024	1.078
9	0.89	1.119	1.931	1.629	1.204	1.233	1.292	1.417	1.441
10	1.13	0.907	1.437	1.287	0.954	0.957	1.133	1.223	1.208
Average		1.004	1.549	1.412	1.037	1.058	1.173	1.214	1.228
Var.		.01020	.05690	.03288	.01770	.01403	.01857	.02497	.02146

表-7 実験データとの比較 (圧延および溶接I形断面部材)

Specimen number (1)	λ_{cz} (2)	実測データとR _n 式の比較 P _{ttest} /P _{cal}					公称データとφR _n 式の比較 P _{ttest} /P _{cal}		
		Proposed (3)	JSHB (4)	JSHB modified (5)	AISC LRFD-1 (6)	AISC LRFD-n (7)	Proposed (8)	AISC LRFD-1 (9)	AISC LRFD-n (10)
1	0.65	1.078	1.743	1.555	1.159	1.113	1.073	1.214	1.155
2	0.83	1.085	1.728	1.539	1.148	1.130	1.198	1.339	1.300
3	1.03	1.053	1.782	1.545	1.108	1.143	1.169	1.292	1.303
4	0.70	1.093	1.735	1.560	1.157	1.131	1.217	1.360	1.311
5	0.87	0.959	1.478	1.323	0.994	0.994	1.092	1.209	1.188
6	1.09	0.976	1.497	1.329	0.951	1.017	1.101	1.160	1.195
7	0.89	0.980	1.591	1.381	1.015	1.043	1.140	1.248	1.252
8	0.90	1.003	1.730	1.455	1.071	1.103	1.173	1.313	1.311
9	1.16	1.199	2.012	1.705	1.234	1.338	1.287	1.385	1.458
10	1.02	0.924	1.555	1.350	0.970	1.000	0.992	1.096	1.105
11	1.78	1.146	1.796	1.744	1.171	1.290	1.250	1.357	1.468
12	1.80	1.051	1.589	1.537	1.014	1.133	1.137	1.180	1.278
Average		1.046	1.686	1.502	1.083	1.119	1.153	1.263	1.277
Var.		.00598	.02096	.01769	.00786	.01037	.00611	.00776	.01104

性と相関強度式の適正化について述べた。本研究によって得られた成果を要約すると以下のとおりである。

(1) 弾塑性有限変位解析により2軸曲げを受ける箱形およびI形断面鋼はり-柱部材の極限状態挙動と相関強度曲線の対応を明らかにした。

(2) 1軸曲げ圧縮状態との整合性を考慮して、Chenの相関式を修正することによって2軸曲げを受ける箱形およびI形断面鋼はり-柱部材の相関強度式を提案した。

(3) 2軸曲げはり-柱部材に対するSGST-formatの適用性を検討した。

(4) 箱形断面部材およびI形断面部材を対象とした実験データとの比較によって提案式の妥当性を確認した。

謝 辞：本研究は昭和62年度～平成元年度文部省科学研究補助金総合研究A「鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究」(代表：大阪大学 福本 晴士教授)の一環をなすものである。本論文をまとめる

にあたり、貴重なご意見を賜った福本教授ならびに研究分担者の諸氏に謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) AISC : Load & Resistance Factor Design, 1986.
- 2) Santathadaporn, S. and Chen, W. F. : Analysis of biaxially loaded H-columns, Proc. of ASCE, Vol.99, No.ST3, 1973.
- 3) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説，丸善，1990.
- 4) 西村宜男・笠原宏紹・福本晴士：鋼はり-柱部材の相関強度式の適正化，土木学会論文集，No.416，1990.
- 5) 土木学会(福本晴士編)：座屈設計ガイドライン，技報堂，1987.
- 6) 西村宜男・青木徹彦・西井 学・福本晴士：鋼柱部材の基本強度の統一評価，土木学会論文集，No.410，1989.
- 7) 西村宜男・久保全弘・西井 学・福本晴士：鋼はり部材の横ねじれ強度の統一評価，土木学会論文集，No.416，1989.
- 8) Komatsu, S., Nishimura, N. and Ohno, M. : Effect of local deformation on ultimate behavior of ladder-like plate girder bridges, Tech. Reports of Osaka Univ., Vol.32, No.1678, pp.401~409, 1982.

-
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980.
 - 10) BS5400 : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 3, Code of Practice for Design of Steel Bridges, British Officials, 1982.
 - 11) DIN18800 : Teil 2, Stahlbauten, Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, 1988.
 - 12) 東海鋼構造研究グループ (代表 福本秀士) : 鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用, 橋梁と基礎, 80-11, 80-12, 1980.
 - 13) Marshall, P.J. and Ellis, J.S. : Ultimate biaxial capacity of box steel columns, Proc. ASCE, Vol.96, No.ST9, pp.1873 ~1887, 1970.
 - 14) Pillai, S.U. and Ellis, J.S. : Hollow tubular beam-columns in biaxial bending, Proc. ASCE, Vol.97, No.ST5, pp.1399 ~1406, 1971.
 - 15) Duan, L. and Chen, W.F. : Design interaction equation for steel beam-columns, Proc. ASCE, Vol.115, No.5, pp.1225 ~1243, May, 1989.
 - 16) Birnstiel, C. : Experiments on H-columns under biaxial bending, Proc. ASCE, Vol.94, No.ST10, pp.2429~2449, October, 1968.

(1990.7.19・受付)

INTERACTION STRENGTH FORMULA FOR STEEL BEAM-COLUMNS UNDER BIAxIAL BENDING

Nobuo NISHIMURA, Hirotsugu KASAHARA
and Yoshiyuki HONDA

The ultimate strength of steel beam-columns under biaxial bending is investigated numerically by an elasto-plastic finite displacement analysis considering characteristic values of the measured initial imperfections. And the appropriate interaction strength formulae for beam-columns which are modified from Chen's interaction formula are proposed for the members with box section and I-section, respectively. The proposed formulae are verified by the comparison between the prescribed results and the experimental data. The efficiency of the proposed formulae is demonstrated by the comparisons of several existing design codes.