

鋼はり部材の横ねじれ強度の統一評価

APPROACH TO THE UNIFIED EVALUATION ON ULTIMATE STRENGTH OF LATERALLY UNSUPPORTED STEEL BEAMS

西村 宣男*・久保全弘**・西井 学***・福本 晴士****

By Nobuo NISHIMURA, Masahiro KUBO, Manabu NISHII
and Yuhshi FUKUMOTO

In this paper, the basic beam strength curves are investigated numerically by the finite element technique. At first, an imperfection sensitivity function for beam strength is introduced and various coefficients in the function are numerically identified by a finite displacement elasto-plastic analysis with both geometrical and material imperfections. And using a number of imperfection sets generated by Monte Carlo simulation from measured imperfection data, the strength distributions of steel beams with rolled and welded I-section are evaluated from a probabilistic view. These numerical results are compared with the experimental buckling strength database. Secondly the effects of bending moment distribution on beam strength are examined, and an equivalent slenderness formula applicable to inelastic range is developed. Finally, the mean strength curves and the resistance factors for rolled and welded beams are proposed.

Keywords : beam, strength curve, imperfection, moment gradient, resistance factor

1. ま え が き

柱部材とともに基本的な構造部材である鋼はりの極限強度としては、断面形状と構成要素の寸法により以下の3通りの限界状態について考える必要がある¹⁾。

- 1) 横ねじれ座屈 (Lateral Torsional Buckling)
- 2) フランジ局部座屈 (Flange Local Buckling)
- 3) ウェブ局部座屈 (Web Local Buckling)

いわゆるコンパクト断面と称され、2)および3)の局部座屈が断面の全塑性強度まで発生しないI形断面のはりでは、1)の横ねじれ座屈現象が強度を支配することになる。本研究ではこの横ねじれ座屈強度に焦点を絞り、理論と実験データの両面から支持される鋼はり部材の終局強度の適切な評価式を検討する。

本研究における検討事項および手法は以下のとおりで

ある。

1) 圧延ばりおよび溶接ばりを対象として、初期たわみおよび残留応力を変化させた多数のモデルの極限強度解析を行い、極限強度に対する初期不整の敏感度関数を作成する。

2) 実測データによる初期不整分布モデルに対して、モンテカルロシミュレーション²⁾により初期たわみと残留応力の数多くの組合せを発生させ、敏感度関数を用いて極限強度の数値シミュレーションによる分布を明らかにする。そして座屈実験データによる強度分布³⁾との比較により、理論と実験の両面から確認される鋼はりの基本強度曲線を決定する。

3) 柱部材と異なり、はり部材については不等モーメント、中間荷重などのモーメント分布形の極限強度に対する影響を考慮する必要があり、そのためのはりの基本強度への換算係数について検討する。

4) 限界状態設計法に対する基礎資料として、SGSTフォーマット⁴⁾に準拠して、鋼はりの横ねじれ座屈強度に対する抵抗係数の試算を行う。

各国の設計規準においては、鋼はりの基本強度を座屈実験データ^{3),5)}と比較すると、平均値相当の曲線を採用しているところが多い¹⁾。これに対して鋼柱部材の基本強

* 正会員 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)

** 正会員 工博 名城大学教授 理工学部土木工学科 (〒468 名古屋市天白区塩釜口1-501)

*** 学生会員 大阪大学大学院前期課程 (〒565 吹田市山田丘2-1)

**** 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科 (同上)

度には下限値対応の曲線が採用されており^{6),7)}、設計思想の統一が不十分である。本研究ではそのような設計思想の不統一のないように、鋼柱に関する研究⁷⁾との整合性に留意している。

2. モンテカルロシミュレーションによる鋼はりの極限強度の評価

(1) 概要

本研究では図-1に示す解析フローによって鋼はりの基本強度を明らかにする。まず実測データをもとに初期不整の分布モデルを作成する。別途に初期たわみと残留応力を適宜組み合わせさせたモデルを対象に、弾塑性有限変位解析により極限強度を求め、極限強度に対する初期不整の敏感度関数を作成する。そして初期不整の分布モデルを用いて、モンテカルロ法²⁾により発生させた多数の初期不整の組合せに対する極限強度を敏感度関数から求め、強度の数値シミュレーションによる分布を明らかに

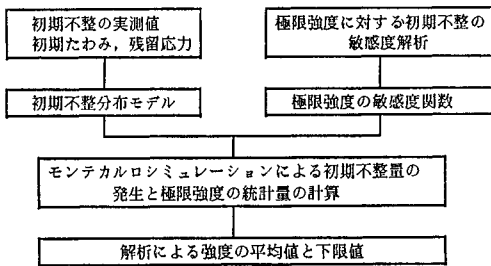


図-1 シミュレーションによるはり強度分布の評価過程

する。初期不整モデルからより正確なサンプルを得るため、乱数の発生を5000と設定した。

(2) 弾塑性有限変位解析

本研究では、開断面棒要素による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。解析の対象は、はり部材として広範囲に使用される圧延I形断面および溶接I形断面とする。それぞれ圧延コンパクト断面、溶接コンパクト断面（フレームカットされたフランジをもつ）、溶接ノンコンパクト断面（ただし、解析プログラムには局部座屈は考慮されていない）を選定し、以下の略号を用いる。

圧延コンパクト断面 : R-Ib

溶接コンパクト断面 : W-fc

溶接ノンコンパクト断面 : W-Ib

解析モデルの断面寸法を図-2に示す。

降伏応力度 σ_Y で除して無次元表示した圧縮残留応力度 σ_{rc}/σ_Y を0.0, 0.2, 0.5の3種類、部材軸方向に半波のsine形分布と仮定した水平初期たわみの中央縦距 W を部材長 L の1/5000, 1/2000, 1/1000, 1/500の4

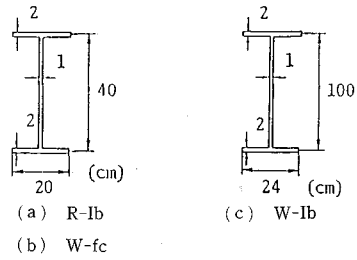


図-2 解析モデルの断面寸法

種類、さらに部材の細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ を0.4から1.6まで0.2の間隔で7種類に変化させ、各断面ごとにこれらのパラメーターを組み合わせさせたモデルについて弾塑性有限変位解析により極限強度を求めた。なお、本解析では鋼の材料特性は、ヤング率 $E=2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$ ($2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$)、降伏応力度 $\sigma_Y=2.4 \times 10^4 \text{ t/m}^2$ ($2.35 \times 10^2 \text{ MPa}$)の完全弾塑性体としている。

(3) 初期不整モデル

モンテカルロシミュレーションに用いるため、残留応力および初期たわみの実測データ⁹⁾から作成した初期不整の分布モデルを図-3, 4に示す。一般に、圧縮残留応力度の頻度分布は正規分布形、初期たわみの分布形はワイブル分布形と考えることができる。カイ二乗検定の結果、信頼度95%を得た。解析断面に対する初期不整モデルのパラメーターを表-1に示す。また断面の残留応力は図-5に示す分布形を仮定した。なおW-fc断面に

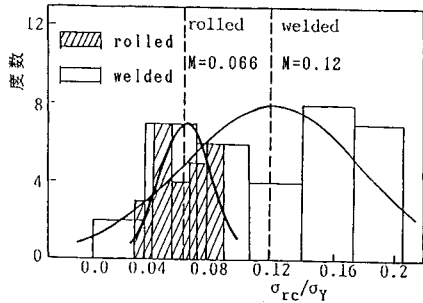


図-3 残留応力の分布モデル

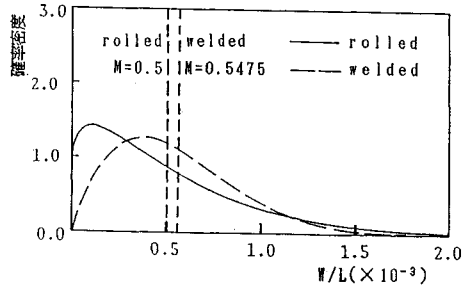


図-4 初期たわみの分布モデル

表一 初期不整モデルのパラメーター

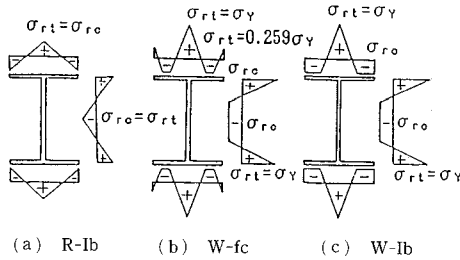
(a) 残留応力 (σ_{rc}/σ_Y)

解析断面	N	M	S
R-1b	25	0.066	0.0159
W-fc, W-1b	34	0.12	0.05592

(b) 初期たわみ ($W/L \times 10^{-3}$)

解析断面	N	M	S	m	α	γ
R-1b	437	0.5	0.43	1.178	0.478	0.0
W-fc, W-1b	68	0.5475	0.326	1.7314	0.4302	0.0

M: 平均値
S: 標準偏差
N: 度数
m: 形のパラメータ
 α : 尺度のパラメータ
 γ : 位置のパラメータ



図一五 残留応力の分布パターン

において、フレームカットによるフランジ端の残留応力は文献9)に従って計算した値 ($0.259\sigma_Y$) を用いた。

(4) 敏感度関数

各断面の部材強度の弾塑性有限変位解析結果に対して初期不整に関する係数を含む次式をあてはめる。

$$\frac{M_u}{M_p}(\bar{\lambda}, X, Y) = \frac{1}{2 \cdot \bar{\lambda}^2} \cdot (Z - \sqrt{Z^2 - 4 \cdot \bar{\lambda}^2}) + C1 \cdot \frac{\tan^{-1}(CR + C3) - \tan^{-1}(C3)}{1 + C4 \cdot (CR + C3)^2} \quad (1)$$

ここに、

$$Z = 1 + A \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_{cr}) + \bar{\lambda}^2 \quad CR = (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_{cr}) \cdot C2$$

$$Ci = A1i + A2i \cdot X + A3i \cdot X^2 + A4i \cdot Y + A5i \cdot Y^2 + A6i \cdot X \cdot Y \quad (i=1 \sim 4)$$

$$X = \sigma_{rc}/\sigma_Y \quad Y = W/W_0 \quad (W_0 = L/1000)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{M_p/M_E} \quad M_E: \text{弾性座屈モーメント}$$

$$\bar{\lambda}_{cr}: \text{限界細長比} \quad M_p: \text{全塑性モーメント}$$

表二 敏感度関数の係数表

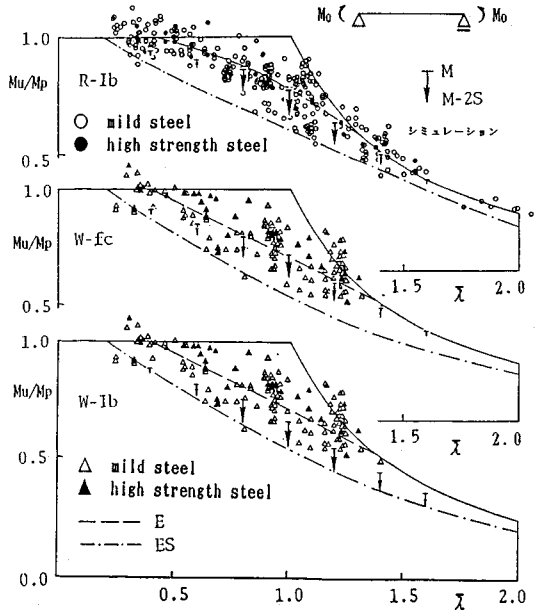
	A1i	A2i	A3i	A4i	A5i	A6i	A
R-1b	C1	0.25694	-0.3962	0.0296	-0.1392	0.02222	0.20139
	C2	2.76944	0.78241	0.7407	-0.39167	0.2222	-2.15278
	C3	-1.415	-1.3917	2.333	0.615	-0.2	1.425
	C4	0.355	-0.2	-0.66667	-0.1192	0.0042	-0.133
W-1b	C1	0.36333	-0.4667	0.33333	-0.175	0.04167	0.0
	C2	2.29333	-4.21333	3.4	0.1533	-0.10667	1.83333
	C3	-1.0791	1.25333	0.18667	0.41194	-0.08237	-0.06667
	C4	0.65222	0.19	-0.36667	-0.345	0.10278	-0.26667
W-fc	C1	0.36037	-0.72889	0.94074	-0.17593	0.05556	0.01852
	C2	2.21	-2.66	3.71605	-0.0361	-0.07407	-0.39352
	C3	-1.1449	0.18997	0.08025	0.23194	-0.03704	1.4699
	C4	0.87920	-1.51494	2.16092	-0.42517	0.14598	-0.36552

式(1)を初期不整に対する極限強度の敏感度関数と称する。右辺第1項は、細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ に対するはり強度の平均的特性を表わすペリ-ロバートソン型の式であり、第2項は、種々の初期不整の組合せの影響による強度の変動を評価するための修正項で、多数の関数形を試行錯誤した後決定した。解析断面ごとの決定値を表一2に示す。

3. 鋼はりの強度分布

(1) 概要

前述の敏感度関数にモンテカルロシミュレーションによる多数の初期不整の組合せを適用して求めた強度分布と、福本・伊藤⁹⁾による実験データおよびそれらから決定された各断面の平均値曲線(E)、下限値曲線(ES)および各国示方書で採用しているはりの基本強度曲線との比較を行った。ところで各国示方書による曲げ強度曲線には、代表的なものとしてECCSはり曲線 [$M_u/M_p=1/(1+\bar{\lambda}^{2n})^{(1/n)}$] やペリ-ロバートソン型を採用しているものが多い。しかし、その複雑な挙動、また強度に及ぼす影響因子(荷重作用位置、モーメント形状、断面形状など)が存在するため、それぞれについてパラメーターが用意されており、柱のように細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ のみの関数で評価式を表現できないものもある。ここでは代表的な断面を想定し、各規定に基づいて算出した強度を全塑性モーメント M_p で無次元化し、統一的に細長比パラ



図一六 強度の実測データとシミュレーション結果の比較

メーター $\bar{\lambda} = \sqrt{M_p/M_E}$ を用いて曲線化して比較した。

(2) 実測データとの比較

図-6に圧延I形断面、溶接I形断面のシミュレーションによる強度の平均値(M), および下限値(M-2S)と、実測データの分布とを比較して示す。図-6より以下のような特徴をみることができる。

圧延I形断面

R-Ibのシミュレーションによる強度分布はEとESの間に位置しており、 $\bar{\lambda} > 0.8$ ではシミュレーションによる平均値強度はEに対応している。

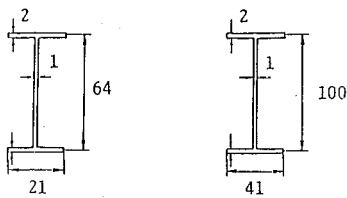
溶接I形断面

W-fcは $\bar{\lambda} > 0.8$ あたりから、シミュレーションによる平均値強度(M)がEに対応している。またW-Ibでは、 $\bar{\lambda}$ の全域でシミュレーションによる下限値強度(M-2S)がESに対応している。シミュレーションによる強度のばらつきの程度についてはW-fcとW-Ibは同程度である。

(3) 各国設計規準との比較

各国の規定に基づく強度算出に用いた断面を図-7に示す。断面諸量は表-3のとおりである。シミュレーションによる強度分布との比較を図-8に示す。各断面について以下の特徴をみることができる。

R-Ib: TGL, GBJ, JSHBは、短いはりの M_u/M_p の値が1.0ではなく、他の規定より控えめな評価を与えている。しかし比較的長いはりでは、各曲線の強度評価は同程度にまとまっており、シミュレーションによる強度分布にも対応している。JSHBでは、プレートガーダーの実測データの下限値を包絡するように強度評価式を定めており、圧延ばりに対してはかなり控えめな評価となっ



(a) コンパクト断面 (b) ノンコンパクト断面

図-7 強度計算断面

表-3 主要断面諸量

断面諸量	コンパクト断面	ノンコンパクト断面
断面積: A	144 cm ²	280 cm ²
断面二次モーメント: I _y	98752 cm ⁴	467547 cm ⁴
断面係数: W _y	3086 cm ³	9351 cm ³
塑性断面係数: Z _y	3420 cm ³	10167 cm ³
断面二次モーメント: I _z	3092 cm ⁴	22982 cm ⁴
断面二次半径: r _z	4.83 cm	9.40 cm
降伏曲げモーメント: M _y	74,064 t·m	224,424 t·m
全塑性モーメント: M _p	82.08 t·m	244,224 t·m
ねじり定数: J	132 cm ⁴	251 cm ⁴
そりねじり定数: J _w	2.7783×10 ⁶ cm ⁸	5.2931×10 ⁷ cm ⁸

E=2.1・10⁶ kg/cm², G=8.1・10⁵ kg/cm², σ_y=2400kg/cm² (鋼種 SS41)

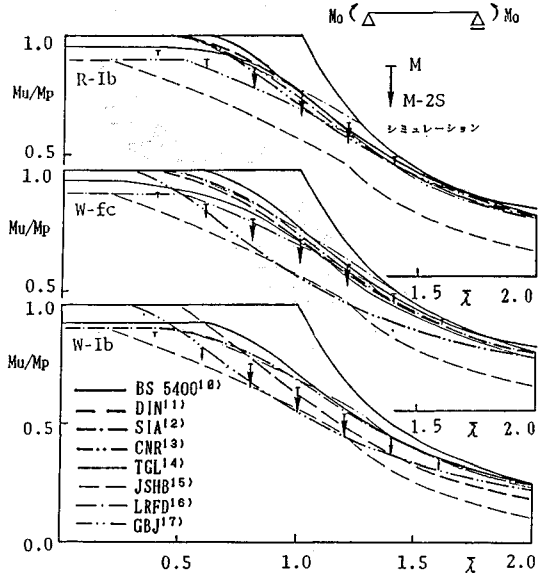


図-8 各国はり強度曲線とシミュレーション結果の比較

ていることがわかる。

W-fc: R-Ibに比べて各規定の評価はばらついており、特に短いはりで著しい。また、短いはりでは、シミュレーションによる強度に対応した評価を与えている曲線は少ない。しかし $\bar{\lambda}$ が大きくなるにつれ、2つの例外を除いて各評価はまとまっており、強度分布にも対応している。シミュレーションによる強度分布の下限値よりも低い評価を与えているのはCNRとJSHBのみである。

W-Ib: $\bar{\lambda}$ の全域にわたって各規定の評価はさまざまである。SIAとGBJのみが比較的シミュレーションによる強度分布の平均値に対応した評価を与えている。

全般に、シミュレーションによる強度分布の $\bar{\lambda}$ に対する変化に、明確に対応した評価を与えている規定は少ない。また、柱強度においては、各国の規定が下限値強度を対象に規準を定めているのに対し、はり部材では分布の平均値を上回る評価を与えている規定もある。JSHBやCNRを除き、各国の示方書のはり基本強度は下限値強度よりも平均値強度に対応している。

4. モーメント換算係数

(1) 概要

以下の検討において参照したはりの基本曲げ強度の実験データは、中央集中荷重あるいは2点集中荷重の実験を含み、荷重状態に対応した弾性座屈荷重を用いて細長比パラメーターを評価して、整理されている。このような曲げモーメント勾配を有する非弾性はりでは、残留応力を含む断面の降伏域の進展が部材長に沿って変化するために、弾性座屈理論による無次元細長比の評価の妥当

性を検討しておく必要がある^{18),19)}。ここでは実際的な設計において対象となる不等曲げを受けるはりの強度についても、断面、モーメント比および細長比パラメータを変化させた数多くの数値解析により、はりの基本強度を利用する際のモーメント換算係数について考察する。

(2) 弾性横ねじれ座屈強度

両端で単純支持された2軸対称の等断面はりが、強軸まわりの等曲げモーメント M_0 を受ける場合、横ねじれ座屈強度は次式で与えられる²⁰⁾。

$$M_{0cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{1}{\gamma} EI_z GJ \left(1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GJ} \right)} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 EI_z ：弱軸まわりの曲げ剛性、 GJ ：ねじり剛性、 EI_w ：そりねじり剛性、 γ ：面内曲げ曲率に関する係数

等曲げ以外の荷重を受けるはりおよび単純支持以外の境界条件をもつはりの座屈解析は複雑で、座屈荷重を厳密な関係式で与えることは困難である。非対称断面形にも適用できる一般化した座屈モーメントの近似式は、はりの最大曲げモーメント M_{max} の限界値を $M_E = (M_{max})_{cr}$ において、次式で与えられる²⁰⁾。

$$M_E = \frac{C_{b1} \pi^2 EI_z}{K_v K_\varphi L^2} \left[(C_{b2} h_p + C_{b3} \beta_y) \pm \sqrt{(C_{b2} h_p + C_{b3} \beta_y)^2 + \frac{I_w}{I_z} \left(1 + \frac{(K_\varphi L)^2 GJ}{\pi^2 EI_w} \right)} \right] \dots\dots\dots (3)$$

- ここに、 C_{b1} ：曲げモーメント分布に関する換算係数
- C_{b2} ：横荷重作用位置に関する換算係数
- C_{b3} ：断面形状に関する換算係数
- K_v, K_φ ：境界条件に関する有効長さ係数
- h_p ：荷重作用位置とせん断中心との距離

$$\beta_y = \int_A z(z^2 + y^2) dA / (2I_y) - z_0$$

(3) 解析結果の考察

中間荷重と不等曲げを受けるはりについて、弾塑性有限変位解析を行い、荷重状態の相違が極限強度へ与える影響を明らかにする。解析断面、および残留応力分布形は図-2、5に示した3ケースである。考慮する初期不整量は、表-1に示すモデルの残留応力と初期たわみの平均値の組合せおよび上限値の組合せの2ケースとする。以後、この平均値の組合せによる強度を平均値相当強度、上限値の組合せによる強度を下限値相当強度とよぶ。

—中間荷重—

荷重状態は、中央集中荷重、2点集中荷重、等分布荷重の3ケースであり、図-9に荷重状態を、また弾性座屈理論による各荷重状態の係数 C_{b1} の値を表-4に示す。なお、中間荷重の断面での作用位置は、断面のせん

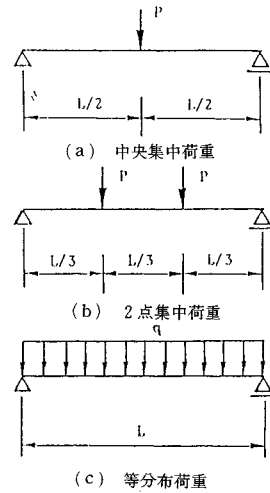


図-9 中間横荷重載荷状態

表-4 中間荷重に関する係数 C_{b1}

	中央集中荷重	2点集中荷重	等分布荷重	純曲げ
C_{b1}	1.365	1.096	1.132	1.00

断中心 ($h_p=0$) とした。弾性座屈理論に基づく換算係数を用いて計算した $\bar{\lambda}$ を横軸に、また M_u/M_p を縦軸にとり、解析結果をプロットしたものを各断面について、図-10~12に示す。破線は敏感度関数によるおのおのの断面および初期不整についての純曲げ相当曲線である。

R-1b：初期不整が平均値相当の場合は、ほぼ純曲げ曲線に沿って分布している。下限値相当の場合、中間荷重に対するシミュレーションによる強度は若干安全側へ広がる傾向がある。

W-fc：3断面中強度差が最も大きく現われ、特に $\bar{\lambda} \leq 1.0$ で顕著にみられるが、いずれも安全側に分布してい

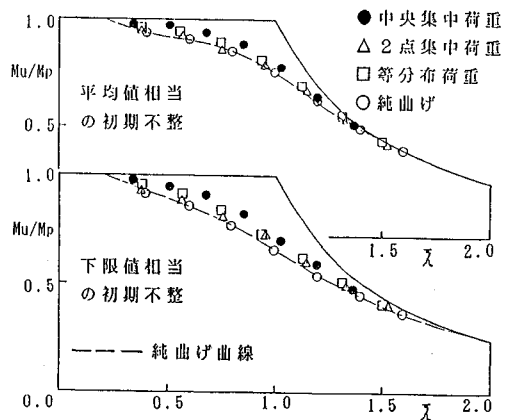


図-10 極限強度に対する中間荷重の影響 (R-1b)

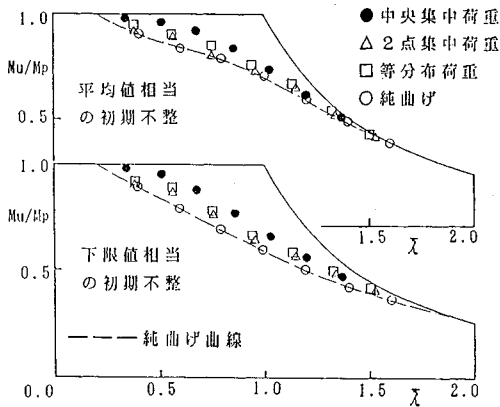


図-11 極限強度に対する中間荷重の影響 (W-fc)

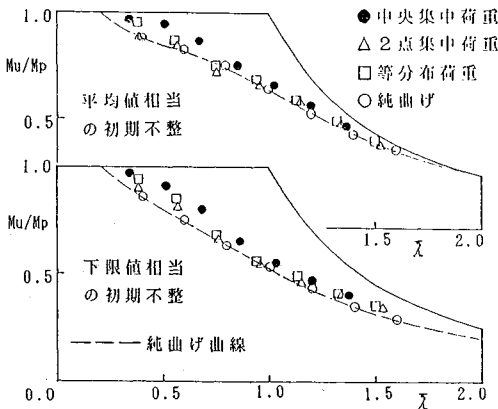


図-12 極限強度に対する中間荷重の影響 (W-lb)

る。

W-lb：短いはりで若干安全側の評価になっているが、長いはりでは純曲げ曲線に対応している。

中間荷重による解析結果は、平均値強度の場合と比べて下限値強度の場合の方がより安全側に評価する傾向がある。3つの荷重ケースについて総合的にみると、純曲げ強度に対して最大15%程度の強度差を生じているが、W-fcとW-lbの下限値相当の場合を除くと、その差は10%程度に収まっている。

一不等曲げ一

荷重状態は、 $\beta = -1.0, -0.5, 0.0, 0.5, 1.0$ の5ケースであり、図-13に荷重状態を、またおのおのに対応する係数 C_{b1} の値を表-5に示す。中間荷重の場合と同様に、弾性座屈理論による座屈係数より等曲げに換算した細長比パラメーターに対して解析結果をプロットし、図-14~16に示す。

R-lb：初期不整が平均値相当の場合、 $\bar{\lambda} < 1.0$ の範囲では全塑性モーメント M_p からの強度低下は僅少であるが、

$\bar{\lambda} \geq 1.0$ ではオイラー曲線に沿って強度が低下している。下限値相当の場合は、 $\beta = -1.0, -0.5$ のとき平均値相当の場合と同じ傾向を示すが、 $\beta = 0.0, 0.5$ ではオイラー曲線からの低下が早まる。いずれの場合も安全側に分布しているが、純曲げ曲線との差が大きい。

W-fc：平均値相当の場合は、R-lbの平均値相当の場合と同じような傾向を示している。下限値相当の場合は、かなりの強度差が現われており、純曲げ曲線との強度差

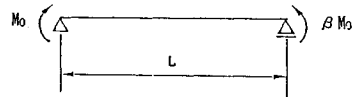


図-13 不等曲げを受けるはりの載荷状態

表-5 不等曲げにおける材端モーメント比 β に関する係数 C_{b1}

β	-1.0	-0.5	0.0	0.5	1.0
C_{b1}	2.56	2.35	1.75	1.3	1.0

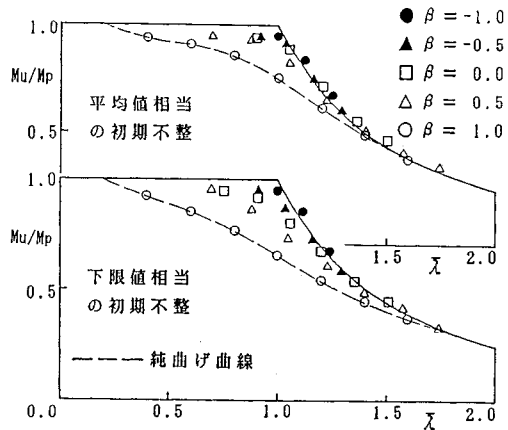


図-14 極限強度に対する不等曲げの影響 (R-lb)

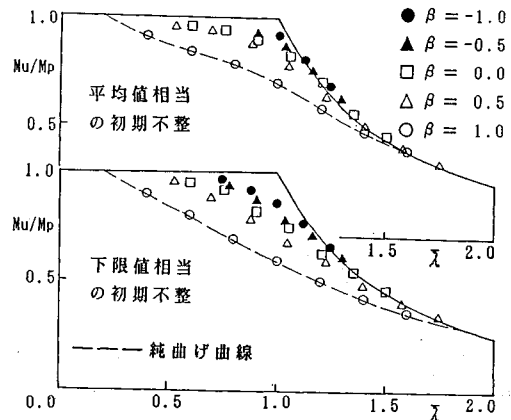


図-15 極限強度に対する不等曲げの影響 (W-fc)

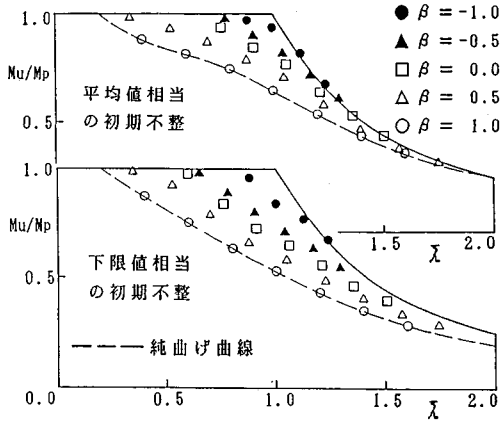


図-16 極限強度に対する不等曲げの影響 (W-1b)

も大きい。

W-1b: 平均値相当および下限値相当ともに、広範囲にわたって大きな強度差を伴った分布となっている。

いずれの場合も安全側に分布しているが、純曲げ曲線との強度差が大きく、短いはりではほぼ強度が M_p まで達していると考えられる。また β の値によっても分布に差が現われ、しかもその強度差は最大70%程度もあり、初期不整の違いによっても分布に差がでてくる。

(4) 塑性化を考慮した換算係数 C_{b1p}

中間荷重と不等曲げを受けるはりについて、弾塑性有限変位解析を行った結果、中間荷重を受けるはりについては換算係数 C_{b1} の妥当性が確認された。しかし不等曲げを受ける場合、 C_{b1} の値は妥当であるとはいえない。そこで不等曲げを受けるはり強度と基本強度との対応を考え、試行錯誤により決定した次のような弾性座屈理論による換算係数の修正式を提案する。

$$C_{b1p} = C_{b1} \sqrt{\frac{0.17 - A \cdot (1.23 \cdot \bar{\lambda}_e - B) + (1.23 \cdot \bar{\lambda}_e - B)^2}{0.17 - 0.7 \cdot (1.23 \cdot \bar{\lambda}_e - C) + (1.23 \cdot \bar{\lambda}_e - C)^2}} \quad (4)$$

ここに、
 $A = 0.7 + 0.035 \cdot \sqrt{1 - \beta}$
 $B = 0.3 + 0.27 \cdot \sqrt{1 - \beta}$
 $C = 0.3 + 0.29 \cdot \sqrt{1 - \beta}$
 $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda} / \sqrt{C_{b1}}$

C_{b1p} は、式(4)によって修正された新しい換算係数を表わしている。

図-14~16について、この換算係数 C_{b1p} を用いて計算し直した $\bar{\lambda}$ を横軸にとりプロットしたものを、各断面の平均値相当の初期不整の場合については図-17に、下限値相当の初期不整の場合については図-18に示す。平均値相当の場合は、修正前と比べて強度の広がりはかなり改善されたが、20%程度の強度差が発生するところも

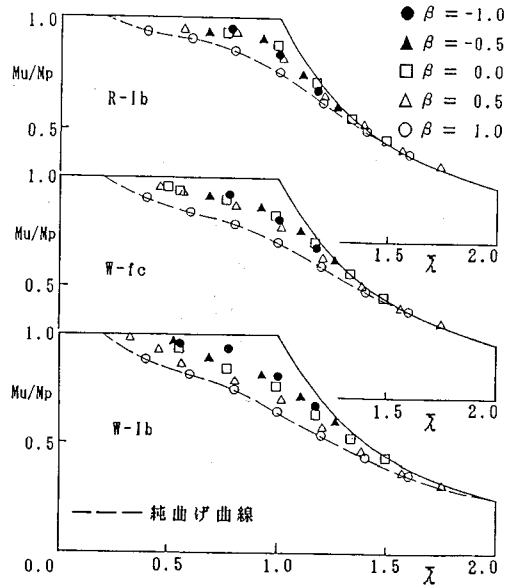


図-17 提案式(4)によるモーメント換算係数を用いた不等曲げを受けるはりの極限強度の評価 (平均値相当の初期不整)

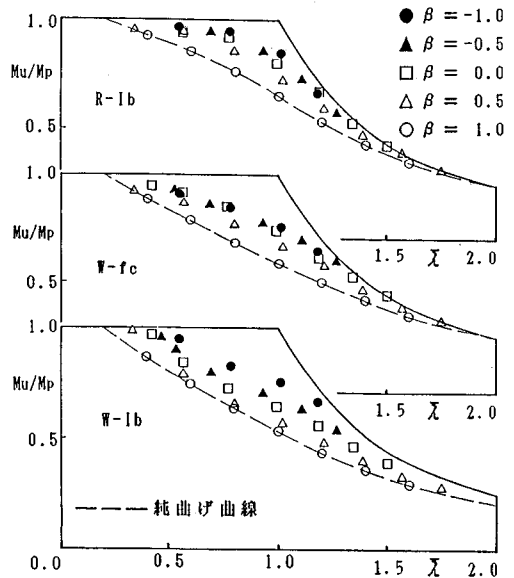


図-18 提案式(4)によるモーメント換算係数を用いた不等曲げを受けるはりの極限強度の評価 (下限値相当の初期不整)

ある。しかし、実際の部材として使用されるのは $\beta=0.5$ 程度までの場合が多く、この範囲ではかなりの精度で修正が期待できる。また、式(4)では初期不整の影響を考慮していないため、下限値相当の場合は平均値相当の場合よりもやや精度が悪く、最大30%程度の強度差をもつ。

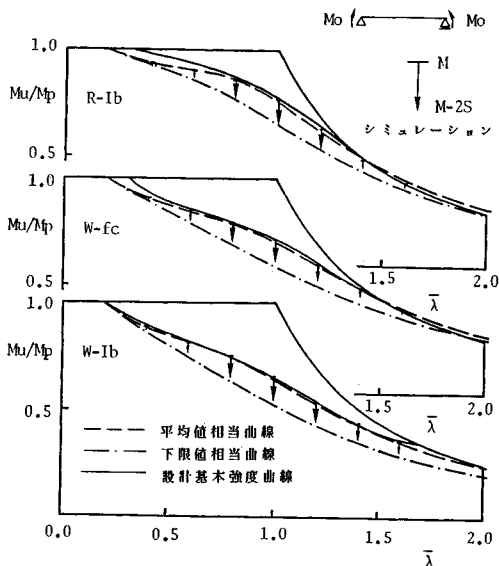
5. 設計フォーマット

(1) 各断面ごとの基準強度曲線

各断面の数値シミュレーションによる強度分布の平均値および下限値を与える初期不整の組合せは多数存在する。ここでは、2. で作成しモンテカルロシミュレーションに適用した残留応力と初期たわみの分布モデルの平均値(M)どうし、上限値(M+2S)どうしを式(1)の敏感関数に適用し、平均値相当曲線、下限値相当曲線を得る。各曲線を再現する式(1)の係数を表一六に示し、シミュレーションによる強度分布との比較を図一十九に示す。平均値相当の曲線は、シミュレーションによる強度分布の平均値を良好に包絡しており、初期不整の平均値どうしの組合せで、強度の平均値を再現できることがわかる。一方、下限値相当曲線は、W-fcにのみシミュレーションによる強度分布よりやや控えめな評価を与える傾向がみられるが、それ以外ではシミュレーションによる強度分布の下限値を包絡しており、下限値曲線としては安全側で妥当であると考えられる。

表一六 平均値および下限値相当の敏感関数の係数表

		C1	C2	C3	C4	A
R-Ib	M	0.173521	2.61298	-1.19216	0.284735	0.5
	M-2S	0.097047	2.44502	-0.87277	0.19241	0.5
W-fc	M	0.207999	1.87649	-0.90849	0.515481	0.7
	M-2S	0.116001	1.53373	-0.46285	0.242511	0.7
W-Ib	M	0.228808	2.0091	-0.72638	0.494143	1.0
	M-2S	0.123097	2.03951	-0.41626	0.338455	1.0



図一十九 シミュレーションによる強度分布と初期不整特性値に対する強度および設計基本強度曲線との比較

(2) 各断面ごとの設計基本強度曲線

(1)で提案した敏感関数による各断面の基準強度曲線により、おのおのの強度分布を評価することができる。しかし、実際の設計計算における簡便さを考え、次式のように強度分布を $\bar{\lambda}$ の4次関数を用いて表現して、設計基本強度曲線とする。

$$\frac{M_u}{M_p} = A_1 + A_2 \cdot \bar{\lambda} + A_3 \cdot \bar{\lambda}^2 + A_4 \cdot \bar{\lambda}^3 + A_5 \cdot \bar{\lambda}^4 \quad (\bar{\lambda} \geq \bar{\lambda}_0)$$

$$= 1.0 \quad (\bar{\lambda} < \bar{\lambda}_0) \dots\dots\dots (5)$$

最小二乗法を用いて各断面の数値シミュレーションによる強度分布の平均値を包絡できるように、また実測データでは短い平均値強度がシミュレーションに比べてやや高いことも考慮し、 $A_1 \sim A_5$ および $\bar{\lambda}_0$ を決定した。各係数の値を表一七に掲げる。ここで得られた設計基本強度曲線を、図一十九に示した。

表一七 提案曲線の各係数

	$\bar{\lambda}_0$	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5
R-Ib	0.3	1.17670	-1.01077	1.90505	-1.82013	0.51981
W-fc	0.3	1.43897	-2.32239	3.60000	-2.67453	0.67225
W-Ib	0.2	1.18188	-1.20125	1.72956	-1.46730	0.40926

(3) SGST-Format⁴⁾

抵抗強度 ϕR_n は、
 $\phi R_n = \phi_1(1 - k_R V_R) R_m \geq$ 荷重項
 と与えられる。

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

したがって抵抗係数 ϕ は、材料係数を M_m 、製作係数を F_m 、設計係数を P_m とすれば、

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

$$= \phi_1(1 - k_R \cdot V_R) \cdot M_m \cdot F_m \cdot P_m \dots\dots\dots (6)$$

と表わされる。また変動係数 V_R は M_m 、 F_m 、 P_m の変動係数 V_M 、 V_F 、 V_P を用いて、

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2}$$

と与えられる。

文献4)より校正係数 $\phi_1=1$ (標準状態)、定数 $k_R=1.65$ (片側信頼度95%)とし、 M_m および V_M 、 F_m および V_F はそれぞれ以下の値とする。

$$M_m = 1.15 \quad V_M = 0.11$$

$$F_m = 1.00 \quad V_F = 0.05$$

(4) 抵抗係数 ϕ

各断面において、シミュレーションによる強度の平均

値をそれぞれ $\bar{\lambda}=0.4$ から 1.6 まで 0.2 間隔で 7 ケースとり、式(5)の設計基本強度曲線で除して、その値を平均する。下限値強度についても同様にして平均する。強度の平均値(M)について算出したものを M_i 、下限値($M-2S$)については MS_i と表現すれば、標準偏差 S すなわち P_m の変動を表わす V_p は

$$V_p = 1/2 \cdot (M_i - MS_i)$$

と与えられる。 P_m としては、それぞれ M_i が対応する。各断面について式(6)より抵抗係数 ϕ を算出し、表-8

表-8 各断面に対する抵抗係数 ϕ

	M	MS	V_p	V_R	ϕ
R-Ib	0.9908	0.9100	0.0404	0.1274	0.8999
W-fc	0.9958	0.9158	0.0400	0.1273	0.9047
W-Ib	0.9976	0.8768	0.0604	0.1351	0.8915

に示す。小数点以下 2 桁をとり、それぞれ次のように提案する。

$$R-Ib : \phi = 0.90$$

$$W-fc : \phi = 0.90$$

$$W-Ib : \phi = 0.89$$

なお、AISC の LRFD¹⁰⁾における抵抗係数は、はり部材に対して一律に 0.9 を採用している。

6. 結 論

本研究では、はり部材として広範囲に使用される圧延はり、溶接はりの横ねじれ座屈について、実測された初期不整分布データを用いて、シミュレーションにより極限強度分布を再現した。得られた理論強度分布を座屈実験データによる分布と比較し、鋼はり部材の基本強度について考察した。本研究によって得られた主な成果は、以下のとおりである。

(1) 初期不整の極限強度に対する効果を考慮した敏感度関数を作成し、各断面の実測データに基づく平均値および下限値曲線と、シミュレーションによる極限強度分布との対応を明らかにした。

(2) 各断面の鋼はりのシミュレーションによる強度分布と、各国の示方書に規定された強度曲線を比較した。複数柱曲線が比較のまとまった評価となっているのに比べ、はり部材ではまちまちな強度評価となることが明らかになった。さらに多くの規定が平均値対応であることを明らかにした。

(3) 弾性理論に基づく弾性座屈モーメントの換算係数を用いて、細長比パラメータを評価した場合の精度を弾塑性有限変位解析により調査した。これによると、換算後の $\bar{\lambda}$ を用いて整理した結果、中間荷重の場合はいずれも 10% 以内の差であることが確認された。しかし不

等曲げの場合は強度差が大きく、材端モーメント比 β と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ の関数として表わした換算係数を提案した。

(4) 各断面の極限強度の平均値を評価できる設計基本強度曲線として、各断面ごとに $\bar{\lambda}$ の 4 次関数を用いて提案した。

(5) SGST-Format に基づき、各断面について抵抗係数 ϕ の試算を行い、以下の値を得た。

$$R-Ib : \phi = 0.90$$

$$W-fc : \phi = 0.90$$

$$W-Ib : \phi = 0.89$$

これらは AISC の LRFD¹⁰⁾による $\phi = 0.90$ とほぼ同じ値となった。

謝 辞：本研究は昭和 62 年～平成元年度文部省科学研究補助金総合研究 A (代表 福本 啓士，課題番号 62302040) “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”の一環をなすものである。研究の遂行にあたり、有益な助言を賜った研究分担者の方々に深甚なる謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) Nishimura, N. and Fukumoto, Y.: Unified evaluation on the strength of structural members, 4th International Colloquium on Stability of Metal Structures, New York, 1989.
- 2) 津田孝夫：モンテカルロ法とシミュレーション，培風館，1977.
- 3) 福本 啓士・伊藤 義人：実験データベースによる鋼はりの横ねじれ基準強度に関する実証的研究，土木学会論文集，第 341 号，1984.
- 4) 東海鋼構造研究グループ (代表 福本 啓士)：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，Vol. 14, No. 11, 1980.
- 5) Fukumoto, Y. and Kubo, M.: An experimental review of lateral buckling of beams and girders, 2nd International Colloquium on Stability of Steel Structures, Washington, 1977.
- 6) 福本 啓士・伊藤 義人：座屈実験データベースによる鋼柱の基準強度に関する実証的研究，土木学会論文集，第 355 号，1983.
- 7) 西村 宣男・青木 徹彦・西井 学・福本 啓士：鋼柱部材の基本強度の統一評価，土木学会論文集，第 410 号，1989.
- 8) Komatu, S., Nishimura, N. and Ohno, M.: Effects of local deformation on ultimate behavior of ladder-like plate girder bridges, Technology Reports of the Osaka University, Vol. 32, No. 1678, 1982.
- 9) 土木学会：座屈設計ガイドライン (福本 啓士編) 第 4 章 構造物の材料強度と初期不整，技報堂出版，1987.
- 10) BS5400 Part 3: Code of Practice for Design of Steel Structures, Great Britain, 1982.

- 11) DIN18800: Stahlbauten, Stabilitätsfalle, Knicken von Staben und Stabwerken, Teil 2, West Germany, 1988.
- 12) SIA 161: Swiss Standard, Steel Structures, Switzerland, 1979.
- 13) CNR-10011: Steel Structures, Italy, 1985.
- 14) TGL 13503/-01 and 02: Stahlbau, Stabilität von Stahltragwerkem, German Democratic Republic, 1982.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編，II 鋼橋編），丸善，1980.
- 16) AISC: Load and Resistance factor design, 1987.
- 17) GBJ17: Specification for the Design of Steel Structures, China, 1988.
- 18) 前川幸次：鋼薄肉 I 形桁の横ねじれ耐荷力に関する研究，第 3 章 鋼 I 形ばりの横ねじれ安定性の評価法，名古屋大学博士論文，1985.
- 19) 久保全弘・福本嘸士：鋼圧延 I 形ばりの横ねじれ座屈強度に及ぼす曲げモーメント分布の影響，土木学会論文集，No. 368, 1986.
- 20) 土木学会：座屈設計ガイドライン（福本嘸士編）第 6 章はり，技報堂出版，1987.

(1989.6.15・受付)
