

冷間成形単一山形鋼柱の2軸曲げ強度と設計

BIAXIAL BENDING STRENGTH AND DESIGN OF COLD-FORMED SINGLE ANGLES

草間晴幸* 古田秀博** 新井隆***

By Haruyuki KUSAMA, Hidehiro FURUTA and Takashi ARAI

An idea to produce the design formula of cold-formed single angles under biaxial bending is presented in this paper. The biaxial bending test, the total of 25 specimens, of the cold-formed single angles with a typical section in current use was performed under the practical conditions. The analytical model based on the FEM is proposed to simulate the experimental results. The comparison between the computed and the experimental data presents a good agreement for practical purpose. The parametric computation to investigate the reduction of ultimate strength of single angles is done for the variation of the eccentricity and the equivalent slenderness ratio. The reduction coefficient, called $\bar{Q}$ -factor, is introduced to estimate the strength reduction due to the eccentric loading. As a result, it is found that the c type curve of ECCS including $\bar{Q}$ -factor, may predict the lower bound for the ultimate strength of the cold-formed single angles.

1. まえがき

形態が多様化しつつある送電線鉄塔、種々のパラボラアンテナを支持するスペースフレーム、屋内競技用ラチスドームなど、鋼骨組構造物の構成部材として構造用アングルがしばしば用いられる。

アングルは単一山形、複山形、また、それらに補剛リップが備わった形など、断面形状が単純であること、また、組み立て、架設が他の構造部材に比べて比較的容易であることなどから、その強度特性については、今までにも、実験的および理論的両面より数多くの研究が行われてきた。

KITIPORNCHAI、LEEは、単一山形、複山形およびT型圧延鋼柱に関する一連の研究を行ない、単一部材としての設計強度式、および、建築屋根トラスを対象とした骨組の実用設計公式を提案している。¹⁻⁵⁾ 彼らの研究は中心軸圧縮柱の強度を対象としているが、構造用アングルは通常ガセットに溶接あるいはボルト接合されるため、力学的には2軸の偏心荷重を受ける柱として強度を評価する方がより合理的である。

偏心荷重を受けるアングルに関する代表的な研究は、宇佐美、GALAMBOSにより発表されている。彼らは主として建築構造に用いられるサイズの単一山形鋼柱に2軸曲げが作用した場合の強度と変形に関する実験的および数値解析的研究を行ない⁶⁾、その研究手法を橋梁部材として用いられるブレースングアングルの強度に関する研究にも適用している⁷⁾。

* 正会員 工博 豊橋技術科学大学・助教授 工学部建設工学系 (〒441 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1の1)

** 正会員 工修 (株)横河技術情報・課長補佐 システム開発部 (〒273 船橋市山野町27)

*** 正会員 (株)横河技術情報・主任 システム開発部 (同上)

KENNEDY、MADUGULA は、1981年までに行なわれた構造用アングルに関する理論的および実験的研究を紹介し、さらに欧米の各種示方書における同部材の設計公式、および、将来における研究課題を注釈した形でState of the Artを発表している⁸⁾。

以上は主として圧延構造用アングルを対象とした研究であるが、アングルの製作方法としては他に、周知のように、冷間成形なる加工法がある。冷間成形構造部材は、別名、軽量形鋼とも呼ばれる。

COSTA FERREIRA、RONDAL は、中心軸圧縮荷重が作用する等辺および不等辺山形鋼柱に関する実験的研究を行なっている⁹⁾。彼らの研究の特徴は、実験データを統計的に処理していること、また、冷間山形鋼柱の強度を局部座屈の影響を考慮した連成座屈強度として評価していることである。さらに、その強度公式として、ECCSの圧延鋼柱の設計公式に適用されているAYRTON-PERRY型の公式を提案している。また、同様の考えに基づき、BATISTAはU形およびC形断面の冷間成形柱に関する研究を行なっている¹⁰⁾。

MADUGURA、RAY は偏心荷重を受ける冷間アングルに関する実験的研究を行っており、圧延部材に対する設計強度公式では冷間アングルの強度を適切に評価できないことを示唆しているが、具体的な強度公式を提案するに至っていない¹¹⁾。また、前述の、KENNEDY、MADUGULAの論文においても、冷間アングルに関しては同程度の注釈しかなされていない。

送電線鉄塔の骨組を構成する冷間アングルに関しては、GAYLORD、WILHOITEK の研究¹²⁾、およびZAVELANI、FAGGIANOの研究¹³⁾がある。これらの研究は、従来、圧延アングルによって建設されていた送電線鉄塔を、経済的および施工の簡便的理由から、冷間アングルによつて建設することを推奨し、その際に発生するコードキャリブレーションの立場から考察を行なったものである。アングル部材の設計強度公式として、前者の研究は中心軸圧縮柱に対する許容応力度を基準にして考えており、後者の研究は軸方向圧縮力と曲げを受ける部材の相関強度公式を基準に考えている。

我国の座屈に関する研究を網羅的にまとめた、福本編集の「座屈設計ガイドライン」¹⁴⁾にも冷間成形材を取り扱った章があるが、一言で言えば、この種の構造部材に関する研究は、まだ課題の多い領域であるという印象を受ける。

建築分野では、冷間構造部材に関する示方書「軽量形鋼構造設計施工指針・同解説」¹⁵⁾が公刊されている。しかし、偏心軸方向荷重が作用するアングル柱に関する規定についての理論的な記述がほとんど無く、実験的および解析的研究に基づいたその種の部材に関する解説の補充が必要であると思われる。

本論文は、以上を鑑み、現在市販されている冷間成形単一山形鋼から代表的な断面を有する部材を選び、5種類の細長比を対象として、実用状態に則した2軸曲げ実験を行ない、さらに、数値解析的研究の支援により、この種の部材の設計強度公式を構築する1つの考えを提示するものである。

2. 実験計画

(1) 実験供試体

等辺単一山形鋼柱がガセットプレートなどの拘束材に接合された場合の端部における断面図および種々の寸法記号をFig.1に示す。図中、Gは断面図心、Sはせん断中心であり、線分MM、mmはそれぞれ、最大および最小断面2次モーメントを与える軸である。本論文では、拘束材面に接合された山形鋼の脚を拘束脚、他方の脚を自由脚と呼ぶ。現在市販されている冷間成形単一山形鋼の脚長 b は25, 30, 40, 42, 50, 60mmの6種類、板厚 t は2.3, 3.2mmの2種類である。¹⁶⁾ それらの中から、実験用供試体として $50 \times 50 \times 3.2$ の断面を選んだ。この断面寸法はAISCの示方書¹⁷⁾に規定される $(2 \times 2 \times 1/8 \text{ in.})$ に対応している。

この断面は、軽量形鋼構造設計施工指針¹⁵⁾に定められている単一山形鋼の板要素に対する幅厚比制限値 $(b/t \leq 13)$ を越えているので、設計時は有効断面積により抵抗強度を算定する範疇に属する。しかし、その根拠は線形弾性理論に基づいており、昨今の終局強度理論の観点から考察すると合理性に疑問がある。

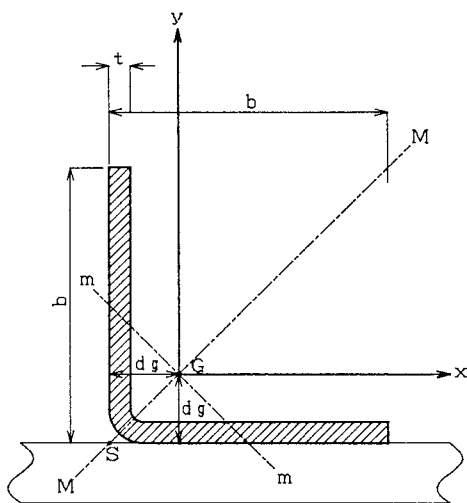


Fig.1 Section at the Restrained End

文献(9)では、単一山形鋼の強度を算定する場合に板要素の局部座屈の影響を考慮した、いわゆる連成座屈強度公式が提案されている。その場合、板要素は載荷辺で単純支持され、非載荷辺の一方が単純支持、他方が自由支持なる境界条件を持つ一様圧縮板と見なされ、その等価幅厚比および局部座屈強度は、それぞれ、以下の式(1)、(2)で計算される。

$$\lambda = \frac{c}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{0.425\pi^2} \frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

$$\sigma_v = \frac{1}{2\lambda^2} \left\{ 1 + \alpha(\lambda - \beta) + \lambda^2 - \sqrt{[1 + \alpha(\lambda - \beta) + \lambda^2]^2 - 4\lambda^2} \right\} \quad (2)$$

ここで、 c は板幅から隅角部半径を引いた値、2つのパラメーター α 、 β の値は0.15、0.76である。

選択した断面寸法の公称値および材料定数の推定値をこれらの式に代入すると、両式の値はそれぞれ概ね0.76、1.0となる。つまり、供試体の幅厚比は局部座屈が生じない限界値であると予想される。以上の考察により、式(1)、(2)の提案式の妥当性を検証する意味も含めて、上述の幅厚比を有する部材を供試体として選定した。

供試体の長さについては、2軸曲げ実験の結果を従来用いられている鋼柱の耐力力曲線と同じ形でまとめることを念頭において決定した。この場合、等価細長比としてAISCが採用しているように最小等価細長比 λ_x を用いる考えと、山形鋼柱の座屈変形挙動がFig.1に示される x 軸まわりに関する曲げ座屈が支配的であるために等価細長比 λ_x を用いる考えと、2通りの考えがある。ここでは、宇佐美らの研究⁶⁾を参考に λ_x を用いる方が合理的であると考え、 λ_x の値が概ね0.3～1.1の領域に位置するように供試体の長さを選定した。その結果、供試体長を150、125、100、75、50cmの5種類とし、それぞれA、B、C、D、Eシリーズと命名した。供試体の数は各シリーズ5体づつ、総計25体である。

供試体の材料は一般構造用軽量形鋼のSSC41材に相当するが、鋼材の機械的性質を測定するために、供試体を切断した原材の残りの部分から引張り試験片10本を作成した。また、冷間加工に伴う残留応力を測定するための供試体を1本準備した。圧延材と異なり、冷間成形材の残留応力は部材の厚さ方向において一定ではないので、応力緩和法により、供試体の外側と内側の残留応力値を測定した。さらに、測定精度1/100mm、3次元直交座標各方向に700×500×110mmの範囲で連続測定可能な3次元変位測定装置（三豊製）を使用して、全供試体の断面図心の位置における x 軸、 y 軸方向の初期たわみを、供試体の脚部外側において測定した。

Table 1 Test Specimen Dimensions and Test Results

Series	No.	b [cm]	t [cm]	A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	r _x [cm]	L [cm]	Pu [kN]	σ_u/σ_y	λ_x
A	1	5.004	0.305	2.893	7.157	1.573	150	35.82	0.577	1.036
	2	4.998	0.315	2.985	7.349	1.569	150	34.20	0.534	1.039
	3	5.007	0.313	2.972	7.348	1.572	150	34.30	0.538	1.036
	4	5.006	0.305	2.894	7.166	1.573	150	34.64	0.558	1.036
	5	4.975	0.310	2.925	7.143	1.563	150	34.79	0.554	1.043
B	1	4.989	0.313	2.961	7.269	1.567	125	40.33	0.635	0.867
	2	4.993	0.307	2.905	7.150	1.569	125	38.91	0.624	0.866
	3	5.045	0.308	2.946	7.406	1.586	125	43.32	0.685	0.856
	4	5.008	0.315	2.991	7.395	1.572	125	41.26	0.643	0.864
	5	5.090	0.308	2.973	7.613	1.600	125	40.38	0.633	0.849
C	1	5.001	0.309	2.932	7.239	1.571	100	41.01	0.652	0.691
	2	4.973	0.307	2.892	7.061	1.563	100	44.84	0.722	0.695
	3	5.002	0.305	2.896	7.156	1.572	100	44.05	0.709	0.691
	4	5.028	0.318	3.026	7.541	1.579	100	46.84	0.721	0.688
	5	4.983	0.318	2.998	7.333	1.564	100	44.74	0.695	0.695
D	1	4.973	0.310	2.924	7.132	1.562	75	50.18	0.800	0.522
	2	5.020	0.306	2.912	7.247	1.578	75	46.99	0.752	0.516
	3	4.996	0.306	2.901	7.151	1.570	75	49.34	0.792	0.519
	4	5.002	0.307	2.910	7.188	1.572	75	50.67	0.811	0.518
	5	4.983	0.315	2.975	7.281	1.564	75	51.35	0.804	0.521
E	1	4.980	0.315	2.974	7.270	1.564	50	50.04	0.784	0.347
	2	4.994	0.308	2.919	7.186	1.569	50	53.12	0.848	0.346
	3	4.981	0.306	2.888	7.074	1.565	50	50.96	0.822	0.347
	4	4.980	0.315	2.974	7.270	1.564	50	48.71	0.763	0.347
	5	4.999	0.319	3.017	7.427	1.569	50	54.59	0.843	0.346

載荷実験開始前に、全供試体の断面寸法を、供試体長さの6等分点の5点において測定し、それらの平均値を供試体の断面定数を計算するための基本値とした。Table 1 に各供試体の断面寸法の平均値、断面定数などを示す。表中のb、tは拘束脚、自由脚それぞれの寸法の平均値を採用している。断面積A、Fig.1に示されるx軸まわりの断面2次モーメント I_x は参考文献(9)に与えられた計算式によって求めた。それらの式をAPPENDIXに示す。また、 r_x は回転2次半径、Lは供試体長である。

(2) 実験方法

Fig.2に実験柱をSet-Upした際の正面および側面の概略図を示す。載荷装置の載荷板はボールベアリングにより全方向回転が自由であり、実験中はその載荷板が水平を保つように調整を行なうことが可能である。載荷板には300×300×50mmの正方形鋼厚板を取り付け、さらに、この厚板にT型拘束材(End-Tee)をボルトで取り付ける。供試体をこのEnd-Teeに高張力ボルトで固定し、実際の拘束材に山形鋼柱が接合される状態をシミュレートできるようにした。つまり、山形鋼柱の端部拘束条件は、拘束脚において完全固定され、自由脚では完全に自由となる。供試体をSet-Upした端部の様子をPhoto 1に示す。

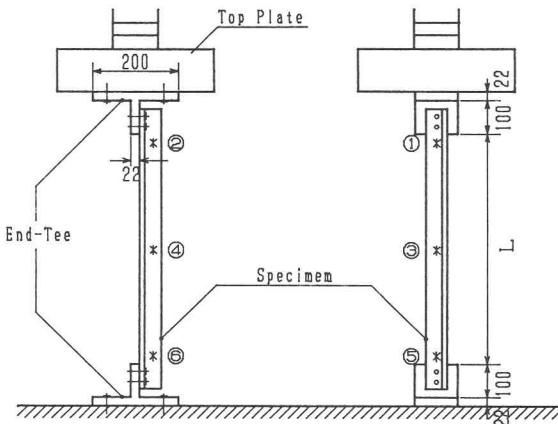


Fig. 2 Front and Side View of Test Specimen [Unit: mm]

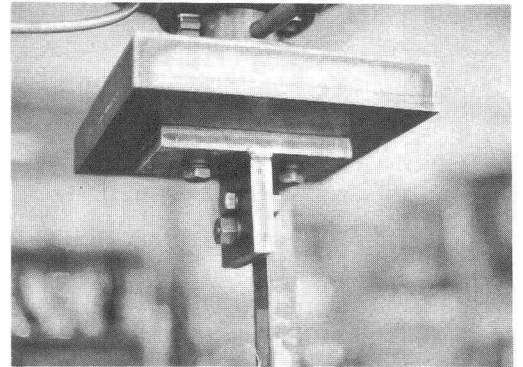


Photo. 1 Restrained End of Experimental Column

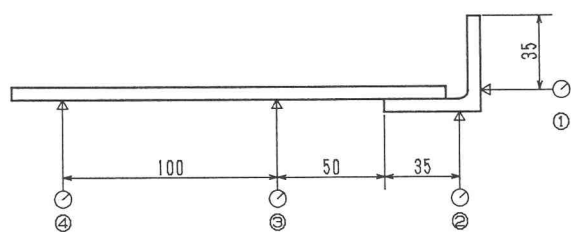


Fig. 3 Dial Gages for Deflection and Rotation at the Column Center [Unit:mm]

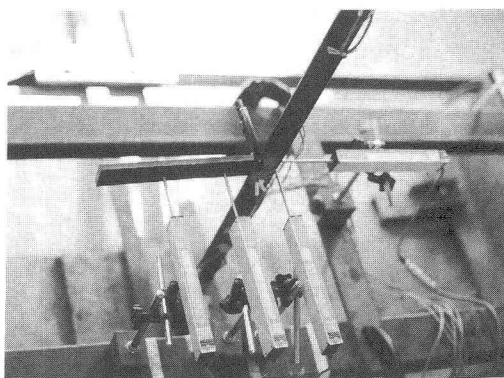


Photo. 2 Measurement of Deflection and Rotation

載荷に伴って発生する供試体の軸方向ひずみを測定するために、Fig. 2 の図中に①～⑥の*印で示した位置の供試体外側に電気抵抗線型ひずみゲージを取り付けた。Fig. 3 は柱中央における 2 方向の水平変位と回転角を測定するために用いたダイヤルゲージの位置を示している。水平方向変位はダイヤルゲージ①と②の値から直接得られる。回転角は固定器具で供試体に取り付けられた鋼片の 2 点における水平変位をダイヤルゲージ③と④で測定し、それらの値の差を 2 つのダイヤルゲージの間隔距離 100mm で除することにより間接的に求めることとした。これらの測定状況を Photo. 2 に示す。使用した試験機は最大容量約 50t のアムスラー型長柱試験機である。各供試体とも、推定最大荷重の約半分の荷重に至るまでは荷重制御により載荷を行ない、それ以後は、デジタル表示されるひずみゲージ①～⑥の値から最も変化感度の高いひずみゲージを常時感知し、そのひずみ値を増加させていく変位制御により実験を行なった。

3. 実験結果と考察

(1) 材料特性と初期不整

10 体の引張り試験を行なったが、いずれの場合も軟鋼のように明確な上下降伏点および降伏棚は認められなかったため、0.2% ひずみのオフセット法により材料定数を求めた。降伏応力 σ_y 、弾性係数 E 、ポアソン比 ν の平均値および標準偏差はそれぞれ $215 \pm 13 \text{ N/mm}^2$ 、 $184 \pm 11 \text{ kN/mm}^2$ 、 0.234 ± 0.027 である。これら σ_y 、 E の平均値は普通軟鋼の

特性値および SSC41 材の公称値 $\sigma_y = 245 \text{ N/mm}^2$ 、 $E = 206 \text{ kN/mm}^2$ より低い。しかし、久保の実験的研究¹⁸⁾においてもほぼ同様な傾向および材料定数が得られているので、これは SSC41 材の特徴であると思われる。本実験では単一山形鋼の脚部より引張り試験片を取り出したが、YU¹⁹⁾ は山形鋼の脚部と隅角部とでは材料定数が異なることを示唆している。

Fig. 4 に山形鋼の外側と内側表面で測定した供試体長手方向の残留応力分布を示す。○印は外側、△印は内側、●印は両側の平均値を表わす。この図より、脚部の内側では圧縮応力、外側では引張り応力、隅角部で

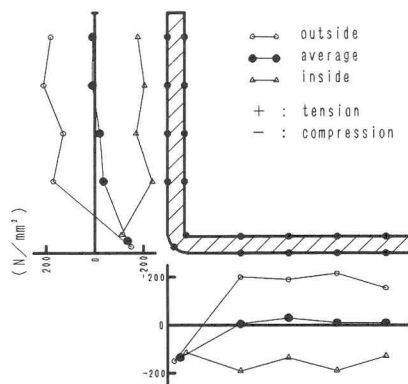


Fig. 4 Measured Residual Stress Distribution

は内外両側とも圧縮応力が存在する。それら残留応力の最大値はほぼ降伏応力に近い値であるが、隅角部以外では、両面の平均値は非常に小さくなる。従って、残留応力が冷間山形鋼柱の耐荷力に及ぼす影響は圧延鋼柱、溶接組み立て鋼柱の場合に比べて非常に小さいであろう。なお、測定点が少ないため、Fig.4 からは残留応力の自己平衡が満足されていないように見える。切断幅をより小さくすれば測定点を増やすことができるが、これ以上小さくすると加工変形が生じ、正しい残留応力が測定できなくなると思われる。

全供試体のx軸、y軸方向の初期たわみ u_0/L 、 v_0/L の最大値の平均値および標準偏差はそれぞれ、 $(0.75 \pm 0.18)/1000$ 、 $(0.92 \pm 0.23)/1000$ であり、いずれも軽量形鋼部材の許容初期曲がり量¹⁵⁾ $1/500$ より、また、Metal Building Systems Manualの許容値 $2.1/1000$ ¹⁹⁾ より小さい。若干の攪乱は認められるものの、供試体長手方向における初期たわみ形の卓越モードは u_0 、 v_0 とも正弦半波長である。

(2) 耐荷力

Fig.5、Fig.6に代表的な実験柱A1、D1の中央位置における水平変位 u_c 、 v_c と回転角 ϕ_c のグラフを示す。○、□、△が実験値を示し、実線は後述する数値解析によって得られる曲線である。 u_c 、 v_c の正の値はそれぞれの変位が Fig.1 のxとy軸の正の方向に生じたことを示し、 ϕ_c の正の値は実験柱がx軸からy軸に向かう反時計まわりに回転したことを意味する。また、同図の右側枠外に数値を持つ5本の細線はそれぞれのシリーズの実験柱に対する最大応力を示している。両図を比較すると、長さが異なる両実験柱はほぼ同じような変形挙動を示していることが分かる。これより概ね推測できることであるが、全供試体の荷重-変位曲線から考察したことを以下に列挙する。

- (i) 本実験において採用された端部拘束条件に対し、山形鋼の支配的な変形はx軸まわりに関する曲げ変形であり、荷重載荷開始時より v_c が発生する。

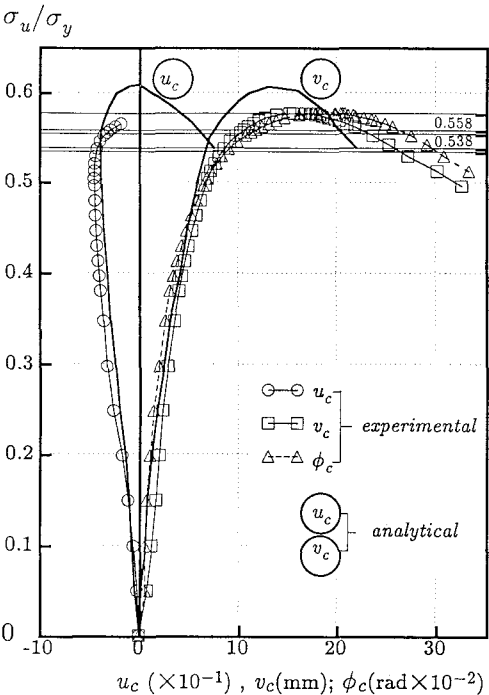


Fig. 5 Average Stress - Center Deformation Curves(A1)

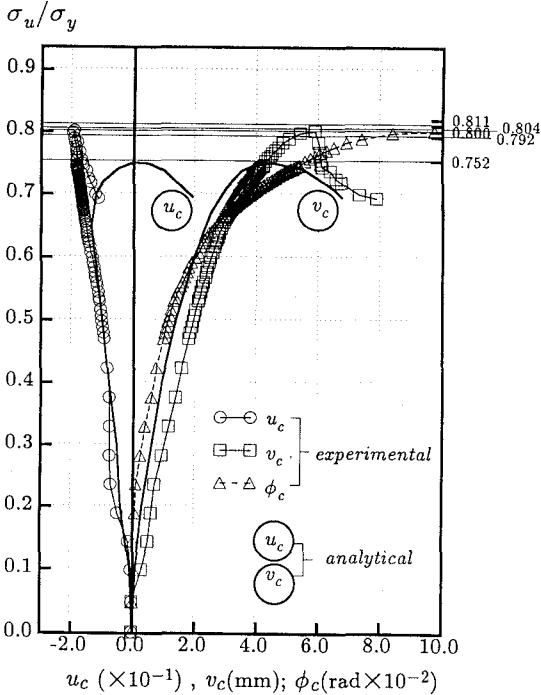


Fig. 6 Average Stress - Center Deformation Curves(D1)

- (ii) v_c に比較して u_c の値は小さく、最大荷重時における u_c/v_c の絶対値は、概ね3～5%程度である。
また、荷重が最大荷重を越え、変形が増大するある時点において、 u_c の変形方向が逆転する。
- (iii) 回転変位も荷重載荷開始時より発生するが、その絶対量は小さい。
- (iv) 供試体長が長いほど、最大荷重時における u_c 、 v_c 、 ϕ_c の絶対量は大きくなる。
- (v) 著しい局部座屈は生じない。

Table 1に全実験柱の最大荷重 P_u 、および降伏応力で無次元化された最大応力 σ_u/σ_y を示す。また、同表に与えられたx軸まわりの等価細長比は次式によって定義される。

$$\lambda_x = \frac{1}{\pi} \frac{L}{r_x} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

Fig.7は縦軸に σ_u/σ_y を、横軸に λ_x を取り、実験によって得られた最大荷重をプロットしたものである。参考のために鋼柱に対するECCSの設計基準強度曲線のc曲線を破線で示す。最大荷重のデータをこのような座標上に表わす際留意しなければならないことは、式(3)のLをどのように考えるかということである。

式(3)は、元来、両端単純支持柱を対象とするものである。しかし、前述したように、本実験で対象とした単一山形鋼柱は拘束脚では完全固定され、自由脚は完全に自由であり、有効座屈長を算定することは容易ではない。このような観点から、また、実用に対する簡便性から、AISCでは従来この種の単一山形鋼柱は両端単純支持中心軸圧縮柱として設計を行なう考えに立ってきたが、Fig.7からも明白のように、中心軸圧縮柱の強度曲線ではその強度を適切に評価できないことが分かるであらう。

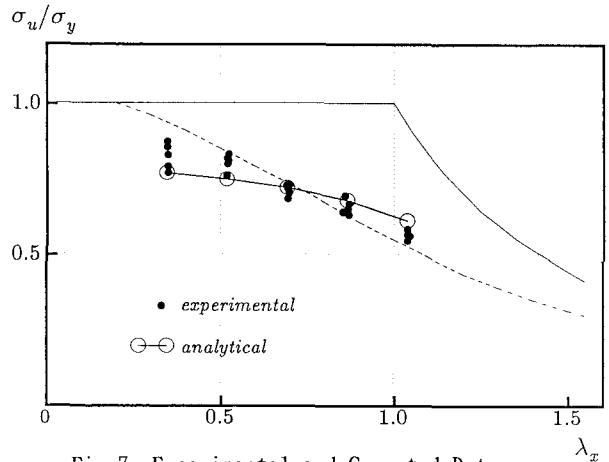


Fig. 7 Experimental and Computed Data of Maximum Average Stress

4. 数値解析的研究

ここでは、本研究の対象とした単一山形鋼柱の極限強度を推定する1つの解析モデルを提案する。

本研究の実験に用いた山形鋼柱の拘束端について考察すると、End-Teeを含めた山形鋼柱を一つの部材と考えれば両端固定柱と見なすことができる。一方、山形鋼柱のみを取り出して考えれば、End-Teeに弾塑性拘束された2軸曲げ圧縮柱と見なすことが出来る。ここでは、山形鋼柱のみを取り出して極限強度を解析することとする。

山形鋼柱を柱部材として解析する手法を用いると、例えば、柱を3次元薄肉棒要素を用いて有限要素解析を行なうとすると、弾塑性拘束の境界条件をモデル化したバネ要素を導入しなければならない。その場合、弾性領域、弾塑性領域におけるバネ定数をどのように仮定するかという問題が生じてくる。

ここでは、その問題に煩わされないために、山形鋼柱全体を3次元弾塑性薄板要素の集合体と考えて解析を行なう。それによりEnd-Teeに拘束された山形鋼柱の部分も弾塑性連続体として挙動し、弾塑性拘束条件をシミュレートできるであろうし、かつまた、実験から観測された山形鋼柱の断面変形も評価することが出来る。

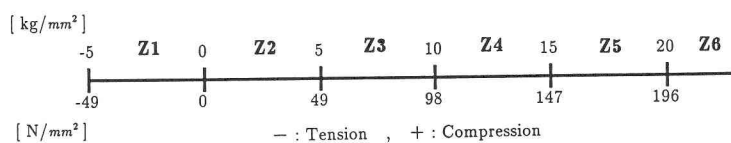
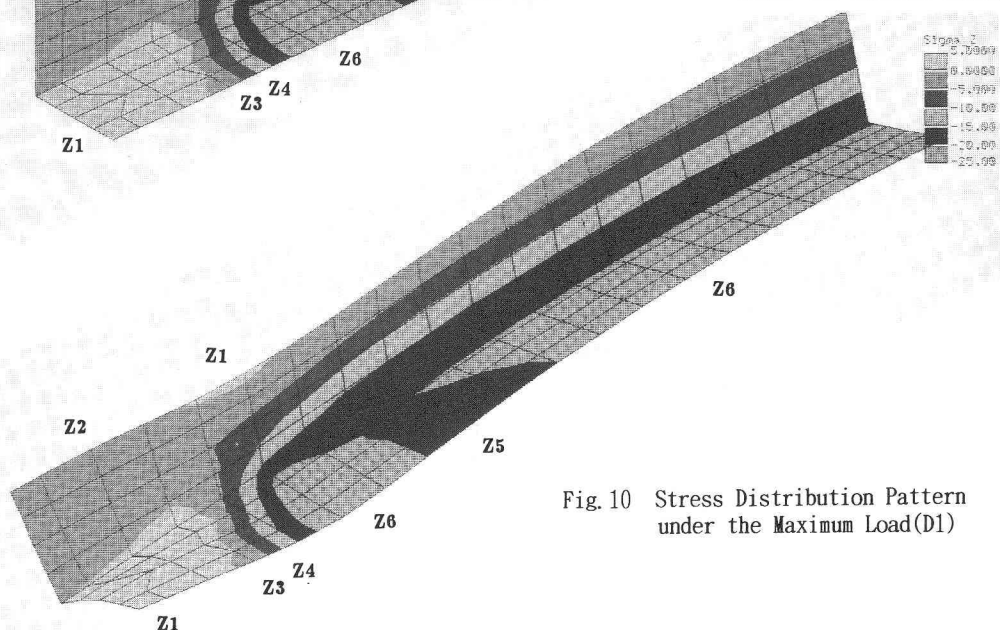
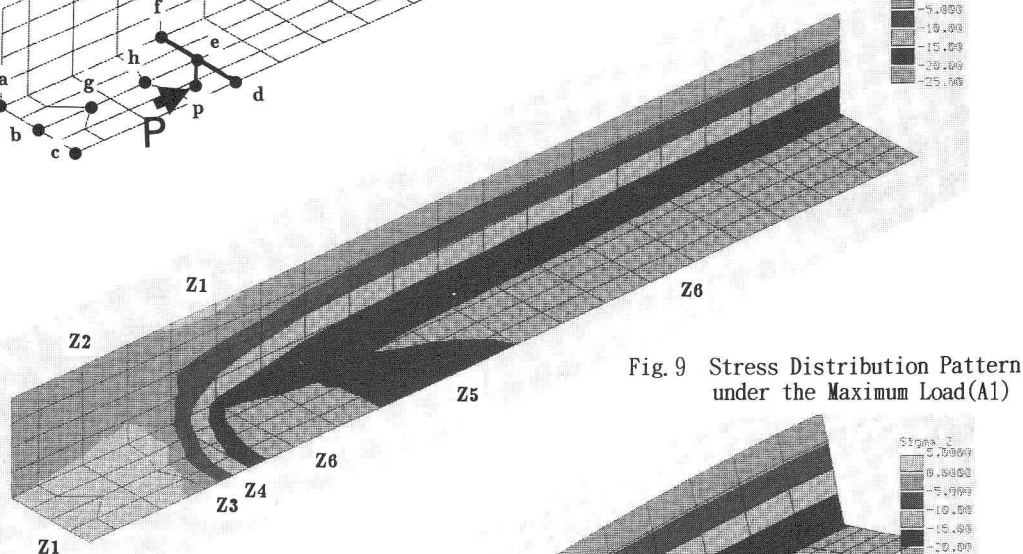
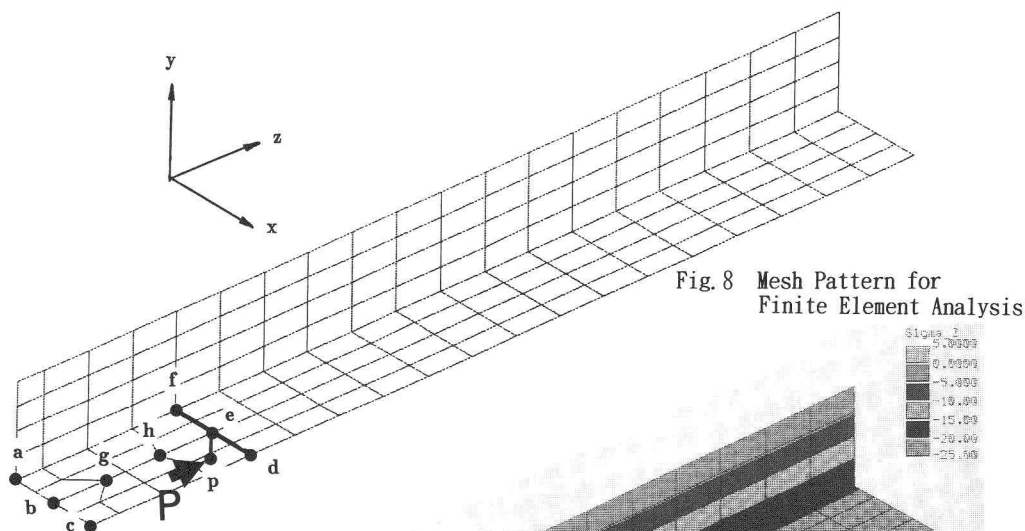
使用した有限要素は薄肉立体構造解析にしばしば用いられる、1 節点 6 自由度を有する長方形板曲げ要素 QUAD4 である。その要素の特性および特徴は文献(20, 21)に詳しい。有限要素数の増減による解析精度の検討を行ない、Fig.8に示す解析メッシュパターンを設定した。同図は山形鋼柱の1/2部分を示しており、また、有限要素解析を行なう場合に必要となる全体座標系(x,y,z)も示してある。

Fig.8において、領域abcdefがEnd-Teeに固定される拘束脚部分であり、点gおよびhはEnd-Teeと拘束脚を締結しているボルトの中心軸に対応する位置の節点である。本実験の全供試体に対して、bとg、gとh、hとeの距離は全て同じであり、それぞれ、29、30、31mmである。 Fig.2に示されるように、圧縮荷重は（Top-Plate）－（End-Tee）－（締結ボルト）－（山形鋼柱）へと伝達する。従って、山形鋼のみ解析の対象とした場合、荷重が締結ボルトを通じて拘束脚に作用する。その状態をモデル化する場合、Fig.8の点gおよびhに荷重を作用させることは合理的ではない。何故ならば、2本のボルトの荷重分担率およびEnd-Teeと拘束脚の接着面に生じる摩擦抵抗力を求めることができないからである。しかし、End-Teeはz方向に一樣な変位を生じるために、山形鋼柱のdef近傍も一樣変位を生じていると考えてもよいであろう。

以上の点を考慮し、以下に説明する解析モデルおよび解析手法を採用した。

- (i) def部分に剛体棒要素を導入する。
- (ii) 点eからy軸方向に微少長さの剛体棒要素epを取り付ける。
- (iii) 圧縮荷重Pは点pにz方向に作用する。
- (iv) 剛体棒要素、節点gおよびhはz方向変位のみ発生し、それ以外の面内、面外、回転変位は生じないとする。
- (v) 有限要素の材料特性は理想弾塑性と仮定する。
- (vi) 降伏判定にはvon Mises型の降伏条件式を適用する。
- (vii) 山形鋼柱の断面寸法は公称値とする。つまり、実験柱の断面は $50 \times 50 \times 3.2\text{mm}$ と仮定する。
- (viii) 初期たわみの形状は u_0 、 v_0 とも正弦半波を仮定する。その最大値は柱中央部の断面図心位置において $L/1000$ とする。
- (ix) 材料のおよび幾何学的非線形解析に対し、剛体棒要素部分defに強制変位を与える変位制御解析を行なう。
- (x) 非線形解析遂行のため、この種の数値解析にしばしば利用される修正ニュートン・ラブソン法²²⁾を適用する。

この解析モデルによって得られた実験柱A1、D1の変位 u_c 、 v_c 曲線をFig.5、Fig.6に実線で示す。両図より、数値解析曲線は実験柱の変形挙動を概ね良好にシミュレートしていることが分かる。 Fig.9、Fig.10は同じ実験柱A1、D1の最大荷重時におけるz方向応力の分布図である。応力レベルを6段階に分け、それぞれの応力レベルの領域をゾーンZ1～Z6で表わし、実験柱の応力分布状態を可視表現している。実験柱A1、D1ともに、最初に降伏する箇所は剛体棒要素近傍の部分、つまり、Fig.9およびFig.10における左側Z6領域である。荷重の増加に伴ないx軸まわりの曲げ変形が増大し、それによって柱中央部に降伏領域が発生する。その後は左側Z6、右側Z6両領域に降伏が拡大していくが、右側Z6領域における降伏進展が速く進み、極限強度状態に至る。この降伏領域の進展順序は実験柱に添付したひずみゲージからも観察することができる。また、Fig.10は、柱長が短い場合、ねじりによる明確な断面変形が発生することを示しているが、実験においてもこの事実を観察することができる。Photo 3に実験柱D1の断面変形の状態を示す。



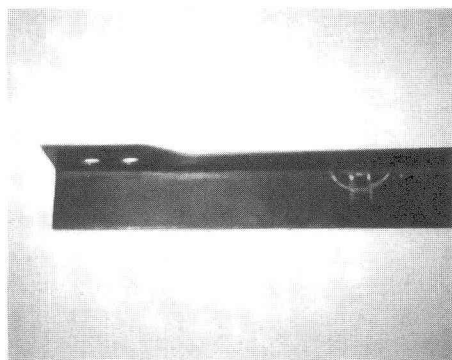


Photo.3 Section Deformation due to Twisting

以上、荷重変形挙動、応力分布状況の考察により、本論文で提案した解析モデルは単一山形鋼柱の極限強度を概ね良好に推定すると評価できるであろう。数値解析によって得られた全ての実験シリーズの極限強度を Fig.7 に○印でプロットする。本モデルによる解析値は、等価細長比が小さくなると実験値の下限値を、等価細長比が大きくなると実験値の上限値を推定する特性であることが分かる。しかし、実用的に、十分な精度を有していると見なしてよいであろう。

5. 設計強度公式に関する考察

実験および解析の研究から、2軸曲げを受ける冷間成形単一山形鋼柱に対する適切な設計強度公式を構築する必要性が認められる。従来、2軸曲げを受ける鋼柱の設計強度公式を確立する場合、2つの考え方があった。1つは中心軸圧縮柱に対する許容応力度を基準にする考え方であり、他の1つは軸力と曲げを受ける部材の相関公式を利用する考え方である。しかし、いずれの考え方においても、最終的には、中心軸圧縮柱の許容応力度を低減する形で設計強度公式がまとめられてきた。

久保は実験的研究に基づき¹⁸⁾、偏心量によって部材の降伏応力を低減させる係数Qを導入することによって、偏心荷重を受ける軽量みぞ形鋼はりの横ねじれ耐荷力を適切に評価できることを提案している。低減係数Qを用いる考え方は、通常、Qファクター法と呼ばれ、元来、薄肉断面柱を構成する板要素の局部座屈が柱全体の強度劣化におよぼす影響を、柱部材の降伏応力の低減として評価するものである。Qファクター法の導入によって評価される薄肉断面柱の極限強度を、通常、連成座屈強度と称している。

ここでは久保の考えを参考にして、軸方向荷重の偏心量が単一山形鋼柱の極限強度におよぼす影響を低減係数によって評価する1つの新しい試みを提示する。なお、連成座屈強度に対して用いられる低減係数Qと明確に区別するために、ここで用いる低減係数を $\bar{Q}$ と表記する。

本研究で対象とした単一山形鋼柱は2軸曲げを受ける部材であるが、前節までの考察により、この種の部材はx軸まわりの曲げ変形が支配的であることが再確認された。従って、ここでは、x軸まわりの曲げ変形を生じさせる偏心量のみを対象とした偏心パラメータを導入する。偏心パラメータは $\bar{Q}$ ファクターと同様に無次元量が好ましいため、次式によって定義する。

$$e = \frac{d_g}{t} \quad (4)$$

ここで、 d_g はFig.1に示すように、山形鋼柱の断面図心から外縁までの距離、 t は板厚である。

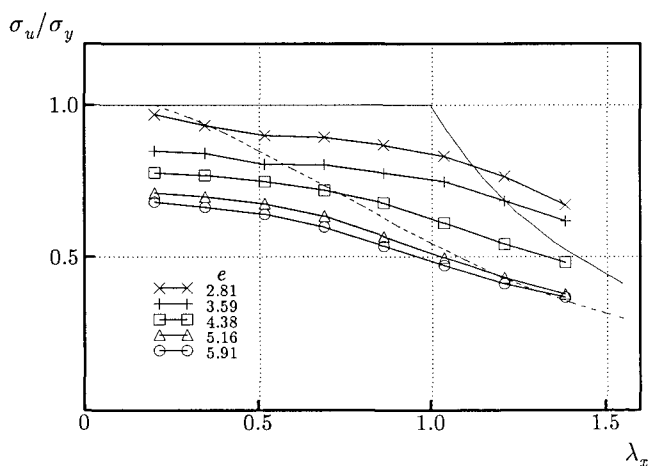


Fig. 11
Parametric Analysis
for Strength Reduction
due to Eccentric Loading

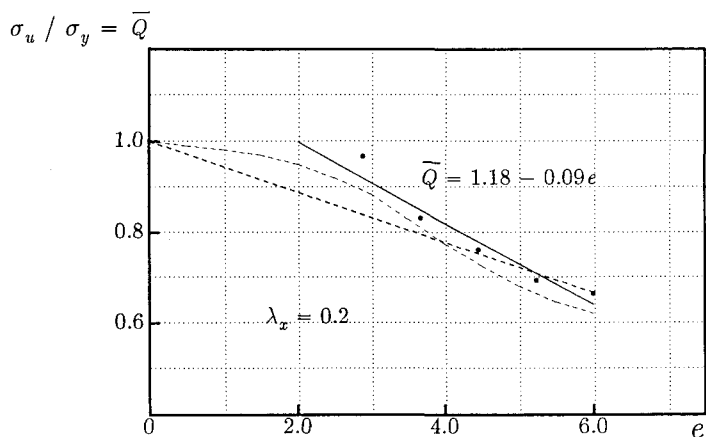


Fig. 12
Relationship between $\bar{Q}$ factor
and Eccentric Parameter e

文献(16)には、市販されているほとんど全ての圧延山形鋼および冷間成形山形鋼の断面特性が記載されている。そのデータから式(4)で定義される偏心パラメータ e を計算すると、概ね $2 < e < 6$ の範囲にそれらの値が存在する。従って、パラメトリック解析の対象として特に冷間成形材の中から、 $30 \times 30 \times 3.2$ 、 $40 \times 40 \times 3.2$ 、 $50 \times 50 \times 3.2$ 、 $60 \times 60 \times 3.2$ 、 $50 \times 50 \times 2.3$ の5種類の部材を選択した。これらの部材の偏心パラメータ e の値は、それぞれ2.81、3.59、4.38、5.16、5.91である。さらに、これらの部材に対し、式(3)で定義される等価細長比の値を、 $0.2 < e < 1.384$ の範囲で8種類選んだ。結局、40ケースの e と λ_x の組み合わせを選定し、前節で提案した解析モデルにより、それら全ての極限強度を計算した。これらの計算値を、無次元の座屈曲線を表示するための座標上にプロットしたものがFig.11である。この図より、圧縮荷重の偏心量の増加に伴う極限強度の低下が明確に分かるであろう。

さて、我国の道路橋示方書やECCSの設計基準強度曲線において、局部座屈を生じない中心軸圧縮柱の極限強度は $\lambda_x = 0.2$ の場合に全断面降伏強度に達すると考えている。つまり、原理的には $0 \leq \lambda_x \leq 0.2$ の領域に属する柱の強度は短柱強度として評価することを意味している。本研究で対象とした山形鋼柱も $\lambda_x = 0.2$ の場合、 $e = 0$ ならばFig.11よりほぼ全断面降伏強度を有すると思われる。そこで、 $\lambda_x = 0.2$ における、偏心量と極限強度の低下の割合との関係を調べたのがFig.12である。図中、●印が数値解析値である。

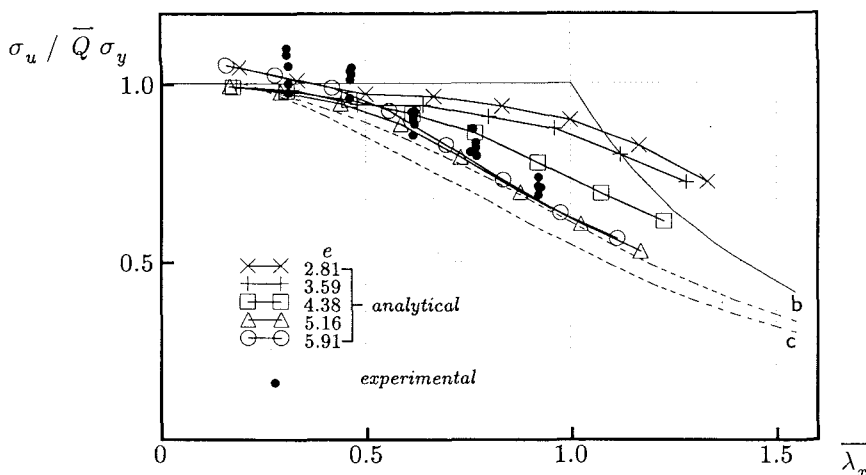


Fig.13 Basic Design Strength Curve for Cold-Formed Single Angles

Fig.12の縦軸は σ_u/σ_y 、横軸は e であるが、縦軸が偏心載荷に対する極限強度の低減係数 $\bar{Q}$ を示すことになる。
つまり、

$$\sigma_u = \bar{Q} \sigma_y \quad (5)$$

$e = 0$ のとき、 $\bar{Q} = 1.0$ になるためには、Fig.12に破線で示された関係が e と $\bar{Q}$ の間に成立しなければならない。しかし、同図から分かるように、線形式により両者の関係を良好に表わすことは不可能である。また、非線形式を適用すれば●印に対するカーブフィッティングも可能であるが、利便性に欠ける点是否めない。そこで、前述したように、現実的な e の値は概ね $2 < e < 6$ の範囲に存在するので、この範囲内で成立する直線式を採用することにする。Fig.12の5つの解析値から求められた最小二乗解を基に、低減係数 $\bar{Q}$ と e の関係を式(6)で表わす。また、その式をFig.12に実線で示す。

$$\bar{Q} = 1.18 - 0.09 e \quad (2 < e < 6) \quad (6)$$

Fig.7の実験値およびFig.11にプロットされた40ケースの数値解析値を $\bar{Q}$ ファクターを導入した座標系にプロットし直したものがFig.13である。この座標系の縦軸は $\sigma_u/\bar{Q} \sigma_y$ 、横軸は次式で定義される修正等価細長比である。

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1}{\pi} \frac{L}{r_x} \sqrt{\frac{\bar{Q} \sigma_y}{E}} \quad (7)$$

Fig.13にECCSの設計基準強度曲線のb曲線とc曲線を破線で示した。同図より、本研究で得られた実験値および40ケースの数値解析値の下限値は、 $\bar{Q}$ ファクターを導入したECCSのb曲線によって推定できることが分かる。しかし、本研究で提案した解析モデルによって得られた極限強度は等価細長比が大きい場合に実験値の上限値を推定したことを考えると、b曲線よりc曲線によって冷間成形単山形鋼柱の極限強度が推定できると考えた方が妥当であろう。Fig.13から分かるように、偏心パラメーター e の値が小さく、なおかつ、 $\bar{\lambda}_x$ の値が大きい部材に対しては、安全すぎる強度を推定することになるが、従来の設計公式に比べて極めて単純な構築概念を用いていることに本手法の特徴があるといえる。また、鋼構造部材の極限強度の推定に $\bar{Q}$ ファクター法を導入してきた歴史的趨勢を考えると、設計公式の統一的評価の観点から、本論文で提案した $\bar{Q}$ ファクター法は注目に値する強度評価方法といえるであろう。

6. まとめ

本研究によって得られた結果を以下に要約する。

- (1) 冷間成形単一山形鋼材から代表的な断面 $50 \times 50 \times 3.2\text{mm}$ を選び、実用状態に則した2軸曲げ実験を行なった。実験の対象とした細長比は5種類であり、各々の細長比について5体、総計25体の実験柱の変形挙動および極限強度に関するデータを得た。
- (2) 2軸曲げ実験をシミュレートできる数値解析モデルを提案し、変形挙動、極限強度、応力分布状況について解析値と実験値を比較した。その結果、提案したモデルは実用的に十分な解析精度を有していることが検証された。
- (3) その解析モデルにより、偏心量および等価細長比を変数として、実用に供している冷間成形単一山形鋼柱の極限強度に関するパラメトリック解析を行なった。
- (4) 単一山形鋼柱の2軸曲げ変形に対して支配的となる偏心量を無次元化された偏心パラメーター e で表わした。
- (5) 薄肉断面鋼柱の連成座屈強度を評価するQファクター法を応用し、偏心による強度の低減を評価する $\bar{Q}$ ファクターを提案した。そして、 $\bar{Q}$ ファクターと偏心パラメーター e との現実的な関係を線形式で表わした。
- (6) $\bar{Q}$ ファクターを導入したECCSのc曲線は、本研究において得られた極限強度の実験値および解析値の下限値を推定することができる。
- (7) 今後の課題として、本研究で提案した設計公式の構築手法を支援するために、冷間成形単一山形鋼柱の2軸曲げに関する実験データの蓄積が必要である。

APPENDIX

Table 1における断面積 A 、断面2次モーメント I_x は次式により計算する。ここで、 r は断面隅角部の半径、 I_{MM} および I_{mm} はそれぞれ最大および最小断面2次モーメントであり、それ以外の記号はFig.1に示してある。

$$A = 2ct + \frac{\pi}{2}t \left[r + \frac{t}{2} \right] \quad (A1)$$

$$d_g = \frac{\frac{c^2t}{2} + ctr + \frac{3}{2}ct^2 + \frac{\pi}{2}t \left[r + \frac{t}{2} \right] (r+t) - \frac{1}{3}[(r+t)^3 - r^3]}{2ct + \frac{\pi}{2}t \left[r + \frac{t}{2} \right]} \quad (A2)$$

$$I_{MM} = \frac{c^3t + ct^3}{12} + ct \left[\frac{c}{2} + r + \frac{t}{2} \right]^2 + \frac{2}{9} \left[\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \right] [(r+t)^4 - r^4] \quad (A3)$$

$$I_{mm} = \frac{c^3t + ct^3}{12} + ct \left[\frac{c}{2} - 2d_g + r + \frac{3t}{2} \right]^2 + t(r+t)^3 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} - \frac{4}{\pi} \right] \\ + \frac{\pi}{2}t \left[r + \frac{t}{2} \right] \left[\sqrt{2(d_g - r - t)} + \frac{2\sqrt{2}}{3\pi} \frac{(r+t)^3 - r^3}{t \left[r + \frac{t}{2} \right]} \right]^2 \quad (A4)$$

$$I_x = (I_{MM} + I_{mm})/2 \quad (A5)$$

参考文献

1. S.KITIPORNCHAI, H.W.LEE : Inelastic Experiments on Angle and Tee Struts, Research Report No.CE54, University of Queensland, Aug., 1984.
2. S.KITIPORNCHAI, H.W.LEE : Inelastic Buckling of Single Angle, Tee and Double Angle Struts, Research Report No.CE55, University of Queensland, Sept., 1984.
3. S.KITIPORNCHAI, S.L.CHAN : Nonlinear Finite Element Analysis of Angle and Tee Beam-Columns, Proc. of ASCE, Vol.113, No.ST4, pp.721-739, April, 1987.
4. S.T.WOOLCOCK, S.KITIPORNCHAI : The Design of Single Angle Struts, Steel Construction, Vol.14, No.4, pp.2-23, 1980.
5. S.T.WOOLCOCK, S.KITIPORNCHAI : Design of Single Angle Web Struts in Trusses, Proc. of ASCE, Vol.112, No.ST6, pp.1327-1346, June, 1986.
6. 宇佐美勉、T.V.GALAMBOS : 2軸曲げを受ける単一山形鋼柱の強度、土木学会論文報告集、第191号, pp.31-43, 1971.
7. 宇佐美勉、福本晴士 : プレーシング材としての山形およびT形鋼部材の圧縮強度と設計、土木学会論文報告集、第201号、pp.43-50, 1972.
8. J.B.KENNEDY, M.K.S.MADUGULA : Buckling of Angles —State of the Art—, Proc. of ASCE, Vol.108, No.ST9, pp.1967-1980, Sept., 1982.
9. C.M.COSTA FERREIRA, J.RONDAL : Flambement de Cornieres à Parois Minces, Annales des Travaux Publics de Belgique, N^o.2, 1986.
10. E.M.BAISTA : Etude de la stabilité des Profiles à Parois Minces et Section Ouverte de Types U et C, Thèse présentée à la Faculté des Sciences Appliquées en vue de l'obtention du grade scientifique de Docteur en Sciences Appliquées de l'Université de Liège, 1988.
11. M.K.S. MADUGULA, S.K.RAY : Ultimate Strength of Eccentrically Loaded Cold-Formed Angles, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.11, No.2, pp.225-233, 1984.
12. E.H.GAYLOAD, G.M.WILHOITE : Transmission Towers —Design of Cold-Formed Angles, Proc. of ASCE, Vol.111, No.ST8, pp.1810-1825, Aug., 1985.
13. A.ZAVELANI, P.FAGGIANO : Design of Cold-Formed Latticed Transmission Towers, Proc. of ASCE, Vol.111, No.ST11, pp.2427-2445, Nov., 1985.
14. 福本晴士編 : 座屈設計ガイドライン、土木学会、1987.
15. 日本建築学会 : 軽量形鋼構造設計施工指針・同解説、1974.
16. 日本鋼構造協会編 : 建設用鋼材資料集、1974.
17. AISI : Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, Washinton, D.C., 1980.
18. 久保全弘 : 軽量みぞ形鋼はりの横ねじれ耐力に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.32A, pp.431-441, 1986.
19. W.W.YU : Cold-Formed Steel Design, John Wiley & Sons, Inc., 1985.
20. H.KARDESTUNCER edited : Finite Element Handbook, McGRAW-HILL, 1987.
21. T.J.HUGHES : The Finite Element Method, Prentice-Hall, Inc., 1987.
22. G.DHATT, G.TOUZOT : une présentation de la méthode des éléments finis, Maloine S.A. Editeur, 1984.

(1992年9月21日受付)