

軽量溶接 H 形鋼柱の局部座屈と全体座屈 に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY OF LOCAL AND OVERALL BUCKLING OF THIN WALLED H-COLUMNS

青木徹彦* 福本秀士**

by Tetsuhiko AOKI and Yushi FUKUMOTO

The present work describes the experimental investigations of the local and overall buckling behaviour and compressive load carrying capacity of thin walled H-section columns. These members built up by the electric-resistance-welding processes are one of the relatively new steel structural products. The members are composed of uncoiled thin strip plate that are produced previously and stored in coiled form.

For the test specimens, three different cross sectional dimensions are chosen from industrial standard tables. These member's plate thicknesses are very small in relation to plate width, that is, B/t ratios are eleven to eighteen for flange plates and forty-six to eighty for web plates.

The test program consists of an out-of-straightness measurement for all long columns, residual stress measurement, stub column tests, and buckling tests centrally loaded and eccentrically loaded with two different eccentricities.

1. まえがき

一般構造用溶接 H 形鋼材は軽量化と単位重量当たりの強度増、経済性、取り扱い易さを追及して近年、我が国で開発された軽量部材である。現在、倉庫や温室、中低層建築物の骨組みのほか、土留め壁用の杭などに用いられているが、より一般的な構造物への利用が期待されている。

この部材の製造方法は、Fig. 1 に示すように、予め薄帯板として製造され、コイル状に巻いて保管された原材を解き戻し、ローラー間で形状を保持しつつ、連続的に高周波過熱圧着して組み立てられる。その全製造過程は製鉄所内で高度に自動管理されているため、製品の均質化と高い寸法精度が期待できる。また断面の構成板厚が従来の圧延または溶接組み立て H 形鋼に比べて極めて薄いために、同一断面積における断面性能が優れている。しかし、その反面圧縮部材として用いたときの構成板の局部座屈の発生や腐食等の問題が新たに生ずると思われる。

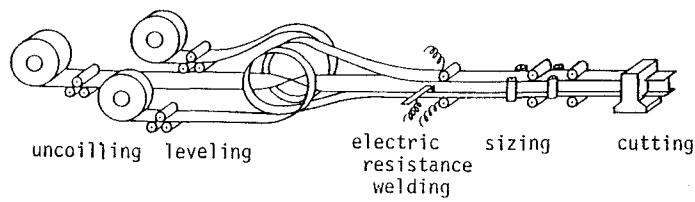
本研究はこの新しい構造部材を圧縮材として用いるときに必要となる力学特性を実験的に明らかにし、合理的な設計式を定めるための基礎資料を提供することを主な目的としている。

薄肉 H 断面部材の局部座屈と全体座屈に関する研究は、従来から多くの人の興味を引いてきたが、近年では J. Hancock ら [1]～[3] は系統的に研究を進めている。また、我が国では山尾、崎元ら [4] の研究がある。これらの研究で対象とする部材断面は、フランジとウェブの無次元幅厚比が同程度で、局部座屈が柱の全体座屈に連成して生ずる断面構成がほとんどである。一方、本研究で対象とする部材断面はウェブの幅厚

* 工博 愛知工業大学助教授 工学部土木工学科 (〒470-03 豊田市 八草町)

** 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市 山田丘 2-1)

比がフランジにくらべてかなり大きく、したがって、ウェブの早期局部座屈が予想される部材である。また実用的な部材として既に市場で使用され始めているために、圧縮材としての合理的設計法の確立が急がれているところであるが本研究で対象とする軽量部材の圧縮強度を実験的に確かめた報告はほとんどないのが実状である。



2. 実験計画

Fig. 1 Manufacturing Process of Electric-resistance-welding Thin Walled H-section Member

実験に使用する部材断面形状および公称寸法はTable 1に示す3種で、これらをC1、C2、C3タイプとする。供試体の材質はSS41材に相当し、軽量形鋼用としてJIS G3553に規格化されたSWH41およびSWH41L（リップ付）である。実験供試体の板厚は3.2mm、4.5mm、6.0mmの3種類で、C1、C2、C3タイプのフランジ幅厚比（ b_f/t_f ）はそれぞれ16.6、10.4および15.6であり、ウェブの幅厚比（ h/t_w ）はそれぞれ78.1、55.5および46.9である。いずれもウェブの幅厚比がフランジに比べかなり大きいことが本軽量溶接H部材の特徴である。実測断面寸法および幅厚比をTable 2にまとめる。実験の種類は（1）残留応力の測定（2）初期たわみの測定（3）短柱実験（4）中心軸圧縮実験（5）偏心軸圧縮実験から成る。中心軸および偏心軸圧縮柱の細長比は50～95の範囲にある。偏心軸柱には偏心量として0.1r、および0.2rの2種類を与える。ここにrは弱軸回りの断面2次半径。各タイプごとのrの値をTable 1に示す。実験に用いた各断面タイプごとの試験体本数をTable 3まとめる。中心軸および偏心軸圧縮実験柱の基準化細長比を実験結果とともにTable 6に示す。なお最近、本供試体を製造した製鉄メーカーはリップ付きH形部材の生産を中止している。

Table 1 Cross Sectional Dimensions and Properties (nominal)

Type	Dimensions (mm)					A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	r (cm)
	H	B	L _p	t _w	t _f				
C 1	250	150	—	3.2	4.5	21.21	2410	253	3.45
C 2	250	125	—	4.5	6.0	25.71	2740	196	2.76
C 3	150	100	20	3.2	3.2	12.88	511	104	2.84

A: Cross sectional area, I_x, I_y: Moment of inertia about x and y axis, r: Radius of gyration about minor axis y.

3. 実験方法

Table 2 Measured Cross Sectional Dimensions and Width-thickness Ratio

Type	Dimensions (mm)					B _f /t _f	H _w /t _w	A (cm ²)
	H	B	L _p	t _w	t _f			
C 1	250.3	149.3	—	3.01	4.21	17.7	80.4	19.85
C 2	249.7	124.4	—	4.17	5.55	11.2	57.2	23.76
C 3	149.5	99.7	19.5	3.08	3.08	16.2	46.5	12.58

（1）残留応力の測定

3種の断面形とも長さ800mmの供試体をおのおの3体ずつ用意する。部材の構成板は初めコイル状であったものが、ローラーにより直線状に解き戻される。すなわち、冷間塑性曲げ加工されたあとにH形断面型に組み立てられるので、構成板には大きな曲げ残留応力が存在していることが予想される。よって、測定供試体中央部のウェブおよびフランジ板の表裏にひずみゲージを張り、曲げ残留ひずみの測定を行なう。ひずみの開放のためにバンドソーによる機械的切断を行なう。

（2）初期たわみの測定

全座屈試験柱について、断面の強軸および弱軸方向の初期たわみを測定するために、柱の長さ方向の8等

分点上に1/100mm精度ダイヤルゲージを当てる。またフランジ板の初期変形を調べるために、フランジ端部および中央点を通る長さ方向の直線上にも測定点を設ける。さらに、部材端部の変形が生じている恐れがあるため、端部断面形状の変形量の測定も行なう。

(3) 短柱実験

載荷試験は試験体両端固定、平押し状態で行なう。供試体長さは各タイプとも、同一長さ(800mm)で、両端単純支持と考えた等価細長比はC1, C2, C3タイプにたいし、それぞれ11.6, 13.4 および 14.1 である。載荷試験に先立ち、供試体を2枚の斜円盤上にセットし、予想最大荷重の1/3程度の荷重を載荷して、供試体上端部付近のフランジおよびウェブ板上に張り付けた各ひずみゲージの読みのばらつきが全体の平均値の5%以内になるように微調整を繰り返して一様応力状態とする。板要素の局部座屈発生の様子を調べるために、供試体中央高さでウェブおよびフランジ板の表、裏面にひずみゲージを貼り、対応するひずみの読みの差と荷重との関係を調べる。また部材中央部分に標点間400mmの高精度変位計を取り付け、部材の平均的ひずみを求める。実験の様子を Photo 1 に示す。

(4) 中心軸および偏心軸柱圧縮実験

座屈実験柱はすべて両端で断面の弱軸方向回転支持とする。回転支持装置には柱端部で一様圧縮応力状態を得るために、一組の斜円盤、および2軸方向微動装置が備えられている。また市販のローラー・ベアリングが組み込んであるので、座屈柱の端部回転は極めて滑らかである。中心軸圧縮状態は支持装置に柱をセットした後、予想最大荷重の1/5程度の大きさの荷重を加え、部材端部付近のフランジおよびウェブ上に貼りつけたひずみゲージにより一様圧縮応力状態をチェックしつつ、微調整を繰り返すことによって得られる。

偏心圧縮柱もはじめに中心軸状態にセットした後、柱の上下端にセットしたダイヤルゲージにより所定の偏心量を与える。実験中の測定は柱中央高さに貼ったひずみゲージにより局部座屈の発生の様子を調べ、また変位計により柱中央高さでの横変位量を測定する。実験の様子を Photo 2 に示す。

Table 3 Test Program

Test		Number			Total
		C1	C2	C3	
Measurement of Initial Out-of-straightness		6	9	12	29
Measurement of Residual Stress (L= 800mm)		3	3	3	9
Stub Column Test (L= 800mm)		4	3	5	12
Buckling Test *	$e_1 = 0$	2	3	5	10
	$e_2 = 0.1r$	2	3	3	8
	$e_3 = 0.2r$	2	3	6	11

e = Eccentricity * $L/r = 50 \sim 95$

Table 4 Results of Tensile Coupon Tests

Type	Yield Stress (N/mm ²)			E= 211 000 (N/mm ²) $\nu = 0.28$
	flange	web	mean	
	σ_{Yf}	σ_{Yw}	σ_Y	
C 1	244	265	252	
C 2	275	265	271	
C 3	337	328	334	

$\sigma_Y = (\sigma_{Yf} A_f + \sigma_{Yw} A_w) / (A_f + A_w)$, A_f, A_w = Cross sectional area of flange and web

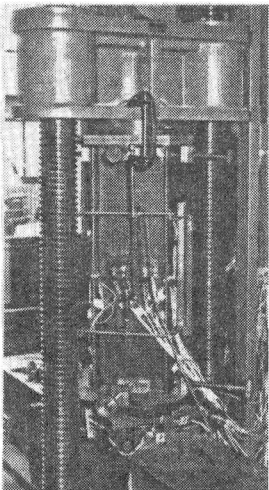


Photo 1 Stub Column Test

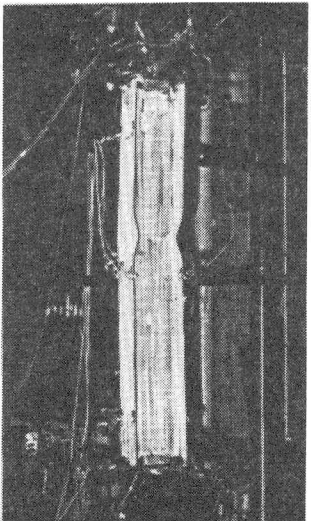


Photo 2 Column Buckling Test

4. 実験結果とその考察

(1) 素材引張試験

素材引張試験より得られたフランジおよびウェブの降伏応力 σ_{yf} , σ_{yw} を各タイプごとに Table 4 に示す。断面平均降伏応力 σ_y は σ_{yf} , σ_{yw} をそれぞれの断面積に応じて加重平均して求めた。

(2) 残留応力

供試体中央部付近で横断面を2箇所切断後、中央部のフランジとウェブ板を切り放したところ C1, C2 タイプに対して Fig. 2(a) に示すような、板の幅方向にほぼ一定の曲げ、および軸方向残留応力が見られた。フランジでは軸圧縮残留応力が、ウェブでは軸引張り残留応力が存在している。これは Fig. 1 に示した本製品の製造方法によるものと思われる。フランジおよびウェブ板をさらに細かく切断すると Fig. 2(b) に示すように、板の表裏の残留ひずみ差は大きくなる。また軸方向残留応力を表す表裏のひずみの平均値はフランジの中央部で引張り、端部で圧縮、ウェブでは大部分が引張り残留応力となった。他の部材の測定結果もこれらとほぼ同様であったが、個々の測定値のばらつきは大きかった。フランジ端部に表われた軸方向圧縮残留応力の平均値は C

1, C2、および C3 タイプでそれぞれ $\sigma_R / \sigma_Y = -0.22, -0.57$ および -0.34 であった。以上のように、本軽量溶接H形鋼の残留応力分布の特性は、従来の溶接組み立てH形部材や圧延H形部材の残留応力分布形とは著しく異なることが分かる。

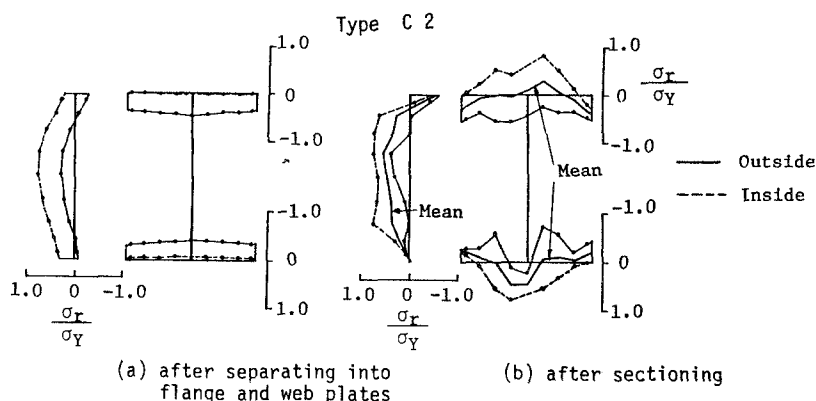


Fig. 2 Measured Residual Stress Distributions

(3) 初期たわみ

柱の8等分点上の初期たわみ測定点を7項まで有する $\sin$ 級数で近似し、最小自乗法により係数を求めたところ、C1, C2タイプの柱では $\sin$ 級数の第1項が卓越し、第2項以下、順に小さくなった。しかしリップ付きの C3 タイプでは第5～第7項が最大となる部材が多かった。C1, C2タイプの柱の最大たわみ量の平均値は強軸、弱軸とも柱長の $1/10000$ 程度の十分小さな値で、C3タイプの柱でも $1.6/10000$ 程度であった。

フランジ板が薄いために、フランジ端部の面外変形量はフランジ中央部よりやや大きい、3タイプの柱とも柱長の $2/10000$ 程度の小さな値であった。部材端部のフランジ板の変形は板厚の $0.1 \sim 0.2$ 程度かそれ以下の小さい量であった。変形形状には一定の傾向は見られない。これらの部材端部の断面変形は部材切断時、あるいは運搬時に導入されたものと思われる。

初期たわみの測定例を Fig. 3 に示す。同図で初期たわみ量は拡大して示してある。

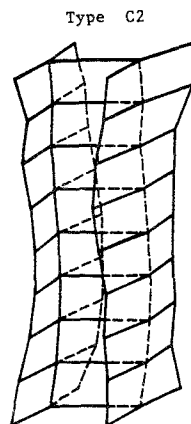


Fig. 3 Measured Initial Deflection(enlarged)

(4) 短柱圧縮実験

a. 最大耐荷力 実験により得られた断面平均応力と供試体中央部の変位計による軸方向平均ひずみとの関係を Fig. 4 に示す。同図より、耐荷力の大きい部材ほど最大耐力後の低下が著しいことが分かる。各断面タイプごとの最大応力の平均値 σ_c を Table 5 に示す。 σ_c と σ_y (引張り試験による降伏応力) との比は C1, C2, C3タイプに対し、それぞれ平均 $0.71, 0.89$ および 0.97 となり、構成板の幅

厚比の大きい部材ほど局部座屈の影響を受け、圧縮耐荷力が低下している。同一タイプ内での強度のばらつきはほとんどなかった。

局座屈 フランジまたはウェブ板の局部座屈の発生の様子は部材中央高さに貼り付けたひずみゲージの値により知ることができる。C 1, C 2 タイプの部材のひずみゲージは Fig. 5 (b) 中に示すように、フランジおよびウェブ上の対応する表裏に張付けてあり、これらのひずみ差を ε_d とする。C 2 タイプの短柱実験結果の一例を Fig. 5 (a), (b) に示す。同図 (b) の応力-ひずみ関係曲線はフランジ中央の局部座屈を生じない点のひずみの平均値 $\bar{\varepsilon}$ から求めたものである。

実験中の各応力レベルごとにフランジおよびウェブ板のひずみ差 ε_d を $\bar{\varepsilon}$ で無次元化して表すと、Fig. 5 (a) に示すようなひずみ差分布図が得られる。ひずみ差はその点の曲げ応力に比例、もしくは対応する値を示しているから、これを観察することにより板の局部座屈の発生と進展の様子を知ることができる。これらの図から分かるように、フランジは最大応力点近くまで曲げ変形を生じないが、ウェブは最大応力の 1/2 程度の低い応力レベルで局部座屈が発生している。しかもウェブの非載荷辺が両端単純支持の境界条件というよりも、フランジに支えられた

両端固定支持に近い状態となっている。C 1, C 2 タイプの他の供試体もほぼ同様の傾向を示した。C 3 タイプの部材は最大強度の 3/4 近くまでウェブの局部変形は見られず、また見え始めても明瞭ではなかった。本供試体では、ウェブの局部座屈が生じて、部材全体の平均的応力-ひずみ関係には目立った変化は見られず、部材強度は増大している。すなわちウェブの後座屈強度がかなり大きく、フランジの座屈にたいしても重大な影響を及ぼしていないことが分かる。最大強度の時点以降

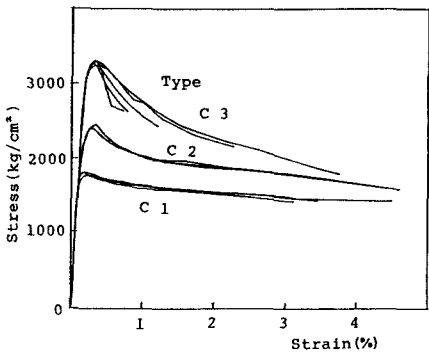
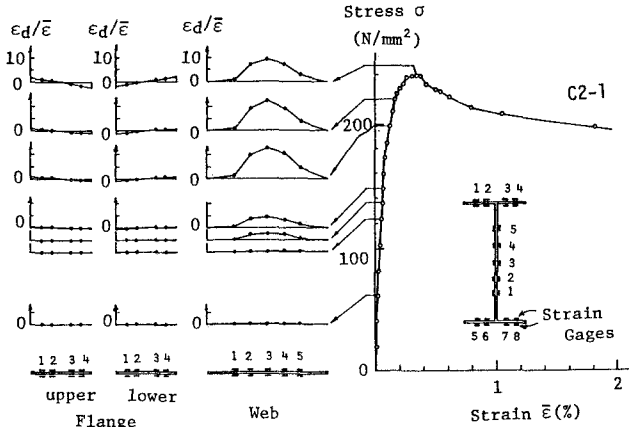


Fig. 4 Stress-strain Relations due to Stub Column Test



(a) Strain Distribution in the Flange and Web Plates (b) Stress-Strain Relation

Fig. 5 Example of Stub Column Test Results and Strain Distribution in the Component Plates

Table 5 Results of Stub Column Test

Type	L/r	$\bar{\lambda}$	R		Stress (N/mm ²)					
			web (k=4)	flange (k=0.425)	σ_c	σ_l	σ_E	σ_c/σ_Y	σ_l/σ_c	σ_l/σ_Y
C 1	11.6	0.128	1.45	0.99	178	73	120	0.71	0.41	0.29
C 2	13.4	0.165	1.08	0.64	241	129	233	0.89	0.54	0.48
C 3	14.1	0.175	0.98	0.34(k=4)	323	237	351	0.97	0.74	0.71

L/r : Equivalent slenderness ratio, $\bar{\lambda} = \frac{L}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}}$, $R = \frac{B}{t} \frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}$

は、どの供試体にもフランジに大きな変形が見られ荷重が低下した。ウェブの局部座屈発生応力 σ_1 と σ_c （短柱最大応力）との比はC1, C2, C3タイプについて、それぞれ平均で0.41, 0.54 および 0.74 であった。

C. 弾性座屈強度 フランジおよびウェブの理論弾性座屈強度は次式によって計算できる。

$$\sigma_E = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (1)$$

ここにkは座屈係数であり、板の支持条件より求められる。E（ヤング係数）および ν （ポアソン比）は素材引張り試験による値 $E = 2.15 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (211 kN/mm^2), $\nu = 0.28$ を用いる。

本試験体のフランジの半幅 B_f に対し、C1, C2タイプでは非載荷辺が一端ヒンジ、他端自由の境界条件 ($k=0.425$) を使い、またC3タイプ（リップ付き）では両端単純支持 ($k=4$) として、式(1)より σ_E の値を求めたところ、いずれも σ_Y より大きな値となった。一方、ウェブはどのタイプも $k=4$ を用いて σ_E を計算するとC1, C2, C3の各タイプに対してそれぞれ、 $\sigma_E/\sigma_Y = 0.48, 0.86, 1.06$ となり、C1, C2タイプでは弾性計算からも明らかにウェブのほうが早期に座屈することが分かる。前述のように、もしウェブの両側辺を固定 ($k=6.97$) と仮定すると、 σ_E/σ_Y の値は上記の値を1.74倍した値となる。実際のウェブ座屈発生応力 σ_1 を σ_E と比較すると、どのタイプも σ_1/σ_E の値は0.55～0.68の間にあり、 σ_E の計算に際し、両端単純支持条件 ($k=4$) と計算して低い弾性座屈強度を見積もっているにもかかわらず、実験による σ_1 はかなり低くなった。これはウェブの初期たわみによるものと思われる。残留応力の影響はウェブには引張り応力が存在していたために、座屈耐荷力の低下の要因にはならないと考えられる。

d. 短柱強度の推定式 短柱強度をウェブの後座屈強度と見なし、ウェブの幅厚比を式(2)の無次元幅厚比で表わして、これに対する σ_c/σ_Y の値を図示すると Fig. 6 のようになる。

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

ここで $k=4$ を用いた。各タイプごとのRの値を Table 5 に示す。Fig. 6 より、各タイプのウェブの後座屈強度は有効幅の基本式(3)と良い一致を示していることが分かる。

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_Y} = \frac{1}{R} \quad (3)$$

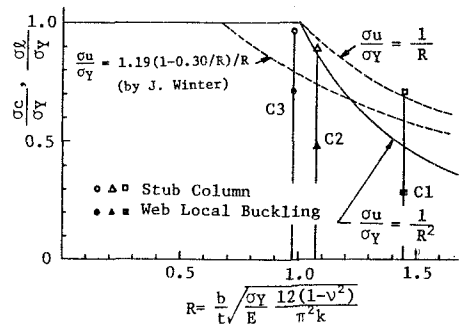


Fig. 6 Stub Column Strength and Web Local Buckling Strength

同図には参考のために J. Winter による有効幅公式曲線およびウェブ局部座屈開始応力 σ_1 も示した。

(5) 中心軸および偏心軸圧縮実験

a. 荷重—変形関係 細長比67 (C3タイプでは $L/r=68, 70$)の柱を例に荷重—横たわみ関係図をFig. 7 に示す。他の細長比の柱もこれとほぼ同様の結果であった。荷重は柱の断面積で除し、断面平均応力とし、横たわみは柱の中央ウェブ上に当てたダイヤルゲージの読み δ を柱長 L で無次元化して示した。図中の矢印はウェブに局部座屈が生じ始めた応力 σ_1 を示している。C2, C3タイプの中心軸圧縮柱ではウェブの局部座屈変形が図上に現れているが、短柱で見られたと同様、局部座屈が生じたあとも柱全体としての耐

力は大きく増加している。偏心圧縮柱では、局部座屈の発生による応力-変形曲線上の目立った変化は見られない。いずれもウェブの後座屈強度が柱としての耐力に効果的に働いていることが分かる。

中心軸および偏心軸圧縮実験により得られた最大応力 σ_u および局部座屈発生応力 σ_l の値を σ_y 、 σ_c で無次元化して Table 6 にまとめる。

Table 6 Test Result of Centrally and Eccentrically Loaded Columns

Type	$\bar{\lambda}$ (L/r)	e	σ_u/σ_y	σ_u/σ_c	σ_l/σ_u	Type	$\bar{\lambda}$ (L/r)	e	σ_u/σ_y	σ_u/σ_c	σ_l/σ_u
C1	0.55 (50)	0	0.72	1.02	0.38	C3	0.63 (50)	0	0.91	0.94	0.72
		e1	0.68	0.96	0.34			e1	0.82	0.84	0.78
		e2	0.62	0.88	0.39			e2	0.75	0.78	0.92
	0.74 (67)	0	0.70	0.98	0.42		0.67 (53)	0	0.87	0.90	0.75
		e1	0.63	0.89	0.45			e2	0.72	0.75	0.85
		e2	0.58	0.81	0.43			e1	0.66	0.69	0.91
C2	0.57 (50)	0	0.89	1.00	0.59		0.86 (68)	e2	0.62	0.64	0.97
		e1	0.82	0.92	0.63		0.89 (70)	0	0.77	0.80	0.85
		e2	0.76	0.86	0.70			e2	0.58	0.60	--
	0.77 (67)	0	0.86	0.97	0.63		1.18 (93)	0	0.53	0.55	--
		e1	0.73	0.82	0.69			e1	0.47	0.49	--
		e2	0.66	0.74	0.78			e2	0.41	0.43	--
	1.05 (92)	0	0.74	0.83	0.72		1.21 (95)	0	0.50	0.52	--
		e1	0.59	0.67	0.85			e1	0.40	0.42	--
		e2	0.53	0.60	0.86			e2	0.40	0.42	--

e= Eccentricity, σ_u = Column Maximum Stress, σ_y = Yield Stress, σ_c = Maximum Stress due to Stub Columns, σ_l = Local Buckling Starting Stress

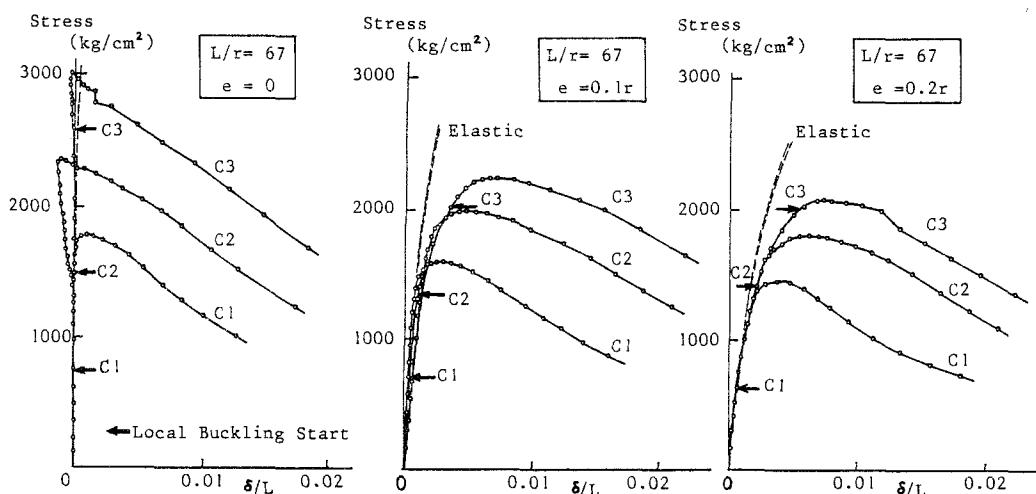


Fig. 7 Stress-deflection Relationship for Centrally and Eccentrically loaded Columns

b. 局部座屈発生応力 Fig. 8 は C 2 タイプ、細長比 50 の中心軸圧縮柱の中央高さに貼りつけたひずみゲージの値を示したもので、局部的なひずみの変化により、局部座屈の発生応力が確かめられる。C 1、C 2 タイプの柱についても同様な図が得られたが、C 3 タイプでは局部座屈の発生は明瞭には現れず、特に L/r= 70 以上の柱では中心軸および偏心軸圧縮柱とも、ひずみゲージの読みの変化からは局部座屈の発生が

ほとんど確認できなかった。

Fig. 9 は中心軸圧縮柱の局部座屈発生応力 σ_l を柱の極限強度 σ_u で無次元化し、細長比に対して描いた図である。この図から各タイプの柱とも細長比が大きい柱ほど局部座屈発生応力 σ_l が最大応力 σ_u に近づいている様子が分かる。また同図に示したような実用的な細長比の範囲で、本供試体は全体座屈のまえにすべてウェブに局部座屈を生じ、また細長比の小さい部材ほど、後座屈強度の寄与が大きいことも分かる。このように、本部材では、ウェブに局部座屈が生じて部材としての強度が直ちに低下することはないということが実験的に明らかにされた。

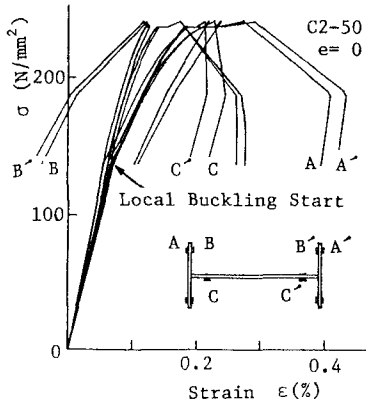


Fig. 8 Stress-strain Relations of Centrally Loaded Column

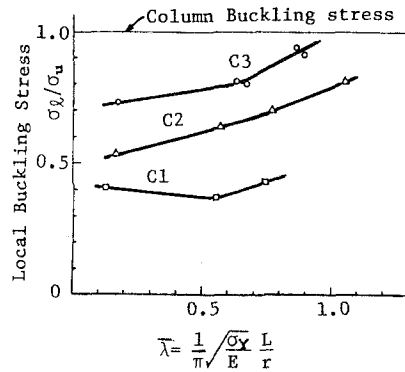


Fig. 9 Web Local Buckling Stress vs. Slenderness Ratio

c. 中心軸圧縮柱強度 Fig. 10 は中心軸圧縮柱の最大強度 σ_u / σ_y を短柱強度および道路橋設計示方書 (JSHB) の柱の基準強度曲線とともに描いた図である。同図から分かるように C 1 タイプの柱では基準化細長比、 $\bar{\lambda}$ が 0.7 以下で、また C 2, C 3 タイプの柱では $\bar{\lambda}$ が 0.3~0.4 以下で実験値が基準強度曲線を下回っている。これは部材の設計上不都合である。

そこで本論文では AISC⁵⁾ に規定されている Q-factor 法により耐荷力を整理する。すなわち部材の降伏応力 σ_y のかわりに短柱強度 σ_c を仮定の降伏強度と見なし、係数 Q を用いて $\sigma_c = Q \sigma_y$ と表わし、これで σ_u を無次元化すると Fig. 10 は Fig. 11 に示す結果となった。同図の横軸はこの時 $\sqrt{Q} \bar{\lambda}$ となる。この処理によってすべての実験点は基準耐荷力曲線に対して安全側に位置させることができる。ただし、この方法による設計では、各断面タイプの柱ごとに短柱強度による低減係数、 $Q = \sigma_c / \sigma_y$ の値を予め用意しておかねばならないという不便さが問題として残る。

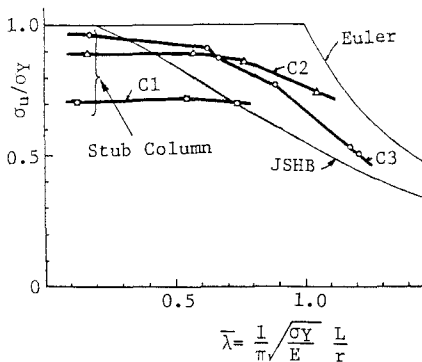


Fig. 10 Centrally Loaded Column Strength

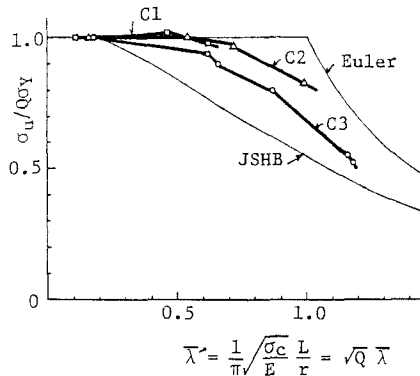


Fig. 11 Nondimensionalized Column Strength due to Q_{oy}

d. 偏心圧縮柱強度 柱の局部座屈発生応力 σ_1 は細長比、偏心量にかかわらず、各タイプごとにほぼ一定の値を示した。

偏心圧縮柱強度についても同様にQ-factorによる処理を行ない、C1、C2タイプ柱に対する結果を図示すると Fig. 12 を得る。同図から、耐力力は偏心量の増加とともに、基準強度曲線にほぼ平行に低下していることが分かる。しかし $e=0.2r$ という比較的大きな偏心量を与えても、耐力力は規準曲線の上方にあり本軽量H形部材の経済的使用のためには、従来の溶接H形鋼とは別の基準耐力力曲線を設けたほうが良いように思われる。

軸力-曲げ相関式を定めるためには、局部座屈を考慮した終局曲げモーメント M_{u1} を無次元化の基準強度として用いるのが良いと考えられる。

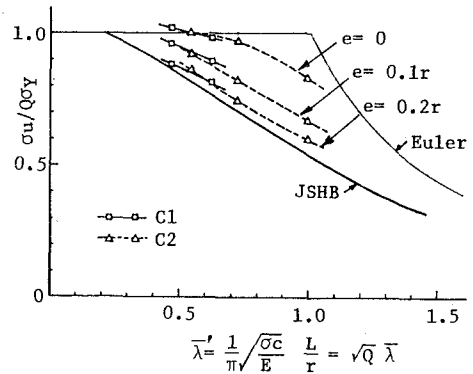


Fig. 12 Eccentrically Loaded Column Strength

5. 結論

本研究は比較的新しい鋼構造部材である高周波電気溶接軽量H形部材の圧縮強度特性を知る目的で行なわれた実験的研究についてまとめたものである。得られた結論を要約すると以下ようになる。

(1) 残留応力はフランジおよびウェブともに比較的大きな曲げ残留応力($\sigma_{rm}=0.8 \sigma_y$)が存在することが特徴である。フランジの残留応力は中央部で軸方向応力より曲げ応力のほうが大きな値であった。

このような曲げ残留応力は本部材がコイル状の帯び板原材を解き戻して組み立てる過程で生じるものと思われる。個々の供試体の残留応力量のばらつきは大きかった。

(2) 初期たわみの形状はsin半波形が支配的であったが、リップ付き部材(C3タイプ)では高次の波形が見られた。柱全体およびフランジ端部の初期たわみ量はいずれのタイプの柱も極めて小さく、平均値は柱長の $2/10000$ 以下であった。断面構成板が薄いにもかかわらず、部材としての製作精度が極めて高いことが分かる。

(3) 短柱実験結果より、C1、C2タイプの部材では最大応力 σ_c の $0.41 \sim 0.54$ の応力でウェブに局部座屈の発生が見られた。このことより、ウェブの座屈が直ちに部材全体の耐力力減少につながることはなく、ウェブの後座屈強度はかなり大きいことが分かる。短柱強度 σ_c をウェブの後座屈強度と見なし、無次元化幅厚比Rとの関係を図示すると、有効幅理論の基本式 $\sigma_u / \sigma_y = 1/R$ に良く一致した結果が得られた。フランジの変形はウェブが局部座屈してもほとんど見られず、曲げひずみ分布を見る限り、ウェブの座屈時の非載荷辺の境界条件は単純支持よりも固定支持に近いものであった。

(4) 中心軸圧縮柱の最大応力 σ_u をQ-factor法、すなわち低減した仮定の降伏応力 $Q \sigma_y$ で無次元化する方法で表示すれば、実験値は現行の基準耐力力曲線に対し十分安全に評価できる。ただし、この方法による設計では、各断面タイプの柱ごとに短柱強度係数 $Q (= \sigma_c / \sigma_y)$ を予め用意しておく必要がある。また本部材を中心軸圧縮部材として経済的に使用するためには、現行の基準曲線より高めの曲線を設定することが望ましい。

(5) 座屈実験柱も短柱の場合と同様に、最大強度よりかなり低い強度でウェブに局部座屈が生じた。柱の局部座屈発生応力 σ_1 は細長比、偏心量にかかわらず、各タイプごとにほぼ一定の値を示した。C1、C2タイプのような断面構成では、実用的な細長比の範囲で中心軸圧縮柱に常にウェブに局部座屈が生ずると考えられる。

(6) 偏心圧縮柱強度も Q -factor法による整理後は、基準耐荷力曲線の上部に位置し、これにほぼ平行な曲線となった。本供試体のような局部座屈を早期に生じる部材の曲げ-軸力相関式を合理的に定めるためには、部材の純圧縮のみならず、終局曲げモーメントにたいしても局部座屈強度を考慮した基準曲げ強度を用いるのが良いと思われる。

参考文献

- 1) Hancock, G. J., "Interaction Buckling in I-section Columns," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST1, Jan. 1981, pp. 165-179.
- 2) Davids, A. J., and Hancock, G. J., "Compression Test of Short welded I-sections," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. ST5, May, 1986
- 3) Davids, A. J., and Hancock, G. J., "Compression Test of Long welded I-sections," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 10, oct., 1986
- 4) 山尾敏孝・崎元達郎：薄肉H形鋼柱の連成座屈に関する実験的研究，土木学会論文集，第380号／(I-7)，1987年4月
- 5) Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, American Institute of Steel Construction, 8th ed., New York, 1980

(1987年10月16日)