

## 鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と有効幅理論による解析

LOCAL AND OVERALL BUCKLING TESTS OF COMPRESSION  
MEMBERS AND AN ANALYSIS BASED ON THE  
EFFECTIVE WIDTH CONCEPT宇 佐 美 勉\*・福 本 暁 士\*\*  
By Tsutomu USAMI and Yuhshi FUKUMOTO

## 1. 結 言

著者らは、前論文において、局部座屈と全体座屈が連成して生ずるような幅厚比の大きい溶接箱形断面圧縮部材の耐荷力実験結果を報告するとともに、この種の柱、はり-柱の強度の精度よい推定式を提案した。しかしながら、提案した手法を実際の設計に適用するには、以下の諸点のより詳細な検討の必要性を感じていた。すなわち、1) 実験で使用した鋼材は HT 80 材であったが、普通鋼またはそれと類似の応力-ひずみ関係を有する鋼材よりなる部材の挙動との相違の検討、2) はり-柱（偏心圧縮柱）の実験が 3 体のみで少なかったため、提案した推定式の精度の検証、3) 補剛材つき断面柱の強度、4) 局部座屈後の部材の変形挙動を解析する手法の開発などである。

本論文は上記各項目を検討するために行った合計 32 体の耐荷力実験結果、有効幅理論に基づく数値計算手法の提示、および幅厚比の大きい板要素よりなる圧縮部材の設計公式の提案をおもな内容としている。

以下の記述において前論文は文献 1) を指すものとする。

## 2. 実験の概要

## (1) 実験計画

実験に用いた鋼材は補剛材を除いて 4.5 mm 厚の SM 58 相当材である。当初は使用頻度の最も高い SM 50 材で計画したが、利用できる試験機の最大空間が 5.5 m と制限され、その中で部材の細長比を 60 程度まで、板要素の幅厚比を限界幅厚比（全断面降伏荷重に達するまで

局部座屈を起こさない幅厚比）の 2 倍程度までの供試体を実験することは困難であることが判明したので、やむなく SM 58 材を使用することにした。供試体断面形は正方形箱形または長方形箱形（高さとの比 0.75）であり、補剛材つき断面は長方形箱形を用い、各構成板要素中央に 1 本ずつリブを配置した。供試体細長比は 10, 40, 65 の 3 種類、フランジ板の幅厚比は無補剛断面で 29, 44, 58, 補剛断面で 58, 73, 88 の各 3 種類とした。ちなみに、現行道路橋示方書<sup>2)</sup>によれば、SM 58 材よりなる無補剛板要素の限界幅厚比は 29.1 である。実験は、短柱、中心軸圧縮柱、等偏心圧縮柱、曲げ試験および残留応力測定よりなる。

## (2) 試験体形状および寸法

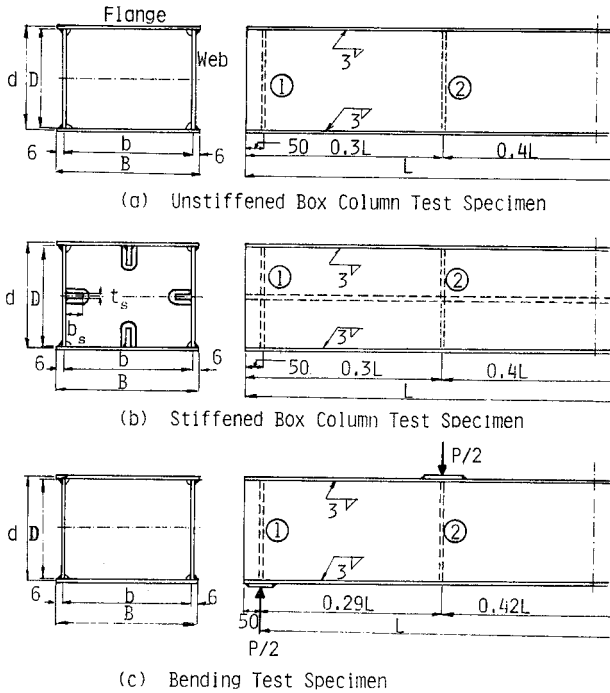
試験体の形状を Fig. 1 に示し、実測寸法およびそれに基づいて計算した諸量を Table 1, 2 に示す。ダイヤフラム ①, ② はフランジ、ウェブ板にスポット溶接で取り付けたものであり、短柱ではダイヤフラム ② は省略した。リブ材はダイヤフラムを貫通して試験体の端部から端部まで連続しており、連続溶接（脚長 5 mm）により板に取り付けられている。

Table 1, 2 および Fig. 1 において、 $B, D$  はそれぞれフランジ、ウェブ板の全幅、 $b, d$  はそれぞれウェブ中心線間距離（ $=B-t-12\text{ mm}$ ）、フランジ中心線間距離（ $=D+t$ ）、 $t$  は板厚、 $A$  は全断面積、 $W$  は座屈軸（弱軸）に関する断面係数、 $L$  は部材長、 $r$  は座屈軸に関する断面回転半径、 $b_s, t_s$  はそれぞれリブの幅、厚さを表わす。リブ材は Table 2 に示すように、現行道路橋示方書<sup>2)</sup>の純圧縮無限長補剛板の縦補剛材必要剛比  $r_{req}$  にほぼ等しくなるように設計した。ただし、フランジ、ウェブ板とも同一断面補剛材を使用したため、補剛材剛比の必要剛比に対する比は、ウェブ補剛材の方が多少大きくなっている。

Table 1, 2 の供試体名のうち、頭文字 S, R, RR は

\* 正会員 工博 D.Sc. 名古屋大学助教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 工博 Ph.D. 名古屋大学教授 工学部土木工学科



Note: Plate Thickness =  $t$  in All Specimens.  
 ①, ② : Diaphragms.

Fig. 1 Test Specimens.

それぞれ正方形, 長方形, 補剛材つき長方形断面中心軸圧縮柱, ER, ES はそれぞれ長方形, 正方形箱形断面偏心圧縮柱, BR は曲げ試験, RES は残留応力測定供試体を示す。これらの英字に続く数字は細長比  $L/r$ , 次の数字はフランジ板の幅厚比  $b/t$  を示す。また, 偏心圧縮柱名の  $e_1, e_2$  は偏心量がそれぞれ  $r/4, r/2$  であることを示す。

### (3) 素材試験, 残留応力測定, 初期たわみ測定

材料定数は構成板要素については 9 本, 補剛材については 4 本の JIS 5 号試験片によって測定した。残留応力, 柱軸線の初期たわみの測定は前論文と同一方法で行った。今回は補剛材つき短柱 (RR-10-試験体) のフランジ板要素および補剛材の初期面外変形 (フランジ-ウェブ接合線および供試体端部に相対的な変位) も 1/100 mm ダイヤルゲージで測定した。

### (4) 短柱および長柱試験

短柱試験 ( $L/r=10\sim 17$  の供試体) はすべて平押し圧縮によって行い, 長柱実験はすべて両端ピン支持の条件で行った。ピン支持装置および載荷要領は前論文と同様であるので省略する。偏心圧縮柱は, 荷重を強軸上に偏心させて行った。

### (5) 曲げ試験

曲げ試験は Fig. 1 (c) に示したように, スパン長  $L$  を  $0.29:0.42:0.29$  に分割した 2 点載荷によって行い, スパン中央のたわみを測定するとともに, スパン中央断面のひずみを測定した。

## 3. 理論解析

### (1) 概要

局部座屈発生後の部材の荷重-変形特性を解析する手法について述べる。

幅厚比の大きい板要素より構成される箱形断面中心軸圧縮柱は次のような過程をたどり崩壊に至る<sup>1)</sup>。すなわち, 荷重増加とともに柱はその軸線の初期たわみのため全体的に変形し, さらに荷重が増大すると最圧縮フランジに局部座屈の発生がみられるようになる。ただし, 細長比の小さい部材では全体変形が小さく, 他の板要素も同時に局部座屈を起こす。板要素幅厚比が限界幅厚比に近い柱では, 局部座屈の発生は断面の急激な曲げ剛性低下につながるため, 部材全体の不安定現象が直に生じ, 荷重は低下する。しかしながら, 幅厚比がより大きい柱では, 断面は局部座屈発生にかかわらずかなりの剛性を保持しており, 荷重はさらに上昇する。このような柱の強度は, 細長比の大小により, 構成板要素が極限状態に達するか, または局部座屈と塑性化による過度の剛性低下に起因する不安定現象によって定まる。

以上が前論文の実験によって観察された幅厚比が大きい中心軸圧縮柱の変形挙動であり, はり-柱の挙動も基本的には同一と考えてよい。上述の事実から, この種の圧縮部材の挙動の解析には, 局部座屈と塑性化による断面の曲げ剛性の低下を評価しながら部材全体の解析を行う必要がある。溶接集成断面では, 局部座屈後の曲げ剛性は残留応力および板要素の面外初期変位に大きく影響され, また部材全体の挙動は軸線の初期たわみに依存する。このような初期不整をすべて考慮し, 弾塑性・有限変形解析によって部材の挙動を厳密に解析することは容易ではない。そのために, 現在までに種々の近似解法が提案されているが, そのうち, 有力な解析法として次の 2 つが挙げられる。第 1 は有効幅理論に基づく解析法である。有効幅理論の概説は文献 3) で行ったが, 純圧縮板要素の後座屈強度 (極限強度) を近似的に求めるために Von Kármán によって導入され, Winter らによって冷間加工鋼部材の設計に利用できるように修正され,

Table 1 Dimensions of Test Specimens.

Specimen	B	D	t	A	W	L	r	L/r	$\bar{\lambda}$	b/t	R	R	Remarks	
(1)	in mm	in mm	in mm	in mm	in mm	in mm	in mm	(9)	(10)	(11)	with $k=4n^2$	with $k=k_{eq}$	(14)	
S-10-29	147	126	4.49	2 450	$1.05 \times 10^5$	530	53.9	9.83	0.082	29.1	0.808	—	Stub-Column Test	
S-10-44	214	193	4.44	3 610	$2.36 \times 10^5$	810	81.3	9.96	0.083	44.5	1.235	—		
S-10-58	276	256	4.49	4 780	$4.12 \times 10^5$	1 070	106.9	10.0	0.083	57.8	1.606	—		
R-10-29	147	94	4.47	2 150	$0.74 \times 10^5$	410	42.1	9.74	0.081	29.2	0.810	0.777		
R-10-44	214	143	4.49	3 210	$1.67 \times 10^5$	630	62.8	10.0	0.083	44.0	1.221	1.069		
R-10-58	278	191	4.51	4 230	$2.92 \times 10^5$	830	83.1	9.99	0.083	58.0	1.610	1.409		
RR-10-58	277	191	4.47	5 410	$3.24 \times 10^5$	1 220	77.4	15.8	0.130	58.2	0.808	0.717		} with ribs
RR-10-73	344	241	4.48	6 520	$5.07 \times 10^5$	1 480	98.6	15.0	0.123	73.3	1.017	0.903		
RR-10-88	412	292	4.50	7 640	$7.34 \times 10^5$	2 100	120.2	17.5	0.144	87.9	1.220	1.086		
R-40-29	147	93	4.46	2 140	$0.73 \times 10^5$	1 650	41.7	39.6	0.651	29.3	0.813	0.778		
R-40-44	214	143	4.46	3 180	$1.65 \times 10^5$	2 510	62.8	40.0	0.658	44.3	1.229	1.076		
R-40-58	277	191	4.47	4 180	$2.89 \times 10^5$	3 310	83.1	39.8	0.654	58.3	1.618	1.416		
R-65-29	147	94	4.44	2 140	$0.74 \times 10^5$	2 690	42.1	63.9	1.051	29.4	0.816	0.780		
R-65-44	214	143	4.44	3 170	$1.65 \times 10^5$	4 080	62.8	65.0	1.069	44.5	1.235	1.081		
R-65-58	277	191	4.46	4 170	$2.88 \times 10^5$	5 370	83.1	64.8	1.062	58.4	1.620	1.418		
RR-40-58	277	191	4.47	5 410	$3.24 \times 10^5$	3 310	77.4	42.8	0.704	58.2	0.808	0.717	} with ribs	
RR-40-73	344	241	4.48	6 520	$5.07 \times 10^5$	4 160	98.6	42.2	0.694	73.3	1.017	0.903		
RR-40-88	412	292	4.50	7 640	$7.34 \times 10^5$	5 020	120.2	41.8	0.687	87.9	1.220	1.086		
ER-40-29 e <sub>1</sub>	147	93	4.46	2 140	$0.73 \times 10^5$	1 650	41.7	39.6	0.651	29.3	0.813	0.778		Eccentrically Loaded Column Test
ER-40-44 e <sub>1</sub>	213	143	4.47	3 180	$1.65 \times 10^5$	2 510	62.8	40.0	0.658	43.9	1.218	1.066		
ER-40-58 e <sub>1</sub>	277	192	4.48	4 200	$2.91 \times 10^5$	3 300	83.4	40.0	0.658	58.2	1.615	1.414		
ER-40-44 e <sub>2</sub>	214	143	4.45	3 180	$1.65 \times 10^5$	2 510	62.8	40.0	0.658	44.4	1.232	1.078		
ER-65-29 e <sub>1</sub>	147	93	4.42	2 120	$0.72 \times 10^5$	2 690	41.7	64.4	1.059	29.5	0.818	0.781	(e <sub>1</sub> = r/4) (e <sub>2</sub> = r/2)	
ER-65-44 e <sub>1</sub>	214	143	4.50	3 210	$1.67 \times 10^5$	4 080	62.8	64.9	1.067	43.9	1.218	1.066		
ER-65-58 e <sub>1</sub>	277	191	4.48	4 190	$2.89 \times 10^5$	5 370	83.1	64.6	1.062	58.2	1.615	1.414		
ER-65-44 e <sub>2</sub>	214	143	4.50	3 210	$1.67 \times 10^5$	4 080	62.8	64.9	1.067	43.9	1.218	1.066		
ER-65-58 e <sub>2</sub>	277	191	4.48	4 190	$2.89 \times 10^5$	5 370	83.1	64.6	1.062	58.2	1.615	1.414		
ES-40-44 e <sub>1</sub>	214	194	4.47	3 650	$2.40 \times 10^5$	3 230	81.6	39.6	0.651	44.2	1.227	—		
ES-40-58 e <sub>1</sub>	277	257	4.48	4 780	$4.15 \times 10^5$	4 260	107.4	40.0	0.658	58.2	1.615	—		
BR-44	214	144	4.48	3 210	$1.67 \times 10^5$	1 950	63.1	30.9	0.508	44.1	1.224	1.071	Bending Test	
BR-58	277	192	4.40	4 130	$2.89 \times 10^5$	1 910	83.4	22.9	0.376	59.2	1.642	1.437		
RES-29	147	117	4.49	2 370	$0.96 \times 10^5$	535	50.6	10.6	0.174	29.1	0.808	—	Residual Stress Measurement	
RES-44	214	193	4.43	3 610	$2.46 \times 10^5$	817	81.2	10.1	0.166	44.6	1.238	—		
RES-58	277	257	4.48	4 780	$4.15 \times 10^5$	1 070	107.4	10.0	0.164	58.2	1.615	—		

Notes : 1. See Fig. 1 for the symbols B, D, t, L, and b.

2. A=cross sectional area; W=elastic section modulus about the buckling axis; r=radius of gyration about the buckling axis;  $\bar{\lambda}$ =Eq. 10; R=Eq. 3; n=1 for unstiffened section and n=2 for stiffened section;  $k_{eq}$ =equivalent buckling coefficient.

Table 2 Dimensions of Stiffeners.

Specimen	Width, b <sub>s</sub>	Thickness	Area, A <sub>s</sub>	Moment of Inertia, I <sub>s</sub>	$\delta$	r	r <sub>req</sub>	r/r <sub>req</sub>
(1)	in mm	t <sub>s</sub> , in mm	in mm <sup>2</sup>	in mm <sup>4</sup>	(6)	(7)	(8)	(9)
RR-10-58	37.7	8.11	306	150 000	0.263 (0.367)	73.3 (103)	61.7 (82.6)	1.19 (1.25)
RR-10-73	39.3	8.11	319	164 000	0.217 (0.300)	63.4 (87.7)	54.6 (69.1)	1.16 (1.27)
RR-10-88	40.2	8.08	325	175 000	0.183 (0.251)	55.2 (75.9)	48.7 (60.2)	1.13 (1.26)

Note : (1)  $\delta = \frac{A_s}{bt}$  for flange plate.  $\delta = \frac{A_s}{dt}$  for web plate.(2)  $r = \frac{EI_s}{bK}$  for flange plate.  $r = \frac{EI_s}{dK}$  for web plate.(3)  $K = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ ,  $I_s = \frac{t_s b_s^3}{3}$ (4)  $r_{req} = \frac{1}{2} [(8(1+2\delta)-1)^2 - 1]$ 

(5) Values in parentheses are for web plate stiffeners.

さらに極限強度に達するまでの任意の応力状態にも拡大適用されている<sup>4)</sup>。有効幅理論を用いた解析の詳細は次節で述べるが、この方法は弾性計算だけですむため計算は簡単であるが、最高荷重後の挙動は求められない。この方法を用いて冷間加工鋼部材の局部座屈と全体座屈の連成強度解析が、Skaloud<sup>5)</sup>、Wang<sup>6)</sup>、König・Thomasson<sup>7)</sup>らによって行われている。第2の手法は、純圧縮板要素の

平均応力（圧縮力/断面積）-平均ひずみ（圧縮板の縮み/板の長さ）を弾塑性・有限変形解析から求め、それをフランジ板の応力-ひずみ関係とみなして断面のモーメント-軸力-曲率曲線を求め、さらにそれを部材方向に積分することにより局部座屈後の部材の挙動を解析する方法である。この方法は、Little<sup>9)</sup>によって提案された手法で、最高荷重後の挙動も解析でき、現在では最も正確な解析手法と考えられるが、応力勾配のある板要素の座屈後の挙動が不明確であるため、ウェブ板の取扱いに難点が残る。わが国では最近伊藤<sup>9)</sup>が同様な手法で解析を行っているが、平均応力-平均ひずみ関係は適当に仮定され、ウェブを無視して解析している。

(2) 有効幅理論による解析

有効幅理論による局部座屈を考慮した圧縮部材の解析は、局部座屈を考えない通常の弾性有限変位解析と大きく変わるところがない。ただ一つの相違点は各荷重段階における応力状態によって定まる有効断面（構成板要素の有効幅より求める）の変化を考慮するだけである。部材の極限強度（耐荷力）は初期降伏荷重と考える。

この論文で用いた解析方法はマトリックス法による平面骨組構造物の弾性有限変位解析を有効幅理論を用いて修正したものである。定式化はおおむね文献10)に従って行った。有効断面は荷重増分中不変と仮定し、この仮定および剛性方程式の線形化に伴う誤差は、不つり合い力項を剛性方程式に残すことにより防いでいる。軸方向変位は1次、たわみは3次多項式を仮定する1節点3自由度の棒要素を用いて定式化を行った。

次に、有効断面を計算するために必要な板要素の有効幅公式について述べる。純圧縮板要素（フランジ板）については、Fig. 2 (a)のように有効幅  $b_e$  を定義し、 $b_e$  は次式を用いて求める。

$$\frac{b_e}{b} = C \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_1}} \leq 1.0 \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 $b$ =全幅、 $C$ =定数、 $\sigma_1$ =非載荷辺の圧縮応力、 $\sigma_{cr}$ =4辺単純支持無限長板の線形座屈応力（座屈係数  $k=4.0$ ）である。 $C$ は実験あるいは理論解析から定められる定数であるが、板要素の初期たわみ、残留応力などの関数と考えられる。有効幅理論では応力  $\sigma_1$  が降伏応

力  $\sigma_y$  に達したとき板要素は極限状態に達したと考える。このとき、 $b_e/b$  は板要素の極限平均応力（極限強度/断面積） $\sigma_{max}$  を降伏応力  $\sigma_y$  で除した量に等しくなる。すなわち、

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = C \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y}} \equiv \frac{C}{R} \leq 1.0 \dots\dots\dots(2)$$

ここに、

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \dots\dots\dots(3)$$

であり、 $R$  は等価幅厚比とよばれる量である。式(3)において、 $E$ =弾性係数、 $\nu$ =ポアソン比である。式(2)は前報で短柱の強度の推定式として用いたものと同じであり、定数  $C$  は短柱の極限強度から最小2乗法により算定することが可能で、その結果、式(1)の有効幅は応力  $\sigma_1$  が与えられれば計算することができる。

作用応力が幅方向に変化する場合の有効幅は文献11)で示したように Fig. 2 (b), (c) のように考える。ここで、 $b_{e1}$ ,  $b_{e2}$ ,  $b_{e3}$  は有効幅で、次式から求められる。

$\sigma_1, \sigma_2 > 0$  のとき、

$$\frac{b_{e1}}{b} = \frac{C}{2} \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_1}} \dots\dots\dots(4)$$

$$\frac{b_{e2}}{b} = \left\{ 1 + 0.44 \left( 1 - \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right) \right\} \frac{b_{e1}}{b} \dots\dots\dots(5)$$

$$b_{e1} + b_{e2} \leq b \dots\dots\dots(6)$$

$\sigma_1 > 0, \sigma_2 < 0$  のとき、

$$\frac{b_{e1}}{b} = \text{式(4)} \dots\dots\dots(7)$$

$$\frac{b_{e2}}{b} = 1.44 \frac{b_{e1}}{b} \dots\dots\dots(8)$$

$$b_{e1} + b_{e2} \leq b - b_{e3} \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 $\sigma_1, \sigma_2$ =非載荷辺の最大、最小圧縮応力である。文献11)では式(4)として Winter の有効幅公式<sup>11)</sup>を用いたが、 $\sigma_1 = \sigma_2$  のとき式(1)に一致すべき（ただし、 $b_{e1} = b_{e2} = b_e/2$ ）であるのでこの式を用いることにした。

後述の数値計算はすべて部材長の半分を6等分割し、荷重増分として局部座屈発生前は予想最高荷重の1/10、それ以後は1/40で行った。中心軸圧縮柱の解析においては、初期たわみを1次の正弦曲線で仮定し、その最大値は各部材の測定値の最大値（後述の Table 5 の値）を用いた。偏心圧縮柱では、初期たわみの影響は小さいと考えられるため無視して計算を行った。また、要素の剛性行列の積分を計算するためにガウスの積分公式（積分点=4）を使用した。

4. 実験および解析結果と考察

(1) 素材試験、残留応力および初期たわみ

引張試験から得られた素材の応力-ひずみ関係は、ひ

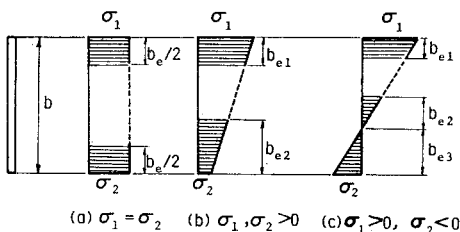


Fig. 2 Effective Widths of Plate.

**Table 3** Tension Coupon Test Results.

(1)	Nominal Thickness in mm (2)	Young's Modulus $E$ , in $N/mm^2$ (3)	Yield Stress, $\sigma_y$ , in $N/mm^2$ (4)	Elongation in percent (5)	Poisson's Ratio, $\nu$ (6)	Remarks (7)
Plate	4.5	$2.13 \times 10^5$	568	15.8	0.225	Average of nine coupons
Stiffener	8.0	$2.00 \times 10^5$	478	23.5	—	Average of four coupons

Note :  $1 \text{ kgf/mm}^2 = 9.8 \text{ N/mm}^2$

ずみが1%以内ではひずみ硬化が現われず、ほぼ普通鋼と同様の応力-ひずみ関係が得られた。測定された材料定数の値の平均値を **Table 3** に示す。これらの値を用いて計算した供試体の等価細長比  $\bar{\lambda}$ 、フランジ板の等価幅厚比  $R$  を **Table 1** に示す。ここに、

$$\bar{\lambda} = \frac{L}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \dots \dots \dots (10)$$

であり、 $R$  は式 (3) に定義されている。ただし、補剛材つき断面に対しては、板要素と補剛材で降伏応力が違うため、それぞれの断面積で重みをつけた平均降伏応力を  $\sigma_y$  とした。長方形箱形断面に対しては2種類の  $R$  の値が記載されている。1つは座屈係数  $k=4n^2$  (ここに、無補剛断面に対しては  $n=1$ 、補剛断面に対しては  $n=2$ ) に対する  $R$  であり、他は  $k=k_{eq}$  に対する  $R$  である。 $k_{eq}$  は前論文で等価座屈係数と称した量で、長方形箱形断面の強度をフランジ幅が同一の正方形箱形断面の強度に換算するために導入された量である。すなわち、 $k_{eq}$  を等価幅厚比の  $k$  に代入することにより、長方形箱形断面の極限強度は正方形箱形断面の極限強度と同様、式 (2) の形で表わされる。無補剛断面に対する  $k_{eq}$  は前論文の式 (A・7)、(A・8) で示されており、補剛断面に対する  $k_{eq}$  を付録に示す。

残留応力は無補剛正方形断面で幅厚比  $b/t$  が 29, 44, 58 の3体について行った。測定した圧縮残留応力  $\sigma_{rc}$  の各供試体における平均値を **Table 4** に示す。用いた鋼材が SM 58 であるので、降伏応力で無次元化した残留応力  $\sigma_{rc}$  を比較すると、前報の実験より大きな残留応力が測定されている。

部材軸線の座屈軸に直角方向の初期たわみの形状は半波のものがほとんどで、1波のものは4体 (ER-40-58  $e_1$ , ER-40-29  $e_2$ , ES-40-44  $e_1$ , RR-40-58  $e_1$ ) のみであった。最大初期たわみ  $\delta_i$  の値を各供試体について **Table 5** に示す。今回の測定値の平均値は前報の測定値に比較してさらに小さく、 $L/5770$  であった。補剛材つき短柱フランジ板の面外初期たわみ形状はすべて幅方向に半波であり、長さ方向には RR-10-58 供試体が2波、その他の2体は半波であった。測定された最大初期たわみを **Table 6** に示す。最大初期たわみはすべて縦

**Table 4** Measured Compressive Residual Stress (Average Value in Each Specimen).

Specimen (1)	$b/t$ (2)	$\sigma_{rc}/\sigma_y$ (3)
RES-29	29	0.32
RES-44	44	0.22
RES-58	58	0.15

**Table 5** Maximum Values of Measured Initial Column Deflections.

Specimen (1)	$\delta_i/L$ (2)	Specimen (1)	$\delta_i/L$ (2)
R-40-29	$3.02 \times 10^{-4}$	ER-40-44 $e_1$	$1.35 \times 10^{-4}$
R-40-44	$2.06 \times 10^{-4}$	ER-40-58 $e_1$	$1.42 \times 10^{-4}$
R-40-58	$1.46 \times 10^{-4}$	ER-40-44 $e_2$	$2.20 \times 10^{-4}$
R-65-29	$2.42 \times 10^{-4}$	ER-65-29 $e_1$	$5.06 \times 10^{-4}$
R-65-44	$2.48 \times 10^{-4}$	ER-65-44 $e_1$	$0.69 \times 10^{-4}$
R-65-58	$1.18 \times 10^{-4}$	ER-65-58 $e_1$	$1.81 \times 10^{-4}$
RR-40-58	$2.16 \times 10^{-4}$	ER-65-44 $e_2$	$0.55 \times 10^{-4}$
RR-40-73	$1.97 \times 10^{-4}$	ER-65-58 $e_2$	$0.86 \times 10^{-4}$
RR-40-88	$0.50 \times 10^{-4}$	ES-40-44 $e_1$	$0.06 \times 10^{-4}$
ER-40-29 $e_1$	$2.50 \times 10^{-4}$	ES-40-58 $e_1$	$0.94 \times 10^{-4}$
Average		$1.73 \times 10^{-4} = \frac{1}{5770}$	

**Table 6** Maximum Values of Measured Initial Plate Deflection.

Specimen (1)	Width of Plate, $b$ , in mm (2)	Maximum Deflection, $w_{max}$ , in mm (3)	$w_{max}/b$ (4)
RR-10-58	262	+0.90	0.0034
RR-10-73	330	+0.75	0.0023
RR-10-88	396	-0.95	0.0024

Note : Positive  $w_{max}$  is the deflection toward the inside of the specimen.

方向補剛材位置に生じ、正の値は補剛材位置方向 (断面の内側)、負の値はそれと反対方向のたわみを表わす。

(2) 短 柱

短柱実験から得られた最高荷重 (極限強度)  $P_{max}$ ,  $\sigma_{max} = P_{max}/A$ ,  $\sigma_{max}/\sigma_y$  を **Table 7** に示し、 $\sigma_{max}/\sigma_y$  を等価幅厚比  $R$  (ただし、正方形断面に対しては  $k=4n^2$ , 長方形断面に対しては  $k=k_{eq}$ ) に対してプロットしたものを **Fig. 3** に示す。補剛断面に対する  $\sigma_y$  は前述のように求められた重みつき平均降伏応力である。

無補剛短柱の強度式を式 (2) で仮定し、最小2乗法により定数  $C$  を決定して

$$C = 0.737 \dots \dots \dots (11)$$

を得た。この値は HT 80 材に対して求められた値<sup>1)</sup> 0.75 よりいくぶん小さく、既存の全データ<sup>12)</sup> (SS 41~HT 80 材) から求められた値 0.70 より多少大きくなっている。式 (2), (11) より得られた曲線は **Fig. 3** (a) にプロットしてある。

補剛短柱の実験結果は **Fig. 3** (b) に示してあるが、

Table 7 Comparison of Experimental and Computed Maximum Strength.

Specimen (1)	Experimental			Approximate				Computed	
	Maximum Load, $P_{max}$ , in kN (2)	Maximum Average Stress, $\sigma_{max}$ , in $N/mm^2$ (3)	$\left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y}\right)_{exp}$ (4)	$\left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y}\right)_{appr}$		$\frac{(\sigma_{max}/\sigma_y)_{exp}}{(\sigma_{max}/\sigma_y)_{appr}}$		$\left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y}\right)_{comp}$ (9)	$\frac{(\sigma_{max}/\sigma_y)_{exp}}{(\sigma_{max}/\sigma_y)_{comp}}$ (10)
				SSRC 1 (5)	SSRC 2 (6)	SSRC 1 (7)	SSRC 2 (8)		
S-10-29	1 280	522	0.919	0.912	0.912	1.008	1.008	0.912	1.008
S-10-44	1 190	330	0.581	0.597	0.597	0.973	0.973	0.597	0.973
S-10-58	1 310	273	0.481	0.459	0.459	1.048	1.048	0.459	1.048
R-10-29	1 130	526	0.926	0.949	0.949	0.976	0.976	0.949	0.976
R-10-44	1 260	392	0.691	0.689	0.689	1.003	1.003	0.689	1.003
R-10-58	1 310	310	0.546	0.523	0.523	1.044	1.044	0.523	1.004
RR-10-58	2 630	505	0.889	—	—	—	—	—	—
RR-10-73	2 920	462	0.814	—	—	—	—	—	—
RR-10-88	2 980	400	0.705	—	—	—	—	—	—
R-40-29	970	453	0.798	0.877	0.781	0.910	1.022	0.920	0.867
R-40-44	1 160	366	0.644	0.649	0.592	0.993	1.088	0.687	0.937
R-40-58	1 180	283	0.498	0.499	0.465	0.998	1.071	0.528	0.943
R-65-29	753	352	0.619	0.688	0.563	0.899	1.099	0.790	0.783
R-65-44	939	296	0.521	0.563	0.467	0.925	1.116	0.523	0.996
R-65-58	1 040	250	0.441	0.459	0.393	0.961	1.122	0.433	1.018
RR-40-58	2 400	459	0.809	0.816	0.720	0.991	1.124	—	—
RR-40-73	2 630	416	0.733	0.756	0.675	0.970	1.086	—	—
RR-40-88	2 740	369	0.650	0.663	0.600	0.980	1.083	—	—
ER-40-29 e <sub>1</sub>	742	346	0.610	0.636	0.588	0.959	1.037	0.678	0.900
ER-40-44 e <sub>1</sub>	906	285	0.501	0.489	0.458	1.025	1.094	0.496	1.010
ER-40-58 e <sub>1</sub>	932	222	0.391	0.389	0.369	0.990	1.040	0.377	1.037
ER-40-44 e <sub>2</sub>	743	233	0.411	0.395	0.376	1.041	1.093	0.402	1.022
ER-65-29 e <sub>1</sub>	524	247	0.435	0.468	0.419	0.929	1.038	0.517	0.850
ER-65-44 e <sub>1</sub>	740	231	0.406	0.400	0.356	1.015	1.140	0.393	1.033
ER-65-58 e <sub>1</sub>	743	177	0.312	0.340	0.306	0.917	1.020	0.313	0.997
ER-65-44 e <sub>2</sub>	593	185	0.325	0.328	0.298	0.991	1.091	0.326	0.997
ER-65-58 e <sub>2</sub>	639	152	0.268	0.281	0.258	0.954	1.039	0.269	0.996
ES-40-44 e <sub>1</sub>	914	250	0.441	0.442	0.417	0.998	1.058	0.446	0.989
ES-40-58 e <sub>1</sub>	986	206	0.363	0.351	0.334	1.034	1.087	0.339	1.071

Note : 1 kgf = 9.8 N ; 1 kgf/mm<sup>2</sup> = 9.8 N/mm<sup>2</sup>.

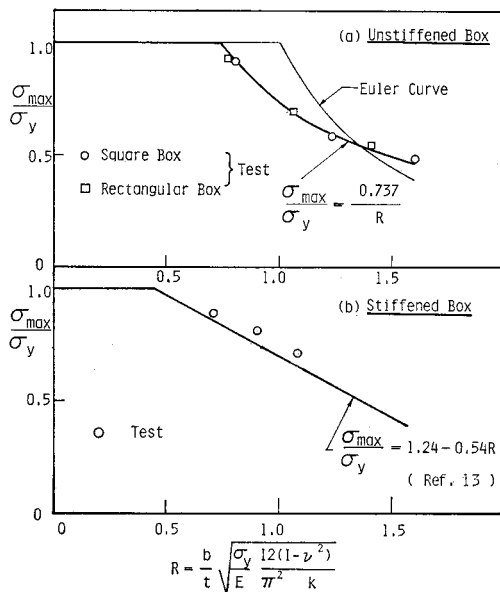


Fig. 3 Maximum Strength of Stub-Columns.

同図中の直線式

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = 1.24 - 0.54 R \dots\dots\dots (12)$$

は補剛材剛比が現行道路橋示方書<sup>2)</sup>の縦方向補剛材必要剛比の 0.6~2.0 倍にある補剛材つき板の実験結果を最小 2 乗近似することにより求められた式<sup>13)</sup>である。本実験強度は式 (12) より多少高めにあるものの、幅厚比の増大による強度の低下率は推定式とほぼ同じ傾向にある。

### (3) 長 柱

#### a) 荷重-変形特性

実験より得られた偏心圧縮柱の平均応力  $\sigma_a$ -柱中央のたわみ  $\delta$  関係を Fig. 4 に示す。平均応力  $\sigma_a$  は荷重を断面積で除したものであり、横軸は柱の長さ  $L$  で無次元化してある。同図中の太実線は前述の有効幅理論により求めたものである。実験より得られた平均応力-たわみ曲線で×印を付けた点は、その次の荷重段階で変形が急激に進行し、最圧縮フランジに局部的なふくらみまたはへこみを生じ供試体が破壊した荷重である。局部座

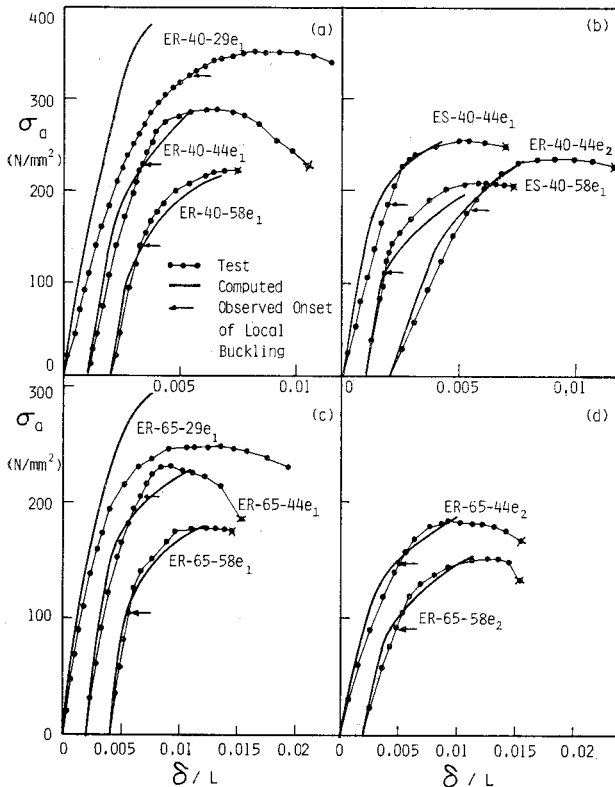


Fig. 4 Average Stress versus Midheight Deflection Curves of Eccentrically Loaded Columns.

座屈発生荷重は、柱中央の最圧縮フランジ表面で測定した縦方向ひずみ（フランジ幅方向に5点）が一樣でなくなる荷重から概略検出できる。局部座屈発生点と判断される荷重を Fig. 4 に水平矢印で示す。

局部座屈の発生が最高荷重に至るまでの変形特性に与える影響の面から考察すれば、本実験で得られた荷重-変形特性は前論文の結果と大きく変わるところがない。すなわち、幅厚比の大きい部材 ( $b/t=44, 58$ ) では、局部座屈が発生しても部材は直に崩壊するわけではなく、かなりの余剰耐力を有し、この耐力は幅厚比の大きい部材ほど大きい。幅厚比の最も大きい部材 ( $b/t=58$ ) では局部座屈は最高荷重の 55~60% 程度の低い荷重で発生しているが、荷重-変形挙動は、局部座屈前のそれと大きく異なることはない。最高荷重後の部材の変形特性を考察すると、幅厚比の最も大きい部材 3 体 (ER-40-58  $e_1$ , ES-40-58  $e_1$ , ER-65-58  $e_1$ ) は最高荷重後変形があまり進まないうちに破壊に至っている。これらの部材の破壊は急激であり、×印の次の荷重は荷重の急激な低下のため捕らえることができず、実験を打ち切ったものである。この種の破壊は、いわゆる“ぜい性的”なものといってよく、実際の構造物にはこのような部材の使用は避けるべきであろう。幅厚比がこれより小さい ( $b/t \leq$

44) 部材はこのような挙動を示さないことから、幅厚比を  $b/t \leq 44 (R \leq 1.2)$  程度に制限することは賢明であろうと思われる。

有効幅理論に基づく解析は、前述のように、初期降伏荷重（部材中央断面圧縮フランジが降伏応力に達したときの荷重）を部材の極限状態とみなし、その荷重で計算を打ち切っている。理論曲線は幅厚比が最も小さい部材 2 体 (ER-40-29  $e_1$ , ER-65-29  $e_1$ ) を除いて実験値と良好な一致をみている。特に耐力力に関しては非常に精度が良い。計算より求めた荷重-変形曲線の勾配が急変する点は局部座屈発生荷重を示すが、この荷重も概略実験値と一致しているようである。フランジ幅厚比 29 の部材のみ計算値と実験値が大きく異なるがこれは次の理由による。すなわち、有効幅理論では、残留応力による部材の早期の塑性化に基づく剛性低下が考慮できず、局部座屈が非弾性域で起こる幅厚比が比較的小さい部材の剛性を高めに見積るためである。したがって、幅厚比が任意の大きさの溶接集成断面部材の挙動を正しく求めるためには、局部座屈と残留応力による早期の塑性化の複合非線形問題を解析する手法の開発が必要である。

なお、ここでは紙面の都合で省略するが、中心軸圧縮柱の挙動および理論解との比較についても上記とほぼ同様のことがいえることを付言しておく。

**b) 耐力**

実験供試体の最高荷重  $P_{max}$ ,  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{max}/\sigma_y$  を前論文で提案した近似解 (Approximate) および有効幅理論より求めた計算値 (Computed) と比較して Table 7 に示す。補剛断面柱については短柱の場合と同様重みつき平均降伏応力  $\sigma_y$  を用いた。近似解は AISC<sup>9)</sup> の考えに基づくもので、短柱の強度をもとに長柱の強度を推定しようとする方法である。無補剛断面柱の場合には、式 (2) で  $C=0.737$  とおいた式

$$Q \equiv \frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \frac{0.737}{R} \dots \dots \dots (13)$$

を短柱の強度とみなし、局部座屈を考えないで求めた柱またははり-柱の強度式の降伏応力  $\sigma_y$  を  $Q\sigma_y$  に置き換えた式をもって局部座屈を生じた部材強度を推定する方法である。補剛断面長柱の場合は短柱強度として式 (12) を用いることも可能であるが、ここでは断面寸法が同じ短柱 (たとえば、RR-40-58 に対して RR-10-58) の強度をもとに無補剛長柱と同じ方法で長柱の強度を推定した。局部座屈を考えない中心軸圧縮柱の強度式として使用鋼材が SM 58 であるため、SSRC No. 1 曲線および No. 2 曲線を考えた。前者は HT 80 材、後者は SS 41

材の箱形断面柱の強度推定式として提案されたものである。偏心圧縮柱の強度式として次の相関式

$$\frac{P}{P_u} + \frac{Pe}{M_u(1-P/P_E)} = 1.0 \dots\dots(14)$$

を用いた。ここに、 $P_u$ =局部座屈を考えた中心軸圧縮柱の強度 (SSRC No. 1 または No. 2 曲線に基づく)、 $P_E$ =オイラー座屈荷重、 $e$ =偏心量、 $M_u$ =次式より求められるフランジの局部座屈を考えた極限曲げモーメント (前論文の式 (A・17)):

$$\frac{M_u}{M_y} = \frac{(2+3/\alpha)(C/R)+2+\alpha}{4+\alpha+3/\alpha} \leq 1.0 \dots\dots(15)$$

上式において、 $M_y = W\sigma_y$ 、 $\alpha = d/b$ 、 $C=0.737$ 、 $R=$ 式 (3) で  $k=4.0$  とおいた式である。

実験より求められた強度と有効幅理論に基づく計算値は幅厚比の小さい部材 ( $b/t=29$ ) を除いてかなりよい一致をみている。特に偏心圧縮柱の方が中心軸圧縮柱より精度がよい。これは、初期たわみの測定に含まれる誤差が中心軸圧縮柱では大きな影響を及ぼす反面、偏心圧縮柱では実験的に確実に制御できる偏心量によって強度が定まってしまう、初期たわみの大きさは強度にあまり影響を及ぼさないためである。

中心軸圧縮柱の強度を SSRC No. 1 および No. 2 曲線、道路橋示方書の基本耐荷力曲線<sup>2)</sup>、および有効幅理論による計算値と比較して Fig. 5 に示す。実験供試体の強度をプロットするに際し、降伏応力  $\sigma_y$  はすべて  $Q\sigma_y$  に変換してある。近似解法は、このように整理した強度は局部座屈を考慮しないで求めた中心軸圧縮柱の強度曲線と一致することを主張するものである。有効幅理論による計算値は  $b=d=200$  mm、 $t=4.5$  mm、 $\sigma_y=568$  N/mm<sup>2</sup>=58.0 kgf/mm<sup>2</sup> ( $R \cong 1.23$ ) の正方形箱形断面で、柱中央の初期たわみ  $\delta_i=L/1000$ 、式 (1)、(4) の係数  $C=0.7$  を仮定して求めたものである。図よりわかるように、実験値は SSRC No. 1 曲線と No. 2 曲線の中間にあり SM 58 材としての性質をよく表わしている。

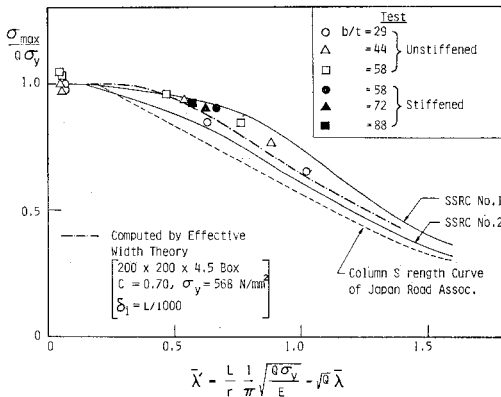


Fig. 5 Comparison of Experimental and Predicted Maximum Column Strengths.

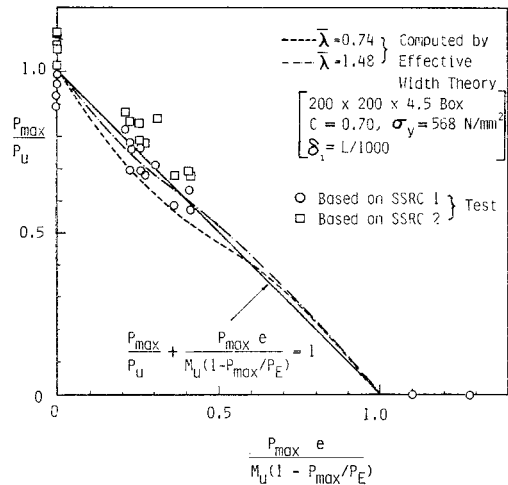


Fig. 6 Comparison of Experimental and Predicted Strengths of Eccentrically Loaded Columns.

補剛断面柱の強度も無補剛断面柱と同様な方法で処理してもよいことがわかる。道路橋示方書の耐荷力曲線は全般的に安全側にある。理論曲線は初期たわみに関しては許容最大値<sup>2)</sup>、有効幅公式の係数  $C$  は平均値<sup>12)</sup> を用いて計算したものであるが、概略、SSRC No. 2 曲線を上方に平行移動した位置にあり、実験値のほぼ下界曲線となっている。

偏心圧縮柱の強度を相関式 (14) と比較して Fig. 6 に示す。同図の ○ 印および □ 印はそれぞれ SSRC No. 1 および No. 2 曲線に基づく局部座屈を考慮した中心軸圧縮柱強度  $P_u$  で無次元化した実験値を示す。また、細長比  $\bar{\lambda}=0.74, 1.48$  に対して有効幅理論によって計算した偏心圧縮柱の相関曲線も同図に示してある。断面寸法、初期たわみ量、係数  $C$  の値は Fig. 5 の中心軸圧縮柱と同じである。図より、式 (14) の相関曲線は SSRC No. 1 と No. 2 曲線で無次元化した実験のほぼ中間に位置することがわかる。すなわち、 $P_u$  の算定式として SSRC No. 2 曲線を用いれば、式 (14) の相関式は実験値に対し安全側の強度を与えることになる。また、当然のことながら、道路橋示方書の基準耐荷力式を  $P_u$  の算定のために用いれば、相関式はさらに安全側になる。有効幅理論による解は、いずれの細長比の場合も式 (14) の相関曲線に非常に近い曲線となり、この相関式が幅厚比の大きい偏心圧縮部材の強度に対しても精度のよい式であることがわかる。

#### (4) 曲げ試験

曲げ試験より得られたスパン中央部の荷重-たわみ関係を有効幅理論による計算値とともに Fig. 7 に示す。荷重は公式  $\sigma=M/W$  (ここに、 $M$  はスパン中央の曲げモーメント) により応力に換算してあり、横軸はスパン



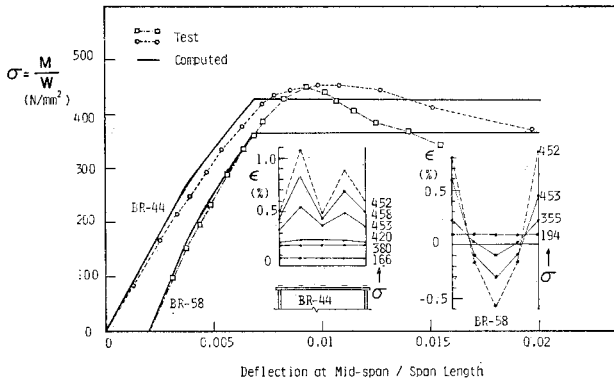


Fig. 7 Load versus Deflection Curves of Beams.

長で無次元化してある。計算値の上限は式(15)の  $M_u$  に対応する応力にはほぼ等しい。同図中にはスパン中央断面圧縮フランジ上で測定した縦方向ひずみ ( $\epsilon$ ) の変化も描いてある。図よりわかるように、実験供試体の耐荷力は計算値より 10~20% 程度高い。これは、計算ではフランジ板の非載荷辺 (すなわちフランジ-ウェブ接合辺) のひずみが降伏ひずみ ( $\epsilon_y=0.267\%$ ) に達したときにはは極限状態に達すると仮定しているが、Fig. 7 のひずみ分布からわかるように、実験供試体はフランジ-ウェブ接合辺のひずみが  $\epsilon_y$  のほぼ 2 倍になった状態で最高荷重に達しているからである。純圧縮箱形断面のように、各構成板要素の極限強度に大きな差がないときには有効幅理論における極限状態の仮定は比較的妥当であるが、この例のように各構成板要素の強度に大きく差がある断面構成、荷重状態の場合には、有効幅理論による極限強度はかなり安全側の値を与えるようである。

### 5. 設計公式の提案

前論文の実験結果、この論文の実験および理論解析結果を踏まえ、幅厚比の大きい箱形断面中心軸圧縮柱および軸方向圧縮力と 1 軸曲げを受けるはり-柱の設計式の提案を行う。補剛材つき断面柱については、実験結果が少ないこともあり、今回の提案から除外し、断面はフランジ厚  $t$ 、ウェブ厚  $w$  の正方形または長方形無補剛箱形断面に限定する。

④ 次式より降伏応力の低減係数  $Q$  を求める。

$$Q=0.7/R \text{ (ただし, } 1.0 \text{ を越えない)} \dots (16)$$

ここに、 $R$  は

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 \cdot 4}} \dots (17 \cdot a)$$

または

$$R_w = \frac{d}{w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 \cdot 4}} \dots (17 \cdot b)$$

の大きい方の値で、 $R$  の許容最大値は 1.2 とする。式

(17) の  $b/t$ ,  $d/w$  はそれぞれフランジ板、ウェブ板の幅厚比である。

⑤ 中心軸圧縮柱の強度  $P_{max}$  は次式より求める。

$$\left. \begin{aligned} \frac{P_{max}}{QA\sigma_y} &= 1.0 & (\bar{\lambda}' \leq 0.2) \\ &= 1.109 - 0.545 \bar{\lambda}' & (0.2 \leq \bar{\lambda}' \leq 1.0) \\ &= \frac{1}{0.703 + \bar{\lambda}'^2} & (1.0 \leq \bar{\lambda}') \end{aligned} \right\} \dots (18)$$

ここに、

$$\bar{\lambda}' = \sqrt{Q} \bar{\lambda} = \frac{L}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{Q\sigma_y}{E}} \dots (19)$$

であり、 $L/r$  は細長比である。

⑥ 両端に軸方向圧縮力  $P$  と 1 軸曲げモーメント  $M$  を受けるはり-柱は次式を満足するように設計する。

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M}{M_u(1-P/P_E)} \leq 1.0 \dots (20)$$

ここに、 $P_u$  は式 (18) の  $P_{max}$ ,  $P_E$  はオイラー座屈荷重、

$$M_u = \frac{(2+3/\alpha)(0.7/R_f) + 2 + \alpha}{4 + \alpha + 3/\alpha} \leq 1.0 \dots (21)$$

$$\alpha = dw/bt \dots (22)$$

である。なお、両端の作用曲げモーメントが不等の場合には道路橋示方書<sup>2)</sup>に従い換算曲げモーメント  $M_{eq}$  を求め、 $M$  に代入するものとする。

式 (16) は式 (13) より安全側の値になるように係数が 0.737 から 0.7 にしてあり、式 (17) の  $R_f$  または  $R_w$  の式中の座屈係数は 4.0 にしてあり、これも安全側になっている。式 (16) の  $R$  はフランジとウェブ厚が異なる場合に幅厚比の大きい方の板要素の強度で断面の強度が定まると考えて  $R_f$  と  $R_w$  の大きい方の値を採用する。また、式 (22) の  $\alpha$  も、フランジとウェブ厚が異なる場合に対処できるように前出の式を修正したものである。なお、式 (18) は  $Q=1.0$  のとき道路橋示方書の中心軸圧縮柱の基本耐荷力式に一致する。

### 6. 結 言

SM 58 材よりなる溶接箱形断面圧縮部材の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験結果および有効幅理論に基づく解析結果について述べ、これらから得られた知見をもとに、幅厚比が比較的大きい圧縮部材の設計公式の提案を行った。この研究によって得られた結論のおもなものを挙げると次のようである。

- (1) 無補剛箱形断面短柱の強度は式 (2) の形で精度よく推定でき、SM 58 材よりなる今回の実験に対しては  $C=0.737$  が最適値である。
- (2) 補剛箱形断面短柱の強度は文献 13) で提案した

強度式 (式 (12)) より多少高めの値を与える。

(3) HT 80 鋼材よりなる前論文<sup>1)</sup>の長柱と同様、今回の実験における幅厚比の大きい長柱は、局部座屈後もかなりの余剰耐荷力を保持している。

(4) ただし、幅厚比が非常に大きい長柱 (式 (3)) の等価幅厚比  $R \cong 1.62$  では最高荷重後の変形能が小さいため、構成要素の幅厚比は  $R \leq 1.2$  程度に収まるようにするのがよいであろう。

(5) 幅厚比が比較的大きく、弾性領域内で局部座屈を起こすような圧縮部材の挙動は有効幅理論により精度よく解析できる。しかし、幅厚比が限界幅厚比 ( $R \cong 0.7$ ) に近く、非弾性域で局部座屈を起こすような圧縮部材に対しては、剛性、強度ともかなり高めの推定値を与える。

(6) 短柱の強度  $Q (\cong \sigma_{\max}/\sigma_y)$  から求める仮定の降伏応力  $Q\sigma_y$  を中心軸圧縮柱の強度式の降伏応力に置き換えて推定した中心軸圧縮柱の強度は、実験値に比べて妥当な値となる。また、中心軸圧縮柱の強度式として現行道路橋示方書の基本耐荷力式 (文献 2) の解 2.2.1 式) を用いて上と同様の操作を行えば、全般的に安全側の推定値を得る。

(7) 1 軸方向 (強軸上) の偏心圧縮力を受ける柱の連成強度として式 (14) の相関式を用いれば妥当な推定値が得られる。また、この式に含まれる中心軸圧縮柱の強度  $P_u$  として現行道路橋示方書の基本耐荷力式を用いれば安全側の推定値を与える。

(8) 以上の知見および前論文<sup>1)</sup>の結論をもとに、設計公式の提案を 5. で行った。

謝 辞：本研究の実験に用いた鋼材はすべて川崎製鉄(株)から無償提供をいただき、試験体は瀧上工業(株)により入念に製作された。実験は補剛断面短柱 3 体は日本鉄塔工業(株)中央研究所の 400 t 試験機、それ以外の柱は愛知工業大学の 300 t 長柱試験機を用いて行われた。実験実施にあたり、愛知工業大学 青木徹彦助教授からは種々有益な助言をいただき、当時名古屋大学在学中の古田俊宏、羽賀均の両氏にはご協力を得た。数値計算はすべて名古屋大学大型計算機センターの FACOM M-200 を使用した。

付録 補剛断面の等価座屈係数  $k_{eq}$

フランジ幅  $b$ 、ウェブ幅  $d$ 、フランジ板厚  $t$ 、ウェブ板厚  $w$ 、フランジ補剛材数  $N_f$ 、ウェブ補剛材数  $N_w$  の補剛箱形断面を考える。ただし補剛材は等間隔に配置されているものとし、補剛材断面は各板要素で同一とする。

4 辺単純支持補剛板の強度を、式 (12) を一般化した  $\sigma_{\max}/\sigma_y = c_1 + c_2 R \leq 1.0 \dots \dots \dots (A \cdot 1)$

で与える。ここに、 $c_1, c_2$  は実験より定められる定数である。上式を用い、文献 1) で示したと同様の操作を行えば  $k_{eq}$  は次式のようにになる。ただし、極限状態でフランジ、ウェブとも後座屈領域にあるものとする。

$$k_{eq} = \left\{ 2(N_f + 1) \frac{1 + \alpha\beta d}{1 + \alpha^2 \cdot d \cdot (N_f + 1) / (N_w - 1)} \right\}^2 \dots \dots \dots (A \cdot 2)$$

ここに、 $\alpha = d/b$ 、 $\beta = w/t$ 、 $d = (1 + N_w \delta_w) / (1 + N_f \delta_f)$ 、 $\delta_f = A_{sf}/bt$ 、 $\delta_w = A_{sw}/dw$ 、 $A_{sf}$  = フランジ補剛材断面積、 $A_{sw}$  = ウェブ補剛材断面積である。

参 考 文 献

- 1) 宇佐美勉・福本啓士・青木徹彦：溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する 実験的研究，土木学会論文報告集，第 308 号，1981 年 4 月，pp. 47~58.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980 年 2 月。
- 3) 長谷川彰夫・宇佐美勉：鋼構造部材における有効幅理論と設計への適用，土木学会論文報告集，第 315 号，pp. 157~160，1981 年 11 月。
- 4) Yu, W.W.: Cold Formed Steel Structures, McGraw-Hill, 1973.
- 5) Skaloud, M. and Naprstek, J.: Limit State of Compressed Thin-Walled Steel Columns with regard to the Interaction between Column and Plate Buckling, Second International Colloquium on Stability of Steel Structures, Liege, pp. 405~414, April, 1977.
- 6) Wang, S.T.: Nonlinear Analysis of Locally Buckled Thin-Walled Structures, Proc. Int. Conf. on Computational Methods in Nonlinear Mechanics, Austin, Texas, pp. 809~818, 1974.
- 7) König, J. and P.-O. Thomasson: Thin-Walled C-Shaped Panels Subject to Axial Compression or to Pure Bending, in Thin Walled Structures, Edited by J. Rhodes and A.C. Walker, Granada, London, pp. 735~751, 1980.
- 8) Little, G.H.: The Strength of Square Steel Box Columns—Design Curves and their Theoretical Basis, The Structural Engineer, Vol. 57 A, No. 2, pp. 49~61, Feb. 1979.
- 9) 伊藤文人：局部座屈と全体座屈の連成問題，橋梁と基礎，pp. 16~18，1981 年 2 月。
- 10) 三本木茂夫：梁および板の非線形解析，マトリックス構造解析法 研究発表 論文集，日本鋼構造協会，pp. 186~193，1971 年 6 月。
- 11) Usami, T.: Post-Buckling of Plates in Compression and Bending, Journal of Structural Division, Proc. ASCE, Vol. 108, No. ST 3, March 1982.
- 12) 宇佐美勉：板要素の抵抗強度の評価と信頼性，土木学会第 35 回年次学術講演会講演概要集，第 1 部，pp. 669~670，1980 年 9 月。
- 13) Watanabe, E., T. Usami and A. Hasegawa: Strength and Design of Steel Stiffened Plates—A Literature Review of Japanese Contributions, Proc. US—Japan Seminar on Inelastic Instability of Steel Structures and Structural Elements, Tokyo, May, 1981.
- 14) AISC: Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, 8th ed., 1980.
- 15) Johnston, B.G. (ed.): Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd ed., John-Wiley & Sons, 1976.