

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TESTS ON THE INTERACTION STRENGTH BETWEEN LOCAL
AND OVERALL BUCKLING OF WELDED BOX COLUMNS

宇佐美 勉*・福本 嘯士**・青木 徹彦***

By Tsutomu USAMI, Yuhshi FUKUMOTO and Tetsuhiko AOKI

1. 緒 言

従来、わが国に限らず諸外国の各種鋼構造設計示方書においては、圧縮部材(柱、はり-柱)の全体座屈に対する基本強度は、その構成板要素が局部座屈を起こさないという前提のもとで導かれていた。すなわち、構成板要素は全断面降伏荷重まで局部座屈が生じないという条件から導かれた幅厚比の制限を受けていた。ところが、1980年2月改訂のわが国の道路橋示方書¹⁾では、この規定は改められ、局部座屈の発生を許した形の圧縮部材の許容応力度式が採用されている。中心軸圧縮部材の許容応力度式は、旧版(1973年)における板要素の幅厚比の緩和規定の考え方と基本的に同一であるが、局部座屈の発生を柱の設計に許すことを前面に打ち出した点、大きな改訂といわねばならない。

一方、AISC 設計示方書²⁾でも、局部座屈を許した圧縮部材の設計規定が1969年版から設けられている。ただし、この規定は Appendix の1つとして設けられているために、局部座屈を許さない従来の設計方法が主体になっているものと思われる。AISCの規定は、Winterらを中心とする Cornell 大学の研究グループが、冷間加工部材に対して開発した方法³⁾をそのままの形で取り入れたものである。また、1978年制定の西ドイツ鋼構造協会(DAST)の指針⁴⁾でも、中心軸圧縮柱の設計に対し、局部座屈と全体座屈の連成強度の算定方法が規定されている。

このように、国の内外とも、圧縮部材の設計に局部座屈の発生を許した強度式を採用する方向にあるが、その基礎となる圧縮部材の局部座屈と全体座屈の連成強度に

関する実験データは、冷間加工部材によるもの^{5)~8)}を除けば、驚くほど少ない。Klöppel ら⁹⁾は35体の溶接箱形断面部材による中心軸および偏心圧縮試験を行っているが、そのほとんどは短柱の実験であり、長柱の実験は7体を数えるのみである。また、Ingvarsson¹⁰⁾は8体の溶接箱形断面柱の実験を行っているが、長柱は3体のみである。これらが著者らの目に触れた報告であるが、きわめて不十分であり、実験データの集積が強く望まれるところである。

圧縮部材の設計に局部座屈の発生を許し、幅厚比の大きい板要素の使用を許すという考えの背景には、作用圧縮応力の小さい板要素の経済的設計という点¹⁾があろうが、さらに進んで、高張力鋼材の有効利用という点も考えられよう。すなわち、従来の設計では、高張力鋼材の幅厚比は相当小さく制限され、断面の薄肉化への大きな妨げとなっていた。しかし、幅厚比制限を緩和することにより、薄肉化が可能となり、さらに、経済的な設計につながる可能性も見出される¹¹⁾。

以上の認識を踏まえ、著者らは、細長比、幅厚比、断面形状を変えた総計27体の溶接箱形断面部材の中心軸および偏心圧縮試験を計画・実施した。この論文はその結果の報告をおもな内容としており、さらにかかる部材の強度の簡易推定法および柱の経済的設計法に関する一考察もあわせて述べている。

2. 実験の概要

(1) 実験計画

箱形断面圧縮部材の強度を支配するパラメーターは、細長比、幅厚比、断面の高さと幅の比、両端の支持条件、偏心量、鋼種、溶接条件などが考えられる。利用できる試験機の容量(300t)および空間(高さ6m)の都合で、この実験ではすべて6mm厚のHT80材を使用

* 正会員 D.Sc. 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科

** 正会員 Ph.D. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科

*** 正会員 工博 愛知工業大学助教授 工学部土木工学科

した。細長比 L/r (ここに、 L =柱の長さ、 r =座屈軸に関する断面 2 次半径) は 10, 35, 50, 65 の 4 種類、フランジ板の幅厚比 b/t (ここに、 b =フランジ板幅、 t =板厚) は、22, 27, 33, 38, 44 の 5 種類とした。ちなみに、本州四国連絡橋設計基準¹²⁾によれば、HT 80 材の幅厚比制限値は 23 である。断面形として、正方形および $d/b=0.75$ (ここに、 d =断面の高さ) の長方形の 2 種類を考えた。実験は中心軸圧縮を主体にしたが、はり-柱としての挙動も考察するため、3 体の等偏心圧縮柱 (偏心量 $e=r/4$) を加えた。部材の両端は短柱 ($L/r=10$ の試験体) を除き、すべてピン支持の条件で実験を行った。

(2) 試験体寸法

上記の実験計画のもとで、Fig. 1 に示すような形状の試

験体 30 体を製作した。それらの実測寸法を Table 1 に示す。図中、 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間距離、フランジ中心間距離を表わす。以下、特に断らない限り、フランジ幅、ウェブ幅は、それぞれ、 b, d を表わすものとする。ダイヤフラム ①~④ は製作過程で必要のため、スポット溶接でフランジ、ウェブに取り付けたものであ

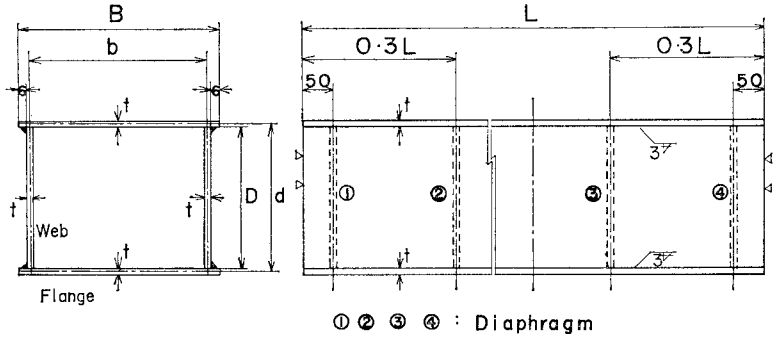


Fig. 1 Test Specimen.

Table 1 Dimensions of Test Specimens.

Specimen	B (mm)	D (mm)	t (mm)	A (mm ²)	L (mm)	r (mm)	L/r	$\bar{\lambda}$	b/t	R ($k=4$)	R ($k=k_{eq}$)
S-10-22	151	127	6.01	3340	501	54.9	9.12	0.086	22.2	0.686	—
S-10-27	181	156	6.00	4040	650	66.8	9.73	0.091	27.2	0.840	—
S-10-33	217	193	6.00	4920	800	81.9	9.77	0.091	33.2	1.026	—
S-10-38	246	223	6.00	5630	900	94.1	9.56	0.090	38.0	1.174	—
S-10-44	283	259	6.03	6540	1000	108.8	9.19	0.086	43.9	1.357	—
S-35-22	151	127	6.00	3340	1880	54.9	34.2	0.640	22.2	0.686	—
S-35-27	182	157	6.02	4080	2310	67.2	34.4	0.642	27.2	0.840	—
S-35-33	216	193	6.03	4930	2830	81.8	34.6	0.647	32.8	1.014	—
S-35-38	247	223	6.01	5650	3260	94.1	34.6	0.648	38.1	1.177	—
S-35-44	283	259	6.01	6510	3770	108.8	34.7	0.648	44.1	1.360	—
S-50-22	151	122	6.01	3280	2690	53.1	50.7	0.948	22.1	0.683	—
S-50-27	181	157	6.00	4060	3300	67.2	49.1	0.918	27.2	0.840	—
S-50-33	217	192	6.00	4910	4040	81.5	49.6	0.927	33.2	1.026	—
R-10-22	151	93.5	5.98	2920	500	42.5	11.8	0.110	22.2	0.686	0.686
R-10-33	217	144	6.00	4330	700	63.8	11.0	0.103	33.2	1.026	0.899
R-10-44	283	193	6.05	5760	900	84.5	10.7	0.100	43.8	1.353	1.187
R-50-22	151	94.2	6.00	2940	2090	42.8	48.8	0.913	22.2	0.686	0.686
R-50-27	181	116	6.00	3560	2570	52.0	49.4	0.924	27.2	0.840	0.799
R-50-33	217	144	6.00	4330	3140	63.8	49.2	0.920	33.2	1.026	0.899
R-50-38	247	166	6.00	4960	3610	73.1	49.4	0.923	38.2	1.180	1.035
R-50-44	283	193	6.01	5720	4180	84.5	49.5	0.925	44.1	1.363	1.195
R-65-22	151	94.4	6.01	2950	2720	42.9	63.4	1.186	22.1	0.683	0.683
R-65-27	181	116	6.00	3560	3340	52.0	64.2	1.201	27.2	0.840	0.789
R-65-33	217	143	6.00	4320	4080	63.4	64.4	1.203	33.2	1.026	0.899
ER-50-22	151	94.3	6.01	2950	2090	42.8	48.8	0.913	22.1	0.683	0.683
ER-50-27	181	117	6.01	3580	2570	52.4	49.0	0.917	27.1	0.837	0.796
ER-50-33	217	144	6.01	4340	3140	63.8	49.2	0.920	33.1	1.023	0.897
RES-22	150	126	6.00	3310	500	54.5	9.2	0.170	22.0	0.680	—
RES-33	216	192	6.00	4900	700	81.5	8.6	0.161	33.0	1.020	—
RES-44	282	258	6.00	6480	900	108.4	8.3	0.155	44.0	1.360	—

Note : A =cross sectional area; r =radius of gyration;

$$\bar{\lambda} = \frac{L}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}; R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}; k_{eq} = Eqs. (A-7, 8)$$

り、短柱試験体ではダイヤフラム ②, ③ は省略し、局部座屈発生の妨げにならないよう配慮した。長柱実験は座屈軸がフランジ板に平行になるように試験体をセットして行った。なお、Table 1 の試験体名のうち、頭文字 S は正方形断面、R は長方形断面を表わし、次の数字は細長比、最後の数字はフランジ板の幅厚比 b/t を表わす。また、ER は偏心圧縮柱（断面は長方形）、RES は残留応力測定用供試体（断面は正方形）であることを表わす。

(3) 素材試験、残留応力測定、初期たわみ測定

材料定数測定のため、9本の JIS 1 号試験片を製作し、各試験片の表裏に載荷方向に 1 枚ずつひずみゲージを接着して荷重-ひずみ関係を求めた。また、そのうち 3本の試験片については載荷軸に直角方向にも 2 枚のひずみゲージを接着して、ポアソン比の測定を行った。

残留応力測定はコンタクトゲージ（ゲージ長 100 mm）を用いて切断法によって行った。測定は、各フランジ板 15 点、各ウェブ板 13 点で、各供試体について総計 56 点について行った。

長柱の初期たわみは文献 13) の方法に従い、柱の 8 等分点の重心軸のフランジおよびウェブ面方向の値を 1/100 mm ダイヤルゲージで測定した。

(4) 短柱実験

細長比 L/r がほぼ 10 の試験体を短柱とみなし、局部座屈強度を測定した。実験はすべて平押し圧縮によって行い、整置 (alignment) および載荷方法はおおむね文献 13) に従った。

(5) 長柱実験

長柱実験用ピン支持装置を Photo 1 に示す。この支持装置は、載荷板 ①、載荷板支持台 ②、半円柱状のベアリング ③、ベアリングに接する板 ④ などよりなる。ベアリング ③ の回転中心は載荷板 ① の表面すなわち

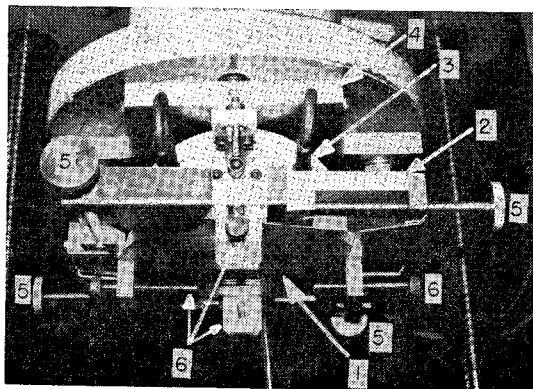


Photo 1 Column End Fixture.

試験体端部に一致するように設計されている。載荷板 ① は 4 個のスクリュー ⑤ とくさびにより、微動が可能ないように設計されている。試験体端部を載荷板に固定するために載荷板には 4 個のねじ ⑥ が取り付けられている。

実験は次の要領で行った。まず、試験体両端部近傍のフランジ、ウェブ板中心（偏心圧縮のときはウェブ板中心から所定の偏心量 e だけ離れた点）にマークをし、試験機にセット後、マークが試験体固定ねじ ⑥ の中心とほぼ一致する位置で試験体を固定した。次に、予想最高荷重の約 1/3 程度の荷重を加え、試験体両端からほぼフランジ幅の半分ほど離れ、フランジ板の 4 隅に接着した 8 枚のひずみゲージの読みのばらつきが 5% 以内（偏心圧縮のときは両フランジ間のひずみ勾配の測定値と計算値の差のばらつきが 5% 以内）に納まるように、微動スクリュー ⑤ により載荷板 ① の微動調節を繰り返した。このようなセット方法による中心軸圧縮柱の実験は、文献 14) で幾何学的中心柱と称したもので、初期たわみの影響を含んだ柱の挙動が得られる。

載荷時の測定としては、柱中央の横たわみを 1/100 mm ダイヤルゲージで、柱中央断面の各フランジ表面のひずみ 5 点、各ウェブ表面のひずみ 1 点、合計 12 点のひずみを塑性ゲージで測定した。なお、横たわみはフランジ表面のウェブとの溶接線上で測定し、局部座屈による板のたわみを避けるように配慮した。

Photo 2 は実験中の様子を示す。使用した試験機は愛知工業大学所有の 300 t 長柱試験機である。

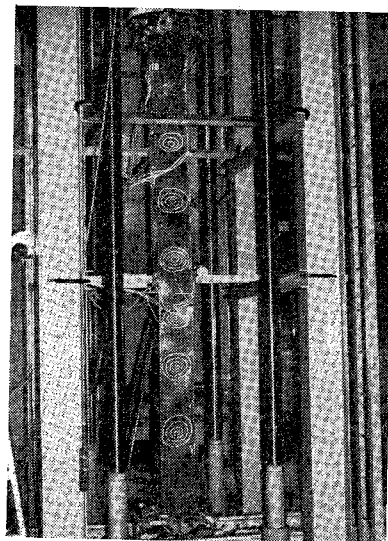


Photo 2 View of Column Test.

Table 2 Tension Coupon Test Results.

Specimen No.	Young's Modulus E ($\times 10^4$ kgf/mm ²)	Yield Stress σ_y (kgf/mm ²)	Strain at Yield Stress ϵ_y'	Strain Hardening Modulus E_{st} ($\times 10^2$ kgf/mm ²)	Elongation (%)	Poisson's Ratio ν
1	2.26	77.3	0.00542	1.67	9.6	0.24
2	2.26	78.8	0.00566	2.00	10.0	0.23
3	2.16	75.8	0.00552	4.67	10.5	0.24
4	2.20	74.8	0.00540	2.67	10.5	—
5	2.21	76.1	0.00544	1.00	10.5	—
6	2.15	72.0	0.00541	3.67	10.0	—
7	2.18	74.0	0.00540	3.67	11.4	—
8	2.20	73.5	0.00534	5.33	12.3	—
9	2.08	78.6	0.00578	0.00	11.8	—
Average	2.19	75.7	0.00549	2.74	10.7	0.24

Note : 1 kgf/mm² = 9.8 N/mm²

3. 実験結果および考察

(1) 素材試験

引張試験より得られた素材の応力-ひずみ関係は概略 Fig. 2 のようになり、高張力鋼に特有なように明瞭な降伏点応力を示さなかった。したがって、0.2% オフセット法によって降伏応力(耐力) σ_y を求め、弾性係数 E 、降伏応力時のひずみ ϵ_y' 、ひずみ硬化係数 E_{st} 、のび、ポアソン比 ν の測定結果とともに Table 2 に示す。比例限界は Fig. 2 に示したように概略 σ_y の 80% 程度であった。

素材実験より求められた降伏応力、弾性係数、ポアソン比の平均値を用いて計算した試験体の等価細長比 $\bar{\lambda}$ 、フランジ板の等価幅厚比 R を Table 1 に示す。ここに、 $\bar{\lambda}$ 、 R は次式で定義される量である。

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

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

短柱の $\bar{\lambda}$ を計算するときには、両端固定であることを考えて柱の長さ L として実際の長さの半分をとった。また、式(2)中の k は、断面の局部座屈係数であり、正方形断面(Sシリーズ)では4.0であるが、長方形断面(Rシリーズ)では4.0と異なる。Table 1 には $k = k_{eq}$ の R の値が示されているが、 k_{eq} (等価座屈係数と称する)については後述する(付録(1)参照)。

(2) 残留応力

残留応力測定は幅厚比 b/t が 22, 33, 44 の正方形断面3体について行ったが、得られた分布形は従来からよく知られている分布形¹⁵⁾に類似していた。すなわち、板の中央部においてはほぼ一定の圧縮応力、溶接部近傍では高い引張応力が測定された。材質が HT 80 であるため、溶接部の引張応力は降伏応力に達しておらず、ほ

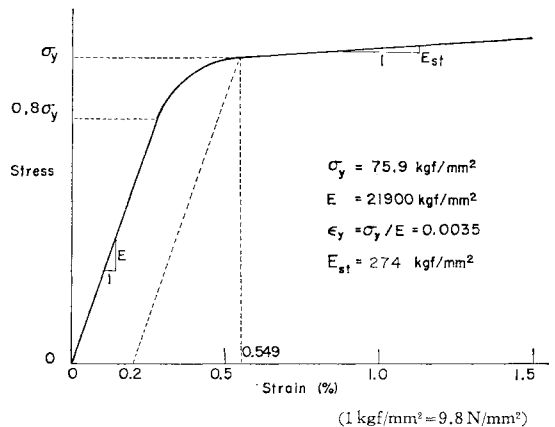


Fig. 2 Stress versus Strain Diagram of HT 80 Steel.

Table 3 Measured Compressive Residual Stress (Average Value in Each Specimen).

Specimen	b/t	σ_{rc}/σ_y
RES-22	22	0.138
RES-33	33	0.087
RES-44	44	0.112
Average		0.112

ぼ降伏応力の 60% 程度であった。一方、圧縮残留応力 σ_{rc} の測定値の各試験体における平均値を降伏応力の比で示すと、Table 3 のようになる。したがって、試験体には概略、降伏応力の 10% 前後の圧縮残留応力が発生しているものと考えてよく、奥村・西野・長谷川¹⁶⁾が HT 80 鋼材に対して測定した値にほぼ一致している。

(3) 初期たわみ

初期たわみ測定は長柱すべてについて行った。座屈軸に平行および直角方向の初期たわみの形状、大きさには有意な差がみられなかった。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波以上のものは2体(S-35-44, R-50-33)のみであった。座屈軸に直角方向の最大初期たわみ δ_0 の値を各試験体について Table 4 に示す。 δ_0/L の平均値は1万分の2.6で、こ

Table 4 Maximum Values of Measured Initial Deflections.

Specimen	$\delta_0/L (\times 10^{-4})$
S-35-22	6.29
S-35-27	1.56
S-35-33	0.85
S-35-38	0.31
S-35-44	3.29
S-50-22	3.15
S-50-27	3.33
S-50-33	0.44
R-50-22	3.97
R-50-27	5.16
R-50-33	0.48
R-50-38	2.45
R-50-44	1.38
R-65-22	2.42
R-65-27	3.84
R-65-33	1.12
ER-50-22	2.98
ER-50-27	3.35
ER-50-33	2.97
Average	$2.60 \times 10^{-4} = \frac{1}{3850}$

の値は著者らが溶接H形鋼柱について測定した結果¹⁴⁾にほぼ一致している。

(4) 短 柱

短柱実験 (S-10-, R-10-シリーズ) から得られた最高荷重 P_{max} , 最高平均応力 $\sigma_{max} = P_{max}/A$ (A =試験体断面積), σ_{max}/σ_y を **Table 5** に示し, σ_{max}/σ_y を等価幅厚比 R に対してプロットしたものを **Fig. 3** に示す。ただし, 長方形断面柱の R は, $k=k_{eq}$ に対するものを用いた。等価座屈係数 k_{eq} の算定根拠を付録 (1) に示す。

Table 5 からわかるように, 正方形断面と長方形断面では, フランジ幅厚比が等しくても, 最高平均応力の

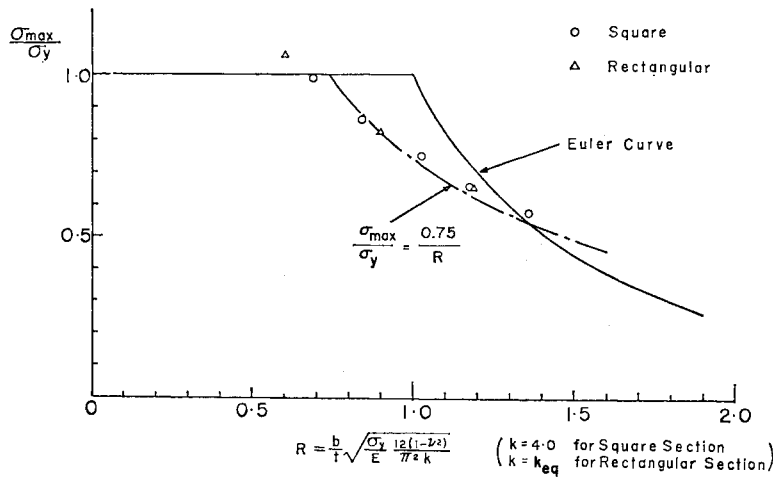


Fig. 3 Maximum Strength of Stub-Columns.

Table 5 Comparison of Experimental and Approximate Maximum Strengths.

Specimen	Experimental			Approximate	
	$P_{max} (\times 10^3 \text{ kgf})$	$\sigma_{max} (\text{kgf/mm}^2)$	$(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y})_{ex}$	$(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y})_{app}$	$(\frac{\sigma_{max}/\sigma_y}_{ex}) / (\frac{\sigma_{max}/\sigma_y}_{app})$
S-10-22	249.5	74.7	0.987	1.000	0.987
S-10-27	264.5	65.5	0.865	0.893	0.982
S-10-33	280.5	57.0	0.753	0.731	1.044
S-10-38	280.0	49.7	0.657	0.639	1.043
S-10-44	287.0	43.8	0.579	0.553	1.062
S-35-22	215.5	64.5	0.852	0.925	0.921
S-35-27	—	—	—	—	—
S-35-33	269.5	54.7	0.722	0.699	1.033
S-35-38	265.5	47.0	0.621	0.606	1.025
S-35-44	268.5	41.2	0.544	0.528	1.030
S-50-22	183.5	56.0	0.740	0.783	0.945
S-50-27	206.5	50.9	0.672	0.745	0.902
S-50-33	249.0	50.7	0.670	0.638	1.050
R-10-22	235.0	80.5	1.063	1.000	1.063
R-10-33	269.5	62.2	0.822	0.834	0.999
R-10-44	283.0	49.1	0.649	0.632	1.042
R-50-22	165.5	56.3	0.743	0.807	0.921
R-50-27	197.0	55.3	0.731	0.769	0.951
R-50-33	232.5	53.7	0.709	0.708	1.001
R-50-38	240.0	48.4	0.639	0.635	1.006
R-50-44	250.5	43.8	0.579	0.563	1.028
R-65-22	132.5	44.9	0.593	0.598	0.992
R-65-27	171.5	48.2	0.637	0.577	1.175
R-65-33	191.5	44.3	0.585	0.556	1.052
ER-50-22	124.5	42.2	0.557	0.558	0.998
ER-50-27	151.0	42.2	0.557	0.543	1.026
ER-50-33	178.0	41.0	0.542	0.502	1.082

Note: 1 kgf=9.8 N, 1 kgf/mm²=9.8 N/mm²

値は長方形断面の方が8~12%程度大きくなっている。これは長方形断面试験体のウェブ幅がフランジ幅より小さいことから当然予想される結果である。このように, 正方形断面と長方形断面では, フランジ幅厚比 b/t をパラメーターにとる限り強度に差がでてくるが, b/t の代わりに等価座屈係数 k_{eq} を用いた等価幅厚比 R をパラメーターにとれば, **Fig. 3** に示したように断面形の影響が実質上なくなるとみなせ得る。すなわち, このような R を用いることにより, 長方形断面短柱の強度を正方形断面短柱の強度に換算することが可能となる。

次に, これらの実験結果から最高平均応力 σ_{max} の推定式を求めてみる。文献 17) および付録 (1) に示したように,

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} &= 1.0 \quad (0 \leq R \leq C) \\ &= \frac{C}{R} \quad (C \leq R) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

で σ_{max} を精度よく近似できる．ここに C は実験値から求められる定数である．付録(1)に示した方法をもとに定数 C を求めると，

$$C=0.75 \dots \dots \dots (4)$$

を得る．この C の値は，文献(17)で既存の全データから求められた値 0.70 よりいくぶん大きい，本実験で用いた鋼材が HT 80 で，残留応力の影響が相対的に小さく，強度が大きくてたためと思われる．なお，Dwight⁽¹⁵⁾ は，両縁支持板(または正方形箱形断面)の強度 σ_{max} の推定式として式(3)と同じ式を提案し，定数 C の値として次式を与えている．

$$C=0.85 - \sigma_{rc}/\sigma_y \dots \dots \dots (5)$$

上式の σ_{rc}/σ_y に，残留応力測定で得られた値の平均値 0.11 (Table 3 参照) を代入すると $C=0.74$ となり，本短柱実験結果より求められた値とほぼ一致する．

式(3)，(4)より求められた短柱の強度を $(\sigma_{max}/\sigma_y)_{app}$ として Table 5 に示す．

(5) 中心軸圧縮柱

実験より得られた中心軸圧縮長柱の平均応力 σ_a -柱中央のたわみ δ 関係を Fig. 4 (a), (b) に，柱中央の凹側フランジ(圧縮ひずみの大きい方のフランジ)表面のひずみ分布の荷重による変化を Fig. 5 (a), (b) に示す．平均応力 σ_a は荷重を断面積で除したものであり，Fig. 4 の横軸は柱の長さ L で無次元化し，また，たわみの開始点は試験体ごとにずらせてある．

これらの図より，中心軸圧縮柱の荷重-変形特性として特筆すべき点を挙げると次のようである．

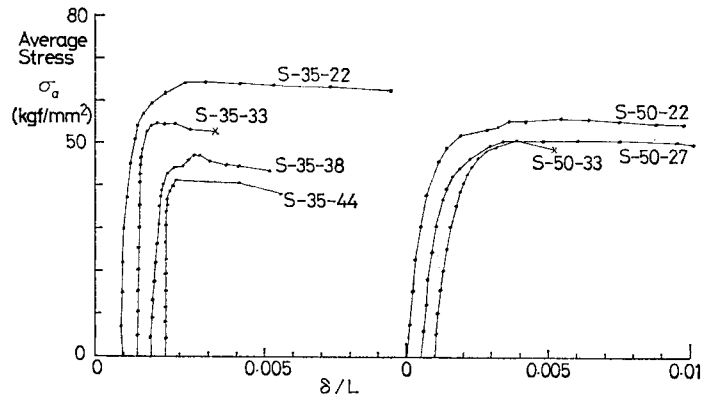
㊤ 局部座屈の発生がただちに柱の崩壊につながるわけではない．これはたとえば Fig. 5 の試験体 S-35-38, S-35-44, R-50-38, R-50-44 などのフランジのひずみ分布が，最高強度 σ_{max} より小さい荷重から一様でなくなり，局部座屈の発生がみられることからいえる．

㊦ 柱は最高荷重後もかなりの強度を保持しながら変形する．Fig. 4 の荷重-たわみ曲線をみればわかるように，最高荷重後の曲線の降下勾配は，幅厚比の大きさにあまり依存せずなだらかであり，変形能もかなり大きい．この事実は，静的荷重を考える限り，幅厚比の大きい箱形断面を使用することは変形能の面から

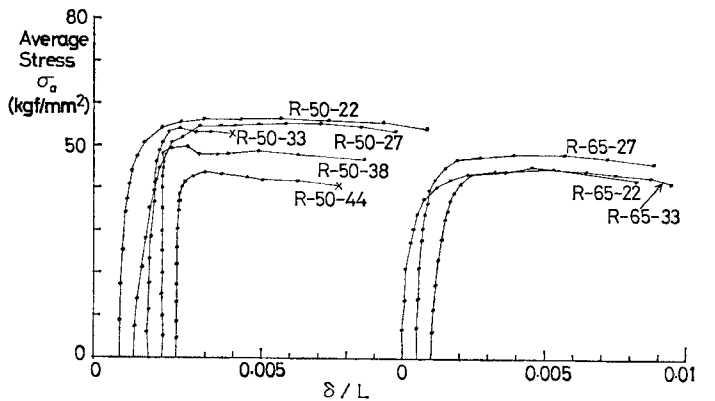
も問題がないことを示している．ただし，実験に用いた鋼材 HT 80 は Fig. 2 からわかるようにひずみ硬化がひずみの小さいときから始まるため，最高荷重後の柱の変形特性に多少の影響を与えるおそれがある．したがって，上記の点を確言するためには，SS 41 鋼クラスと同一の応力-ひずみ特性を有する鋼材を用いた追加実験が必要であろう．

Fig. 4 の曲線で×を付した点は，その荷重段階で変形が急激に進行し，凹側フランジに大きな局部的ふくらみまたはへこみが生じ，ある場合には，溶接部の割れが生じたことを示している．その典型的な例を Photo 3 に示し，局部座屈モードを短柱のそれと比較して Fig. 6 に示す．

試験体の最高荷重 P_{max} ，最高平均応力 σ_{max} ， σ_{max}/σ_y を Table 5 に示す．また，Fig. 7, 8 は， σ_{max}/σ_y を等価幅厚比 R および等価細長比 $\bar{\lambda}$ に対してプロットしたものである．長方形断面柱の R は $k=k_{eq}$ を用いて計算してある．また，Fig. 8 には局部座屈のない高張力鋼柱の強度式として提案されている SSRC⁽⁸⁾ の曲



(a) Square Box Section.



(b) Rectangular Box Section.

(1 kgf/mm² = 9.8 N/mm²)

Fig. 4 Average Stress versus Mid-height Deflection Curves of Centrally Loaded Columns.

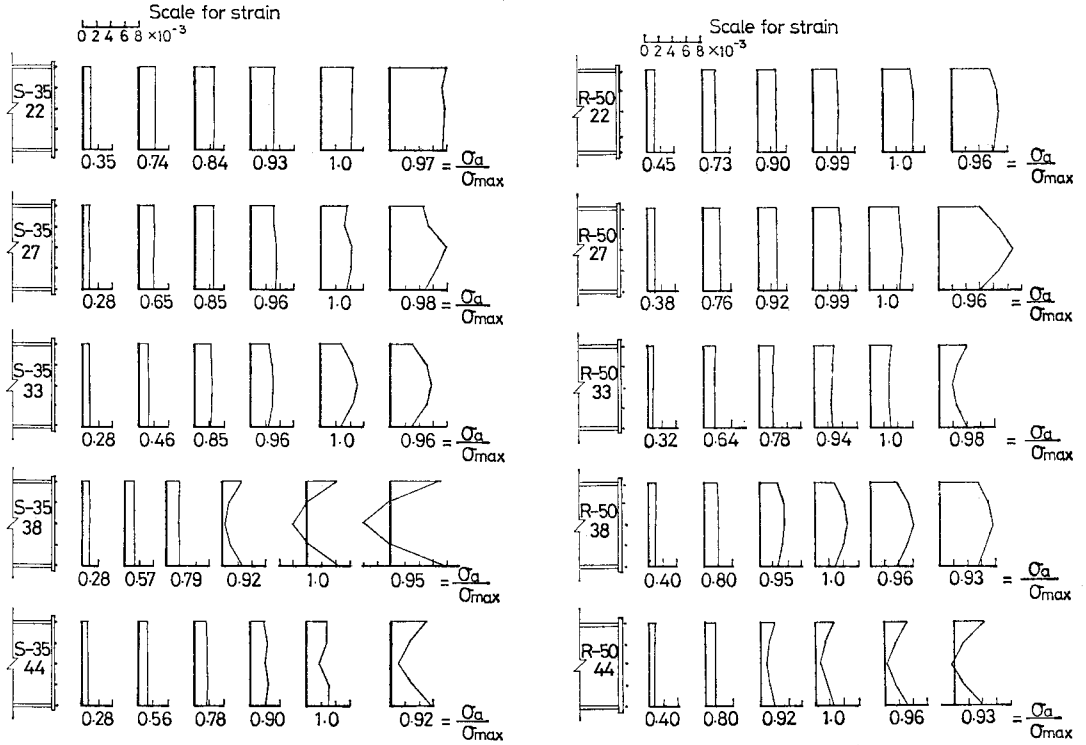


Fig. 5 Strain Variation on the Most Compressed Flange of Mid-height Cross Section.

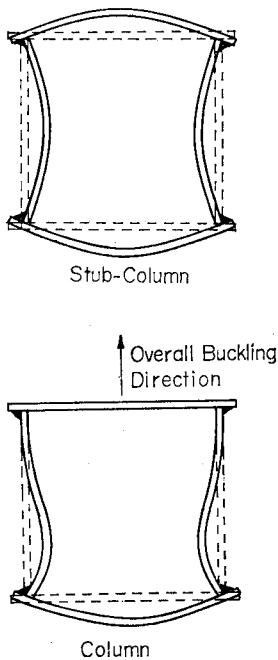


Fig. 6 Observed Local Buckling Configurations.

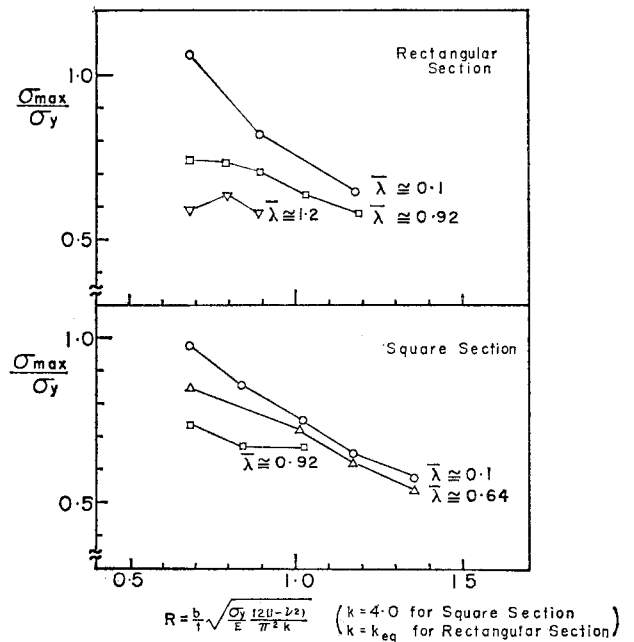


Fig. 7 Effect of Width-Thickness Ratio on Column Strength.

線 1 も参考のためプロットしてある。これらの図より、局部座屈が柱の全体強度に及ぼす影響は、細長比 $\bar{\lambda}$ が

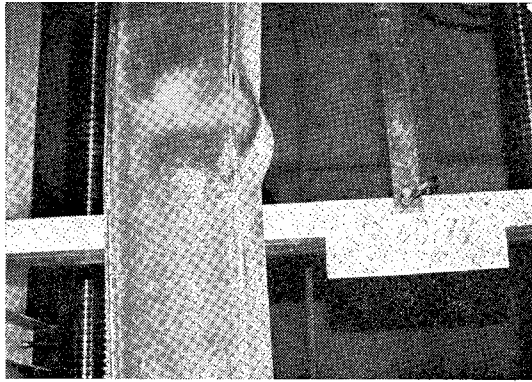


Photo 3 Test Specimen S-50-33 after Failure.

小さいとき顕著であり、細長比が大きくなるにつれて漸次小さくなるのがわかる。

次に実験より得られた強度とその推定値の比較について述べる。短柱実験より求められた断面の局部座屈強度の推定式 (3), (4) を用いて、長柱の強度を推定する近似解法については付録 (2) に詳述してある。その方法を用いて求めた試験体の強度の推定値 $(\sigma_{\max}/\sigma_y)_{app}$ と実験値の比較を Table 5 に示す。また Fig. 9 は付録 (2) の式 (A-11) から求めた係数 Q を降伏応力に乗じた値 $Q\sigma_y$ を試験体材料の仮定の (または低減した) 降伏応力と考えて実験値を無次元化し、SSRC の曲線 1 と比較したものである。近似解法は、このように整理した実験値は局部座屈を考慮しないで求めた柱の強度と一致することを主張するものである。Table 5 および Fig. 9 より、この近似解法は、工学的に十分な精度をもって実験値を推定できることがわかる。

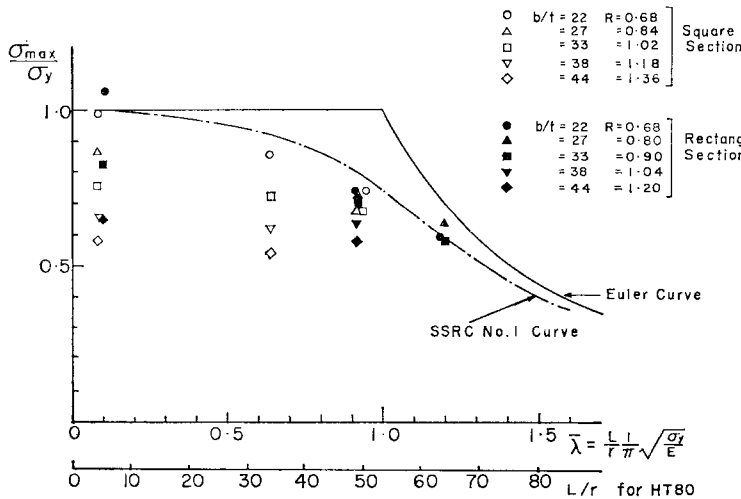


Fig. 8 Experimental Maximum Strength.

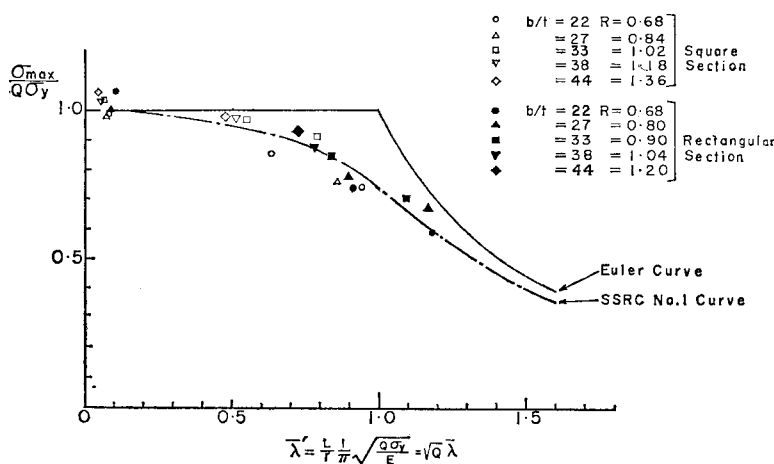


Fig. 9 Comparison of Experimental and Predicted Maximum Column Strengths.

(6) 偏心圧縮柱

偏心圧縮柱は3体のみで、すべて偏心量 $e=r/4$ で実験を行った。荷重-変形特性および破壊特性は中心軸圧縮柱の場合とほぼ同じ様子であったので省略し、実験より得られた強度と付録 (2) で述べた近似解との比較を Table 5 に示す。中心軸圧縮柱の場合と同様、実験値と計算値の間に良好な一致がみられる。

4. 中心軸圧縮柱の設計に関する一考察

前節で述べたように、提案した近似解法により圧縮部材の局部座屈と全体座屈の連成強度を工学的に十分な精度で推定できることがわかったので、ここでは、局部座屈の発生を許した設計方法が果たして経済的設計につながるかどうかを近似解法を用いて考察してみる¹¹⁾。

降伏応力の低減係数 Q として、この実験で得られた式 (A-12) よりいくぶん小さい値を与える次式を用いる。

$$Q = \frac{0.7}{R} \leq 1.0 \dots (6)$$

上式は、前述したように、SS 41

クラスから HT 80 クラスの鋼材よりなる短柱の強度を精度よく推定できる式として、文献(17)で提案した強度式に基づいている。また、局部座屈のないときの中心軸圧縮柱の強度として現行道路橋示方書¹⁾の強度式を用いると、付録(2)に述べた手法により、局部座屈を考慮した柱の強度 σ_{max}^{PC} は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{max}^{PC}}{\sigma_y} &= Q & (\sqrt{Q}\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ &= Q\{1-0.545(\sqrt{Q}\bar{\lambda}-0.2)\} & (0.2 \leq \sqrt{Q}\bar{\lambda} \leq 1.0) \\ &= \frac{Q}{0.773+Q\bar{\lambda}^2} & (\sqrt{Q}\bar{\lambda} \geq 1.0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

いま、等厚の正方形箱形断面を考えるものとし、幅を b 、厚さを t とすると、 $A \cong 4bt$ 、 $r \cong b/\sqrt{6}$ であるから、

$$\frac{L}{r} = 2\sqrt{6} \frac{L}{\sqrt{A}} \frac{1}{\sqrt{bt}}$$

となる。上式右辺の bt を等価幅厚比 R に直し、左辺の L/r を等価細長比 $\bar{\lambda}$ に直すことにより次式を得る。

$$\bar{\lambda} = \beta \frac{1}{\sqrt{R}} \dots\dots\dots(8)$$

ここに、

$$\beta = 1.131 \frac{L}{\sqrt{A}} \left(\frac{\sigma_y}{E} \right)^{3/4} \dots\dots\dots(9)$$

式(6)~(8)より、柱の長さおよび断面積が一定 ($\beta = \text{一定}$) すなわち、柱の重量が一定のときに、幅厚比の変化による柱の強度の変化が求められる。Fig. 10 は数値計算結果を示したもので、縦軸に連成強度、横軸に等価幅厚比をとっている。図中の点線は、 $\beta = \text{一定}$ の曲線のピークを結んだものである。なお、 $R \leq 0.7$ のときは、式(6)よりわかるように $Q = 1.0$ となり、局部座屈の影響のない場合に相当する。この図より、 β の値が $\sqrt{0.7} \cong 0.837$ より小さいときには柱の強度のピークは

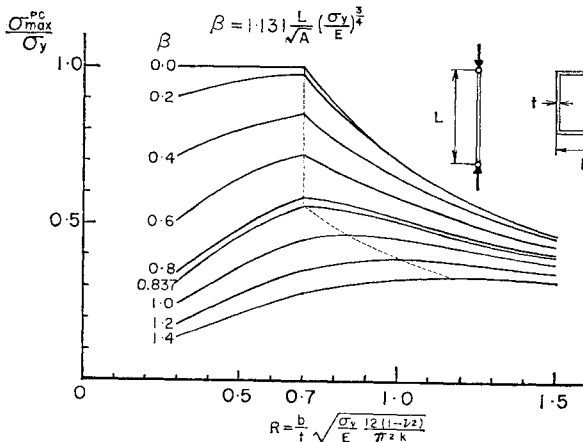


Fig. 10 Interaction Strength Curves for Square Box Columns.

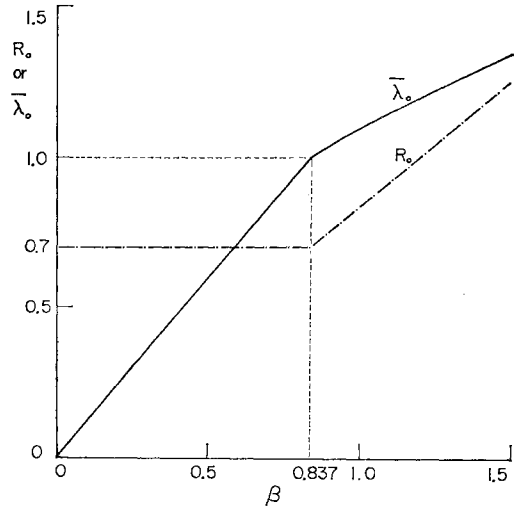


Fig. 11 Combinations of R_0 , $\bar{\lambda}_0$ and β giving the Optimum Design of Centrally Loaded Box Columns.

$R = 0.7$ すなわち局部座屈の影響のない限界の幅厚比の場合に生じ、この場合が最適設計となる。しかし、 β の値が 0.837 以上となると、強度のピークは $R > 0.7$ の領域にずれ、局部座屈を許した設計の方が経済的な設計となり得る。

パラメーター β の値が一定のときに強度のピークを与える等価幅厚比、等価細長比をそれぞれ R_0 、 $\bar{\lambda}_0$ とおくと、式(6)~(8)に若干の演算を行うことにより次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} R_0 &= 0.7, & \bar{\lambda}_0 &= 1.195 \beta & (0 \leq \beta \leq 0.837) \\ R_0 &= 0.837 \beta, & \bar{\lambda}_0 &= 1.093 \sqrt{\beta} & (0.837 \leq \beta) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

上式をプロットしたものが Fig. 11 である。この図より、局部座屈を許した方が経済的な設計になる領域 $\beta > 0.837$ では、等価細長比 $\bar{\lambda}_0$ は 1.0 より大きくなることがわかる。 $\bar{\lambda} = 1.0$ は HT 80 で $L/r \cong 54$ であるから、実用的な柱は $\bar{\lambda} > 1.0$ となる場合も多いと考えられる。すなわち、一般に、高強度の鋼材で、細長比の大きい柱の場合には、局部座屈を許した設計の方が経済的な設計になる可能性が高いことがいえる。

5. 結 言

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、連成強度の簡易推定法、および柱の経済的設計法に対する一考察について述べた。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) 等価座屈係数 k_{eq} (式 (A・7), (A・8)) を導入することにより, 等厚の長方形箱形断面短柱の局部座屈強度を, 正方形箱形断面短柱の局部座屈強度に換算することが可能である。

(2) 箱形断面短柱の局部座屈強度は, 式 (3) によって精度よく近似できる。

(3) 幅厚比の大きい長柱では, 局部座屈の発生が必ずしも全体座屈につながらず, かなりの後局部座屈強度を有する。

(4) 本論文で述べた近似計算法 (付録 (2) 参照) により, 中心軸および偏心圧縮柱の局部座屈と全体座屈の連成強度を精度よく推定できる。

(5) 高張力鋼の場合, 実際に使用される細長比を考えると, 局部座屈の生じない断面構成にするよりも, 局部座屈を許す断面構成にした方が経済的な設計になる可能性が大きい。

本研究は昭和 54 年度文部省科学研究費 (一般研究 C, 研究代表者—宇佐美 勉) の補助金を受けて行ったものである。実験に用いた鋼材は新日本製鐵 (株) から無償提供をいただき, 試験体は瀧上工業 (株), 柱端支持装置は岐阜大学工学部機械工場により入念に製作された。実験を遂行するにあたり, 当時岐阜大学工学部土木工学科の学生であった松尾和男 (現 飛鳥建設), 谷沢次康 (現 AIT 大学院) の両氏, および名古屋大学, 愛知工業大学の学生諸君の協力を得た。記して深甚なる感謝の意を表わしたい。

付 録

(1) 長方形箱形断面短柱の等価座屈係数および強度式

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必要な等価座屈係数 k_{eq} の算出根拠を述べる。以下, 次のような仮定を設ける。

㊸ フランジ突出部の影響を無視し, 断面をフランジ幅 b , ウェブ幅 d , 厚さ t で $b \geq d$ の長方形箱形と考える。

㊹ 断面の強度は構成要素の強度の和と考える。

㊺ 構成要素の強度は板要素間の連成効果を無視し, 単独板要素 (両縁単純支持無限長板) の強度と一致する。

㊻ 材料のひずみ硬化の影響を無視する。

さて, フランジ板要素の強度 (σ_{max}) または極限状態における有効幅 (b_e) 公式として, 文献 (17) で示したような次式を用いる。

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \frac{b_e}{b} = \frac{C}{R_f} \leq 1.0 \dots\dots\dots (A \cdot 1)$$

ここに, C は実験結果より定められる定数, R_f はフランジ単独板の等価幅厚比で, 式 (2) で $k=4.0$ とおいたときの R である。ウェブの強度または極限状態における有効幅 (d_e) も仮定 ㊸ より, 式 (A・1) と同様の形で与えられる。式 (A・1) は $C=1.0$ に相当する Von Kármán の有効幅公式¹⁸⁾を修正した式とみなすことができる。

上述の仮定 ㊸ ~ ㊻ より, 長方形箱形断面の強度 (σ_{max}) は, フランジ, ウェブの有効幅 b_e, d_e を用いて次式で与えられる。

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \frac{b_e + d_e}{b + d} = \frac{\frac{b_e}{b} + \alpha \frac{d_e}{d}}{1 + \alpha} \dots\dots\dots (A \cdot 2)$$

ここに,

$$\alpha = d/b \leq 1.0 \dots\dots\dots (A \cdot 3)$$

a) $b_e < b, d_e < d$ のとき

この場合, 断面の極限状態において, フランジおよびウェブはともに後座屈領域にあるから次式が成り立つ。

$$\frac{b_e}{b} = \frac{C}{R_f}, \frac{d_e}{d} = \frac{C}{R_w} = \frac{C}{\alpha R_f} \dots\dots\dots (A \cdot 4, 5)$$

ここに, R_w はウェブの等価幅厚比である。上式を式 (A・2) に代入することにより次式を得る。

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \frac{2}{1 + \alpha} \frac{C}{R_f} \dots\dots\dots (A \cdot 6)$$

上式の右辺を, 式 (2) の等価幅厚比 R を用いて C/R とおくことにより, R の中の座屈係数すなわち等価座屈係数 k_{eq} が次式のように求まる。

$$k_{eq} = \left(\frac{4}{1 + \alpha} \right)^2 \dots\dots\dots (A \cdot 7)$$

(ただし, $R_f > C/\alpha$)

上式の適用範囲 $R_f > C/\alpha$ は, 式 (A・4, 5) を, $b_e < b, d_e < d$ に代入することにより得られる。

b) $b_e < b, d_e = d$ のとき

この場合, 断面の極限状態でウェブは座屈前にあるので, 式 (A・2) で $d_e = d$ とおき, 式 (A・4) を用いて上と同じ操作を行うことにより次式を得る。

$$k_{eq} = \left\{ \frac{2}{1 + \alpha} \left(1 + \frac{\alpha}{C/R_f} \right) \right\}^2 \dots\dots\dots (A \cdot 8)$$

(ただし, $C \leq R_f \leq C/\alpha$)

式 (A・7), (A・8) が求める等価座屈係数であり, この座屈係数を用いることにより, 任意箱形断面の強度を式 (3) より推定できる。等価座屈係数 k_{eq} を求めるために必要な定数 C の値は, 正方形箱形断面短柱の実験結果をもとに, 最小 2 乗法によって算定できる。しかし本研究では, 実験個数が少ない関係もあり, C の値を求めるため, 長方形断面短柱の実験結果も含ませることにした。そのため, 正方形断面の実験結果から最小 2 乗法

によりまず C の値を求め、求められた C および式 (A・7)、(A・8) より長方形断面の等価幅厚比 R を計算し、今度は両断面の実験結果をまとめて最小 2 乗近似することにより新しい C の値を求め直し、 C の値が収束するまで上記の計算を繰り返した。このような操作により、本実験からは本文で述べたように、 $C=0.75$ の値を得た。

(2) 局部座屈の影響を考慮に入れた中心軸および偏心圧縮柱の強度の推定法

AISC の考え²⁾ を基本にし、圧縮部材の連成強度の簡易推定法について述べる。

a) 中心軸圧縮柱

局部座屈がないときの中心軸圧縮柱の強度 σ_{max}^C は、等価細長比 $\bar{\lambda}$ の関数 $f(\cdot)$ として次式で表わされる。

$$\frac{\sigma_{max}^C}{\sigma_y} = f(\bar{\lambda}) \dots\dots\dots (A\cdot9)$$

局部座屈を考えると、柱と同一断面の短柱の局部座屈強度 σ_{max}^P より、

$$Q = \frac{\sigma_{max}^P}{\sigma_y} \dots\dots\dots (A\cdot10)$$

を求め、 $Q\sigma_y$ を柱の仮想の(または低減した)降伏応力と考え、式 (A・9) に含まれる降伏応力 σ_y をこの仮想の降伏応力 $Q\sigma_y$ に置き換えることにより連成強度 σ_{max}^{PC} が求まると考える。すなわち、

$$\frac{\sigma_{max}^{PC}}{\sigma_y} = Qf(\sqrt{Q}\bar{\lambda}) \dots\dots\dots (A\cdot11)$$

上述の方法が AISC の考え方であるが、試験柱の強度推定のため、本研究では式 (A・10) の係数 Q として、短柱実験から求められた式、すなわち式 (3) で $C=0.75$ とおいた式を用いる。

$$Q = \frac{0.75}{R} \leq 1.0 \dots\dots\dots (A\cdot12)$$

また、 σ_{max}^C としては、高張力鋼柱であることから、SSRC の曲線 1¹⁸⁾ を高い精度で近似する次の Perry-Robertson 公式を用いた¹⁹⁾。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{max}^C}{\sigma_y} &= \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} [1 + \bar{\lambda}^2 + \eta - \sqrt{(1 + \bar{\lambda}^2 + \eta)^2 - 4\bar{\lambda}^2}] \\ \eta &= 0.103(\bar{\lambda} - 0.15) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (A\cdot13)$$

最後に、現行道路橋示方書¹⁾ の考え方と上記の方法との相違点に触れておく。道路橋示方書では、式 (A・12) に対し、

$$Q = \frac{0.5}{R^2} \leq 1.0 \dots\dots\dots (A\cdot14)$$

を採用し、連成強度 σ_{max}^{PC} を

$$\frac{\sigma_{max}^{PC}}{\sigma_y} = Qf(\bar{\lambda}) \dots\dots\dots (A\cdot15)$$

より求めている。すなわち、道路橋示方書では、局部座

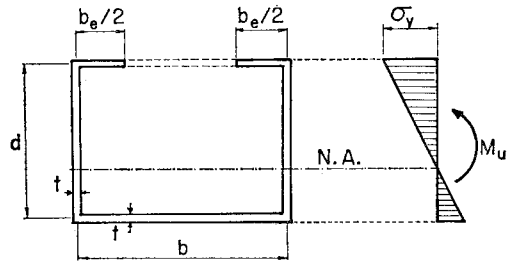


Fig. 12 Ultimate State of Box Section in Bending.

屈のないときの柱の強度 $f(\bar{\lambda})$ を単純に Q 倍して連成強度を求めている。このこと、および、式 (A・14) が幅厚比が大きいときの短柱の強度をかなり安全側に見積っている¹⁷⁾事実から、道路橋示方書による方法は、この論文に用いられた手法に比べ、かなり安全側の強度の推定値を与える。たとえば、 Q の式として式 (A・12) よりも小さい(安全側)の値を与える式 (6) を用いても、 $R=1.4$ で道路橋示方書では $Q=0.255$ であり、この論文の手法では $Q=0.5$ であるから、前者は後者の半分程度(細長比が大きいときは半分以下)の強度しか与えないことになる。

b) 偏心圧縮柱

局部座屈を考えないときの等偏心圧縮柱の面内強度を精度よく推定する式として次の相関式がある¹⁸⁾。

$$\frac{P}{P_u} + \frac{Pe}{M_u(1-P/P_E)} = 1.0 \dots\dots\dots (A\cdot16)$$

ここに、 P_u : 中心軸圧縮柱の強度、 M_u : 柱が面内に等曲げのみを受けるときの強度、 P_E : オイラーの座屈荷重、 e : 偏心量である。

偏心圧縮柱の連成強度の推定式として上式を用いるが、 P_u 、 M_u を次のように考える。

P_u : 式 (A・11) より求まる σ_{max}^{PC} に部材断面積を乗じた量。

M_u : Fig. 12 に示すように、圧縮フランジの局部座屈後の有効幅を用いて計算した断面の降伏曲げモーメントで次式より求める。

$$\frac{M_u}{M_y} = \frac{(2+3/\alpha)(b_e/b)+2+\alpha}{4+\alpha+3/\alpha} \dots\dots\dots (A\cdot17)$$

ここに、 M_y は局部座屈のないときの断面の降伏曲げモーメントである。圧縮フランジの有効幅 b_e を求める式として式 (A・4) を用いることができ、ここでは $C=0.75$ とおいた式を用いた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980年2月。
- 2) AISC：Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, 1969.
- 3) AISI：Cold-Formed Steel Design Manual, Pt. 1—Specification (1968), Pt. V—Commentary (1970).
- 4) Deutscher Ausschuss für Stahlbau (DAST.)：Beulsi-

- cherheitsnachweise für Platten, DAST-Richtlinie 012, 1978.
- 5) Škaloud, M. and M. Zörnerova : Experimental Investigation into the Interaction of the Buckling of Compressed Thin Walled Columns with the Buckling of their Plate Elements, ACTA TECHNICA ČSAV, No. 4, 1970.
 - 6) Graves Smith, T.R. : Local Buckling of Thin-Walled Columns Part II, The Ultimate Strength of Locally Buckled Columns of Various Slenderness Ratios, CIRIA Research Report, No. 12, May, 1968.
 - 7) DeWolf, J.T., T. Peokoz and G. Winter : Local and Overall Buckling of Cold-Formed Members, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST 10, Oct., 1974.
 - 8) Braham, M., J. Rondal and C.E. Massonnet : Large Size Buckling Tests on Steel Columns with Thin-Walled Rectangular Hollow Sections, paper presented at International Conference on Thin-Walled Structures, Univ. of Strathclyde, April, 1979.
 - 9) Klöppel, K., R. Schmied and J. Schubert : Die Traglast mittig und außermittig gedrückter dünnwandiger Stützen mit kastenförmigem Querschnitt im überkritischen Bereich unter Verwendung der nichtlinearen Beultheorie, Teil II : Experimentelle Untersuchungen, Vergleich der experimentellen und theoretischen Ergebnisse, Der Stahlbau, 38, H. 1, H. 3, 1969.
 - 10) Ingvarsson, L. : Welded Box Columns of High Strength Steel, Bulletin No. 120, Dept. of Building Statics and Structural Engineering, The Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 1977.
 - 11) 宇佐美 勉 : 補剛材つき板の座屈強度に関する基礎的研究, 名古屋大学提出学位論文, 1976年3月.
 - 12) 本州四国連絡橋公団 : 本州四国連絡橋・上部構造設計基準・同解説, 1977年8月.
 - 13) 青木徹彦・福本嘯士 : 鋼柱の座屈強度のばらつきにおよぼす残留応力分布の影響について, 土木学会論文報告集, 第201号, 1972年5月.
 - 14) 青木徹彦・福本嘯士 : 溶接H形鋼柱の座屈強度分布について, 土木学会論文報告集, 第222号, 1974年2月.
 - 15) Dwight, J.B. : Collapse of Steel Compression Panels, in "Developments in Bridge Design and Construction", Crosby Lockwood & Son LTD, 1971.
 - 16) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫 : 箱形断面柱の局部座屈強度, 土木学会論文報告集, 第205号, 1972年9月.
 - 17) 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, 1980年9月.
 - 18) Johnston, B.G. (ed.) : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd. ed., John Wiley & Sons, 1976.
 - 19) Rondal, J. and R. Maquoi : Single Equation for SSRC Column Strength Curves, Proc. ASCE, Vol. 105, No. ST 1, Jan., 1979.

(1980.5.12・受付)