

補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON ECCENTRICALLY LOADED STIFFENED BOX COLUMNS

宇佐美 勉*・福本 暁士**・青木 徹彦***・松川 昭夫****

By Tsutomu USAMI, Yuhshi FUKUMOTO, Tetsuhiko AOKI and Akio MATSUKAWA

An experimental study is presented on the local and overall interaction strength of welded box columns stiffened by longitudinal ribs and diaphragms. The column cross-sections are composed of plates with relatively large width-thickness ratios so that local plate buckling is supposed to occur before the attainment of the overall column buckling. The test program consists of (1) six eccentrically loaded column tests, (2) four centrally loaded stub-column tests, and (3) two residual stress measurement tests. Based on the test results, an empirical design formula is proposed to predict the interaction strength.

1. 緒 言

長吊橋・斜張橋主塔には縦リブとダイヤフラムで補剛された箱形断面部材が通常使用される。このような圧縮部材の設計は、従来、断面の局部座屈が全体座屈に先行しないことを前提に行われてきた。しかし、ここ10年来の国の内外の研究により、通常の断面構成では局部座屈の発生は不可避であり、圧縮部材の設計にはその影響を考慮に入れるべきことが判明した^{1),2)}。1980年改訂の道路橋示方書³⁾では上記の考え方が取り入れられ、局部座屈を考慮した圧縮部材の全体座屈強度の評価式が採用されている。しかし、その評価式は経験式であり、しかも、その妥当性を検討できる実験データは著者らが行った3体の中心軸圧縮柱の実験⁴⁾のみである。

著者らはここ数年来、無補剛箱形断面部材の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的・理論的研究を行い、設計式の提案を行ってきた^{4)~6)}。本研究はそれら一連の研究の延長として縦リブおよびダイヤフラムで補剛された箱形断面偏心圧縮柱の強度実験を実施し、設計式

の提案を行おうとするものである。

2. 実験概要

(1) 実験供試体

実験は Fig.1 および Table 1~3 に示すような10体の供試体の耐荷力実験および2体の供試体の残留応力測定よりなる。使用鋼材は文献4)で述べた理由により4.5 mm厚のSM 58材を用いた。ただし、リブの一部には6 mm厚のSM 58材を用いた。供試体1~8はフランジリブ2本、ウェブリブ1本の長方形断面(断面高さ/幅=2/3)、No.9, 10はフランジ、ウェブともリブ2本の正方形断面である。No.1~6は偏心圧縮長柱、No.7~10は中心軸圧縮短柱であり、細長比(L/r)は55, 45, 10(短柱)と変化させてある。補剛材間幅厚比は使用鋼材SM 58材の限界幅厚比³⁾(全断面降伏荷重に達するまで局部座屈を起こさないと考えられる幅厚比)22と、他に30を用いた。長柱の偏心量は弱軸に関する断面2次半径 r を基準に、 $0.1r \sim 0.7r$ まで変化させた。ダイヤフラム(6 mm厚のSS 41材)は両面隅肉溶接(脚長4 mm)でフランジ、ウェブに剛結した。ダイヤフラム間隔 L_0 はすべてフランジ幅 b の1.5倍である。リブ材はダイヤフラムを貫通して試験体端部から端部まで連続しており、連続溶接(脚長4 mm)により板に取り付

* 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科
(〒464 名古屋市千種区不老町)

** 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科(同上)

*** 正会員 工博 愛知工業大学助教授 土木工学科

**** 正会員 大阪市土木局土木部橋梁課長

けられている。リブの剛性は道路橋示方書³⁾の縦リブの必要剛比 γ_{req} に等しくなるように設計した。

供試体の実測方法およびそれをもとに計算した諸量は、Table 2, 3 に示してある。記号の一部は同表および、Fig. 1, Table 1 に定義してある。

(2) 素材試験、残留応力測定、初期たわみ測定

実験供試体は4枚の圧延板より切断・製作された。それぞれの板について3本ずつ JIS 5号試験片を切り出し材料定数を測定した。残留応力は供試体 No. 13, 14 の2体のフランジ、ウェブおよびリブについて切断法により測定した。構成板の面外初期たわみはすべての供試体中央のフランジパネル(ダイヤフラムおよびフランジ-ウェブ接合線で囲まれたパネル)について最小目盛1/

500 mm ダイヤルゲージにより測定した。測定はフランジ-ウェブ接合線を基準にした板の面外変位をまず測定し、次にフランジ-ウェブ接合線とダイヤフラムの交点を基準にした接合線の面外変位を測定し、先に測定した板の変位の基準線を補正して板パネルの実面外変位を決定した。柱軸線の初期たわみは偏心圧縮柱ではその影響が小さいと考えられるため測定は行わなかった。

(3) 短柱実験

短柱試験 (No.7~10) はすべて平押し圧縮によって行った。短柱中央の載荷軸ひずみを測定するとともに、断面の4隅にセットしたダイヤルゲージにより中央パネルの軸方向縮み(ダイヤフラム位置の相対的荷重方向変位)を測定した。用いた試験機は建築技術研究所(吹田市)

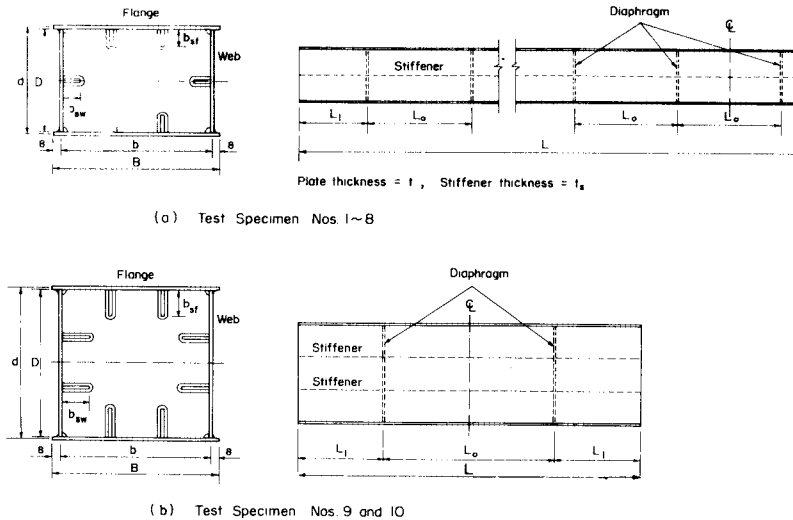


Fig.1 Test Specimen.

Table 1 Test Program.

Specimen	L/r	n _f	n _w	d/b	b/(n _f t)	R _f	L ₀ /b	e/r	Remarks
1	55	3	2	0.667	22	0.6	1.50	0.1	Eccentrically Loaded Column Tests
2	45	3	2	0.667	30	0.8	1.50	0.2	
3	55	3	2	0.667	22	0.6	1.50	0.3	
4	45	3	2	0.667	30	0.8	1.50	0.5	
5	55	3	2	0.667	22	0.6	1.50	0.6	
6	45	3	2	0.667	30	0.8	1.50	0.7	
7	10	3	2	0.667	22	0.6	1.50	0	Stub-Column Tests
8	10	3	2	0.667	30	0.8	1.50	0	
9	7.4	4	4	1.0	22	0.6	1.50	0	
10	7.4	4	4	1.0	30	0.8	1.50	0	
13	-	3	2	0.667	22	0.6	-	-	Residual, Stress Measurements
14	-	3	2	0.667	30	0.8	-	-	

Notes: 1. See Fig. 1 for symbols b, d, t, L, and L₀.

2. r = radius of gyration about the weak axis, n_f = no. of subpanels in flange, n_w = no. of subpanels in web, e = eccentricity of load, and R_f = Eq. 2 with k = 4n_f², σ_y = 540 N/mm² and E = 206000 N/mm².

の1000t長柱試験機である。整置 (alignment) および
 載荷方法はおおむね文献7) に従った。

(4) 長柱試験

長柱試験はすべて両端ピン支持の条件で行った。ピン
 支持装置は文献4), 5) で使用した装置を参考により大
 型化した装置を製作し使用した。載荷要領は文献5)と
 同様であるのでここでは省略する。偏心圧縮荷重は荷重
 を強軸上に偏心させて行った。用いた試験機は愛知工業
 大学の300t長柱試験機である。

3. 実験結果および考察

(1) 素材試験

引張試験から得られた素材の応力-ひずみ関係はひず
 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。測定された各供試

体の板要素降伏応力 σ_y および補剛材の降伏応力 σ_{ys} の
 値を Table 2 に示す。弾性係数 E は各供試体で大差な
 くその平均値は $2.10 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ であった。これらの
 値を用いて計算した各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 2 に示す。ここに、

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

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

である。上式中、 L は部材全長、 t はフランジ板厚、 $\bar{\sigma}_y$
 は板要素とリブの断面積で重みをつけた平均降伏応力を
 表わす。また ν はポアソン比で0.3を用いた。 k はフ
 ランジ板要素の座屈係数で、Table 2 には2種類の k か
 ら求められた R の値が記載されている。1つは $k=4n_f^2$
 (ここに、 n_f はフランジのサブパネル数) に対する R

Table 2 Dimensions of Test Specimens.

Specimen	B	D	t	b _{sf}	b _{sw}	t _s	σ_y	σ_{ys}	$\bar{\sigma}_y$	A	W	L	r	L/r	$\bar{\lambda}$	$\frac{b}{n_f t}$	R	R
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	mm ²	mm ³	mm	mm			with k=4n _f ²	with k=k _{eq}	
1	316	196	4.44	39.1	34.3	4.51	479	479	479	5560	57300	4800	82.9	57.9	0.870	22.5	0.559	0.542
2	436	281	4.48	42.6	37.6	4.51	527	527	527	7530	73900	5200	119.0	43.7	0.699	31.2	0.829	0.814
3	317	196	4.46	39.7	34.8	4.48	479	479	479	5600	37500	4800	82.9	57.8	0.870	22.5	0.558	0.541
4	436	266	4.49	42.5	37.5	4.52	527	527	527	7410	69400	5200	113.0	46.0	0.735	31.2	0.826	0.798
5	317	196	4.42	39.3	34.7	4.41	527	527	527	5530	37100	4800	82.9	57.8	0.929	22.7	0.610	0.584
6	437	281	4.57	42.6	37.9	4.56	527	527	527	7690	75500	5200	119.0	43.7	0.699	30.7	0.814	0.799
7	317	196	4.43	39.6	34.2	4.33	552	552	552	5530	37200	900	83.0	10.8	0.090	22.6	0.617	0.598
8	422	267	4.57	42.2	37.3	4.49	552	552	552	7390	69000	1200	114.0	10.5	0.087	29.6	0.807	0.789
9	417	397	4.58	45.5	45.5	6.02	552	525	544	10700	124000	1200	153.0	7.8	0.064	21.9	0.592	0.592
10	557	537	4.55	49.4	49.4	5.96	552	525	546	13500	218000	1620	210.0	7.7	0.063	29.7	0.805	0.805
13	316	196	4.50	39.0	34.0	4.50	527	527	527	-	-	1000	-	-	-	22.0	0.582	0.566
14	421	266	4.50	42.0	37.0	4.50	552	552	552	-	-	1000	-	-	-	30.0	0.818	0.800

Note: 1. See Fig. 1 for symbols B, D, t, b_{sf}, b_{sw}, t_s and L.
 2. σ_y = yield stress of plate; σ_{ys} = yield stress of stiffeners; $\bar{\sigma}_y$ = weighted average of yield stresses;
 A = cross-sectional area; W = elastic section modulus about the weak axis; $\bar{\lambda}$ = Eq. 1; R = Eq. 2;
 k_{eq} = equivalent buckling coefficient (Eq. A.1)

Table 3 Stiffener Properties.

Specimen	Flange Stiffener						Web Stiffener					
	Area A _{sf}	Moment of Inertia I _{sf}	δ_f	γ_f	$\gamma_{f,req}$	$\frac{\gamma_f}{\gamma_{f,req}}$	Area A _{sw}	Moment of Inertia I _{sw}	δ_w	γ_w	$\gamma_{w,req}$	$\frac{\gamma_w}{\gamma_{w,req}}$
	mm	mm					mm	mm				
1	176	89900	0.132	37.4	34.2	1.09	155	60700	0.174	37.9	36.2	1.05
2	192	116000	0.102	33.5	31.7	1.06	170	79900	0.133	34.0	32.9	1.03
3	179	93400	0.133	38.2	34.3	1.11	156	62900	0.175	38.7	36.3	1.07
4	192	116000	0.102	33.3	31.7	1.05	170	79500	0.140	35.5	33.4	1.06
5	173	89200	0.130	37.5	34.0	1.10	153	61400	0.173	38.8	36.1	1.07
6	194	118000	0.101	32.1	31.7	1.01	173	82700	0.132	33.1	32.8	1.01
7	171	89600	0.128	37.4	33.8	1.11	148	57700	0.167	36.2	35.6	1.02
8	189	112000	0.102	31.6	31.7	1.00	167	77700	0.134	32.7	33.0	0.99
9	274	189000	0.149	53.8	54.8	0.98	274	189000	0.149	53.6	54.8	0.98
10	294	240000	0.119	51.4	50.5	1.02	294	240000	0.119	51.4	50.5	1.02

Notes: $I_{sf} = t_s b_{sf}^3 / 3$; $I_{sw} = t_s b_{sw}^3 / 3$; $\delta_f = A_{st} / bt$; $\delta_w = A_{sw} / dt$; $\gamma_f = EI_{sf} / bK$; $\gamma_w = EI_{sw} / dK$;
 $K = Et^3 / 12(1-\nu^2)$; $\gamma_{f,req} = 4(L_0/b)^2 n_f (1+n_f \delta_f) - (1+L_0^2/b^2)^2 / n_f$; $\gamma_{w,req} = 4(L_0/d)^2 n_w (1+n_w \delta_w) - (1+L_0^2/d^2)^2 / n_w$.

であり、他は $k=k_{eq}$ に対する R である。 k_{eq} は文献4), 5)で等価座屈係数と称した量で、長方形箱形断面の圧縮強度をフランジ幅が同一の正方形箱形断面の圧縮強度に換算するために導入された量である。 k_{eq} の具体的な式は付録(1)に示してある。

(2) 残留応力

残留応力は供試体 No.13, 14のフランジ、ウェブ各1枚およびそれらのリブについて測定を行った。板要素の平均圧縮残留応力 σ_{rc} は No.13(補剛材間幅厚比=22)で $200 \sim 250 \text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{rc}/\sigma_y=0.38 \sim 0.47$), No.14(補剛材間幅厚比=30)で $150 \sim 200 \text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{rc}/\sigma_y=0.27 \sim 0.36$)程度である。一方、リブの最大圧縮残留応力の各供試体平均値は、No.13で 230 N/mm^2 ($\sigma_{rc}/\sigma_{ys}=0.44$), No.14で 200 N/mm^2 ($\sigma_{rc}/\sigma_{ys}=0.36$)程度であった。なお、残留応力の分布形などの全測定データは文献8)に含まれている。

(3) 初期面外たわみ

柱中央パネルの初期面外たわみは、偏心圧縮性については最圧縮側フランジ、短柱については両フランジで測定した。板の耐荷力にとって重要な量はダイヤフラムの位置を基準とした初期たわみ量であるので、測定結果から、フランジ-ウェブ接合線に平行でダイヤフラムの位置での初期たわみを結んだ基線から板および補剛材の初期たわみを測り直し、その最大値を求めたものが Table 4の値である。表中、負のたわみは供試体内側、正のたわみは外側へのたわみを表わす。1例を除き、最大初期たわみは補剛材のある方向に生じていることがわかる。板の初期たわみは、 $b/500$ 前後と小さいが、補剛材の初期たわみは $L_0/1000$ を越える供試体が多くあることがわかる。なお、全供試体の初期たわみ形状のデータは文

献8)に示されている。

(4) 短 柱

Fig.2は中央パネルの軸方向縮みをダイヤフラム間隔(L_0)で除して求めた平均ひずみ(ϵ_a)を荷重(P)に対してプロットしたものである。ただし、縦軸、横軸はそれぞれ、全断面降伏荷重 $P_y=\bar{\sigma}_y A$ (ここに A は全断面積)、平均降伏ひずみ $\bar{\epsilon}_y=\bar{\sigma}_y/E$ で無次元化してある。細線は弾性理論から求められた理論直線である。荷重が小さい間は No.7供試体を除き弾性理論とよく一致しているが、荷重が大きくなると、断面の局部座屈、塑性化の影響により理論値と離れてゆく。No.7供試体は載荷の途中から断面の対角線方向に偏心載荷された状態になったため、理論曲線と一致しなかったものと思われる。事実、この供試体のみ、ウェブ板の局部座屈が先行して生じた状態で崩壊に至っている。

実験から得られた最高荷重 P_{max} , P_{max}/P_y を Table 5に示し、 P_{max}/P_y を等価幅厚比 R (ただし、正方形断面に対しては $k=4n_s^2$, 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。同図中には文献4)の実験結果もプロットしてある。また、同図中の直線式

$$\frac{P_{max}}{P_y} = 1.24 - 0.54 R \dots\dots\dots (3)$$

は補剛材剛比が現行道路橋示方書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²⁾である。実験結果と式(3)を比べると、1例(No.7)を除き、式(3)は実験のほぼ下界の直線になっていることがわかる。No.7供試体の強度のみ式(3)を下まわっているが、これは前述のように偏心載荷の影響であろうと思われる。

(5) 長 柱

偏心圧縮長柱の荷重-柱中央のたわみ(δ)の実験値を局部座屈を考慮しない弾性理論解析(はり-柱理論)結果とともに Fig.4に示す。 $L/r=45$ の柱の R_f ($k=4n_s^2$ のときの R)は0.8, $L/r=55$ の柱の R_f は0.6である。荷重の小さい間は全般的に実験値は弾性理論とよく一致している。荷重が大きくなると、局部座屈と塑性の影響により、実験値は理論解と離れてゆく。一般的に全ケースとも変形能はかなり大きいと思われる。

Fig.5は柱中央最圧縮フランジ上で測定した軸方向ひずみ ϵ の荷重による変化を描いたものである。これらの図よりフランジ板の変形モードを推察することが可能である。フランジ-ウェブ接合線上の2点の各荷重段階でのひずみはほぼ一致しており、それらのひずみを結んだ線の上方に他点のひずみがある場合にはフランジ板は断面内側に変形(凹む)し、下方にあるときは外側に変形(凸む)ことがわかる。変形モードは無補剛板の場合⁵⁾

Table 4 Maximum Plate and Stiffener Initial Deflections.

Specimen	b mm	L_0 mm	w_p mm	w_s mm	w_p/b	w_s/L_0
1	300	450	-0.65	-0.65	-1/460	-1/690
2	405	600	-0.65	-0.55	-1/620	-1/1090
3	300	450	-0.75	-0.75	-1/400	-1/600
4	405	600	-0.50	-0.50	-1/810	-1/1200
5	300	450	-0.65	-0.65	-1/460	-1/690
6	405	600	-0.95	-0.50	-1/430	-1/1200
7 (A)	300	450	-0.60	-0.60	-1/500	-1/750
(B)	300	450	-0.55	-0.55	-1/550	-1/820
8 (A)	405	600	-0.60	-0.45	-1/680	-1/1330
(B)	405	600	-0.70	-0.70	-1/580	-1/860
9 (A)	400	600	+1.20	+1.10	+1/330	+1/550
(B)	400	600	-0.55	-0.55	-1/730	-1/1090
10 (A)	540	810	-0.60	-0.55	-1/900	-1/1470
(B)	540	810	-0.90	-0.90	-1/600	-1/900

Notes: 1. Positive deflection is the deflection toward the inside of specimen.
 2. w_p = maximum plate deflection;
 w_s = maximum stiffener deflection.

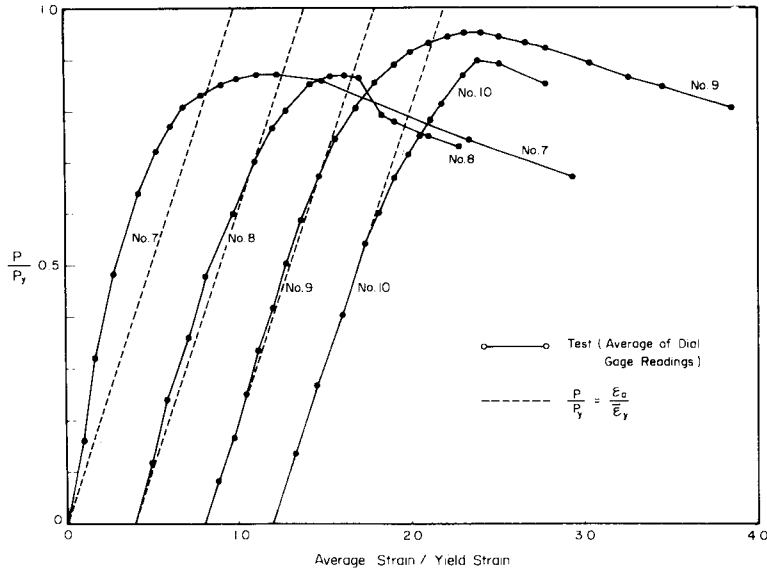


Fig. 2 Average Stress-Strain Curves of Stub-Columns.

より複雑であり、フランジ板全体の半波長形モードと、補剛材間および補剛材とウェブ間の変形モードが組み合わさったものとなっている。偏心量の小さい No. 1 と No. 2 の供試体では最高荷重はほぼフランジ-ウェブ接合線上のひずみが降伏ひずみ (図中に ϵ_y と表示) に一致したときに生ずるが、偏心量が大きくなると、最高荷重は接合線上のひずみが ϵ_y をかなり越えた状態で生じている。これは前報 (4) の曲げ試験でも観察されたことであり、有効幅理論で通常用いられる仮定すなわち縁応力が降伏応力に達したときに板要素は崩壊するという仮定は、偏心量の大きい供試体のように、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かな

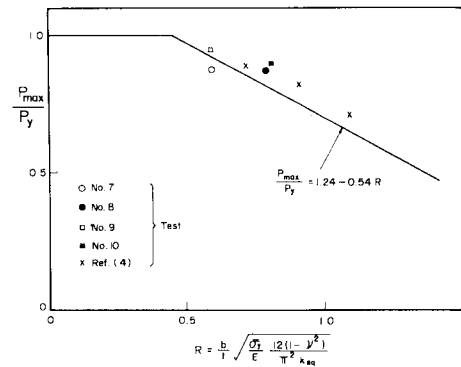


Fig. 3 Maximum Strength of Stub-Columns.

Table 5 Comparison of Experimental and Predicted Maximum Loads.

Specimen	Experimental			Predicted		$(P_{max}/P_y)_{exp}$	
	P_{max}	P_y	$(\frac{P_{max}}{P_y})_{exp}$	$(\frac{P_{max}}{P_y})_{appr}$	$(\frac{P_{max}}{P_y})_{appr}$		
	in kN	in kN		SSRC 2	JRA	SSRC 2	JRA
1	1620	2650	0.611	0.582	0.542	1.05	1.13
2	2020	3970	0.509	0.531	0.501	0.959	1.02
3	1380	2670	0.517	0.480	0.454	1.07	1.13
4	1590	3910	0.407	0.415	0.395	0.981	1.03
5	1080	2920	0.370	0.368	0.352	1.01	1.05
6	1450	4050	0.358	0.373	0.359	0.957	0.994
7	2660	3050	0.872	0.911	0.911	0.956	0.956
8	3550	4080	0.870	0.812	0.812	1.07	1.07
9	5550	5850	0.949	0.928	0.928	1.02	1.02
10	6600	7360	0.896	0.814	0.814	1.10	1.10

Note: P_{max} = maximum load; P_y = squash load.

り安全側の仮定になる。

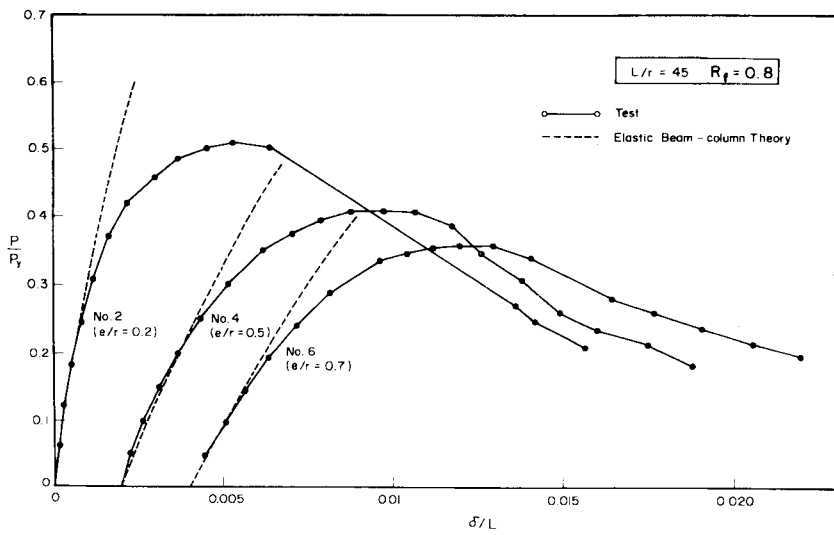
実験終了後の供試体中央付近の最圧縮フランジの変形を示す写真を Photo 1 に示す。

実験より得られた最高荷重は Table 5 に示してある。同表中には文献 4) , 5) で提案した近似解法を補剛断面材に適用できるように修正した解法に基づく近似解 (Predicted) も併せて載せてある。近似解法は付録(2) に詳述してある。近似解のうち, SSRC 2 は, 局部座屈を考えない柱の強度式として SSRC⁹⁾ の柱強度曲線の No. 2 曲線を用いたもの, JRA は柱の強度式として現行道路橋示方書の柱の基準耐荷力式³⁾を用いたものであることを示す。また, 偏心圧縮長柱の強度の推定相関式

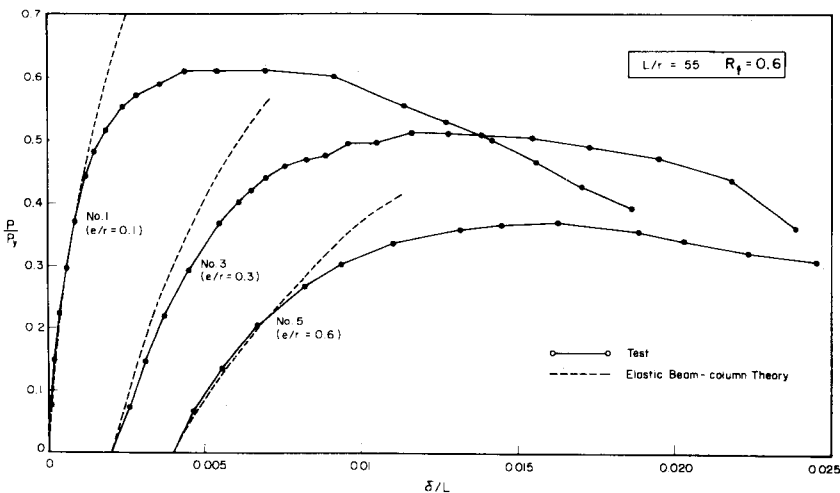
(付録(2)の式(A・2)) を実験結果とともに Fig. 6 に示す。これらの図および表からわかるように, SSRC No. 2 曲線に基づく解は実験値に対して非常によい相関をもっている。また, 道路橋示方書の式に基づく解は, 短柱の一例 (No. 7 供試体) を除き, 全般的に安全側の推定値を与えることがわかる。

4. 設計公式の提案

文献 4) および本報告の実験結果を踏まえ, 幅厚比の比較的大きい補剛箱形断面圧縮部材の設計式の提案を行う。無補剛箱形断面圧縮部材については文献 4) で述べた。



(a) Load-Midheight Deflection Curves (Column Nos. 2, 4 and 6)



(b) Load-Midheight Deflection Curves (Column Nos. 1, 3 and 5)

Fig. 4

(1) 条 件

- ① フランジ幅 b , ウェブ幅 d , フランジ厚 t , ウェブ厚 w , フランジサブパネル数 n_f , ウェブサブパネル数 n_w の等間隔補剛箱形断面を考える.
- ② 補剛材剛度は道路橋示方書の必要剛比以上とする.
- ③ 補剛材幅厚比は道路橋示方書の幅厚比制限以下とする.

(2) 設 計 式

- ① 次式により降伏応力の低減係数を求める.

$$Q = 1.24 - 0.54 R \leq 1.0 \dots\dots\dots(4)$$

ここに, R は次式より求められる R_f と R_w の大きい値とする.

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_{sf}}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 4 n_f^2}} = 0.526 \frac{b}{t n_f} \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_{sf}}{E}} \dots\dots\dots(5)$$

$$R_w = \frac{d}{w} \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_{yw}}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 4 n_w^2}} = 0.526 \frac{d}{w n_w} \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_{yw}}{E}} \dots\dots\dots(6)$$

ここに, $\bar{\sigma}_{sf}$ フランジ補剛板の平均降伏応力 (フランジ

板要素およびフランジ補剛材の断面積で重みをつけた平均降伏応力), $\bar{\sigma}_{yw}$ ウェブ補剛板の平均降伏応力である.

- ② 中心軸圧縮柱の強度 P_u は次式より求める.

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{Q P_y} &= 1.0 \quad (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ &= 1.109 - 0.545 \bar{\lambda} \quad (0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 1.0) \dots\dots\dots(7) \\ &= \frac{1}{0.773 + \bar{\lambda}^2} \quad (1.0 \leq \bar{\lambda}) \end{aligned}$$

ここに,

$$\bar{\lambda} = \sqrt{Q} \bar{\lambda} = \frac{L}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{Q \bar{\sigma}_y}{E}} \dots\dots\dots(8)$$

で $\bar{\sigma}_y$ は断面全体の平均降伏応力, $P_y = \bar{\sigma}_y A$ は全断面降伏荷重, L/r は細長比である.

- ③ 両端の軸方向圧縮力 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.

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M}{M_u (1 - P/P_y)} \leq 1.0 \dots\dots\dots(9)$$

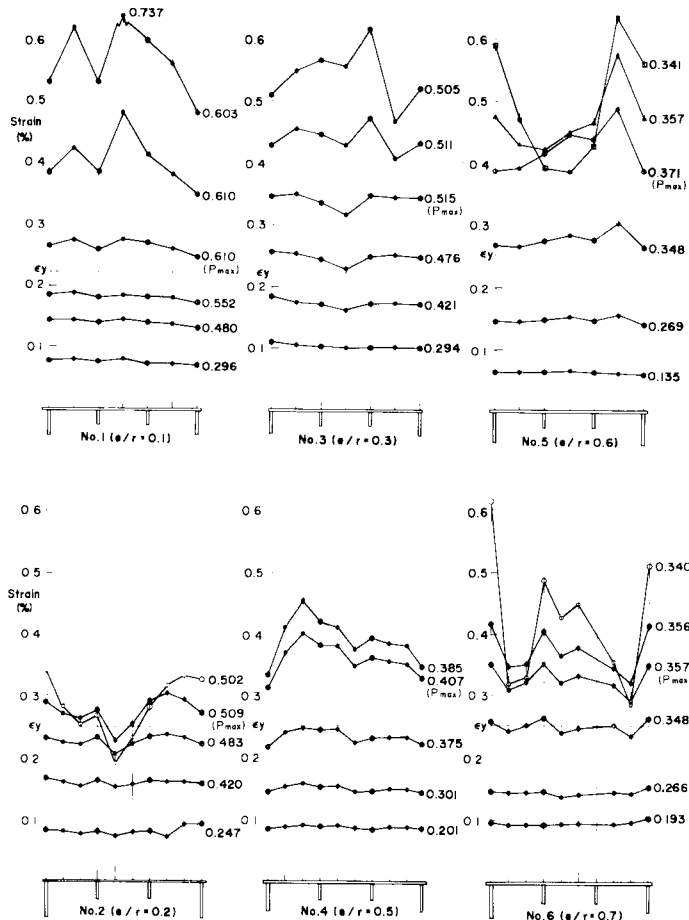


Fig. 5 Strain Variations on the Most Compressed Flange of Midheight Column Cross-section.

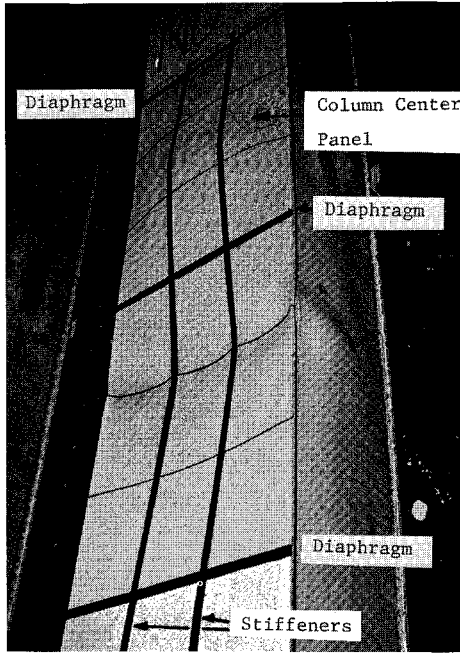


Photo 1 Column No. 5 after Failure.

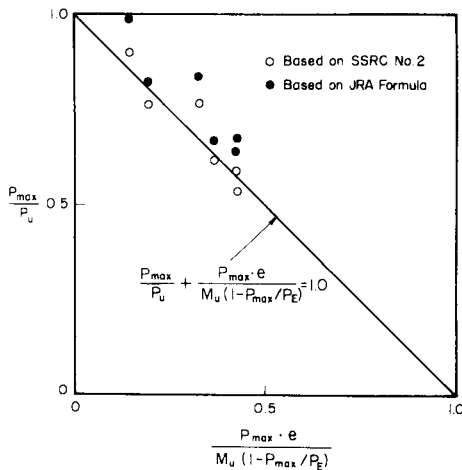


Fig. 6 Comparison of Experimental and Predicted Strength.

$$\frac{P}{QP_y} + \frac{M}{M_u(1-P/P_e)} \leq 1.0 \dots\dots\dots(10)$$

ここに P_e = 座屈軸に関するオイラー座屈荷重

$$\frac{M_u}{M_y} = \frac{(2+3/\alpha\beta)(1.24-0.54R_f)+2+\alpha\beta}{4+\alpha\beta+3/\alpha\beta} \leq 1.0 \dots\dots(11)$$

$$M_y = W \bar{\sigma}_{yf} \dots\dots\dots(12)$$

W = 座屈軸に関する弾性断面係数

$$\alpha\beta = \frac{d \cdot w}{b \cdot t} \dots\dots\dots(13)$$

なお、部材両端に不等曲げモーメント M および

$\kappa M (-1 \leq \kappa \leq 1)$ が作用する場合には、次式により換算曲げモーメント M_{eq} を求め、式(9)の M に代入するものとする³⁾。

$$M_{eq} = MC_m \dots\dots\dots(14)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \kappa \geq 0.4 \dots\dots\dots(15)$$

ここで、 M は絶対値が大きい方の端モーメントで正とし、 κ は部材に半波長の変形が生ずる端モーメントの場合を正とする。式(10)は応力照査のための式で、道路橋示方書と同じ考えで求めたものである。この式は不等曲げモーメントが作用する部材に対してのみ必要な式である。

低減係数 Q は短柱強度(式(3))から求められたものであるが R を求める際には簡単化のため、座屈係数を $4n_w^2$ または $4n_w^2$ としている。上述の設計式は $Q=1.0$ のとき(または式(4)より $R \leq 0.444$ のとき)道路橋示方書の局部座屈を考えない照査式に一致する。

式(9)、(10)の相関式を $\kappa=1.0, 0.0, 1.0$ について求めたものを Fig. 7 に示す。ただし、断面はフランジ、ウェブに等数のリブをもつ正方形箱形で、材料は SS 41、細長比は 80、低減係数は 0.8 ($R=R_f=R_w=0.815$) の等断面柱を考えている。設計では、式(9)または(10)の曲線のうち、下方(原点寄り)にある曲線が支配曲線となる。図より、 $\kappa=0.0$ または -1.0 の場合には、かなりの部分が式(10)の応力照査で設計が支配されることになる。

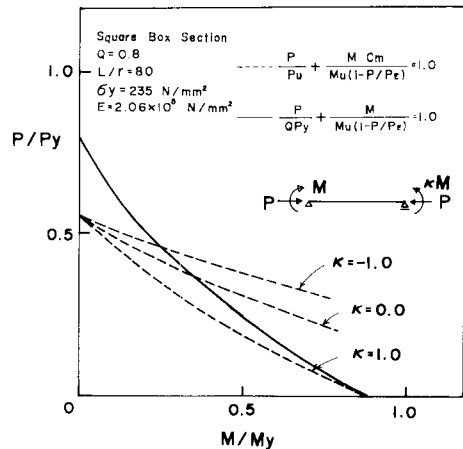


Fig. 7 Interaction Equations.

5. 結 言

SM 58 材よりなる縦リブとダイアフラムで補剛された箱形断面偏心圧縮柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験結果について述べ、強度の簡易推定法およびそれに基づく設計公式の提案を行った。前報(4)で提

案した無補剛箱形断面圧縮部材の強度の簡易推定法と同様、ここで提案した推定式は工学的に十分な精度で補剛箱形断面圧縮部材の強度を推定することがわかった。

本研究は北港連絡橋主塔の設計に関する大阪市から名古屋大学への委託研究の一部⁸⁾として行われたものである。実験に際しては名古屋大学の水野英一助手、大谷恭弘氏(現・Purdue 大学院)、溝口博孝氏(現・横河橋梁製作所)、土屋信洋氏(現・清水建設)および永田健氏(現・建設省)の協力を得た。

6. 付 録

(1) 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 、フランジのサブパネル数 n_f 、ウェブのサブパネル数 n_w の等間隔補剛箱形断面を考える。ただし、補剛材断面はフランジ、ウェブ板内で同一とする。このとき、等価座屈係数 k_{eq} は次式で与えられる^{4), 8)}。

$$k_{eq} = \left[2n_f \frac{1 + \alpha\beta \cdot \Delta}{1 + \alpha^2 \Delta \cdot n_f / n_w} \right]^2 \dots\dots\dots (A \cdot 1)$$

ここに、 $\alpha = d/b$ 、 $\beta = w/t$ 、

$$\Delta = \frac{1 + (n_w - 1)\delta_w}{1 + (n_f - 1)\delta_f}$$

$$\delta_f = A_{sf} / bt$$

$$\delta_w = A_{sw} / dw$$

で、 A_{sf} はフランジ補剛材 1 本の断面積、 A_{sw} はウェブ補剛材 1 本の断面積である。式(A・1)の誘導は文献8)に与えられている。

(2) 偏心圧縮柱の強度の推定法

文献4), 5)で述べた手法を補剛断面柱に拡張した方法について述べる。この方法は短柱の強度をもとに長柱の強度を推定しようとするものである。問題を一般化するため、付録(1)で述べたような断面を考える。

中心軸圧縮柱の場合には次のように強度を推定する。短柱の強度として式(3)を用い、

$$Q = 1.24 - 0.54 R \dots\dots\dots (A \cdot 2)$$

とおき、局部座屈を考えないで求めた柱の強度式(本論文の場合にはSSRC No.2曲線⁹⁾あるいは道路橋示方書の基本耐荷力式³⁾)の降伏応力 σ_y を $Q\bar{\sigma}_y$ に置き換えた式をもって局部座屈を生じた部材の強度を推定する。

等偏心圧縮柱の場合には次の相関式

$$\frac{P}{P_u} + \frac{P \cdot e}{M_u(1 - P/P_E)} = 1.0 \dots\dots\dots (A \cdot 3)$$

を用いる。ここに、 P_u は上述の手法によって求めた局部座屈を考えた中心軸圧縮柱の強度、 P_E はオイラー座屈荷重、 M_u は次式より求められるフランジの局部座屈を考えた降伏曲げモーメント(文献5)の式A・17に対応する)である。

$$\frac{M_u}{M_y} = \frac{(2 + 3/\alpha\beta)(1.24 - 0.54 R_f) + 2 + \alpha\beta}{4 + \alpha\beta + 3/\alpha\beta} \leq 1.0 \dots\dots\dots (A \cdot 4)$$

$$M_y = W \bar{\sigma}_y$$

ここに、 W = 座屈軸に関する弾性断面係数である。ただし、 M_u を求めるときには、簡単化のため補剛材の断面2次モーメントを無視している。

参 考 文 献

- 1) 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。
- 2) Watanabe, E., Usami, T. and Hasegawa, A. : 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.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980年2月。
- 4) 宇佐美勉・福本昉士：鋼材の座屈強度実験と有効幅理論による解析，土木学会論文報告集，第326号，pp.41～50，1982年10月。
- 5) 宇佐美勉・福本昉士・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，pp.47～58，1981年4月。
- 6) Usami, T. : Postbuckling of Plates in Compression and Bending, Journal of Structural Division, Proc. ASCE, No. ST 3, Vol. 108, pp.591～609, March, 1982.
- 7) 青木徹彦・福本昉士：鋼材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，pp.31～41，1972年5月。
- 8) 福本昉士・宇佐美勉・伊藤義人：北港連絡橋の主塔の強度に関する基礎的研究，名大土木研究報告 No.8201，名古屋大学工学部土木工学科，1982年9月。
- 9) Johnston, B.G.(ed.) : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd. ed., John Wiley & Sons, 1976.

(1983.10.28・受付)