

薄肉鋼柱の極限強度の簡単な評価法

A SIMPLE METHOD FOR EVALUATING ULTIMATE STRENGTH
OF THIN-WALLED STEEL COLUMNS

久保全弘* ・ 小川春由樹**

By Masahiro KUBO and Haruyuki OGAWA

The effects of local buckling are important in steel columns built up thin-plates. This paper presents on a simple method for evaluating the ultimate strength of thin-walled columns. An equivalent slenderness parameter for column section was expressed by the geometric mean value of nondimensional width-thickness ratios in the component plates. The strength formulas of I- and box sections were obtained from a number of test data of stub columns. The proposed formulas were compared with other approaches using the effective width concept and the different slenderness parameter. The interaction strength of local and overall buckling of slender columns was also investigated from the test data.

1. まえがき

薄肉断面鋼柱の極限強度は、断面を構成する板要素の局部座屈と部材全体の座屈によって影響を受ける。局部座屈は断面の抵抗強度を決定づけるほか、全体座屈と連成する場合には部材強度の低下をさらに増加させる要因ともなる。一般に、局部座屈は隣接する板要素の連成変形を伴って発生するため、強度評価も複雑となる。このような薄肉部材に対する断面強度の推定法は、次の2つに大別でき、これまでに数多くの研究が行われている¹⁾。

1) 有効幅の概念に基づいて各板要素の有効断面を求め、構成板の強度の和から算定する方法

(有効断面法): 宇佐美²⁾, 西村ら¹⁾など。

2) 板要素間の相互作用を考慮して求めた断面としての等価幅厚比を用いて強度評価式から算定する方法

(等価幅厚比法): 中井・北田ら³⁾, 山尾・崎元⁴⁾など。

そして、柱の局部座屈と全体座屈との連成強度は、断面強度の低減係数を用いるQ-factor法によって評価できることがHancock⁵⁾, 宇佐美²⁾, 山尾ら⁶⁾, 西村ら⁷⁾によって確認されている。

本研究は、純圧縮を受ける鋼H形および箱形部材の局部座屈によって決まる断面強度を簡単に評価するための等価幅厚比パラメータを提案する。そして、既往の溶接薄肉短柱の実験データを用いて強度評価式の検討および過去に提案されている各種推定法との比較を行う。さらに、柱の連成強度評価への適用性についても考察する。

* 工博 名城大学教授 理工学部土木工学科 (〒468 名古屋市天白区塩釜口 1丁目 501)

** 名城大学大学院工学研究科修士課程在学中 (同上)

2. 柱断面の等価幅厚比と座屈係数

断面を構成する板要素の単一板としての弾性座屈応力 σ_{cr} は次式で与えられる。

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1 / R^2 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 R は幅厚比パラメータであり、図-1に示すフランジと腹板で構成される断面では

$$R_f = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_f}} \sqrt{\frac{\sigma_{yf}}{E}} ; \quad R_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_w}} \sqrt{\frac{\sigma_{yw}}{E}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

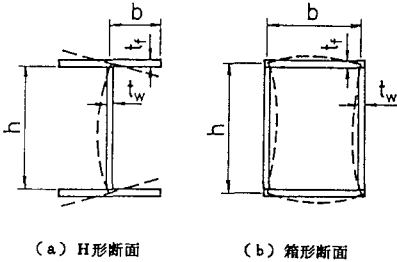


図-1 断面寸法と局部座屈変形

式(2)において、座屈係数は板要素の接合辺を単純支持と考えて純圧縮を受けるH形断面では $k_f=0.43$ 、 $k_w=4$ および箱形断面では $k_f=k_w=4$ を用いる。

柱断面の隣接板による弾性回転拘束を考慮した等価幅厚比は、Bleich⁸⁾によって求められている。これと同様な考え方から、中井・北田³⁾は箱形断面に対する式を、山尾・崎元⁴⁾はH形断面に対する式をそれぞれ提案している。また、宇佐美⁹⁾は箱形断面に対し有効幅の概念に基づいて近似式を求めている。これらの提案式は、実際設計を考えると、いずれも複雑な式であると思われる。

本研究では、断面の局部座屈強度を評価するための等価幅厚比パラメータ R_s として、式(2)で表す2つの値を相乗平均した値を簡便的に用いる。

$$R_s = \sqrt{R_f R_w} \quad \dots\dots\dots(3)$$

この場合の等価座屈係数は、 $\sigma_{yf} = \sigma_{yw}$ において式(1)から求めると

$$\text{フランジを基準にした場合} \quad k_{fw} = \sqrt{k_f k_w} \beta \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$\text{腹板を基準にした場合} \quad k_{wf} = \sqrt{k_f k_w} / \beta \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、構成断面寸法比 $\beta = b t_w / (h t_f)$ 、そして、 $\sqrt{k_f k_w}$ は純圧縮のH形断面では 1.311、箱形断面では 4 で与えられる。次に、板要素の接合辺での固定支持条件 (H形断面: $k_{fw}=1.28$, $k_{wf}=8.97$, 箱形断面: $k_{fw}=k_{wf}=8.97$) を考えると、式(3)の適用範囲は

$$\text{H形断面に対し} \quad 0.188 \leq \beta \leq 0.876 \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$\text{箱形断面に対し} \quad 0.574 \leq \beta \leq 1.742 \quad \dots\dots\dots(7)$$

となる。したがって、式(6),(7)の適用範囲を超えた場合は安全側をとって、上記の接合辺固定支持の k_{fw} 値を用いてフランジの R_f で表す。また、下まわる場合は、接合辺固定支持の k_{wf} 値を用いて腹板の R_w で表す。なお、補剛材付き箱形断面の場合には補剛材剛比が十分であれば寸法 b , h としてフランジおよび腹板の最大補剛間隔をそれぞれ用いばよい。

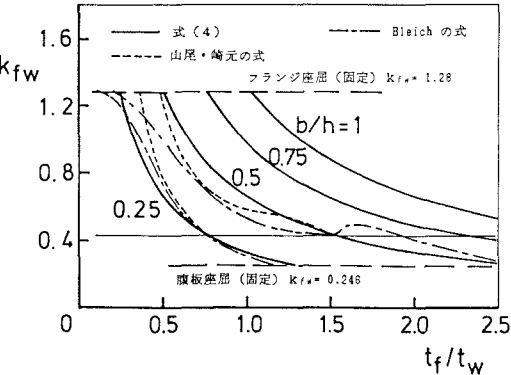


図-2 H形断面の座屈係数

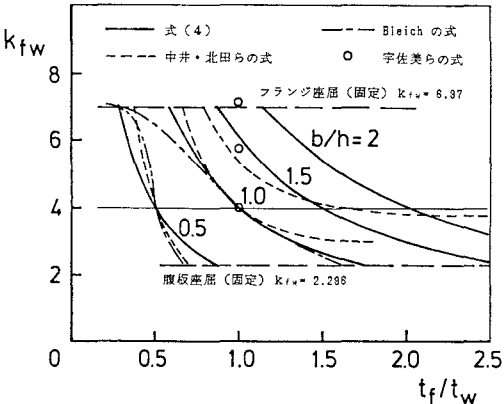


図-3 箱形断面の座屈係数

フランジを基準にした場合の等価座屈係数 k_{fw} 値をH形と箱形断面について式(4) から求めると図-2, 3 になる。H形断面(図-2)では, Bleich, 山尾・崎元の算定式と比較してあるが, $b/h \leq 0.5$, の範囲において式(4) でほぼ近似できる。箱形断面(図-3)では, Bleich, 中井・北田らの算定式と比較すると $b/h \leq 1.0$ の範囲において式(4) で近似できる。また, 宇佐美の式は $b/h \geq 1$ で $t_f/t_w=1$ の場合に適用できるものであり, 式(4) との差は $b/h < 1.6$ で 5%以内である。このように, 実用部材断面寸法の範囲において式(4) の等価座屈係数を利用できることがわかる。

3. 柱断面の極限強度

3.1 既往の実験データ

H形と箱形断面短柱の収集した実験データの構成断面寸法比 β と降伏点応力 σ_y の範囲を表-1と表-2にそれぞれ示す。実験データの整理では, 両端単純支持条件の部材細長比 λ_c が0.2以下のものを短柱とみなした。また, ヤング率 $E=2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ およびポアソン比 $\nu=0.3$ の一定値を用いた。

H形断面のデータ総数は $N=91$ 個で $\beta=0.08 \sim 0.5$, $\sigma_y=200 \sim 590 \text{ N/mm}^2$ と多様に変化する実験値である。

箱形断面のデータ総数は $N=148$ 個で, 正方形($\beta=1$)95個, 長方形27個および補剛材付き断面26個からなる。Klöppelら¹⁹⁾のデータには $\beta > 1.74$ のものが7個含まれる。補剛箱形の補剛材剛比 γ/γ^* (γ^* :道路橋示方書の必要剛比)は0.59~4.57の範囲であり, 長谷川ら²⁸⁾のデータの5個を除いて $\gamma/\gamma^* \geq 1$ が確保されている。

3.2 強度評価式

図-4はH形短柱の最大強度 $Q = P_u/P_v$ を等価幅厚比パラメータ R_s を用いてプロットしたものである。ここに, P_u は短柱強度, P_v はフランジと腹板の降伏点応力 σ_{yf} , σ_{yw} の断面積による加重平均値を用いた降伏荷重である。図中には, 91個のデータを鋼種別(SS41, SM50, SM58)に分類してあるが, 鋼種を問わず, しかも構成断面寸法比 β が多様に変化する実験値を良く整理できることがわかる。H形断

表-1 H形短柱の実験データ ($\lambda_c < 0.2$)

参考文献	データ数 N	構成断面寸法比 $\beta = b t_w / h t_f$	降伏点応力(N/mm ²)	
			σ_{yf}	σ_{yw}
鈴木 10)	8	0.18 ~ 0.22	280 ~ 338	298 ~ 354
Davids 11)	3	0.50	407	407
山尾 4)	7	0.25 ~ 0.50	221, 250	221, 250
青木 12)	2	0.20, 0.22	244, 275	285
加藤13,14)	81	0.10 ~ 0.47	299 ~ 528	357 ~ 589
奥田 15)	8	0.09 ~ 0.23	303	280, 300
土井 18)	8	0.13 ~ 0.25	307	358

表-2 箱形短柱の実験データ ($\lambda_c < 0.2$)

参考文献	データ数 N	構成断面寸法比 $\beta = b t_w / h t_f$	降伏点応力 σ_y (N/mm ²)
Dwight 17)	17	1.00	250 ~ 403
西野 18)	8	1.00	288 ~ 800
Klöppel 19)	18	1.00 ~ 4.00	274 ~ 344
奥村 20)	28	1.00	284 ~ 724
Ingvarsson 21)	1	1.00	318
宇佐美 9,22)	14	1.00, 1.33	588, 742
草間 23)	14	0.87 ~ 1.01	305 ~ 748
Chiew 24)	3	1.00	248 ~ 281
中井・北田 3,25)	13	0.75 ~ 1.84	282 ~ 320
相川 26)	2	1.00	343, 354
Liew 27)	8	0.74 ~ 1.00	288 ~ 353
長谷川 28)	19 ^a	1.00	242 ~ 370
宇佐美 9,29)	7 ^b	1.00 ~ 1.33	544 ~ 588

a)補剛材付き $\gamma/\gamma^* = 0.8 \sim 4.8$,

b)補剛材付き $\gamma/\gamma^* = 1.0 \sim 1.2$

面強度の平均値曲線を図-4から求めると次式が提案できる。

$$Q = 1 / (R_s + 0.2) \leq 1.0 \quad \cdots \cdots (8)$$

腹板の幅厚比が非常に大きく $\beta < 0.1$ で $R_s > 1.5$ になるような実験値は多少安全側の評価になる。このことは、幅厚比が大きい両縁支持板では後座屈強度が大きいことに関係するものと思われる。

同様に、箱形短柱の最大強度 Q を整理した結果が図-5である。図中には、正方形 ($\beta = 1$)、長方形および補剛材付き断面の実験値がまとめてプロットしてあるが、いずれの断面でも R_s によって表現できることがわかる。箱形断面強度の平均値曲線を図-5から求めると、次式が提案できる。

$$Q = 1 / (R_s + 0.4) \leq 1.0 \quad \cdots \cdots (9)$$

この場合も、 $\beta > 2.5$ で $R_s > 1.5$ になるような実験値に対して安全側の評価を与えている。

3.3 各種推定法との比較

ここでは、前述した有効断面法（宇佐美²⁾、西村ら¹⁾）と等価幅厚比法（中井・北田³⁾、山尾・崎元⁴⁾、本提案式）との比較を表-1、2の実験データを用いて行う。計算に用いた自由突出板に対する有効幅式 b_e/b と H 形断面の強度評価式 Q を図-6（a）に示す。また、周辺支持板と箱形断面に対する同様な式を図-6（b）に示す。いずれの式も $1/R^2$ 曲線と $R=1.2 \sim 1.4$ 付近で交わる曲線であるが $R < 1$ では差異を有する。

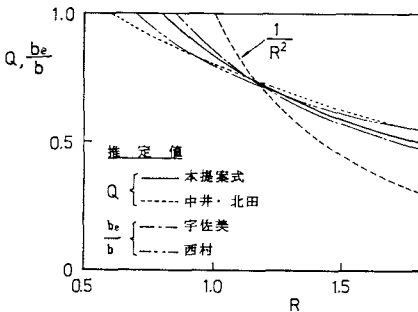


図-6（a）有効幅式（自由突出板）と強度低減係数（H形）

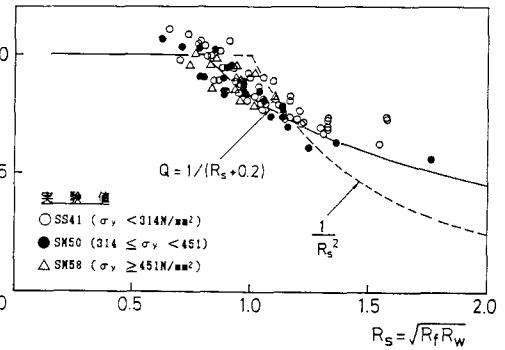


図-4 溶接H形短柱の極限強度

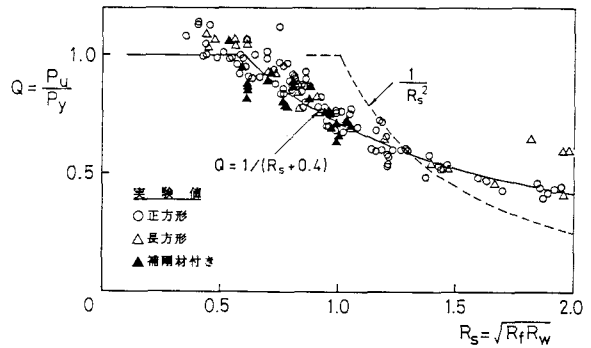


図-5 溶接箱形短柱の極限強度

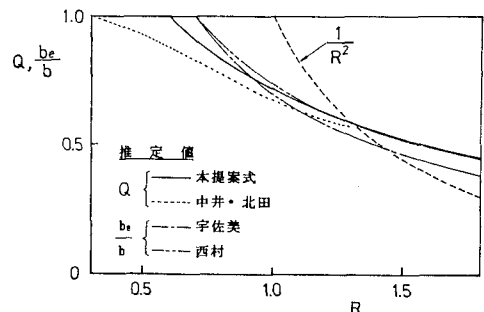


図-6（b）有効幅式（周辺支持板）と強度低減係数（箱形）

表-3は各種推定法による計算結果であり、実験と計算値との比の平均値 m および変動係数 v が与えてある。なお、Bleichの等価幅厚比を用いた計算には本提案式を強度式として用いた。本提案の式(8),(9)による推定精度はH形断面： $m=1.040$ ($v=0.103$)、箱形断面： $m=1.030$ ($v=0.103$)、および補剛箱形： $m=0.981$ ($v=0.076$)である。まず、Bleichと比較すると、箱形では大差ないが、H形ではその差が大きく、Bleichの等価幅厚比を用いる方が変動も大きくなる。そして、中井・北田ら、山尾・崎元の等価幅厚比法の結果よ

りも精度が良い。宇佐美，西村らの有効断面法は変動も小さく，良い強度評価を与える。このように，本論文で提案する簡単な評価式でも，H形と箱形断面の極限強度を十分な精度で推定することができる。

表－3 短柱強度の実験値と各種推定法との比較

断面形	推定法	データ数 N	実験値／計算値	
			平均値 m	変動係数 v
H形	本提案：式(8)	91	1.040	0.103
	Bleich 8)		1.181	0.175
	山尾・崎元 4)		1.088	0.082
	宇佐美 2) ^a		1.067	0.075
	西村 1) ^a		1.071	0.064
箱形	本提案：式(9)	122	1.030	0.103
	Bleich 8)		1.043	0.128
	中井・北田 3) ^b		1.112	0.108
	宇佐美 2) ^a		1.049	0.074
	西村 1) ^a		0.994	0.066
補剛箱形	本提案：式(9)	28	0.981	0.076
	宇佐美 2) ^a		0.972	0.085
	西村 1) ^a		0.946	0.075

a) 有効幅の概念， b) $R_{fw}<1.3$ ； $N= 91$

4．柱の連成座屈強度

局部座屈と全体座屈の連成強度を実験強度に基づいて考察する。既往の文献から収集した溶接H形と箱形断面長柱 ($\lambda_c >0.2$) の実験データを表－4 と表－5 にそれぞれ示す。H形長柱のデータ総数は $N= 34$ 個で非常に数が少なく，Davidsら³⁰⁾ の小さい偏心量 ($e/L=1/893\sim1/1625$) を有する実験値も含めることにする。これに対し，箱形長柱の実験データ総数は $N= 90$ 個で，正方形 ($\beta=1$) 51個，長方形 ($\beta \neq 1$) 36個および補剛材付き長方形 3 個からなる。

表－4 H形長柱の実験データ

参考文献	データ数 N	構成断面寸法比 $\beta = b_{tw}/ h_{tf}$	降伏点応力(N/mm ²)		部材細長比 λ_c
			σ_{yf}	σ_{yH}	
Davids 30)	7	0.50	407		0.78 ～ 1.57
	9 ^a	0.49 ～ 0.50	407		0.78 ～ 1.66
山尾 31)	13	0.25 ～ 0.50	221,	250	0.80 ～ 1.08
青木 12)	5	0.20 ～ 0.22	244, 275	265	0.56 ～ 1.08

a) 偏心量 $e/L = 1/893 \sim 1/1625$

表-5 箱形長柱の実験データ

参考文献	データ数 N	構成断面寸法比 $\beta = b t_w / h t_f$	降伏点応力 $\sigma_y (N/mm^2)$	部材細長比 λ_c
Roberts 32)	17	0.80 ~ 1.00	321 ~ 378	0.26 ~ 1.25
伊藤 33)	12	0.98 ~ 1.00	470 ~ 760	0.46 ~ 1.52
Klöppel 19)	9	1.25 ~ 10.0	300 ~ 338	0.23 ~ 1.67
Ingvarsson 21)	7	1.00	319 ~ 816	0.24 ~ 0.88
宇佐美 9, 22)	21	0.99 ~ 1.34	588, 742	0.65 ~ 1.23
山尾 34)	7	2.19 ~ 4.78	280 ~ 312	0.62 ~ 0.83
Chiew 24)	14	1.00 ~ 1.67	249 ~ 261	0.28 ~ 0.64
宇佐美 29)	3 ^a	1.33	588	0.70 ~ 0.72

a) 補剛材付き $\gamma / \gamma^* = 1.25 \sim 1.27$

これらの実験データを局部座屈の影響を無視して縦軸に長柱の最大強度 P_u / P_y , 横軸に無次元細長比 λ_c をそれぞれとってプロットすると, 図-7 および図-8 のようになる。そして, 図中には式(10)で表す Eurocode 3 の柱曲線³⁵⁾ が与えてある。

$$\frac{P_u}{P_y} = 1 / \{ Y + \sqrt{Y^2 - \lambda_c^2} \} \leq 1 \quad \dots\dots\dots(10)$$

ここに, $Y = 0.5 \{ 1 + \alpha (\lambda_c - 0.2) + \lambda_c^2 \}$

α = 初期不整係数

$$\lambda_c = 1 / \pi \sqrt{\sigma_y / E} (L / r)$$

ここでは, 溶接薄肉断面を対象にしているので $\alpha = 0.49$ の曲線 (わが国の道路橋示方書の基本強度に相当) と比較すると, 断面の幅厚比の大きさにもよるけれども $\lambda_c < 1.2$ の範囲で局部座屈による著しい強度低下がみられる。

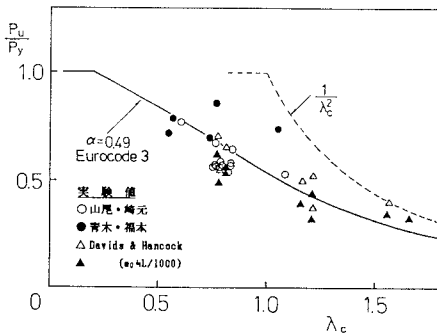


図-7 溶接H形長柱の極限強度
(局部座屈を無視した場合)

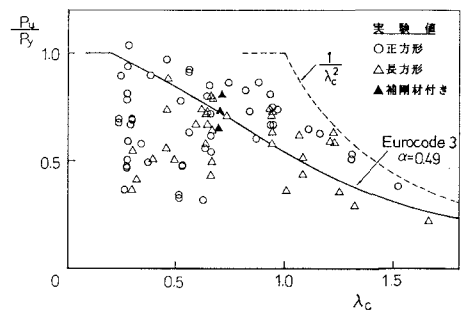


図-8 溶接箱形長柱の極限強度
(局部座屈を無視した場合)

次に, Q-factor手法に基づいて本提案の式(8),(9)を局部座屈による断面強度の低減係数Qに用いて検討する。すなわち, 図-7, 8と同一の実験データを縦軸に $P_u / (Q P_y)$ をとり, 横軸に $\lambda'_c = \sqrt{Q} \lambda_c$ をとって修正すると, 図-9, 10 のようになる。図-9 のH形柱では, 山尾らの実験値が他のものに比べて低く, $\alpha = 0.49$ の曲線に沿って変動している。とくに, $\lambda'_c = 0.7 \sim 0.85$ において $\alpha = 0.49$ の曲線より最大10%

程度下回る実験値がある。この実験では、最大圧縮残留応力として降伏点応力の50%を超える値が実測されており³¹⁾、これが強度低下に影響したものと思われる。Davids らの偏心量を $L/1000$ 程度有する実験値もこの曲線より上に位置している。

また、図-10の箱形柱では、 $\lambda_c < 0.5$ において19個の実験値(Roberts によるもの14個と Chiewらによるもの5個)が $\alpha=0.49$ の曲線を下回っている。このうち、Roberts によるもの8個と Chiewらによるもの1個の実験値は10%以上も下に位置している。Roberts の実験値は1980年代の初頭に行われた大規模試験体による結果であり、溶接残留応力が予想以上に大きく存在したことが強度低下の原因として報告されている³²⁾。また、Chiew らの実験値は小規模試験体による結果である。これらの実験値を除けば、 $\alpha=0.49$ の曲線は実験値のほぼ下限に対応している。なお、連成強度の平均強度はH形、箱形断面とも式(10)による $\alpha=0.2$ 程度の曲線と与えられるようである。以上のように、柱の連成座屈強度は式(8),(9)を断面強度の低減係数として用いて、Q-factor手法によって評価できることが確認された。

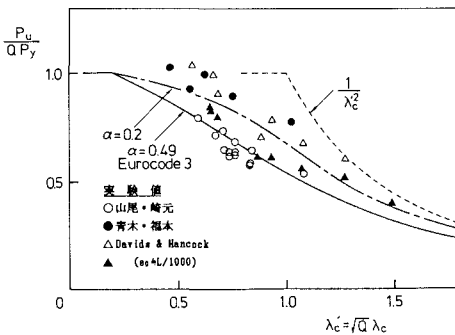


図-9 溶接H形長柱の極限強度
(局部座屈を考慮した場合)

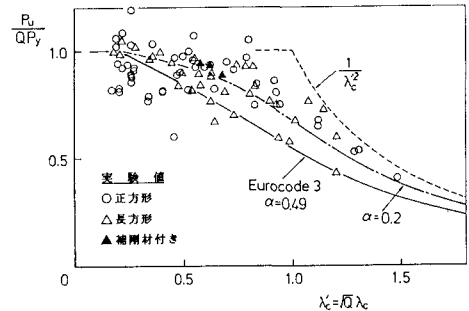


図-10 溶接箱形長柱の極限強度
(局部座屈を考慮した場合)

5. あとがき

薄肉断面鋼柱の極限強度の簡単な評価法について既往の実験データを用いて検討した。本研究から得られた主な結論は次のようである。

- (1) 純圧縮を受けるH形および箱形柱の局部座屈によって決まる断面強度を評価するための等価幅厚比 R_s を式(3)で提案した。 R_s を用いた場合の等価座屈係数は式(4),(5)で求まるが、既往の近似式と比較した結果、実用断面寸法の範囲では十分な精度で利用できる。そして、式(3)の簡単な表現式でも短柱の実験データを比較的良く整理できる。
- (2) H形柱の断面強度は、式(8)によって鋼種および構成断面寸法比にあまり影響されずに評価できる。
- (3) 箱形柱の断面強度は、式(9)によって評価できる。また、補剛材付き断面の場合には最大補剛間隔の幅厚比を用いて R_s を求めれば、式(9)が適用できる。
- (4) 有効幅概念に基づく有効断面法は、いずれの断面形でも良い精度で断面強度を推定する。等価幅厚比法はそれより若干精度が悪いが、実用上、十分利用できる。そして、本提案式(8),(9)は簡単な表現式であるけれども有効断面法と大差ない推定精度を有している。
- (5) 長柱の強度は断面の幅厚比の大きさにもよるが、部材細長比が $\lambda_c < 1.2$ の範囲で局部座屈による強度低下を受けやすいようである。そして、連成強度はQ-factor法によって評価でき、その場合の低減係数として式(8),(9)を利用できる。今後、H形長柱の連成座屈実験データの蓄積が望まれる。

参考文献

- 1) 福本 昉士 (研究者代表): 鋼骨組構造物の極限強度に関する総合的研究, 科研報告書 (総合A), 1990.2.
- 2) 宇佐美 勉: 鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.36A pp.79 ~ 88, 1990. 3.
- 3) 中井 博・北田 俊行・酒造 敏廣: 圧縮を受ける薄肉箱形短柱の終局強度特性と終局強度算定法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.31A, pp.25~35, 1985. 3.
- 4) 山尾 敏孝・崎元 達郎: 薄肉H形短柱の耐荷力挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.380/I-7, pp.331~339, 1987. 4.
- 5) Hancock, G.J.: Interaction Buckling in I-Section Columns, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.7, No.ST1, pp.165 ~ 179, January 1981.
- 6) 山尾 敏孝・坪浦 伸泰・崎元 達郎: 圧縮と曲げを受ける薄肉断面部材の相関強度とその評価式について, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.71~78, 1990. 3.
- 7) 西村 宜男・吉田 信博: 鋼H形断面柱部材の連成座屈強度特性と設計公式, 土木学会論文集, No.388/I-10 pp.311~318, 1988. 10.
- 8) Bleich, F.: Buckling Strength of Metal Structures, McGraw-Hill, New York, 1952.
- 9) 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, No.308, pp.47 ~ 58, 1981. 4.
- 10) 鈴木 敏郎・金子 洋文・伊藤 栄俊・加藤 征宏・佐藤 裕幸: 軽量H形鋼部材の座屈挙動に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1183 ~ 1184, 1980. 9.
- 11) Davids, A.J. and Hancock, G.J.: Compression Test of Short Welded I-Section, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112, No.5, pp.960~ 976, May 1986.
- 12) 青木 徹彦・福本 昉士: 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, 構造工学論文集, Vol.34A, pp.161 ~ 170, 1988. 3.
- 13) 加藤 勉・呉 栄 錫: 局部座屈を伴うH形断面鋼部材の耐力と変形, 構造工学論文集, Vol.35B, pp.351~ 360, 1989. 3.
- 14) 加藤 勉・呉 栄 錫・山田 哲: 高張力鋼H形断面短柱の最大耐力と変形能力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1123 ~ 1124, 1989. 10.
- 15) 奥田 香二・名智 竜哉・小川 厚治・黒羽 啓明・今井 克彦: ウェブ幅厚比が大きい溶接H形鋼の残留応力と局部座屈に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1095 ~ 98, 1989. 10.
- 16) 土井 康生・福知 保長・尾崎 猛美: 有孔鋼短柱圧縮実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1119 ~ 1120, 1990. 10.
- 17) Dwight, J.B. and Moxham, K.E.: Welded Steel Plates in Compression, The Structural Engineer, Vol.47, No.2, pp.49 ~ 66, February 1967.
- 18) Nishino, F., Ueda, Y. and Tall, L.: Experimental Investigation of the Buckling of Plates with Residual Stress, ASTM, STP.419, August 1967.
- 19) Klöppel, K., Schmied, R. und Schubert, J.: Die Traglast mittig und außermittig gedrückter dünnwandiger stützen mit Kastenförmigen Querschnitt im überkritischen Bereich unter Verwendung der nichtlinearen Beultheorie, Teil II: Experimentelle Untersuchungen, Vergleich der experimentellen und theoretischen Ergebnisse, der Stahlbau, Heft 1, S.9 ~ 19; Heft 3, S.77 ~ 83, 1969.
- 20) 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, No.205, pp.19 ~ 30, 1972. 9.

- 21) Ingvarsson, L.: Welded Box Columns of High Strength Steel, Bulltin No.120, Dept. of Building Statics and Structural Engineer, The Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 1977.
- 22) 宇佐美勉・福本嘯士：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，土木学会論文報告集，No.328，pp.41～50，1982. 10.
- 23) 草間晴幸：Cyclic Deformation Behavior of Thin-Walled Structural Members, 名古屋大学学位請求論文，1985.
- 24) Chiew, S.P. and Lee, S.L. and Shanmugam, N.E.: Experimental Study of Thin-Walled Steel Box Columns, Journal of Structural Engineer, Vol.113, No.10, pp.2208～2220, October 1986.
- 25) 中井 博・北田俊行・國廣昌史・中村清孝・岸田和人：組合せ断面力を受ける薄肉箱形短柱の局部座屈を考慮した終局強度相関曲面に関する実験的研究，構造工学論文集.Vol.36A，pp.89～100，1980. 3.
- 26) 相川和巳・森田耕次・寺岡勝・林和也・藤原敏夫・安藤欽也：鉄筋コンクリート被覆角形鋼管柱に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1349～1350，1988. 10.
- 27) Liew, J.Y.R. and Shanmugam, N.E. and Lee, S.L.: Behavior of Thin-Walled Steel Box Columns Under Biaxial Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.12, pp.3076～3094, December 1989.
- 28) 長谷川彰夫・長浜正孝・西野文雄：圧縮を受ける補剛された板の座屈強度，土木学会論文報告集，No.236，pp. 1～14，1975. 4.
- 29) 宇佐美勉・福本嘯士・青木徹彦・松川昭夫：補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度に関する実験的研究，土木学会論文集，No.350/I-2，pp.197～205，1984. 10.
- 30) Davids, A.J. and Hancock, G.J.: Compression Tests of Long Welded I-Section, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112, No.10, pp.2281～2297, October 1986.
- 31) 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，No.380/I-7，pp.380～390，1987. 4.
- 32) Roberts, S.G.: Forth Road Bridge Part 2-Design, Proc. of Institution of Civil Engineers, Vol.32, pp.321～521, 1965.
- 33) 伊藤文人・田島二郎：高張力鋼を用いた溶接角柱の圧縮強さ，日本国有鉄道，鉄道技術研究報告，No.516，施設編 No.225，1966. 1.
- 34) 山尾敏孝・崎元達郎：溶接箱形断面柱の連成座屈実験，土木学会論文報告集，No.335，pp.195～198，1983. 7.
- 35) EUROCODE 3: Common Unified Code of Practice for Steel Structure, 1989.

(1990年10月12日受付)