

**投稿論文 (和文)**  
**PAPERS**

# 初期不整の関数で表した連成座屈強度公式の 実験データによる検証

織田博孝<sup>1</sup>・長谷川雄一<sup>2</sup>・宇佐美勉<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 瀧上工業(株) 設計部(〒454 名古屋市中川区清川町2-1)  
(名古屋大学大学院 工学研究科 博士課程(後期課程)に在学中)

<sup>2</sup>正会員 工修 NKK シビルエンジニアリング部(〒230 横浜市鶴見区末広町2-1)

<sup>3</sup>フェロー会員 工博, D.Sc. 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒464 名古屋市中千種区不老町)

この研究では、Q-factor 法に基づく、柱の全体座屈と局部座屈の連成座屈強度公式を実験データにより再検証する。このために、まず Q-factor 法で用いる柱強度式と板要素の強度式を、初期不整(初期たわみと残留応力)の関数として表す。次に、他の研究で示された実験強度を、個々の試験体の初期不整を考慮して推定し、Q-factor 法の精度を精密に調べる。この結果、およそ 10% の誤差で実験強度を推定することができ、高い精度を有することが明らかになった。

**Key Words:** coupled buckling, column, experimental data, initial imperfection, Q-factor method

## 1. まえがき

柱の全体座屈と局部座屈の連成強度公式の代表的なものとしては、1969 年から AISC<sup>1)</sup> に適用されている Q-factor 法と 1980 年から道路橋示方書<sup>2)</sup> (以下、道示と略す) に適用されている積公式がある。その他の提案式としては、西村ら<sup>3)</sup>、中井ら<sup>4)</sup>、長谷川ら<sup>5)</sup> がある。また、西村の研究<sup>3)</sup> では、Q-factor 法と積公式の他に、諸外国の基準の比較をまとめている。著者らも文献 6) で、いくつかの公式と解析法を比較している。これらの比較によると、各公式が与える強度はかなり差があり、最も妥当なものについて総意が得られていない。そこで、この研究では Q-factor 法を取りあげ、実験データとの精密な比較により、その精度の再検証をおこなう。さらに著者らが文献 6) で提案した、弾性 2 次解析を用いた連成座屈強度の簡易解析法は、Q-factor 法との一致を根拠にしていたので、本研究の結果により、その根拠の妥当性が示される。

Q-factor 法は、最初に AISI<sup>7)</sup> で冷間圧延軽量形鋼を用いる部材に対して適用され、AISC ではそのまま一般部材に対して適用した。しかし、その根拠となるデータは十分ではなかった。そこで、宇佐美ら<sup>8)~10)</sup> や山尾ら<sup>11)~13)</sup> の実験的研究により溶接鋼部材への適用性が確認された。また、宇佐美ら<sup>14)</sup> は短柱の局部座屈を考慮したモーメント-軸力-曲率関係を用いる解析法

を開発し、実験結果とよく一致する結果を得ている。さらに、著者らの文献 6) では、いくつかの連成座屈挙動の解析法の中で、宇佐美らの開発した解析法が最も Q-factor 法に近い結果を与えることを示している。

一方、道示に適用された積公式の背景は伊藤<sup>15)</sup> が解説している。つまり、当時は研究資料が十分ではないため、安全側の評価を与える積公式を採用したと述べている。伊藤の予測によれば、積公式は下界であり、Q-factor 法は上界の評価を与えるとしている。最近、原田ら<sup>16)</sup> は、柱全体を局部座屈が考慮できるシェル要素でモデル化し、連成座屈挙動のきわめて精密な解析をおこなった。この結果は積公式と非常によく一致し、一見、積公式を支持するもののように思われた。しかし、この解析で仮定した、断面を構成する板の初期たわみは、部材全長にわたって一定振幅で続くとするものであり、実際にそのようなことがある得かが問題となった<sup>6)</sup>。ある意味では、下界であるとする伊藤の予測を裏付けた結果といえる。

そこで、あらためて最も妥当な設計公式はどれかが問題となる。上に述べたような精密解析で設計公式を検証するためには、材料強度および残留応力や初期たわみなどの初期不整を、忠実にモデルに反映させる必要がある。しかし、残留応力、柱の曲がりおよび板の平坦度に関する初期たわみの大きさの統計はあるが<sup>19)</sup>、板の初期たわみの部材軸方向分布に関する統計は全く

ない。したがって、精密解析で統計的に妥当な設計公式を検証することには無理があり、連成座屈の実験強度から検証する必要がある。Q-factor 法は、実験的に検証されたものであるが、研究によって強度に影響を及ぼす試験体の初期不整が、かなり異なっている。久保ら<sup>17)</sup>は多くの実験データをまとめて、Q-factor 法の評価をおこなっているが、ばらつきは少なくない。したがって、ここでは Q-factor 法と積公式の有意な差が比較できるような精密な検証が求められる。

そこで本研究では、Q-factor 法と積公式に表れる諸公式を初期不整（初期たわみと残留応力）の関数として表し、個々の試験体の初期不整の違いを考慮して、実験強度の推定をおこなう。そのために、まず局部座屈のない柱の強度式を初期不整の関数として表し、これと既に提案されている初期不整の関数とした板の強度式を組み合わせる。

西村ら<sup>3)</sup>、中井ら<sup>4)</sup>および長谷川ら<sup>5)</sup>の公式は、柱の強度と板の強度が分離された形になっていないため、初期不整の関数で表すことが困難である。したがって、これらの公式は取り上げなかった。ただし、これらの公式はいずれも Q-factor 法より高く、危険側の強度を与えることを付記しておく。

## 2. 初期不整の関数で表した強度公式

### (1) 柱の強度

断面を構成する板要素の局部座屈が生じない柱の強度を初期不整の関数で表した公式としては、西村ら<sup>18)</sup>のものがある。しかし、この式は柱強度のモンテカルロシミュレーションによる統計的評価を目的として、精度を高めるために、複雑な形になっており、設計には余り適さないと思われる。そこで本研究では、より簡便で適切な精度を持ち合わせた初期不整の敏感度関数を提案する。

柱強度の合理的評価のために、断面区分ごとに異なる強度曲線を与える複数柱曲線<sup>19)</sup>という概念がある。ここで提案する式は、現行の設計基準より厳しい初期不整の制限を課す場合や、初期不整の統計値が蓄積されて予測が可能な場合には、さらに進んだ合理的な柱曲線として使用できるとと思われる。

柱の強度式は一般的な形式として、細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  の関数である次の Perry-Robertson 型公式で表す。

$$\frac{P_u}{P_y} = f(\bar{\lambda}) \quad (1a)$$

$$= \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} \left( Z - \sqrt{Z^2 - 4\bar{\lambda}^2} \right) \quad (1b)$$

ここで、

$$Z = 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \quad (2)$$

表-1 柱の初期不整敏感度式(4)の係数

	$A_1$	$A_2$	$A_3$
箱形	0.152	0.428	-0.0264
圧延H (強軸回り)	0.162	0.162	0.139
圧延H (弱軸回り)	0.113	0.156	0.0478
溶接H (強軸回り)	0.143	0.871	0.267
溶接H (弱軸回り)	0.129	0.434	0.0402

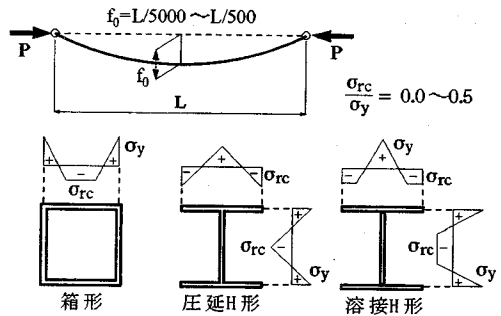


図-1 柱の初期不整

であり、 $P_u$  : 柱の強度、 $P_y (= A \cdot \sigma_y)$  : 柱の全断面降伏荷重、 $A$  : 柱の断面積、 $\sigma_y$  : 降伏応力である。 $\alpha$  は初期不整係数と言われ、複数柱曲線では断面区分ごとに変える。また、 $\bar{\lambda}$  は次式で表される。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

ここに、 $L$  : 柱の長さ、 $K$  : 有効長さ係数、 $r$  : 柱の断面2次半径、 $E$  : ヤング係数である。

式(1)の柱強度の中に、初期不整の違いによる影響を考慮するために、 $\alpha$  を初期不整（初期たわみと残留応力）の関数として表す。この関数形は試行錯誤の上、実用的に十分な精度を持ち、しかも最も簡易なものとして次の形を選んだ。

$$\alpha = A_1 \cdot X + A_2 \cdot Y + A_3 \cdot X \cdot Y \quad (4)$$

ここに、

$$X = (f_0 / L) \times 1000 \quad (5)$$

$$Y = \sigma_{rc} / \sigma_y \quad (6)$$

ただし、

$$0.2 \leq X \leq 2.0, 0.0 \leq Y \leq 0.5 \quad (7)$$

である。ここで、 $f_0$  : 柱中央の初期たわみ、 $\sigma_{rc}$  : 圧縮残留応力（図-1の挿図参照）である。式(4)の係数は箱形およびH形断面を対象として、図-1の初期不整を持つ中心軸圧縮柱の強度を弾塑性有限変位解析により求め、その強度を最小2乗近似するように定めた。その結果を表-1に示す。また、式(4)の初期不整係数を式(2)に用いた柱の強度と弾塑性有限変位解析の比較は付録

Iで示す。なお、試験体や実際の構造物での柱のたわみは1/5000 ( $X=0.2$ )より小さいものも多い。しかし、残留応力がある場合には、このように小さな初期たわみの影響は少ないので、その場合には1/5000を用いるものとする。

## (2) 板要素の強度

4辺単純支持の周辺支持板の強度(有効幅)を、初期不整の関数として表したものとしては、宇佐美・天雲<sup>20)</sup>、奈良ら<sup>21)</sup>の研究がある。柱強度式で西村ら<sup>18)</sup>の場合と同じ目的で、奈良らの初期不整による敏感度曲線は複雑であり、設計公式としては宇佐美・天雲の式のほうが実用性が高い。宇佐美・天雲の式は次式で与えられる。

$$\frac{b_e}{b} = \frac{\sigma_m}{\sigma_y} \quad (8a)$$

$$= \frac{1}{2R} \left( \beta - \sqrt{\beta^2 - 4R} \right) \quad (8b)$$

ここで、

$$\beta = 1 + \bar{a}(R - R_{cr0}) + R \quad (9)$$

$$R_{cr0} = A - B \cdot \ln(x) \leq 1.0 \quad (10)$$

$$A = -0.05 - 0.542 \cdot \exp(-11.9y) \quad (11)$$

$$B = 0.09 + 0.107 \cdot \exp(-12.4y) \quad (12)$$

$$\bar{a} = -157xy + 43x - 1.2y + 0.03 \quad (13)$$

$$x = \delta_0 / b \quad (14)$$

$$y = \sigma_{rc} / \sigma_y \quad (15)$$

ただし、

$$1/3233 \leq x \leq 1/150, 0.0 \leq y \leq 0.5$$

である。ここに、 $\delta_0$  : 板の初期たわみ、 $b$  : 板幅である。なお、幅厚比パラメータ  $R$  は次式で表され、周辺支持板の場合の座屈係数は  $k=4.0$  である。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 \cdot k} \quad (16)$$

次に、3辺単純支持1辺自由の突出板の場合は、次式に示す葛・宇佐美<sup>22)</sup>の有効幅公式を用いる。

$$\frac{b_e}{b} = \frac{\sigma_m}{\sigma_y} \quad (17a)$$

$$= \frac{1}{2R} \left( \beta - \sqrt{\beta^2 - 4R} \right) + 2.5(\beta - R - 1)^2 \quad (17b)$$

$$R_{cr0} = A - B \cdot \ln(x) \leq 1.0 \quad (18)$$

$$A = -0.603 - 0.071 \cdot \exp(-13.6y) \quad (19)$$

$$B = 0.219 + 0.031 \cdot \exp(-13.2y) \quad (20)$$

$$\bar{a} = \bar{a}_1 - \bar{a}_2 \cdot \exp(-\bar{a}_3 y) \quad (21)$$

$$\bar{a}_1 = 0.276 - 4.71y \quad (22)$$

$$\bar{a}_2 = 0.278 - 9.78x \quad (23)$$

$$\bar{a}_3 = 3.55 - 211x \quad (24)$$

ただし、

$$1/809 \leq x \leq 1/50, 0.0 \leq y \leq 0.5$$

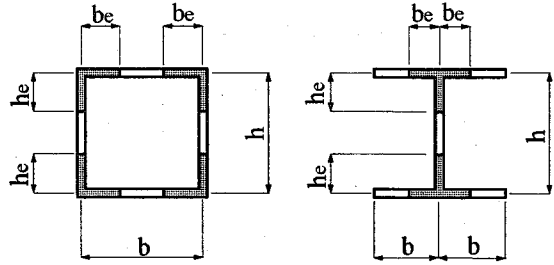


図-2 有効断面

である。なお、突出板の場合は式(16)に用いる座屈係数は  $k=0.425$  である。

## (3) 連成座屈強度

項(1)と(2)で示された柱と板の強度を組み合わせることにより、連成座屈強度を初期不整の関数として求める。このときの連成効果は、 $Q$ -factor法によると式(1)中の降伏応力を断面の局部座屈強度(短柱強度)に置き換えて考慮される。これは式(1)を用いて、次式のように表される。

$$\frac{P_u}{P_y} = Q \cdot f(\sqrt{Q} \cdot \bar{\lambda}) \quad (25)$$

ここで、 $Q$  は構成板要素の局部座屈による短柱強度( $P_{cu}$ )の低減を表す量( $Q$ -factor)で次式で定義される。

$$Q = \frac{P_{cu}}{P_y} \quad (26)$$

短柱強度  $P_{cu}$  は、式(8),(17)の有効幅公式から図-2のような有効断面を求め、その断面の降伏軸力として求められる(有効断面法)。すなわち、短柱強度は各板要素の強度の和として表される。

次に、積公式による連成座屈強度は、同じ短柱強度の低減係数  $Q$  を用いて次式で求められる。

$$\frac{P_u}{P_y} = Q \cdot f(\bar{\lambda}) \quad (27)$$

## 3. 強度公式の実験データによる検証

### (1) 実験データ

柱の連成座屈強度実験に関する多くの文献の中から、無補剛箱形断面柱を扱う宇佐美ら<sup>8),9)</sup>、山尾ら<sup>11)</sup>、Chewら<sup>23)</sup>の文献と、H形断面柱を扱う青木ら<sup>24)</sup>、山尾ら<sup>12),13)</sup>、Davidsら<sup>25)</sup>の文献を選んだ。これらの文献は初期不整の測定結果が示されているものであり、この測定が不十分な他の文献は取り上げなかった。具体的に、提案式を適用するにあたっては、残留応力と柱の初期たわみは不可欠で、これらの記述がない文献は除いた。上に示した文献の中には板の初期たわみを測定していないものもあるが、短柱強度の実験結果が

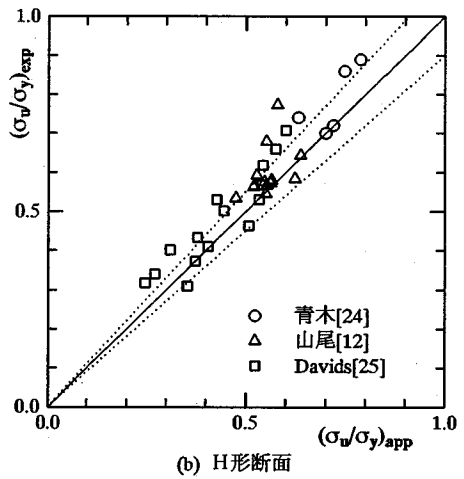
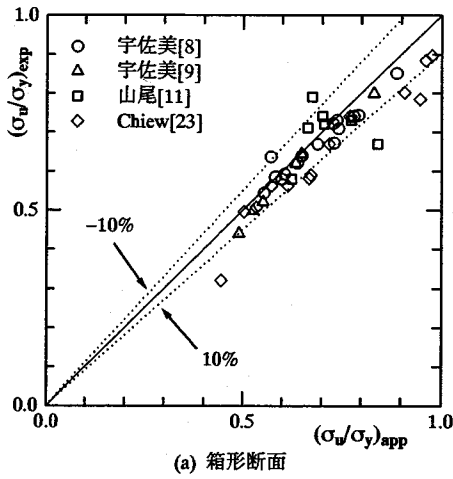


図-3 Q-factor 法による推定強度と実験強度の相関

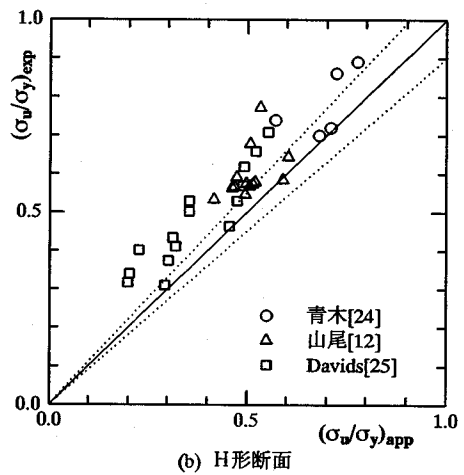
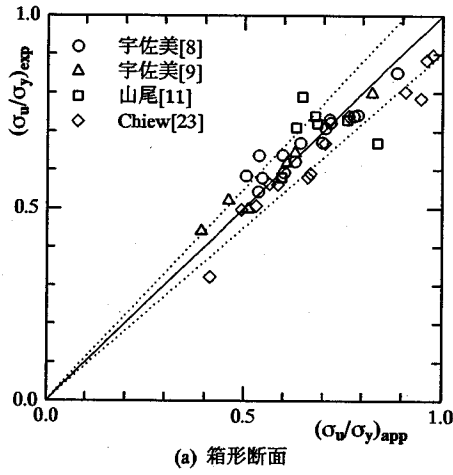


図-4 積公式による推定強度と実験強度の相関

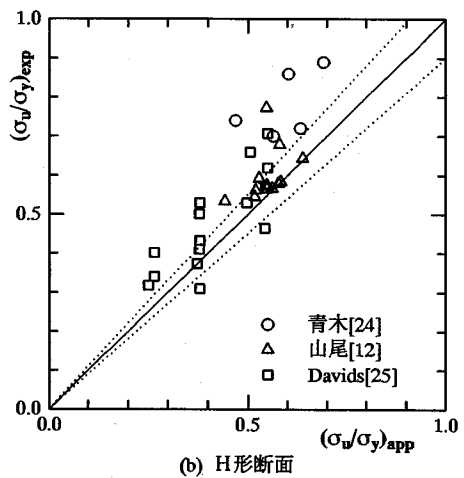
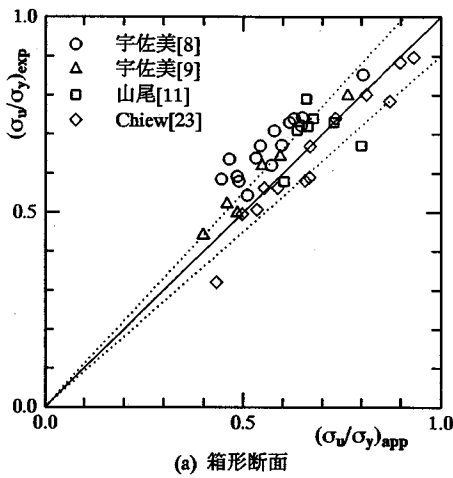


図-5 ECCS-b, c 曲線を用いた推定強度と実験強度の相関

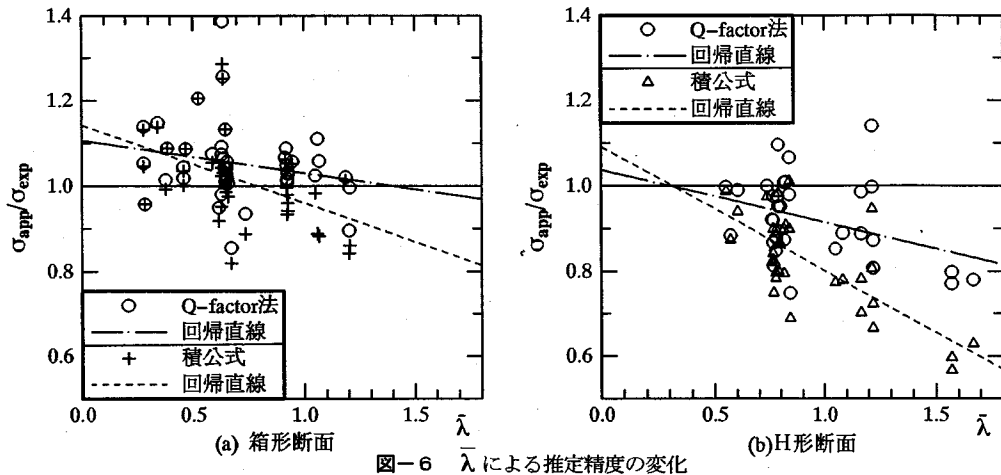


図-6  $\lambda$  による推定精度の変化

あれば、その文献は引用した。つまり、長柱の構成板要素と同じ幅厚比パラメータを持つ短柱の圧縮試験が同一シリーズの中で行われていれば、その短柱の圧縮強度とほぼ等しくなるように Q-factor を評価した。対応する幅厚比パラメータの短柱の圧縮試験結果がない場合には、その前後の幅厚比パラメータの結果から補間して短柱強度 (Q-factor) を評価した。短柱強度 (局部座屈強度) が幅厚比パラメータにより表されることは一般に認められているので、このような補間による推定は妥当と思われる。今回とりあげた全ての実験データのリストは付録Ⅱに示す。なお付表-1,2 では、板の初期たわみが測定されていない文献に対して、式(8), (17)を用いて逆算して求めた初期たわみを示している。

(2) 検証結果および考察

図-3 は引用文献ごとに、実験強度と Q-factor 法による推定強度の相関を比較したものである。図の横軸は推定強度、縦軸は実験強度を示す。図の対角線より左側に点がある場合は、推定強度が低いことを示し、逆に右側の場合は推定強度が高いことを表す。また、図中の破線は誤差が 10%となる境界線である。なお、データの無次元化の際、 $\sigma_y$  は全て実降伏応力を用いている。

各実験では、試験体の材質、板厚、製作方法などの違いにより、初期不整にかなり差があり、実験強度にばらつきがある。したがって、初期不整の違いを考慮しない従来の方法を用いると、初期不整の差に応じて推定強度の精度はかなり変動すると考えられる。しかし、図-3 から初期不整の違いを考慮した Q-factor 法を用いることにより、かなり高い精度の推定ができることがわかる。このように、多くの実験データを1つの強度公式により精度よく評価することは、従来、示されていなかったことと思われる。

図-4 は積公式の場合の相関を示している。図-5 は

表-2 連成座屈強度公式の精度 (箱形断面)

$\sigma_{app} / \sigma_{exp}$	平均	変動係数
Q-factor 法	1.050	8.52%
積公式	1.011	9.98%
ECCS-b	0.950	12.50%

表-3 連成座屈強度公式の精度 (H形断面)

$\sigma_{app} / \sigma_{exp}$	平均	変動係数
Q-factor 法	0.922	10.15%
積公式	0.820	13.61%
ECCS-c	0.880	15.08%

Q-factor 法で用いる柱強度曲線を、初期不整の関数とせず一定とした場合を示している。図-5 の方法を取り上げた理由は、従来の研究で短柱強度 (Q-factor) は、それぞれの実験から求め、柱強度は既存の設計曲線を用いる場合が多いためである。具体的には、溶接箱形断面に対しては ECCS-b 曲線、H形断面 (弱軸回り) に対しては ECCS-c 曲線を用いた。つまり、式(4)の初期不整係数  $\alpha$  は、それぞれに対して 0.34, 0.49<sup>19)</sup> で一定とした。図-3, 4, 5 の比較により、各強度公式における局部座屈強度と全体座屈強度の組み合わせ方、すなわち連成効果の考え方の精度を確かめることができる。

これらの図から、Q-factor 法、積公式、ECCS-b および ECCS-c の順に推定強度が低くなり、ばらつきも大きくなる傾向がみられる。このことを具体的に数値で確認したものが、表-2 および表-3 である。表には、(推定強度/実験強度) の平均値と変動係数を示している。データ数は限られているが、この表から Q-factor 法の変動係数が最も小さいことがわかる。

箱形断面の場合には、 $\sigma_{app} / \sigma_{exp}$  の平均値は Q-factor 法よりも積公式の方がわずかに 1.0 に近くなっている。しかし、今回の検討では同じ短柱強度 (すなわち、式

(26)で表される  $Q$  の値) を  $\bar{\lambda}$  の関数である柱強度式に組み合わせるので、 $\bar{\lambda}$  に関して推定精度が変化しないことが重要であると考えられる。そこで図-6では、柱の細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  による推定精度の変化を調べた。積公式は  $\bar{\lambda}$  が大きくなるにしたがって、低い強度を与えるのに対して、 $Q$ -factor 法は  $\bar{\lambda}$  による推定精度の変化が比較的小さい。文献 3), 6) では積公式の計算値は  $\bar{\lambda}$  が大きくなるほど  $Q$ -factor 法に比べて小さくなることを示しているが、実験強度に対しても同じ傾向があることが分かった。なお、H形断面の場合において積公式が  $Q$ -factor 法に比べてより小さくなるのは、箱形断面よりも  $\bar{\lambda}$  の大きい試験体のデータが多いためである。

箱形断面にはないが、H形断面にはフランジよりもウェブの幅厚比パラメータが大きい(ウェブ座屈先行型)の試験体が含まれている。ウェブの座屈はフランジに比べ柱の強度を低下させる度合いが小さいと考えられ、 $Q$ -factor 法や積公式による推定強度は安全側になる可能性がある。付表-2からはその傾向が伺える。しかし、ウェブ座屈先行型のデータ数は少なく、フランジ座屈先行型においても低めの強度を与えているケースもいくつかあるので、ここでは先行座屈の影響を明確にすることはできない。本研究で示された以上の精度を求める場合には、先行座屈の影響を考慮できる設計式を開発しなければならぬが、今のところ必要とは考えていない。

#### 4. まとめ

この研究では、まず初期不整の関数とした柱強度式を開発した。この公式と、他の研究で開発された、初期不整の関数とした板要素の強度式を、 $Q$ -factor 法および積公式の概念で組み合わせることにより、連成座屈強度を初期不整の関数として表した。この結果、初期不整にばらつきのある実験データとの詳細な比較が可能になった。

初期不整を考慮した  $Q$ -factor 法により実験強度を予測した結果、最大推定誤差はおよそ 10%であり、高い精度を持つことが明らかになった。また、 $Q$ -factor 法と積公式の比較において、データ数は少ないが、 $Q$ -factor 法の方が精度が良いことが分かった。特に、柱の細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  による推定精度の変化は、 $Q$ -factor 法の方が少ないことが明確となり、 $Q$ -factor 法はより合理的な設計式であると言える。

著者らが文献 6) で提案した、弾性 2 次解析を用いた連成座屈強度の推定法は、 $Q$ -factor 法およびそれに最もよく一致する精密解析の結果<sup>14)</sup>との比較によって検証していた。したがって、本研究で  $Q$ -factor 法の精度が再検証できたことにより、文献 6) の方法が設計法とし

て妥当であることが示されたと考えられる。

#### 付録 I 初期不整の関数で表した長柱の強度公式の精度

中心軸圧縮柱の弾塑性有限変位解析には、MARC を用いた。この解析結果と本研究の提案式、および西村ら<sup>18)</sup>の提案式との比較を示す。すべてのケースを示すことはできないので、付図-1 に箱形断面、付図-2 に溶接H形断面(弱軸回り)の場合を示す。図で圧縮残留応力  $\sigma_{rc}/\sigma_y = 0.1, 0.5$  の場合は、強度をそれぞれ +0.2, -0.2 ずらして示している。

初期たわみ  $f_0/L = 1/500, 1/1000$  の場合には、提案式と西村の式は MARC による解析結果によく合っている。しかし、 $f_0/L = 1/5000$  の場合には差がある。西村の式は、H形断面で  $\bar{\lambda}$  の小さい領域での強度の低下傾向をよく表しているが、箱形断面で残留応力が大きい場合には低めの評価を与えている。

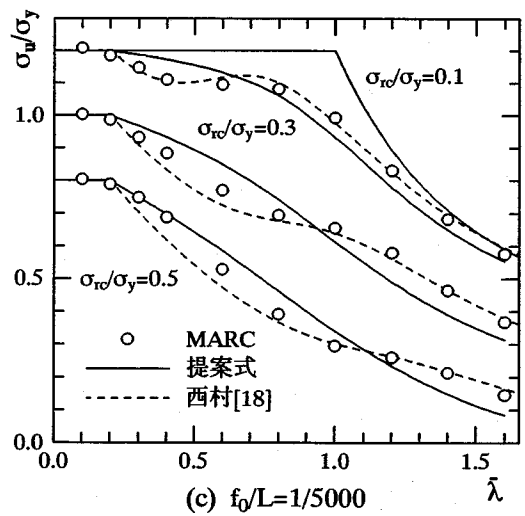
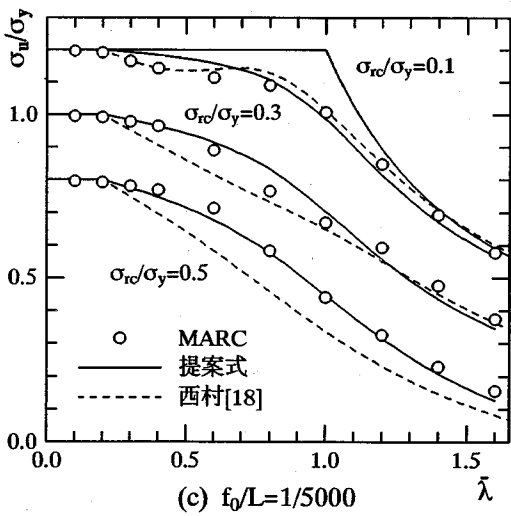
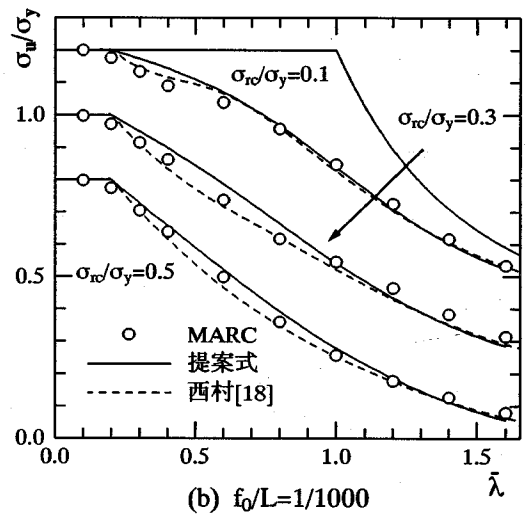
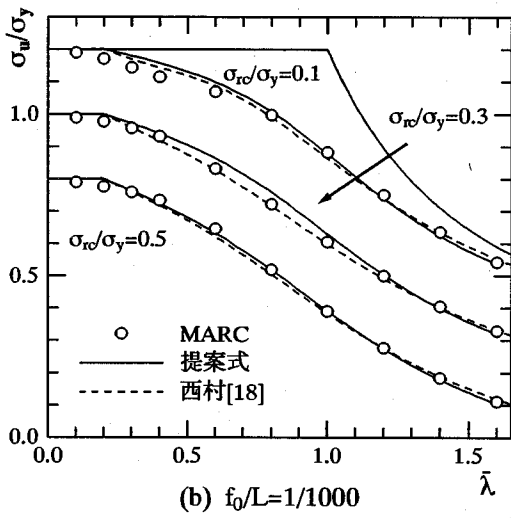
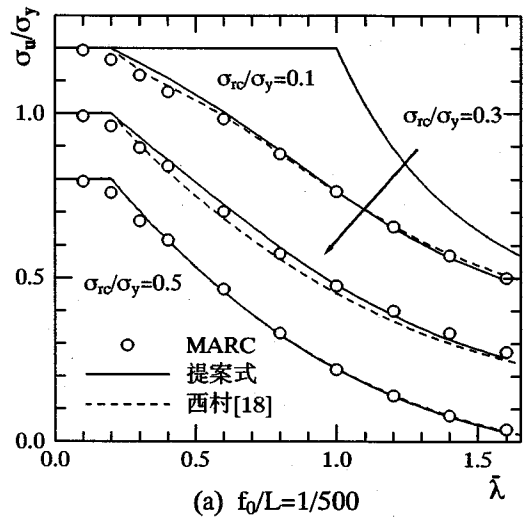
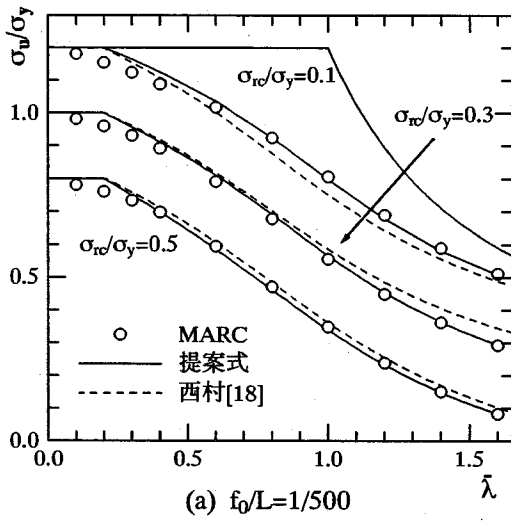
本文で述べたように、西村の式はモンテカルロシミュレーションのために開発され複雑であり、初期不整に関して 25 個の係数を必要とする。今回の提案式は、実用性のため初期不整敏感度を 3 個の係数で表した。

#### 付録 II 実験データリスト

付表-1 および 2 に箱形、H形断面柱の実験データを示す。提案式を適用する際の初期不整は実測値を用いるが、該当するデータがない場合は、表の下の注記に示す方法で定めた。

ここで特に問題となった点は、H形断面のフランジの板の初期たわみである。山尾ら<sup>12), 13)</sup>の測定した初期たわみは、道路橋示方書どおりの測定法ではあるが、フランジとウェブの直角度に関するものである。文献 13) の図から判断すると、ほぼ同じ大きさの初期たわみが柱全長にわたっており、局部座屈に影響を及ぼすフランジの平坦度を、ひどく損ねているようには思われなかった。しかし、残留応力が大きいため、初期たわみを変えても推定強度に余り違いは生じないので、この実測値をそのまま用いた。Davids の文献<sup>25)</sup>では、フランジとウェブの直角度に関する変形のほかに、フーリエ解析により求めた局部座屈モードに関する初期たわみの記述があったので、この初期たわみを計算に用いた。

青木らの実験は、軽量溶接H形鋼柱に関するものであるが、その残留応力分布は図-1 に示す圧延H形に近いので、式(4)の係数は圧延H形(弱軸回り)を用いた。



付図-1 柱の初期不整合感度式の精度 (箱形断面)

付図-2 柱の初期不整合感度式の精度 (H形断面)



付表-1 連成座屈実験データ (無補剛箱形断面柱)

Ref.	Specimen	Rf	Rw	$\bar{\lambda}$	$\frac{b}{\delta p-f}$	$\frac{h}{\delta p-w}$	$\frac{Orc-f}{\sigma_y}$	$\frac{Orc-w}{\sigma_y}$	$\frac{L}{\delta c}$	Stub Column		Column	Q-factor		Multi.	ECCS-b
										Ous-exp	Ous-app	Ou-exp	Ou-app	Ou-app	Ou-app	
										$\sigma_y$	$\sigma_y$	$\sigma_y$	$\sigma_y$	$\sigma_y$	$\sigma_y$	
8	S-35-22	0.666	0.666	0.641	1400 *3	1400 *3	0.1	0.1	1590	0.987	0.982	0.852	0.889	0.805	0.887	
8	S-35-33	1.002	1.007	0.647	1200 *3	1200 *3	0.1 *2	0.1 *2	5000 *1	0.753	0.756	0.722	0.724	0.647	0.711	
8	S-35-38	1.167	1.168	0.648	700 *3	700 *3	0.1 *2	0.1 *2	5000 *1	0.657	0.654	0.621	0.631	0.571	0.617	
8	S-35-44	1.356	1.356	0.648	600 *3	600 *3	0.1	0.1	3040	0.579	0.574	0.544	0.554	0.510	0.536	
8	S-50-22	0.665	0.639	0.948	1400 *3	1400 *3	0.1	0.1	3175	0.987	0.990	0.740	0.782	0.628	0.779	
8	S-50-27	0.823	0.823	0.919	1000 *3	1000 *3	0.1 *2	0.1 *2	3003	0.865	0.863	0.672	0.732	0.597	0.698	
8	S-50-33	1.012	1.007	0.928	1200 *3	1200 *3	0.1 *2	0.1 *2	5000 *1	0.753	0.753	0.670	0.671	0.543	0.620	
8	R-50-22	0.666	0.494	0.914	1400 *3	1400 *3	0.1	0.1	2519	1.063	0.990	0.743	0.793	0.649	0.789	
8	R-50-27	0.823	0.608	0.925	1000 *3	1000 *3	0.1 *2	0.1 *2	1938	0.921	0.921	0.731	0.739	0.617	0.716	
8	R-50-33	1.012	0.755	0.921	1200 *3	1200 *3	0.1 *2	0.1 *2	5000 *1	0.822	0.823	0.709	0.722	0.579	0.682	
8	R-50-38	1.170	0.871	0.924	700 *3	700 *3	0.1 *2	0.1 *2	4082		0.724	0.639	0.649	0.531	0.597	
8	R-50-44	1.356	1.011	0.926	600 *3	600 *3	0.1	0.1	5000 *1	0.649	0.643	0.579	0.593	0.488	0.537	
8	R-65-22	0.665	0.494	1.187	1400 *3	1400 *3	0.1	0.1	4132	1.063	0.990	0.593	0.605	0.484	0.601	
8	R-65-27	0.823	0.608	1.202	1000 *3	1000 *3	0.1 *2	0.1 *2	2604		0.921	0.637	0.571	0.464	0.537	
8	R-65-33	1.012	0.750	1.204	1200 *3	1200 *3	0.1 *2	0.1 *2	5000 *1	0.822	0.825	0.585	0.571	0.445	0.495	
9	R-40-29	0.784	0.578	0.651	3233 *1	3233 *1	0.3	0.3	3311	0.926	0.931	0.798	0.832	0.767	0.824	
9	R-40-44	1.201	0.889	0.658	1600	1600	0.2	0.2	4854	0.691	0.687	0.644	0.648	0.593	0.628	
9	R-40-58	1.589	1.185	0.654	600	600	0.2	0.2	5000 *1	0.546	0.543	0.498	0.525	0.484	0.507	
9	R-65-29	0.788	0.587	1.051	3233 *1	3233 *1	0.3	0.3	4132	0.926	0.929	0.619	0.634	0.547	0.608	
9	R-65-44	1.207	0.893	1.069	1600	1600	0.2	0.2	4032	0.691	0.684	0.521	0.551	0.460	0.460	
9	R-65-58	1.593	1.188	1.062	600	600	0.2	0.2	5000 *1	0.546	0.541	0.441	0.484	0.399	0.385	
11	A-50-41	0.803	0.209	0.617	180	180	0.4	0.4	1940		0.786	0.740	0.702	0.678	0.679	
11	A-54-41	0.806	0.216	0.671	260	260	0.4	0.4	1310		0.785	0.790	0.675	0.660	0.647	
11	A-60-41	0.806	0.212	0.735	290	290	0.4	0.4	1730		0.786	0.710	0.664	0.637	0.630	
11	B-55-27	0.477	0.207	0.636	190	190	0.5	0.5	3420		0.972	0.670	0.842	0.800	0.838	
11	B-55-37	0.673	0.205	0.634	270	270	0.4	0.4	3460		0.868	0.730	0.776	0.731	0.762	
11	B-55-47	0.872	0.206	0.629	630	630	0.4	0.4	3900		0.772	0.720	0.706	0.664	0.686	
11	B-55-56	1.052	0.206	0.629	240	240	0.2	0.2	1000		0.689	0.580	0.623	0.603	0.593	
23	A-S-40-25	0.735	0.735	0.282	3233 *1	3233 *1	0.1	0.1	2601	1.119	1.000	1.036	0.991	0.971	0.991	
23	A-S-40-33	0.735	0.735	0.384	3233 *1	3233 *1	0.1	0.1	2355	1.119	1.000	0.897	0.977	0.932	0.977	
23	A-S-40-45	0.735	0.735	0.526	3233 *1	3233 *1	0.1	0.1	1984	1.119	1.000	0.785	0.946	0.873	0.946	
23	A-S-40-56	0.735	0.735	0.646	3233 *1	3233 *1	0.1	0.1	1500 *5	1.119	1.000	0.802	0.909	0.814	0.909	
23	A-S-57-56	1.031	1.031	0.630	1500 *3	1500 *3	0.3	0.3	1500 *5		0.669	0.562	0.614	0.587	0.586	
23	A-S-62-25	1.136	1.136	0.278	1200 *3	1200 *3	0.1 *2	0.1 *2	2023	0.687	0.675	0.590	0.672	0.668	0.667	
23	A-S-62-30	1.136	1.136	0.340	1200 *3	1200 *3	0.1 *2	0.1 *2	2000	0.687	0.675	0.581	0.667	0.656	0.661	
23	A-S-80-25	1.459	1.459	0.279	500 *3	500 *3	0.1	0.1	2936	0.534	0.534	0.507	0.534	0.534	0.530	
23	A-S-80-33	1.459	1.459	0.376	500 *3	500 *3	0.2 *2	0.2 *2	1547	0.534	0.509	0.496	0.503	0.497	0.492	
23	A-S-80-56	1.459	1.459	0.633	500 *3	500 *3	0.3	0.3	1500 *5	0.534	0.473	0.321	0.445	0.431	0.413	
23	A-R-40-40	0.735	0.584	0.467	3233 *1	3233 *1	0.1	0.1	2037		1.000	0.884	0.961	0.899	0.961	
23	A-R-57-40	1.031	0.821	0.456	1500 *4	1500	0.2	0.2	2750		0.795	0.740	0.772	0.734	0.766	
23	A-R-57-52	1.031	0.821	0.588	1500	1500	0.2	0.2	3056		0.762	0.669	0.720	0.669	0.705	
23	A-R-80-40	1.459	1.163	0.458	500	500	0.1	0.1	2292		0.584	0.563	0.573	0.552	0.564	

Note \*1 初期不整合感度関数の適用範囲の限界値に設定

\*2 幅厚比の関係から補間して推定

\*3 短柱強度の推定値がその実験値にほぼ一致するように推定

Rf, Rw : フランジ・ウェブの幅厚比パラメータ

$\delta p-f$ ,  $\delta p-w$  : フランジ・ウェブの板の初期たわみ

L : 柱長さ  $\delta c$  : 柱の初期たわみ

Ou-exp, Ou-app : 長柱強度の実験値および、Q-Factor法、積公式、ECCS-b曲線による推定値

\*4 同じ幅厚比を持つA-Sシリーズと同じ値に設定

\*5 細長比の関係から補間して推定

$\bar{\lambda}$  : 柱の細長比パラメータ

b, h : フランジ・ウェブ幅

Orc-f, Orc-w : フランジ・ウェブの圧縮残留応力

Ous-exp, Ous-app : 短柱強度の実験値および推定値

付表-2 連成座屈実験データ (H形断面柱)

Ref.	Specimen	Rf	Rw	$\lambda$	b $\delta p-f$	h $\delta p-w$	Orc-f Oy	Orc-w Oy	L $\delta c$	Stub Column		Column	Q-factor	Multi.	ECCS-c
										Ous-exp Oy	Ous-app Oy	Ou-exp Oy	Ou-app Oy	Ou-app Oy	Ou-app Oy
24	C1-1	0.979	1.507	0.550	650 *1	3000 *1	0.22	0.22	5000 *1	0.710	0.736	0.720	0.718	0.710	0.633
24	C1-2	0.979	1.507	0.736	650 *1	3000 *1	0.22	0.22	5000 *1	0.710	0.736	0.700	0.700	0.682	0.565
24	C2-1	0.657	1.073	0.570	650 *1	3000 *1	0.5 *1	0.5 *1	5000 *1	0.890	0.830	0.890	0.787	0.777	0.691
24	C2-2	0.657	1.073	0.764	650 *1	3000 *1	0.5 *1	0.5 *1	5000 *1	0.890	0.830	0.860	0.746	0.724	0.604
24	C2-3	0.657	1.073	1.049	650 *1	3000 *1	0.5 *1	0.5 *1	5000 *1	0.890	0.830	0.740	0.631	0.572	0.470
13	HA-51-50-12	0.715	0.949	0.842	50 *2	1620	0.38	0.5	4240		0.788	0.773	0.579	0.533	0.548
13	HA-71-40-10	0.582	0.762	0.837	50 *2	760	0.37	0.5	4480		0.862	0.584	0.622	0.590	0.584
13	HA-71-40-20	1.157	0.754	0.784	50 *2	375	0.5	0.32	3140	0.890	0.766	0.567	0.553	0.506	0.562
13	HA-71-50-12	0.716	0.949	0.604	50 *2	490	0.38	0.5	1490		0.774	0.644	0.637	0.605	0.639
13	HA-71-50-12	0.719	0.949	0.837	50 *2	1330	0.38	0.5	2140		0.784	0.573	0.561	0.514	0.549
13	HA-71-50-16	0.960	0.948	0.798	50 *2	600	0.5	0.5	4570		0.752	0.575	0.547	0.497	0.549
13	HA-71-50-20	1.187	0.946	0.790	50 *2	375	0.5	0.36	4920	0.770	0.709	0.592	0.528	0.473	0.529
13	HA-71-60-15	0.870	1.141	0.822	50 *2	1240	0.33	0.45	2960		0.709	0.546	0.551	0.495	0.517
13	HA-91-60-12	0.716	0.953	1.083	50 *2	1420	0.38	0.5	5000 *1		0.784	0.534	0.475	0.415	0.442
13	HB-71-50-12	0.702	0.924	0.767	50 *2	670	0.43	0.5	1130	1.060	0.788	0.679	0.551	0.508	0.581
13	HB-71-50-16	0.921	0.918	0.764	50 *2	550	0.5	0.4	2700	1.060	0.780	0.579	0.564	0.520	0.577
13	HB-71-50-20	1.143	0.920	0.765	50 *2	550	0.5	0.38	1570	0.920	0.728	0.566	0.520	0.468	0.549
13	HB-71-60-20	1.159	1.107	0.759	50 *2	440	0.41	0.36	1790	0.790	0.674	0.563	0.518	0.462	0.521
25	190-2000-A	1.339	0.881	0.777	800 *1	1918	0.31	0.09	5000 *1	0.738	0.738	0.708	0.600	0.554	0.550
25	190-2000-B	1.339	0.877	0.776	800 *1	1908	0.31	0.09	907	0.738	0.739	0.619	0.543	0.492	0.551
25	190-3400-A	1.339	0.872	1.219	800 *1	1898	0.31	0.09	5000 *1	0.738	0.739	0.529	0.427	0.352	0.379
25	190-3400-B	1.339	0.872	1.219	800 *1	1898	0.31	0.09	1013	0.738	0.739	0.434	0.378	0.314	0.379
25	190-4800-B	1.289	0.851	1.666	800 *1	1924	0.31	0.09	921	0.738	0.759	0.317	0.248	0.200	0.251
25	240-2800-A	1.628	1.067	0.816	800 *1	3000 *1	0.25	0.02	8125	0.631	0.683	0.659	0.575	0.523	0.506
25	240-2800-B	1.692	1.106	0.815	800 *1	3000 *1	0.25	0.02	1625	0.631	0.667	0.529	0.534	0.475	0.498
25	240-4200-A	1.692	1.106	1.166	800 *1	3000 *1	0.25	0.02	5000 *1	0.631	0.667	0.502	0.446	0.352	0.379
25	240-4200-B	1.692	1.111	1.167	800 *1	3000 *1	0.25	0.02	1257	0.631	0.666	0.410	0.405	0.320	0.379
25	240-5800-A	1.628	1.072	1.569	800 *1	3000 *1	0.25	0.02	5000 *1	0.631	0.682	0.402	0.310	0.227	0.266
25	240-5800-B	1.628	1.076	1.571	800 *1	3000 *1	0.25	0.02	893	0.631	0.681	0.340	0.272	0.203	0.266
25	310-3600-A	2.185	1.424	0.786	800 *1	3000 *1	0.5	0.2	4050	0.564	0.735	0.568	0.541	0.490	0.545
25	310-3600-B	2.185	1.433	0.787	800 *1	3000 *1	0.5	0.2	1350	0.564	0.734	0.464	0.508	0.455	0.544
25	310-5100-A	2.103	1.372	1.213	800 *1	3000 *1	0.5	0.2	5000 *1	0.564	0.705	0.374	0.373	0.301	0.373
25	310-5100-B	2.185	1.424	1.213	800 *1	3000 *1	0.5	0.2	1524	0.564	0.735	0.310	0.353	0.293	0.380

Note \*1 初期不整合感度関数の適用範囲の限界値に設定

\*2 フランジとウェブの直角度に対する実測値をそのまま使用 (局部座屈モードに対するものではない)

Ref.1では、柱の初期不整合感度は圧延H形に対するものを用いる。

Ref.9では、板の初期たわみは局部座屈モードに対するものを用いる。これらは非常に小さい。

座屈方向はすべて弱軸回りである。

kf, kw : フランジ・ウェブの幅厚比パラメータ

$\delta p-f, \delta p-w$  : フランジ・ウェブの板の初期たわみ

L : 柱長さ  $\delta c$  : 柱の初期たわみ

Ou-exp, Ou-app : 長柱強度の実験値および、Q-Factor法、積公式、ECCS-c曲線による推定値

$\lambda$  : 柱の細長比パラメータ

b, h : フランジ・ウェブ幅

Orc-f, Orc-w : フランジ・ウェブの圧縮残留応力

Ous-exp, Ous-app : 短柱強度の実験値および推定値

### 参考文献

- 1) AISC : *Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*, 1969.
- 2) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1980年2月.
- 3) 西村宣男, 小松定夫, 西出俊亮, 西村良司 : 局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.171-182, 1987.3.
- 4) Nakai, H., Kitada, T., Miki, T. : Interaction of Thin-Walled Box Stub-Column Subjected to Compression and Bending for Applying to Overall Buckling Analysis of Columns, *Proc. of JSCE structural Eng./Earthquake Eng.*, Vol.2, No.2, pp.311-319, 1985.10.
- 5) 長谷川彰夫, 安保秀範, 西野文雄 : 鋼柱の局部座屈と全
- 6) 織田博孝, 宇佐美勉 : 弾性2次解析を用いた骨組構造物の連成座屈強度解析, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.235-244, 1995.3.
- 7) AISI : *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, 1968.
- 8) 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, No.308, pp. 47-58, 1981.4.
- 9) 宇佐美勉, 福本啓士 : 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.326, pp. 41-50, 1981.4.
- 10) 宇佐美勉, 福本啓士, 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.
- 11) 山尾敏孝, 崎元達郎: 溶接箱形断面柱の連成座屈強度実験, 土木学会論文報告集, No.335, pp. 195-198, 1983.7.
  - 12) 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. 383-390, 1987.4.
  - 13) 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.
  - 14) 宇佐美勉, 土屋信洋, 福本秀士: 鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究, 土木学会論文集, No.362/I-4, pp.303-312, 1985.10.
  - 15) 伊藤文人: 道路橋示方書・II鋼橋編—改訂の背景と運用, [研究の動向] 局部座屈と全体座屈の連成問題, 橋梁と基礎, pp.41-43, 1981.2.
  - 16) 原田直樹, 中井博, 北田俊行, 國廣昌史: 連成座屈を考慮した薄肉箱形断面柱の耐荷力特性について, 土木学会第49回年次学術講演会, pp.110-111, 1994.9.
  - 17) 久保全弘, 小川春由樹: 薄肉鋼柱の極限強度の簡単な評価法, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.83-91, 1991.3.
  - 18) 西村宣男, 青木徹彦, 西井学, 福本秀士: 鋼柱部材の基本強度の統一評価, 土木学会論文集, No.410/I-12, pp.325-333, 1989.10.
  - 19) 土木学会: 座屈設計ガイドライン 第5章 柱, 技報堂出版, 1987.
  - 20) 宇佐美勉, 天雲宏樹: 圧縮と曲げを受ける板要素の極限強度と有効幅公式, 土木学会論文集, No.441/I-18, pp. 77-85, 1992.1.
  - 21) 奈良敬, 下野直己, 森脇良一: 面内曲げ圧縮を受ける鋼板の極限強度の統計学的評価法, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp.329-316, 1994.3.
  - 22) Ge, H.B. and Usami, T.: Ultimate Strength Formula of Steel Outstands in Compression, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 122, No. 5, pp.573-578, 1996. 5.
  - 23) Chew, S.H., Lee, S.L., Shanmugam, N.E.: Experimental study of thin-walled steel box columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 113, No. 10, pp.2208-2220, 1987.10.
  - 24) 青木徹彦, 福本秀士: 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.
  - 25) Davids, A.J. and Hancock, G.J.: Compression tests of long welded I-section columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.112, No.10, pp.2281-2297, 1986.10.

(1995. 7. 11 受付)

## EXPERIMENTAL RE-EXAMINATION OF COUPLED BUCKLING STRENGTH FORMULA EXPRESSED AS FUNCTION OF INITIAL IMPERFECTIONS

Hirotaka ODA, Yuichi HASEGAWA and Tsutomu USAMI

This paper presents a detailed re-examination of the coupled local and overall buckling strength formula, which is based on the Q-factor method, of a thin-walled column. For delicate comparison with experimental results, the strength formula expressed as function of initial imperfections is developed. Using this formula which takes into account the difference of initial imperfections in each specimen, experimental ultimate strengths are predicted. The results lead to the conclusion that Q-factor method has good accuracy, indicating that the error of prediction is less than 10%.