土木学会第50回年次学術講演会（平成７年９月）

I -6

初期不整を考慮した Q-factor 法による連成座屈強度

○日本鋼管　正員　長谷川雄一　瀧上工業　正員　織田博孝
名古屋大学　正員　宇佐美勉

1. 序

Q-factor 法による局部座屈と全体座屈の連成座屈強度の推定精度は，これまで実験結果との比較によって確認されている．しかし，実験数は必ずしも多いとは言えず，各実験シリーズで初期不整の違いが大きい．そこで本研究では，Q-factor 法に個々の試験体の持つ初期不整を考慮することにより，実験強度のより精密な推定を行い，Q-factor 法の精度を再検証する．初期不整の違いを考慮するために，短柱強度（局部座屈強度）としては，既に文献 [1] [2] で開発されている評価式を用いる．一方，長柱に対しては初期不整の関数とした強度評価式を新たに開発する．なお，使用する実験データは無補剛箱形断面柱とH形断面柱のものである．

2. 初期不整の関数で表した連成座屈強度推定式

Q-factor 法による連成座屈強度は，長柱の強度式として Perry-Robertson 公式を用いると以下のようになる．

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{1}{2\bar{\lambda}^2}\left\{Y - \sqrt{Y^2 - 4Q_c\bar{\lambda}^2}\right\} \tag{1}$$

ここに，　$Y = 1 + \alpha\left(\sqrt{Q_c}\bar{\lambda} - 0.2\right) + Q_c\bar{\lambda}^2$

また，α は初期不整係数と言われ，初期不整による長柱強度の低減を表すものである．Q_c は同断面の短柱の純圧縮強度であり，Q-factor と称される低減係数である．ここで，α と Q_c を初期不整の関数として表せば，初期不整の違いを考慮した連成座屈強度が求められる．Q_c の算定法は各構成板要素の強度の和から算定する有効断面法を用いる．箱形断面とH形断面のウェブは文献 [1] の周辺単純支持板の純圧縮強度推定式を用い，H形断面のフランジは文献 [2] の三辺単純支持一辺自由板の強度推定式を用いる．これら２つの強度推定式は共に，板の初期たわみと残留応力の関数として表されている．

次に本研究では，式 (1) 中の α を残留応力と柱の初期たわみで表した初期不整敏感度関数を決定した．この初期不整敏感度関数は，柱の初期たわみとして sine の半波長形を仮定し，残留応力を溶接と圧延によって生ずる分布形に仮定して，局部座屈のない柱（$Q_c = 1.0$）に対する弾塑性有限変位解析を行い，この計算結果を元に最小２乗法によって決定した．決定された初期不整敏感度関数は以下の式である．

Table 1 係数表

	A_1	A_2	A_3
Box-Section	0.152	0.428	-0.0264
Rolled-H (弱軸まわり)	0.162	0.162	0.139
Rolled-H (強軸まわり)	0.113	0.156	0.0478
Welded-H (弱軸まわり)	0.143	0.871	0.267
Welded-H (強軸まわり)	0.129	0.434	0.0402

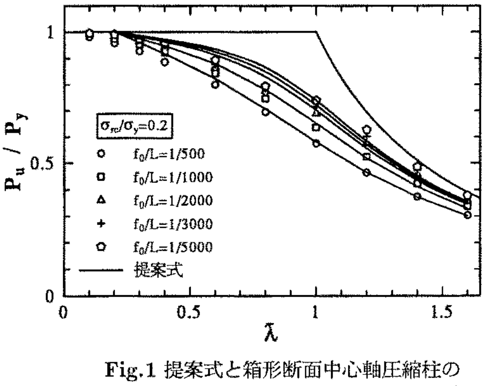

Fig.1 提案式と箱形断面中心軸圧縮柱の弾塑性有限変位解析結果との比較

$$\alpha = A_1\left(\frac{f_0}{L} \times 1000\right) + A_2\left(\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_y}\right) + A_3\left(\frac{f_0}{L} \times 1000\right)\cdot\left(\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_y}\right) \tag{2}$$

上式において，σ_y は降伏応力，L は柱長であり，σ_{rc} は最大圧縮残留応力，f_0は柱の最大初期たわみ量である．各対象断面のに対する式 (2) の係数 A_1, A_2, A_3を **Table 1** に示す．**Fig.1** には，箱形断面における残留応力が $0.2\sigma_y$ のときに初期たわみを変化させた場合の式 (1) ―ただし $Q_c = 1.0$ ― と弾塑性有限変位解析の結果の比較を示してある．この図より，提案式は非常に単純な式ながら妥当な評価をしていることが分かる．

以上により，式(1) の Q-factor 法による連成座屈強度は柱と板の初期たわみと残留応力によって表すことが可能となる．

3. 実験値との比較

前節 2. で示した Q-factor 法による連成座屈強度の推定精度を既往の実験データとの比較により検証をする．既往文献 [3]～[9] から収集した無補剛箱形断面長柱のデータ総数は $N = 42$ 個であり，H形断面長柱のデータ総数は $N = 34$ 個である．これらの実験データで測定された各試験体ごとの初期不整を用いて Q-factor 法と積公式による実験強度の計算を行った．積公式は，現行の道路橋示方書に採用されている考え方で，局部座屈のない柱の強度 $f(\bar{\lambda})$ に局部座屈強度 Q_c を単純に掛け合わせたものである．

Fig.2 は無補剛箱形断面およびH形断面について求めた計算値 $(\sigma_{max}/\sigma_y)_{app}$ を実験値 $(\sigma_{max}/\sigma_y)_{exp}$ と比較したものである．

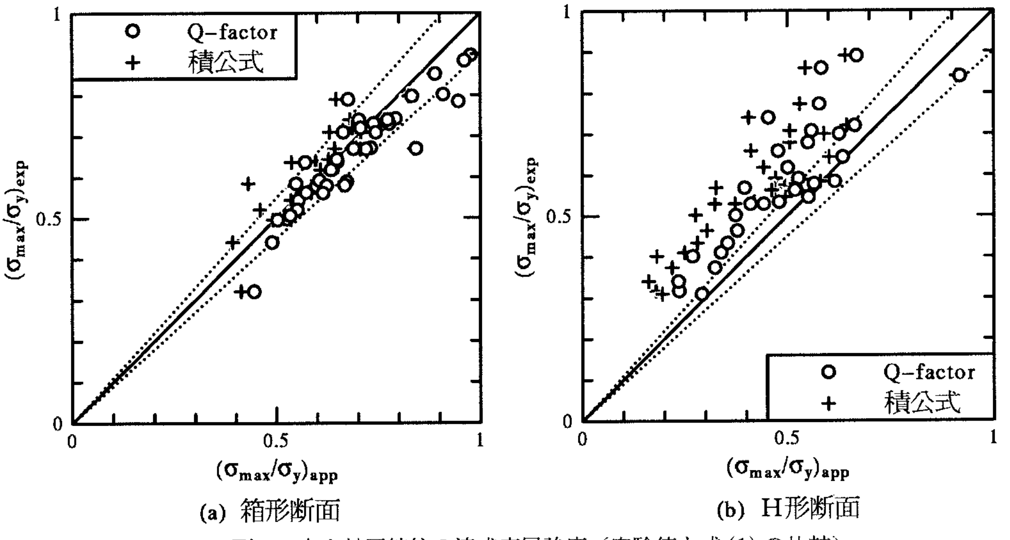

Fig.2 中心軸圧縮柱の連成座屈強度（実験値と式 (1) の比較）

箱形断面について見ると，Q-factor 法と積公式は共に実験値と良く一致していると言える．しかし，計算値／実験値についての平均値を求めると Q-factor 法が 1.051，積公式が 1.011 であり，変動係数については Q-factor 法が 8.56% ，積公式は 10.37% であった．これより，Q-factor 法は積公式に比べ，わずかに大きめの評価をするものの変動係数が小さく，より精度が良いことが分かる．次に，H形断面に関してみると Q-factor 法，積公式の双方共，実験結果より小さめの推定値を与えている．平均値は Q-factor 法が 0.840 ，積公式が 0.721 であり，変動係数は 12.78% と 18.76% であった．これらより，積公式は Q-factor 法と比較するとさらに安全側の評価を与え，ばらつきも大きい．

3. 結語

初期不整の関数として表した，短柱の局部座屈強度と中心軸圧縮柱強度を用いることにより，Q-factor 法による連成座屈強度の推定精度を実験結果との比較により検討した．この結果，Q-factor 法は現行の道路橋示方書に用いられている積公式と比較すると精度が良く，全体座屈と局部座屈の連成効果を適正に評価できると考えられる．

参考文献

[1] 宇佐美勉, 天雲宏樹 : 土木学会論文集,No.441,1992.　[2]Ge,H.B. and Usami,T. : EASCE-5,1995.　.[3]:宇佐美ら:土木学会論文報告集, 第308号,1981.　[4] 宇佐美・福本:土木学会論文報告集, 第326号,1982.　[5] 山尾・崎元:土木学会論文報告集, 第335号,1983.　[6]Chiew,S.P. et al.:Journal of Structure Engineer,Vol.113,No.10,1986.
[7] 青木・福本:構造工学論文集,Vol.34A,1988.　[8] 山尾・崎元:土木学会論文集, 第380号/I-7,1987.
[8]David,A.J. and Hancock,G.J.:Jornal of Strucutual Engineering,ASCE,Vol.112,1986.