

連成座屈挙動を考慮した補剛断面柱の極限強度の評価法

三井造船(株) 正員 笠間慈弘
岐阜大学工学部 正員 奈良 敬

1. 緒言

無補剛断面柱については、柱の極限強度曲線と板の局部座屈強度を考慮したQファクターとを用いて、精度の良い強度評価法が提案されている¹⁾。しかしながら、幅厚比パラメータのみならず、種々の補剛材剛比に対してこの評価法が適切かどうかよく分かっていない。

そこで本研究では、文献2)で開発された解析法を用いて、補剛断面を有する鋼柱の極限圧縮強度を算定した。そしてその結果に基づき補剛断面柱の極限強度の評価法について考察を加えたので、ここに報告する。

2. 解析モデル

文献2)で開発された、弾塑性有限変位理論に基づく1節点6自由度を有する三角形平板要素と1節点3自由度を有する骨組要素を組み合わせた、混用解析法数値計算法を用いる。解析対象物はフランジおよびウェブにそれぞれ2本ずつの縦補剛材を有する補剛断面柱とした。解析モデルは、補剛板のサブパネルの幅厚比パラメータRを0.3, 0.5, 0.7の3通り、柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を0.2, 0.4, 0.6, 0.8の4通り、補剛材剛比パラメータ γ/γ_N を1.0, 2.0, 3.0, 5.0, の4通り、計48体とした。 γ_N は道路橋示方書3)の必要剛比である。初期不整に関しては、残留応力はSM400材の場合の標準的なものが矩形分布すると仮定する。初期たわみは、柱全体としては最大値 $L/1000$ の正弦波の1/2半波形を、板要素部には最大値 $L_o/1000$ の縦補剛材の初期たわみと最大値 $b_p/150$ の板パネルの初期たわみを重ねて導入した。但し、Lは部材長、 L_o および b_p は横および縦補剛材間隔である。要素分割などその他については文献2)に従った。

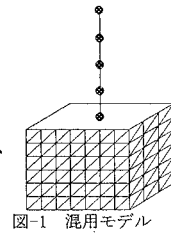


図-1 混用モデル

3. 補剛断面柱の極限強度とその評価法

中心軸圧縮を受ける補剛断面柱を対象として、柱の細長比パラメータや板の幅厚比パラメータおよび補剛材剛比などのパラメータが連成座屈挙動に及ぼす影響について検討する。SGST-Format⁴⁾に基づく柱の耐荷力曲線と各モデルの解析結果とを比較した結果を図-2(a)および(b)に示す。図中、 N_u および N_y はそれぞれ極限圧縮荷重および降伏荷重である。また実線および破線はそれぞれ柱の極限強度の平均値および下限値曲線を示す。これらの曲線は次式に示される無補剛断面柱の強度評価式において $Q_c=1$ として表される。なお式中の記号は文献1)に従っている。

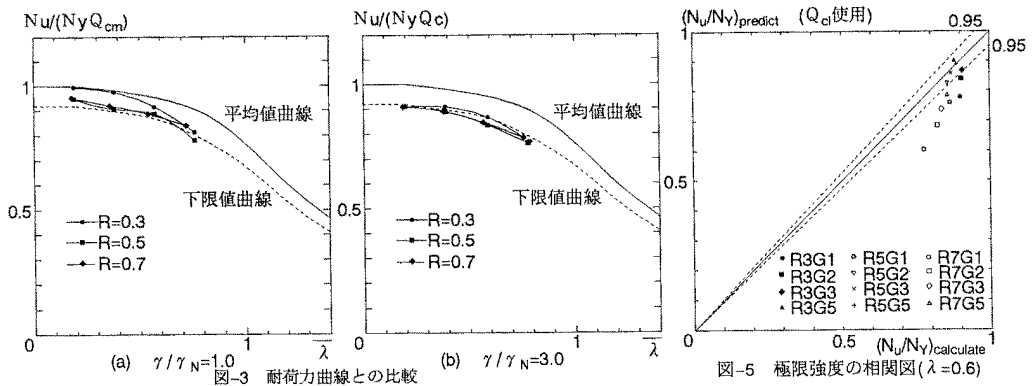
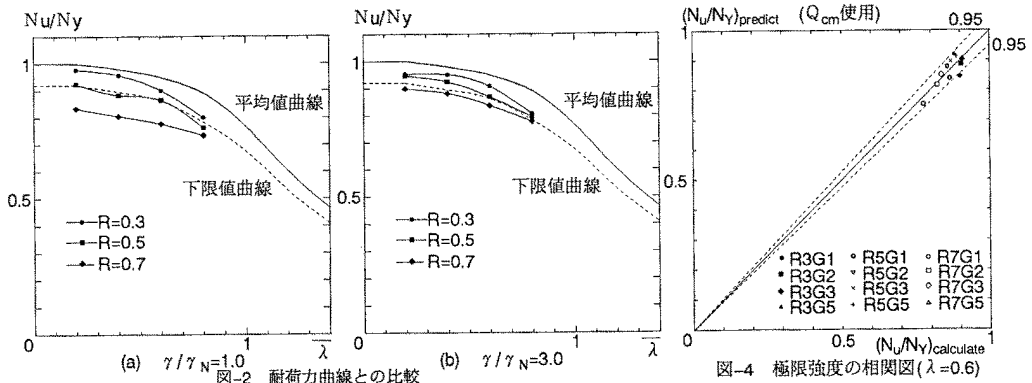
$$N_u = \begin{cases} \phi_c A_g Q_c F \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\phi}{\phi} \right) \frac{\bar{\lambda}}{\bar{\lambda}_o} \right\} & \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_o \\ \phi_c A_g Q_c F \left\{ \beta - \sqrt{\beta^2 - 4\bar{\lambda}^2} \right\} / 2\bar{\lambda}^2 & \bar{\lambda} \geq \bar{\lambda}_o \end{cases}$$

縦補剛材間の板の局部座屈をほとんど起こさないと思われる $R=0.3$ のモデルの極限強度は、剛比パラメータの値に関わらず、 $\bar{\lambda}$ が小さくなるにつれて平均値曲線に近づき、 $\bar{\lambda}=0.8$ では下限値曲線にほぼ等しい。これに対して、 $R=0.7$ 、 $\gamma/\gamma_N=1.0$ の補剛板では、補剛板パネルの座屈によりその極限強度は柱の下限値曲線を下回るが、 $\gamma/\gamma_N \geq 3$ とすることにより、下限値曲線程度に引き上げることができる。

図-2からもわかるように、 $\bar{\lambda}$ が等しくてもRおよび γ/γ_N によって極限強度が変化するので、局部座屈を考慮した短柱の無次元化強度 Q_c について検討する。ここでは、圧縮補剛板の極限強度の統計学的研究成果⁵⁾に基づいた極限強度の評価法⁶⁾を利用した。すなわち、 $Q_c = Q_{cm} \text{ or } Q_{cl} = \tilde{N}_u / N_y$ と定義する。但し、 $\tilde{N}_u$ は文献6)の式(10)で計算される圧縮補剛板の極限強度の平均値または下限値であり、それぞれ Q_{cm} または Q_{cl} が対応する。

Q_{cm} を用いて、数値計算結果を整理した結果を、図-3(a)および(b)に示す。 $R=0.3$ かつ $\gamma/\gamma_N=1$ の場合

合を除き、 R および γ/γ_N の値に関わらず下限値曲線に収束している。このことから文献6)に基づいて Q_c を求める方法は有効であることが分かる。次に、柱の極限曲線と Q_{cm} または Q_{cl} とをそれぞれ用いて得られた補剛断面柱の極限強度の推定値と各モデルの解析値を比較した結果の1例を、図-4および図-5に示す。両図とも、横軸には本解析法で求めた各モデルの極限強度をとっている。また、縦軸には、図-4では Q_{cm} を用いた場合の強度評価の下限値推定値を、図-5では Q_{cl} を用いた場合の強度評価の下限値推定値をそれぞれとっている。図-4より、極限強度の推定値はほぼ5%の誤差内に収まっていることが分かる。また、図-5より、数値計算結果を、柱および補剛板とも下限値で評価すると、極限強度の推定値は、 R が大きくなるほど、また γ/γ_N が小さくなるほど安全側の評価を与えることが分かる。



4. 結 言

本研究で得られた結論は次の通りである。

- (1) 補剛断面柱の Q_c を求める場合、部材の構成要素である補剛板パネルの極限強度を用いる方法は有効である。
- (2) 道路橋示方書で規定されている製作誤差に基づいた初期不整を有する補剛断面柱では、補剛板の極限強度の平均値と柱の下限値曲線を使用して、部材全体の極限強度を比較的精度よく評価できる。

参考文献 1) 倉西 茂編：鋼構造の終局強度と設計，土木学会，1994年7月。2) 笠間慈弘，森脇良一，奈良 敬：鋼板構造物の弾塑性有限変位解析法，土木学会第48回年次学術講演会概要集，1-30，1993年9月。3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，平成6年2月。4) 東海構造研究グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用，橋梁と基礎，Vol. 14，No. 11，1980。5) 奈良 敬，小松定夫：補剛された圧縮板の極限強度曲線に関する統計的研究，土木学会論文集，第392号/1-9，pp. 289-296，1988年4月。6) 奈良 敬：縦補剛材で補剛された連続圧縮板の極限強度の評価法，構造工学論文集，Vol. 38A，pp. 223-230，1992年3月。