第Ⅰ部門　ファイバーモデルを用いた矩形断面鋼部材の耐震性能照査手法に関する一提案

大阪大学大学院工学研究科　正会員　○小野　潔
大阪大学大学院工学研究科　学生員　橋本　亮
大阪大学名誉教授　フェロー　西村　宣男
大阪大学大学院工学研究科　正会員　奈良　敬

１．はじめに

近年，鋼製橋脚，鋼製アーチ橋といった鋼構造物の耐震性能評価手法として，ファイバーモデルを用いて終局圧縮ひずみにより照査する手法が提案されている[1)]．しかし，その終局圧縮ひずみについては，終局圧縮ひずみによる計算結果と実験結果等の比較による妥当性の検証が十分であるとは言い難い．そこで，本稿では，コンクリートを充填しない補剛矩形断面鋼部材（以下，「矩形断面鋼部材」という．）について，既往の終局圧縮ひずみの妥当性の検討を行うとともに，既往の終局圧縮ひずみより精度良くしかも安全側に矩形断面鋼部材の耐震性能を評価できるひずみの許容値の提案を行ったので報告する．

２．許容平均ひずみの提案

ファイバーモデルの耐震性能評価手法は幾つか提案されているが，本稿ではひずみ照査法を対象に検討を行った．ひずみ照査法においては，耐震性能評価の指標となるひずみを使用して適切に想定した限界状態を再現できることが必要がある．そこで，道示Ⅴ[2)]と同様，耐震設計上の限界状態を図-1の P_{max} 時と設定して耐震性能評価の指標として用いるひずみの算出を行った．以下にその概略を示す．

・鋼材の応力－ひずみ関係として２次勾配 $E/100$ のバイリニアモデルとした．
・解析では幾何学的非線形性を考慮し，変位の算出では曲げ変形およびせん断変形も考慮した．
・要素分割は図-2に示すものとした．
・プッシュオーバー解析を行い，実験[3),4)]から得られる δ_m に対して実験と解析の初期剛性の違いを考慮して求めた δ_a に達した時の，図-2に示すひずみ評価領域 $L(=(B_F+B_W)/2)$ の圧縮側フランジの平均ひずみ（板厚中心位置）を算出する．

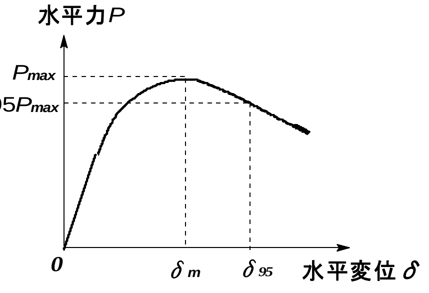

図-1　耐震設計上の限界状態

上記で求めた平均ひずみを基に，安全側に耐震性能を評価することを考慮して，矩形断面鋼部材のファイバーモデルによるひずみ照査手法で使用する許容平均ひずみ ε_{am} として以下の式を提案する．

$$\frac{\varepsilon_{am}}{\varepsilon_y}=\frac{0.6}{0.02+\left(N/N_y\right)^3+\left(N/N_y\right)^{2/\bar{\lambda}}}\exp\left[-\frac{\alpha^{-0.2}\left(\gamma_l/\gamma_l^*\right)^{0.25}R_F}{0.2+2\left(N/N_y\right)^3}\right] \quad (1)$$

ここで，R_F は幅厚比パラメータ，γ_l/γ_l^* は縦方向補剛材の剛比，$\bar{\lambda}$ は細長比パラメータである．なお，式(1)の適用範囲としては，後述の３章の妥当性の検証で用いた実験結果等も考慮すると，概ね下記のパラメータを満足する辺長比が1:0.5程度までの矩形断面鋼部材（SM570級以上の高張力鋼は除く）であると言える．

$0.3 \leqq R_R \leqq 0.5$，$0.3 \leqq R_F \leqq 0.5$，$0.2 \leqq \bar{\lambda} \leqq 0.5$，
$1.0 \leqq \gamma_l/\gamma_l^*$，　$0.5 \leqq \alpha\ (=a/B_F) \leqq 1.7$，$N/N_y \leqq 0.5$

ここで，a はダイヤフラム間隔である．

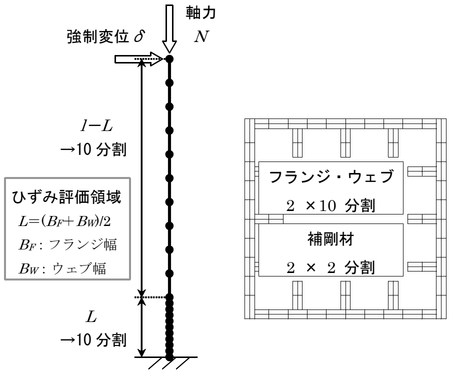

図-2　要素分割図

Kisyoshi ONO, Akira HASHIMOTO, Nobuo NISHIMURA and Satoshi NARA

３．提案手法の妥当性の検証

提案した式(1)の妥当性の検証のため，実験結果[3),4),5),6)]および解析結果[7)]と式(1)による計算結果との比較，下記の式(2)の既往の終局圧縮ひずみ（図-1の δ_{95} に対応）による計算結果と比較を行った．

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}=\frac{0.7}{\left(R_f\bar{\lambda}_s^{0.18}-0.18\right)^{1.3}\left(1+N/N_y\right)^{2.2}}+\frac{3.2}{\left(1+N/N_y\right)}\leq 20.0 \qquad (2)$$

なお，式(2)の詳細については，文献1)を参照されたい．式(2)による計算は既往の文献1)に示される手法に従って行い，式(2)の計算結果と比較した実験結果[3),4),6)]および解析結果[7)]は式(2)の適用範囲にあるものとした．図-3に δ_m について式(1)の計算結果と実験結果等を，図-4に δ_{95} について式(2)の計算結果と実験結果等を比較したものを示す．図-3に示す式(1)による計算結果は実験結果等と約0～-40%の誤差があるのに対し，図-4に示す式(2)による計算結果は実験結果等と約+50～-30%の誤差があることから，式(1)の許容平均ひずみは，式(2)の終局圧縮ひずみと比較して，想定した限界状態の変位を精度よくしかも安全側に評価していることが分かる．なお，図-5に式(2)による計算値と道示Ⅴの限界状態である δ_m の実験結果等を比較したものを示す．式(2)の終局圧縮ひずみは，道示Ⅴの限界状態の δ_m より大きい変位 δ_{95} を対象にしていること等あり，δ_m に対しては約+70%～-20%の誤差となっており，かなり危険側の評価になっていることがわかる．これは，式(2)で耐震設計した矩形断面鋼部材では道示Ⅴで耐震設計した鋼部材と同等の安全性が確保できない危険性が高いことを意味している．また，既往の文献1)では部材健全度2（軽微な損傷）のひずみの制限値として2 ε_y という数値が提案されている．図-6に軸力比約50%の高軸力を作用させた供試体の正負交番載荷実験から得られる包絡線と最大水平力の点（△），２章の手法によるプッシュオーバー解析結果と解析で損傷領域の平均ひずみが2 ε_y に達した点（●）を示す．図-6より，解析で2 ε_y に達する点は実験結果のほぼ最大水平力時であることがわかる．既往の文献1)では，最大水平力時の部材の状態は部材健全度4（大きな損傷）に対応していることから，部材によっては必ずしも2 ε_y が健全度2に対応しないことに注意が必要であると考える．

４．まとめ

ひずみ照査法で重要となる矩形断面鋼部材のひずみの許容値の提案を行い，実験結果等との比較によりその妥当性を検証した．なお，ファイバーモデルによる耐震性能照査については，今後，軸力変動・2軸曲げ等の多様な断面力を受ける場合の適用性の検証，解析ソフトの違いが解析結果に与える影響等の検討が必要であると考える．

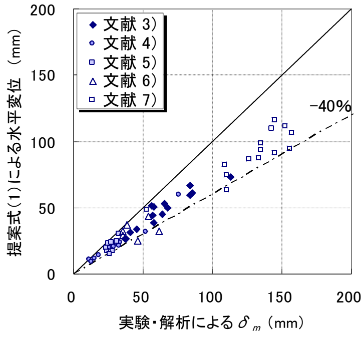

図-3 式(1)の計算値と実験値等

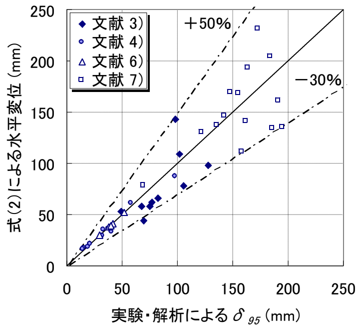

図-4 式(2)の計算値と実験値等

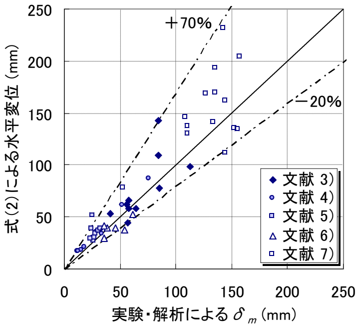

図-5 式(2)の計算値と道示Ⅴの限界状態 δ_m

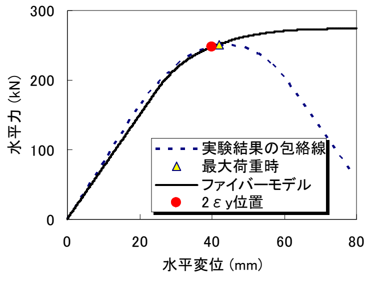

図-6 ひずみ制限値2 ε_y の妥当性

【参考文献】1)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震設計・制震ガイドライン，技報堂出版．2)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002. 3.　3)建設省土木研究所等：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（総括編），共同研究報告書第219号，1999. 3.　4)岡田誠司：高軸力が作用する矩形断面鋼部材の耐震性能および評価手法に関する研究，大阪大学学位論文，2005.1.　5)宇佐美勉ら：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.93-106，1991.3.　6)保高篤司ら：長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.49A，pp.381-391，2003.3.　7)Tsutomu Usami et.al; Stiffened steel box columns. Part 2: Ductility evaluation, EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, pp1707-1722, 2000.