

(24) 耐力劣化要因を考慮した構造部材の応力-歪関係 (その2. 鋼構造及び鉄筋コンクリート構造部材)

小俵 慶太¹・白 涌滔²・河野 昭彦³・松尾 真太郎⁴

¹九州大学大学院人間環境学府 修士課程 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1)
E-mail:te106015@gmail.com

²九州大学大学院人間環境学府 博士後期課程 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1)
E-mail:yongtaobai@126.com

³九州大学大学院人間環境学研究院 教授 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1)
E-mail:kawano@arch.kyushu-u.ac.jp

⁴九州大学大学院人間環境学研究院 助教 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1)
E-mail:matsuo@arch.kyushu-u.ac.jp

超高層建築物が従来の設計で想定されるレベルを大幅に上回る強震動を被った場合、鉛直荷重による $P-\Delta$ 効果や鉄骨の局部座屈、主筋の座屈、コンクリートの歪軟化などの劣化要因が絡み合い、一方向への変形の累積や過大な残留変形が発生する可能性がある。そのため超高層建物の耐震余裕度を評価するためには、 $P-\Delta$ 効果や部材の耐力劣化を適切に考慮した解析モデルによって終局耐震性能を明らかにする必要がある。本報では鋼構造および鉄筋コンクリート構造を対象とし、ファイバーモデルの柱梁要素を用いた有限要素解析に用いるための部材要素の応力-歪関係モデルを提案する。これらの応力-歪関係モデルにおいて耐力劣化を適切に考慮し、既往の実験結果との比較によりモデルの骨組解析への適用性を検証する。

Key Words : *High-rise building, Long period earthquake ground motions, Local-buckling, buckling, Strain softening*

1. 序

本論文では有限要素法に基づく平面骨組の弾塑性時刻歴応答解析に用いることを意図した、部材要素の応力-歪関係モデルを提示する。これらはコンクリート充填鋼管構造（以下、CFT造）、鋼構造（以下、S造）、鉄筋コンクリート構造（以下、RC造）平面骨組の柱梁に適用でき、耐力劣化要因としてコンクリートのモデルでは歪軟化、鋼材のモデルでは鋼管の局部座屈や主筋の座屈を考慮している。本報その1（Part.1 Concrete Filled Steel Tube Members）に引き続き、その2ではコンクリートのモデルとして、角形断面のRC造柱梁部材における被りコンクリートと、せん断補強筋で拘束されたコンクリートの応力-歪関係モデルについて記述する。さらに鋼材のモデルとして、S造柱部材に用いる角形鋼管、円形鋼管、S造およびCFT造梁部材に用いるH形鋼、RC造柱梁部材に用いる主筋の応力-歪関係モデルについても記述する。これらの応力-歪関係モデルを用いて既往の部材実験結果を追跡する静的解析を行い、実験結果と

解析結果の比較検証によって、解析方法の妥当性とモデルの骨組解析への適応性を確認する。

2. 解析方法概要

解析は本報その1で示した方法と同様、有限要素法に基づく弾塑性解析である。解析に使用した剛性関係式の導出は文献¹⁾に詳述されている。解析においてせん断変形は考慮されない。要素座標系は要素の両材端が常に一つの座標軸上にあるように骨組の変形とともに移動するため、解析モデルでは鉛直荷重による $P-\Delta$ 効果が考慮される。柱梁要素の断面は微小断面に区分され、それぞれが応力繊維を構成する。要素の断面力と断面剛性は、これらの応力繊維に対するGauss積分によって求める。図-1のように柱梁断面は角形断面部材では曲げ軸に対して直行する方向に微小要素に分割する。円形部材に関しては断面を円周方向と直径方向に分割する。部材の材長方向の分割は、塑性化の起る領域を材端に設定し、部材の

断面せいを1単位として分割する。この塑性域の長さの評価は部材の塑性化後の変形挙動に影響を与えるが、本報その1で示した通り、塑性域の長さを近似的に部材の断面せいに等しいとして取扱う。

3. 応力 - 歪関係モデル

有限要素法に基づく解析に使用する鋼材とコンクリートの応力 - 歪関係モデルについて述べる。これらのモデルには、RC造部材断面では主筋の座屈とコンクリートの歪軟化、S造部材断面では鋼管の局部座屈に起因する耐力の劣化現象を考慮している。

(1) コンクリートの応力 - 歪関係モデル

コンクリートのモデルには、本報その1で示したモデルと同様に図-2に示すような曲線と直線の複合型による応力 - 歪関係を用いる。応力 - 歪関係は、応力値が圧縮強度 σ_c に達するまでの、(1)式に示すPopovics²⁾の提案式による曲線部分と、歪軟化によって応力値が減少していく直線部分に大別できる。このタイプのモデルは、応力の上昇域と下降域とでモデルの形状をそれぞれ個別に操作できることや、応力の下降域が直線によって表現されることから、比較的簡易なモデルとして汎用性が高く、Park等³⁾、Sheikh等⁴⁾をはじめ既に多くの研究者によって応用されている。

$$Y = \frac{VX}{1 + (V-1)X^{\frac{V}{V-1}}} \quad (1)$$

$$X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}, \quad Y = \frac{\sigma}{\sigma_c}, \quad V = \frac{E_c \cdot \varepsilon_c}{\sigma_c}$$

ここで、 σ_c 、 ε_c はそれぞれ圧縮強度、圧縮強度時の歪、 E_c はコンクリートのヤング係数である。応力の下降域に関しては2本の直線によって表現する。歪増大後

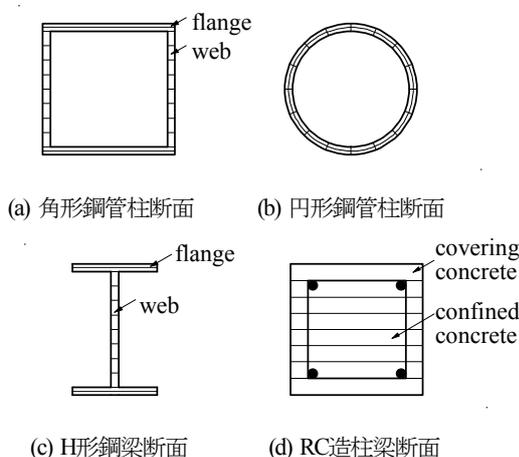


図-1 断面分割方法

に応力値が一定となる時の値 σ_d と、その時の歪 ε_d は、本報その1で示した方法に基づき(2)式、(3)式で算出する。

$$\sigma_d = \left(1 - \frac{1}{W}\right) \cdot \sigma_c \quad (2)$$

$$\varepsilon_d = \left[1.96 \left(\frac{V}{W}\right)^{0.88} + 4.77\right] \cdot \varepsilon_c \quad (3)$$

ここで、 V は(1)式で示した通り、 E_c 、 σ_c 、 ε_c で決定される係数で、 W は圧縮耐力以後の応力の下降域の形状を決定する変数である。 σ_c 、 ε_c 、 W の算出式は、RC造柱梁断面のコンクリートでは、被り部分とせん断補強筋による拘束部分とでそれぞれ異なる。ここでは本報その1で示したCFT造柱断面の充填コンクリートの場合と同様に、これらのモデル変数を崎野等⁵⁾の提案に従って算出する。崎野等はRC造柱梁断面ではせん断補強筋、CFT造柱断面では角形鋼管、円形鋼管といった横補強材により拘束されたコンクリートの応力 - 歪挙動を、歪軟化による耐力の劣化域も含め、統一的に評価できるモデルを提案している。表-1に(1)式、(2)式、(3)式で示される応力 - 歪関係を、被りコンクリート部分、せん断補強筋による拘束コンクリート部分に適用させる際のモデル変数を纏めている。

崎野等による拘束コンクリートの応力 - 歪関係モデル

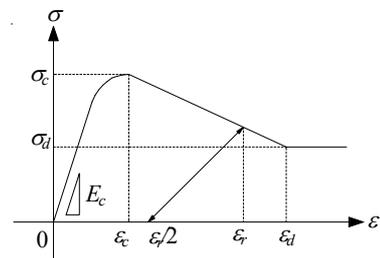


図-2 コンクリートの応力 - 歪関係モデル

表-1 コンクリートモデルのモデル変数

	被り コンクリート	せん断補強筋で 拘束されたコンクリート
$\varepsilon_c/\varepsilon_p =$	1	$1.0 + 4.7(K-1) \quad [K \leq 1.5]$ $3.4 + 20(K-1) \quad [K > 1.5]$
$K = \sigma_c/\sigma_p =$	1	$1 + 23 \sigma_{re}/\sigma_p$
$\sigma_{re} =$	0	$\rho_w/2 \cdot \sigma_{wy}(\phi_w/C)(1-x/2D_c)$
$W =$	$1.50 - 17.1 \times 10^{-3} \sigma_p$	$1.50 - 17.1 \times 10^{-3} \sigma_p + 1.59 \sigma_{re}^{0.5}$

注
 C :せん断補強筋の有効支持長さ [mm]
 D_c :せん断補強筋の芯々間距離 [mm]
 ϕ_w :せん断補強筋の公称直径 [mm]
 ρ_w :せん断補強筋の体積比
 x :せん断補強筋間隔 [mm]
 E_c :コンクリートのヤング係数 [N/mm²]
 σ_p :プレインコンクリートの圧縮強度 [N/mm²]
 σ_{re} :プレインコンクリートの圧縮強度時の歪
 σ_{wy} :せん断補強筋の降伏応力度 [N/mm²]

は、コンクリート部分にのみ軸力の载荷を行う中押し実験によって得られたもので、拘束コンクリートの圧縮強度 σ_c のプレインコンクリートの圧縮強度 σ_p に対する上昇率 $K(=\sigma_c/\sigma_p)$ を定義することによって、せん断補強筋がコンクリートにおよぼす拘束効果が考慮されている。圧縮耐力以後の応力の下降域の形状を決定する変数 W に関しては、せん断補強筋量と、せん断補強筋の降伏応力度 σ_{wy} によって決定される有効側圧因子 σ_{re} 、およびプレインコンクリートの圧縮強度 σ_p によって変化するように定義されている。無拘束の被り部分に関しては、有効側圧因子 σ_{re} の値を0とし、拘束効果を見捨て算出する。

表-1中のプレインコンクリートの圧縮強度 σ_p 、プレインコンクリートの圧縮強度時の歪 ε_p 、コンクリートのヤング係数 E_c は、本報その1で示したように、(4)式、(5)式、(6)式で算出する。

$$\sigma_p = 0.85\sigma_B \quad (4)$$

$$\varepsilon_p = 2.62k_p^{0.25} \times 10^{-3} \quad (5)$$

$$E_c = (6.90 + 25.72\sqrt{k_p}) \times 10^3 \quad (6)$$

ここで、 σ_B はコンクリートのシリンダー強度で、 $k_p(=\sigma_p/\sigma_s)$ はプレインコンクリートの圧縮強度 σ_p を基準強度 $\sigma_s=60\text{N/mm}^2$ で除して無次元化した値である。

除荷・再負荷経路は本報その1と同様、反転点と歪軸上で歪が反転点の歪 ε_r の1/2の点を目指す直線とした。

(2) 鋼材の応力 - 歪関係モデル

鋼材の応力 - 歪関係モデルについては既に多くの提案があり、bi-linear型やtri-linear型などの線形型のモデルと、Ramberg-Osgoodモデル⁶⁾やMenegotto-Pintoモデル⁷⁾

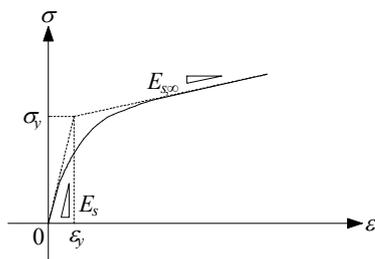


図-3 Menegotto-Pintoモデル

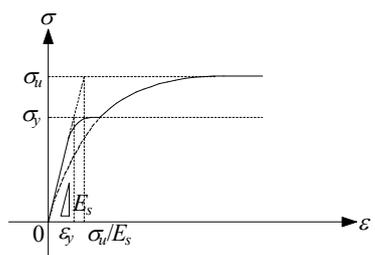


図-4 Menegotto-Pintoモデルの重ね合わせ

などの応力と歪の連続関数で表わされるモデルに分類できる。Menegotto-Pintoモデルは(7)式で与えられ、図-3に示すようにbi-linearモデルの2直線を漸近線に持つ曲線(以下、MP曲線)を表す。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{\left(1 - \frac{E_{s,\infty}}{E_s}\right) \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} + \frac{E_{s,\infty}}{E_s} \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}}{\left\{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}\right)^R\right\}^{\frac{1}{R}}} \quad (7)$$

ここで、 E_s は鋼材のヤング係数($\varepsilon=0$ 時のMP曲線の接線剛性) [N/mm²]、 $E_{s,\infty}$ は $\varepsilon \rightarrow \infty$ 時のMP曲線の接線剛性 [N/mm²]、 σ_y は鋼材の降伏応力度 [N/mm²]、 ε_y は鋼材の降伏歪 ($\varepsilon_y = \sigma_y/E_s$)、 R はMP曲線の湾曲の度合いを表す湾曲係数である。本研究では鋼材のスケルトンカーブの基本形にこのMenegotto-Pintoモデルを用いる。ただし図-3のように $\varepsilon \rightarrow \infty$ 時の接線剛性 $E_{s,\infty}$ が $E_{s,\infty} > 0$ となる場合、応力値が引張強さ σ_u を超えても歪の増大に伴って応力値が上昇し続けるモデルとなるため、より現実的な応力 - 歪関係とするために、図-4に示すように $E_{s,\infty} = 0$ とした2つのMP曲線を重ね合わせて使用し、初期载荷曲線と歪硬化域を表す後続载荷曲線を区別する。この2つのMP曲線は、それぞれ ε - σ 座標軸上で $(\varepsilon_y, \sigma_y)$ 、 $(\sigma_u/E_s, \sigma_u)$ を折れ点とするbi-linearモデルに漸近するものとし、湾曲係数 R については初期载荷曲線で10.0、後続载荷曲線で0.9としている。同じ歪の値に対し、2つのMP曲線が与える応力値のうちいずれか大きいほうの値が用いられる。

本研究では図-5のように、圧縮側と引張側とも図-4の2つのMP曲線を用い、鋼材のスケルトンカーブを構成する。局部座屈や座屈に起因する耐力の劣化現象を考慮する場合には、山田等⁸⁾、⁹⁾の提案に従い、局部座屈や座屈の発生時(圧縮耐力のピーク時)以後の圧縮側のスケルトンカーブに応力の下り勾配を設けることとする。

耐力の劣化域の応力 - 歪関係をモデル化する方法は、降伏線理論に基づくものと実験結果に基づくものに大別できる。S造柱梁部材に用いる角形、円形、H形断面部材について、降伏線理論に基づいて部材の応力 - 歪関係を求めたものに、加藤等¹⁰⁾、三谷等¹¹⁾、越智等¹²⁾などの

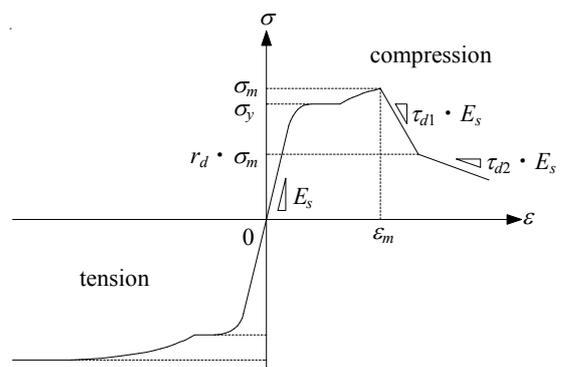


図-5 鋼材のスケルトンカーブ

研究があり、短柱圧縮試験に基づいて応力 - 歪関係を求めたものに加藤等¹³⁾、山田等の研究がある。山田等の研究は、短柱圧縮試験結果を統計処理することで角形鋼管とH形鋼の圧縮力下における終局挙動をモデル化したものであり、単軸圧縮を受ける短柱の終局挙動をもとに、曲げ圧縮を受ける部材の最大耐力以降の劣化挙動が予測可能であること¹⁴⁾から、局部座屈発生により決まる曲げ圧縮部材の最大耐力、さらにそれ以降の耐力の劣化域も含む荷応力 - 歪関係を連続して予測する解析方法を提案している。山田等は鋼材の劣化域の応力 - 歪関係を製造方法や素材特性に関わらず概ね2本の直線で近似できるものとしており、本研究でもその提案に従い、劣化域を2段階に渡る応力の下り勾配で表現する。劣化域のモデルの形状を決定するモデル変数は、局部座屈または座屈発生時の歪 ε_m 、第一劣化勾配と第二劣化勾配の遷移点の応力の耐力劣化開始時の応力 σ_m に対する比 r_d 、第一劣化勾配のヤング係数 E_s に対する比 τ_{d1} 、第二劣化勾配のヤング係数 E_s に対する比 τ_{d2} となる。これらのモデル変数は後述するように、角形鋼管、円形鋼管、H形鋼、RC造柱梁部材の主筋で、それぞれ異なる方法により算出する。

応力 - 歪関係モデルの履歴則については、図-6に示すように秋山等¹⁵⁾、¹⁶⁾の提案に従い、スケルトンカーブの一部となる部分（スケルトン部分）、弾性的に除荷が行われる部分（弾性除荷部分）、およびバウシinger効果による軟化部分（バウシinger部分）に分解して考え、引張、圧縮の各応力域で新たな応力域に対応するスケルトン部分を歪の進展に従って順次つなぎ合わせていくものとする。引張、圧縮の各応力域での荷重 - 変形関係の形状は単調一方荷重下の荷重 - 変形関係に一致する。この履歴則は簡明であるが繰返し荷重下における剛性の軟化が考慮されていないため、秋山等の履歴則を基本としながら、除荷・バウシinger部分の取扱いとスケルトン部分の移動則を大井等¹⁷⁾の提案に従うこととする。図-7に、図-5で示したスケルトンカーブを用い、大井等の提案に基づく履歴曲線の移動則を示す。図-7では引張側を正として示している。このモデルでは荷点が弾性限を超えてスケルトンカーブ上で移動する場合、荷点側の目標点を荷点と同時に移動させ更新する。このとき反対側の目標点をスケルトンカーブとともに荷点の経験

する塑性変形量 $\Delta\varepsilon_p$ の ψ 倍分変形軸に沿って移動させる点に特徴がある。 ψ の値を0とすると通常のMenegotto-Pintoモデルとなり、 ψ の値を1とすると秋山等のモデルと同様に目標点を荷点が経験した塑性変形量 $\Delta\varepsilon_p$ の全値分移動させることになる。実際の鋼材の履歴では ψ の値が0から1の間に位置すると考えられる。本研究では全ての鋼材のモデルに対し ψ の値を0.8として計算した。

a) H形鋼の耐力低下性状

S造梁部材に用いるH形鋼のスケルトンカーブに対する劣化域の形状を決定する変数 ε_m 、 r_d 、 τ_{d1} 、 τ_{d2} は山田等⁸⁾の提案に基づき(8)式で算出する。

$$\begin{aligned} \alpha_w &= \left(\frac{D - 2T_f}{T_w} \right)^2 \cdot \varepsilon_y \\ \alpha_f &= \left(\frac{B}{2T_f} \right)^2 \cdot \varepsilon_y \\ \varepsilon_m &= \max \left[\frac{0.18}{\alpha_f} + \frac{2.6}{\alpha_w} + 0.3, \frac{0.5}{\alpha_f} + \frac{5.7}{\alpha_w} - 4.0 \right] \cdot \varepsilon_y \\ r_d &= -0.062\alpha_w - 0.56\alpha_f + 0.98 \\ \tau_{d1} &= -0.0046\alpha_w^2 - 0.57\alpha_f^2 - 0.0005 \\ \tau_{d2} &= -0.003 \end{aligned} \quad (8)$$

ここで、 B は断面幅 [mm]、 D は断面せい [mm]、 T_w はウェブ厚 [mm]、 T_f はフランジ厚 [mm]、 α_w 、 α_f はウェブ、フランジの基準化幅厚比である。(8)式より劣化域の応力 - 歪関係モデルの形状は、断面形状（ウェブとフランジの幅厚比）および部材の降伏応力 σ_y によって決定されることが分かる。(8)式では τ_{d2} の値を原著の-0.005から-0.003に修正している。山田等は τ_{d2} の値を鋼材の製造方法によらず概ね一定値-0.005をとるとしているが、山田等が回帰分析の対象とした短柱圧縮実験から得られた τ_{d2} の値は-0.005付近で分布しているものの、-0.0025から-0.0075程度までばらついており、著者等が行った純圧縮部材および曲げ圧縮部材の解析では、この τ_{d2} の値を-0.003に修正した方が部材実験によって得られた荷重 - 変形関係を良好に追跡できることが分かった。

b) 角形鋼管の耐力低下性状

S造柱部材に用いる角形鋼管のスケルトンカーブに対する劣化域の形状を決定する変数 ε_m 、 r_d 、 τ_{d1} 、 τ_{d2} は山

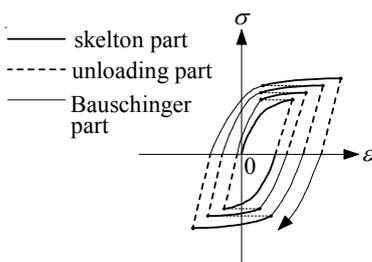


図-6 鋼材の履歴則

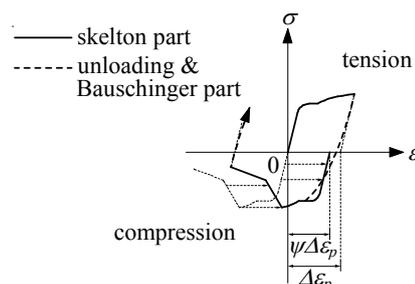


図-7 鋼材の履歴曲線の移動則

田等⁹⁾の提案に基づき(9)式で算出する.

$$\begin{aligned} \alpha &= \left(\frac{B}{T}\right)^2 \cdot \varepsilon_y \\ \varepsilon_m &= \left(\frac{8.7}{\alpha} - 1.2\right) \cdot \varepsilon_y \\ r_d &= -0.079\alpha + 0.81 \\ \tau_{d1} &= -0.014\alpha^2 - 0.005 \\ \tau_{d2} &= -0.005 \end{aligned} \quad (9)$$

ここで, B は断面幅 [mm], T は鋼管厚 [mm], α は基準化幅厚比である. (9)式より劣化域の応力 - 歪関係モデルの形状は, 断面形状 (幅厚比) および部材の降伏応力度 σ_y によって決定されることが分かる.

c) 円形鋼管の耐力低下性状

S造柱部材に用いる円形鋼管部材に対しても, 山田等の提案に基づき局部座屈後の耐力の劣化域を2本の直線でモデル化する. 山田等の提案はH形, 角形断面部材にとどまっているため, 越智等¹²⁾による局部座屈後の劣化挙動に対する研究成果をもとに変数 ε_m , r_d , τ_{d1} , τ_{d2} の算出式を導く. 局部座屈発生時の歪 ε_m の算出式には, 短柱圧縮試験に基づく(10)式を用いる. (10)式は非常に多くの実験結果に基づいて導かれており, 小川等¹⁸⁾も短柱の圧縮試験結果による ε_m の実験値と(10)式による計算値が非常に良く一致することを報告している.

$$\varepsilon_m = 0.205 \left(\frac{D}{T} \cdot \varepsilon_y\right)^{-1.39} \cdot \varepsilon_y \quad (10)$$

ここで, D は断面径 [mm], T は鋼管厚 [mm]である.

r_d , τ_{d1} , τ_{d2} の算出式については, 越智等による降伏線理論に基づく(11)式を応用して導く.

$$\begin{aligned} \frac{\sqrt{3}}{4} n^2 + \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{\sqrt{3}} \sqrt{\frac{D}{T} - 1} \cdot \sin \theta \cdot n \\ - \frac{1}{\sqrt{3}} \left(\cos \theta \cdot \frac{2}{3} \pi^2 - 1 \right) = 0 \end{aligned} \quad (11)$$

ここで, n は局部座屈発生時の応力 σ_m に対する存在応力 σ の比 ($n = \sigma / \sigma_m$), θ は降伏線の回転角 [rad]である. 図-8に越智等によってモデル化された局部座屈を発生した円形鋼管の変形状を示す. ① - ② - ①'間の長さを局部座屈波長 l_c として局部座屈を生じている区間の軸方向変形 Δl と区間内の平均歪 ε を求めると(12)式を得る.

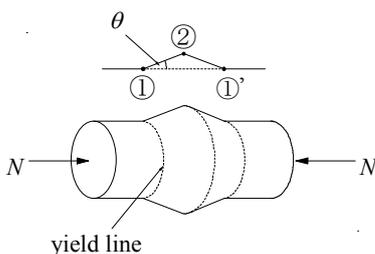


図-8 降伏線と回転角

$$\Delta l = l_c - l_c \cos \theta = l_c (1 - \cos \theta), \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l_c} = 1 - \cos \theta \quad (12)$$

局部座屈発生時の応力 σ_m に対しては越智等によって(10)式と同様に短柱圧縮試験に基づく(13)式が提案されており, $n = \sigma / \sigma_m > 0$, $\sin \theta > 0$ の仮定のもと耐力劣化域の応力と歪の関係式を求めると(14)式を得る.

$$\sigma_m = 1.84 \cdot \sigma_y \left(\frac{D}{T}\right)^{-0.127} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \sigma = \frac{92\pi\sqrt{2\varepsilon(2-\varepsilon)}}{75} \cdot \sigma_y \left(\frac{D}{T}\right)^{-0.127} \\ \times \left\{ \sqrt{\frac{D}{T} + \frac{2\pi^2(1-3\varepsilon+\varepsilon^2)-3}{2\pi^2\varepsilon(2-\varepsilon)}} - \sqrt{\frac{D}{T} - 1} \right\} \end{aligned} \quad (14)$$

(10)式で算出される局部座屈発生時の歪 ε_m の値を(14)式に代入して得られる応力値を局部座屈発生時の応力 σ_m とすると, $\varepsilon > \varepsilon_m$ の範囲において(14)式は図-9に点線で示すように局部座屈発生後の円形鋼管の応力 - 歪関係を表すことになる. 本研究では(14)式が表すような応力の低下性状を2直線で線形近似して用いる. 近似の手順としてまず τ_{d2} の値を山田等の提案を参考に定める. 山田等はH形鋼, 角形鋼管を問わず τ_{d2} の値を -0.005 としており, 円形鋼管に対してもほぼ同程度の値となることが予想される. ここでも $\tau_{d2} = -0.005$ とし, (14)式で表される曲線上で -0.005 E_s の接線勾配を持つ歪の値を ε_{d2} と定め, 図-9に太実線で示すように近似を行った. r_d , τ_{d1} , τ_{d2} の算出式として(15)式を得る.

$$\begin{aligned} r_d &= 3.37 \left(\frac{D}{T} \cdot \varepsilon_y\right)^{-0.07} - 3.576 \\ \tau_{d1} &= -0.12 \left(\frac{D}{T} \cdot \varepsilon_y\right)^{0.48} + 0.011 \\ \tau_{d2} &= -0.005 \end{aligned} \quad (15)$$

r_d , τ_{d1} の算出は(14)式の式変形を行うことで理論上は可能だが, ここでは近似式を与えた. これらは任意の径厚比 D/T ($20 \leq D/T \leq 100$) と降伏応力度 σ_y ($200 [\text{N/mm}^2] \leq \sigma_y \leq 800 [\text{N/mm}^2]$) の値の組合せに対して, それぞれ(14)式を用いて r_d , τ_{d1} を算出して得られたデータに対し, D/T と σ_y を変数として重回帰分析を行った結果得られたものである. (10)式, (15)式より, 劣化域の応力 - 歪

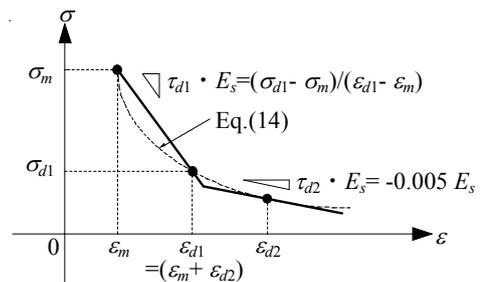


図-9 越智等による提案式の線形近似

関係モデルの形状は、断面形状（径厚比）および部材の降伏応力度 σ_y によって決定されることとなる。

d) 主筋の耐力低下性状

RC造柱梁部材に用いる主筋のスケルトンカーブにおいても、山田等の提案に基づき座屈後の耐力の劣化域を2本の直線でモデル化する。座屈発生時の歪 ε_m の算出式には中塚等^{19), 20)}の提案による(16)式を用いる。中塚等は角形のせん断補強筋を用いたRC造部材の短軸圧縮実験結果から、材料強度やせん断補強筋量、断面内での主筋の位置（隅角部や中央部）などに応じて ε_m を算定できる(16)式を提案している。(16)式は、せん断補強筋による拘束効果の程度に応じて、 ε_m の値が(5)式で計算されるブレインコンクリート（被りコンクリート）の圧縮強度時の歪 ε_p の値より大きくなるという考えのもとに提案されている。

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p + f_w \cdot (p_w \cdot \sigma_{wy})^2 \cdot \left(3.6 - 4.8 \cdot \frac{x}{D_c} \right) \times \left(\frac{110}{\sigma_B} - 1 \right) \cdot \left(\frac{600}{\sigma_{wy}} + 0.5 \right) \times 10^{-4} \quad (16)$$

ここで、 p_w はコンクリートコアに対するせん断補強筋の面積比、 f_w は断面内における主筋の位置によって決まる係数である。中塚等が対象とした実験では、せん断補強筋間隔 x が広く外周せん断補強筋の芯々間距離 D_c に対する x/D_c の比 x/D_c が大きい場合、せん断補強筋による拘束効果が小さく、 x/D_c の値が0.75程度となるとほぼ拘束効果が期待できなくなることが分かっている。またコンクリートのシリンダー圧縮強度 σ_B が110N/mm²を超えるような高強度コンクリートでは座屈発生に伴う主筋の耐力劣化が脆性的となり、同じ横補強筋でも普通コンクリートの場合に比べ十分に横拘束効果が表れない。そこで、 $x/D_c > 0.75$ 、 $\sigma_B > 110\text{N/mm}^2$ となる場合は ε_m を被りコンクリートの圧縮強度時歪 ε_p に等しいとして算出する。また、 f_w の値は断面内での主筋の位置に応じて与えられ、角形断面の隅角部の主筋や中央部で中子筋と接する主筋のように2方向のせん断補強筋の拘束力を受ける場合は0.9、その他1方向のみの拘束力を受ける場合は0.18として算出する。

座屈後のスケルトン曲線については須田等²¹⁾による提案もあるが、座屈後の応力の劣化勾配の値を主筋の座屈長さに関わらず一定とするものであるため、これに従う場合はやや大胆な仮定が必要である。そのため井上等²²⁾のブレースの座屈に対する座屈後軸力の算出式を応用して導く。井上等は軸方向変形が材長に対し1%となる時の軸力を安定軸力 N_d とし、(17)式を提案している。

$$\frac{N_d}{N_y} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.005\lambda^2}} \quad (17)$$

ここで、 λ は主筋の細長比、 N_y は主筋の降伏軸力である。 λ の値の算出には主筋の座屈長さの評価が必要である。座屈長さはせん断補強筋による拘束力に応じて変化すると考えられるが、ここでは簡単にせん断補強筋間隔 x の1/2として算出する。 N_d と N_y に対応する主筋の応力を図-5における安定軸力時の応力 $r_d \cdot \sigma_m$ と座屈時の応力 σ_m と見なすと、(17)式が r_d の算出式となる。また、安定軸力時の応力 $r_d \cdot \sigma_m$ を与える歪の値を $\varepsilon_d = \varepsilon_m + 0.01$ とし、 ε - σ 座標軸上で $(\varepsilon_m, \sigma_m)$ 、 $(\varepsilon_d, r_d \cdot \sigma_m)$ の2点を結んで第一劣化直線とすると、 τ_{d1} は(18)式で表される。

$$\tau_{d1} = 100\varepsilon_y \left(\frac{1}{\sqrt{1 + 0.005\lambda^2}} - 1 \right) = 100\varepsilon_y (r_d - 1) \quad (18)$$

τ_{d2} はH形鋼、角形鋼管の局部座屈に対する山田等による提案式の値（ $\tau_{d2} = -0.005$ ）によって算出する。山田等の提案式では鋼板要素の局部座屈を対象としており、ここでの主筋の座屈とは異なるが、この値で試算した結果概ね良い結果を得たためこれに従うこととする。

4. 部材実験結果との比較検証

3章で示した鋼材とコンクリートの応力 - 歪関係モデルの精度を確認するため、角形断面RC造部材、H形鋼部材、角形鋼管部材、円形鋼管部材に対する既往の実験結果の荷重 - 変形関係を追跡する解析を行う。検証対象として用いた実験は、いずれも図-10に示すように一端固定他端自由の片持ち柱の柱頭に載荷を行うものであり、軸力 N を漸増させる実験（Type1）、軸力 N を一定に保持し水平力 Q を単調に載荷する実験（Type2）、軸力 N を一定に保持し水平力 Q を繰返し載荷する実験（Type3）、軸力 N を一定に保持し曲げモーメント M を単調に加える実験（Type4）、軸力 N を一定に保持し曲げモーメント M を繰返し加える実験（Type5）に分類できる。

(1) 角形断面RC造部材

鈴木等²³⁾、加藤等²⁴⁾、遠藤等²⁵⁾、崎野等^{26), 27)}の行った実験の結果と比較する。試験体緒元を表-2に示す。表-2中の n は軸力比である。図-11に実験結果と解析結果の荷

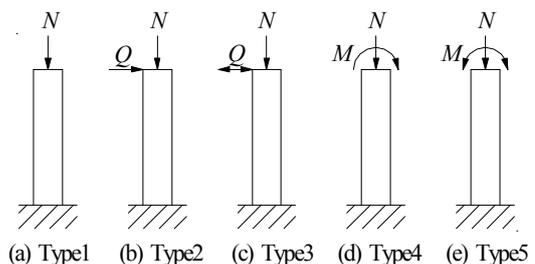
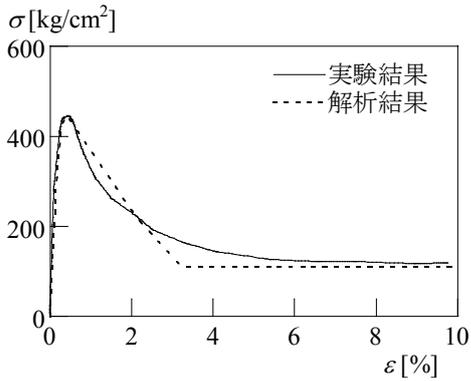
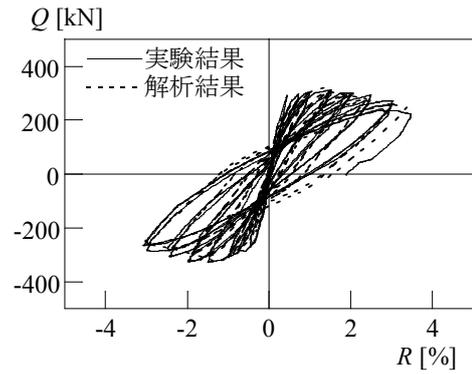


図-10 載荷方法



(a) Type1試験体 (加藤等, $p_w=0.47$)



(b) Type3試験体 (崎野等, $n=0.45, p_w=0.51$)

図-11 荷重 - 変形関係の比較 (角形断面RC造部材)

表-2 試験体諸元 (角形断面RC造部材)

研究者	鈴木等 ²³⁾	加藤等 ²⁴⁾	遠藤等 ²⁵⁾	崎野等 ^{26), 27)}
試験体数	3	28	5	3
断面寸法 [mm]	210×210	150×150	200×200	250×250
σ_B [N/mm ²]	32.9	24.5~91.7	17.6	83.6~94.3
n ($=N/N_y$)	-	-	0.15, 0.36	0.20~0.45
σ_{wy} [N/mm ²]	334	332~1354	326	1018
x [mm]	20~100	30, 60	50~200	30, 60
p_w [%]	0.34~1.68	0.38~1.45	0.17~0.35	0.51, 1.01
载荷形式	Type1	Type1	Type3	Type3

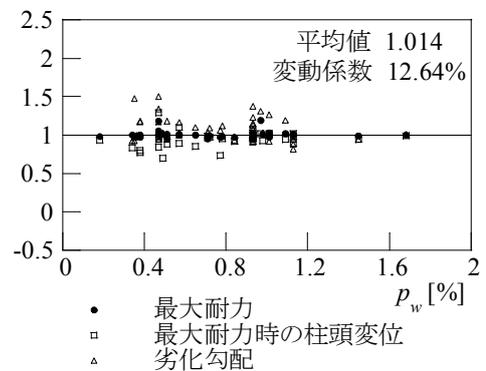


図-12 解析値と実験値の比較

(解析値/実験値, 角形断面RC造部材)

重 - 変形関係の比較の一例を示す。図-11(b)は横軸を部材角 R [%]として示している。図-12にコンクリートコアに対するせん断補強筋の面積比 p_w [%]を横軸にとり、最大耐力と最大耐力時の柱頭変位、最大耐力後の劣化勾配に関する解析結果と実験結果の比を示す。最大耐力時の柱頭変位はType1の試験体では鉛直方向変位で、その他の試験体では水平方向の変位である。劣化勾配は荷重 - 変形関係図での最大耐力点と、実験終了時の点を結んで求めている。実験において耐力の劣化現象が観測されていない試験体に関しては、図-12の劣化勾配のデータには含めていない。劣化勾配の値に関して、解析値が実験値より大きく、耐力の劣化現象をやや安全側に評価する試験体も見られるが、本解析では材料強度やせん断補強筋量によらず概ね精度よく実験の挙動を追跡できていると言える。

(2) H形鋼部材

山田等²⁸⁾、鈴木等²⁹⁾、向井等³⁰⁾、三谷等³¹⁾、松井等³²⁾の行った実験の結果と比較する。試験体緒元を表-3に示

す。表-3中の D_w/T_w 、 B/T_f はそれぞれウェブ、フランジの幅厚比である。図-13に実験結果と解析結果の荷重 - 変形関係の比較の一例を示す。図-14にウェブの幅厚比 D_w/T_w を横軸にとり、最大耐力と最大耐力時の柱頭変位、最大耐力後の劣化勾配に関する解析結果と実験結果の比を示す。解析値を実験値で除した値はいずれも1に近い値を示し、材料強度や断面形状(ウェブ、フランジの幅厚比)によらず概ね精度よく実験の挙動を追跡できていると言える。

(3) 角形鋼管部材

吉田等³³⁾、加藤等³⁴⁾、津田等³⁵⁾の行った実験の結果と比較する。試験体緒元を表-4に示す。表-4中の B/T は幅厚比である。図-15に幅厚比 B/T を横軸にとり、最大耐力と最大耐力時の柱頭変位、最大耐力後の劣化勾配に関する解析結果と実験結果の比を示す。解析値を実験値で除した値はいずれも1に近い値を示し、材料強度や断面形状(幅厚比)によらず概ね精度よく実験の挙動を追跡できていると言える。

表-3 試験体諸元 (H形鋼部材)

研究者	試験体数	D [mm]	B [mm]	D_w/T_w	B/T_f	σ_y [N/mm ²]	n ($=N/N_y$)	载荷形式
山田等 ²⁸⁾	19	157~291	168~264	14.8~29.7	14.0~22.0	356~499	-	Type1
鈴木等 ²⁹⁾	8	150	150	22.0	16.7	291~526	-	Type1
向井等 ³⁰⁾	10	138~258	108~324	20.0~40.0	12.0~36.0	300	-	Type1
三谷等 ³¹⁾	7	100~137	76~100	20.3~39.0	12.4~22.2	300~456	0.30~0.60	Type2
	5	100~136	99~100	26.6~39.1	15.2~22.1	300~320	0.30, 0.60	Type3
松井等 ³²⁾	12	150	150	22.0, 23.0	16.7, 25.0	292~378	0.10~0.60	Type3

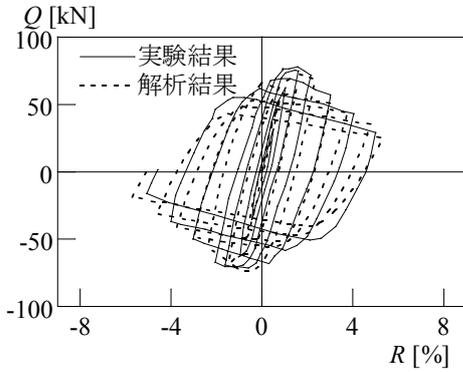


図-13 荷重 - 変形関係の比較

(H形鋼部材 Type3試験体, 松井等, $D_w/T_w=23.0$, $n=0.30$)

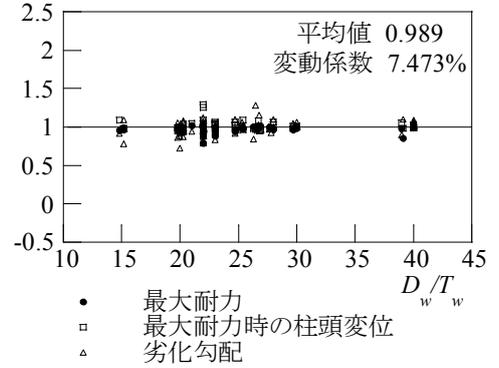


図-14 解析値と実験値の比較

(解析値/実験値, H形鋼部材)

表-4 試験体諸元 (角形鋼管部材)

研究者	吉田等 ³³⁾	加藤等 ³⁴⁾	津田等 ³⁵⁾	
試験体数	6	5	12	6
B [mm]	200~300	150~250	100~151	150
T [mm]	5.7~8.6	6.0	3.1~5.8	3.2~5.8
B/T	23.2~44.0	25.0~41.7	22.5~47.6	25.9~47.6
σ_y [N/mm ²]	351~395	319~338	325~456	32~456
n ($=N/N_y$)	-	0.00	0.10~0.50	0.10, 0.45
载荷形式	Type1	Type2	Type2	Type3

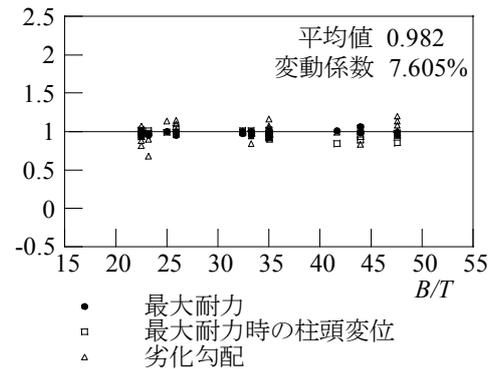


図-15 解析値と実験値の比較

(解析値/実験値, 角形鋼管部材)

表-5 試験体諸元 (円形鋼管部材)

研究者	越智等 ^{36), 37)}		津田等 ³⁸⁾		辻等 ³⁹⁾		安井等 ⁴⁰⁾	
試験体数	4	2	9	6	10	6	4	7
D [mm]	165~166	166	140		114		114~216	
T [mm]	4.39~5.50	3.80, 3.95	1.60~3.50		3.50, 4.50		3.27~12.7	
D/T	29.9~37.5	41.9, 43.6	39.9~87.4		25.4, 32.7		17.0~42.4	
σ_y [N/mm ²]	377~549	474~484	343~415		329, 356		345~382	
n ($=N/N_y$)	0.00	0.00, 0.40	0.07~0.35		0.00, 0.20		0.00, 0.30	
载荷形式	Type2	Type3	Type2	Type3	Type2	Type3	Type4	Type5

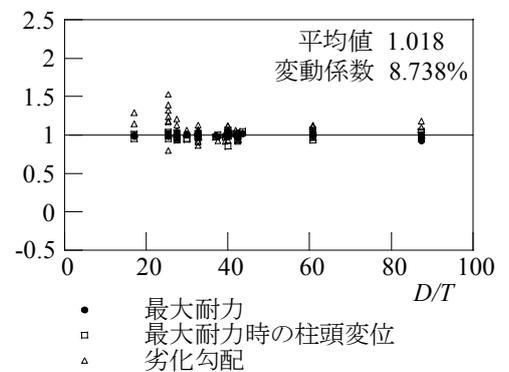


図-16 解析値と実験値の比較

(解析値/実験値, 円形鋼管部材)

(4) 円形鋼管部材

越智等^{36), 37)}, 津田等³⁸⁾, 辻等³⁹⁾, 安井等⁴⁰⁾の行った実験の結果と比較する。試験体緒元を表-5に示す。表-5中の D/T は径厚比である。図-16に径厚比 D/T を横軸にとり、最大耐力と最大耐力時の柱頭変位、最大耐力後の劣化勾配に関する解析結果と実験結果の比を示す。径厚比 D/T が小さい(30以下)試験体において、劣化勾配の解析値が実験値より大きく、耐力の劣化現象をやや安全側に評価する試験体も見られるが、概ね精度よく実験の挙動を追跡できていると言える。

5. 結論

鋼構造および鉄筋コンクリート構造部材を対象とし、ファイバーモデルの柱梁要素を用いた有限要素解析に用いるための鋼材、コンクリートの応力-歪関係モデルを提案することを目的として研究を行った結果、以下の結論を得た。

- 1) 鉄筋コンクリート造柱梁部材のコンクリートの応力-歪関係モデルを、圧縮耐力に至るまでのPopovicsの提案式による曲線部分と、歪軟化による劣化域に相当する直線部分に分けて構成した。崎野等の鉄筋コンクリート柱部材の中押し試験によって得られた知見を応用し、圧縮耐力以降のスケルトンカーブに耐力の劣化勾配を設けることで、せん断補強筋で拘束されたコンクリートの終局挙動をモデル化できる。劣化勾配は材料強度やせん断補強筋量に応じて変化する。
- 2) 鋼材の応力-歪関係モデルではMenegotto-Pintoモデルを応用してスケルトンカーブを作成した。鋼管の局部座屈や主筋の座屈に起因する耐力劣化を表現する簡易的な方法として、山田等の提案に基づいて圧縮側のスケルトンカーブに二段階の応力の下り勾配を設けた。局部座屈性状のモデル化は、H形鋼、角形鋼管に対しては山田等の実験式に基づいて行い、円形鋼管に対しては越智等の実験式と理論式に基づいて行った。主筋の座屈性状に関しては、中塚等の実験式、井上等の理論式に基づいてモデル化している。
- 3) 本解析法による解析結果を実験結果と比較すると、ほとんどの試験体に対して、劣化域に至るまで良好な対応関係を示しており、耐力の劣化域までを含む荷重-変形関係の解析法として適切なものであると考えられる。
- 4) 今後の課題として、本論文の応力-歪関係モデルを超高層骨組の応答解析に用いるために、超高層骨組の部材の断面形状(幅厚比、径厚比)や材料強度に対しての本解析モデルの適用性を確認する必要がある。

謝辞：本研究は科学研究費補助金基盤研究(B) No.20360254(研究代表者：上谷宏二)の補助を受けて実施した。本論文の内容に関して京都大学の上谷宏二教授、荒木慶一准教授から助言を頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) Kawano, A. and Warner, R.F. : Nonlinear Analysis of the Time-Dependent Behaviour of Reinforced Concrete Frames, Research Report No.R125, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Adelaide, 1995.
- 2) Popovics, S. : A Numerical Approach to Complete Stress-Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research3, pp.583-599, 1973.
- 3) Kent, D. and Park, R. : Flexural Members with Confined Concrete, Proceedings, ASCE, V.97, ST7, pp.1969-1990, 1971.
- 4) Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M. : Analytical model for concrete confinement in tied columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, V.108, pp.2703-2722, 1982.
- 5) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文報告集, 第461号, pp.95-104, 1994.
- 6) Ramberg, W. and Osgood, W.R. : Description of stress-strain curves by three parameters, Technical Note No. 902, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington D.C., 1943.
- 7) Menegotto, M. and Pinto, P.E. : Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, IABSE Congress Reports of the Working Commission Band, No.13, 1973.
- 8) 山田哲, 秋山宏, 桑村仁: 局部座屈を伴うH形断面鋼部材の劣化挙動, 日本建築学会構造系論文報告集, 第454号, pp.179-186, 1993.
- 9) 山田哲, 秋山宏, 桑村仁: 局部座屈を伴う箱形断面鋼部材の劣化域を含む終局挙動, 日本建築学会構造系論文報告集, 第444号, pp.135-143, 1993.
- 10) 加藤勉, 福知保長: 板要素の変形能力について, 日本建築学会論文報告集, No.147, pp.19-25, 1968.
- 11) 三谷勲, 牧野稔, 松井千秋: H形鋼柱の局部座屈後の変形状態に関する解析的研究(その1. 単調荷荷を受ける場合), 日本建築学会論文報告集, No.301, pp.77-87, 1981.
- 12) 越智健之, 黒羽啓明: 冷間成形円形鋼管部材の耐力と変形能の統計的評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第391号, pp.59-71, 1988.
- 13) 加藤勉, 秋山宏, 帯洋一: 局部座屈を伴うH形断面部材の変形, 日本建築学会論文報告集, No.257, pp.49-57, 1977.
- 14) 近藤明洋, 鈴木弘之: 高性能鋼柱部材の耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1475-1476, 1990.
- 15) 加藤勉, 秋山宏, 桑村仁: 鋼材の応力-ひずみ曲線に関する実験則, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.937-938, 1973.
- 16) 秋山宏, 高橋誠: 鋼構造剛接骨組の耐震性に及ぼすパウンダー効果の影響, 日本建築学会構造系論文報告集, 第418号, pp.49-57, 1990.

- 17) 孟令權, 大井謙一, 高梨晃一: 鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル, 日本建築学会構造系論文報告集, 第437号, pp.115-124, 1992.
- 18) 小川厚治, 黒羽啓明, 前田珠希: 円形鋼管圧縮柱の座屈後挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第475号, pp.137-144, 1995.
- 19) 中塚佑, 中川裕史, 阪井由尚: コンファインドコンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈に関する研究 (その1. 単軸圧縮応力を受けるコンファインドコンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈におよぼす諸要因の影響), 日本建築学会構造系論文報告集, 第497号, pp.141-148, 1997.
- 20) 中塚佑, 前川元伸, 中川裕史: コンファインドコンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈に関する研究 (その2. 単軸単調圧縮荷重下における軸筋の座屈時ひずみ推定式), 日本建築学会構造系論文報告集, 第516号, pp.145-149, 1999.
- 21) Suda, K., Murayama, Y., Ichinomiya, T. and Shimbo, H.: Buckling Behavior of Longitudinal Reinforcing Bars in Concrete Column Subjected to Reverse Lateral Loading, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, No.1753, 1996.
- 22) 井上一朗, 清水直樹: ブレース架構の保有水平耐力に関する考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第388号, pp.59-69, 1988.
- 23) 鈴木敏郎, 滝口克己, 岡本哲美, 加藤征宏: SRC部材の復元力特性に対するフープ筋の効果に関する実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第348号, pp.61-74, 1985.
- 24) 加藤大介: 角形補強筋で拘束されたコンクリート柱の軸方向応力度 - 歪度関係に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第422号, pp.65-74, 1991.
- 25) 遠藤利根穂: 定軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の水平力破壊実験, 日本建築学会学術研究発表会梗概集, 第39号, pp.227-230, 1968.
- 26) 石原淳平, 松尾英典, 福原武史, 田中慎吾, 孫王平, 崎野健治: 高強度材料を用いたRC柱の耐震性能に関する実験的研究 (その1. 実験概要と主な実験結果), 日本建築学会九州支部研究報告, 第43号, pp.425-428, 2004.
- 27) 松尾英典, 福原武史, 田中慎吾, 石原淳平, 孫王平, 崎野健治: 高強度材料を用いたRC柱の耐震性能に関する実験的研究 (その2. 履歴性状と考察), 日本建築学会九州支部研究報告, 第43号, pp.429-432, 2004.
- 28) 山田哲, 城戸雄太, 桑村仁, 秋山宏, 上遠野明夫: 鋼素材の性質をパラメーターとした短柱圧縮試験 (その2. H形断面短柱圧縮試験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1247-1248, 1992.
- 29) 鈴木敏郎, 小河利行, 五十嵐規矩夫, 田沼良一, 澤田毅: 鋼構造部材を構成する板要素の局部座屈に対する相互作用に関する研究 (その1. 概要および短柱実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1339-1340, 1991.
- 30) 向井昭義, 長谷川隆, 緑川光正, 山内泰之: 鋼材の降伏比と鉄骨部材の変形能力 (その2. 短柱圧縮試験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1239-1240, 1992.
- 31) 三谷勲: 不安定現象を伴う鋼構造部材及び骨組の繰返し弾塑性変形性状に関する研究, 九州大学博士論文, 1980.
- 32) 東野良之, 松井千秋, 堺純一: 鉄骨骨組の変形能力に及ぼす鋼材の降伏比の影響に関する研究 (その1. 柱部材の弾塑性性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1511-1512, 1991.
- 33) 吉田文久, 石田和人, 小野徹郎: 圧縮を受ける角形鋼管の局部座屈領域と塑性変形能力 (その1. 短柱圧縮実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.271-272, 1996.
- 34) 加藤勉, 秋山宏, 北沢進, 桂井史朗: 箱形断面部材の塑性変形能力に関する実験的研究 (その3. 冷間成形箱形断面部材の場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1309-1310, 1978.
- 35) 津田恵吾, 松井千秋: 一定軸力下で水平力を受ける角形鋼管柱の耐力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第512号, pp.149-156, 1998.
- 36) 酒井弘文, 小崎照卓, 越智健之, 黒羽啓明: 極低降伏比高強度円形鋼管部材の変形能と終局耐力 (その1. 短柱圧縮試験と曲げ試験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1295-1296, 1992.
- 37) 上野清人, 小川厚治, 越智健之, 黒羽啓明: 局部座屈を考慮した円形鋼管部材の非線形解析法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1211-1212, 1991.
- 38) 津田恵吾, 松井千秋: 一定軸力と変動水平力を受ける円形鋼管柱の弾塑性性状, 日本建築学会構造系論文報告集, 第505号, pp.131-138, 1998.
- 39) 辻文三, 西野孝仁, 中塚力: 鋼管柱の弾塑性変形性状に関する研究 (III. 単調および繰返し載荷), 日本建築学会近畿支部研究報告, 第27号, pp.397-400, 1987.
- 40) 安井信行: 軸力と曲げを受ける円形鋼管の局部座屈挙動解析に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第561号, pp.201-208, 2002.

STRESS-STRAIN MODEL OF STRUCTURAL MEMBERS BY CONSIDERING STRENGTH DEGRADATION (Part.2 Steel and Reinforced Concrete Structural Members)

Keita ODAWARA, Yongtao BAI, Akihiko KAWANO and Shintaro MATSUO

The behavior of steel and reinforced concrete structural members are analyzed and compared with existing tests by adopting the method of fiber-element simulation in this study. The stress-strain relationship of the concrete and steel are proposed by considering the strength degradation such as local buckling of steel tube, buckling of reinforced bar and strain softening of concrete. Comparison results indicate that both the pre-peak and post-peak behavior in the tests can be accurately predicted by adopting the proposed model. However, the applicability of the proposed model to structural system is still needed to be investigated further.