

## 第7章 一定軸力と繰返し曲げを受ける鋼・コンクリート合成断面 の終局状態

## § 7. 1 序

本章の目的は、一定軸力と繰返し曲げを受ける鋼・コンクリート合成断面の抵抗モーメントおよび断面重心のひずみ挙動に及ぼす軸力の影響を、解析的に明らかにすることである。

鉄骨鉄筋コンクリート（以下SRC）柱が一定圧縮力と変動曲げモーメントを受ける時の挙動は、作用軸力の大きさに影響され、柱が曲げ破壊する場合でも、軸力が大きくなると変形能力が低下することが知られている<sup>7.1), 7.2)</sup>。このことから、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>7.3)</sup>（以下SRC規準）では変形能力を期待する柱では作用圧縮力の制限値が規定されている。SRC柱の曲げ挙動に及ぼす軸力の影響に関連した実験的研究として、文献7.4)ではSRC柱の曲げ変形能力を柱軸力の関数として定式化し、文献7.5)では柱材の変形能力は繰返しに伴う累積ひずみの特性に関連を持つことを指摘している。また解析的研究として一定軸力と変動曲げモーメントを受けるSRC断面の解析があり、文献7.6)ではSRC断面の変形能力に及ぼす繰返し回数、軸力比、鋼材量、鋼材配置の影響を検討し、文献7.7)では不規則曲げ負荷下におけるSRC材の不規則累積変形挙動の考察を行っている。

鉄筋コンクリート（以下RC）柱に関しては、単調曲げを受ける場合、断面が釣合軸力以上の軸力を受けるときは塑性変形能力が非常に小さいことが知られており<sup>7.8)</sup>、鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>7.9)</sup>（以下RC規準）や文献7.10)では、RC柱に対する作用圧縮力の制限値が規定されている。繰返し曲げを受ける場合にはその破壊モードの判別式や破壊モード別に復元力特性のモデルも提案されており<sup>7.11)</sup>、またRC柱の変形能力に及ぼす軸力の影響も文献7.12)～7.14)で調べられている。しかし、これらは既往の実験結果をまとめたものであり、理論的には文献7.15)が柱材の塑性率と破壊サイクルの関係式を示しているだけである。しかしこれは比較的小さな圧縮力を受ける場合に限定されている。

このように、純鉄骨断面が一定軸力と繰返し曲げを受ける時の性状は詳細に調べられているのに対して<sup>7.16)～7.20)</sup>、鋼・コンクリート合成断面では一定軸力と繰返し曲げモーメントを受ける時の、断面の崩壊過程、崩壊モード、またコンクリートと鋼材の応力の移行等の基本的性状におよぼす軸力の影響は完全に明らかにされているとは言い難い。したがって、SRC規準やRC規準の軸力制限値も、特に繰返し曲げを受ける場合に関しては経験的なものであり、理論的な根拠は明白ではないと考えられる。

本章では、一定軸力と一定曲率繰返し曲げを受ける理想化された断面の解析を行うことにより、まず断面の曲げ挙動を支配するパラメータを明かにし、次に断面挙動の基礎性状（崩壊過程、崩壊モード）を考察する。解析方法としては、差分方程式を用いた。基礎式は、軸力の釣合により得られる断面重心のひずみ度で表現された連立差分方程式となる。差分方程式による同種の研究としては、文献7.19)に鉄骨断面

に対して、塑性累積ひずみの解析解を示したものがあるのみである。

解析結果より断面重心ひずみの挙動は、軸力の大きさにより5種類に分類できる事、またひずみ挙動が断面の抵抗モーメントに密接に関係している事を示すことより、重心ひずみが一定値に収束することが柱の軸力制限値を定めるためのひとつの基準となりうることを指摘する。

## § 7. 2 解析

### 7. 2. 1 問題の設定および解析仮定

図7. 1に示すように、鉄骨部分はサンドウィッチ断面、コンクリート部分は長方形断面よりなる鋼とコンクリートの合成断面に、図7. 2に示す一定軸力 $P$ と定曲率振幅 $\Phi$ となるような曲げモーメントを繰返し载荷する。状態 $A_i$ 、 $B_i$ はそれぞれ $i$ 回目の正負定曲率時の状態である事を示す。

応力度-ひずみ度関係は図7. 3に示すように、鋼材はひずみ硬化係数を $\mu$ とするバイリニア型とし、鋼材の座屈による応力度の劣化は考慮しない。コンクリートは引張側では応力を負担せず、圧縮側ではひずみ限度( $\epsilon_{CR}$ )のある剛塑性体とし、一旦 $\epsilon_{CR}$ をこえた部分は応力を負担することはないとする。またひずみが $\epsilon_{CR}$ 以下の場合、除荷時には応力が0になるまではひずみ度は変化せず、応力のみが低下し、再負荷では圧縮応力度が $F_c$ になるまでは除荷の履歴を逆にたどると仮定する。

以上の荷重条件および材料の機械的性質のもとで、問題を「モーメント-曲率関係上の正側( $\Phi$ )の定曲率時 $A_i$ 状態、負側( $-\Phi$ )の $B_i$ 状態での抵抗モーメント、断面重心のひずみ度を求める」ことと設定する(図7. 4参照)。モーメント-曲率関係は、断面を分割し平面保持の仮定のもとで断面力の釣合式をたてることにより、より現実的な応力-ひずみ関係を用いて計算できるが<sup>7.6), 7.7)</sup>、ここでは、定曲率時の諸量を解析的に求めることを主眼に置いているので、差分方程式を用いて解析を行った。記号の定義を以下に示す。

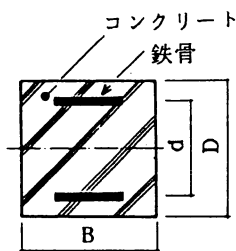


図7.1 解析断面

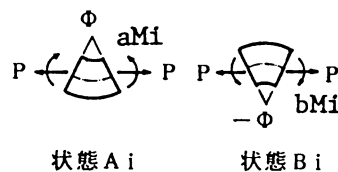
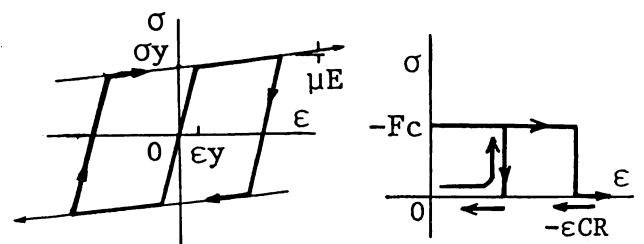


図7.2 荷重条件



(a) 鋼材 (b) コンクリート

図7.3 応力度-ひずみ度関係

B : 断面幅, D : 断面せい, d : 鉄骨フランジの重心間距離, P : 軸力 (引張りを正とする),  $\Phi$  : 曲率振幅,  $\sigma_y$  : 鉄骨の降伏応力度,  $\epsilon_y$  : 鉄骨の降伏ひずみ度,  $\mu$  : 鉄骨のひずみ硬化係数, E : 鉄骨のヤング係数,  $F_c$  : コンクリートの圧縮強度,  $\epsilon_{CR}$  : コンクリートの圧壊ひずみ,  $\epsilon_{cr}$  : 鉄骨の降伏ひずみ度で無次元化したコンクリートの圧壊ひずみ度 ( $= \epsilon_{CR} / \epsilon_y$ ),  $a_s$  : 鉄骨フランジ一枚の断面積,  $A_s$  : 鉄骨部分全断面積 ( $= 2 a_s$ ),  $A_c$  : コンクリート断面積 ( $= B D$ , 鉄骨の存在による断面積の減少は無視した),  $q$  : 鉄骨係数 ( $= A_s \cdot \sigma_y / A_c \cdot F_c$ ),  $n$  : 軸力比 ( $= -P / (A_s \cdot \sigma_y + A_c \cdot F_c)$ ),  $\phi$  : 無次元化曲率 ( $= \Phi / \Phi_y = \Phi / (2 \epsilon_y / d)$ )

### 7. 2. 2 解析方法

状態の変化 ( $A_i$ 状態  $\rightarrow B_i$ 状態) あるいは ( $B_i$ 状態  $\rightarrow A_{(i+1)}$ 状態) に対して, 断面重心のひずみ度  $a\epsilon_i, b\epsilon_i$  (それぞれ  $A_i$ 状態,  $B_i$ 状態での断面重心のひずみ度を鉄骨の降伏ひずみ  $\epsilon_y$  で無次元化した値) に関する連立差分方程式が平面保持の仮定と軸力が一定の条件より得られる. たとえば, コンクリートが健全 (コンクリートのひずみは  $\epsilon_{CR}$  以下, 図 7. 3 参照) で, 鉄骨が交番塑性になっており, また断面が縮む場合の差分方程式は以下のようなになる.

図 7. 5 に示すように降伏ひずみ  $\epsilon_y$  で無次元化した断面位置  $y$  の点のひずみ  $a\epsilon(y)$  は平面保持の仮定より  $A_i$ 状態では以下の式であらわせる.

$$a\epsilon(y) = a\epsilon_i + 2\phi \cdot y / d \quad (7. 1)$$

$A_i$ 状態から  $B_i$ 状態へ, 状態が変化する場合を考えると, コンクリート部分の断面内応力分布で,  $-F_c$  と 0 の境界点の断面重心からの距離  $by_i$  は,  $A_i$ 状態でのひずみ ( $a\epsilon_i + 2\phi \cdot by_i / d$ ) と  $B_i$ 状態でのひずみ ( $b\epsilon_i - 2\phi \cdot by_i / d$ ) が同じ値をとる点であるから, 式 (7. 2) が得られ, 式 (7. 3) で与えられる.

$$a\epsilon_i + 2\phi \cdot by_i / d = b\epsilon_i - 2\phi \cdot by_i / d \quad (7. 2)$$

$$by_i = d \cdot (b\epsilon_i - a\epsilon_i) / (4\phi) \quad (7. 3)$$

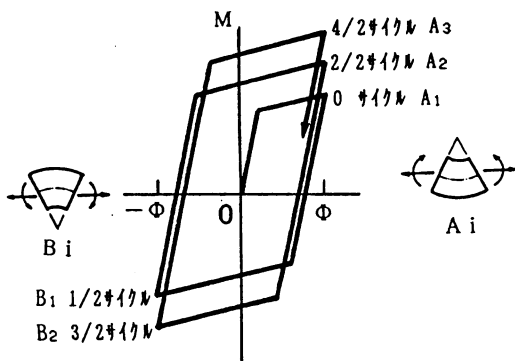


図 7.4 モーメントー曲率関係

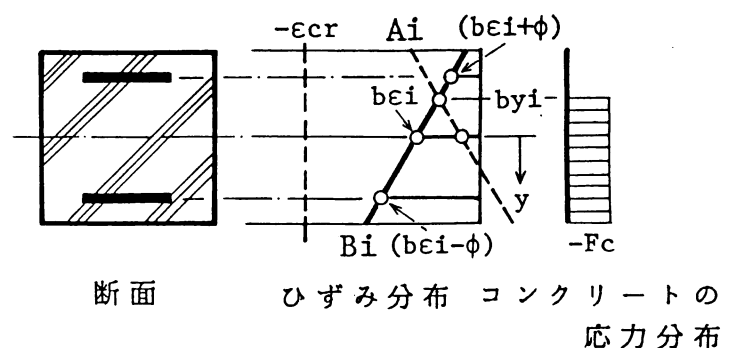


図 7.5 断面の状態

Bi状態での鉄骨の応力は、交番塑性の状態であること、また鉄骨位置でのひずみはそれぞれ  $(b\epsilon i - \phi)$ 、 $(b\epsilon i + \phi)$  で表せるから、図7.6に示すように、圧縮側鉄骨フランジの無次元化応力は  $\{\mu(b\epsilon i - \phi + 1) - 1\}$ 、引張側鉄骨フランジの応力は  $\{\mu(b\epsilon i + \phi - 1) + 1\}$  となる。

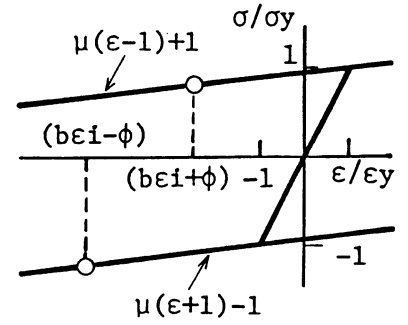


図7.6 鉄骨の応力

軸力Pと断面力の釣合より、次式が得られる。

$$P = \{\mu \cdot (b\epsilon i + \phi - 1) + 1\} \cdot a s \cdot \sigma y + \{\mu \cdot (b\epsilon i - \phi + 1) - 1\} \cdot a s \cdot \sigma y - \int_{b\epsilon i}^{D/2} f c \cdot \sigma y \cdot B d y \quad (\text{ただし } f c = F c / \sigma y) \quad (7.4)$$

ここで  $ns = P / (2 \cdot a s \cdot \sigma y)$ 、 $q = 2 \cdot a s \cdot \sigma y / (B \cdot D \cdot F c)$  と定義し、式(7.4)に式(7.3)を代入すると、 $a\epsilon i$ 、 $b\epsilon i$ を未知量とする次式の差分方程式が得られる。

$$ns = - (1 / (4 q \phi)) \cdot (d / D) \cdot a\epsilon i + \{\mu + (1 / (4 q \phi)) \cdot (d / D)\} b\epsilon i - 1 / (2 q) \quad (7.5)$$

同様にBi状態からA(i+1)状態へ、状態が変化するときを考えると次式が得られる。

$$ns = - (1 / (4 q \phi)) \cdot (d / D) \cdot b\epsilon i + \{\mu + (1 / (4 q \phi)) \cdot (d / D)\} a\epsilon(i+1) - 1 / (2 q) \quad (7.6)$$

式(7.5)、式(7.6)が成り立つための条件式としては、コンクリートが圧壊していない条件より、次式が得られる。

$$-\epsilon cr + (D / d) \cdot \phi < a\epsilon i \quad (\text{または, } b\epsilon i) \quad (7.7)$$

鉄骨が交番塑性の条件より、Ai状態からBi状態に変化するとき、鉄骨フランジ位置での無次元化ひずみ増分の絶対値が2以上になることより、次式が得られる。

$$b \varepsilon_i - a \varepsilon_i + 2 \cdot \phi > 2 \quad (7.8)$$

また、断面重心が繰り返すたびに縮むことより次式が得られる。

$$b \varepsilon_i - a \varepsilon_i < 0 \quad (7.9)$$

これらの条件は、表7.1の番号2の条件に示されている。

コンクリートの状態（健全、一部圧壊等）、鉄骨の状態（交番塑性、引張側鉄骨は弾性・圧縮側鉄骨は塑性等）の種々の組合せに対して、同様にして差分方程式と条件式が得られる。

断面の各種状態に対して求まる連立差分方程式は、式(7.10)の形をしており、以下のように一般解を求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} -(K/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot a \varepsilon_i + (1/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot b \varepsilon_i &= n^* \\ (1/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot a \varepsilon_{(i+1)} - (K/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot b \varepsilon_i &= n^* \end{aligned} \right\} (7.10)$$

ここで、 $\tilde{n} = n^* / \mu^*$ とおき、

$$\left. \begin{aligned} \tilde{a} \varepsilon_i &= a \varepsilon_i - \tilde{n} \\ \tilde{b} \varepsilon_i &= b \varepsilon_i - \tilde{n} \end{aligned} \right\} (7.11)$$

とし、式(7.10)に代入すると、次の連立差分方程式が得られる。

表7.1  $\mu^*$ 、 $n^*$ 、 $K$ の値

番号	Concrete	Steel	$\mu^*$	$n^*$	$K$	条件式
1	健全	圧縮側 塑性 引張側 弾性	$\mu$	$ns - (1-\mu)(\phi-1) + \frac{1}{2q}$	$\frac{1-\mu+d/(2q\phi D)}{1+\mu+d/(2q\phi D)}$	$-e_{cr} + D\phi/d < \varepsilon_i$ $-2\phi < \Delta\varepsilon < -2(\phi-1)$
2	健全	圧縮側 塑性 引張側 塑性	$\mu$	$ns + \frac{1}{2q}$	$\frac{1}{4\mu q \phi D/d + 1}$	$-e_{cr} + D\phi/d < \varepsilon_i$ $-2(\phi-1) < \Delta\varepsilon < 0$
3	一部圧壊	圧縮側 塑性 引張側 弾性	$\mu - \frac{1}{2q\phi} \cdot \frac{d}{D}$	$ns - (1-\mu)(\phi-1) \frac{e_{cr}}{2q\phi} \cdot \frac{d}{D}$	$\frac{1-\mu+d/(2q\phi D)}{1+\mu-d/(2q\phi D)}$	$(-e_{cr} - D\phi/d) < \varepsilon_i < (-e_{cr} + D\phi/d)$ $-2e_{cr} < \sum e, -2\phi < \Delta\varepsilon < -2(\phi-1)$
4	一部圧壊	圧縮側 塑性 引張側 塑性	$\mu - \frac{1}{2q\phi} \cdot \frac{d}{D}$	$ns + \frac{e_{cr}}{2q\phi} \cdot \frac{d}{D}$	$\frac{1}{4\mu q \phi D/d - 1}$	$(-e_{cr} - D\phi/d) < \varepsilon_i < (-e_{cr} + D\phi/d)$ $-2e_{cr} < \sum e, -2(\phi-1) < \Delta\varepsilon < 0$
5	完全圧壊	圧縮側 塑性 引張側 弾性	$\mu$	$ns - (1-\mu)(\phi-1)$	$\frac{1-\mu}{1+\mu}$	$\{\varepsilon_i < (-e_{cr} - D\phi/d) \text{ 又は } -2e_{cr} > \sum e\}$ $-2\phi < \Delta\varepsilon < -2(\phi-1)$
6	完全圧壊	圧縮側 塑性 引張側 塑性	$\mu$	$ns + (1-\mu)$	0	$\{\varepsilon_i < (-e_{cr} - D\phi/d) \text{ 又は } -2e_{cr} > \sum e\}$ $\Delta\varepsilon < -2\phi$
7	完全圧壊	圧縮側 塑性 引張側 塑性	$\mu$	$ns$	0	$\{\varepsilon_i < (-e_{cr} - D\phi/d) \text{ 又は } -2e_{cr} > \sum e\}$ $-2(\phi-1) < \Delta\varepsilon < 0$

\* 圧縮で塑性

$$\left. \begin{aligned} -(K/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot \tilde{a}_{\varepsilon i} + (1/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot \tilde{b}_{\varepsilon i} &= 0 \\ (1/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot \tilde{a}_{\varepsilon (i+1)} - (K/(1-K)) \cdot \mu^* \cdot \tilde{b}_{\varepsilon i} &= 0 \end{aligned} \right\} (7.12)$$

したがって、 $\tilde{a}_{\varepsilon (i+1)}$ 、 $\tilde{b}_{\varepsilon (i+1)}$ は次式で得られる。

$$\left. \begin{aligned} \tilde{a}_{\varepsilon (i+1)} &= K^2 \cdot \tilde{a}_{\varepsilon i} = K^{2i} \cdot \tilde{a}_{\varepsilon 1} \\ \tilde{b}_{\varepsilon (i+1)} &= K^2 \cdot \tilde{b}_{\varepsilon i} = K^{2i} \cdot \tilde{b}_{\varepsilon 1} \end{aligned} \right\} (7.13)$$

式(7.13)に式(7.11)を代入すると一般解は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} a_{\varepsilon i} &= n^* / \mu^* + (a_{\varepsilon 1} - n^* / \mu^*) \cdot K^{2(i-1)} \\ & \qquad \qquad \qquad (i=1, 2, \dots) \\ b_{\varepsilon i} &= n^* / \mu^* + (a_{\varepsilon 1} - n^* / \mu^*) \cdot K^{2i-1} \\ & \qquad \qquad \qquad (i=1, 2, \dots) \end{aligned} \right\} (7.14)$$

ここで、 $n^*$ 、 $\mu^*$ 、 $K$ は断面寸法・材料の性質( $d/D$ 、 $q$ 、 $\mu$ 、 $\varepsilon_{cr}$ )および荷重( $n_s$ 、 $\phi$ )に関係する量であり、さらに断面の状態にも関係する。式(7.14)の中の $a_{\varepsilon 1}$ は、最初は処女載荷時(A1状態)の断面重心のひずみ( $a_{\varepsilon 1}$ )であり、断面の状態が変化するに従って変化する量で、状態の変化する前の状態の最終の断面重心のひずみ(たとえば、一部圧壊から全圧壊に変化した後では、一部圧壊の状態の最後のひずみ)である。ここでは、鉄骨要素の少なくとも一つは降伏する場合( $\phi \geq 1$ )を考えた。断面が縮む場合の、断面の状態と対応する $n^*$ 、 $\mu^*$ 、 $K$ を表1に示す。表中の条件式の上段はコンクリートに、下段は鉄骨の状態に関するものである。また、 $\varepsilon_i$ は重心ひずみ( $a_{\varepsilon i}$ または $b_{\varepsilon i}$ )、 $\Delta \varepsilon$ は重心ひずみの増分( $(b_{\varepsilon i} - a_{\varepsilon i})$ または $(a_{\varepsilon (i+1)} - b_{\varepsilon i})$ )、 $\Sigma \varepsilon$ は $(a_{\varepsilon i} + b_{\varepsilon i})$ または $(b_{\varepsilon i} + a_{\varepsilon (i+1)})$ を表す。これらの条件式で番号5、6、7の上段の式はどちらかが満足されていればよい。また、初期条件の例として、コンクリートが圧壊しない場合のA1状態の重心ひずみ $a_{\varepsilon 1}$ を表7.2に示す。

断面重心のひずみ度が求まれば、ひずみ分布・応力分布が決定できるから、鉄骨部分、コンクリート部分それぞれが受け持つ軸力、モーメント等を計算できる。

表7.2 初期条件

番号	Concrete	Steel	$a \in l$	条件式
1	健全 伸びる	圧縮側 引張側 弾性 塑性	$\frac{2ns+(1-\mu)(\phi-1)+1/q}{1+\mu+d/(q\phi D)}$	$\max\left\{\frac{\phi-1}{-\epsilon_{cr}+D\phi/d}\right\} < a \in l < \min\left\{\frac{\phi+1}{D\phi/d}\right\}$
2	健全 伸びる	圧縮側 引張側 塑性 塑性	$\frac{2ns+1/q}{2\mu+d/(q\phi D)}$	$\max\left\{\frac{0}{-\epsilon_{cr}+D\phi/d}\right\} < a \in l < (\phi-1)$
3	健全 縮む	圧縮側 引張側 塑性 塑性	$\frac{2ns+1/q}{2\mu+d/(q\phi D)}$	$\max\left\{\frac{-(\phi-1)}{-\epsilon_{cr}+D\phi/d}\right\} < a \in l < 0$
4	健全 縮む	圧縮側 引張側 塑性 弾性	$\frac{2ns-(1-\mu)(\phi-1)+1/q}{1+\mu+d/(q\phi D)}$	$\max\left\{\frac{-D\phi/d \text{ かつ } -(\phi+1)}{-\epsilon_{cr}+D\phi/d}\right\} < a \in l < -(\phi-1)$

### § 7. 3 解析結果と考察

#### 7. 3. 1 解析パラメータ

計算は鉄骨係数  $q (= A_s \sigma_y / A_c F_c)$  を 0. 2, 1 にとり, 鉄骨せい比  $d/D = 0. 7$ , ひずみ硬化係数  $\mu = 0. 03$ , コンクリートの無次元化圧壊ひずみ度  $\epsilon_{cr} = 2$  および 5, 無次元化曲率振幅  $\phi = 2$  として行った. これらの値は  $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_y = 3 \text{ t/cm}^2$  の時,  $q = 0. 2$  で  $A_s / A_c = 2\%$ ,  $q = 1$  で  $A_s / A_c = 10\%$  となる. また,  $\epsilon_y = 0. 14\%$  とすると,  $\epsilon_{cr} = 2$  でコンクリートの圧壊ひずみ度は  $\epsilon_{CR} = 0. 28\%$ ,  $\epsilon_{cr} = 5$  で  $\epsilon_{CR} = 0. 7\%$  となる. 本解析では, コンクリートの圧壊ひずみ  $\epsilon_{CR}$  をコンファインドコンクリートとアンコンファインドコンクリートで区別していないので,  $\epsilon_{cr} = 5$  はコンクリートが十分に拘束されている時の値として設定した. 軸力比  $n$  は 0 より 0. 0 2 刻みに増やした.

#### 7. 3. 2 結果と考察

##### (1) 断面重心のひずみ挙動

図7. 7 に各曲率反転点 ( $A_i, B_i$  状態) での断面重心のひずみ度と荷重サイクルの関係を示す. 図中の  $\uparrow$  印がある軸力比では矢印の点以降軸力の釣合を満足出来なくなる. 図7. 7 (c), (d) の点線はコンクリートが壊れないとした時 ( $\epsilon_{cr} = \infty$ ) のものである.

この図より, 軸力の大きさによって, 断面重心のひずみ挙動が以下のように 5 種類 (Case 1 ~ Case 5) に分類できることがわかる.

A1 状態 (0 サイクル) で断面重心が伸びる場合には, A1 状態から B1 状態 (1 / 2 サイクル) への過程でさらに伸び, 以後一定となる場合 (Case 1) と, 最初から一定値をとる場合 (Case 2) がある. これらは軸力比が小さい場合に生じる.

断面重心が縮む場合には, 荷重サイクルの増加と共に, つねに重心ひずみは圧縮方向へ累積する. この場合の極限状態 (繰返し回数  $i = \infty$  の時の状態) は次の 3 通りがある. まず, コンクリートが全部, または一部は健全な状態で重心ひずみが一定値に収束する場合 (Case 3), コンクリートが全部圧壊した後, 鉄骨だけで軸力を保持でき, 一定値 ( $= ns / \mu$ ) に収束する場合 (Case 4) と, 軸力を鉄骨だけでは保持出



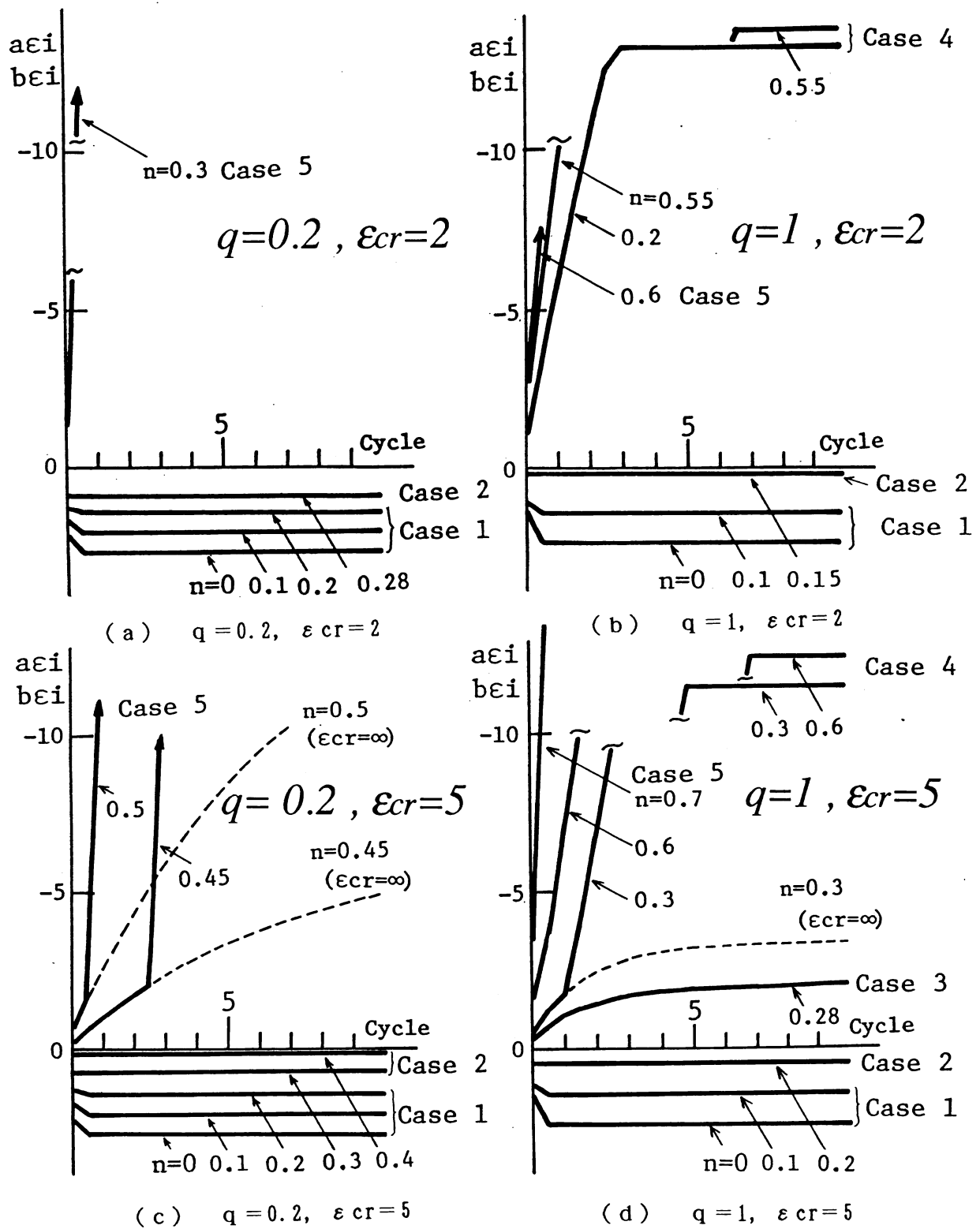


図7.7 断面重心のひずみ度-荷重サイクルの関係

来ず、可能な釣合状態がなくなり崩壊する場合 (Case 5) である。Case 3, 4 は鉄骨係数  $q$  が 0.2 の場合には現れない。また、コンクリートが壊れないとすれば ( $\epsilon_{cr} = \infty$ )、常に断面の重心ひずみは一定値 ( $= (n s + 1/2 q) / \mu$ ) に収束する (図 7.7 (c), (d) 破線参照)。

## (2) 抵抗力の鋼およびコンクリートによる分担

鉄骨係数  $q = 1$ ,  $\varepsilon_{cr} = 5$  の場合について, 図7.8 (a) に鉄骨が受け持つ無次元化軸力 ( $n_{st}$ ) と荷重サイクルの関係, 図7.8 (b) ~ (d) に鉄骨, コンクリートが受け持つ無次元化曲げモーメント (それぞれ,  $m_{st}$  と  $m_c$ ) および断面の無次元化抵抗モーメント ( $m$ ) と荷重サイクルの関係を示す. 無次元化のための基準量は, 鉄骨は降伏応力度  $\sigma_y$ , コンクリートは圧縮強度  $F_c$  の完全剛塑性体として, 軸力は断面の圧縮耐力 ( $2 \cdot a_s \cdot \sigma_y + B \cdot D \cdot F_c$ ), 曲げモーメントは鉄骨が曲げだけを受ける時の耐力 ( $a_s \cdot \sigma_y \cdot d$ ) とした. また図7.9にCase1からCase5の各ケースの最初(A1状態)圧縮側となる鋼材の応力-ひずみ関係上での動きを示す. 図中●印はその点で定常状態になっていることを表し, A<sub>i</sub>, B<sub>i</sub>状態で●印の点を交互に動くだけとなる. Case5の×印はその点以降で軸力の釣合を満足できない事を示している.

これらの図より, 図7.7のひずみ挙動に関する各ケースについて, 軸力および曲げモーメントの鉄骨とコンクリートの分担に関して以下の事が観察される.

Case1では, 鉄骨は引張力を負担し, A1状態からB1状態で引張力が減少する(図7.8(a)参照). また鉄骨部分の曲げモーメント  $m_{st}$  はA1状態からB1状態で増大し, コンクリートの受け持つ曲げモーメント  $m_c$  は減少し, 以後一定となる(図7.8(b), (c)参照). 合成断面としては, A1状態からB1状態へ抵抗モーメントが上昇し以後一定となる. これは図7.9(a)に見られるように, A1状態では, 圧縮側鉄骨は弾性, 引張側鉄骨は塑性であるのが, B1状態で鉄骨が両方とも塑性域に

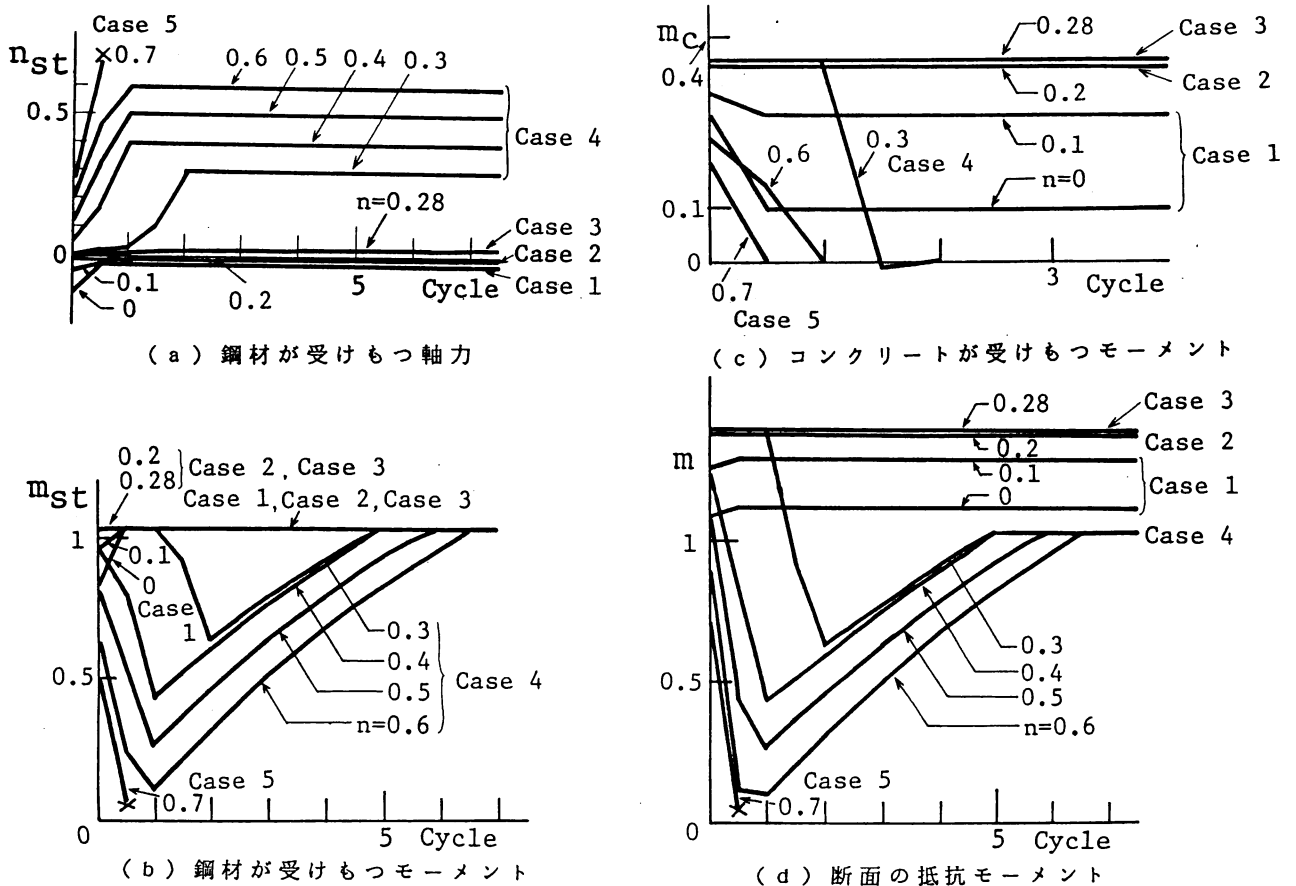


図7.8 断面力-荷重サイクルの関係 ( $q = 1$ ,  $\varepsilon_{cr} = 5$ )

はいり、以後の繰返しに対して、ひずみ分布、応力分布が一定となるためである。

Case 2 では鉄骨とコンクリートの間で軸力の移行はなく、鉄骨およびコンクリートの受け持つモーメントも荷重サイクルに関係なく一定値を取る。これは図 7. 9 (b) に示すように、A1 状態で圧縮側、引張側両方の鉄骨が塑性域に入っており、常に同じひずみ分布、応力分布を取るためである。

Case 3 では、鉄骨の負担する軸圧縮力は徐々に増加し、数サイクル後に一定値となる。また鉄骨の  $mst$  は荷重サイクルによらず一定値を取るが、コンクリート、合成断面の抵抗モーメントはわずかに増加する。これは図 7. 9 (c) に示すように、鉄骨は圧縮側、引張側両方ともが塑性域に入っているが、荷重サイクルの増加とともに断面重心ひずみは徐々に圧縮側に蓄積し、数回の繰返しの後、一定値になることによる。

Case 4 では、荷重サイクルの増加とともに、軸力は鉄骨に移行し、数回の繰返しのあと全軸力を鉄骨が受け持つようになる。鉄骨の受け持つ曲げモーメントはコンクリートの圧壊により徐々に減少し、コンクリートがすべて圧壊した点で最小値を取るが、以後鋼材のひずみ硬化により抵抗モーメントは増大し、最終的には軸力 0 の純鉄骨断面の抵抗モーメントに収束する。すなわち、図 7. 9 (d) に示すように A1 ~ A2 状態ではコンクリートは健全で、鉄骨は引張側、圧縮側両方とも塑性状態であるが、B

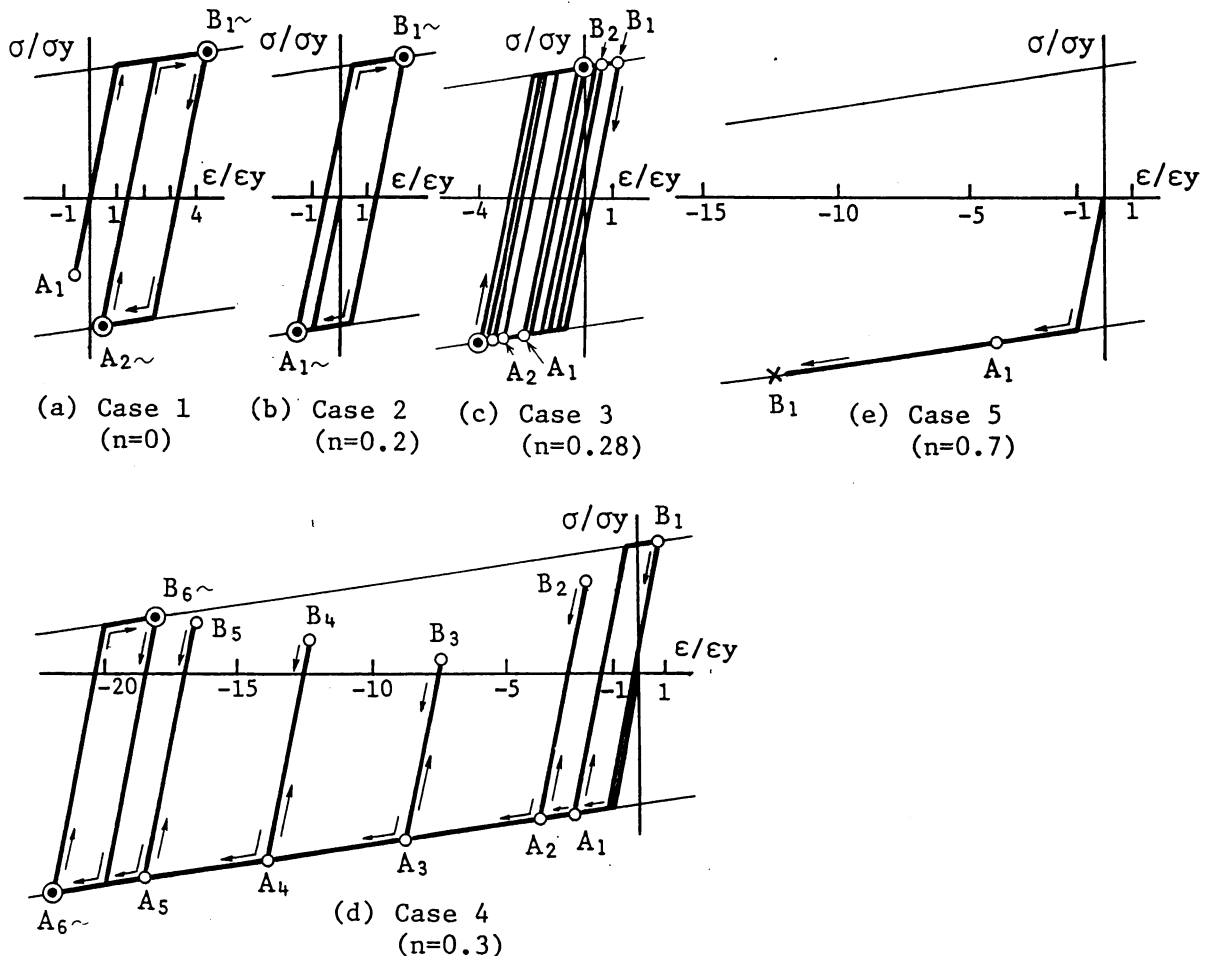


図 7. 9 鋼材の応力-ひずみ関係上での動き ( $q = 1$ 、 $\epsilon_{cr} = 5$ )

2状態ではコンクリートが一部圧壊する。その後断面は急激に縮み始め、A3～B5ではコンクリートはすべて圧壊しており、鉄骨の状態は引張側は弾性、圧縮側は塑性状態となっている。A6の状態では鉄骨は圧縮側、引張側両方とも塑性化し、この状態で重心ひずみ度は $n_s/\mu$ の値に収束する。この時のモーメントは $(1+\mu(\phi-1))\cdot a_s\cdot\sigma_y\cdot d$ となる。この最終状態は純鉄骨がA1状態で圧縮側鉄骨が降伏し、引張側は弾性である場合の最終状態と同じである。コンクリートの受け持つ曲げモーメントは数回の繰返しの後で0となる。

Case5では、1/2サイクルの繰返して軸力はすべて鉄骨が負担し、その後のサイクルでは釣り合う状態がなくなる。これは、図7.9(e)に示すように、A1状態では圧縮側鉄骨は塑性、引張側は弾性状態であるが、B1状態で圧縮側、引張側両方の鉄骨が圧縮で塑性化することによる。

### (3) モーメント-軸力相関関係

図7.10にモーメント( $m$ )-軸力( $n$ )相関関係を示す。破線は処女載荷時(A1)での耐力、実線は極限状態( $i=\infty$ )での耐力である。

鉄骨係数 $q$ が0.2の場合には、 $\epsilon_{cr}$ の値に関わらず、断面重心がA1状態で伸びるか縮むかで、処女載荷時と極限状態に大きな差が現れており、断面重心が伸びるCase1と2の場合には処女載荷時の耐力と極限状態での耐力にはあまり差がない。また断面重心が縮む場合にはすべてCase5となっている。これは、鉄骨量が少ないため、縮む場合には最終的に鉄骨だけで軸力を保持出来ず、コンクリートが急激に圧壊するためである。

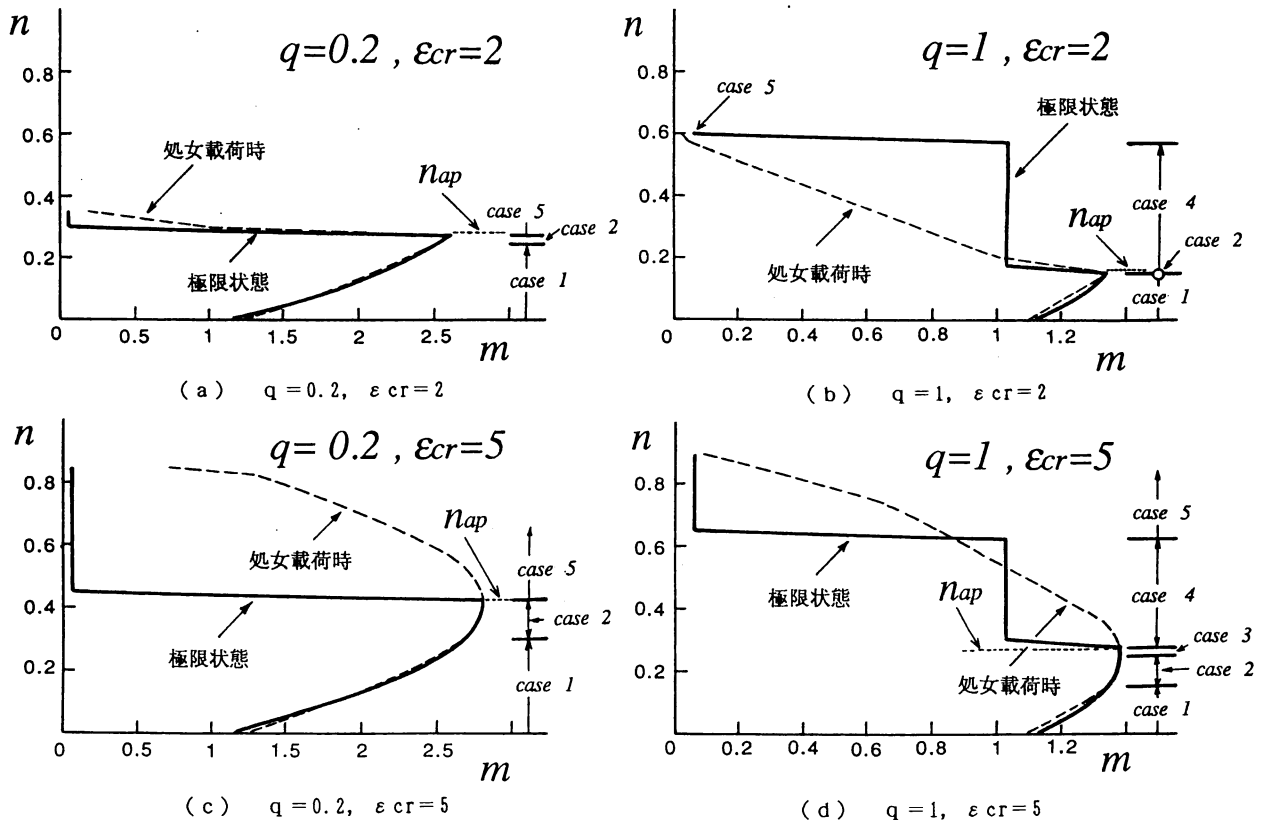


図7.10 モーメント-軸力相関関係

鉄骨係数  $q$  が 1 では、Case 4 の挙動となる領域がある。さらに  $\varepsilon_{cr}$  が 5 の場合には、Case 3 となる場合もあるが、この場合には Case 1, 2 と同様処女載荷時の耐力と大きな差異はない。しかし Case 3 となる軸力の範囲は小さい。これは本解析ではコンクリートの応力ひずみ関係をひずみ限度を設けた剛塑性としているためコンクリートが壊れ始めると急激に軸力が鉄骨に移行し、最終的に純鉄骨の挙動となる Case 4 の場合になるからである。Case 4 では処女載荷時の耐力と差異が見られる。

また、鉄骨係数  $q$  の値によらず、圧縮力が大きな範囲ではコンクリートの圧壊ひずみ  $\varepsilon_{cr}$  の値の影響が顕著となる。 $\varepsilon_{cr}$  の値が 5 になると 2 の場合に比べて、極限状態まで耐力低下の少ない挙動を期待できる圧縮力の範囲が広がることが観察される（図 7. 10 (a), (c) および (b), (d)）。文献 7. 10) では、主筋の座屈防止とコアコンクリートの拘束を期待できるように横補強筋を配筋する場合には、拘束を期待できない場合の軸力制限値の 2 倍をとることができるが、本解析から繰返し曲げを受ける柱も、コンクリートの靱性を向上させることにより、より大きな軸力の下で安定した挙動を示すことがわかる。

#### (4) まとめ

(2) ~ (3) より、断面重心のひずみ挙動が Case 1 ~ 4 の場合は、断面の抵抗モーメントは繰返しの後一定値になることがわかる。特に Case 1 ~ 3 まででは、繰返した後も処女載荷時の耐力とほぼ同じ耐力が期待できる。Case 4 の挙動は最終的には純鉄骨の挙動になるが、実際の柱では鋼材の座屈現象により実現することは難しいと考えられる。Case 5 では最終的には、軸力が一定の条件を満足する釣合状態が存在しなくなり、崩壊する。

本解析は断面の解析であるが、断面の曲率と柱材の曲げ変形を関係づければ、柱材に対して何度繰返ししても抵抗力の低下のない安定した挙動を保證する軸力の上限值を求めることが出来る。すなわち、部材の許容変形を設定し、対応する曲率を計算することにより、その曲率の繰返して耐力の低下しない軸力を Case 3 のひずみ挙動をする軸力の最大値として求め、作用軸力をこの値以下に抑えておけば、荷重の繰返しに対して処女載荷時の抵抗力からあまり抵抗力の低下のない安定した挙動を期待できる。

しかし、Case 3 となる軸力の上限值を正確に求めることは煩雑であるので、Case 3 あるいは Case 2 の範囲になる軸力を、ひずみ分布を仮定する事により近似的に求め、この軸力を柱材の制限軸力とすれば、耐力低下の少ない安定した挙動を期待できると考えられる。たとえば、図 7. 11 のように断面の最外縁ひずみ度が  $-\varepsilon_{cr}$  となるひずみ分布を仮定して、対応するコンクリートおよび鉄骨の応力度を求めれば、この時の軸力を求めることができる。図 7. 11 (a) は曲率振幅が小さい場合や、圧壊ひずみが大きい場合に成立し、ひずみ挙動の Case 3 に対応する。図 7. 11 (b) は Case 2 に対応する。図 7. 11 (a), (b) に対応する軸力比  $n_{ap}$  を式 (7. 15), (7. 16) に示す。



図7.10に式(7.15), (7.16)から求めた軸力 $n_{ap}$ を点線で示している。安定した挙動を期待できる軸力の上限值をよく予測しているといえる。ここで、図7.10(a), (b)の $n_{ap}$ が実線のCase2となる上限値よりわずかに大きいのは、計算に際し軸力比を0.02刻みに計算したためである。

また、文献7.21)で示された実験結果を、試験体鉄骨・鉄筋部を図7.12に示すサンドウィッチ断面に置換し、式(7.15)～(7.18)で算定した軸力と比較して図7.13に示す。

文献7.21)の実験は、H形鋼と鉄筋を内蔵したSRC片持ち柱に対して、一定軸圧縮力と一定変位振幅繰返し曲げを載荷する実験を、変位振幅および軸力比 $n$ を実験変数に選び行われている。実験は繰返し変位振幅として柱部材角 $R$ を1%あるいは2%で一定とし、軸力比を0.2～0.5まで変化させ、繰返しに対して抵抗力の低下のない軸力比を求めている。なお、試験体の鉄骨比は5.6%、帯筋比は0.2%である。

式(7.15)～(7.18)の算定に必要な諸量は、以下のようにして求めた。

材を等曲率 $\Phi$ で変形する部分と剛体部分でなっているとし、塑性化長さ $l_p$ は材長 $l$ の1/3と仮定することにより、水平変位 $\delta$ と曲率 $\Phi$ の関係は、次式で得られる<sup>7.22)</sup>。

$$\delta = \Phi \cdot l_p \cdot (l - l_p / 2) \quad (7.19)$$

したがって、部材角 $R = \delta / l$ は

$$R = \Phi \cdot l_p \cdot (l - l_p / 2) / l \quad (7.20)$$

ここで $\phi = \Phi / \Phi_y$ であり、 $\Phi_y = 2 \varepsilon_y / d$ 、 $l_p = l / 3$ より、部材角 $R$ は無次元化曲率 $\phi$ と下式の関係で結びつけられる。

$$R = (5/9) \cdot (l/d) \cdot \varepsilon_y \cdot \phi \quad (7.21)$$

実断面鉄骨・鉄筋部と等価なサンドウィッチ断面は、図7.12に示すように断面の降伏軸力と軸力がない場合の全塑性モーメントが等価となる条件で求めた。なお、文献7.21)に従い、鉄骨の降伏応力度は $3.88t/cm^2$ 、鉄筋の降伏応力度は $3.32t/cm^2$ 、コンクリートの圧縮強度は平均値 $331kg/cm^2$ を用いた。サンドウ

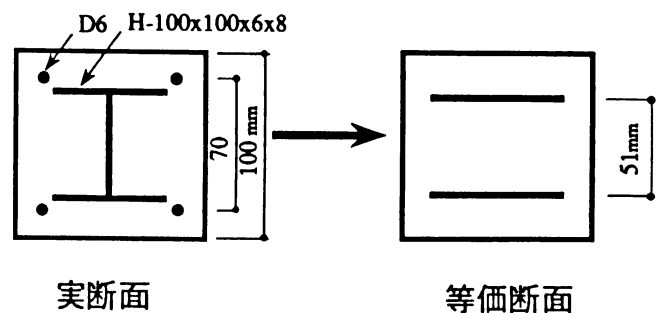


図7.12 実断面の等価断面への置換

イッチ断面のせい  $d$  は、 $d = 2 M_p / N_y$  ( $M_p$  : 鉄骨・鉄筋部の全塑性モーメント、 $N_y$  : 鉄骨・鉄筋部の降伏軸力) として算定し、 $d = 5.1\text{cm}$  が得られた。計算に必要な諸量は、鉄骨係数  $q = 0.80$ 、断面せい比  $d/D = 0.51$  となった。なお、式 (7.21) での鋼材の降伏ひずみ度  $\epsilon_y$  は、鉄骨の降伏応力度  $3.88\text{t/cm}^2$  を基準に取り、 $0.185\%$  とした。

鋼材のひずみ硬化係数  $\mu$  は  $\mu = 0.01, 0.02, 0.03$  の 3 種類を仮定した。コンクリートの無次元化圧壊ひずみ度  $\epsilon_{cr}$  の値は、コンクリートの圧壊ひずみ度  $\epsilon_{CR}$  を  $0.5\%$  とし、 $\epsilon_{cr} = 0.005 / 0.00185 = 2.7$  とした。コンクリートの圧壊時ひずみ度  $\epsilon_{CR}$  は、H 形鋼で包まれている部分では圧壊ひずみ度は  $0.5\%$  は期待できること、また本解析ではコンクリートの応力度-ひずみ度関係を圧壊ひずみ  $\epsilon_{CR}$  を超えると、抵抗力が 0 となり、コンクリートの劣化を過大評価しているために、カバーコンクリートに対する値としては大きすぎるが、断面全体の平均値として  $\epsilon_{CR} = 0.5\%$  と設定した。

図 7.13 に本解析結果と実験値の比較を、安定する軸力比と柱部材角関係で示している。実験結果は、荷重の繰返しに対して、挙動が安定し抵抗力の低下がほとんど認められなかったものを  $\circ$  で、顕著な抵抗力の低下が観察されたものを  $\times$  で示している。また、図 7.14 に、図 7.13 に矢印で示した崩壊した試験体と安定した試験体の水平力-水平変位関係を示している<sup>7.21)</sup>。

図 7.13 より、本解析で実験による挙動の安定する限界の軸力比の傾向を捉えていること、また、ひずみ硬化係数  $\mu$  の影響は余りないことがわかる。

実際の鋼・コンクリート合成柱では、材料の応力-ひずみ関係が本解析でのものと異なること、鉄筋や鉄骨の座屈が生じること、荷重の繰返しによって鋼材とコンクリートの間の付着がなくなること、本解析では鉄骨断面を 2 質点モデルにしていること等、本解析モデルでは追跡できていない点もあるが、軸力と曲げを受ける断面の挙動に及ぼす軸力比の影響はつかめたと考える。

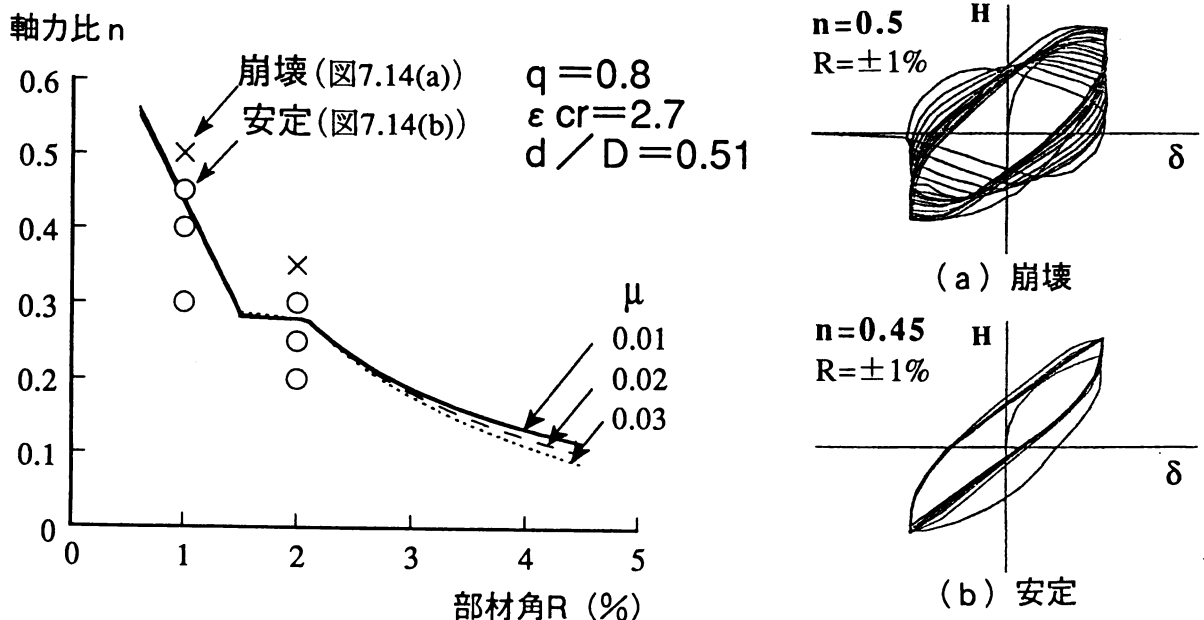


図 7.13 挙動の安定する軸力比  $n$  - 部材角  $R$  関係 図 7.14 水平力  $H$  - 水平変位  $\delta$  関係



## § 7. 4 結論

本解析により，一定圧縮力と定曲率繰返し曲げ（無次元化曲率振幅 $\phi > 1$ ）を受ける鋼・コンクリート合成断面の挙動は，図7. 1に示す断面と図7. 3の応力-ひずみ関係のもとで以下のようになる。

1) 一定圧縮力と定曲率繰返し曲げを受ける断面のひずみ挙動は，圧縮力の大きさにより，図7. 7に示すCase1からCase5の5つに分類できる。

2) 断面重心のひずみ挙動と抵抗力の間には密接な関連がある。すなわち，Case1～3のひずみ挙動をする場合には，抵抗モーメントは荷重の繰返しのあと一定値となり，その値は処女載荷時の値にほぼ等しい。Case4の場合にも抵抗モーメントは一定値になるが最終的には純鉄骨の挙動と同じとなるため，処女載荷時の耐力とは異なる。Case5では軸力一定の条件を満足する釣合状態が存在せず，崩壊する。

3) ひずみ挙動がCase3となる最大の圧縮力を鋼・コンクリート合成柱の制限軸力にとれば，それ以下の軸力では柱材に曲げ耐力の低下のない安定した挙動を期待できる。

## 第7章の参考文献

- 7.1) 新建築学体系42：合成構造の設計，彰国社，1982.
- 7.2) 鋼材倶楽部：鉄骨鉄筋コンクリート構造設計例集，技報堂出版，1987.6.
- 7.3) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，1987.6.
- 7.4) 仲威雄，森田耕次，立花正彦：鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究（その2），日本建築学会論文報告集，第260号，pp.47～58，1977.10.
- 7.5) 若林実，南宏一，小林俊明：SRC部材の弾塑性曲げ変形特性に関する実験研究（その5），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1659～1660，1979.9.
- 7.6) 若林実，柴田道生：一定軸力と変動曲げモーメントを受ける鉄骨鉄筋コンクリート断面の変形能力，京大防災研究所年報第19号B，pp.1～14，1976.4.
- 7.7) 坂本順，小浜芳郎，棚橋泰治，片山哲也：不規則累積損傷に関する考察[II]，日本建築学会論文報告集第300号，pp.1～9，1981.2.
- 7.8) Park, R, Paulay, T: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, 1975
- 7.9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1983.

- 7.10)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説，1988.
- 7.11)日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，1987.
- 7.12)荒川卓，他：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能の評価，第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.449～452，1981.
- 7.13)Shimazu, T: On The Ultimate Values of Deformation Angle for Reinforced Concrete Columns -Part 2, 日本建築学会論文報告集，第312号，pp.18～27，1982.2.
- 7.14)狩野芳一他：高軸圧下における鉄筋コンクリート柱の耐力及び変形能に関する調査及び検討（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.445～446，1985.10.
- 7.15)山田稔，河村広：鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性について（2）－主として，中低層，純ラーメン構造を対象として－，日本建築学会論文報告集，第209号，pp.21～30，1973.7.
- 7.16)山田稔，白川潔：軸圧をうけるH形鋼柱の弾塑性曲げ変形（I I：交番繰返し曲げ），日本建築学会論文報告集，第141号，pp.29～35，1967.11.
- 7.17)Igarashi, S., Matsui, C., Yoshimura, K. and Matsumura, K. : Inelastic Behavior of Structural Steel Sections under Alternative Loadings, 日本建築学会論文報告集，第169号，pp.53～62，第170号，pp.39～50，1970.3.4
- 7.18)山田稔，辻文三：H形断面材の変形硬化解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.367～368，1971.11.
- 7.19)坂本順，小浜芳郎，棚橋泰治：定軸圧・交番曲げを受ける断面の累積塑性ひずみに関する解析的考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1029～1030，1976.10.
- 7.20)松井千秋，三谷勲：繰返し水平力を受ける高張力鋼骨組の弾塑性性状に関する研究，日本建築学会論文報告集，第250号，pp.31～41，1976.12.
- 7.21)松井千秋，江冠華，夏木美智子：SRC柱材の安定限界軸力に関する実験的研究，日本建築学会九州支部研究報告，第32号，pp.225-228，1991.3.
- 7.22)Tsuda, K., Matsui, C. and Jiang, G. : Strength and Behavior of SRC Beam-Columns using High-Strength Steel, Proc. of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.4, pp.731-736, 1988.8.

## 第8章 総括

本論文は、鉄骨系柱材の地震力に対応する外力を受けるときの耐力と挙動を明らかにすることを目的とし、第2章で任意方向水平力を受けるH形鋼柱、第3章で円形鋼管柱、第4章で角形鋼管柱、第5章でコンクリート充填角形鋼管柱を対象とした。第7章では、鋼・コンクリート合成断面を対象とした。本論文の各章で得られた結果を以下に列挙して総括とする。

第2章は、H形断面柱を対象として、一定軸力と任意方向水平力を載荷する実験を行い、水平力の方向および軸力比が弾塑性挙動および耐力に及ぼす影響を調べることを目的とした。実験変数として、(1)水平力の方向、(2)軸力比、(3)加力方法を選んで実験を行い、弾塑性挙動、耐力に関して以下の結論が得られた。

1) 本研究の載荷条件のもとで単調載荷を受ける試験体は、弱軸曲げに対応する強軸(x軸)方向変位 $u$ は最大耐力以後急増し、荷重(H)ー変形( $u$ )関係はほぼ直線的である。一方、軸力比が大きい場合には変位 $v$ はある限度以上ふえない。また断面力間の相互作用が挙動に及ぼす影響は、軸力比が大きく、水平力の方向 $\theta$ が小さい場合に顕著となる。

2) 1)に記した挙動を含めて、単調載荷を受ける試験体の大変形域での挙動は、剛塑性解析により、1軸曲げの場合と同じ程度の精度で、概ね説明できる。

3) 繰り返し挙動は、荷重方向の変位振幅を一定にとっても、荷重(H)と荷重直交方向の変位( $v$ )の関係が原点に対して点対称とならず、一方向に偏る場合がある。これは軸力比 $n$ が大きく、水平力の方向 $\theta$ が小さいほど顕著である。

4) 1)、3)より、最大耐力は角度 $\theta$ が小さい程大きくなるが、荷重ー変形関係の安定性という観点からは、水平力の方向 $\theta$ が大きいほど、すなわち弱軸曲げに近いほど、安定していると言える。

5) 最大耐力に関して種々提案されている柱材の設計式を、節点の横移動があり材端に塑性ヒンジが形成される柱材に直接適用すると節点移動のない場合に比べより安全側になる。また実験値と設計式による値の比は、軸力比が大きく、2軸曲げを受ける場合に大きくなる。ここで検討した設計式の中ではChenらにより提案されている式が最も実験値に近い値を与えた。

6) 最大耐力時の柱部材角を $1/50$ と仮定し、断面の全塑性に関する $P-M_x-M_y$ 相関曲線にChenらの提案している式を用いることにより、概ね、最大耐力を予測できる。

第3章は、円形鋼管柱を対象として、一定軸力と変動水平力を載荷する実験を行い、鋼管の径厚比、軸力比が弾塑性挙動および耐力に及ぼす影響を調べることを目的とした。実験変数として、(1)鋼管の径厚比、(2)軸力比、(3)加力方法、(4)熱処理の有無を選んで実験を行い、円形鋼管柱の弾塑性挙動、耐力に関して以下の結論が得られた。

1) 円形鋼管柱は局部座屈によって、抵抗力の低下が生じる。抵抗力の低下は径厚比および軸力比が大きいほど著しい。

2) 鋼構造塑性設計指針の径厚比制限値を満足すれば、全塑性モーメントを期待できる。しかし、鋼構造設計規準の径厚比制限値を満足しても、全塑性モーメントを期待できるとは限らない。本実験結果を最小2乗近似すれば、無次元化径厚比 $\beta$ の値が0.075以下で全塑性モーメントを期待できる。

3) 鋼構造の塑性設計で使われる柱材の設計式による耐力は、塑性設計の径厚比制限値を満足する試験体に対しては耐力を安全側に評価する。制限値を超えた試験体には危険側の評価をする場合もあるが、比較的良く耐力を評価する。

4) 鋼構造設計規準の柱材の耐力式は径厚比が8.7と規準の径厚比制限値を1.4倍超過した鋼管でも安全側の評価を与える。

5) 変形能力は径厚比が大きくなるほど小さくなる。鋼構造塑性設計指針の径厚比制限値を満足すれば、変形能力は8.4、鋼構造設計規準の径厚比を満足すれば2.8程度の変形能力が期待できる。

6) 鋼構造塑性設計指針の径厚比制限値を満足すれば、局部座屈発生時のひずみ度は、降伏ひずみ度の8倍以上となる。

7) 繰返し荷重変形関係の原点を移動して求めた荷重変形関係の包絡線は、単調挙動と概ね対応する。

第4章は、角形鋼管柱を対象として、一定軸力と変動水平力を載荷する実験を行い、角形鋼管の幅厚比、軸力比が弾塑性挙動および耐力に及ぼす影響を調べることを目的とした。実験変数として、(1)角形鋼管の幅厚比、(2)軸力比を主な変数に選んで実験を行い、角形鋼管柱の弾塑性挙動、耐力に関して以下の結論が得られた。

1) 角形鋼管柱は、フランジの局部座屈に引き続くウェブの局部座屈により抵抗力が低下する。実験変数の影響は、a) 軸力比の大きさは、幅厚比が小さい場合には変形能力に影響をあたえ、幅厚比が大きくなると、変形能力だけでなく抵抗力にも影響を与える。b) 幅厚比の影響は、耐力および変形能力に影響を与える。

2) 繰返し荷重の荷重変形関係で前回の変位反転点の荷重より小さい部分を除いてつなぎあわせた荷重変形関係は単調荷重の最大耐力、耐力時の変位とよく対応している。

3) 鋼構造塑性設計指針の幅厚比制限値を満足する場合には、曲げ耐力は全塑性モーメントを期待できる。鋼構造設計規準の幅厚比制限値を満足しても、全塑性モーメントを期待出来ない場合もあり、完全に全塑性モーメントを期待するには、無次元化幅厚比を1.4程度に抑える必要がある。

4) 鋼構造設計規準に規定されている幅厚比制限値を超える角形鋼管の終局曲げ耐力は、有効幅の概念を用い、降伏モーメントを算定すればほぼ安全側に評価できる。

5) 規準に規定されている幅厚比を満足すれば、柱材の耐力は鋼構造塑性設計指針の柱材の設計式を使うことで安全側に評価できる。

6) 規準に規定されている幅厚比制限値を超える中空鋼管柱材の耐力は、鋼構造塑性設計指針の柱材の設計式の基準量を有効断面に対するものに置き換えれば、ほぼ安全側に耐力を評価できる。

7) 角形鋼管柱の変形能力は、三谷らの提案した変形能力予測式で評価できる。

8) 三谷らがH形鋼に対して行った局部座屈崩壊形を仮定した極限解析を角形鋼管柱材に対して適用すると、幅厚比が3.3～4.7程度の角形鋼管の局部座屈後挙動を比較的よく予測できる。しかし幅厚比が小さい角形鋼管は本解析では耐力を過小評価し、大きいものでは過大評価する。

第5章は、一定軸力と変動水平力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱および中空鋼管柱の実験を行い、弾塑性変形挙動を実験的に検討し、充填コンクリートの効果を考慮した鋼管の幅厚比制限値を求めることを目的とした。主な実験変数として、(1)コンクリート充填の有無と(2)幅厚比を選び、コンクリート充填角形鋼管柱の弾塑性挙動、耐力に関して以下の結論が得られた。

1) コンクリート充填鋼管柱は鋼管部分の幅厚比が4.7～9.4と大きな値を持ち、鋼管の板要素が弾性域で座屈するような場合でも、全塑性応力分布から計算した耐力を期待できる。この理由は、フランジの座屈後、鋼管が受け持っていた圧縮力がコンクリートに移るといふ、いわば応力の再配分が生じたためである。しかしながら、中空鋼管では、局部座屈の発生により全塑性モーメントに到達できない。

2) コンクリート充填鋼管の終局曲げ耐力は、全塑性応力分布を仮定して求めた耐力でおおむね予測できる。

3) コンクリート充填鋼管柱の変形能力は、中空鋼管に比べて非常に大きい。軸力比が0.3以内であれば、変形能力 $R_{95} = 6$ が期待できる。

4) コンクリート充填鋼管の幅厚比制限値は中空鋼管の制限値の2倍程度まで緩和できる。

第6章では、本論文の3章から5章の実験結果に基づき、「構造計算指針・同解説」、「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」、「鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説」で示されている部材の変形性能の評価の妥当性を検討した結果、以下の結論が得られた。

1) 「構造計算指針・同解説」の変形性能

引張試験による降伏応力度を基準量の算定に用いた場合、円形鋼管柱は、径厚比の区分がFAクラス、FBクラスに入る幅厚比では、構造特性係数の設定値は安全側となるが、FC、FDクラスに入る幅厚比では、危険側となる場合もある。角形鋼管柱は、FA～FDクラスに対して、ほとんど全ての試験体に対して規定された構造特性

係数の値以上となる。コンクリート充填鋼管柱は、鋼構造設計規準の幅厚比制限値の2倍程度の幅厚比でもF Bランクが期待できる。

材料強度としてJ I S規格値を用いて基準量を算定すれば、規定された構造特性係数の値は円形鋼管、角形鋼管ともに、ほぼ妥当な値となっている。

#### 2) 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」の変形性能

円形鋼管柱では、設定されている柱材の累積塑性変形倍率は十分に満足されている。角形鋼管柱はほぼ満足している。コンクリート充填鋼管柱に関しては、幅厚比が鋼構造設計規準の制限値の2倍程度までは、構造ランクⅡは期待できる。

#### 3) 「鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説」の変形性能

円形鋼管柱では、規準(案)に規定されている値を満足している。角形鋼管柱はほぼ満足している。コンクリート充填鋼管では、幅厚比が鋼構造設計規準の2倍を超えても、構造区分S-Ⅱにはいる。

4) 検討した3つの指針、規準において、同じランクとなる幅厚比(径厚比)を持つ円形鋼管と角形鋼管を比較すると、円形鋼管の方が角形鋼管に比べて変形性能は優れている。

第7章は、一定軸力と繰返し曲げを受ける鋼・コンクリート合成断面の抵抗モーメントおよび断面重心のひずみ挙動に及ぼす軸力の大きさの影響を、解析的に明らかにすることを目的にした。本解析により、一定圧縮力と定曲率繰返し曲げを受ける鋼・コンクリート合成断面の挙動に対して以下の結論が得られた。

1) 一定圧縮力と定曲率繰返し曲げを受ける断面のひずみ挙動は、圧縮力の大きさにより、Case1からCase5の5つに分類できる。

2) 断面重心のひずみ挙動と抵抗力の間には密接な関連がある。すなわち、Case1～3のひずみ挙動をする場合には、抵抗モーメントは荷重の繰返しのあと一定値となり、その値は処女載荷時の値にほぼ等しい。Case4の場合にも抵抗モーメントは一定値になるが最終的には純鉄骨の挙動と同じとなるため、処女載荷時の耐力とは異なる。Case5では軸力一定の条件を満足する釣合状態が存在せず、崩壊する。

3) ひずみ挙動がCase3となる最大の圧縮力を鋼・コンクリート合成柱の制限軸力にとれば、それ以下の軸力では柱材に曲げ耐力の低下のない安定した挙動を期待できる。

## 謝辞

本論文を閉じるにあたり、何事に対しても遅慢な筆者に対して辛抱強く御指導下さり、論文の完成に導いて頂きました恩師、九州大学教授 松井千秋先生に厚くお礼申し上げます。

九州大学教授 崎野健治先生，同・太田俊昭先生，同・彦坂 熙先生には，本論文に関して有益な御助言を賜り，深く感謝致します。

また，三重大学教授 森野捷輔先生，九州大学助教授 河野昭彦先生，鹿児島大学教授 三谷先生，九州大学助教授 松村和雄先生，琉球大学助教授 山川哲雄先生には暖かい励ましの言葉を頂きました。深く感謝いたします。

久留米工業大学助教授 吉住孝志先生，福岡大学助手 木村潤一先生は，筆者の大学院時代の同級生としてご支援頂きました。九州大学助手 堺 純一氏には本論文に目を通して頂き，貴重なアドバイスを頂きました。江 冠華氏（現竹中工務店）には，第7章の共同研究者として，御助力頂きました。深く感謝致します。

本論文の実験資料は，試験体数93体の実験から得られたもので，実験に際して，九州大学技官有働文久氏，同・青木治氏，同・久島昭久氏，同・川口晃氏の多大なご協力を得ました。また，試験体の写真撮影に際しては池田吉孝氏のご協力を頂きました。ここに，深く感謝致します。

卒業論文，修士論文のテーマとして本論文の実験および資料整理に多くの方に取り組んで頂きました。第2章は大宅一浩君（現三菱重工業），藤崎裕三君（現熊谷組），岩崎昭則君（現間組），第3章は横山一智君（現清水建設），中村晋君（現旭化成工業），東勝広君（現住友建設），第4章は立川博英君（現広島市役所），菊間（旧姓永島）美穂君（現IBM），大宅一浩君（現三菱重工業），伊藤佳展君（現日本国土開発），満塩勝郎君（現満塩建設），與田哲男君（現福岡県庁），東野良之君（現JR九州），第5章は指宿七三君（現日本国土開発），藤谷修司君（現戸田建設）のご協力を得ました。これらの方々だけでなく，実験作業や実験のまとめにご助力頂いた松井研究室の卒業生の方々へ心より感謝致します。

なお，本論文の実験で使用した球座の製作は昭和52年度文部省科学研究費・試験研究(2)（代表者，松井千秋）「H形鋼柱材の立体的弾塑性性状に関する実験的研究」で製作しました。また，実験は九州大学校費のほか，第3章の円形鋼管柱の実験は昭和57年度科学研究費・奨励研究(A)「一定鉛直荷重と変動水平力を受ける鋼管柱の弾塑性挙動に関する研究」，第4章の角形鋼管柱の実験は，昭和55年度および56年度科学研究費・奨励研究(A)「鉛直荷重と水平力を受ける角形鋼管柱の弾塑性挙動に関する研究」によりました。