

## 第 5 章

### 拘束コンクリートの 構成則のモデル化

## 第5章 拘束コンクリートの構成則のモデル化

### 5.1 本章の目的

本章の目的は、任意の配筋詳細の横補強筋によって横拘束されたコンクリートの構成則をモデル化することである。

従来の普通強度コンクリート、普通強度横補強筋を用いた拘束コンクリートの場合、最大応力点において横補強筋が降伏している、あるいはそれに近い状態であったことが多く、横補強筋の降伏強度で応力度-歪度関係にある程度推定することが可能であった。しかし、本論文第3章および第4章において高強度コンクリートを用いた場合、あるいは横補強筋の横拘束剛性が小さい場合には最大応力点において横補強筋が降伏せず、軸応力度の推定のためには横補強筋の横拘束剛性を考慮する必要があること、コンクリート強度によって横はらみ性状が異なるためこれを考慮する必要があることが示された。

そこで本章では、第4章の円形拘束コンクリートの中心圧縮実験結果を基に、横補強筋の横拘束剛性、コンクリート強度の影響を取り入れた形で拘束コンクリートの構成則のモデル化を行なった。そして任意の形状をもつ横補強筋の横拘束剛性を解析的に求めることによってモデルを拡張し、任意の配筋詳細をもつ横補強筋によって横拘束されたコンクリートの構成則モデルとした。

### 5.2 モデル化の方針

拘束コンクリートの構成則のモデル化は、以下に示す方針に従って行なった。

① 応力度-歪度関係における次の特異点に着目し、第4章の円形拘束コンクリートの中心圧縮実験結果に基づいて、最大応力点、終局点の軸応力度、軸歪度をそれぞれの点における横応力度の関数として表現する。プレーンコンクリートの最大応力点は、既往の実験結果、第4章のプレーンコンクリートの実験結果に基づいて設定する。

- ・プレーンコンクリートの最大応力点
- ・拘束コンクリートの最大応力点
- ・拘束コンクリートの終局点

② 横応力度を横補強筋の横拘束剛性、横拘束耐力、コンクリート強度の違いを考慮した軸歪度の関数として表現する。

③ ①と②から拘束コンクリートの最大応力点、終局点を定める。

④ 3つの特異点を結ぶ表示式を定めて、拘束コンクリートの構成則モデルとする。

### 5.3 プレーンコンクリートの構成則

ここでは、プレーンコンクリートの応力度-歪度関係における初期剛性  $E_c$ 、最大応力点および終局点の軸歪度を第4章の実験結果および既往の実験結果に基づいて決定する。

プレーンコンクリートの応力度-歪度関係は、圧縮強度  $\sigma_u$  が与えられれば一意的に決まるものではなく、使用骨材、コンクリートの配合等によって変化する[9]。特に高強度コンクリートについてはこの傾向が強い。

しかしここでは、拘束コンクリートの応力度-歪度関係のモデル化のために、コンクリートの配合の違いによる影響を敢えて無視して、プレーンコンクリートの応力度-歪度関係のモデル化を行なった。

まず、初期剛性  $E_c$  は、友沢らの提案する次式とする[9]。

$$E_c = 9200 \sigma_u^{0.3} w_c^2 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (5.1)$$

$E_c$ : 初期剛性(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $w_c$ : コンクリートの気乾単位容積重量(ton/m<sup>3</sup>)、

$\sigma_u$ : 圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

次に、最大耐力時の軸歪度  $\epsilon_m$  は、次の2つの既往の提案式がある。

$$\epsilon_m = 1.461 \times 10^{-6} \sigma_u + 0.00195 \quad (\text{Fafitisらによる [20]}) \quad (5.2)$$

$$\epsilon_m = 1.3 \times 10^{-6} \sigma_u + 0.0013 \quad (\text{六車らによる [27]}) \quad (5.3)$$

これらの提案式を、第4章のプレーンコンクリートの軸応力度-軸歪度曲線(実線)上、ACI Committee 363 によって、まとめられた報告[6] に示されたプレーンコンクリートの軸応力度-軸歪度曲線上(点線)に示すと、図5.1 のようになる。実線と点線は、最大応力点までは、その傾向がよく一致しているが、最大応力点以降の歪軟化領域がかなり異なっている。これは破壊領域の評価の違いのためと考えられる。

式(5.2) はコンクリート強度が大きい時に適合性が高いが、コンクリート強度が小さい時に適合性が低く、式(5.3) はその逆となっている。そこで、両者の欠点を補い合せて、式(5.4) を提案する。この式は、友沢らの検討結果(図1.2) の骨材が硬質砂岩の場合と比較しても妥当なものといえる。

$$\epsilon_m = 2.0 \times 10^{-6} \sigma_u + 0.0012 \quad (5.4)$$

終局時の軸応力度  $\sigma_u$  は平均軸応力度が最大となる点とした。その理由については、第6章で詳述する。軸応力度  $\sigma_u$  とコンクリート強度  $\sigma_u$  の関係を図5.2 に○印で示す。そして、 $\sigma_u$  を  $\sigma_u$  の関数として式(5.5) で表わした。これを図5.2 に実線で示

してある。

$$\sigma_u = 2.1 \sigma_n^{0.83} \quad (5.5)$$

また、終局時の軸歪度はコンクリートによらずほぼ0.5%と一定になった。

$$\varepsilon_u = 0.005 \quad (5.6)$$

#### 5.4 円形拘束コンクリートの構成則

##### 5.4.1 応力の破壊条件

応力の破壊条件を表わす式としては、Richart による式(5.7) がある。

$$\sigma_z = \sigma_n + 4.1 \sigma_r \quad (5.7)$$

式(5.7) は、普通強度コンクリートに関する実験式であるが、Martinezらは、これをモール・クーロンの破壊条件から解析的に証明している。そして、降伏強度4000kgf/cm<sup>2</sup> 程度の円形スパイラルで横拘束されたコンクリート強度830kgf/cm<sup>2</sup>程度の円柱体の中心圧縮実験を行ない、式(5.7) の $\sigma_r$  を横補強筋の離散を考慮してIyengar らの提案する[47]式(5.8) で評価して、式(5.7) の係数4.1 を4.0 として式(5.9) とし、これが高強度コンクリートにおいても成立することを示している[23]。

$$\sigma_r = \alpha p w \sigma_w y \quad (5.8)$$

$\alpha$  : 横補強筋の離散による低減率 (= 1 - S/R)

$$\sigma_z = \sigma_n + 4.0 \alpha p w \sigma_w y \quad (5.9)$$

Martinezらの検討の対象とした試験体の横補強筋は、いずれも4000kgf/cm<sup>2</sup> 程度で一定であり、最大応力点で横補強筋が降伏していたために式(5.9) で最大応力点の軸応力が評価できたと考えられる。

しかしながら、第4章で示したようにコンクリート強度が高く、降伏強度10000kgf/cm<sup>2</sup>程度の高強度横補強筋を用いて横拘束剛性が低い場合には、最大応力点において横補強筋は降伏していないことが多く、このような場合、最大応力点における軸応力は式(5.9) では評価できない。梶田らは、降伏強度5000kgf/cm<sup>2</sup> 程度の円形スパイラルで横拘束されたコンクリート強度600~1200kgf/cm<sup>2</sup>程度の円柱体の中心圧縮実験を行ない、式(5.7) における $\sigma_r$  を実験結果から得られた値を用いることによって、

式(5.7)における係数4.1が、高強度コンクリートの場合には大きくなることを示している[43]。

ここで本節では、まず最大応力点における軸応力度を最大応力点における横応力度の関数として評価し、次に最大応力点における横応力度をコンクリートの横はらみと横補強筋の横拘束剛性から別途評価するという方針で、応力の破壊条件を評価する。

横応力度の関数として与えられる既往の応力の破壊条件の中で、Ottosenによる応力の破壊条件式は、その係数を変えることによりあらゆる応力状態に適用でき、破壊包絡線の表示性能にすぐれているとされている(式(5.10))。

$$A \frac{J_2}{\sigma_B^2} + \lambda \frac{J_2}{\sigma_B} + B \frac{I_1}{\sigma_B} - 1 = 0 \quad (5.10)$$

$I_1$ : 応力テンソルの1次の不変量

$J_2$ : 偏差応力テンソルの2次の不変量

$J_3$ : 偏差応力テンソルの3次の不変量

$\lambda = \cos 3\theta$  ( $= 3\sqrt{3} J_3 / (2 J_2^{1.5})$ ) の関数

A, B: 実験定数

畑中らは、自ら行なった実験結果に基づきその係数を修正している(修正Ottosen式)[36]。そして、修正Ottosen式の適応性を、高強度コンクリートについて確認し、修正Ottosen式の軸応力度に対して陰であるため収束計算を要するという欠点をなくすために、事実上修正Ottosen式に等しい簡略化モデルを提案している[37](式(5.11))。

$$\sigma_{cm} = \left(1 + \left(\frac{20}{\sigma_B}\right)^{1.06} \sigma_{rm}\right)^{0.6} \sigma_B \quad (5.11)$$

$\sigma_{cm}$ : 最大応力点における軸応力度、 $\sigma_{rm}$ : 最大応力点における横応力度

ここでは、簡単のために式(5.11)をやや簡略化し式(5.12)として、第4章の実験結果から得られた最大応力点における横応力度を用いて式(5.12)から最大応力度を求め、実験結果による最大応力度と比較した(図5.3)。

$$\sigma_{cm} = \left(1 + \frac{20}{\sigma_B} \sigma_{rm}\right)^{0.6} \sigma_B \quad (5.12)$$

式(5.12)は非常に高い適合性が見られ、式(5.12)がコンクリート強度によらず高強

度コンクリートにも適用できることが確認される。よって、応力の破壊条件式として式(5.12)を採用する。

この式は、拘束コンクリートの最大応力点における軸応力度の次のような定性的な性質を表現しているといえる。

- ・最大応力点における横応力度が大きいほど最大応力点における軸応力度は大きい。
- ・その変化率はコンクリート強度が小さいほど大きい(係数 $20/\sigma_c$ )。
- ・その変化は、線形よりやや鈍い(0.6乗)。

#### 5.4.2 歪の破壊条件

最大応力点における軸歪度は、軸応力度ほど正確にこれを推定することは難しい。これは、最大応力点における軸歪度は不確定性が高く、実験条件などに依存すること、破壊の不均等性の影響が最大応力点以前からあることが原因と考えられる。しかし、拘束コンクリートの構成則のモデル化の際に重要となるのは縦軸の応力度であり、歪度の多少のばらつきは拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係にあまり大きな影響を与えない(図5.4)ことを考えると、おおよそその値を推定できれば充分と考えられる。定性的には次のことがわかっている。

- ・横応力度が大きいほど最大応力点における軸歪度は大きい。
- ・コンクリート強度が高いほど最大応力点における軸歪度のプレーンコンクリートからの拘束コンクリートへの上昇は小さい。

ここで、応力の破壊条件を表わす式(5.12)は、オリジナルのOttosenによる応力の破壊条件式と事実上ほとんど変りはないということを考えると、このことは、厳密な理論によらなくても式(5.12)の形で充分精度よく最大応力点の軸応力度を評価できるということの意味している。

そこで、応力の破壊条件を表わす式(5.12)をある量(例えば最大応力点の軸応力度)について、プレーンコンクリートの場合から拘束コンクリートの場合を推定する有効な一般的な表現形式と考え、式(5.12)を式(5.13)の形に拡張する。

$$Y = (1 + A \sigma_r)^B X \quad (5.13)$$

X : プレーンコンクリートのある量

Y : X に対応する拘束コンクリートのある量

ここで、定数A、Bは、次のような意味をもつと考えられる。まず、定数Aは、YのXに対する全体の変化率を表わしていると考えられ、Aが大きければ全体的な傾きが大きく、小さければ小さくなる。一方、定数Bは、YのXに対する変化率のXの対する変化を表わしており、Bが大きければXが大きくなるに従ってYの傾きが大きくなり、Bが小さければXが大きくなるに従ってYの傾きが小さくなる(図5.5)。また、XとYの関係がコンクリート強度 $\sigma_n$ に依存する時は、一般にコンクリート強度が大きいほどYのXに対する上昇率は小さくなるので、定数Aを

$$A = \frac{C}{\sigma_n} \quad (5.14)$$

と置き換えればこれを考慮することができる。この時、式(5.13)は、式(5.15)の形になる。

$$Y = \left(1 + \frac{C}{\sigma_n} \sigma_r\right)^B X \quad (5.15)$$

ちなみに、式(5.12)は式(5.15)において、X、Yが最大軸応力度で、 $B=0.6$ 、 $C=20$ とおいた場合に相当する。

そこで、第4章の実験結果から得られた最大応力点における横応力度を用いて、式(5.13)あるいは式(5.15)で最も適合性が高くなるように定数を決めた。その結果、式(5.15)において、 $B=0.4$ 、 $C=150$ とした時、最も適合性が高いことがわかった。よって、歪の破壊条件式を式(5.16)とする。式(5.16)を用いた時の計算値と実験値の比較を図5.6に示す。

$$\varepsilon_{cm} = \left(1 + \frac{150}{\sigma_n} \sigma_{rm}\right)^{0.4} \varepsilon_m \quad (5.16)$$

#### 5.4.3 終局時の軸応力度と軸歪度

拘束コンクリートの終局時の軸応力度と軸歪度は、最大応力点と同様の方法で、式(5.15)の形で表現した。その結果を以下に示す。軸応力度に関する式は、最大応力点と全く同一の式となっている。また、式(5.17)、式(5.18)の実験値と解析値の比較をそれぞれ図5.7、図5.8に示す。

$$\sigma_{cu} = \left(1 + \frac{20}{\sigma_n} \sigma_{ru}\right)^{0.6} \sigma_u \quad (5.17)$$

$$\varepsilon_{cu} = \left(1 + \frac{100}{\sigma_{ru}} \sigma_{ru}\right)^{0.6} \varepsilon_u \quad (5.18)$$

- $\sigma_{cu}$  : 拘束コンクリートの終局時における軸応力度  
 $\sigma_u$  : プレーンコンクリートの終局時における軸応力度  
 $\varepsilon_{cu}$  : 拘束コンクリートの終局時における軸歪度  
 $\varepsilon_u$  : プレーンコンクリートの終局時における軸歪度  
 $\sigma_{ru}$  : 拘束コンクリートの終局時における横応力度

#### 5.4.4 横応力度の評価

5.4.1~5.4.3 で定めた最大応力点、終局時における軸応力度と軸歪度は、いずれも横応力度の関数となっており、これらを確定的に決めるには、横応力度を軸歪度の関数として定める必要がある。そこで、図4.10の横応力度-軸歪度曲線をモデル化することを試みる。

図4.10を見ると、いずれの曲線もある一定の軸歪度までは剛性が低く、この点に達してから剛性が立上るという傾向があることがわかる。そして、この剛性が立上る軸歪度は、コンクリート強度が大きいほど大きい。この点は、コンクリートが横にはらみ始める点と考えられ、コンクリート強度が高いほどこの点の軸歪度が大きい

(4.2.3 材料特性参照)。そこで、横応力度-軸歪度関係を図5.9のようなバイリニアの形でモデル化する。図5.9中の $\varepsilon_{zs}$ は、コンクリート強度の関数として式(5.19)で与える。

$$\varepsilon_{zs} = 1 \times 10^{-6} \sigma_{ru} + 0.001 \quad (5.19)$$

また、上界部の傾きは横拘束剛性 $\alpha_{pw}$ に依存すると考えた。すると、図5.9における(横補強筋が降伏する時の軸歪度 $\varepsilon_{zy}$ -軸歪度 $\varepsilon_{zs}$ )は、 $\alpha_{pw} \sigma_{wy} / \alpha_{pw} = \sigma_{wy}$ に依存することになる。実験結果から得られた軸歪度 $\varepsilon_{zy}$ と $\sigma_{wy}$ の関係を図5.10に示す。そして、図5.10から次式を得た(図5.10に実線で示す)。

$$\varepsilon_{zy} - \varepsilon_{zs} = \frac{\sigma_{wy}}{1.4 \times 10^{-6}} \quad (5.20)$$

よって、横応力度-軸歪度関係は、次式で表現されることになる。

$$\sigma_r = 1.4 \times 10^{-6} \alpha_{pw} (\varepsilon_z - \varepsilon_{zs}) \quad (\varepsilon_z < \varepsilon_{zy}) \quad (5.21)$$

$$= \alpha_{pw} \sigma_{wy} \quad (\varepsilon_z > \varepsilon_{zy})$$

式(5.19)、式(5.21)に基づく横応力度-軸歪度関係を図5.11に示す。図5.11は、図4.10を十分に精度よく再現している。

以上で、横応力度-軸歪度関係が定まったわけだが、式(5.21)の横応力度は、軸歪度の関数として与えられており、最大応力点における軸歪度は歪の破壊条件として式(5.16)で与えられる。しかしながら、式(5.16)の最大応力点における軸歪度もまた、横応力度の関数となっているので、最大応力点における横応力度を求めるには、式(5.16)、式(5.21)を連立させて解く必要がある。また、式(5.16)の歪の破壊条件式は適合性がやや低く、平均軸応力度を求める際には問題ないが、式(5.21)から横応力度を求めるには誤差が大きいの。そこでここでは、簡単のために式(5.16)における $\sigma_{rm}$ を軸歪度に依存しない確定的なものとして表現することを試みる。

横補強筋によって横拘束された拘束コンクリートの最大応力点における横応力度 $\sigma_{rm}$ は、コンクリートが横にはらんで初めて生じるため、次の3つに依存する。

- ① プレーンコンクリートの横はらみ性状
- ② 横補強筋の横拘束剛性(横補強筋比 $p_w$ )
- ③ 横補強筋の横拘束耐力( $p_w \sigma_{wy}$ )

ここでは、①をコンクリート強度 $\sigma_n$ の関数であると仮定し、横補強筋が降伏した時の横応力度 $\alpha p_w \sigma_{wy}$ に対する最大応力点における実際の横応力度 $\sigma_{rm}$ の比率 $\beta$ が、 $\sigma_n$ と $p_w$ の関数となり、式(5.22)の形に書けるとして、 $\beta$ を定量的に評価することを試みる。

$$\sigma_{rm} = \alpha \beta (\sigma_n, p_w) p_w \sigma_{wy} \quad (5.22)$$

第4章の円形拘束コンクリートの中心圧縮実験において、全く同じ横補強筋をもち、コンクリート強度のみが異なる試験体は全部で7組、17体ある。そこで、これらの試験体について、 $\beta$ を計算した。 $\beta$ の横補強筋比との関係を各コンクリート強度ごとに図5.12に示す。いずれのコンクリート強度の場合も右上がりになっており、 $p_w$ が大きいほど横拘束剛性が大きく最大応力点において横応力度が大きくなることを示している。また、横補強筋比 $p_w=0.31\%$ の場合について、コンクリート強度と $\beta$ の関係を図5.13に示す。 $\beta$ はほぼコンクリート強度に反比例している。これは、コンクリート強度が大きくなるほど横にはらまないという、第4章のプレーンの試験体の実験結果と対応している。

よって、 $\beta$ をコンクリート強度 $\sigma_n$ と横補強筋比 $p_w$ の関数として式(5.23)で評価する。式(5.23)を図5.12中に実線で示してある。

$$\beta = \frac{40000 p_w}{\sigma_w} \quad (5.23)$$

ただし、 $\beta < 1.0$

式(5.23)で $\beta = 1$ とにおいて $p_w$ について求めると式(5.24)になり、これは拘束コンクリートの最大応力点において横補強筋が降伏するために必要な横補強筋比 $p_w$ （横拘束剛性）を与える式となっている。

$$p_w = \frac{\sigma_w}{40000} \quad (5.24)$$

よって、最大応力点における横応力度は、式(5.25)で表現される。

$$\sigma_{rm} = \alpha \beta p_w \sigma_w \quad (5.25)$$

よって、式(5.25)を式(5.12)に代入すれば応力の破壊条件が、式(5.25)を式(5.16)に代入すれば歪の破壊条件が得られる。

このようにして求めた応力と歪の破壊条件と実験結果との比較をそれぞれ、図5.14、図5.15に示す。いずれも式(5.12)、式(5.16)の $\sigma_{rm}$ を式(5.25)で置き換えた影響はほとんどなく、式(5.25)の妥当性が確認される。

また、終局時の軸応力度と軸歪度は、それぞれ式(5.17)と式(5.21)、式(5.18)と式(5.21)を連立させて求める。このようにして求めた終局時における軸応力度と軸歪度の実験値の対応をそれぞれ図5.16、図5.17に示す。

### 5.5 角形拘束コンクリートへの適用

角形横補強筋によって拘束されたコンクリートの円形拘束コンクリートとの違いとしては、次の3つが挙げられる[37]。

- ① 断面方向で横拘束力が一様に加わらない。
- ② コンクリートの横はらみに対して横補強筋の各辺が曲げによって抵抗するため隅角部を除きその剛性が極めて小さい。
- ③ この2つの効果が歪の大きさによってかなり変動する。

これらの効果を考慮した既往の研究としては、例えばSheikhらの研究[48]がある。Sheikhらは上に掲げた効果をコアコンクリートの断面積の低減という考え方を用いて

評価しているが、このモデルでは、軸応力度-軸歪度関係を直接評価しているため精度が充分でないと考えられる。

そこで本研究では、角形拘束コンクリートの円形拘束コンクリートとの違いは、主に横補強筋の横拘束剛性の違いであると考え、角形横補強筋の上に示した効果の①、②の2つを簡単な力学モデルによって表現し、その横拘束剛性を円形横補強筋からの低減率という形で評価した。そして、横拘束剛性を考慮して設定した円形拘束コンクリートの構成則にこれを代入することによって角形拘束コンクリートの構成則を求めた。

### 5.5.1 円形横補強筋の横拘束剛性

円形横補強筋による拘束コンクリートは、均等な受働側圧を受け、横応力度-横歪度関係は、確定的に次式で与えられる。

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{2 \alpha A_w \sigma_s}{S R} \\ &= \alpha p_w \sigma_s (\varepsilon_r)\end{aligned}\quad (5.26)$$

$\alpha$  : 横補強筋の離散による低減係数 ( $= 1 - S/R$ )

$A_w$  : 横補強筋の断面積、 $\sigma_s$  : 横補強筋の応力度

$\varepsilon_r$  : 横歪度 ( $=$ 横補強筋の歪度)

$S$  : 横補強筋ピッチ、 $R$  : 試験体の直径、 $p_w$  : 横補強筋比

### 5.5.2 角形横補強筋の横拘束剛性

#### 5.5.2.1 外周フープ

角形外周フープの一辺を取り出し、図5.18に示すような、端部にばねをもつ梁に左右対称な荷重が作用した状態にモデル化する。フープ中央部のふくらみ $\delta$ は、弾性範囲では一般に次式で与えられる。

$$\delta = \frac{P \ell}{4 E_s A_w} + \frac{P \ell^3}{k E_s I} \quad (5.27)$$

$P$  : フープ一辺にかかる力、 $\ell$  : フープ一辺の長さ

$E_s$  : フープの弾性剛性、 $A_w$  : フープの断面積

I : フープの断面2次モーメント

フープを丸鋼とすると式(5.27)は、式(5.28)になる。

$$\delta = \frac{P \ell}{\pi E s r^2} + \frac{64 P \ell^3}{\pi k E s r^4} \quad (5.28)$$

P : フープ一辺にかかる力、 $\ell$  : フープ一辺の長さ

E s : フープの弾性剛性、r : フープ断面の直径

式(5.28)の右辺の第1項は、フープの材軸方向伸びによる成分であり、第2項はフープの材軸に直交する方向のたわみによる成分である。円形フープの場合は、第1項のみで第2項は0となる。例えば角形でも軸方向変形しかせず、たわまないもの(例えば非常に太い)フープなら、円形と同じ第1項のみとなる。

ここで、式(5.28)の第2項における、係数kは、次の2つに依存する。

- ・フープ隅角部の固定度(端部のばねの剛性)
- ・フープ筋に沿ったコンクリートの横はらみ力の分布

ちなみに、フープ隅角部が固定端、フープ筋に沿った横応力度の分布が等分布とするとkは384となり、フープ隅角部がピン(単純梁)、横応力度の分布が中央集中荷重とすると48となる。そこでこのkを次のような方法で求めた。

まず、フープの材軸方向の伸び $\Delta$ を下に示すような理由により、図5.19に示すような変形モードに簡略化して求めた。

- ・kの中に、コンクリートの横はらみ力分布と端部の固定度の効果がミックスされて含まれている。
- ・厳密にフープの材軸方向のたわみの分布を求めると式の形が複雑になる。
- ・フープの径に比べてフープ一辺の長さが長ければ、厳密にフープの材軸方向のたわみの分布を求めても、簡略化した変形モードを仮定して求めても結果に大差はない。
- ・図5.19の簡略化した変形モードは、円形の材軸に直交する方向のたわみがない場合を基準として考えれば、安全側の評価になる。

式(5.22)の第1項を $\delta_c$ 、第2項を $\delta_s$ とおくとフープの一辺当たりの伸び $\Delta$ は、図5.19の変形モードより $\delta_c + \delta_s$ だから、フープが材軸に直交する方向にたわむことによるフープの材軸方向の伸びの割増率 $\xi$ は

$$\begin{aligned}
 \xi &= \frac{\Delta}{\delta c} \\
 &= 1 + \frac{\delta s}{\delta c} \\
 &= 1 + \frac{64}{k} \left( \frac{l}{r} \right)^2
 \end{aligned} \tag{5.29}$$

となり、この割増率 $\xi$ は、横補強筋の横拘束剛性が横補強筋が円形の場合に比べて $1/\xi$ になることを意味している。よって

$$\gamma = 1/\xi \tag{5.30}$$

とにおいて、 $\gamma$ を横補強筋の不整形による横拘束剛性の低減率と呼ぶことにする。

ここで、鈴木ら[44]の円形フープと角形フープの横はらみ性状の違いを非常にきめ細かく検討した実験結果によれば、 $l = 20\text{cm}$ 、 $r = 0.9\text{mm}$ の時、 $\gamma = 0.7$ となる。よってこの値を式(5.29)(5.30)に代入すると $k \approx 73745$ となる。 $k$ はかなり大きな値となっており、このことは、フープ隅角部の固定度が大きいこと、フープ筋に沿ったコンクリートの横はらみ力分布が端部に比重の大きいものとなっていることを示している。

よって、この $k$ を式(5.29)に代入して、外周フープのみの場合の横拘束剛性は、材軸方向変形しかなしない場合(円形フープの場合)の $\gamma$ 倍となる。また、外周フープのみによる横応力度-横歪関係は、式(5.31)になる。

$$\begin{aligned}
 \sigma_r &= \gamma \cdot \frac{2 \alpha A_w \sigma_s}{S D} \\
 &= \alpha \gamma p_w \sigma_s (e_r)
 \end{aligned} \tag{5.31}$$

$$\text{ただし、} \frac{1}{\gamma} = 1 + \frac{1}{1150} \left( \frac{l}{r} \right)^2 \tag{5.32}$$

式(5.31)(5.32)を見ると角形フープが材軸に直交する方向にたわむことによる剛性は、(フープの一辺の長さ/フープ断面の径)に依存することがわかる。例えば、第3章の中心圧縮実験における試験体C5は、 $l = 19.6\text{cm}$ 、 $r = 0.5\text{cm}$ であるから、 $\gamma \approx 0.43$ となる。

### 5.5.2.2 中子がある角形横補強筋

中子がある場合も同様に、外周フープのみの場合から、解析的に求めることを試みる。その際、以下のことを仮定する。

- ・外周フープのみの場合の
    - ・フープ隅角部の固定度
    - ・フープ筋に沿ったコンクリートの横はらみ力分布
- は、中子がある場合も同じになる。

そして、第2章の曲げせん断実験において隣接する帯筋の歪がほぼ等しくなったことから(図2.15)、隣接するフープの変形の適合が成り立つと考えた。

以上のことを基に計算を行えば、厳密な解を得ることが可能であるが、ここでは簡単のために中子によって区切られたフープの部分に上記の仮定が成り立つとした。そうすると、中子のある場合の $\gamma$ は、式(5.32)において $l$ を中子によって区切られた長さに置き換えれば良いことになる。中子によって区切られた長さが同じでない場合は、最も長いものをとれば安全側となる。

よって、中子のある角形フープによる拘束コンクリートの横応力度-横歪関係は、式(5.33)になる。

$$\sigma_r = \alpha \gamma p_w \sigma_s \quad (5.33)$$

$$\text{ただし、} \frac{1}{\gamma} = 1 + \frac{1}{1150} \left( \frac{l'}{r} \right)^2 \quad (5.34)$$

$l'$ : 中子によって区切られた長さの中で最も長いもの

例えば、第3章の中心圧縮実験における試験体C1、C3、C4は、 $l' = 9.1\text{cm}$ 、 $r = 0.5\text{cm}$ であるから、 $\gamma \approx 0.78$ となる。よって、試験体C1、C3、C4は、試験体C5に比べて拘束剛性が $0.78/0.43 = 1.8$ 倍ということになる。これは、第3章の実験結果(図3.6)と非常によく対応している。

また、角形横補強筋の式(5.21)は、式(5.35)で、式(5.23)の $\beta$ は式(5.36)となる。

$$\begin{aligned} \sigma_r &= 1.4 \times 10^{-6} \alpha \gamma p_w (\varepsilon_z - \varepsilon_{zs}) \quad (\varepsilon_z < \varepsilon_{zy}) \\ &= \alpha \gamma p_w \sigma_{wy} \quad (\varepsilon_z > \varepsilon_{zy}) \end{aligned} \quad (5.35)$$

$$\beta = \frac{40000 \gamma p_w}{\sigma_n} \quad (5.36)$$

ただし、 $\beta < 1.0$

以上の角形拘束コンクリートへのモデルの拡張の流れを述べると次のようになる。

- ・角形フープが円形フープに比べて拘束効果が小さいのはフープの材軸に直交する方向にたわむことによる。
- ・フープの材軸に直交する方向への剛性は、(フープ一辺の長さ/フープの径)に依存する。
- ・中子を用いることは、このフープ一辺の長さを短くする効果があり、角形フープの拘束効果の改善に非常に効果がある。

## 5.6 拘束コンクリートの構成則のモデル化

本節では、5.5 までで設定した特異点を結んで、拘束コンクリートの応力度-歪度曲線の表示式を決める。そして解析結果を実験結果の比較を行なう。

### 5.6.1 応力度-歪度曲線の表示式

ここでは、5.5 まで定めた特異点を通るように拘束コンクリートの応力度-歪度曲線の表示式を定める。拘束コンクリートの応力度-歪度曲線の表示式には、様々な既往のものが提案されているが[45]、ここでは、次に示すことを考慮して決めた。

- ・形状を厳密に合せる(ピーク時の傾きが0、導関数が不連続にならない等)ことには工学的には意味がなく、軸応力度(縦軸の値)が一致することを最優先する。
- ・軸力、モーメントを求める時に積分計算をする必要があり、積分が容易な表現であるのが望ましい。
- ・単独式で表現することは難しい[31]し、意味が無い。

以上のことから、六車らによる表示式[27]を用いることとした(図5.20)。これを以下に示す。

(1) プレーンコンクリート

•  $\varepsilon_z < \varepsilon_m$

$$\sigma_z = E_c \varepsilon_z + \frac{\sigma_u - E_c \varepsilon_m}{\varepsilon_m^2} \varepsilon_z^2 \quad (5.37)$$

•  $\varepsilon_m < \varepsilon_z < \varepsilon_u$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_u - \sigma_u}{\varepsilon_m - \varepsilon_u} (\varepsilon_z - \varepsilon_m) + \sigma_u \quad (5.38)$$

(2) 拘束コンクリート

•  $\varepsilon_z < \varepsilon_m$  (プレーンコンクリートに同じ)

$$\sigma_z = E_c \varepsilon_z + \frac{\sigma_u - E_c \varepsilon_m}{\varepsilon_m^2} \varepsilon_z^2 \quad (5.39)$$

•  $\varepsilon_m < \varepsilon_z < \varepsilon_{cm}$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_u - \sigma_{cm}}{(\varepsilon_m - \varepsilon_{cm})^2} (\varepsilon_z - \varepsilon_{cm})^2 + \sigma_{cm} \quad (5.40)$$

•  $\varepsilon_{cm} < \varepsilon_z < \varepsilon_{cu}$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_{cm} - \sigma_{cu}}{\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cu}} (\varepsilon_z - \varepsilon_{cm}) + \sigma_{cm} \quad (5.41)$$

$\sigma_z$ : 軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_z$ : 軸歪度

$E_c$ : 初期剛性 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_u$ : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_m$ : プレーンコンクリートの最大応力時の軸歪度

$\sigma_{cm}$ : 拘束コンクリートの最大応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_{cm}$ : 拘束コンクリートの最大応力時の軸歪度

$\sigma_u$ : プレーンコンクリートの終局軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_u$ : プレーンコンクリートの終局軸歪度

$\sigma_{cu}$ : 拘束コンクリートの終局軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_{cu}$ : 拘束コンクリートの終局軸歪度

### 5.6.2 実験結果との比較

5.6.1 までで設定した拘束コンクリートの構成則モデルを用いて、第4章 円形拘束コンクリートの中心圧縮実験による軸応力度-軸歪度関係、第3章 角柱の中心圧縮実験による軸応力度-軸歪度関係を求めた。これらをそれぞれ図5.21、図5.22に示

す。図5.21、図5.22はいずれも終局点までの表示となっている。また、式(5.21)、式(5.35)に基づいて求めた第3章 角柱の中心圧縮実験による横応力度-軸歪度関係を図5.23に示す。いずれも高い適合性が確認される。

## 5.7 まとめ

第4章の円形拘束コンクリートの中心圧縮実験結果を基にし、従来のモデルで考慮されていなかった

- ・コンクリート強度の違いによるコンクリートの横はらみ性状の違い
- ・横補強筋の横拘束剛性の違い

を考慮に入れて、拘束コンクリートの構成則のモデル化を行なった。そして、角形横補強筋の横拘束剛性を解析的に評価することによって、このモデルの適用範囲を角形拘束コンクリートに拡張した。その結果、低強度から高強度の横補強筋を使用し、あらゆる配筋詳細をもつ横補強筋によって横拘束された低強度コンクリートから高強度コンクリートまでの拘束コンクリートに適用できる構成則モデルを提案した。

提案した拘束コンクリートの構成則モデルを以下に示す。

### (1) プレーンコンクリート

- ・  $\varepsilon_z < \varepsilon_m$

$$\sigma_z = E_c \varepsilon_z + \frac{\sigma_u - E_c \varepsilon_m}{\varepsilon_m^2} \varepsilon_z^2 \quad (5.42)$$

- ・  $\varepsilon_m < \varepsilon_z < \varepsilon_u$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_u - \sigma_u}{\varepsilon_m - \varepsilon_u} (\varepsilon_z - \varepsilon_m) + \sigma_u \quad (5.43)$$

### (2) 拘束コンクリート

- ・  $\varepsilon_z < \varepsilon_m$  (プレーンコンクリートに同じ)

$$\sigma_z = E_c \varepsilon_z + \frac{\sigma_u - E_c \varepsilon_m}{\varepsilon_m^2} \varepsilon_z^2 \quad (5.44)$$

- ・  $\varepsilon_m < \varepsilon_z < \varepsilon_{cm}$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_u - \sigma_{cm}}{(\varepsilon_m - \varepsilon_{cm})^2} (\varepsilon_z - \varepsilon_{cm})^2 + \sigma_{cm} \quad (5.45)$$

- ・  $\varepsilon_{cm} < \varepsilon_z < \varepsilon_{cu}$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_{cm} - \sigma_{cu}}{\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cu}} (\varepsilon_z - \varepsilon_{cm}) + \sigma_{cm} \quad (5.46)$$

(3) 諸定数

$$E c = 9200 \sigma_B^{0.3} w c^2 \quad (5.47)$$

$$\varepsilon m = 2.0 \times 10^{-6} \sigma_B + 0.0012 \quad (5.48)$$

$$\sigma_{cm} = \left(1 + \frac{20}{\sigma_B} \sigma_{rm}\right)^{0.6} \sigma_B \quad (5.49)$$

$$\varepsilon_{cm} = \left(1 + \frac{150}{\sigma_B} \sigma_{rm}\right)^{0.4} \varepsilon_m \quad (5.50)$$

$$\sigma_{rm} = \alpha \beta \text{pw} \sigma_{wy} \quad (5.51)$$

$$\alpha = 1 - \frac{S}{R} \quad (5.52)$$

$$\beta = \frac{40000 \gamma \text{pw}}{\sigma_B} \quad (5.53)$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{1}{1150} \left(\frac{\ell}{r}\right)^2} \quad (5.54)$$

ただし、 $\alpha < 0$  の時は、 $\alpha = 0$

$$\beta < 1$$

円形の場合は、 $\gamma = 1$

$$\sigma_{cu} = \left(1 + \frac{20}{\sigma_B} \sigma_{ru}\right)^{0.6} \sigma_u \quad (5.55)$$

$$\varepsilon_{cu} = \left(1 + \frac{100}{\sigma_B} \sigma_{ru}\right)^{0.6} \varepsilon_u \quad (5.56)$$

$$\sigma_u = 2.1 \sigma_B^{0.83} \quad (5.57)$$

$$\varepsilon_u = 0.005 \quad (5.58)$$

$$\sigma_r = 1.4 \times 10^{-6} \alpha \gamma \text{pw} (\varepsilon_z - \varepsilon_{zs}) \quad (5.59)$$

$$\varepsilon_{zs} = 1 \times 10^{-6} \sigma_B + 0.001$$

ただし、 $\sigma_r < \alpha \text{pw} \sigma_{wy}$

- $\sigma_z$  : 軸応力度 (kgf/m<sup>2</sup>)  
 $\varepsilon_z$  : 軸歪度  
 $E_c$  : 初期剛性 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_n$  : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $w_c$  : コンクリートの気乾単位容積重量 (ton/m<sup>3</sup>)、  
 $\varepsilon_m$  : プレーンコンクリートの最大応力時の軸歪度  
 $\sigma_{cm}$  : 拘束コンクリートの最大応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\varepsilon_{cm}$  : 拘束コンクリートの最大応力時の軸歪度  
 $\sigma_u$  : プレーンコンクリートの終局軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\varepsilon_u$  : プレーンコンクリートの終局軸歪度  
 $\sigma_{cu}$  : 拘束コンクリートの終局軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\varepsilon_{cu}$  : 拘束コンクリートの終局軸歪度  
 $\sigma_{ru}$  : 拘束コンクリートの終局時の横応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $S$  : 横補強筋ピッチ  
 $R$  : 部材せい  
 $l$  : 横補強筋の中子によって区切られた長さの中で最も長いもの、中子のない時は、横補強筋一辺の長さ  
 $r$  : 横補強筋の断面の直径

※  $\sigma_{cu}$ 、 $\varepsilon_{cu}$ は、それぞれ式(5.55)と式(5.59)、式(5.56)と式(5.59)を連立させて得る。

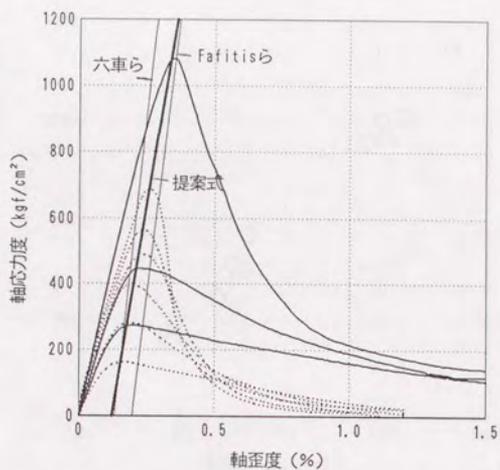


図5.1 プレーンコンクリートの最大応力点における軸歪度

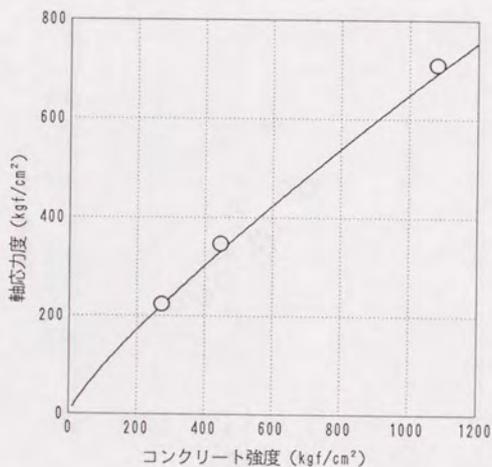


図5.2 プレーンコンクリートの終局時軸応力度

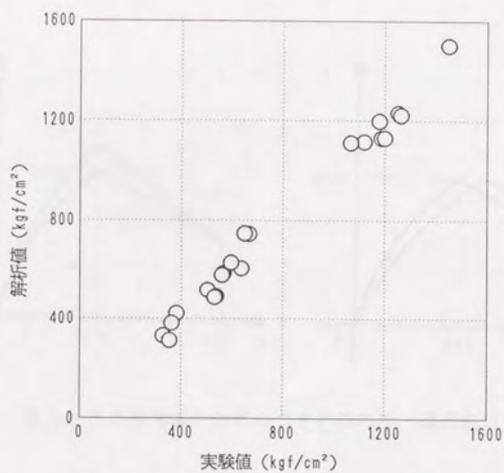


図 5.3 横応力度に依存した応力の破壊条件

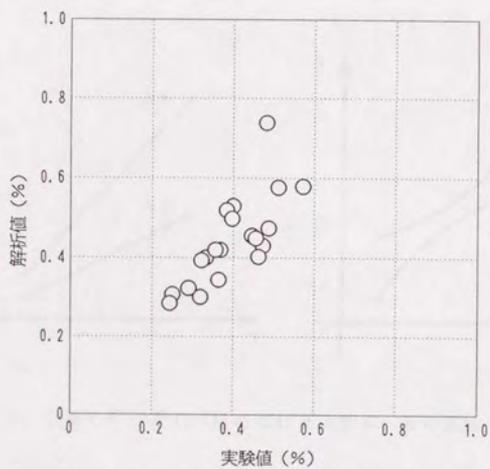


図 5.6 横応力度に依存した歪の破壊条件

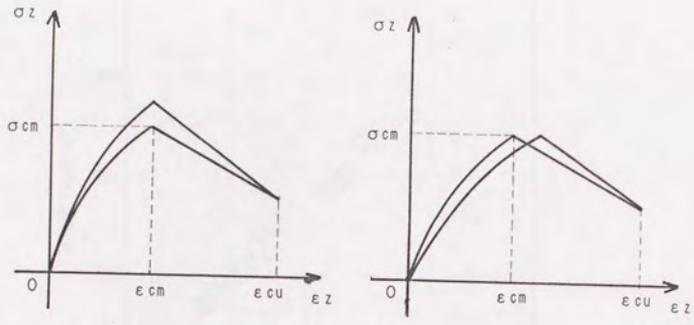


図5.4 応力と歪の破壊条件のばらつきの影響

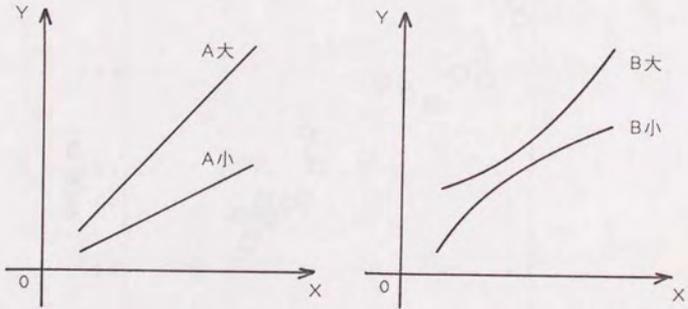


図5.5 式(5.13)における定数A、Bの意味

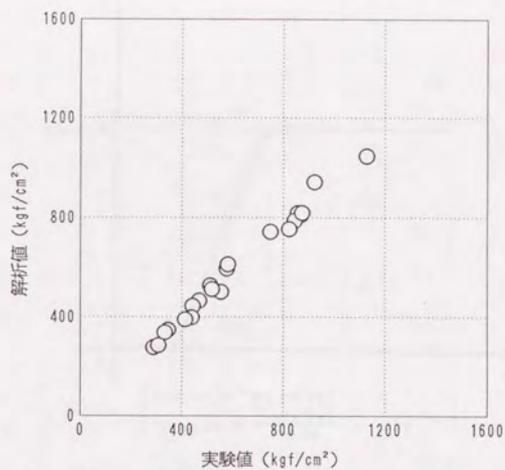


図5.7 横応力度に依存した終局時軸応力度

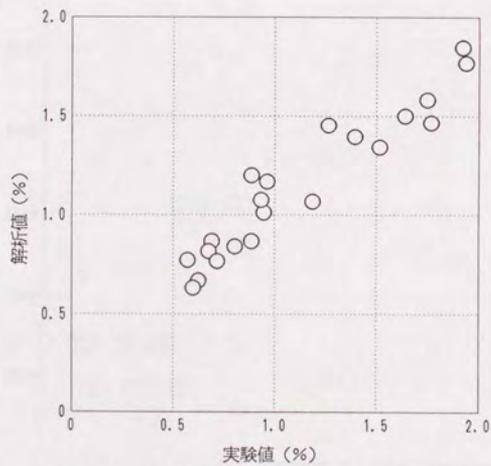


図5.8 横応力度に依存した終局時軸歪度

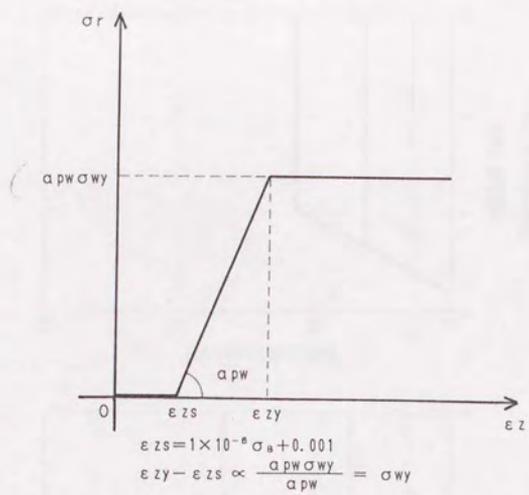


図5.9 横応力度-軸歪度関係のモデル化

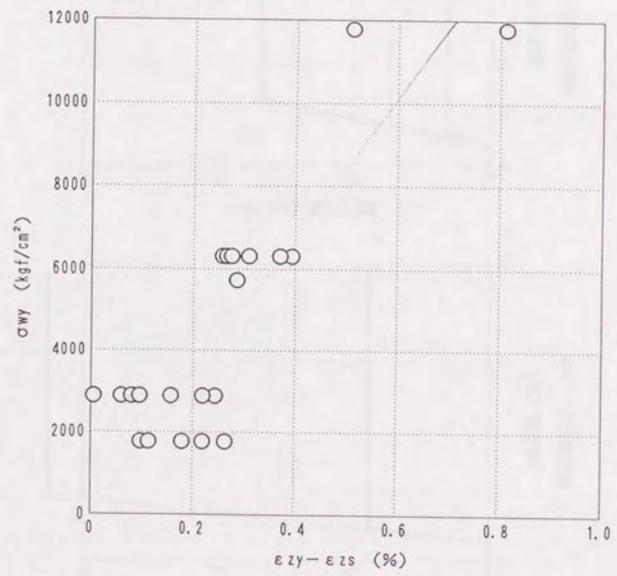


図5.10  $\sigma_{wy}$ と $\epsilon_{zy} - \epsilon_{zs}$ の関係



図5.11-1 モデル化した横応力度-軸歪度関係 (コンクリート強度:1000 $\text{kgf/cm}^2$ )

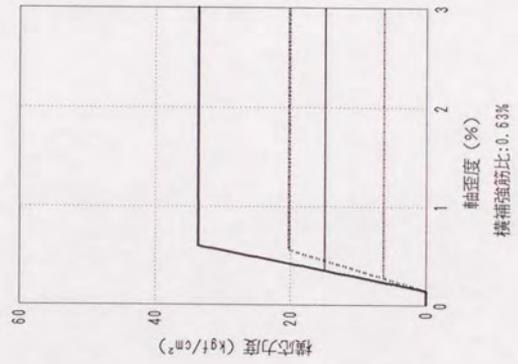
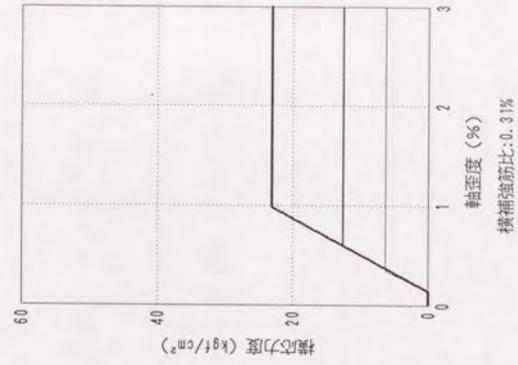


図5.11-2 モデル化した横応力度-軸歪度関係 (コンクリート強度: 500kgf/cm<sup>2</sup>)

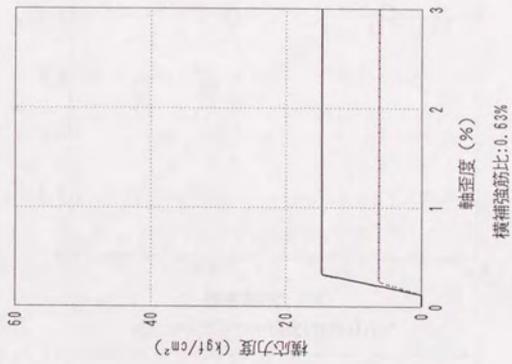
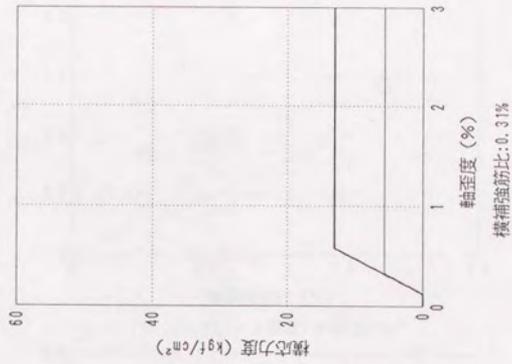
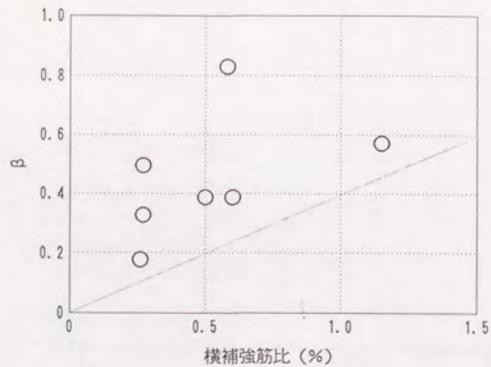
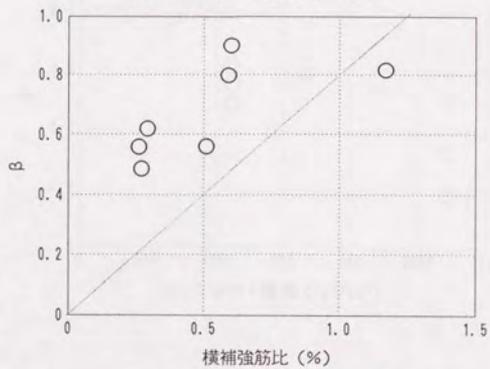


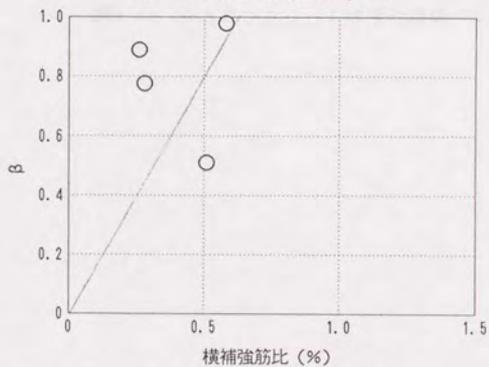
図5.11-3 モデル化した横応力度—軸歪度関係 (コンクリート強度: 250kgf/cm<sup>2</sup>)



(1) コンクリート強度:1000kgf/cm<sup>2</sup>



(2) コンクリート強度:500kgf/cm<sup>2</sup>



(3) コンクリート強度:250kgf/cm<sup>2</sup>

図5.12  $\beta$ と横補強筋比の関係

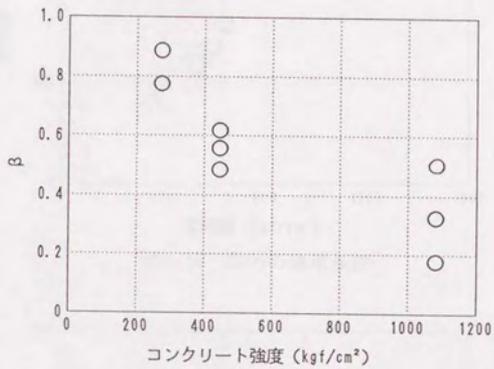


図5.13 βとコンクリート強度の関係

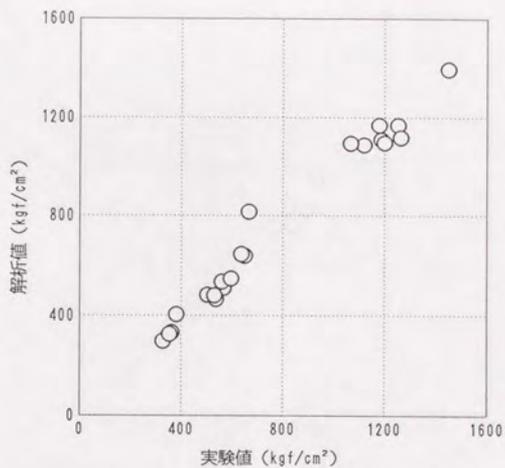


図5.14 応力の破壊条件

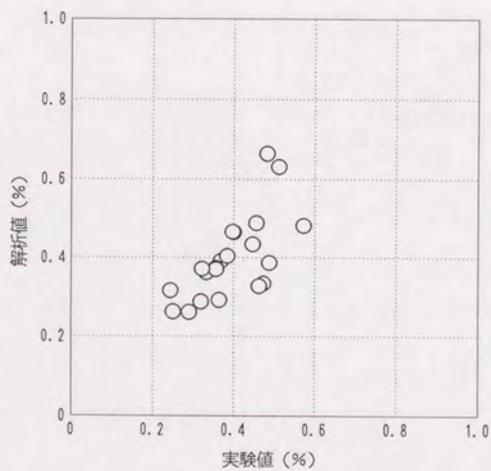


図5.15 歪の破壊条件

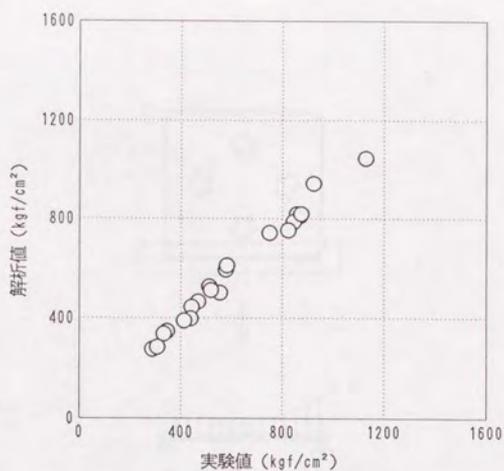


図5.16 終局時軸応力度

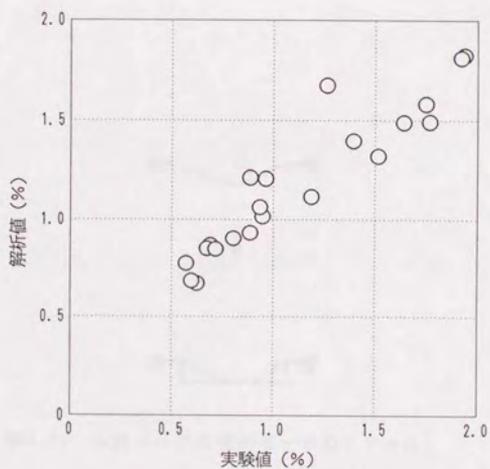


図5.17 終局時軸歪度

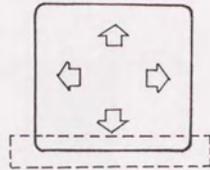


図5.18 外周フープのモデル化



図5.19 外周フープの変形モードのモデル化

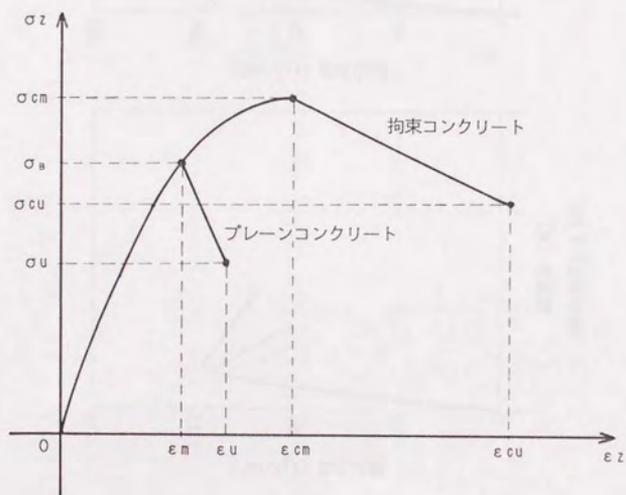


図5.20 提案するブレンおよび拘束コンクリートの応力度-歪度曲線

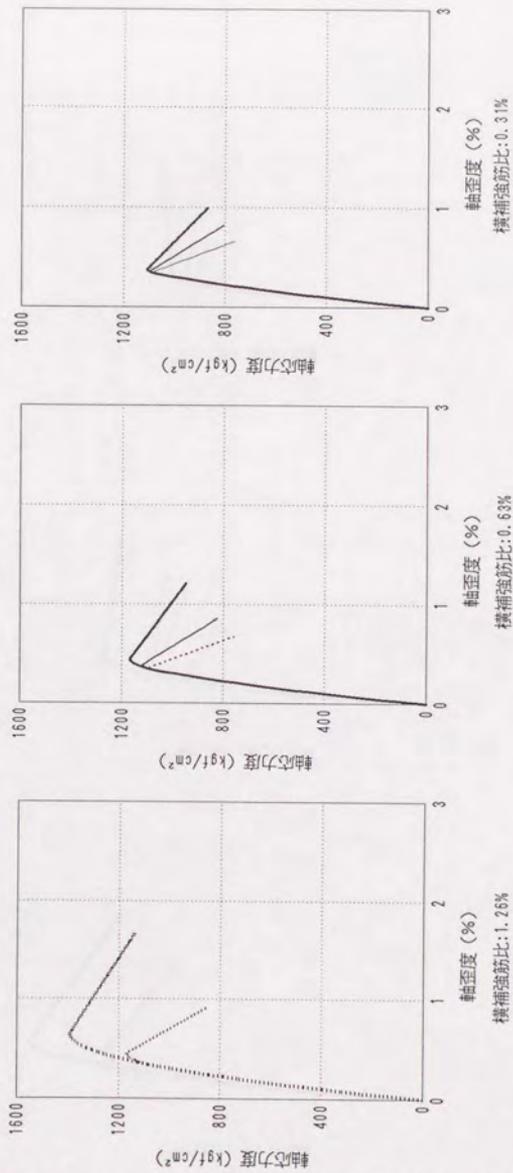


図5.21-1 円形拘束コンクリートの提案モデルによる応力度-歪度曲線  
(コンクリート強度:1000kgf/cm<sup>2</sup>)

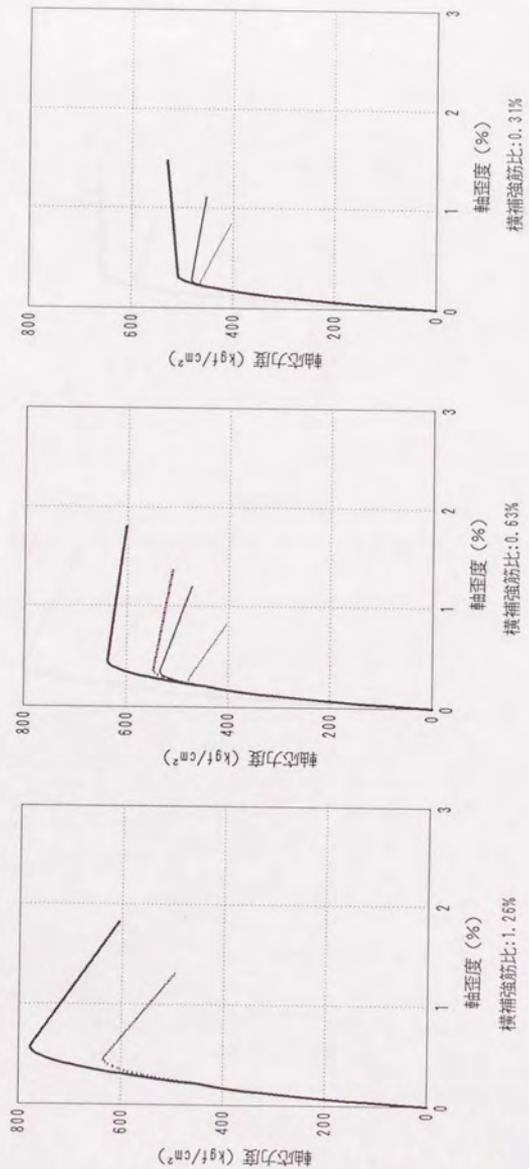


図5.21-2 円形拘束コンクリートの提案モデルによる応力度-歪度曲線  
(コンクリート強度:  $500 \text{kgf/cm}^2$ )

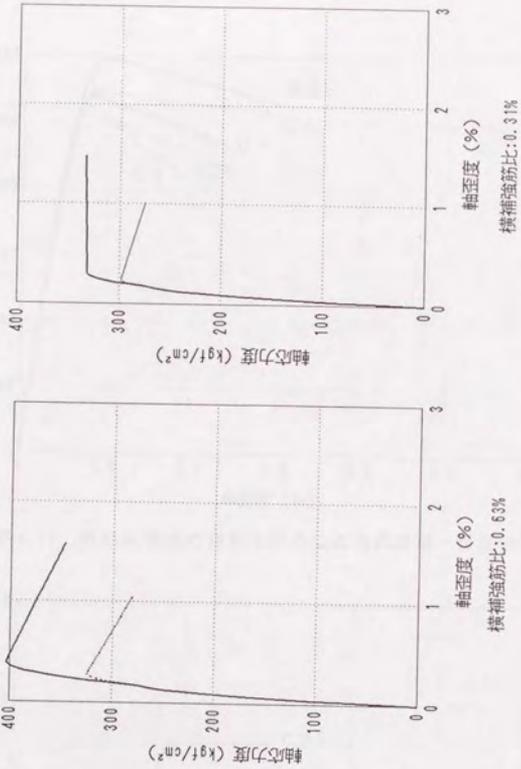


図5.21-3 円形拘束コンクリートの提案モデルによる応力度-歪度曲線  
 (コンクリート強度:  $250 \text{ kgf/cm}^2$ )

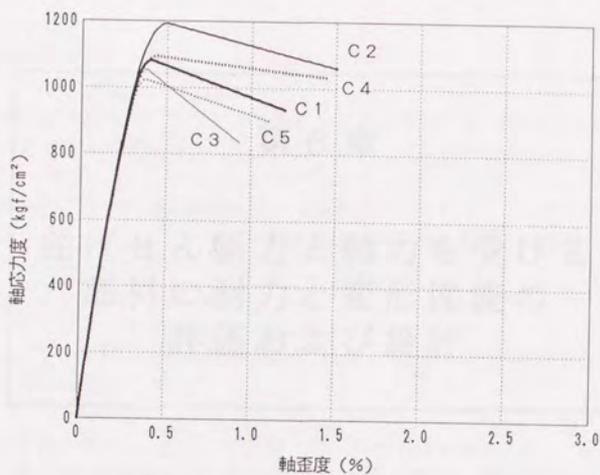


図5.22 角柱試験体の提案モデルによる応力度-歪度曲線

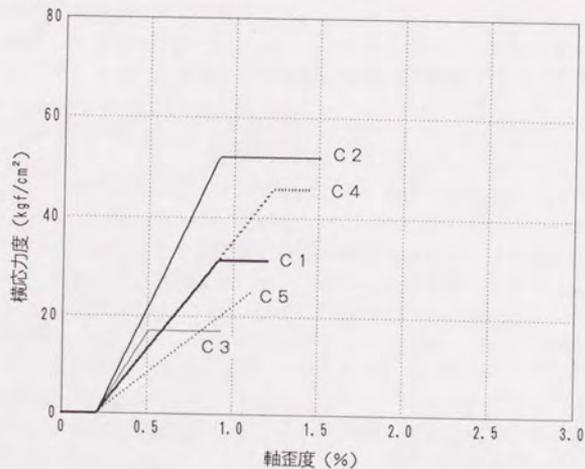


図5.23 角柱のモデル化した横応力度-軸歪度関係

## 第 6 章

### 曲げせん断力と軸力を受ける 部材の耐力と変形性能の 評価および設計

## 第6章 曲げせん断力と軸力を受ける部材の耐力と変形性能の評価および設計

### 6.1 本章の目的

本章の目的は、曲げせん断力と軸力を受けるRC柱の耐力と変形性能を定量的に評価し、その設計法を考案することである。

まず、第2章 曲げせん断実験結果を考察することによって、限界変形を定義する。その際、柱の以下に示す2点に着目し、水平変形に対する軸変形の変化の割合が低下する点をもって限界変形点とした。

- ・水平力に抵抗するとともに軸力を支えるという機能がある。
- ・軸力を支えている柱の崩壊は建物全体の倒壊につながり、その重要度を勘案して限界変形を定義する必要がある。

次に、曲げせん断実験の結果と第3章 中心圧縮実験の結果を対比させることによって、限界変形時の圧縮コンクリートの性状について考察し、限界変形点の物理的意味を明らかにして、限界変形点に対応する限界歪を定義する。

そして、曲げせん断力と軸力を受ける部材の設計法、即ち、必要な性能を得るための必要横補強筋量の算定法について示した。

最後に、解析モデルを用いてパラメトリック解析を行ない、設計の目安を示すとともに限界変形のコンクリート強度、横補強筋、軸力比との関係について考察した。

### 6.2 限界変形点の定義

曲げせん断力と軸力を受けるRC部材の曲げ変形性能を評価するための限界変形点に関しては、様々な定義が提案されている[72]。中でも、部材のエネルギー吸収能力に着目して、平石ら[66]、鈴木ら[73]、小柳ら[74]によってそれぞれ独立に提案された、曲げ終局限界点(以下平石らの定義により「安定限界点」と呼ぶ)は、以下のような点から注目し値する。

- ・明確な物理的意味を有する
- ・比較的簡単な計算で算出が可能である
- ・曲げモーメント-曲率関係の最大耐力点以降の耐力低下と明確に対応する

しかし、これらの理論は、単調水平載荷を受ける場合、あるいは、軸力のない梁、低軸力下(軸力比0.3程度以下)の柱については実際の挙動を精度よく推定し得るが、繰り返し水平変形を受ける高軸力下の柱については、その挙動を説明し得ない[68]。

また一方では、部材の限界変形を定義する際には、部材の重要度を勘案する必要がある。即ち、軸力を支えている柱の崩壊は建物全体の倒壊につながり、梁よりも限界変形を小さく定義する必要があるが、上記の定義にはこのようなことが考慮されていない。

そこでここでは、繰り返し水平力を受ける高軸力下の柱の限界変形を評価するために、安定限界点より小さな水平変形で、軸変形が急増する点が現われるという事実に着目し、以下に示すことを考慮して限界変形の定義を行なった。

- ・柱が軸力を支えており、その崩壊は建物全体の倒壊につながるという重要度を考慮する。
- ・柱の軸力を支える性能を評価し、その性能が低下する点を限界変形とする。
- ・コンクリートが圧壊する破壊モードを対象としているのでコンクリートの材料的性質に依存する定義が明快である。
- ・コンクリートの材料的な性質のみに依存する定義であれば計算が簡略化される。

まず、第2章の曲げせん断試験体の軸歪度についての考察を行なう。水平変形角の変化に対する軸歪度の変化をわかりやすく見るために、水平変形角の絶対値を累積した累積水平変形角を計算し、累積水平変形角と軸歪度の関係図6.1に示す。また、水平耐力との対応を見るために累積水平変形角と水平力の関係をその下に併せて示す。図中の点線は、各サイクルピーク時を表わす。

軸歪度—累積水平変形角の図を見ると、軸歪度は、途中まではほぼ一定の割合で増加しているが、ある点(○印)を境に急増することがわかる(以後この点を軸歪度急増点と呼ぶ)。そして、軸歪度急増点において、水平力が明確に低下しているのがわかる。試験体B5、B6、B7、B8では、その直後に軸力を支えきれずに最終破壊しており、試験体B1、B2、B3、B4では、最終破壊はしていないが、その後、軸歪度急増点より小さな繰り返し変形で、軸歪度が進み、水平耐力が更に低下している。このような点の存在は平石らによって指摘されており[68]、平石らによれば、高軸力下の柱は、この点を境に部材断面の中央部が常に圧縮となり、繰り返し載荷の度に圧縮歪が重複して、柱が軸方向に縮むとしている(図6.2)。

この軸歪度急増点は、柱全体に比較的線形に分布していた軸歪度がヒンジ領域に集中し始める点と考えられ、その前後で明らかに性状が異なっており、軸力に対する抵抗力が低下している。

そこで、ヒンジ領域の軸歪度の変化を見るために、各柱の柱脚危険断面位置から部材せいの範囲のコアコンクリートのほぼ最外縁の軸歪度と累積水平変形角との関係を図6.3に示す。始めは、一定軸力による軸歪度を中心に圧縮側、引張側で等振幅で変動していた軸歪度が、軸歪度急増点(○印)を境に変動の中心が圧縮側に移動し、軸歪度が急増する原因となっていることがわかる。

よって本研究では、この軸歪度急増点を柱の軸力と水平力に対する抵抗力が明確に

低下する点と考え、これを限界変形点と定義する。

### 6.3 限界歪の定義

本節では、6.2 で示した軸歪度急増点 (= 限界変形点) を解析的に解釈して物理的な意味を明確にし、曲げせん断実験の限界変形点と第2章の中心圧縮実験の軸応力度-軸歪度関係を対比させることによってこれを実験的に確認し、限界変形点に対応する限界歪を定義することを試みる。

図6.4 に示す柱断面が一定軸力下で単調水平荷重を受ける場合を考える。軸力の釣り合いより式(6.1)が、断面の平面保持の仮定より式(6.2)～式(6.4)が成立する。

$$\varepsilon_{st} = \frac{d F(\varepsilon_c)}{\sigma_o + p_t \sigma_{st} - p_c \sigma_{sc}} - \varepsilon_c \quad (6.1)$$

$$X_n = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{st}} d_1 \quad (6.2)$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{st}}{d_1 D} \quad (6.3)$$

$$\text{ただし、} F(\varepsilon_c) = \int_0^{\varepsilon_c} f(\varepsilon) d\varepsilon \quad (6.4)$$

$\sigma_o$ : 軸力応力度 (= 軸力 /  $bD$ )、 $b$ : 柱幅、 $D$ : 柱せい、 $p_t$ : 引張鉄筋比、  
 $p_c$ : 圧縮鉄筋比、 $d_1$ : 圧縮縁から引張鉄筋までの長さ / 柱せい、  
 $X_n$ : 中立軸深さ / 柱せい、 $\sigma_{st}$ : 引張鉄筋の応力 (引張を正)、  
 $\sigma_{sc}$ : 圧縮鉄筋の応力 (圧縮を正)、 $\varepsilon_c$ : コンクリート圧縮縁歪 (圧縮を正)、  
 $\varepsilon_{st}$ : 引張鉄筋の歪 (引張を正)、 $\phi$ : 曲率、  
 $f(\varepsilon)$ : コンクリートの軸応力度を表わす関数 (圧縮を正)、  
 $E(\varepsilon)$ : コンクリートの平均軸応力度を表わす関数 (圧縮を正)、  
 $\varepsilon$ : コンクリートの歪 (圧縮を正)

簡単のため、引張鉄筋は引張降伏、圧縮鉄筋は圧縮降伏しているとする

$$\sigma_o + p_t \sigma_{st} - p_c \sigma_{sc} = \sigma_o \quad (6.5)$$

となり、式(6.1)と式(6.3)より次式を得る。

$$\phi D \sigma_0 = F(\varepsilon_c) \quad (6.6)$$

ここで、

$$F(\varepsilon_c) = E(\varepsilon_c) \varepsilon_c \quad (6.7)$$

とおくと

$$\phi D \sigma_0 = E(\varepsilon_c) \varepsilon_c \quad (6.8)$$

よって、次式を得る。

$$\frac{\phi}{\varepsilon_c} = \frac{E(\varepsilon_c)}{\sigma_0 D} \quad (6.9)$$

式(6.9)は、 $E(\varepsilon_c)$ が最大となる時 $\phi - \varepsilon_c$ 関係の割線剛性が最小となる、即ち、この点を境に曲率 $\phi$ の変化に対する圧縮歪 $\varepsilon_c$ の変化率が増加することを表わしている(図6.5)。よって、平均軸応力度 $E$ が最大となる時が軸歪度急増点に対応することがわかる。

対応を実験的に確認するために、中心圧縮実験から得られた軸応力度-軸歪度関係に曲げせん断実験の限界変形点における図6.3の軸歪度をプロット(○印)して図6.3に示す。また、参考までに第5章で提案した構成則モデルによる軸応力度-軸歪度関係をその下に示す。

図6.6を見ると限界変形点に対応する点は、いずれの場合も最大耐力点をやや過ぎた所であり、ほぼ平均軸応力度が最大となる時であることがわかる。

以上の考察から柱の軸変形が急増し、水平耐力が低下する限界変形点は、圧縮コンクリートの応力度-歪度関係における平均軸応力度が最大となる時であり、この時の圧縮歪が限界歪として定義される。

これは、六車らの提案する終局歪の定義と一致しており、六車等は、「コンクリートの耐力能力としては平均軸応力度が最大値となる位置のひずみを限界として、これ以上の繰ひずみが生ずれば材料力学的にいて圧縮側コンクリート応力の平均応力が減少することから、この限界ひずみに達する時が一種のコンクリートの崩壊を意味する」と述べている。

また式(6.2)、式(6.3)より、

$$X_n = \frac{\varepsilon c}{\phi D} \quad (6.10)$$

となるので、式(6.9)、式(6.10)より、 $\varepsilon c$  が終局歪となる時、中立軸深さがほぼ最小となることがわかる。即ち、六車らによれば「中立軸位置の増加がなければ以後の曲げモーメントを負担することのできない限界のコンクリート圧縮縁ひずみ」ということになる。

平石らの指摘する断面中央部の圧縮ゾーンの重なり[68]は、軸歪度急増点以降、中立軸位置の断面中央部への移動によって引き起こされると考えられ、軸歪度急増点をもって限界変形としておけば繰り返しによる軸縮みの影響はないと考えられる。しかしながら、中立軸深さの最小値が部材せいの半分を越える高軸力の場合には、常に断面中央部は圧縮ゾーンとなってしまう。よって、軸力を限界変形における最小中立軸深さが柱せい/2以下になるように制限する必要がある。

#### 6.4 限界変形の推定

6.3 で圧縮コンクリートの限界歪が定義されたが、これは既に第5章の拘束コンクリートの構成則モデルで終局歪として取り込まれている。よって、部材の限界変形を推定するには次の手順を踏めばよい。

- ① 危険断面位置において軸力と限界歪が決まると、軸力の釣り合いから中立軸位置が決まり、曲率が決まる。
- ② 危険断面位置の曲率から部材変形を求める。

#### 6.5 実験結果との比較

6.4 の方法を用いて、第2章の曲げせん断試験体の最大耐力と限界変形を解析的に求めた。なお、6.4 の②については、ここでは、平石等の提案する式(6.11)を用いる。

$$R = \phi D \left( \frac{3}{4} - \frac{2}{3} \frac{D}{h} \right) \quad (6.11)$$

R : 部材変形角、 $\phi$  : 危険断面位置の曲率、D : 部材せい、h : 部材高さ

解析結果を実験値と比較して表6.1に示す。最大耐力は、解析値が若干高めになっているが、十分な精度で実験値を推定し得るといえる。また限界変形は、一定軸力下

の試験体B1～B7は、高い適合性が確認される。試験体B8は、変動軸力下であるため過小評価となったと考えられる。逆に言えばこのことは、一方向で高軸力下となっても、もう一方向で低軸力下となれば、一定軸力下の場合より高い変形性能が期待できることを示している。

## 6.6 設計法の提案

6.5 までに示した、部材の耐力と変形を評価する方法を用いて部材に要求される性能を満たすように設計すればよい。部材の満たすべき性能は以下のように設定した。

- ① 限界変形角は、1/50以下とする。
- ② 限界変形までに断面の平均軸歪度  $\varepsilon_a$  (式(6.12)) が1/50に達しないようにする。
- ③ 最小中立軸深さ(限界変形時の中立軸深さ) が部材せいの半分以下となるようにする。

$$\varepsilon_a = \varepsilon_c - \frac{D\phi}{2} \quad (6.12)$$

①は、地震応答により層間変形角が1/50程度まで生じる可能性があると考えて設定した。

②は、柱の性能が充分でも軸変形が大きくなると、建物の使用性が低下することを考慮して設定した。

③は、部材断面中央部が常に高軸力下の圧縮となると小変形の繰り返しによって崩壊に至るという事実に基づき、設定した。

よって、設計の手順は以下ようになる。

- (1) 使用材料、部材断面寸法、配筋、軸力比を仮定する。
- (2) 式(5.56)と式(5.59)を連立させて圧縮コンクリートの終局歪を求める。
- (3) 式(6.1)～式(6.2)から軸力の釣り合いを満たすように、限界変形時における中立軸位置/部材せい  $X_{n1}$ を定め、式(6.3)から曲率、式(6.12)から平均軸歪度  $\varepsilon_a$  を求める。
- (4) 以下の3つの制限を満たすように(1)を修正する。
  - ①  $X_{n1} < 0.5$  となるか?
  - ②  $\varepsilon_a < 0.02$  となるか?
  - ③  $R < 0.02$  となるか?
- (5) ①～③を全て満たすまで修正を繰り返す。
- (6) 最大曲げモーメントを求め、設計用モーメントとする。

## 6.7 パラメトリック解析

本節では、部材の設計を行なう際、その大まかな目安を与えるため、コンクリート強度、軸力比、横補強筋比をパラメトリックに変えて解析を行なった。そして、限界変形角、最小中立軸深さおよび軸歪度とコンクリート強度、軸力比、横補強筋比との関係について考察した。

固定因子、変動因子は、次のように設定した。

### ・固定因子

- ① シアスパン比 (2.0)
- ② 主筋配筋 (12-D13、降伏強度：4000kgf/cm<sup>2</sup>)
- ③ 横補強筋強度 (コンクリート強度の10倍)

### ・変動因子

- ・コンクリート強度 (200~1200kgf/cm<sup>2</sup>)
- ・軸力比 (0.1~0.6)
- ・有効横補強筋比 ( $= \alpha \gamma p_w$ ) (0.2~1.6%)

有効横補強筋比とは、横補強筋比 $p_w$ を横補強筋の離散( $\alpha$ )、不整形性(角形など)( $\gamma$ )を考慮して低減したもので第5章で定義されている。ちなみに $\alpha$ は、 $p_w=0.5$ ~1.0%程度で0.8~0.9程度、 $\gamma$ は角形フープでは0.4程度、中子付きフープで0.7~0.9程度の値である。

解析結果のうち、限界変形角を図6.7に示す。この結果は、横補強筋強度がコンクリート強度に比例して(10倍)設定してあるのでそのことを念頭に入れて見る必要がある。

まずコンクリート強度の影響(1)、(2)について見ると、

・線はいずれも右下がりになっており、コンクリート強度に比例させて横補強筋強度を上げただけでは普通強度コンクリートと同等の変形性能を得るには不充分であることがわかる。

次に軸力比の影響(3)、(4)について見ると、

・線はいずれも右下がり軸力比を抑えるにつれて大きな変形性能が得られる。  
・線は、軸力比が小さくなるにつれて傾きが大きくなり、特に軸力比0.2~0.3程度で

大きく変化する。従って軸力比を0.3程度に抑えるのが大きな変形性能を得るのに効果がある。

・以上の傾向のコンクリート強度による大きな違いは見られないが、これは横補強筋強度をコンクリート強度に比例させて設定しているためと考えられる。

・しかし、 $\sigma_{\text{H}} = 200$  (kgf/cm<sup>2</sup>) と  $\sigma_{\text{H}} = 1200$  (kgf/cm<sup>2</sup>) を比較すると(3)から、限界変形角2%付近ではほぼ軸力比0.1異なれば同等であることがわかる。

最後に有効横補強筋比の影響(5)、(6)について見ると、

・線はいずれも右上がりになっており、その傾きは直線的ではほぼ $\rho_{\text{H}}'$ に比例した変形性能が得られることがわかる。

・軸力比が大きくなるほど傾きが小さくなり横拘束による効果が小さくなることがわかる。

・ $\sigma_{\text{H}} = 200$  (kgf/cm<sup>2</sup>) と  $\sigma_{\text{H}} = 1200$  (kgf/cm<sup>2</sup>) を比較すると(5)から、限界変形角2%付近ではほぼ有効横補強筋比が2倍程度ではほぼ限界変形角が同等であることがわかる。

解析結果のうち、限界変形時の(最小の)中立軸深さを部材せいで規準化したものを図6.8に示す。

まずコンクリート強度の影響(1)、(2)について見ると、

・線はいずれも右上がりになっており、コンクリート強度に比例させて横補強筋強度を上げただけでは不充分という限界変形角と同様の傾向が見られる。

次に軸力比の影響(3)、(4)について見ると、

・線はいずれも右上がり軸力比を抑える効果が見られる。

・コンクリート強度による大きな違いは見られないが、これは横補強筋強度をコンクリート強度に比例させて設定しているためと考えられる。

・しかし、 $\sigma_{\text{H}} = 200$  (kgf/cm<sup>2</sup>) と  $\sigma_{\text{H}} = 1200$  (kgf/cm<sup>2</sup>) を比較すると(3)から、最小中立軸深さ0.5付近ではほぼ軸力比0.1異なれば同等であることがわかる。

最後に有効横補強筋比の影響(5)、(6)について見ると、

・線はいずれも右下がりになっており、横補強筋比の効果が見られるが、限界変形角の場合ほどその効果は大きくない。

・ $\sigma_{\text{H}} = 200$  (kgf/cm<sup>2</sup>) と  $\sigma_{\text{H}} = 1200$  (kgf/cm<sup>2</sup>) を比較すると(5)から、限界変形角0.5付近ではほぼ有効横補強筋比が2倍程度ではほぼ最小中立軸深さが同等であることがわかる。

以上総合的に述べると、次のようになる。

・限界変形角を大きくするには横補強筋比を大きくする、最小中立軸深さを抑えるには、軸力比を小さくすることが効果がある。

・圧縮強度 $1200\text{kgf/cm}^2$ 程度のコンクリートを用いた柱において、圧縮強度 $200\text{kgf/cm}^2$ 程度のコンクリートを用いた柱と同程度の変形性能を得るには、横補強筋比を同じとすると横補強筋強度を10倍にし、軸力比を0.1落とす、また、軸力比を同じとすると横補強筋強度を10倍にし、有効横補強筋比を2倍にする、というのが大まかな目安となろう。

なお軸歪度については、この解析の範囲では2%を越えたものはわずか（高軸力で横補強筋比が小さいもの）であったので、考察は省略する。しかし、限界変形角、最小中立軸深さの制限を満たしても、軸歪度が2%を越える場合もあると考えられるのでこれを考慮する必要がある。

## 6.8 まとめ

① 第2章 曲げせん断実験結果の軸変形の水平変形に対する変化を考察した結果、軸変形が急増する点の存在が指摘され、この点で軸力支持能力が低下しているとともに、水平耐力が明確に低下していることがわかった。

② 柱の水平力に抵抗するとともに軸力を支えるという機能、軸力を支えているという重要性を勘案し、この点を限界変形点と定義した。

③ 曲げせん断実験の結果と第3章 中心圧縮実験の結果を対比させることによって、限界変形時の圧縮コンクリートの性状について考察した。その結果、限界変形点は圧縮コンクリートの平均軸応力度が最大になる時に対応することがわかり、このことを解析的にも証明した。そして、この時の歪度を限界変形点に対応する限界歪を定義した。

④ 曲げせん断力と軸力を受ける部材の設計法、即ち、必要な性能を得るための必要横補強筋量の算定法について示した。

⑤ 第5章の拘束コンクリートの構成則モデルと本章の限界歪の定義を用いてパラメトリック解析を行ない、設計の目安を示すとともに限界変形角のコンクリート強度、横補強筋、軸力比との関係について考察した。

⑥ その結果おおよそであるが、圧縮強度 $1200\text{kgf/cm}^2$ 程度のコンクリートを用いた柱において、圧縮強度 $200\text{kgf/cm}^2$ 程度のコンクリートを用いた柱と同程度の変形性能を得るには、横補強筋比を同じとすると横補強筋強度を10倍にし、軸力比を0.1落とす、また、軸力比を同じとすると横補強筋強度を10倍にし、有効横補強筋比を2倍にする、というのが大まかな目安が得られた。

表6.1 曲げせん断試験体の最大耐力、限界変形角および  
限界変形時の曲げ耐力の実験値と解析値の比較

試験体	最大耐力 (tonf)		限界変形角 (%)	
	実験値	解析値	実験値	解析値
B1	41.0	44.1	1.61	1.68
B2	41.8	44.9	2.53	2.35
B3	43.6	43.9	1.41	1.18
B4	40.5	44.2	2.26	2.16
B5	40.2	43.7	1.43	1.28
B6	42.5	44.7	1.40	1.49
B7	39.0	42.3	1.12	1.50
B8	38.8	42.0	2.62	1.66

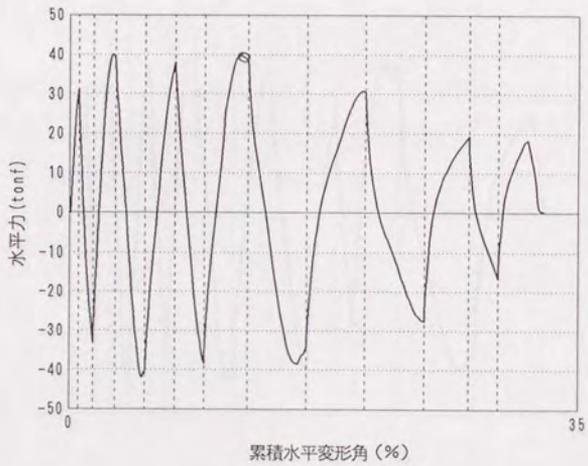
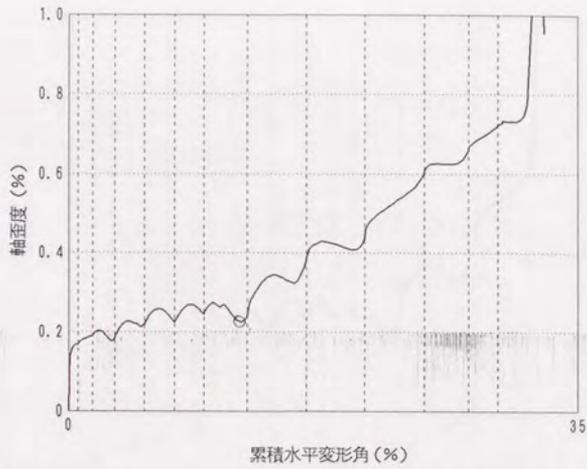


図6.1-1 軸歪度、水平力と累積水平変形角 (試験体B1)

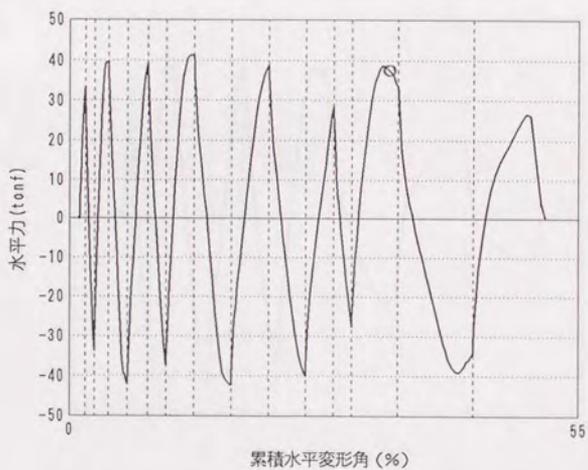
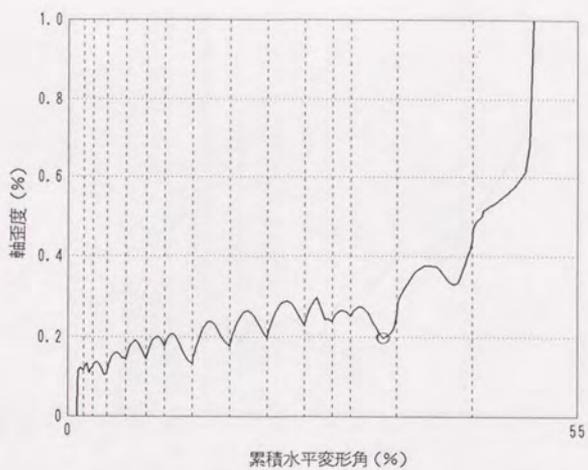


図6.1-2 軸歪度、水平力と累積水平変形角（試験体B2）

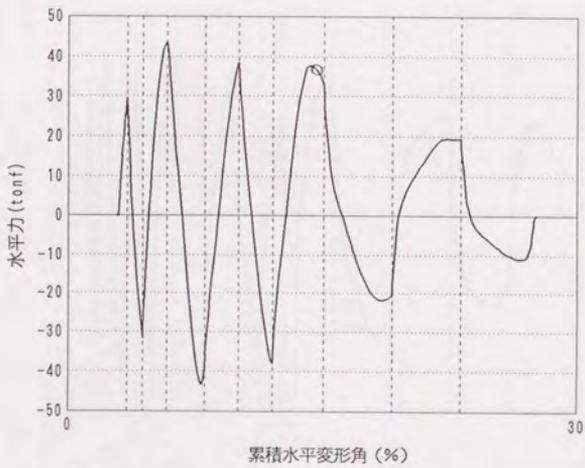
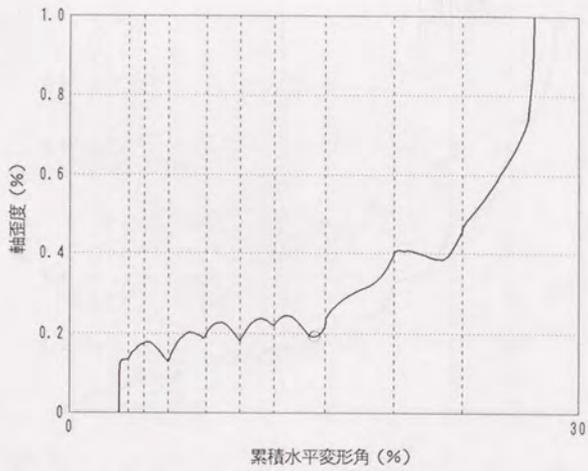


図 6.1-3 軸歪度、水平力と累積水平変形角 (試験体 B3)

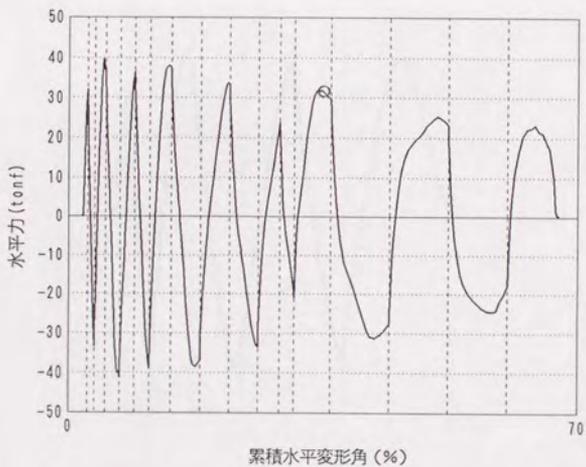
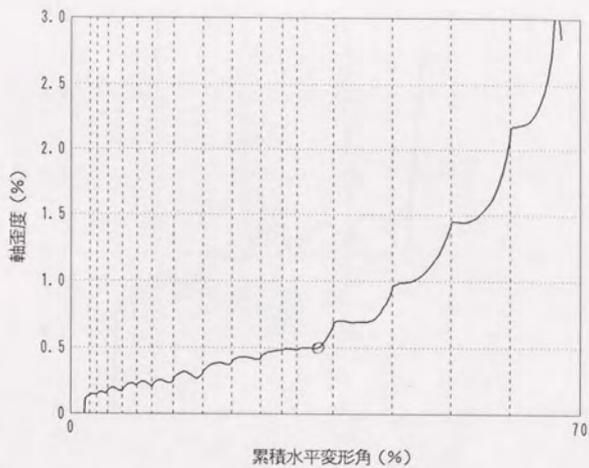


図 6.1-4 軸歪度、水平力と累積水平変形角 (試験体 B4)

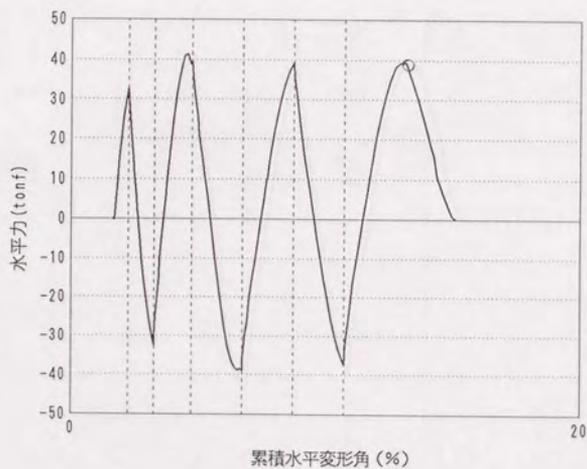
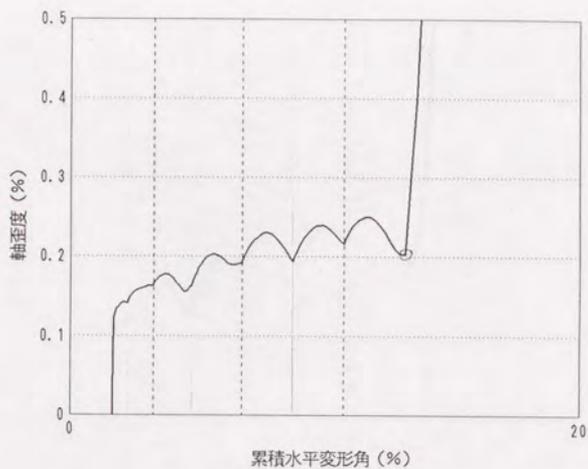


図6.1-5 軸歪度、水平力と累積水平変形角 (試験体B5)

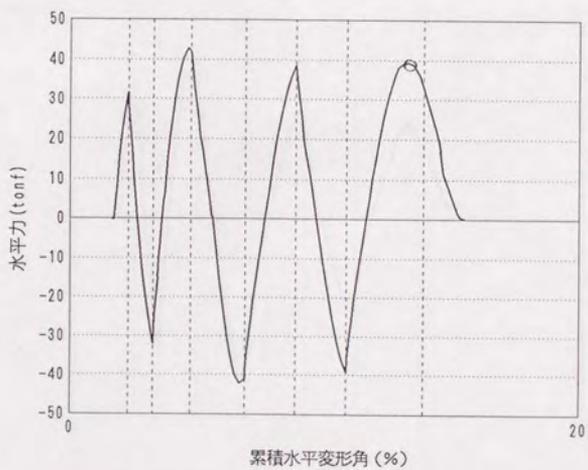
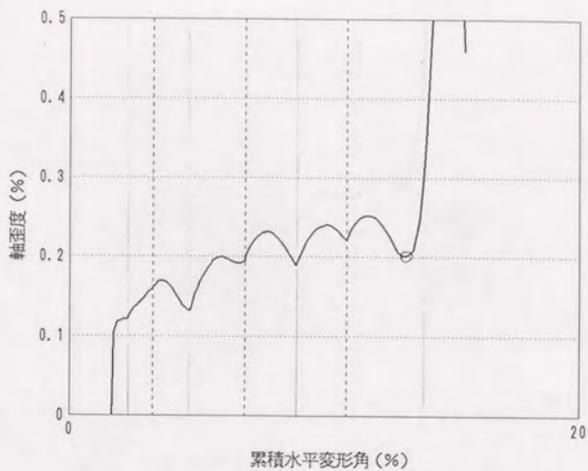


図6.1-6 軸歪度、水平力と累積水平変形角 (試験体B6)

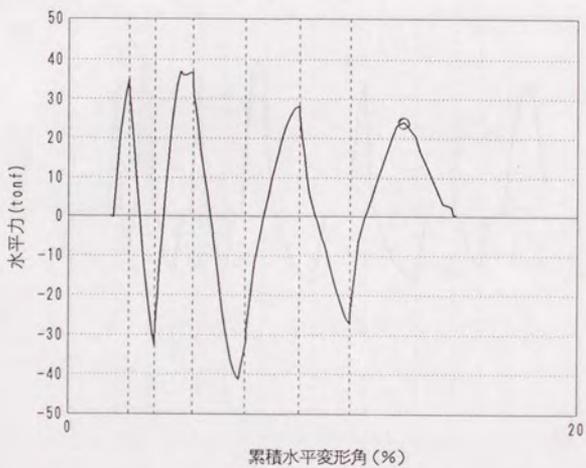
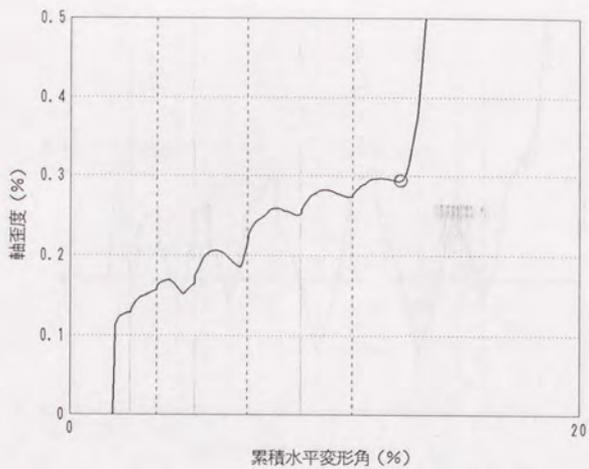


図6.1-7 軸歪度、水平力と累積水平変形角 (試験体87)

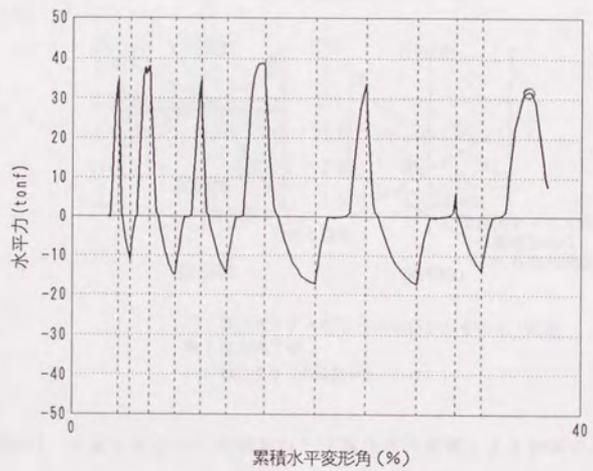
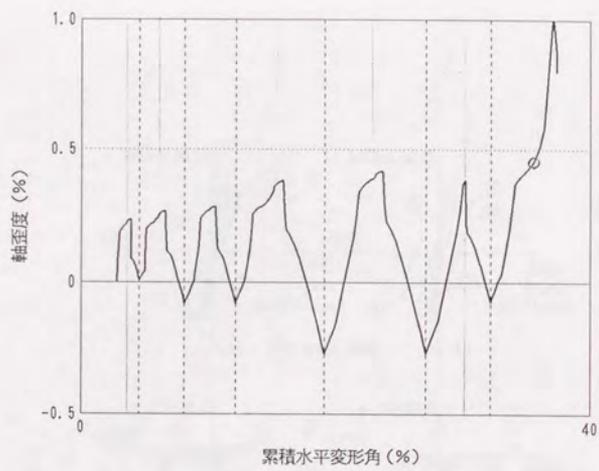


図 6.1-8 軸歪度、水平力と累積水平変形角 (試験体 88)

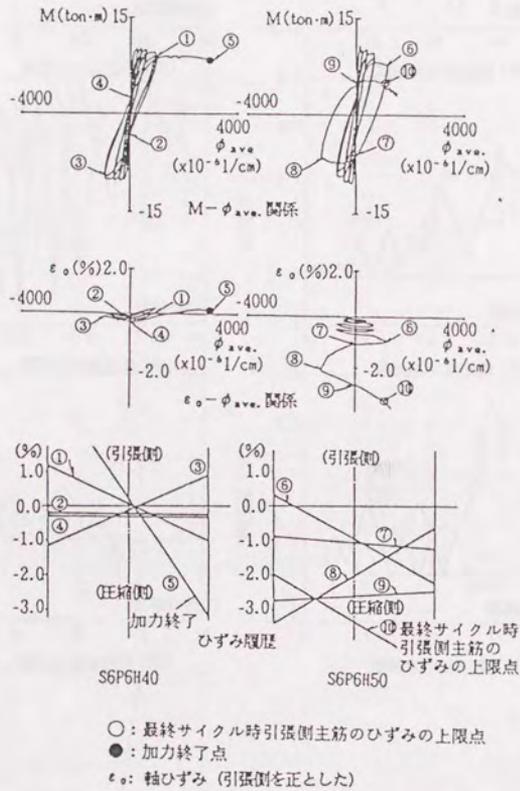


図6.2 平石らによって指摘された圧縮領域の重複による軸歪の進行[68]

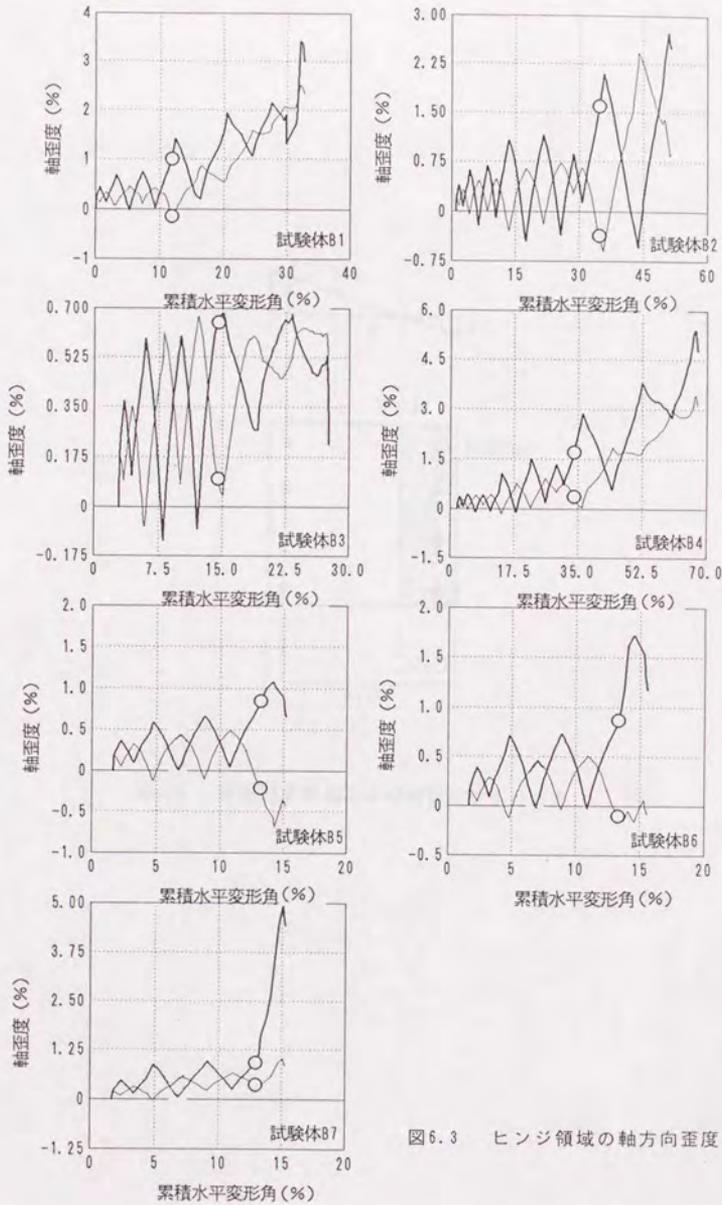


図6.3 ヒンジ領域の軸方向歪度

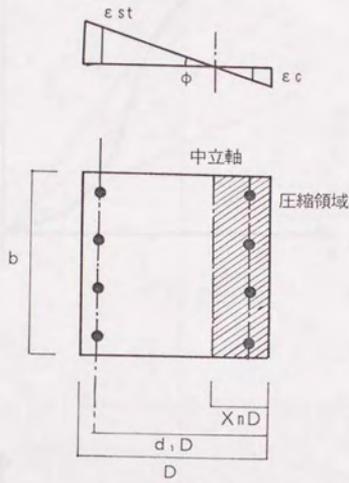


図6.4 解析対象断面および断面のひずみ分布

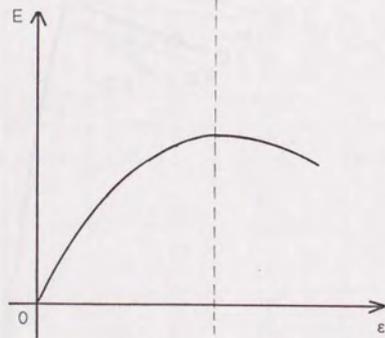
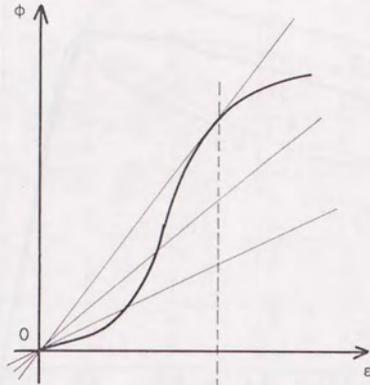


図6.5 曲率-圧縮歪関係と平均軸応力度の対応

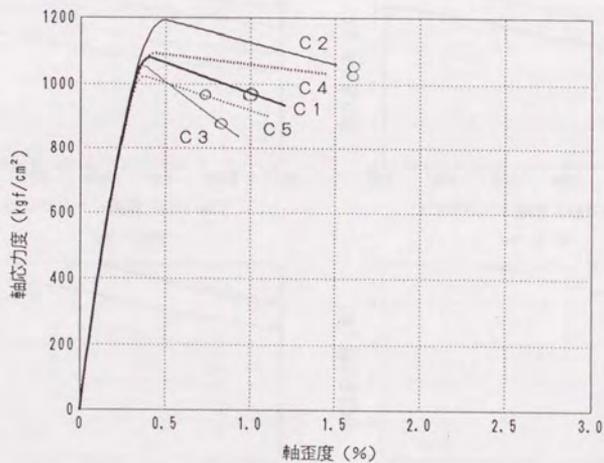
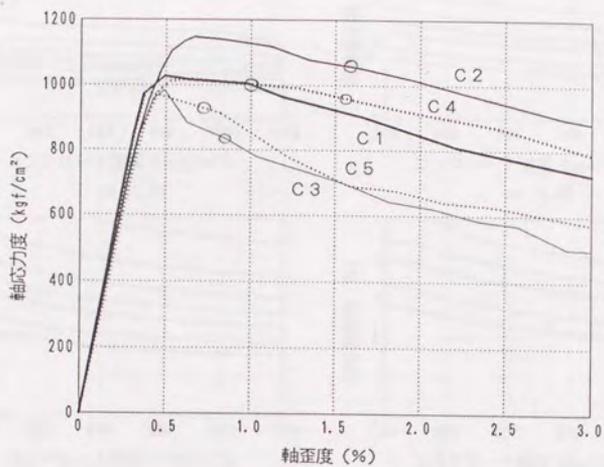


図 6. 6 中心圧縮実験結果の軸応力度—軸歪度関係と限界変形点の対応

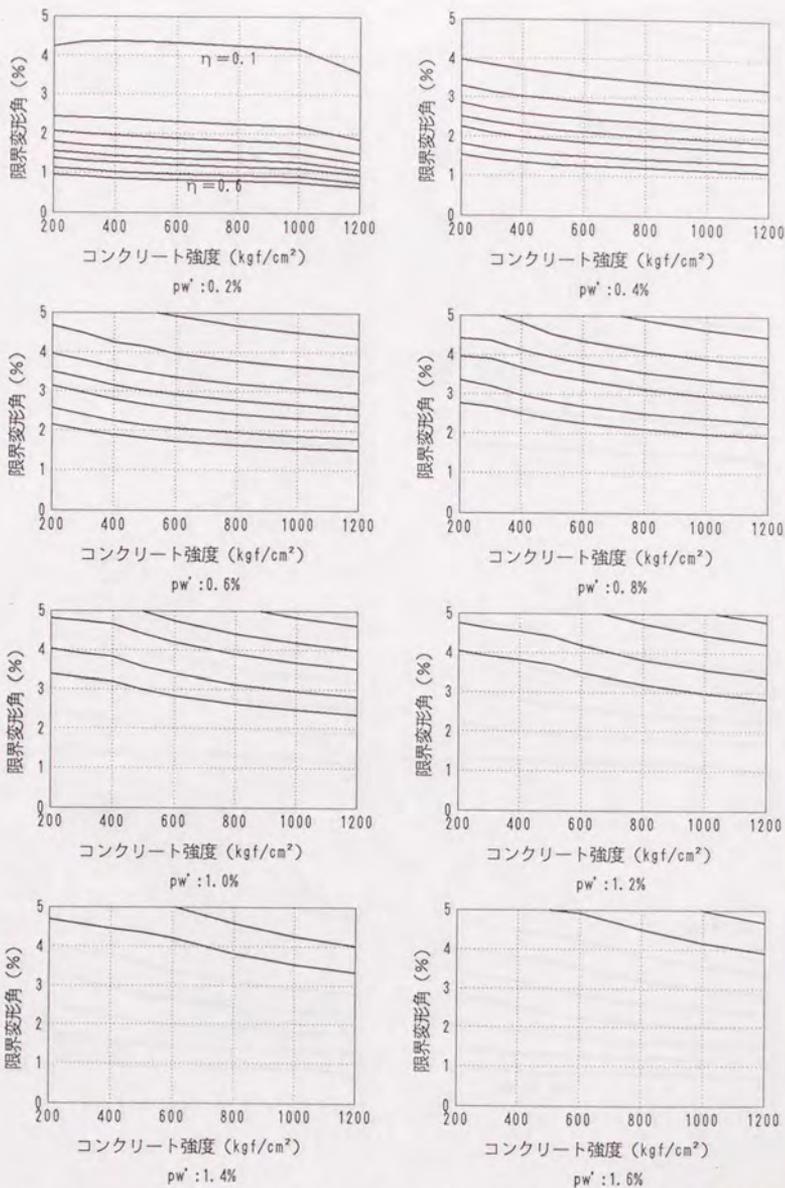


図 6.7-1 パラメトリック解析結果 (限界変形角) (1) コンクリート強度の影響  
線の違い: 軸力比、図の違い: 有効横拘束筋比

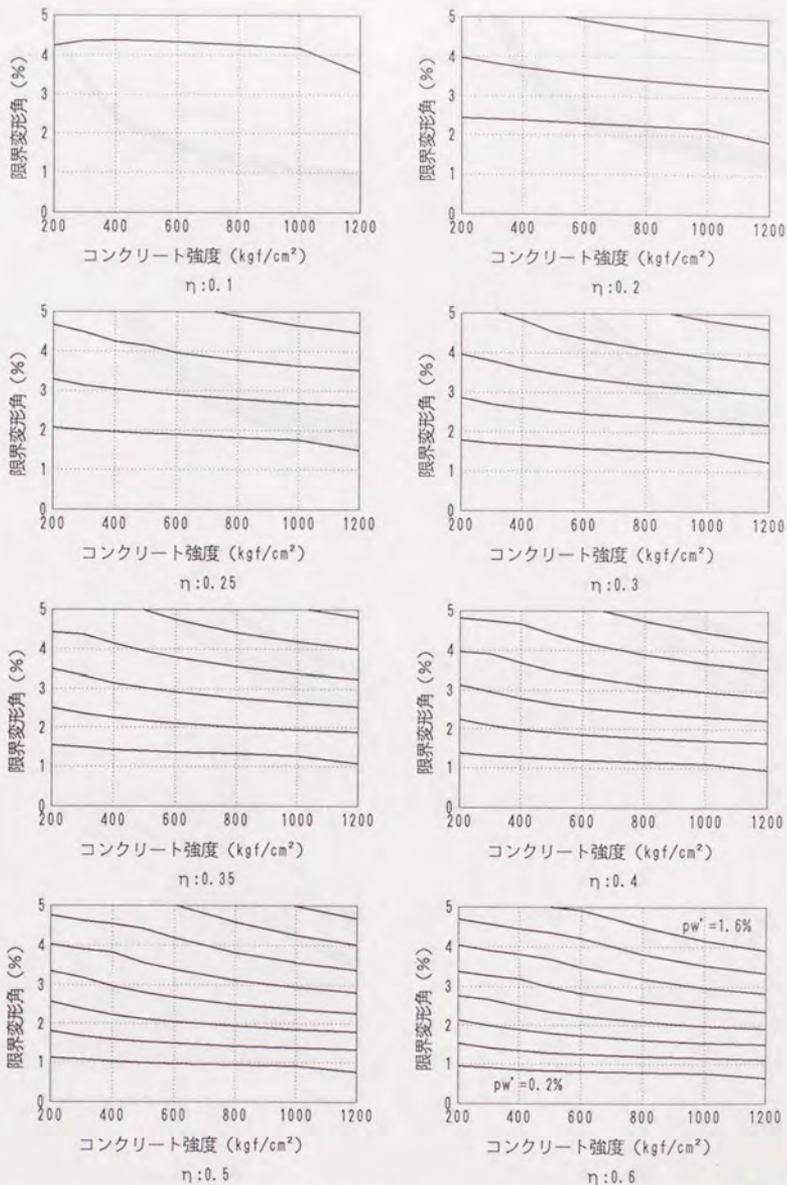


図 6.7-2 パラメトリック解析結果 (限界変形角) (2) コンクリート強度の影響  
線の違い: 有効横拘束筋比、図の違い: 軸力比

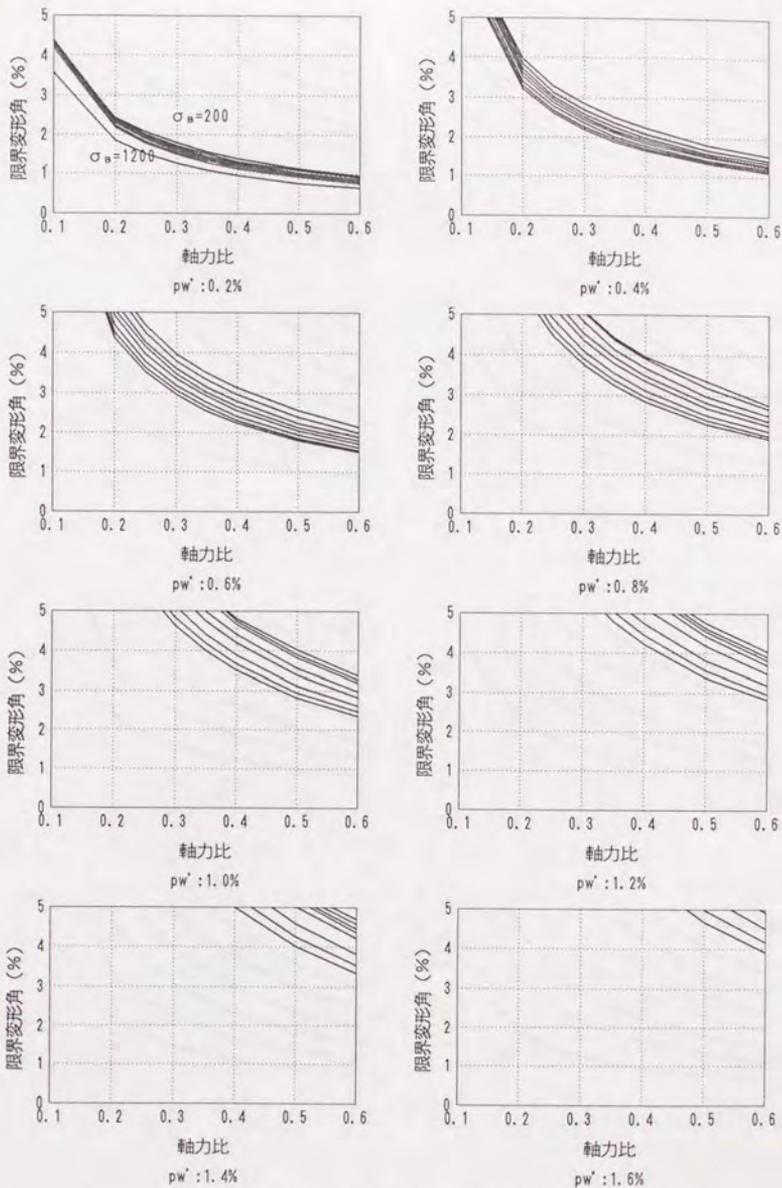


図6.7-3 パラメトリック解析結果(限界変形角)(3) 軸力比の影響  
線の違い: コンクリート強度、図の違い: 有効横拘束筋比

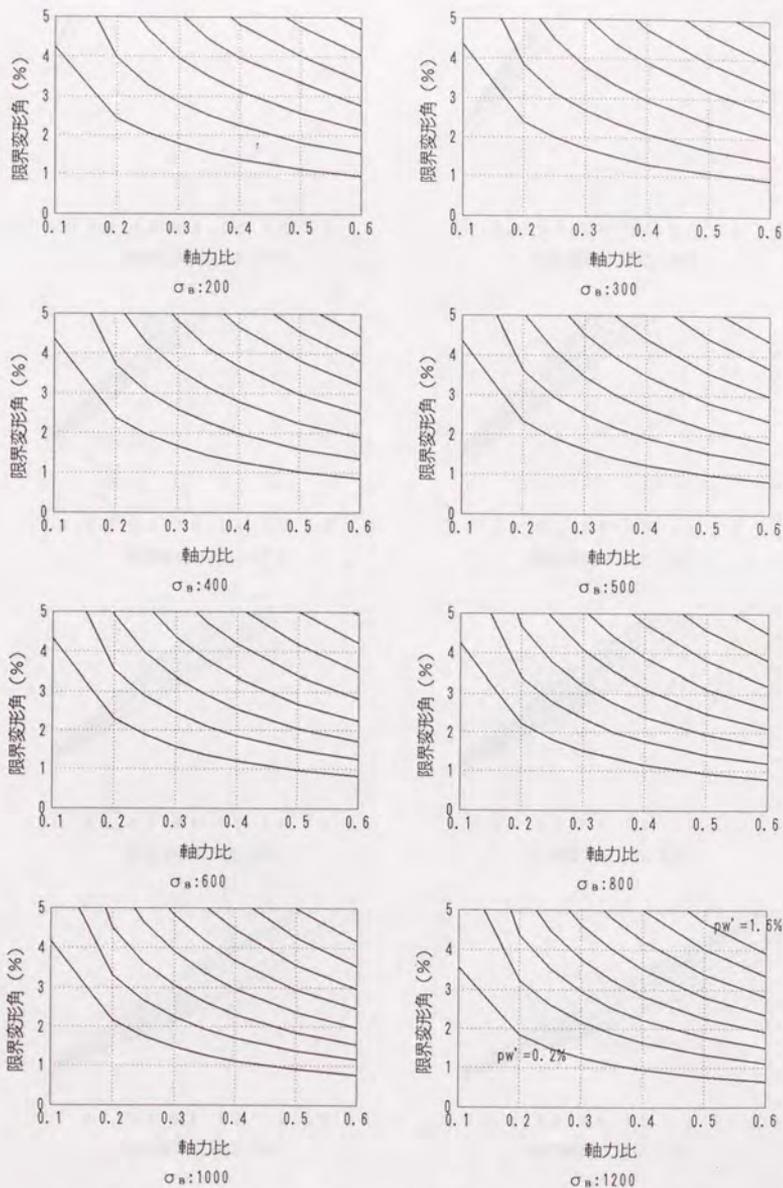


図 6.7-4 パラメトリック解析結果 (限界変形角) (4) 軸力比の影響線の違い: 有効横拘束筋比、図の違い: コンクリート強度

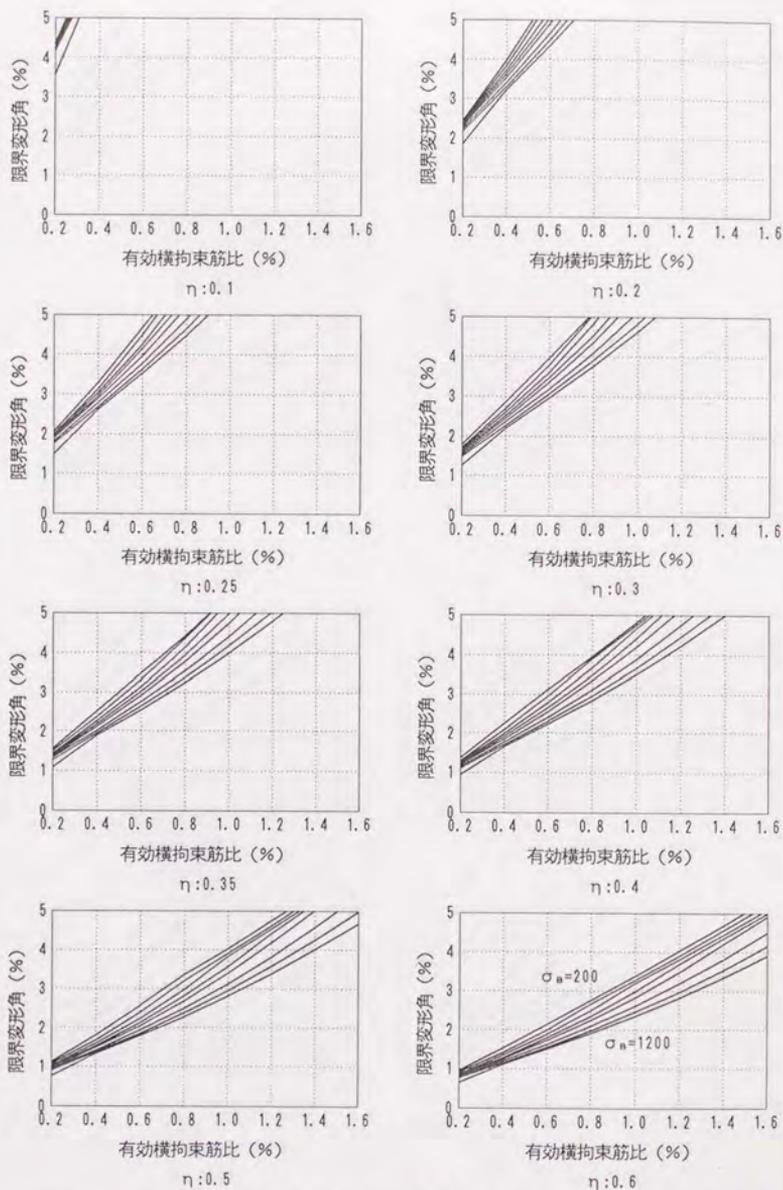


図6.7-5 パラメトリック解析結果(限界変形角) (5) 有効横拘束筋比の影響  
線の違い: コンクリート強度、図の違い: 軸力比

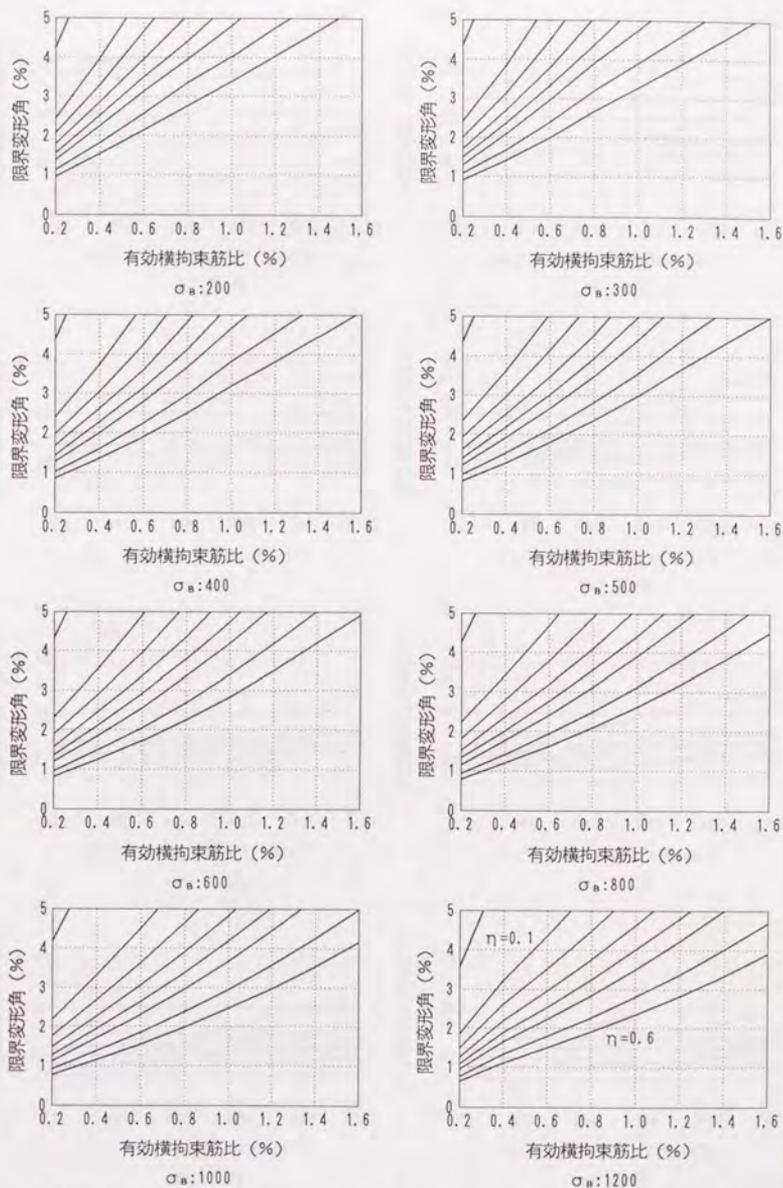


図6.7-6 パラメトリック解析結果(限界変形角) (6) 有効横拘束筋比の影響線の違い: 軸力比、図の違い: コンクリート強度

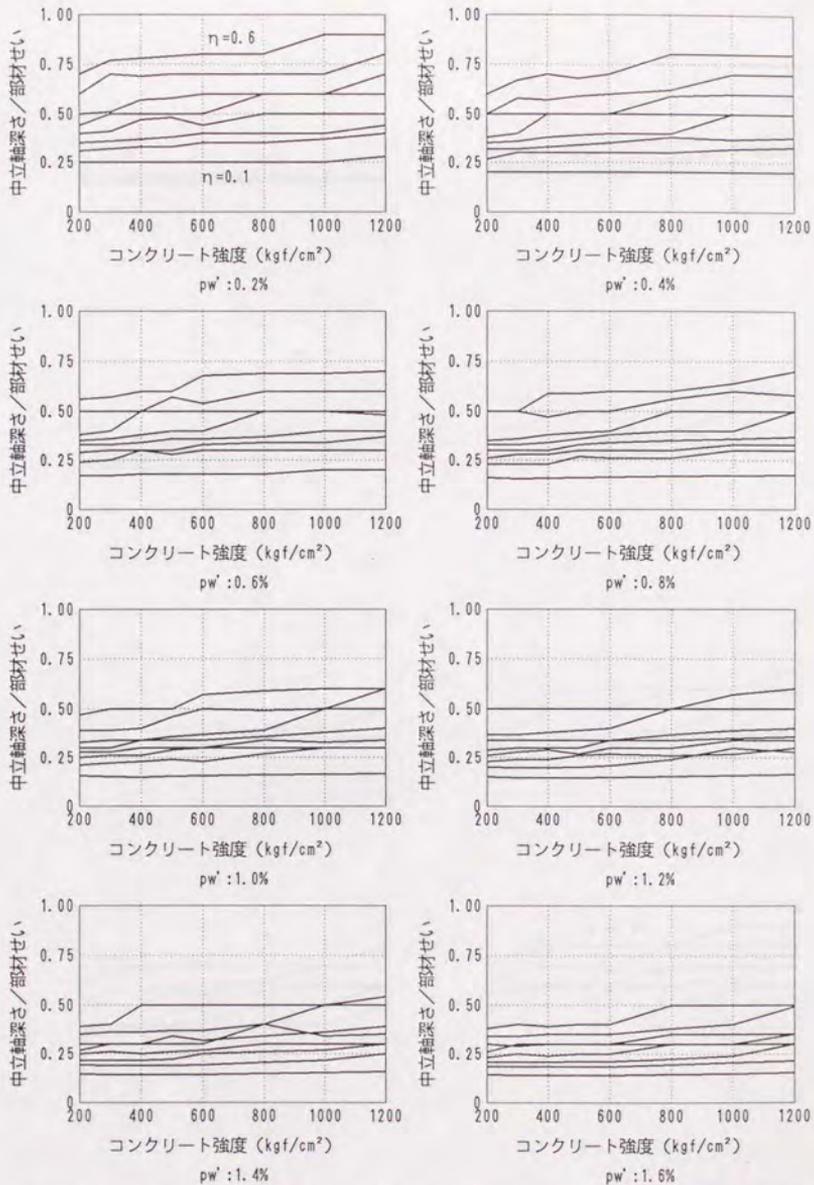


図 6.8-1 パラメトリック解析結果 (最小中立軸深さ) (1) コンクリート強度の影響線の違い: 軸力比、図の違い: 有効横拘束筋比

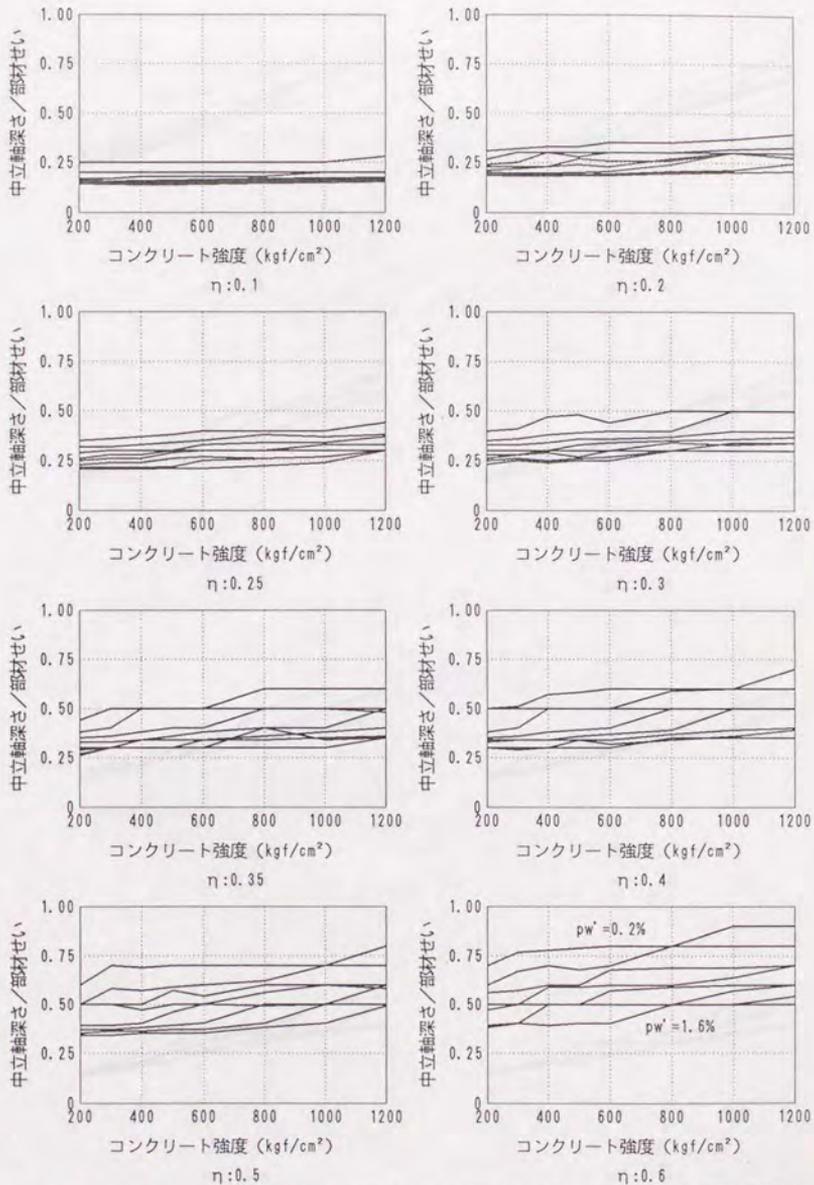


図 6.8-2 パラメトリック解析結果 (最小中立軸深さ) (2) コンクリート強度の影響  
 線の違い: 有効横拘束筋比、図の違い: 軸力比

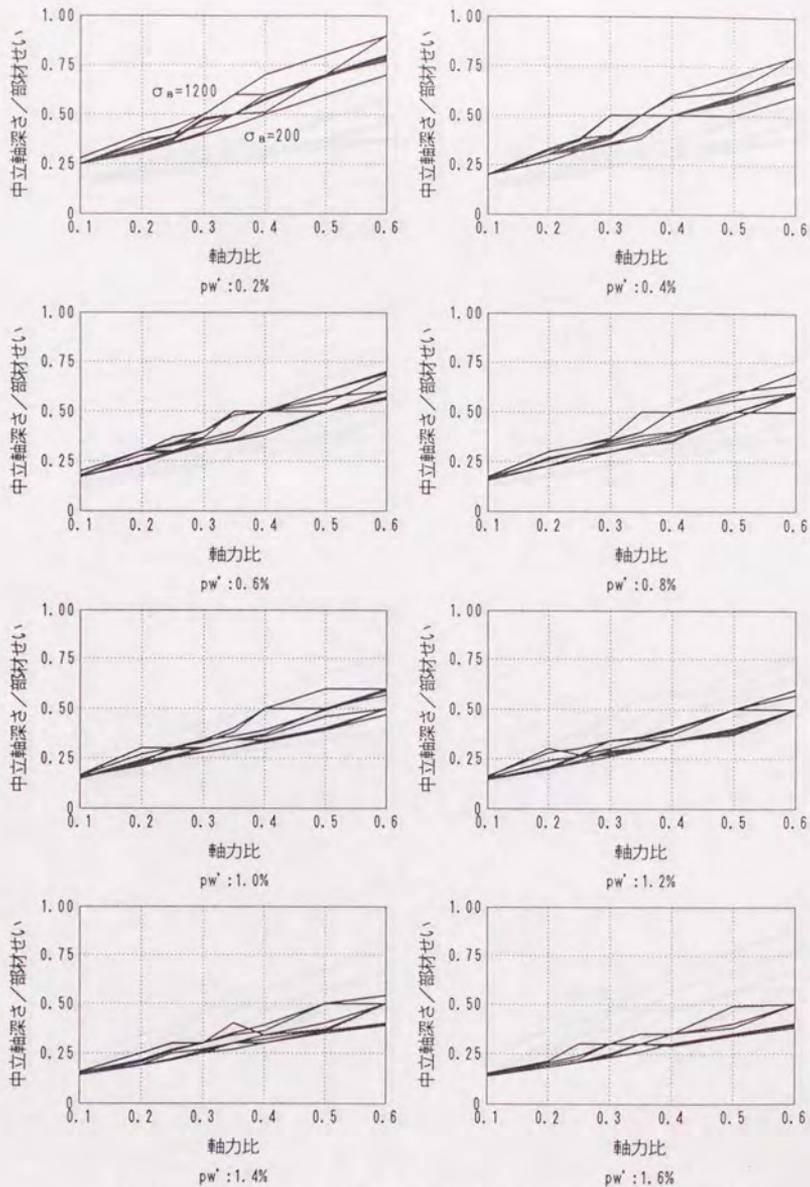


図6.8-3 パラメトリック解析結果(最小中立軸深さ)(3)軸力比の影響  
線の違い:コンクリート強度、図の違い:有効横拘束筋比

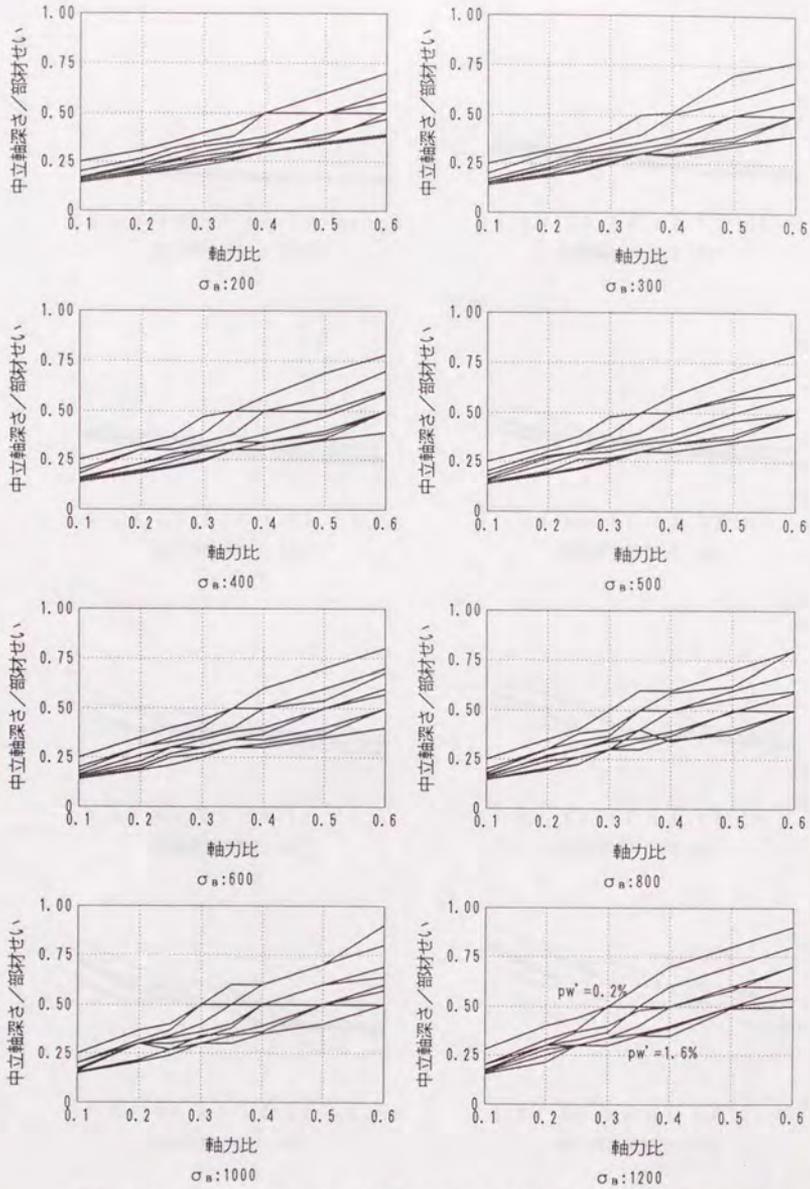


図6.8-4 パラメトリック解析結果(最小中立軸深さ)(4) 軸力比の影響  
線の違い: 有効横拘束筋比、図の違い: コンクリート強度

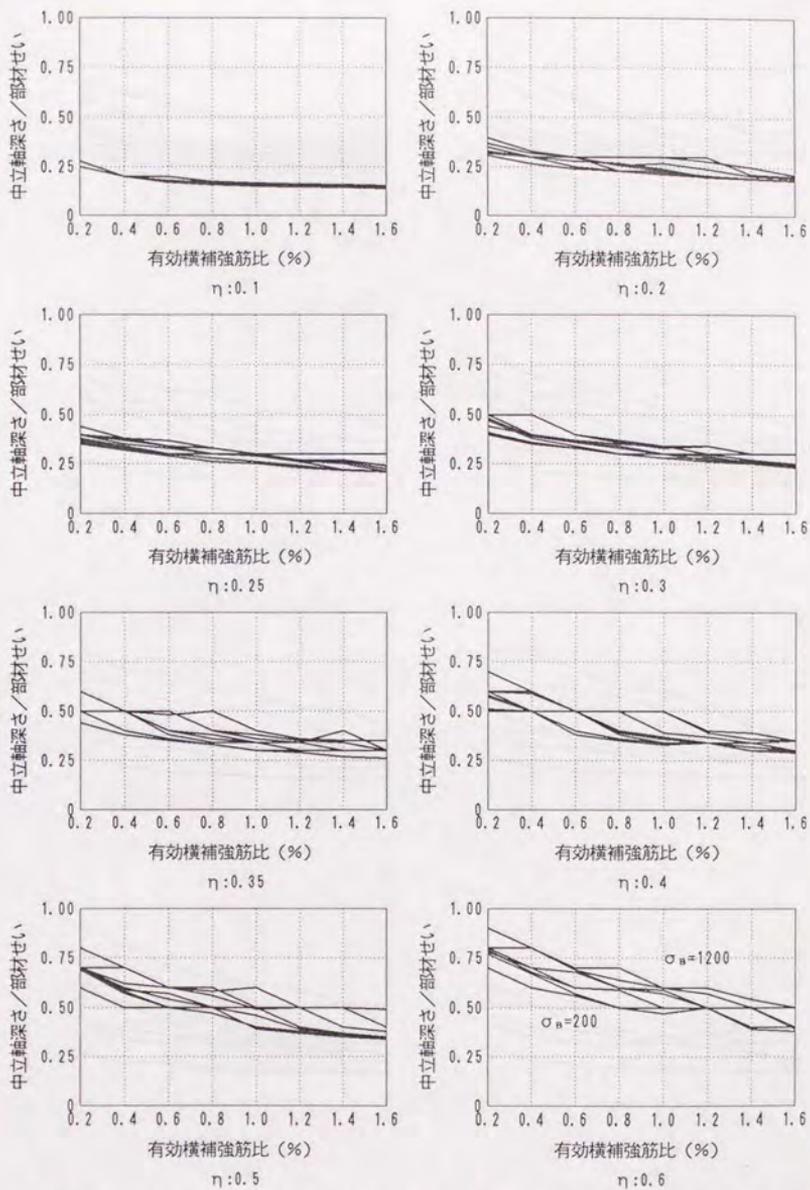


図6.8-5 パラメトリック解析結果(最小中立軸深さ)(5) 有効横拘束筋比の影響線の違い: コンクリート強度、図の違い: 軸力比

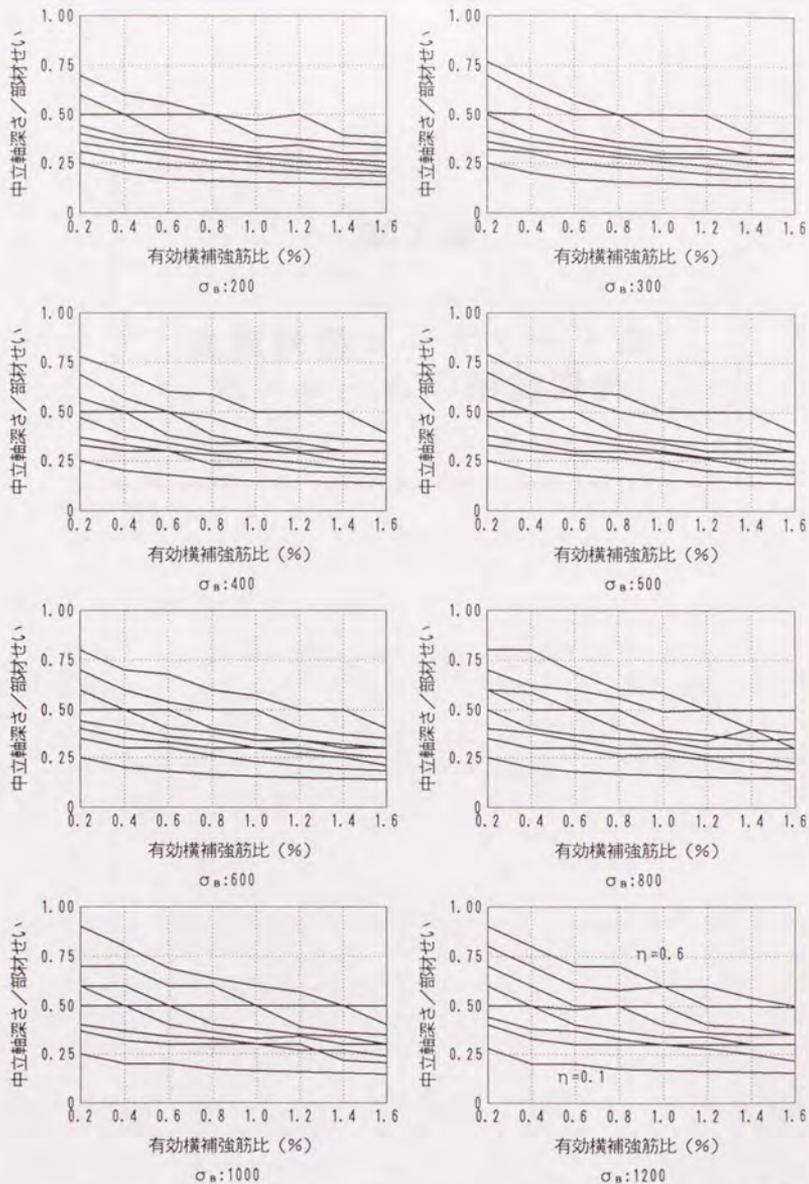


図6.8-6 パラメトリック解析結果(最小中立軸深さ)(6)有効横拘束筋比の影響  
線の違い:軸力比、図の違い:コンクリート強度

## 第 7 章

# 高層鉄筋コンクリート造 純フレームの耐震設計

## 第7章 高層鉄筋コンクリート造純フレームの耐震設計

### 7.1 解析の目的

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造建物を実現するには、高強度材料を用いた部材の設計法とともに、フレームの耐震設計法を開発する必要がある。そこで本章では、高強度コンクリートを用いた超高層鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計を行ない、静的非線形解析および動的地震応答解析を通して、その耐震性能の目標を満たすためのいくつかの耐震規定について検討した。

具体的には、フレームの満たすべき耐震性能の目標を、建築物の耐用年限中に1回経験する可能性のある大地震動が作用した時、

- ① 梁端の塑性率は4程度以下、1階柱脚の塑性率は2程度以下とする、
- ② 層間変形角は1/100程度以下とする、
- ③ 対象フレームの崩壊機構は原則として梁曲げ降伏先行型とする、

と設定し[80]、それぞれの目標を満たすために

- ① 塑性ヒンジの応答を許容塑性率に収めるためのフレームの必要保有水平耐力
- ② 高強度コンクリートを用いることによって断面が縮小化し、剛性が低減することの影響
- ③ フレームの崩壊機構を確保するための設計用柱応力の動的割増率

について検討した。

### 7.2 対象建物

対象建物は、整形な平面純フレームで、30層共同住宅、60層共同住宅、30層事務所の3種類とした。そして、それぞれについて断面を太いものと細いものの2種類設定し、全部で6種類とした。各建物の断面寸法は、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[2](以下指針と呼ぶ)に従い、以下の条件を満たすように設定した。

- ① 設計用地震力によるフレームの層間変形角は1/200以下とする。
- ② 柱の軸力比(=軸力/全断面積/コンクリート圧縮強度)は1/3以下とする。
- ③ 鉄筋の取まりを考慮する。

断面が細いものはこれらの条件をぎりぎり満たす値とし、太いものは細いもののほぼ 1.5 倍の断面積とした。また、剛性が層の上下方向で急激に変化しないように上層の部材の断面寸法を設定した。なお 30 層共同住宅に対しては、断面の太いものとして、現存する鉄筋コンクリート造高層建物に相当する、圧縮強度  $400 \text{ kgf/cm}^2$  程度のコンクリートを用いた建物とした。検討の結果、断面寸法はほぼ条件②によって決まった。

対象建物の一覧を表 7.1 に、各建物の部材断面寸法を表 7.2 に示す。建物の名称は左のアルファベットが用途 (Apartment: 共同住宅、Office: 事務所)、数字が層数、右のアルファベットが断面寸法の太さ (Slim: 細い、Broad: 太い) を表わしている。なお、事務所に関しては長辺方向のみを対象とした。スラブ厚は全建物共通で  $15 \text{ cm}$  とした。

使用コンクリートは、圧縮強度  $270 \sim 800 \text{ kgf/cm}^2$  のものとし、コンクリートの初期剛性は、Carrasquilloらによる次の関係式 [7] により算定した。

$$E_c = 10600 \sqrt{\sigma_n} + 70000 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (7.1)$$

$E_c$ : 初期剛性 ( $\text{kgf/cm}^2$ )、 $\sigma_n$ : 圧縮強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

### 7.3 フレームの設計法

フレームの設計は、まず鉛直力と地震力の両方に対して行なったが、事務所建物において梁の配筋が鉛直力によって決まり、余剰の保有水平耐力をもつことがわかったので、地震の応答性状を正確に把握するために敢えて地震力のみについて設計した。

設計法は線形応力解析のみに基づくものとした [81]。設計手順を以下に示す。

(1) 外力分布を逆三角形とし、梁の剛性を低下 (0.3 倍) させた線形解析により設計用応力を定める。

(2) 梁および 1 階柱脚の耐力は設計用応力に等しくする。

(3) 1 階柱脚を除く柱の耐力は塑性ヒンジの回転に伴うスラブの有効幅の拡大による耐力上昇を考慮して割り増した値とする [81]。

スラブの配筋は、SD30 ( $\sigma_y = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ ) を用い、共同住宅が D13, D10 交互 @200 ダブル、事務所が D13 @200 ダブルとした。

(4) 1 階の柱は柱脚に塑性変形を許容するが、梁に比べて許容塑性率が 2 と小さいため、剛性は低下させない。

(5) 設計用地震力は、式 (7.2) によった [81]。

$$C_n = 5 / (28 \cdot T^{1.4}) \quad (7.2)$$

$C_n$ : 設計用ベースシア係数、 $T$ : 弾性 1 次固有周期 (秒)

式(7.2)は、フレームを一自由度系に置換して動的応答解析を行ない、フレームの梁の塑性率が4程度に収まるように設定したスペクトルである。この設計用地震力スペクトルを図7.1に示す。また、各建物の弾性1次固有周期と式(7.2)により算定した設計用ベースシア係数を表7.1に示してある。

(6)最終的な部材耐力は、学会規準[1]の最小主筋量の規定、柱主筋が接合部上下で等配筋となることを考慮して設定し、フレームが余剰の耐力をもつことのないよう、配筋は敢えて行なわない。最小主筋量に相当する降伏モーメントの算定は、鉄筋にSD35を用い、規格強度 $3500\text{kgf/cm}^2$ をもつとして学会規準の略算式によった。

動的効果はその影響を見るため敢えて考慮せず、2方向地震力は平面フレームなので考慮しなかった。

各階の重量は、高強度コンクリートの使用に伴う断面の縮小による重量の低減の影響を見るため、精算値とした。各建物の各階の重量を表7.3に示す。

設計結果の各建物の部材耐力を表7.4に示す。

なお確認のために、主筋にSD35、せん断補強筋にSBPD 130/145を用いて、各部材のせん断、付着に対する設計、柱・梁接合部に対する設計を指針[2]に基づいて行なった。指針の高強度コンクリートに対する適合性は、せん断設計については安全側であることが示されている[75]。その結果は、断面が細い建物においても充分配筋可能なものとなった。

#### 7.4 フレームのモデル化

設計されたフレームを次のようにモデル化した。

- ・部材は端部に剛域をもった線材に置換する。
- ・剛域端位置については、対象とするフレームは梁曲げ降伏先行型の崩壊機構となり、梁は塑性変形が進む一方、柱はひび割れ程度に留まるため、梁が柱面位置、柱が梁面から柱せいの1/4内側にはいった位置[1]とした。
- ・フレーム全体は、無限均等フレームから内柱1本とそれに付く梁を、梁の中央から切り出したモデルとした(図7.2)。
- ・部材の塑性曲げ変形は部材端の回転バネに集中させ、履歴モデルはTakedaモデル[82]を用いた(図7.3)。
- ・降伏モーメントは設計用モーメントとし、ひび割れモーメントは菅野式[84]により算定し、降伏時の剛性低下率 $\alpha_y$ は0.3とした。
- ・塑性ヒンジの降伏後の剛性 $\beta \cdot k$ は、塑性率4でモーメントが塑性ヒンジの回転による耐力上昇を考慮して割り増した値になるように設定し、1階柱脚以外の柱端はフ

レームが梁曲げ降伏先行型の崩壊機構を形成するために十分な耐力をもつものとして第2剛性と等しくした。

- ・除荷剛性低下指数は0.4とした。
- ・P- $\Delta$ 効果は考慮しなかった。
- ・1階柱脚は固定とした。
- ・各階の質量は床レベルに集中するものとした。

### 7.5 静的非線形解析

外力分布を逆三角形とした静的非線形解析を行なった。頂部変形角と1階柱脚のベースシア係数との関係を図7.4に示す。断面の太いものと細いものとを比較すると、細いものの方が剛性が小さいものの、周期の伸びによる設計用地震力の低減、さらに重量の低減によって地震力が小さくなっているため、設計用地震力時の変形角は太い断面のものと同程度変らない。

### 7.6 動的地震応答解析

各フレームの耐震性能を検討するために、動的地震応答解析を行なった。入力地震動は、建築物の耐用年限中に1回経験する可能性のある大地震動を地動最大速度にして50kineと仮定して3つの強震記録をこの値に基準化して用いた(表7.5)。応答解析手法は、数値積分はNewmark- $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )を用い、時間刻みは0.005(秒)、減衰は弾性時の1次の減衰定数が0.05となる瞬間剛性比例型とした。

梁の塑性率を図7.5に示す。建物A30S、A60Bで耐震設計の目標値4を若干越えているが、全体に4程度以下という耐震設計の目標をほぼ満たしており、しかも最大値は3~4程度と建物によらずほぼ一定値で、式(7.2)の設計用スペクトルの妥当性が確認される。

次に、層間変形角を図7.6に示す。建物A30Sで耐震設計の目標値1/100をやや越えているが、全体に1/100程度以下という耐震設計の目標をほぼ満たしている。また、断面の太い建物と細い建物を比較すると30層の共同住宅では断面の細い建物の応答が太いものより大きくなっているが、それ以外の建物では、断面の細い建物の応答が太いものと変わらないかむしろ小さくなっている場合もある。これは、固有周期が長い超高層建物では、断面の低減による周期の伸びと重量の減少による地震力の低減により、剛性の低下にもかかわらず応答値があまり変化しなかったためである。

ここで、動的解析時の最大層間変形角を1/100以下とするための線形解析時の最大層間変形角の制限値を確認するために、線形解析時の設計用地震力による最大層間変

形角と動的解析時の最大層間変形角の関係を図7.7に示す。両者の間には強い相関があり、線形解析時の最大層間変形角によって動的解析時の最大層間変形角が充分予測可能であることがわかる。図中の2本の線は、動的解析時の最大層間変形角 $1/100$ に線形解析時の最大層間変形角 $1/200$ が対応するとした場合(—)と線形解析時の最大層間変形角 $1/300$ が対応するとした場合(-----)である。

建物A30B、A60S、O30B、O30Sは、動的解析時の最大層間変形角 $1/100$ に線形解析時の最大層間変形角 $1/200$ から $1/300$ が対応しているが、建物A30SとA60Bは、動的解析時の応答が大きくなっていることがわかる。ここで、建物A30SとA60Bの梁の塑性率(図7.5)を見るとその値が他の建物より大きく耐震設計の目標の値程度となっている。つまり、線形解析時と動的解析時の最大層間変形角の関係は、建物の保有水平耐力の影響を受け、保有水平耐力に余裕がなければ、動的応答の最大層間変形角を $1/100$ に収めるための線形解析時の最大層間変形角は、 $1/200$ 程度以下では不十分であることがわかる。

最後に、設計用柱応力の動的割増率について検討した。その結果、柱に生じる曲げモーメントおよびせん断力は、いずれの建物でも算定した部材の耐力を下回り、動的増幅率は指針[2]に示された値よりは、かなり小さくなった。

#### 7.7 まとめ

高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造超高層フレームの耐震設計を行い、静的非線形解析、動的地震応答解析を行なった結果、次のことがわかった：

- ① 一自由度系を用いた動的応答解析により設定した設計用スペクトルに従って設計されたフレームの梁の応答塑性率はほぼ一定値となり、その妥当性が確認された。
- ② 動的応答時の最大層間変形角は、線形解析時の最大層間変形角によって予想が可能であるが、動的応答時の最大層間変形角を $1/100$ に収めるためには、線形解析時の最大層間変形角を $1/200$ より制限する必要がある。
- ③ 固有周期が長い超高層建物では、断面の低減による周期の伸びと重量の減少による地震力の低減により、剛性の低下にもかかわらず層間変形角の応答値はあまり変化しなかった。
- ④ フレームの梁曲げ降伏先行型の崩壊機構を確保するための柱の設計用応力の動的割増率は指針[2]に示された値よりかなり小さくなった。

表7.1 对象建物一覧

ID	Usage	No. of Stories	Span (m)	No. of Stories	Story Height (m)	Column Depth (cm)	Beam Depth (cm)	Beam Width (cm)	Concrete Strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Elastic Design	
										Period	Base Shear Coefficient
A30B	Apartment	30	5 x 5	30	2.8	80~90	80~90	60~70	270~420	0.970	0.187
A30S	Apartment	30	5 x 5	30	2.8	60~70	60~70	40~50	270~800	1.356	0.110
A60B	Apartment	60	5 x 5	60	2.8	80~90	80~90	60~70	270~800	1.785	0.071
A60S	Apartment	60	5 x 5	60	2.8	60~70	60~70	40~50	270~800	2.668	0.037
060B	Office	30	6 x 9	30	3.7	80~90	80~90	60~70	270~800	2.056	0.056
060S	Office	30	6 x 9	30	3.7	60~70	60~70	40~50	270~800	3.176	0.028

表7.2 部材の断面寸法およびコンクリート強度  
(1) フレーム : A30B

柱				梁					
階	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	b (D) (cm)	I (*10-4) (cm <sup>4</sup> )	階	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	D (cm)	b (cm)	φ	I (*10-4) (cm <sup>4</sup> )
30	270.0	80.0	372.7	R	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
29	270.0	80.0	372.7	30	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
28	270.0	80.0	372.7	29	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
27	270.0	80.0	372.7	28	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
26	270.0	80.0	372.7	27	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
25	330.0	80.0	400.8	26	330.0	80.0	60.0	1.45	435.8
24	330.0	80.0	400.8	25	330.0	80.0	60.0	1.45	435.8
23	330.0	80.0	400.8	24	330.0	80.0	60.0	1.45	435.8
22	330.0	80.0	400.8	23	330.0	80.0	60.0	1.45	435.8
21	330.0	80.0	400.8	22	330.0	80.0	60.0	1.45	435.8
20	330.0	85.0	510.8	21	330.0	85.0	65.0	1.41	551.4
19	330.0	85.0	510.8	20	330.0	85.0	65.0	1.41	551.4
18	330.0	85.0	510.8	19	330.0	85.0	65.0	1.41	551.4
17	330.0	85.0	510.8	18	330.0	85.0	65.0	1.41	551.4
16	330.0	85.0	510.8	17	330.0	85.0	65.0	1.41	551.4
15	360.0	85.0	527.5	16	360.0	85.0	65.0	1.41	569.4
14	360.0	85.0	527.5	15	360.0	85.0	65.0	1.41	569.4
13	360.0	85.0	527.5	14	360.0	85.0	65.0	1.41	569.4
12	360.0	85.0	527.5	13	360.0	85.0	65.0	1.41	569.4
11	360.0	85.0	527.5	12	360.0	85.0	65.0	1.41	569.4
10	360.0	90.0	662.9	11	360.0	90.0	70.0	1.38	710.4
9	360.0	90.0	662.9	10	360.0	90.0	70.0	1.38	710.4
8	360.0	90.0	662.9	9	360.0	90.0	70.0	1.38	710.4
7	360.0	90.0	662.9	8	360.0	90.0	70.0	1.38	710.4
6	360.0	90.0	662.9	7	360.0	90.0	70.0	1.38	710.4
5	420.0	90.0	702.4	6	420.0	90.0	70.0	1.38	752.6
4	420.0	90.0	702.4	5	420.0	90.0	70.0	1.38	752.6
3	420.0	90.0	702.4	4	420.0	90.0	70.0	1.38	752.6
2	420.0	90.0	702.4	3	420.0	90.0	70.0	1.38	752.6
1	420.0	90.0	702.4	2	420.0	90.0	70.0	1.38	752.6

表7.2 部材の断面寸法およびコンクリート強度  
(2) フレーム: A30S

柱				梁					
階	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	b (D) (cm)	I (*10 <sup>-4</sup> ) (cm <sup>4</sup> )	階	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	D (cm)	b (cm)	φ	I (*10 <sup>-4</sup> ) (cm <sup>4</sup> )
30	270.0	60.0	117.9	R	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
29	270.0	60.0	117.9	30	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
28	270.0	60.0	117.9	29	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
27	270.0	60.0	117.9	28	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
26	270.0	60.0	117.9	27	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
25	360.0	60.0	131.0	26	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
24	360.0	60.0	131.0	25	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
23	360.0	60.0	131.0	24	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
22	360.0	60.0	131.0	23	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
21	360.0	60.0	131.0	22	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
20	420.0	65.0	191.1	21	420.0	65.0	45.0	1.60	211.3
19	420.0	65.0	191.1	20	420.0	65.0	45.0	1.60	211.3
18	420.0	65.0	191.1	19	420.0	65.0	45.0	1.60	211.3
17	420.0	65.0	191.1	18	420.0	65.0	45.0	1.60	211.3
16	420.0	65.0	191.1	17	420.0	65.0	45.0	1.60	211.3
15	600.0	65.0	219.3	16	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
14	600.0	65.0	219.3	15	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
13	600.0	65.0	219.3	14	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
12	600.0	65.0	219.3	13	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
11	600.0	65.0	219.3	12	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
10	700.0	70.0	313.6	11	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
9	700.0	70.0	313.6	10	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
8	700.0	70.0	313.6	9	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
7	700.0	70.0	313.6	8	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
6	700.0	70.0	313.6	7	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
5	800.0	70.0	330.9	6	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
4	800.0	70.0	330.9	5	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
3	800.0	70.0	330.9	4	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
2	800.0	70.0	330.9	3	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
1	800.0	70.0	330.9	2	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4

表7.2 部材の断面寸法およびコンクリート強度  
(3) フレーム : A608

階	柱			階	梁				
	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	b (D) (cm)	I (*10-4) (cm <sup>4</sup> )		F c (kg/cm <sup>2</sup> )	D (cm)	b (cm)	φ	I (*10-4) (cm <sup>4</sup> )
60	270.0	80.0	372.7	R	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
59	270.0	80.0	372.7	60	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
58	270.0	80.0	372.7	59	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
57	270.0	80.0	372.7	58	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
56	270.0	80.0	372.7	57	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
55	270.0	80.0	372.7	56	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
54	270.0	80.0	372.7	55	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
53	270.0	80.0	372.7	54	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
52	270.0	80.0	372.7	53	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
51	270.0	80.0	372.7	52	270.0	80.0	60.0	1.45	405.3
50	360.0	80.0	413.9	51	360.0	80.0	60.0	1.45	450.0
49	360.0	80.0	413.9	50	360.0	80.0	60.0	1.45	450.0
48	360.0	80.0	413.9	49	360.0	80.0	60.0	1.45	450.0
47	360.0	80.0	413.9	48	360.0	80.0	60.0	1.45	450.0
46	360.0	80.0	413.9	47	360.0	80.0	60.0	1.45	450.0
45	360.0	80.0	413.9	46	360.0	80.0	60.0	1.45	450.0
44	360.0	80.0	413.9	45	360.0	80.0	60.0	1.45	450.0
43	360.0	80.0	413.9	44	360.0	80.0	60.0	1.45	450.0
42	360.0	80.0	413.9	43	360.0	80.0	60.0	1.45	450.0
41	360.0	80.0	413.9	42	360.0	80.0	60.0	1.45	450.0
40	420.0	85.0	558.8	41	420.0	85.0	65.0	1.41	603.2
39	420.0	85.0	558.8	40	420.0	85.0	65.0	1.41	603.2
38	420.0	85.0	558.8	39	420.0	85.0	65.0	1.41	603.2
37	420.0	85.0	558.8	38	420.0	85.0	65.0	1.41	603.2
36	420.0	85.0	558.8	37	420.0	85.0	65.0	1.41	603.2
35	500.0	85.0	597.3	36	500.0	85.0	65.0	1.41	644.8
34	500.0	85.0	597.3	35	500.0	85.0	65.0	1.41	644.8
33	500.0	85.0	597.3	34	500.0	85.0	65.0	1.41	644.8
32	500.0	85.0	597.3	33	500.0	85.0	65.0	1.41	644.8
31	500.0	85.0	597.3	32	500.0	85.0	65.0	1.41	644.8
30	600.0	85.0	641.3	31	600.0	85.0	65.0	1.41	692.3
29	600.0	85.0	641.3	30	600.0	85.0	65.0	1.41	692.3
28	600.0	85.0	641.3	29	600.0	85.0	65.0	1.41	692.3
27	600.0	85.0	641.3	28	600.0	85.0	65.0	1.41	692.3
26	600.0	85.0	641.3	27	600.0	85.0	65.0	1.41	692.3
25	600.0	85.0	641.3	26	600.0	85.0	65.0	1.41	692.3
24	600.0	85.0	641.3	25	600.0	85.0	65.0	1.41	692.3
23	600.0	85.0	641.3	24	600.0	85.0	65.0	1.41	692.3
22	600.0	85.0	641.3	23	600.0	85.0	65.0	1.41	692.3
21	600.0	85.0	641.3	22	600.0	85.0	65.0	1.41	692.3
20	700.0	90.0	856.9	21	700.0	90.0	70.0	1.38	918.3
19	700.0	90.0	856.9	20	700.0	90.0	70.0	1.38	918.3
18	700.0	90.0	856.9	19	700.0	90.0	70.0	1.38	918.3
17	700.0	90.0	856.9	18	700.0	90.0	70.0	1.38	918.3
16	700.0	90.0	856.9	17	700.0	90.0	70.0	1.38	918.3
15	700.0	90.0	856.9	16	700.0	90.0	70.0	1.38	918.3
14	700.0	90.0	856.9	15	700.0	90.0	70.0	1.38	918.3
13	700.0	90.0	856.9	14	700.0	90.0	70.0	1.38	918.3
12	700.0	90.0	856.9	13	700.0	90.0	70.0	1.38	918.3
11	700.0	90.0	856.9	12	700.0	90.0	70.0	1.38	918.3
10	800.0	90.0	904.3	11	800.0	90.0	70.0	1.38	969.0
9	800.0	90.0	904.3	10	800.0	90.0	70.0	1.38	969.0
8	800.0	90.0	904.3	9	800.0	90.0	70.0	1.38	969.0
7	800.0	90.0	904.3	8	800.0	90.0	70.0	1.38	969.0
6	800.0	90.0	904.3	7	800.0	90.0	70.0	1.38	969.0
5	800.0	90.0	904.3	6	800.0	90.0	70.0	1.38	969.0
4	800.0	90.0	904.3	5	800.0	90.0	70.0	1.38	969.0
3	800.0	90.0	904.3	4	800.0	90.0	70.0	1.38	969.0
2	800.0	90.0	904.3	3	800.0	90.0	70.0	1.38	969.0
1	800.0	90.0	904.3	2	800.0	90.0	70.0	1.38	969.0

表7.2 部材の断面寸法およびコンクリート強度  
(4) フレーム : A60S

柱				梁					
階	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	b (D) (cm)	I (*10-4) (cm <sup>4</sup> )	階	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	D (cm)	b (cm)	φ	I (*10-4) (cm <sup>4</sup> )
60	270.0	60.0	117.9	R	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
59	270.0	60.0	117.9	60	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
58	270.0	60.0	117.9	59	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
57	270.0	60.0	117.9	58	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
56	270.0	60.0	117.9	57	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
55	270.0	60.0	117.9	56	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
54	270.0	60.0	117.9	55	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
53	270.0	60.0	117.9	54	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
52	270.0	60.0	117.9	53	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
51	270.0	60.0	117.9	52	270.0	60.0	40.0	1.66	130.5
50	360.0	60.0	131.0	51	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
49	360.0	60.0	131.0	50	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
48	360.0	60.0	131.0	49	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
47	360.0	60.0	131.0	48	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
46	360.0	60.0	131.0	47	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
45	360.0	60.0	131.0	46	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
44	360.0	60.0	131.0	45	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
43	360.0	60.0	131.0	44	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
42	360.0	60.0	131.0	43	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
41	360.0	60.0	131.0	42	360.0	60.0	40.0	1.66	144.9
40	420.0	65.0	191.1	41	420.0	65.0	45.0	1.60	211.3
39	420.0	65.0	191.1	40	420.0	65.0	45.0	1.60	211.3
38	420.0	65.0	191.1	39	420.0	65.0	45.0	1.60	211.3
37	420.0	65.0	191.1	38	420.0	65.0	45.0	1.60	211.3
36	420.0	65.0	191.1	37	420.0	65.0	45.0	1.60	211.3
35	500.0	65.0	204.3	36	500.0	65.0	45.0	1.60	225.8
34	500.0	65.0	204.3	35	500.0	65.0	45.0	1.60	225.8
33	500.0	65.0	204.3	34	500.0	65.0	45.0	1.60	225.8
32	500.0	65.0	204.3	33	500.0	65.0	45.0	1.60	225.8
31	500.0	65.0	204.3	32	500.0	65.0	45.0	1.60	225.8
30	600.0	65.0	219.3	31	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
29	600.0	65.0	219.3	30	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
28	600.0	65.0	219.3	29	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
27	600.0	65.0	219.3	28	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
26	600.0	65.0	219.3	27	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
25	600.0	65.0	219.3	26	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
24	600.0	65.0	219.3	25	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
23	600.0	65.0	219.3	24	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
22	600.0	65.0	219.3	23	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
21	600.0	65.0	219.3	22	600.0	65.0	45.0	1.60	242.5
20	700.0	70.0	313.6	21	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
19	700.0	70.0	313.6	20	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
18	700.0	70.0	313.6	19	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
17	700.0	70.0	313.6	18	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
16	700.0	70.0	313.6	17	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
15	700.0	70.0	313.6	16	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
14	700.0	70.0	313.6	15	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
13	700.0	70.0	313.6	14	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
12	700.0	70.0	313.6	13	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
11	700.0	70.0	313.6	12	700.0	70.0	50.0	1.54	345.3
10	800.0	70.0	330.9	11	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
9	800.0	70.0	330.9	10	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
8	800.0	70.0	330.9	9	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
7	800.0	70.0	330.9	8	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
6	800.0	70.0	330.9	7	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
5	800.0	70.0	330.9	6	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
4	800.0	70.0	330.9	5	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
3	800.0	70.0	330.9	4	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
2	800.0	70.0	330.9	3	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4
1	800.0	70.0	330.9	2	800.0	70.0	50.0	1.54	364.4

表7.2 部材の断面寸法およびコンクリート強度  
(5) フレーム: 0308

柱				梁					
階	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	b (D) (cm)	I (*10-4) (cm <sup>4</sup> )	階	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	D (cm)	b (cm)	φ	I (*10-4) (cm <sup>4</sup> )
30	270.0	80.0	372.7	R	270.0	80.0	60.0	1.70	474.0
29	270.0	80.0	372.7	30	270.0	80.0	60.0	1.70	474.0
28	270.0	80.0	372.7	29	270.0	80.0	60.0	1.70	474.0
27	270.0	80.0	372.7	28	270.0	80.0	60.0	1.70	474.0
26	270.0	80.0	372.7	27	270.0	80.0	60.0	1.70	474.0
25	360.0	80.0	413.9	26	360.0	80.0	60.0	1.70	526.3
24	360.0	80.0	413.9	25	360.0	80.0	60.0	1.70	526.3
23	360.0	80.0	413.9	24	360.0	80.0	60.0	1.70	526.3
22	360.0	80.0	413.9	23	360.0	80.0	60.0	1.70	526.3
21	360.0	80.0	413.9	22	360.0	80.0	60.0	1.70	526.3
20	420.0	85.0	558.8	21	420.0	85.0	65.0	1.65	703.1
19	420.0	85.0	558.8	20	420.0	85.0	65.0	1.65	703.1
18	420.0	85.0	558.8	19	420.0	85.0	65.0	1.65	703.1
17	420.0	85.0	558.8	18	420.0	85.0	65.0	1.65	703.1
16	420.0	85.0	558.8	17	420.0	85.0	65.0	1.65	703.1
15	600.0	85.0	641.3	16	600.0	85.0	65.0	1.65	807.0
14	600.0	85.0	641.3	15	600.0	85.0	65.0	1.65	807.0
13	600.0	85.0	641.3	14	600.0	85.0	65.0	1.65	807.0
12	600.0	85.0	641.3	13	600.0	85.0	65.0	1.65	807.0
11	600.0	85.0	641.3	12	600.0	85.0	65.0	1.65	807.0
10	700.0	90.0	856.9	11	700.0	90.0	70.0	1.60	1066.2
9	700.0	90.0	856.9	10	700.0	90.0	70.0	1.60	1066.2
8	700.0	90.0	856.9	9	700.0	90.0	70.0	1.60	1066.2
7	700.0	90.0	856.9	8	700.0	90.0	70.0	1.60	1066.2
6	700.0	90.0	856.9	7	700.0	90.0	70.0	1.60	1066.2
5	800.0	90.0	904.3	6	800.0	90.0	70.0	1.60	1125.1
4	800.0	90.0	904.3	5	800.0	90.0	70.0	1.60	1125.1
3	800.0	90.0	904.3	4	800.0	90.0	70.0	1.60	1125.1
2	800.0	90.0	904.3	3	800.0	90.0	70.0	1.60	1125.1
1	800.0	90.0	904.3	2	800.0	90.0	70.0	1.60	1125.1

表7.2 部材の断面寸法およびコンクリート強度  
(6) フレーム: 030S

柱				梁					
階	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	b (D) (cm)	I (*10 <sup>-4</sup> ) (cm <sup>4</sup> )	階	F c (kg/cm <sup>2</sup> )	D (cm)	b (cm)	φ	I (*10 <sup>-4</sup> ) (cm <sup>4</sup> )
30	270.0	60.0	117.9	R	270.0	60.0	40.0	1.95	153.0
29	270.0	60.0	117.9	30	270.0	60.0	40.0	1.95	153.0
28	270.0	60.0	117.9	29	270.0	60.0	40.0	1.95	153.0
27	270.0	60.0	117.9	28	270.0	60.0	40.0	1.95	153.0
26	270.0	60.0	117.9	27	270.0	60.0	40.0	1.95	153.0
25	360.0	60.0	131.0	26	360.0	60.0	40.0	1.95	169.8
24	360.0	60.0	131.0	25	360.0	60.0	40.0	1.95	169.8
23	360.0	60.0	131.0	24	360.0	60.0	40.0	1.95	169.8
22	360.0	60.0	131.0	23	360.0	60.0	40.0	1.95	169.8
21	360.0	60.0	131.0	22	360.0	60.0	40.0	1.95	169.8
20	420.0	65.0	191.1	21	420.0	65.0	45.0	1.88	248.1
19	420.0	65.0	191.1	20	420.0	65.0	45.0	1.88	248.1
18	420.0	65.0	191.1	19	420.0	65.0	45.0	1.88	248.1
17	420.0	65.0	191.1	18	420.0	65.0	45.0	1.88	248.1
16	420.0	65.0	191.1	17	420.0	65.0	45.0	1.88	248.1
15	600.0	65.0	219.3	16	600.0	65.0	45.0	1.88	284.7
14	600.0	65.0	219.3	15	600.0	65.0	45.0	1.88	284.7
13	600.0	65.0	219.3	14	600.0	65.0	45.0	1.88	284.7
12	600.0	65.0	219.3	13	600.0	65.0	45.0	1.88	284.7
11	600.0	65.0	219.3	12	600.0	65.0	45.0	1.88	284.7
10	700.0	70.0	313.6	11	700.0	70.0	50.0	1.81	405.5
9	700.0	70.0	313.6	10	700.0	70.0	50.0	1.81	405.5
8	700.0	70.0	313.6	9	700.0	70.0	50.0	1.81	405.5
7	700.0	70.0	313.6	8	700.0	70.0	50.0	1.81	405.5
6	700.0	70.0	313.6	7	700.0	70.0	50.0	1.81	405.5
5	800.0	70.0	330.9	6	800.0	70.0	50.0	1.81	427.9
4	800.0	70.0	330.9	5	800.0	70.0	50.0	1.81	427.9
3	800.0	70.0	330.9	4	800.0	70.0	50.0	1.81	427.9
2	800.0	70.0	330.9	3	800.0	70.0	50.0	1.81	427.9
1	800.0	70.0	330.9	2	800.0	70.0	50.0	1.81	427.9

表7.3 各階の重量、柱の軸力比および慣性質量  
(1) フレーム : A30B

階	重量 (ton)	Σ重量 (ton)	軸力比	慣性質量 (ton)	単位重量 (ton)
30	25.8	25.8	0.015	24.4	1.030
29	24.4	50.1	0.029	23.0	0.975
28	24.4	74.5	0.043	23.0	0.975
27	24.4	98.9	0.057	23.0	0.975
26	24.4	123.3	0.071	23.0	0.975
25	24.4	147.7	0.070	23.0	0.975
24	24.4	172.0	0.081	23.0	0.975
23	24.4	196.4	0.093	23.0	0.975
22	24.4	220.8	0.105	23.0	0.975
21	24.4	245.2	0.116	23.0	0.975
20	26.0	271.1	0.114	24.6	1.038
19	26.0	297.1	0.125	24.6	1.038
18	26.0	323.0	0.135	24.6	1.038
17	26.0	349.0	0.146	24.6	1.038
16	26.0	374.9	0.157	24.6	1.038
15	26.0	400.9	0.154	24.6	1.038
14	26.0	426.8	0.164	24.6	1.038
13	26.0	452.8	0.174	24.6	1.038
12	26.0	478.8	0.184	24.6	1.038
11	26.0	504.7	0.194	24.6	1.038
10	27.6	532.3	0.183	26.3	1.105
9	27.6	560.0	0.192	26.3	1.105
8	27.6	587.6	0.202	26.3	1.105
7	27.6	615.2	0.211	26.3	1.105
6	27.6	642.8	0.220	26.3	1.105
5	27.6	670.5	0.197	26.3	1.105
4	27.6	698.1	0.205	26.3	1.105
3	27.6	725.7	0.213	26.3	1.105
2	27.6	753.3	0.221	26.3	1.105
1	27.6	781.0	0.230	26.3	1.105

表7.3 各階の重量、柱の軸力比および慣性質量  
(1) フレーム : A30B

階	重量 (ton)	$\Sigma$ 重量 (ton)	軸力比	慣性質量 (ton)	単位重量 (ton)
30	25.8	25.8	0.015	24.4	1.030
29	24.4	50.1	0.029	23.0	0.975
28	24.4	74.5	0.043	23.0	0.975
27	24.4	98.9	0.057	23.0	0.975
26	24.4	123.3	0.071	23.0	0.975
25	24.4	147.7	0.070	23.0	0.975
24	24.4	172.0	0.081	23.0	0.975
23	24.4	196.4	0.093	23.0	0.975
22	24.4	220.8	0.105	23.0	0.975
21	24.4	245.2	0.116	23.0	0.975
20	26.0	271.1	0.114	24.6	1.038
19	26.0	297.1	0.125	24.6	1.038
18	26.0	323.0	0.135	24.6	1.038
17	26.0	349.0	0.146	24.6	1.038
16	26.0	374.9	0.157	24.6	1.038
15	26.0	400.9	0.154	24.6	1.038
14	26.0	426.8	0.164	24.6	1.038
13	26.0	452.8	0.174	24.6	1.038
12	26.0	478.8	0.184	24.6	1.038
11	26.0	504.7	0.194	24.6	1.038
10	27.6	532.3	0.183	26.3	1.105
9	27.6	560.0	0.192	26.3	1.105
8	27.6	587.6	0.202	26.3	1.105
7	27.6	615.2	0.211	26.3	1.105
6	27.6	642.8	0.220	26.3	1.105
5	27.6	670.5	0.197	26.3	1.105
4	27.6	698.1	0.205	26.3	1.105
3	27.6	725.7	0.213	26.3	1.105
2	27.6	753.3	0.221	26.3	1.105
1	27.6	781.0	0.230	26.3	1.105

表7.3 各階の重量、柱の軸力比および慣性質量  
(2) フレーム: A30S

階	重量 (ton)	∑重量 (ton)	軸力比	慣性質量 (ton)	単位重量 (ton)
30	21.4	21.4	0.022	20.0	0.858
29	19.2	40.6	0.042	17.7	0.767
28	19.2	59.8	0.062	17.7	0.767
27	19.2	79.0	0.081	17.7	0.767
26	19.2	98.1	0.101	17.7	0.767
25	19.2	117.3	0.091	17.7	0.767
24	19.2	136.5	0.105	17.7	0.767
23	19.2	155.6	0.120	17.7	0.767
22	19.2	174.8	0.135	17.7	0.767
21	19.2	194.0	0.150	17.7	0.767
20	20.3	214.3	0.121	18.9	0.812
19	20.3	234.6	0.132	18.9	0.812
18	20.3	254.9	0.144	18.9	0.812
17	20.3	275.2	0.155	18.9	0.812
16	20.3	295.5	0.167	18.9	0.812
15	20.3	315.8	0.125	18.9	0.812
14	20.3	336.1	0.133	18.9	0.812
13	20.3	356.4	0.141	18.9	0.812
12	20.3	376.7	0.149	18.9	0.812
11	20.3	397.0	0.157	18.9	0.812
10	21.6	418.6	0.122	20.1	0.862
9	21.6	440.1	0.128	20.1	0.862
8	21.6	461.7	0.135	20.1	0.862
7	21.6	483.2	0.141	20.1	0.862
6	21.6	504.8	0.147	20.1	0.862
5	21.6	526.3	0.134	20.1	0.862
4	21.6	547.9	0.140	20.1	0.862
3	21.6	569.4	0.145	20.1	0.862
2	21.6	591.0	0.151	20.1	0.862
1	21.6	612.5	0.156	20.1	0.862

表7.3 各階の重量、柱の軸力比および慣性質量  
(3) フレーム：A60B

階	重量 (ton)	Σ重量 (ton)	軸力比	慣性質量 (ton)	単位重量 (ton)
60	25.8	25.8	0.015	24.4	1.030
59	24.4	50.1	0.029	23.0	0.975
58	24.4	74.5	0.043	23.0	0.975
57	24.4	98.9	0.057	23.0	0.975
56	24.4	123.3	0.071	23.0	0.975
55	24.4	147.7	0.085	23.0	0.975
54	24.4	172.0	0.100	23.0	0.975
53	24.4	196.4	0.114	23.0	0.975
52	24.4	220.8	0.128	23.0	0.975
51	24.4	245.2	0.142	23.0	0.975
50	24.4	269.6	0.117	23.0	0.975
49	24.4	293.9	0.128	23.0	0.975
48	24.4	318.3	0.138	23.0	0.975
47	24.4	342.7	0.149	23.0	0.975
46	24.4	367.1	0.159	23.0	0.975
45	24.4	391.5	0.170	23.0	0.975
44	24.4	415.8	0.180	23.0	0.975
43	24.4	440.2	0.191	23.0	0.975
42	24.4	464.6	0.202	23.0	0.975
41	24.4	489.0	0.212	23.0	0.975
40	26.0	514.9	0.170	24.6	1.038
39	26.0	540.9	0.178	24.6	1.038
38	26.0	566.8	0.187	24.6	1.038
37	26.0	592.8	0.195	24.6	1.038
36	26.0	618.7	0.204	24.6	1.038
35	26.0	644.7	0.178	24.6	1.038
34	26.0	670.7	0.186	24.6	1.038
33	26.0	696.6	0.193	24.6	1.038
32	26.0	722.6	0.200	24.6	1.038
31	26.0	748.5	0.207	24.6	1.038
30	26.0	774.5	0.179	24.6	1.038
29	26.0	800.4	0.185	24.6	1.038
28	26.0	826.4	0.191	24.6	1.038
27	26.0	852.3	0.197	24.6	1.038
26	26.0	878.3	0.203	24.6	1.038
25	26.0	904.2	0.209	24.6	1.038
24	26.0	930.2	0.215	24.6	1.038
23	26.0	956.1	0.221	24.6	1.038
22	26.0	982.1	0.227	24.6	1.038
21	26.0	1008.0	0.233	24.6	1.038
20	27.6	1035.7	0.183	26.3	1.105
19	27.6	1063.3	0.188	26.3	1.105
18	27.6	1090.9	0.192	26.3	1.105
17	27.6	1118.6	0.197	26.3	1.105
16	27.6	1146.2	0.202	26.3	1.105
15	27.6	1173.8	0.207	26.3	1.105
14	27.6	1201.4	0.212	26.3	1.105
13	27.6	1229.1	0.217	26.3	1.105
12	27.6	1256.7	0.222	26.3	1.105
11	27.6	1284.3	0.227	26.3	1.105
10	27.6	1311.9	0.202	26.3	1.105
9	27.6	1339.6	0.207	26.3	1.105
8	27.6	1367.2	0.211	26.3	1.105
7	27.6	1394.8	0.215	26.3	1.105
6	27.6	1422.5	0.220	26.3	1.105
5	27.6	1450.1	0.224	26.3	1.105
4	27.6	1477.7	0.228	26.3	1.105
3	27.6	1505.3	0.232	26.3	1.105
2	27.6	1533.0	0.237	26.3	1.105
1	27.6	1560.6	0.241	26.3	1.105

表7.3 各階の重量、柱の軸力比および慣性質量  
(4) フレーム：A60S

階	重量 (ton)	Σ重量 (ton)	軸力比	慣性質量 (ton)	単位重量 (ton)
60	21.4	21.4	0.022	20.0	0.858
59	19.2	40.6	0.042	17.7	0.767
58	19.2	59.8	0.062	17.7	0.767
57	19.2	79.0	0.081	17.7	0.767
56	19.2	98.1	0.101	17.7	0.767
55	19.2	117.3	0.121	17.7	0.767
54	19.2	136.5	0.140	17.7	0.767
53	19.2	155.6	0.160	17.7	0.767
52	19.2	174.8	0.180	17.7	0.767
51	19.2	194.0	0.200	17.7	0.767
50	19.2	213.2	0.164	17.7	0.767
49	19.2	232.3	0.179	17.7	0.767
48	19.2	251.5	0.194	17.7	0.767
47	19.2	270.7	0.209	17.7	0.767
46	19.2	289.8	0.224	17.7	0.767
45	19.2	309.0	0.238	17.7	0.767
44	19.2	328.2	0.253	17.7	0.767
43	19.2	347.4	0.268	17.7	0.767
42	19.2	366.5	0.283	17.7	0.767
41	19.2	385.7	0.298	17.7	0.767
40	20.3	406.0	0.229	18.9	0.812
39	20.3	426.3	0.240	18.9	0.812
38	20.3	446.6	0.252	18.9	0.812
37	20.3	466.9	0.263	18.9	0.812
36	20.3	487.2	0.275	18.9	0.812
35	20.3	507.5	0.240	18.9	0.812
34	20.3	527.8	0.250	18.9	0.812
33	20.3	548.1	0.259	18.9	0.812
32	20.3	568.4	0.269	18.9	0.812
31	20.3	588.7	0.279	18.9	0.812
30	20.3	609.0	0.240	18.9	0.812
29	20.3	629.3	0.248	18.9	0.812
28	20.3	649.6	0.256	18.9	0.812
27	20.3	669.9	0.264	18.9	0.812
26	20.3	690.3	0.272	18.9	0.812
25	20.3	710.6	0.280	18.9	0.812
24	20.3	730.9	0.288	18.9	0.812
23	20.3	751.2	0.296	18.9	0.812
22	20.3	771.5	0.304	18.9	0.812
21	20.3	791.8	0.312	18.9	0.812
20	21.6	813.3	0.237	20.1	0.862
19	21.6	834.9	0.243	20.1	0.862
18	21.6	856.4	0.250	20.1	0.862
17	21.6	878.0	0.256	20.1	0.862
16	21.6	899.5	0.262	20.1	0.862
15	21.6	921.1	0.269	20.1	0.862
14	21.6	942.6	0.275	20.1	0.862
13	21.6	964.2	0.281	20.1	0.862
12	21.6	985.7	0.287	20.1	0.862
11	21.6	1007.3	0.294	20.1	0.862
10	21.6	1028.8	0.262	20.1	0.862
9	21.6	1050.4	0.268	20.1	0.862
8	21.6	1072.0	0.273	20.1	0.862
7	21.6	1093.5	0.279	20.1	0.862
6	21.6	1115.1	0.284	20.1	0.862
5	21.6	1136.6	0.290	20.1	0.862
4	21.6	1158.2	0.295	20.1	0.862
3	21.6	1179.7	0.301	20.1	0.862
2	21.6	1201.3	0.306	20.1	0.862
1	21.6	1222.8	0.312	20.1	0.862

表7.3 各階の重量、柱の軸力比および慣性質量  
(5) フレーム : 030B

階	重量 (ton)	∑重量 (ton)	軸力比	慣性質量 (ton)	単位重量 (ton)
30	52.9	52.9	0.031	48.4	0.980
29	48.2	101.1	0.059	43.6	0.892
28	48.2	149.3	0.086	43.6	0.892
27	48.2	197.5	0.114	43.6	0.892
26	48.2	245.6	0.142	43.6	0.892
25	48.2	293.8	0.128	43.6	0.892
24	48.2	342.0	0.148	43.6	0.892
23	48.2	390.2	0.169	43.6	0.892
22	48.2	438.4	0.190	43.6	0.892
21	48.2	486.5	0.211	43.6	0.892
20	50.6	537.1	0.177	46.1	0.937
19	50.6	587.7	0.194	46.1	0.937
18	50.6	638.3	0.210	46.1	0.937
17	50.6	688.9	0.227	46.1	0.937
16	50.6	739.4	0.244	46.1	0.937
15	50.6	790.0	0.182	46.1	0.937
14	50.6	840.6	0.194	46.1	0.937
13	50.6	891.2	0.206	46.1	0.937
12	50.6	941.8	0.217	46.1	0.937
11	50.6	992.3	0.229	46.1	0.937
10	53.2	1045.5	0.184	48.8	0.984
9	53.2	1098.7	0.194	48.8	0.984
8	53.2	1151.8	0.203	48.8	0.984
7	53.2	1205.0	0.213	48.8	0.984
6	53.2	1258.1	0.222	48.8	0.984
5	53.2	1311.3	0.202	48.8	0.984
4	53.2	1364.4	0.211	48.8	0.984
3	53.2	1417.6	0.219	48.8	0.984
2	53.2	1470.8	0.227	48.8	0.984
1	53.2	1523.9	0.235	48.8	0.984

表7.3 各階の重量、柱の軸力比および慣性質量  
(6) フレーム：030S

階	重量 (ton)	∑重量 (ton)	軸力比	慣性質量 (ton)	単位重量 (ton)
30	46.5	46.5	0.048	41.7	0.861
29	40.4	86.9	0.089	35.5	0.747
28	40.4	127.2	0.131	35.5	0.747
27	40.4	167.6	0.172	35.5	0.747
26	40.4	207.9	0.214	35.5	0.747
25	40.4	248.3	0.192	35.5	0.747
24	40.4	288.7	0.223	35.5	0.747
23	40.4	329.0	0.254	35.5	0.747
22	40.4	369.4	0.285	35.5	0.747
21	40.4	409.8	0.316	35.5	0.747
20	42.0	451.8	0.255	37.3	0.779
19	42.0	493.8	0.278	37.3	0.779
18	42.0	535.9	0.302	37.3	0.779
17	42.0	577.9	0.326	37.3	0.779
16	42.0	620.0	0.349	37.3	0.779
15	42.0	662.0	0.261	37.3	0.779
14	42.0	704.0	0.278	37.3	0.779
13	42.0	746.1	0.294	37.3	0.779
12	42.0	788.1	0.311	37.3	0.779
11	42.0	830.1	0.327	37.3	0.779
10	43.9	874.1	0.255	39.2	0.813
9	43.9	918.0	0.268	39.2	0.813
8	43.9	961.9	0.280	39.2	0.813
7	43.9	1005.8	0.293	39.2	0.813
6	43.9	1049.7	0.306	39.2	0.813
5	43.9	1093.6	0.279	39.2	0.813
4	43.9	1137.5	0.290	39.2	0.813
3	43.9	1181.4	0.301	39.2	0.813
2	43.9	1225.3	0.313	39.2	0.813
1	43.9	1269.2	0.324	39.2	0.813

表7.4 部材の耐力、 $\alpha y$ および梁の降伏剛性比 $\beta$   
 (1) フレーム: A308

階	梁					階	柱							
	Mc (tonm)	My (tonm)		Qu (ton)	$\alpha y$		$\beta$	Mc (tonm)		My (tonm)		Qu (ton)	$\alpha y$	
		上端	下端					柱頭	柱脚	柱頭	柱脚		柱頭	柱脚
R	18.9	64.0	32.0	4.5	0.300	0.020	30	28.7	28.7	61.2	61.2	10.7	0.300	0.300
30	18.9	64.0	32.0	9.2	0.300	0.020	29	31.9	31.9	73.5	72.9	21.1	0.300	0.300
29	18.9	64.0	32.0	14.6	0.300	0.020	28	35.2	35.2	87.6	84.2	31.1	0.300	0.300
28	18.9	64.0	35.0	19.9	0.300	0.020	27	38.4	38.4	100.7	94.6	40.6	0.300	0.300
27	18.9	64.0	43.7	24.6	0.300	0.018	26	41.7	41.7	111.6	104.7	49.2	0.300	0.300
26	20.9	64.0	53.9	29.9	0.300	0.016	25	47.6	47.6	121.9	115.0	57.2	0.300	0.300
25	20.9	64.0	62.0	34.0	0.300	0.015	24	50.8	50.8	132.7	124.6	64.9	0.300	0.300
24	20.9	70.0	70.0	37.9	0.300	0.014	23	54.1	54.1	141.9	134.2	71.9	0.300	0.300
23	20.9	77.2	77.2	41.4	0.300	0.013	22	57.3	57.3	151.1	144.3	78.4	0.300	0.300
22	20.9	81.7	81.7	43.5	0.300	0.012	21	60.6	60.6	161.4	180.0	84.9	0.300	0.300
21	25.6	95.3	95.3	50.9	0.300	0.011	20	71.9	71.9	199.5	198.8	90.7	0.300	0.300
20	25.6	99.1	99.1	52.7	0.300	0.010	19	75.6	75.6	219.5	209.9	96.7	0.300	0.300
19	25.6	104.9	104.9	55.5	0.300	0.010	18	79.2	79.2	230.5	220.9	102.0	0.300	0.300
18	25.6	110.7	110.7	58.3	0.300	0.009	17	82.9	82.9	241.6	232.1	107.1	0.300	0.300
17	25.6	115.9	115.9	60.8	0.300	0.009	16	86.6	86.6	252.8	243.1	111.9	0.300	0.300
16	26.7	122.5	122.5	64.0	0.300	0.008	15	91.7	91.7	263.6	254.4	116.3	0.300	0.300
15	26.7	126.9	126.9	66.2	0.300	0.008	14	95.4	95.4	275.1	265.6	120.4	0.300	0.300
14	26.7	131.3	131.3	68.3	0.300	0.008	13	99.1	99.1	286.6	277.0	124.3	0.300	0.300
13	26.7	134.7	134.7	69.9	0.300	0.008	12	102.8	102.8	298.3	288.9	127.9	0.300	0.300
12	26.7	134.4	134.4	69.8	0.300	0.008	11	106.5	106.5	311.2	308.2	131.5	0.300	0.300
11	32.3	147.1	147.1	77.1	0.300	0.007	10	121.3	121.3	331.1	331.3	134.4	0.300	0.300
10	32.3	146.1	146.1	76.6	0.300	0.008	9	125.5	125.5	356.2	344.3	137.3	0.300	0.300
9	32.3	148.1	148.1	77.6	0.300	0.007	8	129.6	129.6	369.9	357.4	139.8	0.300	0.300
8	32.3	150.2	150.2	78.6	0.300	0.007	7	133.8	133.8	383.5	370.5	141.9	0.300	0.300
7	32.3	151.3	151.3	79.2	0.300	0.007	6	137.9	137.9	397.4	383.1	143.7	0.300	0.300
6	34.9	155.9	155.9	81.4	0.300	0.007	5	145.4	145.4	410.1	396.4	145.0	0.300	0.300
5	34.9	156.1	156.1	81.5	0.300	0.007	4	149.5	149.5	424.2	409.7	146.3	0.300	0.300
4	34.9	155.9	155.9	81.4	0.300	0.007	3	153.7	153.7	438.6	423.9	147.3	0.300	0.300
3	34.9	151.2	151.2	79.1	0.300	0.007	2	157.8	157.8	454.6	443.2	148.2	0.300	0.300
2	34.9	125.5	125.5	66.5	0.300	0.009	1	162.0	162.0	481.8	420.0	150.5	0.300	0.300

表7.4 部材の耐力、 $\alpha y$ および梁の降伏剛性比 $\beta$   
(2) フレーム: A30S

階	梁					階	柱							
	M c (tonm)	M y (tonm)		Q u (ton)	$\alpha y$		$\beta$	M c (tonm)	M y (tonm)		Q u (ton)	$\alpha y$		
		上端	下端						柱頭	柱脚		柱頭	柱脚	
R	7.1	31.2	15.6	2.3	0.300	0.031	30	12.8	12.8	48.3	48.3	5.3	0.300	0.300
30	7.1	31.2	15.6	4.5	0.300	0.031	29	14.7	14.7	63.3	55.9	10.4	0.300	0.300
29	7.1	31.2	15.6	7.2	0.300	0.031	28	16.6	16.6	73.1	63.1	15.3	0.300	0.300
28	7.1	31.2	16.5	9.8	0.300	0.030	27	18.5	18.5	82.2	69.3	20.0	0.300	0.300
27	7.1	31.2	20.6	12.0	0.300	0.028	26	20.5	20.5	88.7	75.2	24.1	0.300	0.300
26	8.2	31.2	25.7	14.6	0.300	0.025	25	24.0	24.0	94.3	81.4	27.9	0.300	0.300
25	8.2	31.2	29.4	16.5	0.300	0.024	24	25.9	25.9	100.9	87.1	31.5	0.300	0.300
24	8.2	33.1	33.1	18.3	0.300	0.022	23	27.9	27.9	106.2	92.6	34.8	0.300	0.300
23	8.2	36.4	36.4	19.8	0.300	0.020	22	29.8	29.8	111.0	98.9	37.8	0.300	0.300
22	8.2	37.8	37.8	20.5	0.300	0.019	21	31.7	31.7	117.8	103.8	40.9	0.300	0.300
21	11.7	46.1	46.1	24.8	0.300	0.017	20	40.1	40.1	121.5	119.8	43.4	0.300	0.300
20	11.7	47.2	47.2	25.3	0.300	0.017	19	42.3	42.3	139.8	126.6	46.2	0.300	0.300
19	11.7	49.7	49.7	26.5	0.300	0.016	18	44.5	44.5	146.6	133.3	48.7	0.300	0.300
18	11.7	52.3	52.3	27.6	0.300	0.015	17	46.7	46.7	153.4	140.3	51.0	0.300	0.300
17	11.7	54.0	54.0	28.4	0.300	0.015	16	48.9	48.9	160.8	146.3	53.2	0.300	0.300
16	14.0	59.0	59.0	30.8	0.300	0.013	15	54.4	54.4	165.8	153.4	54.9	0.300	0.300
15	14.0	60.4	60.4	31.4	0.300	0.013	14	56.6	56.6	173.4	160.3	56.9	0.300	0.300
14	14.0	62.2	62.2	32.2	0.300	0.013	13	58.8	58.8	180.6	167.3	58.7	0.300	0.300
13	14.0	63.6	63.6	32.9	0.300	0.012	12	61.0	61.0	188.1	175.1	60.4	0.300	0.300
12	14.0	62.4	62.4	32.3	0.300	0.013	11	63.2	63.2	197.2	182.1	62.2	0.300	0.300
11	19.4	71.1	71.1	37.0	0.300	0.012	10	76.1	76.1	203.8	204.3	63.3	0.300	0.300
10	19.4	69.6	69.6	36.3	0.300	0.012	9	78.6	78.6	229.2	212.5	64.8	0.300	0.300
9	19.4	70.3	70.3	36.6	0.300	0.012	8	81.1	81.1	238.2	220.6	66.0	0.300	0.300
8	19.4	71.3	71.3	37.1	0.300	0.012	7	83.6	83.6	246.9	228.9	66.9	0.300	0.300
7	19.4	71.8	71.8	37.3	0.300	0.012	6	86.1	86.1	256.0	236.6	67.8	0.300	0.300
6	20.8	73.9	73.9	38.3	0.300	0.011	5	90.5	90.5	263.8	245.0	68.3	0.300	0.300
5	20.8	74.0	74.0	38.4	0.300	0.011	4	93.0	93.0	273.1	253.5	68.9	0.300	0.300
4	20.8	73.9	73.9	38.3	0.300	0.011	3	95.5	95.5	282.6	262.8	69.4	0.300	0.300
3	20.8	71.5	71.5	37.2	0.300	0.012	2	98.1	98.1	294.0	277.3	69.9	0.300	0.300
2	20.8	59.0	59.0	31.4	0.300	0.014	1	100.6	100.6	317.2	250.0	71.6	0.300	0.300

表7.4 部材の耐力、 $\alpha y$ および梁の降伏剛性比 $\beta$   
(3) フレーム:A608

階	梁					階	柱							
	M <sub>c</sub> (tonn)	M <sub>y</sub> (tonn)		Q <sub>u</sub> (ton)	$\alpha y$		$\beta$	M <sub>c</sub> (tonn)	M <sub>y</sub> (tonn)		Q <sub>u</sub> (ton)	$\alpha y$		
		上端	下端						柱頭	柱脚		柱頭	柱脚	
R	18.9	64.0	32.0	1.8	0.300	0.020	60	28.7	28.7	61.2	61.2	4.1	0.300	0.300
60	18.9	64.0	32.0	3.6	0.300	0.020	59	31.9	31.9	73.5	72.9	8.2	0.300	0.300
59	18.9	64.0	32.0	5.7	0.300	0.020	58	35.2	35.2	87.6	84.6	12.2	0.300	0.300
58	18.9	64.0	32.0	7.9	0.300	0.020	57	38.4	38.4	101.7	96.4	16.1	0.300	0.300
57	18.9	64.0	32.0	10.1	0.300	0.020	56	41.7	41.7	115.8	108.1	20.0	0.300	0.300
56	18.9	64.0	32.0	12.2	0.300	0.020	55	44.9	44.9	129.8	119.8	23.8	0.300	0.300
55	18.9	64.0	32.0	14.3	0.300	0.020	54	48.2	48.2	143.9	131.5	27.5	0.300	0.300
54	18.9	64.0	32.0	16.4	0.300	0.020	53	51.4	51.4	158.0	143.2	31.2	0.300	0.300
53	18.9	64.0	32.1	18.4	0.300	0.020	52	54.7	54.7	172.0	154.1	34.7	0.300	0.300
52	18.9	64.0	35.1	20.0	0.300	0.020	51	57.9	57.9	184.2	164.6	38.1	0.300	0.300
51	21.9	64.0	39.8	22.5	0.300	0.019	50	65.1	65.1	195.3	175.4	41.2	0.300	0.300
50	21.9	64.0	42.6	24.0	0.300	0.018	49	68.3	68.3	207.3	186.1	44.4	0.300	0.300
49	21.9	64.0	45.8	25.6	0.300	0.018	48	71.6	71.6	218.9	196.8	47.4	0.300	0.300
48	21.9	64.0	49.0	27.3	0.300	0.017	47	74.8	74.8	230.5	207.4	50.4	0.300	0.300
47	21.9	64.0	52.1	28.9	0.300	0.017	46	78.1	78.1	241.9	217.9	53.2	0.300	0.300
46	21.9	64.0	55.2	30.5	0.300	0.016	45	81.3	81.3	253.4	228.5	56.1	0.300	0.300
45	21.9	64.0	58.1	32.1	0.300	0.016	44	84.6	84.6	264.7	239.1	58.8	0.300	0.300
44	21.9	64.0	61.0	33.5	0.300	0.015	43	87.8	87.8	276.1	249.7	61.4	0.300	0.300
43	21.9	64.0	63.3	34.7	0.300	0.015	42	91.1	91.1	287.7	260.9	64.1	0.300	0.300
42	21.9	64.0	63.4	34.8	0.300	0.015	41	94.3	94.3	300.6	283.6	66.8	0.300	0.300
41	28.9	75.2	72.0	39.5	0.300	0.014	40	110.7	110.7	323.3	323.3	68.7	0.300	0.300
40	28.9	75.2	72.0	39.6	0.300	0.014	39	114.4	114.4	348.6	335.3	71.2	0.300	0.300
39	28.9	75.2	74.0	40.6	0.300	0.014	38	118.1	118.1	381.6	347.0	73.6	0.300	0.300
38	28.9	75.2	76.2	41.7	0.300	0.014	37	121.7	121.7	393.9	358.6	75.8	0.300	0.300
37	28.9	78.0	78.0	42.5	0.300	0.013	36	125.4	125.4	405.9	368.9	78.0	0.300	0.300
36	31.5	82.0	82.0	44.5	0.300	0.013	35	132.5	132.5	415.3	380.5	79.8	0.300	0.300
35	31.5	83.7	83.7	45.3	0.300	0.012	34	136.2	136.2	427.4	391.9	81.8	0.300	0.300
34	31.5	85.7	85.7	46.3	0.300	0.012	33	139.9	139.9	439.0	403.3	83.7	0.300	0.300
33	31.5	87.7	87.7	47.2	0.300	0.012	32	143.6	143.6	450.7	415.0	85.6	0.300	0.300
32	31.5	89.0	89.0	47.8	0.300	0.012	31	147.2	147.2	463.1	425.4	87.4	0.300	0.300
31	34.5	93.1	93.1	49.8	0.300	0.011	30	154.8	154.8	472.5	437.1	89.0	0.300	0.300
30	34.5	94.2	94.2	50.4	0.300	0.011	29	158.5	158.5	485.0	448.5	90.7	0.300	0.300
29	34.5	95.9	95.9	51.2	0.300	0.011	28	162.2	162.2	496.8	459.9	92.3	0.300	0.300
28	34.5	97.7	97.7	52.1	0.300	0.011	27	165.9	165.9	508.5	471.3	93.9	0.300	0.300
27	34.5	99.5	99.5	52.9	0.300	0.010	26	169.6	169.6	520.2	482.8	95.3	0.300	0.300
26	34.5	101.2	101.2	53.7	0.300	0.010	25	173.2	173.2	532.0	494.2	96.8	0.300	0.300
25	34.5	102.8	102.8	54.5	0.300	0.010	24	176.9	176.9	543.8	505.7	98.2	0.300	0.300
24	34.5	104.2	104.2	55.2	0.300	0.010	23	180.6	180.6	555.9	517.6	99.5	0.300	0.300
23	34.5	104.8	104.8	55.5	0.300	0.010	22	184.3	184.3	568.6	530.8	100.8	0.300	0.300
22	34.5	102.4	102.4	54.3	0.300	0.010	21	187.9	187.9	584.3	541.2	102.4	0.300	0.300
21	45.0	112.3	112.3	60.1	0.300	0.010	20	213.2	213.2	594.0	587.9	103.3	0.300	0.300
20	45.0	109.7	109.7	58.9	0.300	0.010	19	217.4	217.4	646.6	601.4	104.7	0.300	0.300
19	45.0	110.1	110.1	59.0	0.300	0.010	18	221.5	221.5	661.2	614.6	105.8	0.300	0.300
18	45.0	111.1	111.1	59.5	0.300	0.010	17	225.6	225.6	675.1	627.8	106.8	0.300	0.300
17	45.0	112.1	112.1	60.0	0.300	0.010	16	229.8	229.8	689.0	640.9	107.7	0.300	0.300
16	45.0	113.1	113.1	60.5	0.300	0.010	15	233.9	233.9	702.9	654.0	108.6	0.300	0.300
15	45.0	114.1	114.1	61.0	0.300	0.010	14	238.1	238.1	716.7	667.3	109.4	0.300	0.300
14	45.0	114.9	114.9	61.4	0.300	0.010	13	242.2	242.2	730.8	680.5	110.1	0.300	0.300
13	45.0	115.6	115.6	61.7	0.300	0.009	12	246.4	246.4	744.9	694.1	110.8	0.300	0.300
12	45.0	115.6	115.6	61.7	0.300	0.009	11	250.5	250.5	759.8	706.4	111.5	0.300	0.300
11	48.1	118.2	118.2	63.0	0.300	0.009	10	258.6	258.6	771.8	720.0	111.9	0.300	0.300
10	48.1	118.1	118.1	62.9	0.300	0.009	9	262.8	262.8	786.8	733.4	112.5	0.300	0.300
9	48.1	118.5	118.5	63.1	0.300	0.009	8	266.9	266.9	801.1	746.7	113.0	0.300	0.300
8	48.1	119.0	119.0	63.4	0.300	0.009	7	271.1	271.1	815.4	760.1	113.4	0.300	0.300
7	48.1	119.4	119.4	63.6	0.300	0.009	6	275.2	275.2	829.8	773.5	113.7	0.300	0.300
6	48.1	119.7	119.7	63.7	0.300	0.009	5	279.4	279.4	844.2	787.0	114.0	0.300	0.300
5	48.1	119.8	119.8	63.8	0.300	0.009	4	283.5	283.5	858.9	801.0	114.3	0.300	0.300
4	48.1	119.1	119.1	63.4	0.300	0.009	3	287.7	287.7	874.6	817.0	114.5	0.300	0.300
3	48.1	115.0	115.0	61.4	0.300	0.010	2	291.8	291.8	894.7	845.7	115.0	0.300	0.300
2	48.1	94.9	94.9	51.6	0.300	0.012	1	295.9	295.9	943.0	770.9	117.1	0.300	0.300

表7.4 部材の耐力、 $\alpha y$ および梁の降伏剛性比 $\beta$   
(4) フレーム: A60S

階	梁						階	柱						
	M c (tonn)		M y (tonn)		Q u (ton)	$\alpha y$		$\beta$	M c (tonn)		M y (tonn)		Q u (ton)	$\alpha y$
	上端	下端	上端	下端				柱頭	柱脚	柱頭	柱脚		柱頭	柱脚
R	7.1	31.2	15.6	0.8	0.300	0.031	60	12.8	12.8	48.3	48.3	1.8	0.300	0.300
60	7.1	31.2	15.6	1.6	0.300	0.031	59	14.7	14.7	53.3	55.9	3.6	0.300	0.300
59	7.1	31.2	15.6	2.5	0.300	0.031	58	16.6	16.6	73.1	63.4	5.3	0.300	0.300
58	7.1	31.2	15.6	3.5	0.300	0.031	57	18.5	18.5	83.0	70.9	7.0	0.300	0.300
57	7.1	31.2	15.6	4.4	0.300	0.031	56	20.5	20.5	92.8	78.5	8.7	0.300	0.300
56	7.1	31.2	15.6	5.3	0.300	0.031	55	22.4	22.4	102.7	86.0	10.4	0.300	0.300
55	7.1	31.2	15.6	6.3	0.300	0.031	54	24.3	24.3	112.6	93.5	12.0	0.300	0.300
54	7.1	31.2	15.6	7.2	0.300	0.031	53	26.2	26.2	122.4	101.0	13.6	0.300	0.300
53	7.1	31.2	15.6	8.0	0.300	0.031	52	28.1	28.1	132.3	108.6	15.2	0.300	0.300
52	7.1	31.2	15.6	8.7	0.300	0.031	51	30.0	30.0	142.1	115.5	16.7	0.300	0.300
51	8.2	31.2	16.7	9.9	0.300	0.030	50	33.6	33.6	150.4	122.3	18.1	0.300	0.300
50	8.2	31.2	17.9	10.5	0.300	0.029	49	35.5	35.5	158.4	129.0	19.5	0.300	0.300
49	8.2	31.2	19.2	11.2	0.300	0.029	48	37.4	37.4	166.0	135.6	20.8	0.300	0.300
48	8.2	31.2	20.5	11.9	0.300	0.028	47	39.4	39.4	173.5	142.2	22.0	0.300	0.300
47	8.2	31.2	21.8	12.6	0.300	0.027	46	41.3	41.3	181.0	148.7	23.2	0.300	0.300
46	8.2	31.2	23.1	13.3	0.300	0.027	45	43.2	43.2	188.4	155.3	24.4	0.300	0.300
45	8.2	31.2	24.4	14.0	0.300	0.026	44	45.1	45.1	195.8	161.9	25.6	0.300	0.300
44	8.2	31.2	25.5	14.6	0.300	0.026	43	47.0	47.0	203.2	168.5	26.7	0.300	0.300
43	8.2	31.2	26.4	15.0	0.300	0.025	42	48.9	48.9	210.9	175.9	27.9	0.300	0.300
42	8.2	31.2	26.2	14.9	0.300	0.025	41	50.9	50.9	220.3	179.8	29.1	0.300	0.300
41	11.7	37.8	30.6	17.3	0.300	0.023	40	60.9	60.9	221.0	203.0	29.7	0.300	0.300
40	11.7	37.8	30.3	17.1	0.300	0.023	39	63.1	63.1	249.8	210.7	30.8	0.300	0.300
39	11.7	37.8	31.1	17.5	0.300	0.023	38	65.3	65.3	258.8	218.3	31.8	0.300	0.300
38	11.7	37.8	32.0	18.0	0.300	0.023	37	67.5	67.5	267.4	225.9	32.8	0.300	0.300
37	11.7	37.8	32.7	18.4	0.300	0.022	36	69.7	69.7	276.3	233.0	33.7	0.300	0.300
36	12.8	37.8	34.4	19.3	0.300	0.022	35	73.4	73.4	283.6	240.6	34.6	0.300	0.300
35	12.8	37.8	35.1	19.6	0.300	0.022	34	75.6	75.6	292.5	248.1	35.4	0.300	0.300
34	12.8	37.8	36.0	20.1	0.300	0.021	33	77.8	77.8	301.0	255.6	36.3	0.300	0.300
33	12.8	37.8	36.8	20.5	0.300	0.021	32	80.0	80.0	309.5	263.3	37.1	0.300	0.300
32	12.8	37.8	37.3	20.7	0.300	0.021	31	82.2	82.2	318.4	269.5	37.9	0.300	0.300
31	14.0	39.1	39.1	21.6	0.300	0.020	30	86.2	86.2	323.7	276.9	38.5	0.300	0.300
30	14.0	39.5	39.5	21.8	0.300	0.020	29	88.4	88.4	331.9	284.0	39.2	0.300	0.300
29	14.0	40.3	40.3	22.1	0.300	0.020	28	90.6	90.6	339.4	291.0	39.9	0.300	0.300
28	14.0	41.0	41.0	22.5	0.300	0.019	27	92.8	92.8	346.7	298.0	40.5	0.300	0.300
27	14.0	41.7	41.7	22.8	0.300	0.019	26	95.0	95.0	354.1	305.0	41.1	0.300	0.300
26	14.0	42.5	42.5	23.1	0.300	0.019	25	97.2	97.2	361.5	312.1	41.7	0.300	0.300
25	14.0	43.1	43.1	23.4	0.300	0.018	24	99.4	99.4	369.0	319.3	42.2	0.300	0.300
24	14.0	43.7	43.7	23.7	0.300	0.018	23	101.6	101.6	376.8	326.8	42.8	0.300	0.300
23	14.0	43.9	43.9	23.8	0.300	0.018	22	103.8	103.8	385.4	336.4	43.3	0.300	0.300
22	14.0	42.4	42.4	23.1	0.300	0.019	21	106.0	106.0	398.7	341.9	44.1	0.300	0.300
21	19.4	47.7	47.7	26.1	0.300	0.018	20	122.1	122.1	402.6	378.9	44.4	0.300	0.300
20	19.4	46.2	46.2	25.4	0.300	0.018	19	124.6	124.6	448.4	387.8	45.1	0.300	0.300
19	19.4	46.3	46.3	25.4	0.300	0.018	18	127.1	127.1	458.8	396.2	45.6	0.300	0.300
18	19.4	46.6	46.6	25.6	0.300	0.018	17	129.7	129.7	468.1	404.5	46.0	0.300	0.300
17	19.4	47.1	47.1	25.8	0.300	0.018	16	132.2	132.2	477.3	412.9	46.3	0.300	0.300
16	19.4	47.5	47.5	26.0	0.300	0.018	15	134.7	134.7	486.5	421.2	46.7	0.300	0.300
15	19.4	47.9	47.9	26.2	0.300	0.018	14	137.2	137.2	495.7	429.6	47.0	0.300	0.300
14	19.4	48.3	48.3	26.4	0.300	0.018	13	139.7	139.7	505.0	438.1	47.3	0.300	0.300
13	19.4	48.5	48.5	26.5	0.300	0.017	12	142.2	142.2	514.6	447.0	47.6	0.300	0.300
12	19.4	48.5	48.5	26.5	0.300	0.017	11	144.7	144.7	525.1	454.3	47.9	0.300	0.300
11	20.8	49.7	49.7	27.0	0.300	0.017	10	149.1	149.1	535.8	463.3	48.0	0.300	0.300
10	20.8	49.6	49.6	27.0	0.300	0.017	9	151.7	151.7	542.4	471.9	48.3	0.300	0.300
9	20.8	49.8	49.8	27.1	0.300	0.017	8	154.2	154.2	552.2	480.4	48.4	0.300	0.300
8	20.8	49.9	49.9	27.2	0.300	0.017	7	156.7	156.7	561.9	489.0	48.6	0.300	0.300
7	20.8	50.1	50.1	27.3	0.300	0.017	6	159.2	159.2	571.7	497.6	48.7	0.300	0.300
6	20.8	50.2	50.2	27.3	0.300	0.017	5	161.7	161.7	581.5	506.4	48.9	0.300	0.300
5	20.8	50.3	50.3	27.3	0.300	0.017	4	164.2	164.2	591.7	515.7	49.0	0.300	0.300
4	20.8	50.0	50.0	27.2	0.300	0.017	3	166.7	166.7	603.1	527.3	49.1	0.300	0.300
3	20.8	48.2	48.2	26.3	0.300	0.018	2	169.3	169.3	620.0	546.8	49.4	0.300	0.300
2	20.8	45.4	39.6	22.1	0.300	0.020	1	171.8	171.8	655.5	463.6	50.4	0.300	0.300

表7.4 部材の耐力、 $\alpha y$ および梁の降伏剛性比 $\beta$   
 (5) フレーム : 0308

階	梁						階	柱						
	M c (tonm)	M y (tonm)		Q u (ton)	$\alpha y$	$\beta$		M c (tonm)	M y (tonm)		Q u (ton)	$\alpha y$		
		上端	下端						柱頭	柱脚		柱頭	柱脚	
R	18.9	89.2	44.6	2.3	0.300	0.033	30	32.3	32.3	82.4	82.4	6.7	0.300	0.300
30	18.9	89.2	44.6	4.3	0.300	0.033	29	38.7	38.7	109.9	108.1	13.2	0.300	0.300
29	18.9	89.2	44.6	6.7	0.300	0.033	28	45.1	45.1	144.1	133.8	19.4	0.300	0.300
28	18.9	89.2	44.6	9.1	0.300	0.033	27	51.6	51.6	178.4	159.5	25.4	0.300	0.300
27	18.9	89.2	44.6	11.3	0.300	0.033	26	58.0	58.0	212.6	185.2	31.2	0.300	0.300
26	21.9	89.2	44.6	14.2	0.300	0.033	25	68.3	68.3	246.8	208.8	36.8	0.300	0.300
25	21.9	89.2	50.0	16.1	0.300	0.032	24	74.7	74.7	275.7	231.8	41.8	0.300	0.300
24	21.9	89.2	56.2	17.9	0.300	0.031	23	81.2	81.2	302.9	254.8	46.4	0.300	0.300
23	21.9	89.2	61.7	19.5	0.300	0.030	22	87.6	87.6	330.1	278.6	50.7	0.300	0.300
22	21.9	89.2	64.7	20.4	0.300	0.029	21	94.0	94.0	359.3	297.1	55.0	0.300	0.300
21	28.9	102.0	78.3	24.3	0.300	0.026	20	113.8	113.8	375.2	369.1	58.1	0.300	0.300
20	28.9	102.0	80.7	24.9	0.300	0.026	19	121.0	121.0	464.9	394.3	62.0	0.300	0.300
19	28.9	102.0	84.9	26.1	0.300	0.025	18	128.2	128.2	494.3	419.4	65.5	0.300	0.300
18	28.9	102.0	89.1	27.3	0.300	0.025	17	135.3	135.3	523.4	445.0	68.7	0.300	0.300
17	28.9	102.0	91.8	28.0	0.300	0.024	16	142.5	142.5	553.9	467.5	71.9	0.300	0.300
16	34.5	102.0	101.3	30.7	0.300	0.023	15	157.0	157.0	576.5	492.5	74.3	0.300	0.300
15	34.5	103.3	103.3	31.2	0.300	0.023	14	164.2	164.2	605.5	516.2	77.0	0.300	0.300
14	34.5	106.3	106.3	31.9	0.300	0.022	13	171.4	171.4	631.4	540.5	79.2	0.300	0.300
13	34.5	108.5	108.5	32.5	0.300	0.022	12	178.5	178.5	658.6	568.1	81.4	0.300	0.300
12	34.5	107.0	107.0	32.1	0.300	0.022	11	185.7	185.7	694.0	587.0	83.8	0.300	0.300
11	45.0	121.7	121.7	36.3	0.300	0.021	10	214.7	214.7	708.1	652.2	84.8	0.300	0.300
10	45.0	119.7	119.7	35.8	0.300	0.021	9	222.7	222.7	789.0	680.0	86.9	0.300	0.300
9	45.0	120.9	120.9	36.0	0.300	0.021	8	230.6	230.6	821.2	707.4	88.3	0.300	0.300
8	45.0	122.4	122.4	36.4	0.300	0.021	7	238.6	238.6	852.5	735.5	89.6	0.300	0.300
7	45.0	123.1	123.1	36.6	0.300	0.020	6	246.6	246.6	885.6	760.1	90.7	0.300	0.300
6	48.1	127.2	127.2	37.6	0.300	0.020	5	258.6	258.6	910.3	789.0	91.2	0.300	0.300
5	48.1	127.0	127.0	37.6	0.300	0.020	4	266.5	266.5	945.1	818.6	92.0	0.300	0.300
4	48.1	126.1	126.1	37.3	0.300	0.020	3	274.5	274.5	981.7	853.9	92.7	0.300	0.300
3	48.1	120.4	120.4	35.9	0.300	0.021	2	282.5	282.5	1032.1	903.3	93.9	0.300	0.300
2	48.1	116.1	96.0	29.3	0.300	0.024	1	290.4	290.4	1117.1	754.4	96.2	0.300	0.300

表7.4 部材の耐力、 $\alpha y$ および梁の降伏剛性比 $\beta$   
(6) フレーム : 030S

階	梁					階	柱							
	Mc (tonm)	My (tonm)		Qu (ton)	$\alpha y$		$\beta$	Mc (tonm)	My (tonm)		Qu (ton)	$\alpha y$		
		上端	下端						柱頭	柱脚			柱頭	柱脚
R	7.1	50.1	25.1	1.0	0.300	0.044	30	15.3	15.3	64.2	64.2	2.9	0.300	0.300
30	7.1	50.1	25.1	1.9	0.300	0.044	29	19.3	19.3	92.7	81.7	5.8	0.300	0.300
29	7.1	50.1	25.1	2.9	0.300	0.044	28	23.4	23.4	118.0	99.2	8.5	0.300	0.300
28	7.1	50.1	25.1	4.0	0.300	0.044	27	27.4	27.4	143.2	116.6	11.2	0.300	0.300
27	7.1	50.1	25.1	5.0	0.300	0.044	26	31.4	31.4	168.5	134.1	13.7	0.300	0.300
26	8.2	50.1	25.1	6.2	0.300	0.044	25	37.1	37.1	193.7	151.6	16.2	0.300	0.300
25	8.2	50.1	25.1	7.1	0.300	0.044	24	41.2	41.2	219.0	169.1	18.5	0.300	0.300
24	8.2	50.1	25.1	8.0	0.300	0.044	23	45.2	45.2	244.2	186.3	20.8	0.300	0.300
23	8.2	50.1	25.5	8.8	0.300	0.044	22	49.2	49.2	268.5	203.0	22.9	0.300	0.300
22	8.2	50.1	26.4	9.0	0.300	0.044	21	53.3	53.3	291.7	214.3	24.8	0.300	0.300
21	11.7	58.3	33.0	11.0	0.300	0.040	20	65.8	65.8	299.3	250.7	26.0	0.300	0.300
20	11.7	58.3	33.6	11.2	0.300	0.039	19	70.4	70.4	349.5	268.4	27.8	0.300	0.300
19	11.7	58.3	35.3	11.7	0.300	0.039	18	74.9	74.9	372.2	285.9	29.3	0.300	0.300
18	11.7	58.3	37.0	12.2	0.300	0.038	17	79.5	79.5	394.5	303.8	30.8	0.300	0.300
17	11.7	58.3	38.1	12.6	0.300	0.038	16	84.0	84.0	417.9	319.1	32.2	0.300	0.300
16	14.0	58.3	42.1	13.7	0.300	0.036	15	91.9	91.9	434.3	337.0	33.2	0.300	0.300
15	14.0	58.3	42.9	13.9	0.300	0.036	14	96.5	96.5	457.6	354.4	34.4	0.300	0.300
14	14.0	58.3	44.1	14.3	0.300	0.035	13	101.0	101.0	479.8	372.2	35.5	0.300	0.300
13	14.0	58.3	44.9	14.5	0.300	0.035	12	105.6	105.6	502.8	391.7	36.6	0.300	0.300
12	14.0	58.3	43.8	14.2	0.300	0.035	11	110.1	110.1	530.6	402.4	37.7	0.300	0.300
11	19.4	67.5	51.2	16.4	0.300	0.033	10	129.2	129.2	534.7	455.0	37.8	0.300	0.300
10	19.4	67.5	49.9	16.0	0.300	0.033	9	134.3	134.3	606.3	475.1	38.8	0.300	0.300
9	19.4	67.5	50.2	16.1	0.300	0.033	8	139.4	139.4	632.6	495.0	39.5	0.300	0.300
8	19.4	67.5	50.8	16.3	0.300	0.033	7	144.6	144.6	658.2	515.1	40.0	0.300	0.300
7	19.4	67.5	51.1	16.4	0.300	0.033	6	149.7	149.7	684.5	533.6	40.6	0.300	0.300
6	20.8	67.5	52.8	16.8	0.300	0.032	5	156.7	156.7	706.7	554.1	40.9	0.300	0.300
5	20.8	67.5	52.7	16.8	0.300	0.032	4	161.8	161.8	733.9	574.9	41.2	0.300	0.300
4	20.8	67.5	52.4	16.7	0.300	0.033	3	166.9	166.9	762.0	598.2	41.5	0.300	0.300
3	20.8	67.5	50.0	16.1	0.300	0.033	2	172.1	172.1	796.8	633.0	41.9	0.300	0.300
2	20.8	67.5	39.9	13.1	0.300	0.036	1	177.2	177.2	862.9	479.8	43.0	0.300	0.300

表7.5 入力地震動

ID	Name of Record and Earthquake	Maximum Accel.
E	El-Centro NS 1940	511 gal
H	Hachinohe Kowan EW Tokachi-Oki 1968	256 gal
T	Tohoku Univ. NS Miyagiken-Oki 1978	357 gal

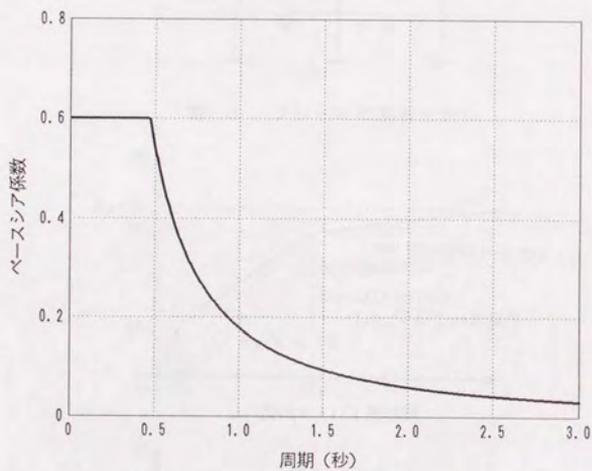


図7.1 設計用地震力スペクトル

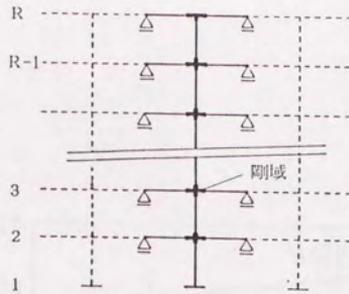


図7.2 フレームの解析モデル

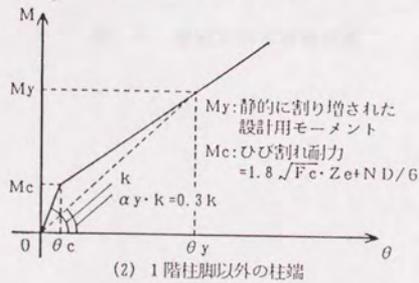
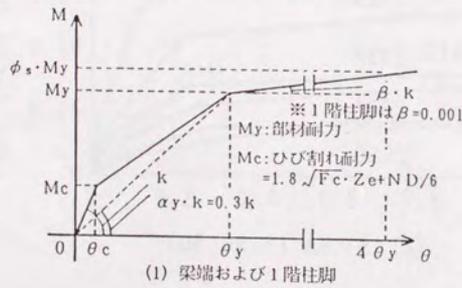


図7.3 部材のスケルトンカーブ

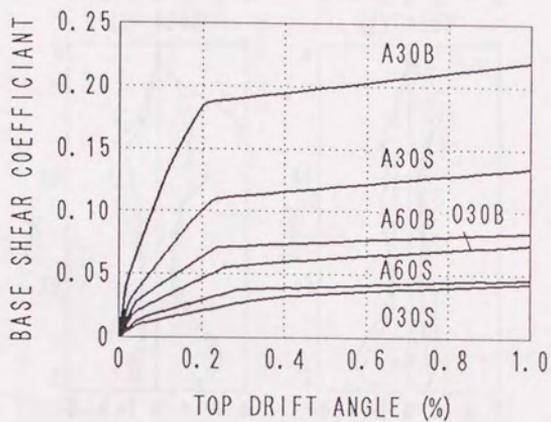
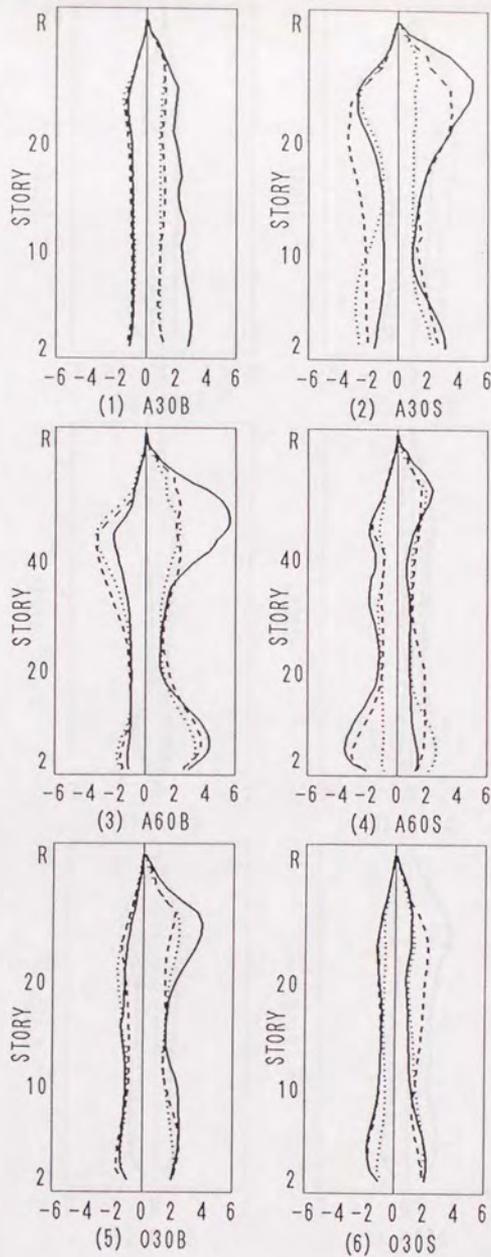


图 7.4 静的非線形解析結果



H ..... E - - - - T ———

図7.5 梁の応答塑性率

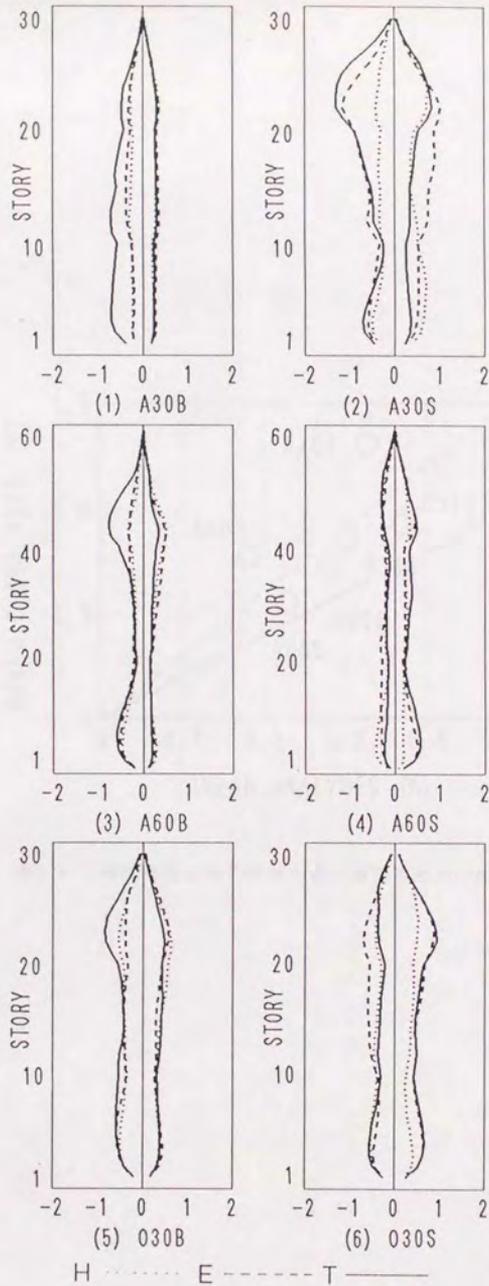


圖7.6 層間變形角 (%)

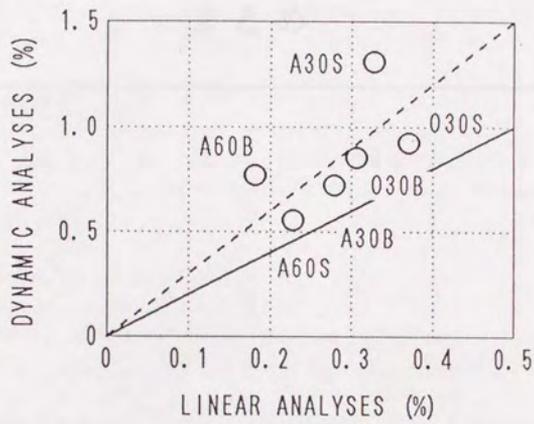


図7.7 線形解析と動的解析の最大層間変形角の関係

## 第 8 章

### まとめ

## 第8章 まとめ

本研究は、高層鉄筋コンクリート造建物の高強度材料の使用による実現を念頭におき、その耐震設計法の開発を目的とした実験的、解析的研究であり、曲げせん断力と軸力を受け、曲げ圧縮破壊する高強度コンクリート、高強度横補強筋、普通強度の主筋を用いた柱部材の靱性能を定量的に把握することを目的として、曲げせん断実験、中心圧縮実験、そして円形拘束コンクリートの中心圧縮実験を行ない、これらのデータを基に横補強筋および軸力と部材の耐力と靱性能の定量的な関係について解析的に検討した。また、鉄筋コンクリート造純フレームを対象として、その高強度材料の使用、そして高層化に伴ういくつかの問題点について解析的に検討した。

得られた結果を各章ごとに以下にまとめる。

第1章「序論」では、本研究の目的について述べ、本論文で使用する主な用語と記号の定義を行なった。そして、既往の研究について本研究と関わりのある次の4つのテーマについてまとめた。

- ① 高強度コンクリートの材料的性質に関する研究
- ② 高強度コンクリートの拘束効果に関する研究
- ③ 高強度コンクリートを用いたRC部材の曲げ挙動に関する研究
- ④ 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造フレームの設計に関する研究

第2章「高強度材料を用いた柱部材の曲げせん断実験」では、圧縮強度 $1000\text{kgf/cm}^2$ 程度の高強度コンクリートおよび降伏強度 $4000\text{kgf/cm}^2$ 程度の主筋、降伏強度 $4000\sim 12000\text{kgf/cm}^2$ 程度の高強度横補強筋を用いた、曲げ変形が卓越して曲げ圧縮破壊するせん断スパン比2の柱部材の曲げせん断実験を行ない、その変形性能と横補強筋量および配筋方法の関係について検討した。

その結果、高強度コンクリートの脆性的な性質を補うために、高強度の横補強筋を用いれば必要な変形能力を確保することが可能であること、同じ横補強筋量でも、中子を配筋することにより変形性能が向上すること、横補強筋の配筋詳細を中子のあるものとすれば、柱の変形性能は横補強筋の強度にほぼ比例すること、柱の変形性能は横補強筋によって実際に供給される横応力度によって決まることが示された。

第3章「高強度材料を用いた柱部材の中心圧縮実験」では、第2章で行なった曲げせん断実験の試験体からかぶりコンクリートと主筋を取り除いたコア部分を取り出し、中心圧縮実験を行なった。その結果、曲げせん断力と軸力を受ける柱部材の変形性能は、コアコンクリートの軸応力度-軸歪度関係と強い相関があり、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係は、横補強筋による横応力度と強い相関があることが確認

された。そして、第2章の曲げせん断試験体の配筋詳細による靱性能の違いは、横補強筋の横応力度-軸歪度関係の剛性の違いに起因すること、最大耐力点において、横補強筋が降伏していないことが多く、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係ひいては曲げせん断力と軸力を受ける柱部材の変形性能を評価するためには、横補強筋の横拘束耐力だけでなく、横拘束剛性を定量的に評価する必要があることを指摘した。

第4章「円形拘束コンクリートの中心圧縮実験」では、円形パイラルで横拘束された10φ×20cmの円柱体の中心圧縮実験を行なった。高強度コンクリートは、高強度横補強筋で横拘束する必要が出てくるため、横拘束剛性は、横補強筋の強度によって様々に変化するが、既往の同様の実験では、これを考慮していないなどパラメータに偏りがあった。よってここでは、あらゆるパラメータを現実的な範囲で網羅するように設定して実験を行なった。即ち、パラメータとしてコンクリート強度、横補強筋比、横補強筋量(横補強筋比×横補強筋強度)、横補強筋強度、横補強筋径を取り上げた。実験の結果、コンクリート強度が大きいほど横歪度が小さく、同じ横補強筋でも横応力度が小さくなるため、拘束効果が低くなることがわかった。そのため、第3章の柱の中心圧縮実験結果と同様に、最大耐力点において横補強筋が降伏していないことが特にコンクリート強度が大きい場合に多く、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係を評価するためには、横補強筋の横拘束耐力だけでなく、横拘束剛性を定量的に評価する必要があることを指摘した。よって、横補強筋量が同じでも横補強筋比が異なれば、横補強筋の離散の影響の他に、横拘束剛性が異なるため横応力度が異なり、そのため拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係が異なる。

第5章「拘束コンクリートの構成則のモデル化」では、第4章の円形拘束コンクリートの中心圧縮実験結果を基に、横補強筋の横拘束剛性、コンクリート強度による横はらみの違いの影響を取り入れた形で拘束コンクリートの構成則のモデル化を行なった。そして任意の形状をもつ横補強筋の横拘束剛性を解析的に求めることによってモデルを拡張し、低強度から高強度の横補強筋を使用し、あらゆる配筋詳細をもつ横補強筋によって横拘束された低強度コンクリートから高強度コンクリートまでの拘束コンクリートに適用できる構成則モデルを提案した。そして、モデルを用いた解析結果と実験結果を比較することによってその妥当性を確認した。

第6章「曲げせん断力と軸力を受ける部材の耐力と変形性能の評価および設計」では、まず柱の変形性能を定量的に評価するために、第2章の曲げせん断実験と第3章の中心圧縮実験結果を分析し、限界変形点の定義を行なった。即ち柱の軸力を支えておりその崩壊が建物全体の倒壊につながるという重要度を考慮して、柱の軸力支持能力を評価するために、その軸変形に着目し、軸変形が急増する点の存在を指摘し、限界変形点と定義した。

次に、この限界変形点において、明確に水平耐力が低下すること、ヒンジ領域の圧

縮コンクリートの平均軸応力度が最大となることを指摘し、圧縮コンクリートの限界歪を定義した。

そして、第5章で開発された解析モデルを曲げせん断力と軸力を受ける柱部材に適用して、限界変形点を予測し、耐力と変形性能を評価する方法を示し、これを用いた設計法の提案を行なった。

最後に、解析モデルを用いてパラメトリック解析を行ない、設計の目安を示すとともに限界変形のコンクリート強度、横補強筋、軸力比との関係について考察した。

第7章「鉄筋コンクリート造純フレームの設計」では、鉄筋コンクリート造純フレーム、特に高強度材料の使用が必要となる高層、超高層のRC造純フレームを対象とし、その高強度材料の使用、高層化に伴う主に次の3つの要因について解析的に検討した。

- ① 建物の高層化に伴う必要保有水平耐力の低減
- ② 高強度材料の使用による部材断面寸法の低減
- ③ 部材断面寸法の低減による重量と剛性の低減

その結果、一自由度系を用いた動的応答解析により設定した設計用スペクトルに従って設計されたフレームの梁の応答塑性率はほぼ一定値となり、必要保有水平耐力は、一自由度系の応答性状によって評価できること、固有周期が長い超高層建物では、断面の低減による周期の伸びと重量の減少による地震力の低減により、剛性の低下にもかかわらず層間変形角の応答値はあまり変化しないことがわかった。

## 図、表および写真の一覧

各章ごとに、図、表および写真の一覧を示す。

### 1. 序論

- 図1.1 ACI Committee 363の報告書に紹介されたコンクリートの応力度-歪度関係
- 図1.2 友沢らによる高強度コンクリートの基礎的力学特性の調査
- 図1.3 黒正らによって行なわれた柱の実験に基づくコンクリート強度による履歴性状の違い

### 2. 高強度材料を用いた柱部材の曲げせん断実験

- 表2.1 試験体諸元
- 表2.2 設計基準強度に基づく試験体の耐力
- 表2.3 鉄筋の引張試験結果
- 表2.4 コンクリートの調合
- 表2.5 コンクリートの圧縮試験結果
- 表2.6 コンクリートの性質
- 表2.7 材料試験結果に基づく試験体諸元
- 表2.8 使用ロードセルおよび変位計
- 表2.9 実験結果と解析結果
- 写真2.1 加力風景
- 図2.1 曲げ耐力と指針式によるせん断耐力の関係
- 図2.2 配筋図
- 図2.3 試験体間の関係
- 図2.4 鉄筋の応力度-歪度関係
- 図2.5 鉄筋の降伏強度および降伏歪の求め方
- 図2.6 コンクリートの応力度-歪度関係
- 図2.7 加力装置
- 図2.8 加力履歴
- 図2.9 ひび割れ状況
- 図2.10 水平力-水平変形関係
- 図2.11 P- $\Delta$ 効果の補正
- 図2.12 水平力-軸変形関係
- 図2.13 変形状態
- 図2.14 曲率分布
- 図2.15 帯筋の歪

図2.16 限界変形角と帯筋量 ( $\rho w \sigma_{wy}$ ) の関係

図2.17 横応力度の定義

図2.18 帯筋による横応力度と水平変形の関係

### 3. 高強度材料を用いた柱部材の中心圧縮実験

表3.1 試験体諸元

表3.2 補正された各試験体のコンクリート圧縮強度

表3.3 実強度に基づく試験体諸元

表3.4 使用ロードセルおよび変位計

写真3.1 型枠 (試験体C1)

写真3.2 加力装置 (試験体CPS)

図3.1 配筋図

図3.2 加力装置

図3.3 軸方向の破壊の不均等性の補正

図3.4 軸応力度-軸歪度関係

図3.5 横応力度の定義

図3.6 横応力度-軸歪度関係

### 4. 円形拘束コンクリートの中心圧縮実験

表4.1 試験体一覧

表4.2 鉄筋の引張試験結果

表4.3 コンクリートの調合

表4.4 コンクリートの圧縮試験結果

表4.5 材料試験結果、試験体施工結果に基づく試験体一覧

写真4.1 加力中の試験体周りの様子

図4.1 試験体の概観

図4.2 鉄筋の応力度-歪度関係

図4.3 ブレーンコンクリートの応力度-歪度関係

図4.4 ブレーンコンクリートの軸歪度-横歪度関係

図4.5 加力装置

図4.6 軸応力度-軸歪度関係の補正

図4.7 軸応力度-軸歪度関係

図4.8 横補強筋の歪度の決め方

図4.9 横補強筋の歪度から応力度への変換

図4.10 横応力度-軸歪度関係

## 5. 拘束コンクリートの構成則のモデル化

- 図5.1 プレーンコンクリートの最大応力点における軸歪度
- 図5.2 プレーンコンクリートの終局時軸応力度
- 図5.3 横応力度に依存した応力の破壊条件
- 図5.4 応力と歪の破壊条件のばらつきの応力度-歪度曲線に与える影響
- 図5.5 式(5.13)における定数A、Bの意味
- 図5.6 横応力度に依存した歪の破壊条件
- 図5.7 横応力度に依存した終局時軸応力度
- 図5.8 横応力度に依存した終局時軸歪度
- 図5.9 横応力度-軸歪度関係のモデル化
- 図5.10  $\sigma_{wy}$ と $\varepsilon_{zy} - \varepsilon_{zs}$ の関係
- 図5.11 モデル化した横応力度-軸歪度関係
- 図5.12  $\beta$ と横補強筋比の関係
- 図5.13  $\beta$ とコンクリート強度の関係
- 図5.14 応力の破壊条件
- 図5.15 歪の破壊条件
- 図5.16 終局時軸応力度
- 図5.17 終局時軸歪度
- 図5.18 外周フープのモデル化
- 図5.19 外周フープの変形モードのモデル化
- 図5.20 提案するプレーンおよび拘束コンクリートの応力度-歪度曲線
- 図5.21 円形拘束コンクリートの提案モデルによる応力度-歪度曲線
- 図5.22 角柱試験体の提案モデルによる応力度-歪度曲線
- 図5.23 角柱のモデル化した横応力度-軸歪度関係

## 6. 曲げせん断力と軸力を受ける部材の耐力と変形性能の評価および設計

- 表6.1 曲げせん断試験体の最大耐力と限界変形角の実験値と解析値の比較
- 図6.1 軸歪度、水平力と累積水平変形角
- 図6.2 平石らによって指摘された圧縮領域の重複による軸歪の進行
- 図6.3 ヒンジ領域の軸歪度
- 図6.4 解析対象断面および断面のひずみ分布
- 図6.5 曲率-圧縮歪関係と平均軸応力度の対応
- 図6.6 中心圧縮実験結果の軸応力度-軸歪度関係と限界変形点の対応[68]
- 図6.7 パラメトリック解析結果(限界変形角)
- 図6.8 パラメトリック解析結果(中立軸深さ)

## 7. 高層鉄筋コンクリート造純フレームの耐震設計

- 表7.1 対象建物一覧
- 表7.2 部材断面寸法
- 表7.3 各階の重量
- 表7.4 部材耐力
- 表7.5 入力地震動
- 図7.1 設計用地震力スペクトル
- 図7.2 フレームの解析モデル
- 図7.3 部材のスケルトンカーブ
- 図7.4 静的非線形解析結果
- 図7.5 梁の応答塑性率
- 図7.6 層間変形角
- 図7.7 線形解析と動的解析の最大層間変形角の関係

## 文献リスト

本論文全体で引用された文献および出版物の一覧を示す。各文献、出版物は、次の形式で記されている。

[番号] 著者 (出版元)

題目

出典

### (1) 全般

- [1] 日本建築学会  
鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988年
- [2] 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年
- [3] 青山博之編著  
鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法、1990年
- [4] 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年
- [5] American Concrete Institute  
Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)  
and Commentary -ACI 318R-89, 1989

### (2) 高強度コンクリートの材料的性質に関する研究

- [6] ACI Committee 363  
State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete  
Journal of the ACI No. 4 Proceedings V. 81, 1984, pp. 364-411
- [7] Carrasquillo, R. L., Nilson, A. H. and Slate, F. O.  
Properties of High Strength Concrete Subject to Short-Term Loads  
Journal of the ACI No. 3 Proceedings V. 78, 1981, pp. 171-178
- [8] 六車熙  
超高強度コンクリートの力学的諸性質  
セメント・コンクリート、No. 425、1982年、pp. 2-6
- [9] 友沢史紀、野口貴文、小野山貫造  
高強度・超高強度コンクリートの基礎的力学特性に関する調査  
日本建築学会大会学術講演梗概集 A 材料施工、1990年、pp. 497-498

- [10] 神田亨、山田茂  
セメント量、混和剤添加量を抑えた高強度コンクリートの物性  
コンクリート工学年次論文報告集第11巻第1号、1989年
- [11] New RC 平成元年度 高強度コンクリート分科会報告書  
1990年、pp. 4-4-1-13

(3) 圧縮コンクリートの拘束効果に関する研究

- [12] Richart, F. E., Brandtzaeg, A. and Brown, R. L.  
A Study of the Failure Mechanism of Concrete under Combined Stresses  
Bulletin No. 185, Engineering Experiment Station,  
University of Illinois, 1928
- [13] 青山博之、野口博  
多軸応力下のコンクリートの力学的性状  
コンクリート工学、Vol. 17, No. 4、1979年4月、pp. 1-14
- [14] 加藤大介  
コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム  
第1編 委員会報告書 7.2 配筋詳細と靱性  
日本コンクリート工学協会、1988年3月、pp. 1-137-153
- [15] Sakai, K. and Sheikh, S. A.  
What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns?  
Journal of the ACI No. 2 Proceedings V. 86, 1989, pp. 192-207
- [16] Tanaka, H.  
Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behavior of  
Reinforce Concrete Columns  
University of Canterbury, 1990
- [17] 高木仁之、田中礼治、狩野芳一  
高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート部材の設計上の問題点  
コンクリート工学 Vol. 28 No. 6、1990年6月、pp. 16-23
- [18] Shah, S. P., Fafitis, A. and Arnold, R.  
Cyclic Loading of Spirally Reinforced Concrete  
Proceedings of the ASCE, Vol. 109 No. ST7, 1983, pp. 1695
- [19] Fafitis, A. and Shah, S. P.  
Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns  
High-Strength Concrete, ACI SP-87, 1985, pp. 213-232

- [20] Fafitis, A. and Shah, S. P.  
Predictions of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to  
Large Deformations  
Journal of the ACI No. 4 Proceedings V. 82, 1985, pp. 423
- [21] Ahmad, S. H. and Shah, S. P.  
Complete Triaxial Stress-Stress Curves for Concrete  
Proceedings of the ASCE, Vol. 108 No. ST4, 1982, pp. 728-742
- [22] Ahmad, S. H. and Shah, S. P.  
Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement  
Journal of the ACI No. 6 Proceedings V. 79, 1982, pp. 484-490
- [23] Martinez, S., Nilson, A. H. and Slate, F. O.  
Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns  
Journal of the ACI No. 5 Proceedings V. 81, 1984, pp. 431-442
- [24] Martinez, S.  
Spirally-Reinforced High-Strength Concrete Columns  
Cornell University Report No. 82-10
- [25] Abdel-Fattah, H. and Ahmad, S. H.  
Behavior of Hoop-Confined High-Strength Concrete  
under Axial and Shear Loads  
ACI Structural Journal V. 86, No. 6, 1989, pp. 652-659
- [26] 六車熙、渡辺史夫、田中仁史、桜井和夫、中村英一  
高強度鉄筋によるコンクリートの横拘束効果について  
セメント技報年報32号、1978年、pp. 444-448
- [27] 六車熙、渡辺史夫、勝田庄二、田中仁史  
横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化  
セメント技報年報34号、1980年、pp. 429-432
- [28] 六車熙、渡辺史夫、小室努  
高強度コンクリートの鉄筋コンクリート靱性柱への適用に関する研究  
コンクリート工学年次論文報告集第11巻第2号、1989年、pp. 293-298
- [29] 藤村孝暢、福島出、周振毅、田中仁史、渡辺史夫、六車熙  
横拘束された高強度コンクリートの応力-歪曲線モデルに関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II、1990年、pp. 631-634
- [30] 六車熙  
鉄筋コンクリート断面の破壊時コンクリート圧縮縁ひずみに関する研究  
材料、第24巻第260号、pp. 441-446、昭和50. 5
- [31] 六車熙、長井栄治  
コンクリートの圧縮縁ひずみに関する研究  
セメント技報年報30号、昭和51年、pp. 362-365

- [32] 羽廣重夫、加藤大介  
鉄筋コンクリート造角柱試験体の軸方向圧縮実験の評価に関する研究  
コンクリート工学年次論文報告集第11巻第2号、1989年、pp.287-292
- [35] 羽廣重夫、加藤大介  
鉄筋コンクリート造角柱試験体の軸方向圧縮実験の評価に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II、1989年、pp.495-496
- [34] 加藤大介  
高強度材料を用いたRC造角柱の軸方向加力実験の評価に関する研究  
コンクリート工学年次論文報告集第12巻第2号、1990年、pp.439-444
- [35] 加藤大介  
鉄筋コンクリート部材の靱性評価に関する研究  
コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集  
1990年5月、pp.131-138
- [36] Hatanaka, S., Kosaka, Y. and Tanigawa, Y.  
Plastic Deformational Behavior of Axially Loaded Concrete  
under Low Lateral Pressure -An Evaluation Method for  
Compressive Toughness of Laterally Confined Concrete (Part 1)-  
Journal of Structural and Construction Engineering, No.377, 1987,  
pp.27-40
- [37] 畑中重光、服部宏己、吉田徳雄、谷川恭雄  
コンファインド高強度コンクリートの圧縮靱性とその評価  
コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、  
1990年5月
- [38] 服部宏己、吉田徳雄、畑中重光、谷川恭雄  
横拘束を受ける高強度コンクリートの靱性評価  
日本建築学会大会学術講演梗概集A材料施工、1990年、pp.513-516
- [39] 佐藤孝典、下戸芳寛、渡辺泰志  
アンボンド型充填鋼管コンクリート構造の中心圧縮性状とその定式化  
コンクリート工学年次論文報告集第10巻第3号、1988年、pp.355-360
- [40] 肖岩、富井政英、崎野健治、林博之、重信好文  
コンファインドコンクリートの構成則に関する研究(その1~その4)  
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II、1989年、pp.631-634
- [41] 富井政英、肖岩  
コンファインドコンクリートの硬化・滑り領域の構成則の研究  
コンクリート工学年次論文報告集第12巻第2号、1990年、pp.759-764

- [42] 林博之、崎野健治  
コンファインドコンクリートの構成則に関する研究  
その5. 円形フープ筋および円形スパイラル筋補強コンクリート柱の  
中心圧縮性状に関する解析的研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II、1990年、pp. 621-622
- [43] 樹田佳寛、阿部道彦、安田正雪、高塩美佐子、松本雅之  
高強度コンクリートの調合と基礎物性に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集 A 材料施工、1990年、pp. 483-487
- [44] 鈴木計夫、中塚信、菅田昌宏  
角形補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性  
コンクリート工学年次論文報告集第11巻第2号、1989年、pp. 449-454
- [45] 鈴木計夫、中塚信、井上和政  
円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの応力・ひずみ特性  
および同コンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈性状  
コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、  
1990年5月
- [46] Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D.  
Ductility of Square-Confined Concrete Columns  
Proceedings of the ASCE, Vol. 108 No. ST4, 1982, pp. 929-950
- [47] Sundara Raja Iyengar, K. T., Parakash Desayi and Nagi Reddy, K.  
Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders  
Magazine of Concrete Research, Vol. 22, No. 72, 1970, pp. 173-184
- [48] Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M.  
Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns  
Proceedings of the ASCE, Vol. 108 No. ST12, 1982, pp. 2703-2722

#### (4) R C 部材の曲げ挙動に関する研究

- [49] Leslie, K. E., Rajagopalan, K. S. and Everard, N. J.  
Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams  
Journal of the ACI No. 9 Proceedings V. 73, 1976, pp. 517-521
- [50] Leslie, K. E., Rajagopalan, K. S. and Everard, N. J.  
Ghosh, S. K. and Chandrasekhar, C. S  
Mahmood, K.  
Wang, F., Shah, S. P. and Naaman, A. E.  
Discussion of "Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams"  
Journal of the ACI No. 3 Proceedings V. 74, 1977, pp. 140-145

- [51] Hanks, D. L. and Darwin, D.  
Cyclic Behavior of High Strength Concrete Beams  
Structural Engineering and Engineering Materials, SM Report No. 21.  
The University of Kansas Center for Research Inc., 1988
- [52] 黒正清治、林静雄、鄭憲秀、大平芳孝  
高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートばりの曲げ変形性状  
に関する実験研究（その1）（その2）  
日本建築学会大会学術講演梗概集<構造系>、昭和51年、pp.1345-1348
- [53] 鄭憲秀、黒正清治、林静雄  
高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートばりの曲げ変形性状  
に関する実験研究（その3）  
日本建築学会大会学術講演梗概集<構造系>、昭和52年、pp.1609-1610
- [54] 黒正清治、林静雄、鄭憲秀、成田和彦  
高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱に関する実験研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集<構造系>、昭和53年、pp.1711-1712
- [55] 鄭憲秀、林静雄、黒正清治、伊藤彰  
高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱に関する実験研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集<構造系>、昭和55年、pp.1721-1722
- [56] 鄭憲秀、林静雄、黒正清治  
高強度コンクリートを使用した鉄筋コンクリート柱に関する実験研究（その3）  
日本建築学会大会学術講演梗概集<構造系>、昭和56年、pp.1327-1328
- [57] 菅野俊介、田村彰男、長嶋俊雄、木村秀樹  
超高層RC建物における柱に関する実験的研究  
—高強度コンクリート柱の中心圧縮実験及び曲げせん断実験—  
竹中技術研究報告第38号、1987年、pp.35-53
- [58] 菅野俊介、長嶋俊雄、木村秀樹、田村彰男  
高強度横補強筋を用いた高強度コンクリート柱および梁の実験的研究  
コンクリート工学年次論文報告集第10巻第3号、1988年、pp.227-232
- [59] 田村彰男、長嶋俊雄、菅野俊介、木村秀樹  
高強度コンクリート及び高強度横補強筋を用いたRC部材の実験的研究  
（その1）柱の中心圧縮実験（その2）柱の曲げせん断実験  
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II、昭和62年、pp.479-482
- [60] 木村秀樹、菅野俊介、長嶋俊雄  
高強度コンクリート及び高強度横補強筋を用いたRC部材の実験的研究  
（その3）短スパン梁の曲げせん断実験  
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II、昭和63年、pp.657-658

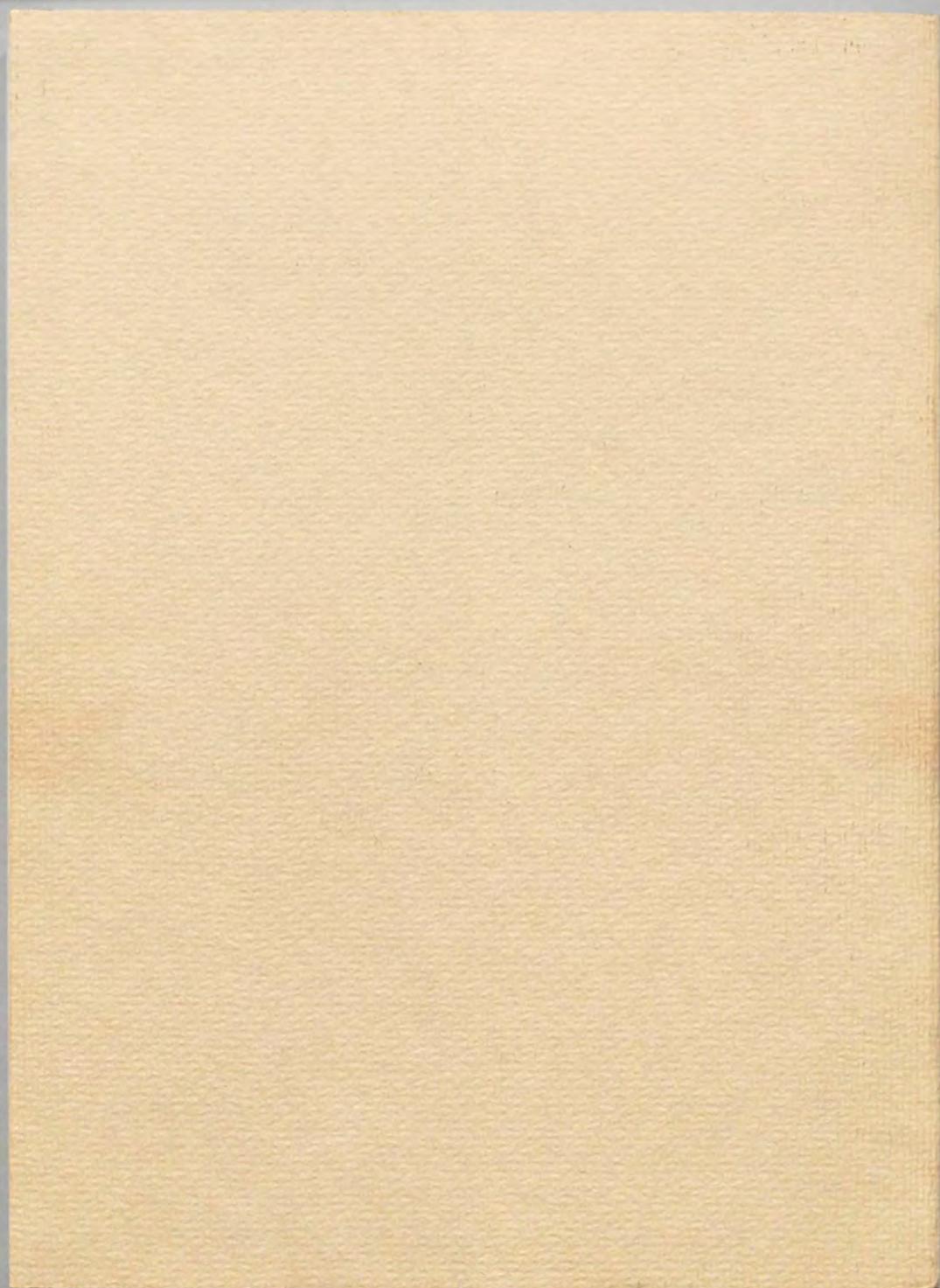
- [61] 田中伸幸、来田義弘、坂口昇、鈴木忠彦、河内武、首藤恵治、九々正武  
超高強度鉄筋コンクリート造短スパン梁の曲げせん断耐力実験  
（その1）曲げ特性 （その2）せん断特性  
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ、昭和62年、pp.67-70
- [62] 来田義弘、香田伸次、河内武、坂口昇、野崎次男、九々正武  
超高強度鉄筋コンクリート造柱の曲げせん断試験  
（その1）実験概要 （その2）曲げ特性 （その3）せん断特性  
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ、昭和63年、pp.697-702
- [63] 本田義博、山本俊彦、白都滋、大滝健  
高強度鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究  
東急建設技術研究所報 No.16、1990.9、pp.75-86
- [64] 黄楷、李康寧、壁谷沢寿海  
高軸力を受ける高強度鉄筋コンクリート柱の強度と変形能力に関する  
実験的研究  
コンクリート工学年次論文報告集第12巻第2号、1990年、pp.427-432
- [65] 黄楷、李康寧、壁谷沢寿海  
高軸力を受ける高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の挙動  
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ、1990年、pp.849-850
- [66] 平石久廣、稲井栄一、勅使川原正臣  
変形機構に基づくR/C柱の曲げ靱性能に関する研究  
コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム  
日本コンクリート工学協会、1988年3月、pp.Ⅱ-217-228
- [67] 平石久廣、稲井栄一  
鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の靱性に関する解析的研究  
日本建築学会構造系論文報告集第408号、1990年、pp.21-30
- [68] 平石久廣、稲井栄一、板倉康久、高崎哲哉、石渡康弘、川島俊一  
勅使川原正臣、葉研地彰  
高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状  
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ、1989年、pp.755-766
- [69] 平石久廣、稲井栄一、板倉康久、高崎哲哉、石渡康弘、川島俊一  
勅使川原正臣  
鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究（その1）  
柱の中心圧縮実験、純曲げ実験および曲げせん断実験とその相関  
日本建築学会構造系論文報告集、第410号、1990年、pp.27-39
- [70] 板倉康久、石渡康弘、平石久廣、勅使川原正臣、川島俊一、高崎哲哉  
葉研地彰  
高強度鉄筋コンクリート造柱の中心圧縮性状に関する研究  
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ、1990年、pp.839-842

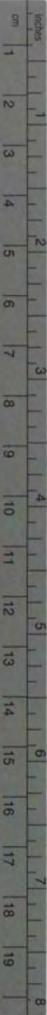
- [71] 川島俊一、高崎哲哉、平石久廣、勅使川原正臣、板倉康久、葉研地彰  
石渡康弘  
高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状  
日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II、1990年、pp. 845-848
- [72] 中塚信  
靱性部材配筋詳細研究委員会報告書 2.1 圧縮部コンクリートと横拘束補強  
日本コンクリート工学協会、1990年5月、pp. 3-18
- [73] 鈴木計夫、中塚信、井上和政  
プレストレスト鉄筋コンクリート梁部材の終局限界点とその特性  
コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム  
日本コンクリート工学協会、1988年3月、pp. II-193-204
- [74] 小柳治、六郷恵哲、岩瀬裕之  
鉄筋コンクリートははり部材の靱性評価と靱性設計  
コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム  
日本コンクリート工学協会、1988年3月、pp. II-87-98
- [75] 境有紀、遠藤芳雄、小谷俊介、青山博之  
高強度コンクリートを用いたRC部材の耐力と耐力算定式  
コンクリート工学年次論文報告集第11巻第2号、1989年
- [76] 遠藤芳雄、境有紀、小谷俊介、青山博之  
高強度コンクリートを用いたRC部材の耐力と耐力算定式  
(その1) 曲げ耐力  
日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II、1989年
- [77] 境有紀、遠藤芳雄、小谷俊介、青山博之  
高強度コンクリートを用いたRC部材の耐力と耐力算定式  
(その2) せん断耐力  
日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II、1989年
- (5) 鉄筋コンクリート造フレームの応答解析および耐震設計法に関する研究
- [78] 葉研地彰、島崎和司  
超高強度材料による超高層RC住宅の試設計について  
間組技術年報、1987年、pp. 95-102
- [79] New RC 平成元年度 設計分科会報告書  
1990年、pp. 4-6-1-7
- [80] 青山博之、小谷俊介、久保哲夫、壁谷沢寿海  
靱性に依存する鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法  
コンクリート工学年次論文報告集第9巻第2号、1987年

- [81] 境有紀、小谷俊介、青山博之  
中高層 R C 純フレームの終局強度型耐震設計  
構造工学論文集 Vol. 35B、1989年
- [82] Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.  
Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes  
Proceedings of the ASCE, Vol. 96, No. ST12, 1970

(6) その他

- [83] 日本建築学会  
建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事、1986年
- [84] 菅野俊介  
鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、1970年
- [85] 荒川卓  
鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究（実験結果の総合）  
日本建築学会論文報告集、第66号、1960年、pp. 437-440
- [86] Ramberg, W. and Osgood, W. R.  
Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters  
National Advisory Committee on Aeronautics, Technical Note 902, 1943





# Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM, Kodak

Blue	Cyan	Green	Yellow	Red	Magenta	White	3/Color	Black
[Patch]								

# Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM, Kodak

**A** 1 2 3 4 5 6 **M** 8 9 10 11 12 13 14 15 **B** 17 18 19

