

# 鉄筋コンクリート造壁柱の復元力特性

## Restoring the Force Characteristics of Reinforced Concrete Broad Columns

井 上 貴 之  
鈴 木 紀 雄

### 要 約

フラットプレート架構では、水平剛性を確保するために壁柱を使用することが考えられる。鉄筋コンクリート造壁柱の復元力特性を把握することを目的に、①偏平率、②軸方向応力度、③シアスパン比、④端部拘束の有無をパラメータとした構造実験を行った。この結果、1)軸力が小さい場合には、壁柱は十分な変形能力を有すること、2)軸力が高くなると脆性的に破壊する可能性があるが、端部のコンクリートを拘束することにより変形能力を向上させられること、3)壁柱の復元力特性は、既往の柱を対象とした計算法で評価できることが分かった。

### 目 次

- I. はじめに
- II. 試験体
- III. 加力と測定
- IV. 実験結果
- V. 復元力特性の計算
- VI. おわりに

#### I. はじめに

スラブが柱に直接結びつけられているフラットプレート架構は、建築計画や設備計画の自由度を大きくできることから、フリープラン住宅の躯体として注目されている。構造的には、柱回りのスラブがパンチングに弱いという性質を持つが、適切な補強を行うことでパンチング破壊を防ぎ、靱性に富んだ構造にできることが確認されている。一方、通常のラーメンのような梁がないので、適切な方法で水平剛性を確保することも課題である。これに対処する方法の一つとして、断面せいの大きい壁柱を使用することが考えられる。壁柱に関する実験は、1980年代半ばに、壁式ラーメン構造を開発する過程でいくつか行われているが、主として耐力に注目したものであったため、建物の耐震性を把握するために重要な復元力特性の評価法は明らかになっていない。

そこで、本研究では、構造実験を行って壁柱の弾塑性特性を把握し、復元力特性評価法を確立することを目的とした。

#### II. 試験体

最下層の柱を1/2に縮小した試験体を作成した。その一覧を Table 1 に示す。パラメータは、次の四つである。

##### a. 偏平率（水平断面の長辺と短辺の比）

偏平率の値は、2.5 と 4.5 の二通りとした。

##### b. 軸応力度

10 階程度の建物の最下層柱を想定した  $0.1F_c$  ( $F_c$  はコンクリー

トの圧縮強度) と、さらに高層の場合も想定した  $0.3F_c$  の二通りとした。

##### c. シアスパン比

フラットプレート架構では梁の剛性が小さいため、最下層柱のモーメント反曲点位置が2層の中間程度になる。これを考慮してシアスパン比は 3.0 としたが、通常の梁が付く部分もあり得るので、シアスパン比が 1.5 の試験体も加えた。

##### d. 端部拘束の有無

特に、軸力が大きい場合、圧縮端のコンクリートが圧壊して脆性的な破壊が生じる可能性がある。この部分のコンクリートを鉄筋で拘束することによってコンクリートの靱性を向上させ、部材の変形能力を高めることを考えた。

試験体を Fig.1 に示す。いずれの試験体も、頂部と脚部に剛強な加力スタブと基礎を持っている。シアスパン比が 3.0 の試験体の試験部分は、1層分の高さを想定している。

偏平率が 2.5 の試験体では、せん断補強のために、D10 鉄筋で作ったフープ筋と中子筋を 80mm 間隔で配筋し、さらに端部を拘束する場合は、D10 のフープ筋を 40mm 間隔で入れた。偏平率が 4.5 の試験体では、せん断補強筋は D10 鉄筋を用いた 90mm 間隔のフープ筋とタイ筋とし、さらに端部拘束には D10 のフープ筋を 45mm 間隔で入れた。

Table 1 試験体一覧  
(List of Test Specimens)

| 試験体名    | 偏平率 | 軸方向応力度 | シアスパン比 | 拘束    |
|---------|-----|--------|--------|-------|
| 25P30-1 | 2.5 | 0.1Fc  | 3.0    | なし    |
| 25P30-3 |     | 0.3Fc  |        | あり    |
| 25C30-3 |     | 0.1Fc  | 1.5    | なし    |
| 25P15-1 |     |        | 3.0    |       |
| 45P30-1 | 4.5 |        |        | 0.3Fc |
| 45P30-3 |     |        |        |       |
| 45C30-3 |     |        |        |       |

キーワード：鉄筋コンクリート構造、壁柱、復元力特性

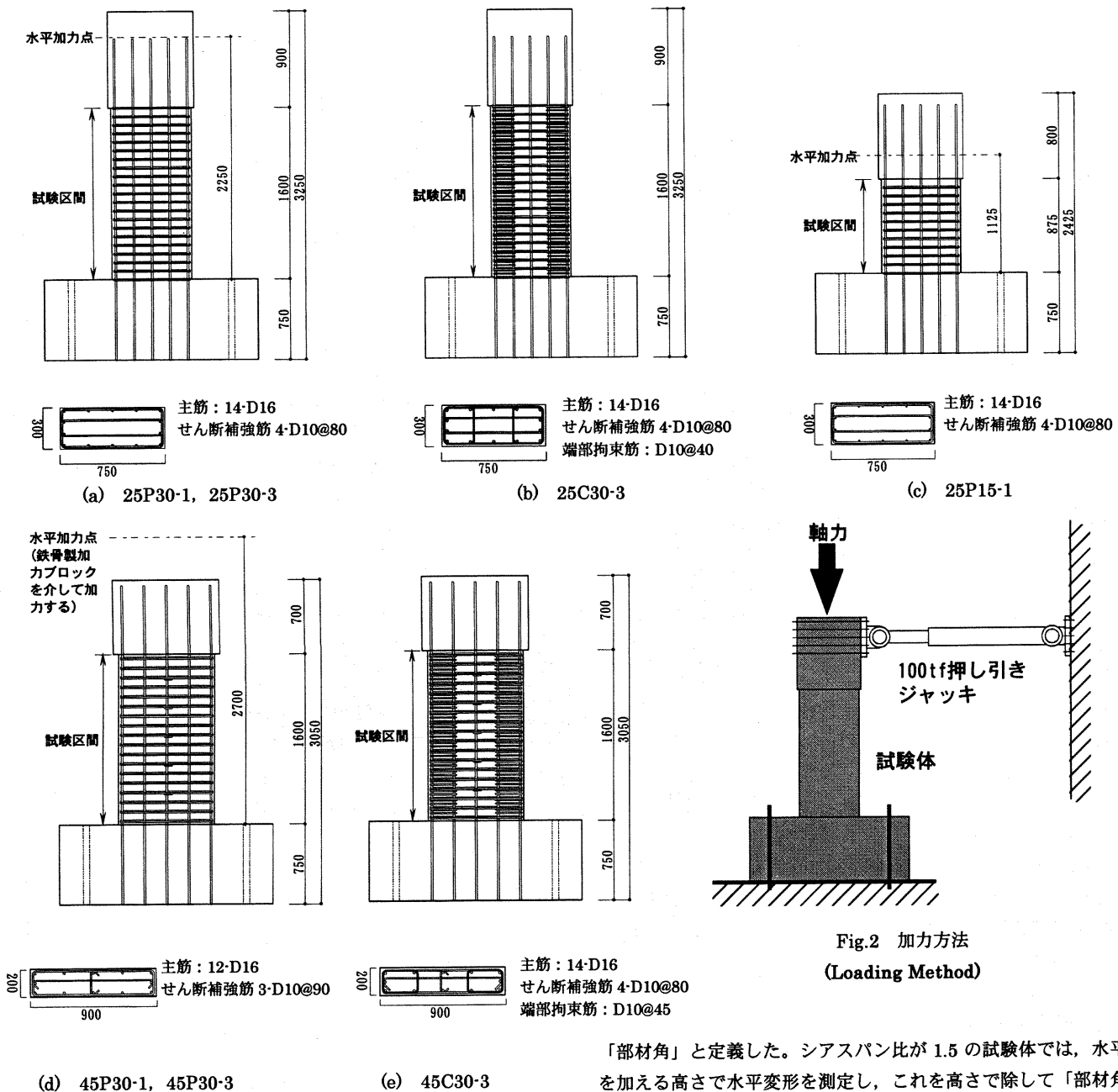


Fig.1 試験体  
(Test Specimens)

コンクリートの圧縮強度は 45.76~47.88MPa, 主筋の降伏強度は 373.7MPa, せん断補強筋と拘束筋の降伏強度は 365.8~401.3MPa である。

### III. 加力と測定

Fig.2 に示すように、基礎を PC 鋼棒で反力床に固定したキャンチレバー形式で加力を行った。加力スタブには一定の鉛直力と正負繰り返し水平力をジャッキで加えた。各ジャッキの両端はピン支持とし、水平ジャッキにはカウンターウェイトを用いて、自重が試験体に加わらないようにした。

シアスパン比が 3.0 の試験体では、水平変形を 1 層頂部に相当する加力スタブの下端で測定し、これを試験部分の高さで除した値を

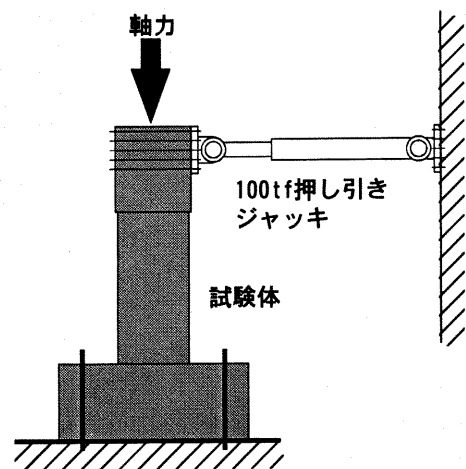


Fig.2 加力方法  
(Loading Method)

「部材角」と定義した。シアスパン比が 1.5 の試験体では、水平力を加える高さで水平変形を測定し、これを高さで除して「部材角」とした。また、主な鉄筋の歪を測定した。

加力は、部材角 1/800 を 1 サイクル、1/400, 1/200, 1/100, 1/50 を各 2 サイクル、1/25 を 1 サイクルとした。

### IV. 実験結果

#### 1. 破壊経過と荷重-変形関係

各試験体の諸強度を Table 2 に、実験終了時のひび割れを Fig.3 に示す。また、パラメータ毎の比較を行うために、水平力を曲げ終局耐力の計算値で規準化したものと部材角の関係の包絡線を Fig.4 に示す。

いずれの試験体でも、脚部断面近くに曲げひび割れが最初に発生し、その後、次第に試験体の上の方にも生じていった。これらのひび割れは端部から中央に向かって水平に伸びるが、せん断力の影響により、中央付近で斜めに向きを変えている。次いで引張り側の主筋が降伏し、さらに変形が大きくなると、脚部圧縮縁のコンクリー

トが圧壊し始める。

各パラメータの影響は以下のようなものである。

#### (1) 偏平率の影響

偏平率のみが異なる試験体 (25P30-1 と 45P30-1, 25P30-3 と 45P30-3) を比較すると、偏平率が 4.5 の試験体の方が曲げひび割れが早期に生じ、コンクリートが圧壊する範囲が広い。軸力が 0.3F<sub>c</sub> の 2 体では、コンクリートが圧壊することによって耐力が低下するが、特に偏平率が 4.5 の方が小さい変形で破壊する。

#### (2) 軸力の影響

軸力のみが異なる試験体 (25P30-1 と 25P30-3, 45P30-1 と 45P30-3) を比較すると、正面で水平な曲げひび割れが斜めに向きを変える位置は、軸力が高い試験体の方が端部に近くなる。また、圧壊が発生する範囲は、軸力が高い試験体の方が広い。軸力が低い 2 体は、部材角が 1/25 に達しても水平耐力を保持しているが、軸力が高い試験体では圧壊の進展に伴って耐力低下を生じる。

#### (3) シアスパン比の影響

シアスパン比のみが異なる試験体 (25P30-1 と 25P15-1) を比較すると、シアスパン比が 1.5 の試験体の方が、せん断力の影響が強いために、ひび割れは水平部分が短い。また、付着ひび割れと思われる縦ひび割れが側面に生じている。耐力や剛性はシアスパン比が 1.5 の試験体の方が高いが、曲げ終局強度の計算値で規準化した荷重-部材角関係はほぼ一致する。

#### (4) 端部拘束の影響

端部拘束の有無のみが異なる試験体 (25P30-3 と 25C30-3, 45P30-3 と 45C30-3) を比較すると、拘束した試験体の方が、コンクリートが圧壊する範囲が小さい。荷重-変形関係は、偏平率が 2.5 の試験体では部材角が 1/50 程度まで、偏平率が 4.5 の試験体では部材角が 1/100 程度まで、拘束の有無に関わらずほぼ同じであるが、その後の耐力低下は拘束した試験体の方が緩やかである。特に、偏平率が 4.5 の場合、拘束が無いと 1/80 程度で脆性的に破壊したが、拘束すると、1/30 まで耐力を保持した。

### 2. 鉄筋の歪

#### (1) 主筋の歪

脚部断面における主筋の歪を Fig.5 に示す。一般的に降伏した鉄筋の歪は非常に大きくなり、そのまま図示すると降伏していない鉄筋の歪を読み取れなくなるので、降伏歪を超えた場合は降伏歪の値で表現してある。部材角が 1/400 のときには、いずれの試験体も断面の平面保持が成り立っていることが分かる。部材角が 1/100 のときには、いずれの試験体も、断面の半分程度の主筋が引張り降伏し

Table 2 実験結果

(Results of Test)

| 試験体名    | 曲げひび割れ  |        | 主筋降伏    |       | 最大耐力    |       |
|---------|---------|--------|---------|-------|---------|-------|
|         | 荷重 (kN) | 部材角    | 荷重 (kN) | 部材角   | 荷重 (kN) | 部材角   |
| 25P30-1 | 139     | 1/891  | 247     | 1/251 | 317     | 1/25  |
| 25P30-3 | 288     | 1/469  | 416     | 1/212 | 484     | 1/50  |
| 25C30-3 | 285     | 1/510  | 431     | 1/208 | 523     | 1/25  |
| 25P15-1 | 289     | 1/1090 | 537     | 1/262 | 650     | 1/25  |
| 45P30-1 | 105     | 1/1190 | 209     | 1/266 | 257     | 1/28  |
| 45P30-3 | 209     | 1/699  | 334     | 1/264 | 394     | 1/125 |
| 45C30-3 | 197     | 1/699  | 320     | 1/263 | 387     | 1/63  |

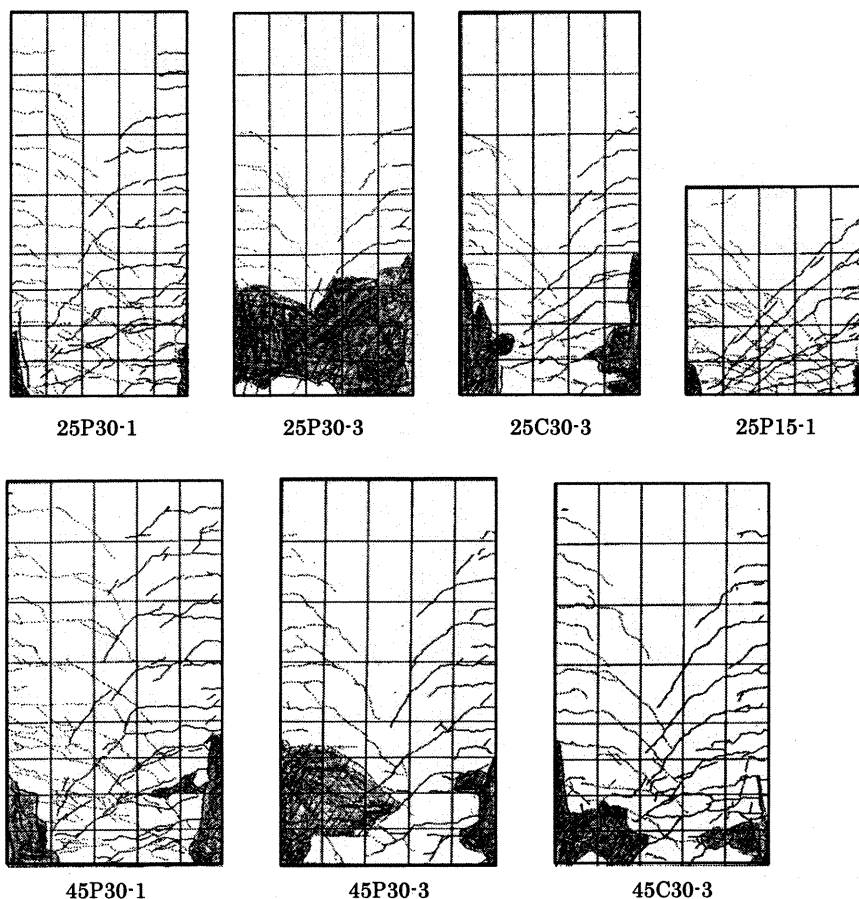


Fig.3 実験終了後のひび割れ図  
(Crack Observed after Loading)

ている。軸力が同じ場合、歪の値はほぼ同じであり、端部拘束の有無による違いは見られない。

#### (2) せん断補強筋の歪

すべての試験体が曲げ破壊したため、せん断補強筋の歪は小さく、パラメータによる明確な違いは観察されなかった。

#### (3) 端部拘束筋の歪

圧縮側の端部拘束筋の歪を Fig.6 に示す。同図の歪は、フープの加力直交方向部分に貼った歪ゲージで測定したものである。したがって得られた引張り歪は、フープがコンクリートの膨張を拘束しようとして生じたものと見なすことができる。偏平率が 2.5 の試験体も 4.5 の試験体も、脚部から 20cm の高さで歪が大きく、部材角が 1/50 の時に降伏値に達している。

## V. 復元力特性の計算

### 1. 計算方法

復元力特性を3折れ線で表現する時の折れ点強度と変形を、建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に示された、曲げ破壊型の柱梁部材の復元力特性算定法を基本に計算する。剛域がないカンチレバーはこの算定法を直接適用できるが、この実験試験体では剛な加力スタブがあり、しかも水平力を加える高さで水平変形の測定高さが異なるので、以下の工夫をした。

#### (1) 初期剛性

初期剛性  $K_1$  の計算では、曲げ柔性  $f_F$  とせん断柔性  $f_S$  を考慮する。

$$K_1 = 1/(f_F + f_S) \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$f_F = h^2(3H - h)/6EI_c \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$f_S = 1.2h/GA \quad \dots \dots \dots (3)$$

$H$  : 水平加力点の高さ

$h$  : 水平変形測定点の高さ

$E$  : コンクリートのヤング係数

$I_c$  : 等価断面二次モーメント

$G$  : コンクリートのせん断弾性係数

$A$  : 断面積

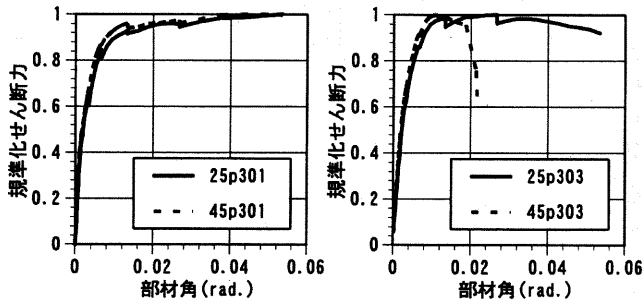
#### (2) 第1折れ点強度

曲げひび割れが発生するときとし、(4)、(5)式で計算する。なお、以降の式は、すべてSI単位系を用いる。

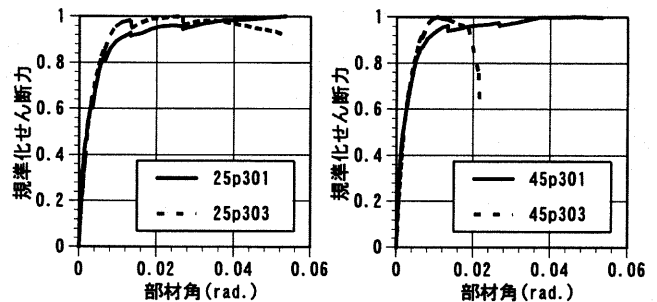
$$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c Z_c} + ND/6 \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$Q_1 = M_{cr}/H \quad \dots \dots \dots (5)$$

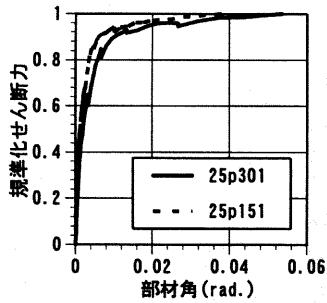
$F_c$  : コンクリート圧縮強度



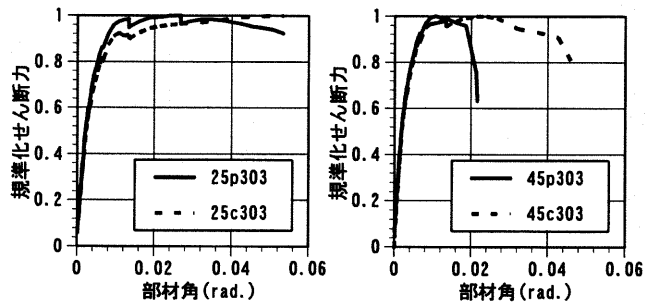
(a) 偏平率の影響



(b) 軸方向応力度の影響



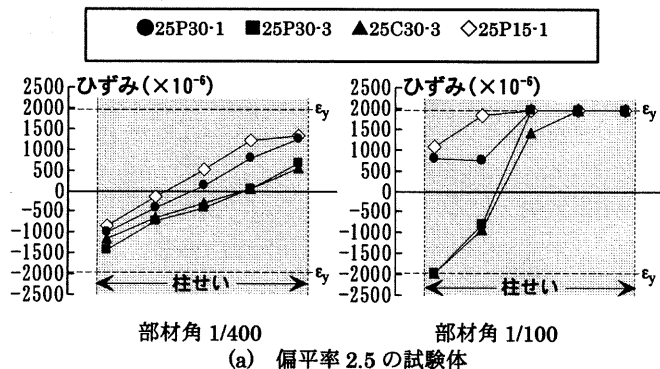
(c) シアスパン比の影響



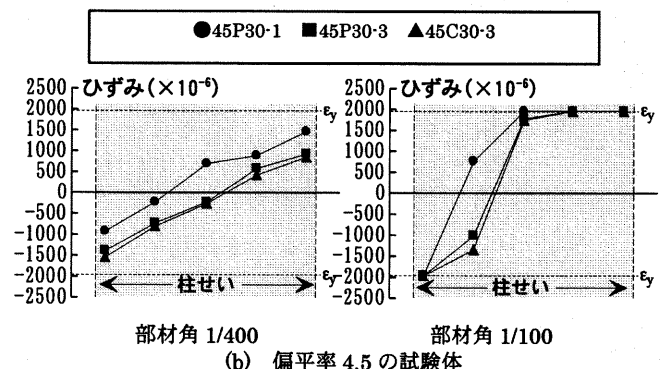
(d) 端部拘束の影響

Fig.4 荷重-変形関係の比較；パラメータの影響

(Comparison of Load-deformation Relationships; Influence of Parameters)



(a) 偏平率 2.5 の試験体



(b) 偏平率 4.5 の試験体

Fig.5 主筋の歪

(Strain of Longitudinal Bars)

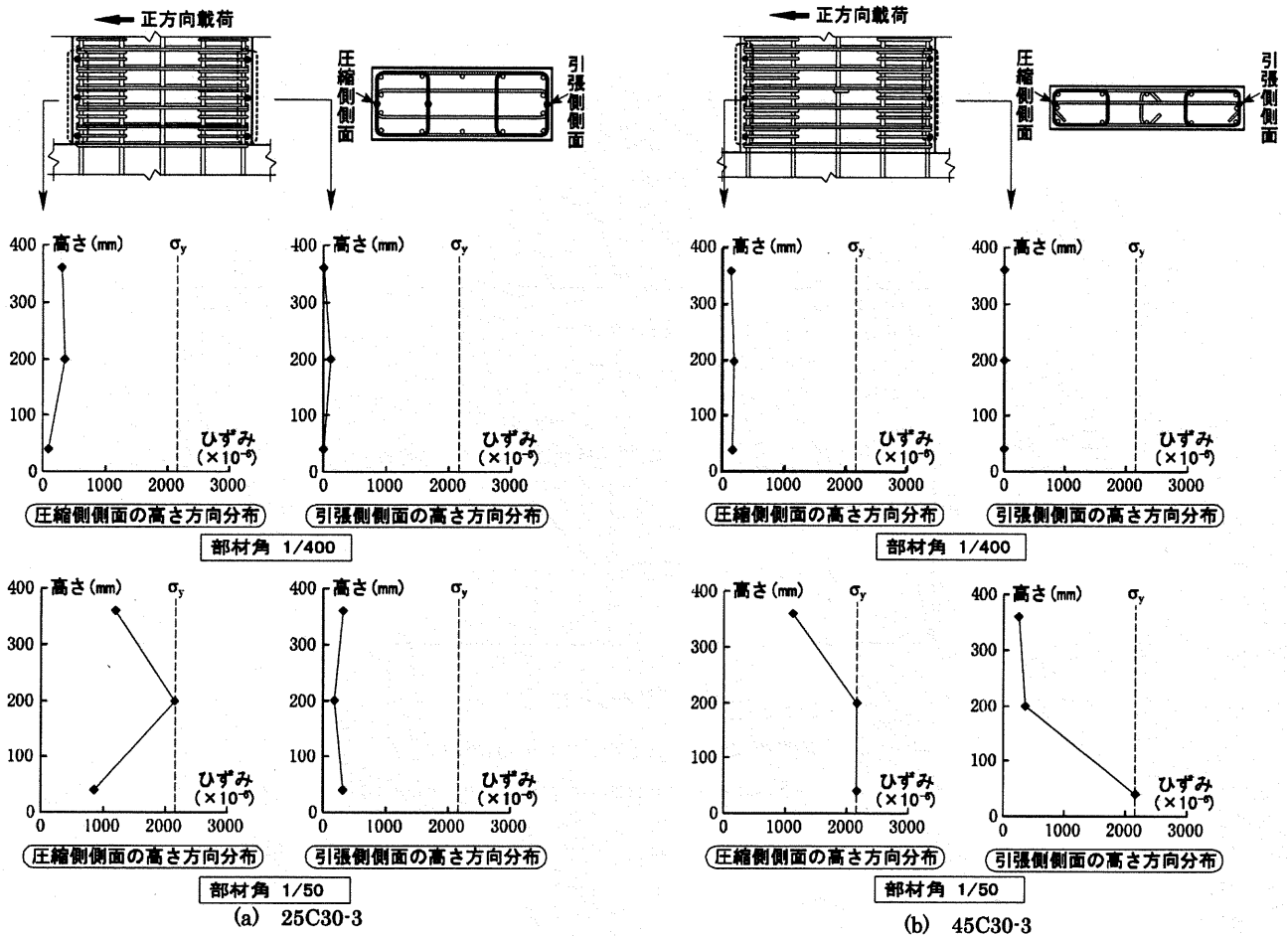


Fig.6 拘束筋の歪  
(Strain of Confining Hoops)

$b$  : 断面の幅  
 $D$  : 断面のせい  
 $N$  : 軸力  
 $Z_e$  : 断面係数

### (3) 第2折れ点強度

中段筋の影響を考慮するために、耐震壁の曲げ終局強度略算式を使用する。

$$M_y = 0.9a_t\sigma_y D + 0.4a_w\sigma_y D + 0.5ND(1 - N/bDF_c) \quad \cdots (6)$$

$$Q_2 = M_y/H \quad \cdots (7)$$

$a_t$  : 引張り主筋（最外縁主筋とする）の全断面積  
 $\sigma_y$  : 引張り主筋の降伏強度  
 $a_w$  : 中段筋の全断面積

### (4) 第2折れ点変形

塑性モデルとして Giberson の one component モデル<sup>3)</sup>を用いる。このモデルは、Fig.7 のような材端の剛塑性ばねとそれ以外の弾性部材から成る。剛塑性ばねの降伏回転角  $\theta_y$  は、RC 規準によって算定した剛域が無い部材の荷重-変形関係から弾性ばねを差し引いて算定する。すなわち、

$$\theta_y = (\delta_{y, nrgd} - \delta_{e, nrgd})/H \quad \cdots (8)$$

$$\delta_{y, nrgd} = Q_2 H^3 / 3EI_e \alpha_y \quad \cdots (9)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043H/D + 0.33N/bDF_c)(d/D)^2 \quad \cdots (10)$$

$$\delta_{e, nrgd} = Q_2 f_{e, nrgd} \quad \cdots (11)$$

$$f_{e, nrgd} = H^3 / 3EI_e + 1.2H/GA \quad \cdots (12)$$

$\delta_{y, nrgd}$  : 無剛域部材の降伏変形

$\delta_{e, nrgd}$  : 無剛域部材の降伏時弾性変形

$n$  : 鉄とコンクリートのヤング係数比

$p_t$  : 引張り鉄筋比

$d$  : 有効断面せい

試験体の第2折れ点変形  $\delta_2$  は、次式で計算できる。

$$\delta_2 = \theta_y h + Q_2 / K_1 \quad \cdots (13)$$

## 2. 計算結果

シアスパン比が 3.0 の試験体 6 体について、上記の方法で荷重-変形関係を計算し、実験結果と比較したものを Fig.8 に示す。計算結果は、良好に実験結果に対応していることが分かる。

## VI. おわりに

鉄筋コンクリート造壁柱の実験から、以下のことが分かった。

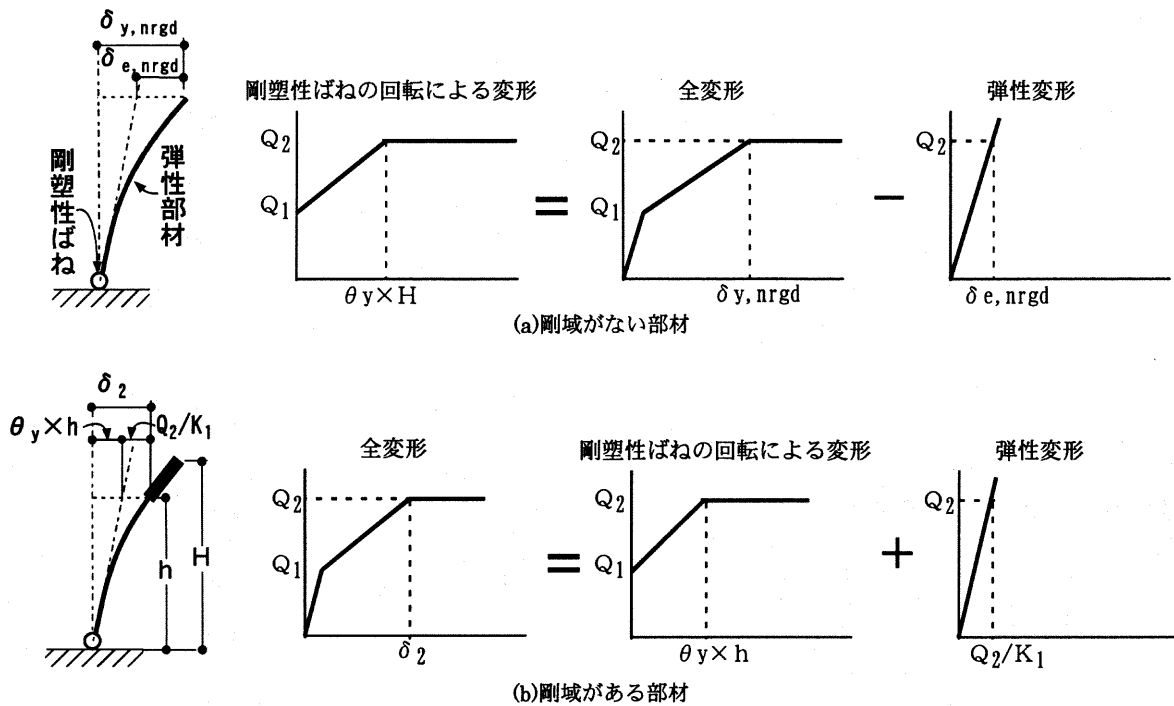


Fig.7 剛塑性ばねモデルを用いた復元力特性算定法

(Method to Calculate Load-deformation Relationship using Rigid-plastic)

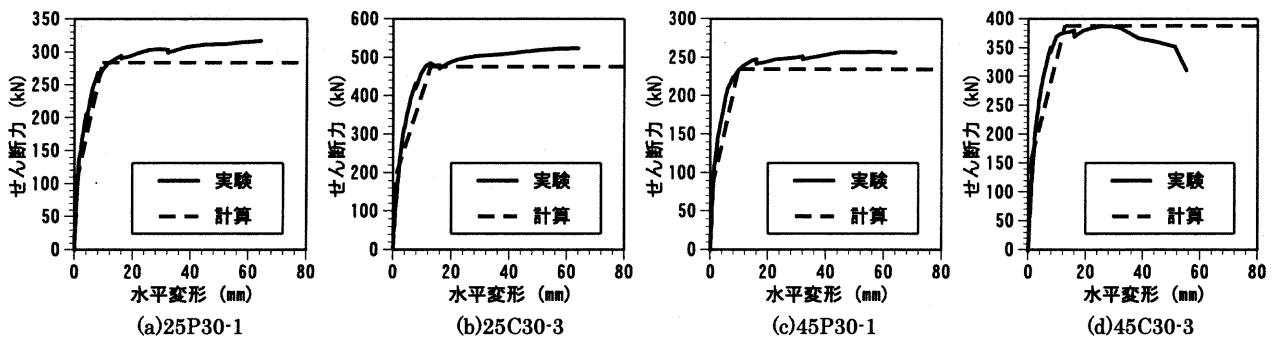


Fig.8 荷重—変形関係；実験値と計算値の比較

(Comparison of Experimental and Calculated Load-deformation Relationship)

- 中低層建物で想定される軸力下では、壁柱は高い変形能力を持つ。これは、シアスパンが小さい場合も同様である。
- 軸力が高くなると、変形能力が小さくなるが、端部のコンクリートを拘束することで変形能力を向上させることができる。この傾向は、偏平率が高い壁柱の方が顕著である。
- 壁柱の復元力特性は、既往の柱に対する計算法で算定できる。

#### 参考文献

- 鈴木紀雄, 井上貴之, 加藤友康; 鉄筋コンクリート造柱—フラットスラブ接合部のせん断補強法に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2 分冊, (2000), pp.789-792.
- 坪崎裕幸, 平石久廣, 川島俊一, 仲地唯治; 壁柱の端部拘束に関する実験的研究 (その3), 日本建築学会学術講演梗概集, C 分冊, (1986), pp.199-200.
- M.F.Giberson; The non-linear beams with definitions of ductility, Proc.ASCE, Vol.95, No.ST2, (1969.2), pp.137-157.