

## 論文

## [2102] 耐震壁フレーム構造物の弾塑性挙動解析

正会員○齊藤大樹（東北大学建築学科）

正会員 小川淳二（東北大学災害制御研究センター）

渋谷純一（東北大学災害制御研究センター）

傳 金華（東北大学大学院）

## 1. はじめに

地震動に対する建物の弾塑性応答解析を行う場合、個々の建物部材の挙動を詳細に捉える目的で、部材を線材に置換し、適切な復元力特性を与えて解析する方法がある。とくに近年、電子計算機の性能向上および計算技術の発達に伴い、大規模なRC造建物の部材レベルでの静的および動的弾塑性解析も盛んに行われている。しかし、その多くは建物を平面骨組としてモデル化しており、建物の弾塑性挙動を立体的に捉えたものはあまりない。とくに、重要な耐震要素の一つである耐震壁を含む立体骨組の弾塑性挙動については、耐震壁のモデル化の方法を含めまだ十分な知見が得られていない。小谷、李ら[1]～[3]は、柱の部材モデルにMSモデルを用いて、高層建物の隅柱に生じる変動軸力の影響やN-M相互作用の効果等について検討している。また、永原ら[4]は、耐震壁を含む立体骨組の静的弾塑性解析プログラムを開発している。

本研究では、立体骨組に組み入れるための耐震壁の部材モデルとして、柱のMSモデルを基本に、材端に非線形軸ばねを配し材中央に非線形せん断ばねを有するモデルを開発し、その弾塑性挙動を静的繰返し実験の結果と比較することによりモデルの妥当性を検討した。

## 2. 耐震壁の部材モデル

## 2-1. モデルの概要

壁の部材モデルとして、図1に示されるような両端に剛な梁を有するモデルを考え、材端には物理的に長さのない塑性要素を設ける。部材の曲げ塑性変形は、塑性要素に集中して生じると仮定し、N-M相互作用を考慮しよう要素内に非線形軸ばねを配置する。塑性要素の変形は、両側の側柱部分および壁板部分にそれぞれ平面保持を仮定し、壁面内の変形では側柱と壁板部分を一体に考え、面外変形では両側の側柱部分を独立に考える。従って、壁面内の曲げと軸力に対しては全軸ばねで抵抗し、直交方向の曲げに対しては両側の側柱部分の軸ばねがそれぞれ独立に抵抗する。弾性変形および弾塑性せん断変形に関しても同様であり、面内変形は壁中央の材で表し、面外変形は両側の側柱で表す。

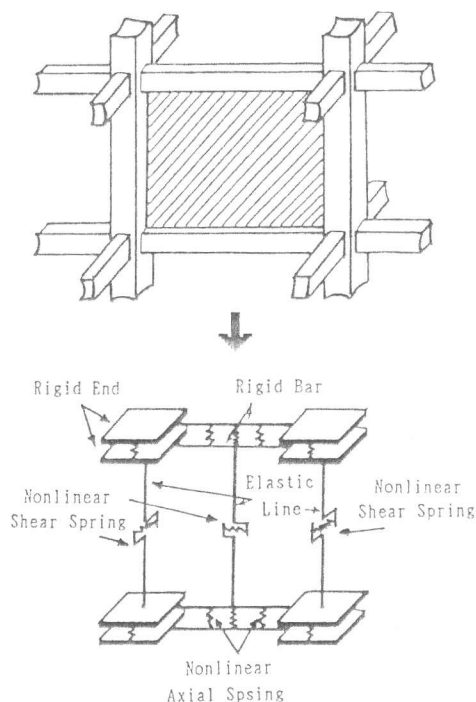


図1 耐震壁の部材モデル

部材端の変形増分  $\{\Delta d\}$  は(1)式のように書ける。ここに、 $\{\Delta de\}$  は弾性要素の変形増分、 $\{\Delta ds\}$  は弾塑性せん断変形増分、 $\{\Delta da\}$ 、 $\{\Delta db\}$  はそれぞれA, B両端の塑性要素の変形増分である。また、部材の力-変形関係を(2)式のように表す。 $\{\Delta p\}$  は材端力である。 $[F]$  は部材の柔性マトリクスであり、(3)式のように、弾性要素の柔性マトリクス  $[Fe]$ 、弾塑性せん断ばねの柔性マトリクス  $[Fs]$ 、およびA, B両端の塑性要素の柔性マトリクス  $[Fa]$ 、 $[Fb]$  の和として表す。 $[Fs]$  の要素を(4)式に示す。ここで、B端塑性要素の力-変形関係を(5)式で与え、(6)式の柔性マトリクス  $[Fb]$  を(1)式の変形に対応するよう7×7に拡大して(3)式の  $[Fb]$  を得る。同様に、A端の塑性要素の力-変形関係を(7)式で与える。以上より、(2)式の力-変形関係を成分で書くと(8)式のようになる。

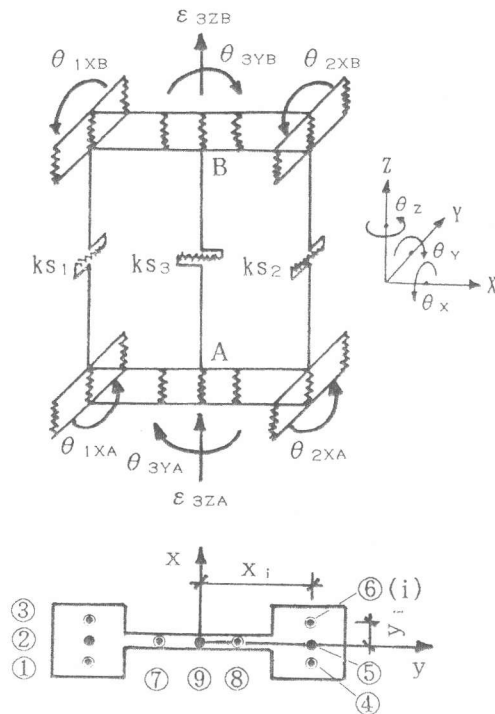


図2 耐震壁モデルの変形成分

$$\{\Delta d\} = \{\Delta de\} + \{\Delta ds\} + \{\Delta da\} + \{\Delta db\} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \{\Delta d\} &= \{\Delta\theta_{1XA}, \Delta\theta_{2XA}, \Delta\theta_{3YA}, \Delta\theta_{1XB}, \Delta\theta_{2XB}, \Delta\theta_{3YB}, \Delta\epsilon_{3Z}\} \\ \{\Delta de\} &= \{\Delta\theta_{1XA}^e, \Delta\theta_{2XA}^e, \Delta\theta_{3YA}^e, \Delta\theta_{1XB}^e, \Delta\theta_{2XB}^e, \Delta\theta_{3YB}^e, \Delta\epsilon_{3Z}^e\} \\ \{\Delta ds\} &= \{\Delta\theta_{1XA}^s, \Delta\theta_{2XA}^s, \Delta\theta_{3YA}^s, \Delta\theta_{1XB}^s, \Delta\theta_{2XB}^s, \Delta\theta_{3YB}^s, 0\} \\ \{\Delta da\} &= \{\Delta\theta_{1XA}^a, \Delta\theta_{2XA}^a, \Delta\theta_{3YA}^a, 0, 0, 0, \Delta\epsilon_{3Z}^a\} \\ \{\Delta db\} &= \{0, 0, 0, \Delta\theta_{1XB}^b, \Delta\theta_{2XB}^b, \Delta\theta_{3YB}^b, \Delta\epsilon_{3Z}^b\} \end{aligned}$$

$$\{\Delta d\} = [F] \{\Delta p\} \quad (2)$$

$$\{\Delta p\} = \{\Delta M_{1XA}, \Delta M_{2XA}, \Delta M_{3YA}, \Delta M_{1XB}, \Delta M_{2XB}, \Delta M_{3YB}, \Delta N_{3Z}\}$$

$$[F] = [Fe] + [Fs] + [Fa] + [Fb] \quad (3)$$

$$[Fs] = \begin{bmatrix} g1 & 0 & 0 & g1 & 0 & 0 & 0 \\ & g2 & 0 & 0 & g2 & 0 & 0 \\ & & g3 & 0 & 0 & g3 & 0 \\ & & & g1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & g2 & 0 & 0 \\ & & & & & g3 & 0 \\ \text{sym.} & & & & & & 0 \end{bmatrix}, \quad g_i = 1/(k_{si} \cdot l') \quad (4)$$

k<sub>si</sub>: iせん断ばね剛性  
l': 壁内のり高さ

$$\begin{Bmatrix} \Delta\theta_{1XB}^b \\ \Delta\theta_{2XB}^b \\ \Delta\theta_{3YB}^b \\ \Delta\epsilon_{3Z}^b \end{Bmatrix} = [Fb] \begin{Bmatrix} \Delta M_{1XB}^b \\ \Delta M_{2XB}^b \\ \Delta M_{3YB}^b \\ \Delta N_{3Z}^b \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$$[Fb] = \begin{bmatrix} K_{YV1} & 0 & K_{XY1} & K_{Y1} \\ & K_{YV2} & K_{XY2} & K_{Y2} \\ & & K_{XX} & K_X \\ \text{sym.} & & & K_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b1 & b2 & b3 & b4 \\ & b5 & b6 & b7 \\ & & b8 & b9 \\ \text{sym.} & & & b10 \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} K_{XX} &= \sum_{i=1}^9 k_i \cdot x_i^2, & K_X &= -\sum_{i=1}^9 k_i \cdot x_i, & K_0 &= \sum_{i=1}^9 k_i, \\ K_{YV1} &= \sum_{i=1}^3 k_i \cdot y_i^2, & K_{YV2} &= \sum_{i=4}^6 k_i \cdot y_i^2, & K_{Y1} &= \sum_{i=1}^3 k_i \cdot y_i \\ K_{Y2} &= \sum_{i=4}^6 k_i \cdot y_i, & K_{XY1} &= -\sum_{i=1}^3 k_i \cdot x_i \cdot y_i, & K_{XY2} &= -\sum_{i=4}^6 k_i \cdot x_i \cdot y_i \end{aligned}$$

(k<sub>i</sub>: i軸ばね剛性, x<sub>i</sub>, y<sub>i</sub>: 断面中心からの座標)

$$\begin{Bmatrix} \Delta\theta_{1XA}^a \\ \Delta\theta_{2XA}^a \\ \Delta\theta_{3YA}^a \\ \Delta\epsilon_{3Z}^a \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a1 & a2 & a3 & a4 \\ & a5 & a6 & a7 \\ & & a8 & a9 \\ \text{sym.} & & & a10 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M_{1XA}^a \\ \Delta M_{2XA}^a \\ \Delta M_{3YA}^a \\ \Delta N_{3Z}^a \end{Bmatrix} \quad (7)$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta\theta_{1XA} \\ \Delta\theta_{2XA} \\ \Delta\theta_{3YA} \\ \Delta\theta_{1XB} \\ \Delta\theta_{2XB} \\ \Delta\theta_{3YB} \\ \Delta\epsilon_{3Z} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f1+g1+a1 & a2 & a3 & f5 & 0 & 0 & a4 \\ & f2+g2+a5 & a6 & 0 & f6 & 0 & a7 \\ & & f3+g3+a8 & 0 & 0 & f7 & f8+a9 \\ & & & f1+g1+b1 & b2 & b3 & b4 \\ & & & & f2+g2+b5 & b6 & b7 \\ & & & & & f3+g3+b8 & f9+b9 \\ \text{sym.} & & & & & & f4+a10+b10 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M_{1XA} \\ \Delta M_{2XA} \\ \Delta M_{3YA} \\ \Delta M_{1XB} \\ \Delta M_{2XB} \\ \Delta M_{3YB} \\ \Delta N_{3Z} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

(f1~f9: 弾性要素の曲げおよび軸方向柔性)

## 2-2. モデルのパラメータの決め方

### (1) 軸ばねの位置と強度

耐震壁モデルの材端の塑性要素には、鉄筋とコンクリートの非線形特性を表す9つの軸ばねを配置する。ばねの位置、ばね番号およびばねの降伏強度の変数名を図3に示す。

側柱内の3つの軸ばねの降伏強度  $F_{cs}$ ,  $F_{cc}$  および  $F_{c0}$  は、壁面に直交する変形を考え側柱を独立な柱と見なせば、柱のMSモデルの決め方[1]に従い求めることができる。壁板内の3つの軸ばねの位置と降伏強度は、耐震壁の釣り合い状態から求めることとする。ここで、釣り合い状態においては、引張側の鉄筋ばね①, ③と圧縮側のコンクリートばね⑧が同時に降伏するものと仮定する。また、ばねの引張降伏変形と圧縮降伏変形は同じと考える。図4に、耐震壁が釣り合い状態にある時の塑性要素の変形と応力を示す。幾何学的関係から、 $d_1 = 0.5L - e$ ,  $d_2 = d_1 - e$  を得る。このとき、壁板内の3つの軸ばねの降伏強度  $F_{ws}$ ,  $F_{wc}$  および  $F_{w0}$  を次式で算定する。

$$\left. \begin{aligned} F_{ws} &= 0.5 \sigma_{yw} A_{tw} \\ F_{wc} &= 0.85 F_c \cdot h \cdot t - 0.5 F_1 \\ F_{w0} &= F_1 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

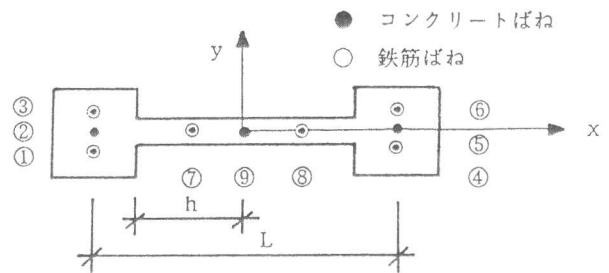
ここに、 $\sigma_{yw}$  : 壁筋の降伏強度

$A_{tw}$  : 壁板部分の壁筋の断面積

$F_c$  : コンクリート降伏強度

である。また、⑦ばねは弾性的状態と考え、

$$F_2 = F_{ws} \frac{d_2 - e}{d_2 + e} \quad (9)$$



$F_{cs}$  : 側柱の鉄筋ばねの降伏強度の和

$F_{cc}$  : 側柱のコンクリートばねの降伏強度の和

$F_{ws}$  : 壁板の鉄筋ばね(⑦, ⑧)の降伏強度

$F_{wc}$  : 壁板のコンクリートばね(⑦, ⑧)の降伏強度

$F_{w0}$  : 壁板中央のコンクリートばね(⑨)の降伏強度

図3 塑性要素断面

従って鉛直方向の力の釣り合い(図5)から、

$$N_b = F_{cc} + F_{wc} + F_{ws} + F_{w0} - F_2 \quad (10)$$

これより次式を得る。

$$F_1 = 2(N_b - F_{cc} - 0.85 F_c \cdot h \cdot t - F_{ws} \frac{2e}{d_2 + e}) \quad (11)$$

さらに、モーメントの釣り合いから、

$$d_2 = \frac{M_b - F_{cs} \cdot L - F_{cc} \cdot L/2}{1.7 F_c \cdot h \cdot t + F_{cc} - N_b} \quad (12)$$

以上より、全ての軸ばねの位置と降伏強度が定まる。

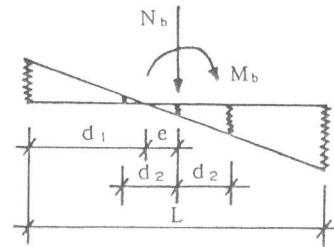


図4 釣り合い時の塑性要素の変形状態

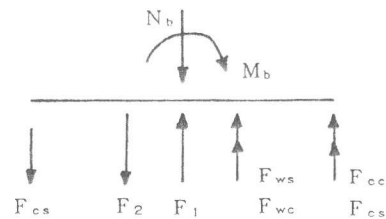


図5 釣り合い時の塑性要素の応力図

## (2) 軸ばねの降伏変形

耐震壁の降伏モーメントを $M_Y$ とし  
降伏時の剛性低下率を $\alpha_Y$ とすると、  
塑性要素の降伏回転角 $\theta_{pY}$ は

$$\theta_{pY} = M_Y(1 - \alpha_Y) / \alpha_Y K_0 \quad (13)$$

$$K_0 = 2EI/h \quad (14)$$

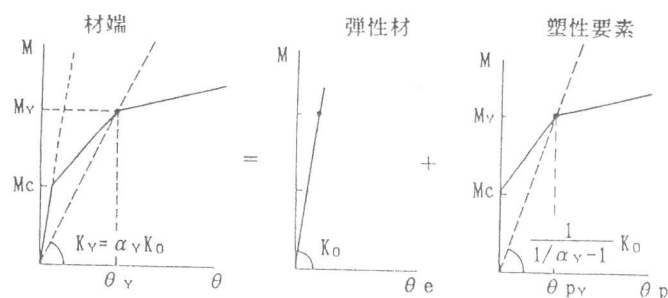


図6 塑性要素の降伏回転角

で与えられる(図6)。一般に耐震壁に加わる軸力は釣り合い軸力以下であるため、近似的に塑性要素の中立軸を断面中心と考えると、軸ばねの降伏変形は $\delta_Y = 0.5L\theta_{pY}$ となる。

## (3) 軸ばねの復元力特性

軸ばねを構成する鉄筋ばねとコンクリートばねの非線形復元力特性には、図7に示されるようなバイリニア型のモデルを用いた。

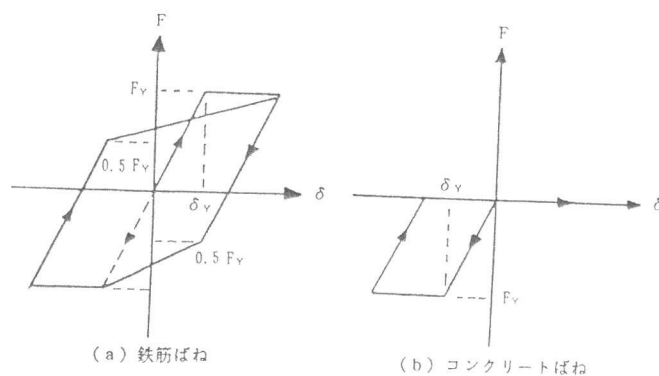


図7 軸ばねの復元力特性

## (4) モデルのN-M相関およびM-θ関係

以下では、図8に示されるような耐震壁の対称載荷時におけるN-M相関およびM-θ関係を解析し、本モデルの妥当性を検討する。モデルの軸ばねの位置および降伏強度を表2に示す。なお、耐震壁のひび割れモーメント $M_c$ 、降伏モーメント $M_Y$ 、終局モーメント $M_u$ および剛性低下率 $\alpha_Y$ の値は、文献[6]の略算式を使用した。図9にN-M相関を示す。同時に断面を60分割したファイバーモデルによる解析を行ない結果を比較した。本モデルとファイバーモデルの結果はよく対応していることがわかる。次にM-θ関係を図10に示す。略算式<sup>6)</sup>と本モデルの解析結果はよく対応している。

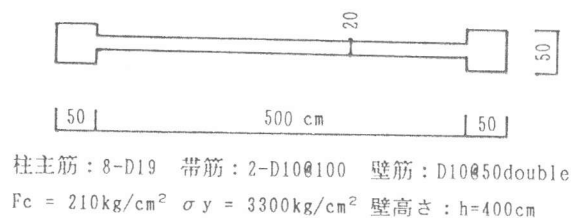


図8 解析モデル

表1 部材モデルの特性

|                                              |
|----------------------------------------------|
| 側柱ばね: $F_{cs} = 75.77t$ , $F_{cc} = 442.15t$ |
| 壁板ばね: $F_{ws} = 46.86t$ , $F_{wc} = 825.37t$ |
| $F_{w0} = 129.19t$                           |
| ばね間隔: $d_2 = 159cm$                          |

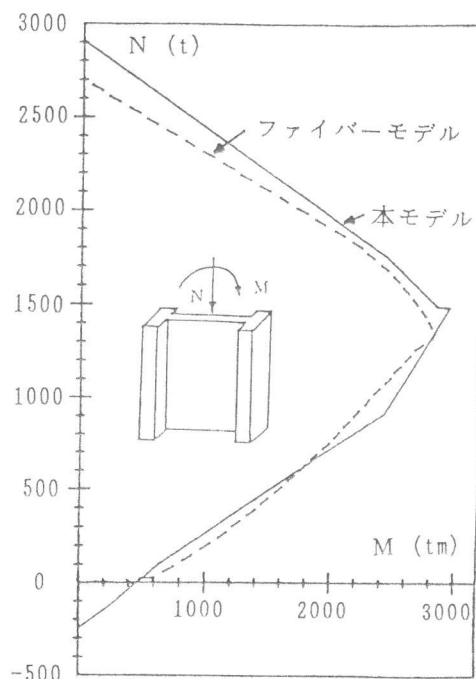


図9 N-M相関関係

### 3. 耐震壁モデルの解析

#### 3-1. 静的繰返し加力

ここでは、高橋ら[5]の行った耐震壁の静的繰返し加力実験の結果と本モデルによる解析の結果を比較した。

##### (1) 実験の概要

試験体は、図11に示されるような、縮尺約1/5の1スパン3

層耐震壁である。柱、梁の主筋にはD10(SD30)を、壁筋、

帯筋および肋筋には焼き鈍した4φ番線を使用している。コンクリートの設計強度は $F_c=210\text{kg/cm}^2$ である。実験では、水平力を3層梁中心線位置に加え、1層の部材角 $R_1$ により変位制御している。図12に加力プログラムを示す。軸力は両側柱合せて22.4tである。

##### (2) 解析モデル

解析モデルは2.に述べた方法に従い作成した。表2に塑性要素の軸ばねの特性を示す。また、材中央の弾塑性せん断ばねの復元力特性は、図13に示す原点指向型とした。

##### (3) 解析結果および考察

実験より得られた1層および3層の水平変位と加力荷重関係を図14および図15に示す。実験と解析の結果はよく対応していると思われる。とくに、実験結果に見られる履歴のスリップ性状が、本モデルによりある程度表現されていることがわかる。図16に壁脚の塑性要素（左側柱）における軸ばねの力-変形関係を示す。対称加力であるため、右側柱の力-変形関係も同様となる。これを見ると、水平加力により壁脚の軸ばねには伸び変形が生じていることがわかる。また、鉄筋は引張り降伏しているが、圧縮降伏には達していない。

### 4. まとめ

本研究では、立体耐震壁フレームの地震時弾塑性挙動を把握することを目的に、耐震壁の部材モデルを提案した。

モデルの静的繰返し加力による荷重変位曲線は実験の結果と比較的よく一致した。今後は立体骨組に組み込み地震応答解析を行う必要がある。

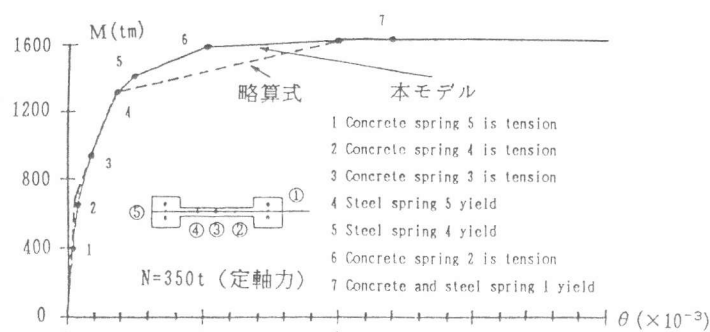
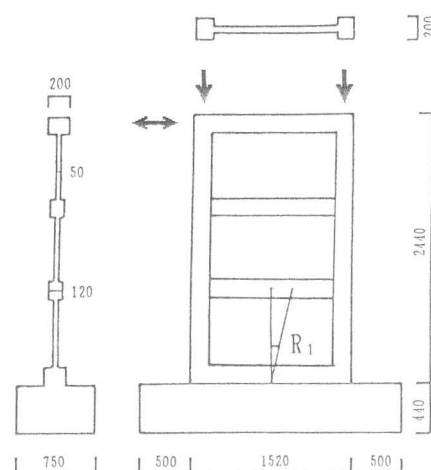


図10 M-θ関係



柱主筋：6-D10 帯筋：4φ40  
梁主筋：4-D10 (1,2層), 6-D10 (3層)  
肋筋：4φ75 (1,2層), 4φ50 (3層)  
壁筋：4φ50 double

図11 試験体の概要

表2 部材モデルの特性

側柱ばね： $F_{cs}=15.77\text{t}$ ,  $F_{cc}=57.12\text{t}$   
壁板ばね： $F_{ws}=3.08\text{t}$ ,  $F_{wc}=49.48\text{t}$   
 $F_{w0}=8.14\text{t}$   
ばね間隔： $d_2=36.3\text{cm}$

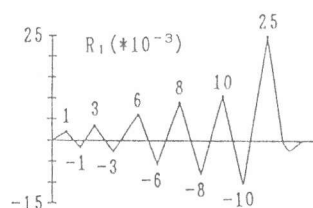


図12 加力プログラム

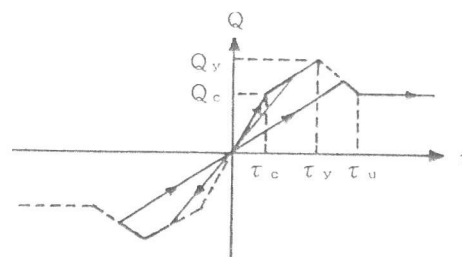


図13 せん断ばねの復元力特性

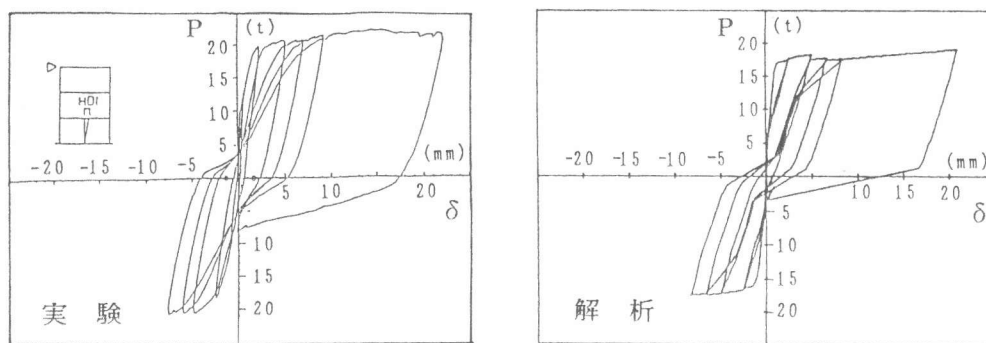


図14 1層水平変位と加力荷重の関係

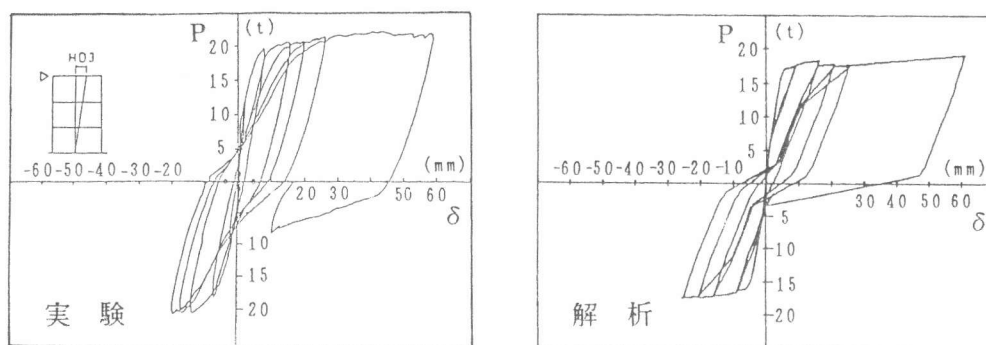


図15 3層水平変位と加力荷重の関係

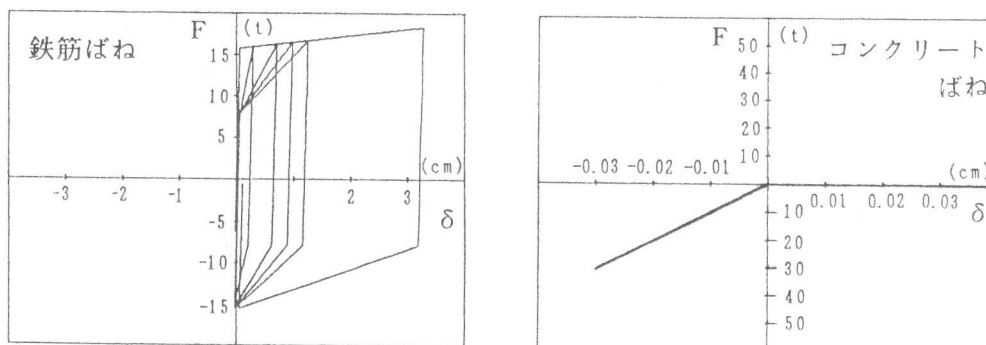


図16 軸ばねの力-変位関係

#### 参考文献

- [1] 李康寧他, 「変動軸力の効果を考慮したRC平面骨組の弾塑性地震応答」, コンクリート工学年次講演会報告集, Vol. 10, No. 3, 1988, pp. 467-472. [2] 李康寧他, 「柱の変動軸力による非線形性を考慮したRC立体骨組の弾塑性地震応答」, コンクリート工学年次講演会報告集, Vol. 11, No. 2, 1989, pp. 217-222. [3] 李康寧他, 「軸力-曲げモーメントの相互作用を考慮したRC造立体骨組の弾塑性地震応答」, コンクリート工学年次講演会報告集, Vol. 12, No. 2, 1990, pp. 125-130. [4] 永原克巳他, 「鉄筋コンクリート建物の立体骨組弾塑性解析(その1)」, 大林組技術研究所報, No. 40, pp. 64-71., 1990 [5] 高橋純一, 「鉄筋コンクリート造耐震壁の地震時挙動と損傷指標に関する実験的研究」, 東北大学博士論文, 1986 [6] 「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」, 日本建築学会, 1987