

# 論文 片側柱付き RC 耐震壁の曲げ変形性能

吉田 和也<sup>\*1</sup>・高橋 之<sup>\*2</sup>・真田 靖士<sup>\*3</sup>・市之瀬 敏勝<sup>\*4</sup>

**要旨**：片側柱付き曲げ破壊型耐震壁に対し、軸力の有無をパラメータとした水平加力実験を行った。軸力のある試験体では、壁脚部での圧縮破壊による脆性的な破壊をした。このことを踏まえ、終局時の中立軸位置、限界変形時の曲率を算出する方法を提案し、実験結果・既往の実験を良好に評価することができた。また、日本建築学会鉄筋コンクリート造計算規準・同解説による荷重変形関係、短期許容応力度の算出方法の妥当性を確認した。

**キーワード**：構造設計、耐震壁、枠柱、靱性、曲率

## 1. はじめに

現在の規準では、RC 造耐震壁の脆性破壊を防止するために、壁の両側に枠柱が必要とされているが、施工性・居住性の観点より、枠柱の省略が強く求められている。しかし、短い壁壁が付いた柱に関する実験<sup>1)</sup>は行われているものの、片側にのみ柱が付いた RC 造耐震壁の破壊性状や変形性能に関する実験・研究はほとんど行われていないのが現状である。片側の枠柱が省略された耐震壁では、両側柱付き耐震壁に比べ、壁端部のコンクリートが大きな圧縮応力を負担する。この圧縮応力による耐震壁の靱性への影響を理解することが枠柱を省略する条件を導くうえで重要である。

そこで本研究では、片側の枠柱が省略された耐震壁の曲げ挙動を観察し、変形性能の評価法の提案することを

目的として実験を行った。

また、文献2)に従って算出した荷重変形関係、短期許容曲げ水平力と実験結果を比較し、文献2)の計算方法の妥当性の確認を行った。

## 2. 試験体

試験体は同一のものを2体(NM6, NM4)作成し、負荷する軸力をパラメータとしている。スケールは1/3である。図-1(a)は試験体の断面図と配筋図である。また、試験体の鉄筋比を表-1に示す。表-2にコンクリート、表-3に鉄筋の材料特性を示す。試験体は打設後40日間封緘養生とした。

表-1 鉄筋比

壁端部主筋	柱主筋	壁縦筋	壁横筋
2.4%	2.7%	0.28%	0.80%

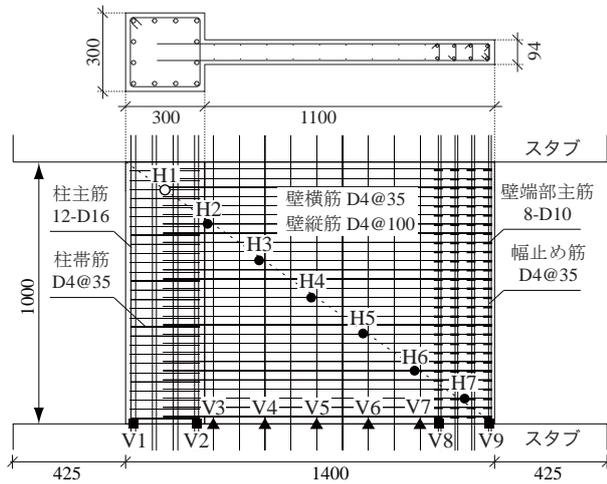
表-2 コンクリート材料試験結果 (6体平均)

圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (× 10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )
33.4	23.9

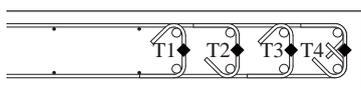
表-3 鉄筋引張試験結果 (3体平均)

	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (× 10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )
D4	351*	544	192
D10	376	520	188
D16	387	563	180

\* D4 降伏棚がないため、0.2%オフセット法にて求めた



(a) 試験体配筋図とゲージ位置



※ 幅止め筋のゲージ貼り付け位置は下スタブ境界面から3段目

(b) 幅止め筋配置図

図-1 試験体形状

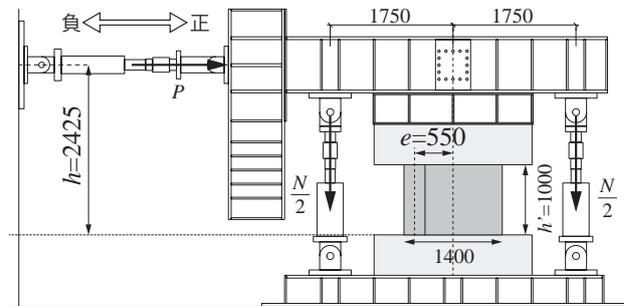
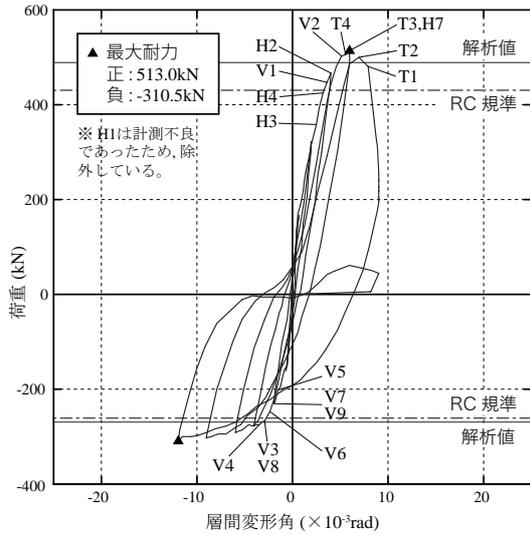
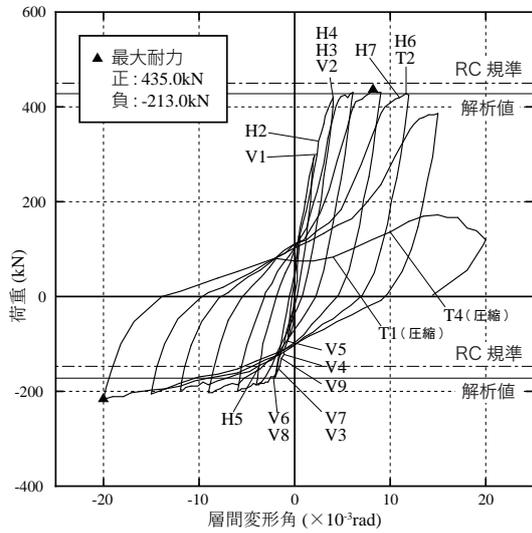


図-2 加力装置

\*1 名古屋工業大学大学院生 (正会員)  
 \*2 名古屋工業大学大学院生 (正会員)  
 \*3 豊橋技術科学大学 准教授・博(工学) (正会員)  
 \*4 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工学博士 (正会員)



(a) 試験体 NM6



(b) 試験体 NM4

図 - 3 荷重変形関係

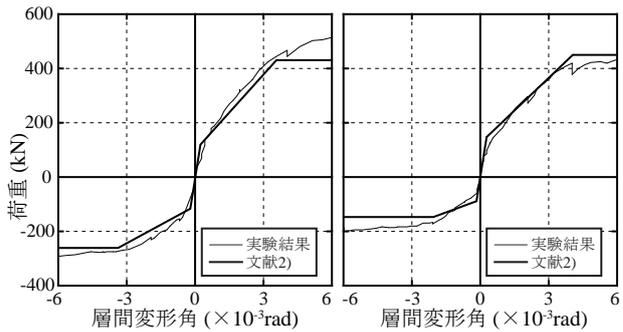
### 3. 加力方法

加力装置を図-2に示す。水平荷重の加力点高さは2425mmであり、シアスパン比は1.73である。加力方向は正荷重のときに壁圧縮、負荷重のときに壁引張（柱圧縮）となる。試験体NM6は、左右のジャッキでN/2=200kNすなわち柱に対して軸力比が約0.15になるような軸力を与えた。試験体NM4では軸力をゼロとした。荷重は変位制御による正負交番1回繰り返し荷重である。ただし、第一サイクルに関しては、文献2)に従って算出した短期許容曲げ水平力に達するまで、荷重制御により正負方向に各一回ずつ荷重した。

### 4. 実験結果

#### 4-1. 荷重変形関係と変形性能

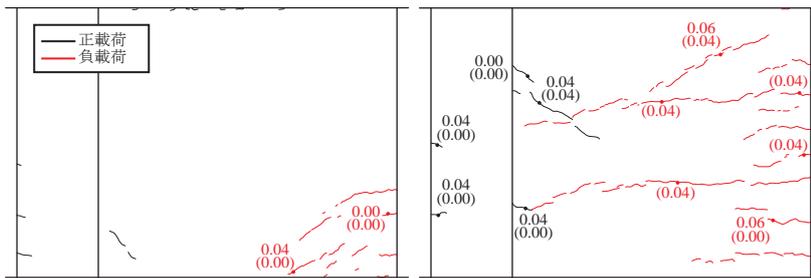
図-3に得られた荷重変形関係を示す。図中の実線は後述する平面保持解析により算出した曲げ降伏時の水平荷重を示し、図中の一点鎖線は文献2)により算出した曲げ終局強度を示している。文献2)では柱芯を構造芯と定



(a) 試験体 NM6

(b) 試験体 NM4

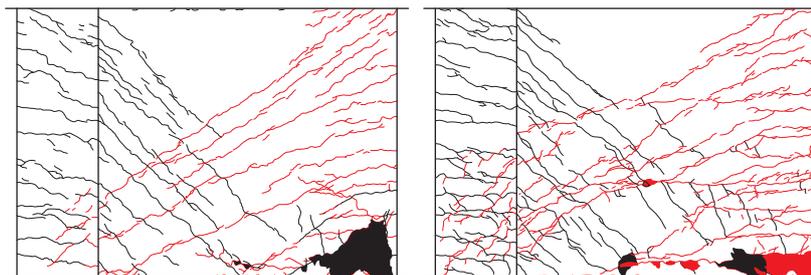
図 - 6 実験結果と計算結果の比較



(a) 試験体 NM6

(b) 試験体 NM4

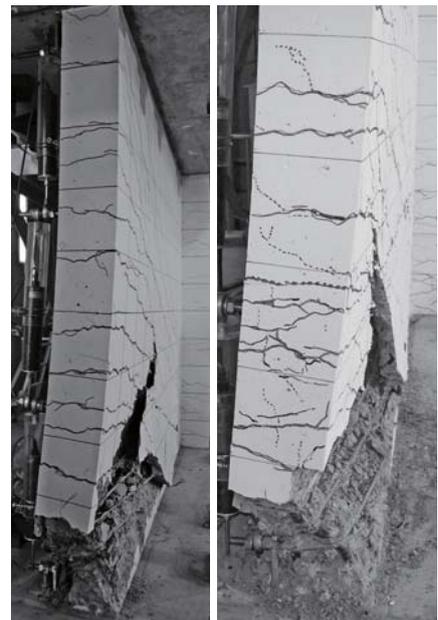
図 - 4 短期許容時ひび割れ状況



(a) 試験体 NM6 (1/111 変形時)

(b) 試験体 NM4 (1/66 変形時)

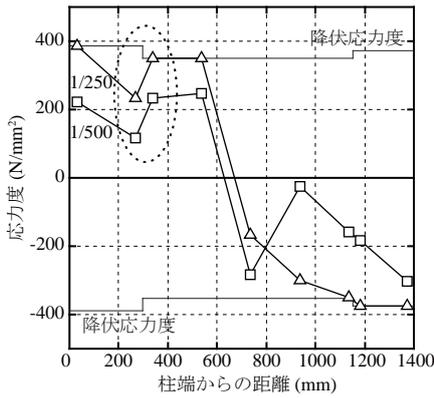
図 - 5 耐力低下直後のひび割れ状況



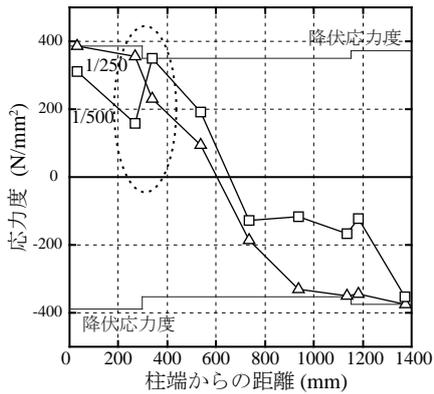
(a) NM6

(b) NM4

図 - 7 最終破壊状況

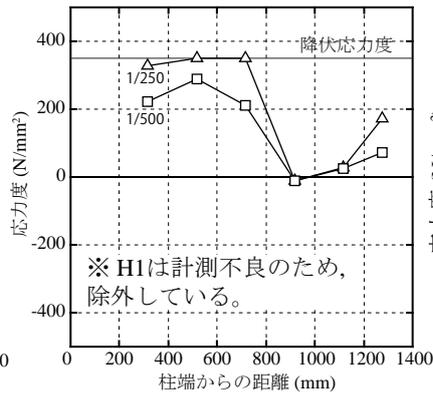


(a) 試験体 NM6 - 正載荷

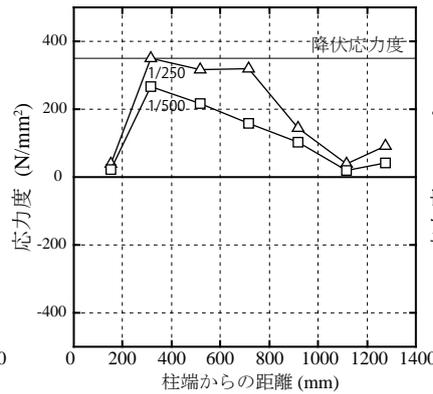


(b) 試験体 NM4 - 正載荷

図-8 縦筋の応力度

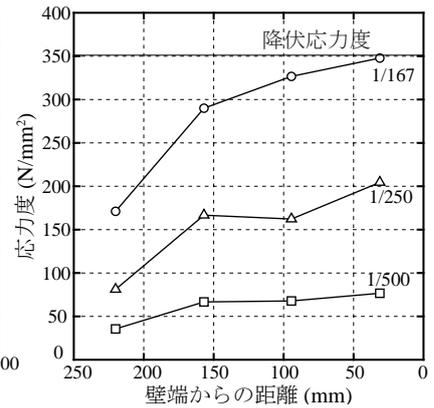


(a) 試験体 NM6 - 正載荷

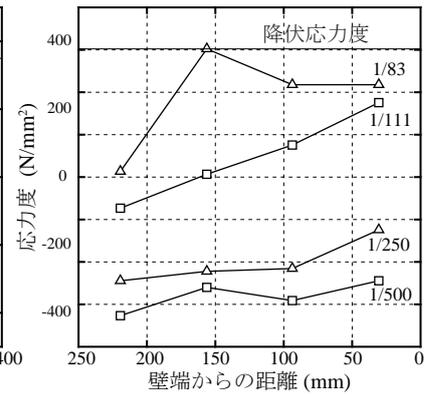


(b) 試験体 NM4 - 正載荷

図-9 横筋の応力度



(a) 試験体 NM6 - 正載荷



(b) 試験体 NM4 - 正載荷

図-10 幅止め筋の応力度

義しているが、本実験では軸力を試験体の中央にかけているため、(1)式によって軸力によるモーメントを考慮する。(1)式中の $h$ と $e$ は図-2を参照されたい。

$$M = Ph + Ne \quad (1)$$

試験体 NM6 は、正方向の加力に対して、変形角がおおよそ +1/167 のときに解析による曲げ降伏時水平耐力に達し、変形角がおおよそ +1/140 のときに壁脚部で圧縮破壊を生じ、急激に耐力が低下した。解析による曲げ降伏時水平荷重には達したものの、脆性的な破壊をした。

試験体 NM4 は正・負ともに変形角が 1/250 前後で解析による曲げ降伏時水平耐力に達した。その後、変形角がおおよそ +1/67 のときに、試験体 NM6 と同様に壁脚部で圧縮破壊を生じ、耐力が低下した。耐力の低下は降伏時変形の3倍以上変形した後であり、試験体 NM6 より大きな靱性が得られた。

#### 4-2. 文献2) と実験結果との比較

図-4に文献2)により算出した各試験体の短期許容耐力時のひび割れ状況、および、ひび割れ幅を示す。また、除荷後のひび割れ幅を括弧内に示す。除荷後のひび割れ幅は 0.00mm から 0.04mm の範囲にあり、ひび割れ幅が許容範囲内にあることが確認できた。

文献2)の付録10により算出した荷重変形関係と、実験から得られた荷重変形関係の包絡線を図-6に示す。水平力と層間変形角に関する曲げ剛性 $k_f$ とせん断剛性 $k_s$

は以下の式を用いて算出した。

$$k_f = \frac{3EI}{h^2} \quad (2)$$

$$k_s = \frac{GA}{1.2} \quad (3)$$

試験体 NM6, 試験体 NM4 と同、文献2)から算出した荷重変形関係と実験結果が概ね一致した。

#### 4-3. 破壊経過

図-5に各試験体の耐力低下直後のひび割れ状況を示す。試験体 NM6 では、変形角 +1/250 のときに壁端側脚部に圧縮ひび割れが発生した。その後、変形角がおおよそ +1/140 で、壁脚部が圧縮破壊し、急激に耐力が低下した。

試験体 NM4 では、変形角 +1/250 のときに試験体 NM6 と同様に壁端側脚部に圧縮ひび割れが発生したが、変形角 +1/111 のとき、壁脚のコンクリートの損傷は大きかったものの、コンクリートが剥落するには至らなかった。その後、圧縮ひび割れが拡大していき、変形角 +1/83 のときに壁端側脚部でコンクリートが剥落し、変形角 -1/83 には柱脚でも圧縮ひび割れが発生した。変形角 +1/67 でコンクリートの剥落が拡大し、壁脚で圧縮破壊を起こした。

両試験体とも、最終的に図-7に示すように圧縮破壊部分の壁端部主筋が大きく座屈し、軸力を保持できなくなり、終局に至った。

#### 4-4. 鉄筋の降伏状況

壁の縦筋と横筋のひずみゲージの貼り付け位置を図-1(a)に示す。縦筋は下スタブ境界面に、横筋と柱帯筋は対角線上に貼り付けている。また、図-3のグラフ上に示すひずみゲージ名は、それぞれの鉄筋が降伏した時点を示している。(ただし「降伏」は、鉄筋の材料試験から得られた降伏ひずみ度の90%に達した時点とする。これは、ひずみゲージの位置が鉄筋「降伏」時にひび割れ面より6cm(15d)以上離れる場合が多かったためである。) 図-3から、試験体NM6, 試験体NM4とも、1/250の変形で縦筋(V1～V9)はすべて降伏していた。

縦筋(V1～V9)に貼り付けたひずみゲージから得られたひずみ度を応力度に読み替えたものを図-8に示す。ひずみ度を応力度に読み替える際、鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 関係はバイリニア型を想定して降伏後の応力度を読み取っている。

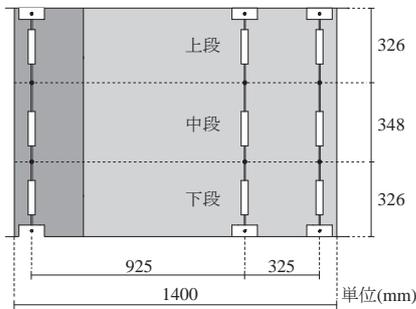


図-11 変位計の位置

図-8の柱と壁の境界面(破線部分)において平面保持が成立しておらず、柱と壁が別々の挙動をする傾向が見られた。

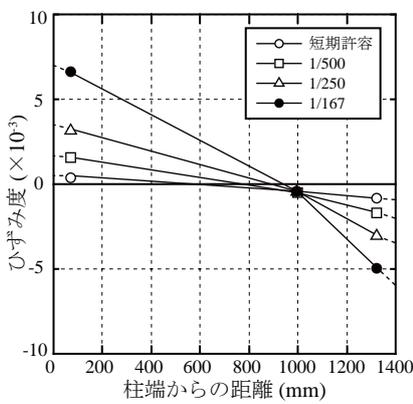
縦筋と同様に、横筋と柱帯筋(H1～H7)のひずみ度を応力度に読み替えたものを図-9に示す。変形角+1/250のときには、柱側の壁横筋が高い応力を負担していた。図-3に示す降伏時点を見ると、変形角+1/250以降は、両試験体とも破壊形式は曲げ降伏型であったにもかかわらず、横筋(H1～H7)もほとんど降伏していた。

幅止め筋のひずみゲージの貼り付け位置を図-1(b)に示す。幅止め筋は下から3段目に貼り付けている。幅止め筋のひずみゲージから得た鉄筋の引張応力を図-10に示す。幅止め筋が負担している応力度は圧縮縁に近いほど大きくなっている。

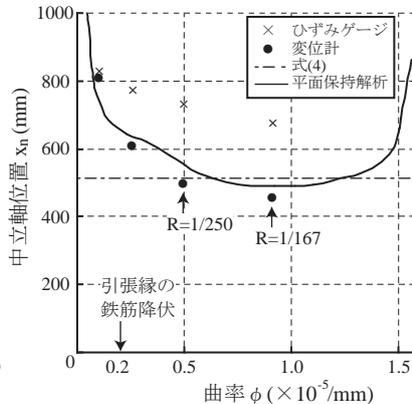
#### 5. 平面保持仮定の検討

本実験において平面保持仮定が成立していたか検討する。検討に用いた変位計の設置位置を図-11に示す。このうち、最下段の変位計によって計測した変形をひずみ度に変換し、図-12に示す。図中のマーカーの位置は変位計を設置した水平位置と対応している。

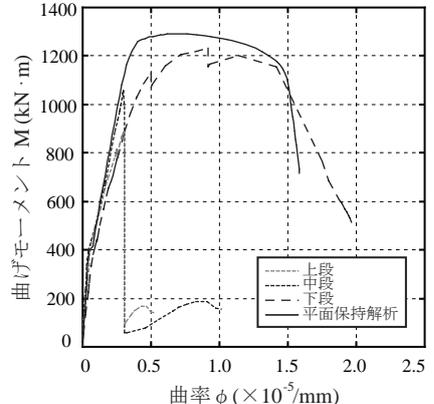
図-12より、試験体NM6では、グラフが折れ線となっており、壁端部付近での圧縮ひずみが大きくなっている



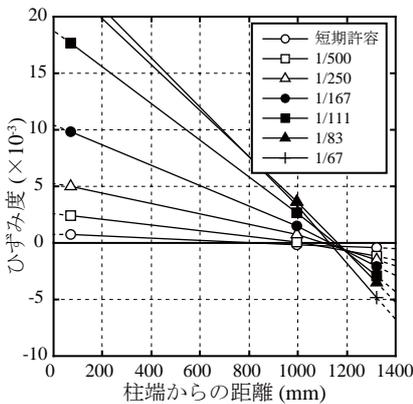
(a) 試験体 NM6 - 正載荷



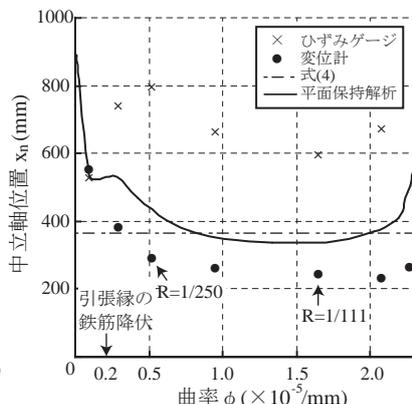
(a) 試験体 NM6 - 正載荷



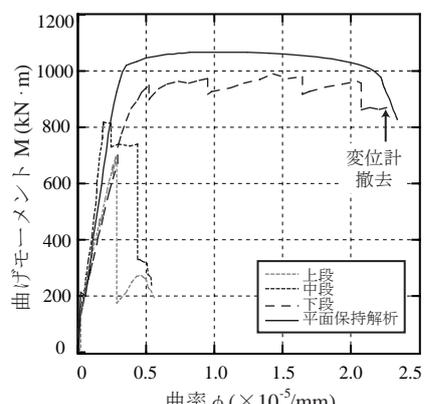
(a) 試験体 NM6 - 正載荷



(b) 試験体 NM4 - 正載荷



(b) 試験体 NM4 - 正載荷



(b) 試験体 NM4 - 正載荷

図-12 試験体下部のひずみ度

図-13 中立軸位置の比較

図-14 曲げモーメント-曲率関係

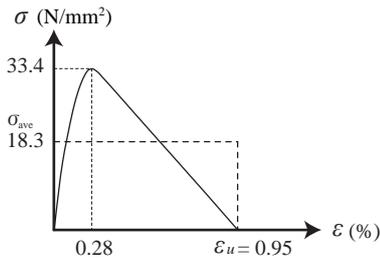
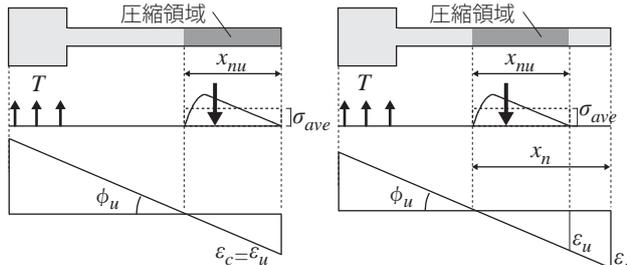
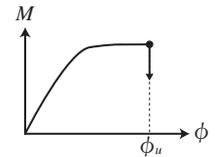


図 -15 Hognestad モデル



(a)  $\epsilon_c = \epsilon_u$  のときの応力・ひずみ (b)  $\epsilon_c > \epsilon_u$  のときの応力・ひずみ



(c) M - φ 関係

図 -16 大変形時のコンクリート圧縮ひずみ、曲率および曲げモーメントの関係

ことから、平面保持仮定が成立しているとは言い難い。これは、図 -8 で見たような柱と壁の境界面でのひずみの不連続と対応している。しかし、簡単のため、以下で中立軸位置を推定するにあたっては、平面保持仮定は概ね成立すると考える。

### 6. 中立軸位置の推定

図 -12 の変位計の計測値を用いて推定した中立軸位置を図 -13 に●で示す。平面保持解析で得られた中立軸位置を実線で示す。なお、平面保持解析におけるコンクリートの材料特性は Hognestad モデルを用い、単調载荷としている。両者はよく一致した。

鉄筋に貼り付けたひずみゲージの計測値を応力度に変換して推定した中立軸位置を図 -13 に×で示す。また、引張縁の鉄筋が降伏した曲率を図 -13 に矢印で示す。ひずみゲージから推定した鉄筋降伏前の中立軸位置は、平面保持解析や変位計で計算した値と合致する。しかし、降伏後の中立軸位置は平面保持解析よりも相当長くなっている。これは、引張降伏した鉄筋に残留ひずみがあり、ひび割れが閉じる前から圧縮力を負担していたためである。変位計から推定した中立軸長さが平面保持解析の結果より若干短いのは、この鉄筋による圧縮力の負担が原因と考えられる。

次に、以下の条件を仮定して、中立軸位置を略算できるか検討する。

- ・圧縮側のコンクリートは一様に  $0.85F_c$  を負担する
- ・引張鉄筋 (= 柱主筋) はすべて降伏強度を負担する
- ・圧縮側の鉄筋は無視する

これにより、正載荷 (壁圧縮) での中立軸深さ  $x_n$  は次のように表される。

$$x_n = \frac{N + \sum a_t \sigma_y}{0.85 F_c t} \quad (4)$$

$a_t$ : 引張鉄筋の断面積  $\sigma_y$ : 降伏強度  $t$ : 壁厚

上式を用いて中立軸位置を算定した結果は、試験体 NM6 で 496mm、試験体 NM4 では 346mm となった。これを図 -13 に一点鎖線で示す。曲げ強度に達した  $R=1/250$  以降は実験値と計算値が一致した。

### 7. 限界変形時の応力と曲率の検討

平面保持解析によって算出した曲げモーメントと曲率の関係を実験結果と併せて図 -14 に示す。曲率は、柱側に設置した変位計と壁端に設置した変位計より求めた。

危険断面に近い下段と平面保持解析の結果は、両試験体ともに非常に近い関係を示している。上段、中段では曲げモーメントが急激に低下する現象が観測されているが、これは荷重変形関係での水平荷重の急激な低下に対応している。この時、上段と中段の曲率がほとんど変化していないことから、水平荷重の急激な低下が下段位置での損傷によって起こったことが確認できる。

図 14-(a) において、平面保持解析での曲げモーメントが急激に低下している。これは、平面保持解析に用いた Hognestad モデルの特徴に原因がある。本研究で用いたコンクリートを Hognestad モデルで表現すると、図 -15 のようになる。ひずみが  $\epsilon_u$  より大きい範囲ではコンクリートは圧縮応力を一切負担しない。この特徴を踏まえ、以下に変形が進む過程における、断面内の応力とひずみ、曲率の関係を検討する。

圧縮縁のひずみが  $\epsilon_u$  のときの応力度およびひずみ度は図 -16(a) のようになる。圧縮領域の平均応力度は次式で決まる。

$$\sigma_{ave} = \int_0^{\epsilon_u} \sigma d\epsilon \cdot \frac{1}{\epsilon_u} \quad (5)$$

コンクリートが負担する圧縮力は、軸力  $N$  と鉄筋の引張力の和と釣合うので、中立軸位置  $x_{nu}$  は次式から求められる。

$$x_{nu} = \frac{C}{\sigma_{ave} \cdot t} = \frac{N + \sum a_t \sigma_y}{\int_0^{\epsilon_u} \sigma d\epsilon \cdot t} \epsilon_u \quad (6)$$

また、このときの曲率  $\phi$  は次式で表される。

$$\phi_u = \frac{\epsilon_u}{x_{nu}} \quad (7)$$

次に、圧縮縁のひずみ度が  $\epsilon_u$  より大きくなった状態を考える。この状態でも引張鉄筋が降伏したままであるとすれば、式 (6) と同様の釣合条件より、圧縮応力度の存在する領域 (図 -16(b) に灰色で示す領域) の長さが

図-16(a)と同じ大きさ  $x_{nu}$  となるのがわかる。このときの曲率は、圧縮縁のひずみ度  $\epsilon_c$  に関わらず

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{x_{nc}} = \frac{\epsilon_u}{x_{nu}} = \phi_u \quad (8)$$

である。つまり、圧縮縁のひずみ度が  $\epsilon_u$  以上のときには、曲率が一定となる。圧縮力中心は図-16(a)(b)に見られるように移動していくために、応力中心間距離は短くなる。よって、図-16(c)のように、曲率が一定のまま曲げモーメントが減少していく。

この論法に従えば、終局状態の曲率は式(7)で求めることができ、さらに、式(4)を用いて中立軸長さを略算すれば、より簡単に終局状態の曲率が算出可能である。

### 8. 提案式と実験結果との比較

式(4)(7)を用いて、本研究の試験体2体と、これに類似の破壊をしている柱型がない耐震壁の既往の実験<sup>3)</sup>に関して、終局状態の曲率を算出した。曲率の算出にあたって、以下の条件を用いた。

- コンクリートの材料特性は、図-17に示すように、拘束効果の程度を加味できる修正 Kent-Park モデル<sup>5)</sup>を用いる。
- $\epsilon_u$  を算出するために、修正 Kent-Park モデルにおけるピーク後のコンクリートの圧縮応力下限値は設定しない。

図-17に示すように、拘束されているコンクリートと拘束されていないコンクリートの材料特性を別々に算出し、それらの加重平均を用いて、式(4)(7)を適用する。加重平均を計算するために、コアコンクリートは図-18のように考える。つまり、拘束部分の幅  $t_{core}$  は拘束領域の幅  $t_c$  から主筋間隔  $S_x$  の半分を引いて算出する。同様に高さ方向の間隔  $S_z$  の半分も引き、次式で  $t_{core}$  を計算した。

$$t_{core} = t_c - \frac{S_x + S_z}{2} \quad (9)$$

上記に従って計算した結果を、文献4)の方法に従って計算した結果と併せて図-18に示す。図中○は本研究の試験体であり、△は柱型がない耐震壁の既往の実験<sup>3)</sup>の試験体である。文献4)の方法に比べ、提案式の方が柱型の有無に関わらず、実用的な値を算出できることが確認された。

### 9. まとめ

- 1) 文献2)による荷重変形関係、短期許容曲げ水平力の計算方法の妥当性が確認された。
- 2) 圧縮側に柱型がない耐震壁では、壁端部のコンクリートの圧縮破壊にともなう脆性破壊の危険性がある。
- 3) 曲げ降伏時の中立軸位置  $x_n$  は式(4)で略算できる。

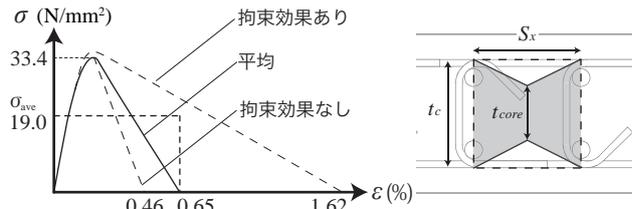


図-17 修正 Kent-Park モデルによるコンクリートの材料特性

図-18 拘束領域幅の算定方法

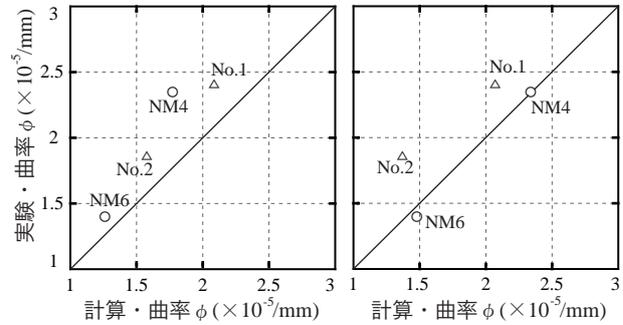


図-18 最大曲率の比較

- 4) 圧縮破壊する片側柱付き壁の変形性能は、曲げ降伏時の中立軸位置  $x_n$  とコンクリートが圧縮力を負担できなくなるひずみ  $\epsilon_u$  によって決まり、式(7)によって算出可能である。

### 10. 今後の課題

限界変形時の曲率を計算する方法を提案したが、限界変形を議論するためには塑性ヒンジ領域を適確に推定する必要がある。

### 謝辞

本研究は国土交通省の建築基準整備促進補助金事業の一環として行っているものであり、建築研究所の福山洋氏、諏訪田晴彦氏をはじめ、関係者の皆様に厚く御礼を申し上げます。

### 参考文献

- 1) 東條有希子, 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海: 曲げ降伏型そで壁付き柱に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 pp.109-114, 2008
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造計算規準・同解説 2010.2
- 3) 田畑卓, 西原寛: 柱型のない RC 連層耐震壁の曲げ変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.313-314, 2003.9
- 4) 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, pp.21-30, 1990.2
- 5) Park, R., Priestley, M. J. N., and Gill, W. D.: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST4, Proc. Paper 17024, Apr., 1982, pp. 929-950.
- 6) Paulay, T., Priestley, M. J. N. : Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley-Interscience, 1992