

# 論文 方立て壁の履歴性状に及ぼす材軸方向変位拘束の影響

李 文聰\*<sup>1</sup>・江崎 文也\*<sup>2</sup>・小野 正行\*<sup>3</sup>

**要旨:** 架構内に組み込まれた方立て壁の地震時の破壊性状を明らかにするため,材軸方向の伸びの拘束の有無及び炭素繊維バンド補強の効果による方立て壁の履歴性状の違いを正負交番繰返し水平力載荷実験により検討した。その結果,変位拘束により変動軸力が生じて水平耐力が上昇してせん断余裕率が減少すること,また,補強によりせん断ひび割れが抑制されることがわかった。

**キーワード:** 2次壁,破壊モード,変動軸力,拘束力

## 1. 序

福岡県西方沖地震で方立て壁や袖壁などの2次壁のせん断破壊が目立った(図-1参照)。方立て壁のせん断強度は軸力が作用していないと仮定してせいの高い梁の曲げ強度およびせん断強度を求め,そのいずれか小さい方を壁の水平



図-1 方立て壁のせん断破壊例(西方沖地震)

耐力としている。しかし,方立て壁の場合は曲げひび割れやせん断ひび割れが生じると材軸方向に伸びるため,架構に組み込まれた場合変動軸力が作用するようになる。特に,方立て壁の場合は連層となる場合が多く,下層部分では上下の変形が拘束されていることになる。そのため,曲げで決まる水平耐力がせん断で決まる耐力より小さくなる場合でも変動軸力の影響でせん断破壊を起こす場合があることが十分予測される。なぜなら地震被害を受けたほとんどの壁がせん

断破壊をしているからである。そこで,方立て壁が地震時の荷重を受けたときにどのような破壊メカニズムになるのかを実験的に確かめ,できるだけ地震後の破壊が目立たないような配筋詳細などを提案することが必要と思われる。また,今後の発生が予想される中小地震により既存の建物における2次壁の損傷が原因で窓や扉の開閉ができなくなることを防止するためにはどのような対策をすればよいのかを提案することが緊急の課題と思われる。

本研究の目的は,方立て壁が架構に組み込まれた場合の破壊性状と水平耐力を実験的に明らかにするとともに,破壊メカニズムをコントロールするための配筋詳細および補強法を明らかにすることである。そこで,方立て壁が架構に組み込まれた場合に想定される水平変形の増大とともに変動軸力が大きくなる場合の実験を計画した。本論はこれらの実験結果およびその検討について述べるものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-2に試験体形状を示す。一般的な集合住宅の方立て壁を想定したおよそ縮尺1/2の試験体である。試験体は壁を炭素繊維バンドで補強した場合と補強無しの合計4体である。壁板の補強

\*1 福岡大学 工学部建築学科助教 博士(工学)(正会員)

\*2 福岡大学 工学部建築学科教授 工博(正会員)

\*3 近畿大学 産業理工学部教授 博士(工学)(正会員)

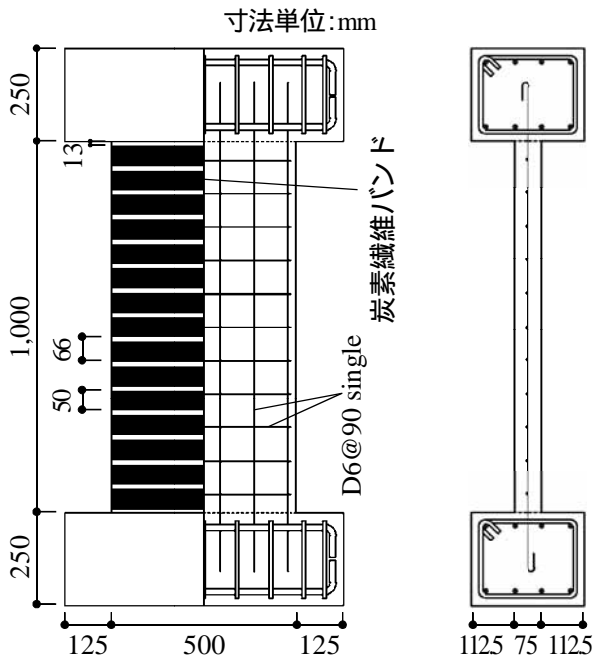


図 - 2 試験体形状(WHR-1-0.47)

は厚さ 1.2mm × 幅 50mm の炭素繊維バンドを壁面の片面にエポキシ樹脂と高強度充填材からなる接着剤で貼付する方法とした。方立て壁のせん断スパン比  $M/(QD)$  ( $M$ : 部材の最大曲げモーメント,  $Q$ : 部材の最大せん断力,  $D$ : 部材のせい) の値は, いずれの試験体とも 1 である。表 - 1 に試験体一覧を示す。試験体名は, A-B-C の 3 つの識別記号で示した。A は, それぞれ, W0: 軸方向変位を拘束していない試験体, WH: 軸方向変位を拘束した試験体, WHR: 軸方向変位を拘束し, 壁板を補強した試験体を示す。B は壁のせん断スパン比の値を, また, C は壁横筋比  $p_h(\%)$  の値をそれぞれ示す。壁横筋比  $p_h=0.47\%$  は集合住宅の外壁を想定して計画した。いずれの試験体とも壁縦筋比  $p_v$  は  $0.47\%$  である。表 - 2 に試験体の使用材料の力学的性質を示す。

表 - 1 試験体一覧

| 試験体名      | W0-1-0.47              | WH-1-0.47 | WHR-1-0.47 | WH-1-1.2              |
|-----------|------------------------|-----------|------------|-----------------------|
| 試験体形状     |                        |           |            |                       |
| 壁縦筋       | D6@90 ( $p_v=0.47\%$ ) |           |            |                       |
| 壁横筋       | D6@90 ( $p_h=0.47\%$ ) |           |            | D6@35 ( $p_h=1.2\%$ ) |
| 軸方向変位     | 拘束無し                   | 拘束有り      |            |                       |
| 炭素繊維バンド補強 | 補強無し                   |           | 補強有り       | 補強無し                  |

寸法単位 : mm

表 - 2 使用材料の力学的性質

(1) 鉄筋

| 壁筋 D6 | $a(\text{cm}^2)$ | $\sigma_y(\text{MPa})$ | $\sigma_u(\text{MPa})$ | $E_s(\text{GPa})$ | $\varepsilon_y(\%)$ | $\varepsilon_u(\%)$ |
|-------|------------------|------------------------|------------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
|       | 0.32             | 378                    | 544                    | 192               | 0.397               | 14.8                |

$a$ : 鉄筋の断面積,  $\sigma_y$ : 鉄筋の降伏強度,  $\sigma_u$ : 鉄筋の破断強度,  $E_s$ : 鉄筋のヤング係数,  $\varepsilon_y$ : 鉄筋降伏時のひずみ,  $\varepsilon_u$ : 鉄筋の破断ひずみ。

(2) コンクリート

|                        | $\sigma_B(\text{MPa})$ | $E_c(\text{GPa})$ | $\varepsilon_c(\%)$ |
|------------------------|------------------------|-------------------|---------------------|
| W0-1-0.47 & WH-1-1.2   | 32.2                   | 26.8              | 0.239               |
| WH-1-0.47 & WHR-1-0.47 | 27.4                   | 26.2              | 0.232               |

(3) 補強材

| 炭素繊維バンド | 幅     | 厚さ     | 引張強度        | 引張弾性率      |
|---------|-------|--------|-------------|------------|
|         | 50 mm | 1.2 mm | 1500 MPa 以上 | 140 GPa 以上 |

$\sigma_B$ : シリンダー圧縮強度,  $E_c$ : コンクリートのヤング係数,  $\varepsilon_c$ : シリンダーの最大応力時のひずみ。

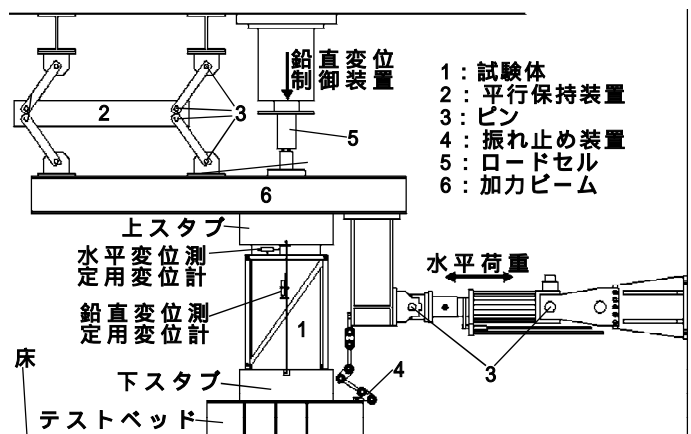


図 - 3 加力装置及び測定装置

## 2.2 荷重方法および荷重プログラム

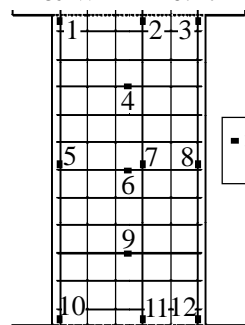
図 - 3 に示す加力装置を用いて本実験を行った。図 - 4 に荷重プログラムを示している。部材角  $R$  を 0.25% ずつ増加させ、2 ~ 3% まで一定軸力下の漸増変位振幅正負交番繰り返し荷重を行った。制御部材角  $R$  は、上下加力梁間の相対水平変位  $\delta$  を、壁内法高さ  $h$  で除した値  $R = \delta/h$  である。

軸方向変位を拘束していない試験体 W0-1-0.47 は鉛直荷重が作用していない。軸方向変位を拘束した試験体 WH-1-0.47 と WHR-1-0.47 及び WH-1-1.2 は鉛直変位制御装置のロードセルの鉛直位置を実験中一定とした（図 - 3 参照）。

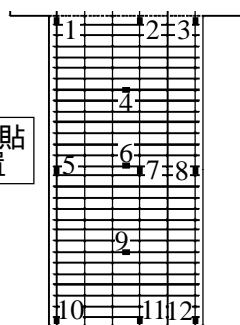
## 2.3 測定方法

図 - 3 に示すような下部基礎梁に埋め込んだボルトに取り付けた測定フレームに定着した変位計にて壁の水平変位を測定した。また、上下の加力梁に埋め込んだボルトに取り付けた変位計にて壁の軸変形を測定した。鉄筋のひずみについては、図 - 5 に示す位置の壁筋にゲージを貼付してひず

W0-1-0.47, WH-1-0.47  
& WHR-1-0.47



WH-1-1.2



○: ゲージ貼付位置

図 - 5 壁筋ひずみ測定位置

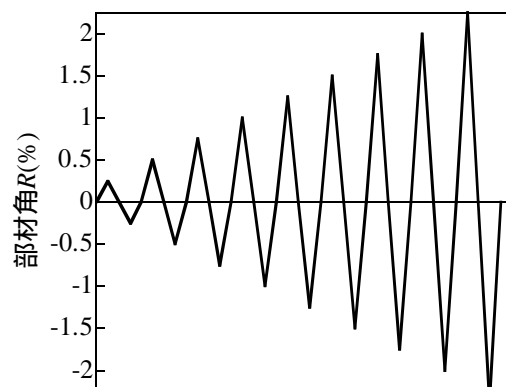


図 - 4 荷重プログラム

みを測定した。変動軸力は加力梁上部のロードセルにより測定した。ひび割れおよび破壊状況は、制御変位で目視によるスケッチにより記録した。

## 3. 実験結果

### 3.1 履歴性状

図 - 6 に水平荷重  $Q$  と部材角  $R$  の関係および材軸方向の平均ひずみ  $\varepsilon_r$  と  $R$  の関係を示す。図 - 6 の  $Q$ - $R$  関係図に破線で示した直線は、各試験体の変動軸力が最大時の曲げ強度略算値である。但し、曲げ強度略算値では、方立て壁は幅が 75mm、せいが 500mm の柱と見なして計算した。表 - 3 に実験結果を示す。いずれの試験体とも部材角が 0.5% を超えると加力梁と壁板との境界に水平のひび割れが目視され、水平変形の増大と共にそのひび割れが拡大していった。軸方向の拘束がない試験体 W0-1-0.47 では典型的な曲げ降伏の履歴性状を示している。本試験体は材軸方向の平均ひずみ  $\varepsilon_r$  の変化が他の試験体より大きい。一方、軸変形を拘束している試験体 WH-1-0.47 では水平変形

表 - 3 実験結果

| 試験体名       | $Q_u$ (kN) |        | $R_u$ (%) |       | $N_{max}$ (kN) |
|------------|------------|--------|-----------|-------|----------------|
|            | +          | -      | +         | -     |                |
| W0-1-0.47  | 41.3       | -39.1  | 0.92      | -0.86 | /              |
| WH-1-0.47  | 126.7      | -126.2 | 1.72      | -1.44 |                |
| WHR-1-0.47 | 141.1      | -134.5 | 1.48      | -1.59 |                |
| WH-1-1.2   | 140.6      | -138.7 | 1.53      | -1.33 |                |

$Q_u$ : 水平せん断耐力実験値,  $R_u$ :  $Q_u$  時の部材角,  $N_{max}$ : 変動軸力の最大値.

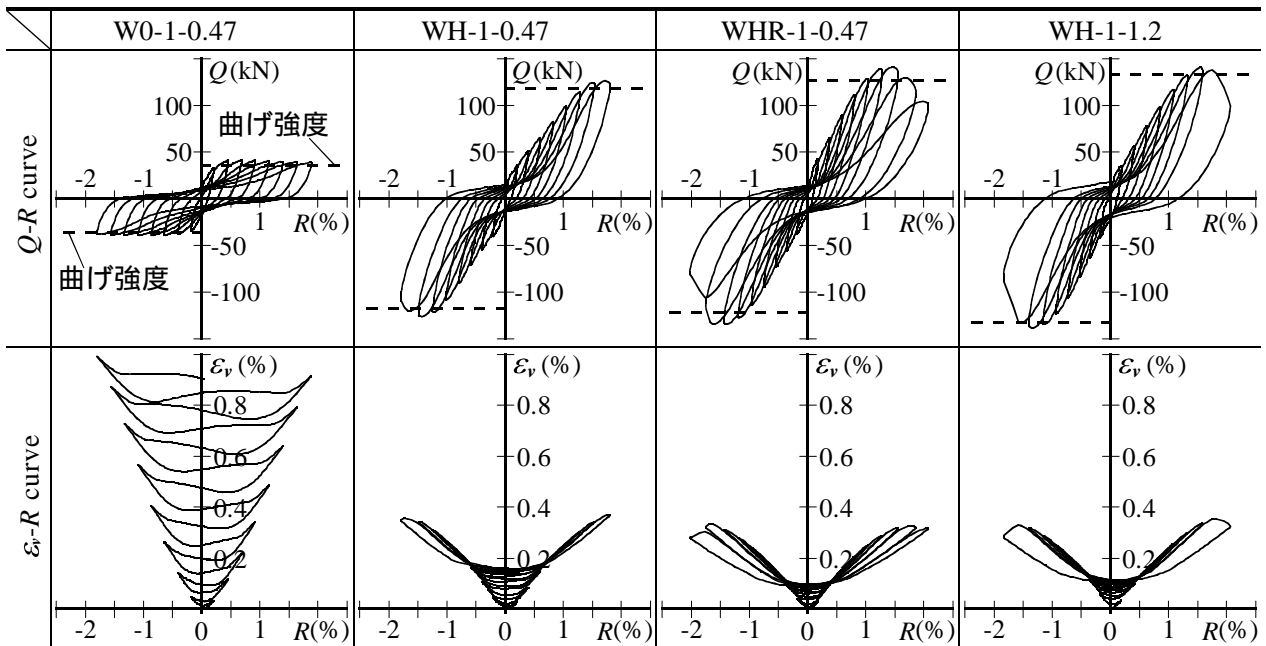


図 - 6 各試験体の水平荷重  $Q$  と部材角  $R$  の関係及び軸方向平均ひずみ  $\varepsilon_v$  と部材角  $R$  の関係

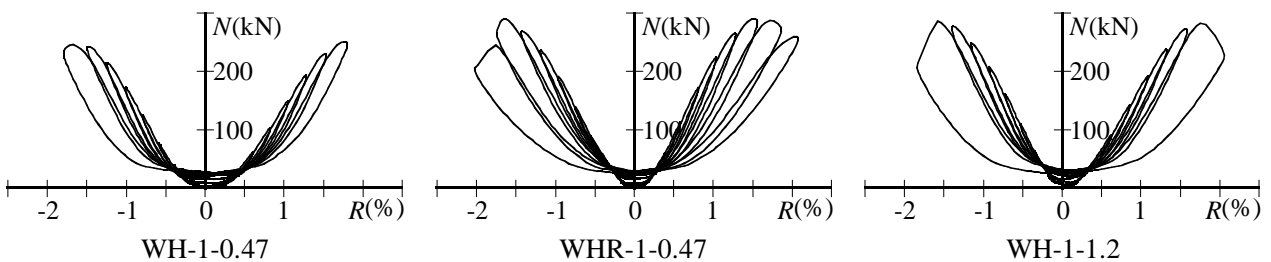


図 - 7 各試験体の部材角  $R$  のと変動軸力  $N$  との関係

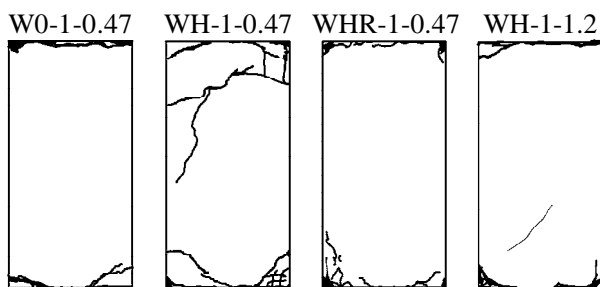


図 - 8 各試験体の最終ひび割れ状況

の増大とともに水平荷重が増大し、2% 近傍になると壁板縁のコンクリートの圧壊現象が観察され水平荷重が低下している。図 - 7 に示すように拘束された試験体では水平変形の増大と共に軸力が増大していることから、壁板の曲げ耐力が増大したものと考えられる。そのため、壁横筋比が 0.47% の試験体 WH-1-0.47 では図 - 8 に示すように斜めせん断ひび割れが生じてせん断破壊の兆候が観察された。一方、壁板表面に炭素繊維補強を施した試験体 WHR-1-0.47 では、2% まで

では壁板端部の曲げひび割れが拡大するのみで、せん断ひび割れは生じていない。それは炭素繊維バンドが外帯筋の効果を発揮し、コンクリートのせん断膨張を防いでいると考えられる。しかし、2% を超えると壁板縁のコンクリートの圧壊が生じて曲げ圧壊の現象が観察された。壁横筋比が 1.2% の試験体 WH-1-1.2 は、1.75% まで試験体 WHR-1-0.47 と似ている弾塑性挙動が観察された。但し、2% に進行する途中、壁板縁のコンクリートの圧壊及び壁部に幅が小さいせん断ひび割れが生じた。

### 3.2 壁筋のひずみ

図 - 9 に代表的な位置の壁筋(図 - 5 参照)のひずみと部材角の関係を示す。各試験体の壁端部の縦筋 No. 10 及び No. 11 は、0.5% 近傍で、引張による降伏が発生した。また、試験体 W0-1-

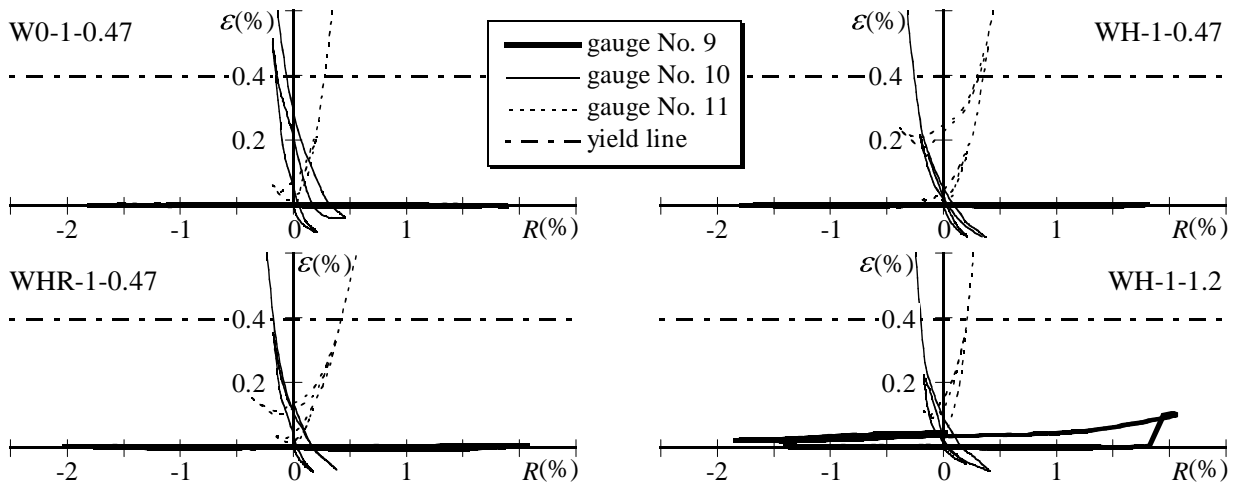


図 - 9 各試験体の壁筋のひずみ  $\varepsilon$  と部材角  $R$  との関係

0.47 と WH-1-0.47 及び WHR-1-0.47 のせん断補強筋 No. 9 は、部材角  $R$  の増大と共に、ひずみの変化が見られない。一方、試験体 WH-1-1.2 のせん断補強筋 No. 9 は、2% に進行する途中、壁部にせん断ひび割れが生じた為、ひずみの増大が観察された。

### 3.3 炭素繊維バンドのひずみ

図-10 に試験体 WHR-1-0.47 の炭素繊維バンドのひずみ測定結果の貼付位置及びこれらのひずみ測定結果  $\varepsilon$ - $R$  曲線を示す。炭素繊維バンドのひずみの最大値は No. a に示している。最大値は 0.0218% である。また、炭素繊維バンドの破断ひずみは約 1% である。このことから測定した炭素繊維バンドのひずみは部材角  $R$  の増大と共に、ひ

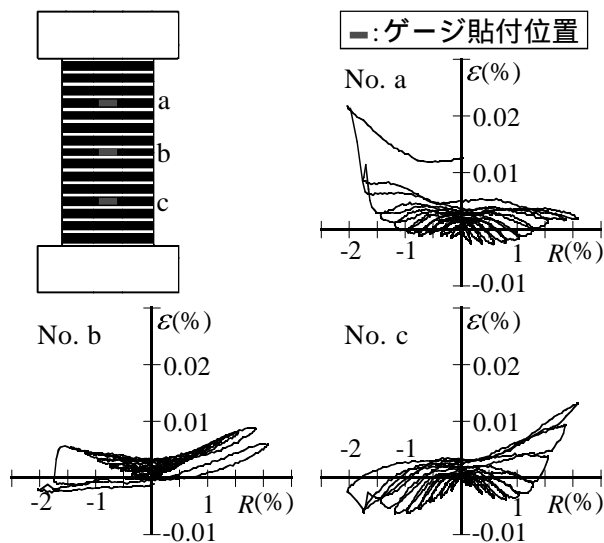


図 - 10 試験体 WHR-1-0.47 の炭素繊維バンドのゲージの貼付位置及びその  $\varepsilon$ - $R$  関係

ずみの変化が破断ひずみレベルと比較して、非常に小さいレベルで変動している。

### 3.4 試験体の鉛直変位 $\delta$ と軸力 $N$ の関係

図-11 に試験体 WH-1-0.47 と WHR-1-0.47 と WHR-1-1.2 の鉛直変位  $\delta$  と変動軸力  $N$  の関係を示している。図-11 から分かるように、 $N$ - $\delta$  曲線は直線関係ではなく、2次曲線のような曲線を示している。特に、 $N$ - $\delta$  曲線の初期勾配は小さい。壁板縁のコンクリートの圧壊が発生する前までは、 $\delta$  の増大とともに  $N$ - $\delta$  曲線の切線勾配は大き

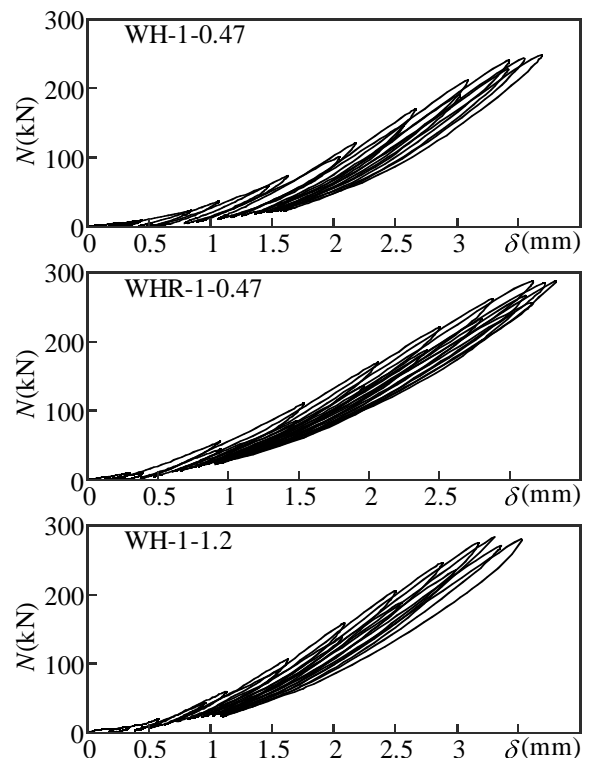


図 - 11 試験体の鉛直変位  $\delta$  と軸力  $N$  の関係

くなる。その原因は以下の事から考えられる。

- (1) 軸方向変位を拘束した試験体 WH-1-0.47 と WHR-1-0.47 と WHR-1-1.2 は鉛直変位制御装置のロードセルの鉛直位置を実験中一定とした(変位制御したため)。
- (2) 試験体の上スタブと加力ビームの間に入れた石膏の圧縮変形がある(図-3参照)。
- (3) 試験体の上スタブと加力ビームの間に、下スタブとテストベッドの間に及びテストベッドと床の間に隙間がある。
- (4) 加力ビームと試験体のスタブ及びテストベッド等は完全な剛体ではない。

$\delta$  が小さい範囲で石膏及び隙間の変形が発生するため、 $N$ - $\delta$  曲線の初期勾配は小さく、その後  $N$ - $\delta$  曲線の切線勾配は大きくなる。実際は隙間の変形はないので、初期勾配も大きくせん断破壊を起こす可能性が大きくなるものと思われる。

#### 4. 解析的検討

図-12 に示している  $N$ - $M$  曲線を累加強度理論<sup>1)</sup> で計算した。と と 及び は、実験値を代表している。また、図-12 に垂直方向の破線図は AIJ 終局強度式による柱(方立て壁は幅が 75mm、せいが 500mm の柱と見なして計算)のせん断信頼強度  $V_u$ <sup>2)</sup> も示している。図-12 により、軸力が增大するにつれて、 $N$ - $M$  曲線が外に向かって広がり曲げ耐力が増大するため、せん断

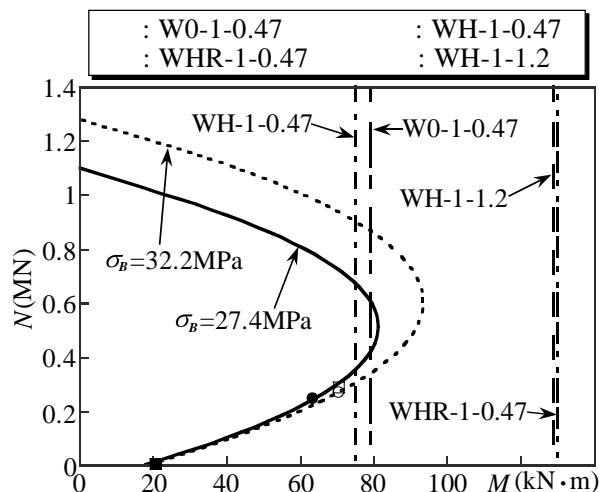


図-12 試験体の  $N$ - $M$  関係及び終局せん断信頼強度

余裕率が減少してせん断破壊を起こす恐れが大きくなる。全ての試験体の実験結果は対応する  $N$ - $M$  曲線の近傍にある。また、横補強筋比の増大または炭素繊維バンドの補強により、試験体の  $V_u$  は大きくなる。外帯筋の役割としての素繊維バンドの補強量の増大と共に、トラス作用の圧縮ストラットの圧壊が発生する前までに、 $V_u$  は増大する。

#### 5. 結論

材軸方向の伸びの拘束の有無及び炭素繊維バンド補強の効果による方立て壁の履歴性状の違いを正負交番繰返し水平力載荷実験を行った結果、以下のことがわかった。

- (1) 軸方向変位無拘束の横筋比が 0.47% の方立て壁は安定した曲げ履歴性状であったが、軸方向変位を拘束すると、軸力の増大と共に、曲げ耐力が大きくなり、終局せん断信頼強度に接近してせん断余裕率が減少し、せん断破壊に行く傾向がある。
- (2) 軸方向変位を拘束し、横筋比が 0.47% 以上の方立て壁は 2% 近傍になると壁板縁のコンクリートの圧壊現象が生じ、水平荷重が低下して行く。耐震性能を更に増大する為に、方立て壁の壁板縁の補強が必要である。
- (3) 軸方向変位を拘束している試験体の  $N$ - $\delta$  曲線は加力装置と試験体との隙間の変形により、2 次曲線のような曲線を示しているが、実際は初期勾配が大きくせん断破壊を起こす可能性が大きくなるものと思われる。

**謝辞:** 試験体製作にあたっては、卒論を担当した福岡大学学部学生古川裕介、手島秀典の各氏ほか研究室の卒論生の協力を得た。加力装置の製作および組み立てにあたっては、福岡大学工学部建築学科技術職員平國久雄の各氏にお世話になった。壁版補強用炭素繊維バンドは(株)カボテックの安部茂且氏より提供して頂いた。ここに、関係各位に感謝します。

#### 参考文献:

- 1) 松井千秋: 建築合成構造, オーム社, 2004.9
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1990