

## 論文

## [2147] 曲げ降伏型連層耐震壁の靱性確保に関する実験的研究

正会員○仲地 唯治 (間組技術研究所)

正会員 戸田 哲雄 (間組技術研究所)

正会員 牧田 敏郎 (間組技術研究所)

## 1. はじめに

超高層RC造建物において連層耐震壁を用いた場合、下層部圧縮側の側柱および壁板は、耐震壁が水平荷重を受けた時、大きな圧縮力とせん断力が生じる。したがって、連層耐震壁の変形性能は、側柱および壁板の圧縮靱性、あるいは耐震壁のせん断余裕度に左右されると考えられる。著者らは、先に側柱帯筋量、拘束筋による壁板コンクリート拘束、および壁横筋量をパラメーターとする曲げ降伏型連層耐震壁の水平加力実験を行い、それらの影響を検討したが<sup>1)2)</sup>、本研究では、側柱および壁板の部分試験体による実験を行い、主に壁板拘束および壁横筋量をパラメーターとする耐震壁5体の水平加力実験の結果とあわせて検討する。

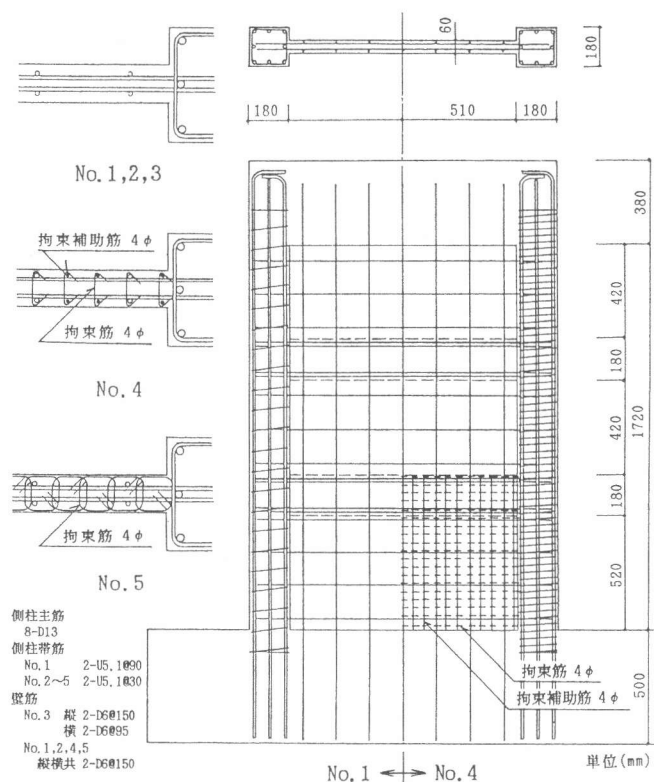


図-1 試験体形状および配筋

## 2. 連層耐震壁の水平加力実験

## 2.1 試験体

図-1 に試験体NO.1~5の形状および配筋を示す。実大の約1/5のモデルで、梁については、梁型は設けず、梁主筋のみとした。試験体5体に共通する諸元は次のとおりである。

すなわち、全せいが1380mm、壁厚60mm、壁縦筋比0.7%で、側柱は断面が180mm×180mm、主筋比3.14%、帯筋は

正方形スパイラルで、帯筋比はNO.1が0.2%、NO.2~5が0.7%である。柱主筋にはD13(SD35)を、梁主筋および壁筋にはD6(SD30)を、帯筋には高強度鉄筋U5.1を用いた。コンクリートは粗骨材

表-1 コンクリートの材料試験結果

| 試験体     | 圧縮強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | ヤング係数<br>( $\times 10^5$ kgf/cm <sup>2</sup> ) | 割裂強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|---------|--------------------------------|------------------------------------------------|--------------------------------|
| NO.1    | 382                            | 2.95                                           | -                              |
| NO.2    | 389                            | 2.55                                           | -                              |
| NO.3    | 400                            | 2.95                                           | 23.2                           |
| NO.4    | 413                            | 2.99                                           | 24.9                           |
| NO.5    | 418                            | 2.95                                           | 30.0                           |
| 部分試験開始時 | 433                            | 3.06                                           | 29.0                           |
| 部分試験終了時 | 477                            | 2.89                                           | 28.4                           |

表-2 鉄筋の材料試験結果

| 呼び名            | 降伏強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 引張強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | ヤング係数<br>( $\times 10^6$ kgf/cm <sup>2</sup> ) | 伸び<br>(%) |
|----------------|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------------------------|-----------|
| 4φ             | 10081                          | 14801                          | 1.95                                           | 5.5       |
| U5.1(NO.1,2)   | 14167                          | 15140                          | 2.13                                           | 11.4      |
| U5.1(NO.3,4,5) | 13620                          | 14428                          | 2.01                                           | 8.7       |
| D6(NO.1,2)     | 3750                           | 5187                           | 1.79                                           | 14.1      |
| D6(NO.3,4,5)   | 4104                           | 5319                           | 1.83                                           | 25.2      |
| D13(NO.1,2)    | 3858                           | 5612                           | 1.89                                           | 18.8      |
| D13(NO.3,4,5)  | 3701                           | 5370                           | 2.02                                           | 19.2      |

表-3 加力サイクル

| サイクル                        | 1 | 2,3 | 4,5 | 6,7 | 8,9 | 10,11 | 12 | 13 |
|-----------------------------|---|-----|-----|-----|-----|-------|----|----|
| 部材角( $\times 10^{-3}$ rad.) | 1 | 2   | 5   | 7.5 | 10  | 15    | 20 | 最終 |

表-4 実験結果一覧

| 試験体                                     |           | NO.1 | NO.2 | NO.3 | NO.4  | NO.5  |
|-----------------------------------------|-----------|------|------|------|-------|-------|
| 初期剛性                                    | (tonf/cm) | 235  | 359  | 479  | 398   | 398   |
| 曲げひび割れ荷重                                | (tonf)    | 9.3  | 21.1 | 19.1 | 13.0  | 15.0  |
| せん断ひび割れ荷重                               | (tonf)    | 16.8 | 18.1 | 23.1 | 18.1  | 23.0  |
| 主筋降伏荷重                                  | (tonf)    | 35.9 | 39.9 | 38.9 | 35.6  | 36.6  |
| 梁主筋降伏荷重                                 | (tonf)    | 40.6 | 34.0 | 41.9 | 40.9  | 39.4  |
| 壁縦筋降伏荷重                                 | (tonf)    | 33.1 | 37.2 | 38.9 | 38.6  | 39.2  |
| 壁横筋降伏荷重                                 | (tonf)    | 33.1 | 41.1 | 41.6 | 41.1  | 40.0  |
| 最大荷重 (tonf)                             | 実験値       | 41.0 | 42.2 | 42.4 | 41.2  | 40.5  |
|                                         | 計算値1      | 41.5 | 41.5 | 41.1 | 41.1  | 41.2  |
|                                         | 計算値2      | 40.0 | 40.0 | 39.6 | 39.6  | 39.6  |
|                                         | 計算値3      | 45.7 | 45.7 | 49.4 | 46.9  | 47.2  |
|                                         | 計算値4      | 37.2 | 37.5 | 33.1 | 30.1  | 30.3  |
| 限界部材角 $\theta$ ( $\times 10^{-3}$ rad.) |           | 15.8 | 16.5 | 38.3 | >40.0 | >40.0 |

\*最大荷重の80%以上の荷重を保持する最大部材角

計算値1<sup>3)</sup>:  $QMu = Mu/H$

$Mu = 0.9at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4aw \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5ND(1-N/(BcDFc))$

計算値2<sup>3)</sup>:  $Mu = at \cdot \sigma_y \cdot lw + 0.5aw \cdot \sigma_{wy} \cdot lw + 0.5N \cdot lw$

計算値3<sup>3)</sup>:  $Qsu = \{0.068Pte^{0.23}(Fc+180)/\sqrt{N/QD} + 0.12$

$+ 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot Pwh + 0.1\sigma_o}be \cdot j$

計算値4<sup>3)</sup> せん断値頻強度 (保証部材角1/67rad. (NO.1,2))

(保証部材角1/50rad. (NO.3,4,5))

記号は文献参照

に13mmの6号碎石を用い、調合強度を420kgf/cm<sup>2</sup>とした。表-1、2に材料試験結果を示す。各試験体の特徴は次のとおりである。

- ・ NO.1 NO.2 (側柱帯筋比0.7%) に対し、側柱帯筋比を0.2%とした。
- ・ NO.2 標準試験体
- ・ No.3 No.2 (壁横筋比0.7%) に対し、壁横筋比を1.2%に増加。
- ・ No.4 No.2に対し、壁板の第1層部分 (2階梁上端、高さ700mmまで) に、コンクリートを横拘束するための幅止め筋 (高強度鉄筋4φ) を配筋。
- ・ No.5 No.2に対し、壁板の第1層部分に、コンクリート横拘束のための正方形拘束筋 (高強度鉄筋4φ) を配筋。

## 2.2 実験方法

水平力は、反力壁に取り付けた100tonfアクチュエータにより載荷した。また、反力フレームに鉛直に取り付けた2台の100tonfアクチュエータによって、所定の軸力 (柱1本あたり100kgf/cm<sup>2</sup>) を与えると同時に、連層耐震壁脚部でのシアスパン比 ( $M/QD$ ) が常時2となるように水平力に比例した付加モーメントを与えた。

水平力の制御は1層 (高さ700mm) の部材角制御とし、表-3に示す加力サイクルに従って加力した。変位は各層床レベルでの水平変位および鉛直変位を測定し、また、側柱を軸方向に分割した各区間の伸縮量を測定した。鉄筋のひずみはストレインゲージで計測した。

## 2.3 実験結果

### (1) 破壊経過

表-4に実験結果の一覧を示す。各試験体とも実験経過は①引張側柱脚に曲げひび割れ発生②引張側壁脚部にせん断ひび割れ発生③壁縦筋、柱主筋降伏④圧縮側柱脚の圧壊⑤壁横筋、梁主筋降伏、となっ

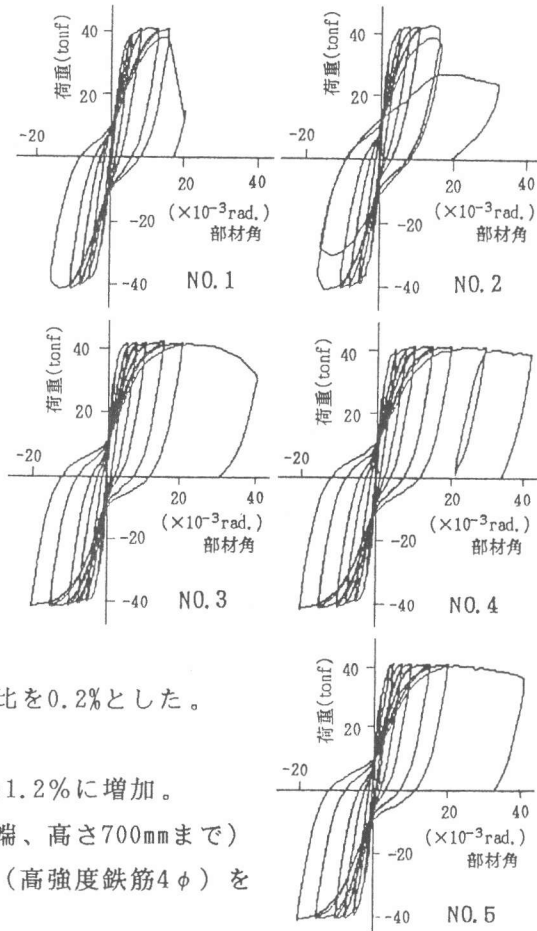


図-2 荷重-変形関係

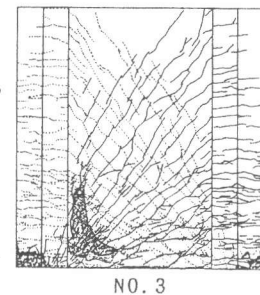


図-3 最終ひびわれ状況

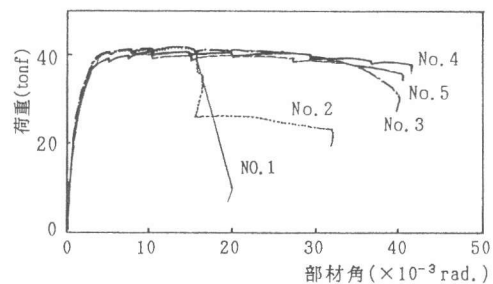


図-4 荷重-変形関係 (包絡線)

た。

実験値と計算値を比較すると、曲げ強度計算値は実験値とよく一致していた。

## (2) 荷重－変形関係

図－2に各試験体の荷重と一層部材角の関係を示す。N0.1は15/1000rad.の繰り返し時に、側柱脚部の圧壊により急激に荷重が低下した。N0.2は15/1000rad.の繰り返しで、壁板の破壊により荷重が低下した。N0.3,4,5は各試験体とも30/1000rad.付近までは、ほぼ同様な紡錘状のループを描き、試験体による差は少ない。最終的にはNo.3は壁板脚部の圧縮領域が圧壊し、耐力が最大耐力の80%以下となった。No.4は最終に至るまでほとんど耐力低下はなかった。No.5は壁板にスリップが生じたが、大きな耐力低下は生じなかった。

## (3) ひび割れ状況

図－3にN0.3の最終ひび割れ状況を示す。ひび割れの進展状況は各試験体ともほぼ同様で、2/1000rad.付近までは一定の傾きを持つせん断ひび割れが目立つが、5/1000rad.以降は、圧縮側柱脚部を中心とする扇状を示した。ただし、No.5は壁板第一層部分のひび割れが他の2体に比べて細かく発生、進展した。

## (4) 包絡線の比較

図－4に各試験体の荷重－変形関係の包絡線を示す。No.2に対し、壁横筋量を増し、せん断余裕度を上げたNo.3、壁板コンクリートを拘束筋により拘束したNo.4,5はいずれも変形性能が増大した。

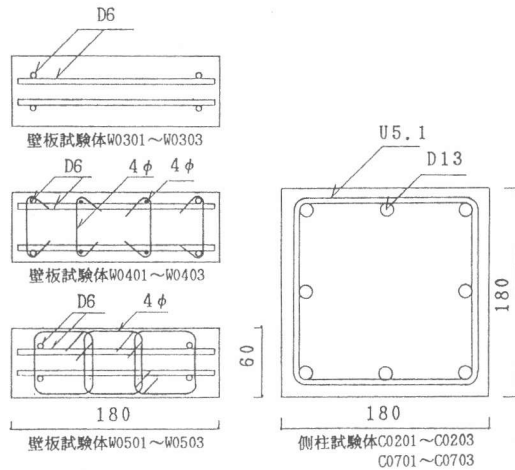
## 3. 部分試験体の中心圧縮試験

### 3.1 試験体

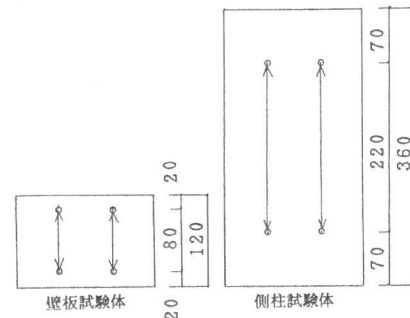
試験体は耐震壁の側柱および壁板を模擬した計21体で、側柱試験体は帯筋（横補強筋）量をパラメーターとし、壁板試験体はN0.3～5耐震壁試験体の壁板に対応するよう拘束方法をパラメーターとした。試験体の配筋および一覧を図－5、表－5にそれぞれ示す。コンクリートおよび鉄筋は耐震壁試験体と共通である。

### 3.2 実験方法

加力は200tonf万能試験機による単調载荷とし、図－6に示す検長で変位計により軸方向ひずみを、また、ワイヤーストレインゲージにより帯筋および主筋のひずみを計測した。



図－5 試験体配筋図



図－6 計測方法

表－5 部分試験体一覧

| 試験体   | 最大荷重<br>(tonf) | 最大荷重時<br>ひずみ(%) |
|-------|----------------|-----------------|
| C0001 | 125.4          | 0.31            |
| C0002 | 120.6          | 0.40            |
| C0003 | 134.5          | 0.26            |
| C0201 | 141.3          | 0.24            |
| C0202 | 148.8          | 0.31            |
| C0203 | 148.7          | 0.37            |
| C0701 | 168.4          | 0.71            |
| C0702 | 166.9          | 0.43            |
| C0703 | 171.4          | 0.68            |
| W0001 | 34.5           | 0.99            |
| W0002 | 41.7           | 0.74            |
| W0003 | 38.2           | 0.70            |
| W0301 | 39.1           | 0.68            |
| W0302 | 39.1           | 0.66            |
| W0303 | 43.6           | 0.95            |
| W0401 | 40.5           | 0.59            |
| W0402 | 46.4           | 0.98            |
| W0403 | 51.6           | 1.04            |
| W0501 | 54.3           | 1.38            |
| W0502 | 55.7           | 1.41            |
| W0503 | 67.4           | 2.38            |

側柱部分試験体C0201

壁板部分試験体W0301

Pw=0.2%  
耐震壁N0.3  
に対応

### 3.3 実験結果

#### (1) 軸応力-軸ひずみ関係

図-7に側柱試験体の、図-8に壁板試験体の軸応力 ( $\sigma$ ) - 軸ひずみ ( $\epsilon$ ) 関係をそれぞれ示す。ただし、ここでは荷重を断面積で除した値である平均化応力を軸応力とする。図中の  $\sigma - \epsilon$  曲線は、同一種類の3体ずつのうち、最大荷重が2番目に大きい試験体の曲線を示す。NO.2~5に対応する  $P_w=0.7\%$  の側柱試験体は、NO.1に対応する  $P_w=0.2\%$  の試験体に対し、最大耐力および最大耐力以降の応力が大きく上回っている。

壁板試験体は最大耐力および各軸ひずみレベルにおける応力がNO.5対応の試験体が最も高く、次いでNO.4、3の順である。

(2) 軸ひずみ-横補強筋(拘束筋)ひずみ関係 図-9~11に  $P_w=0.7\%$  の側柱試験体、NO.4、5対応の壁板試験体における軸ひずみ-横補強筋(拘束筋)ひずみ関係を示す。側柱試験体の横補強筋のひずみは軸ひずみの増加に伴い増大し、横拘束力の増大を示している。

壁板試験体においては、NO.5対応の試験体は上記の側柱試験体と同様の傾向を示しているが、NO.4対応の試験体は、ある軸ひずみレベル以降、拘束筋ひずみの低下がみられた。

### 4. 実験結果の検討

#### 4.1 側柱の横補強筋

側柱試験体の軸応力-軸ひずみ関係において、NO.1対応の  $P_w=0.2\%$  の試験体は、最大耐力時の軸ひずみ(検長20mm)が3体平均で0.307%であるが、NO.1耐震壁の圧縮側側柱脚部の圧縮縁においては10/1000rad.で0.55%、15/1000rad.で0.95%(検長270mm)となっており、図-7より、すでに軸応力がかなり低下していることが示され、NO.1が15/1000rad.の2回目の繰り返し時に柱脚の圧壊により耐力が急激に低下したことと対応している。

一方、 $P_w=0.7\%$  の側柱試験体は軸ひずみが6%となっても、 $P_w=0.2\%$  の最大耐力以上の軸応力を保っており、NO.2~5で、柱脚の圧壊による急激な耐力低下が生じなかったことと対応している。

#### 4.2 壁板の拘束筋

NO.2耐震壁は柱脚が大きく圧壊しなかったにもかかわらず壁板の破壊により限界部材角が15/1000rad.となったが、壁板破壊の原因としては、圧縮応力による圧壊か、壁横筋によるせん断補強が十分でなく、せん断変形が急増し、破壊に至ったか、あるいは両者の複合が考えられる。NO.4、5は壁板の圧縮靱性を増大させるために拘束筋を配筋したが、図-10、11において拘束筋のひずみが増加しており、高強度鉄筋では、今回のひずみレベル程度においては拘束力の増加を表し、圧縮靱性が増大したと考えられる。

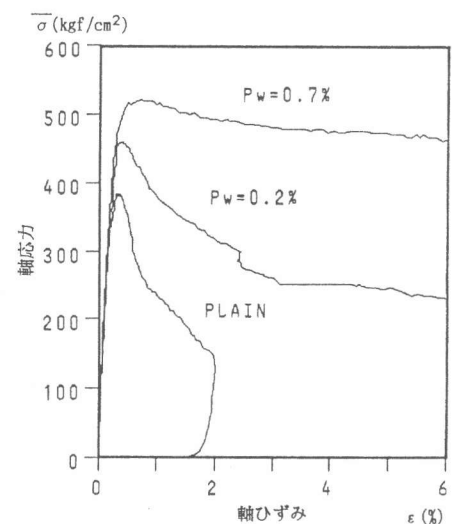


図-7 軸応力-軸ひずみ関係  
(側柱試験体)

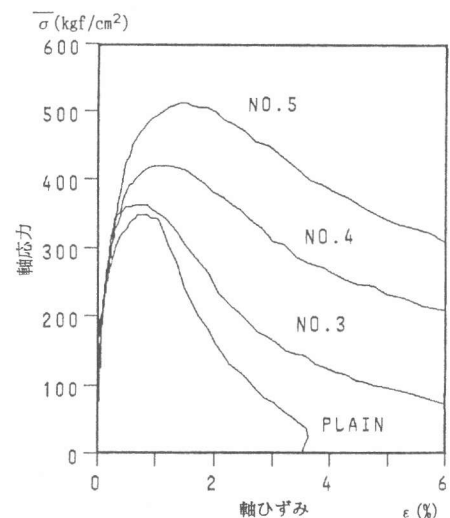


図-8 軸応力-軸ひずみ関係  
(壁板試験体)

図-12にN0.5の壁板脚部（高さ12.5cm）の側柱近く（側柱より6.0cm）における拘束筋ひずみ－水平荷重関係の履歴を示す。ひずみ計測用のストレインゲージは、拘束筋の壁板厚さ方向中央部に両面貼付とした。図中、正荷重時に計測点付近が圧縮領域となる。図より、計測点付近が圧縮領域となると、拘束筋のひずみが増大することがわかる。したがって、圧縮時に、壁板コンクリートに拘束筋による拘束力が作用し、部分試験体で示されたような圧縮靱性の増大が生じるものと考えられる。

図-13および図-14にN0.4、N0.5における部材角－拘束筋ひずみ関係をそれぞれ示す。図中1～4の数字は計測点位置を示す。N0.5と比較して、N0.4は5～10/1000rad.以降はひずみの増加が少ないが、40/1000rad.程度まで耐力低下が少ない。したがって、N0.4のような幅止めタイプでもその拘束効果は得られると考えられる。N0.5およびN0.4はN0.2に対し、壁横筋量が等しく、拘束筋の有無のみが異なることから、上記のように推定される壁板部分の圧縮靱性増大が耐震壁の変形性能増大に影響を及ぼしたと考えられる。

#### 4.3 壁横筋

図-15にNo.2,3の第一層の中央高さ付近の壁横筋のひずみ変化を示す。耐震壁スパン方向中央および圧縮柱付近の測定点でのひずみは、いずれも各部材角においてN0.2がN0.3を上回っている。また、N0.2が15/1000rad.付近で降伏しているのに対し、N0.3は30/1000rad.付近まで降伏していない。これは、それぞれの試験体の限界部材角15,38.3/1000rad.に対応しており、壁横筋量の増大に伴い、壁横筋の応力負担が減少し、また、せん断余裕度が上昇し、靱性が増大したと考えられる。

#### 5. まとめ

壁板コンクリートの拘束、側柱コンクリートの拘束および壁横筋量をパラメーターとする曲げ降伏型連層耐震壁の水平加力実験、お

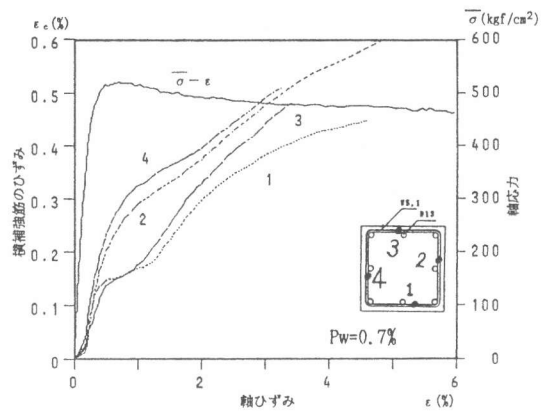


図-9 軸ひずみ－横補強筋ひずみ関係

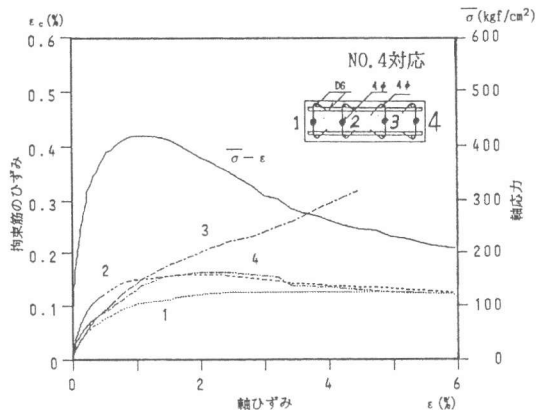


図-10 軸ひずみ－拘束筋ひずみ関係

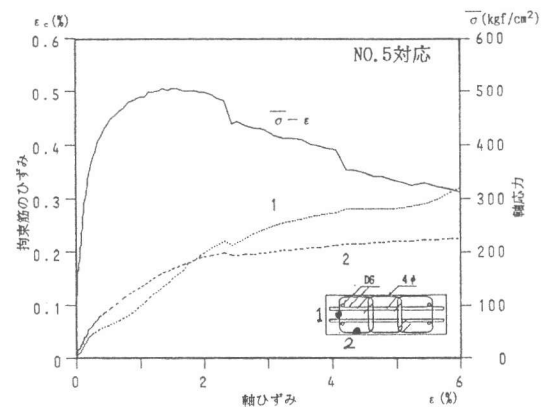


図-11 軸ひずみ－拘束筋ひずみ関係

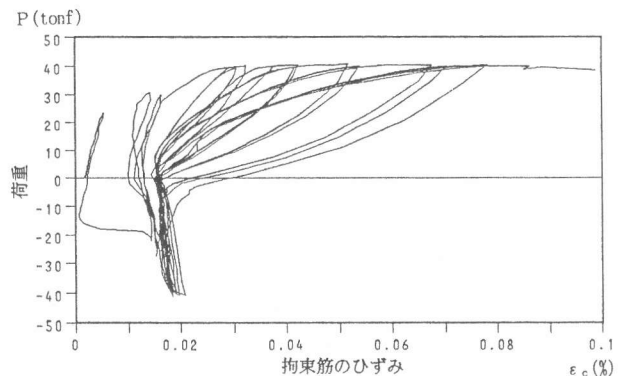


図-12 拘束筋ひずみ－水平荷重関係

よび側柱、壁板を模擬した部分試験体の圧縮試験の結果、以下の事項が明かになった。

1) 壁板コンクリートの拘束は曲げ降伏型連層耐震壁の靱性確保に有効である。拘束方法としては、閉鎖型の拘束筋だけでなく、幅止め型も有効で、閉鎖型の場合とほぼ同様の荷重－変形関係を示した。また、側柱についても一定量以上の横補強筋が靱性確保に有効である。

2) 上記の拘束効果の有効性は壁板コンクリートおよび側柱の圧縮靱性の向上によるものであることが部分試験体による試験結果により示された。

3) 壁横筋量の増大は曲げ降伏型連層耐震壁のせん断余裕度を増し、靱性確保に有効である。但し、最終的には、壁板の圧壊により限界変形角が定まった。

#### 参考文献

- 1) 仲地唯治ほか：曲げ降伏型連層耐震壁に関する実験的研究、その1 実験概要、その2 実験結果の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 569-572、1990.10
- 2) 仲地唯治ほか：曲げ降伏型連層耐震壁の靱性確保に関する実験的研究、その1 実験概要、その2 実験結果の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.401-404、1991.9
- 3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1990
- 4) 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・同解説、1990

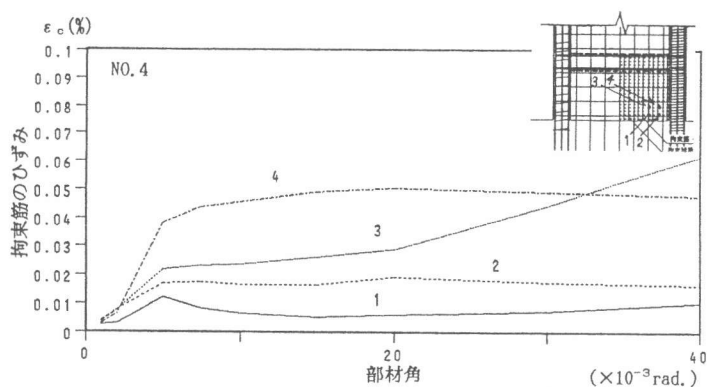


図-13 部材角－拘束筋ひずみ関係

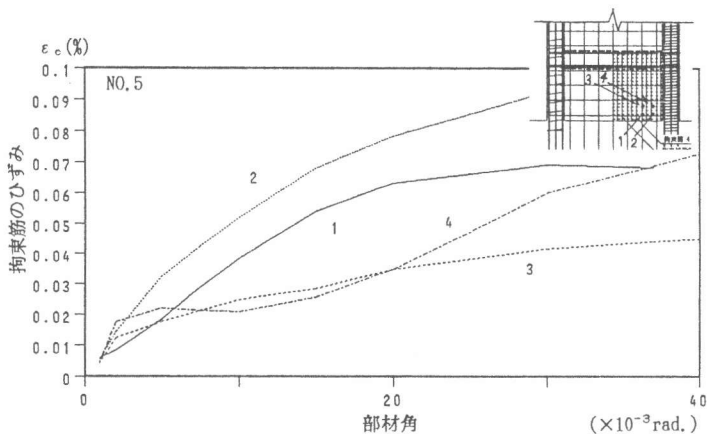


図-14 部材角－拘束筋ひずみ関係

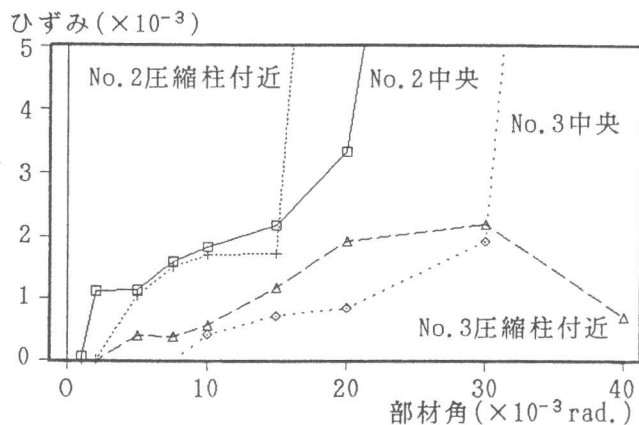


図-15 横筋のひずみ変化