

## 論文 偏在開口を有する RC 造連層耐震壁の耐震性能に関する研究

森 恭平<sup>\*1</sup>・藁科 誠<sup>\*2</sup>・坂下 雅信<sup>\*3</sup>・河野 進<sup>\*4</sup>

要旨：開口周比が 0.4 を上回る耐震壁が既存建物には多く存在し、耐震性能を評価する上で問題となっている。本研究では、開口周比が 0.4 前後で、開口が偏在し、かつ多層に渡る連層耐震壁の静的載荷実験を行い、そのせん断性状を評価した。せん断耐力・剛性を既往の方法を用いて算出し、実験結果と比較・検討を行った結果、開口周比が 0.46 の試験体においても、せん断耐力・剛性を精度良く評価することができた。また FEM 解析による単調漸増載荷荷重変形関係の予測を行い、実験結果で得られた履歴復元力特性の包絡線を精度良く評価することができた。

キーワード：連層耐震壁、偏在開口、開口周比、低減率、せん断耐力、せん断剛性

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）造建物の主要な耐震要素として採用される耐震壁は建築設計上の制約により開口を有する場合が多い。無開口耐震壁に関しては、耐震要素として有効な設計手法がすでに確立されている<sup>1)2)</sup>。有開口耐震壁は、建築学会基準<sup>3)</sup>および防災協会耐震診断基準<sup>4)</sup>においては開口周比を用いて、無開口耐震壁に準じた扱いがなされている。開口周比は開口の大きさが一定であれば開口位置に無関係にせん断耐力が決定できるので実用式としては簡便である。但し、開口周比が 0.4 を超える壁については、耐震壁として扱わず、ラーメン解法によって応力を求め、断面算定を梁および柱に準じて行うことが定められている。

しかし、開口周比が 0.4 を上回る耐震壁が既存建物には多く存在し、耐震壁の耐震性能を評価する上で問題となっている。文献<sup>3)</sup>では開口周比が 0.4 を超えても安全率は確保できる場合もあることが示されており、実験を通じた確認作業が必要と考えられる。また、有開口耐震壁の水平耐力の評価方法に関する研究は過去に行われているが、開口面積が等しくても開口の形状、位置の相違により水平耐力が異なっており、抵抗機構に基づいた算定式が必要と考えられる。

そこで本研究は、開口周比が 0.4 前後で開口が偏在および多層に渡るためコンクリートの圧縮変形成が困難であるような RC 造耐震壁のせん断性状を把握することを目的として静的載荷実験を行った。具体的には開口低減率を用いた既往のせん断耐力式・剛性式の検討、有開口耐震壁を付帯フレーム付き耐震壁として扱った場合の評価、FEM 解析による復元力特性や損傷状況の予測を行った。また偏在開口を有する耐震壁の補強法として開口補強筋ではなく、開口部に隣接する柱柱を設けた試験体も用意し、その効果を検証した。

## 2. 実験概要

## 2.1 試験体

試験体は N1, S1, L1, L2 の 4 体で、6 層の連層耐震壁の最下層 3 層を 40% スケールでモデル化した。図—1 に試験体の寸法及び配筋を示す。実験パラメータは文献<sup>3)</sup>より求めた開口周比である。S1 では開口周比を 0.30 とし、L1, L2 では規準値上限 0.4 を上回る 0.46 とした。また、L2 は開口部の補強法として 160×160mm の柱柱を設けた。表—1 に試験体の断面および配筋を示す。試験体の設計は文献<sup>3)</sup>に従い、長期荷重及び  $A_i$  分布に基づいて算出した地震荷重を用いて行った。また、すべての試験体で曲げ降伏に先行してせん断破壊するように、耐震壁の曲げ耐力が文献<sup>1)</sup>より求めた無開口耐震壁のせん断耐力に文献<sup>3)</sup>による開口低減率を乗じた値を上回るよう設計した。ここで、曲げ耐力は試験体全体を線材置換し、等価ストレスブロックを用いた断面解析により求めた。また、独立柱でのせん断破壊を防止するため、高強度筋を用いて、帯筋は 2- $\phi$ 10@75 とした。N1, S1, L1 の梁は、文献<sup>3)</sup>に基づいて設計した。

表—1 試験体の諸元

(a)試験体の部材断面と配筋

| 部材     | 断面(mm)  | 主筋    | 主筋比   | 帯筋              | 帯筋比   |
|--------|---------|-------|-------|-----------------|-------|
| 梁(共通)  | 300×300 | 8-D19 | 2.55% | 2- $\phi$ 10@75 | 0.63% |
| 梁(共通)  | 200×300 | 2-D13 | 0.47% | 2-D6@100        | 0.32% |
| 柱柱(L2) | 160×160 | 4-D19 | 4.48% | 2-D6@75         | 0.53% |

(b)試験体壁部分の断面と配筋

|                  | N1              | S1    | L1    | L2   |
|------------------|-----------------|-------|-------|------|
| $\sqrt{h_x/h_y}$ | 0               | 0.30  | 0.46  | 0.46 |
| $l_x/l_y$        | 0               | 0.16  | 0.30  | 0.30 |
| $h_x/h_y$        | 0               | 0.73  | 0.91  | 0.91 |
| 開口周比             | 0               | 0.30  | 0.46  | 0.46 |
| 帯筋               | 80mm            |       |       |      |
| 帯筋               | D6@100千層(SD295) |       |       |      |
| 開口補強筋            | -               | 1-D13 | 1-D16 | -    |
| 開口補強筋            | -               | 2-D10 | 2-D13 | -    |
| 開口補強筋            | -               | 1-D13 | 1-D16 | -    |

\*1 京都大学 工学研究科建築学専攻 大学院生 (正会員)

\*2 株式会社 大林組

\*3 京都大学 工学研究科 助教 (正会員)

\*4 京都大学 工学研究科建築学専攻 准教授 Ph.D. (正会員)

L2 においては短スパン梁でのせん断破壊を防ぐために、両端ヒンジができると仮定し、図-1に示すようにX型配筋(4-D16)で補強し、帯筋のピッチを耐震壁の枠梁部分の2倍とした。また、載荷梁による耐震壁の拘束効果を緩和するため、第3層を設け、変形性能などの評価は下層2層で行った。但し、載荷装置の制約から3層目は

1, 2層目の半分の高さとした。また、壁板の水平方向には試験体S1に4本、試験体L1に3本の型枠用セパレータ(φ5mm)を各階で使用した。使用した鉄筋およびコンクリートの力学的特性を表-2に示す。

## 2.2 載荷方法及び測定方法

載荷装置を図-2に示す。水平力Qは2本の2000kNジャッキからアームを介して、載荷梁にPC鋼棒6本で緊結したチャンネル材に伝わる。加力は、東側方向への載荷を正方向と定義して、全体変形角を制御する変位制御型正負交番静的繰り返し漸増載荷である。全体変形角は相対変位計測用の変位計にて壁板及び側柱の変形を計測し、曲げ変形及びせん断変形を足し合わせて点Aの水平変位を求め、高さ2650mmで除した値を用いた。サイクルは200kNで1回、その後全体変形角が0.04%, 0.1%, 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%で各2回ずつ繰り返した。尚、せん断スパン比(=M/Qd)1.0となるよう鉛直ジャッキの制御を式(1), 式(2)の水平力の増減に比例した変動軸力を与えた。尚、式(1),(2)の定数項は柱1本に作用する長期軸力に対応する。

$$N_w \text{ and } N_E = \pm 0.42Q + 400\text{kN} \quad (N1, S1) \quad (1)$$

$$N_w \text{ and } N_E = \pm 0.42Q + 244\text{kN} \quad (L1, L2) \quad (2)$$

表-2 鉄筋・コンクリートの力学的特性

| 鉄筋種類      | D6   | D10  | D13  | D16  | D19 | φ10  | セパレータ |
|-----------|------|------|------|------|-----|------|-------|
| 降伏強度(MPa) | 425  | 366  | 369  | 400  | 384 | 985  | 1260  |
| 最大強度(MPa) | 538  | 509  | 522  | 569  | 616 | 1143 | 1461  |
| 弾性係数(GPa) | 204  | 180  | 189  | 194  | 183 | 197  | 759   |
| 試験体       | N1   | S1   | L1   | L2   |     |      |       |
| 圧縮強度(MPa) | 25.9 | 25.1 | 28.9 | 22.0 |     |      |       |
| 引張強度(MPa) | 2.3  | 2.2  | -    | 2.0  |     |      |       |
| 弾性係数(GPa) | 21.0 | 21.7 | 26.0 | 22.5 |     |      |       |
| 軸力比(%)    | 10.5 | 17.7 | 9.4  | 12.3 |     |      |       |

但し、S1およびセパレータの降伏強度は0.2%のオフセット値である。

## 3. 破壊過程

図-3に試験体の全体変形角0.75%時(L2のみ1.0%時)の損傷状況を示す。実線はひび割れを、塗りつぶし部分は剥落箇所を示す。各試験体とも全体変形角が0.05%において壁板にせん断及び引張側柱の曲げひび割

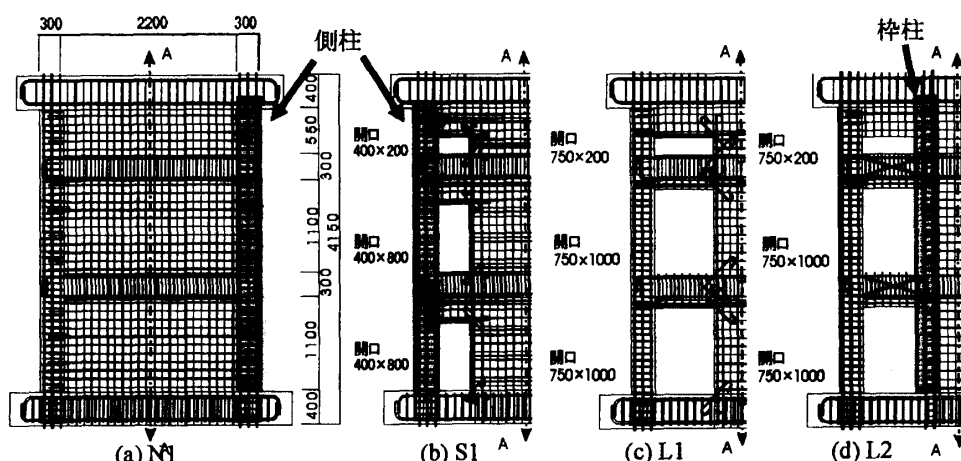


図-1 試験体寸法および配筋(単位mm) (A-Aより右はN1と同一)

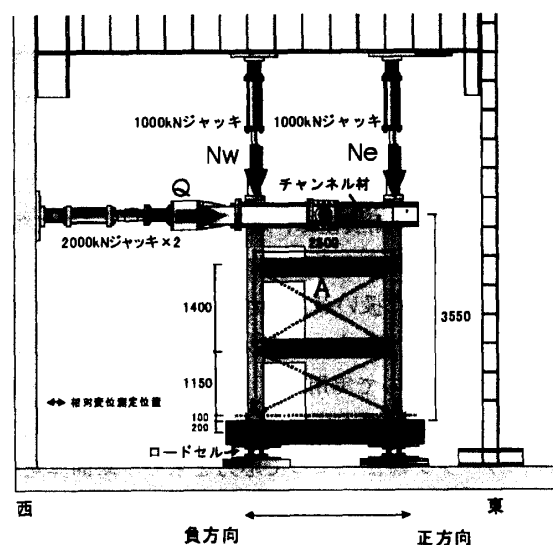


図-2 載荷装置(単位mm)

れが観察され、0.5%に至るまでの区間で壁板のせん断及び柱の曲げひび割れが増加した。全体変形角が0.5%から0.75%程度で最大耐力に至り、最大耐力後に壁板や開口上部の剥離・剥落が進行した。また、梁主筋・壁筋が露出し、1階の壁筋の座屈が見られた。その後、コンクリート圧縮側の圧壊が、壁板のせん断すべりによって、耐力が急激に低下し載荷を終えた。

N1では-0.5%で1階の壁板と梁の境界からせん断滑りが生じ、圧縮側の柱に圧壊ひび割れが見られた。+0.75%のサイクル途中で正側にもせん断すべりが生じた。S1では+0.16%で2階、-0.46%で3階の短スパン梁せん断補強筋が降伏し、せん断破壊を起こした。-0.5%で1階の開口に隣接した壁板下側隅角部の圧縮域のコンクリートが圧壊した。-1.0%で1階の壁板にせん断すべりが発生し急激な耐力低下を起こした。L1では2, 3階の短スパン梁のひび割れはS1ほどではなく、曲げひび割れが入る程度であった。-0.5%で1階開口補強筋縦筋が座屈、-1.0%で1階の壁板にせん断すべりが発生し、壁横筋ははらみ、壁筋に沿ってひび割れが大きく伸びたが、S1の

ような決定的な耐力低下には至らなかった。L2ではS1及びL1に見られた、1階の開口に隣接した壁板下側隅角部の圧縮域のコンクリート圧壊は見られず、枠柱が有効に圧縮束を受け止めたと考えられる。+1.0%に至る過程で2階の壁板の圧壊が進行、+1.0%付近で2階の壁板でせん断すべりが発生した。

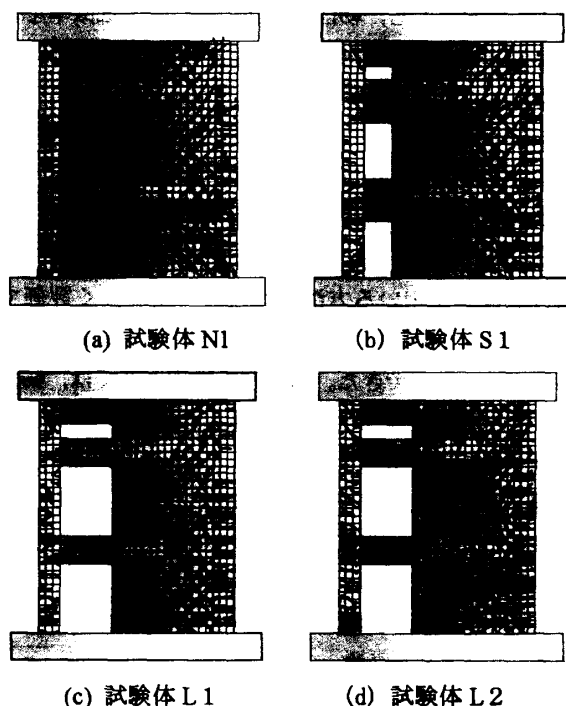


図-3 損傷状況 (L2は1.0%時、その他は0.75%時)

#### 4. 水平荷重—全体変形角関係

図-4に試験体の3階梁位置での荷重—全体変形角関係を示す。各試験体とも最初のサイクルで剛性が低下し、全体変形角0.5%前後で最大耐力を示している。最大耐力は開口が大きい試験体ほど低いが、L2では開口の小さなS1と同程度となっている。

正負で最大耐力に差が生じているのは2つの要因が考えられる。1つ目は耐震壁脚部において圧縮束を受ける柱の形状によるもので、S1及びL1においては側柱の有無、L2においては側柱及び枠柱の大きさの違いによって生じている。2つ目はアーチ機構のストラット角度の差で、正側では梁を起点にして、各層でアーチ機構が形成されるのに対し、負側では載荷梁から壁板の脚部までの3層でアーチ機構が形成されると考えられる。このため、負側ではアーチ機構のストラット角度が小さくなり、せん断耐力が低くなる。

最大耐力後は各試験体とも耐力が急激に低下する脆性的な挙動を示した。S1とL1を比較すると耐力低下はS1が急激であり、L1では比較的緩やかである。S1では短スパン梁のせん断破壊によって架構全体の耐力低下が早期に訪れているが、L1では短スパン梁の降伏が遅く損傷もS1に比べ小さかったため、壁板にスリップ

が生じた後の耐力低下が緩やかであった。

また、L2は2階の壁板のせん断ひび割れが枠柱に達し最大耐力を迎えた後、2階の壁板がせん断破壊を起こし、急激な耐力低下を起こした。壁板のせん断破壊後の履歴ループはL1の包絡線に重なった。

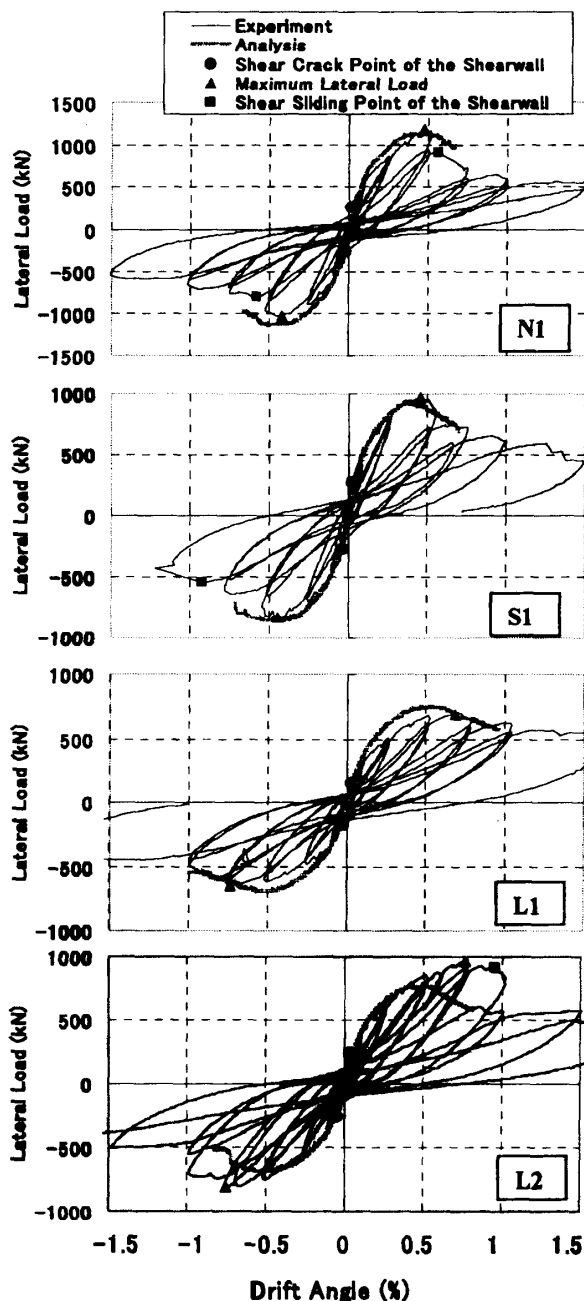


図-4 水平荷重—全体変形角関係

#### 5. せん断性状に関する検討

##### 5.1 既往のせん断耐力式と実験式の比較

せん断耐力の計算は無開口耐震壁に開口低減率を乗じる方法と、付帯フレーム付き連層耐震壁として扱う方法で計算した。以下に計算方法を示す。尚、各階で使用した型枠用セパレータはせん断耐力に寄与するので、壁横筋として計算式に算入した。

## (1) 耐力×低減率

## (i) 無開口耐震壁のせん断耐力

(a) 建築学会靱性保証型設計指針<sup>1)</sup>より(以下、靱性式と略記): 連層アーチ機構を考慮して、アーチの角度は壁全体から求めたもので、有効幅を考慮したもの。記号および詳細は文献<sup>1)</sup>を参照。

$$V_u = t_w l_{wb} p_x \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v_0 \sigma_s / 2 \quad (3)$$

(b) 建築学会性能評価型設計指針<sup>2)</sup>より(以下、性能式と略記): (a)式と同様、アーチの角度を全体から求め、有効幅を考慮。記号および詳細は文献<sup>2)</sup>を参照。

$$V_u = t_w l_{wb} p_x \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v_0 \sigma_s / 2 \quad (4)$$

(c) 日本建築防災協会<sup>4)</sup>より(以下、防災式と略記): 耐震壁のせん断終局強度。記号及び詳細は文献<sup>4)</sup>を参照。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.053 p_x^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot I) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_x \cdot \sigma_y} + 0.1 \sigma_{su} \right\} \cdot b_s \cdot j_s \quad (5)$$

## (ii) 開口低減率

(a) 建築学会規準<sup>3)</sup>の低減率,  $r$  (以下、学会低減率と略記): 記号及び詳細は文献<sup>3)</sup>を参照。

$$r = 1 - \eta \quad (6)$$

$$\eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{h_b \cdot l_2}{h \cdot l}}, \frac{l_2}{l} \right\} \quad (7)$$

(b) 小野らが提案した低減率,  $r_u$  (以下、小野低減率と略記): 記号および詳細は文献<sup>5)</sup>を参照。

$$r_u = \sqrt{\sum A_s / h l} \quad (8)$$

$\Sigma A_s$ : 壁板の斜めひび割れ傾斜角を  $45^\circ$  としたときの圧力場の面積和(図-5参照),  $hl$ : 壁板の面積



(a) 正方向

(b) 負方向

図-5 圧力場を形成する壁板の面積

## (3) 付帯フレーム付き連層耐震壁としても取り扱い

式(3)で枠柱を含む壁板のせん断耐力を、文献<sup>3)</sup>より独立柱のせん断耐力を求め、それらを足し合わせて連層耐震壁全体のせん断耐力とした。(以下付帯フレーム式と略記)。なお、式(3)において正側では  $300 \times 300$  の側柱を

有する耐震壁。負側では S1 及び L1 に関しては無柱の耐震壁とし、L2 に関しては  $160 \times 160$  の枠柱を有する耐震壁として計算した。

表-5 に各試験体のせん断耐力の実験値と計算値の比較を示す。また、実験値を計算値で除した値を ( ) 内に合わせて示した。開口周比が規準値の 0.4 を上回る L1, L2 においても、靱性式・防災式に学会低減率を乗じる算定方法を用いることでせん断耐力を安全側に評価することができた。特に防災式では 1.3 以上の高い安全率で耐力を算定するという結果となった。また性能式では、安全率は 1.0 を下回ったものの比較的精度良くせん断耐力を予測することができた。付帯フレーム式では、L1 の正側を除いてはせん断耐力及び正負の耐力差を、開口低減率を用いる方法と比較して精度良く評価できた。また、小野低減率を用いることで、正負の耐力差を評価することができた。算定値の精度としては、靱性式に小野低減率を乗じた値が最も精度良くせん断耐力を評価することができた。

図-6 に本実験及び既往の実験<sup>6)</sup>について、靱性式に小野低減率を乗じる算定方法の検証結果を示す。横軸はせん断強度の計算値を曲げ強度で除した値を、縦軸はせん断強度の実験値を曲げ強度で除した値を示した。靱性式に小野低減率を乗じることで、せん断耐力を精度良く評価することができた。

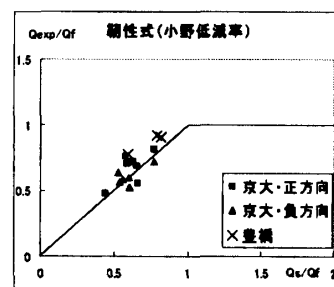


図-6 靱性式×小野低減率

## 5.2 せん断靱性 (GAW) についての検討

せん断靱性の計算は、無開口耐震壁のせん断靱性にせん断靱性低減率を乗じることで求めた。以下に計算方法を示す。

## (i) 無開口耐震壁のせん断靱性

(a) 建築学会規準<sup>3)</sup>による方法(以下、学会靱性低減率): RC 規準シリンダー試験で得られたコンクリート強度から RC 規準よりヤング係数・せん断弾性係数  $G$  を求め、断面積  $A_w$  を乗じた。

表-5 実験値と計算値の比較(単位は kN, ()内は実験値/計算値)

|    | 正側    |      |             |             |             |            | 負側    |       |              |              |              |             |
|----|-------|------|-------------|-------------|-------------|------------|-------|-------|--------------|--------------|--------------|-------------|
|    | 学会低減率 | 実験値  | 靱性式         | 性能式         | 防災式         | 付帯フレーム式    | 学会低減率 | 実験値   | 靱性式          | 性能式          | 防災式          | 付帯フレーム式     |
| N1 | 1     | 1179 | 1120 (1.05) | 1226 (0.96) | 1015 (1.16) |            | 1     | -1039 | -1120 (0.93) | -1226 (0.85) | -1015 (1.02) |             |
| S1 | 0.7   | 987  | 773 (1.25)  | 845 (1.14)  | 703 (1.38)  | 843 (1.03) | 0.7   | -838  | -773 (1.08)  | -845 (0.99)  | -703 (1.19)  | -833 (0.95) |
| L1 | 0.54  | 686  | 636 (1.08)  | 701 (0.98)  | 554 (1.24)  | 844 (0.81) | 0.54  | -649  | -636 (1.02)  | -701 (0.93)  | -554 (1.17)  | -749 (0.87) |
| L2 | 0.54  | 983  | 588 (1.70)  | 615 (1.58)  | 510 (1.89)  | 686 (1.40) | 0.54  | -610  | -566 (1.43)  | -615 (1.32)  | -510 (1.59)  | -699 (1.16) |
|    | 小野低減率 | 実験値  | 靱性式         | 性能式         | 防災式         |            | 小野低減率 | 実験値   | 靱性式          | 性能式          | 防災式          |             |
| N1 | 1     | 1179 | 1120 (1.05) | 1226 (0.96) | 1015 (1.16) |            | 1     | -1039 | -1120 (0.93) | -1226 (0.85) | -1015 (1.02) |             |
| S1 | 0.84  | 987  | 827 (1.04)  | 1014 (0.95) | 844 (1.15)  | 843 (1.03) | 0.77  | -838  | -860 (0.98)  | -929 (0.90)  | -774 (1.08)  | -833 (0.95) |
| L1 | 0.7   | 686  | 825 (0.83)  | 909 (0.75)  | 718 (0.96)  | 844 (0.81) | 0.64  | -649  | -754 (0.86)  | -831 (0.78)  | -657 (0.99)  | -749 (0.87) |
| L2 | 0.7   | 983  | 734 (1.31)  | 798 (1.21)  | 661 (1.48)  | 686 (1.40) | 0.64  | -610  | -671 (1.21)  | -729 (1.11)  | -604 (1.34)  | -699 (1.16) |

(b) 建築学会性能評価型指針<sup>2)</sup>による(以下性能剛性式): 学会剛性式をエネルギー法によるせん断に対する形状係数 $\kappa_e$ で除した。記号及び詳細は文献<sup>2)</sup>を参照。

(ii) せん断剛性低減率

(a) 建築学会規準<sup>3)</sup>による剛性低減率(以下学会剛性低減率と略記): 記号および詳細は文献<sup>3)</sup>を参照。

$$r' = 1 - 1.25 \sqrt{\frac{h_0 J_0}{hl}} \quad (9)$$

(b) 小野らが提案した剛性低減率,  $r'_u$  (以下小野剛性低減率と略記): 記号および詳細は文献<sup>7)</sup>を参照。

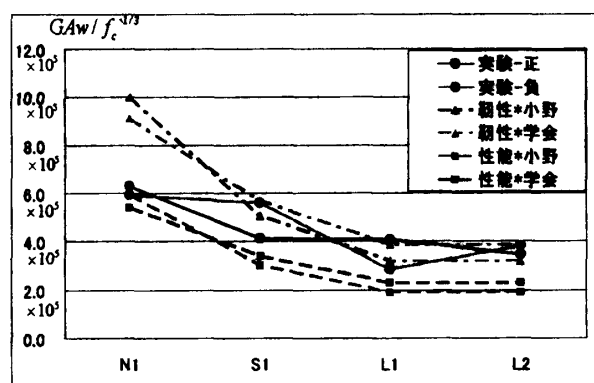
$$0.1 \leq \gamma \leq 0.53$$

$$r'_u = (0.025/0.0303') \times \alpha\beta + (0.6/0.55')/1.55/\gamma^2)^7 \quad (10)$$

$$0.53 \leq \gamma \leq 1.00$$

$$r'_u = (5.2/717.24') \times \alpha\beta + (0.6/0.55')/1.55/\gamma^2)^7 \quad (11)$$

図—7にせん断剛性の実験結果(正側・負側)及び算定値を示す。また、縦軸はせん断剛性の算定値をコンクリート圧縮強度の1/3乗で除して基準化した値であり、 $G(\text{MPa})$ ,  $A_w(\text{mm}^2)$ ,  $f_c'(\text{MPa})$ の単位を有する。図—7より性能剛性式を用いることでどちらの剛性低減率を用いても試験体のせん断剛性を精度良く評価することができた。しかし、せん断剛性低減率は開口の形状が等しいと、位置に関わらず一定の値となり問題を残している。



図—7 せん断剛性

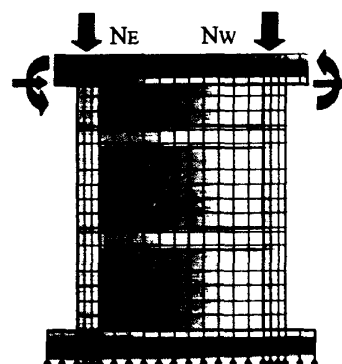
## 6. FEM 解析

### 6.1 解析モデル

2次元有限要素法プログラム WCOMD を用いた数値解析を行い、非線形荷重増分解析を実施、試験体の破壊の進行状況や荷重—変形角関係を模擬した。

要素分割図要素を図—8に示す。要素については200mm×200mmを基本グリッドとして分割し、各要素は9つのガウス点をもつ8節点平面要素である。柱及び梁については柱主筋・梁主筋の位置と要素の重心が一致するように、それぞれ100mm×200mm・200×60mmの分割とし

た。実験を再現するため、スケールは試験体と同様にし、鉄筋は実験と同じ鉄筋比となるよう要素全体に様に配置した。但し、開口補強筋の斜め筋は無視した。なお、RC要素は分散ひび割れモデル、RC ジョイント要素は離散ひび割れモデルを使用



図—8 要素分割図

している。断面の大きさが極端に変化する壁と柱梁の境には鉄筋コンクリートジョイント要素を組み込み、鉄筋の抜け出しを考慮した。

境界条件は基礎底面の全ての節点をピン支持とし、加力の実験と同様に式(1),(2)を満足する等価な力を載荷梁に図—8のように作用させ、モーメント反曲点となる基礎上面から2500mmの位置の変位を0.01mmずつ増分制御した。コンクリート要素の破壊基準は要素の最大引張ひずみ・最大圧縮ひずみ・最大せん断ひずみのいずれかが、10%を超えた時点としている。

コンクリート応力—歪関係には前川・岡村モデル<sup>10)</sup>を使用した。圧縮側の履歴則は弾塑性破壊構成則に従う。ひび割れに直交する方向のひずみ如何に関わらず、圧縮塑性進行のモデル化は影響を受けず、ひび割れに平行方向のひずみ履歴のみで圧縮塑性ひずみは確定する。一方、圧縮損傷の機構は、直交ひずみに応じて進行が早まる。ひび割れ以後の引張側構成則は tension-stiffness 則に従う。

鉄筋のモデルはコンクリートに埋め込まれた鉄筋とコンクリートの引張応力負担を考慮したトリリニヤモデル<sup>11)</sup>を使用した。ひび割れ発生後のひび割れ間の鉄筋応力分布を三角関数に仮定し、コンクリートの Tension-stiffening と組み合わせることにより、鉄筋の平均応力—平均ひずみ関係を導いている。これにより、鉄筋の降伏はひび割れ位置で最初に生じ、平均応力—平均ひずみ関係において、非線形性が表れるときの鉄筋の平均応力は鉄筋単体の降伏強度よりも低いことが取り込まれている。

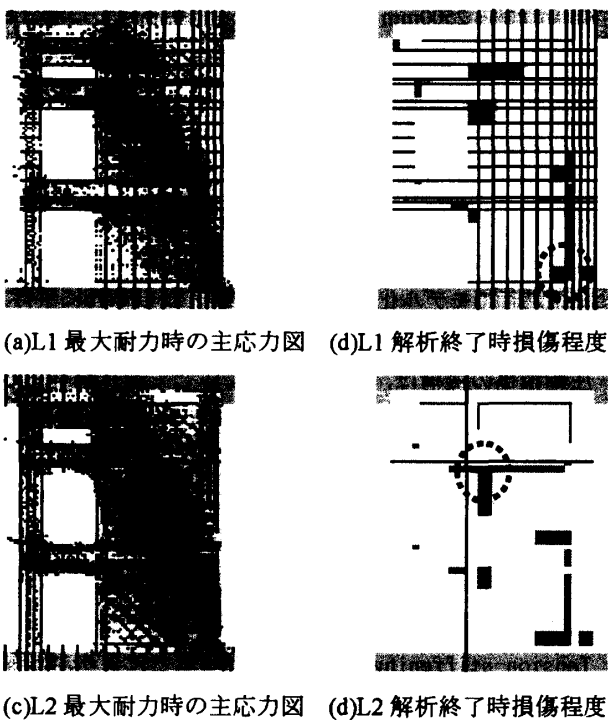
### 6.2 解析結果

解析結果を表—7及び図—4に示す。L2を除く試験体では最大耐力及び最大耐力時の全体変形角を比率およそ10%以内で精度良く評価できた。最大耐力までの荷重—変形関係においても精度良く追跡した。L2においても全体変形角0.5%程度までは精度良く予測できているが、それ以降は最大耐力を実験よりも小さく評価するという結果となった。これは開口の補強として用いた枠柱の補強効果が大きく、実験では予想以上に耐力・靱性能を

向上させたためと考えられる。初期剛性に関しては解析値が実験値を大きく下回ったが、開口が大きくなるにつれ、剛性が低下する傾向は一致した。

### 6.3 損傷予測

図—9にL1,L2の正方向載荷時最大耐力時の主応力の大きさと角度及び最終変位時における損傷程度の分布状況を示す。尚、図の破線で囲んだ部分が最も損傷の大きい部分である。L1の正側では、一層の壁脚部に大きな歪が集中している。実験では一層の壁板で損傷が大きく、最大耐力後のせん断すべり発生位置とも対応していることから、歪分布が模擬できていると言える。また、L2では正側2層の壁板に大きな歪が集中している。実験ではL2のせん断すべりは2層の壁板で発生しており、実験結果を模擬できたと言える。



図—9 損傷予測解析結果 (いずれも正側載荷)

表—6 解析結果

|    | 実験結果 (正側) |           |                  | 解析結果 (正側) |           |                  |
|----|-----------|-----------|------------------|-----------|-----------|------------------|
|    | 最大耐力 (kN) | 全体変形角 (%) | 初期剛性 (105kN/rad) | 最大耐力 (kN) | 全体変形角 (%) | 初期剛性 (105kN/rad) |
| N1 | 1179      | 0.48      | 16               | 1140      | 0.49      | 8                |
| S1 | 967       | 0.46      | 9.8              | 929       | 0.39      | 6.3              |
| L1 | 686       | 0.68      | 5.9              | 752       | 0.52      | 5                |
| L2 | 963       | 0.56      | 6                | 766       | 0.49      | 5.3              |
|    | 実験結果 (負側) |           |                  | 解析結果 (負側) |           |                  |
|    | 最大耐力 (kN) | 全体変形角 (%) | 初期剛性 (105kN/rad) | 最大耐力 (kN) | 全体変形角 (%) | 初期剛性 (105kN/rad) |
| N1 | -1039     | -0.42     | 13.4             | -1140     | -0.49     | 8                |
| S1 | -838      | -0.44     | 11.7             | -857      | -0.41     | 6.2              |
| L1 | -649      | -0.74     | 6.7              | -         | -0.53     | 5                |
| L2 | -810      | -0.75     | 5.3              | -686      | -0.5      | 5.3              |

### 7. 結論

せん断破壊するよう設計した偏在開口連層耐震壁の静的載荷実験を行い、以下の知見が得られた。

- (1)開口が多層および偏在する場合の耐震壁のせん断耐力を既往のせん断耐力式および低減率を用いて評価した。その結果、開口周比が0.46以下であれば、建築学会規準の開口低減率を既往のせん断耐力式に乘じることによって、せん断耐力を安全側に評価した。また、小野らの低減率を用いることでせん断耐力を精度良く算定した。
- (2)偏在開口連層耐震壁のせん断剛性を既往のせん断剛性式および低減率を用いて評価した。その結果、建築学会性能評価指針に建築学会規準を乘じることによってせん断剛性を精度良く算定した。
- (3)偏在開口連層耐震壁のFEM解析を行い、包絡線および破壊性状を予測した。その結果、実験結果を精度良く予測することができた。

### 謝辞

本研究の一部は平成18年度文部科学省大都市大震災軽減化特別プロジェクト(研究代表者:田中仁史)および平成18年度国土交通省建設技術研究開発助成(研究代表者:渡邊史夫)および平成18年度住宅・建築関連先端技術開発助成事業費補助金(㈱ミラクルスリーコーポレーション)によって行われた。また研究全般を通して、土井公人君(M1)の多大な尽力があった。ここに謝意を表す。

### 参考文献

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震指針・同解説,1999
- 2) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造物の耐震性能評価指針(案)・同解説,2004
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,1999
- 4) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート構造物の耐震診断規準・同解説,2001
- 5) 小野正行:大きな開口を有する耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文報告集,vol.17, No2, 1995, pp541-546
- 6) 鈴木健太, 秋田知芳, 松井智哉, 倉本洋:複数開口を有するRC造有開口耐震壁の静的載荷実験,コンクリート工学年次論文報告集, vol.29, No.3, 2007, pp.325-330
- 7) 小野正行:有開口耐震壁のせん断剛性に関する研究,コンクリート工学年次論文報告集, vol.18, No2, 1996, pp995-1000
- 8) Chen W.F., Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill, 1982
- 9) ANSYS, ANSYS User's Manual Revision 9.0
- 10) 前川宏一, 福浦尚之:疑似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築,土木学会論文集, No.634/V-45, pp.157-176, 1999.11
- 11) 岡村甫, 前川宏一共著:鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991年5月