

# 複数開口を有する RC 造耐震壁の非線形 FEM 解析

## NON-LINEAR FEM ANALYSIS FOR RC SHEAR WALLS WITH MULTI-OPENINGS

櫻井真人<sup>\*</sup>, 松井智哉<sup>\*\*</sup>, 倉本 洋<sup>\*\*\*</sup>

Masato SAKURAI, Tomoya MATSUI and Hiroshi KURAMOTO

Non-linear FEM analyses for RC shear walls with multi openings tested by the authors were performed to simulate the experimental results such as hysteresis loops, failure process and stress distribution of reinforcing bars in this paper. The accuracy of the analytical modeling and constitutive law of materials used were also examined through the analyses. Good agreements between test and analytical results were found until the maximum capacity. It was indentified that the failure mode and shear strengths of the RC shear walls with multi openings were significantly affected by the difference of the number and layout of openings.

**Keywords:** RC shear walls with multi openings, Static loading test, Seismic performance, Shear strength, FEM analysis

複数開口耐震壁, 静的載荷実験, 耐震性能, せん断強度, FEM 解析

### 1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 造建築物における主要な耐震要素の 1 つである耐震壁は、建築計画等の制約から壁板内に窓や扉などの開口を有する、いわゆる有開口耐震壁となる場合が多い。日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>1)</sup> (以下、RC 規準と略記)」では、有開口耐震壁のせん断強度を無開口耐震壁のせん断強度に開口部の面積の比率で与えられる「開口周比」による低減率を乗じることで評価している。この手法は実用的かつ簡便であり、日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説<sup>2)</sup> (以下、耐震診断基準と略記)」にも採用されている。しかしながら、開口の形状、位置および開口数が異なる場合でも開口周比が一定であれば同等のせん断強度が算定され、開口の形状等が構造特性に及ぼす影響が反映されにくい点に問題がある。また、既往の実験や実際の地震による有開口耐震壁の破壊状況<sup>3)</sup>を見ると、開口の形状等によって破壊モードが異なることが認められる。このことが有開口耐震壁の耐震性能の定量的評価を困難にしている要因の 1 つと考えられる。

一方、上記のような問題点の改善を目的とした有開口耐震壁の耐力評価法に関する研究報告も少なくない。徳広・小野<sup>4)</sup>らは、壁板内に形成される圧縮応力場に基づいた耐力算定法を提案している。壁谷澤・木村<sup>5)</sup>らはマクロモデルを用いた終局強度理論式を適用し、有開口耐震壁の終局強度を各袖壁の終局強度の和として算定する手法を示している。佐藤・東浦<sup>6)</sup>は壁板が耐力に寄与する領域から算出される有効スパンを用いてせん断耐力を算定する手法を示している。また、加藤<sup>7)</sup>は塑性理論による有開口耐震壁の終局強度と変形能の評価法を示しており、実験例が非常に少ない連層有開口耐震壁について

も検討している。これらの算定法の一部は、「鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説<sup>8)</sup> (以下、靱性保証指針と略記)」や耐震診断基準に採用されているが、複数開口のもの、開口周比が 0.4 を超えるものおよび 2 層以上の連層となるものなどに対する検証例はまだ少なく、一般的な設計法への適用には検討の余地が残されている状況にある。また、建築物の設計が性能評価型の体系に移行しつつある中、より定量的な性能評価手法の確立が必要であるといえる。

このような背景から筆者らは、有開口耐震壁の耐震性能評価法の構築に向けて基礎的な研究を行ってきた。これまでに連層有開口耐震壁の静的載荷実験<sup>9)</sup>を実施し、開口の形状、位置および個数によって最終破壊に至るまでの破壊メカニズムおよび復元力特性について把握し、有開口耐震壁が多様な破壊モードとなることを示した。また、等価開口周比による耐力算定では実験値を過小評価する傾向が認められた。このことから今後、耐震評価精度を改善させるためには応力伝達機構に基づいた評価法の開発が必要であることを再認識した。

そこで、有開口耐震壁の各部における詳細な応力状態の解明や、開口形状が耐震壁内部における応力伝達機構に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、FEM 解析やパラメトリック解析の実施を計画している。そのためには、まず FEM 解析によって先述の実験における試験体の荷重-変形関係および破壊モードを再現できる最適な解析手法を確立することが必要である。有開口耐震壁の FEM 解析については、水野・田才・楠らの研究<sup>10)</sup>、松下・前田・長田らの研究<sup>11)</sup>、井元・高見・小林らの研究<sup>12)</sup>などがあるが、解析例が非常に少なく、地震時を想定した繰り返しせん断力を受ける有開口耐震壁の挙動のシミュレーション手法を検討することは、本研究を進める上での重

<sup>\*</sup> 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 大学院生

<sup>\*\*</sup> 豊橋技術科学大学工学部建設工学系 助教 博士 (工学)

<sup>\*\*\*</sup> 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士 (工学)

Graduate School of Eng., Toyohashi University of Technology

Assistant Prof., Department of Architecture & Civil Engineering, TUT, Dr. Eng.

Prof., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

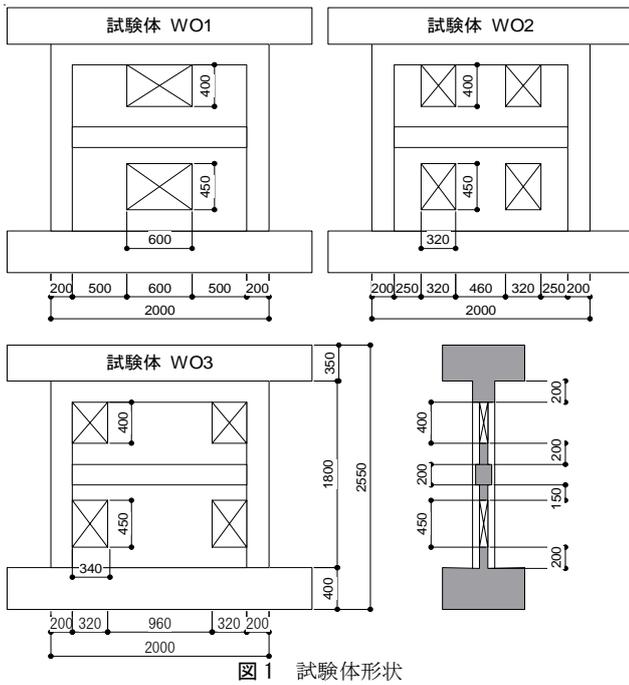


図1 試験体形状

要項目の1つである。

本論文では先述の実験<sup>9)</sup>を対象にFEM解析を実施し、履歴特性、破壊状況および鉄筋の応力分布から解析のモデル化および材料構成則の妥当性について検討する。また、耐震壁の内部応力状態およびせん断応力の負担状況など、実験結果からは得られない応力伝達メカニズムを明らかにする。

## 2. 実験概要

本章では3章で示すFEM解析の対象とする有開口耐震壁の構造実験<sup>9)</sup>の概要を述べる。

### 2.1 試験体

図1に試験体概要を、表1に部材断面詳細をそれぞれ示す。試験体は6層程度のRC造建築物における連層耐震壁の下層部を想定した実大の約1/3スケールのも3体である。実験変数には開口数と開口位置を選択した。開口数が各層1個の試験体1体(試験体WO1)および各層2個で開口位置が異なる試験体2体(試験体WO2およびWO3)を計画した。耐震壁は壁内法高さが800mm、内法長さが1600mmおよび壁厚が80mmであり、側柱断面は200mm×200mmである。また、壁梁の幅およびせいは1層が150mm×200mmおよび2層が200mm×200mmである。また、破壊モードはせん断破壊型とした。各試験体とも等価開口周比をほぼ0.4とし、既往の設計式<sup>1)</sup>によるせん断強度算定値が同等となるよう計画した。

表2および表3に鉄筋およびコンクリートの材料特性を示す。コンクリートの設計基準強度 $F_c$ は27N/mm<sup>2</sup>とした。

### 2.2 荷荷方法

実験は図2に示す荷荷装置を用いて行った。反力壁に取り付けたオイルジャッキにより試験体に正負繰り返し水平力を荷荷した。この際、水平力は上部鉄骨荷荷梁の中央部に設けられたピン支承部に作用させ、当該荷荷梁と試験体上部スタブをPC鋼棒で堅結することによって壁板および側柱に伝達させた。さらに、上下の荷荷梁に取り付けた

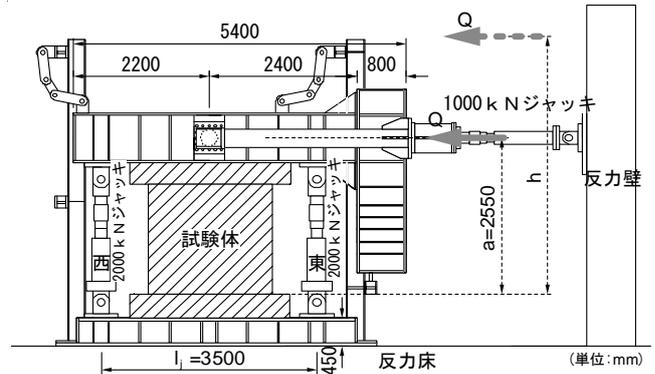


図2 荷荷装置

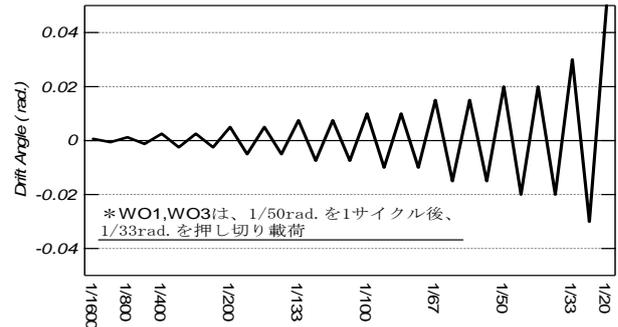


図3 荷荷プログラム (W02)

2台の鉛直オイルジャッキ(各2000kN)により、作用軸力442kN(柱軸力比 $N/bD\sigma_B$ で0.2に相当)を試験体に作用させたと同時に、せん断スパン比1.38となるように各荷荷ステップにおいて次式を満足するよう荷荷モーメント $M$ を作用させた。

$$M = Q(h-a) \quad (1)$$

$$N_e = \frac{N_c}{2} - \frac{Q}{l_j}(h-a) \quad (2)$$

$$N_w = \frac{N_c}{2} + \frac{Q}{l_j}(h-a) \quad (3)$$

ここで、 $M$ :付加モーメント(kN・mm)、 $N_e$ :東側ジャッキ軸力(kN)、 $N_w$ :西側ジャッキ軸力(kN)、 $N_c$ :一定軸力(=442kN)、 $Q$ :せん断力(kN)、 $l_j$ :ジャッキ間距離(mm)、 $h_w$ :想定加力高さ(mm)、および $a$ :実際の加力高さ(mm)である。

また、試験体頂部の水平変位 $\delta$ を計測高さ $H$ (=2000mm)で除した部材角 $R=\delta/H$ による変位制御としている。荷荷プログラムは図3に従った。計測変位は上部スタブおよび側柱での水平変位、側柱を5分割した軸方向変位、壁内の梁および壁板の部分変位である。鉄筋のひずみは柱主筋、帯筋、壁のせん断補強筋および梁主筋の主要な位置に貼付したひずみゲージにより測定した。

### 2.3 実験結果

図4に全試験体の $R=1/133$ radの荷荷サイクル終了時におけるひび割れ損傷状況を、図5に各試験体のせん断力-変形角関係をそれぞれに示す。

各試験体とも開口縁部において初期ひび割れが発生した後、1層柱脚部における曲げひび割れおよび壁板のせん断ひび割れが確認された。その後、変位振幅の増加に伴って当該ひび割れの拡幅・伸展が認められた。

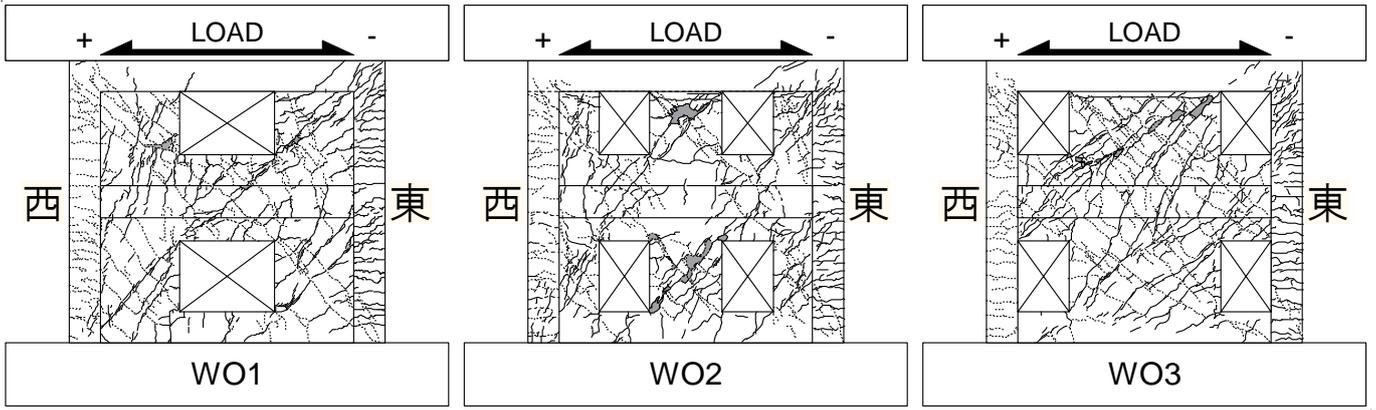


図4 ひび割れ損傷状況 (R=1/133rad.)

表1 部材断面詳細

(単位: mm)		1層	2層
柱	B×D	200×200	
	主筋	12-D13( $p_c=3.8\%$ )	
	帯筋	2-D6@60( $p_w=0.53\%$ )	2-D6@50( $p_w=0.64\%$ )
	副帯筋	2-D6@120( $p_w=0.27\%$ )	-
梁	B×D	150×200	200×500 (上部スタブ内300埋込)
	主筋	4-D10( $p_c=0.54\%$ )	
	帯筋	2-D6@100( $p_w=0.42\%$ )	
壁	壁厚	80	
	縦筋	D6@100( $p_c=0.4\%$ ; 千鳥配筋)	
	横筋	D10(縦, 横, 斜め)	
	開口補強筋	D10(縦, 横, 斜め)	

表2 鉄筋の材料特性

種別	使用部位	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数*1 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D6(SD295A)	壁, 柱, 梁補強筋	336	211	565
D10(SD295A)	梁主筋, 開口補強筋	327	153	439
D13(SD390)	柱主筋	422	173	562

表3 コンクリートの材料特性

コンクリート		WO1	WO2	WO3
$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	1層	32.9(38)*2	34.7(49)	34.9(44)
	2層	29.7(29)	29.5(40)	28.6(35)

\*1 公称断面積を用いて算定 \*2 コンクリートの材料特性の( )は材齢日を示す

表4 実験値および耐力算定値

	実験値		算定値*1		
	正載荷	負載荷	耐震診断基準		小野・徳広提案式 $Q_{s2}$
			曲げ終局強度 $Q_{mi}$	せん断強度 $Q_{s1}$	
WO1	542	-543	618 (0.87)	233 (1.74)	522 (1.04)
WO2	473	-469	618 (0.77)	240 (1.52)	372 (1.25)
WO3	555	-552	618 (0.90)	241 (1.78)	471 (1.18)

\*1 コンクリート強度は1層壁部の値を用いて耐力算定を行った。 単位: (kN)  
\*2 ( )内は実験値/算定値を示す。

試験体 WO1 では R=1/133rad. で最大耐力-543kN を記録した。また、R=1/133rad. のサイクルで 2 層東側袖壁のせん断ひび割れの拡幅および 2 層西側袖壁の圧壊の兆候が確認された。その後、R=1/100rad. のサイクルでは、2 層袖壁の圧壊が顕著となった。R=1/67rad. のサイクルでは、2 層側柱柱頭のせん断ひび割れが増加し、2 層袖壁の損傷の進行とともに 1 層袖壁でも圧壊の兆候が確認された。最終的に R=1/33rad. のサイクルで 2 層側柱がせん断破壊した。

試験体 WO2 では R=1/133rad. にて最大耐力 473kN を記録し、2 層中央壁板で圧壊の兆候および 2 階梁の曲げひび割れの拡幅が確認された。R=1/100rad. のサイクルで各層の中央壁板がせん断破壊した。続いて R=1/67rad. のサイクルで東西袖壁が圧壊に至り、2 階梁の西側端部で曲げひび割れが大きく拡幅した。その後、R=1/20rad. まで柱は破壊に至らず、柱のみでせん断力を負担している状態となった。

試験体 WO3 では载荷サイクルの進行に伴い、壁板のせん断ひび割

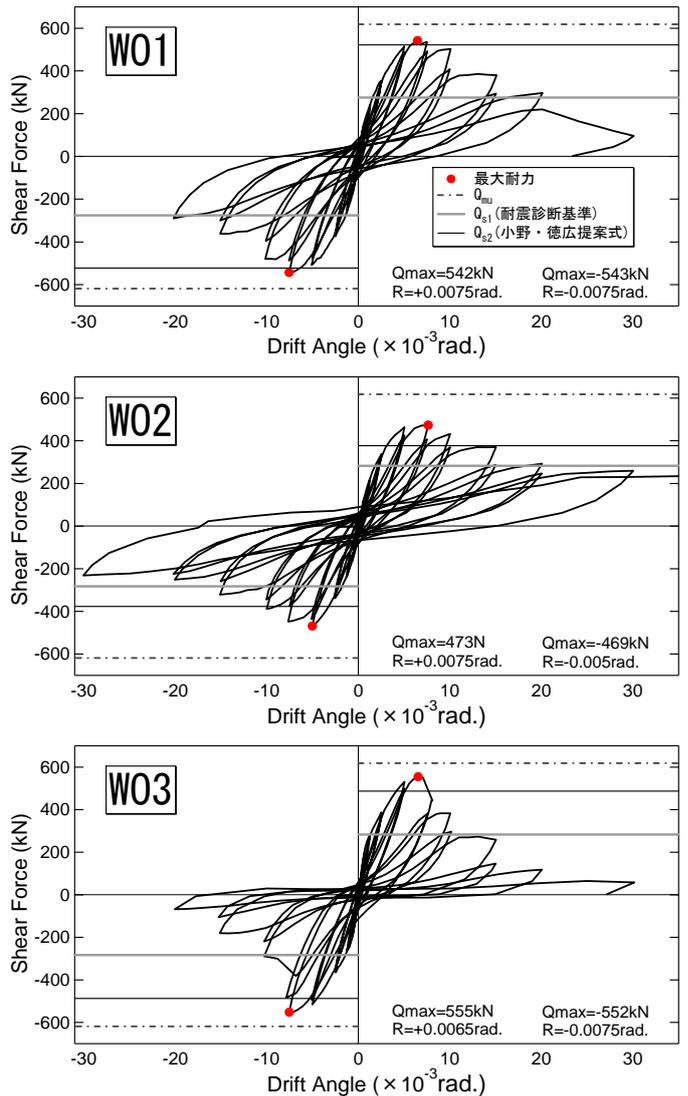


図5 せん断力-変形角関係

れが 1 層に比べて 2 層のほうが顕著となった。R=1/133rad. のサイクルにおける変形ピークに達する前に最大耐力 555kN を記録した後、急激に耐力が低下した。このとき 2 層壁板においてせん断ひび割れに沿ってコンクリートの剥落および 2 層側柱柱頭におけるせん断ひび割れを確認した。その後 R=1/100rad. のサイクルで 2 層壁板が圧壊した後、R=1/67rad. のサイクルで 2 層側柱のせん断破壊が生じた。

以上のように、各試験体の破壊形式はせん断破壊型であったが、開口位置および開口数の違いによって破壊経過および最大耐力に差異が認められた。

各試験体の耐力計算結果を表4に示す。終局曲げ強度 $Q_{mu}$ の算定は文献13)に示されている式(4)によった。また、終局せん断強度 $Q_{s1}$ (式(5))は耐震診断基準<sup>2)</sup>に基づいて無開口耐震壁の終局せん断強度 $Q_{su}$ (式(7))に等価開口周比 $\eta$ (式(9))による低減率 $\gamma$ (式(8))を乗じて算定した。なお、複数開口を設けた試験体では開口面積の総和を用いて算定した。さらに、同表には偏在開口の影響を考慮できる小野・徳広による提案式<sup>4)</sup>による終局せん断強度 $Q_{s2}$ (式(6))も併せて示している。 $Q_{s2}$ は、富井・江崎らのスリップ耐力式 $Q_u$ (式(10))<sup>14)</sup>に応力圧縮場の面積に応じた低減率 $\gamma_u$ (式(11))<sup>4)</sup>を乗じて算定されるものである。

$$Q_{mu} = (a_t \cdot \sigma_t \cdot l_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w) / h_w \quad (4)$$

$$Q_{s1} = \gamma \cdot Q_{su} \quad (5)$$

$$Q_{s2} = \gamma_u \cdot Q_u \quad (6)$$

$$Q_{su} = \left[ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right] \cdot t_e \cdot j \quad (7)$$

$$\gamma = 1 - \eta \quad (8)$$

$$\eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{\sum h_i \cdot l_i}{h \cdot l_w}}, \frac{\sum l_i}{l_w} \right\} \quad (9)$$

$$Q_u = (0.75 \sqrt{F_c} + 340 P_s) \cdot t \quad (10)$$

$$\gamma_u = \sqrt{\frac{\sum A_c}{hl}} \quad (11)$$

ここで、 $a_t$  : 引張側柱の主筋全断面積(mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_t$  : 引張側柱の主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $a_w$  : 耐震壁の壁縦筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{wy}$  : 耐震壁の壁縦降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $N$  : 耐震壁の軸方向力(N)、 $l_w$  : 耐震壁の両側中心間距離(mm)、 $h_w$  : 想定加力高さ(mm)、 $p_{te}$  : 等価引張筋比(%)、 $l$  : 壁の全長(mm)、 $B_e$  : 等価壁厚(mm)、 $p_{se}$  : 等価壁横筋比、 $\sigma_{wh}$  : 壁横筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{wh}$  : 軸方向応力度(N/mm<sup>2</sup>)、 $j_e$  : 応力中心間距離(mm)、 $M / (Q \cdot l)$  : せん断スパン比、 $h_i$  : 開口高さ(mm)、 $l_i$  : 開口幅(mm)、 $h$  : 階高(mm)、 $t$  : 壁厚(mm)、 $P_s$  : 壁板せん断補強筋比、 $A_c$  : 有開口壁における応力圧縮場面積(mm<sup>2</sup>)、および $F_c$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)である。各記号の詳細に関しては参考文献を参照されたい。

せん断強度計算値は、耐震診断基準式および小野・徳広式ともに各試験体の実験値を過小評価する結果となっている。耐震診断基準式ではせん断強度式に下限式(式(7))を採用していることもあって、計算値に対する実験値の比率が1.52から1.78となっており、予測精度は十分とは言えない。また、当然のことながら全ての試験体において計算値が一定となるため、開口位置および個数の違いによる実験値の差異を捉えることができない。一方、小野・徳広式では、せん断強度式のスリップ耐力式と整合性がとれるよう低減率を定めていることもあって、計算値に対する実験値の比率が1.04から1.25となっており、概ね良好な対応を示している。また、試験体WO2のせん断耐力算定値は、圧縮応力場が小さくなるため、試験体WO1およびWO3のものとは比べて小さくなっており、実験結果の傾向とも合致している。

### 3. 非線形 FEM 解析概要

2章で示した有開口耐震壁実験を対象に非線形 FEM 解析を実施する。なお、解析には市販のコンクリート構造非線形 FEM 解析ソフト「FINAL<sup>15)</sup>」を用いた。

図6に試験体WO1を例として要素分割図を示す。解析は2次元解析とし、平面応力場を仮定した。コンクリートは4節点四辺形要素で定義し、帯筋および副帯筋は埋め込み鉄筋として要素内に層状に置換した。主筋はトラス要素にて線材として置換した。また、柱および梁主筋についてはコンクリートからの抜け出しを考慮するため、コンクリート要素とトラス要素の節点をそれぞれ別に定義し、接合要素を挿入することで鉄筋の抜け出しをモデル化した。なお、鉄筋とコンクリートの付着応力度-すべり関係は Elmsori らの提案モデルを修正した手法<sup>16)</sup>によりモデル化した(図7参照)。最大付着応力は靱性指針<sup>17)</sup>により算定し、最大付着応力時のすべりは1.0mmと仮定した。

上下スタブは四辺形要素でモデル化し、主筋および補強筋を要素内に層状に置換した。下スタブ底面における節点にて鉛直および水平の自由度を拘束することで完全固定とした。鉄筋およびコンクリートの材料特性は表2、表3および表5の値を用いた。コンクリートの弾性係数および圧縮強度時のひずみは文献18)によった。

本解析では実験と同様にせん断スパン比1.38とするために、試験体上スタブ上端から実験時における想定加力高さまで、仮想スタブを弾性体で定義し、この仮想スタブ上端にて強制変位を与えた。荷重は、仮想スタブ上端に一定軸力442kNを等分布荷重で与えた後、図5に示すスタブ上端の節点①に強制変位を与えた。また解析では実験と同位置となる節点②の変位にて制御し、不釣り合い力の収束計算が不安定となった時点で解析を終了した。

#### 3.2 材料構成則

コンクリートは等価一軸ひずみに基づく直交異方性体とし、ひび割れは要素内に一様に分布し、多方向のひび割れが考慮できる非直交分

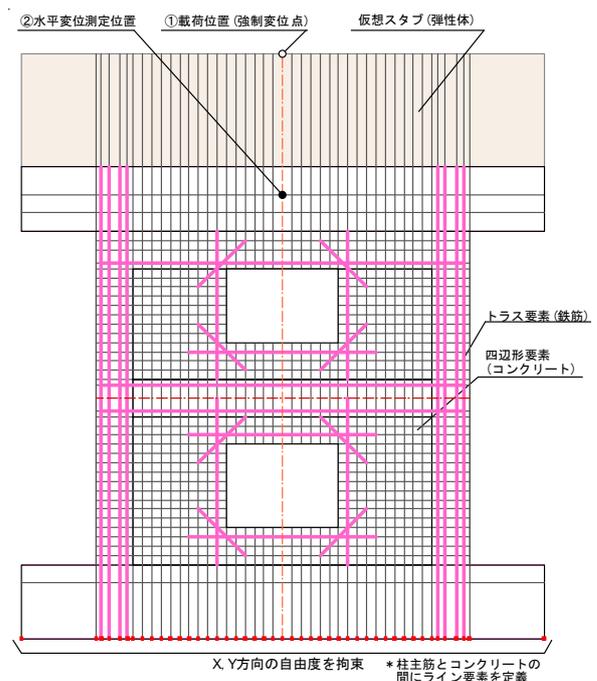


図6 要素分割(試験体WO1)

散ひび割れモデル<sup>19)</sup>により表現した。圧縮側のコンクリートの応力-ひずみ関係には、修正 Ahmad 式<sup>20)</sup>を用いた(図8参照)。コンクリートの二軸応力下の破壊条件は Kupfer らの提案<sup>21)</sup>に従った。

なお、ひび割れ発生後は圧縮特性の劣化を考慮し強度と強度時のひずみを低減した。低減係数はコンクリートの一軸圧縮強度と作用圧縮応力の関数で与えた<sup>22)</sup>。ひび割れ発生後の tension stiffening 特性(軟化域包絡線)はコンクリートの一軸圧縮強度、鉄筋比、ひび割れ方向の圧縮剛性低下率の関数として定義した<sup>24)</sup>。

図9にコンクリートの繰り返し応力下における履歴モデルを示す。除荷・再載荷曲線は、引張側、圧縮側共に、2次曲線で表現した<sup>25)</sup>。

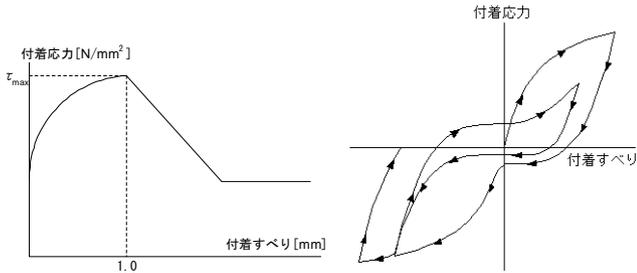


図7 鉄筋とコンクリートの付着応力-すべり関係

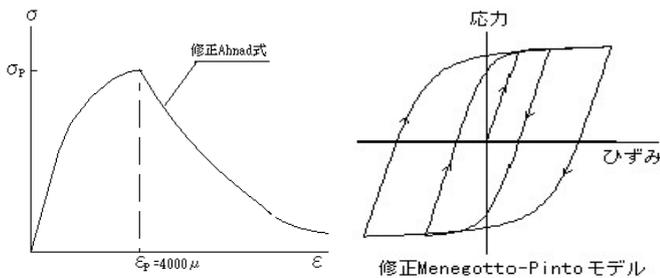


図8 コンクリートの応力-ひずみ関係

図10 鉄筋の履歴特性

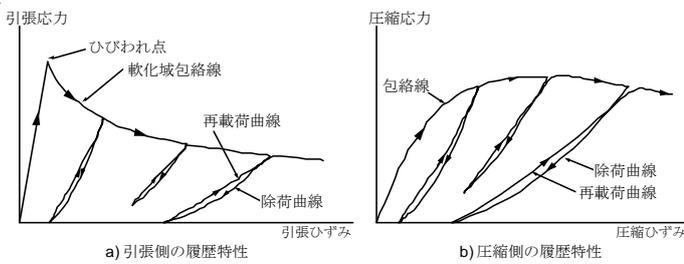


図9 コンクリートの履歴モデル

ひび割れ後のせん断伝達特性は、ひび割れ方向のせん断応力-せん断ひずみ関係で表現し、包絡線はコンクリートの一軸圧縮強度、鉄筋量、ひび割れ直交ひずみおよびひび割れ方向のせん断ひずみの関数で与えられるものとした<sup>22)</sup>。

鉄筋は図10に示す Ciampi らの修正 Menegotto-Pinto モデル<sup>26)</sup>を採用し、降伏後の履歴ループを表現した。

表5 コンクリートの材料特性

		$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	$F_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	
				[材料試験結果に基づく計算値]	[修正値]
WO1	1層	32.9	0.167	1.89	0.95 (柱・梁)
	2層	29.7			0.47 (壁)
WO2	1層	34.7		1.94	0.97 (柱・梁)
	2層	29.5			0.49 (壁)
WO3	1層	34.9		1.95	0.97 (柱・梁)
	2層	28.6			0.49 (壁)
		$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\epsilon_{c0}$ (μ)	
		[材料試験結果に基づく計算値]	[修正値]	[材料試験結果に基づく計算値]	[修正値]
WO1	1層	26500	13200	2140	4500
	2層	25400	12700	2096	
WO2	1層	27000	13500	2165	
	2層	25300	12700	2094	
WO3	1層	27100	13600	2168	
	2層	25100	12600	2081	

$\sigma_c$ : 圧縮強度、 $F_t$ : ひびわれ強度、 $F_t = 0.33\sqrt{\sigma_c}$ 、 $E_c$ : ヤング係数、 $E_c = (0.36\sqrt{\sigma_c} + 0.582) \times 10^4$ 、 $\epsilon_{c0}$ : 圧縮強度時ひずみ、 $\epsilon_{c0} = 13.7\sigma_c + 1690$

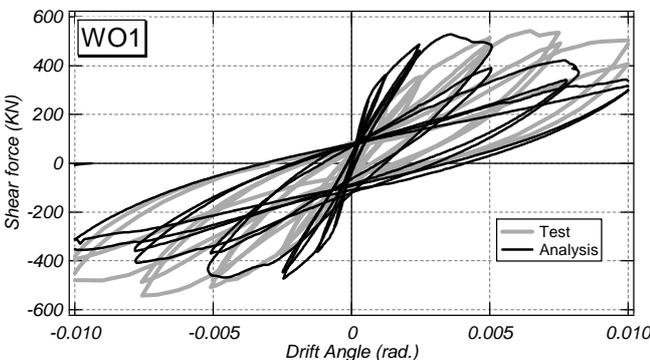
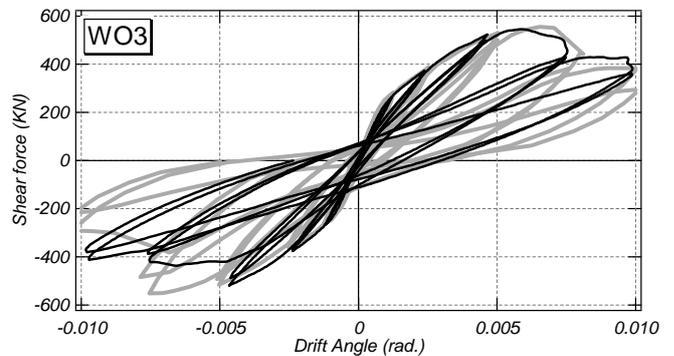
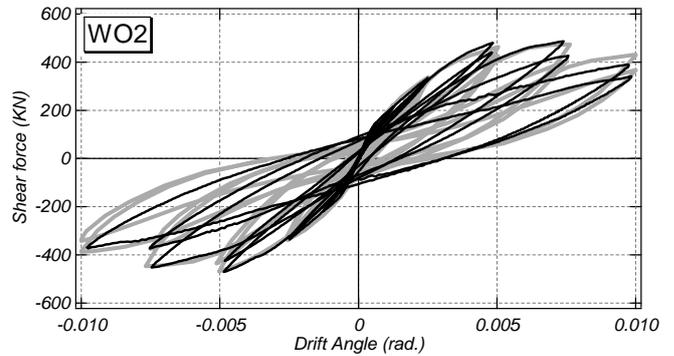
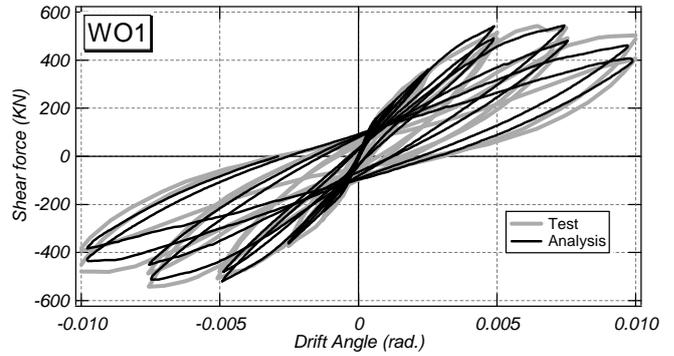


図11 材料実験結果に基づく計算値を用いた解析結果と実験結果の比較(試験体 WO1)

図12 修正値を用いた解析結果と実験結果の比較

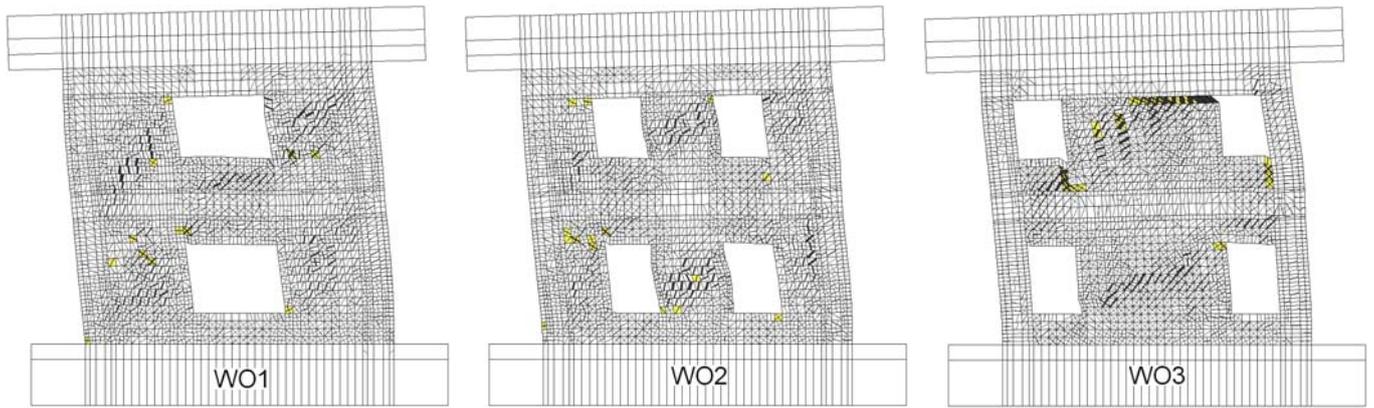


図 13 解析におけるひび割れ損傷状況 (R=1/133rad.)

以上の条件で解析を実施したところ、図 11 の履歴特性に示すように剛性が実験より大きくなる結果となった。また、耐力低下が実験と比べ早い段階でみられた。

解析結果の剛性結果が高くなった理由として、試験体の養生期間中における空気乾燥によるコンクリートの収縮の影響や、試験体設置過程で試験体に生じたいわゆる初期ひびわれによって実験時に試験体の剛性が低下していることが原因と考えられる。文献 23) では、養生期間中のコンクリートの乾燥収縮の影響を引張強度において考慮することで FEM 解析の剛性が低下し、実験結果との対応が改善されることが報告されている。そこで本解析でも文献 23) と同様に、コンクリートの引張強度を表 5 に示す計算値に対して梁および側柱では 0.5 倍、および壁厚が薄く乾燥収縮の影響が周辺部材より大きいと考えられる壁板では 0.25 倍と低減させた。また、コンクリートの弾性係数を算定値の約 0.5 倍と修正することでコンクリート材料自体の剛性も低下させた。

一方、耐力低下が実験と比べ早い段階でみられた理由としては、壁板のせん断ひび割れに沿った位置のコンクリート要素において、実験時よりも早期に圧縮応力の軟化が生じていると考えられる。そこで、圧縮強度時のひずみを表 5 に示す計算値に対応する値の約 2 倍となる  $4500\mu$  とし、コンクリートの応力-ひずみ関係における強度上昇域を拡張させた。これによりコンクリート要素がより大きなひずみにおいても応力を負担できるようにした。なお、コンクリートの圧縮強度時のひずみおよび弾性係数の設定手法に関してはさらなる検討の余地がある。

#### 4. 解析結果と実験結果との比較

解析より得られた履歴特性、各部変形状および鉄筋応力状態から実験結果の再現性を確認し、有開口耐震壁のモデル化および選択した材料構成則の妥当性を検証する。

##### 4.1 履歴特性

図 12 に実験と解析における履歴特性の比較を示す。履歴特性に関して、各試験体とも全体的におよそ最大耐力付近までは良い対応を示している。また、剛性についてもわずかに解析のほうが低い傾向がみられるが総じて良い対応を示しており、本解析では実験の最大耐力や変形能を高い精度で再現できているといえる。一方、最大耐力後の履歴曲線は実験値との対応が悪くなっており、特に試験体 WO3 では負

載荷側の再現性が悪くなっている。また、いずれの試験体においても R=1/67rad.からは不釣合い力の収束計算が不安定となったため、解析は R=1/100rad.までで終了している。最大耐力後のコンクリートの圧壊による耐力低下を、解析上で表現するのは困難であるが、変形を最大耐力までと限定した場合、解析における履歴曲線の実験値との対応精度はかなり良好であるといえる。

##### 4.2 ひび割れ状況

図 13 に解析における R=1/133rad.におけるひび割れ損傷状況を示す。解析においては、全体的に初期ひび割れの発生が実験時より早い傾向がみられたが、これは養生期間中におけるコンクリートの乾燥収縮の考慮のため、コンクリートの引張強度を低減していることが影響している。一方で、図 3 の実験時の破壊状況と比べ、試験体 WO1 における 2 層東側柱柱頭から 1 層西側柱脚部の斜め 45 度方向のひび割れや、試験体 WO2 の 2 層中央壁板から 1 層西側柱脚部への斜め方向のひび割れ、試験体 WO1 および WO2 の西側袖壁における縦方向へのひび割れ、各試験体における 2 層側柱の柱頭におけるせん断ひび割れ方向など、ひび割れ角度はおおよそ一致しているといえる。また、最大耐力時におけるひび割れ損傷状況との対応は良く、試験体 WO1 における 2 層東西袖壁のひび割れ損傷が著しい状況や試験体 WO2 の中央壁板の損傷状況、試験体 WO3 での 3 階梁部分と壁板の境界でせん断破壊が生じる様子など、解析によって各試験体の損傷状況を捉えている。

##### 4.3 壁脚部の変形および応力分布

図 14 および図 15 に壁脚部における軸方向の変形分布および縦筋の応力分布の比較を示す。実験における軸方向変形は試験体脚部に取り付けた変位計から、応力は鉄筋の履歴特性をバイリニアと仮定し、ひずみゲージ測定値からそれぞれ計算した。図 16 には変位計およびひずみゲージの測定位置を示す。なお、図 14 および図 15 の網掛け部は開口位置を示している。

耐震壁脚部変形および応力分布ともに、実験値と解析値とは良い対応を示した。特に各試験体の袖壁および壁板において、それぞれ西側が圧縮側に、東側が引張側に変形する挙動や、個々の壁が独立に回転変形を生じている傾向、開口下部では開口西側に比べて開口東側における引張応力が小さくなる傾向が確認できる。このことから、開口の位置の違いにより、個々の壁が独立に回転変形を生じている傾向や、それにより個々の壁の脚部でそれぞれ負担するモーメントに違いがみられる傾向が解析においても認められる。

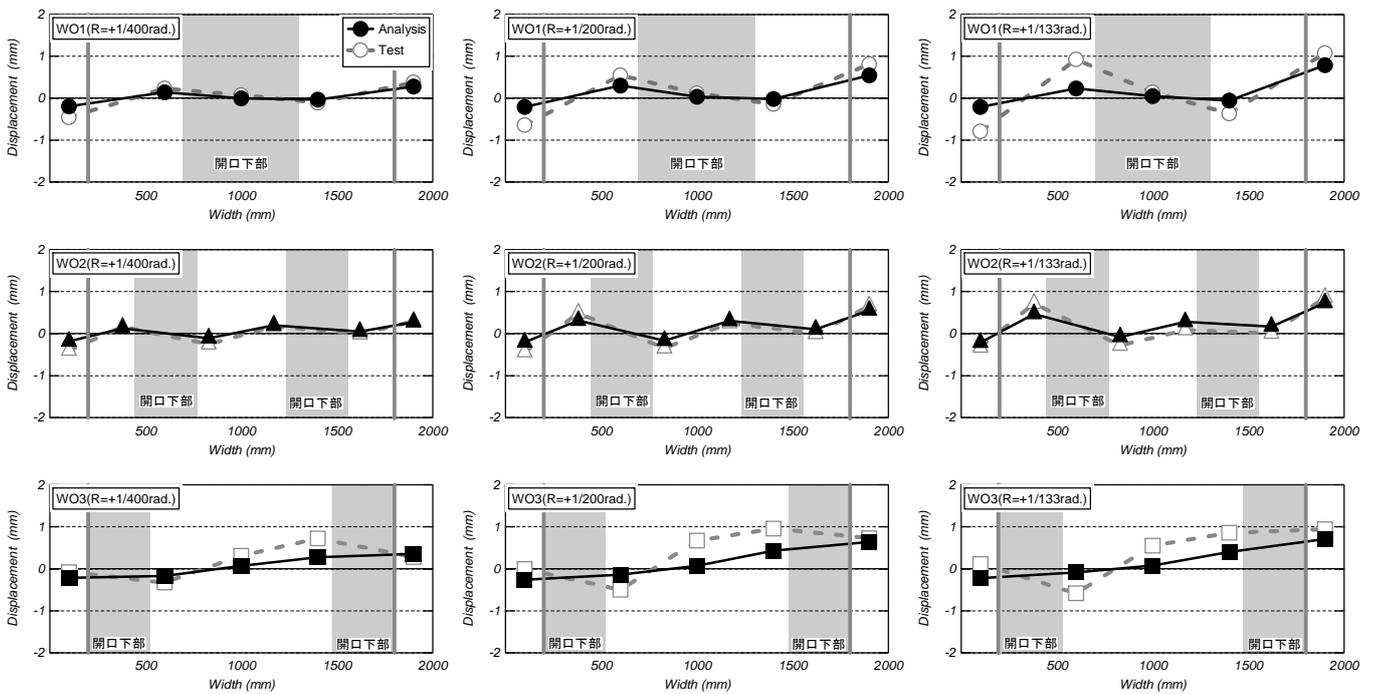


図 14 実験および解析の壁脚部軸方向変形分布の比較

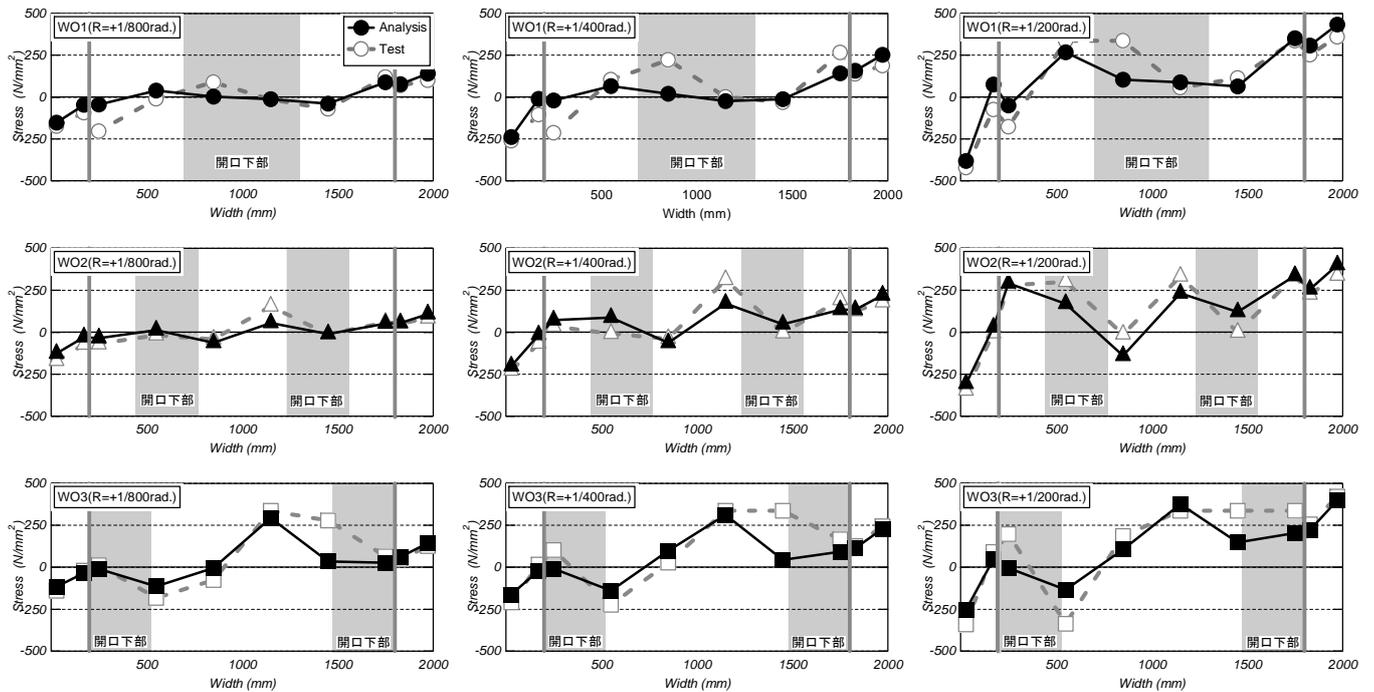


図 15 実験および解析の壁脚部における縦筋の応力分布の比較

#### 4.4 横補強筋の応力分布

図 18 に正載荷第 1 サイクル時の壁板における横方向鉄筋の応力の比較を示す。ここで実験値は図 17 に示す位置のひずみゲージより求めたものであり、解析値は同位置における鉄筋要素の平均応力である。横補強筋は各試験体ともに最大耐力時の変形角  $R=1/133\text{rad}$  までにはほぼ降伏しており、壁板では降伏応力に達してせん断力に抵抗していることが確認できる。解析値は実験値に対して降伏するまで対応が不十分なところもみられるが、解析では壁筋を要素内に層状置換し定義しており鉄筋のすべりを考慮していないことから、鉄筋が負担すべき応力がコンクリートに伝達されていること、実験値ではひび割れ箇所に

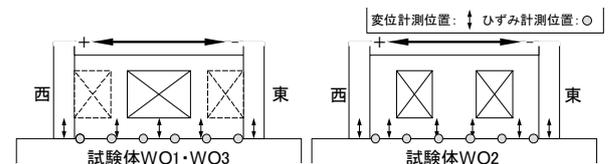


図 16 脚部の変位計およびひずみゲージ位置

よって鉄筋の応力状態が異なることなどが考えられる。しかしながら、最大耐力時には実験値と同様に降伏応力を発揮している点は一致している。

以上のことから、繰り返し載荷を考慮した非線形 FEM 解析結果は、

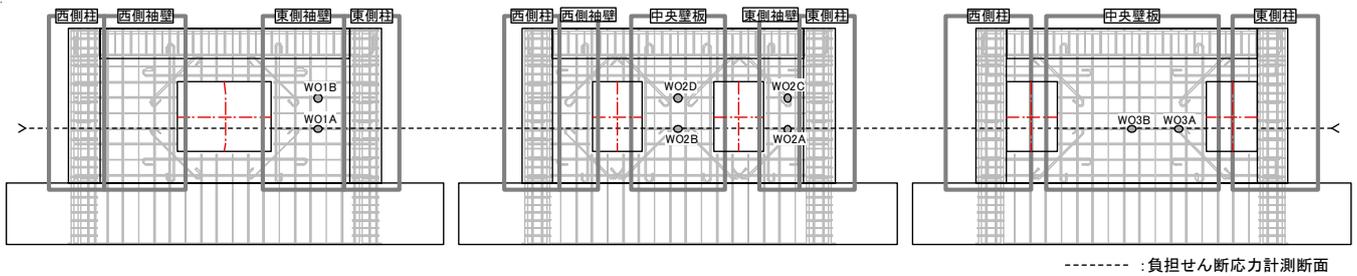


図 17 壁筋計測ゲージ位置と各壁板の名称

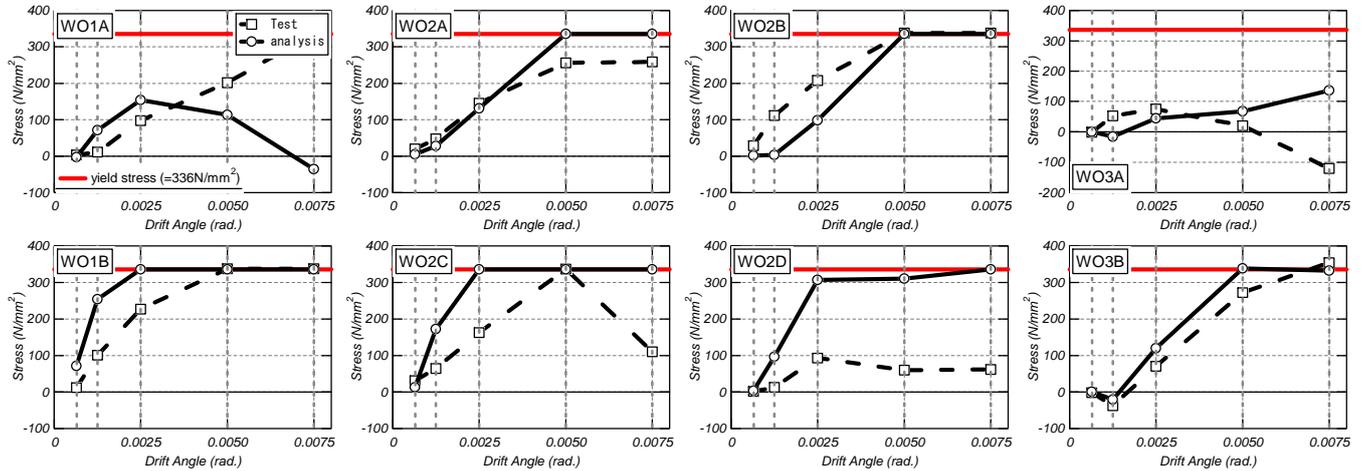


図 18 壁横補強筋の水平方向応力の比較

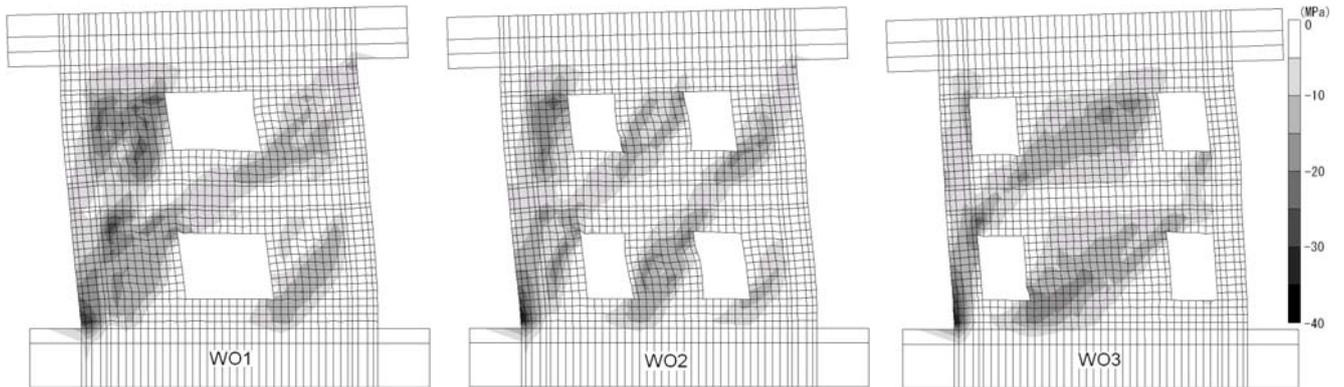


図 19 コンクリートの最小主応力分布図（最大耐力時）

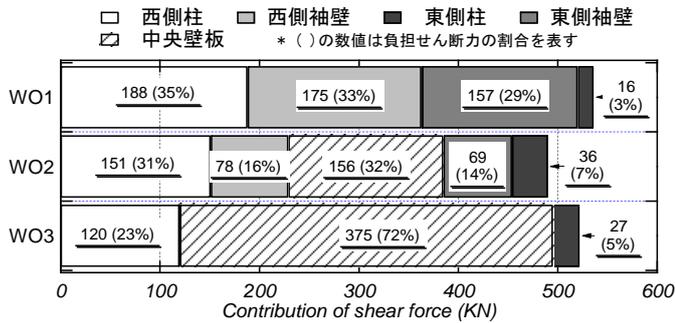


図 20 各部材の負担せん断力（最大耐力時）

最大耐力へ至るまでの履歴特性や、変形性能、応力分布、破壊性状に関して、高い再現性を有することが確認された。

## 5. 内部応力状態の検証

4章において、FEM 解析によって有開口耐震壁の挙動を概ね模擬で

きることを確認できた。そこで本章では、FEM 解析結果に基づいて耐震壁の内部応力状態およびせん断応力の負担状況など、耐震壁内部の応力伝達メカニズムについて考察する。

### 5.1 最小主応力分布

図 19 に各試験体の最大耐力時におけるコンクリート要素の最小主応力分布（圧縮応力分布）を示す。

各試験体とも袖壁付柱、独立柱および中央壁板においてそれぞれ斜め方向の圧縮ストラットが形成されている。これらは図 4 および図 13 の破壊性状におけるひび割れの伸展方向と概ね一致している。試験体 WO1 のストラットは袖壁においてはほぼ斜め 45 度方向に形成されている。試験体 WO1 に比べ袖壁部の全長が短い試験体 WO2 では形成されるストラットはより鋭角なものとなり、ストラットの作用幅は狭くなっている。また、袖壁における応力度は試験体 WO1 よりも小さい。袖壁のない試験体 WO3 では中央壁板において他の 2 体と比べ作用幅が広く、緩い角度のストラットが形成されている。

このように、開口位置の違いによって形成されるストラットの角度および幅が異なり、応力伝達メカニズムに影響を及ぼしているものと推察される。また、有開口耐震壁におけるせん断力の伝達経路は、耐震壁上部から1層圧縮側柱の柱脚部付近へ形成されるストラットによるものと耐震壁上部から壁脚部へ形成されるストラットによるものに大別できる。前者では複数のストラットが1層圧縮側柱の柱脚部付近に集中するのに対して、後者では壁脚部に一様に応力が伝達される傾向が認められる。

## 5.2 各壁板の負担せん断力

開口の位置や個数および形状が応力伝達に与える影響を定量的に把握するため、最大耐力時の1層における各部位の負担せん断力を図20に示す。なお、せん断力は図17に示される高さ位置(点線)におけるコンクリートの各要素に生じるせん断力の和としている。

試験体 WO1 では、せん断力負担割合が西側柱で35%、西側袖壁で33%となり、圧縮側となる西側の部材におけるせん断力の負担が約7割を占めている。試験体 WO2 は西側袖壁で16%、東側袖壁で14%となり、特に各袖壁で試験体 WO1 と比べ負担せん断力が小さくなっている。試験体 WO3 では、西側柱が最大で23%、中央壁板で72%、東側柱で5%と、ストラットの幅が最も大きくなる中央壁板でせん断力の大部分を負担する傾向が認められる。図19の最小主応力分布と比較すると、試験体 WO1 と比べ袖壁の全長が短くなる試験体 WO2 ではストラットの角度および幅の変化に対応して負担せん断力が減少しているのが確認できる。一方、中央壁板については試験体 WO2 に比べて、ストラットの角度が緩やかで幅の大きい試験体 WO3 のほうが負担割合は大きくなっている。これらをまとめると、壁板長によって形成されるストラットの角度および幅が異なり、負担せん断力が変化する傾向が伺える。また、側柱についてみると、圧縮側柱では付随する袖壁が短くなるにつれ側柱の剛性も減少するため、側柱の負担せん断力が減少していることが確認できる。一方、引張側柱では逆に付随する袖壁の壁長が短くなると、袖壁自体が負担できるせん断力が減少するため袖壁で負担できなかつたせん断力のいくらかを側柱が負担している。ところが袖壁がない場合はストラットの影響がほとんどないため、負担せん断力は減少しているといえる。

5.1節での考察と同様に、以上のことから有開口耐震壁では形成されるストラットの角度および幅が開口の配置によって異なり、各部位の負担せん断力に差が生じ、結果として各試験体のせん断耐力に影響を及ぼすといえる。

## 6. まとめ

本論文では複数開口を有するRC造耐震壁の非線形FEM解析を行い、履歴特性および各部変形性状等に関して実験結果と比較することによりモデル化の妥当性を検証した。さらに、FEM解析結果に基づいて当該耐震壁の応力伝達メカニズムを検討した。

本研究で得た知見を以下に要約する。

- (1) 有開口耐震壁の履歴特性、ひび割れ損傷状況および壁筋の応力推移状況は、最大耐力時まで限定すると、本論で示した非線形FEM解析によって再現可能である。
- (2) また、本解析は有開口耐震壁における袖壁付柱、壁板および独立柱の各部位が独立に回転変形を生じ、モーメントを伝達するという現象を良好に再現できている。

- (3) 有開口耐震壁におけるせん断力の伝達経路は、耐震壁上部から1層圧縮側柱の柱脚部付近へ形成されるストラットと耐震壁上部から壁脚部へ形成されるストラットに大別できる。
- (4) 有開口耐震壁では開口の配置によって形成される圧縮ストラットの角度および幅が異なるため、袖壁付き柱、壁板および独立柱の負担せん断力に差が生じ、終局せん断耐力に影響を及ぼす。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造構造計算規準・同解説、pp.273-376、1999.11.
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001年改訂版、pp.221-226、2001
- 3) 建設省建築研究所、平成七年度兵庫県南部地震被害調査報告書、1996.3.
- 4) 小野正行、徳広育夫：鉄筋コンクリートの開口の影響による耐力低減率の提案、日本建築学会構造系論文報告集、第435号、pp.119-129、1992.5.
- 5) 木村匠、壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート耐震壁の開口による終局強度低減率、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、pp.585-590、1989.6.
- 6) 佐藤和英、東浦章、久保哲夫、渡辺丹：高配筋耐震壁の復元力特性に及ぼす開口の影響、日本建築学会構造系論文報告集、第418号、pp.39-47、1990.12.
- 7) 加藤大介、杉下陽一、小倉宏一、大谷裕美：鉄筋コンクリート造連層有開口耐震壁の変形性能の評価法、日本建築学会構造系論文報告集、第530号、pp.107-113、2000.4.
- 8) 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設計指針・同解説、pp.208-240、1999
- 9) 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集、第29巻、第3号、pp.325-330、2007.7.
- 10) 水野生、田才見、楠浩一：新設壁開口を有する壁式鉄筋コンクリート構造の弾塑性挙動に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文集、第29巻、第3号、pp.343-348、2007.7.
- 11) 松下貴広、戸田敬司、前田匡樹、長田正至：RC造開口耐震壁のせん断終局強度に関する非線形有限要素解析、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、C-2(構造IV)、pp.385-386、1999.9.
- 12) 井元勝慶、高見信嗣、小林謙、渡部征男、加藤朝郎、大場政章：原子力発電所建物のRC有開口耐震壁の耐力評価 その2.FEM解析と耐力評価、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、B-2、構造II、pp.1131-1132、1996.9.
- 13) 国土交通建築研究所：2001年版 建築物構造関係技術基準解説書、工学図書株式会社、2001.3
- 14) 富井政英、江崎文也：鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、pp.1587-1588、1881.9.
- 15) 伊藤忠テクノソリューションズ㈱：FINAL/V99 HELP
- 16) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H.: Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, 2004.8.
- 17) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説、pp.175-177、1999
- 18) 野宮篤、野口博：超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C(構造II)、pp.639-640、1990.10.
- 19) 長沼一洋、栗本修、江戸宏彰：鉄筋コンクリート壁体のFEMによる正負繰り返し及び動的解析、日本建築学会構造系論文集、第544号、pp.125-132、2001.6.
- 20) 長沼一洋：三軸圧縮のコンクリートの応力～ひずみ関係、日本建築学会構造系論文集、第474号、pp.163-170、1995.8.
- 21) Kupfer, H. B., Gerstle, K. H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol.99, No.EM4, pp.853-866、1973.8.
- 22) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁構造物の非線形解析手法に関する研究(その1)、日本建築学会構造系論文報告集、第421号、pp.39-48、1991.3.
- 23) 井元勝慶、米澤健次、加藤朝郎、川里健：1/4PCCVの耐圧限界挙動に関するラウンドロビン解析、コンクリート工学、Vol.41, No.1, pp.153-157、2003.1.
- 24) 長沼一洋、山口恒雄：面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.649-650、1990.10.
- 25) 長沼一洋、大久保雅章：繰り返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル、日本建築学会構造系論文集、第536号、pp.135-142、2000.10.
- 26) Ciampi, V et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, 1982.11.