

論文 複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼすせん断スパン比の影響

櫻井 真人^{*1}・田中 昭^{*2}・松井 智哉^{*3}・倉本 洋^{*4}

要旨: 本研究では、複数開口を有する RC 造耐震壁の構造性能評価法の構築を目的とした研究の一環として、破壊モードが曲げ降伏型となる無開口耐震壁に対して開口位置を実験変数とした複数開口耐震壁の静的載荷実験を実施し、2009 年度の同形状のせん断破壊型耐震壁の実験結果と比較検討を行った。その結果、せん断スパン比 1.8 の無開口耐震壁は曲げ降伏型特有の破壊モードを示したのに対し、同一せん断スパン比の有開口耐震壁ではせん断破壊の様相を呈した。また、著者らが提案した有開口耐震壁のせん断終局強度略算式では、せん断スパン比 1.8 の耐震壁は安全側の評価を与えるものの、実験値に対して若干過小評価する傾向を示した。

キーワード: 有開口耐震壁、複数開口、対角開口、静的載荷実験、せん断スパン比、せん断強度

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 造建築物における耐震壁は、地震時における主要な耐震要素である。しかしながら、複数開口や偏在開口を有する耐震壁においては開口形状、個数および位置の相違によってその構造性能が大きく異なることが報告されている¹⁾。したがって、このような有開口耐震壁に対しては、従来慣用されてきた日本建築学会・鉄筋コンクリート構造計算規準 (以下、RC 規準と略記)²⁾ および日本建築防災協会・耐震診断基準 (以下、耐震診断基準と略記)³⁾ に示されている等価開口周比を用いたせん断強度と剛性の評価法を適用できない場合があると考えられる。

このような背景から筆者らは有開口耐震壁に対するせん断強度等の評価法の構築を目的として、特に複数開口耐震壁の開口位置や大きさを変数とした静的載荷実験を継続的に実施してきた^{4)~6)}。その結果、開口の配置によって剛性、せん断強度および破壊モードが大きく異なることが示され、せん断破壊型の耐震壁における構造性能を大略把握した。一方、曲げ降伏が先行する複数開口耐震壁の構造性能については実験例が非常に少なく、未だ不明瞭な点が多い。

本研究では、RC 造連層耐震壁のせん断強度等の評価法の構築を目的とした研究の一環として、破壊モードが曲げ降伏型となる無開口耐震壁に対して開口位置を実験変数とした複数開口耐震壁の静的載荷実験を実施した。本実験ではせん断スパン比を 1.8 と一定とした場合に開口位置が当該耐震壁の構造性能に及ぼす影響を検討するとともに、同一形状でせん断スパン比のみが 1.2 と異なる 2009 年度実験⁶⁾の結果とも比較し、せん断スパン比の影響を検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

実験に用いた耐震壁試験体の形状および寸法を図-1に示す。試験体は無開口耐震壁 1 体を含む計 3 体であり、6 層程度の RC 造建築物における連層耐震壁の下部 2 層を想定した実物の約 1/3 縮尺モデルである。各試験体とも等価開口周比は約 0.4 とし、各層に 2 つの開口を配置した。実験変数には 2009 年度実験と同様に、開口形状と開口位置を選択した。

試験体 WNO-F は無開口試験体とした。試験体 WO7-F および WO8-F は同一形状の開口を対角配置させたもの

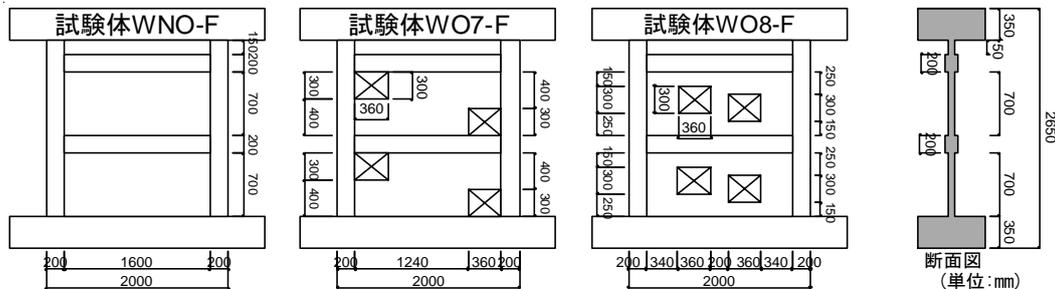


図-1 試験体形状

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生 修士 (工学) (正会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生 (正会員)

*3 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 助教 博士 (工学) (正会員)

*4 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) (正会員)

表-1 試験体断面詳細

柱	B×D	200×200
	主筋	12-D13($\rho_g=3.8\%$)
	帯筋	2-D6@60($\rho_w=0.53\%$)
梁	B×D	150×200
	主筋	4-D10($\rho_t=0.54\%$)
	帯筋	2-D6@100($\rho_w=0.42\%$)
壁	壁厚	80
	縦筋	D6@100千鳥($\rho_s=0.4\%$)
	横筋	D6@100千鳥($\rho_s=0.4\%$)
	開口補強筋	D10(縦・横)

単位: mm, $F_c=27\text{N/mm}^2$, 柱主筋(SD390), その他(SD295A)

表-2 鉄筋の材料特性

種別	鉄筋	使用部位	降伏点 (N/mm^2)	ヤング係数* (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
D6(SD295A)	壁筋・柱梁補強筋		313	197	477
D10(SD295A)	梁主筋, 開口補強筋		344	172	466
D13(SD390)	柱主筋		421	193	515

*公称断面積を用いて算定

表-3 コンクリートの材料特性

σ_B (N/mm^2)		WNO-F	WO7-F	WO8-F
	1層打設		21.0	20.2
2層打設		19.6	20.7	22.5

表-4 荷重プログラム

変位 δ (mm)	部材角 R (rad.)									
	1/800	1/400	1/200	1/100	1/67	1/50	1/33	1/25	1/20	
2.66	0.125%	0.25%	0.5%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	4.0%	5.0%	
5.32										
10.6										
21.3										
31.9										
42.5										
63.8										
85.0										
106.3										
サイクル数	1	2								片押し

で、試験体 WO7-F はそれぞれの開口を柱に隣接させたものであるのに対して、試験体 WO8-F は各開口を壁板中央部に配置した。

表-1 に試験体の部材断面詳細を示す。また、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。なお、表-3 には試験部の強度を示す。コンクリートの呼び強度は 2009 年度実験と同様、 21N/mm^2 (実験時の目標圧縮強度: 30N/mm^2) としたが、表-3 に示すように各試験体のコンクリートの圧縮強度はおおよそ 20N/mm^2 と目標圧縮強度の 0.6 倍程度の結果となった。

2.2 せん断スパン比

図-2 にコンクリート圧縮強度 σ_B が 20N/mm^2 および 30N/mm^2 であるときの無開口耐震壁の各強度算定式に対するせん断スパン比-算定強度関係を示す。曲げ終局強度 Q_{mu} (式(1)) には耐震診断基準³⁾による計算式 (以下、耐震診断基準式と呼称) を用いた。せん断終局強度 V_u (式(3)) は靱性保証指針⁷⁾による計算式 (以下、AIJ 指針式と呼称) を用いた。以下に各算定式を示す。

曲げ終局強度 <耐震診断基準式>³⁾

$$Q_{mu} = (a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w) / h_w \quad (1)$$

せん断終局強度 <AIJ 指針式>⁷⁾

$$V_u = t_w l_w b P_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_w v \sigma_B / 2 \quad (2)$$

* 式中の記号については各参考文献を参照されたい。

図-2 に示すように、2009 年度実験はせん断破壊先行型の無開口耐震壁に複数開口を配した場合の構造性能

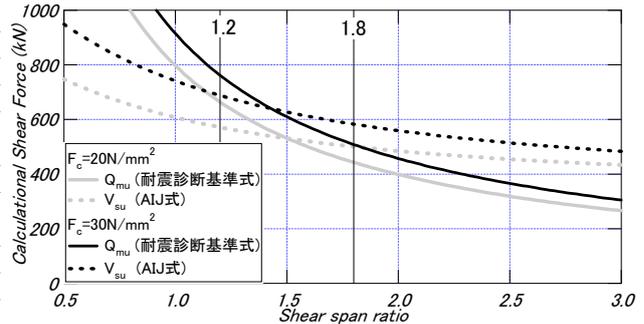


図-2 算定強度-せん断スパン比関係

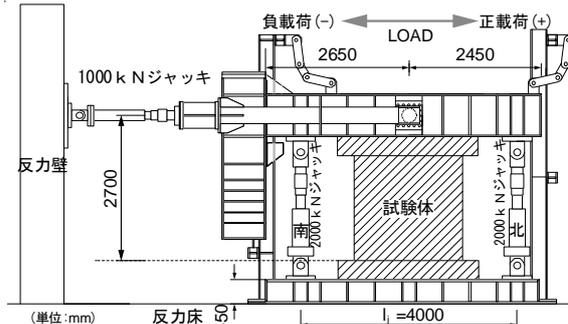


図-3 荷重装置

の把握を目的とした。そのため、無開口耐震壁のせん断強度が曲げ強度を下回るようにせん断スパン比を 1.2 として実験を実施した。これに対して、本実験では曲げ降伏先行型の無開口耐震壁を基本として、当該耐震壁に複数開口を配した場合の構造性能の把握を目的とする。このため、無開口耐震壁の曲げ強度がせん断強度を下回るようせん断スパン比を 1.8 と設定した。

2.3 荷重方法

荷重装置を図-3 に示す。試験体を PC 鋼棒で反力フレームに固定した上で、反力壁に取り付けたオイルジャッキ ($1,000\text{kN}$) によって正負繰り返し水平力を荷重した。

また、鉛直オイルジャッキによって 324kN の一定軸力 ($N/bD \sigma_B$ で 0.2 に相当) を試験体に作用させると同時に、作用せん断力に対応させて当該鉛直ジャッキを制御することで試験体頂部に付加モーメントを作用させ、せん断スパン比が 1.8 となるよう制御した。実験では試験体頂部の水平変位 (δ) を計測高さ ($H=2,125\text{mm}$) で除した部材角 $R = \delta/H$ で制御した。また、実験は表-4 に示す荷重プログラムに従って実施した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-4 に $R=1/67\text{rad}$ の荷重サイクル終了時における全試験体のひび割れ破壊性状を示す。図-4 中の + および - の記号はそれぞれ正荷重時および負荷重時を意味し、南から北方向が正荷重となる。また、図-5 に各試験体の荷重-変形関係曲線を曲げ終局強度およびせん断終局強度算定結果とともに示す。ここで、曲げ終局強度 Q_{mu}

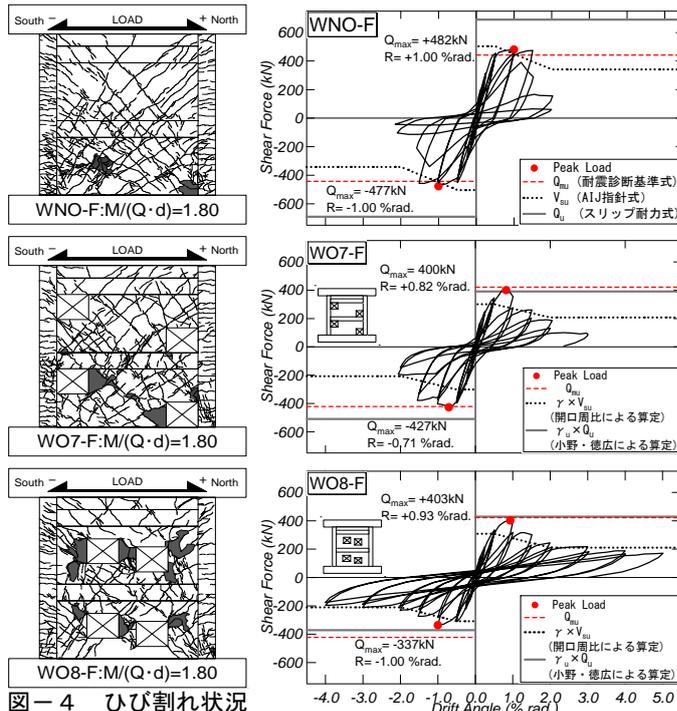


図-4 ひび割れ状況 (R=1/67rad. 終了時)

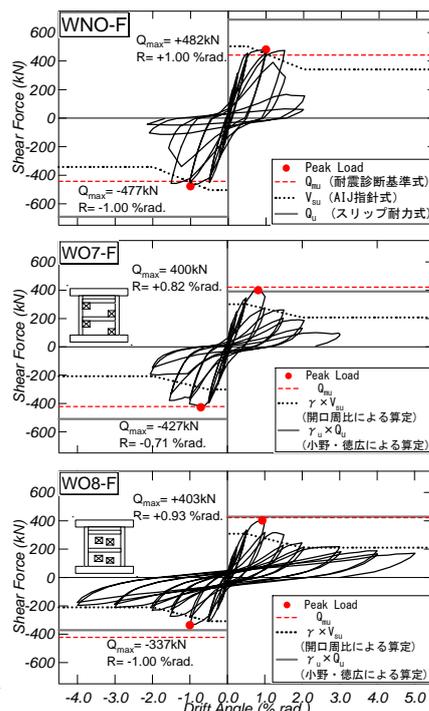


図-5 荷重-変形角関係

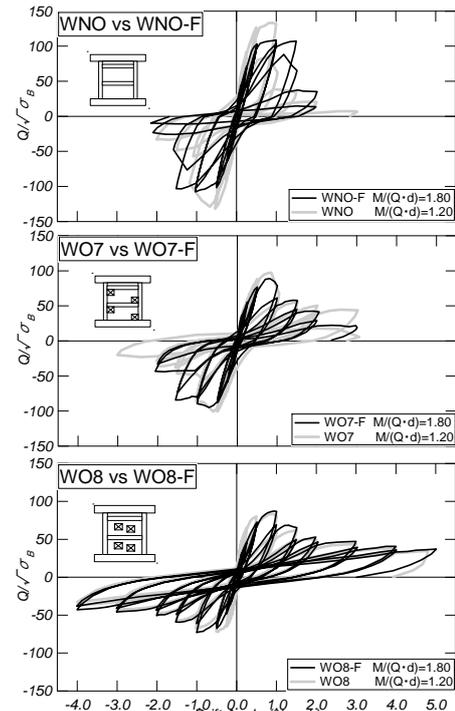


図-6 基準化せん断耐力-変形角関係における 2009 年度実験と本実験の比較

(式(1))には耐震診断基準³⁾による計算式を用いた。なお、有開口耐震壁試験体の曲げ終局強度の算定では、開口によって遮断される壁縦筋は算定に含まないものとした。また、有開口耐震壁試験体のせん断終局強度算定には、AIJ指針式⁷⁾(式(2))に等価開口周比による強度低減率 $\gamma(=1.0-\sqrt{h_0/h_l})$ を乗じる手法と、富井・江崎らのスリップ耐力式 Q_u (式(3))⁸⁾に小野・徳広による強度低減率 γ_u (式(4))¹⁾を乗じる方法を用いた。

<スリップ耐力式>⁸⁾

$$Q_u = (0.75\sqrt{F_c} + 340P_s) \cdot t \cdot l \quad (3)$$

<小野・徳広による強度低減率>¹⁾

$$\gamma_u = \sqrt{\frac{\sum A_c}{hl}} \quad (4)$$

* 式中の記号については各参考文献を参照されたい。

各試験体とも、R=1/200rad.のサイクルで側柱主筋の降伏を確認した。曲げ破壊型である無開口耐震壁試験体WNO-Fでは、R=1/100rad.のサイクルで壁脚部の曲げひび割れが大きく拡幅し、曲げ型の破壊性状が顕著に現れた。また、同サイクルにおいて、正載荷時および負載荷時ともに最大耐力482kNおよび-477kNをそれぞれ記録した。R=1/67rad.の第2サイクルでは正負載荷とともに、1層壁板脚部でコンクリートの圧壊によって大幅な耐力低下がみられた。R=1/50rad.のサイクルでは、当該圧壊部分を中心に1層壁板および柱脚部の損傷が進行し、負載荷の第2サイクルで載荷を終了した。

試験体WO7-Fでは、R=1/100rad.の第1サイクルで正載荷における最大耐力400kNを記録した。その後、1層

北側開口周辺の壁板部でコンクリートの圧壊がみられ、それに伴う大幅な耐力低下が認められた。また、負載荷における最大耐力427kNを記録し、その後1層南側開口付近の壁板でコンクリートの圧壊がみられ耐力が低下した。R=1/67rad.のサイクルでは、1層壁板中央部、北側開口上部において壁板の損傷がさらに進行した。R=1/50rad.のサイクルでは、北側柱および南側柱の開口隣接部でせん断破壊が認められ、R=1/33rad.のサイクルで載荷終了した。

試験体WO8-FではR=1/200rad.のサイクルで、特に2層中央壁板でせん断ひび割れが顕著に認められた。R=1/100rad.のサイクルでは正載荷における最大耐力403kNを記録し、2層壁板中央部においてコンクリートの圧壊が認められた。負載荷の第1サイクルでは、負載荷における最大耐力337kNを記録し、1層壁板中央部でもコンクリートの圧壊が認められた。以降の載荷サイクルでは開口隅角部や袖壁におけるコンクリートの圧壊が認められたものの、側柱と2層梁からなるフレーム的な挙動が支配的となり、R=1/20rad.まで170kN程度の耐力を保持し、載荷を終了した。

このように、せん断スパン比1.8の無開口耐震壁においては曲げ降伏型耐震壁特有の破壊モードを示したのに対し、有開口耐震壁では2009年度実験におけるせん断スパン比1.2の同形状の耐震壁と同様、せん断破壊型の破壊モードを呈した。

3.2 せん断耐力-変形角関係

図-6に2009年度実験の試験体と本実験の試験体に

よるせん断耐力-変形角関係の比較を示す。なお、本実験は 2009 年度実験と比べてコンクリート強度が 10N/mm^2 程度低いいため、図-6 ではせん断耐力をコンクリートの圧縮強度 σ_B の平方根で基準化したものを示す。

無開口耐震壁の比較においては、せん断スパン比の大きな試験体 WNO-F の基準化せん断力最大値が試験体 WNO のものを 2 割程度下回る結果となった。また、試験体 WNO-F では、 $R=1/200\text{rad}$. で引張側柱の主筋降伏によりほぼ基準化せん断力最大値まで達した後、 $R=1/67\text{rad}$. まで耐力を保持する曲げ降伏先行型の復元力特性を示した。これに対して試験体 WNO では試験体 WNO-F と比べて剛性および耐力が大きくなるものの、最大耐力後に壁板の圧壊と共に急激な耐力低下がみられるせん断破壊型の復元力特性を示した。

有開口耐震壁では、無開口耐震壁と同様にせん断スパン比 1.8 の試験体の剛性がせん断スパン比 1.2 の試験体のものを下回る結果となった。試験体 WO7-F の基準化せん断力最大値は試験体 WO7 のものを 1 割程度下回る結果となったのに対し、試験体 WO8-F の基準化せん断力最大値は WO8 のものとほぼ同等の結果となった。試験体 WO7 と試験体 WO7-F についてはわずかに基準化せん断力最大値が異なるものの、最大値を記録する $R=+1/100\text{rad}$. のサイクルにおける载荷途中でそれぞれコンクリートの圧壊によって同様に耐力が低下している。また、試験体 WO7-F のほうが早期に最終サイクル ($R=1/33\text{rad}$.) で耐力を喪失しているが、これは北側柱脚部の圧壊が試験体 WO7-F のほうが早期に起こったためであり、コンクリートの圧縮強度の違いが原因と考えられる。このようにわずかな差異は認められるものの、試験体 WO7 と試験体 WO7-F は同様の復元力特性を有するものと考えられる。一方、試験体 WO8-F のせん断耐力-変形角関係は最大耐力後も最終サイクルまで試験体 WO8 のものと同様の傾向を示した。

3.3 壁脚部における変形および応力の分布状況

(1) 壁脚部軸方向変形分布

各試験体の変位およびひずみ測定位置を図-7 に示す。 $R=1/100\text{rad}$. の第 1 サイクルのピーク時における壁および柱脚部の軸方向変形分布の比較 (正を引張) を図-8 に示す。試験体 WO7-F の変位分布について、壁板の変位が WO7 のものと比べて引張側に推移しており、中央壁板脚部において回転変形が生じている傾向が認められた。一方、試験体 WO8-F の変位分布は WO8 のものと類似した分布を示した。また、せん断破壊型の耐震壁と同様に、開口の配置によって壁板脚部の変形挙動が異なることが確認できた。

(2) 壁脚部応力分布

南北側柱脚部主筋 (外側および内側主筋) および壁脚

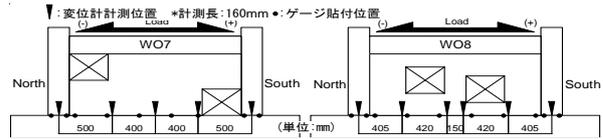


図-7 変位計およびひずみゲージ測定位置

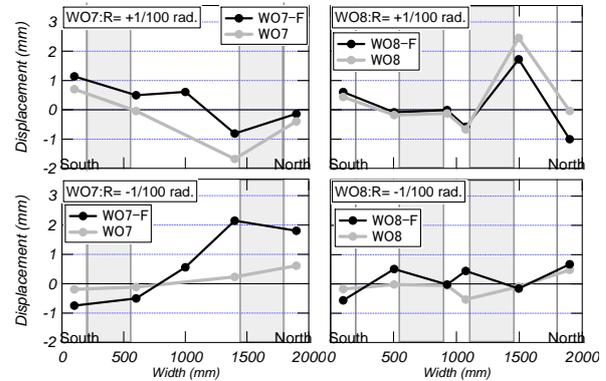


図-8 脚部変形分布における 2009 年度実験と本実験の比較 (正: 引張, 負: 圧縮)

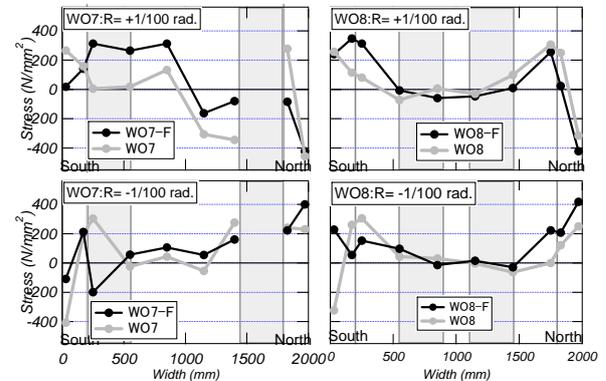


図-9 脚部応力分布における 2009 年度実験と本実験の比較 (正: 引張, 負: 圧縮)

部の $R=1/100\text{rad}$. における第 1 サイクルのピーク時での鉄筋の応力分布の比較 (正を引張) を図-9 に示す。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を用いて計算した。壁脚部軸方向変形分布と同様、試験体 WO7-F の正載荷時では、試験体 WO7 と比べて壁板部分の引張力が大きくなっている。しかしながら、壁全体に生ずるモーメントに対する抵抗状況はどの試験体もほぼ同じ傾向であり、開口の配置が脚部の曲げ抵抗性状に影響を及ぼすことがわかる。軸方向変形分布による壁脚部の変形状況と併せて考えると、せん断スパン比 1.8 の有開口耐震壁の変形特性はせん断スパン比 1.2 のせん断破壊型の有開口耐震壁のものと類似しているといえる。すなわち、有開口耐震壁ではせん断スパン比の差異によらずそれぞれの部材が個々にモーメントを抵抗し、壁脚部において大きな回転変形が生じないことから、その破壊モードはせん断破壊型になるものと推察される。このため、曲げ降伏先行型の耐震壁においては開口の有無によって、破壊モードがせん断破壊型へと移行する可能性があることを示唆している。

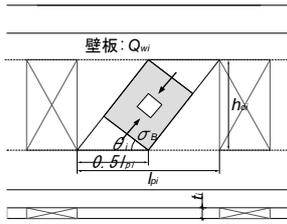


図-10 ストラット式の壁板におけるアーチ機構の仮定



図-11 ストラット式における袖壁の取り扱い

4. 終局強度評価

開口の有無によって破壊モードが曲げ降伏先行型からせん断破壊型へと変化する耐震壁について、既往のせん断強度評価式によって評価できるか検討する。ここではまず、筆者らが提案している有開口耐震壁のせん断終局強度略算式（以下、ストラット式と呼称）による予測精度を検証する。本式はせん断スパン比 1.2 の複数開口を有する RC 造耐震壁の静的荷重実験を模擬した非線形 FEM 解析結果に基づくものである。以下に略算式⁹⁾の概要を示す。

図-10 における壁板長 l_p と開口高さ h_o で示される領域において、幅 $0.5l_p$ となる斜め方向の圧縮ストラットが形成されるものとし、各壁板のせん断力 Q_{wi} を式(6)で求める。有開口耐震壁のせん断強度 Q_{wo} は、袖壁付柱も含めた各壁の総和として式(5)で与えられるものとする。ここで、圧縮側袖壁付柱の負担せん断力は図-11 に示すように柱と壁の部材厚さを等価厚さに置換して評価する。また、引張側袖壁付柱においては引張側柱を無視して袖壁のみの負担せん断力で評価する。

<ストラット式>⁹⁾

$$Q_{wo} = \sum_{i=1}^{n+1} Q_{wi} \quad (5)$$

$$Q_{wi} = \nu \sigma_B \cdot \cos \theta_i \cdot \sin \theta_i \cdot 0.5l_{pi} \cdot t_i \quad (6)$$

ここで、 θ_i は i 番目のストラットの角度であり、 n は開口数を表す。なお本実験で用いた試験体のようにそれぞれの開口の高さ位置が異なる耐震壁では、荷重方向に応じてストラットの伝達経路が大きく異なるものと考えられるため、FEM 解析結果に基づく各ストラットのせん断力負担割合から図-12 に示すように荷重方向によってそれぞれ異なるストラットを仮定するものとした。

各試験体の強度計算値と実験値、および計算値に対する実験値の比率をそれぞれ表-5 に示す。なお、同表に

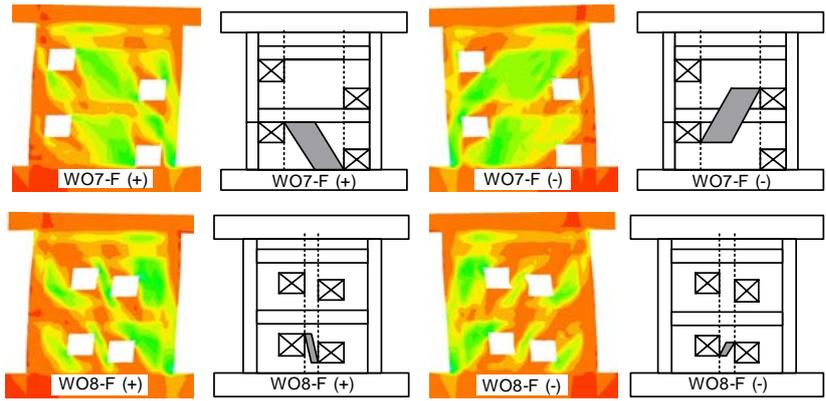


図-12 開口高さ位置が異なる耐震壁におけるストラットの仮定

はストラット式による計算結果の他に、既往の研究で有開口耐震壁の実験値に対する算定精度が良好であった富井・江崎らのスリップ耐力式 Q_u (式(3))⁸⁾ に小野・徳広らによって提案された低減率 γ_u (式(4))¹⁾ を乗じる方法による計算結果も併せて示す。

せん断スパン比が 1.2 となる試験体における曲げ終局強度計算値に対する実験値の比率はそれぞれ 0.63 から 0.96 となり、いずれも計算値が実験値を上回る結果となった。一方、せん断スパン比が 1.8 となる試験体における曲げ終局強度計算値に対する実験値の比率はそれぞれ 0.95 から 1.09 となり、試験体 WNO-F および WO7-F の最大強度を評価できたものの、試験体 WO8-F の最大強度は曲げ強度計算値には達さなかった。一方、本実験における有開口耐震壁の破壊モードはいずれもせん断破壊型であるから、当該試験体ではせん断終局強度と曲げ終局強度が近似していることが予想される。

ストラット式による無開口耐震壁試験体 WNO および試験体 WNO-F のせん断終局強度計算値に対する実験値の比率はそれぞれ 0.92 および 0.73 となった。ストラット式では壁板でのせん断破壊を想定しているが、試験体 WNO では精度良く評価できたのに対し、曲げ降伏先行型の試験体では破壊形式が異なることから算定精度が劣る結果となった。

一方、有開口耐震壁試験体では図-12 に示すように荷重方向によって形成されるストラットの幅および角度が変化するため、各試験体とも荷重方向によってそれぞれ異なる強度が評価される。せん断スパン比 1.2 の有開口耐震壁試験体のストラット式によるせん断終局強度計算値に対する実験値の比率は、0.96 から 1.22 と実験値を精度良く評価したのに対し、せん断スパン比 1.8 の試験体のもは 1.16 から 1.39 となり、せん断スパン比の大きな試験体でも安全側の評価となるものの実験値に対して若干過小評価する傾向を示した。これはせん断スパン比の違いや、コンクリートの圧縮強度の違いが耐震壁のせん断強度に及ぼす影響を、ストラット式では考慮していないためと考えられる。また、試験体 WO7 およ

表-5 実験値と強度計算値の比較

試験体	せん断スパン比	実験値(EXP)		計算値(CAL)*1									
		正載荷	負載荷	せん断終局強度				曲げ終局強度					
				ストラット式		小野・徳広式		Q _{mu}		EXP/CAL			
Q _{wo} (+)	EXP/CAL	Q _{wo} (-)	EXP/CAL	Q _u × γ _d (+)	EXP/CAL	Q _u × γ _d (-)	EXP/CAL	Q _{mu}	EXP/CAL				
WNO	1.2	731	-724	794	0.92	-794	0.91	793	0.92	-793	0.91	760	0.96
WO7		548	-568	449	1.22	-506	1.12	465	1.18	-607	0.93	731	0.78
WO8		460	-397	435	1.06	-414	0.96	487	0.94	-421	0.94	731	0.63
WNO-F	1.8	482	-477	556	0.73	-556	0.86	691	0.70	-691	0.69	442	1.09
WO7-F		400	-427	287	1.39	-323	1.32	391	1.02	-510	0.84	422	1.01
WO8-F		403	-337	310	1.30	-291	1.16	429	0.94	-371	0.91	422	0.95

*1 耐力算定には1層打設部におけるコンクリートの圧縮強度を用いた。*2 等価開口周比の算定において、h=800mm, l=1800mmとした。

び試験体 WO7-F については、せん断スパン比によらず計算と実験値の対応が悪い結果となったが、これはストラット式では開口間壁板もしくは柱付壁で形成されるストラットを対象として計算するものと仮定したため、試験体 WO7 および試験体 WO7-F のように開口上部もしくは開口下部に形成されるストラットを評価できない点に問題があると考えられる。

一方、小野・徳広による提案式では、せん断破壊型の無開口耐震壁試験体 WNO のせん断終局強度計算値に対する実験値の比率が 0.92 となった。これに対して曲げ降伏先行型の試験体 WNO-F では 0.69 となり、計算値が実験値を過大評価する結果となっている。有開口耐震壁試験体では、載荷方向によってそれぞれ異なる強度が評価される傾向はストラット式と同様となる。しかしながら、せん断スパン比 1.8 の試験体の小野・徳広式によるせん断終局強度計算値に対する実験値の比率は、0.84 から 1.02 となり、せん断スパン比 1.2 のものと比較すると算定精度が低下する傾向が認められた。この理由は、ストラット式と同様に小野・徳広による提案式ではせん断スパン比の影響を考慮できていないためと考えられる。

以上のように、既往の有開口耐震壁のせん断強度評価式ではせん断スパン比が耐震壁のせん断終局強度に及ぼす影響を評価することができない点に問題があることを明らかにした。今後の有開口耐震壁のせん断強度評価手法の構築においてはせん断スパン比の影響をどのように評価するかが肝要である。

5. まとめ

本研究では、破壊モードが曲げ降伏先行型となる無開口 RC 造耐震壁に対して開口の有無や開口位置を実験変数とした有開口耐震壁の静的載荷実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- 1) せん断スパン比 1.8 の無開口耐震壁は曲げ降伏型特有の破壊モードを示した。これに対し、同一せん断スパン比の有開口耐震壁はせん断破壊の様相を呈した。
- 2) せん断スパン比の違いによらず、有開口耐震壁では開口の配置が耐震壁の最大耐力、剛性および脚部のモーメントの抵抗状況に影響を及ぼす。
- 3) 曲げ降伏型の耐震壁においては開口の有無によって、

破壊モードがせん断破壊型へと移行する場合がある。

- 4) ストラット式を用いたせん断終局強度略算式は、せん断スパン比の大きな耐震壁に対して安全側の評価を与えるものの、実験値に対して若干過小評価する傾向がある。

謝辞

本研究は、平成 22 年度国土交通省建築基準整備促進事業として実施したものである。関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 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
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999.11
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 櫻井真人, 松井智哉, 鈴木健太, 倉本 洋: 複数開口を有する RC 造耐震壁の耐震性能に及ぼす開口位置の影響, コンクリート工学年次論文集, 第 30 巻, 第 3 号, pp.421-426, 2008.7
- 6) 櫻井真人, 松井智哉, 鈴木健太, 倉本 洋: 複数開口を有する RC 造耐震壁の耐震性能に及ぼす開口配置の影響, コンクリート工学年次論文集, 第 32 巻, 第 3 号, pp.415-420, 2010.7
- 7) 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, 1999
- 8) 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 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1587-1588, 1981
- 9) 櫻井真人, 松井智哉, 倉本 洋: 複数開口を有する造耐震壁の FEM パラメトリック解析に基づくせん断性状の考察, 第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.3129-3136, 2010