

偏在開口を有する耐震壁のFEMモデルを用いたせん断耐力評価

土井公人*・坂下雅信*・河野進*・田中仁史

* 京都大学大学院工学研究科

要 旨

建築学会規準では耐震壁として扱わない、開口周比が0.4を上回る壁が既存建物には多く存在し、建物の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・剛性について、既往の設計式を用いて算出し、実験結果と比較・検討を行った結果、開口周比が0.4を上回る試験体においても、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解析により、開口周比が0.4以下の比較的開口の小さなものについては、実験で得られた履歴復元力特性の包絡線を精度良く予測することができた。

キーワード: 連層耐震壁, 偏在開口, 開口周比, 低減率, 耐力, 剛性, FEM解析

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要求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¹⁾。有開口耐震壁は、建築学会規準²⁾および防災協会耐震診断基準³⁾においては開口周比を用いて強度や剛性を低減することにより、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うことができず、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²⁾では開口周比が 0.4 を超えても安全率を確保できる場合もあることが示されている。実験を通じた確認作業を行うことで、開口周比 0.4 をこえる有開口壁についてもせん断耐力評価が可能となるものと考えられる。一方で、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。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ることが指摘されており、抵抗機構に基づいた評価方法が必要と考えられる。

そこで本研究では、開口周比が 0.4 前後で開口が偏在および多層に渡る RC 造耐震壁のせん断性状の把握を目的として製作した試験体の FEM 解析を実施した。目的は、実験の履歴特性の再現およびせん断耐力の予測であり、実験結果との比較により解析精度を確認した。さらに同解析モデルを用いたパラメトリック解析を行い、千鳥配置された開口が耐震壁のせん断耐力に与える影響を評価した。

2. 実験概要

2.1. 試験体概要

想定建物は 6 層の連層耐震壁を有する中低層 RC 造建物とし、その最下層 3 層の 1 スパンを 40%スケールでモデル化した偏在開口付き連層耐震壁である。試験体は計 6 体で、実験変数は文献²⁾より求めた等価開口周比 η および開口位置である。Fig. 1 に試験体の寸法および配筋を示す。

試験体の設計は、文献²⁾に従い、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、耐震壁の曲げ耐力時せん断力がせん断耐力を上回ることを確認した。なお、せん断耐力は文献¹⁾より求めた無

Table 1 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
側柱(共通)	300×300	8-D19	2.55%	2-φ10@75	0.63%
梁(共通)	200×300	2-D13	0.47%	2-D6@100	0.32%
枠柱(L2)	160×160	4-D19	4.48%	2-D6@75	0.53%

Table 2 試験体の壁板断面と配筋

試験体	N1	S1	M1	L1	L2	L3
$\sqrt{h_o/l_o}/h_l$	0	0.30	0.34	0.46	0.46	0.46
l_o/l_l	0	0.16	0.20	0.30	0.30	0.30
h_o/h	0	0.73	0.73	0.91	0.91	0.91
壁厚	80mm					
壁筋(縦・横)	D6@100千鳥(SD295) ps=0.4%					
開口補強筋(縦)	-	1-D13	3-D13	1-D16	-	4-D13
開口補強筋(横)	-	2-D10	3-D10	2-D13	-	4-D10
開口補強筋(斜)	-	1-D13	-	1-D16	-	-

*(-)は補強筋がないことを示す。

Table 3 鉄筋とコンクリートの力学特性

(a) 鉄筋

鉄筋種類	D6	D10	D13	D16	D19	φ10	セパレータ
試験体	N1,S1,L1,L2						
降伏強度(MPa)	425	366	369	400	384	985	1260
最大強度(MPa)	538	509	522	569	616	1143	1461
ヤング係数(GPa)	204	180	189	194	183	197	759
試験体	M1,L3						
降伏強度(MPa)	425	352	362	411	387	1033	-
最大強度(MPa)	538	496	529	605	541	1221	-
ヤング係数(GPa)	204	186	188	189	194	204	-

但し、φ10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。N1,S1,L1,L2ではセパレータは型枠の外締めとした。

(b) コンクリート

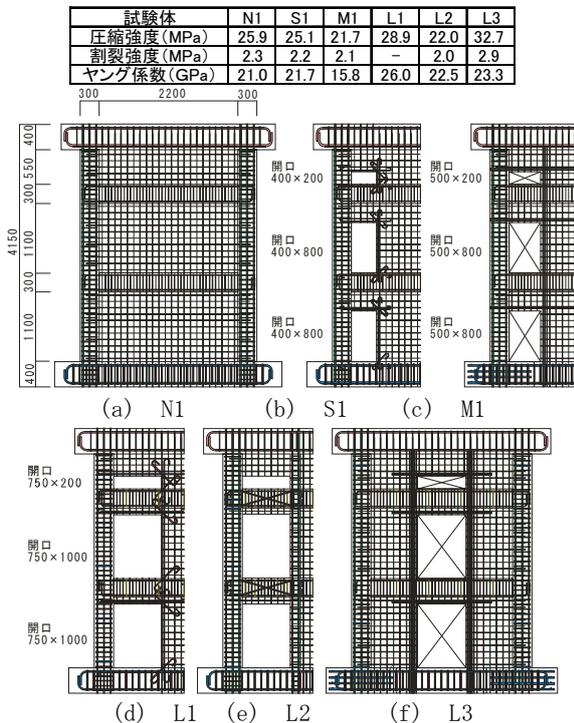


Fig. 1 試験体形状及び配筋図 (単位: mm)

開口耐震壁のせん断耐力に、文献²⁾による開口低減率を乗じることで算出した。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。試験体の断面や各部材の配筋詳細をTable 1およびTable 2に、鉄筋およびコンクリートの力学的特性をTable 3に示す。

2.2. 載荷装置

載荷装置をFig. 2に示す。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3階梁中心高さ(点A)での水平変位を基礎梁上面からの高さ2650mmで除した値を用いた。サイクルは最初に水平荷重200kNの荷重制御の載荷を1回行なった後、全体変形角0.04%, 0.1%, 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%で各2回ずつ繰り返した。なお、モーメント反曲点を基礎梁上面から2500mmの位置とし、せん断スパン比(=M/Qd)が1.0となるように、両側の柱に作用させる軸力を式(1)、式(2)に示す水平荷重Qの関数として変動させた。式(1)、式(2)の定数項は柱1本に作用する長期軸力に対応する。

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

$$N_W \text{ and } N_E = \pm 0.42Q + 244 \text{ kN}(M1,L1,L2,L3) \quad (2)$$

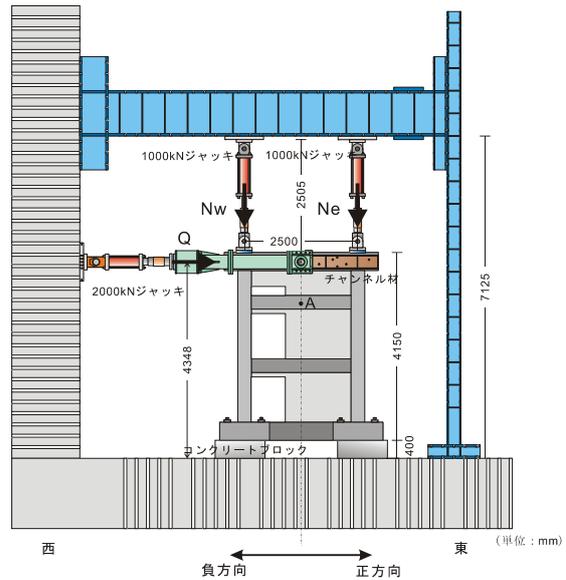


Fig. 2 載荷装置

3. 有限要素法を用いた解析モデルの構築

3.1. 解析モデル

2次元有限要素法プログラム WCOMD⁴⁾を用いた数値解析を行い、非線形荷重増分解析を実施した。

要素分割図をFig. 3に示す。壁板は200mm×200mmを基本グリッドとして分割し、各要素を9つのガウス点を持つ8節点平面要素とした。柱およ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、柱は 100mm×200mm、梁は 200mm×60mm・200mm×180mm の分割とした。各部材の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。開口補強筋等の斜め方向の補強筋については縦横方向の鉄筋量に換算して配置した。また、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（以下 RC ジョイント要素）を組みこみ、要素間での開きやずれ、鉄筋の抜け出しを考慮した。

境界条件は基礎底面のすべての節点をピン支持とし、加力は実験と同様に式(1)、式(2)を満足する等価な力を載荷梁に Fig. 3 のように作用させ、載荷梁左右の水平変位を増分制御した。なお、最大耐力後の挙動を把握することを主目的とする為、解の収束性のよい単調加力とした。

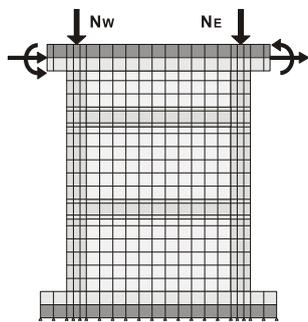
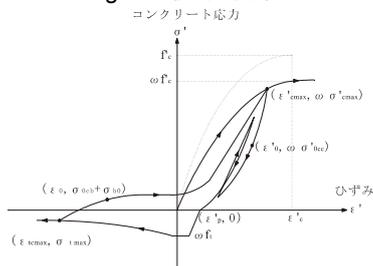
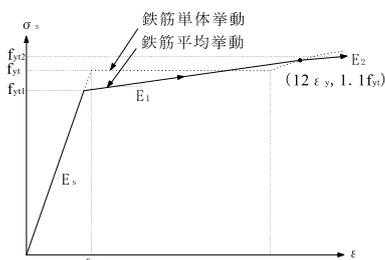


Fig. 3 要素分割図



(a) コンクリートモデル⁵⁾

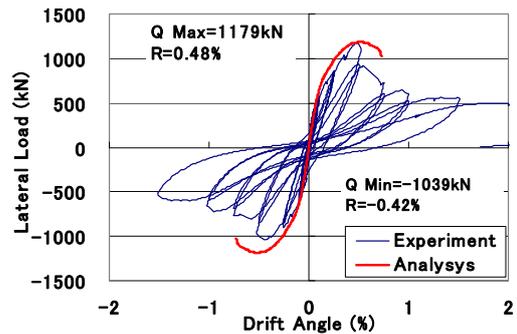


(b) 鉄筋モデル⁶⁾

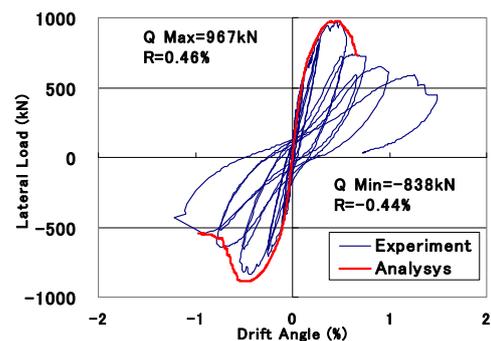
Fig. 4 材料モデル

材料モデルを Fig. 4 に示す。WCOMD に導入されたコンクリートの材料モデルは前川・岡村モデル⁵⁾である。圧縮側の履歴則は弾塑性破壊構成則に従い、引張側の履歴はひび割れ以後コンクリートが引張力の一部を負担する Tension-stiffness 則に従う。鉄筋の

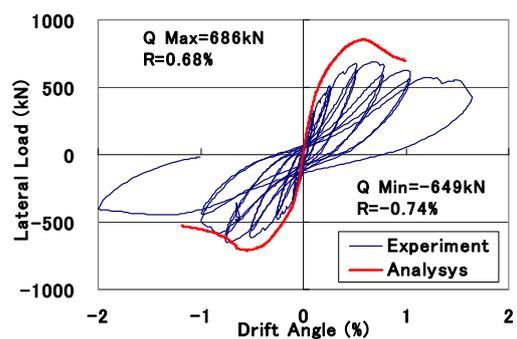
モデルはコンクリートに埋め込まれた鉄筋とコンクリートの引張応力負担を考慮したトリリニアモデル⁶⁾である。ひび割れ発生後のひび割れ間の鉄筋応力分布を三角関数に仮定し、コンクリートの Tension-stiffening と組み合わせることにより、鉄筋の平均応力—平均ひずみ関係を導いている。これにより鉄筋の降伏はひび割れ位置で最初に生じ、平均応力—平均ひずみ関係において、非線形性が現れるときの鉄筋の平均応力は鉄筋単体の降伏強度よりも低いことが取り込まれている。



(a) N1



(b) S1

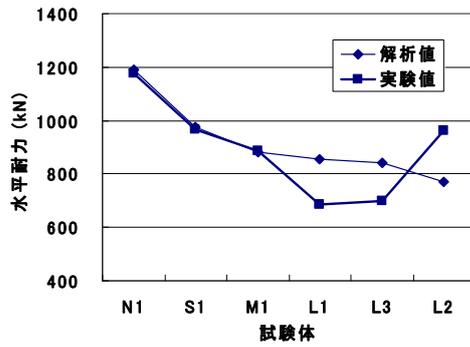


(c) L1

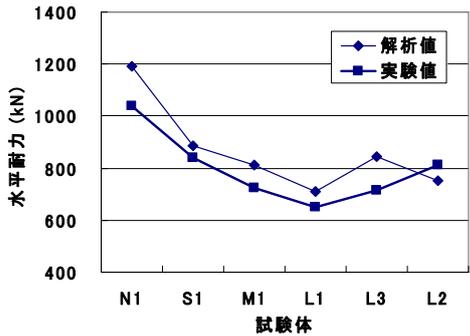
Fig. 5 水平荷重—変形角関係

3.2. 解析結果

解析結果を Table 4 および Fig. 5 および Fig. 6 に示す。正方向では、無開口 N1 および開口周比の小さい S1・M1 について、水平耐力を精度よく評価できてい



(a) 正方向



(b) 負方向

Fig. 6 せん断耐力実験値と解析値の比較

Table 4 解析結果

正方向	実験結果			解析結果		
	最大耐力 (kN)	全体変形角 (%)	初期剛性 (10 ⁵ kN/rad)	最大耐力 (kN)	全体変形角 (%)	初期剛性 (10 ⁵ kN/rad)
N1	1179(0.99)	0.47	16.0	1190	0.49	8.2
S1	967(0.99)	0.46	9.8	977	0.48	7.0
M1	889(1.01)	0.74	6.5	882	0.40	6.1
L1	686(0.80)	0.68	5.9	854	0.59	5.3
L3	701(0.83)	0.71	5.0	844	0.72	4.7
L2	963(1.25)	0.76	6.0	771	0.50	4.8
負方向	実験結果			解析結果		
	最大耐力 (kN)	全体変形角 (%)	初期剛性 (10 ⁵ kN/rad)	最大耐力 (kN)	全体変形角 (%)	初期剛性 (10 ⁵ kN/rad)
N1	1039(0.87)	0.42	13.4	1190	0.49	8.2
S1	838(0.94)	0.44	11.7	888	0.48	6.1
M1	723(0.89)	0.48	5.8	813	0.51	5.5
L1	649(0.91)	0.74	6.7	710	0.55	4.8
L3	713(0.84)	0.74	4.7	844	0.72	4.7
L2	810(1.01)	0.75	5.3	751	0.57	4.3

る。しかし、開口周比の大きい試験体については解析精度は十分とはいえず、偏在開口のL1および中央開口のL3では解析結果が実験結果を過大評価する結果となっている。一方、枠柱による開口補強を行った試験体L2については解析値を実験値が上回り、解析での予測以上の補強効果を得ることができた。負方向では、無補強試験体5体すべてにおいて解析結果が実験結果を過大評価する結果となった。これは載荷実験では、正方向で先に最大耐力を迎えるために、正方向加力時に受けたせん断ひび割れ等の損傷の影響を受けた状態で負方向の最大耐力を迎え、単調載荷時の水平耐力より低くなる可能性があること、また、コンクリート圧縮束による圧縮応力が

集中する開口横の壁板脚部においてコンクリートの圧壊だけでなく、壁筋の座屈が起こったが、数値解析では座屈挙動を再現できるような解析モデルを組み込んでいなかったことなどが原因として考えられる。しかし、開口が大きくなるにつれて耐力が低下する傾向は負方向においても十分捉えている。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従い、剛性が低下する傾向は一致した。

4. せん断耐力に与える開口の影響予測

4.1. 解析概要

3章では、有開口耐震壁試験体について、FEM解析モデルを用いることで復元力特性を予測することができた。そこで本章では特に開口が千鳥配置となっている場合の耐震壁について、開口位置がせん断耐力に与える影響について検証を行った。

解析変数とする開口位置のパターンを Fig. 7 に示す。階高、スパン、柱・梁の断面寸法および壁厚は載荷実験を行った試験体と同一である。開口補強筋以外の鉄筋については各部材の鉄筋比を実験試験体と同一とし、開口補強筋は建築学会規準²⁾にしたがって配筋した。材料特性は3章に示した材料モデルを用い、コンクリート圧縮強度は30MPa、鉄筋の降伏強度は345MPaとした。配筋に関する諸元は Table 5 および Table 6 に示すとおりである。

4.2. せん断耐力比較

Fig. 7 に示した試験体についての解析結果を Fig. 9 に示す。なお、各試験体の水平耐力を無開口試験体Nの水平耐力で除し、耐力低下率の形で示している。また、耐力低下率を既往の設計法として用いられる建築学会規準²⁾における開口低減率および小野ら提案の低減率⁷⁾と比較することにより、開口低減率を用いた評価法の妥当性について検証を行った。

- 建築学会規準²⁾における低減率

等価開口周比 η から計算される開口低減率 r によって強度を低減させた。

$$r = 1 - \eta, \quad \eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{h_o \cdot l_o}{h \cdot l}}, \frac{l_o}{l} \right\} \quad (3)$$

- 小野ら提案の低減率⁷⁾

せん断耐力の減少は、圧力場を形成する壁板の面積和 ΣA_e の大きさに影響される。

$$r_u = \sqrt{\Sigma A_e / hl} \quad (4)$$

ΣA_e : 壁板の斜めひび割れ傾斜角を 45° とした場合の、圧力場を形成する壁板の領域の面積和 (Fig. 8 参照), hl : 壁板の面積

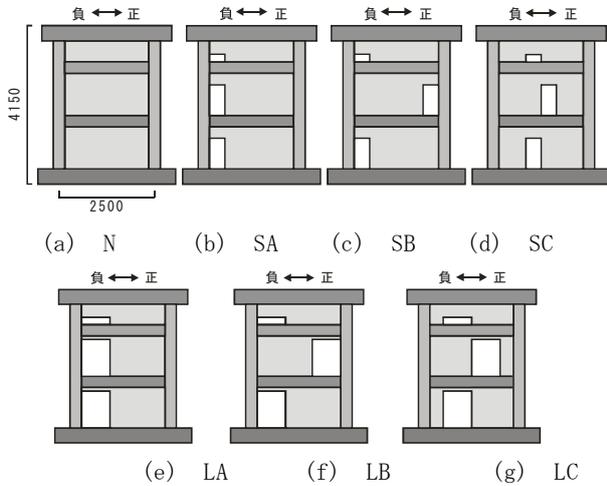


Fig. 7 解析試験体形状 (単位: mm)

Table 5 解析試験体に共通する寸法 (単位: mm)

	試験体 40%	実大
スパン	2500	6250
階高	1400	3500
柱断面	300×300	750×750
梁断面	200×300	500×750
壁厚	80	200
開口S	寸法	400×800
	開口周比	0.30
開口L	寸法	750×1000
	開口周比	0.46

Table 6 解析試験体配筋一覧

部材名	種類	鉄筋比
柱 (300mm×300mm)	主筋	2.55%
	せん断補強筋	0.63%
梁 (200mm×300mm)	上段筋	0.47%
	下段筋	0.47%
	せん断補強筋	0.32%
壁板 (80mm)	縦補強筋	0.40%
	横補強筋	0.40%

Fig. 9 より、正負どちらの方向に荷重した場合においても、開口が大きくなるにつれて耐力が低くなっている。正方向荷重時には開口が中央に寄るにつれて耐力が低下する一方、負方向荷重時には開口位置を変化させても水平耐力に大きな変化は生じなかった。

開口低減率による耐力評価は解析結果を安全側に評価できているが、既往の建築学会低減率では解析値を大きく過小評価する傾向があり、解析結果と対

応しているとは言い難い。小野低減率は開口の大きさおよび位置により異なる値をとるため、第1層と2層の耐震壁で異なる低減率となるが、Fig. 9 より、1階耐震壁での小野低減率を用いた場合は解析結果の傾向をよくとらえている。ただし、この低減率は単層耐震壁を対象とした考え方に基づいているため、複数の傾斜角を持つ圧縮帯が形成される連層耐震壁を対象とした評価法を整備する必要がある。

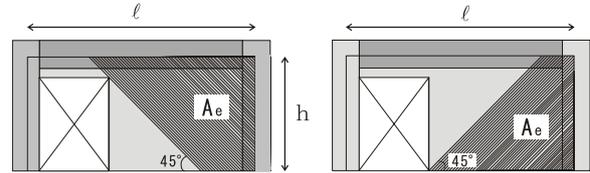
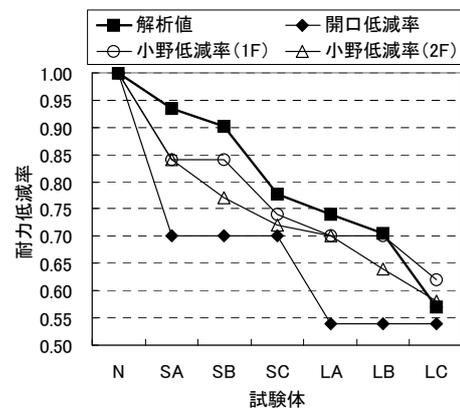
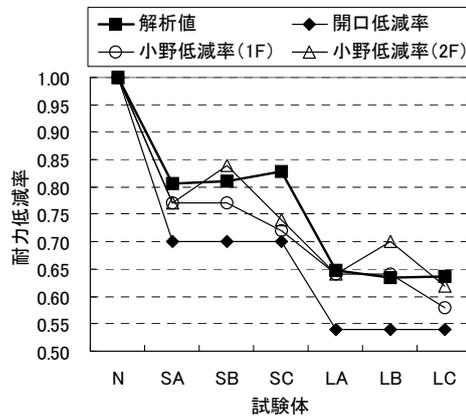


Fig. 8 圧力場を形成する壁板の面積



(a) 正方向荷重時



(b) 負方向荷重時

Fig. 9 耐力低減係数の比較

5. 結論

等価開口周比が 0.4 前後で開口が偏在および多層に渡る RC 造耐震壁の静的荷重実験を行い、そのせん断性状を把握、FEM 解析により復元力特性およびせん断耐力予測を行った。また、開口位置・大きさを変数としたパラメトリック解析を行い、開口のせ

せん断耐力に与える影響を検証した。以下に本研究で得られた知見を示す。

- 実験での包絡線・破壊性状を、FEM 解析を用いて予測した。等価開口周比が 0.4 以下の、比較的開口の小さい試験体については実験結果を精度よく評価できたが、開口周比が 0.46 の開口が大きい試験体については、解析精度にばらつきが見られた。
- 開口位置・大きさを変数としたパラメトリック解析を行い、開口のせん断耐力に与える影響を検証した。開口が大きくなるほど水平耐力は小さくなり、開口位置の相違により載荷方向による耐力差に違いが見られた。

謝 辞

本研究の一部は、国土交通省平成 20 年度「建築基準整備促進補助金事業」プログラムによるものである。また本論文の作成にあたり、藁科誠氏、森恭平氏、帖佐和人氏（元京都大学大学院）の多大な協力があつた。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計算規準・同解説，1999
- 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
- 4) 株式会社フォーラムエイト：UC-win/WCOMD Ver. 2 電子マニュアル，2006.11
- 5) 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
- 6) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.5
- 7) 小野正行：大きな開口を有する開口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，No. 2，pp. 541-546，1995

Evaluation of Ultimate Shear Capacity for Multi-Story RC Structural Walls with Eccentric Openings by FEM Analysis

Masato DOI*, Masanobu SAKASHITA*, Susumu KONO* and Hitoshi TANAKA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Multi-story structural walls, which are one of the most important lateral load carrying components in building structures, often have openings for architectural reasons. However, it's difficult to evaluate the shear capacity and stiffness of structural walls with openings since the shear resisting mechanism has not been clarified. Some structural engineers model them with a strut and tie model but the modeling procedure is not necessarily straightforward and necessitates skills. The Japanese building design standard and guidelines employ strength and stiffness reduction factors computed from the size of openings. The reduction factors are very easy to use but do not reflect the location of openings. It is necessary to propose the model based on the shear resisting mechanisms. In this study, a two dimensional finite element model was developed and the behavior of the structural walls with staggered openings was studied. The model was first calibrated using the experimental data on walls with one-sided eccentric openings and used to predict the behaviour of reinforced concrete structural walls with staggered openings. Shear capacities decrease as the openings stay closer to the midspan because the formation of compression strut becomes more difficult. If openings are staggered, damage around the openings inhibits the sound formation of the compression strut resulting in the degradation of the lateral load carrying capacity.

Keywords: multi-story structural walls, staggered openings, eccentric openings, equivalent opening ratio, shear capacity reduction factor, shear capacity, two dimensional FEM analysis.