

論文 有開口 RC 造連層耐震壁のせん断耐力評価方法の検討

岡田 勇佑^{*1}・吉村 純哉^{*2}・坂下 雅信^{*3}・河野 進^{*4}

要旨：無開口及び有開口連層耐震壁 3 体の静的載荷実験を行い、開口の有無及び壁筋量が水平耐力や変形性能に与える影響を把握した。無開口試験体は柱主筋の曲げ降伏で最大耐力が決定し、有開口試験体は壁板のせん断破壊で最大耐力が決定した。壁筋量を増やしたことによる耐力への影響は見られなかった。有開口試験体のせん断耐力は無開口試験体のせん断耐力に開口低減率を乗じる方法、柱及び壁板のせん断耐力を足し合わせる方法の双方で精度良く評価できた。FEM 解析により有開口耐震壁の最大耐力時の柱及び壁板のせん断力負担状況を確認した。

キーワード：連層耐震壁、開口、せん断耐力、開口低減率、袖壁付き柱、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。開口周比が 0.4 以下の有開口耐震壁は、建築学会の規準¹⁾（以下、RC 規準）においては開口周比に応じてせん断強度やせん断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許されている。しかし、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、袖壁付き柱や垂れ壁付き梁としてモデル化する必要がある。袖壁付き柱の設計式については技術基準解説書²⁾や耐震診断基準³⁾で規定されているが、実験値と予測値の乖離が大きいと報告されている⁴⁾⁵⁾。そこで、壁谷澤ら⁶⁾は壁部材と柱部材の耐力を足し合わせる方法を提案し、安全率 2~4 割でせん断耐力を予測できることを示した。しかし、いずれの方法も袖壁付き柱 1 本の耐力を求める方法であり、有開口耐震壁への適用性は検証されていない。さらに、3 手法とも引張側袖壁はせん断力を負担しないと仮定しており、これは袖壁付き柱 1 本には有効な仮定であるが、有開口耐震壁を柱梁架構として扱った場合の適用性は検証されていない。以上より、有開口耐震壁を袖壁付き柱の集合体として扱った場合の耐力評価及び側柱・壁板のせん断力負担状況を確認することが必要とされる。

本研究では、①有開口耐震壁試験体の静的載荷実験による最大耐力の把握、②開口低減率を用いて無開口耐震壁に準じたせん断耐力式と袖壁として扱ったせん断耐力式双方の予測精度の確認、③FEM 解析による側柱及び壁板のせん断力負担状況の確認、の 3 つを目的とし、載荷実験及び FEM 解析を行った。

表一 試験体の柱及び梁の断面寸法と配筋（3 体共通）

部材	断面	主筋	主筋比	せん断補強筋	せん断補強筋比
側柱	250×250	8-D22	4.95%	2-D6@100	0.25%
梁上段筋	200×300	2-D13	0.47%	2-D6@160	0.13%
梁下段筋		2-D13	0.47%		

表二 試験体の壁板の断面寸法と配筋

試験体名	N11	M11	M31
開口寸法 (mm)	無	680×800	
等価開口周比 η	0	0.38	
文献 8) で提案されている開口低減率	1	0.69	
壁厚 (mm)	70		
壁筋 (縦筋及び横筋)	D6		D10
壁筋間隔 (mm)	160		120
壁筋比 (%)	0.28		0.85
開口補強筋		(縦) 1-D10 (横) 2-D10	
せん断耐力計算値 (kN)	1049(1020)	724(747)	786(835)
曲げ降伏計算値 (kN)	710(839)	694(819)	734(864)

()内は実強度を用いた値を示す。

表三 鉄筋の力学的特性

呼び径	D6	D10	D13	D22	D25*
鉄筋種	SD295A				SD345
降伏強度 (MPa)	408	349	357	371	379
引張強度 (MPa)	510	459	508	475	544
ヤング係数 (GPa)	198	187	193	189	188

*D25 は基礎梁及び載荷梁主筋に使用した。

表四 コンクリートの力学的特性

試験体名	N11	M11	M31
圧縮強度 (MPa)	28.2	30.6	31.9
割裂強度 (MPa)	2.15	1.95	2.44
ヤング係数 (GPa)	25.1	24.7	27.4

*1 株式会社 NTT ファシリティーズ 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士課程修了 (学生会員)

*2 京都大学 工学部建築学科 学部生 (学生会員)

*3 京都大学 工学研究科 助教・博士 (工学) (正会員)

*4 京都大学 工学研究科 准教授・Ph.D. (正会員)

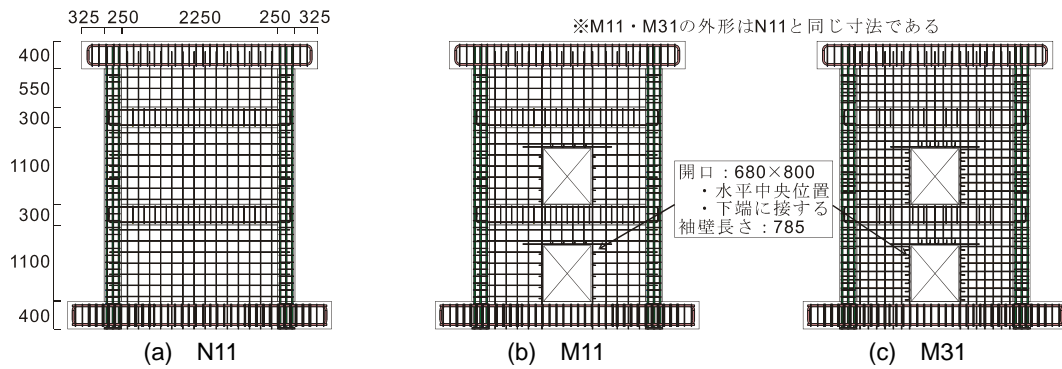


図-1 試験体形状及び配筋図 (単位: mm)

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 に試験体の寸法及び配筋を示す。想定建物は 6 層の連層耐震壁を有する 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中央開口付き連層耐震壁である。また、実験変数は開口の有無及び壁筋量である。試験体は表-2 に示すように、基準となる無開口試験体 N11、開口周比 η が 0.38 となる開口を中央に有する試験体 M11、M31 の計 3 体である。試験体 N11、M11 の壁筋は D6@160mm (縦横ともに壁筋比 $p_s=0.28\%$) で、試験体 M31 の壁筋は D10@120mm (縦横ともに壁筋比 $p_s=0.85\%$) である。試験体の断面寸法及び各部材の配筋詳細を表-1 及び表-2 に、鉄筋及びコンクリートの力学的特性を表-3、表-4 に示す。

設計時はコンクリート強度 30MPa、鉄筋降伏強度 295MPa で設計しており、全ての試験体が曲げ降伏後にせん断破壊するはずであった。実際の材料試験強度で計算すると曲げ耐力が上がり、破壊モードが変わったので、4.章の耐力に関する検討においても実験の破壊モードを基準に耐力の検討を行う。なお、耐震壁の曲げ降伏時水平力は断面解析により、柱主筋の最外縁 3 本が降伏したときの水平力として求めた。また、耐震壁のせん断耐力は文献 7) より求めた無開口耐震壁のせん断耐力に、文献 8) で提案されている開口低減率 (表-2 参照) を乗じることで算出した。表-2 に規格強度で設計した際の各試験体の耐力及び()内に実強度で計算した際の各試験体のせん断及び曲げ耐力を示す。

2.2 荷装置置

荷装置置を図-2 に示す。水平方向加力は東側方向への荷重を正方向と定義し、全体変形角を制御する変位制御型静的正負交番繰返し漸増荷重である。ただし、ここでは 3 階梁高さ中央位置での水平変位を基礎上面からの高さ 2650mm で除した変形角を全体変形角 (以降 R) として定義する。水平方向荷重は 50kN で 1 回、R=0.05%, 0.1%, 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%, 1.5%, 2.0% で各 2 回ずつ正負両方向に繰り返した後、R=4.0% となるまで正

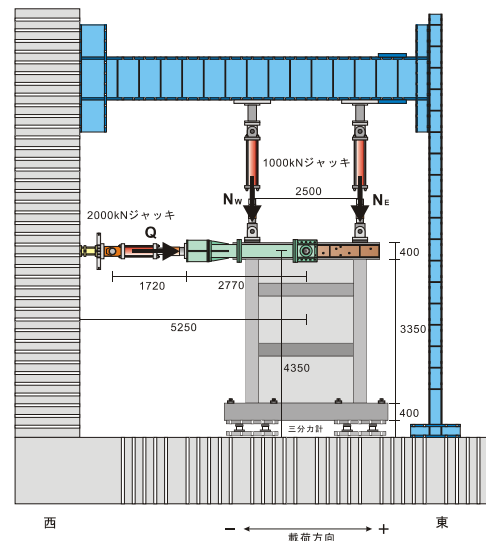


図-2 荷装置置 (単位: mm)

方向に単調加力したところで終了した。鉛直方向荷重は、モーメント反曲点が基礎上面から 5000mm の位置 (せん断スパン比が 2.0) となるよう東西の鉛直ジャッキを制御し、付加曲げモーメントを加えた。東西それぞれの柱に作用させる軸力は、式(1)及び式(2)に示すように水平荷重 Q に応じて変動させた。

$$N_W = -0.58Q + 400kN \quad (1)$$

$$N_E = +0.58Q + 400kN \quad (2)$$

3. 実験結果

3.1 損傷の進展状況

図-3 に各試験体の最大耐力に到達したサイクルの除荷時におけるひび割れ状況を示す。実線及び点線で囲まれた部分はそれぞれ正方向荷重及び負方向荷重で耐力低下に起因した部分である。また、図-4 に各試験体の水平荷重-全体変形角関係を示す。また、別途行った FEM 解析による水平荷重-全体変形角関係も加えて示す。FEM 解析の解析条件は 5.章を参照されたい。図-4 中の ◆印は正負それぞれにおける最大耐力点を、●印は柱主筋降伏点を示す。なお、柱主筋降伏点は、引張側柱主筋で歪ゲージを貼付した主筋のうち、いずれか 1 本が降伏

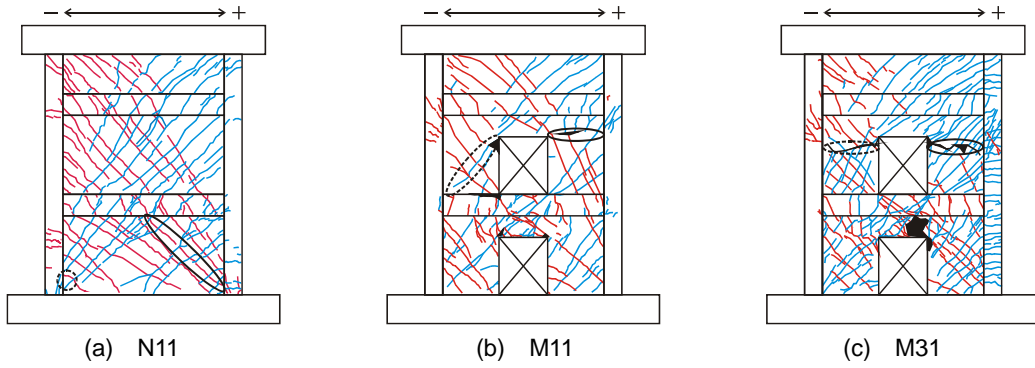


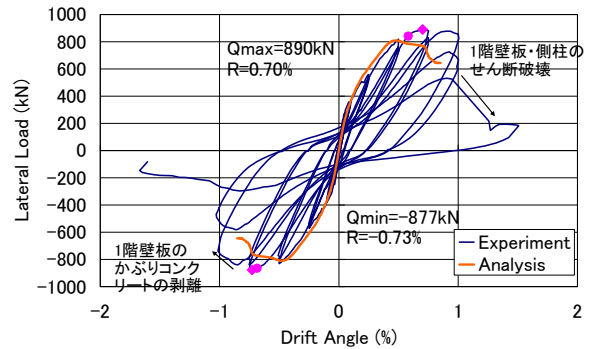
図-3 最大耐力時の損傷状況

した時の点を表す。

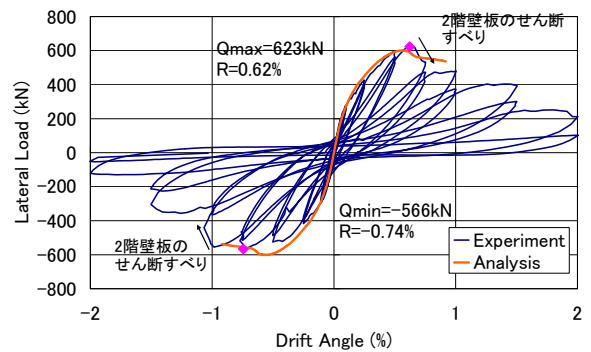
各試験体とも、全体変形角（以降 R と定義する）0.05% サイクルで 1 階壁板にせん断ひび割れが発生した。曲げひび割れに関しては、R=0.05% または R=0.10% サイクルで発生を確認した。いずれの試験体も、曲げひび割れはせん断ひび割れより遅れて観測された。その後 R=0.5% サイクルから R=0.75% サイクルで最大耐力に到達し、せん断破壊した。いずれの試験体においても、負方向載荷での最大耐力は正方向載荷での最大耐力よりも小さい値を示しており、全ての試験体が左右対称な形状をしていることから、負方向載荷は正方向載荷の影響を受けていることが分かる。また、試験体 N11 のみ最大耐力に到達する前に柱主筋が降伏した。

N11 は、正方向載荷では、R=+0.75% サイクルにおいて最大耐力到達前に柱主筋が降伏し、R=+1.0% サイクルで 1 階壁板の圧縮側に相当する部分のかぶりコンクリートが剥離した。その後 R=+1.5% サイクルで 1 階壁板と側柱が同時に斜めにひび割れに沿ったせん断すべり（図-3(a)の実線）によって損傷し、耐力が低下した。負方向載荷では R=-0.75% サイクルで正方向載荷と同様に最大耐力到達前に柱主筋が降伏した。R=-1.0% 第一サイクルで 1 階壁板の圧縮側に相当するかぶりコンクリートが剥離（図-3(a)の点線）し、耐力が低下した。その後 R=-1.0% 第二サイクルで柱のせん断ひび割れが徐々に開き、さらに耐力が低下した。

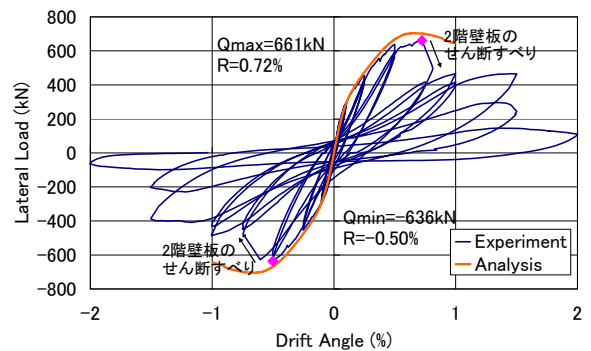
M11 は、正方向載荷では、R=+0.5% サイクルで開口間の短スパン梁のせん断ひび割れが大きく開き始め、R=+0.75% サイクルで 2 階開口上側隅角部を通過する水平方向ひび割れ（図-3(b)の実線）に沿って 2 階東側袖壁がすべり、耐力が低下した。その後、2 階東側袖壁の水平方向ひび割れに沿ってコンクリートが徐々に剥落し始め、耐力が低下していった。負方向載荷では、正方向載荷と同様に R=-0.5% サイクルにおいて開口間の短スパン梁のせん断ひび割れが大きく開き始め、R=-1.0% サイクルで 2 階開口の上部西側隅角部から 2 階西側壁脚まで



(a) N11



(b) M11



(c) M31

図-4 水平荷重-全体変形角関係

のひび割れ（図-3(b)の点線）が開き耐力が低下した。M31 は、正方向載荷では、R=+0.75% サイクルで開口

表-5 実験値及び無開口耐震壁に準じた設計法による計算値

	破壊モード (実験)	実験値	曲げ降伏 時水平力 (略算式)	実験/計算	曲げ降伏時 水平力 (断面解析)	実験/計算	せん断耐力 (靱性式)	実験/計算	せん断耐力 (性能式)	実験/計算
		kN	kN		kN		kN		kN	
N11	曲げ	890	820	1.09	839	1.06	1020	—	867	—
M11	せん断	623	825	—	819	—	747	0.83	620	1.00
M31	せん断	661	874	—	864	—	835	0.79	765	0.86

※各試験体の網かけの箇所が、実験での破壊モードに基づいて耐力を比較している箇所である。

間の短スパン梁のせん断ひび割れが大きく開き、その後2階東側袖壁の水平方向ひび割れ(図-3(c)の実線)に沿ってすべり、耐力が低下した。その後も東側袖壁のかぶりコンクリートが剥落し、耐力が低下していった。負方向載荷では、正方向載荷と同様に、R=0.75%サイクルで2階西側袖壁の水平ひび割れ(図-3(c)の点線)に沿ってすべり、耐力が低下した。さらにR=1.5%サイクルで西側袖壁のかぶりコンクリートが剥落し始め、耐力が低下した。

壁筋量のみが異なる試験体 M11, M31 を比較すると、壁筋量の多い試験体 M31 の最大耐力が僅かに大きかったが、変形性能・最大耐力に大きな変化は見られなかった。

3.2 等価粘性減衰定数

図-5 に各試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} と全体変形角 R の関係を示す。 h_{eq} は定常サイクルとなる第2サイクルの値を用いて求めた。R=2.0%サイクル以降は定常ループが得られなかったため、検討対象としない。

R=0.75%サイクルまでは全ての試験体がほぼ同じ値をとり、開口を設けたことによる影響はあまり見られなかったが、試験体 N11 はR=0.75%サイクルで柱主筋が降伏したため、R=0.75%以降急激に増加した。また、試験体 M31 はR=1.5%サイクルで2階壁板の水平方向ひび割れ近辺のコンクリートの剥落により側柱にもせん断の損傷が進展し、柱及び壁のせん断補強筋が降伏したため h_{eq} の値も急激に増加したと考えられる。

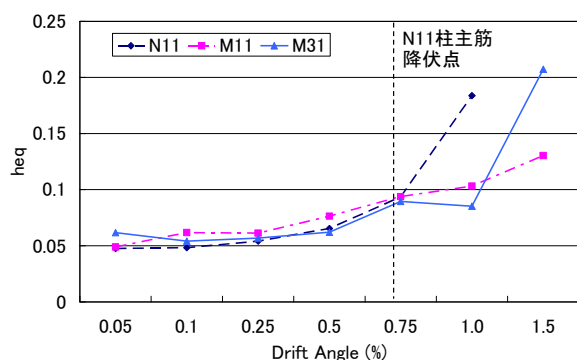


図-5 等価粘性減衰定数

4. 最大耐力に関する検討

本章では既往の設計式による耐力の計算値の予測精度を確認する。なお、負方向載荷での最大耐力は、正方向載荷での損傷の影響を受けているため、正方向載荷のみで検討を行う。

4.1 無開口耐震壁に準じた設計法による耐力の検討

既往の設計式により曲げ降伏時水平力及びせん断耐力を算出し、実験値と比較した。曲げ降伏時水平力については式(3)に示す文献7)による曲げ略算式(以下、略算式と略記)及び平面保持仮定に基づいた断面解析により算出した。せん断耐力については単層の耐震壁を仮定している文献7)による式(4)(以下、靱性式と略記)と連層の耐震壁を仮定している文献9)による式(5)(以下、性能式と略記)を用い、それぞれに表-2の開口低減率を乗じて求めた。式(3)から式(5)における記号はそれぞれの文献を参照されたい。表-5に各試験体の最大耐力の実験値と計算値を示す。

$$M_y = a_t \sigma_y l_w + 0.5 \sum (a_w \sigma_{wy}) l_w + 0.5 N l_w \quad (3)$$

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v_0 \sigma_B / 2$$

$$\tan \theta = [\sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa}] \quad (4)$$

$$s V_u = t_w l_{wb} p_{sx} \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v_0 \sigma_B / 2$$

$$\tan 2\theta_i = \sum_{j=1}^n (\alpha_j \sin 2\psi_j / \tan \psi_j) / \sum_{j=1}^n (\alpha_j \cos 2\psi_j / \tan \psi_j)$$

$$\tan \psi_j = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa} \quad (5)$$

試験体 N11 は曲げ降伏後に耐力低下したので、既往の曲げ降伏時水平力計算式で評価すると、略算式を用いても実験値に近い値を得られたが、実験では壁縦筋が降伏する前に1階壁板がせん断破壊したため、式(3)の第二項は壁縦筋が降伏した場合の値よりは小さくなり、計算値がもう少し低い値となる。しかし、式(3)の第二項を無視して計算しても水平力 774kN で実験値/計算値の値が 1.15 となるため、比較的精度良く安全側に予測できていた。また、壁縦筋が降伏した水平力計算値(820kN)を見ると、断面解析を用いた計算値(839kN)ともそれほど差異は

見られないため、平面保持仮定が成り立つ範囲では、略算式で十分に曲げ耐力を予測できることが分かった。

試験体 M11 及び試験体 M31 は、連層の耐震壁を仮定した性能式による計算値が精度良く評価できていたが、試験体 M31 は危険側に評価していた。ここで、靱性及び性能式による試験体 M11 及び M31 のせん断耐力を見ると、壁筋量が増加することによって耐力が 100kN 程度増加しているが、実験値の最大耐力は 40kN 程度しか増加していない。これは破壊領域が壁横筋に沿う形になったため、壁横筋の引張力が作用せず、壁筋量を増加した効果あまり見られなかったと考えられる。表-6 にトラス機構及びアーチ機構のせん断耐力寄与分を示す。なお、トラス機構及びアーチ機構は開口の影響を考慮せずに計算している。表-6 を見ると、計算式上では補強筋量の影響を強く受けるトラス寄与分が大きく増加しているが、実験値はそれほど増加していないことが分かる。

4.2 袖壁として扱った設計法による耐力の検討

有開口試験体の M11 及び M31 について、両側柱を袖壁付き柱と見て、2 本の袖壁付き柱のせん断耐力を足し合わせて耐力評価を行った。

(1) 耐震診断基準³⁾による耐力計算

本項では、文献 3) による袖壁付き柱のせん断終局強度算定式 (式(6)、以下、診断式と略記) を用いて、袖壁が圧縮側となる側柱 (西側柱) 及び袖壁が引張側となる側柱 (東側柱) それぞれのせん断終局強度を算出し、足し合わせる方法により本実験試験体の最大耐力を算出した。表-7 に実験値と計算値を示す。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d_c) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{ve} \cdot \sigma_{vy}} + 0.1 \sigma_{0c} \right\} \cdot b_c \cdot j_e \quad (6)$$

表-7 より、両試験体ともかなり安全側の評価をしている。これは、荒川式そのものの安全率に加えて、開口間の短スパン梁の影響で耐力が設計式の仮定よりも増加したためと考えられる。

(2) トラス・アーチ機構による耐力計算

次に、文献 6) において袖壁付き柱のせん断耐力を正確に予測できていたトラス・アーチ理論に基づいて 2 つの柱及び 2 つの壁それぞれのせん断耐力を求め、足し合わせる手法 (式(7)、以下、TA 式と略記) により本実験試験体のせん断耐力を算出した。柱のせん断耐力は文献 7) により式(8)で算出した。また、壁のせん断耐力は 4.1 節の検討において予測精度の高かった文献 9) による算定式で算出した。なお、袖壁が引張側となる側柱 (東側柱) においては、文献 3) の計算方法を参考に、壁部のせん断耐力は計算に含まないものとする。また、袖壁部において、載荷点高さ 5000mm を袖壁長さ 785mm で除するとせん断スパン比が 6.37 となるが、荒川式の定義を参考に、袖壁部のせん断スパン比の上限を 3 として計算した。式

(8) における記号は文献 7) を参照されたい。

表-8 に計算結果を示す。試験体 M11, M31 ともに安全率 1.1 倍から 1.2 倍程度となり精度良く予測できていた。また、図-6 に各水平耐力計算法の予測精度をまとめる。

$$Q_{su} = Q_{sc-e} + Q_{sc-w} + Q_{sw-w} + 0.1N \quad (7)$$

$$Q_{sc} = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}) \quad (8)$$

ここで

Q_{sc-e} , Q_{sc-w} : 東側柱及び西側柱のせん断終局強度

Q_{sw-w} : 西側袖壁のせん断終局強度

N : 軸力

表-6 トラス機構及びアーチ機構のせん断耐力寄与分

	M11		M31	
	靱性式	性能式	靱性式	性能式
実験値 (kN)	623		661	
トラス寄与分 (kN)	178	533	440	795
アーチ寄与分 (kN)	904	366	770	313
開口低減率 (-)	0.69			
計算値 (kN)	747	620	835	765

表-7 実験値及び診断式によるせん断耐力計算値

	M11	M31
圧縮側 (西側) 柱 (kN)	307	335
引張側 (東側) 柱 (kN)	148	150
計算値 (kN)	455	485
実験値 (kN)	623	661
実験値/計算値 (-)	1.37	1.36

表-8 実験値及び TA 式によるせん断耐力計算値

	M11	M31
Q_{sc-e} , Q_{sc-w} (kN)	119	120
Q_{sw-w} (kN)	216	281
0.1N (kN)	80	
計算値 (kN)	533	602
実験値 (kN)	623	661
実験値/計算値 (-)	1.17	1.10

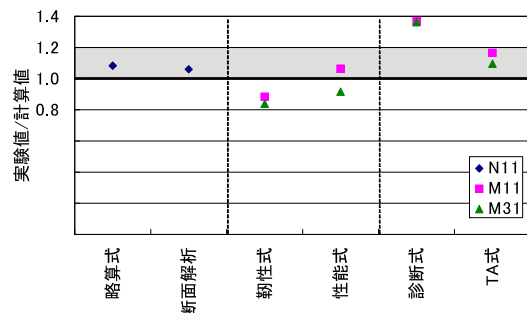


図-6 各水平耐力計算法の予測精度

5.FEM 解析によるせん断力抵抗機構の検討

4.2 節で用いた診断式・TA 式はともに袖壁が引張側となる袖壁付き柱において袖壁部はせん断力を負担しないとする仮定で計算を行ってきた。そこで本章では FEM 解析を用いて、西側及び東側の柱部及び袖壁部が負担しているせん断力を求める。使用した FEM 解析ソフトは 2 次元有限要素法プログラム WCOMD¹⁰⁾である。図-7 に使用したコンクリートモデル、鉄筋モデル及び要素分割図を示す。FEM 解析で得られた水平荷重-全体変形関係は図-4 を参照されたい。せん断耐力負担割合を検討する断面は、実験及び解析上ともに損傷の大きかった 2 階開口上部隅角部からの水平ひび割れ（図-7 点線）に沿った断面（図-7 実線）とする。

表-9 に FEM 解析，診断式，TA 式で算出した試験体 M11 及び M31 の側柱及び壁板のせん断力負担割合を示す。負担割合は各計算方法で算出したせん断耐力を 1 とし，各部材が負担するせん断力の割合を示している。なお，FEM 解析の負担割合は，最大耐力時のものを示している。表-9 より 4.2 節の診断式，TA 式でせん断力を負担していないと仮定していた引張側袖壁である東側袖壁が FEM 解析上ではせん断力の 5 割を負担しており，両側柱は壁板ほどせん断力を負担していない。この結果より，有開口耐震壁の場合，引張側袖壁となる東側袖壁は試験体全体で見ると圧縮側であることや，2 階梁等の拘束効果からせん断力の大部分を負担することが分かった。

6.研究成果

- 有開口試験体 M11 及び M31 の無開口耐震壁に準じたせん断耐力の算定法については，連層の耐震壁を仮定した耐震性能評価指針⁹⁾による計算法が精度良く評価できていたが，危険側に評価する試験体もあった。
- M11 及び M31 の袖壁付き柱として扱った耐力計算法については，耐震診断基準³⁾の手法で計算すると過小評価となったが，柱部及び袖壁部それぞれのトラス・アーチ理論に基づいたせん断耐力を計算し足し合わせるといずれの試験体も精度良く安全側に評価できた。
- FEM 解析により，有開口耐震壁の場合袖壁が引張側となる袖壁付き柱においても，袖壁部がせん断力の大部分を負担しており，引張側袖壁部のせん断力を一概に無視できないことが分かった。

謝辞

本研究は，平成 23 年度国土交通省建築基準整備促進事業として実施された，独立行政法人建築研究所との共同研究である。関係各位に厚くお礼申し上げます。

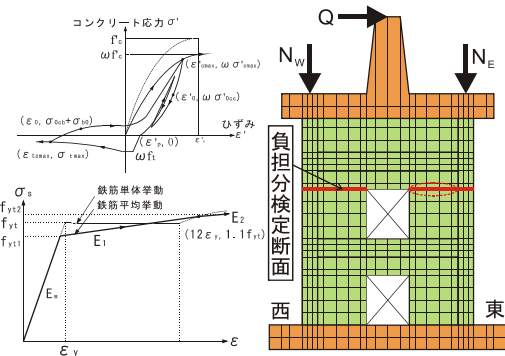


図-7 コンクリート・鉄筋モデル及び要素分割図

表-9 3つの方法による各部材のせん断力負担割合

	M11			M31		
	FEM	診断式	TA 式	FEM	診断式	TA 式
西側柱	0.10	0.67	0.22	0.08	0.69	0.20
西壁板	0.32		0.40	0.33		0.47
東壁板	0.50	0	0	0.51	0	0
東側柱	0.08	0.33	0.22	0.08	0.31	0.20

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：建築物の構造関係技術基準解説書，2007
- 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) 田尻清太郎他：袖壁付き RC 柱の構造性能に関する研究 -破壊モードを変化させた場合-，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.557-562，2008
- 5) 高橋仁他：RC 造袖壁付柱の耐力評価に関する基礎的研究（その 8），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.507-508，2001
- 6) 斐根國，壁谷澤寿海他：袖壁付き柱の構造特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32, No.2, pp.115-120，2010
- 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) 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
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- 10) 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