論文 鉛直接合部と開口を有するRC造耐震壁に関する実験的研究

濱田 聡^{*1}・和泉 信之^{*2}・菊田 繁美^{*3}・千葉 脩^{*4}

要旨:アウトフレーム形式の中高層 RC 造集合住宅では,住戸間の耐震壁には,避難用の開 口が柱際に設けられる。また,プレキャスト耐震壁などでは,開口近くに鉛直接合部が設 けられることがある。そのため,鉛直接合部と開口を有する RC 造耐震壁を対象として,3 層 1 スパンの連層耐震壁模型試験体の静的水平載荷実験を行った。その結果から,鉛直接 合部の有無,付帯柱に近接した開口の有無,付帯梁の梁型の有無に着目して,せん断破壊 型耐震壁の破壊性状,最大耐力,変形性能などを評価し,実用的な知見を得た。 キーワード: RC 造耐震壁,鉛直接合部,水平載荷実験,せん断耐力,復元力特性

1. はじめに

最近,スケルトン・インフィル住宅を目指し て、アウトフレーム形式の中高層 RC 造集合住 宅が建設されている。これらの標準的な構造形 式は、桁行方向がラーメン構造、張間方向が連 層耐震壁構造である。図-1に示すように,南 側の骨組を外周部に設けるアウトフレーム形式 では、内バルコニーとなる。そのため、住戸間 の耐震壁には,避難用の開口が柱際に設けられ ることが多い。一方、プレキャスト工法、ある いは小工区分割による施工の合理化を図るには, 耐震壁に鉛直接合部を設け、さらに、壁上下の付 帯梁を壁厚と同じ幅とした梁型の無い有開口連 層耐震壁とすることが求められる。このような 形式の住宅の戸境壁を対象とした、付帯柱に近 接した開口を有する梁型の無い RC 造連層耐震 壁の構造実験は、実施されていない。さらに、 開口に近接して鉛直接合部を設けた有開口連層 耐震壁に関する研究も、報告されていない。

そのため,第一段階として,本研究では,鉛 直接合部と開口を有する RC 造耐震壁のせん断 耐力を評価するため,耐震壁模型試験体の水平 載荷実験を行う。鉛直接合部の有無,付帯柱に 近接した開口部の有無,付帯梁の梁型の有無に 着目して,せん断破壊型耐震壁の破壊性状,最 大耐力,変形性能などについて検討する。



*1	戸田建設	(株)	構造設計部	工修	(正会員)
*2	戸田建設	(株)	構造設計部主管	博(工)	(正会員)
*3	戸田建設	(株)	技術研究所	工修	(正会員)
* 4	戸田建設	(株)	技術研究所所長	工修	(正会員)

- 595 -



2. 実験概要

2.1 実験計画

本実験では、鉛直接合部と開口を有し、せん 断破壊が先行する RC 造連層耐震壁を対象とし て、耐震壁模型試験体の静的水平載荷実験を行 う。試験体は、鉛直接合部、開口および梁型の 有無を要因として計画する。なお、鉛直接合部 と開口を有し,曲げ降伏が先行する連層耐震壁 の変形性能の評価は、今後の課題としたい。

2.2 試験体概要

600

300 200

試験体は、図-2に示す実大の約1/4 縮尺の 3層1スパンの連層耐震壁模型試験体3体であ る。No.1 試験体は、一般の集合住宅における標 準的な連層耐震壁を想定し、梁型の有る無開口 の一体打ち耐震壁である。一方, No.2 試験体お よび No.3 試験体は, 鉛直接合部と開口を有する

1450

縦筋 D6@120 ダブル(SD295A)

耐震壁 t=75

横筋

図—3

3400 4400

No.2 試験体配筋詳細

鉛直接合部

1200

鉛直接合部



- 596 -

梁型の無い耐震壁である。No.2 試験体は,全層 に鉛直接合部が有り,2層と3層に開口を有す るが,1層には開口が無い。一方,No.3 試験体 は,全層に鉛直接合部が有り,開口を有する。

耐震壁の壁筋は、各試験体とも共通で、縦筋 比 0.71%, 横筋比が 1.07%であり, 比較的配筋 量が多い。配筋詳細の例として No.2 試験体を図 -3に示す。また、付帯柱の配筋は耐震壁の曲 げ降伏が先行しないように補強している(図---4)。No.2 試験体およびNo.3 試験体の付帯梁は, 壁厚と同じ幅の梁である。耐震壁開口まわりの 補強筋は, RC 規準¹⁾の補強規定を満足するよう に配筋している (図-5)。 耐震壁の鉛直接合部 は、 左右の付帯柱横に2箇所有り、 せん断伝達 強度⁴⁾時の水平力がせん断耐力³⁾を上回るよう に、シャーキー、あるいは補強筋を設ける(図 -6)。No.3 試験体の右側鉛直接合部は, 接合 部の挙動比較のため、シャーキーを無くし、他 の接合部のせん断伝達強度⁴⁾を上回るように, 補強筋量を増加している。試験体の材料試験結 果を表--1に示す。

2.3 載荷方法および載荷履歴

試験体の水平方向載荷は、図-7に示すよう に試験体両側に設置した2台のジャッキによる 正負繰返し漸増加力とする(図-8)。

軸力は,試験体の上部のジャッキにより,柱 断面積に対してコンクリート圧縮強度の約0.2 倍に相当する一定軸力を載荷する。

コンクリ	I-F	ヤンク [*] 係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	
No. 1		27300	37.3	2.99	
No. 2	壁	26100	33. 1	2.87	
NO. 2	柱	27300	38. 2	2. 89	
No. 2	壁	27300	34.9	2. 65	
NO. 3	柱	30500	42. 2	3. 20	
				引張強度 (N/mm ²)	
鉄	窃	ヤンク [*] 係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm²)	
鉄) D10(SD:	访 390)	ヤンク [*] 係数 (N/mm ²) 184000	降伏強度 (N/mm ²) 427	引張強度 (N/mm ²) 579	
鉄) D10(SD3 D6(SD3	窃 390) 345)*	ヤンク [*] 係数 (N/mm ²) 184000 166000	降伏強度 (N/mm ²) 427 349	引張強度 (N/mm ²) 579 487	
鉄) D10 (SD) D6 (SD) D6 (SD)	窃 390) 345)* 295A) *	ヤンク [*] 係数 (N/mm ²) 184000 166000 154000	降伏強度 (N/mm ²) 427 349 323	引張強度 (N/mm ²) 579 487 423	
鉄) D10 (SD3 D6 (SD3 D6 (SD2 D4 (SD2	窃 390) 345_)* 295A)* 295A)*	ヤンク [*] 係数 (N/mm ²) 184000 166000 154000 206000	降伏強度 (N/mm ²) 427 349 323 379	引張強度 (N/mm ²) 579 487 423 578	

表—1 材料試験結果

* : 0.2%オフセット法による降伏強度



No.2 試験体両側, No.3 試験体左側鉛直接合部 (a)シャーキー+補強筋の鉛直接合部



No.3 試験体右側鉛直接合部 (b)補強筋のみの鉛直接合部

図-6 耐震壁鉛直接合部詳細



図―7 試験体の載荷方法



3. 実験結果

3.1 実験経過

実験終了時におけるひび割れ状況を図—9に 示す。各試験体とも水平変形角が 0.5/1000rad. において壁面に約45度方向のせん断ひび割れ, 1/1000rad.において柱脚部に曲げひび割れが発 生し、4/1000rad.までにせん断ひび割れが壁面全 体に伸展した。その後、各試験体とも水平変形 角が 5/1000rad.付近でせん断破壊した。破壊モ ードは、No.1 試験体が3層のせん断すべり破壊、 No.2 試験体および No.3 試験体が1層のせん断 すべり破壊であった。No.2 試験体および No.3 試験体の壁の鉛直接合部は、最大耐力に至るま で大きなずれや開きは見られなかった。また、 いずれの試験体においても、せん断ひび割れの 伸展状況は同様な傾向を示しており、梁型の有 無による影響は見られなかった。各サイクルの ピーク時における壁面の最大せん断ひび割れ幅 は,水平変形角が1/1000rad.で0.08mm,2/1000rad. で0.2mm,4/1000rad.で0.4mmであった。水平 力を除荷した後の最大残留せん断ひび割れは, 水平変形角が2/1000rad.までは完全に閉じてお り,4/1000rad.においても,ひび割れ幅が0.06mm と小さかった。

3.2 水平力---水平変形角関係

各試験体の水平カー水平変形関係を図—10 に示す。各試験体とも水平変形角が 4/1000rad. までは耐力が上昇し続けた。引張側最外縁の柱 主筋が降伏した後,水平変形角が 5/1000rad.近



図-10 水平力--水平変形関係

傍でせん断破壊により耐力が低下した。履歴性 状は,鉛直接合部および開口の無い No.1 試験体 に比べて,いずれも有する No.2 試験体および No.3 試験体では,水平変形角 2/1000rad.の2 サ イクル目以降でスリップ性状が見られた。

実験結果の考察

4.1 荷重—変形関係と破壊形式

水平カー水平変形関係の包絡線の比較を図— 11 に示す。包絡線は,水平変形角が 2/1000rad. 程度まではほぼ同様な傾向を示したが,それ以 降は No.1 試験体に比べて No.2 試験体および No.3 試験体の荷重が若干低くなった。これは, No.2 試験体および No.3 試験体の履歴ループが スリップ性状を示したためと考えられる。

4.2 せん断耐力の評価

各試験体の諸強度について実験値と計算値の 比較を表--2に示す。曲げひび割れ強度の実験 値は計算値¹⁾の 0.58~0.89, せん断ひび割れ強 度の実験値は計算値²⁾の 0.74~0.88 であり,実 験値は計算値に比べて小さい。

いずれの試験体とも破壊モードは壁部のせん 断破壊であり,実験時の最大耐力はせん断耐力 の計算値を上回った。

有開口耐震壁のせん断耐力は,開口の位置等 の影響を受けるとされているが,現状の設計で は,各層ごとに梁型の有る無開口耐震壁のせん 断耐力に許容耐力上の開口による耐力低減率

(y)¹⁾を乗じたものが準用されている³⁾。本実 験における最大耐力は,開口の影響を耐力低減 率 y で考慮した場合,文献 3)におけるせん断強 度 min 式による表-2中の計算値(A)³⁾に対して 1.44~1.54倍,せん断強度 mean 式による表-2 中の計算値(B)³⁾に対して 1.20~1.35 倍であり, 両式は実験値を安全側に評価できる。本実験の 範囲では,上記両式による鉛直接合部と開口を 有し,梁型の無い試験体のせん断耐力の計算値 は,実験値に対して標準的な無開口試験体とほ ぼ同等に安全側の評価ができる。なお,参考と して,開口の影響を無視して,RC 靱性保証指



図-11 水平カ-水平変形関係の包絡線

表---2 実験値と計算値の比較

		No. 1	No. 2	No. 3
曲げひび割れ	実験値	448	697	643
強度時水平力	計算値*1	772	784	834
(kN)	(実験/計算)	(0. 58)	(0. 89)	(0. 77)
せん断ひび割れ	実験値	402	445	476
強度	計算值*2	546	523	544
(kN)	(実験/計算)	(0. 74)	(0. 85)	(0. 88)
最大耐力	実験値(正方向)	1915	1702	1890
(kN)	実験値(負方向)	1917	1652	1788
	計算值(A)*3	1310	1151	1160
	(実験/計算)	(1.46)	(1.44)	(1.54)
せん断耐力	計算値(B)*4	1592	1390	1402
(kN)	(実験/計算)	(1. 20)	(1. 22)	(1.35)
	計算值(C)*5	1738	1625	1671
	(実験/計算)	(1.10)	(1.05)	(1. 13)
曲げ耐力時	#1.44r/sk*6	2661	2694	2774
水平力(kN)	āŢ ,畀 1Щ	2001	2004	2114
鉛直接合部耐力	計算值*7		1540	1560
時水平力(kN)	(実験/計算)	-	(1.11)	(1.21)

*1 : $Q_{c} = (1.8\sqrt{c\sigma_{B}} + \sigma_{0}) \cdot Z_{o}/h$

*2 : $V_c = \tau_{scr} \cdot t_w \cdot I_w / \chi_w$

*3 : $Q_{su} = (0.053 \cdot p_{to}^{0.23} (\sigma_B + 180) / (M/(Q \cdot 1) + 0.12)$ +2.7 $(p_w \cdot \sigma_{wy})^{0.5} + 0.1 \cdot \sigma_0) t_0 \cdot j \cdot \gamma$ **R**D低減率 : $\gamma = \min(\gamma_1, \gamma_2)$ $\gamma_1 = 1 - 1/l_0, \gamma_2 = 1 - (h_0 \cdot l_0/h \cdot 1)^{0.5}$

*4 : $Q_{su} = (0.068 \cdot p_{te}^{0.23} (\sigma_B + 180) / (M/(Q \cdot i) + 0.12)^{0.5}$ +2.7 ($p_w \cdot \sigma_{wy}$)^{0.5}+0.1 · σ_0) $t_e \cdot j \cdot \gamma$

*4、*5の式中、文献 3)では、1≦M/(Q·I)≦3 であるが、 表中の計算値は、M/(Q·I)=0.66 として算定. *5:V_u = t_u·I_u·P_s·σ_{sv}·cotφ+tanθ(1−β)t_u·I_{ua}·ν·σ_b/2

 $*6: \mathbf{Q}_{u} = \mathbf{M}_{u}/\mathbf{h}, \ \mathbf{M}_{u} = (\mathbf{a}_{t} \cdot \boldsymbol{\sigma}_{v} \cdot \mathbf{i}_{u} + 0.5 \cdot \mathbf{a}_{u} \cdot \boldsymbol{\sigma}_{vv} \cdot \mathbf{i}_{v} \cdot 0.5 \mathbf{N} \cdot \mathbf{i}_{v})$

*7 :
$$Q_{\mu} = Q_{\mu\nu} \cdot I_{\mu}/h$$
, $Q_{\mu\nu} = 0.1_c \sigma_B \cdot A_{sc} + \sigma_{\nu} \Sigma a_{sc}$

*2,*5 : 式中記号は文献2)による.

*3, *4 : 式中記号は文献3)による.

*7 : 式中記号は文献4)による.

針式²⁾を適用した場合,実験値は,計算値(C)に 対して,1.05~1.13 倍である。

また,最大耐力の実験値は,シヤーキーと鉄 筋のダウエル強度を考慮した鉛直接合部のせん



図-12 No.3 試験体の鉛直接合部の変形

断伝達耐力⁴⁾時の水平力の計算値に比べて,1.11 ~1.21 倍である。

4.3 鉛直接合部の変形

No.3 試験体の各サイクルピーク時における 各層の鉛直接合部のずれ変形を図—12 に示す。 正方向加力においては鉛直接合部の左側3層と 右側1層のずれ変形が,変形角の増大に伴い大 きい。負方向加力では逆に左側1層部と右側3 層部のずれ変形が大きい。これは壁面に形成さ れた圧縮ストラットの方向に一致しており,45 度方向に生じた圧縮ストラットの鉛直成分によ り,ずれ変形が増大したものと考えられる。

壁右側の鉛直接合部において、補強筋とシヤ ーキーのある No.2 試験体と補強筋のみの No.3 試験体を比較すると、正方向加力において No.3 試験体のずれ変形の方が大きいことから、シヤ ーキーがずれ変形の抑制に効果があると考えら れる。なお、鉛直接合部のずれ変形は、シヤー キーがない No.3 試験体の右側1層が大きいが、 他の層は比較的小さく、3 層全体のずれ破壊は 生じていないと判断される。

5. 結論

これまでのせん断破壊型連層耐震壁の実験から得られた実用的な知見を以下に述べる。

(1) 標準的な無開口試験体および鉛直接合部と 開口を有する試験体は、水平変形角が約 4/1000rad.までは耐力が増加し、水平変形角 が約 5/1000rad.においてせん断破壊により 耐力が低下した。

- (2)各試験体のせん断耐力の実験値は、柱際の 開口の影響を開口に対する低減率で考慮し た文献3)のせん断強度 min 式による計算値 に対して1.44~1.54、せん断強度 mean 式に よる計算値に対して1.20~1.35 であり、各 計算式は実験値を安全側に評価できた。
- (3) 上記の計算式による鉛直接合部と開口を有 する試験体のせん断耐力の計算値は、実験 値に対して標準的な無開口試験体とほぼ同 等の安全率を示した。
- (4)本実験の範囲では、鉛直接合部の有無、梁型の有無による最大耐力および破壊性状に 及ぼす顕著な影響は見られなかった。
- (5) 鉛直接合部のシヤーキーは、ずれ変形を抑 制する効果が認められた。なお、本実験で は、シヤーキーのせん断伝達強度をダウエ ル鉄筋で補強した鉛直接合部のずれ破壊は、 最大耐力に至るまで生じなかった。

参考文献

- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算 規準・同解説,pp.218-241,1999
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の 靭性保証型耐震設計指針・同解説, pp.208 -240, 1999
- 日本建築学会:建築耐震設計における保有 耐力と変形性能(1990), pp.401-403, 1990
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか:
 壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工 指針, pp.53-85, 2003

- 600 -