開口高さが異なる CES 造有開口耐震壁の構造性能 論文

神鳥 拓也*1·鈴木 卓*2

要旨:本研究では,縦開口を有する CES 造耐震壁の構造性能の把握を目的として開口高さの異なる試験体を 用いた静的載荷実験を実施した。その結果、開口高さの高い壁試験体は開口高さの低い壁試験体と比べて梁 鉄骨フランジの引張降伏が早期に生じることから,2層引張側壁から1層圧縮側壁にかけての応力伝達が制限 されるものの,両者の最大耐力に大きな差異はみられないことを示した。さらに,筆者らの提案した CES 造 有開口耐震壁のせん断終局強度式は縦開口を有する CES 造耐震壁の最大耐力を精度良く評価できることを示 した。

キーワード: CES 造耐震壁,静的載荷実験,縦開口, せん断耐力

1. はじめに

筆者らが継続的に研究開発をおこなってきた CES (Concrete Encased Steel) 造耐震壁は CES 構造の特徴の 1 つである施工性の簡略化を念頭に置き, 壁縦筋の梁へ の定着が省略されている。静的載荷実験および FEM 解 析の結果から, 壁縦筋の定着を省略した CES 造耐震壁は 定着したものと比べて優れた変形性能を有することが明 らかにされてきた 1),2)。

近年では、CES 造有開口耐震壁の研究開発にも着手し ており、開口サイズおよび上下層の開口位置を変数とし た静的載荷実験および三次元 FEM 解析を実施した。そ の結果、当該部材のせん断終局強度式(以下、修正スト ラット式)を提案し、CES 造有開口耐震壁の最大耐力を 精度よく評価できることを示した^{3),4)}。

一方で, 文献 3)および 4)に示す壁試験体の開口形状は 窓型を想定したものとなっており、ドア等を想定した縦 開口を有する CES 造耐震壁の構造性能の検討はなされ ていないのが現状である。

そこで本研究では,開口高さを変数とした CES 造有開 口耐震壁の静的載荷実験を実施し、最大耐力、破壊性状 および梁鉄骨と壁横筋の応力分布等を検討する。併せて, 縦開口を有する CES 造耐震壁のせん断終局強度評価法 の評価精度を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、中高層壁フレーム建築物における連層耐震 壁の下部 2.2層を想定した実大の約 1/3 スケールのもの 2 体である。試験体の形状を図-1 に、配筋状況を図-2 に、試験体概要を表-1 にそれぞれ示す。耐震壁は階高 が 900mm, 柱中心間距離が 1,800mm, 壁厚が 100mm, 側柱断面が 250mm 角,および壁梁の幅とせいはそれぞ れ 200mm および 250mm である。また、図-2 に示すよ うに本試験体では、壁縦筋は梁内およびスタブに定着せ ず壁板内にフックを設けており、壁横筋は側柱ウェブに 溶接している。



- *2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 助教 博士(工学) (正会員)

表-1 試験体概要

		CW05	CW06	
++	b×D	250×250 (mm)		
1±	鉄骨	H-170×120×6×9 (<i>p</i> _s =4.9%)		
洌	b×D	250×250 (mm)		
栄	鉄骨	H-148×100×6×9 (p _g =5.2%)		
B辛+5	$t_w \times I_w$	100×1,800 (mm)		
堂似	壁筋	D6@75 千鳥	(<i>p</i> _w =0.42%)	
その他	せん断スパン	0.9 (1,845mm)		
10 U	軸力	1,370kN (<i>N/N</i> ₀ =0.2)	[<i>N</i> / <i>N</i> ₀=0.2)	
開口	l _o ×h _o	250×450(mm)	250×650(mm)	

表-2 繊維補強コンクリートの材料特性

		圧縮強度	割線弾性係数	圧縮強度時
		(N/mm ²)	(kN/mm²)	ひずみ (μ)
CWO5	1層	41.0	29.9	2,229
	2 層	40.7	28.6	2,428
	3層	42.6	27.5	2,340
CWO6	1層	46.4	29.6	2,552
	2 層	44.7	29.8	2,514
	3層	47.1	30.0	2,522

表-3 鉄骨および鉄筋の材料特性

括则,使用答 题	降伏点	弾性係数	引張強度	
裡 別 一使用固则		(N/mm ²)	(kN/mm ²)	(N/mm ²)
H-170×120×6×9	PL-6	313	204	474
(SS400)	PL-9	330	210	472
H-148×100×6×9	PL-6	342	210	470
(SS400)	PL-9	313	205	452
D6 (SD295A)		361	184	535







図-4 破壊性状 (左側:CWO5, 右側:CWO6)

実験変数は開口高さを選択した。試験体 CWO5 の開口 形状 *lo×ho* は 250×450mm となり, 試験体 CWO6 の開口形 状は 250×650mm となっている。また, 文献 1)に示され る開口低減率 *r*₃ (式(1)) で表すと試験体 CWO5 が 0.70, 試験体 CWO6 が 0.58 となる。

$$r_3 = 1 - \lambda \frac{\Sigma h_o}{\Sigma h}, \quad \lambda = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{l_o}{l} \right)$$
 (1)

ここで, *h*_o:開口高さ, *h*:階高, *l*_o:開口幅, *l*:全せ いである。また *Σh*_oは1層から3層までの開口高さの合 計値とし, *Σh*は1層下スタブ上端から3層壁板上端まで とした。

2.2 材料特性

表-2 に繊維補強コンクリートの材料特性を,表-3 に鉄骨および鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。基礎スタ ブを除く試験体の柱,梁および壁板のコンクリートには 繊維補強コンクリートを使用している。繊維補強コンク リートに使用した繊維は直径が 0.66mm,長さが 30mm のビニロンファイバー(RF4000)であり,体積混入率は 1.0%である。

2.3 載荷方法

図-3に載荷装置を示す。試験体は載荷フレームに PC

鋼棒で固定し,水平力の正負繰り返し載荷は反力壁に取 り付けた水平オイルジャッキ(2,000kN)によって行った。 さらに,載荷フレームに取り付けた2台の鉛直オイルジ ャッキ(各2,000kN)により,柱軸力比(= N/N_0 , N:軸 力, N_0 :鉄骨を含む柱の軸耐力)が0.2となる一定軸力 N=1,370kNを試験体頂部に作用させると同時に,せん断 スパン比が0.9(1,845mm)となるように作用せん断力に 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た。

実験は試験体頂部の水平変位 δ を計測位置の高さ h(=2,050mm) で除した相対部材角 $R=\delta/h$ で北側方向載荷 を正載荷として制御した。載荷プログラムは R=0.0625および 0.125×10^{-2} rad.を 1 サイクル繰り返した後, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0×10^{-2} rad.を 2 サイクル繰り返し, その後 3.0×10^{-2} rad.を 1 サイクル繰り返し載荷とした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-4にR=1.0×10⁻²rad.の1サイクル目終了時の破壊性 状および最終破壊性状をそれぞれ示す。同図では,正載 荷時に発生したひび割れを実線で,負載荷に発生したひ



び割れを点線で,およびコンクリートの剥落箇所を灰色 の塗りつぶしでそれぞれ示している。

開口高さの低い試験体 CWO5 では、R=0.0625×10⁻²rad. の載荷サイクルにおいて1層から3層の開口隅角部付近 の壁板および梁にひび割れが発生し、同負載荷サイクル 時に1層開口上部の垂壁にせん断ひび割れの発生がみら れた。R=0.125×10⁻²rad.の載荷サイクルでは、1層と2層 の壁板および2層梁にせん断ひび割れの発生が確認され た。R=1.0×10⁻²rad.の負載荷サイクルでは、1層の垂壁か ら圧縮側壁板にせん断破壊が発生した。R=1.5×10⁻²rad. の正載荷サイクルでは、1層の圧縮側柱および壁板の境 界付近においてコンクリートの圧壊が確認された。

開口高さの高い試験体 CWO6 では、R=0.0625×10⁻²rad. の載荷サイクルにおいて1層から3層の開口隅角部付近 の壁板および梁にひび割れが発生した。R=0.125×10⁻²rad. の載荷サイクルでは、2層の壁板および梁にせん断ひび 割れが発生した。R=1.0×10⁻²rad.の載荷サイクルでは、2 層梁中央においてせん断ひび割れの拡幅が顕著となり、 さらに1層開口脚部付近および2層開口頂部付近の壁板 においてコンクリートに圧壊の兆候が認められた。 R=1.5×10⁻²rad.の載荷サイクルでは、圧縮側壁板の1層か ら2層にかけてせん断破壊が発生した。



R=1.0×10⁻²rad.1 サイクル目終了時の破壊性状をみると, 試験体 CWO5 における 1 層壁板は試験体 CWO6 のもの と比べてせん断ひび割れの発生度合が顕著である。一方, 試験体 CWO6 における 2 層梁中央部は試験体 CWO5 と 比べてせん断ひび割れの拡幅が著しい。また,最終破壊 性状をみると試験体 CWO5 では1 層壁板に損傷の集中が 認められたのに対して,試験体 CWO6 では1 層から 2 層 の壁板および 2 層梁中央部に損傷の集中がみられた。

3.2 せん断カー部材角関係

図-5 に各試験体のせん断力-部材角関係を示す。同 図では,最大耐力点を〇で,2 層梁の鉄骨フランジの降



伏点を◇で,また第4章において示す修正ストラット式 の計算結果を併せて点線で示している。

両試験体ともに、R=0.5×10⁻²rad の載荷サイクルにおい て 1 層梁鉄骨フランジの引張降伏が確認され、 R=0.75×10⁻²rad.の載荷サイクルにおいて最大耐力が記録 された。その後、開口高さの低い試験体 CWO5 では、1 層壁板のせん断破壊およびコンクリートの圧壊に伴う耐 力低下が確認された。一方、開口高さの高い試験体 CWO6 では、1 層壁脚部および 2 層壁頂部におけるコンクリー トの圧壊のおよび1層から2 層壁板のせん断破壊の発生 に伴う急激な耐力低下が確認された。

開口高さの低い試験体 CWO5 の最大耐力は 1,396kN, 開口高さの高い試験体 CWO6 の最大耐力は 1,348kN となっており,試験体 CWO6 の最大耐力は試験体 CWO5 の 最大耐力と比べて 0.97 倍となり,開口高さの差異が最大 耐力に及ぼす影響は小さかった。

3.3 変形分布

図-6に R=0.0625, 0.75 および 1.5×10⁻²rad.の正載荷 1 サイクル目ピーク時における各試験体の変形分布を示す。



同図に示す変位量は図-7 に示す変位計取り付け位置を 基に算出しており、変位計計測値を R=0.0625×10⁻²rad.の サイクル時では 240 倍に、R=0.75×10⁻²rad.のサイクル時 では 20 倍に、R=1.5×10⁻²rad.のサイクル時では 10 倍に拡 大して示している。

R=0.0625×10⁻²rad.をみると,試験体 CWO6 における 2 層梁中央部の回転角は試験体 CWO5 のものに比べて大



きくなっていることから,開口高さが高くなることで開 口両側の壁板は早期に独立した挙動を示す傾向が認めら れた。最大耐力が記録された R=0.75×10⁻²rad.をみると, 両試験体ともに開口両側の壁板の独立挙動が顕著となっ ており,開口高さの差による影響はほとんどみられない。

急激な耐力低下が認められた R=1.5×10⁻²rad.の分布を みると,開口高さの低い試験体 CWO5 では1層水平変形 の卓越が認められるのに対して,開口高さの高い試験体 CWO6 では開口両側の壁板ともに1層および2層の水平 変形は概ね比例関係にある。これらは,試験体 CWO5 で は1層壁板におけるせん断破壊が,試験体 CWO6 では1 層および2層壁板におけるせん断破壊および2層梁中央 部における損傷の進行とそれぞれ対応している。

3.4 梁鉄骨および壁横筋の応力分布

図-8 に各試験体における 2 層梁鉄骨フランジ, 2 層 壁横筋および1 層壁横筋の応力分布をそれぞれ示す。同 図は R=0.25, 0.5 および 0.75×10⁻²rad.の正載荷 1 サイクル 目ピーク時の応力を示している。ここで、応力は図-9 に示すひずみゲージ貼り付け位置のものを示しており、 グラフの縦軸はひずみゲージ貼り付け位置の高さに対応 している。また、応力は鋼材の履歴特性をバイリニア型 に仮定して算出し、引張応力を正としている。

梁鉄骨フランジに着目すると(図-8(a)),各載荷サイ クルともに試験体 CWO6 は試験体 CWO5 に比べて上フ ランジと下フランジの応力値の差が大きくなっている。 また,試験体 CWO6 では R=0.50×10⁻²rad.において上フラ ンジおよび下フランジともに降伏応力に達しているのに 対して,試験体 CWO5 では R=0.75×10⁻²rad.において引張

表一4 強度計算結果					
	Q _{exp}	Q _{mu}	Q _{su}	Q _{exp} /Q _{su}	Q _{su} /Q _{mu}
	(kN)	(kN)	(kN)		
CWO5	1,396	1,642	1,374	1.02	0.84
CW06	1,348	1,642	1,266	1.06	0.77
1.5 1- 0 0.5- 0 0 0 0 0 0	-11	0.5 Q _{su} 由げ耐力	+2 +2 / / / Q _{mu} u比およ	0% -209 ▽ CWOS ○ CWOS	6 1.5

降伏が認められた。

壁横筋に着目すると(図-8(b)および(c)),試験体 CWO5およびCWO6ともに1層右側壁横筋および2層左 側壁横筋では R=0.75×10⁻²rad.までにほぼ引張降伏応力 に達しており,両試験体の応力分布に大きな差はみられ ない。一方で,1層左壁横筋および2層右壁横筋では, 開口高さが高い試験体 CWO6の引張応力は開口高さが 低い試験体 CWO5のものと比べて R=0.5×10⁻²rad.から高 くなる傾向が認められた。これらは,開口高さが高い試 験体 CWO6 は開口高さが低い試験体 CWO5 と比べて梁 鉄骨フランジの引張降伏が早期に生じたため,2層左側 壁から1層右壁にかけての圧縮応力の伝達が制限された ことに起因するものと推察される。

4. せん断終局強度計算

曲げ終局強度 Q_{nu}は文献6)に示される式(2)に従い算定 した。また、本論に示す CES 造耐震壁では、壁縦筋の梁 への定着を省略していることから、同式中の壁縦筋の項 は無視している。第3章の実験結果より本論に示す試験 体では壁板のせん断破壊に伴う耐力低下が認められたこ とから、せん断終局強度 Q_{su}は文献 3)において提案され た修正ストラット式(式(3))を用いて算定した。図-10 に本実験で対象とした試験体に想定されるストラット形 状を示す。同図に示すように修正ストラット式は開口両 側の側柱を含む壁板に開口の形状および位置の影響を考 慮した圧縮応力場を仮定するものとなっている。ここで、 ストラット長さ *l_{pi}* は圧縮側および引張側の壁板ともに 開口端から柱の外端までとする。ストラット高さ *h_{pi}*は、 引張側の壁板では壁板上端から開口下端までを仮定し, 圧縮側の壁板では開口上端から壁板下端までを仮定する。 また,圧縮ストラットの厚さ tpi は,文献 7)に従い圧縮側 の負担せん断力が引張側と比べて大きくなる影響を考慮 して,圧縮側の壁板では等価壁厚とし,引張側の壁板で は壁板と同じとした。なお,終局強度計算では,**表-2** に示す1層のコンクリート強度の値を用いた。

$$Q_{mu} = \left(0.5N + _{sCS}A \cdot_s \sigma_y\right) \cdot l_w / h_w \tag{2}$$

$$Q_{su} = \sum 0.5\nu \cdot \sigma_B \cdot \sin \theta_{pi} \cdot \cos \theta_{pi} \cdot t_{pi} \cdot l_{pi}$$
(3)

$$v = -0.016\sigma_{B} - 0.16\frac{M}{QL} + 0.36\frac{N}{bD\sigma_{B}} + 0.36p_{w} + 1.23 \quad (4)$$

ここで、scsA: 側柱の断面積、 $s\sigma_y$: 側柱鉄骨の降伏強 度、 l_w : 側柱中心間距離、 h_w : 想定加力点高さ、 θ_{pi} : ス トラットの角度、 t_{pi} , l_{pi} : ストラットを仮定する壁の厚 さおよび幅、M/QL: せん断スパン比、N: 柱1本の長期 軸力、b、D: 側柱の幅およびせい、 p_w : せん断補強筋比 である。

表-4 に修正ストラット式の強度計算の結果と実験に より得られた最大耐力 Q_{exp} との比を, 図-11 に各試験体 における曲げ耐力比(最大耐力/曲げ終局強度)およびせ ん断余裕度(せん断終局強度/曲げ終局強度)の計算結果 をそれぞれ示す。

両試験体ともにせん断余裕度の計算結果は 1.0 を下回 っていることから,破壊モードは実験結果と同様にせん 断破壊型と判定された。また,実験結果および修正スト ラット式による計算結果の比率は試験体 CWO5 では 1.02, 試験体 CWO6 では 1.06 となり,両試験体ともに修正ス トラット式による計算結果は実験結果を精度良く評価で きるといえる。

5. まとめ

本研究では、開口高さの異なる CES 造有開口耐震壁の 静的載荷実験を行い、その構造性能を検討した。本論に 示す開口高さが低い試験体の低減率 rsは 0.70、開口高さ が高い試験体の低減率 rsは 0.58 である。

本論より得られた知見を以下に示す。

 開口高さの低い試験体では1層開口上部の垂壁から1 層袖壁においてせん断破壊が確認された。一方,開 口高さの高い試験体では1層と2層壁板および2層 梁中央においてせん断破壊が確認された。

- 2) 開口高さの低い試験体の最大耐力に対する開口高さの高い試験体の最大耐力の比率は 0.97 であり,開口高さの差異が最大耐力に与える影響は小さかった。
- 3) 縦開口を有する CES 造耐震壁では、開口高さの差異 に拘わらず、開口両側の壁板は独立した変形挙動を 示す傾向が認められた。
- 4)開口高さの高い試験体は開口高さの低い試験体と比べて梁鉄骨フランジの引張降伏が早期に生じたため、 2層引張側壁から1層圧縮側壁にかけての応力伝達が制限された。
- 5) 修正ストラット式は低減率rsが0.70および0.58となる CES 造有開口耐震壁の最大耐力を精度良く評価可能である。

謝辞

本研究は文部科学省の科学研究費補助金(課題番号: 16K18187,代表者:鈴木卓)を受けて実施した

参考文献

- 鈴木卓,松井智哉,倉本洋:CES 造耐震壁の構造性 能に及ぼす壁筋の定着状態の影響,コンクリート工 学年次論文集,Vol. 32, No. 2, pp. 1189-1194, 2010.7
- 2) 鈴木卓,松井智哉,倉本洋:壁縦筋の定着方法の異なる CES 造連層耐震壁の非線形 FEM 解析,日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 666, pp. 1533-1540, 2011.8
- 藤谷涼,鈴木卓,藤本周,倉本洋:CES 有開口耐震 壁のせん断終局強度,コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp. 361-366, 2015.7
- 4) 鈴木卓,藤谷涼,倉本洋:CES 造有開口耐震壁のせん断伝達機構に及ぼす上下層開口位置の影響,日本 建築学会構造系論文集,Vol. 82, No. 731, pp. 135-143, 2017.1
- 5) 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
- 6) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規
 準・同解説,2014.1
- 7) 櫻井真人,倉本洋,松井智哉:複数開口を有する RC 造耐震壁のせん断強度算定法,日本建築学会構造系 論文集, Vol.77, No.679, pp.1445-1453, 2012.9