# (25) プレキャストCES造耐震壁の構造性能

岐津 幸大1・鈴木 卓2・松井 智哉3・倉本 洋4

 <sup>1</sup>正会員 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科 建築・都市システム学専攻 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)
 E-mail:y083612@rc.ace.tut.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 大阪大学大学院 工学研究科 地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail: suguru-suzuki@arch.eng.osaka-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 豊橋技術科学大学助教 都市システム学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail:matsui@ ace.tut.ac.jp

<sup>4</sup>正会員 大阪大学大学院教授 工学研究科 地球総合工学専攻(〒565-0871大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail:kuramoto@arch.eng.osaka-u.ac.jp

本研究では、鉄骨と繊維補強コンクリートのみからなる CES 合成構造における耐震壁の開発を目的と して、CES 造周辺架構と壁板との定着を簡略化したコンクリートー体打ち壁試験体およびプレキャスト 壁試験体による CES 造耐震壁の静的加力実験を実施した.本研究では実験の概要を述べるとともに、当 該耐震壁の破壊性状、終局強度および復元力特性について検討を行った.その結果、一体打ち壁試験体 では、壁横補強筋の周辺架構への定着を省略した場合でも最大耐力に大きな影響は及ぼさないこと、変 形性能の向上が見られることが明らかになった.プレキャスト壁試験体では、壁板と周辺架構の水平お よび鉛直接合面でのずれによる変形が顕著に生じたことが明らかになった.

Key Words : CES Shear wall, Fiber Reinforced Concrete, Structure experiment, Precast, Anchorage Method

## 1. はじめに

筆者らは,鉄骨と繊維補強コンクリート(以下, FRC)のみから構成される CES (Concrete Encased Steel) 構造システムの実用化に向けて開発的研究を継続的に実施している.これまでの柱,柱梁接合部,2層2スパン フレームを用いた構造実験から,本構造は優れた復元力 特性および安定した履歴特性を示し,高い耐震性能を有 することを示してきた<sup>1)-3</sup>.

一方,建築物の主要耐震部材のひとつである耐震壁に ついては、CES構造においても剛性および強度を確保す る上で有効である.しかし,柱および梁に充腹形鉄骨が 内蔵されている CES構造では、SRC構造と同様に、壁 筋の周辺架構への配筋が困難となっていることは想像に 難くない.最近においても、SRC耐震壁について周辺 骨組と壁板との接合部のディテールに関する研究<sup>4</sup>も行 われている.CES耐震壁の開発においても、周辺架構と 壁板との定着方法も含めた施工性の改善を重要な課題と している. このような背景から,筆者等は CES 造周辺架構と壁 板との定着を簡略化した CES 造耐震壁の構造性能を明 らかにするために静的加力実験<sup>9</sup>を実施し,壁縦補強筋 の梁への定着を省略することにより定着させたものと同 等以上の耐力性能を有すること,変形性能の向上が見ら れることが明らかになった.

そのようなことから,さらに工事の合理化,省力化という観点から,壁横補強筋の梁への定着を省略することが可能であるか,CES耐震壁のプレキャスト(以下, PCa)工法への適用が可能であるかが課題として挙げられる.

そこで、本研究ではCES造周辺架構と壁板との定着を 簡略化した一体打ちCES造耐震壁および壁板をPCa化し た CES造耐震壁を用いて静的加力実験を実施することに より、当該耐震壁の耐力と変形性能および破壊メカニズ ム等の基礎的な耐震性能を検証する.

#### (1)試験体

耐震壁試験体は、中高層壁フレーム建築物における連 層耐震壁の下部2層を想定した実大の約 1/3 縮尺のもの 2 体であり、試験体 CWDS が一体打ち耐震壁、試験体 CWPS が各層の壁板を 2 分割した PCa 耐震壁である. 試 験体の形状および配筋を図-1 および図-2 に示す. また、 表-1 には試験体の部材断面詳細を示す. 耐震壁は壁階 高さが 1,000mm、柱中心間距離が 1,800mm および壁厚が 100mm であり、側柱断面が 250mm 角である. また、梁 の幅およびせいはそれぞれ 200mm および 250mm である.

試験体 CWDS は、壁板の縦筋および横筋を周辺フレ ームに定着せず壁板内でフックを設けている. ただし、 施工時に鉄筋を固定する必要があるため、壁横筋は各層 の上下2本を側柱の内蔵鉄骨ウェブに溶接している.

試験体CWPSは、CES造周辺架構を製作後、PCa壁を設置する.ここで左右に並ぶPCa壁の横筋は溶接し、さらに試験体CWDS同様,壁横筋の上下2本を側柱の内蔵鉄骨ウェブに取り付けた鉄筋に溶接した(図-2参照).

PCa壁パネルと CES 造周辺架構の隙間には,敷きモル タルを用いており,鉛直接合部と PCa 壁の上側の水平 接合部には無収縮モルタルを充填した.なお,PCa 壁の 周辺にはシアコッターを設けている.せん断スパン比

(M/(Q・D), D: 壁の全せい) は 1.1 とし, 試験体 CWDS においてせん断破壊先行型となるように計画した. なお, 3節より示す実験結果では, 試験体 CWDS の比較対象と して文献 5)の試験体 CWAS の結果も併せて示す. 試験 体 CWAS は, せん断補強筋の全てを柱鉄骨ウェブに溶 接して定着している点が試験体 CWDS と異なる. 表-2 に FRC の材料特性, 表-3 にモルタルの材料特性, 表-4 に鉄骨および鉄筋の材料特性をそれぞれ示す. FRC に 使用した繊維は, 直径 0.66mm, 長さ 30mm のビニロン ファイバー (RF4000) で, 体積混入量を 1.0%とした.

表-1 部材断面詳細

		CWDS	CWPS				
		(一体打ち)	(プレキャスト)				
łì	B×D	250×250 (mm)					
ተエ	鉄骨	H-170×120×6×9 (sp=4.9%)					
豜	B×D	200×250 (mm)					
采	鉄骨	H-148×100×6×9 ( <sub>s</sub> p=5.2%)					
	壁厚	100 (mm)					
壁	縦筋	D6@75千鳥	D6@65 千鳥				
		(wp=0.42%)	(wp=0.42%)				
	構筑	D6@75千鳥	D6@65 千鳥				
	1(1月)力	(wp=0.42%)	(wp=0.42%)				

表-2 FRC の材料特性

		圧縮強度 (MDa)	ヤング係数	材令	
		(IVIFa)	(GFa)	(1)	
CWDS	1層	30.3	22.1	112	
	2層	33.7	25.6	106	
CWPS	1層	29.0	23.0	118	
	2層	33.8	24.7	112	

表-3 モルタルの材料特性

CWPS	使用箇所	圧縮強度(MPa)		
敷きモルタル	水平接合部	29.6		
無収縮モルタル	鉛直接合部	92.5		

表4 鉄骨および鉄筋の材料特性

種別·使用	箇所	降伏点 (MPa)	ヤング係 数 (GPa)	引張強度 (MPa)
PL-6 (SS400)	ウェブ	300	197	422
PL-9 (SS400)	フランジ	297	209	442
PL-16 (SS400)	接合部	250	203	429
D6 (SD295A)	壁補強筋	396	192	518



表-5 載荷計画

$R(\times 10^{-2} rad.)$	0.0625	0.125	0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0
δ(mm)	1.28	2.56	5.13	10.3	15.4	20.5	30.8	41.0	61.5	102.5
サイクル(回)	1	1	2	2	2	2	2	2	1	1

#### (2)載荷方法

載荷装置を図-3に示す.試験体は反力フレームに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オイルジャッキ(2,000kN)によって行った. さらに、反力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、1,086kNの一定軸力(柱軸力比N/N<sub>0</sub>=0.2, N<sub>0</sub>:鉄骨を含む軸圧縮耐力)を試験体頂部に作用させると同時に、せん断スパン比が1.1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によって試験体頂部に付加モーメントを作用させた. 実験では試験体頂部の水平変位( $\delta$ )を計測位置の高さ(H=2,050mm)で除した相対部材角R= $\delta$ /Hで制御し、表-5に示す載荷計画に従って載荷した.

#### (3)計測計画

計測変位は、上部スタブおよび側柱での水平変位、側 柱を7分割した軸方向変位、梁と壁板のずれおよび開き である.鉄骨フランジ、鉄骨ウェブおよび壁の補強筋の ひずみをひずみゲージにより測定した.

## 3. 実験結果

### (1) 破壊性状

図-4に全試験体の最終破壊状況を示す.

試験体 CWDS では、R=6.25×10<sup>4</sup>rad.のサイクルにおい て1層にせん断ひび割れおよび側柱脚部スタブ境界にお いて曲げひび割れがそれぞれ発生した.R=0.5×10<sup>2</sup>rad.の サイクルでは1層梁下と壁板の間においてずれが確認で きた.R=0.75×10<sup>2</sup>rad.において最大耐力を発揮し、1層壁 西側上偶角部および2層壁東側下偶角部のせん断ひび割 れが大きく拡幅した.最大耐力以降、1層壁上隅角部お よび2層壁下偶角部のせん断ひび割れの拡幅およびコン クリートの圧壊が進行していき、それに伴い側柱の損傷 も顕著となり、R=5.0×10<sup>2</sup>rad.で載荷を終了した.

試験体 CWPS では、R=6.25×10<sup>4</sup>rad.のサイクルにおいて 1 層壁西側にせん断ひび割れおよび無収縮モルタルのひ び割れが確認され、側柱脚部で曲げひび割れが発生した. R=0.25×10<sup>2</sup>rad.のサイクルで1層梁および柱とモルタルの 間でずれが生じ始め、R=0.5×10<sup>2</sup>rad.では、2 層壁下偶角 部および1層壁西側上偶角部においてせん断ひび割れが 大きく拡幅した.それ以降、1 層壁上隅角部および2層



図-3 載荷装置



図4 各試験体最終破壊状況および試験体 CWPS の 損傷状況(R=-0.03rad.時)

壁下偶角部のせん断ひび割れの拡幅,柱とモルタル部の 境界(以下,鉛直接合面)および梁とモルタル部の境界 (以下,水平接合面)に沿ったずれおよび開きが進行し た.R=1.5×10<sup>2</sup>rad.で最大耐力を記録した後,変形角の進 行とともに壁板隅角部,側柱,梁のコンクリートの損傷 が顕著となる.また,鉛直接合面の開きが著しく(図-4 参照),R=5.0×10<sup>2</sup>rad.のサイクルでは,水平接合筋の破 断が生じている.

最終破壊状況を比較すると、試験体 CWAS と試験体 CWDS は1層壁板偶角部および1層両柱において破壊が 進行しており類似した破壊状況であるが、試験体 CWAS における壁板隅角部のコンクリートの損傷領域 が、試験体 CWDS と比べて若干広い、試験体 CWPS も



図-6 各試験体の包絡線の比較

コンクリートの損傷は壁板隅角部および側柱に集中して いるが、早い段階で鉛直接合面の開きが大きくなり、他 の試験体と比べて壁板のひび割れは少ない。

#### (2) 履歴特性

図-5にせん断力-相対部材角関係を示す.

試験体 CWDS では, R=0.75×10<sup>2</sup>rad.において最大耐力 1,204kN を記録し、その後, 壁板および側柱脚部の損傷に 伴い耐力が徐々に低下していく.

試験体 CWPS では、R=1.5×10<sup>2</sup>rad.において最大耐力 995kN を記録し、試験体 CWDS と比べると 2 割ほど小さ い. また, その後も耐力を維持し, R=3.5×10<sup>2</sup>rad.で1層 梁鉄骨接合部の破断により耐力が急激に低下しており, 試験体 CWDS とは異なる性状を示した.

図-6に各試験体の包絡線における比較を示す. 試験体 CWDS の最大耐力は試験体 CWAS と比べて若干小さい が、コンクリート強度(CWAS: 38.6MPa, CWDS: 30.3MPa)の影響と考えられ、壁横筋の定着を省略して も同程度の耐力を発揮したと考えられる.しかし、最大 耐力以降に着目すると、試験体 CWAS の方が試験体 CWDSに比べて耐力低下の勾配が大きい. これは、水 平接合面のずれ量が、試験体 CWAS の方が小さいこと に起因すると考えられ、それによって、図4からも見 て取れるように壁板のコンクリートの損傷領域が試験体 CWDSよりも大きくなったためと言える. また, どち らの試験体も最大耐力後,程度の差はあれ耐力低下が生 じていること、破壊性状から壁板コンクリートの圧壊に よる強度を発揮したことが言える.一方で、試験体 CWPSは、ずれ変形が支配的な支配的な破壊性状を示し た.

## (3)累積消費エネルギー

図-7

各試験体の R=5.0×10<sup>2</sup>rad.変形時までの累積消費エネル ギーを各部材角の載荷終了ごとにプロットしたものを 図-7 に示す. なお, 試験体 CWAS は 3.0×10<sup>-2</sup>rad.までの結 果である.累積消費エネルギーはせん断力-部材角関係 図から得られるサイクルの履歴曲線の面積を累加したも のである.

全試験体の結果を比較すると、試験体 CWPS、試験体 CWAS, 試験体 CWDS の順に消費エネルギーが大きい 値となっているが、R=0.03rad.までに限ればこれらの差 は3%程度であり、同程度のエネルギー吸収性能を有し ていることが確認できる.

#### (4)曲げ・せん断変形

図-8 に各試験体の変形角1サイクル目正載荷ピーク 時における曲げ変形およびせん断変形の割合をそれぞれ 示す.曲げ変形は高さ方向に7分割して測定した側柱の 軸方向変形量から求められる曲率, せん断変形は全体の 変形から曲げ変形を差し引いたものである. せん断変形 は, 全体の水平変形から曲げ変形を差し引いたものとす る.

試験体 CWDS のせん断変形の割合は 64~100%程度と なった.変形角毎にみると R=6.25×10<sup>4</sup>rad.変形時ではせ ん断変形の割合が 64%程度であり,以後緩やかに増加 した.最大耐力を記録した R=0.75×10<sup>2</sup>rad.変形時では 73%程度となった.その後,曲げ変形の割合は減少し, せん断変形が増加した.

試験体CWPSのせん断変形の割合はR=6.25×10<sup>4</sup>rad.変形時では66%程度となり、R=0.75×10<sup>2</sup>rad.変形時までは試験体CWPSのせん断変形が試験体CWDSより大きい割合となった.また,試験体CWASを見ると全体的に試験体CWDSよりもせん断変形成分が小さい.つまり,ずれが生じ始めるのが早い試験体ほどせん断変形成分が増えていることがわかる.

## (5) 周辺架構と壁板のずれ

**図-10** に R=2.0×10<sup>2</sup>rad.までの正載荷 1 サイクル目ピー ク時における各試験体の壁板と 1 層梁下のずれ,試験体 CWDS と CWPS の西側鉛直接合面のずれおよび試験体 CWPS の西側鉛直接合面の開きを示す.

まず,水平接合面のずれを見ると,試験体 CWPS は R=0.25×10<sup>2</sup>rad.,試験体 CWDS は R=0.5×10<sup>2</sup> rad., 試験体 CWAS は R=1.0×10<sup>2</sup>rad.のサイクルからずれが発生してい る.また,鉛直接合面のずれを見てみると,試験体



図-9 試験体 CWPS の変形挙動

12

② 鉛直接合面のずれ

12-① 水平接合面のずれ

CWPS のずれ量は R=0.5×10<sup>2</sup>rad.のサイクルから, 試験体 CWDS よりも大きくなっていることが確認できる.よって,モルタル充填による接合面,一体打ち+横補強筋の定着なし,一体打ち+横補強筋の定着ありの順番で,ずれが生じやすくなっていることがわかる.

さらに試験体CWPSの鉛直接合面では、水平接合面と 同じR=0.25×10<sup>2</sup>rad.から開きが生じ始めており、小さい変 形レベルから周辺架構と壁板の分離が生じ始めている.

その結果,さらに変形が増大していくと図-9に示す ような変形挙動および破壊が現れてくる.つまり,壁板 隅角部に生じるせん断ひび割れの拡幅あるいは接合面の





図-10 周辺架構と壁板のずれおよび開き



図-11 柱鉄骨の曲率分布

開きと1層梁の水平接合面のずれが著しく生じることに よって、1層の圧縮側柱と2層の引張側柱が壁板と分離し た状態になり独立した変形挙動を示すようになる.

## (6) CES造耐震壁の力学的性状に関する考察

図-11 に試験体 CWDS および CWPS の側柱における正 載荷ピーク時の柱鉄骨の高さ方向の曲率分布を示す.曲 率は,図-12 に示す位置のひずみゲージより計測された ひずみを用いて算出した.

両試験体ともに、ずれや開きが生じ始める前の R=0.125×10<sup>2</sup>rad.のとき、曲率はほぼ直線的な分布をして いる.その後、変形角が大きくなるにつれて、試験体 CWDSでは、西柱を見てみると脚部および脚部から 550mm,1100mmの位置で、東柱を見てみると脚部から 200mm,550mm,1000mmの位置および柱頭で曲率が大きく なっている.一方,試験体CWPSでは、西柱を見てみると 試験体CWDSと同様な曲率分布を示しているが、東柱を見 てみると脚部から550mm,1100mmの位置で曲率が大きく なっている.これは、壁板と柱がそれぞれ独立した変形 挙動を示したことから、ずれに伴う壁板からのパンチン グシア的な力を柱が受け、それにより、1層壁上隅角部およ び2層壁下隅角部付近の側柱において大きなせん断が生



図-12 ひずみゲージ位置

じていることが考えられる.

また、この曲率分布から水平接合面および鉛直接合面 のずれや開きが大きく生じている状況において、側柱が 受けるモーメント分布について考える.

図-13(a)は周辺架構のモーメントであるが、水平力に 対して圧縮側の柱は、壁板と開きが生じるため逆対称分 布となり、引張側の柱ではほとんど開きは生じないため (基礎スタブが剛なため)、片持ち梁型のモーメントが 生じると考えられる.図-13(b)は壁板の斜め圧縮応力の 支圧力によって側柱に生じるモーメントである.この2



図-13 側柱に作用する曲げモーメント

つのモーメント分布(a)と(b)を足し合わせると,図-13(c) のようになり,図-11の曲率分布に近い形状のモーメン ト分布となる.このことから,側柱に図-13(b)のように 曲げモーメントが発生していると考えられ,CES架構内 の壁板において斜め圧縮ストラットが形成されているこ とが確認できる.

## (7)実験値と計算値の比較

各試験体の耐力計算結果を表-6 に示す.曲げ終局強度式 Q<sub>mu</sub>(式(1))は鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準 <sup>9</sup>による算定式から側柱鉄筋と壁縦筋の項を除いた式を 用いた.また,せん断終局強度は広沢式 Q<sub>a2</sub>(式(2))<sup>7</sup> およびトラス・アーチ式 Q<sub>a3</sub>(式(3))<sup>9</sup>を用いた.トラ ス・アーチ式中の式(4)は,CES 造側柱の曲げ強度分が壁 のせん断強度に寄与するものと考え,壁の有効長さの増 分という形で考慮したものである.また,実験において 最大耐力時には,梁鉄骨フランジの降伏が確認されたこ とから式(2)および式(3)における壁横筋に梁鉄骨下フラ ンジ分を含めて算定することとした.それによって,計 算値はそれぞれ2割および4割程度上昇する.

試験体 CWPS においては、3.(6)節より側柱にパンチン グシア的な力が作用していることが伺えたため、パンチ ングシアを考慮した耐震改修設計指針式<sup>8</sup>の式(5)を用い て検討を行うこととした.なお、各式中の記号は参考文 献を参照されたい.

<曲げ終局強度>  $Q_{mu} = \left(\frac{N_U}{2} + _{sCS} A_s \sigma_y + \frac{m_W A}{2}_W \sigma_y\right) l_w / h_w$ 

<広沢式>  $Q_{su1} = \left[ \frac{0.068 p_{le}^{0.23} \cdot (F_{c} + 18)}{\sqrt{M / (Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_{0} \right] \cdot t_{e} \cdot j \quad (2)$ 

<トラス・アーチ式>  

$$Q_{su2} =_{W} t \left\{ {}_{W} l_{\iota} \cdot_{W} p \cdot_{W} \sigma_{Y} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta)_{W} l_{a} \cdot v \cdot \frac{c}{2} \sigma_{B} \right\}$$
 (3)

まら	耐力管定結果お上び実験値	(畄位・
7x-0	町刀鼻足施木ねよい天厥胆	(単位:

kN)

			CWDS	CWPS	CWAS
実験値 Qeop			1204	995	1300
曲げ終局強度 Q <sub>mu</sub>			1161	1161	1177
せん断 終局 強度	十名书	Q <sub>sul</sub>	1136	1114	1255
	山八九	(Qexp/Qsul)	(1.06)	(0.89)	(1.04)
	トラス・アー	Q <sub>su2</sub>	1265	1226	1302
	チ式	$(Q_{exp}/Q_{su2})$	(0.95)	(0.81)	(1.00)
	耐震改修設	Q <sub>su3</sub>		1013	
	計指針式	$(Q_{exp}/Q_{su3})$		(0.98)	

\*耐力算定におけるコンクリート強度は一層壁板の値を 用いた

\*()の数字は計算値に対する実験値の比

$${}_{W}l_{a} = l' + D + \frac{1}{\cos\theta} \sqrt{\frac{2_{CS}M_{U}}{\nu \cdot \sigma_{B} \cdot w t(1 - \beta)}}$$

$$\tag{4}$$

<耐震改修設計指針式>

$$Q_{su3} = {}_{f}Q_{j} + {}_{p}Q_{c} + \alpha \cdot Q_{c}$$
<sup>(5)</sup>

$${}_{f}Q_{j} = \mu \cdot Q_{\nu} \tag{6}$$

$$Q_{v} = {}_{p}Q_{c} \cdot H / L \tag{7}$$

<sub>1</sub>2: 水平接合部に生じる摩擦力(kN)

μ.: 摩擦係数(=0.7)

Q::斜材の圧縮力の鉛直成分(kN)

$$Q_{c} = K_{av} \cdot \tau_{0} \cdot b_{e} \cdot D$$
(8)  

$$K_{av} = 0.58 / (0.76 + \alpha / D)$$

$$\tau_{0} = 0.66F_{C} \qquad (\sigma > 0.66F_{C})$$

$$\sigma = p_{g} \cdot \sigma_{y} + \sigma_{0}$$

$$p_{c} : 片側柱の柱頭のパンチングシア耐力(kN)$$

$$b_{e} : パンチングシアを受ける柱の有効幅(mm)$$

$$D : 柱せV(mm)$$

(1)

 $Q_c = 2 \cdot M_u / h_w$ 

O.:一方の柱の曲げ降伏時のせん断力(kN)

M.: 柱の終局曲げ耐力

試験体 CWDS および CWAS の計算値に対する実験値 の比率(以下,耐力比)は、0.95~1.06となっており、 CES 造耐震壁のせん断終局耐力は、壁横筋の定着を省略 した場合でも、広沢式およびトラス・アーチ式により概 ね評価可能である.

また、PCa工法の試験体CWPSにおいては広沢式およ びトラス・アーチ式により,耐力比が0.81~0.89と過大評 価となるが、耐震改修設計指針式により算出した結果に おいては耐力比が0.98となり、概ね評価可能であること が確認できた.これにより,試験体CWPSは他の試験体 とは異なる破壊メカニズムを形成していることから,耐 震改修設計指針式のような,周辺架構と壁板にずれが生 じるとした評価法が適切であると考えられる.

#### 4. まとめ

本研究では、本研究では CES 造周辺架構と壁板との 定着を簡略化した CES 造耐震壁の構造実験を実施し、 その構造性能についての検討を行った.本研究により得 られた知見を以下に示す.

- 2) どの試験体も、壁板隅角部コンクリートの圧壊およ び側柱のせん断破壊が著しかったが、PCa 壁試験体は、 小振幅レベルのときに水平および鉛直接合面にずれが 生じ始め、開き量も大きかったことから、ずれ変形が

支配的な破壊性状を示した.

- 3) PCa 壁試験体 CWPS の耐力は一体打ち試験体 CWDS の耐力より 2 割ほど小さかったが,耐力の低下は小さ く累積消費エネルギーを見ると同程度であった.
- 4) 側柱鉄骨の曲率分布から、CES 架構内の壁板に斜め 圧縮力が作用し、それによる水平方向の支圧力が側柱 に作用していることが確認できた。
- 5) 壁横筋の定着を省略した場合でも, 試験体 CWDS に おいては広沢式およびトラス・アーチ式で,試験体 CWPS では耐震改修指針式によって概ね評価が可能で ある.

謝辞:本研究の一部は,平成 22 年度前田記念工学振興 財団研究助成および文部科学省科学研究費(若手研究 (B), No. 22760416,代表者:松井智哉)を受けて実施 した.ここに記して謝意を表す.

#### 参考文献

- 田口孝,永田諭,松井智哉,倉本洋:H型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造特性、コンクリート工学年次論文集,Vol.28, No.2, pp.1273-1278,2006.7
- 2) 永田諭,松井智哉,倉本洋:鉄骨コンクリート造柱梁接合部 の構造性能に関する基礎研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1267-1272, 2006.7
- 3) 倉本洋,松井智哉,今村岳大,田口孝:CES 合成構造平面架 構の構造性能,日本建築学会構造系論文集,No.629, pp1103-1110, 2008.7
- 4) 春山智史,小野里憲一,戸澤知仁:鉄骨鉄筋コンクリート造 耐震壁の定着方法に関する研究,日本建築学会大会学術講演 梗概集, C-1, pp.1147-1148, 2006.9
- 5) 鈴木卓,松井智哉,倉本洋:CES造耐震壁の構造特性に及ぼ 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, pp1189-1194, 2010.7
- 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, 2001
- 7)建築センター:建築物の構造関係規準解説書, 2007
- 8) 日本建築防災協会,既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修 設計指針・同解説,2001

## STRUCTURAL PERFORMANCE OF CES SHEAR WALLS

#### Yukihiro KIDU, Suguru SUZUKI, Tomoya MATSUI, Hiroshi KURAMOTO

The objective of this study is to develop the CES shear wall in Composite concrete encased steel (CES) structures composed of steel and fiber reinforced concrete, and Static loading tests were conducted on the two shear wall with a simplified anchoring method for connecting the CES frame to the FRC wall panel. The wall panel of one specimen was precasted. This paper describes the summary and investigates the failure mechanism, ultimate strength and restoring force characteristics. As the result, it was observed that the shear strength was not so influenced by simplifying the anchorage of wall reinforcing bars to CES boundary beam and column.