

論文 プレキャスト化した CES 造耐震壁の構造性能に関する基礎研究

岐津 幸大*1・鈴木 卓*1・松井 智哉*2・倉本 洋*3

要旨：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一体打ち壁試験体およびプレキャスト壁試験体による CES 造耐震壁の静加力実験を実施した。本論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、壁横補強筋の周辺架構への定着を省略しても最大耐力に大きな影響を及ぼさないこと、変形性能の向上が見られることが明らかになった。

キーワード：CES 造耐震壁、繊維補強コンクリート、構造実験、プレキャスト、定着方法

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^{1)~3)}。

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、壁筋の配筋が困難であ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⁴⁾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⁵⁾を実施し、壁縦筋の定着を省略しても定着させたものと同等以上の耐力性能および変形性能を有することを示した。

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、横補強筋の定着を省略することが可能であるか、プレキャスト（以下、PCa）工法への適用性など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。

2. 実験概要

2.1 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

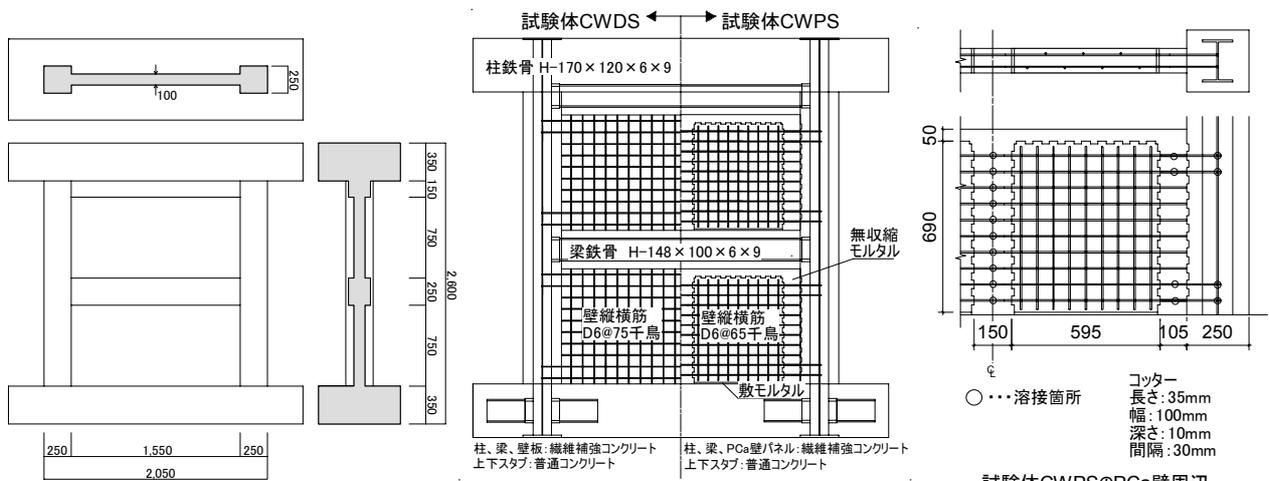


図-1 試験体形状

図-2 試験体配筋図

試験体CWPSのPCa壁周辺

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム工学専攻（正会員）

*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 助教 博士（工学）（正会員）

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

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るとともに、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 ($M/(Q \cdot D)$, 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 の材料特性を、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) であり、体積混入量を 1.0% とした。

2.2 荷重方法

荷重装置を図-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荷重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 $N/N_0=0.2$, N_0 : 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 (δ) を計測位置の高さ ($H=2,050\text{mm}$) で除した相対部材角 $R=\delta/H$ で制御し、表-5 に示す荷重計画に従って荷重した。

2.3 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。

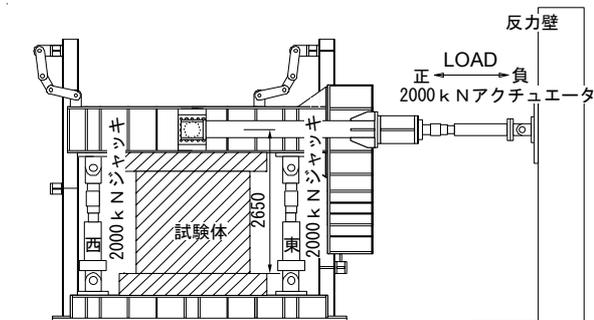


図-3 荷重装置

表-2 FRC の材料特性

		圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度時ひずみ (μ)	材令 (日)
CWDS	1層	30.3	22.1	2619	112
	2層	33.7	25.6	2337	106
CWPS	1層	29.0	23.0	2493	118
	2層	33.8	24.7	2506	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-1 部材断面詳細

		CWDS (一体打ち)	CWPS (プレキャスト)
柱	B×D	250×250 (mm)	
	鉄骨	H-170×120×6×9 ($s_p=4.9\%$)	
梁	B×D	200×250 (mm)	
	鉄骨	H-148×100×6×9 ($s_p=5.2\%$)	
壁	壁厚	100 (mm)	
	縦筋	D6@75 千鳥 ($w_p=0.42\%$)	D6@65 千鳥 ($w_p=0.42\%$)
	横筋	D6@75 千鳥 ($w_p=0.42\%$)	D6@65 千鳥 ($w_p=0.42\%$)

表-5 荷重計画

$R (\times 10^{-2} \text{rad.})$	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

3. 実験結果の概要

3.1 破壊性状

図-6 に全試験体の最終破壊状況を示す。

試験体 CWDS では、 $R=6.25 \times 10^{-4} \text{rad}$ 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。 $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 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。 $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ において最大耐力を発揮し、1層壁西側上隅角部および2層壁東側下隅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層壁下隅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、 $R=5.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ で载荷を終了した。

試験体 CWPS では、 $R=6.25 \times 10^{-4} \text{rad}$ 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。 $R=0.25 \times 10^{-2} \text{rad}$ 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、 $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ では、2層壁下隅角部および1層壁西側上隅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層壁下隅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。 $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 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-6 参照）、 $R=5.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 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層壁板隅角部および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。

3.2 履歴特性

図-7 にせん断力-相対部材角関係を示す。また、同図には3.3節で示す各種強度の算定結果も併せて示している。

試験体 CWDS では、 $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ 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、 $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 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、 $R=3.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ で1層

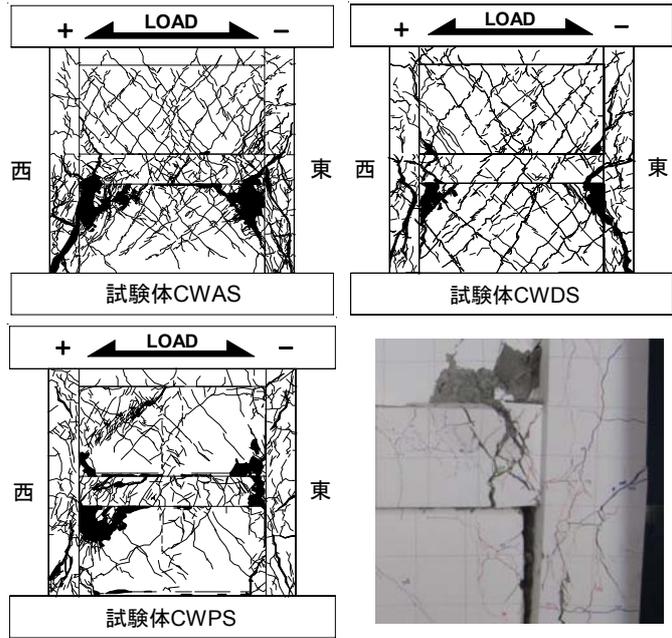


図-6 各試験体最終破壊状況および試験体 CWPS の損傷状況 ($R=-0.03 \text{rad}$ 時)

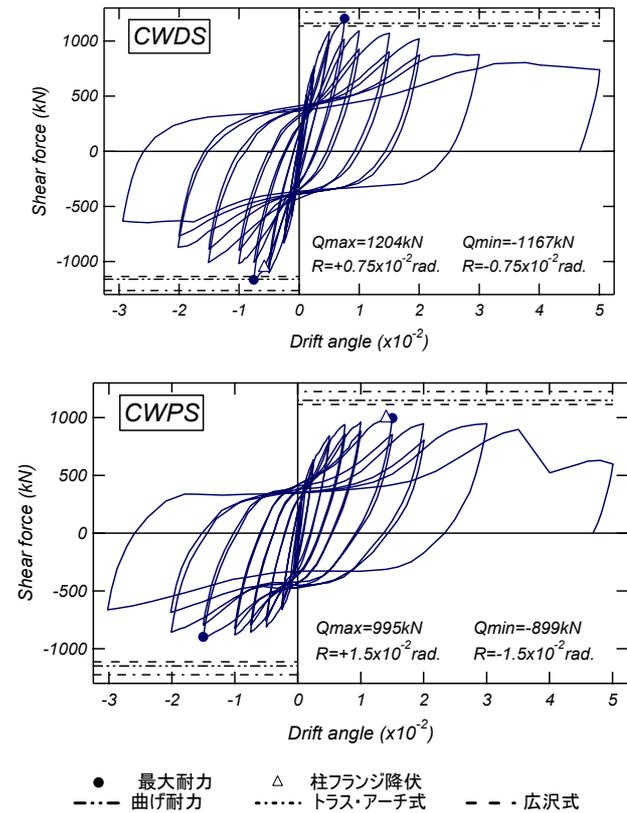


図-7 せん断力-相対部材角関係

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-8 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-6 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發揮したことが言える。一方で、試験体 CWPS は、水平接合面、鉛直接合部の破壊が支配的なメカニズム（ずれ破壊）を形成したと考えられる。

3.3 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_{mu} (式(1)) は鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準⁶⁾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_{su2} (式(2))⁷⁾ およびトラス・アーチ式 Q_{su3} (式(3))⁶⁾を用いた。トラ

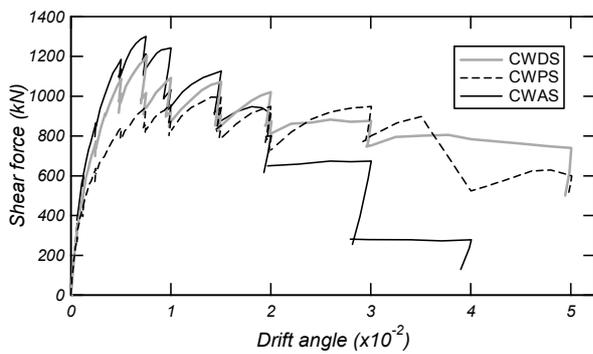


図-8 各試験体の包絡線の比較

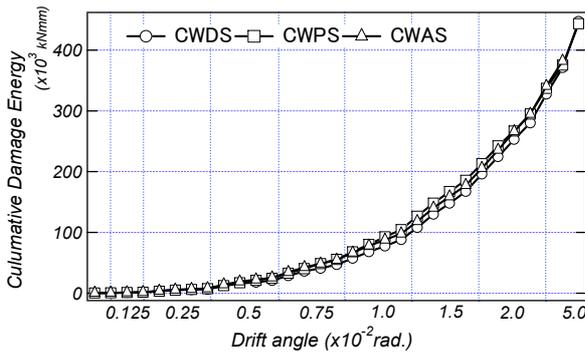


図-9 累積消費エネルギー

表-6 耐力算定結果および実験値 (単位: kN)

		CWDS	CWPS	CWAS
実験値 Q_{exp}		1204	995	1300
曲げ終局強度 Q_{mu}		1161	1149	1177
せん断終局強度	広沢式 Q_{su2} (Q_{exp}/Q_{su2})	1136 (1.06)	1114 (0.89)	1255 (1.04)
	トラス・アーチ式 Q_{su3} (Q_{exp}/Q_{su3})	1265 (0.95)	1226 (0.81)	1302 (1.00)

*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

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。なお、式中の記号は参考文献を参照されたい。

<曲げ終局強度>

$$Q_{mu} = \left(\frac{N_U}{2} + s_{cs} A_s \sigma_y + \frac{m_w A_w}{2} \sigma_y \right) l_w / h_w \quad (1)$$

<広沢式>

$$Q_{su2} = \left[\frac{0.068 p_w^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right] \cdot t_e \cdot j \quad (2)$$

<トラス・アーチ式>

$$Q_{su3} = w t \left\{ w l_w p_w \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) w l_a \cdot v \cdot \frac{\sigma_B}{2} \right\} \quad (3)$$

$$w l_a = l + D + \frac{1}{\cos \theta} \sqrt{\frac{2 c_s M_U}{v \cdot \sigma_B w t (1 - \beta)}} \quad (4)$$

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 においては耐力比が 0.81~0.89 と過大評価となっている。これは、試験体 CWPS が他の試験体とは異なる破壊メカニズムを形成していると考えられるため別の算出式の検討が必要である。

3.4 累積消費エネルギー

各試験体の $R=5.0 \times 10^{-2}$ 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-9 に示す。なお、試験体 CWAS は 3.0×10^{-2} rad. までの結果である。累積消費エネルギーはせん断力一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、 $R=0.03$ rad. 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。

3.5 周辺架構と壁板のずれ

図-10 に $R=2.0 \times 10^{-2}$ 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

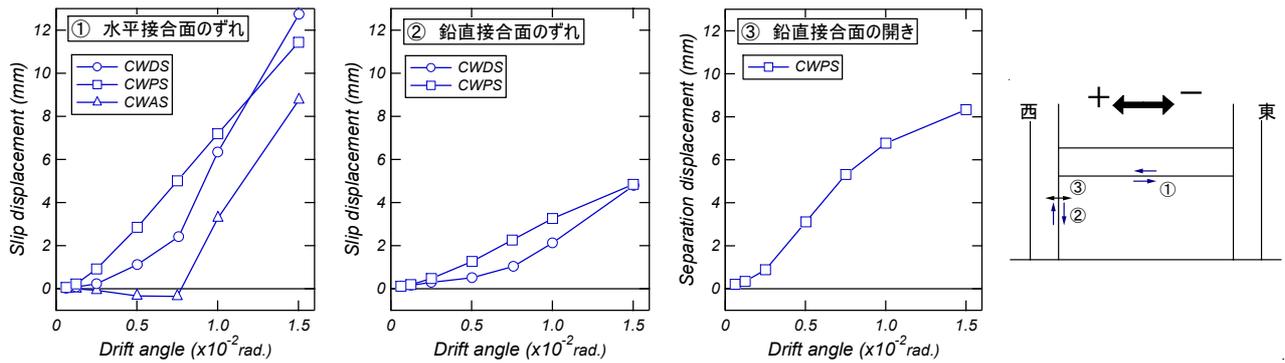


図-10 周辺架構と壁板のずれおよび開き

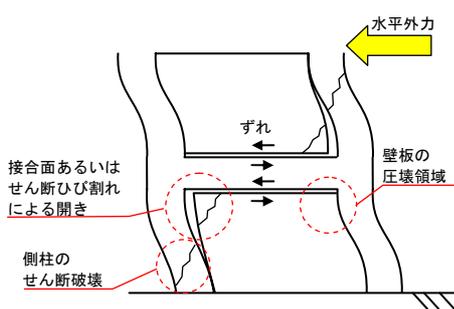


図-11 試験体 CWPS の変形挙動

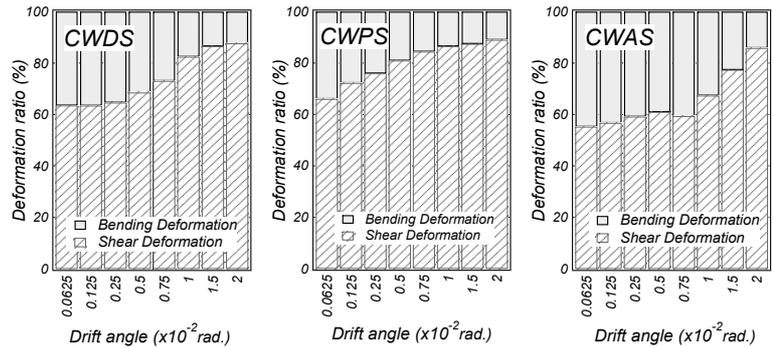


図-12 変形成分

CWPSは $R=0.25 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 、試験体CWDSは $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 、試験体CWASは $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 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ると、試験体CWPSのずれ量は $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 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 $R=0.25 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 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-11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。

3.6 曲げ・せん断変形

図-12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 $R=6.25 \times 10^{-4} \text{rad.}$ 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 $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 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 $R=6.25 \times 10^{-4} \text{rad.}$ 変形時では66%程度となり、 $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 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。

4. CES造耐震壁の力学的性状に関する考察

図-13に試験体CWPSの1層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-14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。

ずれや開きが生じ始める前の $R=0.125 \times 10^{-2} \text{rad.}$ のとき、曲率はほぼ直線的な分布をしているが、変形角の進行とともに上から2番目の位置の曲率が大きくなっていくことが伺える。

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。

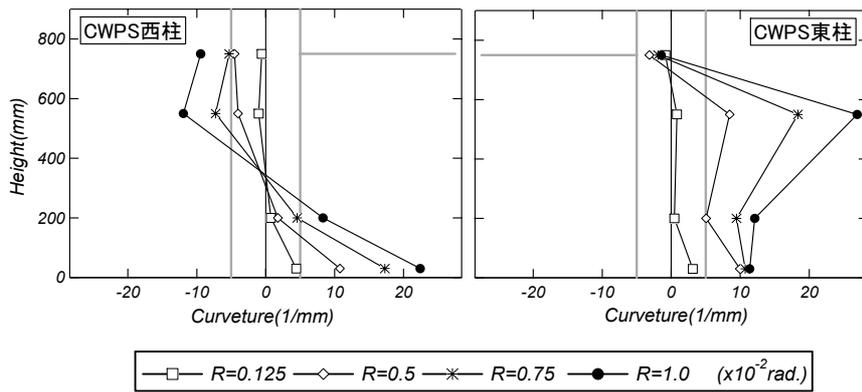


図-13 柱鉄骨の曲率分布

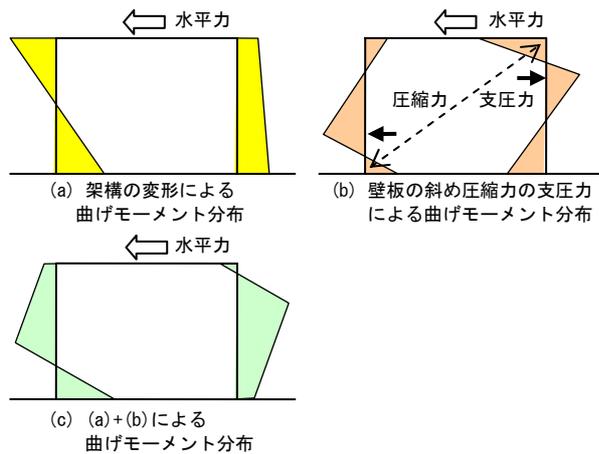


図-15 側柱に作用する曲げモーメント

図-15(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-15(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つのモーメント分布(a)と(b)を足し合わせると、図-15(c)のようになり、図-13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-15(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。

6. 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。

- 1) 壁縦筋および横筋の定着を省略したCES造耐震壁試験体は、壁縦筋の定着のみ省略した試験体と比較して、最大耐力は同程度であった。また、前者は耐力低下が緩やかになり、変形性能が向上する結果となった。
- 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、

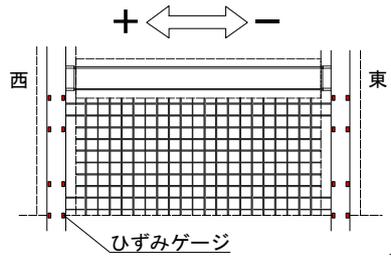


図-14 ひずみ計測位置

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、ずれ破壊が生じたと考えられる。

- 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。

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

- 1) 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