CES 造耐震壁のせん断伝達メカニズムに及ぼす壁板位置の影響

EFFECT OF WALL PANEL ARRANGEMENT ON SHEAR TRANSFERRING MECHANISMS OF CES SHEAR WALLS

鈴木 卓*, 倉本 洋**, 松井智哉***

Suguru SUZUKI, Hiroshi KURAMOTO and Tomoya MATSUI

In this study, shear transferring mechanisms of CES shear walls with eccentrically arranged wall panel were examined by three dimensional FEM analysis. The analytical parameters are position of the wall panel and shear span ratio. The analytical results for the shear force versus drift angle relationships of the CES shear walls showed good agreements with experimental results. Thus the validity of the assumed analytical modeling was confirmed. It was indicated through the analysis that the position of wall panel affected little on the strength of the walls. However, different stress contribution in the boundary column subjected to compression was observed with the difference of wall panel arrangement, after the maximum shear strength of the walls. It was also confirmed that the deformability of the walls were affected by the position of the wall panel.

Keywords: CES Shear walls, FRC, Shear Span Ratio, Eccentric Shear Walls, FEM Analysis

CES 造耐震壁, 繊維補強コンクリート, せん断スパン比, 偏心壁, FEM 解析

1. はじめに

現在, CES 構造 (Concrete Encased Steel) に関する研究開発が進められており, CES 構造部材の構造性能が徐々に明らかにされつつある¹⁾⁻³⁾。本研究において検討対象としている CES 造耐震壁に関しても, 壁縦筋の梁への定着を簡略化した CES 造耐震壁の静的加力実験に基づいて破壊性状, 耐荷性能および変形性能についての検討を行い, 壁縦筋を梁へ定着させたものと同等以上の構造性能を有することが示されている⁴⁾。さらに, これらの耐震壁を対象に 2 次元 FEM 解析が実施され, 内部応力状態から CES 造耐震壁の耐荷性能に及ぼす壁縦筋の定着の影響は小さいことが明らかにされている⁵⁾。

一方で, 建築物の外部に面する耐震壁は壁板が柱に偏心して取り付けることが多い。CES 造耐震壁において壁板が柱に偏心して取り付けした場合, 側柱の内蔵鉄骨による壁板への拘束効果の低下が懸念される。それにより, 従来検討してきた無偏心壁配置の CES 造耐震壁の場合と比較して耐荷性能の低下する可能性があり, 壁板が偏心して取り付けいた CES 造耐震壁の耐荷性能, 変形性能および破壊性状を把握する必要がある。

このような背景から, 筆者らは壁板が柱に偏心して取り付く CES 造耐震壁の静加力実験を実施し, 偏心壁配置耐震壁と無偏心壁配置耐震壁の最大耐力は同等になることを示した⁶⁾。しかしながら, 破壊状況について見ると, せん断破壊先行型試験体では偏心壁試験体の損傷箇所は無偏心壁試験体と異なり, 曲げ降伏先行型試験体では,

偏心壁試験体の損傷は無偏心壁試験体と比べて早期に生じる傾向が認められ, 偏心壁配置耐震壁と無偏心壁配置耐震壁の応力伝達メカニズムは異なることが考えられる。

そこで本研究では, CES 造耐震壁の 3 次元 FEM 解析を実施し, FEM 解析の仮定およびモデル化の妥当性を検証する。さらに, 壁板位置を変数としたパラメトリック解析を行い, 壁板位置が CES 造耐震壁の応力伝達メカニズムに及ぼす影響に関する検討結果を述べる。

図 1 試験体形状

* 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 大学院生
日本学術振興会 特別研究員 DC

** 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)

*** 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 准教授・博士(工学)

Div. of Global Architectural, Graduate School of Eng., Osaka Univ.
JSPS Research Fellow

Prof., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture & Civil Engineering, Graduate School of Engineering,
TUT, Dr. Eng.

2. 解析対象試験体の概要

2.1 試験体概要

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1/3スケールのも4体である。試験体の形状を図1に、配筋を図2に、および試験体概要を表1にそれぞれ示す。耐震壁は階高が1,000mm、柱中心間距離が1,800mm、壁厚が100mmおよび側柱断面が250mm角である。また、壁梁の幅およびせいはそれぞれ200mmおよび250mmである。図2に示すように本実験の試験体では、壁縦筋を梁内に定着せず壁板内でフックを設けてある。また、無偏心壁試験体の壁横筋は側柱内蔵鉄骨ウェブに溶接して設置しているのに対して、偏心壁試験体では、耐震壁の壁板は付帯柱に偏心して取り付け、壁横筋は側柱内で90度フックにより定着させた。

実験変数はせん断スパン比 ($M/(QL)$, L : 壁全せい) と壁板の偏心配置の有無である。試験体 CWAS および CWCS ではせん断スパン比を1.1とし、試験体 CWAF および CWCF ではせん断スパン比を1.65として、それぞれせん断破壊先行型および曲げ降伏先行型の試験体となるように計画した。また、試験体 CWAS および CWAF は無偏心壁試験体とし、試験体 CWCS および CWCF は壁板が柱に偏心して取り付く偏心壁試験体とした。

2.2 使用材料

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。コンクリートの打設は、基礎スタブ、壁部1層(1層梁上端まで)、壁部2層(上部スタブ下端まで)、および上部スタブの4回に分けて行った。また、基礎スタブおよび上スタブを除く試験体の柱、梁および壁板のコンクリートは繊維補強コンクリートを使用している。表4に繊維補強コンクリートに使用した繊維の材料特性を示す。繊維は直径が0.66mm、長さが30mmのビニロンファイバー(RF4000)で体積混入率は1.0%である。

2.3 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水平オイルジャッキ(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、無偏心壁試験体では $N=1,260\text{kN}$ 、偏心壁試験体では $N=1,135\text{kN}$ の一定軸力(柱軸力比 $N/N_0=0.2$, N_0 : 鉄骨を含む軸耐力)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もしくは1.65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($H=2,050\text{mm}$)で除した相対部材角 $R=\delta/H$ で西側方向荷重を正荷重として制御した。

2.4 実験結果の概要

図4に各試験体のせん断力-部材角関係を、図5に各試験体南面の最終破壊状況を示す。

せん断破壊先行型試験体 CWAS および CWCS の最大耐力はほぼ同等の値が記録された。その後、偏心壁試験体 CWCS は無偏心壁試験体 CWAS と比較して急激な耐力低下が生じている。無偏心壁試験体 CWAS では、壁縦筋の定着のない1層壁板と梁の境界でずれが生じており、それに伴い1層壁板の上隅角部に損傷が集中した。一方、偏心壁試験体 CWCS では、無偏心壁試験体 CWAS と同様に壁縦筋

図2 試験体配筋図

図3 荷重装置

表1 試験体概要

試験体		CWAS	CWAF	CWCS	CWCF
柱	B×D	250×250 (mm)			
	鉄骨	H-170×120×6×9 ($\rho_p=4.9\%$)			
梁	B×D	200×250 (mm)			
	鉄骨	H-148×100×6×9 ($\rho_p=5.2\%$)			
壁	壁厚	100 (mm)			
	縦筋	D6@75 千鳥 ($\rho_p=0.42\%$)			
	横筋	D6@75 千鳥 ($\rho_p=0.42\%$)			
軸力		1,260 (kN)		1,135 (kN)	
壁板の偏心		無偏心		偏心	
せん断スパン比		1.1	1.65	1.1	1.65

表2 繊維補強コンクリートの材料特性

試験体		σ_B (MPa)	E_C (GPa)	ϵ_{CO} (μ)	σ_{er} (MPa)
CWAS	1層	38.6	24.8	2814	2.99
	2層	36.4	26.7	2550	2.53
CWAF	1層	41.2	25.5	2457	3.03
	2層	38.6	27.6	2423	2.55
CWCS	1層	32.3	23.0	2868	2.52
	2層	34.2	25.1	2742	2.65
CWCF	1層	33.8	27.1	2377	2.41
	2層	34.9	28.4	2321	2.54

σ_B : 圧縮強度, E_C : 弾性係数, ϵ_{CO} : 圧縮強度時ひずみ, σ_{er} : 引張強度

表3 鉄骨および鉄筋の材料特性

試験体	種別・使用箇所	σ_y (MPa)	E_S (GPa)	σ_u (MPa)
CWAS, CWAF	PL-6 ウェブ (SS400)	柱 260	190	420
		梁 300	197	422
CWCS, CWCF	PL-9 フランジ (SS400)	柱 338	201	457
		梁 282	197	418
CWAS, CWAF	D6 壁補強筋 (SD295A)	柱 297	209	442
		梁 317	197	448
CWCS, CWCF	D6 壁補強筋 (SD295A)	柱 345	190	501
		梁 396	192	518

σ_y : 降伏強度, E_S : 弾性係数, σ_u : 引張強度

表4 繊維の材料特性

名称	直径 (μ)	標準長 (mm)	比重 (g/cm^3)	引張強度 (MPa)	切断伸度 (%)	弾性係数 (GPa)
RF4000	660	30	1.3	900	9	23

図4 セン断力-部材角関係

図5 各試験体の最終破壊状況（南面）

の定着のない1層壁板と梁の境界でずれが生じ、その後、1層梁のせん断破壊が発生した。すなわち、試験体CWCSでは図2に示すように壁板は柱に偏心して取り付けられていることと梁のかぶりコンクリート部分の剛性は低いことから、1層梁のかぶり部分に損傷が集中し、試験体CWASと比べて変形性能が低下したものと考えられる。

曲げ降伏先行型試験体においても、試験体CWFおよびCWFの最大耐力はほぼ同等の値が記録された。最大耐力後の挙動を比較すると、偏心壁試験体および無偏心壁試験体の変形性能に違いが見られる。試験体CWFでは、 $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad.の载荷サイクルにおいて脚部コンクリートの圧壊に伴う耐力低下が生じたが、試験体CWFでは、 $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad.の载荷サイクルで1層壁板の東西側柱付近の脚部コンクリートの圧壊に伴う耐力低下が生じた。試験体CWFでは、壁板が偏心しているため圧縮側柱コンクリートは応力をあまり負担せず、圧縮側壁板の脚部コンクリートの損傷が早期に生じたと考えられ、変形性能に影響を及ぼしたと考えられる。

以上より、破壊形式に拘わらず偏心壁試験体の耐荷性能は無偏心壁試験体と同等であるといえる。また、偏心壁試験体の変形性能は無偏心壁試験体と比べて低下する傾向にある。

3. FEM解析

3.1 解析概要

解析対象試験体は2章で示した無偏心壁試験体CWASおよびCWF⁴⁾と偏心壁試験体CWCSおよびCWF⁶⁾である。さらに、これら偏心壁試験体と無偏心壁試験体の間に壁板が位置する解析モデルCWESおよびCWFについて解析を実施する。なお、小偏心壁モデルCWESおよびCWFでは、壁板は柱に偏心して取り付けられているものの、無偏心壁試験体と同様に壁板は側柱の内蔵鉄骨による拘束効果の影響を受けるように要素を分割した。表5に試験体の解析変数を示す。

図6 要素分割図

図6に要素分割図を示す。コンクリートの要素数は、無偏心壁試験体が5496、小偏心壁モデルが5616および偏心壁モデルが6108である。本解析では実験と同様のせん断スパン比1.1および1.65とするため、試験体の上スタブから実験における想定加力高さまで仮想スタブをコンクリートの10倍程度の硬さの弾性体で定義し、仮想スタブ上端に実験と同様の部材角となるよう強制変位を与えた。軸力は仮想スタブ上端において一定軸力を与えた。また、下スタブ下端のコンクリートおよび鉄骨要素の節点は完全固定（水平、鉛直および面外方向の自由度を拘束）とした。解析は変位制御による正負交番繰返し载荷とし、 $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad.の第2サイクルまで示した。なお、解析は3次元非線形解析ソフト"FINAL"⁷⁾を使用した。

表 5 解析変数

変数	壁板の偏心	せん断スパン比
CWAS	無偏心	1.1
CWES	小偏心	(せん断破壊先行型)
CWCS	偏心	
CWAF	無偏心	1.65
CWEF	小偏心	(曲げ降伏先行型)
CWCF	偏心	

表6 繊維補強コンクリートの材料特性 (小偏心壁モデル)

試験体		σ_B (MPa)	E_C (GPa)	ϵ_{C0} (μ)
CWES	1 層	36.0	26.0	2600
CWEF	2 層	36.0	26.0	2600

$$\sigma_B$$
: 圧縮強度, E_C : 弾性係数, ε_{C0} : 圧縮強度時ひずみ

表7 鉄骨および鉄筋の材料特性（小偏心壁モデル）

試験体	種別・使用箇所	σ_y (MPa)	E_s (GPa)
CWES, CWEF	PL-6 ウェブ	柱	194
		梁	196
	PL-9 フランジ	柱	203
		梁	197
	D6 壁補強筋	370	191

σ_y : 降伏強度, E_s : 弾性係数

3.2 コンクリートのモデル化

コンクリートは変位関数が 1 次となる 8 節点アイソパラメトリック立体要素でモデル化し、応力-ひずみ関係については、圧縮側の応力上昇域は修正 Ahmad モデル⁸⁾とし、軟化域はコンクリートの材料試験を参考に図 7(a)に示す多折線でモデル化した。引張側はひび割れ発生までを線形で仮定し、ひび割れ発生後の軟化域は出雲らの提案モデル⁹⁾を用いた。柱および梁要素では上記のモデルの係数 $c=1.0$ としてひび割れ発生後に引張応力をほとんど負担しないものとし、鉄筋がある壁板要素では $c=0.2$ としてテンションスティフニングを考慮した(図 7(b))。三軸応力下の破壊条件は Willam-Warnke の 5 パラメータモデル⁸⁾を用いた。コンクリートの繰り返し応力下における履歴モデルは、除荷と再載荷過程における軟化挙動を考慮した曲線モデル¹⁰⁾を使用した(図 7(c))。ひび割れ後のせん断伝達モデルは図 7(d)に示す Al-Mahaidi モデル¹¹⁾($\beta=1.0$ の場合)に対して、せん断伝達剛性がわずかに大きくなるように $\beta=0.8$ として多折線でモデル化した。また、壁板のせん断補強筋は埋め込み鉄筋として要素内に層状置換した。解析に用いた繊維補強コンクリートの材料特性は表 2 の値を、鉄骨および鉄筋の材料特性は表 3 の値をそれぞれ用いている。また、小偏心壁モデル CWES および CWF の材料特性については、無偏心壁試験体および偏心壁試験体の材料特性の平均値とし、繊維補強コンクリートの材料特性は表 6 の値を、鉄骨および鉄筋の材料特性は表 7 の値をそれぞれ用いている。ただし、本論で解析対象とした試験体では載荷前に初期ひび割れの発生が確認されており、文献 12)を参考に FRC の引張強度を 0.4MPa へ低減した。

本論で解析対象としている試験体は壁縦筋の梁への定着を省略（図2参照）しているため、壁板と梁およびスタブの間に離散ひび割れ要素を使用し、ひび割れ後の引張応力は零となるモデル¹³⁾とした。また、離散ひび割れ要素のひび割れ面のせん断伝達特性は長沼の提案するモデル¹¹⁾とした。

3.2 鋼材のモデル化

柱の鉄骨ウェブおよびフランジは面外曲げおよびせん断変形を考

図7 コンクリートの材料モデル

図8 鉄骨とコンクリートの付着応力-すべり関係

慮できる4節点積層シェル要素でモデル化し、梁の鉄骨ウェブおよびフランジは4節点平面応力要素でモデル化した。鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルで表し、履歴特性は等方硬化則とした。鉄骨とコンクリートの間をフィルム要素で定義し、付着応力-すべり関係については、最大付着応力点までを線形で仮定し、最大付着応力後の軟化域は文献 14)を参照しモデル化した。ここで最大付着応力は $\tau_{\max} = 0.05 \times C/B \times \sigma_B$ (C : かぶり厚, B : フランジ幅, σ_B : コンクリート強度) とした¹⁵⁾。また、面外圧縮力に伴う摩擦力の増大を付着応力に加え、このときの摩擦係数は0.65とした(図8参照)。

4. 解析結果

4.1 履歷特性

図 9 に実験および解析におけるせん断力-部材角関係を示す。

全ての試験体の解析結果を見ると、最大耐力後の耐力低下の挙動は模擬できていない結果となっている。これは、鉄骨および鉄筋の座屈挙動を模擬していないためと考えられる。しかしながら、すべての試験体において正載荷および負載荷ともに最大耐力の解析値は実験値と比べて概ね一致していることがわかる。履歴性状について見ると、せん断破壊先行型試験体 CWAS および CWCS では、解析結果は実験結果と比べて原点を指向する傾向が認められ、曲げ降伏先行型試験体 CWAf および CWCF では、解析結果は実験結果を精度良く再現できている。

次に、図 9 に示す小偏心壁モデル CWES および CWF について着目すると、両解析モデルの最大耐力は無偏心壁試験体および偏心壁試験体と比べてわずかに大きくなる傾向が認められた。しかしながら、破壊形式に拘らず小偏心壁モデルのせん断力-部材角関係は無偏心壁試験体および偏心壁試験体のものとほぼ同様の履歴性状となる傾向が認められた。

図9 実験および解析におけるせん断力-部材角関係

図10 実験および解析における変形成分の比較 ($R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$ の2サイクル目まで)

図11 側柱変位計位置

4.2 変形成分

図10に $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$ までの実験と解析におけるせん断力-曲げ変形およびせん断変形成分の履歴特性をそれぞれ示す。実験および解析の曲げ変形は高さ方向を7分割して測定した側柱の軸方向変形量から求め（側柱変位計測位置は図11参照）、せん断変形は全体変形から曲げ変形を差し引いたものである。

せん断破壊先行型試験体では、解析の曲げ変形は $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$ の負荷荷から実験結果と比べて大きくなる傾向が確認できるが、実験結果と解析結果の挙動は概ね一致している。また、荷重サイクルの進行に伴い、せん断変形成分の解析における除荷時の剛性は実験結果と比べて小さくなる傾向が見られる。すなわち、せん断力-せん断変形成分の履歴特性の影響が図9に示すせん断力-部材角関係の原点指向型の履歴特性に現れたと考えられる。

曲げ降伏先行型試験体では、解析の曲げ変形は $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$ のサイクルから実験結果と比べて若干大きくなる事が認められる。また、曲げ変形およびせん断変形成分の解析結果における除荷時の剛性は実験結果と比べて概ね一致することが確認できる。

以上の解析結果から、本解析モデルにおいてCES造耐震壁の履歴特性の包絡線は $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$ まで概ね模擬できたと判断し、次章からは本解析結果を用いて耐震壁の内部応力状態について検討を進める。

5. 内部応力状態

5.1 最小主応力分布

図12に $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$ の1サイクル目正荷重ピーク時における耐震壁の最小主応力分布（圧縮応力分布）を示す。最小主応力分布は図6に示す要素分割図の4分割した壁板の中央位置を示す。

全ての試験体において1層から2層にかけて壁板に圧縮ストラットが形成されており、圧縮側柱脚部に高い圧縮応力が生じている。一方、形成された圧縮ストラットの応力のレベルを見ると、せん断破壊先行型試験体の応力は曲げ降伏先行型試験体と比べて全体的に高くなる事がわかる。

1層壁板に着目すると、無偏心壁試験体CWASおよびCWAF（図12(a)と(d)）では、圧縮側付近の壁板で高い圧縮応力が生じているが、

図 12 最小主応力分布 ($R=0.75 \times 10^{-2} \text{ rad.}$)

図 13 負担せん断力の推移

図 14 コンクリートの要素位置

偏心壁試験体 CWCS および CWCF (図 12(c)と(f)) では、圧縮側壁板の応力は無偏心壁試験体のものと比べて小さくなるのがわかる。これは、偏心壁試験体の壁板は無偏心壁試験体と比べて側柱による拘束の影響が小さいためと考えられる。また、小偏心壁モデルの壁板は偏心しているものの、偏心の度合いは偏心壁試験体と比べて小さく、小偏心壁モデルの壁板の応力は無偏心壁試験体のものと同程度になったと考えられる。

5.2 負担せん断力の推移

図 13 に各試験体脚部の負担せん断力の推移をそれぞれ示す。負担せん断力は、壁板、圧縮側柱コンクリート、引張側柱コンクリート、圧縮側鉄骨および引張側鉄骨に分けて示している。また、負担せん断力の推移は図 14 に示される位置における結果についてそれぞれ示している。

全ての試験体において、壁板および圧縮側柱のコンクリートがせ

ん断力の大部分を負担している。各試験体の負担せん断力の推移について見ると、無偏心壁試験体 CWAS および CWF と小偏心壁モデル CWES および CWF では $R=0.5 \times 10^{-2} \text{ rad.}$ まで圧縮側コンクリートの負担せん断力の増加が認められるが、偏心壁試験体 CWCS および CWCF では $R=0.25 \times 10^{-2} \text{ rad.}$ まで圧縮側コンクリートの負担せん断力の増加が認められる。また、負担せん断力の割合について見ると、全ての部材角において無偏心壁試験体および小偏心壁モデルの圧縮側柱コンクリートの負担せん断力の割合は偏心壁試験体と比べて大きくなる傾向が認められ、壁板の偏心は耐震壁脚部の圧縮側柱コンクリートの負担せん断力に大きく影響を及ぼすことがわかる。

5.3 コンクリートのせん断応力度分布

図 15 に $R=0.5$ および $0.75 \times 10^{-2} \text{ rad.}$ の 1 サイクル目正載荷ピーク時の壁板脚部の面内方向せん断応力度分布を示す。せん断応力度分布は図 14 に示すコンクリート要素の圧縮側方向の半分を示す。

図 15 コンクリートのせん断応力度分布 (上: $R=0.50 \times 10^{-2} \text{rad.}$, 下: $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$)

無偏心壁試験体 CWAS および CWAF (図 15(a)と(d)) では、面外方向に対象な試験体にも拘らずせん断応力度分布は対象になっていない。これは、コンクリート要素のひび割れ発生に伴う誤差が原因と考えられる。

$R=0.5$ および $0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$ に着目すると、無偏心壁試験体 CWAS および CWAF (図 15(a)と(d)) と小偏心壁モデル CWES および CWF (図 15(b)と(e)) では、せん断応力度は圧縮側柱の広範囲で生じていることがわかる。一方、偏心壁試験体 CWCS および CWCF (図 15(c)と(f)) では、圧縮側柱のせん断応力度は圧縮側柱の北側東部でほとんど生じていない傾向が認められ、偏心壁試験体のせん断応力度の領域は無偏心壁試験体および小偏心壁モデルと比べて狭くなる傾向が認められる。

このように、偏心壁試験体では、壁板が側柱に偏心して取り付くため、せん断力は圧縮側柱に伝達され難く考えられる。そのため、圧縮側柱脚部のせん断応力度の生じる領域は無偏心壁試験体と比べて小さくなる。一方で、小偏心壁モデルでは、壁板は側柱に偏心して取り付くものの、その影響は偏心壁試験体と比べて小さく、壁板から圧縮側柱脚部にせん断力が良好に伝達するため、圧縮側柱脚部のせん断応力度の生じる領域は無偏心壁試験体と比べて同程度になる。なお、本論における検討は限られた試験体によるものであり、試験体形状および鉄骨断面などの因子は耐震壁のせん断伝達メカニズムに少なからず影響を及ぼす可能性があり、今後の研究課題としたい。

6. まとめ

本論では、壁板が柱に偏心して取り付けいた CES 造耐震壁の 3 次元非線形 FEM 解析を実施し、解析モデルの妥当性の検討および壁板の偏心が応力伝達メカニズムに及ぼす影響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) 3 次元 FEM 解析モデルによって、CES 造耐震壁の復元力特性は最大耐力時まで概ね再現することができる。
- 2) 壁板の配置が側柱中心位置から大きくずれる場合では、圧縮側柱の負担せん断力は無偏心壁配置のものと比べて小さく、壁板から圧縮側柱脚部にかけてのせん断力伝達性能の低下する傾向が認められ、偏心壁配置の耐震壁のせん断伝達メカニズムは無偏心壁配置の耐震壁と異なることが確認された。

- 3) 壁板が偏心配置されている CES 造耐震壁でも、側柱中心位置が壁板厚の範囲にある場合では、圧縮側柱の負担せん断力は偏心壁配置のものと比べて大きく、無偏心壁配置の耐震壁と同程度のせん断力伝達性能が期待できる。

参考文献

- 1) 松井智哉, 溝淵博己, 倉本 洋: H 型鉄骨内蔵 CES 柱の構造実験と FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1171-1176, 2010.7
- 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, pp.1103-1110, 2008.7
- 4) 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縦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
- 5) 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, No.666, pp.1533-1540, 2011.8
- 6) 鈴木 卓, 岐津幸大, 松井智哉, 倉本 洋: 壁板が柱に偏心して取り付けいた CES 造耐震壁の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1189-1194, 2011.7
- 7) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V11 HELP, 2010.3
- 8) 長沼一洋: 三軸圧縮応力下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- 9) 出雲淳一, 島 弘, 岡村 甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9, pp.134-147, 1987.
- 10) 長沼一洋, 大久保雅章: 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.536, pp.135-142, 2000.10
- 11) 長沼一洋, 平面応力場における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- 12) 井本勝慶, 米澤健次, 加藤朝郎, 川里健: 1/4PCCV の耐圧限界挙動に関するラウンドロビン解析, コンクリート工学, Vol.41, No.1, pp.153-157, 2003.1
- 13) 三島徹也, 山田一字, 前川宏一: 正負交番載荷下における鉄筋コンクリートひびわれ面の局所的挙動, 土木学会論文, No.442, V-16, pp.161-170, 1992.2
- 14) 後藤康明, 穴吹拓也, 城 攻: SRC 造内柱梁接合部におけるせん断応力分担に関する非線形有限要素解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1089-1090, 2005.9
- 15) 佐藤政勝, 田中祐人: 鋼管, H 型鋼の付着強度に及ぼすコンクリートの拘束効果について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, 1993.

(2012年1月9日原稿受理, 2012年8月8日採用決定)