(34) 片側袖壁付きCES柱の3次元FEM解析

鈴木 卓1·倉本 洋2·森 翔太3

 ¹正会員 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻,日本学術振興会特別研究員DC (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)
 E-mail:suzuki suguru@arch.eng.osaka-u.ac.jp

²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

³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:mori_shota@arch.eng.osaka-u.ac.jp

本研究では、袖壁端部の鋼材種および定着状態を変数とした片側袖壁付きCES柱の静的載荷実験を対象 に3次元FEM解析を実施し、解析モデルの妥当性についての検討を行った。解析結果は実験結果と比べて 耐力を若干過小評価する傾向が認められるものの、鉄筋の応力状態等を概ね再現できることが確認された。 また、解析結果の内部応力状態に着目し、壁板コンクリート、柱コンクリートおよび柱鉄骨の応力伝達メ カニズムについて明らかにした。

Key Words : CES Column with One Side Wing Wall, Ultimate Shear Strength, FEM Analysis, Stress Transfer Mechanism

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)。本研究において検討対象と している片側袖壁付きCES柱については,施工性の簡略 化を想定し,CES造耐震壁²と同様に壁縦筋はスタブへ の定着を省略している。静的載荷実験の結果³から,壁 脚部引張側では,壁縦筋の定着を省略することによって 損傷を抑制する傾向が認められた。また,壁脚部圧縮側 では,端部鉄骨の定着状態に拘わらず最大耐力および破 壊性状に特筆すべき差異は認められないことを明らかに した。

一方,文献3)において提案したせん断終局強度式による耐力算定結果では,計算値は実験値を若干過大評価する傾向が認められた。提案式は袖壁および柱それぞれの アーチ機構せん断終局強度と柱鉄骨の強度を単純累加するものとなっており,各部材がせん断終局強度に達する 変形角の違いを考慮できていないことが一因と考えられる。今後は実用化に向けてその構造性能評価法を開発す る必要があり,その一端としてより定量的かつ精度の良いせん断終局強度の評価法の確立が望まれる。

そこで、本研究では、片側袖壁付きCES柱の静的載荷 実験を対象に3次元FEM解析を行い、当該試験体の応力 伝達メカニズムを解明することを目的とする。

2. 解析対象試験体の実験概要

(1) 試験体概要

試験体は、中層建築物の下部1層を想定した実大の約 1/2 縮尺のもの3体である。試験体の形状および配筋状 況を図-1に、および試験体概要を表-1にそれぞれ示す。 試験体は柱内法高さが1,800mm、柱断面が400mm角、 袖壁長さ1,000mmおよび壁厚さが100mmであり、せん 断スパン M/Qを2,000mmとした。

実験変数は袖壁端部の鋼材種および定着状態である。 試験体 WWF1 は鉄筋および定着のない溝形鋼による補 強とし,試験体 WWF2 は鉄筋および定着のある溝形鋼 による補強とした。また,試験体 WWF3 は袖壁端部を 鉄筋のみによる補強とした。壁縦筋は,CES 造耐震壁³ と同様に実施工の簡便化を考慮して,スタブへの定着を 省略しており,壁板内でフックを設けている。壁横筋は 柱鉄骨および溝形鋼に対してそれぞれ溶接を施し,試験 体 WWF3 では袖壁端部の縦筋に対して 135 度フックに より定着させた。

(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。使用したコ ンクリートは呼び強度 30MPa である。コンクリートの 打設は,基礎スタブ,試験部および上部スタブの3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



試験区間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。繊維は直径が 0.66mm,長さが 30mm のビニ ロンファイバーを使用しており,体積混入率は 1.0%で ある。

使用した鋼材は SS400 の H-294×200×8×12(柱鉄骨)と C-75×40×5×7(袖壁端部鉄骨)および SD295A の D6(壁 補強筋)と D10(袖壁端部縦筋)である。

(3) 載荷計画

載荷装置を図-2 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、載荷フレームに取り付けた2台の鉛直オイルジ

表−1 試験体概要					
試験体		WWF1	WWF2	WWF3	
柱	B×D	400×400 (mm)			
	鉄骨	H-294×200×8×12 (_s p=4.4%)			
袖壁	壁厚	100 (mm)			
	長さ				
	縦筋	D6@75千鳥("p=0.42%)			
	横筋	D6@75千鳥("p=0.42%)			
端部鋼材	縦筋	4-D10		6-D10	
	帯筋	D6@100			
	副帯筋	-		D6@100	
	溝形鋼	C-75×40×5×7		-	
	溝形鋼の定着	定着なし	定着あり	-	

表-2 繊維補強コンクリートの材料特性

試験体	$\sigma_{\!\scriptscriptstyle B}({\rm MPa})$	E _c (GPa)	<i>ε</i> _{co} (μ)
WWF1	55.1	29.5	2355
WWF2	56.5	32.2	2195
WWF3	57.4	33.5	2217

σ_B: 圧縮強度, E_c: 弾性係数, ε_a: 圧縮強度時ひずみ

表-3 鉄骨および鉄筋の材料特性

	種別・使用箇所	σ_y (MPa) E_s (GPa)		σ_u (MPa)	
PL-5	壁端部ウェブ	328	206	451	
PL-7	壁端部フランジ	314	205	448	
PL-8	柱ウェブ	328	202	469	
PL-12	柱フランジ	306	201	467	
D6	壁補強筋	320	163	483	
D10	壁端部縦筋	367	183	500	

 σ_y :降伏点, E_s :弾性係数, σ_u :引張強さ

ャッキ(各 2,000kN)により、N=1,850kNの一定軸力 (柱軸力比 N/N₀=0.2, N₀:鉄骨を含む柱の軸耐力)を試 験体頂部の塑性重心位置に作用させると同時に、せん断 スパンが 2,000mm 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=2,000mm)で除 した相対部材角 R= δ /H で袖壁脚部引張側を正として制御 した。

(4) 実験結果の概要

図-3に各試験体の履歴特性を、図-4に最終破壊状況を それぞれ示す。

すべての試験体の破壊形式は壁脚部圧縮側のせん断圧 縮破壊となっており、R=1.0×10²rad.の負載荷サイクルに おいて耐力の急激な低下が認められる。壁脚部圧縮側に ついてみると、試験体WWF1およびWWF2の最大耐力は 同程度の値となっているが、試験体WWF3は若干低めの 値を示している。これは、圧縮力を受ける袖壁端部の鋼 材量の差に起因するものと考えられる。一方、袖壁脚部 引張側についてみると、試験体WWF1の最大耐力は試験 体WWF3と比べて若干低めの値を示している。これは、 試験体WWF3の曲げひび割れが試験体WWF1と比べて早 期に生じたためである。端部鉄骨の定着のある試験体 WWF2の最大耐力は試験体WWF1およびWWF3と比べて 高い値が記録され、エネルギー消費量の多い履歴性状を



		VVVVF1		VVVVF2		VVVVF3		
			正側	負側	正側	負側	正側	負側
	実験値	Qexp	497	1,218	749	1,214	581	1,165
	曲げ終局強度	Qmu	543	1,544	714	1,557	533	1,508
	せん断終局強度	Qsu	1,023	1,263	1,047	1,277	1,046	1,274
Q _{exp} / min(Q _{su} , Q _{mu})		0.92	0.96	1.05	0.95	1.09	0.91	
	せん断余裕度	Qsu/Qmu	1.88	0.82	1.47	0.82	1.96	0.84

示している。また、最終破壊状況に着目すると、試験体 WWF1およびWWF3の損傷箇所に大きな差異はみられな い。一方、試験体WWF2はWWF1およびWWF3と比べて 袖壁端部の脚部から頭部にかけての鉛直ひび割れと袖壁 脚部引張側方向のせん断ひび割れが多く生じているが、 袖壁脚部圧縮側方向の損傷箇所は試験体WWF1および WWF3と同様の性状を示している。

(5) 終局強度評価

各試験体の耐力算定結果を表4に、N-Q関係を図-5 にそれぞれ示す。曲げ終局強度は一般化累加強度理論に よって算定した。ここで、壁縦筋と試験体WWF1の端部 鉄骨および試験体WWF3の端部縦筋はスタブへの定着を 行っていないことから圧縮力のみを負担することとした。 また、モーメントは塑性重心まわりの値である。

せん断終局強度(式(1))は柱コンクリート(式(2)) および壁板コンクリート(式(3))それぞれのせん断終 局強度および鉄骨の強度(式(4))のそれぞれを単純累 加することで算定した。ここで、柱のせん断終局強度は 柱せいから壁厚分を省いて算定し、壁のせん断終局強度 はアーチ機構の等価壁長さ(式(5))を文献4)に従って算 定し、コンクリートの有効強度係数(式(8))は長沼式⁹ を採用した。式中の記号は文献3)を参照されたい。 <せん断終局強度式>

$$Q_{su} = {}_{c}Q_{su} + {}_{w}Q_{su} + {}_{s}Q_{u} \tag{1}$$

$${}_{c}Q_{su} = tan\,\theta_{c}\cdot(b-_{w}t)\cdot\mu\cdot D\cdot\frac{\partial_{B}}{2}$$
(2)

$${}_{w}Q_{su} = tan\theta_{w} \cdot {}_{w}t \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \frac{\sigma_{B}}{2}$$
(3)

$$_{s}Q_{u} = min\left(\frac{_{s}M_{u}}{h}, t_{w}\cdot d_{w}\cdot \frac{\sigma_{y}}{\sqrt{3}}\right)$$
 (4)





$$l_{wa} = l + \left(D + \sqrt{A_{ce} \cdot D/_{w} t} \right) / 2 \tag{5}$$

$$\tan\theta_c = \sqrt{(2h/D)^2 + 1 - 2h/D} \tag{6}$$

$$\tan \theta_{w} = \sqrt{(2h/l_{wa})^{2} + 1 - 2h/l_{wa}}$$
(7)

$$\nu = 0.74 - \frac{\sigma_B}{255} \tag{8}$$

袖壁脚部引張側では、各試験体のせん断余裕度は1.0 以上となり、終局強度計算における破壊形式は実験結果 と同じ曲げ降伏先行型と判定された。曲げ終局強度計算 値に対する実験の最大耐力の比は0.92~1.09となり、一般 化累加強度理論によって概ね評価が可能である。

一方,袖壁脚部圧縮側では,各試験体のせん断余裕度 は1.0以下となり,終局強度計算における破壊形式は実 験結果と同じせん断破壊先行型と判定された。また,各 試験体のせん断終局強度に対する実験値の比は0.91~0.96 となり,若干ではあるが過大評価する傾向が認められる。 この原因の一つに,袖壁および柱のせん断終局強度に達 する変形角の違いが考えられる。すなわち,断面せいの 長い袖壁は柱と比べて剛性が高いことから,袖壁端部に せん断破壊が生じたとしても,図-4に示す最終破壊状況 のように柱コンクリートは比較的健全な状態を維持して いるためと推察される。

3. FEM解析

(1) 解析概要

図-6に試験体の要素分割図を示す。解析モデルは面外 方向の対称性を考慮して試験体の半分をモデル化した。 解析で用いた材料特性は表-2および表-3の値を用いてい



る。解析では実験と同様の想定加力高さにおいて強制変 位を与え、軸力は上スタブ頂部における試験体の塑性重 心位置に作用させた。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とした。解析は変位 制御による正負繰り返し載荷とし、R=0.75×10²rad.のサ イクルまで示した。なお、解析は3次元解析ソフト "FINAL"⁶を使用した。

(2) コンクリートのモデル化

コンクリートは8節点アイソパラメトリック立体要素 でモデル化し、応力ーひずみ関係は、修正Ahmadモデル ⁷とし、カバーコンクリートの軟化勾配はコンクリート の材料試験を参考に図-7(a)に示す多折線でモデル化し、 コアコンクリートの軟化勾配は拘束効果を考慮してカバ ーコンクリートと比べて緩やかなモデルを仮定した。引 張側のひび割れ発生後の軟化域は出雲らの提案モデル® を用いて、柱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 ティフニング特性を考慮した(図-7(b))。三軸応力下の 破壊条件はWillam-Warnkeの5パラメータモデルに従い、 大沼らの係数のを用いた。繰り返し応力下における履歴 モデルは除荷および再載荷過程の軟化挙動を考慮したを 考慮した曲線モデル%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⁵⁾ (β=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β=0.8として多折線でモデル化した。 また、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10)を参考にコン クリートの引張強度を0.6MPaへ低減した。

解析対象としている試験体は壁縦筋のスタブへの定着 を省略していることから、上下スタブおよび壁板と柱の 間に接合要素を定義した。接合要素は圧縮に対しては剛 とし、引張に対してはひび割れ後の応力を零とした。ま た,ひび割れ面のせん断応力度-すべり関係はバイリニ アモデルとし、最大せん断応力は式(9)に示すMattockの せん断摩擦理論mean式¹¹⁾を参考に最大せん断応力を τ_u=2.85MPaとし、面外圧縮力に伴う摩擦力の増大をせん 断応力に加えた。このときの摩擦係数は0.8とした。ま た最大せん断応力時のすべり量は文献11)を参考に Su=0.05mmとした(図-7(e))。

$$\tau_{u} = 28 + 0.8 \left(p_{v} \cdot \sigma_{v} + \sigma_{N} \right) \text{ (kgf/cm2)}$$
(9)

(3) 鋼材のモデル化

柱および袖壁端部の鉄骨は4節点積層平板シェル要素 でモデル化し、壁板の縦筋、横筋および袖壁端部補強筋 は埋め込み鉄筋としてコンクリート要素内に層状置換し た。鉄骨および鉄筋の応力-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。また、鉄骨

図-10 ひずみゲージ貼付け位置

とコンクリートの間はフィルム要素を定義し、付着応力 度-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12)を参照し モデル化した。ここで鉄骨とコンクリートの最大付着応 力度はTmax=0.05とし、最大付着応力時のすべりは0.05mm とした。また、面外圧縮力に伴う摩擦力の増大を付着応 カに加え、このときの摩擦係数は0.65とした(図-7(f))。

4. 解析結果

(1) 履歴特性

図-8に実験および解析におけるせん断力-部材角関係 の比較を示す。同図をみると、試験体WWF1および WWF2のスケルトンカーブは正載荷および負載荷ともに 最終サイクルまで実験結果と良好な対応関係を示してい る。一方、試験体WWF3の負載荷のスケルトンカーブは 実験結果とほぼ一致しているが、正載荷のスケルトンカ ーブは実験結果と比べて耐力が低めの値を示している。

履歴性状についてみると、試験体WWF1およびWWF3 の正載荷の解析結果は最終サイクルまでほぼ履歴ループ



を描かず、実験結果と一致している。試験体WWF2の正 載荷の解析結果は最終サイクルの除荷時において残留変 形がやや認められるが、全体的にみて解析結果は実験結 果とほぼ対応している。一方、負載荷の解析結果は R=0.5×10²rad.のサイクルまでほぼ原点を指向する傾向が 認められ、実験結果と比べて除荷剛性が低くなっている。

(2) 壁横筋および柱鉄骨の応力状態

図-9に試験体WWF1の実験および解析における壁横筋 の応力推移を示す。なお、実験結果における鉄筋の応力 は履歴特性をバイリニア型と仮定し、図-10に示す鉄筋 に貼付けたひずみゲージから得られたひずみ量を用いて 算定した。

正載荷についてみると,解析結果は引張応力を負担している箇所もみられるが,最終サイクルまで壁横筋の降伏は認められず,実験結果と対応している。一方,負載荷についてみると,壁板左側に位置するW9,W12およびW15と壁板中央下のW10の応力はR=0.75×10²radまでに降伏が認められ,実験結果と良好な対応関係にある。

図-11にR=0.25, -0.5および-0.75×10²rad.における柱鉄骨 フランジの応力分布について、実験および解析の比較を 示す。鉄骨フランジの応力は図-10に示す柱鉄骨フラン ジに貼付けたひずみゲージから得られたひずみ量を用い て算定した。

各試験体ともに解析結果はR=-0.5×10²rad.において脚部



で降伏応力に達しているが,実験結果はR=0.75×10²rad. で降伏応力に達しており,解析結果および実験結果に相 違が認められる。また,解析結果の高さ900mmの引張応 力は実験結果と比べて低めの値を示しているが,応力分 布の形状は概ね一致している。

以上のことから,本解析モデルにおいてせん断カー部 材角関係の包絡線および鉄筋と鉄骨の応力状態は実験結 果を概ね模擬できる結果が得られたと判断し,次節から は袖壁脚部圧縮側方向における応力伝達機構についての 検討を進める。ただし,試験体WWF3の柱脚部圧縮側で は載荷サイクルの進行に伴い,解析結果および実験結果 に相違が生じており,更なる解析モデルの検討が必要と 考えられる。

5. 応力伝達機構

(1) 最小主応力分布

図-12に試験体WWF1のR=0.75×10²rad.の1サイクル目 ピーク時の最小主応力分布(圧縮応力分布)を示す。な お,同図中のコンクリート要素は図-6に示す要素列Aか らEまでの幅方向断面について示している。

同図をみると、各試験体ともに要素列Eでは、柱頂部 から袖壁端脚部にかけて圧縮ストラットの形成が確認で きる。要素列Cでは、柱頂部から中央にかけて圧縮スト ラットの形成が認められるが、要素列Aでは柱頂部に高 い圧縮応力が生じているものの、圧縮ストラットの形成 は認められない。また、要素列Eにおける柱および壁の 境界付近をみると、壁側の圧縮応力のレベルは柱側と比 べて高くなる傾向が確認できる。

(2) 負担せん断力分布

図-13に試験体WWF1およびWWF2のR=-0.75×10²rad.に



おける高さ方向の負担せん断力分布を示す。せん断力は 断面のコンクリートおよび鉄骨の各要素に生じる面内方 向せん断応力度に断面積を乗じて算出した。

両試験体ともに、脚部では壁板コンクリートがせん断 力の大部分を負担しており,頂部への移行に伴い壁板コ ンクリートの負担せん断力が減少し、柱コンクリートの 負担せん断力が増大している。柱コンクリートの負担せ ん断力については、壁板よりも外側に位置する柱A, B, Cは頂部への移行に伴い壁板と同列となる柱D、Eと比べ てせん断力の負担割合が増加する傾向が認められる。す なわち, 壁厚よりも外側に位置する場合であっても, 柱 の負担するせん断力は壁板に十分に伝達されているもの と判断できる。よって、片側袖壁付きCES柱のせん断終 局強度は、柱および壁板のせん断強度を個別に算定する のではなく、柱の負担せん断力分を壁板の圧縮ストラッ トの幅を増大して算定する必要があると考えられる。ま た, 柱鉄骨についても, 柱コンクリートと同様に頂部へ の移行に伴い負担せん断力の増加が認められる。しかし ながら、試験体脚部においても一定のせん断力を負担し ており、また、図-11に示すように柱鉄骨フランジは降 伏が認められることから、片側袖壁付きCES柱のせん断 終局強度は柱鉄骨の曲げ降伏強度を累加してもよいもの と判断できる。

(3) せん断ひずみ度分布

図-14に試験体WWF1およびWWF2のR=-0.75×10²rad.の1 サイクル目ピーク時の面内方向せん断ひずみ度分布を示 す。なお、同図は図-6に示す要素列Eについて示してい る。

両試験体ともに、柱および壁板の境界付近においてせん断ひずみ度の増大が認められる。また、試験体WWF1では、壁板中央から脚部にかけて柱との境界付近から広い範囲においてひずみ度の増大が認められるが、試験体WWF2では、壁板中央の柱および壁板の境界付近から袖



図-14 面内方向せん断ひずみ度分布

壁端脚部にかけてひずみ度の増大が認められ、袖壁端部 鉄骨の定着状態によって、せん断ひずみ度の分布に違い がみられる。すなわち、試験体WWF1は袖壁端部鉄骨の 定着がないことから、試験体WWF2と比べて壁板に対す る拘束効果が弱く、高レベルのせん断ひずみが広範囲に 分布したものと考えられる。ただし、実験および解析の 結果において両試験体の最大耐力は同程度の値を示して いることから、本論に示す範囲では、袖壁端部鉄骨の定 着の有無が最大耐力に及ぼす影響は小さいと判断できる。

6. まとめ

本研究では、袖壁端部鋼材種のことなる片側袖壁付き CES柱の3次元FEM解析を行い、当該試験体における応 力伝達メカニズム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。

- 本論に示す解析モデルは、袖壁脚部圧縮側の復元 力特性および鋼材の応力状態を概ね再現すること ができる。
- 2) 最小主応力分布および負担せん断力分布から、柱の負担するせん断力は壁厚よりも外側に位置する場合であっても壁板に十分に伝達される傾向が認められる。
- 3) 柱鉄骨脚部の負担せん断力は、頂部と比べて僅か に減少する傾向がみられるが、曲げ降伏強度によ って決まっており、せん断終局強度は柱鉄骨の曲 げ降伏強度を累加してもよいものと判断できる。
- 4) 片側袖壁付きCES柱のせん断終局強度は、柱と壁板を個別に算定するのではなく、柱の負担せん断力分を壁長さの増大として取り扱う必要がある。
- 5) 袖壁端部鉄骨の定着のない試験体は定着のある試 験体と比べてせん断ひずみ度が壁板の広範囲に分

布する傾向がみられるものの,両試験体の最大耐 力はほぼ同程度になることから,袖壁端部鉄骨の 定着の有無が最大耐力に及ぼす影響は小さいと判 断できる。

参考文献

- 1) 日本建築学会: CES 造建物の構造性能評価指針(案)の制 定に向けて,2013 年度日本建築学会大会(北海道)構造部 門(SCCS)パネルディスカッション資料,2013.8
- 2) 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
- 3) 森翔太,鈴木卓,小池俊次,倉本洋:壁端部定着状態の異なる片側袖壁付き CES 柱の構造性能,コンクリート工学年 次論文集, Vol.35, No.2, pp.1165-1170, 2013.7
- 4) 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,1997
- 5) 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

- 6) 伊藤忠テクノソリューションズ㈱: FINAL/V11 HELP, 2010.3
- 7) 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
- 8) 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.
- 9) 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, pp135-142, 2000.10
- 10) 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
- 11)日本建築学会:壁式プレキャスト構造の鉛直接合部の挙動 と設計法, 1989
- 12) 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

3D FEM Analysis for CES Column with One Side Wing Wall

Suguru SUZUKI, Hiroshi KURAMOTO and Shota MORI

In this study, a three-dimensional FEM analysis for CES column with one side wing wall was conducted to verify the validity of analytical modeling assumed. The experimental variables are the types of steel at the edge of wing wall and anchorage conditions. Analytical results for ultimate strength were slightly smaller than experimental results. However, it was confirmed that the analytical results for stress transition of reinforcing bars in wing wall and stress distribution of steel in column showed good agreement with experimental results. In addition, internal stress condition in CES column with one side wing wall were examined through the FEM analysis. Stress transferring mechanisms of wing wall, column, and steel in column were revealed.