片側袖壁付き CES 柱の構造性能に及ぼすせん断スパンおよび軸力の影響 EFFECTS OF SHEAR SPAN AND AXIAL FORCE ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF CES COLUMNS WITH WING WALL IN THE ONE SIDE

鈴木 卓*, 森 翔太**, 倉本 洋***

Suguru SUZUKI, Shota MORI and Hiroshi KURAMOTO

In this paper, a static analysis and static loading tests were conducted to verify the effects of shear span and axial force on structural performance of CES columns with wing wall in the one side. It was indicated through the analytical results that the shear span length of column became about half of the column height when the column was subjected to compression in the bottom, while the shear span length of column became about column height when the column was subjected to compression at wing wall in the bottom. In the experimental results, the shear failure of the wing wall tends to occur earlier, because significant shear cracks occurred in the wing wall in the opposite loading direction. In addition, it was confirmed that the shear failure at wing wall in the top tended to occur in the loading direction when subjected to high compression axial force at column in the bottom.

Keywords : CES Column with wing wall in the one side, Static loading test, Non-linear static analysis, Shear span, Axial force

片側袖壁付き CES 柱, 静的加力実験, 静的非線形解析, せん断スパン, 軸力

1. はじめに

CES (Concrete Encased Steel) 構造は鉄骨と繊維補強コンクリート (以下, FRC) のみで構成され, 鉄骨鉄筋コンクリート (以下, SRC) 構造の構造特性を生かしつつ施工面の合理化を図ることができる合成構造システムである。筆者らの研究グループは CES 造建物の構造性能評価法の確立を目的として CES 柱, CES 柱梁接合部, 2 層 2 スパン CES フレームおよび CES 造耐震壁に関する研究^{1)~4)}などを継続的に行ってきている。

また最近では, 袖壁付き CES 柱に関する研究にも着手し, 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 柱の静的加力実験を実施した⁵⁾。その結果, 壁脚に圧縮を受ける載荷方向では袖壁端部鉄骨の定着を省略しても定着させたものと同程度の最大耐力を有することを示し, 壁脚に引張を受ける載荷方向では袖壁端部鉄骨の定着を省略することにより壁板のせん断ひび割れの発生を抑制できることを示した。

一方, 建物における外柱は地震力を受ける際に変動軸力を受ける。CES 柱部材の既往の研究では, 変動軸力を考慮した静的加力実験が行われており, 高軸力下においても大変形時まで安定した復元力特性を有することが確認されている⁶⁾。しかし, 柱部材に袖壁が付帯している場合では, 高軸力下になるにつれて壁板の負担する圧縮力が増加するため, 壁板の圧縮破壊が早期に生じるものと考えられる。また, 片側袖壁付き柱においては柱頭および柱脚の断面性能の違いおよび上下層に取り付く袖壁による連層効果により, せん断スパンは地震力の方向により異なることが想定される。しかしながら, 現

状では片側袖壁付き柱部材を対象として変動軸力およびせん断スパンの両者を考慮した研究は行われていない。

そこで本論では, 前半に柱部材に片側袖壁を付加した CES 造建物の静的増分解析を行い, 片側袖壁付き CES 柱のせん断スパンおよび軸力の負担状況について検討する。後半においては前半の検討を参考にして実施した加力方向によって異なるせん断スパンおよび軸力の載荷方法が異なる片側袖壁付き CES 柱の静的加力実験の結果に基づき, せん断スパンおよび軸力の載荷方法の違いが破壊性状, 履歴性状および最大耐力に及ぼす影響について考察する。

2. せん断スパンおよび変動軸力に関する検討

柱部材の片側に袖壁が取り付け付いた CES 造建物を対象とした静的フレーム解析を行い, 最下層における片側袖壁付き CES 柱の作用軸力およびせん断スパンについて検討する。また, 解析結果から静的加力実験における変動軸力およびせん断スパンを決定する。

2.1 解析概要

対象建物は文献 7) に示す純ラーメン形式の 13 層 SRC 造建物の上部 5 層の断面形状等を参考に, 構造形式を変更して, 壁縦筋の定着のない袖壁を付加した 5 層 CES 造建物である。図 1 に基準階の平面図および長辺方向の立面図を示す。基準階平面が 35m×27m, および建物高さが約 20.6m であり, 解析対象は図 1 に示す 1 構面のみとした。図 2 に対象建物の部材断面を示す。柱および梁断面は長期荷重時の軸力比および一般化累加強度理論における N-M 相関関係が概ね一致するように鉄骨断面を調整した (図 3 参照)。袖壁部材は, 壁

* 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)

** 元 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
修士(工学)

*** 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)

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

Former Graduate Student, Div. of Global Architecture, Osaka Univ., M. Eng.

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

長さが 2,000mm, 壁厚が 200mm とし, 壁筋比は既往の試験体⁵⁾と同様の 0.42% とした。また, 袖壁端部鉄骨については袖壁断面積に対する端部鉄骨量が既往の試験体⁵⁾と同等となるよう鉄骨断面を調整した。外力分布については A_i 分布を用いており, 1 層層間変形角が $R=0.25, 0.5, 1.0, 1.5$ および $2.0 \times 10^{-2} \text{ rad}$ 。(以下, R =省略)となるように正負繰り返し変位を与えた。なお, 解析には非線形構造解析ソフト“SNAP”⁸⁾を使用した。

片側袖壁付き CES 柱部材の復元力モデルは文献 9)を参考にマルチスプリングモデル (MS モデル) を使用した。図 4 に MS モデルの要素分割を, 図 5 に材料モデルを, 図 6 に復元力特性をそれぞれ示す。MS モデルは, コンクリートを 11 個, 柱鉄骨を 5 個, 袖壁端部鉄骨を 1 個の軸方向バネに置換した。また, 壁縦筋は, 梁への定着を省略していることから考慮していない。MS モデルの塑性域長さは柱せいと同じの 850mm とした。

コンクリートの復元力モデルは図 5(a)に示す曲線剛性遞減型とした。柱鉄骨の復元力モデルは図 5(b)に示す剛性遞減型とし, スケルトンカーブについては圧縮側をバイリニア型とし, 引張側を鉄骨およびコンクリート間の付着劣化の影響を考慮してトリリニア型とした。また, 袖壁端部の定着が無い鉄骨は圧縮側をバイリニア型, 引

張側を応力および剛性の無いモデルとし, 復元力モデルは履歴ループの無いトリリニア逆行型とした (図 5(c))。せん断バネの復元力モデルについてはスケルトンカーブをトリリニア型とし, 履歴特性を頂点指向型モデルとした (図 6(a))。第 1 点はせん断ひび割れ点として式(1)より算出した¹⁰⁾。第 2 点はせん断終局強度点として文献 5)に示す提案式より算出し, せん断終局強度時のひずみ度を 0.004 とした。また, 終局強度後の接線剛性は初期剛性の 0.001 倍と仮定した。ただし, 本解析結果では, 片側袖壁付き柱部材はせん断終局強度に達していないことを確認している。

$$Q_{cr} = \sqrt{\sigma_{cr}(\sigma_{cr} + \sigma_0)} \cdot t_w \cdot l / \kappa_s \quad (1)$$

ここで, σ_{cr} : コンクリートのひび割れ強度 ($=0.33\sqrt{\sigma_B}$), σ_0 : 軸方向応力度, t_w : 壁厚, l : 全せい, κ_s : 形状係数 (矩形断面と仮定し 1.5) である。

CES 梁部材は材端バネモデルとし, 復元力モデルは文献 3)を参考にスケルトンカーブをトリリニア型とし, 履歴特性を Takeda モデルとした (図 6(b))。ここで, 曲げ降伏強度 M_y は一般化累加強度理論より算出し, ひび割れ強度 M_c は M_y の 1/3, ひび割れ強度時変形角 θ_c を曲げ降伏強度時変形角 θ_y の 1/8 と仮定し, ひび割れ後の剛性低下率を 0.258 とした。また, せん断変形は弾性として考慮した。

図 7 Axial force-shear force relationships in column

図 8 Shear span ratio-shear force relationships in column

2.2 解析結果

ここでは、図 1 に示す中柱 A および外柱 B に着目して、片側袖壁付き CES 柱の軸力負担状況およびせん断スパンの変動について検討する。

図 7 に中柱 A および外柱 B の軸力-せん断力関係を示す。また、以後の検討では 1 層層間変形角 $1.5 \times 10^{-2} \text{ rad}$ までのものを示す。なお、解析対象建物のベースシア係数は、1 層層間変形角が $1.5 \times 10^{-2} \text{ rad}$ に達した際に 0.538 であった。

中柱 A ではせん断力のレベルに拘わらずほぼ一定の軸力を負担しているが、外柱 B では作用するせん断力に比例して軸力は変動しており、せん断力に対する軸力の比（以下、変動軸力係数 α ）は 2.5 程度となっている。

図 8 に各柱のせん断スパン比-せん断力関係を示す。壁脚に引張を受けるサイクル（せん断力が正の値）についてみると、中柱 A および外柱 B ともにせん断スパン比はおよそ 0.7 から 1.1 程度の範囲で変動しており、せん断力が大きくなるに従ってせん断スパン比は小さくなる傾向がみられる。一方、壁脚に圧縮を受けるサイクル（せん断力が負の値）についてみると、せん断スパン比は、中柱 A ではおよそ 1.1 から 1.7、外柱 B ではおよそ 1.0 から 2.7 程度の範囲でそれぞれ変動しており、せん断力が大きくなるに従ってせん断スパン比は小さくなる傾向がみられる。すなわち、中柱と外柱ともにせん断力が大きくなると概ね同程度のせん断スパンとなり、そのせん断スパンは加力方向によって異なる傾向がみられる。本論において検討対象としている片側袖壁付き CES 柱部材は壁板の梁への定着を省略しており、壁脚に引張を受ける載荷方向では、袖壁は曲げひび割れに伴う壁板の浮き上がりによって曲げモーメントを負担しなくなることから、せん断スパン比が徐々に小さくなるものと推察される。一方、壁脚に圧縮を受ける載荷方向では、脚部の負担する曲げモーメントが柱脚圧縮側のものと比べて大きく、さらに、袖壁の連層効果からせん断スパンは柱脚圧縮側と比べて大きくなるものと考えられる。

以上のことから、第 3 章以降に示す静的載荷実験では、加力方向ごとのせん断スパンの変動および軸力の載荷方法を変数とすることとした。ここで、解析結果から壁脚に引張を受ける正載荷のせん断スパン比は 0.71（せん断スパン 1,000mm）とし、壁脚に圧縮を受ける負載荷のせん断スパン比は昨年度に行った静的加力実験⁵⁾のせん断スパン比を考慮して 1.42（せん断スパン 2,000mm）として、解析結果よりも若干高めめのせん断スパン比とした。加力方向によるせん

断スパンの変動は実験の簡略化のためにせん断力がゼロのときに行うこととした。軸力の載荷方法は、中柱を想定して一定軸力を受けるもの、および外柱を想定して変動軸力を受けるものの 2 パターンとした。なお、変動軸力を受ける試験体は載荷装置の性能を考慮して変動軸力係数 α を 1.3 に設定した。ちなみに、 $\alpha=2.5$ した場合に比べて、曲げ終局強度が正載荷側で小さく、負載荷側で大きくなる。実際には正載荷側でせん断破壊および負載荷側で曲げ降伏という破壊モードが想定され、 α を小さくすることによる試験体の破壊モードに及ぼす影響は少ないであろうと判断した。

3. 実験概要

3.1 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 2 体である。試験体の形状および配筋状況を図 9 に、部材断面詳細を表 1 にそれぞれ示す。試験体はすべて同一形状および配筋状況であり、柱内法高さが 1,800mm、柱断面が 400mm 角、袖壁長さおよび厚さがそれぞれ 1,000mm および 100mm である。柱鉄骨は H-294×200×8×12 (SS400) を使用し、壁筋は D6 (SD295A) を 75mm 間隔で配筋している。なお、すべての試験体ともに CES 造耐震壁⁴⁾と同様に実施の簡便化を考慮して、壁縦筋はスタブに定着せず壁板内でフックを設けている。壁横筋については、柱鉄骨および袖壁端部鉄骨に対してそれぞれ溶接を施している。袖壁端部は 4-D10 (SD295A) および C-75×40×5×7 (SS400) を使用し、それぞれスタブへの定着を省略している。

表 2 に実験変数を示す。実験変数はせん断スパンおよび軸力の載荷方法とした。試験体 WWF-4 では軸力比 0.2 の一定軸力とし、試験体 WWF-5 では初期軸力比を 0.1 として、軸力比 0.02~0.35 の変動軸力が作用するように計画した。なお、表 2 には比較対象として、文献 5) に示す試験体 WWF-1 も併せて示す。試験体 WWF-1 は試験体 WWF-4 および WWF-5 と同一の形状および配筋状況となっており、軸力比 0.2 の一定軸力を受け、せん断スパンを 2,000mm と固定したものである。

3.2 材料特性

表 3 に FRC の材料特性を、表 4 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 30N/mm² 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、試験部には繊維補強コンクリートを使用しており、混入繊維は直径が 0.66mm、長さが 30mm の PVA (Poly Vinyl

図9 Configuration and bar arrangement of specimens

図10 Loading apparatus

Alcohol) 繊維であり、体積混入率は1.0%である。

3.3 荷重計画

図10に荷重装置を示す。試験体は荷重フレームにPC鋼棒で固定し、反力壁に取り付けたオイルジャッキ(2,000kN)によって正負繰り返し荷重を行った。さらに、荷重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、式(2)から求めた軸力を試験体頂部に作用させると同時に、所定のせん断スパン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。また、文献5)に示す試験体 WWF-1 の軸力は塑性重心位置に作用させ、一般化累加強度理論におけるN-M相関曲線の頂点で曲げモーメントの値が0となるようにしている。しかしながら、軸力作用位置に塑性重心を採用し

表1 Details of specimens

Column	B×D	400×400 (mm)
	Steel	H-294×200×8×12 ($s_p=4.4\%$)
Wing wall	Thickness	100 (mm)
	Length	1,000 (mm)
	longitudinal and transverse bars	D6@75 Zigzag ($w_p=0.42\%$)
Steel at edge of wing wall	longitudinal bar	4-D10
	steel	C-75×40×5×7
	hoops	D6@100

表2 Experimental variables

		WWF-1	WWF-4	WWF-5
Shear span	Positive loading	2,000 (mm)	1,000 (mm)	
	Negative loading	2,000 (mm)		
Axial force	Loading method	Constant		Varying
	Ratio +: compression -: tension	+0.2		-0.02~+0.35

表3 Material properties of FRC

Specimen	Compressive strength (N/mm ²)	Elastic modulus (kN/mm ²)	Strain at compressive strength (μ)
WWF-1	55.1	29.5	2355
WWF-4	50.7	29.7	2428
WWF-5	54.7	31.0	2598

表4 Material properties of steels and bars

Class	Specimen	Yield strength (N/mm ²)	Elastic modulus (kN/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)
PL-5	WWF-1	328	206.5	451
	Others	331	198.4	442
PL-7	WWF-1	314	205.1	448
	Others	336	195.5	428
PL-8	WWF-1	328	201.9	469
	Others	333	205.7	436
PL-12	WWF-1	306	201.3	467
	Others	295	203.3	407
D6	WWF-1	320	163.3	483
	Others	320	163.3	458
D10	WWF-1	367	183.2	500
	Others	352	170.5	439

た場合、軸力の作用に伴い試験体に曲げモーメントが生じることとなり、建物の実挙動と整合しない可能性がある。そこで、試験体 WWF-4 および WWF-5 の軸力作用位置は弾性重心位置とし、曲げモーメントが生じないように計画した。ただし、試験体 WWF-1 の塑性重心位置と試験体 WWF-4 および WWF-5 の弾性重心位置の差は30mm 未満となり、ごく僅かなものである。以下に作用軸力および鉛直ジャッキの算定式をそれぞれ示す。

$$N = \alpha \cdot Q + \beta \cdot N_0 \quad (\text{kN}) \quad (2)$$

$$N_0 = c \cdot A_c \cdot r_u \cdot \sigma_B + s \cdot A_s \cdot \sigma_y \quad (\text{kN}) \quad (3)$$

$$c \cdot r_u = 0.85 - 2.5 \cdot p_c \quad (4)$$

$$N_n = l_s / l_j \cdot N + Q / l_j \cdot (h - a) \quad (\text{kN}) \quad (5)$$

$$N_s = l_n / l_j \cdot N - Q / l_j \cdot (h - a) \quad (\text{kN}) \quad (6)$$

ここで、 N : 軸力、 α : 変動軸力係数 (WWF-4: 0, WWF-5: 1.3), Q : せん断力、 β : 長期軸力比 (WWF-4: 0.2, WWF-5: 0.1), N_0 : 鉄骨を含む柱軸耐力、 A : 柱コンクリート断面積、 A_s : 柱鉄骨断面積、 σ_B : コンクリート強度、 σ_y : 柱鉄骨降伏点、 r_u : 低減率、 p_c : 柱圧縮側鉄骨比、 N_n : 北側鉛直ジャッキの軸力、 N_s : 南側鉛直ジャッキの軸力、 $l_s=1,990\text{mm}$: 南側鉛直ジャッキから弾性重心までの距離、 $l_n=2,010\text{mm}$: 北側鉛直ジャッキから弾性重心までの距離、 l_j : 南北ジャッキ間距離、 h : 想定加力高さ、 a : 実加力高さである。

実験では、試験体頂部の水平変位 δ を計測位置の高さ $H=2,000\text{mm}$

で除した相対部材角 $R=\delta/H$ で柱脚部圧縮側を正として制御した。加力サイクルは 0.0625 および $0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$ を 1 サイクルずつ行った後、 0.25 , 0.5 および $0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ を 2 サイクルずつ繰り返した。

4. 実験結果

4.1 破壊性状

図 11 に各試験体の 0.25 および $0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ の 1 サイクル目終了時の破壊状況と最終破壊状況をそれぞれ示す。なお、以後の検討では試験体 WWF-1 の実験結果⁹⁾も併せて示す

一定軸力を受ける試験体 WWF-4 では、 $0.0625 \times 10^{-2} \text{rad}$ の壁脚に引張を受ける正載荷側において壁板にせん断ひび割れが発生し、 $0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて柱脚部および壁脚部に曲げひび割れがそれぞれ発生した。また、壁脚に圧縮を受ける負載荷側では、 $0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて袖壁脚部コンクリートのせん断圧縮破壊が確認された。

変動軸力を受ける試験体 WWF-5 では、 $0.0625 \times 10^{-2} \text{rad}$ の壁脚に引張を受ける正載荷側において柱と壁板の境界付近にせん断ひび割れが発生した。 0.0625 および $0.25 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて柱脚および壁脚のそれぞれに曲げひび割れが発生した。また、 $0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて袖壁端の頂部および脚部コンクリートに圧壊の兆候が確認され、 $1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の正載荷側において袖壁頂部のせん断圧縮破壊が確認された。

壁脚に引張を受ける正載荷においてせん断スパンが異なる試験体 WWF-4 および WWF-1 の最終破壊状況をみると、両試験体ともに袖壁脚部コンクリートの圧壊が顕著であり、両試験体の壁脚に圧縮を受ける負載荷の損傷状況は類似している。しかしながら、袖壁脚部コンクリートの圧壊が生じた部材角は、試験体 WWF-1 では $1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルで、試験体 WWF-4 では $0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルとなり、試験体 WWF-4 は試験体 WWF-1 と比べて早期にコンクリートのせん断圧縮破壊が生じている。また、試験体 WWF-4 は試験体 WWF-1 と比べて正載荷側においてせん断ひび割れによる損傷が顕著となっている。このことから、試験体 WWF-4 では、正載荷側のせん断ひび割れの影響により負載荷サイクルにおいて袖壁コンクリートのせん断伝達能力が低下し、袖壁脚部のせん断圧縮破壊が生じたものと推察できる。

一方、軸力の載荷方法が異なる試験体 WWF-4 および WWF-5 の最終破壊状況をみると、壁脚に圧縮を受ける負載荷側では、試験体 WWF-5 は試験体 WWF-4 と比べて引張軸力の影響によるコンクリートのせん断ひび割れが顕著となるものの、袖壁脚部のせん断圧縮破壊は認められない。また、壁脚に引張を受ける正載荷側では、試験体 WWF-5 は試験体頂部において高圧縮軸力を袖壁が負担することから、結果として正載荷側においてせん断破壊が生じたものと考えられる。

4.2 履歴特性

図 12 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○、柱鉄骨フランジ降伏点□および壁横筋の降伏点△を併せて示す。ここで、降伏点は柱鉄骨の脚部フランジおよび壁横筋のそれぞれに貼り付けたひずみゲージの計測値が最初に材料試験における降伏ひずみに達したときとする。ただし、試験体 WWF-4 については柱鉄骨フランジ脚部に貼り付けたひずみゲージが計測不良であ

図 11 Cracking patterns

ったことから、同図中には示していない。

壁脚に引張を受ける正載荷においてせん断スパンが異なる試験体 WWF-4 および WWF-1 に着目すると、柱脚部圧縮側の最大耐力は、試験体 WWF-4 では $1,092 \text{kN}$ 、試験体 WWF-1 では 497kN となり、せん断スパンの差異によって大きさが異なる。両試験体の正載荷側の履歴性状は、曲げひび割れの発生に伴う剛性低下の後、逆行型 (S 字型) のループを描く傾向が認められる。これは、袖壁脚部において曲げひび割れが発生した後、壁縦筋の定着を省略している袖壁が曲げモーメントを負担せず、CES 柱のみで抵抗するためである。また、試験体 WWF-4 のエネルギー吸収量は、試験体 WWF-1 と比べて壁板のせん断ひび割れが顕著となることから (図 11 参照)、僅かに大きくなるものと考えられる。

一方、壁脚に圧縮を受ける負載荷の最大耐力は、試験体 WWF-1 では $1,218 \text{kN}$ 、試験体 WWF-4 では $1,003 \text{kN}$ となり、試験体 WWF-4 の最大耐力は試験体 WWF-1 と比べて 18% 程度低い値を示している。これは 4.1 節で述べたように、試験体 WWF-4 は試験体 WWF-1 と比べて負載荷において壁板にせん断ひび割れが多く発生したことによってコンクリートのせん断伝達能力が低下したこと起因するものと考えられる。また、両試験体の履歴性状は載荷サイクルの進行に伴う付帯柱の曲げひび割れおよび袖壁のせん断ひび割れの影響から剛性遁減型となり、ほぼ同様の履歴ループを描いている。

軸力の載荷方法が異なる試験体 WWF-4 および WWF-5 に着目すると、壁脚に引張を受ける正載荷では、試験体 WWF-5 の最大耐力

図 12 Shear force-drift angle relationships

図 13 Transition of stresses in wing wall transverse reinforcement

(1,404kN) は高圧縮軸力の影響から試験体 WWF-4 のものと比べて高い値を示しており、 1.0×10^{-2} rad. のサイクルにおいて耐力低下が生じている。また、試験体 WWF-5 は載荷ピーク点から除荷点までほぼ一定の剛性となっており、履歴逆行型の性状を示す試験体 WWF-4 と比べてエネルギー吸収量が大きくなる傾向がみられる。これは、高圧縮力を受ける試験体 WWF-5 は試験体 WWF-4 と比べて壁脚の浮き上がりの影響が小さく、また図 11 の損傷状況に示すようにせん断ひび割れが顕著となることに起因するものと考えられる。

一方、壁脚に圧縮を受ける負荷荷では、引張軸力を受ける試験体 WWF-5 の最大耐力 (-793kN) は試験体 WWF-4 と比べて低くなっており、 0.75×10^{-2} rad. のサイクルまで耐力低下は認められない。また、試験体 WWF-5 の除荷剛性は試験体 WWF-4 と同様に剛性減型の履歴ループを描く傾向がみられる。

4.3 袖壁せん断補強筋の応力推移

図 13 に各試験体の第 1 サイクルピーク時における袖壁せん断補強筋の応力推移を示す。応力の計算は、図 9 に示す位置のひずみゲージから計測されたひずみの値を用いて、鋼材の応力-ひずみ関係を

図 14 Shear resisting mechanism of CES column with wing wall in the one side

バイリニアにモデル化して算出した。

壁脚に引張を受ける正載荷においてせん断スパンが異なる試験体 WWF-4 および WWF-1 に着目すると、壁脚に圧縮を受ける負荷荷では両試験体のせん断補強筋の応力推移に大きな差異は認められない。また、正載荷側では、試験体 WWF-4 は試験体 WWF-1 と比べて壁板を対角に結ぶ応力計測位置 W9, W13 および W17 の引張応力が高くなっており、特に W9 および W13 では 0.25×10^{-2} rad. のサイクルまでに鉄筋の降伏が確認できる。これは、前節までにおいて述べたように、試験体 WWF-4 は試験体 WWF-1 と比べて負荷荷側において袖壁のせん断ひび割れが顕著になったことと対応している。

軸力の載荷方法が異なる試験体 WWF-4 および WWF-5 に着目すると、壁脚に圧縮を受ける負荷荷では、両試験体ともに計測位置 W10, W12 および W15 の補強筋の降伏が確認されるものの、変動軸力を受ける試験体 WWF-5 の補強筋は一定軸力を受ける試験体 WWF-4 のものと比べて早期に引張応力を負担する傾向が認められる。試験体 WWF-5 の負荷荷ではせん断力の増大に伴い軸力が減少することから、せん断ひび割れが生じやすい状況にあるものと推察される。一方、正載荷では、変動軸力を受ける試験体 WWF-5 の計測位置 W12 および W15 の応力は試験体 WWF-4 のものと比べて初期の載荷サイクルから高くなる傾向が確認される。これは、試験体

図 15 N-M interaction curves

WWF-5 の軸力は $0.25 \times 10^2 \text{ rad}$ のサイクルまで試験体 WWF-4 と比べて低いことに起因するものである。また、試験体 WWF-5 では、載荷サイクルの進行によるせん断力の増加に伴い、応力計測位置 W9 および W13 の引張応力が高くなり、試験体 WWF-4 と同様の傾向を示している。

5. 終局強度評価

曲げ終局強度は文献 11) を参考に一般化累加強度理論式によって評価した。ここで、壁縦筋、端部鉄骨および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。曲げ終局モーメントは実験と同様に、試験体 WWF-1 では塑性重心まわりの値、試験体 WWF-4 および WWF-5 では弾性重心まわりの値を示している。

せん断終局強度は CES 柱のせん断終局強度および袖壁のせん断終局強度のそれぞれを累加することで算定した (式(7))。図 14 に片側袖壁付き CES 柱のせん断抵抗機構を示す。CES 柱のせん断終局強度は文献 12) に示される分割アーチせん断耐力式から壁厚分を省いて算定したものおよび柱鉄骨の曲げ降伏強度の累加耐力とした (式(8))。袖壁のせん断終局強度は式(9)に示すものを用いた。ここで、本研究において検討対象としている試験体は壁縦筋の定着を省略していることから、袖壁のせん断終局強度はアーチ機構のみを考慮し、壁板アーチ機構の等価壁長さ l_{wa} (式(10)) は文献 10) に従って算定した。また、コンクリートの有効強度係数 ν は長沼の提案式¹³⁾を採用した。

$$Q_{su} = Q_{su,c} + Q_{su,w} \quad (7)$$

$$Q_{su,c} = \tan \theta_c \cdot (b - t_w) \cdot \mu \cdot D \cdot \sigma_B / 2 + {}_s M_u / h \quad (8)$$

$$Q_{su,w} = \tan \theta_w \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \quad (9)$$

$$l_{wa} = l' + A_{ce} / t_w \quad (10)$$

$$\tan \theta_c = \sqrt{(2h/D)^2 + 1} - 2h/D \quad (11)$$

$$\tan \theta_w = \sqrt{(2h/l_{wa})^2 + 1} - 2h/l_{wa} \quad (12)$$

$$\nu = 0.74 - \sigma_B / 255 \quad (13)$$

ここで、 b : 柱幅、 t_w : 壁厚、 $\mu = (0.5 + b'/b) \leq 1.0$ 、 b' : コンクリートの有効幅 ($= b - b_f$)、 b_f : 柱鉄骨フランジ幅、 D : 柱せい、 σ_B : コンクリート強度、 ${}_s M_u$: 柱鉄骨の曲げ降伏強度、 h : 想定加力高さ、 l' : 袖壁せい、 A_{ce} : 付帯柱の有効断面積¹⁰⁾である。

表 5 に各試験体の耐力算定結果を、図 15 に N-M 相関曲線をそ

表 5 Measured and calculated strength

Unit: kN	WWF-1		WWF-4		WWF-5	
	Positive loading	Negative loading	Positive loading	Negative loading	Positive loading	Negative loading
Measured strength Q_{exp}	497	1,218	1,092	1,003	1,404	793
Flexural strength Q_{mu}	543	1,544	967	1,492	1,279	1,075
Shear strength Q_{su}	1,033	1,263	1,734	1,172	1,869	1,222
$Q_{exp} / \min(Q_{su}, Q_{mu})$	0.92	0.96	1.13	0.86	1.10	0.74
Q_{su} / Q_{mu}	1.90	0.82	1.79	0.79	1.46	1.14

れぞれ示す。

壁脚に引張を受ける正載荷では、各試験体のせん断余裕度は 1.46~1.90 となっており、破壊形式は曲げ降伏先行型と判定された。試験体 WWF-5 では袖壁頂部のせん断圧縮破壊が生じているものの、それ以前に試験体脚部において付帯柱鉄骨の降伏が確認されている。このことから各試験体ともに実験における破壊形式と終局強度計算の結果は対応しているものと判断できる。また、終局強度計算値に対する実験の最大耐力の比 (以下、耐力比) は 0.92~1.13 となり、一般化累加強度理論によって概ね評価可能である。

壁脚に圧縮を受ける負載荷では、試験体 WWF-1 および WWF-4 のせん断余裕度は 0.82 および 0.79 となっており、せん断破壊型と判定されている。実験結果では、両試験体ともに袖壁脚部コンクリートのせん断圧縮破壊が生じており、実験における破壊形式とせん断余裕度による破壊形式は一致している。しかしながら、試験体 WWF-1 および WWF-4 の耐力比はそれぞれ 0.96 および 0.86 となり、本論に示すせん断終局強度式による計算値は実験値を過大評価する傾向がみられる。これは、図 11 の最終破壊状況に示すように、試験体 WWF-1 および WWF-4 の付帯柱はせん断ひび割れがほとんど生じていないことからせん断終局強度に達しておらず、柱の負担せん断力を過大評価していることが原因と考えられる。さらに、4.1 節の破壊性状において示したように、試験体 WWF-4 は正載荷側において壁板に生じたせん断ひび割れの影響から試験体 WWF-1 と比べて壁板のせん断伝達性能が低下しているものと推察される。以上のことから、せん断終局強度式については改善の余地があり、今後の課題とする。また、試験体 WWF-5 における曲げ終局強度計算による耐力比は 0.74 となり、過大評価する傾向が認められる。これは、試験体 WWF-5 は正載荷側において袖壁頂部の圧壊に伴い実験を終了したことから、負載荷側では曲げ終局強度に達していないためと考えられる。

6. まとめ

本研究では、片側袖壁付き柱を有する CES 造建物の静的増分解析

を行い、片側袖壁付き CES 柱の挙動について検討を行った。さらに、解析結果を参考に、軸力の載荷方法およびせん断スパンを変数とした片側袖壁付き CES 柱の静的加力実験を実施した。

本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) 静的増分解析結果において、壁脚に引張を受ける正載荷では壁縦筋を定着していない壁板が応力を負担しないことから、せん断スパンは部材高さの中央程度の高さとなる。一方、壁脚に圧縮を受ける負載荷では、部材脚部全体で曲げモーメントに抵抗することおよび上層に取り付く袖壁の連層効果により、せん断スパンは部材頂部付近の高さとなる。
- 2) 一定軸力を受け、正載荷のせん断スパンの異なる 2 つの試験体では、せん断スパンが小さい試験体は大きな試験体と比べて、袖壁のせん断ひび割れが顕著となることから、同一せん断スパンである負載荷側において壁脚端部でせん断破壊が早期に生じる。
- 3) 変動軸力を受ける試験体は、高圧縮軸力を受ける正載荷側において壁板頂部でせん断圧縮破壊が生じ、他の一定軸力を受ける 2 試験体と比べて損傷箇所が異なる。
- 4) 壁脚に引張を受ける正載荷の履歴性状は、一定軸力を受ける試験体では壁縦筋を定着していない壁板が曲げモーメントを負担しないことから逆行型のループを描き、変動軸力を受ける試験体では高圧縮軸力により壁脚の浮き上がりが小さく、また袖壁のせん断ひび割れが顕著となり、一定軸力を受ける試験体と比べて履歴ループが大きくなる。一方、壁脚に圧縮を受ける負載荷の履歴性状は、各試験体ともに剛性逓減型のループを描く。
- 5) 片側袖壁付き CES 柱の壁脚に引張を受ける正載荷における曲げ終局強度は一般化累加強度理論によって概ね評価可能である。壁脚に圧縮を受ける負載荷のせん断終局強度は本論に示し

た評価式では過大評価する傾向にある。これは、柱の負担せん断力を過大評価していることに起因するものと考えられ、今後の検討課題としたい。

参考文献

- 1) 石 鈞吉, 倉本 洋, 藤本利昭, 松井智哉, 牧元祐太: H 型鉄骨内蔵 CES 柱の復元力特性のモデル化に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.693, pp.2019-2026, 2013.11
- 2) 松井智哉, 倉本 洋: CES 柱梁接合部の構造性能に及ぼす作用軸力の影響, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.663, pp.1025-1031, 2011.5
- 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, Vol.73, No.629, pp.1103-1110, 2008.7
- 4) 鈴木 卓, 倉本 洋, 松井智哉: CES 造耐震壁の復元力モデル, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.693, pp.2027-2034, 2013.11
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課, 他: 限界耐力計算法の計算例とその解説 (SRC 造), 工学図書株式会社, 2003.1
- 8) 株式会社構造システム: SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル, 2012.9
- 9) 鈴木 卓, 森 翔太, 小池俊次, 倉本 洋: 片側袖壁付き CES 柱の構造性能に関する研究, その 3, MS モデルによる解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1413-1414, 2013.8
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997
- 11) 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
- 12) 松井智哉, 溝淵博己, 藤本利昭, 倉本 洋: シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1165-1170, 2009.7
- 13) 長沼一洋: 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究, その 1, 日本建築学会構造系論文報告集, No.421, pp.39-48, 1991.3

EFFECTS OF SHEAR SPAN AND AXIAL FORCE ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF CES COLUMNS WITH WING WALL IN THE ONE SIDE

Suguru SUZUKI^{}, Shota MORI^{**} and Hiroshi KURAMOTO^{***}*

^{*} Assistant Prof., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

^{**} Former Graduate Student, Div. of Global Architecture, Osaka Univ., M. Eng.

^{***} Prof., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

1. Introduction

The authors have conducted studies on composite concrete encased steel (CES) structural systems. This study is to investigate the structural performance of CES columns with wing wall in the one side. Since the columns with wing wall in the one side have the asymmetric cross section, it would be thought that the shear-span length of the columns varies according to the direction of the earthquake loading. Moreover, the exterior columns in a building are subjected to the varying axial forces. Then, static analysis and static loading tests were conducted to verify the effects of shear-span and varying axial force levels on the structural performance of CES columns with wing wall in the one side.

2. Static analysis of a CES building consisting of columns with wing wall in the one side

A static analysis for a five-story CES frame building consisting of columns with wing wall in the one side was conducted to examine the variation of the shear-span and axial force of the columns in the first floor. The analytical results show that the shear-span length became about half of the column height when subjected to compression at column in the bottom. On the other hand, the shear-span length became about the column height when subjected to compression at wing wall in the bottom.

3. Test program

The variables investigated are the shear-span and the axial force level. Specimens WWF-1 and WWF-4 were subjected to constant axial force, while Specimen WWF-5 was under varying axial force. The shear-span lengths of Specimens WWF-4 and WWF-5 were 1,000mm for the loading direction when subjected to compression at the column in the bottom, and 2,000mm for the opposite loading direction. The shear-span length of Specimen WWF-1 was 2,000mm constantly.

4. Experimental results

Shear failures occurred at the bottom of wing wall in Specimens WWF-4 and WWF-1. The failure in Specimen WWF-4 occurred earlier than that in Specimen WWF-1 due to more significant shear cracking in the wing wall when subjected to compression at the bottom of column. Moreover, shear failure of the wing wall occurred in Specimen WWF-5 when subjected to compression at the bottom of column because the column was subjected to much higher axial compression with Specimens WWF-1 and WWF-4.

5. Evaluation of ultimate strength

The flexural strengths of CES columns with wing wall were calculated using the superposed strength theory, and the shear strengths were calculated by cumulating the shear strengths of the CES column and the wing wall. The calculated flexural strengths had almost good agreement with the test results. On the other hand, the calculated shear strengths overestimated to the test results when subjected to compression at column in the bottom, because the shear strength of CES column was overestimated.

6. Conclusion

- 1) In the analytical results, the shear-span length of the columns became about half of the column height when subjected to compression in the bottom. On the other hand, the shear-span length became about the column height when subjected to compression at wing wall in the bottom.
- 2) In CES columns with wing wall in the one side in the loading direction when subjected to compression at column in the bottom, the shear failure of the wing wall tends to occur earlier, because significant shear cracks occur in wing wall in the opposite loading direction.
- 3) In CES columns with wing wall in the one side under high axial compression, the shear failure of wing wall tends to occur in the loading direction when subjected to compression at column in the bottom.

(2014年2月3日原稿受理, 2014年5月27日採用決定)