

論文 壁端部定着状態の異なる片側袖壁付き CES 柱の構造性能

森 翔太*1・鈴木 卓*2・小池 俊次*3・倉本 洋*4

要旨: 本研究では、片側袖壁付き CES 柱の構造性能の把握を目的として、袖壁端部の定着状態を実験変数とした 3 体の試験体を用いた静的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、袖壁端部の鉄骨および鉄筋の定着状態が片側袖壁付き CES 柱の破壊性状および履歴特性に及ぼす影響について述べる。また、終局強度評価法の確立を目的として、一般化累加強度理論による曲げ終局強度および CES 柱と壁板のせん断終局強度を累加したせん断終局強度の検討結果について述べる。

キーワード: 片側袖壁付き CES 柱, 繊維補強コンクリート, 静的加力実験, 袖壁端部定着状態

1. はじめに

鋼コンクリート合成構造 (Concrete Encased Steel: 以下, CES 構造) は鉄骨と繊維補強コンクリート (以下, FRC) のみからなる合成構造であり, これまでの実験的研究^{1)~4)}により鉄骨鉄筋コンクリート構造と同等以上の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が確認されている。

一方で, 従来の鉄筋コンクリート造建築物では, 袖壁などはスリットにより構造部材と切り離して設計されることが多い。これは, 袖壁付き柱の挙動が柱部材や壁部材のいずれとも異なり, 袖壁付き柱部材のモデル化が困難なことに起因する。しかしながら, 2010 年版鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁵⁾では, 袖壁付き柱についての取り扱い方法が示されており, 袖壁を構造部材と

して取り扱うための見直しが進みつつある。以上のことから, CES 構造においても袖壁付き柱の構造性能を把握することができれば, 建物の耐震性能を向上させるうえで有効であると考えられる。

そこで本研究では, 袖壁端部の定着状態を実験変数とした袖壁付き CES 柱の静的加力実験を実施し, 最大耐力, 破壊性状などの検討を行う。また, 袖壁付き CES 柱の耐力評価法の適用性についても検討する。なお, 壁部材に関しては壁板のせん断破壊を抑制するために鉄筋を配筋している。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は, 中層建築物の下部 1 層を想定した実大の約

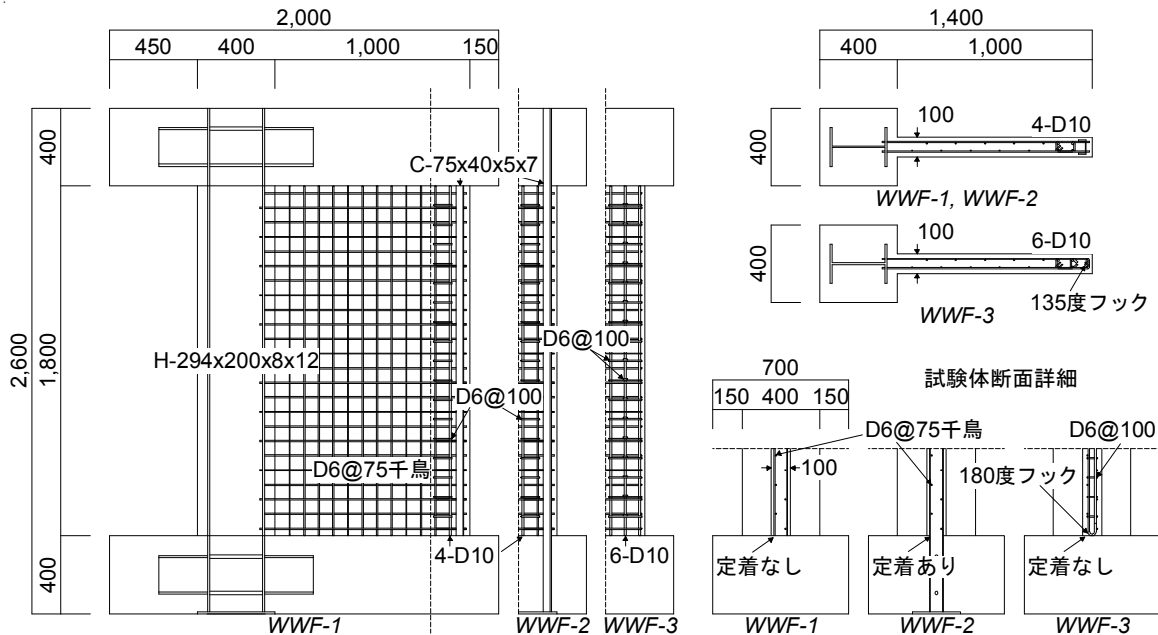


図-1 試験体形状および配筋図

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (正会員)
 *2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 修士 (工学) (正会員)
 *3 大阪大学 工学部地球総合工学科 (正会員)
 *4 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)

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, 袖壁長さおよび厚さがそれぞれ 1,000mm および 100mm であり, せん断スパン M/Q を 2,000mm として, 曲げ降伏先行型となるように計画した。

試験体 WWF-1 は鉄筋および定着のない溝形鋼による補強とし, 試験体 WWF-2 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 WWF-3 は袖壁端部を鉄筋のみによる補強とした。なお, すべての試験体において, CES 造耐震壁の場合⁴⁾と同様に実施工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, 試験体 WWF-1 および WWF-2 で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 WWF-3 では柱鉄骨に対して溶接を施し, 端部縦筋に対して 135 度フックにより定着させた。

2.2 材料特性

表-2 に FRC 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。

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 (壁端部縦筋) である。

2.3 荷重計画

荷重装置を図-2 に示す。試験体は反力フレームに PC 鋼棒で固定し, 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, 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, $N=1,850\text{kN}$ 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 ($H=2,000\text{mm}$) で除した相対部材角 $R=\delta/H$ で袖壁脚部引張側を正として制御し, 図-3 に示す荷重プログラムに従って荷重した。一定軸力および鉛直ジャッキの算定式をそれぞれ以下に示す。

$$N = 0.2 \{ (c A_s A_c) r_u \cdot \sigma_B + s A \cdot \sigma_y \} \quad (1)$$

$$c r_u = 0.85 - 2.5 s p_c \quad (2)$$

$$N_{north} = l_{south} / l_j \cdot N + Q / l_j \cdot (h - a) \quad (3)$$

$$N_{south} = l_{north} / l_j \cdot N - Q / l_j \cdot (h - a) \quad (4)$$

ここで, N : 一定軸力, A : 柱コンクリート断面積 (mm^2), $s A$: 柱鉄骨断面積 (mm^2), σ_B : コンクリート圧縮強度

表-1 試験体概要

| 試験体 | | WWF-1 | WWF-2 | WWF-3 |
|--------|-----|--------------------------------|-------|--------|
| 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 | 1,000 (mm) | | |
| | 縦筋 | D6@75 千鳥 ($w_p=0.42\%$) | | |
| | 横筋 | D6@75 千鳥 ($w_p=0.42\%$) | | |
| 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 FRC の材料特性

| 試験体 | σ_B (MPa) | E_C (GPa) | ϵ_{C0} (μ) |
|-------|------------------|-------------|---------------------------|
| WWF-1 | 55.1 | 29.5 | 2355 |
| WWF-2 | 56.5 | 32.2 | 2195 |
| WWF-3 | 57.4 | 33.5 | 2217 |

σ_B : 圧縮強度, E_C : 弾性係数, ϵ_{C0} : 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

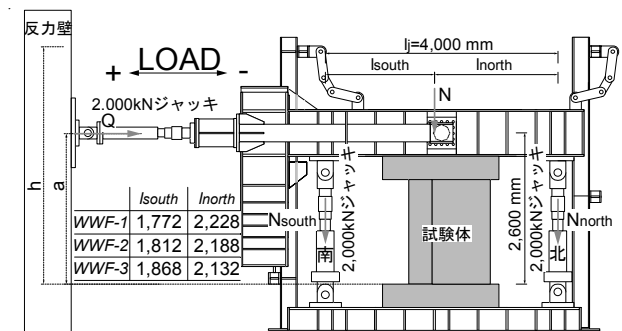


図-2 荷重装置

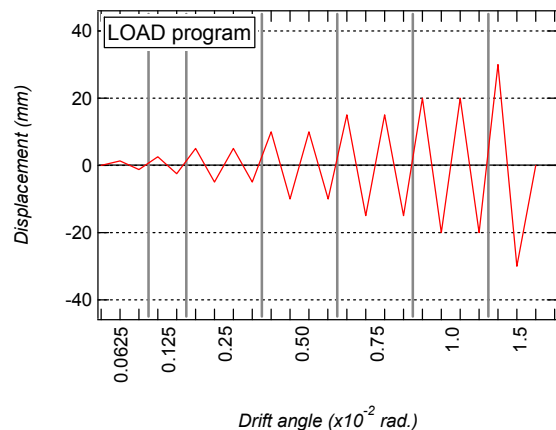


図-3 荷重プログラム

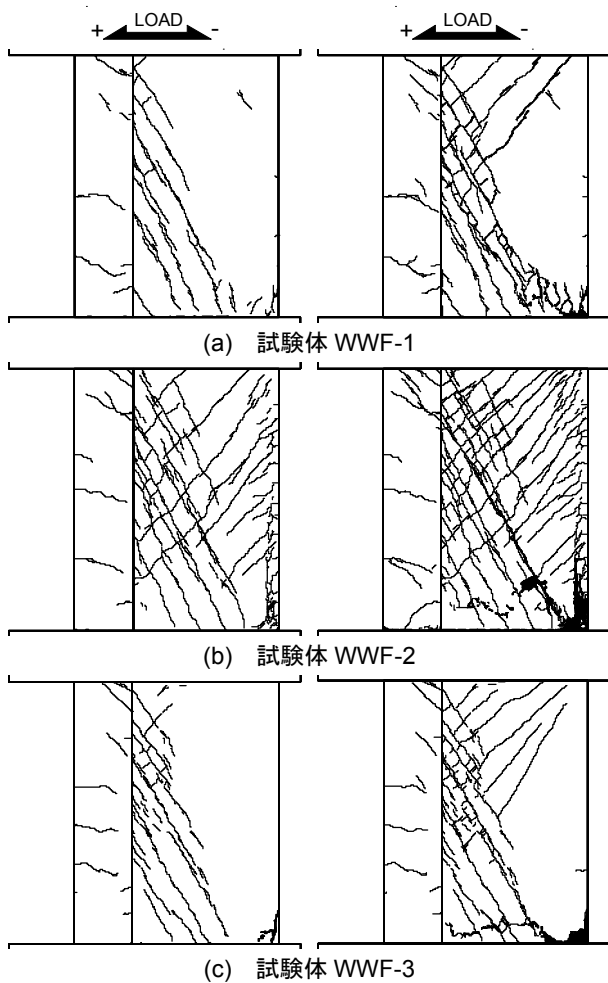


図-4 各試験体の破壊状況
(左側: $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad., 右側: 最終破壊状況)

(MPa), σ_y : 柱鉄骨降伏点 (MPa), c^r_u : 低減率, $s_p c$: 柱圧縮側鉄骨比, Q : 作用せん断力 (kN), h : 想定加力高さ (mm), a : 実加力高さ (mm), N_{north} : 北ジャッキ軸力 (kN), N_{south} : 南ジャッキ軸力 (kN) である。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-4 に各試験体の $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. の 1 サイクル終了時における破壊状況および最終破壊状況をそれぞれ示す。

各試験体ともに $R=0.125 \times 10^{-2}$ rad. のサイクルまでに袖壁脚部引張側では袖壁脚部に、袖壁脚部圧縮側では柱脚部にそれぞれ曲げひび割れが発生した。袖壁端部鉄骨(以下、端部鉄骨)の定着のない試験体 WWF-1 および端部鉄骨のない試験体 WWF-3 では、 $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad. の袖壁脚部圧縮側サイクルで壁板にせん断ひび割れが発生した。一方、端部鉄骨の定着のある試験体 WWF-2 では、 $R=0.25 \times 10^{-2}$ rad. の袖壁脚部引張側および袖壁脚部圧縮側のそれぞれのサイクルで壁板にせん断ひび割れが発生した。また、すべての試験体において $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad. の袖壁脚部圧縮側サイクルで袖壁脚部コンクリートの圧壊が認

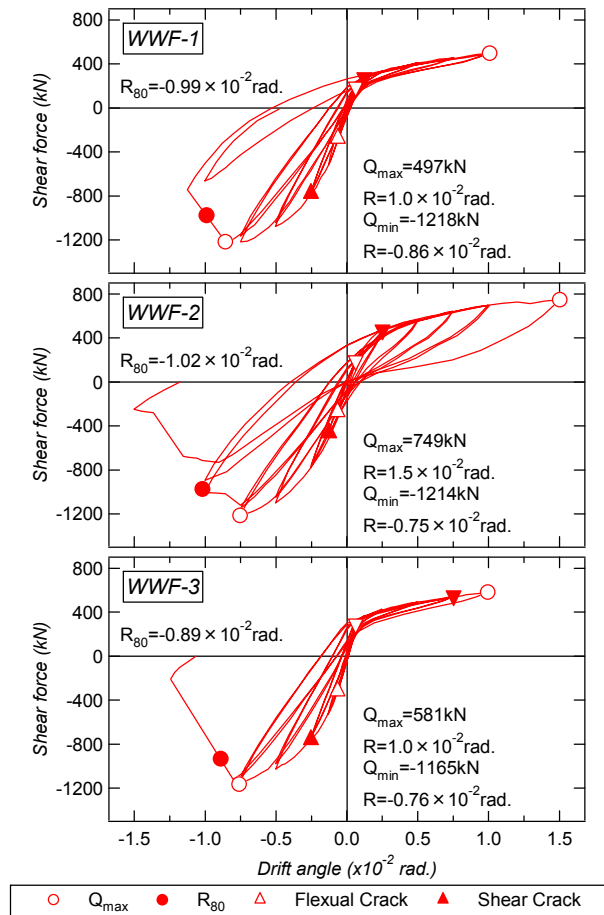


図-5 せん断力-部材角関係

められた。

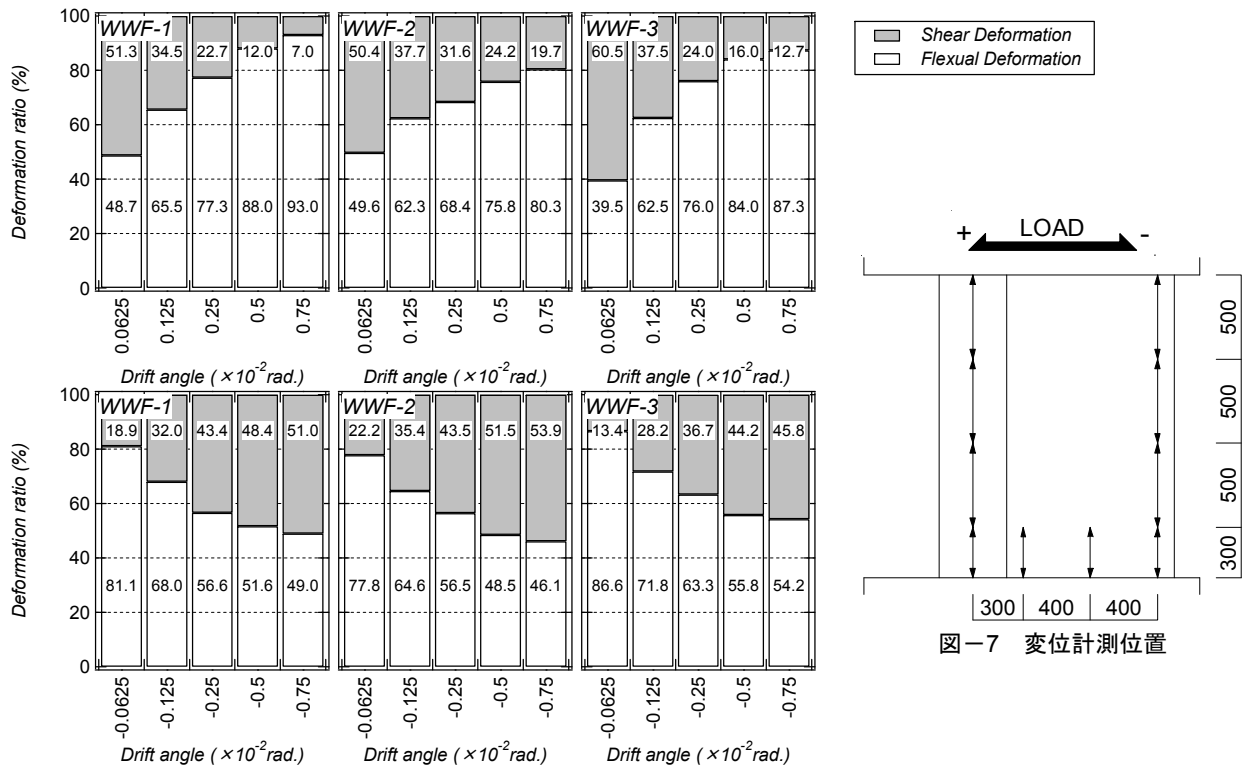
$R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. の破壊状況に着目すると、試験体 WWF-1 および WWF-3 では、損傷箇所に大きな差異はみられない。しかしながら、最終破壊状況に着目すると、試験体 WWF-3 は試験体 WWF-1 と比べて袖壁端部コンクリートの圧壊がより顕著に表れている。一方で、試験体 WWF-2 の $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. の破壊状況では、試験体 WWF-1 および WWF-3 と比べて袖壁端部の脚部から頭部にかけてのひび割れと袖壁脚部引張側のせん断ひび割れが多く発生しており、端部鋼材の定着状態によって損傷箇所に差異のあることが確認された。

3.2 履歴特性

図-5 に各試験体のせん断力-部材角関係を示す。同図では、曲げおよびせん断ひび割れの発生点、最大耐力点および限界変形角も併せて示す。限界変形角は、最大耐力の 80% となる時の変形角である。

各試験体ともに $R=0.125 \times 10^{-2}$ rad. のサイクルまでに曲げひび割れの発生に伴う剛性低下が確認された。また、各試験体において $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. の袖壁脚部圧縮側サイクルで柱脚部の鉄骨フランジの降伏が認められた。

袖壁脚部引張側の最大耐力に着目すると、端部鉄骨の定着のない試験体 WWF-1 では $Q=497$ kN であるのに対し、



図一六 曲げ変形とせん断変形の負担割合（上側：袖壁脚部引張側，下側：袖壁脚部圧縮側）

端部鉄骨のない試験体 WWF-3 では $Q=581\text{kN}$ である。これは 3.1 節に示したように、試験体 WWF-3 の曲げひび割れが試験体 WWF-1 と比べて早期に生じたためである。一方で、端部鉄骨の定着のある試験体 WWF-2 では $Q=749\text{kN}$ であり、試験体 WWF-1 および WWF-3 と比べて高い値を記録した。また、試験体 WWF-2 は試験体 WWF-1 および WWF-3 と比べてエネルギー消費量の多い履歴を示している。

袖壁脚部圧縮側の最大耐力に着目すると、試験体 WWF-1 では $Q=1,218\text{kN}$ であるのに対し、試験体 WWF-3 では $Q=1,165\text{kN}$ を記録し、最大耐力に若干の差異が認められる。これは、圧縮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。一方で、試験体 WWF-2 の最大耐力は $Q=1,214\text{kN}$ となり、試験体 WWF-1 の最大耐力と同程度の値となっている。

袖壁脚部圧縮側の限界変形角は、試験体 WWF-1 および WWF-2 では $R=-1.0 \times 10^{-2}$ rad 程度、試験体 WWF-3 では $R=-0.9 \times 10^{-2}$ rad となり、袖壁端部の鋼材量および定着状態に拘わらず同程度の値となっている。

3.3 変形成分

図一六に各試験体の部材角第 1 サイクル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。曲げ変形は図一七に示すように高さ方向に 4 分割して測定した柱および袖壁端部の軸方向変形量から求め、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。なお、本実験で計測した壁板中央脚部におけるずれ量は全体変形に対して僅かであることから、脚部におけるす

べりは無いものとしてせん断変形を算出した。

$R=0.0625 \times 10^{-2}$ rad における各試験体の変形成分の割合は若干の差が認められる。これは、各試験体の曲げひび割れの発生時期の違いに起因するものである。

各試験体の変形成分の推移についてみると、袖壁脚部引張側では、载荷サイクルの進行に伴い曲げ変形成分の増加が認められる。一方、袖壁脚部圧縮側では、载荷サイクルの進行に伴いせん断変形成分の増加が認められる。

袖壁脚部引張側の $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad に着目すると、端部鉄骨の定着のある試験体 WWF-2 は端部鋼材の定着のない試験体 WWF-1 および WWF-3 と比べて曲げ変形成分の割合が少ない。これは、試験体 WWF-2 は端部鉄骨が定着されていることから、引張力を受ける袖壁脚部の軸方向変形が端部鋼材の定着のない試験体と比べて小さくなったためである。

袖壁脚部圧縮時の $R=-0.75 \times 10^{-2}$ rad に着目すると、試験体 WWF-1 の曲げ変形成分は試験体 WWF-2 および WWF-3 と比べてそれぞれ 2.9% および 5.2% 程度の違いである。このことから、袖壁端部の鋼材量および定着状態に拘わらず、各試験体の袖壁脚部圧縮時の変形成分の割合は同程度であると考えられる。

3.4 脚部軸方向変形分布

図一八に各試験体における部材角第 1 サイクルピーク時の脚部軸方向変形分布をそれぞれ示す。変位計測位置は試験体脚部の計 4 箇所である（図一七参照）。

袖壁脚部引張側に着目すると、端部鉄骨の定着のある試験体 WWF-2 における袖壁端部の軸方向変形量は端部

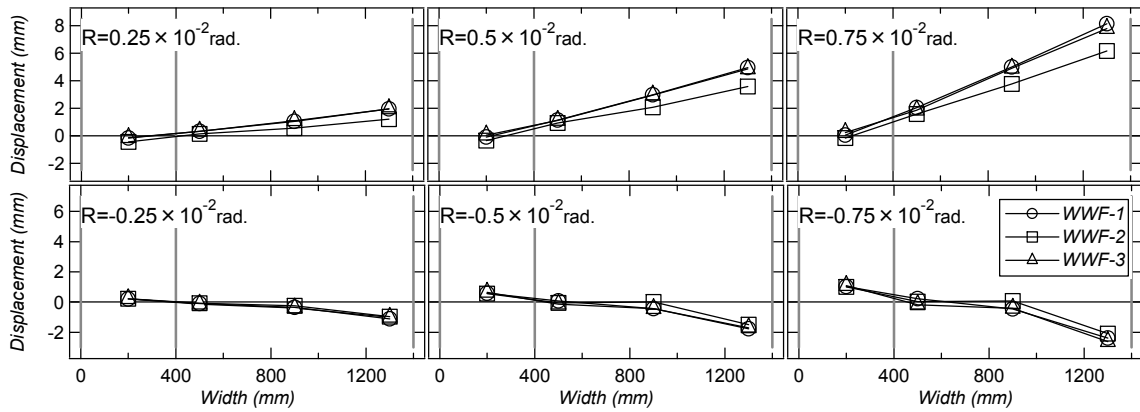


図-8 脚部軸方向変形分布（上側：袖壁脚部引張側，下側：袖壁脚部圧縮側）

鉄骨の定着のない試験体 WWF-1 および端部鉄骨のない試験体 WWF-3 と比べて低くなることを確認された。

一方，袖壁脚部圧縮側に着目すると，全ての試験体は右肩下がりの分布を示している。また，若干のばらつきがみられるものの各試験体の脚部軸方向変形分布はほぼ同じであり，袖壁端部の鋼材量および定着状態が脚部軸方向変形分布に及ぼす影響は小さいと考えられる。

4. 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-9 にそれぞれ示す。曲げ終局強度は鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁹⁾の考え方に基づき，一般化累加強度理論式（式(5)および(6)）によって評価した。柱のコンクリート強度は2.3節に示す式(2)で低減した。ただし，壁縦筋と試験体 WWF-1 の端部鉄骨および試験体 WWF-3 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。せん断終局強度はCES柱のせん断終局強度および壁板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)）。概念図を図-10 に示す。式(8)に示すCES柱のせん断終局強度は文献1)に示される分割アーチせん断耐力式から壁厚分を省き算定した。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，式(9)に示す壁板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（式(10)）は文献7)に従って算定した。また，コンクリートの有効強度係数は長沼の提案式⁸⁾を採用した。ただし，FRCに対する有効強度係数の適用性については今後の検討課題であるとする。

<累加強度理論式>

$$N_u = {}_c N_u + {}_s N_u + {}_{sw} N_u \quad (5)$$

$$M_u = {}_c M_u + {}_s M_u + {}_{sw} M_u \quad (6)$$

ここで， N_u ：部材の終局圧縮耐力， ${}_c N_u$ ：コンクリート部分の終局圧縮耐力， ${}_s N_u$ ：柱鉄骨の終局圧縮耐力， ${}_{sw} N_u$ ：

壁筋および袖壁端部鉄骨の終局圧縮耐力， M_u ：部材の終局曲げ耐力， ${}_c M_u$ ：コンクリート部分の終局曲げ耐力， ${}_s M_u$ ：柱鉄骨の終局曲げ耐力， ${}_{sw} M_u$ ：壁筋および袖壁端部鉄骨の終局曲げ耐力である。

<せん断終局強度式>

$$Q_{su} = {}_c Q_{su} + {}_w Q_{su} \quad (7)$$

$${}_c Q_{su} = \tan \theta_c \cdot (b - t_w) \cdot \mu \cdot D \cdot \sigma_B / 2$$

$$+ \min \left({}_s M_u / l, t_w \cdot d_w \cdot \sigma_y / \sqrt{3} \right) \quad (8)$$

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

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

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

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

ここで， h ：想定加力高さ， D ：柱せい， b ：柱幅， t_w ：壁厚， $\mu = (0.5 + b'/b) \leq 1$ ， b' ：コンクリートの有効幅（ $b - b_f$ ）， b_f ：柱鉄骨フランジ幅， σ_B ：コンクリート強度， t_w ：ウェブ厚， d_w ：ウェブせい， σ_y ：ウェブ降伏強度， l_{wa} ：壁アーチ機構の等価壁長さ， $\nu = 0.74 - \sigma_B / 255$ ：コンクリートの有効強度係数である。

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，実験における破壊形式は終局強度計算結果による破壊形式と一致している。曲げ終局強度計算値に対する実験の最大耐力の比は0.94~1.11となり，一般化累加強度理論によって概ね評価することが可能である。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以下であり，実験における破壊形式も袖壁脚部のせん断圧縮破壊となっており，終局強度計算結果と対応している。なお，各試験体のせん断終局強度に対する実験値の比は0.89~0.94であり，本論で示したせん断終局強度評価法によって概ね評価することができる。

5. まとめ

本研究では，袖壁端部の鋼材量および定着状態を実験

表-4 耐力算定結果

| (単位 : kN) | | WWF-1 | | WWF-2 | | WWF-3 | |
|-----------|------------------|-------|------|-------|------|-------|------|
| | | 正載荷 | 負載荷 | 正載荷 | 負載荷 | 正載荷 | 負載荷 |
| 実験値 | Q_{exp} | 497 | 1218 | 749 | 1214 | 581 | 1165 |
| 曲げ終局強度 | Q_{mu} | 530 | 1544 | 702 | 1558 | 522 | 1512 |
| せん断終局強度 | Q_{su} | 1043 | 1290 | 1059 | 1306 | 1063 | 1303 |
| せん断余裕度 | Q_{su}/Q_{mu} | 1.97 | 0.84 | 1.51 | 0.84 | 2.04 | 0.86 |
| 実験値/計算値 | Q_{exp}/Q_{mu} | 0.94 | - | 1.07 | - | 1.11 | - |
| | Q_{exp}/Q_{su} | - | 0.94 | - | 0.93 | - | 0.89 |

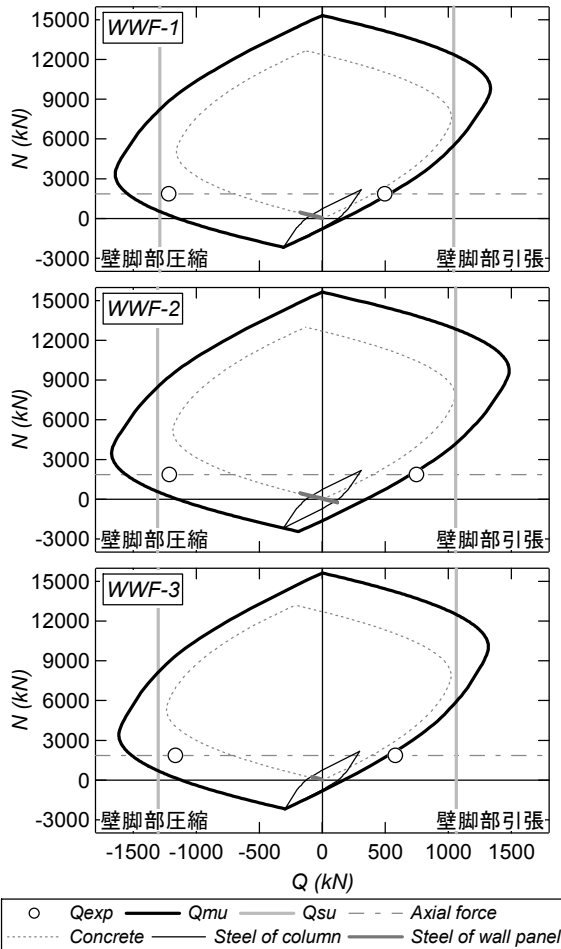


図-9 片側袖壁付き CES 柱の N-Q 関係

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) 袖壁脚部引張時では、袖壁端部鉄骨の定着を省略することで壁板のせん断ひび割れの発生を抑制することができる。
- (2) 袖壁脚部圧縮時では、袖壁端部鉄骨の定着状態に拘わらず、最大耐力、破壊性状および脚部軸方向変形分布に特筆すべき差異は認められない。
- (3) 袖壁脚部引張側の曲げ終局強度は一般化累加強度理論式によって評価可能である。また、袖壁脚部圧縮側のせん断終局強度は柱および壁板のせん断終局強度を累加して求めるせん断終局強度式によって評価可能である。

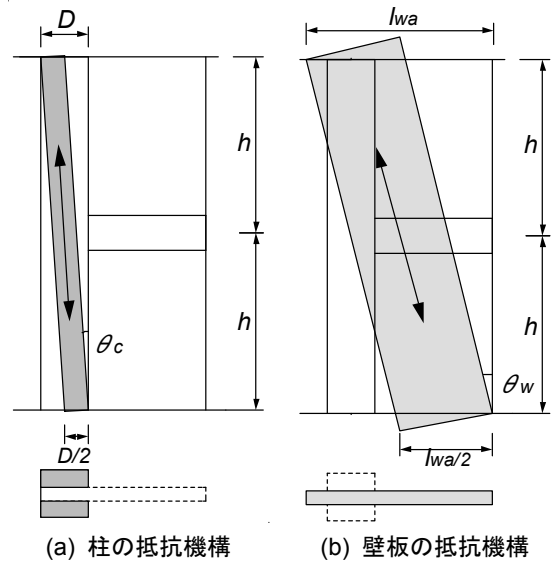


図-10 片側袖壁付き CES 柱の抵抗機構

参考文献

- 1) 松井智哉, 溝渕博己, 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
- 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) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 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) 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
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004