(14) EWECS柱の静的載荷実験と曲げ解析

黒川 洋一1・松井 智哉2・田口 孝3

 ¹正会員 豊橋技術科学大学大学院 建築・都市システム学専攻 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘 1-1)
E-mail: y163515@edu.tut.ac.jp

²正会員 豊橋技術科学大学准教授 建築・都市システム学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘 1-1) E-mail: matsui@ace.tut.ac.jp

³正会員 矢作建設工業(株) エンジニアリングセンター (〒480-1342 愛知県長久手市茨ケ廻間 1533-74) E-mail: t-taguchi@yahagi.co.jp

EWECS 構造はコンクリート,鉄骨および集成材から構成され,柱部材は内部に鉄骨コンクリートを有 し、その外周部を集成材で覆われた合成構造である.既往の EWECS 柱の開発研究において静的載荷実験 が実施され,曲げ降伏先行型を想定した試験体では、大変形時まで安定した履歴特性を示すことが確認さ れている.本研究では、EWECS 柱の構造性能評価手法の構築に向けて鉄骨断面積比,軸力比を変数とし た EWECS 柱の静的載荷実験を実施した.結果として,基準試験体,鉄骨断面積比を変数とした試験体は 大変形時まで安定した履歴性状を示した.一方で,軸力比を 0.3 とした試験体では最大耐力到達後,軸力 を保持できなくなり急激な耐力低下が確認された.さらに曲げ解析を実施し、実験結果における最大耐力 までの荷重-変形角関係を概ね評価できることを示した.

Key Words: EWECS column, Glued laminated timber, Static loading test, Flexural analysis

1. はじめに

EWECS(Engineering Wood Encased Concrete-Steel)構造はコ ンクリート,鉄骨および集成材から構成される合成構造 である.この構造システムは内部に鉄骨コンクリートを 有しており,その外周部を集成材で拘束した構造となっ ている.実際の施工時には,この集成材が型枠の役割を 兼用するため,経済性および施工性に優れている.

既往の EWECS 柱の開発研究では、外殻集成材の上下 端部に隙間を設けた試験体に対してせん断スパン比、集 成材の樹種、コンクリート強度および集成材の有無を変 数とした静的載荷実験が行われてきた¹⁾.実験の結果、 曲げ降伏先行型を想定した試験体では、集成材の縦割れ に伴う耐力低下が確認されたものの、大変形時まで安定 した履歴特性を示すことが確認された.また、集成材を 有する柱試験体は有していない柱試験体と比べて最大耐 力発現時の変形角の増大が確認された.

本研究では、EWECS 柱の構造性能評価手法の構築に 向けて、これまでの実験変数には無い鉄骨断面積比、軸 力比を変数とした EWECS 柱の静的載荷実験を実施する. そして、各試験体の破壊性状および耐力性能等の基本的 な構造性能を把握し、終局強度評価についての検討を行 う.また、本実験および文献1)で報告された2体の試験 体を対象にMSモデルによる曲げ解析を実施し、実験結 果との比較検討を行い解析モデルの妥当性の検証を行う.

2. 実験計画

(1) 試験体概要

試験体の形状および試験体概要をそれぞれ図-1 およ び表-1 に示す. 試験体は曲げ降伏先行型となるように 設計した 4 体の EWECS 柱であり,実大の 1/2 スケール である. 柱は断面 $b \times D$ が 430 mm 角,内部のコンクリ ート断面 $cb \times cD$ は 350 mm 角とし,外殻集成材の樹種は カラマツで厚さは 40 mm とした.

実験変数には鉄骨断面積比,軸力比およびとした.試 験体 WCM11 は基準試験体としており,内蔵鉄骨に H-300×150×6.5×9を使用し,軸力比は0.2(算定法は2(2) 節で後述)である.また,既往の研究¹⁾と同様に上下のス

表-1 試験体概要

| 試験体 | b×D (mm) | $db \times dD$ (mm) | 鉄骨形状 (mm) | 鉄骨比 sA/bcD(%) | 集成材厚さ (mm) | シアスパン比 <i>M/QD</i> | 導入軸力 [※] N(kN) | 軸力比 N/No |
|----------------|-------------|-------------------------|-----------------|------------------|---------------|-----------------------|----------------------------|-------------|
| WCM11(基準試験体) | | | H-300×150×6.5×9 | 3.70 | | | 1041 | |
| WCM12(鉄骨断面積比小) | 430 | 30 350 × × 30 350 | H-300×100×6×9 | 2.85 | 40 | 1.84 | 971 | 0.2 |
| WCM13(鉄骨断面積比大) | 430 | | H-300×200×9×12 | 5.95 | | | 1138 | |
| WCM14(軸力比大) | | | H-300×150×6.5×9 | 3.70 | | | 1562 | 0.3 |



図-1 試験体形状

| 表─2 コンクリートの材料特性 | | | | | | |
|-----------------|-----------------|--------------------------------|------------------------------|--|--|--|
| | 圧縮強度 (N/mm²) | ヤング係数 (kN/mm ²) | 割裂強度 (N/mm ²) | | | |
| WCM11-14 | 39.8 | 31.3 | 3.26 | | | |

| 汉 · · · · · · · · · · · · · · · · · · · | | | | | | |
|--|----------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------------|-------------|--|
| SS400 | 降伏 強度 (N/mm ²) | ヤング 係数 (kN/mm ²) | 引張 強度 (N/mm ²) | 部 | 立 | |
| PL-6.5 | 365 | 197 | 468 | WCM11 WCM14 | ウェブ | |
| PL-9 | 288 | 196 | 421 | WCM11 WCM14 | フランジ | |
| PL-6 | 304 | 200 | 441 | WCM12 | ウェブ | |
| PL-9 | 282 | 208 | 435 | WCM12 WCM13 | フランジ ウェブ | |
| PL-12 | 295 | 201 | 449 | WCM13 | フランジ | |

| 表−3 鉄骨の材料特 |
|------------|
|------------|

表-4 集成材の材料特性

| | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) |
|------|---------------------------|-----------------------------|
| カラマツ | 43.1 | 102 |
| | | |

タブおよび集成材の間には 10mm の隙間が設けられてい る. 試験体 WCM11 に対して鉄骨断面積比を小さくした 試験体を WCM12,鉄骨断面積比を大きくした試験体を WCM13 としている. 試験体 WCM14 は軸力比を 0.3 とし た試験体である.

コンクリート,鉄骨および集成材の材料特性を表-2, 表-3 および表-4 にそれぞれ示す.コンクリートの材料 特性は載荷初日と載荷最終日の平均値を示している.集 ※導入軸力は載荷初日の σg=38.7N/mm²を用いて算出した.



成材の材料特性は,文献 2)の構造用木材の強度試験法 を参考に縦圧縮強度試験を行い,15体の供試体の平均 値とした.

(2) 載荷計画

図-2 に載荷装置を示す. 試験体は PC 鋼棒を用いて載荷装置に固定した. 実験は載荷装置に取り付けた 2 台の 鉛直油圧ジャッキによって所定の軸力比 (= N/N_0 , N_0 : 柱の軸圧縮耐力で式(1)³より算出) になるよう一定 の軸力 N を作用させた後,載荷フレームに取り付けた 水平油圧ジャッキにより正負交番逆対称曲げせん断加力 とした.

 $N_0 = {}_c r_u \cdot \sigma_B \cdot {}_c A + {}_s \sigma_y \cdot {}_s A$ (1) ここで, ${}_c r_u$: 圧縮側鉄骨比に応じて定まるコンクリー トの低減係数, σ_B : コンクリートの圧縮強度, ${}_c A$: コン クリートの断面積, ${}_s \sigma_y$: 鉄骨の降伏強度, ${}_s A$: 鉄骨の 断面積である.

水平力の載荷は、柱上下端部の相対水平変位 δ と柱の 内法高さ h_0 で与えられる相対変形角 $R(=\delta/h_0)$ での変位 制御とした.載荷サイクルは $R=0.1\times10^2$, 0.3×10^2 rad.を1 サイクル、 $R = 0.5\times10^2$, 1.0×10^2 , 1.5×10^2 , 2.0×10^2 , 3.0×10^2 および 4.0×10^2 rad.を2サイクルずつ繰り返した後 $R=5.0\times10^2$ rad.を正載荷のみ行い、実験を終了した.

3. 実験結果

本章では主に試験体 WCM11, 12, 13, 14の実験結果について示すが,一部において文献 1)における実験試験体 WCM2 および WCM5 も含めて比較を行っている.



(1) 破壊性状

図-3 に実験終了時の集成材の最終破壊状況および集成材を剥がした内部コンクリートの最終破壊状況をそれぞれ示す.基準試験体である試験体 WCM11 では R=3.0×10²rad.のサイクルで集成材に目視による最初の割れが確認され,その後,割れ幅2,3mm 程度の大きな縦割れまで拡幅した. R=5.0×10²rad.のサイクルで東面に集成材を分断する縦割れが確認された.

鉄骨断面積比を小さくした試験体 WCM12 では *R*=3.0×10²rad.のサイクルで集成材に最初の割れが発生, その後,割れ幅 2,3mm 程度の大きな縦割れが確認され, *R*=5.0×10²rad.のサイクルで東面に集成材を分断する縦割 れが確認された.

鉄骨断面積比を大きくした試験体 WCM13 では *R*=2.0×10²rad.のサイクル時で集成材に最初の割れが発生, *R*=3.0×10²rad.のサイクルで割れ幅 2,3mm 程度の大きな縦 割れが確認され, *R*=4.0×10²rad.のサイクルで東西面に集 成材を分断する縦割れが確認された.

基準試験体の軸力比を 0.3 とした試験体 WCM14 は R=1.0×10²rad.のサイクル時で集成材に最初の割れが発生, R=2.0×10²rad.のサイクルで東西面の集成材に割れ幅 2,3mm 程度の大きな縦割れが確認され, R=3.0×10²rad.の サイクルでは北面,東西面の集成材を分断する縦割れが 確認された.

(2) せん断カー変形角関係

図-4 に各試験体のせん断力-変形角関係を,図-5 に 各試験体の軸変形-変形角関係をそれぞれ示す.図-5 中には実験における最大耐力点,鉄骨フランジ,ウェブ に貼付したひずみゲージから確認された正負載荷それぞ





れの引張降伏点,集成材が大きく分断した点および曲げ 強度の計算結果(4.(4)で後述)を破線で併せて示している.



図−6 曲率分布

表-5 終局強度の実験値および計算値

| 試験体 | WCM 2 | WCM 5 | WCM 11 | WCM 12 | WCM 13 | WCM 14 |
|--------------------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 実験値 (kN) | 485 | 521 | 527 | 469 | 678 | 569 |
| 曲げ強度 (kN) | 434 | 515 | 477 | 389 | 623 | 512 |
| せん断強度 (kN) | 604 | 739 | 712 | 622 | 706 | 712 |
| せん断余裕度 (Qa/Qma) | 1.39 | 1.44 | 1.49 | 1.60 | 1.13 | 1.39 |
| 実験値 /曲げ強度 | 1.12 | 1.01 | 1.10 | 1.20 | 1.09 | 1.11 |

鉄骨断面積比を小さくした試験体 WCM12 では $R=0.5\times10^{2}$ rad.のサイクルで鉄骨フランジの降伏がみられ るが,その他の試験体では $R=1.0\times10^{2}$ rad.のサイクルで鉄 骨フランジの降伏がみられた.

試験体 WCM11 および WCM12 は $R=3.0\times10^{2}$ rad.のサイクルで最大耐力に達し、最終サイクル $R=5.0\times10^{2}$ rad.までほとんど耐力低下はなかった.

鉄骨断面積比を大きくした試験体 WCM13 では R=3.0×10²rad.のサイクルで最大耐力に達し, R=4.0×10²rad. の1サイクル目の負載荷側から軸方向変位が増大し,2 サイクル目には急激な軸方向変位の増加とともに耐力低 下が確認された.この耐力低下の要因としては,図-3 の試験体 WCM13の上部に見られる内部コンクリートの せん断ひび割れに起因することが考えられる.

軸力比を大きくした試験体 WCM14 では R=2.0×10²rad. のサイクルで最大耐力に達した. R=3.0×10²rad.のサイク ルにおいて軸方向変位の増大とともに軸力を保持できな くなり載荷を終了した.軸力比を 0.3 とした場合,集成 材の分断,耐力低下が他の隙間有り試験体と比べて早期 に生じることが確認された.

試験体 WCM11 および WCM12 では最終変形角まで耐 力低下が小さいが,試験体 WCM13 および WCM14 では 耐力低下,圧縮軸ひずみの増大が見られ,鉄骨断面積比, 軸力比による変形性能の違いが確認できた.

表-6 コンクリートの材料特性

| | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) | 圧縮強度時 ひずみ(µ) |
|------|------------------------------|--------------------------------|-----------------|
| WCM2 | 27.9 | 23.8 | 2299 |
| WCM5 | 44.4 | 24.5 | 2834 |

表-7 鉄骨の材料特性

| SS400 | 降伏強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) | 引張強度 (N/mm²) | 部位 |
|--------|------------------------------|--------------------------------|-----------------|------|
| PL-6.5 | 356 | 186 | 461 | ウェブ |
| PL-9 | 314 | 193 | 441 | フランジ |

(3) 曲率分布

基準試験体である試験体 WCMI1 の弾性域での高さ方 向の曲率分布を図-6 に示す.曲率は鉄骨フランジに取 り付けた変位計で計測した鉛直変位を用いた場合と,ひ ずみゲージを用いた場合を算出した.変位計による曲率 分布をみると載荷開始から上下端部の領域で曲率が集中 して大きくなっていることが確認できる.一方で,ひず みゲージによる曲率分布をみると柱頭から柱脚まで直線 的に曲率が生じていることから,変位計による曲率では 上下端部のスタブ内の柱部分の鉄骨の変形分も含まれて いることが一因と考えられる.また,上下端部以外の区 間の曲率は両計測方法とも概ね一致している.

(4) 終局強度評価

EWECS 柱の曲げ強度は一般化累加強度理論により, せん断強度は文献 3)に示される式(2)より算出した.こ れらの算定法の妥当性については文献 1)で示されている. また,両終局強度の算出において集成材の影響は考慮し ていない.

 $Q_{su} = tan\theta \cdot {}_{c}b \cdot \mu \cdot {}_{c}D \cdot \sigma_{B} / 2 + {}_{s}t_{w} \cdot {}_{s}d_{w} \cdot {}_{s}\sigma_{wy} / \sqrt{3}$ (2)

$$tan\theta = \sqrt{(h_0/_c D)^2 + 1 - h_0/_c D}$$
(3)

$$\iota = 0.5 + {}_{c}b'/{}_{c}b \le 1.0 \tag{4}$$

ここで、b': = = > 0リートの有効幅(= $b_{s}b_{t}$)、 b_{t} : 鉄骨 フランジ幅、 d_{w} : 鉄骨ウェブせい、 d_{w} : 鉄骨ウェブ厚さ、 σ_{wy} : 鉄骨ウェブの降伏強度である.

表-5 に終局強度の実験値および計算値の比較を示す. ここでは, 文献 1)の EWECS 柱実験における試験体 WCM2 および WCM5 の結果についても併せて示す.

断面形状は試験体 WCM11 と同一であり、材料強度が異なる. 材料特性を表-6 および表-7 に示す. なお、載荷時の導入軸力は軸力比 0.2 の一定軸力である(試験体 WCM2:841kN, 試験体 WCM5:1162kN).

計算値に対する実験値の比率は、1.01~1.20 の範囲 (平均値 1.11) にあり、EWECS 柱の曲げ強度は一般化 累加強度理論により概ね評価可能である.ただし、試験 体 WCM5 は、比率は 1.01 であり他の試験体に比べると



耐力の評価精度が異なる点については、さらに分析が必要と考える.

試験体 WCM13 は、せん断余裕度が 1.13 と試験体 WCM11 に比べて 3 割ほど小さい. 試験体 WCM13 は *R*=5.0×10²rad.時の耐力低下が最大耐力の 2 割ほど生じて いることから、せん断余裕度が変形性能に影響を及ぼす 要因の一つであると考えられる.

(5) 変形成分

図-7 に各試験体の変形角 R=0.3~2.0×10²rad.の正載荷 1 サイクル目ピーク時における曲げ変形とせん断変形の割 合をそれぞれ示す.曲げ変形は図-6 に示す鉄骨フラン ジに取り付けた変位計で計測した鉛直変位を用いて算出 し、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.この変形は3(3)で示したスタブ内の鉄骨の 変形成分が含まれている.そのため、今回の試験体と文 献 1)の試験体では、その長さが異なることから、値の比 較には注意が必要である.

試験体 WCM11, WCM12 および WCM14 の曲げ変形 は全体変形の 8割程度となっている. 試験体 WCM13 の 曲げ変形は全体変形の 7割程度となっており, 試験体 WCM13 のせん断余裕度はこれら 3 体の試験体より小さ



いことからせん断変形成分が若干多くなったと考えられる. 文献 1)の試験体である WCM2 および WCM5 の曲げ 変形は全体変形の 7割程度となっており,曲げ降伏先行 型の EWECS 柱では,曲げ変形はおよそ 7割から 8割を 占めていることが確認できた.

(6) 柱端部における軸方向変形

柱上端における軸方向変形-変形角関係を図-8 に示 す.軸方向変形は、図-6 に示す柱上端の計測区間 100mmにおける計測変位により算出した.

試験体 11 および試験体 12 の上端部の軸変形は,図-5 に示す柱全体の軸方向変形と対応して変形角の増大とと もに軸変形は伸びている.ただし,柱の端部では引張側 に残留変位が蓄積されていることが確認できる.耐力低 下が生じた試験体 WCM13 および WCM14 は引張方向の 変位は小さく 1mm 以下である.

試験体 WCM2 は耐力低下がほとんど生じなかった試 験体であるが、試験体 WCM11 ほどではないが、変形角 の増加とともに引張方向に変位は伸び、残留変位が生じ ている. 試験体 WCM5 (σ_B : 44.4N/mm²) は、試験体 WCM2 (σ_B : 27.9N/mm²) に対してコンクリート強度の みが異なる試験体であり、変形角 R=4.0×10²rad.のサイク ルで耐力低下が生じている. 試験体 WCM5 の軸変形は 試験体 WCM2 に比べて全体的に伸びが小さく、変形角 R=3.0×10²rad.のサイクルから軸変形は圧縮方向に進行し 始め, R=4.0×10²rad.のサイクルで急激に増大している.

柱上端部のコンクリート断面の圧縮縁における軸方向 ひずみを図-9 に示す. 軸方向ひずみは図-6 に示す柱上 端の計測区間 100mm における計測変位により算出した. 縦軸の負方向が圧縮方向である.

図-9の左図をみると、軸力比が大きい試験体 WCM14 は他の試験体に比べて載荷初期から圧縮ひずみが大きい ことが確認できる.

図-9の右図をみると、試験体 WCM5 はひずみの増大 する傾向が大きく,変形角 R=1.0×10²rad.で-0.01 を超え ている. 試験体 WCM5 のコンクリート強度は 44.4N/mm² であるが、この時点でコンクリートの応力低下の程度が 大きいため、他の試験体に比べて最大耐力に対する耐力 の計算値の比が小さかったと考えられる。これに関して は今後さらに検討していくこととしたい.

4. 曲げ解析

本章では、6体の柱試験体を対象として、MSモデル による曲げ解析を行い、実験結果との比較と解析モデル の妥当性について検討を行う. なお、解析には市販の解 析ソフト "SNAP ver.6" ⁴を使用した.

(1) 解析手法

解析においては平面保持の仮定の下, MS モデルによ



図-10 モデル断面

る曲げ解析を実施した.解析断面は図-10 に示すように 24 分割されたコンクリート要素と鉄骨要素から構成さ れるものとし、カバーコンクリート部分と鉄骨に囲まれ たコアコンクリートの材料特性は異なるものとした.実 験では図-6で述べたとおり柱の内法スパンの外側の柱の 埋め込み部分で変形が生じている. 一方で MS モデルで は非塑性ヒンジ領域における塑性変形は考慮できない. そのため本解析では、コンクリートの圧縮強度時のひず みおよび鉄骨の降伏時のひずみは材料試験値をα倍した 値を用いて間接的に表現することとし、ここでの解析で は α=2 を用いた.また, 塑性ヒンジ長さは、柱内法ス パンの0.2倍とした.

図-11(a)にコンクリート要素の応力-ひずみ関係を示 す. 圧縮側における応力上昇域はトリリニアでモデル化 し、第1折れ点はコンクリートの圧縮強度の1/3とし、 第2折れ点は圧縮強度である. コアコンクリートの圧縮 強度は鉄骨による拘束効果を考慮し強度上昇係数 K を 1.15とした⁵ (カバーコンクリートは K=1.0). また, コ アコンクリートは圧縮強度到達後の応力低下は生じない ものとし、カバーコンクリートは応力低下を考慮した. コンクリートの引張応力は無視するものとした.

図-11(b)に鉄骨要素の応力-ひずみ関係を示す.鉄骨 のスケルトンカーブはトリリニアモデルとした. 第1折 れ点は降伏強度の 1/2 とし、第2折れ点は降伏強度であ る. 降伏後の剛性低下率は 1/100 とした. 履歴特性は修 正 Ramberg-Osgood モデルを用いた(除荷カーブパラメ -9 y=4, 塑性変形シフト量パラメータ $\varphi=0.1$).

(2) 解析結果

図-12 に各試験体の全サイクルでのせん断力 - 変形角 関係を、図-13 に各試験体の R=0.3×10²rad.時までのせん 断力-層間変形角関係を示す.また,表-8 に解析結果 の最大耐力と3章で示した一般化累加強度理論によって 得られた曲げ強度との比較を示す. 図-13 に示すように 各試験体の R=0.1×10²rad.のサイクル時の剛性は解析結 果と実験結果で1割程度の差であり概ね一致した. その 後のR=0.3×10², 0.5×10²rad.時でのせん断力は、試験体





WCM12 および WCM14 では,解析結果が実験結果より も小さく,その他の試験体では解析結果が実験結果より も大きくなっているが,それらの差は1割程度の範囲内 である.

最大耐力に着目すると解析結果は、一般化累加強度理 論で算出した耐力のおよそ1割上回る程度となっている. 実験結果と比較すると試験体 WCM12 では実験値は解析 値の16%ほど上回る結果となっているが、他の試験体で は実験値と解析結果の差がおよそ1割程度と、EWECS



| 曲げ強度 (kN) | 434 | 515 | 477 | 389 | 623 | 512 |
|--------------|------|------|------|------|------|------|
| 実験値 (kN) | 485 | 521 | 527 | 469 | 678 | 569 |
| 曲げ強度 /解析値 | 0.93 | 0.91 | 0.95 | 0.96 | 0.91 | 0.97 |
| 実験値 /解析値 | 1.04 | 0.93 | 1.05 | 1.16 | 0.99 | 1.08 |

柱の曲げ強度を概ね評価可能である.最大耐力以降の顕 著な耐力低下は再現するに至らなかったが、最大耐力ま で本モデル化手法で復元力特性を概ね模擬することがで きた.

図-14 に軸方向変形-変形角関係を示す.実験結果の 軸方向変位は上スタブと下スタブの相対変位,解析結果 の軸方向変形は上スタブの節点から得られた鉛直変位と した. 試験体 WCM11 および WCM12 は,解析結果は軸 方向変位の挙動をよく再現できている.

試験体 WCM13, WCM2 および WCM5 については, 実験において軸方向変位が圧縮側に増大していくが,解 析では再現することはできなかった.一方で,軸力比が 0.3 と他の試験体に比べて大きい試験体 WCM14 におい ては,実験で圧縮方向に変位が急激に増大したのに対し て,解析では徐々にではあるが変形角の増大とともに圧 縮方向の変位が増大していく傾向は捉えることができた.

本モデルで化手法は,水平耐力の低下および急激な圧 縮方向の変形の増大に関しては再現ができなかった試験 体がみられたため,今後の検討課題としたい.

5. まとめ

本研究では,以下の知見が得られた.

- 1) EWECS 柱の曲げ強度は一般化累加強度理論により, 概ね評価できることが確認された.
- 2) 鉄骨断面積比を大きくした試験体では大変形時に 若干の耐力低下が確認された.これはせん断余裕

度が柱試験体の変形性能に影響を及ぼす要因の一 つであると考えられる.

- 3) 軸力比 0.3 の試験体では、実験値が計算による曲げ 耐力を上回ったが大変形時には軸力を保持するこ とができず、著しい耐力低下が確認された.
- 曲げ降伏先行型の EWECS 柱では、曲げ変形は全体の変形のおよそ 7割から 8割であった.
- 5) MSモデルによる曲げ解析により,耐力の低下が生 じていない試験体において実験結果を概ね模擬す ることができ,モデル化手法は妥当であることが 確認できた.ただし,急激な耐力低下が生じた試 験体においては,再現ができておらず,今後の課 題としたい.

参考文献

- 平松拓宏,鈴木卓,吉田浩輝,田口孝:外殻集成材の上下端部に隙間を設けた EWECS 柱の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.1129-1134, 2018.7
- 日本住宅・木材技術センター:構造用木材の強度試 験マニュアル,2011.3
- 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, 2014.1
- 任意形状立体フレームの弾塑性解析 SNAP Ver.6 テ クニカルマニュアル, 2012
- Fauzan, Atsuo Takino, Kenta Shindo and Hiroshi Kuramoto: Load-Displacement Response Analysis for Composite EWECS columns, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 31, No. 2, pp.1237-1242, 2009.7

(Received August 30, 2019)

STATIC LOADING TEST AND FLEXURAL ANALYSIS OF EWECS COLUMNS

Yoichi KUROKAWA, Tomoya MATSUI and Takashi TAGUCHI

The EWECS (Engineering Wood Encased Concrete-Steel) structure is hybrid structural system, and the column member is composed of concrete encased steel core with an exterior glued laminaed wood shell. In the past development study on EWECS columns, a static loading experiment was carried out, it was confirmaed that EWECS column with flexural failure type showed stable hysteresis characteristic until large deformation.

In this study, a static loading test of EWECS columns was carried out with different the steel crosssectional area ratio and axial force ratio in order to understand structural performance of EWECS columns. The test results indicated that the basic specimen and the specimen of which the steel crosssectional area ratio was smaller showed stable hysteresis characteristics until large deformation. On the other hand, it was confirmed that the specimens with an axial force ratio of 0.3 could not maintain the axial force after reaching the maximum strength, and shear force decreased steeply.

Furthermore, Flexural analysis for test specimens was carried out using MS model. It was shown that the maximum shear force in the experimental results could be evaluated, Analytical results is approximately good agreement with test results until maximum shear force.