

論文 曲げ降伏型プレキャスト CES 造耐震壁の構造性能

藤井 崇嗣^{*1}・岐津 幸大^{*1}・松井 智哉^{*2}・倉本 洋^{*3}

要旨：本研究では鉄骨と繊維補強コンクリートのみからなる CES 合成構造における耐震壁の開発を目的として、CES 造周辺架構と壁板との定着を簡略化したコンクリート一体打ち壁試験体およびプレキャスト壁試験体による CES 造耐震壁を曲げ降伏先行型として静加力実験を実施した。本研究では、当該耐震壁の破壊性状、終局強度および復元力特性について述べるとともに、ファイバーモデルによる曲げ解析を行い、変形性能について検討を行った。その結果、壁横補強筋の周辺架構への定着を省略しても、CES 造耐震壁の曲げ耐力および変形性能に及ぼす影響は小さいことが明らかとなった。

キーワード：CES 造耐震壁，繊維補強コンクリート，構造実験，プレキャスト，定着方法

1. はじめに

筆者らは、鉄骨と繊維補強コンクリート（以下、FRC）のみから構成される CES（Concrete Encased Steel）構造システムの実用化に向けて開発的研究を継続的に実施している。これまでの柱、柱梁接合部、2 層 2 スパンフレームを用いた構造実験から、本構造は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を示してきた¹⁻³⁾。

一方、建築物の主要耐震部材のひとつである耐震壁については、CES 構造においても剛性および強度を確保する上で有効である。しかし、柱および梁に充腹形鉄骨が内蔵されている CES 構造では、SRC 構造と同様に、壁筋の配筋が困難であることは想像に難くない。最近においても、SRC 造耐震壁について周辺骨組と壁板との接合部のディテールに関する研究⁴⁾も行われている。CES 造耐震壁の開発においても、周辺架構と壁板との定着方法も含めた施工性の改善を課題の 1 つとしている。

このような背景から、筆者等はこれまでに CES 造周辺

架構と壁板との定着を簡略化した CES 造耐震壁、壁板をプレキャスト（以下、PCa）化した CES 造耐震壁の構造性能を明らかにするためにせん断破壊先行型として静的加力実験^{5,6)}を実施し、壁筋の定着が施してある試験体と比較して、同等以上の耐力性能および変形性能を有することを示した。

そこで、本研究では CES 造周辺架構と壁板との定着を簡略化した一体打ち CES 造耐震壁および壁板を PCa 化した CES 造耐震壁を用いて曲げ降伏先行型で静的加力実験を実施することにより、耐震壁の耐力と変形性能および破壊メカニズム等の基礎的な耐震性能を検証する。

2. 実験概要

2.1 試験体

耐震壁試験体は、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約 1/3 縮尺のもの 2 体であり、試験体 CWDF が一体打ち耐震壁、試験体 CWPF が各層の壁板を 2 分割した PCa 耐震壁である。試

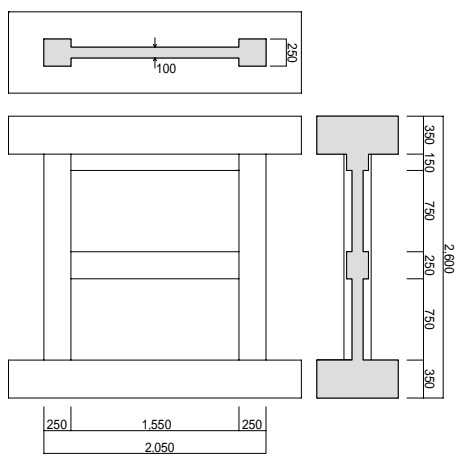


図 - 1 試験体形状

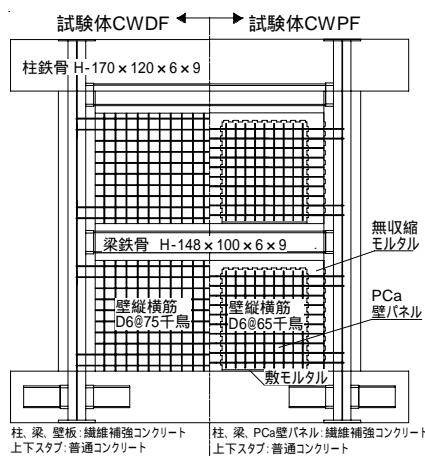
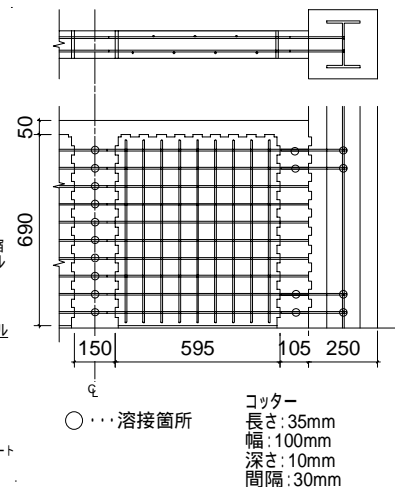


図 - 2 試験体配筋図



試験体CWPFのPCa壁周辺

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム工学専攻（正会員）

*2 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 助教 博士（工学）（正会員）

*3 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）

験体の形状および配筋を図 - 1 および図 - 2 に示す。また、表 - 1 には試験体の部材断面詳細を示す。耐震壁は壁階高さが 1,000mm、柱中心間距離が 1,800mm、壁厚が 100mm であり、側柱断面が 250mm 角である。また、梁の幅およびせいはそれぞれ 200mm および 250mm である。

試験体 CWDF は、壁板の縦筋および横筋を周辺フレームに定着せず壁板内でフックを設けている。ただし、施工時に鉄筋を固定する必要があるため、壁横筋は各層の上下 2 本を側柱の内蔵鉄骨ウェブに溶接している。

試験体 CWPf は、CES 造周辺架構を製作後、PCa 壁を設置する。ここで左右に並ぶ PCa 壁の横筋は溶接し、さらに試験体 CWDS 同様、壁横筋の上下 2 本を側柱の内蔵鉄骨ウェブに取り付けた鉄筋に溶接した（図 - 2 参照）。

PCa 壁パネルと CES 造周辺架構の隙間には、敷きモルタルを用いるとともに、鉛直接合部と PCa 壁の上側の水平接合部には無収縮モルタルを充填した。なお、PCa 壁の周辺にはシアコッターを設けている。

せん断スパン比 ($M/(Q \cdot D)$, D : 壁の全せい) は 1.65 とし、曲げ降伏先行型となるように計画した。

表 - 2 に FRC の材料特性、表 - 3 にモルタルの材料特性、表 - 4 に鋼材の材料特性をそれぞれ示す。FRC に使用した繊維は、直径 0.66mm、長さ 30mm のビニロンファイバー (RF4000) であり、体積混入量を 1.0% とした。

2.2 荷重方法

荷重装置を図 - 3 に示す。荷重は変位制御による水平力の正負繰り返し荷重とし、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 $R=\delta/H$ で制御し、 $R=0.0625$ および 0.125% を 1 サイクル、

$R=0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.5$ および 2% を 2 サイクル荷重を行う計画とした。2 台の鉛直ジャッキにより、1,230kN の一定軸力 (柱軸力比 $N/N_0=0.2$, N_0 : 鉄骨を含む軸圧縮耐力) を試験体頂部に作用させると同時に、せん断スパン比が 1.65 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によって試験体頂部に付加モーメントを作用させた。

2.3 計測計画

計測変位は、側柱を 7 分割した軸方向変位、1 層梁の軸方向変位、試験体脚部の鉛直変位、梁または柱と壁板のすべりおよび開きである。鉄骨フランジ、および壁の補強筋のひずみをひずみゲージにより測定した。

3. 実験結果の概要

ここでは、試験体 CWDF の比較対象として文献 5) の試験体 Cwaf の結果も併せて示す。試験体 Cwaf は、壁横筋の全てを柱鉄骨ウェブに溶接して定着している点が試験体 CWDF と異なる。

3.1 破壊性状

図 - 4 に破壊状況を示す。試験体 Cwaf および試験体 CWDF は $R=2.0\%$ の第 2 サイクル終了時、試験体 CWPf は $R=2.0\%$ の第 1 サイクル終了時の破壊状況である。

試験体 CWDF では、 $R=0.125\%$ のサイクルにおいて柱に曲げひび割れが発生した。 $R=0.25\%$ のサイクルでは壁板にせん断ひび割れが発生した。 $R=1.5\%$ において最大耐力に達した。最大耐力以降、柱脚部および 1 層壁下隅角部のコンクリートの圧壊が進行していき、最終的に柱および壁の脚部の損傷が大きくなった。

試験体 CWPf では、 $R=0.125\%$ のサイクルにおいて柱に曲げひび割れ、壁にせん断ひび割れ、無収縮モルタル

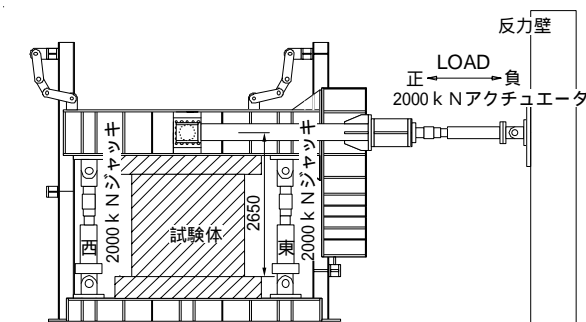


図 - 3 荷重装置

表 - 1 部材断面詳細

| | | CWDS (一体打ち) | CWPS (プレキャスト) |
|---|-----------|--|------------------------|
| | | 柱 | B×D 鉄骨 |
| 梁 | B×D 鉄骨 | 200×250 (mm) H-148×100×6×9 (p=5.2%) | |
| 壁 | 壁厚 | 100 (mm) | |
| | 縦筋 | D6@75 千鳥 (wp=0.42%) | D6@65 千鳥 (wp=0.42%) |
| | 横筋 | D6@75 千鳥 (wp=0.42%) | D6@65 千鳥 (wp=0.42%) |

表 - 2 FRC の材料特性

| | | 圧縮強度 (MPa) | ヤング係数 (GPa) | 圧縮強度時 ひずみ (μ) | 材令 (日) |
|------|-----|---------------|----------------|------------------------|-----------|
| | | CWDF | 1 層 | 35.1 | 24.8 |
| | 2 層 | 27.8 | 23.1 | 2419 | 47 |
| CWPf | 1 層 | 35.1 | 26.3 | 2479 | 59 |
| | 2 層 | 27.4 | 21.3 | 2432 | 57 |

表 - 3 モルタルの材料特性

| CWPf | 使用箇所 | 圧縮強度 (MPa) |
|---------|-------|------------|
| 敷きモルタル | 水平接合部 | 39.5 |
| 無収縮モルタル | 鉛直接合部 | 77.4 |

表 - 4 鉄骨および鉄筋の材料特性

| 種別・使用箇所 | 降伏点 (MPa) | ヤング係数 (GPa) | 引張強度 (MPa) |
|--------------------|--------------|----------------|---------------|
| PL-6 (SS400) 柱ウェブ | 323 | 202 | 466 |
| PL-9 (SS400) 柱フランジ | 326 | 197 | 425 |
| PL-6 (SS400) 梁ウェブ | 349 | 191 | 465 |
| PL-9 (SS400) 梁フランジ | 322 | 189 | 437 |
| PL-16 (SS400) 接合部 | 264 | 196 | 402 |
| D6 (SD295A) 壁補強筋 | 414 | 188 | 520 |

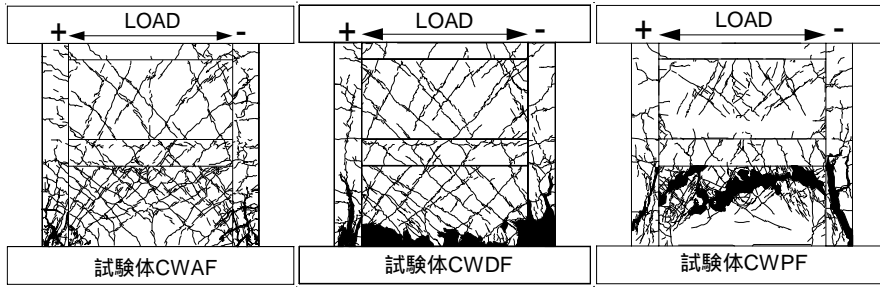


図 - 4 破壊状況

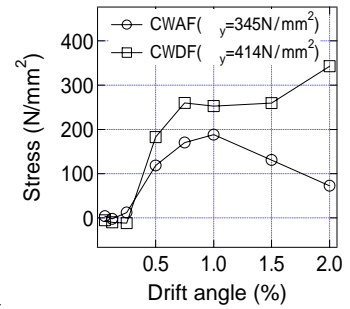


図 - 5 壁横筋応力

にひび割れが発生した。R=0.5%のサイクルで圧縮側柱にせん断ひび割れが発生した。R=0.75%で最大耐力達した。このときのひび割れ量を試験体 CWDF と比べると、試験体 CWPF の方が少ない。その後、柱のせん断ひび割れが大きくなった。最終的に1層壁板の上部の損傷が大きくなった。

破壊状況を比較すると、試験体 CWAF と試験体 CWDF は柱脚部および1層壁板隅角部において破壊が進行しており類似した破壊状況であるが、試験体 CWDF の方が試験体脚部の損傷が大きい。この2つの試験体は曲げ破壊型であると判定できる。試験体 CWPF は1層壁板の上部が損傷しており、曲げ降伏後のせん断破壊であった。PCa 試験体は一体打ち試験体と比べて損傷箇所が異なることが確認できた。

3.2 壁横筋応力

図 - 5 に壁横筋の応力を示す。計測位置は、1層壁板の中央付近の壁横筋である。

壁横筋の定着の有無にかかわらず応力を負担している。また、最大耐力に達する変形角(R=1.5%)でも、鉄筋降伏に達していないことが確認できる。

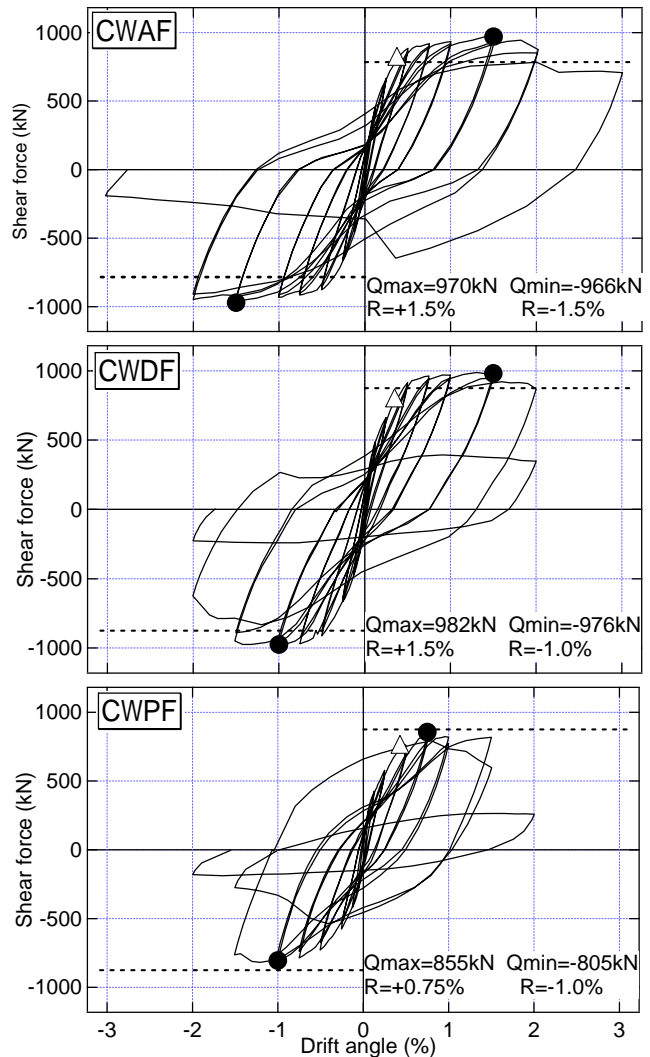
3.3 履歴特性

図 - 6 にせん断力 - 相対部材角関係を示す。また、同図には5章で示す曲げ終局強度の算定結果も併せて示している。

試験体 CWDF では、R=1.5%において最大耐力982kNを記録した。

試験体 CWPF では、R=0.75%において最大耐力855kNを記録し、試験体 CWDF と比べると最大耐力到達は早く、耐力自体も1割ほど小さい。

試験体 CWAF と比較を行う。試験体 CWDF は試験体 CWAF とほぼ同じ耐力を示したものの、その後の変形性能に違いが見られた。R=2.0%の負荷のときのせん断力は、試験体 CWDF は最大の約4割低下したのに対して、試験体 CWAF は最大の約1割しか低下しなかった。また、試験体 CWPF は、耐力は1割ほど小さく、早いサイクルでせん断力の低下が見られた。R=1.5%のとき最大の約3割、R=2.0%のとき最大の約7割低下が見られた。



● 最大耐力 △ フランジ降伏 ---- 曲げ耐力
図 - 6 せん断力 - 相対部材角関係

3.4 曲げ・せん断変形

図 - 7 に各試験体の変形角1サイクル目正載荷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。曲げ変形は高さ方向に7分割して測定した側柱の軸方向変形量から回転角および曲率を求めて、回転変形とたわみ変形を足し合わせたもの、せん断変形は全体の变形から曲げ変形を差し引いたものである。

まず、試験体 CWAF の曲げ変形の割合は R=0.0625%

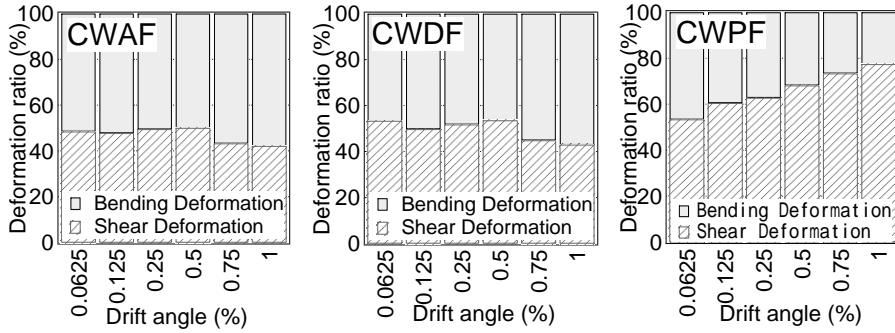
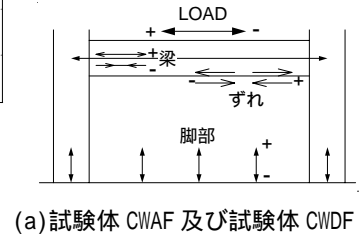


図 - 7 変形成分



(a) 試験体 CWAF 及び試験体 CWDF

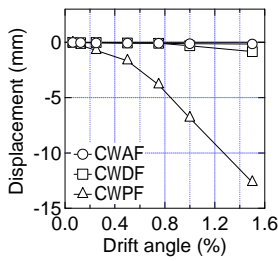


図 - 8 1層梁下のずれ量

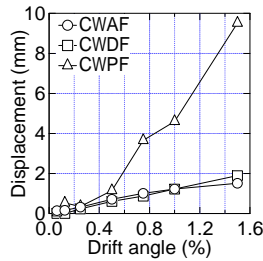


図 - 9 梁変形量

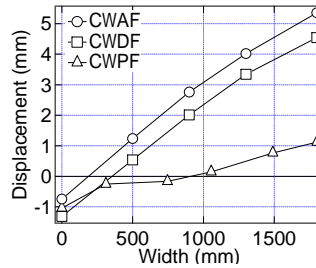
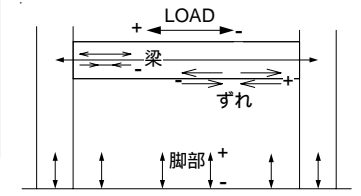


図 - 11 脚部鉛直変位



(b) 試験体 CWPFF
図 - 10 変位計測位置

時で52%程度であり、その後の載荷サイクルにおいても50%～58%の間を推移している。

壁横筋の定着を省略した試験体 CWDF も曲げ変形の割合は、およそ47%～57%の間を推移しており、試験体 CWAF とほぼ類似した挙動を示している。

PCa 壁の試験体 CWPFF の曲げ変形の割合は、 $R=0.0625\%$ では他の試験体と同様に47%程度であるが、載荷サイクルの進行とともに、曲げ変形成分は減少し、せん断変形成分は増加していくことが確認できる。

3.5 ずれと梁変形

$R=1.5\%$ までの1層梁と1層壁板とのずれ量を図-8、1層梁の軸方向変形量を図-9(正の符号が伸び)に示す。また、計測位置およびグラフの正負を図-10に示す。

梁と壁板のずれ量を見ると、試験体 CWAF および試験体 CWDF では、ずれがほとんど発生していないのに対し、試験体 CWPFF では、 $R=0.25\%$ からずれが発生し、その後も大きくずれが増加していることが確認できる。試験体 CWPFF は、ずれが大きく生じたことにより、他の試験体と比べて壁板に伝わるせん断力が減少したと考えられ、そのため最大耐力が小さくなり、また、壁板の損傷も最大耐力を記録する $R=0.75\%$ まで少なかったと推察される。さらに、試験体 CWPFF 梁の伸びを見ると、 $R=0.75\%$ から急激に増大している。

これらのことから、梁と壁板のずれ、梁の伸びが大きく生じることによって壁板と周辺架構の一体性が失われ、周辺架構がフレームとして挙動していることが伺える。また、これらの現象が図-7で示したように、試験体 CWPFF のせん断変形成分の増加に現れていると言える。

3.6 脚部の挙動

試験体がほぼ最大耐力に達する $R=0.75\%$ 時の脚部の変位計による鉛直変位を図-11に示す。計測位置およびグラフの正負を図-10に示す。

圧縮側柱の脚部をみると、試験体 CWDF の変形量が最も大きく、コンクリートの圧縮ひずみの進行が著しいことが確認できる。

一体打ち耐震壁である試験体 CWAF および試験体 CWDF は、脚部では平面を保持して、断面全体で回転が生じており、値は異なるがほぼ同じ挙動を示している。一方でPCa耐震壁は、一体打ち耐震壁ほど脚部で回転が生じていない。一体打ち耐震壁とPCa耐震壁では異なる曲げ変形挙動を示す。

4. 曲げ解析

3.2節で述べたように壁横筋の定着を省いた試験体 CWDF は、試験体 CWAF と比べて耐力低下が早く生じた。しかし、両試験体においてずれ量に大きな差異はなかった(3.4節)。ここでは、曲げモーメント 曲率計算を実施することにより、変形性能の違いの要因について考察する。

4.1 解析概要

解析においては、断面平面保持の仮定の下、図-12に示すように、ファイバー厚さが1cmとして、205分割している。断面はFRCファイバー要素と鉄骨ファイバー要素から構成され、壁縦筋は考慮しない。各要素の材料特性は、材料試験値を用いた。

鉄骨要素には、図-13に示すBi-linear型モデルを用い

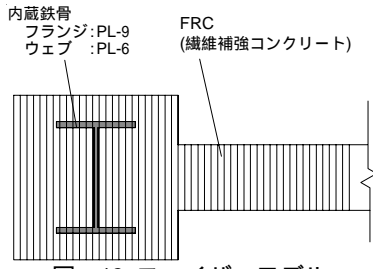


図 - 12 ファイバーモデル

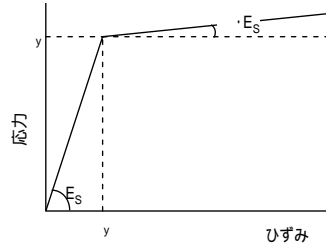


図 - 13 鉄骨モデル

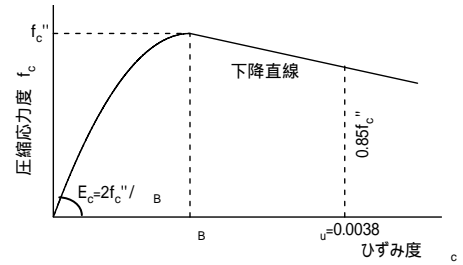


図 - 14 コンクリートモデル

た。なお、鉄骨降伏後の 2 次剛性はヤング係数 E_s に $\alpha=0.001$ を乗じた値とした。

FRC 要素の応力 ひずみ関係は図 - 14 に示す Hognestad モデルを用いた。ヤング係数 E_c および圧縮側における応力上昇域の曲線は、材料試験値に基づき式(1)、(2)を用いて算出した。最大圧縮応力以降は、最大圧縮応力から $0.85 \epsilon_B$ となった値とひずみが 0.0038 である時の点をとった下降直線とした。なお、FRC の引張応力はスタブとの境界を打ち継いでいるため無視する。

$$E_c = 2f_c'' / \epsilon_B \quad (1)$$

$$f_c = f_c'' \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_B} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_B} \right)^2 \right] \quad (2)$$

4.2 解析結果

図 - 15 に実験および解析における曲げモーメントと曲率の関係を示し、各試験体の解析で用いた材料特性もあわせて示す。

両試験体を比較してみると、試験体 CWAF よりも試験体 CWDF の方が早く曲げモーメントが急激に低下した。曲げモーメントが急激に低下した時の圧縮側柱のひずみを比較すると、図 - 15 中に示すように、試験体 CWAF よりも試験体 CWDF の方の圧縮ひずみが大きい値となった。試験体 CWDF ($\epsilon_B=35.1\text{MPa}$) は試験体 CWAF ($\epsilon_B=41.2\text{MPa}$) と比べてコンクリート強度が小さく、鉄骨の降伏強度は大きいことから、コンクリートの圧壊が進行しやすい試験体と推測されるが、曲げ解析においても同様のことが確認できた。

よって、両試験体の変形性能の差異については、本解析において横筋の定着を省略した影響は小さいと断定できるものではないが、材料強度の違いによる影響が大きかったと考えられる。

5. 耐力算定式

各試験体の耐力算定結果を表 - 5 に示す。

曲げ強度は SRC 規準⁷⁾ に準じて累加強度理論により算定し、せん断強度はトラス・アーチ式⁷⁾、広沢式⁸⁾ により算定した。なお、耐力算定において、せん断補強筋の項には、1 層梁鉄骨下フランジ分を加える⁶⁾。以降に示す式中の記号については参考文献を参照されたい。

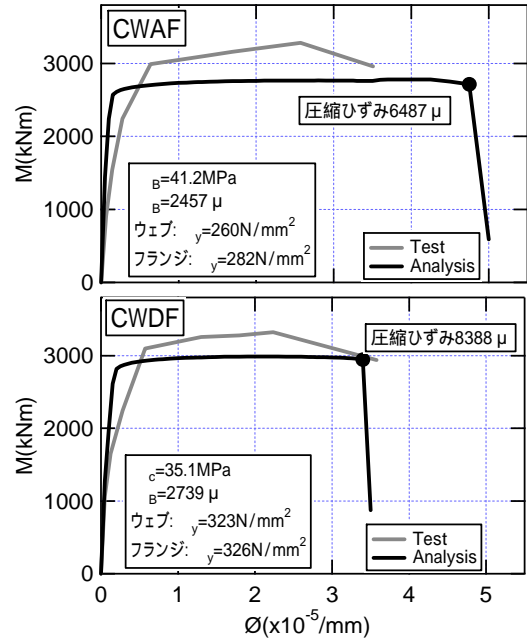


図 - 15 曲げモーメント (M) 曲率 () 関係

< 曲げ終局強度 >

$$Q_{mu} = \left(\frac{N_U}{2} + s_{CS} A_s \sigma_Y + \frac{m_w A}{2} \sigma_Y \right) w l / w h \quad (3)$$

< 広沢式 >

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 P_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_o \right\} t_e \cdot j \quad (4)$$

< トラス・アーチ式 >

$$w Q = w t \left\{ l_w l_i w P_w \sigma_Y \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) w l_a \cdot v \cdot c \sigma_B / 2 \right\} \quad (5)$$

各試験体の曲げ耐力は曲げ終局強度式で概ね評価可能である。また、せん断耐力が曲げ耐力より大きい値を示しているため、破壊形式に対応している。

しかし、試験体 CWPF は試験体 CWDF と比べて最大耐力が小さいこと、すべり量が多いことや、最終破壊性状がせん断破壊型であることなどから、PCa 壁のせん断耐力算定式である耐震改修設計指針式⁹⁾、PCa 壁評価式¹⁰⁾ を用いた検討も行った。耐震改修設計指針式(6-1)式は、壁横筋とコンクリートのせん断強度と、両側柱の強度の和で得られ、梁鉄骨下フランジ分は考慮していない。同式(6-2)式は、壁板と梁の境界での摩擦力と引張側柱のパンチングシア強度および圧縮側柱の強度の和で得られる。

なお、本試験体において圧縮側柱は、曲げ強度で決まる。PCa壁評価式(7)式は、軸力による水平接合面の摩擦力と引張側柱のせん断強度と各階アーチ機構が負担するせん断力の和で得られる。各階アーチ機構が負担するせん断力は、圧縮側柱のせん断強度、梁主筋の引張強度、壁板のコンクリートの圧壊強度の3つの抵抗機構のうち、今回は圧縮側柱のせん断強度で決定した。なお、摩擦係数は文献10)より0.7とした。耐力算定結果を表-6に示す。ここで、文献6)の試験体CWPSの算定結果についても示す。試験体CWPSは試験体CWPFのせん断スパン比を1.1としたせん断破壊先行型試験体である。

<耐震改修設計指針式>

$${}_w Q_{su} = \min \left\{ \begin{array}{l} {}_w Q'_{su} + 2\alpha \cdot Q_c \\ {}_f Q_{j+p} Q_c + \alpha \cdot Q_c \end{array} \right. \quad (6-1)$$

$$(6-2)$$

<PCa壁評価式>

$$V_{u(PCa)} = V_{Hj} + \min({}_c V_{cu}, T_u, V_d) + {}_t V_{cu} \quad (7)$$

(6-1)式は、どちらの試験体においても耐力を過小評価しているといえる。(6-2)式および(7)式は、せん断破壊先行型試験体CWPSの実験結果とほぼ一致している。曲げ降伏先行型試験体CWPFに対しては、(6-2)式および(7)式による計算値は、実験値に達していない。また、これらの式と曲げ終局強度式との大小関係から、試験体CWPFは曲げ降伏先行型と判定されることから、実験結果と対応しているといえる。

ただし、PCa試験体CWPFの変形挙動(境界面のずれや開き)が、一体打ち試験体と大きく異なることから、ずれが生じる場合のせん断強度であった可能性も否めない。そのため、PCa壁のせん断強度式についてさらに検討が必要である。

6. まとめ

本研究では、CES造周辺架構と壁板との定着を簡略化したCES造耐震壁の構造実験を実施し、構造性能について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 試験体CWDFは曲げ破壊型、試験体CWPFは曲げ降伏後のせん断破壊型であった。
- 2) 試験体CWPFは、試験体CWDFと比較して、変形の挙動が異なり、最大耐力は1割ほど小さく、耐力低下が早く生じた。
- 3) 試験体CWDFおよび試験体CWPFの破壊性状や耐力性能の相違は、試験体CWPFの方が、ずれや開きの量、周辺架構の変形量が大きいことに起因すると考えられる。
- 4) 壁横筋の定着の有無が一体打ちCES造耐震壁の曲げ耐力に及ぼす影響は小さい。
- 5) 今回用いたCES造耐震壁の曲げ終局強度は、SRC規準式により評価可能である。

表-5 耐力算定結果 (単位: kN)

| | CWDF | CWPF | CWAF |
|---------|---------------|---------------|---------------|
| 実験値 | 982 | 855 | 970 |
| 曲げ終局強度 | 881 (1.11) | 881 (0.97) | 784 (1.23) |
| せん断終局強度 | 広沢式 | 1025 | 1072 |
| | トラス・アーチ式 | 1271 | 1272 |

表-6 プレキャスト耐震壁耐力算定結果 (単位: kN)

| 実験値 | | CWPF | CWPS |
|---------|-------------|---------------|---------------|
| 実験値 | | 855 | 995 |
| せん断終局強度 | 耐震改修設計指針式 | (6-1)式 | 679 (1.26) |
| | | (6-2)式 | 587 (1.69) |
| | PCa壁評価式(7)式 | 930 (0.92) | 889 (1.12) |

* ()の数字は計算値に対する実験値の比

謝辞

本研究は、文部科学省科学研究費(若手研究(B), No. 22760416, 代表者: 松井智哉)を受けて実施した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 田口孝, 永田諭, 松井智哉, 倉本洋: H型鉄骨を内蔵したCES柱の構造特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1273-1278, 2006.7
- 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) 春山智史, 小野里憲一, 戸澤知仁: 鉄骨鉄筋コンクリート造耐震壁の定着方法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1147-1148, 2006.9
- 5) 鈴木卓, 松井智哉, 倉本洋: CES造耐震壁の構造特性に及ぼす壁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
- 6) 岐津幸大, 鈴木卓, 松井智哉, 倉本洋: プレキャスト化したCES造耐震壁の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.415-420, 2011.7
- 7) 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
- 8) 建築センター: 建築物の構造関係規準解説書, 2007
- 9) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 10) 日本建築学会: プレキャスト鉄筋コンクリート連層耐震壁の水平せん断力の評価法と設計例, 2002