

論文 壁板が柱に偏心して取り付けいた CES 造耐震壁の構造性能

鈴木 卓*1・岐津 幸大*1・松井 智哉*2・倉本 洋*3

要旨: 本研究では、壁板が偏心して柱に取り付く CES 造耐震壁の構造性能の把握を目的とし、破壊形式の異なる 2 体の試験体を用いた静的加力実験を実施し、損傷状況および履歴特性の検討を行った。その結果、壁板の偏心に関わらず偏心壁試験体の最大耐力は無偏心壁試験体と同等の値となった。また、最大耐力を發揮した後、偏心壁試験体の変形性能は無偏心壁試験体と比べて低下した。

キーワード: CES 耐震壁, 繊維補強コンクリート, 構造実験, 偏心壁, せん断スパン比

1. はしめに

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⁾³⁾により SRC 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。また, 筆者等は CES 造周辺架構と壁板との定着を簡略化した CES 造耐震壁の構造性能を明らかにするために静的加力実験を実施し⁴⁾, 壁縦筋の梁への定着を省略しても定着させたものと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。

一方で, 建築物の外部に面する耐震壁では, 一般的に耐震壁の壁板が柱に偏心して取り付くことが多い。RC 造耐震壁では, 壁板が偏心して取り付けいた場合においても耐荷性能にほぼ影響を及ぼさないことが報告されている⁵⁾⁷⁾。しかしながら, CES 造耐震壁において壁板が柱に偏心して取り付けく場合, 壁心位置が柱の鉄骨位置とずれることとなり, 側柱の内蔵鉄骨による壁板への拘束効果の低下が予想される。それにより, 無偏心壁試験体の場合と比較して耐震壁の耐荷性能および靱性が低下

する可能性があり, 壁が偏心して取り付けく耐震壁の構造性能を把握しておく必要がある。

そこで, 本年度は, 壁板が偏心して取り付けく CES 造耐震壁の静加力実験を実施し, 耐荷性能, 変形性能および破壊性状などの検討を行う。また, 文献⁴⁾に示される無偏心壁試験体との比較検討を行い, CES 造耐震壁の開発のための基礎資料の整備を目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体

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 縮尺のものである。試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 および壁厚が 100mm であり, 側柱断面が 250mm 角である。また,

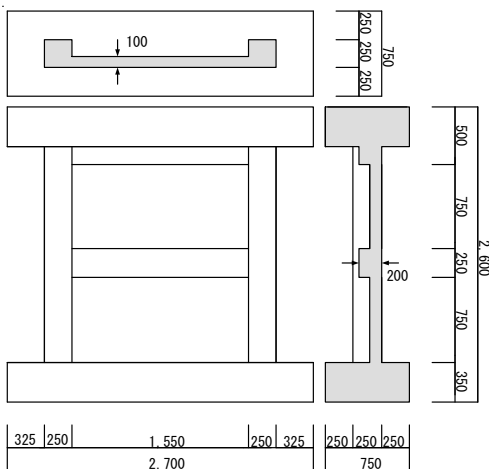


図-1 試験体形状

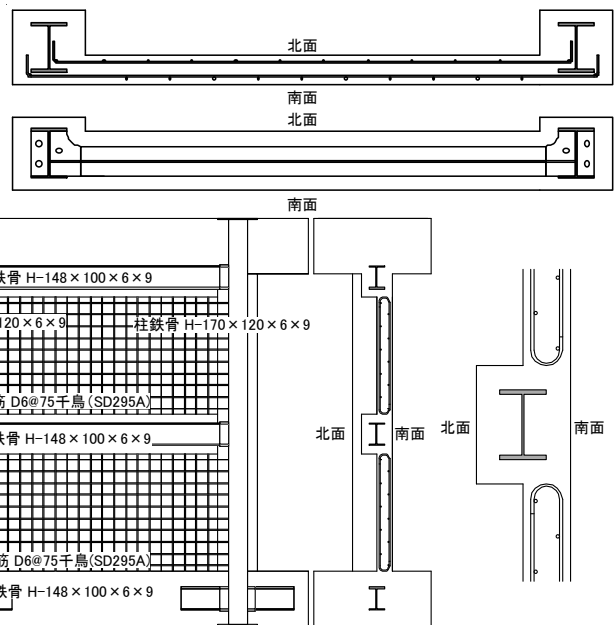


図-2 試験体配筋図

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科 (正会員)

*2 豊橋技術科学大学 工学部建築・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)

壁梁の幅およびせいはそれぞれ 200mm および 250mm である。本実験の試験体では、図-1 に示すように耐震壁の壁板が付帯柱に偏心して取り付けられている。また、図-2 に示すように本試験体では、壁縦筋を梁内に定着せず壁板内でフックを設けてあり、壁横筋は側柱内で 90 度フックにより定着させた。

実験変数はせん断スパン比とし、計 2 体の試験体を用意した。試験体 CWCS ではせん断スパン比 ($M/(Q \cdot D)$, D : 壁の全せい) を 1.1 とし、試験体 CWCF ではせん断スパン比を 1.65 とし、それぞれせん断破壊先行型および曲げ降伏先行型の試験体となるように計画した。なお、試験体 CWCS および CWCF は、2009 年度に実験した無偏心耐震壁試験体 CWAS および CWF⁴⁾ に対してそれぞれ壁板の位置を偏心させたものとなっている。

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、壁部 1 層 (1 層梁上端まで)、壁部 2 層 (上部スタブ下端まで)、および上部スタブの 4 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体の柱、梁および壁板のコンクリートは FRC を使用している。

使用した鋼材は SS400 の H-170×120×6×9 (側柱内蔵鉄骨) と H-148×100×6×9 (梁内蔵鉄骨) である。また、鉄筋には SD295A の D6 (壁補強筋) を用いた。

2.3 荷重計画

荷重装置を図-3 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水平力を荷重した。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、 $N=1,135kN$ の一定軸力 (柱軸力比 $N/N_0=0.2$, N_0 : 鉄骨を含む軸耐力) を試験体頂部に作用させると同時に、せん断スパン比が 1.1 もしくは 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。実験では試験体頂部の水平変位 (δ) を計測位置の高さ ($H=2,050mm$) で除した相対部材角 $R=\delta/H$ で西側方向を正として制御し、図-4 に示す荷重プログラムに従って荷重した。

2.4 計測計画

変位計測位置を図-5 に、ひずみゲージ貼付け位置を図-6 に示す。変位の測定箇所は、側柱軸方向、壁脚部軸方向、壁板と梁のずれと開き、1 層梁の水平変位および 1、2 層壁板の対角方向変位、上スタブの面外方向変位である。鉄筋および鉄骨のひずみ測定位置は、柱鉄骨フランジおよびウェブ、梁鉄骨フランジ、柱梁接合部および壁補強筋の主要位置のひずみを測定した。

表-1 部材断面詳細

柱	B×D	250×250 (mm)
	鉄骨	H-170×120×6×9 ($s_p=4.9\%$)
梁	B×D	200×250 (mm)
	鉄骨	H-148×100×6×9 ($s_p=5.2\%$)
壁	壁厚	100 (mm)
	縦筋	D6@75 千鳥 ($w_p=0.42\%$)
	横筋	D6@75 千鳥 ($w_p=0.42\%$)

表-2 FRC の材料特性

		圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	圧縮強度時ひずみ (μ)
CWCS	1 層	32.3	23.0	2868
	2 層	34.2	25.1	2742
CWCF	1 層	33.8	27.1	2377
	2 層	34.9	28.4	2321

表-3 鉄骨および鉄筋の材料特性

種別・使用箇所		降伏点 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張強さ (MPa)
PL-6 ウェブ	柱	300	197	422
	梁	338	201	457
PL-9 フランジ	柱	297	209	442
	梁	317	181	448
PL-16 接合部		250	203	429
D6 壁筋		396	192	518

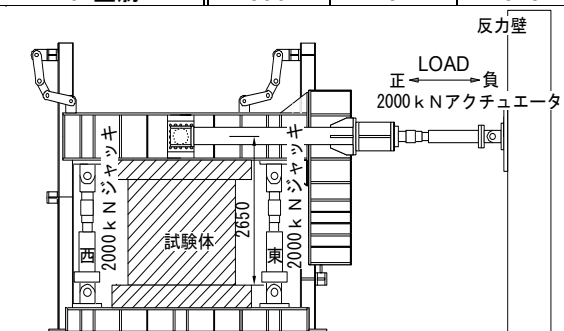


図-3 荷重装置

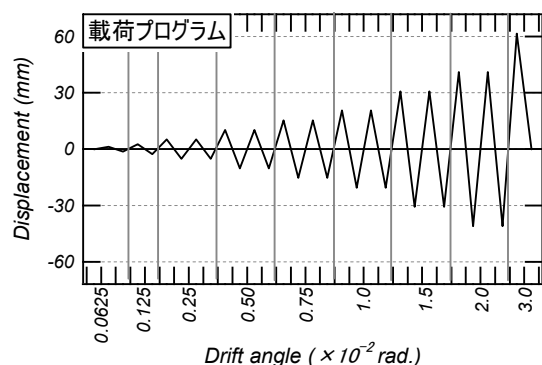


図-4 荷重プログラム

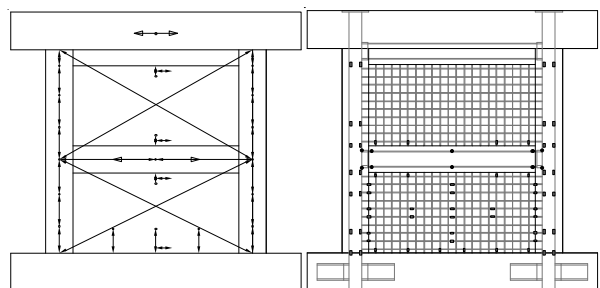


図-5 変位計測位置

図-6 ゲージ貼付け図

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-7に各試験体南面の $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 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。また、同図では文献4)に示す無偏心壁試験体CWASおよびCWAFの破壊性状も併せて示す。

試験体CWCSの $R=0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて、1層から2層壁板コンクリートにせん断ひび割れが発生した。最大耐力を発揮した $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルでは、1層梁のコンクリートの剥離が認められた。最大耐力到達以降、 $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の負荷1サイクル目において、1層梁のせん断破壊が確認された(図-7(a)参照)。また、 $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルでは、2層側柱および1層柱梁接合部のせん断破壊が発生した。さらに、 $R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて1層側柱のせん断破壊が認められた。その後、 $R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて側柱コンクリートの剥離が確認され、荷重を終了した。

試験体CWCFの $R=0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて、1層から2層壁板コンクリートにせん断ひび割れが発生した。最大耐力を発揮した $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて、1層側柱脚部コンクリートの圧壊が認められた。また、 $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて、1層西側柱脚部のせん断破壊が発生し、同変形角2サイクル目において、1層壁板脚部コンクリートの圧壊が確認された。さらに、 $R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて1層東側柱のせん断破壊が認められた。その後、1層側柱コンクリートの損傷が進行し、荷重を終了した。

最終破壊状況に着目すると、せん断破壊先行型偏心壁試験体CWCSでは、1層梁のコンクリートの損傷が顕著である。これは、図-2に示すように壁板が偏心していることと梁の部分は無筋としているため、梁のかぶり部分が相対的に弱く応力が集中したことが原因と考えられる。また、1層壁板脚部コンクリートでは損傷の集中が認められなかった。一方、無偏心壁試験体CWASでは、1層壁板と梁の境界においてずれが発生したため、壁板の上隅角部に損傷の集中がみとれ、1層壁板脚部コンクリートでは損傷の集中が認められず、壁板の偏心に伴い、破壊箇所若干の差異が認められた。

曲げ降伏先行型試験体CWCFおよびCWAFの最終破壊状況では、1層壁板の脚部コンクリートおよび側柱の脚部コンクリートに損傷の集中が確認された。また、無偏心壁試験体CWAFの損傷の進行状況についてみると、 $R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて、側柱脚部コンクリートの圧壊が認められ、 $R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて、側柱および1層壁板脚部にせん断破壊が発生しており、偏心壁試験体CWCFの側柱および壁板の損傷が無偏心

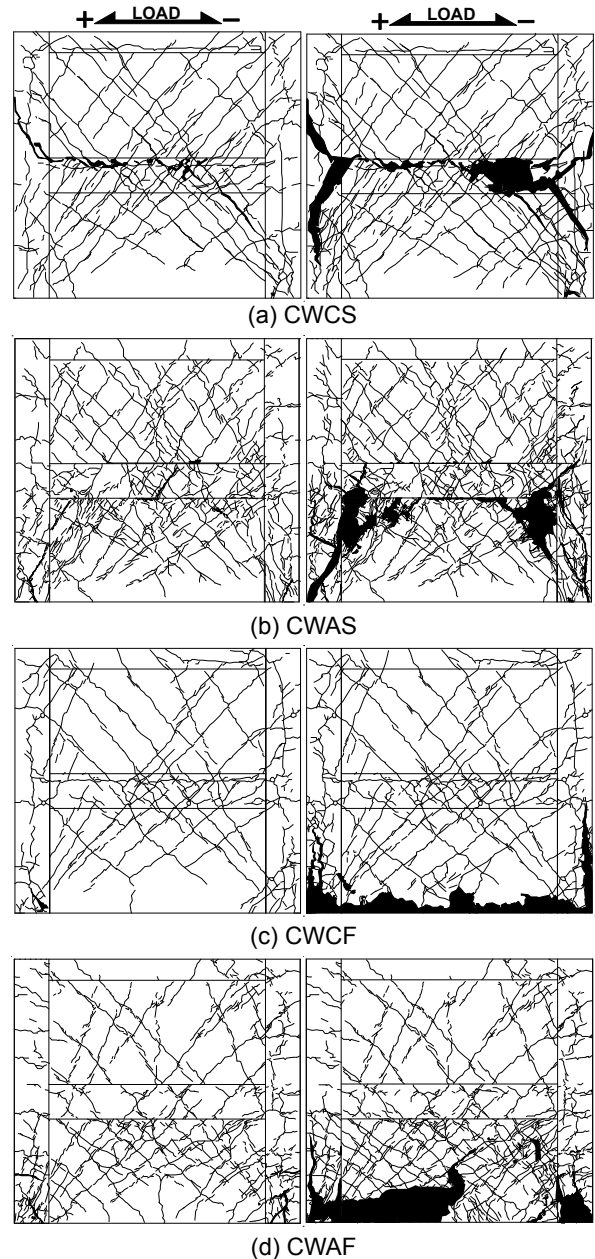


図-7 各試験体の破壊状況
(左側： $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、右側：最終破壊状況)

壁試験体CWAFと比べて早期に生じている。

3.2 履歴特性

図-8に各試験体のせん断力-変位角関係を示す。また、同図では、両試験体の曲げ終局強度計算値、柱および梁のフランジ降伏点、最大耐力点および文献4)に示す試験体CWASおよびCWAFのせん断力-変位角関係の包絡線も併せて示す。

各試験体とも $R=0.0625 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルでは、ほぼ弾性的な挙動が示され、 $R=0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいてせん断ひび割れの発生に起因する剛性の低下が確認された。また $R=0.25 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルにおいて側柱鉄骨フランジの降伏が認められた。

試験体CWCSの $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ の正荷重1サイクル目

では、最大耐力 $Q=1,256\text{kN}$ が記録された。また、同変形角の負荷 1 サイクル目のピーク時において、1 層梁鉄骨フランジの降伏が確認された。その後、側柱および 1 層梁のせん断破壊に伴い耐力の低下が確認された。

試験体 CWCF の $R=1.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ の正荷重サイクル時では、最大耐力 $Q=924\text{kN}$ が記録された。また、同変形角の負荷時では、側柱コンクリートの圧壊に伴う耐力低下が確認された。その後、 $R=1.5 \times 10^{-2}\text{rad}$ の正荷重 1 サイクル目において、側柱のせん断破壊の発生に伴う耐力低下が認められ、同変形角の負荷 2 サイクル目において、1 層壁板脚部コンクリートの圧壊に伴い耐力の急激な低下が確認された。

せん断破壊先行型試験体 CWCS および CWAS の最大耐力に着目すると、試験体 CWCS の最大耐力が $Q=1,256\text{kN}$ であるのに対し、試験体 CWAS の最大耐力が $Q=1,300\text{kN}$ となり、偏心壁試験体 CWCS の最大耐力は無偏心壁試験体 CWAS と比べて 3% 程度低くなっているが、最大耐力に関してはほぼ同等の値を記録したといえる。最大耐力後の挙動についてみると、試験体 CWCS の耐力低下が試験体 CWAS と比較して顕著に耐力低下しており、変形性能に違いが認められた。

曲げ降伏先行型試験体 CWCF の最大耐力を発揮した $R=1.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ に着目すると、試験体 CWCF の最大耐力が $Q=924\text{kN}$ となるのに対し、試験体 CWAF の耐力が $Q=935\text{kN}$ となっており、偏心壁試験体 CWCF および無偏心壁試験体 CWAF の耐力は同等の値を記録した。最大耐力後の挙動を比較すると、試験体 CWAF では、 $R=3.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ のサイクルにおいて急激な耐力低下が生じたが、試験体 CWCF は、 $R=1.5 \times 10^{-2}\text{rad}$ のサイクルで試験体 CWAF よりも早い変形角で耐力低下が生じている。これは、3.1 節で示した側柱および壁板の脚部の損傷に対応するものであるが、偏心壁試験体では、壁厚の約半分は側柱鉄骨により囲まれていないため、側柱との境界付近の壁板の脚部コンクリートの圧壊が始まると、急激に壁板脚部のコンクリートの損傷が進行していくものと考えられる。

以上より、せん断破壊先行および曲げ降伏先行において偏心壁試験体の耐力性能は無偏心壁試験体と同等であるといえる。また、偏心壁試験体の変形性能は無偏心壁試験体と比べて低下する傾向にあり、壁板の偏心に伴い側柱内蔵鉄骨による壁板への拘束効果の違いによるものと考えられる。

3.3 変形成分

図-9 に各試験体の変形角 1 サイクル目正荷重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求め、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。また、同図では文献 4) に示す試験体 CWAS および CWAF の変形成分の図も併せて示す。

せん断破壊先行型試験体 CWCS では、せん断変形成分が曲げ変形より大きく、曲げ降伏先行型試験体 CWCF では、せん断変形および曲げ変形成分がほぼ同等の値となっている。

せん断破壊先行型試験体 CWCS では、荷重サイクルの進行に伴いせん断変形成分の増大が認められた。また、最大耐力に達する $R=0.75 \times 10^{-2}\text{rad}$ のサイクルの後、せん

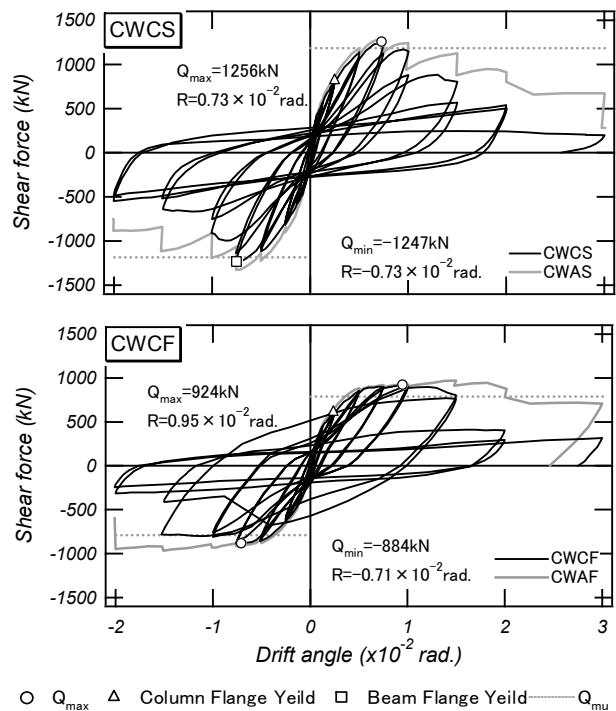


図-8 せん断力-変形角関係

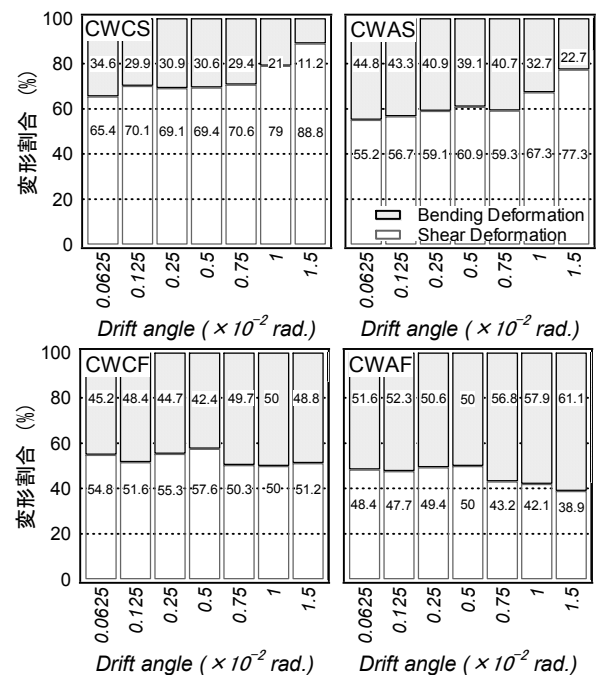


図-9 曲げ変形とせん断変形負担割合

断変形成分の急激な増大が示された。一方、曲げ降伏先行型試験体 CWCF では、各载荷サイクルにおいてほぼ一定のせん断変形成分が示された。

偏心壁試験体の各サイクルピーク時におけるせん断変形成分の割合は無偏心壁試験体と比べて大きくなっており、せん断破壊先行型試験体では約 9~13%程度大きくなり、曲げ降伏先行型試験体では、約 4~12%程度大きくなっている。これが、偏心壁試験体の変形性能が無偏心壁試験体と比べて低下している原因と考えられる。

以上より、偏心壁試験体のせん断変形量は無偏心壁試験体と比べて大きくなっており、壁板の偏心に伴い変形成分に差異のあることが確認された。

3.4 応力状態

図-10にせん断破壊先行型偏心壁試験体 CWCS の各载荷サイクルにおける正载荷1サイクル目ピーク時のせん断補強筋および梁鉄骨フランジの応力推移をそれぞれ示す。応力は鋼材の履歴特性をバイリニアと仮定し、図-11に示す鋼材に取り付けたひずみゲージから得られたひずみを用いて計算した。

偏心壁試験体 CWCS の壁板のせん断補強筋および梁鉄骨フランジの最大耐力に達する $R=0.75 \times 10^{-2} \text{ rad.}$ に着目すると、せん断補強筋では、降伏応力に達している箇所は極僅かとなっている。一方、梁鉄骨フランジでは、梁下フランジの B4, B12 および梁上の B7, B13 を除くすべての応力がほぼ降伏応力に達しており、梁鉄骨フランジ全体で引張力を負担していることが伺える。また、北面および南面のせん断補強筋の応力状態において特筆すべき違いは認められなかった。

4. 耐力計算

図-12に各試験体の最大耐力値と各終局強度計算値の関係を示す。耐力算定におけるコンクリート強度は1層壁板の値を用いた。また、同図では文献4)に示す無偏心試験体の耐力算定結果も併せて示す。曲げ終局強度式 Q_{mu} (式(1)) は文献8)による算定結果から側柱鉄筋および壁縦筋の項を除いた式を用いて計算した。せん断終局強度式として用いた広沢式 Q_{su1} (式(2)) は文献9)による算定式を用いた。なお、等価引張鉄筋比 p_{ie} は引張側鉄骨断面積比に置き換え、 p_{se} を等価壁厚とした場合の水平せん断補強筋比とした。せん断終局強度式として用いたトラス・アーチ式 Q_{su2} (式(3)) は文献8)による算定式を用いた。トラス・アーチ式中の式(4)は、アーチ機構の圧縮束の角度を示し、式(5)は、アーチ機構において CES 造側柱がその曲げ耐力分のせん断耐力を負担するものと考え、壁の有効長さの増分という形で考慮したものである。また、式(6)は実験における最大耐

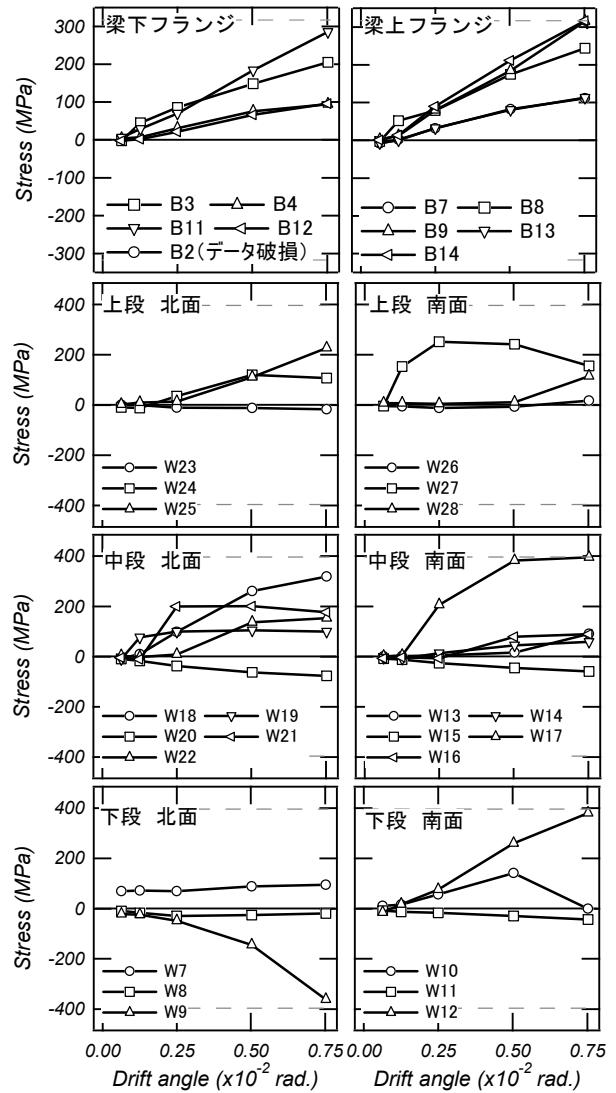


図-10 せん断補強筋および梁鉄骨フランジの応力推移

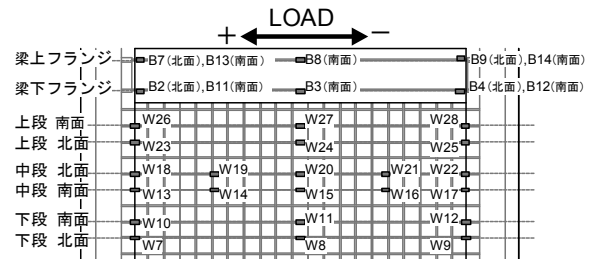


図-11 ひずみゲージ貼付け位置

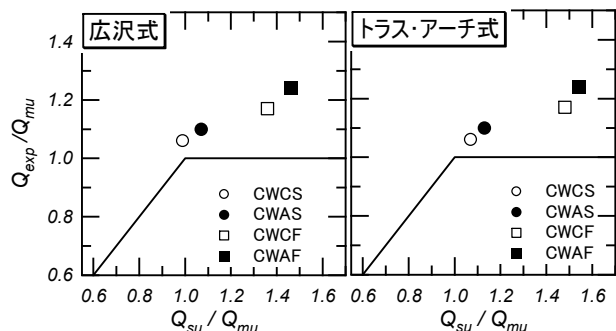


図-12 最大耐力と各終局強度計算値の関係

力時において梁鉄骨フランジの降伏が確認 (図-10) されたことから式(2)および式(3)の p_{se} に梁鉄骨下フランジ分を含めたものである。これは、文献(10)に示される耐震壁のせん断終局強度の算定において壁横筋の中に梁主筋の下半分を考慮しているものと同様な扱いとなっている。式中の記号は参考文献を参照されたい。

<曲げ終局強度>

$$Q_{mu} = \left(\frac{N_U}{2} + s_{CS} A_s \sigma_y + \frac{mW}{2} \sigma_y \right) l_w / h_w \quad (1)$$

<広沢式>

$$Q_{su1} = \left[\frac{0.068 p_{se}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{se}} + 0.1 \sigma_0 \right] \cdot t_c \cdot j \quad (2)$$

<トラス・アーチ式>

$$Q_{su2} = w \cdot t \left\{ w \cdot l_f \cdot p_{se} \cdot w \cdot \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) w \cdot l_a \cdot v \cdot \frac{c \cdot \sigma_B}{2} \right\} \quad (3)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{h}{w \cdot l + D} \right)^2 + 1} - \frac{h}{w \cdot l + D} \quad (4)$$

$$w \cdot l_a = l + D + \frac{1}{\cos \theta} \sqrt{\frac{2 c s M_U}{v \cdot \sigma_B \cdot w \cdot t (1 - \beta)}} \quad (5)$$

$$p_{se} = w \cdot p + \frac{a_f \cdot \sigma_{fy}}{w \cdot t \cdot h_w \cdot w \cdot \sigma_y} \quad (6)$$

ここで a_f : 鉄骨フランジ断面積, σ_{fy} : 鉄骨フランジの降伏強度, h_w : 中間梁上端までの高さである。

せん断破壊先行型試験体 CWCS の終局強度計算値に対する実験における最大耐力の比率 (以下, 耐力比) は, 広沢式では 1.02, トラス・アーチ式では 0.99 となり, 広沢式およびトラス・アーチ式ともに精度良く評価できている。曲げ降伏先行型試験体 CWCF の耐力比は, 曲げ終局強度では 1.18 となり, 曲げ終局強度により概ね評価できている。しかしながら, 曲げ終局強度計算値による耐力比の算定では, 実験における最大耐力を過少評価する傾向が認められ, 今後の研究課題といえる。

せん断破壊先行型試験体 CWCS のせん断余裕度では, 広沢式に対してせん断破壊先行と判定され, トラス・アーチ式に対して曲げ降伏先行型と判定された。曲げ降伏先行型試験体 CWCF のせん断余裕度では, 全てのせん断終局強度式に対して曲げ降伏先行と判定された。

本実験における CES 造耐震壁の曲げ終局強度は SRC 規準式により概ね評価可能であり, せん断終局強度は広沢式およびトラス・アーチ式により評価可能である。

6. まとめ

本研究では, せん断スパン比を実験変数として, 壁板が偏心して取り付く CES 造耐震壁の静的加力実験を実施し, 以下の知見を得た。

(1) せん断破壊先行および曲げ降伏先行型の試験体において, 偏心壁試験体および無偏心壁試験体の最大

耐力は同等の値となった。

- (2) 偏心壁試験体では, 無偏心壁試験体と比べて最大耐力以降において顕著に耐力低下が生じ, 変形性能が低下する傾向にある。
- (3) 偏心壁試験体は無偏心壁試験体と比べてせん断変形量が大きくなり, 壁板の偏心に伴い変形成分に差異のあることが確認された。
- (4) せん断破壊先行型偏心壁試験体では, せん断補強筋は引張力をあまり負担せず, 梁鉄骨フランジで引張力を負担していることが確認された。
- (5) 壁板の偏心している CES 造耐震壁の曲げ終局耐力は SRC 規準で概ね評価可能であり, せん断終局強度式は広沢式およびトラス・アーチ式で評価可能である。

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) 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) 兼平雄吉, 小野里憲一, 下山哲男, 望月洵: 壁が柱の外側にある耐震壁の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.463-468, 2005.7
- 6) 後藤哲郎, 秋山友昭: 鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究 (その 9) 壁板が柱に偏心して取り付いた耐震壁の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1605-1606, 1976.10
- 7) 後藤哲郎, 秋山友昭: 鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究 (その 18) 壁板が柱に偏心して取り付いた耐震壁の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1635-1636, 1977.10
- 8) 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
- 9) 日本建築センター: 建築物の構造関係規準解説書, 2007
- 10) 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