

# 論文 打継面処理と配筋が RC 造耐震壁のすべりに及ぼす影響

細野 純<sup>\*1</sup>・阿野田 瑛二<sup>\*1</sup>・高橋 之<sup>\*2</sup>・市之瀬 敏勝<sup>\*3</sup>

**要旨：**柱型のない耐震壁のすべり性状や耐力を検証するため、打継の有無、打継面処理および配筋方法を実験変数として静的加力実験を行った。一体打ちをした試験体は、打継をした試験体よりもすべり変形は小さかったが、すべり始めてからの耐力低下は大きかった。打継面処理剤を使用した試験体は、打継面の処理をしなかった試験体と同程度のすべり変形が発生し、初期剛性が低くなった。また、総縦筋量を同じにし、縦筋を端部に集中させた試験体と均等に配筋した試験体を比較すると、均等配筋の方がすべり変形が小さく、耐力低下も緩やかになった。

**キーワード：**すべり変形, 耐震壁, 打継面処理, 配筋, すべり強度

## 1. はじめに

2010年のRC規準<sup>1)</sup>改定により、柱型のない耐震壁の設計が可能となった。しかし、柱型のない耐震壁はPaulayら<sup>2)</sup>の実験のように壁脚ですべり変形が発生する可能性がある。日本でも柱型のない耐震壁のすべり変形は長江ら<sup>3)</sup>の実大振動実験などで観測されている。すべり変形が発生する耐震壁は設計時に期待された強度が発揮されなかったり、Paulayらが指摘するように変形性能が低くなるなどの危険性がある。本研究ではすべり変形が生じる柱型のない耐震壁の性能を調査するために静的加力実験を行った。

すべり変形が観測された過去の研究では壁脚で打継が行われている。一方、設計時に想定する曲げ強度やせん断強度を算定する方法の根拠となっている実験では一体打ちが行われているものもある。よって、打継が行われる耐震壁において曲げ強度やせん断強度が発揮されない可能性がある。そこで、打継の有無を実験変数とした。

また、Eurocode<sup>4)</sup>やACI-318<sup>5)</sup>ではすべり強度の計算方法が示されている。両者の計算値は鉄筋のダウエル抵抗とコンクリートの摩擦抵抗の和として考える基本方針は一致しているものの、計算値は大きく異なる。そこで、ダウエル抵抗を変化させるために配筋方法も実験変数とし、結果を各基準の計算値と比較した。これらの実験結果をもとにすべり性状や計算耐力との比較を考察する。

表-1 実験パラメータ及び試験体名

試験体名	実験のパラメータ		
	配筋	打継	打継面処理
W1-M	端部集中型	無	無
W1-Js		有	
W1-J	有		
W2-J			均等型

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

RC造耐震壁を対象とした実大構造物のおおよそ2/5に縮小したモデルを試験体とし、表-1に示すように配筋、打継の有無、打継面処理の有無の3種をパラメータとして設計した(以下、試験体名は表-1による)。

試験体概要及び試験体図を図-1に示す。試験体の形状は全試験体で同一とし、柱型のない長方形断面とした。主筋下端部は下スタブ下部に設置した厚さ12mmの鉄板に溶接した。壁筋はダブル配筋とした。打設は、試験体W1-Mは一体打ちの平打ちとした。その他の3体は鉛直方向に打設し、下スタブ上面で打ち継ぎをした。試験体

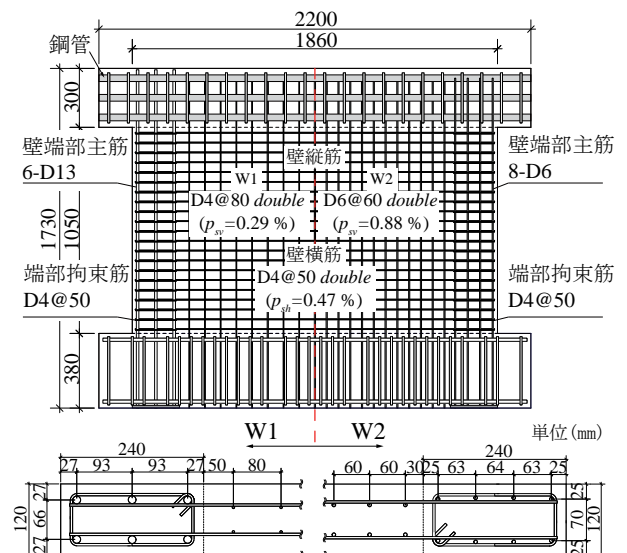


図-1 試験体図面



写真-1 打継面処理の様子

\*1 名古屋工業大学 大学院生 (学生会員)

\*2 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科 助教・博士(工学) (正会員)

\*3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科 教授・工学博士 (正会員)

W1-Js は打継面の処理はせず、試験体 W1-J, W2-J の打継面には L 社の打ち継ぎ面処理剤を写真-1 に示すように刷毛で塗布した。

## 2.2 材料特性

表-2 に使用した鉄筋の引張試験結果を示す。値は D13 の鉄筋では 6 本, D6 の鉄筋では 4 本, D4 の鉄筋では 4 本の材料試験結果の平均値とした。また、表-3 にコンクリートの材料試験結果を示す。値は加力前, 加力後に 2 回行った材料試験結果の平均値とした。

## 2.3 加力概要

加力装置を図-2 に示す。加力は 500 kN ジャッキと 1000 kN ジャッキの 2 本の水平ジャッキによって、加力点高さが 1200 mm となるように荷重を制御し水平力を与えた。実際の壁には軸力が作用しているが、打継面処理と配筋の違いがすべり挙動に及ぼす影響を検証しやすくするために、本実験では軸力を作用させないことにした。

また層間変形角  $R=0.33\%$  までは、図-3(a) に示す荷重制御、以降は図-3(b) に示す変位制御による正負交番繰り返し静的加力を行った。ただし、荷重制御の途中でも降伏点に達した時点でそのサイクルから変位制御とした。変位制御は  $R=4.0\%$  以外、2 回ずつ繰り返した。

## 3. 荷重 - 変形角関係

表-4 に各耐力の計算値及び実験値を示す。計算値の

表-2 鉄筋引張試験結果

種別	降伏点 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [kN/mm <sup>2</sup> ]
D13 SD345	378	560	196
D6 SD295A	417	522	191
D4 SD295A	368	505	188

表-3 コンクリート材料試験結果

材齢	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [kN/mm <sup>2</sup> ]
32 日 (加力前)	22.2	24.0
38 日 (加力後)	23.4	23.8
平均値	22.8	23.9

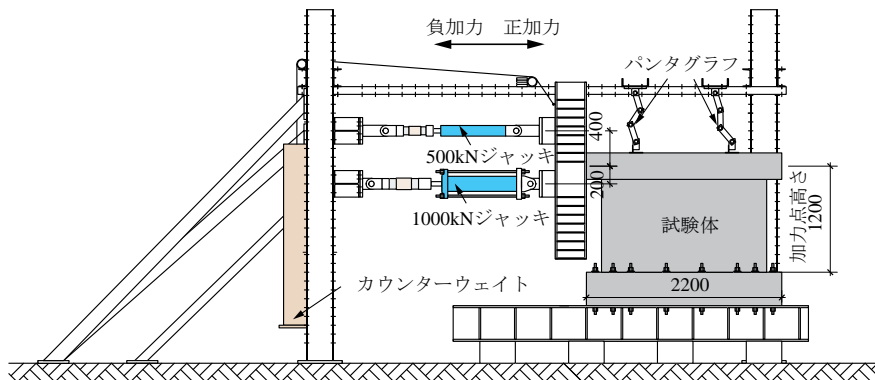


図-2 加力装置概要

括弧内は曲げ強度に対する比を示す。曲げ強度  $Q_{mu}$  は完全塑性理論に基づいて算出した。その際、圧縮側の鉄筋は降伏しているものとし、鉄筋の降伏強度は材料試験の結果の値を使用した。コンクリートは圧縮領域で一様に材料試験での圧縮強度の 0.85 倍を負担すると仮定し、力の釣合条件から中立軸を算出している。せん断強度  $Q_{sv}^{(6)}$  は文献<sup>(6)</sup> に示されている式 (付 1.3-4) を用いて算出した。また、すべり強度  $Q_{sl1}^{(4)}, Q_{sl2}^{(5)}$  は表下の式より算出した。

図-4 に荷重 - 層間変形角の履歴性状を示す。グラフ内の赤線は  $Q_{mu}$ 、青線は  $Q_{sl1}$  である。 $R=3.0\%$  のサイクルで耐力低下がみられた。1 回目, 2 回目のサイクルで比較すると、2 回目のサイクルではピーク荷重が 1 回目のサイクルよりも大幅に小さい値になっている。Paulay<sup>(2)</sup> の実験では曲げ降伏後にすべりが発生すると報告されているが、全試験体で  $Q_{mu}$  を上回っていない。実験値  $Q_{exp}$  は  $Q_{sl1}$  (Eurocode) を上回ったが  $Q_{sl2}$  (ACI) に対しては下回った。W1-J, W2-J では  $R=0.67\%$  から  $R=1.0\%$  までは荷重が  $\pm 400$  kN 程度で一定だったが、 $R=2.0\%$  の時に増加した。W2-J では、 $R=-4.0\%$  ピーク付近において引張側脚部の鉄筋の破断により試験面の浮き上がりが見られた後、水平力を保持できなくなった (橙破線)。また、W1-Js, W1-J, W2-J においては  $R=+3.0\%$  の前回ピーク後、鉄筋が破断する音を確認した。特に、W1-J, W2-J では図-4 に示す橙丸の位置で最初の破断音を確認し、その後も断続的に破断を確認した (橙線)。W1-Js に関しては最初の破断音を確認できなかったため破断音を確認されたと予想する位置から橙線としてある。三体とも鉄筋の破断音を確認したサイクルと耐力低下がおこったサイクルが同一であった。

図-5 に全試験体の荷重 - 層間変形角の  $R=0.33\%$  までの包絡線を示す。破線は表-2, 表-3 の材料特性を用いて算出した曲げ変形のみを考慮した復元力特性であり、配筋 W1 のみを示す。復元力特性はトリリニアモデルとし、降伏時荷重は表-4 の曲げ強度とし、剛性低下率は文献<sup>(6)</sup> に示されている式 (付 1.3-4) を用いて算出した。

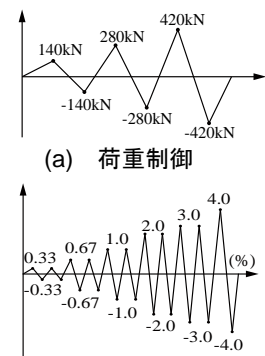


図-3 加力プログラム

表-4 耐力一覧

試験体	計算値 (kN) (対曲げ強度比)				実験値 (kN)	
	曲げ強度 $Q_{mu}$	せん断強度 $Q_{su}^{(6)}$	すべり強度		$Q_{exp}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{mu}}$
			Eurocode $Q_{sl1}^{*1}$	ACI $Q_{sl2}^{*2}$		
W1-M	533	650 (1.22)	305 (0.57)	1216 (2.28)	507	0.95
W1-Js					509	0.95
W1-J					486	0.91
W2-J	547	664 (1.21)	400 (0.73)	1271 (2.32)	493	0.90

\*1  $Q_{sl1} = V_{dd} + V_{fd}$

$$V_{dd} = \min \left\{ 1.3 \cdot \Sigma a \cdot \sqrt{F_c \cdot \sigma_y}, 0.25 \cdot \sigma_y \cdot \Sigma a \right\} \quad V_{fd} = \min \left\{ \mu_f \cdot \left\{ (\Sigma a \cdot \sigma_y + N) \cdot \xi + M_u / j \right\}, 0.5 \eta \cdot F_c \cdot \xi \cdot l \cdot t \right\}$$

$\Sigma a$  : すべり面に配筋されている鉄筋の断面積

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度  $\sigma_y$  : 鉄筋の降伏強度

$\mu_f$  : コンクリートの摩擦係数 (打継面処理あり: 0.7 なし: 0.6)

$N$  : 軸力  $M_u$  : 終局モーメント  $l$  : 壁板全長

$x_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離

$j$  : 応力中心間距離  $t$  : 壁厚  $\zeta = \frac{x_n}{l}$   $\eta = 0.6 \left( \frac{1 - F_c}{250} \right)$

\*2  $Q_{sl2} = 0.8 \Sigma a \cdot \sigma_y + 2.76 t \cdot l$

注) 本試験体では※の式が最小となる。

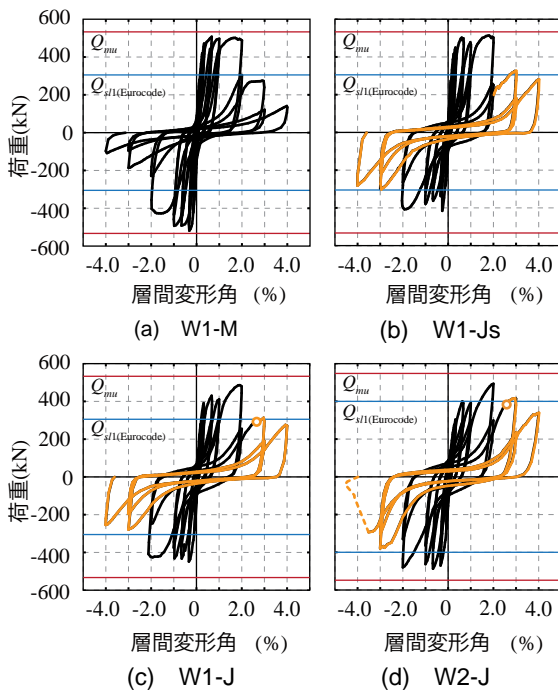


図-4 荷重 - 層間変形角関係

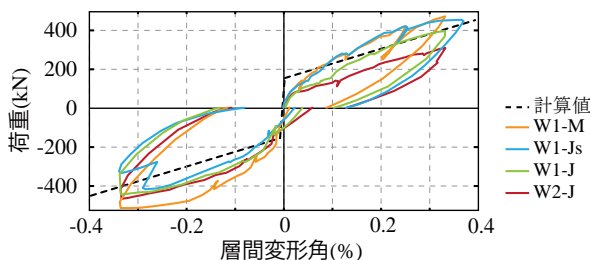


図-5 小変形時の荷重 - 層間変形角の包絡線

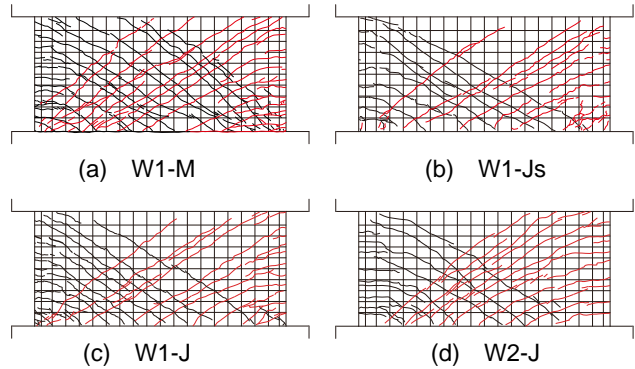


図-6 ひび割れ状況 (R=1.0%)

全試験体とも計算値よりも初期剛性が低い。また、W1-M, W1-Js はほぼ同じ程度の初期剛性である。打継面処理の有無で比較すると、W1-Js よりも W1-J, W2-J の方が剛性が低い。したがって、打継面処理剤によって初期剛性が低くなったと考えられる。

#### 4. 破壊性状

図-6 に各試験体のひび割れ状況を示す。R=2.0% からコンクリートの剥離がみられた為、R=1.0% までのひび割れ状況を示す。黒線は正載荷時、赤線は負載荷時のひび割れを示す。W1-M は壁全体に斜めひび割れが多くみられた。W1-Js, W1-J, W2-J は打継面があることにより下スタブとの境界でのひび割れ幅 (浮き上がり) が大きくなった。R=+0.67% 時には W1-Js の浮き上がりが 0.8 mm であったのに対し、W1-M では 0.15 mm であった。W1-Js と W1-J は同様なひび割れ状況を示した。W1-J と W2-J は、W2-J の方が端部の曲げひび割れの本数が少なかった。

写真-2 に実験終了時の破壊状況を示す。W1-M は壁脚部に一方で下スタブ上端から壁厚  $t$ , もう一方では  $2t$  の高さまでコンクリートの剥落がみられた。W1-Js, W1-J は端部に集中して剥落がみられた。

実験終了後に試験体下部のコンクリートを研り、鉄筋の変形状況を調べた。この結果を図-7 に示す。また、図-8 に危険断面の鉄筋の損傷状況を示す。W1-M では、壁脚のコンクリートが剥落している領域で鉄筋が曲げ変形していた (図-7(a))。また、鉄筋の破断は見られなかった。コンクリートの剥落は R = -2.0% 付近から始まり、耐力低下が始まった時と概ね同じであった。このことから、コンクリートの剥落によって鉄筋の変形する領域が長くなり、鉄筋のせん断抵抗力 (ダウエル抵抗) の低下と、コンクリートの摩擦抵抗の低下が耐力低下の原因となったと推察できる。

W1-Js では、壁脚の両側端部 (およそ 250 mm) の領域でコンクリートが剥落した。剥落した領域では図-7(b) のように鉄筋が曲げ変形していた。しかし、それ以外の領域では、図-7(b) に赤棒で示す鉄筋のような状態であったと推測できる。この鉄筋はコンクリートを研る前は、壁板のコ

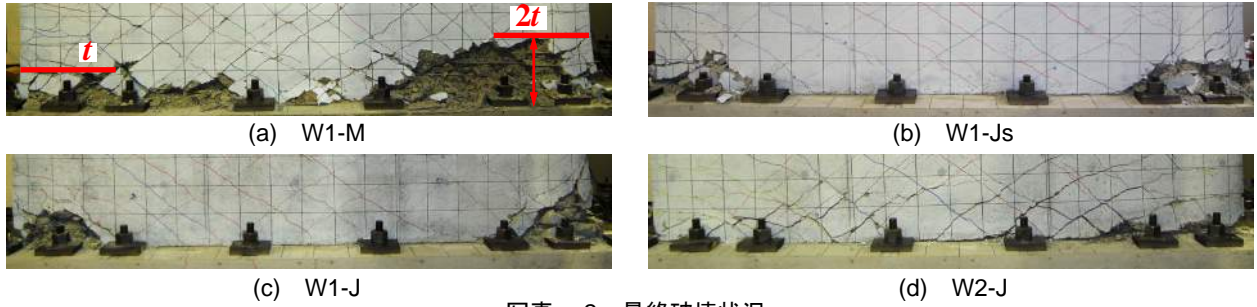


写真-2 最終破壊状況

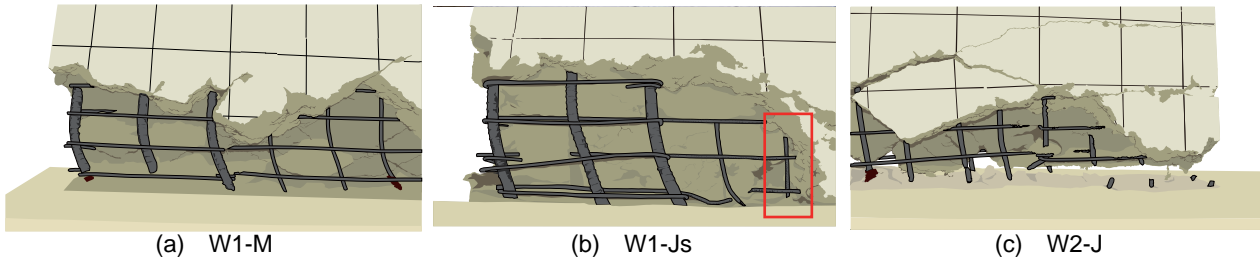


図-7 鉄筋の変形状況のスケッチ

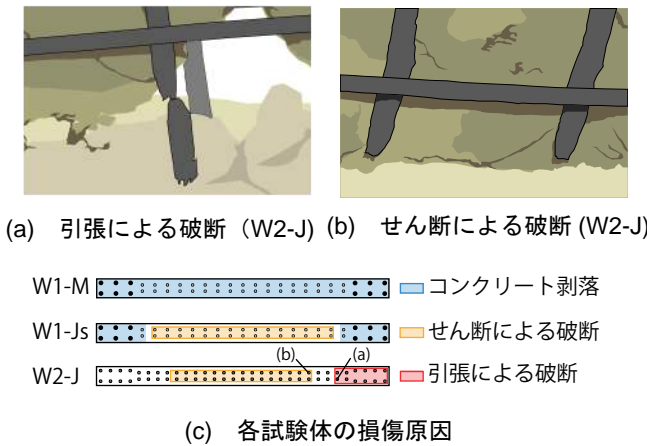


図-8 危険断面の損傷状況

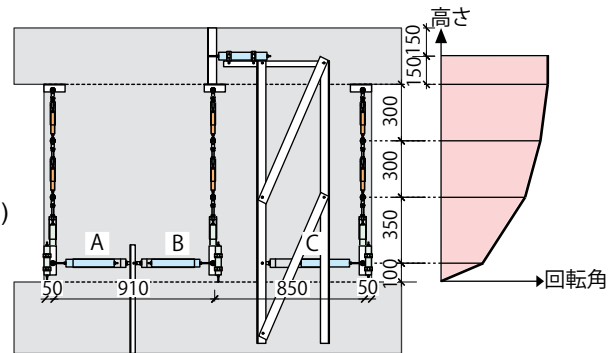


図-9 変位計配置図

ンクリートと下スタブのコンクリートで拘束されていたため、端部の鉄筋のような曲げ変形は見られず、すべりが起こった下スタブとの境界で局所的に変形をしていた。破断面は端部の鉄筋とは異なり、くびれがほとんど見られず、せん断変形によって破断した形跡があった。また、 $R = +3.0\%$  から断続的に鉄筋の破断音が確認されており、この時の耐力低下が鉄筋の破断によって起こったと考えられる。

W2-Jでは、写真-2(d)に示すように、端部コンクリートの剥落がほとんど見られなかった。 $R = +3.0\%$ のサイクルでW2-Jの耐力低下が他の試験体より小さかった理由はこのためであると考えられる。W2-JでもW1-Jsと同様に $R = +3.0\%$ から断続的に鉄筋の破断音が確認された。さらに $R = -4.0\%$ で引張側端部の鉄筋が図-7(c)のように破断した。実験後にコンクリートを研ったところ、図-8(c)の赤で示した領域では、図-8(a)のように破断位置でのくびれが顕著であった。したがって、これらの鉄筋は引張ひずみ(つまり壁の曲げ変形)による破断であると判断される。一方、図-8(c)の黄色で示した領域では図-8(b)のように

くびれがあまり見られなかった。したがって、この破断は鉄筋のせん断変形によって生じたものと考えられる。赤と黄色の間の鉄筋も破断していたが、その破断形態は図-8(a), (b)の中間的なものであった。なお、図-7(b)の赤枠で示した鉄筋は、図-8(b)のように傾いておらず、W2-Jよりもさらにせん断的な破壊であったと言える。

## 5. 変形成成分の分離

### 5.1 すべり変形成分

試験体に取り付けた変位計の配置図を図-9に示す。また、図-10にW1-Jsの $R = +2.0\%$ における各測定区間でのすべり量の分布を示す。丸印は、水平変位計A~Cの測定結果を示している。赤線と青線は、正サイクル時に試験体下部の5ヶ所で測定した目視によるすべり量を線形補間したものである。目視によるすべり量は差し金をあてて壁板と下スタブ上面に引いたグリッドのずれを測定したものである。なお、目視による測定はピーク時及び、変位制御の1回目サイクル中の前回サイクルピーク時に行った。壁板

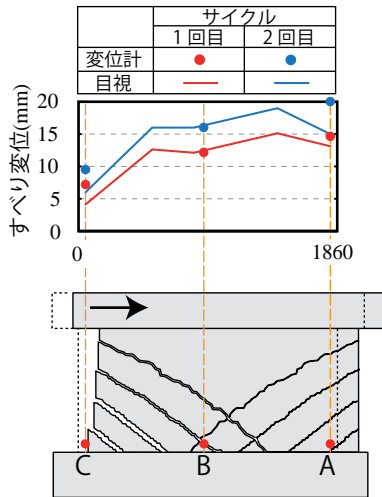


図-10 すべり測定位置とせん断ひび割れ



写真-3 試験体引張側脚部

と下スタブの境界面で一様にすべり変形が生じたと仮定すると変位計A～Cの計測結果は一致するはずだが、図-10の変位計の計測結果は一致していない。これは、図-10のように引張側ですべり変形が分散していたためと考えられる。写真-3に層間変形角 $R=+2.0\%$ における観測面から見た変位計Aの位置での拡大写真を示す。引張側では壁板とスタブの境界だけではなく、写真-3の赤丸で示すように壁板においてもすべり変形が生じていた。これらのことから、図-10に示すように引張側となる変位計Aのすべり変形が小さく計測されたと考えられる(変位計Cも同様)。また、目視によるすべりの測定値と変位計Bの計測結果は良好に一致していた。他の試験体でも同様な結果が得られたため、変位計Bから読み取った計測結果をすべり量とした。2回目サイクルでは試験体の全域において1回目サイクルの1.3倍程度のすべり変形が計測された。

荷重-すべり変形角関係を図-11に示す。W1-JsとW1-Jを比較すると、ほぼ同じ挙動を示しており、打継面処理剤はすべり挙動にはほとんど影響しないことが分かった。W1とW2では主筋の総断面積が同等となるように配筋しているが、W2-JはW1-Jよりすべり量が小さく、同じ鉄筋量でも配筋する位置による影響があると考えられる。また、一体打ちの試験体(W1-M)は打継を行った試験体(W1-J, W1-Js)よりすべり量が小さかった。最大耐力に達す

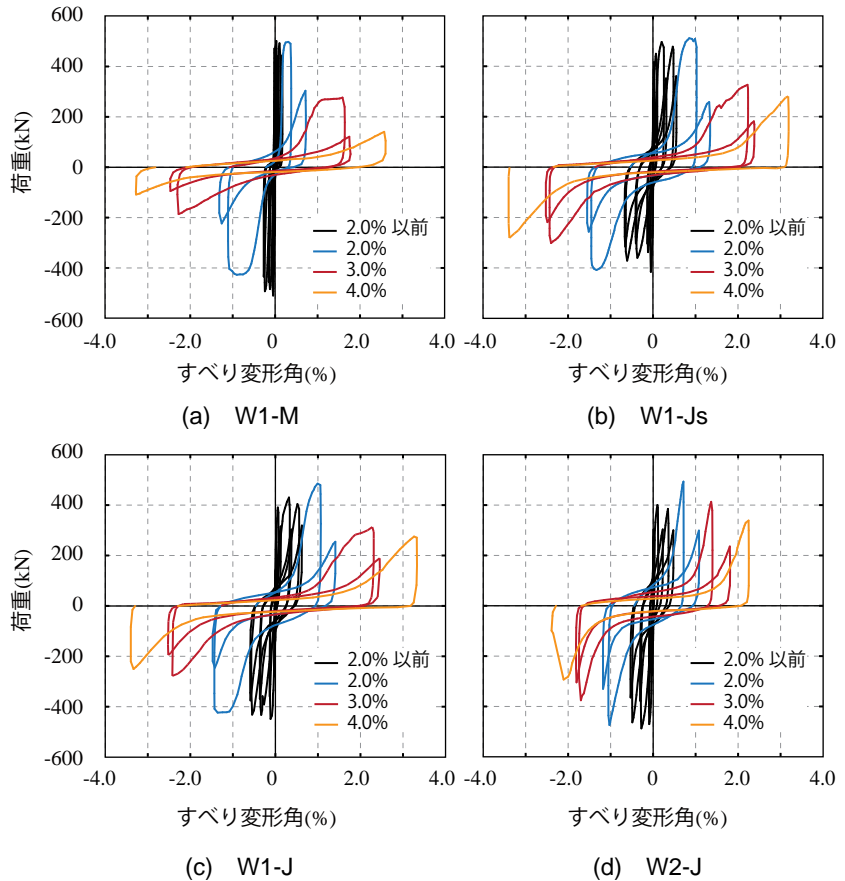


図-11 荷重-すべり変形角関係

るまでのすべり量はW1-Mが最も小さかったが、耐力低下後に急激にすべり量が増加した。

## 5.2 曲げ変形成分

本研究では、平面保持を仮定し、図-9に示すように試験体の鉛直変位を壁高さ方向に5区間に分けて、曲げ変形を算出した。まず、各測定高さの回転角は、壁の両端の伸縮量の差を測定区間の長さで除すことによって算出する。壁脚での回転角はゼロ、各測定区間で回転角は直線的に増加すると仮定し、回転角の分布を算出する(図-9(b))。なお、壁の上端から水平変位測定点までの区間(上スタブの下部:150mm)は剛体回転すると仮定している。算出した回転角の分布を積分することにより、加力点高さでの曲げ変形による水平変位を算出する。

荷重-曲げ変形角関係を図-12に示す。W1シリーズとW2シリーズを比較すると、W2の方が曲げ変形が大きいることが分かる。W2シリーズだけ $R=3.0\%$ 時に曲げ変形が増加していた。このことから、端部集中型配筋よりも均等型配筋にした方が曲げ変形が大きくなると考えられる。

## 6. 変形成分による比較

図-13に各試験体の変形成分を示す。すべり変形、曲げ変形に関してはそれぞれ5章の方法で算出した。また、せん断変形は全体変形から曲げ変形とすべり変形を差し引

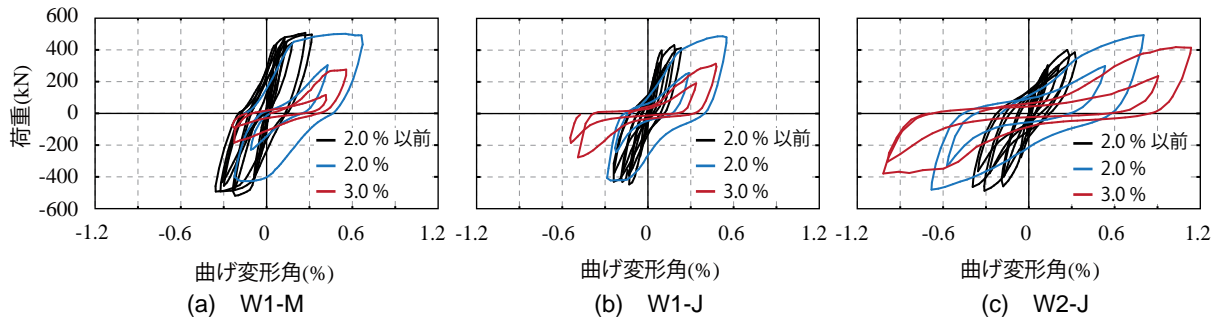


図-12 荷重-曲げ変形角関係

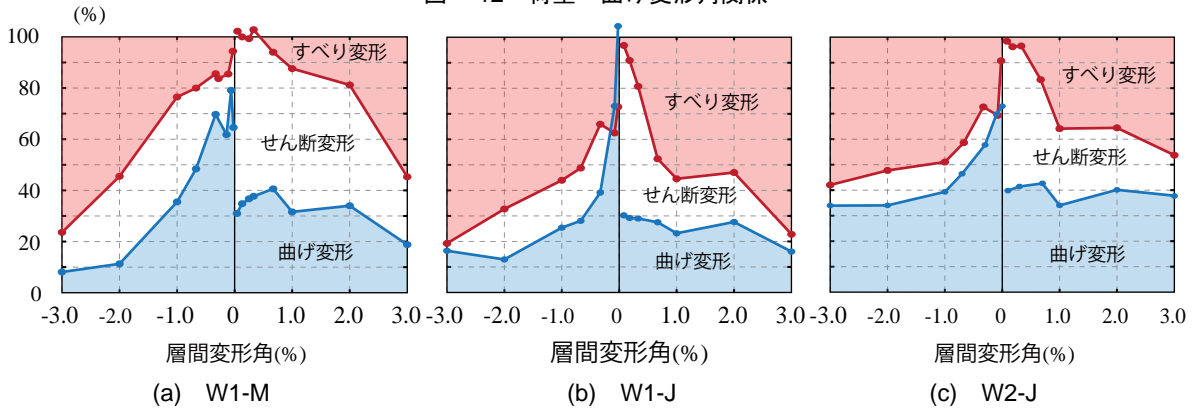


図-13 変形成分の割合

いて算出している。ここでは、各サイクルのピークでの値を線形補間して示している。青線は曲げ変形の割合を示しており、赤線は曲げ変形とせん断変形の割合を足し合わせたものである。W1-Jでは、 $R=0.33$  %に達する前からすべり変形の割合が大きくなっていった。それに対して、W1-M、W2-Jでは、 $R=0.33$  %に達した後にすべり変形の割合が大きくなっていった。正サイクルでは、どの試験体においてもサイクルが進むにつれてせん断変形の割合が小さくなり、すべり変形の割合が大きくなる傾向にあった。負サイクルでは、どの試験体においてもサイクルが進んでもせん断変形の割合はほぼ一定であった。W2-Jでは、曲げ変形の割合がほぼ一定であり、すべり変形の割合はそれほど大きくならなかった。

以上のように、打継の有無や配筋の違いによってすべり変形の割合の推移に差が生じていた。このような差が生じた原因は今後の研究課題である。

## 7. 結論

本研究では、RC造耐震壁のすべり性状に関する実験を行った。以下に、本研究で得られた結果をまとめる。

- 1) 一体打ちをした試験体では打継をした試験体よりもすべり変形が小さかった。
- 2) 一体打ちをした試験体では、試験体下部の幅広いコンクリートの剥落により耐力低下したのに対し、打継をした試験体では、鉄筋の破断による耐力低下が著しかった。
- 3) 打継面処理剤の有無によるすべり変形の差は見られなかったが、打継面処理剤を塗布した試験体の方が塗布し

ない試験体よりも小変形時の剛性が低かった。

- 4) 均等型配筋の試験体では、コンクリートの剥落があまり見られず、耐力低下が小さかった。
- 5) 端部集中型配筋の試験体では、均等型配筋の試験体と比べて打継面でのすべりが生じにくかった。
- 6) 今回対象とした試験体の実験値はEurocodeのすべり強度式の計算値より大きく、ACI-318より小さかった。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) T. Paulay, M. J. N. Priestley, and A. J. Syng: Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls, *ACI Journal*, V. 79, No. 4, pp. 257 - 269, 1982
- 3) 長江拓也ら：4階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験，日本建築学会大会構造系論文集，Vol. 76, No. 669, pp. 1961 - 1969, 2011
- 4) CEN: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, pp. 116 - 117, 2004
- 5) ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 - 11) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 186 - 187, 2011
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007年度版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007