

# 論文 損傷を受けた RC 造耐震壁の損傷量評価及び残存耐震性能評価に関する研究

半沢 守\*1・細谷 典弘\*1・尾形 芳博\*2・前田 匡樹\*3

**要旨:** 本研究では、壁筋比が0.6%程度のせん断破壊先行型 RC 造耐震壁について、経験した損傷の大きさが耐震壁の耐震性能や損傷量に及ぼす影響を検討するため、静的繰り返し載荷実験を行った。その結果、損傷度IVの試験体は壁板のみの対角方向のせん断圧縮破壊となり、降伏変形を与えた大変形レベルを経験した際、無損傷の試験体に比べ10%程度の最大耐力の低下が見られた。また、応答変形に対する損傷の大きさが、耐力や変形能力、エネルギー吸収能力といった各構造性能低下に及ぼす影響を明らかにした。

**キーワード:** 耐震壁, 損傷度, 残存耐震性能, せん断破壊, 壁筋比, 損傷量評価

## 1. はじめに

地震力を受け損傷が生じた構造物の残存耐震性能の低下について、既往の研究<sup>1)</sup>では損傷状況に基づき定量的に評価する方法が提案され、(一財)日本建築防災協会の「震災建築物等の被災度区分判定基準」<sup>2)</sup>に採用されている。しかし、既往の研究では鉄筋コンクリート造ラーメン構造を対象とした柱と梁の性能低下に関する実験データが中心で、耐震壁の損傷と性能低下に関するデータが少なく、その評価精度は十分に検討されていない。筆者らは2015年度に原子力施設の耐震壁を対象とした壁筋比の大きいせん断破壊先行型耐震壁の静的載荷実験を行った<sup>2), 3)</sup>。予め耐震壁に損傷(それぞれ損傷度IからIV)を与えた試験体と、損傷の無い試験体(以下無損傷試験体とする)に対して、経験した損傷の大きさと構造性能低下の関係を検討した。しかし、この実験では事前に経験した損傷の大きさに関わらず、最大耐力や変形性能などの終局性能に大きな影響は見られなかった(図-1参照)。これは、壁筋比( $P_s=1.32\%$ )が大きいため、壁筋1本の負担水平力が小さく壁筋の降伏が遅かったこと、それに伴い残留変形が小さかったためと考えられる。

そこで本研究では、一般建物程度の壁筋比の小さいせん断破壊先行型耐震壁の静的載荷実験を実施し、事前加力により生じる損傷度合の違いと、架構の耐力や変形能力、エネルギー吸収能力といった構造性能低下との関係を明らかにすることを目的としている。

## 2. せん断破壊先行型耐震壁の静的載荷実験

### 2.1 実験概要

検討対象とする試験体は、2015年の実験試験体の半分の壁筋比( $P_s=0.66\%$ )を有するせん断破壊先行型の耐震壁とする。なお、試験体の詳細は2.2項に後述する。実験

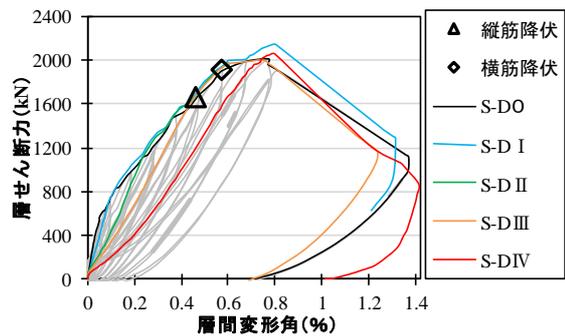


図-1 2015年度実験の荷重-変形関係包絡線

のパラメータは本加力前に与える損傷レベル、すなわち変形レベルとし、無損傷の試験体1体、予め損傷度IIからIVを経験するように事前加力を加えた試験体3体の、計4体とする。但し、損傷度IVを与える試験体(S-13-DIV・S-06-DIV)の事前加力は、損傷度II(S-13-D II・S-06-D II)を与える試験体の「事前加力+本加力(損傷度IVまで)」とし、兼用した。これは昨年度の結果から、壁筋が降伏する以前の損傷度II程度の損傷を経験しても、その後の構造性能にはあまり影響がないと予測したためである。事前加力時に各損傷度に応じて与えるせん断変形角は、本年度の無損傷試験体の損傷状況に基づき決定した。

### 2.2 試験体概要

表-1に試験体の諸元及び耐力の計算値を示す。終局せん断力は、トラス・アーチ機構に基づくせん断強度式(式(1)~(3))により算出している。また、図-2に試験体配筋図を示す。本研究の試験体は、両側柱付きの耐震壁とし、形状・寸法は2015年度の試験体と同一としながら壁筋比のみを変えることで比較を行う。壁筋比は2015年度試験体( $P_s=1.32\%$ )の半分( $P_s=0.66\%$ )とした。コンクリートの設計基準強度は全試験体共通で $F_c=27\text{N/mm}^2$ であり、コンクリートの圧縮・割裂試験結果

\*1 東北大学大学院工学研究科 都市・建築学専攻 博士課程前期 (学生会員)

\*2 東北電力(株) 博士 (工学)

\*3 東北大学大学院工学研究科 教授・博士 (工学) (正会員)

を表-2に、鉄筋の引張試験の結果を表-3に示す。

$$V_u = t_w l_{wb} P_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (1)$$

$$\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) P_s \sigma_{sy} \} / v \sigma_B, \quad (2)$$

$$\tan \theta = \sqrt{ (h_w / l_{wa})^2 + 1 } - h_w / l_{wa} \quad (3)$$

ここで、 $t_w$ : 耐震壁の壁厚(mm),  $l_{wa}$ ,  $l_{wb}$ : 等価壁長さ(mm),  $P_s$ : 壁板のせん断補強筋比,  $v$ : 有効圧縮強度係数,  $h_w$ : 耐震壁の高さ(mm),  $\sigma_{sy}$ : 壁板のせん断補強筋の強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\phi$ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度,  $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

表-1 試験体諸元

比較項目	試験体記号	2015年度試験体(S-13)					2016年度試験体(S-06)			
		S-13 -D0	S-13 -D	S-13 -D	S-13 -D	S-13 -D	S-06 -D0	S-06 -D	S-06 -D	S-06 -D
損傷度		無損傷	I	II	III	IV	無損傷	II	III	IV
壁	壁高さ (mm)	1000								
	全長 (mm)	1800								
	壁厚 (mm)	120								
	縦筋	D6@40(SD295)					Double			
	縦筋比(%)	1.32					0.66			
	横筋	D6@40(SD295)					Double			
	横筋比(%)	1.32					0.66			
コンクリート強度Fc (N/mm <sup>2</sup> )	27									
せん断スパン比	0.29									
柱	断面b×D (mm×mm)	200×200								
	主筋	12-D16(SD345)								
	帯筋	2-D10(SD345)@60								
スタブ	断面b×D (mm×mm)	400×400								
	主筋	12-D16(SD390)								
	あばら筋	2-D10(SD390)@100								
せん断ひび割れ強度(靱性指針)(kN)	326					301				
せん断終局強度(靱性指針)(kN)	1499					1370				
せん断終局強度(修正荒川式)(kN)	915					739				
曲げひび割れ強度(RC基準)(kN)	647					599				
曲げ終局強度(RC基準)(kN)	2802					2452				

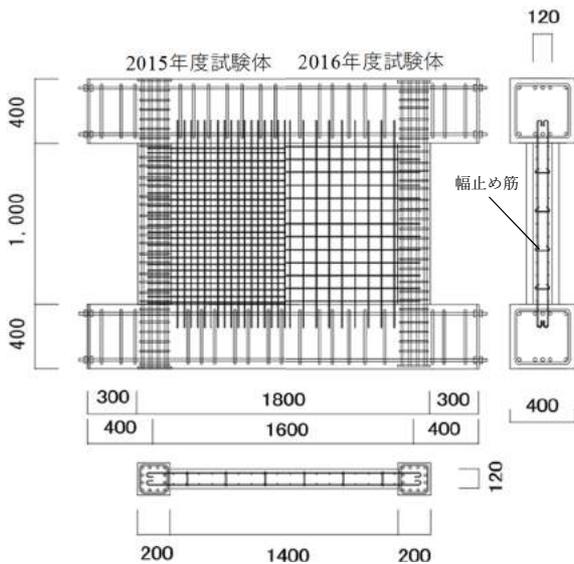


図-2 試験体配筋図(単位: mm)

表-2 コンクリート材料試験結果

	S-06-D0	S-06-DIII	S-06-DII,IV
材齢(日)	55	67	72
圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	32.1	31.9	33.2
ヤング係数(×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	3.03	3.47	2.80
割裂引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	2.39	2.31	2.31

### 2.3 加力計画

本実験における加力装置を図-3に示す。試験体の反曲点が常時壁高さの中央になるように設計し、水平ジャッキ2本を設置し加力を行った。また、2本の鉛直ジャッキを用いて軸応力度 0.5N/mm<sup>2</sup> 程度の一定軸力を入力した。無損傷試験体の加力スケジュールの詳細を表-4に、有損傷試験体の加力スケジュールの詳細を表-5に示す。試験はまず無損傷試験体の加力実験を行い、その結果に基づき判定した各損傷度の変形レベルを有損傷試験体に与える。無損傷試験体の損傷度判定の詳細は3.2節で述べる。事前加力は小変形(層間変形角 R=0.025%) から正負交番で2回繰り返し、確実に各損傷度の損傷状態を再現するため目標とする損傷度に対応する層間変形角の载荷を5回繰り返した後、再度除荷して残留変形を0にし、本加力を実施する。

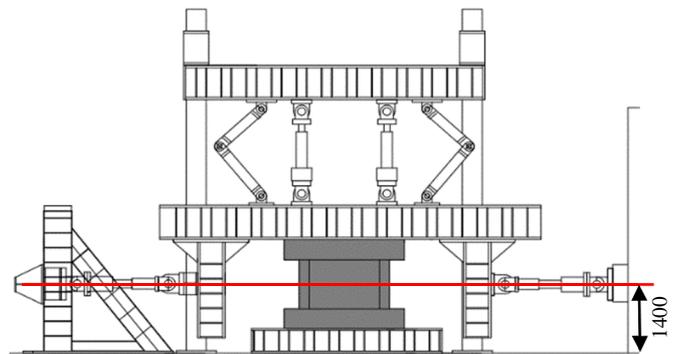


図-3 加力装置図 (単位 mm)

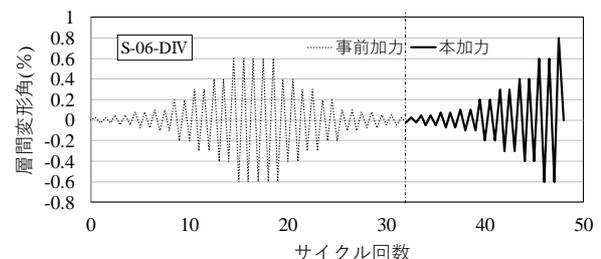


図-4 加力概念図

表-4 加力スケジュール(S-06-D0)

試験体	事前加力														
	目標部材角R(/1000rad.)とサイクル数														
S-06-D0	±0.25	±0.50	±0.75	±1.0	±2.0	±3.0	±4.0	±6.0	±4.0	±3.0	±2.0	±1.0	±0.75	±0.50	±0.25
	なし														
試験体	本加力														
	目標部材角R(/1000rad.)とサイクル数(回)														
S-06-D0	±0.25	±0.50	±0.75	±1.0	±2.0	±3.0	±4.0	±6.0	±8.0						
	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	押し切

表-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋材料試験結果	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	
壁筋	D6SD295	388	541	17.6
柱主筋	D16SD345	363	583	16.6
柱帯筋	D10SD345	397	570	18.9

## 2.4 計測計画

変位計測については、図-5 に示す。柱及び壁の変形を測定する。なお壁のせん断変形については、壁面を 3×4 (縦方向×横方向) に区切り計測を行う。歪度の計測については、壁筋と柱脚部主筋及び帯筋を計測することとした。ひび割れ計測については試験体の半分を計測面とし、ひび割れ幅とひび割れ長さについて計測した。

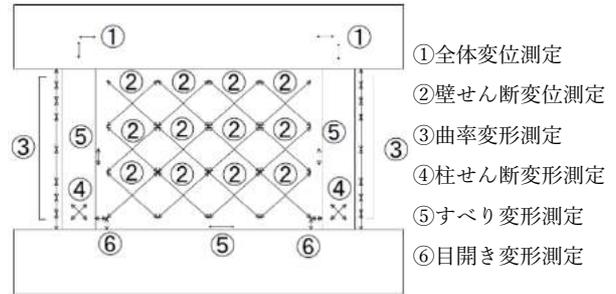


図-5 変位計測位置図

## 3. 実験結果

### 3.1 無損傷試験体の荷重-変形関係及び破壊経過

図-6 に無損傷試験体 S-06-D0 の荷重-変形関係を示す。図-6 には JEAC 式<sup>3)</sup>により算出したスケルトンカーブを併記する。また図-7 に無損傷試験体の最終破壊写真とそのひび割れ図 (左右対象のため片側のみ記録) を示す。ひび割れは 0.25/1000rad. サイクル時に壁隅から発生し、2/1000rad. 付近で壁全体にひび割れが生じた。その後は変形の進行に伴いひび割れの間隔が壁筋間隔に近づき、3/1000rad. 付近で壁縦筋が降伏した。4/1000rad. サイクル時に壁横筋が降伏、壁中央部のひび割れに沿って細かな剥落が見られ、6/1000rad. 付近で最大耐力 (1543kN) を迎えた。またこれとほぼ同時に壁パネル中央部のコンクリートが圧壊して急激に耐力が低下し、壁板のせん断圧縮破壊により終局を迎えた。

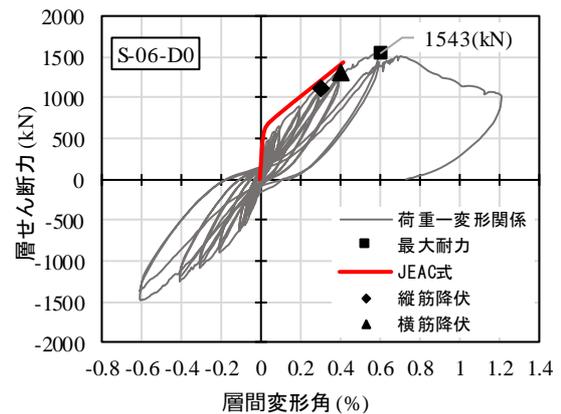


図-6 荷重-変形関係 (S-06-D0)

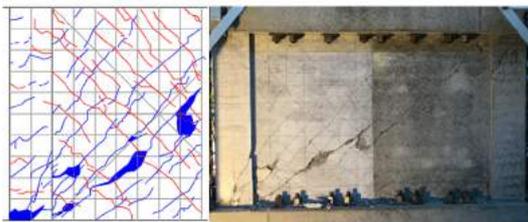


図-7 最終破壊写真とひび割れ図 (S-06-D0)

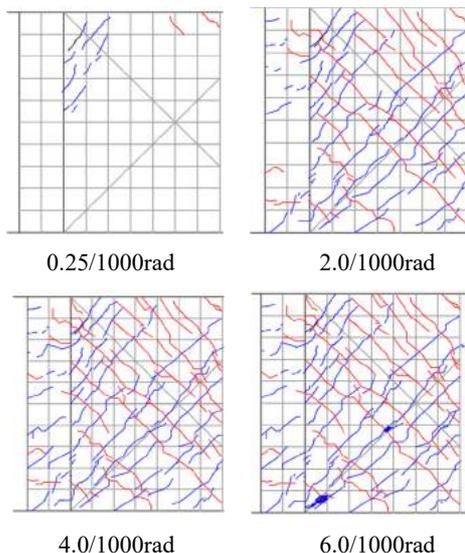


図-8 ひび割れ図 (S-06-D0)

### 3.2 損傷度の判定

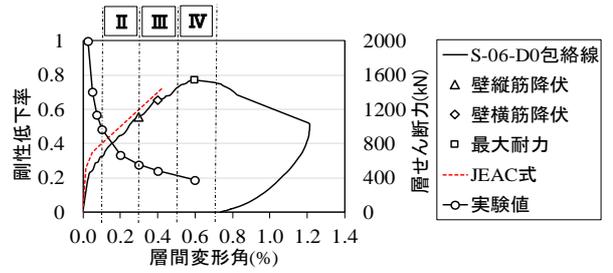
図-8 に試験体 S-06-D0 の各加力のサイクル終了時のひび割れ図を示す。本研究では、被災度区分判定基準<sup>1)</sup>を参考にするとともに、荷重-変形関係、剛性低下、ひび割れの推移などの実験データと比較・検討しつつ、損傷度を判定した。損傷度 I はひび割れ発生~1/1000rad. とし、損傷度 II は壁全体にひび割れが広がる範囲で 1/1000rad~3/1000rad., 損傷度 III は鉄筋の降伏が確認される範囲で 3/1000rad.~5/1000rad., 損傷度 IV は最大耐力近傍に至り耐力の上昇が横ばいになった範囲として 5/1000rad~ 最大耐力までと判定した。以上の損傷度判定と、各データをまとめたものを図-9 に示す。この結果から、S-06-D II ~ IV 試験体に事前加力で与える最大層間変形角 (損傷の大きさ) を決定し、表-5 に示すように事前加力、本加力を行った。

表-5 加力スケジュール (S-06-D II ~ S-06-DIV)

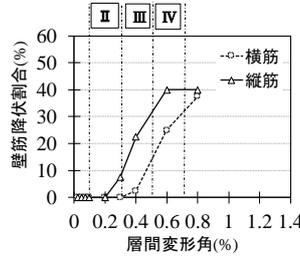
試験体	事前加力													
	目標部材角R/(1000rad.)とサイクル数													
S-06-D II	2	2	2	2	2	5					2	2	2	2
S-06-D III	2	2	2	2	2	2	5			2	2	2	2	2
S-06-D IV	2	2	2	2	2	2	2	5	2	2	2	2	2	2
試験体	本加力								押切					
	目標部材角R/(1000rad.)とサイクル数													
S-06-D II														
S-06-D III	2	2	2	2	2	2	2	2						
S-06-D IV														

### 3.3 有損傷試験体の荷重変形関係及び破壊経過

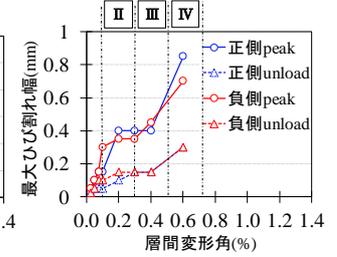
図-10 に試験体 S-06-DII, S-06-DIII, S-06-DIV, の荷重-変形関係を, 図-11 に 2016 年度全試験体の荷重-変形関係の包絡線を示す。2016 年度実験については, 試験体 S-06-DII の耐力及び破壊性状は無損傷試験体と類似した傾向を示した。しかし試験体 S-06-DIII, S-06-DIV については, 最大耐力の低下が確認でき, 損傷度IV程度の大きな変形を経験した試験体では, 他の試験体の最大耐力時の変形(0.6%)では, 耐力が90%程度に低下し0.7%程度まで変形が進んだ時点で破壊した。これは壁筋比が小さくなったことで壁筋1本の負担水平力が大きくなり, 壁筋の降伏が早い段階で起こったこと, また, それに伴い残留変形が大きかったことなどが要因として考えられる。図-7 に無損傷試験体の, 図-12 に有損傷試験体の最終破壊状況とひび割れ図を示す。試験体間で比較すると, 事前損傷の増大により, 柱脚の圧壊は小さくなり壁板での圧壊が生じた。



(a) 荷重-変形関係

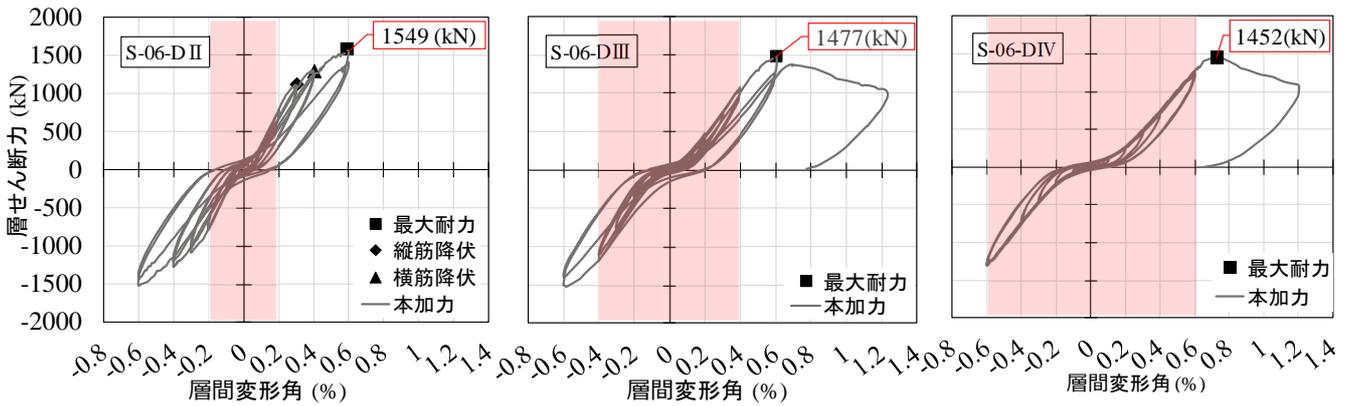


(b) 壁筋降伏割合



(c) ひび割れ幅

図-9 損傷度の判定



(a) 荷重変形関係 (S-06-DII)

(b) 荷重変形関係 (S-06-DIII)

(c) 荷重変形関係 (S-06-DIV)

図-10 各試験体荷重変形関係

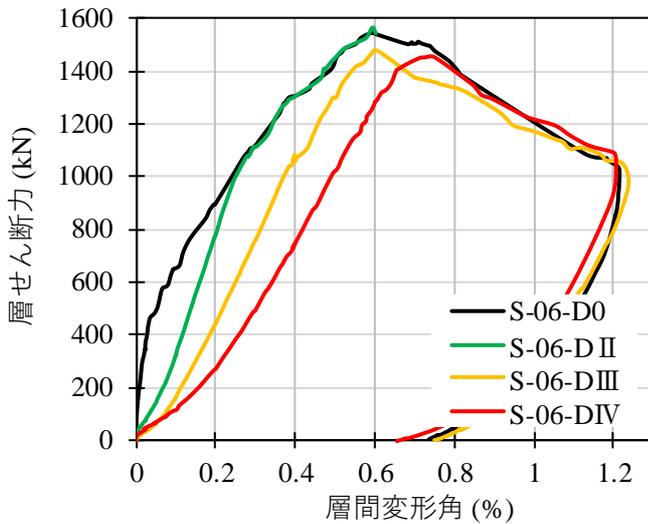
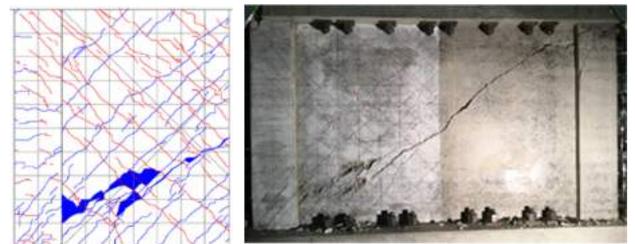
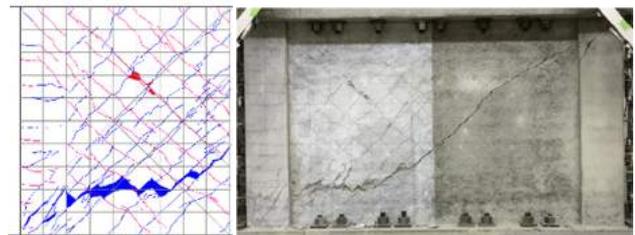


図-11 荷重-変形関係包絡線



(a) S-06-DIII



S-06-DIV

図-12 最終破壊写真とひび割れ図

### 3.4 耐震性能低減係数 $\eta$

層間変形に対する耐震性能低減係数  $\eta$  の概念図と実験値と現行の被災度区分判定基準との比較を図-13 に示す。 $\eta$  は式(4)により部材が消費したエネルギー  $E_d$  と残存エネルギー吸収能力  $E_r$  から算出した。なお、図-13 に記載の層間変形角 0.8% 時の耐震性能低減係数  $\eta$  は壁体がせん断破壊し、軸力支持能力が期待できない状態であったため、被災度区分判定基準同様  $\eta$  の値を 0 とした。

$$\eta = \frac{E_r}{E_r + E_d} \quad (4)$$

本実験では最大耐力発現後、急激に耐力低下をし、その後は壁板周辺のフレームの耐力のみが残っていると考えられる。全エネルギー ( $E_d + E_r$ ) は最大耐力点までの履歴面積としている。実験データから求めた耐震性能低減係数  $\eta$  は、現行基準<sup>9)</sup>に記載されている耐震壁の耐震性能低減係数よりも大きい値を示しており、現行基準はかなり安全側に評価していると考えられる。これは最大耐力近傍まで残留変形が小さく推移し、消費エネルギーが低かったためと考えられる。この耐震性能低減係数  $\eta$  による評価は耐力性能や変形性能、減衰性能をひとまとめにした係数であるため、損傷後の部材の耐震性能は保有水平耐力に重みづけするという簡単な方法で評価しているのが現状である。一方で実際の損傷後の部材の耐力、靱性能、減衰性能は鉄筋及びコンクリートの塑性化などの影響を受けるため、各性能の低下度合いは異なることが考えられる。また、耐震性能残存率を算出する際も強度指標と靱性指標により評価を行うため、これらの性能を個々に考慮することは適切な残存耐震性能評価を行うためには重要である。そこで次節からは耐力、変形、減衰性能などの構造性能に対し別々に性能評価を行った<sup>8)</sup>。

### 3.5 損傷と耐力・変形性能の関係

6/1000rad 変形時の荷重-変形関係を図-14、各構造性能低減係数の推移を図-15 に示す。耐力性能低減係数は式(5)により無損傷試験体に対する有損傷試験体の最大耐力の比で算出した。また、終局変形を最大耐力発揮後の 0.8 $Q_{max}$  時として終局変形と残留変形の差を残存変形能力とし、式(6)により変形能力低減係数  $\eta_d$  を算出した。

$$\eta_s = Q'_{max} / Q_{max} \quad (5)$$

$$\eta_d = \frac{(\text{無損傷試験体の終局変形}) - (\text{有損傷試験体の残留変形})}{(\text{無損傷試験体の終局変形})} \quad (6)$$

前述の通り本試験体は事前加力による損傷が大きくなるにつれ、最大耐力は低下したことから、耐力性能は低下していることが分かる。また、変形性能について比較すると、事前に与える損傷が変形性能に及ぼす大きな違いは確認できなかった。これは終局変形付近の変形を事前に経験した S-06-DIV では最大耐力が低下したことで、0.8 $Q_{max}$  とした終局変形が大きくなったが、終局

変形後は無損傷試験体の包絡線とほぼ同じであり、また事前加力による損傷の大きさに関わらず残留変形にも大きな差は見られなかったためだと考えられる。

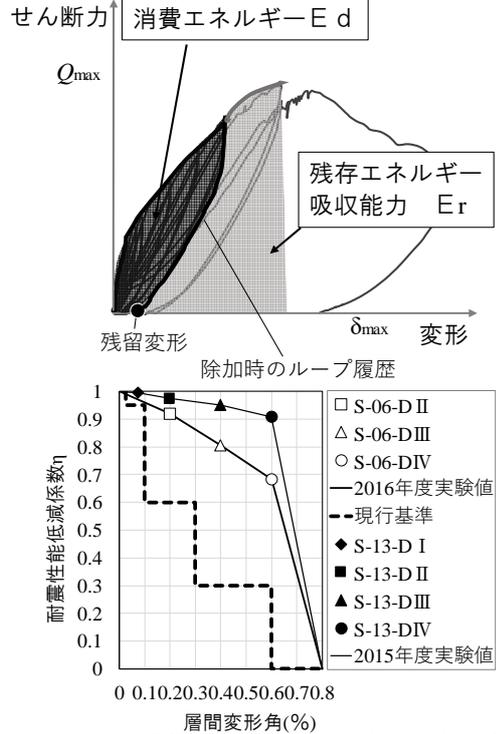


図-13 耐震性能低減係数の概念図と実験値

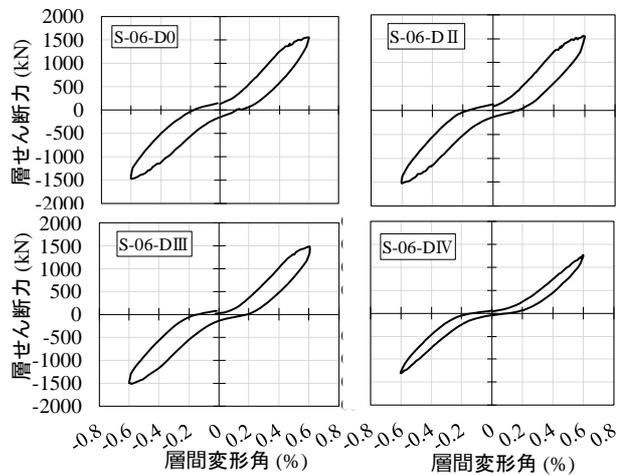


図-14 6/1000rad 変形時の荷重-変形関係

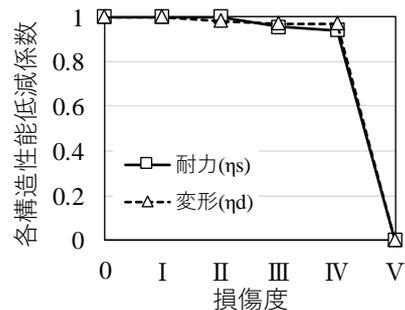


図-15 構造性能低減係数

### 3.6 剛性低下率の推移

図-16 に 2016 年度試験体の剛性低下率の推移を示す。剛性低下率は 0.25/1000rad.サイクル時の履歴ループから正載荷、負載荷時のピーク点同士を結んで求めた等価剛性を初期剛性とし、その初期剛性に対する各サイクルの等価剛性の比で算出した。損傷度Ⅱ以上の試験体については、事前加力時の 0.25/1000rad.サイクル時の履歴ループから最小二乗法を用いて求めた値を初期剛性として剛性低下率を算出した。層間変形角 0.1%程度の事前加力を受けた場合、剛性は 50%程度まで低下し、損傷度Ⅳ程度の大変形を経験した場合、剛性は 20%程度に低下した。また終局変形時においては、事前加力の有無によらず剛性低下率は同程度であることが確認できた。

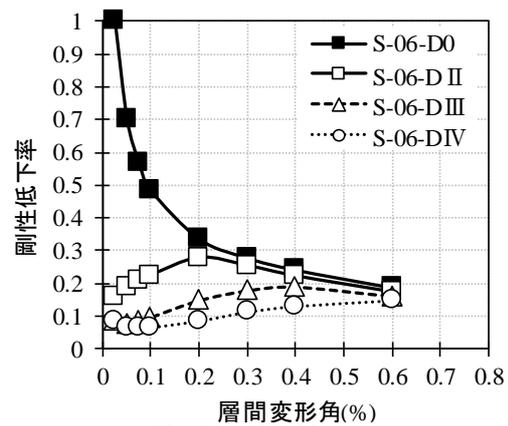


図-16 剛性低下率

### 3.7 損傷と減衰能力の関係

図-17 に荷重変形関係の 1 サイクルループ面積比と層間変形角の関係を示す。荷重変形関係における各サイクルのエネルギー吸収能力は、履歴ループで囲まれた面積で表すことができる。無損傷試験体のサイクルのループ面積に対する有損傷試験体のループ面積の比率と層間変形角の関係の推移により、事前に受けた損傷の大きさが減衰能力へ及ぼす影響を検討した。有損傷試験体は、小変形時において 2 割ほどまで減衰能力が低下した。また、大変形の未経験範囲におけるループ面積比は、事前加力が大きいかほど減衰能力が低下することが確認できた。

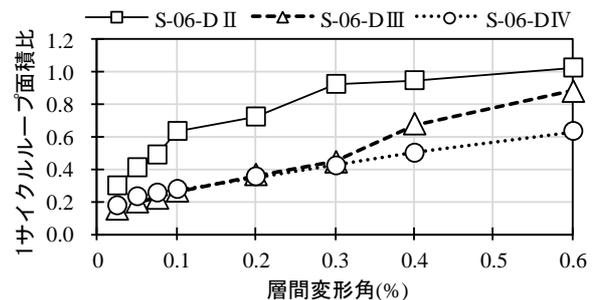


図-17 1 サイクルループ面積比と層間変形角の関係

## 4. まとめ

せん断壁に対する静的漸増載荷実験から、損傷の大きさと構造性能低下の関係について以下の知見が得られた。

- 1) 壁筋比が 1.32%と大きい試験体では、損傷による終局性能に大きな違いは確認できなかったが、壁筋比が 0.66%と小さい試験体では、事前損傷の大きさにより、最大耐力の低下などの終局性能の低下が見られた。
- 2) 剛性においては、事前加力により経験している変形領域では、事前加力で与えた損傷に応じた剛性低下が確認された。また終局変形時においては、事前加力の有無によらず剛性低下率は同程度であることが確認できた。
- 3) 事前加力による損傷が大きくなるにつれ、最大耐力は低下したことから、耐力性能は低下していることが分かる。また、終局変形後は無損傷試験体の包絡線とほぼ同じであり、事前損傷の大きさに関わらず残留変形にも大きな差は見られないことから、変形性能においては事前加力による損傷が変形性能に及ぼす影響はほぼないと考えられる。現行の耐震壁の耐震性能低減係数は大きく安全側に評価していると考えられ、今後構造特性の異なる耐震壁においても同様の検討を行い、より適切な残存耐震性能評価の必要性が示された。

### 参考文献

- 1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016 年
- 2) 細谷典弘，小池拓矢 ほか：地震により損傷を受けた鉄筋コンクリート造耐震壁の残存耐震性能に関する研究，その 1，日本建築学会学術大会梗概集，構造Ⅳ，pp.157-158，2016 年
- 3) 小池拓矢，細谷典弘 ほか：地震により損傷を受けた鉄筋コンクリート造耐震壁の残存耐震性能に関する研究，その 2，日本建築学会学術大会梗概集，構造Ⅳ，pp.159-160，2016 年
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010 年
- 5) 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，2006 年
- 6) 島崎伸彦，秋田知芳，倉本洋：「RC 造耐震壁の変形能力に及ぼす荷重サイクル数の影響」，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.469-474，2005 年
- 7) 原子力規格委員会：原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008
- 8) 伊藤淑紘，鈴木裕介，前田匡樹：「損傷部材の強度・変形・減衰性能の低下に基づく被災 RC 造建物の残存耐震性能評価」，コンクリート工学年次論文集，vol.37，No.2，pp.787-792，2015 年 7 月