Journal of Structural Engineering, Vol.63B, March 2017
構造工学論文集 Vol.63B (2017 年 3 月)

Architectural Institute of Japan
日本建築学会

RC 造耐震壁の残存耐震性能評価とひび割れに基づく損傷量評価に関する研究

RESIDUAL SEISMIC CAPACITY AND DAMAGE EVALUATION BASED ON THE CRACK OF REINFORCED CONCREATE SHEAR WALLS

小池 拓矢*，細谷 典弘*，鈴木 裕介**，前田 匡樹***，尾形 芳博****
Takuya KOIKE, Norihiro HOSOYA, Yusuke SUZUKI, Masaki MAEDA and Yoshihiro Ogata

Guideline for post-EQ Damage Evaluation is published in Japan and a damage evaluation method is proposed. In the Guideline, damage level of structural member classified into five classes (I~V) and the seismic capacity reduction factor corresponding to each damage class are proposed so that the residual seismic performance of damaged building can be estimated. However, most of the previous experimental data used in the Guideline are derived from loading test of frame structural elements such as beams and columns without shear walls. In this paper, therefore, cyclic loading tests of shear walls are conducted in order to investigate its seismic performance; also, the influence of the previous earthquake damage levels from the pre-loadings, on the seismic capacity deterioration of wall is discussed. From the test results, it was found that the previous damage due to pre-loading is unlikely to affect the maximum strength and deformation capacity at its ultimate state. On the other hand, in the range of the experienced deformation from the previous damage, the stiffness and energy dissipation were significantly reduced. Finally, the evaluation method of the damage level for RC shear wall as well as its maximum story deformation during the earthquake is proposed based on crack width and numbers of the cracks developing across the diagonal direction of the shear wall.

Keywords : *Shear Wall, Damage Class, Residual Seismic Capacity, Shear Failure, Damage level Evaluation*
耐震壁，損傷度，残存耐震性能，せん断破壊，損傷量評価

1. はじめに

地震によって被災した鉄筋コンクリート（以下，RC）ラーメン構造の残存耐震性能は，被災後の残留ひび割れ幅などの損傷状況から分類する損傷度に基づいて，既往の研究により定量的に評価する方法が提案されている[1)]。しかし，耐震壁を主要な耐震要素とする RC 構造物の残存耐震性能に関しては，耐震壁の損傷と性能低下に着目した実験データが少ないことから，柱の基準を準用しているのが現状であり，評価基準が十分には検討されていない。一方で，東北地方太平洋沖地震によって，原子力施設における RC 造建屋耐震壁の一部に微小なひび割れが発生した影響や，それ以前の中小地震による影響から，当該建屋が低振動数化した事象が報告されている[2)]。このような初期のひび割れ発生の経験とそれによる各構造性能に対する影響は不明な点が多い。そこで本研究では，せん断破壊先行型の耐震壁について繰り返し静的漸増載荷実験を実施し，降伏前の小変形または，降伏変形を超えた大変形レベルを経験した際，各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する。また，耐震壁のひび割れ幅とその本数などの損傷の観測結果を用いて，応答変形に対する損傷量を定量的に評価する方法を提案し，被災度区分判定等に利用できる耐震壁の実用的な損傷量評価指標の構築を目的としている。

2. せん断破壊先行型耐震壁の静的加力実験

2.1 実験概要

Table1 に試験体諸元，及び試験体耐力の計算値を示す。試験体終局せん断力は，トラス・アーチ機構に基づいたせん断強度式（式(1),(2),(3)）[3)]で求めた。試験体は，せん断破壊先行型の耐震壁とし，原子力施設の耐震壁も参考に試験体の計画を行った。本実験のパラメータは，後述（Fig.3 など参照）の「事前加力」によって与える損傷の有無(及び大きさ)とし，Table2 に示すように無損傷の試験体 1 体（S-D0），及び損傷度Ⅰ～Ⅳとなるように，「事前加力」を加えた 4 体（S-DⅠ～Ⅳ）の計 5 体とした。ただし，事前加力時に損傷度Ⅳを与える試験体については，損傷度Ⅱを与える試験体と兼用した。これは，損傷度Ⅱ程度の変形を繰り返し経験させても，その後の構

*東北大学大学院工学研究科　博士前期課程　Graduate Student, Graduate School of Engineering., Tohoku University
**大阪市立大学大学院工学研究科　助教・博士（工学）　Assistant Professor, Graduate School of Eng., Osaka City Univ. Dr. Eng.
***東北大学大学院工学研究科　教授・博士（工学）　Professor, Graduate School of Engineering, Tohoku University, Dr. Eng.
****東北電力株式会社　博士（工学）　Tohoku Electric Power Co., Inc., Dr. Eng.

造性能にさほど影響がないと予測したためである。S-D Ⅰ～Ⅳ試験体に対し，事前に与える損傷の大きさは，無損傷試験体 S-D0 の加力による実験結果から各損傷度時の変形を判定し，事前加力時に与える変形の大きさを決めた。

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

$$\beta = \{(1+\cot^2\Phi) P_s \sigma_{sy}\} / \nu \sigma_B \quad (2)$$

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

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，ν：有効圧縮強度係数
σ_{sy}：壁板のせん断補強筋の強度(N/mm²)
σ_B：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
ϕ：トラス機構のコンクリート圧縮束の角度
h_w：耐震壁の高さ(mm)

2.2 試験体概要

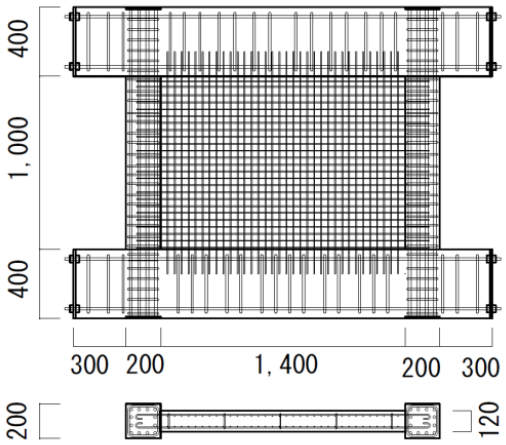
Fig.1 に試験体配筋図を示す。試験体は，両側柱付きの耐震壁とし，壁部材の全長(柱を含む)1800mm，壁内法高さ 1000mm，せん断スパン比が 1/4 程度となるような形状とした。壁の厚さは 120mm とし，壁筋を D6@40 ダブルで壁筋比が縦・横筋ともに 1.32%となるように配筋をした。コンクリートの設計基準強度は全試験体共通で F_c=27N/mm² であり，コンクリートの圧縮・割裂試験結果を Table3，各鉄筋の引張試験の結果を Table4 に示す。

Table1 Summary of specimens

壁	壁高さ（mm）	1000
	壁板内法長さ(mm)	1400
	壁厚（mm）	120
	縦筋・横筋	D6@40(SD295) Double
	縦・横筋比(%)	1.32
	コンクリート強度 Fc (N/mm²)	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
せん断ひび割れ強度(靭性指針)(kN)		326
せん断終局強度(靭性指針)(kN)		1499
せん断終局強度(修正荒川式 [4]) (kN)		915
曲げひび割れ強度（RC 規準 [5]）(kN)		647
曲げ終局強度（RC 規準）(kN)		2802

Table2 Parameter of specimens

試験体	損傷度	経験せん断変形角(rad.)
S-D0	無損傷	無し
S-D Ⅰ	Ⅰ(ひび割れ発生，剛性が半分に低下)	0.75/1000
S-D Ⅱ	Ⅱ(現行設計の限界変形角，鉄筋降伏開始)	2/1000
S-D Ⅲ	Ⅲ(鉄筋が複数降伏，ひび割れの拡大)	4/1000
S-DⅣ	Ⅳ(最大耐力の発現耐力低下開始)	6/1000



(unit: mm)

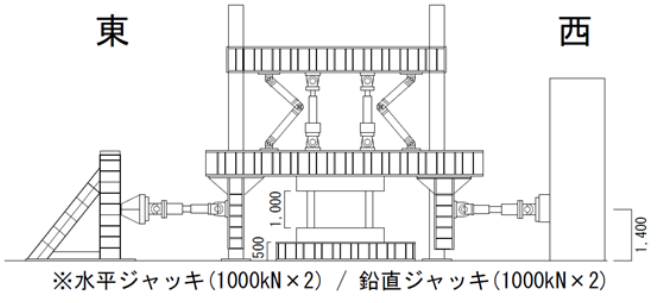
Fig.1 Reinforcing detail of specimen: elevation and section

Table3 Material test of concrete

	S-D0	S-D Ⅰ	S-D Ⅱ,Ⅳ	S-D Ⅲ
材齢(日)	61	79	87	107
圧縮強度(N/mm²)	40.2	41.2	41.3	41.9
ヤング係数 (×10⁴ N/mm²)	3.28	3.47	3.42	3.25
割裂引張強度 (N/mm²)	3.46	2.89	2.78	2.49

Table4 Material test of reinforcement

	降伏強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	降伏歪 (μ)	ヤング係数 (×10⁴ N/mm²)
D6(SD295)	362	518	2107	17.2
D10(SD345)	364	572	2023	18.1
D16(SD345)	393	574	2060	19.1



(unit: mm)

Fig.2 Loading test set-up

2.3 加力計画

加力装置図を Fig.2，代表して S-DⅢ試験体の加力履歴図を Fig.3 に示す。2 本の鉛直ジャッキにより試験体の壁と柱の全断面に対して，軸応力度 0.5N/mm² の一定軸力を加え，左右の 2 本の水平ジャッキで正負交番繰り返し静的漸増載荷を行った。なお，試験体の反曲点高さが壁高さの中央にくるように 2 本の水平ジャッキを壁中央と同一高さに設置した。加力は，地震を受けた後の耐震壁を再現するために試験体 S-D0 以外の試験体は事前加力を行い試験体に損傷を与え，その後本加力を行う（Fig.3 参照）ことで地震後の損傷の大きさがその後の構造性能低下にどう影響するかを比較・検討する。

加力スケジュールを Table5 に示す。事前加力は小さい層間変形角から繰り返し漸増載荷を行い，各試験体の損傷度時の層間変形角を 5 回繰り返し（Table6 参照），確実に各損傷度の損傷状態を再現した後，徐々に変形角を小さくしながら小変形レベルの載荷を繰り返すことで，残留変形を 0 にし，その後本加力を原点位置から開始している。

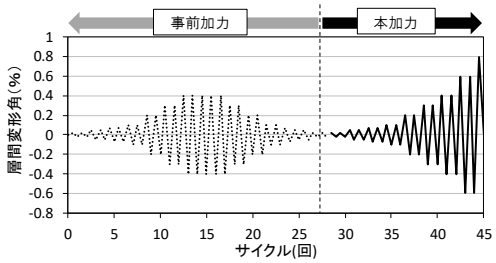


Fig.3　Loading protocol

Table5　Loading schedule: S-D0

	事前加力														
	目標部材角R(/1000rad.)とサイクル数(回)														
試験体	±0.25	±0.5	±0.75	±1	±2	±3	±4	±6	±4	±3	±2	±1	±0.75	±0.5	±0.25
S-D0	なし														

	本加力											
	目標部材角R(/1000rad.)とサイクル数(回)											
試験体	±0.25	±0.5	±0.75	±1	±1.5	±2	±2.5	±3	±4	±6	±7	8
S-D0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

2.4　無損傷試験体の荷重-変形関係及び破壊経過

Fig.4 に無損傷試験体 S-D0 の荷重変形関係を示す。上下スタブは変形しないと仮定し，層間変形角は水平変形を壁の内法高さで除して算出している。Fig.4 には JEAC 式 [6]により算出したスケルトンカーブを併記する。また，Fig.5 に無損傷試験体の最終破壊写真とそのひび割れ図を示す。試験体のひび割れ計測は試験体が左右対称であることから，ひび割れ図は壁の東側半分を示している。ひび割れは，0.5/1000rad.サイクル時に壁隅から発生し 2/1000rad.付近で壁全体に生じた。その後，変形の進行に伴いひび割れの間隔が鉄筋間隔に近づき，5/1000rad.付近で柱主筋，壁縦筋が降伏した。6/1000rad.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，8/1000rad.付近で最大耐力を迎え，その後 8.2/1000rad.でコンクリートが圧壊し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。

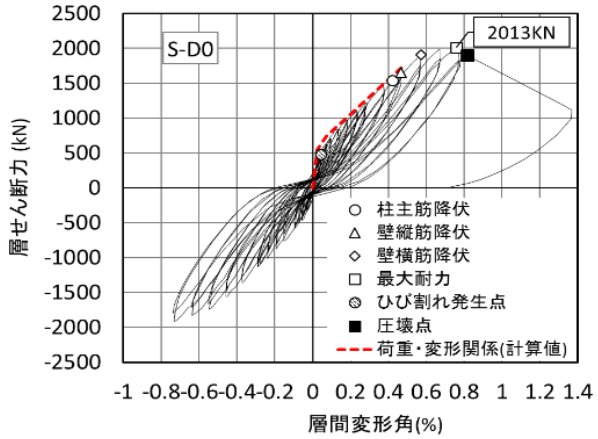


Fig.4　Shear force vs story drift for specimen S-D0

2.5　損傷度の判定

Fig.6 に試験体 S-D0 の各変形の 2 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 [1]（以下，現行基準）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実験データと比較・検討し，損傷度を判定した。剛性低下率は 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初期剛性に対する，各サイクルの正載荷，負載荷時のピーク点同士を結んで求めた等価剛性の比で算出した。判定した損傷度と本実験結果をまとめたものを Fig.7 に示す。損傷度Ⅰはひび割れ発生から剛性が 50%に低下する範囲とし，壁全体にひび割れが広がるがひび割れ幅の拡幅はあまり見られない範囲を損傷度Ⅱとした。損傷度Ⅲは鉄筋の降伏が確認され，ひび割れ幅の拡幅も確認された範囲とし，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り，剥落が発生した範囲として 6/1000rad~ 最大耐力までと判定した。この結果から，S-DⅠ～Ⅳ試験体に事前に与える最大層間変形角（損傷の大きさ）を決定し，Table6 に示すように事前加力を行った。

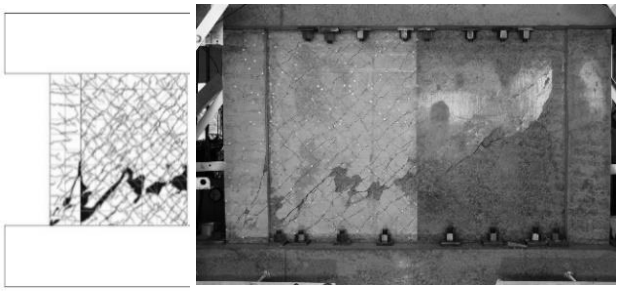


Fig.5　Damage for specimen S-D0 at ultimate state

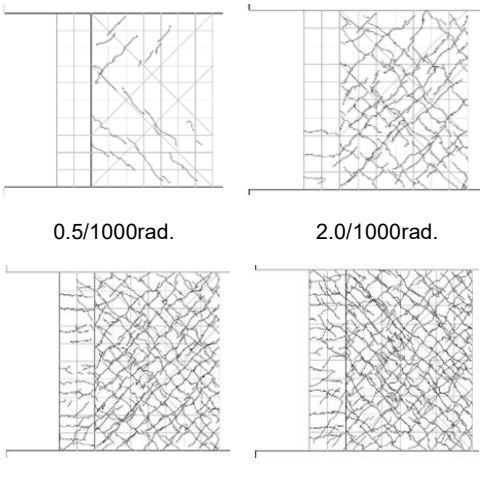


Fig.6　Cracking maps for specimen S-D0

Table6　Loading schedule of damaged specimens: S-DⅠ~S-DⅣ

	事前加力													
	目標部材角R(/1000rad.)とサイクル数（回）													
試験体	±0.25	±0.5	±0.75	±1	±2	±3	±4	±6	±4	±3	±2	±1	±0.5	±0.25
S-DⅠ	2	2	5										2	2
S-DⅡ	2	2	2	2	5							2	2	2
S-DⅢ	2	2	2	2	2	2	5			2	2	2	2	2
S-DⅣ	2	2	2	2	2	2	2	5	2	2	2	2	2	2

	本加力								
試験体	±0.25	±0.5	±0.75	±1	±2	±3	±4	±6	8
S-DⅠ	2	2	2	2	2	2	2	2	押切
S-DⅡ									
S-DⅢ									
S-DⅣ									押切

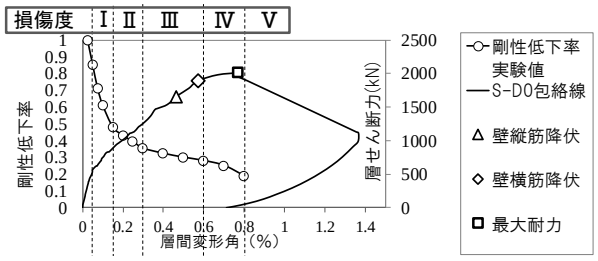


Fig.7(a)　Damage class, back bone curve and stiffness degrading ratio

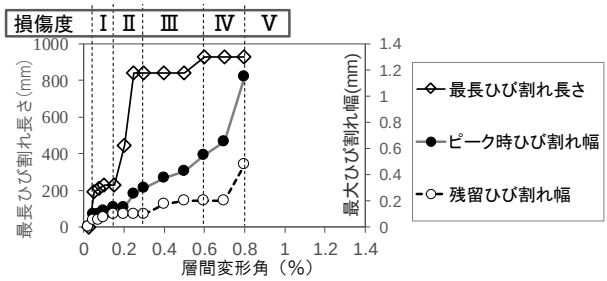
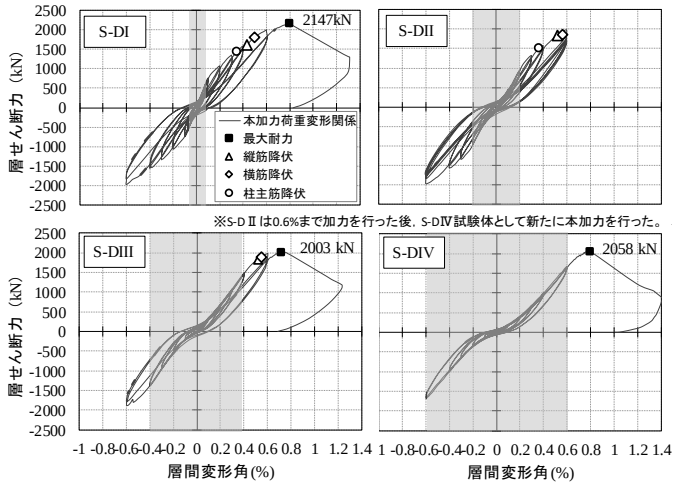


Fig.7(b)　Damage class and crack width/length

2.6　有損傷試験体の荷重変形関係及び破壊経過

Fig.8 に試験体 S-DⅠ，S-DⅡ，S-DⅢ，S-DⅣ，の荷重－変形関係を，Fig.9 に全試験体の荷重－変形関係の包絡線を示す。また，最終破壊状況を Fig.10 に示す。どの試験体も破壊経過は無損傷試験体と同様の傾向を示し，ひび割れは壁隅から発生し，6/1000rad.サイクル時に壁筋の降伏，8/1000rad.付近で最大耐力を迎えコンクリートが圧壊し，せん断破壊により終局を迎えた。2.1 項に示す通り S-DⅡの本加力後，S-DⅣの本加力を行っているため，損傷度Ⅱ程度の損傷を受けた場合の終局性能は確認していないが，S-DⅢの結果から終局性能に大きな影響はないと推測した。試験体間で比較すると，事前加力で与えた損傷の増大により，小変形時の剛性は大きく低下するものの，最大耐力や変形性能に大きな影響は確認されなかった。



注 1）網掛け部は，事前加力で経験した変形領域。なお事前加力で鉄筋降伏等を経験した場合は図中に記号を記載していない。

Fig.8　Shear force vs story drift for damaged specimens

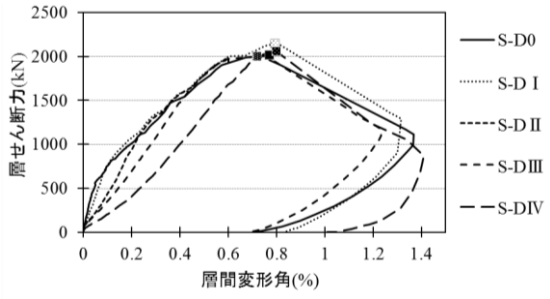
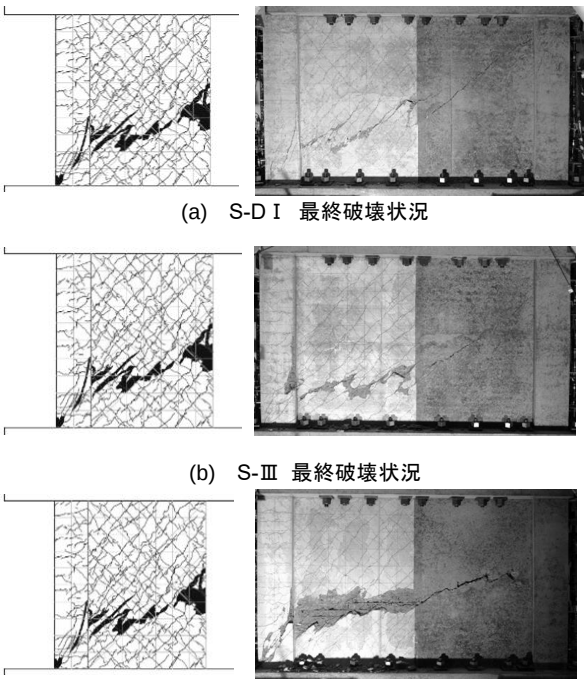


Fig.9　Comparison of damaged specimens



(a)　S-D Ⅰ　最終破壊状況

(b)　S-Ⅲ　最終破壊状況

(c)　S-DⅣ　最終破壊状況

Fig.10　　Damage for damaged specimens at ultimate stage

3.　せん断破壊先行型耐震壁の残存耐震性能評価

3.1　耐震性能低減係数 η

層間変形に対する耐震性能低減係数 η の概念図及び実験値と現行基準との比較を Fig.11 に示す。η 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。

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

実験では最大耐力発現後，急激に耐力が低下し，その後はフレームの耐力のみが残っていると考えられるため，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 η は，現行基準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，現行基準は大きく安全側に評価していると考えられる。これは本実験では最大耐力近傍まで残留変形が小さく推移し，消費エネルギーが小さかったためと考えられる。しかしこの耐震性能低減係数 η による評価は耐力や変形性能，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便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，靭性能，減衰性能は鉄筋の塑性化などの影響を受けることにより，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 Is 値により算出する際も強度指標と靭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していく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。そこでここからは耐力，変形，減衰性能の 3 つの性能に対し別々に性能評価を行った。

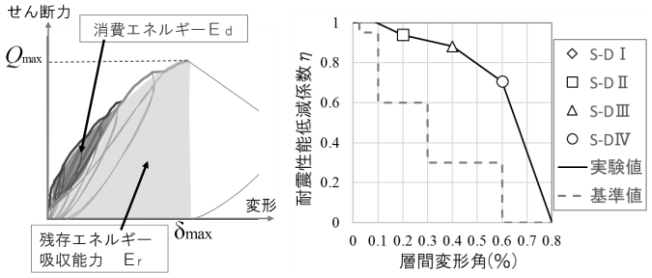


Fig.11 Concept of residual seismic capacity factor and comparison between test results and standard

3.2 損傷と耐力・変形性能の関係

耐力低下，変形性能低下の概念図を Fig.12 に，低下率の推移を Fig.13 に示す。耐力，変形性能低減係数は無損傷試験体の最大耐力，軸力保持限界時の変形角（以下，終局変形）に対する，有損傷試験体のそれらの比で比較しており，式(5), (6)によりそれぞれ算出した。

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

$$\eta_d = \delta_u'/\delta_u \quad (6)$$

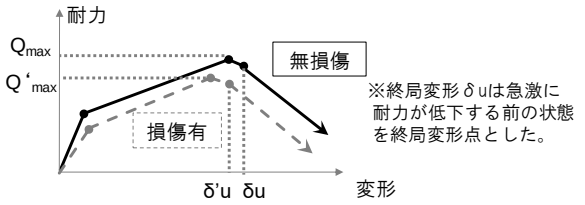


Fig.12 Concept of the reduction factor of strength and deformation capacity

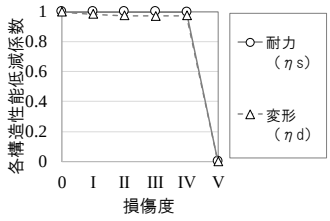


Fig.13 Reduction factor of strength and deformation capacity

前述の通り，本試験体は事前加力によって大きな損傷を与えても最大耐力，終局変形にほとんど変化はなかったため，耐力及び変形性能はほとんど低下していないことが分かる。

3.3 損傷と剛性低下の関係

Fig.14 及び Table7 に損傷度に対する剛性低下率の関係を示す。損傷度Ⅰ程度の小変形を経験した場合，剛性は 60%程度まで低下し、損傷度Ⅳ程度の大きな変形を経験した場合，剛性は 20%程度に低下した。この低下の度合いは，事前加力による損傷（ひび割れ）の有無に関わらず，同程度であり，損傷の影響はあまり見られなかった。

3.4 損傷と減衰性能の関係

式(7)を用いて，無損傷試験体に対する損傷した試験体の等価粘性減衰定数の比から算出した減衰性能低減係数を Fig.15 に示す。

$$\eta_h = \frac{\text{各損傷した試験体の} h_{eq}}{\text{無損傷試験体の} h_{eq}} \quad (7)$$

損傷が大きくなると事前に経験した変形領域においては 6 割程度に減衰性能が低下した。しかし，未経験領域に到達すると損傷の大きさに関わらず，減衰性能は 9 割ほどで推移することを確認した。3.3 項の結果からも，地震による経験領域では剛性，エネルギー吸収性能が低下することにより，その後の余震，本震で同程度の外力を受けた場合，建物の応答が大きくなる可能性があることが確認できる。

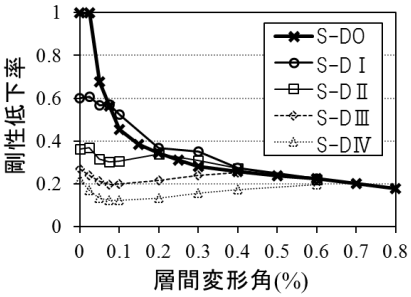


Fig.14 Stiffness degrading ratio

Table7 Relationship between damage levels and stiffness degrading ratio

損傷度	剛性低下率
損傷度Ⅰ	0.60
損傷度Ⅱ	0.36
損傷度Ⅲ	0.27
損傷度Ⅳ	0.22

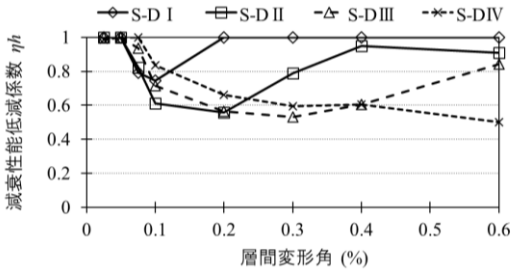


Fig.15 Comparison of equivalent viscous damping factor degrading ratio

4. ひび割れ幅と本数を用いた損傷量評価法の提案

4.1 被災度区分判定基準の適用

現行の被災度区分判定基準では最大残留ひび割れ幅の大きさにより損傷したせん断部材の損傷度を判定する方法が提案されている [1)]。この最大残留ひび割れ幅による損傷度分類を本試験体に機械的に適用した結果を Fig.16 に示す。ひび割れ幅のスケール効果については既往論文 [7)] を参照した。この論文からひび割れ幅は試験体及び鉄筋径の縮尺率と比例関係にあると考えられるため，本検討ではひび割れ幅を縮尺倍して現行基準との比較を行っている。

図の損傷度Ⅱの範囲に着目すると，ひび割れ幅の拡幅，鉄筋の塑性化等の損傷状況が進展しているにも関わらず，一律損傷度Ⅱの判定となってしまい，損傷の進展に対応した損傷度評価ができていないことが考えられる。これは耐震壁のような多くのひび割れが発生する部材では変形量に対する最大ひび割れ幅の占める割合が小さく，ばらつきも大きいことが影響していると考えられ，耐震壁においては評価指標として適切でないと考えられる。

4.2　ひび割れ幅と本数による損傷量評価手法の提案

上述の課題から，本研究では最大残留ひび割れ幅ではなく，残留時の平均ひび割れ幅と本数を掛け合わせた残留ひび割れ幅の合計値（以下，総残留ひび割れ幅）を用いて検討を行った。損傷量評価法のフローを Fig.17 に示す。一般的な耐震壁は Fig.18 の概念図に示すようにせん断変形が卓越すると考えられるため，本手法では，Fig.18 に示すせん断変形モデルを用いて壁板の対角方向の変形量から層間変形量を推定する。このモデルの算出式を以下に示す。

せん断変形角γ：　$\gamma = \dfrac{\sqrt{H^2+L^2}}{2HL}(\delta_1+\delta_2)$　・・・・・・・(7)

層間変形量　X_2：　$X_2 = \gamma \times H = \dfrac{\sqrt{H^2+L^2}}{2L}(\delta_1+\delta_2)$　・・・・(8)

この最大応答時の変形量やひび割れ幅等の情報は地震後においては観測できないため，実験の結果からピーク時と除荷時（残留時）の変形量を比較することで，残留変形量から最大応答時の変形量を推定する。対角方向の引張変形量は対角方向のひび割れが開いたことに起因するため，壁板の対角線を横切るひび割れ幅の合計値が対角変形量に近似する（$\delta_1 \fallingdotseq \Sigma W_{crack}$）と仮定し，変形量を算出している。

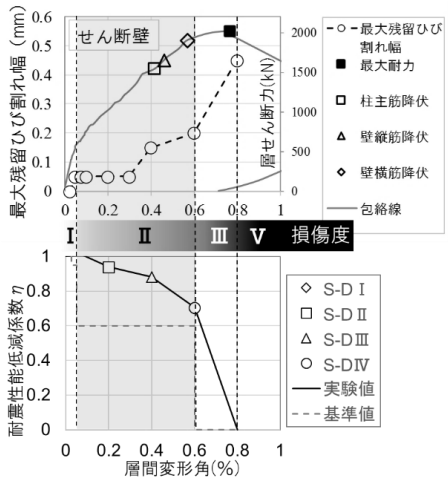


Fig.16　Residual seismic capacity factor by standard

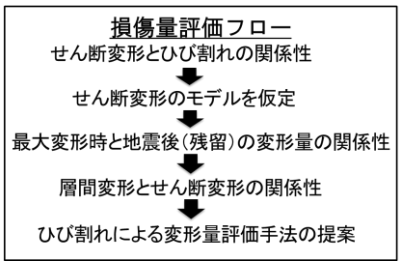


Fig.17　Flowchart of damage level evaluation

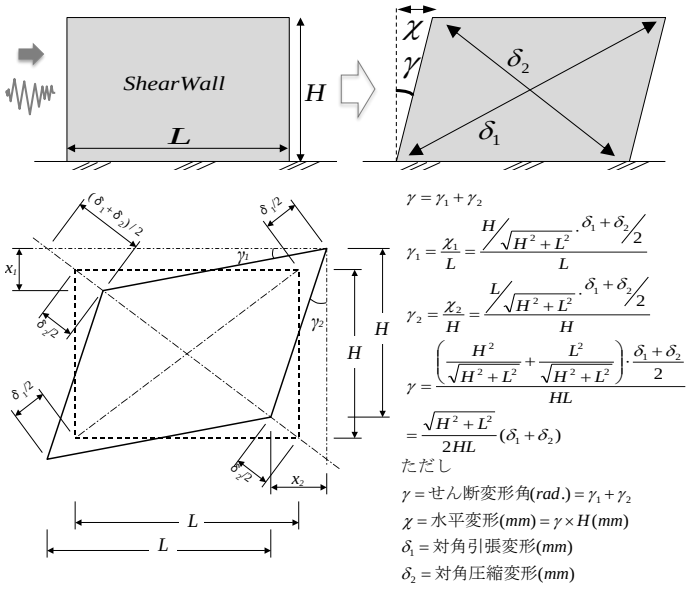


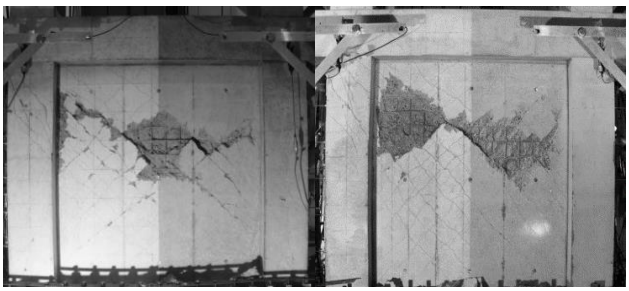
Fig.18　Model of shear deformation

4.3　評価対象試験体の概要

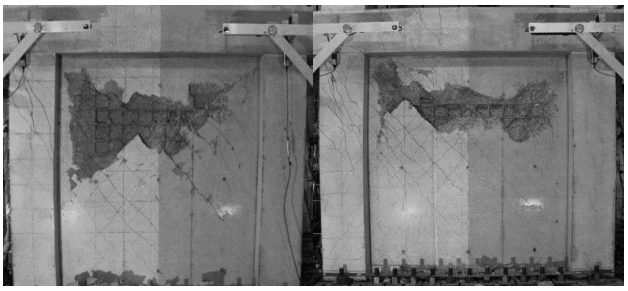
本検討で使用した既往実験[8]の耐震壁試験体の諸元を Table8 に示す。試験体は計 4 体で SRC 造フレームに RC 造耐震壁が取り付く SRC 造耐震壁試験体である。M100 試験体が壁板とフレームを一体施工しているのに対して，P100～P150 試験体はあと施工アンカーを用いて耐震壁をあと施工しており，そのアンカー筋比が実験変数である。その他の形状・配筋は同一である。本実験の試験体と比較すると，縮尺は同程度であるが，正方形の形状でせん断スパン比が大きく，壁筋比は約 50%となっている。最終破壊状況を Fig.19 に示す。全試験体でせん断破壊により終局を迎えていることが確認された。以上に記した既往の実験結果 4 体と 1～3 章で述べた本実験の試験体(計 8 体)の損傷データを用いて評価手法の検討を行った。

Table8　Summary of specimens

試験体記号		M100	P100	P125	P150
壁	壁内法高さ (mm)	1275			
	内法長さ (mm)	1150			
	壁厚 (mm)	120			
	縦・横筋	D6@80(SD295) Double			
	縦筋比(%)	0.67			
	アンカー筋	D6@40(SD295) Double			
	アンカー筋比(%)	0	0.67	0.82	0.95
	σ_B (N/mm²)	32.6	32.2	37.5	40.1
柱	断面 b×D (mm×mm)	250×300			
	主筋	10-D13(SD295A)			
	帯筋	2-D10(SD345)@125			
	鉄骨(mm)	BH-200×120×9×12(SN490B)			
梁	断面 b×D (mm×mm)	300×250			
	主筋	8-D13(SD295A)			
	あばら筋	2-D10(SD295A)@100			
	鉄骨	2×[-140×60×9×9(SN490B)			



M100　　P100



P125　　P150

Fig.19　Damage of specimens at ultimate state

4.4　評価手法の適用結果

層間変形に占めるせん断変形の割合を Fig.20 に示す。層間変形角 0.1%程度までの小変形領域においてはばらつきが見られるものの，どちらの試験体でもせん断変形が 9 割を占める結果となったため，ここでは式(9)のようにせん断変形量が層間変形量の 9 割を占めるとして推定を行う。

$$\text{層間変形角}R(rad.)：\ R=\frac{10}{9}\gamma \quad \cdots\cdots\cdots(9)$$

γ：せん断変形角（Fig.18 参照）

次に壁板の対角引張変形と対角圧縮変形の関係を Fig.21 に示す。本実験及び既往実験試験体において対角変形の性状は大差がなかったため，代表して各実験の試験体 1 体の結果のみ記載する。すべての試験体で概ね対角圧縮歪は対角引張歪の 50%ほどで推移しているため，圧縮変形は式(10)により引張変形量により求めることができる。

$$\text{圧縮変形量}\delta_2：\ \delta_2=\frac{1}{2}\delta_1 \quad \cdots\cdots\cdots(10)$$

ここで壁板の対角引張変形量が各サイクルピーク時に対し，各サイクル残留時にどれだけ変形が残っているかを示す，変形残留率を定義し，その推移を Fig.22 に示す。Fig.22 から鉄筋の塑性化など各特性点の影響も受けることが考えられるが，0.1%を超えると概ね 20～30%で推移している。このことから地震後には最大変形時の 20～30%程度の残留変形が残ると考えられる。これらの結果からひび割れ幅と推定層間変形量の関係を式(11)に示す。式中の 3.3～5 は変形残留率 20～30%の逆数をかけている。

$$\text{層間変形}\delta(\text{mm}):\ \delta=\frac{5\sqrt{H^2+L^2}}{6L}\times(3.3\sim5)\times\sum W_{crack} \quad \cdots(11)$$

この推定式により変形の残留率が 20%と 30%の場合で推定した層間変形量と実際の層間変形量の関係を Fig.23 に示す。図中に示す平均値と標準偏差は全試験体の実際の層間変形に対し，推定した層間変形の比について求めている。どちらの場合でも概ね精度良く評価できていることが分かるが，変形残留率を 20%とした方は，推定値が大きく，より安全側の評価であると考える。

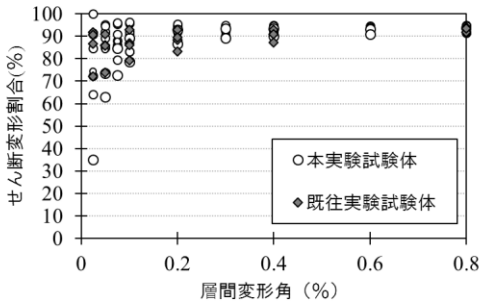


Fig.20　Ratio of shear deformation

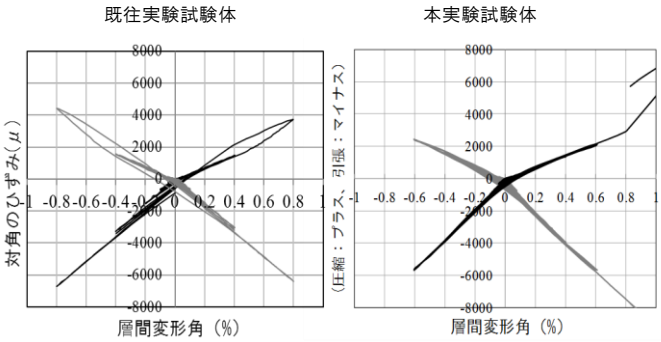


Fig.21　Strain in diagonal direction of wall panel

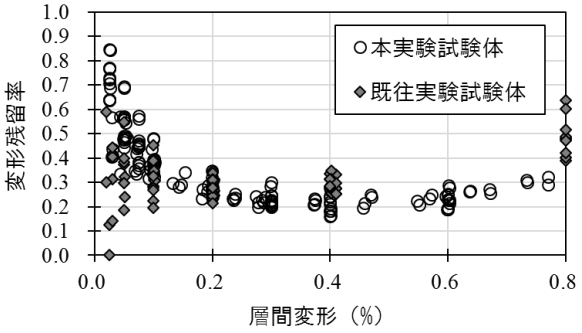


Fig.22　Ratio of residual deformation

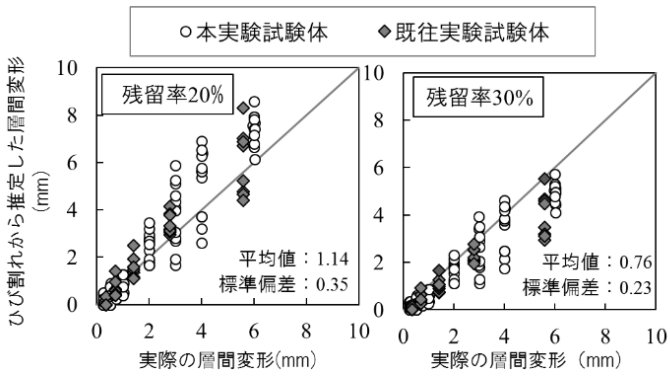


Fig.23　Estimated story deformation vs actual story deformation

4.5 基準化ひび割れ量による評価

上記の検討によりひび割れ幅により地震時の最大変形を推定する方法を提案した。この方法を他の様々な耐震壁に適用し，被災度区分判定等への実用化のためには単位長さあたりの総残留ひび割れ幅として基準化することが必要である。そこでこのひび割れ幅を測定区間長さで除したものを基準化ひび割れ量と定義し，層間変形角との関係を Fig.24 に示す。また，Fig.24 に示す直線は既往研究[9]による単位長さ当たりの総ひび割れ幅 Wt′の推定式（式(12)）をこれらの試験体に適用した結果を示している。

$$Wt' = 1.06(0.04 - P_s)R \times 10^3 \quad \cdots (12)$$

P_s: 壁筋比，R: 層間変形角(rad.)

この既往推定式でのひび割れ幅は壁板の中央高さ線を横切るすべてのひび割れ幅により推定しているため，本研究の実験と測定条件の違いがあることに留意する必要があるが，既往の提案式の方がひび割れ量をやや過大評価する傾向にあると言える。この基準化ひび割れ量を実験結果の各変形レベルの最小値を用いて安全側に評価し，本実験結果の各耐震性能低減係数，損傷度とともにまとめたものを Table9 に示す。本研究ではせん断変形が卓越した耐震壁のみでの検討であったため，部材寸法や大きくせん断スパン比の異なる耐震壁への適用可能性は今後検討する必要がある。また，地震波により異なる地震後の残留変形の影響を取り入れることにより，より精度の高い実用的な被災度判定法を構築することが出来ると考えられる。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

1) 壁筋比の大きいせん断破壊先行型の耐震壁においては，事前に受け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。
2) 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の度合いに応じて剛性や減衰性能が大きく低下するため，その後の余震，本震で同程度の外力を受けた場合，建物の応答が大きくなる可能性があることに留意して耐震性能を評価する必要がある。
3) 耐震壁において，せん断変形モデルを用いて対角方向の残留せん断ひび割れ幅とその本数から地震時の最大層間変形を推定する手法を提案し，せん断変形の卓越する壁については概ね精度よく推定することが出来ると考えられる。
4) 被災度判定等への実用化のためには，せん断型の壁柱や曲げ，滑り変形の混在する耐震壁などについても検討を行うことで，被災度判定調査に向けたより実用的な評価手法を構築していく必要がある。

謝辞

本研究は，実験の計画・設計・実施に関しましては，東京鉄鋼(株)より，鉄筋等の材料を提供して頂いた。ここに記して関係各位に感謝の意を表する。

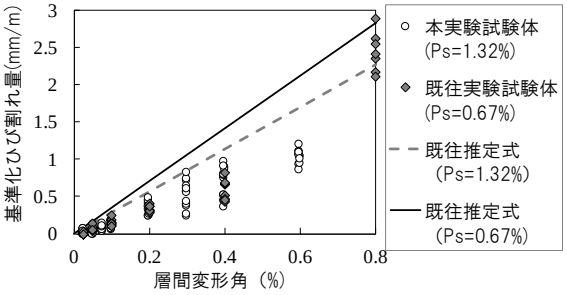


Fig.24 Crack width per meter

Table9 Relationship between damage situation and capacity degradation

損傷度	損傷状況	基準化ひび割れ幅(mm/m)	η	耐力(η_s)	変形(η_d)	減衰(η_h)
I	ひび割れは発生しているが大きな損傷は残っていない状態	ひび割れ発生～0.1	1.00	1.00	1.00	0.8~1.0
II	ひび割れは壁全体に広がるが，剥落はあまり見られない状態	0.1～0.3	0.94	1.00	0.98	0.6~0.95
III	大きな損傷が残り始め，剥落もいくつか見られる状態	0.3～1.0	0.88	1.00	0.97	0.6~0.84
IV	せん断ひび割れが開き始める	1.0～2.3	0.71	1.00	0.97	0.5~0.84
V	水平耐力が急低下し軸力保持能力の喪失	—	0.00	0.00	0.00	0

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 2015
2). Kiyoshi Hirotani et al: Simulation Analysis of Earthquake Response of Onagawa Nuclear Power Plant to the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, 15WCEE, 2012
3). 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型 耐震設計指針・同解説，1999
4). 建築行政情報センター：建築物の構造関係技術基準解説書，2007
5). 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物計算規準・同解説，2010
6). 原子力規格委員会：原子力発電所耐震設計技術規程， JEAC4601-20083)
7). 岡田恒男，秋野金次，吉岡征二，稲田泰夫，菅野俊介：原子炉建屋の復元力特性試験 その 6 スケール・イフェクト試験，日本建築学会大会学術講演梗概集 1986, pp1089-1090
8). 伊藤衛，三本菅良太，冨田真希，前田匡樹，古野雄大：SRC 造架構に増設した補強 RC 造せん断壁の耐震性能，日本建築学会大会学術講演梗概集 2013(構造Ⅳ), pp333-340
9). 柳下和男，福沢六郎，千葉脩，羽鳥敏明，金子治：建屋の復元力特性に関する研究 その 61 耐震壁のせん断ひび割れ本数およびひび割れ幅の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集 1986, pp1121-1122