

# 論文 拘束筋を配した RC 造方立壁の構造性能に関する実験的研究

越智 健太郎\*1・水谷 駿介\*2・尹 ロク現\*3・真田 靖士\*4

**要旨:** 本稿では、軸方向伸びを拘束した RC 造方立壁に作用する圧縮軸力を評価することを主目的に、拘束筋を配した実大試験体による静的載荷実験を行った。実験の変動因子は拘束筋の有無であり、拘束筋のない既往の実験結果と比較した。実験の結果、拘束筋を配さず早期にせん断破壊した試験体よりも拘束筋を配した試験体に約 1.2 倍の軸力が導入された。また、軸力の増大とともに耐力が上昇することを確認した。拘束筋を配することによって損傷抑制および変形性能の向上に資することを確認した。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, 非構造壁, 拘束筋, 実大実験, 損傷, 被災度区分判定

## 1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震<sup>1)</sup>や 2016 年熊本地震<sup>2)</sup>などの近年の国内地震では、新耐震基準を満たしていない既存不適格な鉄筋コンクリート造 (以下、RC 造) 建物を除くと、RC 造建物の構造部材における地震動による被害は総じて小さかったが、方立壁など非構造部材の損傷は多く確認された (Fig.1)。また、これまでの構造設計において方立壁など非構造部材は構造性能に寄与しない部材として、構造計算で考慮されない場合も多い。一方、非構造壁の被害が生じると住機能が著しく損なわれ、継続使用が困難とされる事例が度々報告されている<sup>3), 4)</sup>。

以上のような研究背景を踏まえ、先行研究では RC 造方立壁の構造性能の把握および損傷制御法の検討を目的として、軸方向伸びを拘束しながら水平力を載荷する静的載荷実験を実施し、とくに壁縦筋の定着の有無とスリットの有無が構造性能や損傷特性に与える影響を検討した<sup>5)</sup>。その結果、方立壁の縦筋の定着を解消しても同程度の最大耐力を発揮し、壁の損傷も抑制された。また、スリットを有する試験体でも壁がスタブに接触するまでせん断ひび割れが生じず、損傷を制御できることを確認した。一方、標準的な方立壁への導入軸力は既往の研究<sup>6)</sup>で理論的、解析的に推定された圧縮軸力には達さな

った。これは一般的な方立壁に高い圧縮軸力が作用して高いせん断力が入力されると早期にせん断破壊することに起因すると判断された。

そこで、本研究では拘束筋により補強された方立壁に作用する圧縮軸力やその結果得られる水平耐力を評価することを主目的とし、拘束筋を配した試験体による静的載荷実験を行い、先行研究の実験結果との比較も通して分析した結果について報告する。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体計画

Fig.2 に研究対象建物<sup>4)</sup>10 階の代表的な桁行方向 1 スパンの構造詳細を示す。文献 5) の実験ではこの 1 層 1 スパン部分架構の方立壁のみを模擬する実大試験体を製作し、とくに方立壁の軸方向伸びを拘束した条件下における構造性能を明らかにするため、構造実験を実施した。本研究では先行研究の標準試験体 W1<sup>5)</sup>を基準として拘束筋を増設した試験体 W1R を設計、製作した。Table1 に試験体の構造詳細を示す。実験変数は拘束筋の有無である。Fig.3 に試験体の配筋図を示す。また、図中の赤印はひずみゲージ貼付位置を示す。ここで、試験体立面は上下、左右に対称である。試験体形状は壁厚×幅が 150mm

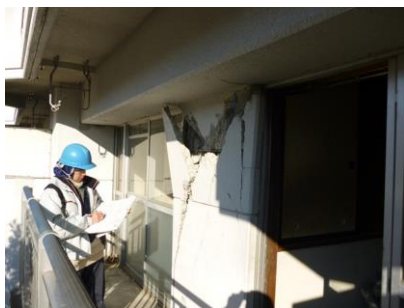


Fig.1 Damage of non-structural walls observed in the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake

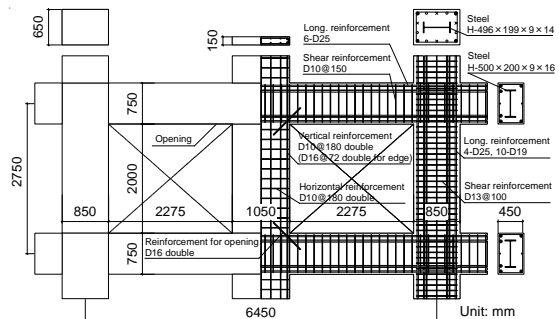


Fig.2 Details of typical exterior frame

\*1 大阪大学 工学部 (学生会員)

\*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)

\*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

\*4 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)

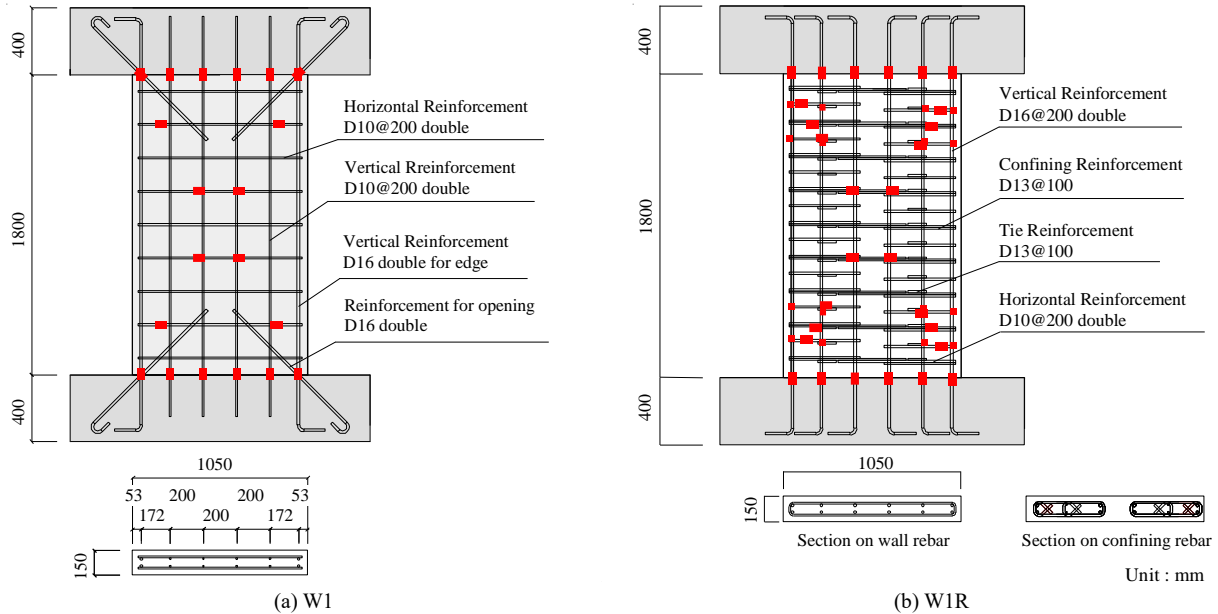


Fig.3 Dimensions and reinforcement details of specimens

Table1 Specifications of flat walls

	W1	W1R
t × D	150 × 1050	150 × 1050
Height	1800	1800
Vertical reinforcement	D10@200 double (D16 double for edge) ( $p_{wv}=0.48\%$ )	D16@200 double ( $p_{wv}=1.32\%$ )
Horizontal reinforcement	D10@200 double ( $p_{wh}=0.48\%$ )	D10@200 double ( $p_{wh}=0.48\%$ )
Reinforcement for opening	D16 double	None
Confining reinforcement	None	D13@100

$p_{wv}$ : Vertical reinforcement ratio of wall

$p_{wh}$ : Horizontal reinforcement ratio of wall

Table2 Material properties of concrete

Specimen	Elastic modulus	Compressive strength
W1	$2.69 \times 10^4$	27.70
W1R	$2.68 \times 10^4$	27.36

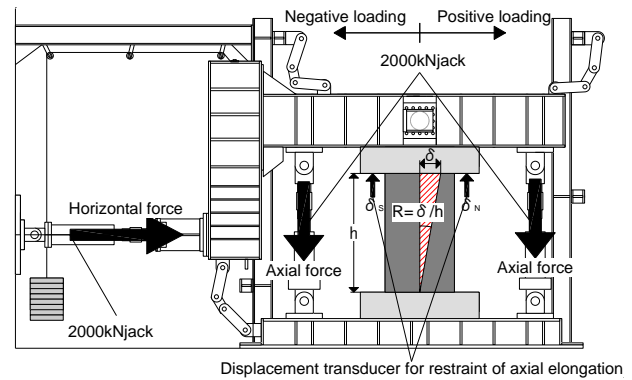
Unit: N/mm<sup>2</sup>

Table3 Material properties of reinforcement

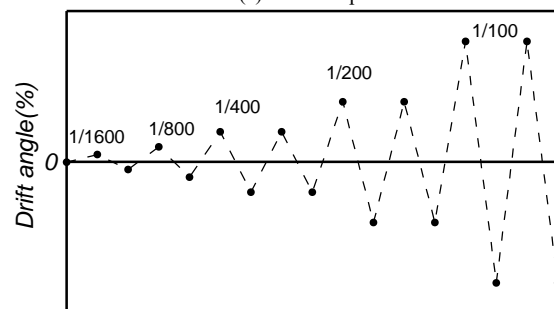
Type	Elastic modulus	Yield stress	Tensile strength
D10 (W1)	$1.85 \times 10^5$	375	506
D10 (W1R)	$1.98 \times 10^5$	417	581
D13	$1.74 \times 10^5$	382	531
D16 (W1)	$1.66 \times 10^5$	351	510
D16 (W1R)	$2.10 \times 10^5$	388	521

Unit: N/mm<sup>2</sup>

×1,050mm であり、壁の高さは 1,800mm である。標準試験体 W1 は、開口補強筋と端部の縦筋のみ径が D16 の鉄筋が方立壁に隣接する開口に対する補強筋として配され、その他の縦筋、横筋は D10@200 ダブルで配された。W1R 試験体は W1 に基づき、全ての縦筋を D16@200 ダブルとし、横筋はせん断抵抗を高めるため、コ字形の 2 本の鉄筋を継ぐことでロ字形に、コアコンクリートを拘束するように D10@200 ダブルを配した。また、高い圧縮軸



(a) Test set-up



(b) Loading history

Fig.4 Test set-up and loading history

力によるコンクリートの圧壊を抑制するために、保有水平耐力指針にある袖壁付き柱における部材ランク向上のための端部拘束筋を参考に、X・Y 両方向に横筋比 0.006 を満足するよう D13@100 の端部補強筋、中子筋を配した。なお、W1 に配された斜め開口補強筋は設けなかった。コンクリートおよび鉄筋の材料特性は Table2 および Table3 にそれぞれ示す。

## 2.2 荷重計画

Fig.4 に荷重時の試験体設置図および荷重履歴をそれぞれ示す。試験体は荷重フレームに PC 鋼棒で固定し、

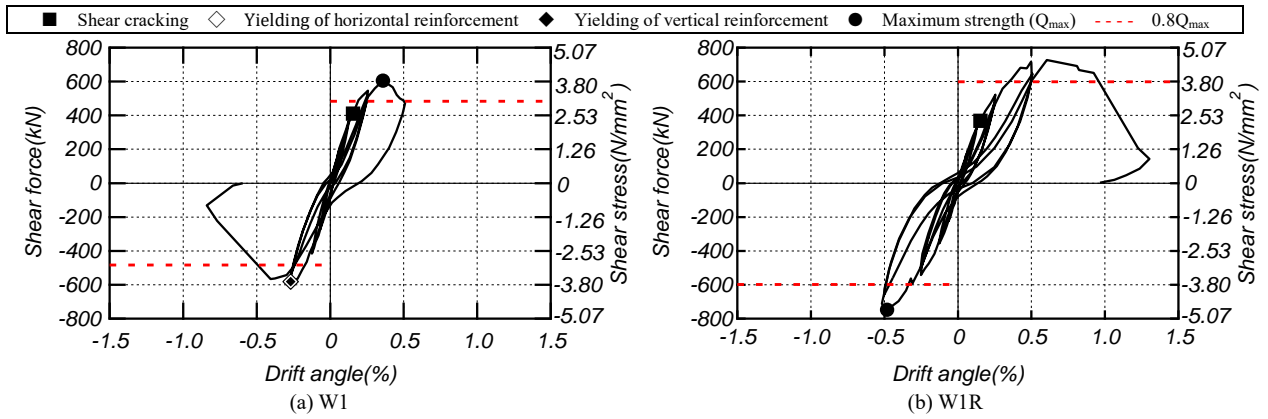


Fig.5 Shear force vs. drift angle relationships

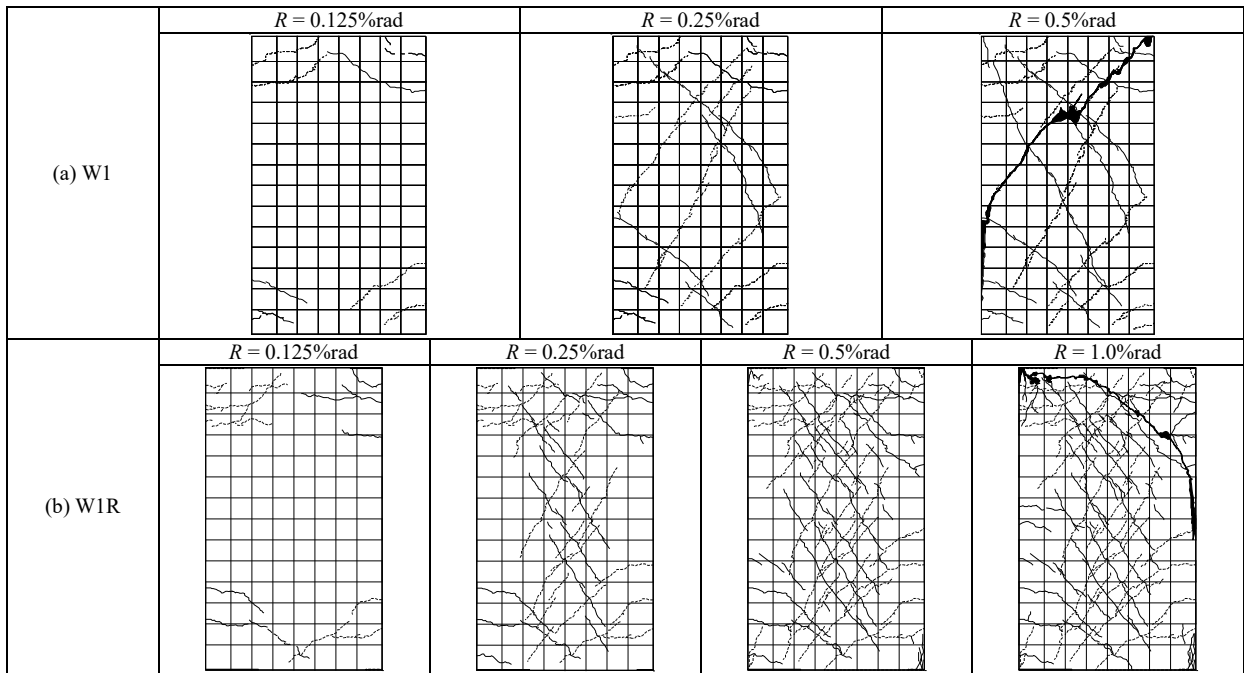


Fig.6 Crack patterns

反力壁に取り付けた水平オイルジャッキにより静的漸増繰返し载荷を行った。既往の研究<sup>4)</sup>によると主体架構と一体的に建設された RC 造方立壁の大きな耐力寄与は、方立壁の塑性化に伴う軸方向伸びの発生と周辺架構の拘束による圧縮軸力の作用に起因することが明らかになっている。そこで、本研究では文献<sup>5)</sup>と同様に方立壁の軸方向伸びに対する最大の拘束を想定し、試験体の軸方向伸びを完全拘束して载荷を行うことにした。方立壁の軸方向伸びを完全拘束するために鉛直オイルジャッキを用いて、上スタブ下面に設置した鉛直変位計 (Fig.4(a)) の変位が  $\delta_s = \delta_N = 0$  となるように圧縮軸力を作用させた。水平オイルジャッキによる水平方向载荷では、方立壁の頂部の水平変位  $\delta$  を計測高さ  $h$  ( $=1,800\text{mm}$ , Fig.4(a)参照) で除した変形角  $R$  ( $=\delta/h$ ) に基づいて変位制御し、1/1600 および 1/800rad を 1 サイクル、1/400、1/200 および 1/100rad を 2 サイクルずつ与えた。また、方立壁がせん断破壊し、軸力を保持できなくなった時点で载荷を終了した。

### 3. 実験結果とその分析

本章で検討対象とする標準試験体 W1 の実験結果については参考文献<sup>5)</sup>で詳述されている。以下では本稿の検討に必要な概要についてのみ抜粋して示す。

#### 3.1 荷重と変形角関係および破壊経過

各試験体の荷重-変形角関係を Fig.5, 破壊経過を Fig.6 にそれぞれ示す。Fig.5 では壁のせん断ひび割れ発生点を■, 横筋の降伏点を◇, 縦筋の降伏点を◆, 最大耐力点を●, 最大耐力の 80%に相当するせん断力を赤色の破線で併せて示す。また、W1R 試験体においては縦筋、横筋のひずみデータの欠測があり、それぞれの降伏点は示せなかった。

W1 試験体では、 $R=1/1600\text{rad}$  のサイクルにおいて壁の上下端部に曲げひび割れが生じた。 $R=1/400\text{rad}$  のサイクルにおいて壁にせん断ひび割れが生じ、その負荷時に方立壁の横筋の降伏が確認された。 $R=1/200\text{rad}$  のサイクルで最大耐力 604kN (せん断応力度 $=3.83\text{N/mm}^2$ ) が記録され、その後壁のせん断破壊による耐力低下が確認

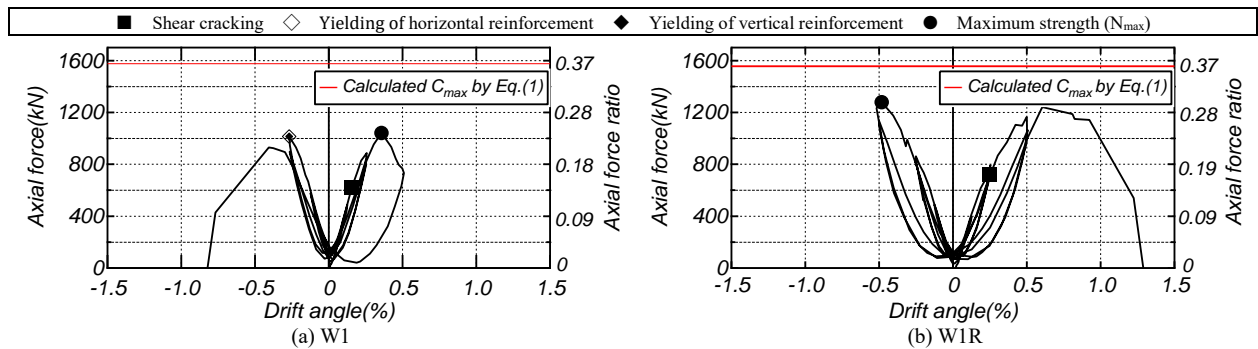


Fig.7 Axial force vs. drift angle relationships

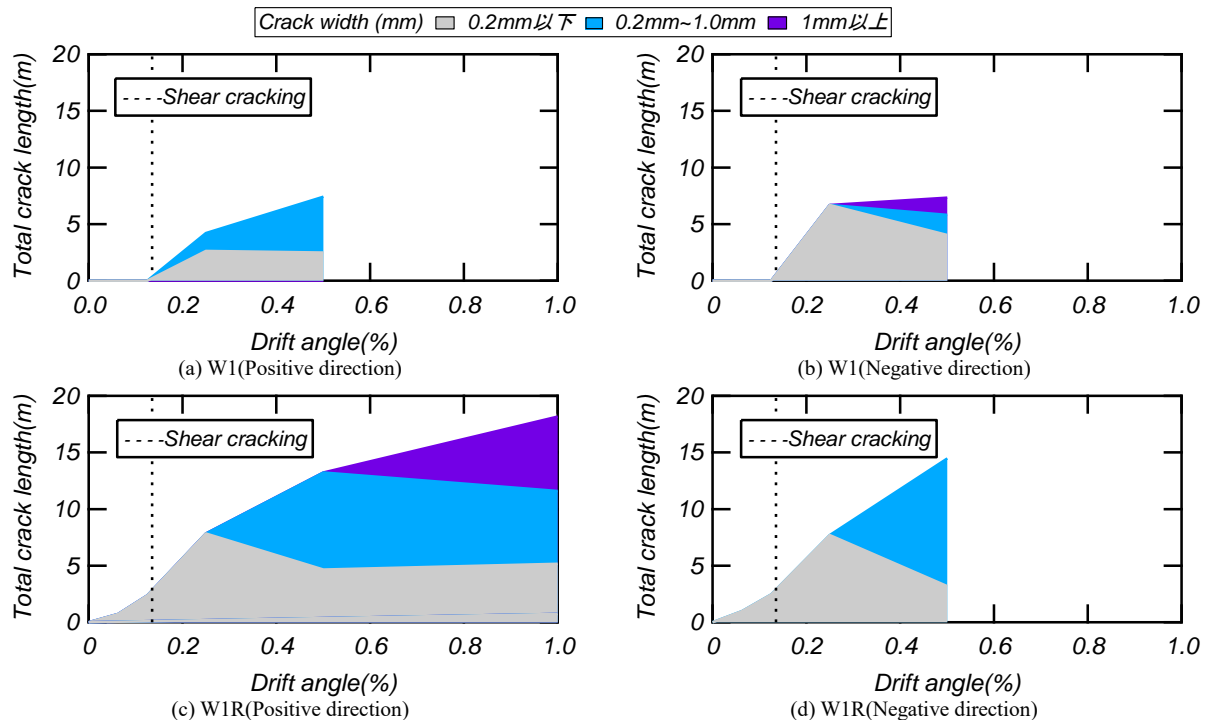


Fig.8 Transition of total residual crack lengths

された。

W1R 試験体でも同サイクルにおいて、上下端部の曲げひび割れとせん断ひび割れが生じた。また、 $R=1/200\text{rad}$  のサイクル負側において最大耐力 747kN（せん断応力度=  $4.74\text{N/mm}^2$ ）が記録された。その後、W1R 試験体では  $R=1/100\text{rad}$  のサイクルまで変形が進行し、壁上部の圧縮側端部に圧壊が発生した。この圧壊発生時に生じた壁上端部の縦ひび割れが、既に生じていたせん断ひび割れへ繋がり拡幅し、曲げせん断破壊による耐力低下を確認した。

拘束筋の有無に着目して破壊状況を比較すると、Fig.6 に示すように、W1R 試験体では  $R=1/400\text{rad}$  のサイクルにおいてせん断ひび割れが壁の中央にのみ発生していることが確認でき、これは拘束筋が配されていない壁の中央 (Fig.3(b)参照) からせん断ひび割れが発生したことに起因する。また、W1R 試験体は W1 試験体より最終的にせん断ひび割れが壁全体に分散していた。これは横筋や拘束筋を増強したことによって、せん断破壊の主因とな

る大きなせん断ひび割れの発生が抑制されたことを意味する。その結果、Fig.5 より最大耐力とともに変形性能の向上が確認された。

### 3.2 圧縮軸力と変形角関係

各試験体の圧縮軸力-変形角関係を Fig.7 に示す。方立壁に作用した圧縮軸力は、変形の進行に伴い上昇した。W1 試験体では 1041kN（軸力比=0.24）、W1R 試験体では 1278kN（軸力比=0.29）の最大圧縮軸力が記録された。W1R 試験体の最大圧縮軸力は W1 の約 1.2 倍であり、拘束筋を配することにより、W1 で見られた早期のせん断破壊を抑制したことで、より大きな軸力が導入されることを確認した。

また、文献 6)では方立壁に作用する最大圧縮軸力は、方立壁の危険断面に想定される応力状態（軸方向伸びを拘束したため中立軸が断面中央に位置するとの仮定）に基づいて Eq.(1)により推定された。

$$C_{max} = k \beta f_c' t D_w / 2 \quad (1)$$

ここで、 $k, \beta$ : ストレスブロック法による係数 ( $k=0.85$ ,

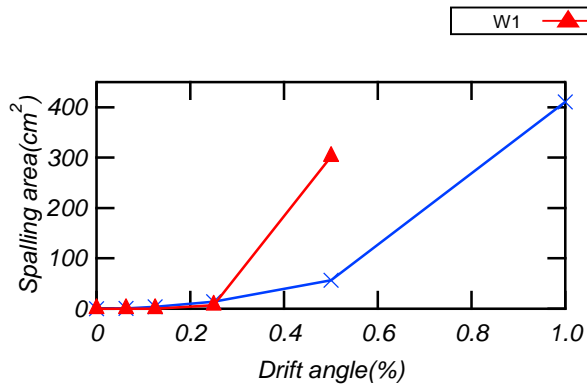


Fig.9 Transition of spalling area

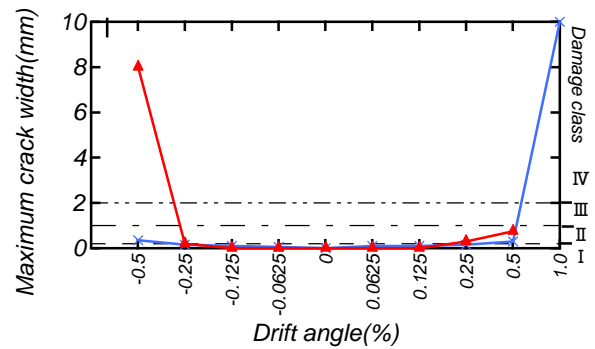


Fig.10 Maximum residual crack widths

Table 4 Damage class definition of RC columns and walls<sup>7)</sup>

Damage Class	Description of damage
I	· Visible narrow cracks on concrete surface (crack width is less than 0.2mm)
II	· Visible clear cracks on concrete surface (crack width is about 0.2 – 1.0mm)
III	· Local crush of concrete cover · Remarkable wide cracks (crack width is about 1.0 – 2.0mm)
IV	· Remarkable crush of concrete with exposed reinforcing bars · Spalling off of concrete cover (crack width is more than 2.0mm)
V	· Buckling of reinforcing bars · Cracks in core concrete · Visible vertical and/or lateral deformation in columns and/or walls · Visible settlement and/or leaning of the building

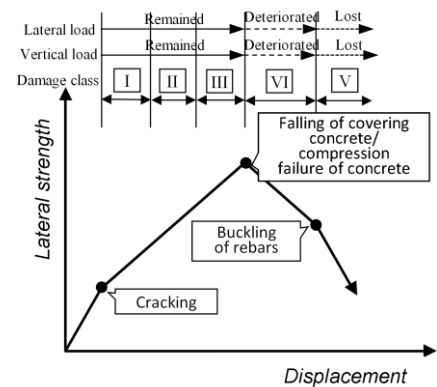
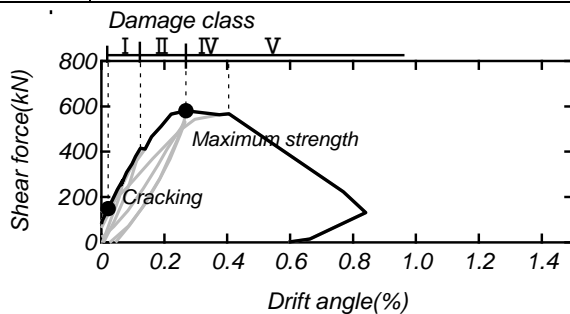
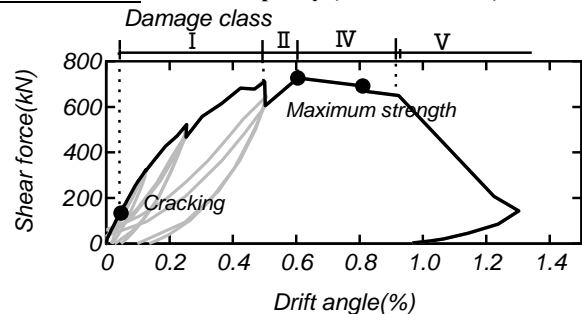


Fig.11 Damage class vs. load carrying capacity (brittle member)<sup>7)</sup>



(a) W1



(b) W1R

Fig.12 Shear force-drift angle relationships with damage classes

$\beta = 0.85$ ),  $f'_c$ : コンクリートの圧縮強度,  $t$ : 壁厚,  $D_w$ : 壁の全せいである。

上式による最大圧縮軸力の推定値を Fig.7 に赤線で示す。実際に記録された最大圧縮軸力は W1 試験体では推定値の 66%, W1R 試験体では 82%であったことから, Eq.(1)による推定値は実験において方立壁に作用する最大圧縮軸力を過大評価したことを確認した。この原因については FEM 解析などを併用して検討中であり今後の課題である。

### 3.3 損傷量の検討

(1) 残留ひび割れ総長さおよびコンクリート剥落面積  
各試験体の残留ひび割れ総長さ(左: 正側, 右: 負側)の推移を Fig.8 に, 正側, 負側の合計のコンクリート剥

落面積の推移を Fig.9 に示す。Fig.8 にせん断ひび割れ発生時を破線で示している。また, Fig.8 の残留ひび割れ幅は Table4 に記載している被災度判定基準<sup>7)</sup>を参考に, 残留ひび割れ幅 0.2mm 以下(損傷度I), 0.2mm~1.0mm(損傷度II), 1.0mm~2.0mm(損傷度III), 2.0mm 以上(損傷度IV)に分けて集計した。また, 各損傷量は以下の条件下で集計および算定した。

1) 残留ひび割れ総長さの算定の際には, 残留ひび割れ幅が 0 であるひび割れとコンクリートの剥落により欠損した箇所のひび割れ長さは計測対象外とする。また, 載荷開始前に生じていた初期ひび割れ長さについては, 考慮しない。

2) 欠損面積の算定は, (残留ひび割れ幅の最大値) ×

(ひび割れ長さ)によって算定した各ひび割れ面積と、コンクリートの剥落による欠損面積を合計した面積の値を用いた<sup>5)</sup>。

W1 試験体ではせん断ひび割れが生じた  $R=1/400\text{rad}$  のサイクルから  $R=1/200\text{rad}$  にかけてひび割れが急増し、変形角の増大に伴いひび割れの拡幅および総ひび割れ長さの伸長が確認された。

W1R 試験体ではせん断ひび割れが生じた  $R=1/400\text{rad}$  のサイクルから  $R=1/200\text{rad}$  にかけてひび割れが増加し、 $R=1/200\text{rad}$  から  $R=1/100\text{rad}$  にかけてひび割れ幅の拡幅および総ひび割れ長さの伸長が確認された。W1 試験体と比較すると、拘束筋を配筋することによって、W1 試験体より補修が必要とされる  $0.2\text{mm}$  以上のせん断ひび割れの発生が遅延され、同変形レベルでの幅広なせん断ひび割れの発生が抑制されていることが確認できた。

コンクリート剥落面積については、W1 と W1R 試験体ともにせん断破壊後にコンクリート剥落面積が急増していることが確認できた。

#### (2) 最大残留ひび割れ幅

各試験体の最大残留ひび割れ幅の推移を Fig.10 に示す。両試験体ともに最終的に耐力損失が確認され (Fig.5, Fig.7), また, W1R 試験体では最終的に端部補強筋の降伏が確認でき, 同時に拘束筋に囲まれているコアコンクリート部分にひび割れや剥落などの欠損を確認したため, 最終的には損傷度V相当のせん断ひび割れと判断した。

#### 4. 被災度区分判定による方立壁の耐震性能の検討

Fig.5 より方立壁の軸方向伸びを拘束した場合, 高い水平力抵抗を示すため, 構造性能に寄与する構造部材としての役割も期待される。しかし, 方立壁については既往の実験結果が少なく耐震性能低減係数  $\eta$  と損傷度の関係が明らかではない。そこで本稿では, Fig.11 と Table4 に基づいてこれを判定した。損傷度IV, V判定には Fig.11 と Table4 の定義を, 損傷度I~IIIの判定には Table4 の定義を適用した。また, Fig.12 は Fig.5 の実験結果に基づく荷重-変形角関係の包絡線に, 上記の通り判定した損傷度の関係を併記したものである。なお, Fig.12 は W1 では損傷が相対的に大きかった負側, W1R では正側の荷重-変形角関係を示す。

W1 試験体は変形角-0.27%rad 時で最大耐力に達したため損傷度IVとし, 変形角-0.40%rad 時でのせん断破壊による急激な耐力低下, 軸力保持能力の低下が見られたため損傷度Vとした。W1R 試験体は変形角 0.60%rad 時で最大耐力に達し, それ以降を損傷度IV, 変形角 0.93%rad 時で曲げせん断破壊により端部拘束筋の降伏後, 軸力保持が困難になったと判断したため損傷度Vとした。以上より,

試験体 W1R は W1 に対して損傷度IVまでの変形角が約 2.2 倍, 損傷度Vまでの変形角が約 2.3 倍であった。

#### 5. まとめ

本研究では, 軸方向伸びを拘束した RC 造方立壁に作用する圧縮軸力の評価および構造性能の把握を目的として, 拘束筋の有無を変動因子とする RC 造方立壁の静的載荷実験の結果を分析した。また, 被災度区分判定基準を用いて方立壁の耐震性能について考察した。以下に本研究により得られた知見をまとめる。

- (1) 方立壁における拘束筋を配筋することで, 早期のせん断破壊が抑制され, 壁に導入される軸力が増大することを確認し, その結果, 最大耐力および軸力は W1R 試験体が W1 試験体の 1.2 倍程度であった。
- (2) W1R 試験体において, 拘束筋を配筋することにより同変形レベルにおいて損傷を抑制できることを確認した。
- (3) 被災度区分判定基準に基づいて方立壁の耐震性能について検討を行った結果, 方立壁に拘束筋を配筋することによって損傷制御性能が向上することを確認した。

#### 謝辞

本研究は文部科学省科学研究費補助金基盤研究 (A) 課題番号 17H01306 (研究代表者: 真田靖士) の助成の下に実施した。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会: 東日本大震災合同調査報告 建築編 2, 2015.1
- 2) 建築技術: 建築技術-特集: 熊本地震における地震特性と建築物の被害-, No.803, 2016.12
- 3) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計-特徴的被害の遠因と設計への提案-, 1988.10
- 4) 小塩友斗, 真田靖士, 金裕錫: 主体架構と一体の RC 造方立壁の構造性能評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.713, pp.1145-1153, 2015.7
- 5) 松尾啓斗, 水谷駿介, 尹ロク現, 真田靖士: RC 造方立壁の損傷制御法に関する提案と検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.757-762, 2019.7
- 6) 福井紳矢, 真田靖士, 尹ロク現: RC 造方立壁に地震時に作用する軸力の解析的検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol.84, No.765, pp.1465-1474, 2019.11
- 7) 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