

論文 実大試験体を用いた RC 造非耐力壁の破壊形式及び損傷状態に関する実験的研究

谷 昌典^{*1}・小倉 昌也^{*2}・向井 智久^{*3}・Rafik TALEB^{*4}

要旨：RC 造非耐力壁の破壊形式や変形と損傷に関する基礎的な情報を収集することを目的として、2011 年東北地方太平洋沖地震で被災した方立壁の破壊形式に関するケーススタディを実施し、その結果に基づいて非耐力壁実大試験体 2 体を設計・製作し、載荷実験を行った。ケーススタディでは地震時に相応の軸圧縮力が作用していたことが示唆され、載荷実験でも軸圧縮力を与えた試験体を実建築物で確認された破壊性状に近い実験結果を示した。併せて、既往の耐力評価式を用いた最大耐力及び破壊形式に関する検討や損傷状態に関する基礎的な実験データを示した。

キーワード：RC 造非耐力壁，方立壁，実大試験体，残留ひび割れ

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震では、設計に用いられた基準の新旧に関係なく RC 造非耐力壁に大きな損傷を受けた建築物が多く確認された。構造計算ではこれらの非耐力壁を考慮せずに建築物の耐震安全性を検証していることから、これらに被害が発生したとしても耐震安全性上の問題は無いが、地震後の建築物の機能維持や復旧に大きく影響を及ぼす。被災した建築物の中には、構造体の損傷がそれほど大きくなかったにもかかわらず、非耐力壁の損傷が顕著であったために、修復の予算などを理由に復旧を断念し、取り壊された事例も存在した。このような状況が発生する背景としては、架構の変形に応じて非耐力壁に生じる損傷の程度に関する情報(具体的には、残留ひび割れ幅・長さ、コンクリート剥落面積など)や、それらの損傷が建築物の継続使用性や修復・復旧費用にどのように影響を及ぼすのか、といった情報が極めて少なく、設計者がこれらの項目を構造計算時に考慮するこ

とが困難であることが考えられる。

そこで、RC 造非耐力壁の破壊形式や変形と損傷に関する基礎的な情報を収集することを目的として、本研究では方立壁に着目し、図-1 に示す東北地方太平洋沖地震で大きな被害を受けた方立壁の破壊形式に関するケーススタディを実施し、その結果に基づいて非耐力壁実大試験体 2 体を設計・製作し、載荷実験を行った。

2. 被災した方立壁のケーススタディ

東北地方太平洋沖地震で大きな被害を受けた方立壁について、曲げ及びせん断耐力を計算し、破壊形式について検討を行う。本検討で用いるのは、庁舎 A (文献 1) の建築物 E)、庁舎 B (文献 1) の建築物 F) 及び集合住宅 C²⁾ の 3 棟である。庁舎 A 及び B の方立壁は腰壁、垂れ壁付きの方立壁で、集合住宅 C はベランダ側構面の方立壁である。図-1 に示す通り、いずれの方立壁も地震によりせん断破壊したことが確認されている。



(a) 庁舎 A¹⁾

(b) 庁舎 B¹⁾

(c) 集合住宅 C²⁾

図-1 2011 年東北地方太平洋沖地震における方立壁の損傷状況

*1 (独) 建築研究所 国際地震工学センター 研究員 博士 (工学) (正会員)

*2 東京工業大学 総合理工学研究科環境理工学創造専攻 博士前期課程 (学生会員)

*3 (独) 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

*4 東京工業大学 総合理工学研究科環境理工学創造専攻 博士後期課程 修士 (防災政策) (学生会員)

表-1 方立壁概要

建築物	庁舎 A (1969 年建設)	庁舎 B (1960 年建設)	集合住宅 C (1987 年建設)
壁厚 (mm)	120	150	150
壁縦横筋	9φ@200 シングル (SR24, $p_{wh}=0.27\%$)	9φ@200 シングル (SR24, $p_{wh}=0.21\%$)	D10@180 千鳥 (SD295A, $p_{wh}=0.26\%$)
開口補強筋	1-D13 (SD35)	縦横斜め: 2-13φ (SR24)	2-D16 (SD295A)
せい (mm)	830	700	1050
高さ (mm)	1600	1000	2000
f'_c (N/mm ²)	18.4*1	16.2*1	21.0*2

*1 耐震診断での採用強度 (コア抜き供試体強度の平均値から標準偏差の半分を引いた値), *2 設計基準強度

各方立壁の寸法, 配筋等を表-1 に示す。壁端部には壁筋より径の大きな鉄筋が開口補強筋として 1~2 本配されているだけで拘束領域は存在しない。曲げ耐力 Q_{mu} は文献 3) の略算式 ((1)式), せん断耐力 Q_{su} は文献 3) の広沢 mean 式 ((2)式), せん断ひび割れ耐力 Q_{sc} は日本建築学会「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」⁴⁾ に示されている柱部材の評価式 ((3)式, $\phi=1.0$ とした) を用いた。全て反曲点は壁中央高さに位置すると仮定し, 鉄筋降伏強度は規格強度+49N/mm² とした。各記号の意味は各文献を参照されたい。

$$Q_{mu} = (a_t f_y l_w + 0.5 a_w f_{wy} l_w + 0.5 N l_w) / a \quad (1)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (f'_c + 18)}{\sqrt{M/(QD) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{f_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_c j \quad (2)$$

$$Q_{sc} = \phi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0} \right) b D / \kappa \quad (3)$$

各方立壁の各計算耐力と軸力比 (全断面積に対する比) の関係をそれぞれ図-2 に示す。壁筋に丸鋼を用いている場合があることや, 壁横筋端部にフックが無いことから, 定着が不十分で壁横筋が十分に効かないことも想定されるため, 壁横筋比を 0 として計算した値 $Q_{su(pwh0)}$ も図中に併せて示した。軸力 0 の場合, 壁横筋の考慮, 非考慮に関係無く, いずれの場合も曲げ耐力がせん断耐

力を下回り, 計算上は曲げ破壊する結果が得られた。実際の架構内では, 地震時の挙動で発生する方立壁の伸びを周辺架構が拘束するため, 方立壁に軸圧縮力が発生すると考えられ, 文献 2) のせん断破壊した方立壁を対象とした FEM による解析的検討でも, 周辺架構からの拘束を想定して鉛直変形を拘束した解析モデルにおいて, 部材に軸圧縮力が発生することで実態に即した破壊形式となることが示されている。また, 図-2 より, 耐力計算値の関係をみると, 軸圧縮力が大きくなると曲げ耐力とせん断耐力の大小関係が逆転することからも, 実際にはある程度の軸圧縮力が作用していたものと推測される。

これらを踏まえ, 本実験では図-1 に示すような方立壁の被害の再現を目的として, 実在する建築物の方立壁を想定した試験体に対し, 軸圧縮力の有無による破壊性状の差異を確認する。その上で, 部材の損傷状態に関する基礎的なデータを得ることとする。

3. 実験概要

3.1 試験体概要

本実験で使用する試験体は同一の詳細を有する実大の方立壁試験体 2 体で, 試験体図を図-3 に示す。作用軸力の大きさを実験変数とし, 軸力 0 の試験体を NSW1, 圧縮軸力を作用させる試験体を NSW2 とする。実在する建築物の方立壁を想定して断面寸法や配筋を決定した。壁断面は 120mm×1050mm, クリアスパンは 2100mm で

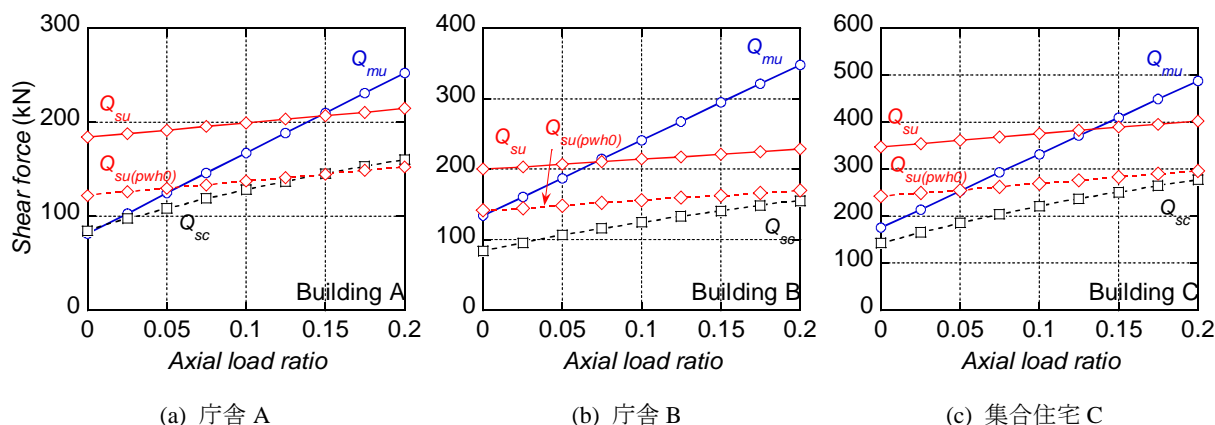


図-2 被災方立壁の各種計算耐力と軸力比の関係

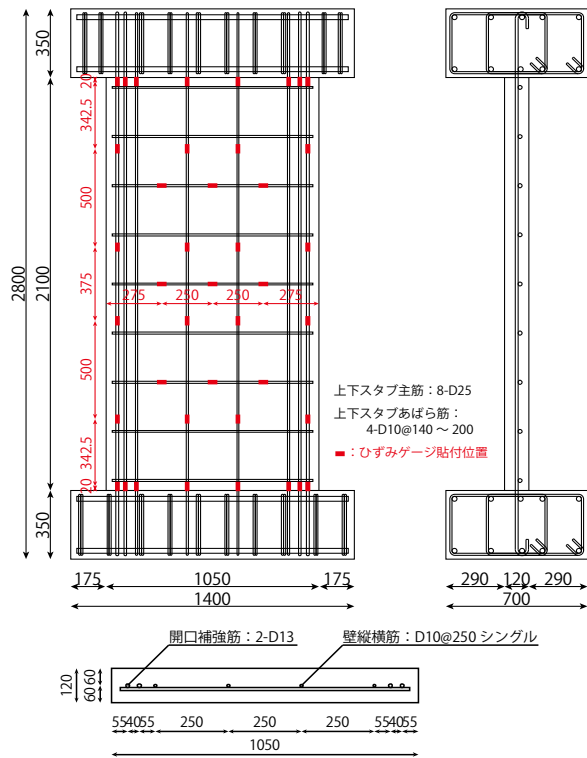


図-3 試験体図 (単位: mm)

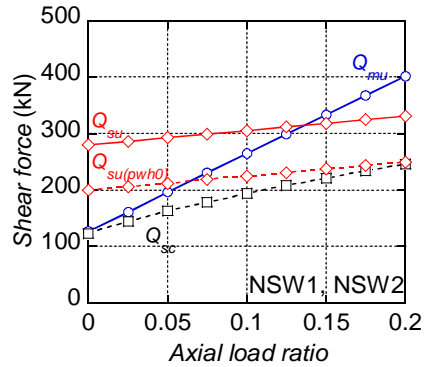


図-4 試験体の各種計算耐力

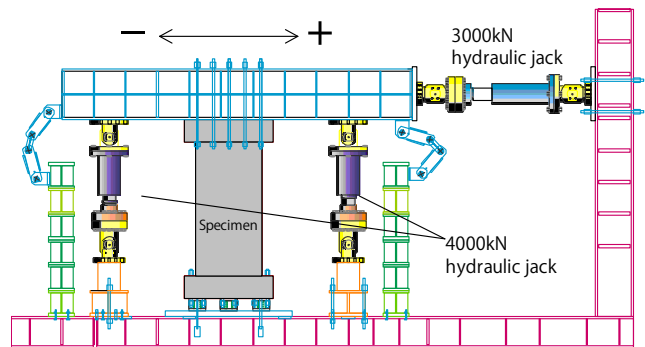


図-5 載荷装置図

表-2 コンクリート材料試験結果

圧縮強度 (N/mm ²)	強度時歪 (%)	1/3f _c 割線弾性係数 (kN/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
24.2	0.182	26.3	2.46

表-3 鉄筋材料試験結果

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏歪 (%)
D10	347	484	190	0.183
D13	360	527	190	0.189

ある。壁縦横筋は D10 (SD295A) @250 シングル (壁筋比 0.24%)、開口補強筋として壁端に 2-D13 (SD345) を配した。コンクリートは設計基準強度 24N/mm² とし、最大骨材粒径 20mm、スランプ 18cm で普通セメントを用いたレディーミクストコンクリートを使用した。コンクリートは鉛直方向に打設し、下スタブ上面で打ち継ぎ、打継面にはウォータージェット洗浄を実施した。使用材料の材料試験結果は表-2 及び表-3 の通りである。

なお、2 章の検討と同様の方法で求めた、本試験体の各種計算耐力と軸力比の関係を図-4 に示す。本試験体でも軸力 0 では曲げ破壊が想定され、軸力比 0.13 付近で曲げ耐力とせん断耐力の関係が逆転することが分かる。この結果を踏まえて、NSW2 に作用させる軸圧縮力は軸力比 0.15 相当の 458kN とした。

3.2 載荷方法

載荷装置図を図-5 に示す。4000kN 鉛直ジャッキ 2 本により上下のスタブを平行に保持するとともに、軸力 (0kN または 458kN) を一定に保持しながら、3000kN 水平ジャッキにより水平力を与えた。載荷は上下スタブの

相対水平変位を壁高さ 2100mm で除した部材角 R により制御した。水平力の加力は正負交番繰返し漸増載荷とし、 $R = \pm 1/800\text{rad}$ ($\pm 0.125\%$) では 1 回、 $R = \pm 1/400\text{rad}$ ($\pm 0.25\%$)、 $\pm 1/200\text{rad}$ ($\pm 0.5\%$)、 $\pm 1/133\text{rad}$ ($\pm 0.75\%$)、 $\pm 1/100\text{rad}$ ($\pm 1.0\%$)、 $\pm 1/67\text{rad}$ ($\pm 1.5\%$)、 $\pm 1/50\text{rad}$ ($\pm 2.0\%$) では 2 回ずつ繰り返した。ただし、耐力劣化開始時における多数回繰返し挙動の影響を確認するため、耐力低下が確認されたサイクルでは繰返し回数を 5 回とした。

3.3 測定方法

鉄筋ひずみは開口補強筋及び壁筋に貼付したひずみゲージにより測定した。図-3 中にひずみゲージ貼付位置を示す。ひび割れ計測は、試験体の正面 (幅 1050mm × 高さ 2079mm) と両側面 (幅 120mm × 高さ 2079mm) の 3 面で実施し、壁脚と壁頭のスタブから 10.5mm の領域は計測範囲から除外した。ひび割れ幅の計測は、各サイクルのピーク変形時及び除荷時に行い、目視で確認できた全てのひび割れについて、0.05mm 刻みのクラックスケールを用いて、ひび割れ毎に最大幅となる箇所を実

施した。除荷時に目視で確認できたひび割れやコンクリートの剥落を OHP シートに転写することで残留ひび割れを記録した。なお、OHP シートへの転写は、NSW1 は $R=1.5\%$ 、NSW2 は $R=1.0\%$ まで実施した。

4. 実験結果

4.1 実験経過及び履歴性状

各試験体のせん断力一部材角関係を図-6 に示す。●、▲、◆ 点でそれぞれ端部縦筋、壁縦筋、壁横筋が降伏した点を、■ 点で最大耐力を示した点をそれぞれ図中に示す。なお、NSW2 では、試験体設置時の不具合で試験区間に曲げ引張力が作用したことにより、曲げひび割れが発生し、一部の開口補強筋及び壁縦筋（特に図-3 中の右上の領域）が降伏した可能性がある。このため、不具合の影響が無かったと推定される計測点において、計測値が降伏ひずみに到達した点を示した。各試験体の実験経過を以下に示す。

NSW1 : $R=1/400\text{rad}$ サイクルで開口補強筋及び壁縦筋が降伏ひずみに到達し、正負とも $R=1/200\text{rad}$ サイクルで最大耐力を示した。その後、 $R=1/100\text{rad}$ サイクルにおいて壁横筋が降伏ひずみに到達するとともに、壁脚側の壁端部で圧壊が始まった。また、 $R=1/67\text{rad}$ サイクルでは、壁脚側の圧壊が進行するとともに、壁頭側の曲げせん断ひび割れ及び曲げひび割れの開き及びずれが顕著となり、圧縮縁付近でのひび割れ界面でコンクリートの破壊が始まった。しかし、 $R=1/133\text{rad}$ サイクルで前サイクルより耐力が一旦低下してからは、 $R=1/67\text{rad}$ サイクルまで耐力低下はほとんど見られなかった。その後、 $R=1/50\text{rad}$ サイクルでは、前述の損傷がさらに顕著となり、前サイクルに比べて大幅な耐力低下が確認できたため、ここで5回の正負繰り返し載荷を実施し、その後押切載荷を行った。最終的な破壊性状は図-7(a)に示すように、壁脚側の曲げ圧壊と壁頭側のせん断ひび割れが顕著となり、破壊形式は曲げ降伏後の曲げ圧縮破壊及びせん断破壊とみられる。

NSW2 : $R=1/200\text{rad}$ サイクルで開口補強筋、壁縦筋及び壁横筋が降伏ひずみに到達し、正側では $R=1/200\text{rad}$ サイクル、負側では $R=1/133\text{rad}$ サイクルでそれぞれ最大耐力を示した。また、 $R=1/200\text{rad}$ サイクルでは試験区間の両端を対角に結ぶせん断ひび割れ発生が発生し、以降、部材角が増大するとともに、対角せん断ひび割れがずれを伴う開閉を繰り返してひび割れ界面のコンクリートが徐々に破壊する様子が確認された。 $R=1/100\text{rad}$ サイクルで正負ともに耐力低下が確認されたため、ここで5回の正負繰り返し載荷を実施したところ、1 サイクルごとに耐力が大きく低下し、5 回目には軸力保持できなくなり載荷を終了した。最終的な破壊性状は図-7(b)の通りで、

図-1 に示した実被害事例のせん断破壊に近い破壊性状を示した。

4.2 強度・破壊形式に関する検討

各試験体の実験最大耐力 Q_{exp} と 2 章と同様の方法で求めた曲げ耐力計算値 Q_{mu} 、せん断耐力計算値 Q_{su} 、 $Q_{su(pwh0)}$ 、せん断ひび割れ耐力計算値 Q_{sc} を表-4 にそれぞれ示す。

NSW1 の最大耐力は曲げ耐力計算値の 1.09 倍となり、せん断耐力計算値に比べて大幅に小さいことから、曲げ挙動が卓越した実験時の破壊性状と整合した。NSW2 の最大耐力は、壁横筋無効として計算した $Q_{su(pwh0)}$ を約 2 割上回ったが、壁横筋が全降伏するとして計算した Q_{su}

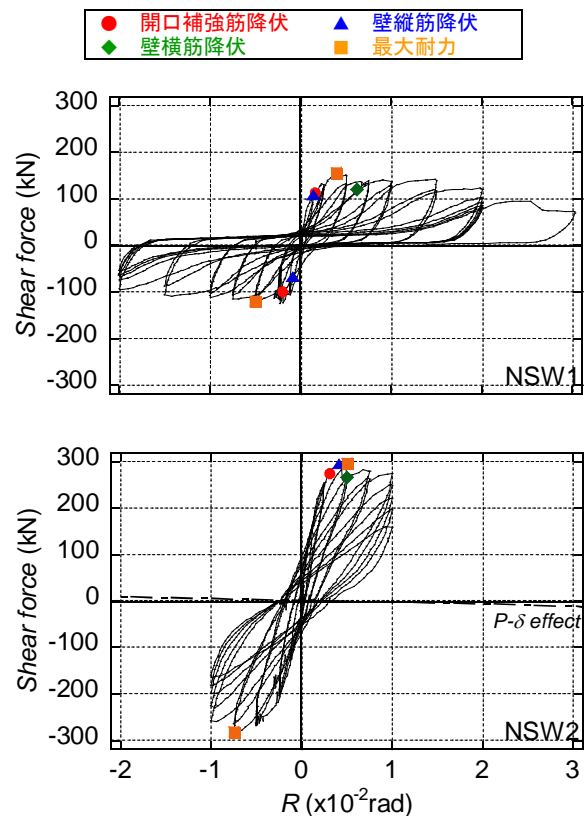


図-6 せん断力一部材角関係

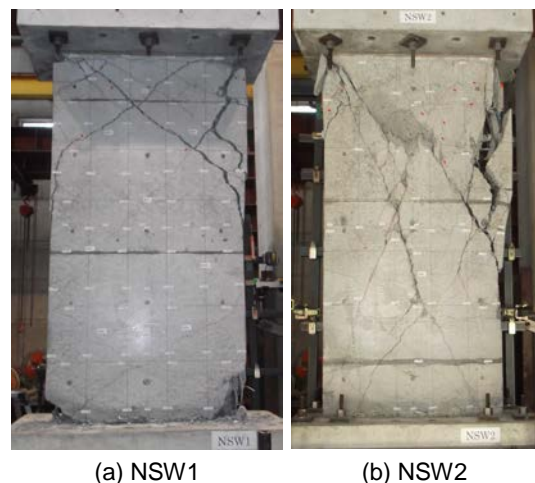


図-7 最終破壊状況

表-4 実験最大耐力と計算耐力

	Q_{exp} (kN)		Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	$Q_{su(pwh0)}$ (kN)	Q_{sc} (kN)
NSW1	155.0	137.5	126.7	279.8	198.9	122.8
	-120.0					
NSW2	296.6	289.2	332.8	317.9	237.0	221.0
	-281.7					

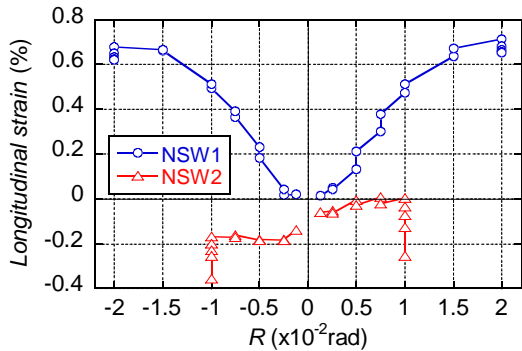


図-8 ピーク変形時における試験区間の軸ひずみ

は約1割下回った。正側最大耐力時では、ひずみを測定した壁横筋3本のうち上段1本のひずみが0.17%と降伏ひずみに近い値を示したものの、他の壁横筋では0.05%以下であった。また、負側最大耐力時でも降伏したのは上段の1本のみで、他の2本は0.15%程度と降伏ひずみに近い値を示したものの未降伏であった。

また、表-4より、いずれの試験体でも最大耐力がせん断ひび割れ耐力計算値と同等か上回る値を示しており、実験においてせん断ひび割れが発生したことと一致している。一般的に、壁横筋が少ない場合にはせん断ひび割れの発生により破壊モードが決定される(斜め引張破壊)ことがあるが、本実験ではせん断ひび割れ発生に伴う大幅な耐力低下は確認されておらず、せん断ひび割れ発生以降も耐力は若干上昇するかほぼ維持されていたことから、斜め引張破壊は生じなかったと考えられる。

過去に水谷・市之瀬⁹⁾が実施した、シングル配筋のRC壁部材における壁横筋の定着方法(端部主筋溶接、フック、結束線)によるせん断挙動の違いを検証する研究でも、アスペクト比が大きい場合($L/D=3.0$)に、本実

験と同じく結束線で壁横筋を端部主筋に緊結した試験体の最大耐力時の壁横筋応力が他の定着方法の試験体に比べて小さく、最大耐力も小さくなったことが示されている。すなわち、非耐力壁でも壁横筋の定着性状を改善することで壁横筋の効果を高め、せん断挙動を改善できることを示唆しており、損傷抑制の可能性も含めて今後更なる検証が必要である。

また、各サイクルのピーク変形時における試験区間の軸ひずみを図-8に示す。軸力0のNSW1では部材角の増大に伴って軸伸びが発生しており、実際の建築物ではこの軸伸びが周辺架構により拘束される。一方、軸力比0.15の一定軸力を作用させたNSW2では軸圧縮ひずみが発生している。実際には伸びを拘束することにより軸力が発生するため、軸圧縮力は徐々に増加するものと考えられるが、本実験では危険側の厳しい条件を想定して一定軸力を与えた。結果的には軸圧縮力の有無により破壊性状が大きく異なる結果となり、軸圧縮力の存在下で実被害に近い破壊性状を示したことから、実際にも相応の軸圧縮力が作用していたことを示す実験結果が得られたと考えられる。ただし、周辺架構からの拘束により発生する軸圧縮力の大きさは周辺架構の詳細に依存するため、建築物全体をモデル化した解析的検討等により把握する必要があり、今後の課題である。なお、NSW2の負荷荷で圧縮ひずみが正載荷に比べて大きいのは、設置時の不具合によって発生した残留ひび割れの影響とみられる。

4.3 残留ひび割れに関する検討

各試験体の $R=1/200$ rad及び $1/100$ radサイクル正負2回目終了時(除荷時)における残留ひび割れの状況を図-9に、各サイクル2回目($R=1/800$ radサイクルは1回目)のピーク変形時及び除荷時における最大ひび割れ幅の推移を図-10にそれぞれ示す。なお、図-9中、青線及び赤線で正載荷時及び負載荷時に発生したひび割れを、黒線は設置時の不具合により発生したひび割れをそれぞれ示す。また、図-10中のNSW2については、試験体設置時に発生した初期ひび割れの幅が卓越した範囲(正側 $R=0.5$ サイクル、負側 $R=0.25$ サイクルまで)を参考値

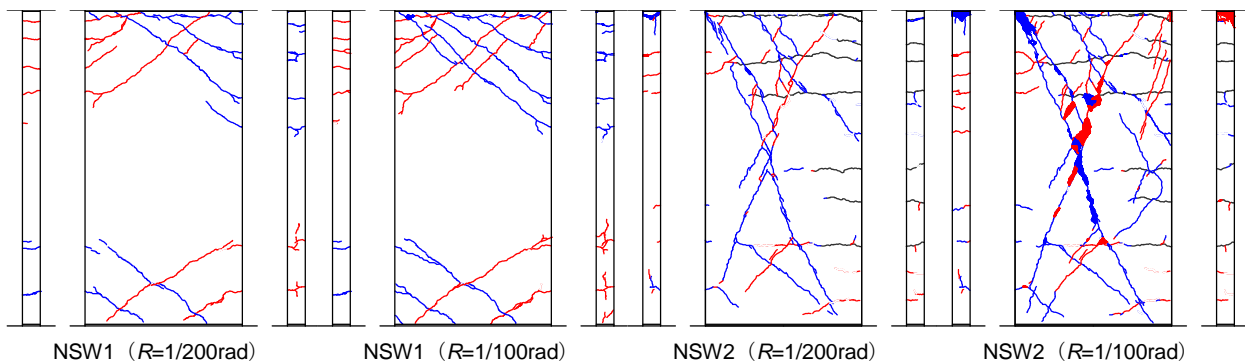


図-9 残留ひび割れ図(除荷時)

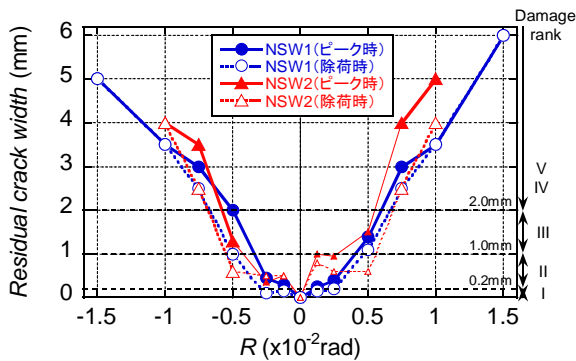


図-10 ピーク変形時及び除荷時における最大ひび割れ幅の推移

として小さなプロットと細線で示した。図-9 に示す通り、NSW1 と NSW2 でひび割れ性状は大きく異なるものの、ピーク変形時、除荷時とも最大ひび割れ幅の値にはそれほど大きな差は見られなかった。日本建築防災協会「被災度区分判定基準」⁶⁾に基づき(図中にひび割れ幅の閾値を記載)、各サイクル2回目除荷時の最大ひび割れ幅に基づいて損傷度を判定すると、NSW1 では、 $R=1/800 \sim 1/400\text{rad}$ サイクル：損傷度 I、 $R=1/200\text{rad}$ サイクル：損傷度 II、 $R=1/133 \sim 1/100\text{rad}$ サイクル：損傷度 IV (鉄筋は露出せず)、 $R=1/67\text{rad}$ サイクル：損傷度 IV となり、NSW2 では、 $R=1/800 \sim 1/400\text{rad}$ サイクル：初期ひび割れが卓越したため不明、 $R=1/200\text{rad}$ サイクル：損傷度 II、 $R=1/133 \sim 1/100\text{rad}$ サイクル：損傷度 IV (鉄筋は露出せず) となった。本実験の試験体では、鉄筋量が少ないことで特定のひび割れに変形が集中し、ひび割れ幅の大きさに比べてコンクリートの剥落の程度が相対的に小さくなる傾向が見られた。文献 6)ではひび割れ幅とコンクリートの破壊状況に応じて損傷度を判定するが、このような場合にはそれぞれの基準による損傷度が一致しないことになる。損傷度をより適切に判定するためには、経験最大変形やその時の物理的現象と除荷時の損傷状況を関連付けた実験データの蓄積が必要であると考えられる。

5. まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震で被災したRC造非耐力壁について、耐力計算により破壊形式の検討を行うとともに、実大試験体2体に対する載荷試験を実施し、破壊形式や損傷状態について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 2011年東北地方太平洋沖地震でせん断破壊したRC造非耐力壁の曲げ耐力とせん断耐力を計算した。軸力を0と仮定するといずれのケースもせん断破壊せず、相応の軸圧縮力が作用していたと推定される。
- 軸力0としたNSW1は曲げが卓越する挙動を示した

が、軸力比0.15に相当する軸圧縮力を受けるNSW2では試験区間に対角に発生したせん断ひび割れによる損傷が顕著となり、実被害と同様の損傷が再現できた。

- NSW1の最大耐力は文献3)の曲げ耐力式で安全側に精度良く評価できた。一方、NSW2の最大耐力は壁横筋が降伏するとした文献3)のせん断耐力評価式の計算値を約1割下回り、実験で最大耐力時に壁横筋が全て降伏しなかったことが原因と考えられる。
- 最大ひび割れ幅の値については、ピーク変形時、除荷時ともに2体で大きな差は見られなかった。残留ひび割れ幅に基づく損傷度は、両試験体とも $R=1/200\text{rad}$ サイクルで損傷度 II、 $R=1/100\text{rad}$ サイクルで損傷度 IV であった。

なお、本実験では除荷時の損傷状況(ひび割れ幅・長さ、コンクリート剥落面積)に関する実験データを取得しており、それらを取りまとめた結果については稿を改めて紹介する予定である。

謝辞

本研究は建築研究所の研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」及び東京工業大学応用セラミックス研究所共同利用研究により実施した。本研究の遂行にあたり、東京工業大学・河野進教授、渡邊秀和助教をはじめ、河野研究室、篠原研究室の方々には多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 国土技術政策総合研究所、建築研究所：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告、国土技術政策総合研究所資料第674号、建築研究資料第136号、2012.3
- 小塩友斗、Thandar Oo、真田靖士、崔琥：東北地方太平洋沖地震により非構造壁が損傷したSRC建物の現地調査結果と地震応答の解析的分析、コンクリート工学年次論文集、Vol.35, No.2, pp.853-858, 2013
- 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書、2007
- 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、1999
- 水谷浩、市之瀬敏勝、大石照美、加藤三晴：壁筋端部ディテールがRC壁のせん断強度に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17, No.2, pp.523-528, 1995
- 日本建築防災協会：再使用の可能性を判定し、復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、2001.9