

RC 造非耐力壁の地震後の損傷に関する実大試験体実験

国際地震工学センター 主任研究員 谷 昌典

構造研究グループ 主任研究員 向井 智久

I はじめに

東北地方太平洋沖地震では、設計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。その中には、構造体の損傷に比べて、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取り壊された事例も存在した。この背景には、非耐力壁の損傷に関する情報が現状では極めて少ないことが挙げられる。そこで、本研究では、非耐力壁のうち方立壁に着目し、残留ひび割れの幅や長さなどの地震後の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、実大試験体に対して載荷実験を行った。

II 実験概要

本実験の試験体は、実建築物の方立壁を模擬した実大試験体 4 体で、実験変数は軸力有無、壁横筋配筋、せん断スパンとした。表 1 に試験体概要を、図 1 に試験体図をそれぞれ示す。NSW1 及び NSW2 は既存建築物の方立壁を想定した試験体で、NSW1 には軸力 0kN、NSW2 には地震時の周辺架構による拘束を考慮した軸圧縮力 458kN（全断面積に対する軸力比 0.15 相当）をそれぞれ作用させた。NSW3 及び NSW4 は新築建築物の方立壁を想定し、構造性能向上及び損傷低減を目的として壁横筋の配筋を改善（鉄筋量 2 倍、180 度フック定着）したもので、NSW4 ではせん断スパン比を 2 倍とした。

載荷は各試験体所定の軸力を一定に保持するとともに、NSW1~NSW3 では上下スタブの平行を保持し、NSW4 では反曲点を壁頭位置に制御しながら水平力を与えた。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。水平加力は正負交番繰返し漸増載荷とし、 $R=\pm 1/800\text{rad}$ で 1 回、 $R=\pm 1/400\text{rad}$ 、 $\pm 1/200\text{rad}$ 、 $\pm 1/133\text{rad}$ 、 $\pm 1/100\text{rad}$ 、 $\pm 1/67\text{rad}$ 、 $\pm 1/50\text{rad}$ で 2 回ずつ（耐力低下が確認されたサイクルでは 5 回）繰り返した。

本実験では、試験体の正面と両側面の 3 面（壁脚と壁頭のスタブから 10.5mm の領域は除外）で、ひび割れ幅及び長さ、

コンクリート剥離面積を対象に損傷量計測を実施した。計測方法の詳細については既発表の学術論文等を参照されたい。

III 実験結果

(1) 履歴性状及び破壊性状

各試験体のせん断力-部材角関係を図 2 に、負側最大耐力時サイクル除荷時における残留ひび割れ図を図 3 にそれぞれ示す。図 2 中に、●、▲、◆点でそれぞれ開口補強筋、壁縦

表 1 試験体概要

試験体名	NSW1	NSW2	NSW3	NSW4
壁厚(mm)	120			
壁長さ(mm)	1050			
壁高さ(mm)	2100			
せん断スパン(mm)	1050		2100	
開口補強筋	2-D13 (SD345, $\sigma_s=360\text{N/mm}^2$)			
壁縦筋	D10@250 (SD295A, $\sigma_s=347\text{N/mm}^2$)			
壁横筋	D10@250 (SD295A, $\sigma_s=347\text{N/mm}^2, p_{\text{eff}}=0.24\%$)		D10@125 (SD295A, $\sigma_s=347\text{N/mm}^2, p_{\text{eff}}=0.48\%$)	
σ_b (N/mm ²)	24.2			
軸力(kN)	0	458		

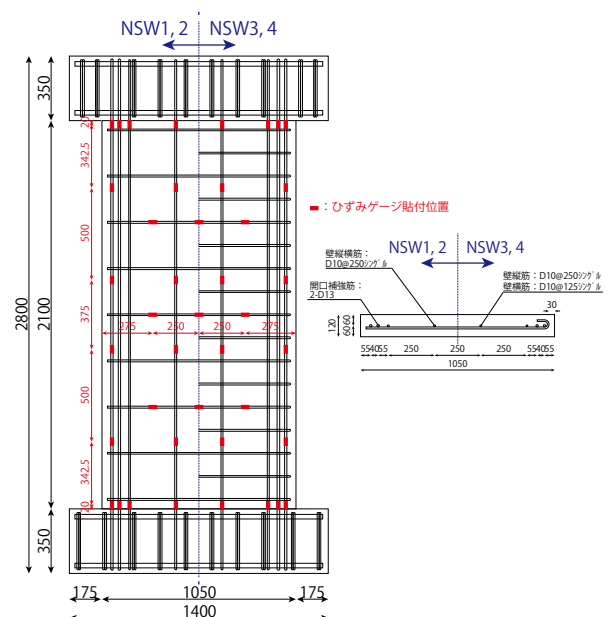


図 1 試験体図 (unit:mm)

筋及び壁横筋の降伏点を、■点で最大耐力点をそれぞれ示す。また、図2中の破線及び一点鎖線はそれぞれ曲げ耐力計算値 Q_{mu} 及びせん断耐力計算値 Q_{su} であり、NSW2 はせん断破壊、他の3体は曲げ破壊する設計である。いずれの試験体も $R=1/400rad$ 又は $1/200rad$ サイクルで開口補強筋及び壁縦筋が降伏しており、曲げ降伏が先行したとみられる。

NSW1 では大変形時まで大きな耐力低下は見られず、最終的には壁頭側の曲げせん断ひび割れ及び曲げひび割れの広がり及びずれが顕著となったものの、全体的には曲げ挙動が卓越した。一方で、軸圧縮力を与えた NSW2 では $R=1/200rad$ サイクルで試験区間を対角に結ぶせん断ひび割れが発生し、荷が進むにつれて、この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。曲げ降伏後のせん断破壊ではあるが、NSW1 と異なり、せん断が卓越する実被害に近い破壊性状を示した。壁横筋配筋を改善した NSW3 では、NSW2 と同様の対角せん断ひび割れが発生したものの、その後、対角ひび割れは NSW2 ほど進展せず、壁頭部の曲げせん断ひび割れのずれにより急激に耐力低下した。NSW2 と比較して、壁横筋量の増大とフック定着によって最大耐力と変形性能の若干の向上が確認できた。NSW4 では、片持ち形式で入力せん断力が NSW3 に比べて半減したため壁脚部における曲げ圧縮破壊となり、高い変形性能を示した。

(2) 損傷量計測結果

損傷量計測結果の一例として、計測対象の3面全体における単位面積あたりの残留ひび割れ長さと経験最大部材角の関係を図4に示す。図中、残留ひび割れ幅 W_r で分類 (0.2mm 未満, 0.2~1.0mm 未満, 1.0~2.0mm 未満, 2.0~5.0mm 未満, 5.0mm 以上) して示す。図より、ひび割れの総延長は全試験体で変形の増大に伴って単調に増加したが、内訳は試験体間で差が見られた。NSW1 のみ $R=1/400rad$ サイクル以降で $W_r < 0.2mm$ のひび割れが減少し、 $W_r \geq 0.2mm$ のひび割れが増加した。なお、壁横筋量を増大してフック定着とした2体について、総延長は NSW4 で NSW1 及び NSW2 の 1/3 程度まで低減されたのに対して、NSW3 では大差は無かったものの、図4の通り、その大半が 0.2mm 未満であったことから、配筋による損傷抑制効果が確認できた。

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」により実施した。

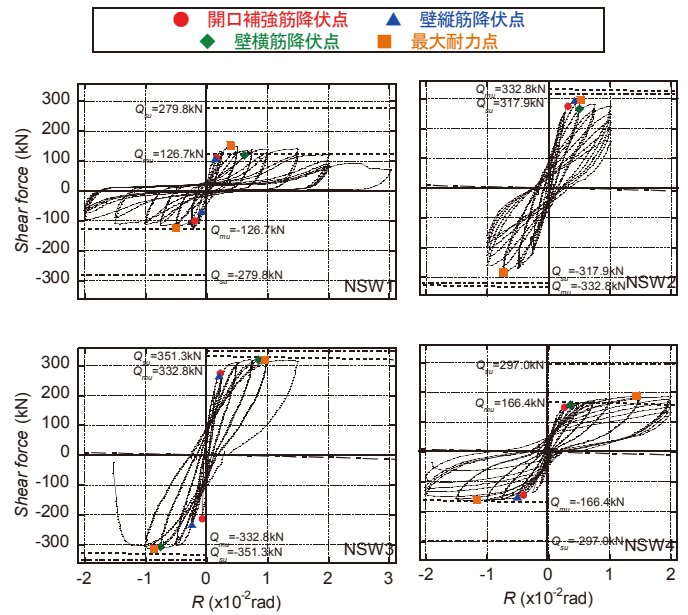


図2 せん断力一部材角関係

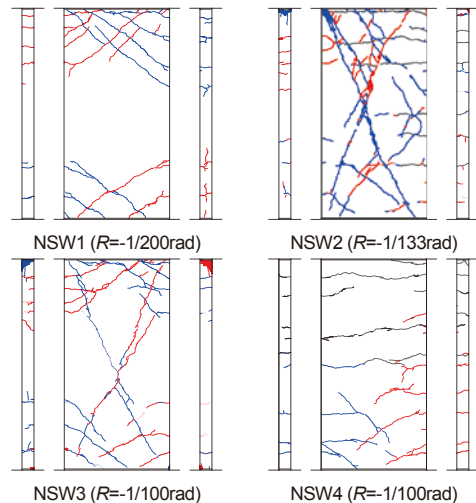


図3 残留ひび割れ図 (除荷時)

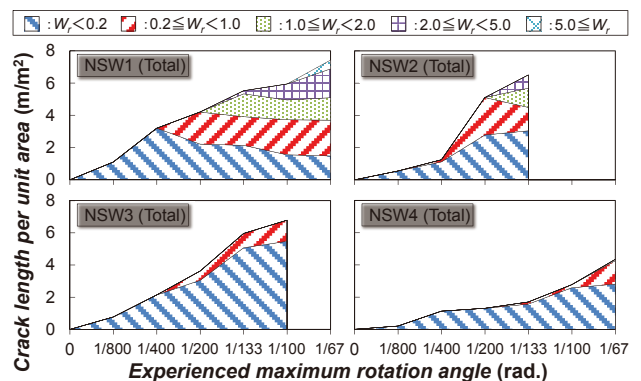


図4 ひび割れ幅別のひび割れ長さの推移