

論文 軸力と断面端部の拘束状態が枠柱無耐震壁の曲げ終局時変形性能に及ぼす影響

戸谷 航大^{*1}・小倉 昌也^{*2}・谷 昌典^{*3}・河野 進^{*4}

要旨：2010年版RC規準の耐震壁付帯ラーメンの断面形状に関する条件緩和を受けて、設計が可能となった枠柱無耐震壁の曲げ終局時変形性能を把握する目的で軸力、壁端部の拘束領域範囲を実験変数とした耐震壁試験体3体の静的繰返し載荷実験を行った。何れの試験体も引張鉄筋降伏後、壁脚部が圧壊し急激に耐力が低下した。終局時の圧壊は壁端部拘束領域全範囲に及び、高軸力の試験体ではコアコンクリートの高圧縮領域が広がる傾向が認められた。断面解析により、塑性ヒンジ領域を壁厚の5倍とし、拘束コンクリートの終局ひずみを拘束筋ひずみが0.5%に達した点とすると、曲げ終局時変形角の曲げ成分を概ね評価できた。

キーワード：枠柱無耐震壁、耐震性能、軸力比、拘束筋、拘束コンクリート、曲げ終局時変形性能

1. 研究の背景と目的

日本建築学会の1999年版「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(以後RC規準)では、耐震壁の「付帯ラーメンの断面は、軸方向力および曲げモーメントに対して十分安全であるように算定する。」として、付帯ラーメンの断面形状に関する推奨条件が示されていた。2010年版RC規準¹⁾では、付帯する柱断面の規定が緩和され、壁端部の柱型拘束域が軸力負担・壁板拘束などの役割を果たせば枠柱を設ける必要は無くなった。しかし、2010年チリ・マウレ地震²⁾では、枠柱が無い連層耐震壁が曲げにより大きな損傷を受けた。軸力比など設計条件が異なるものの、耐震壁の安全性と断面端部の圧縮抵抗領域の問題は未解決である。

そこで、耐震壁の軸力、および壁端部拘束筋の拘束状態が枠柱のない連層耐震壁の曲げ終局時変形性能に与える影響の把握を目的とし、縮尺40%の曲げ破壊型RC造連層耐震壁モデル3体の静的載荷実験を行った。さらに、平面保持を仮定した解析を行い、実験で得られた荷重-変形角関係や曲げ終局時変形角の予測法の妥当性を検証した。また、乾燥収縮は、ひび割れ強度、最大強度、曲げ終局時変形角等に影響を与える重要な要因であると考えられる。しかし、その影響は本実験では定量化することができなかったため、ここでは議論の対象としない。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は中低層RC造建物の低層部3層を想定した耐震壁MC, SC, HNの3体である。図-1に試験体概要を示す。図-1(a)の試験区間1700mm内の寸法は各領域

の曲げ、せん断変形計測用の変位計を設置した区間である。基礎スタブ上面より0~600mm区間をZ1, 600~1200mm区間をZ2, 1200~1650mm区間をZ3と称す。試験体は幅1750mm, 厚み120mmの壁板と上下のスタブからなっている。ただし、断面端部領域で枠柱と同じように壁板を拘束する目的で、壁板より多量の縦筋とコアを保持する帯筋を配した領域を設けた。縦筋を拘束領域の主筋、帯筋を拘束筋と呼ぶ。全試験体で、拘束領域の主筋にはD10(SD295A)、壁縦横筋と拘束筋にはD4(SD295A)を用いた。実験変数は壁端部拘束筋の拘束領域範囲と軸力比である。SCは拘束領域範囲がMCの半分である。ただし、拘束筋コア体積比 ρ_{wh} をMCと近い値にするため、拘束筋ピッチをそれぞれ40mmと80mmとした。HNは軸力比がMCの2倍となっており、断面解析による曲げ終局時変形角をMCと近い値にするため、拘束筋コア体積比 ρ_{wh} を調整した。軸力はMC, SCが600kN, HNが1200kNで一定軸力とした。表-1, 表-2に使用材料の力学特性、表-3に試験体の形状と配筋状況を示す。後述の4章に示す手法から求めた曲げ終局時変形角が、それぞれ1.26%(MC), 1.14%(SC), 0.94%(HN)となる。また、曲げ降伏後に曲げ圧壊が生じるよう、せん断強度の算定に2010年版RC規準(解19.9)¹⁾を用いたせん断余裕度が1.05を上回るようにした。

2.2 載荷概要

載荷装置を図-2に示す。加力方向は南が正方向、北が負方向である。水平力は1000kNジャッキ2本、軸力は2000kNジャッキ1本により与えた。ただし、2本の水平ジャッキは同方向に同荷重となるように制御した。載荷は反曲点である載荷梁中心(壁脚部より2400mmの高

*1 鹿島建設(株) (正会員)

*2 東京工業大学大学院 総合理工学研究科 環境理工学創造専攻 (学生会員)

*3 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ研究員 博士(工学) (正会員)

*4 東京工業大学 応用セラミックス研究所 教授 Ph. D. (正会員)

さ)における水平変位を同高さで除した変形角(以後 R と称す)により制御した。水平力は静的正負交番繰返し漸増载荷とし、R=0.05%, 0.1%, 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%, 1.5%, 2.0%で2回づつ繰り返した。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

図-3に各試験体の最大耐力を迎えたサイクル終了時のひび割れ状況を示す。図は左から北側面, 西正面, 南側面である。また, 赤い線は正载荷, 青い線は負载荷時のひび割れを示している。

MC: R=0.05%サイクルで, 曲げひび割れ, 及び曲げせん断ひび割れが壁板の引張縁に生じた。その後, R=0.5%サイクルで拘束領域主筋の圧縮・引張降伏が確認され, 同時に壁板脚部に鉛直方向の圧縮ひび割れが生じ, かぶりが剥離した。R=0.75%サイクルで最大耐力に達した後, 圧縮縁かぶりの剥離が進展し, R=1.0%サイクルにスタブ上面から高さ13cm位置で拘束領域主筋の座屈が確認された。R=+1.5%サイクル2回目で圧縮側拘束領域全体が高さ約30cmまで圧壊し, 急激な耐力低下が生じた。その後も軸力を保持していたために载荷を続けた所, 圧壊が進展し, R=-1.5%サイクル2回目で軸力を保持できなくなり载荷を終了した。この時, 拘束領域主筋の破断が確認された。また, カバーコンクリートの剥離は拘束領域全範囲に及んだ。

SC: R=0.05%サイクルで, 曲げひび割れ及び曲げせん断ひび割れが壁板の引張縁に生じた。R=0.25%サイクルで拘束領域主筋の圧縮降伏, R=0.5%サイクルで引張降伏が確認された。その後, R=0.75%サイクルで壁板脚部に圧縮ひび割れが生じ, かぶり剥離が認められた。R=1.5%サイクル1回目で最大耐力を記録し, 2回目で壁板圧縮縁かぶりの剥離が進展し, 拘束領域主筋の座屈が確認された。R=+2.0%に向かう途中でスタブ上面から30cmまで圧壊した時に急激な耐力低下が生じた。その後は負側に载荷を続けた所, 負側でも圧縮側脚部が高さ20cmまで圧壊し, R=-2.0%1回目で载荷を終了した。

HN: R=0.1%サイクルで曲げひび割れ, 及び曲げせん断ひび割れが壁板の引張縁に生じた。R=0.25%サイクルで高さ1200mmの位置まで早期に曲げせん断ひび割れが生じ, 圧縮側脚部に圧縮ひび割れを確認した。R=0.5%サイクルで, 拘束領域主筋の圧縮・引張降伏が確認され, 圧縮側壁板脚部のかぶりが剥離し始め, R=0.75%サイクルで最大耐力を迎えた。その後, R=1.5%サイクルで拘束領域主筋の座屈を確認した。R=1.5%サイクルの2回目, 負側で耐力低下が起き, 圧縮側脚部高さ30cm位置まで圧壊した。何れも脚部の圧壊が原因となり急激な耐力低下を生じた。拘束領域全範囲での圧壊が広範囲に及び,

残りの部分がせん断破壊した。

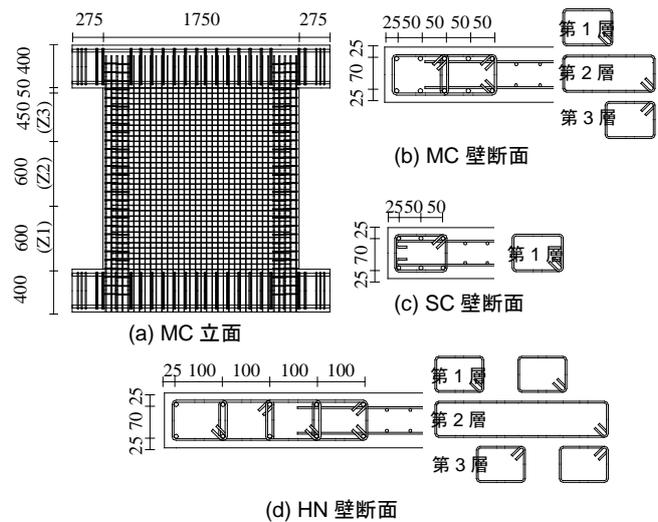


図-1 試験体概要

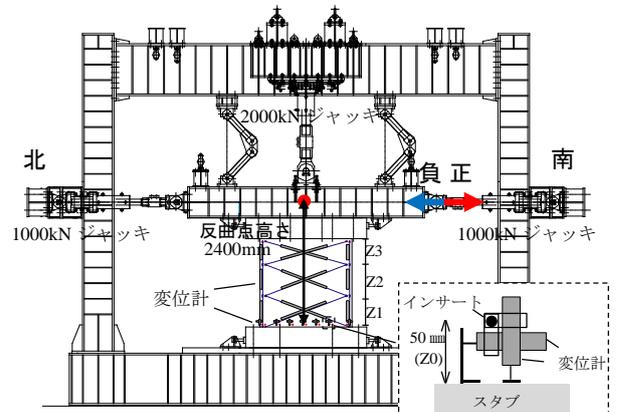


図-2 载荷装置

表-1 コンクリートの力学特性

試験体	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	割裂引張強度 (MPa)
MC	27.5	29.5	2.24
SC	29.6	33.0	2.60
HN	27.8	31.0	2.52

表-2 鉄筋の力学特性

鉄筋	ヤング係数(GPa)	降伏強度(MPa)	引張強度(MPa)
D4	190	395	524
D10	196	385	524
D25	191	365	554

表-3 試験体形状及び配筋状況

試験体	壁板の形状 D×h×t (mm)	拘束領域			壁板 壁縦横筋 (p _w)	軸力 (軸力比) ^{*3}
		寸法(mm) (X _n /a) ^{*1}	主筋 (p _g)	横補筋 (ρ _{wh}) ^{*2}		
MC	1750 ×	84×214 (1.54)	10-D10 (2.56%)	4-D4@80 (1.36%)	2-D4@50 (0.47%)	600kN (0.39/0.1)
SC	1700 ×	84×114 (3.15)	6-D10 (2.70%)	2-D4@40 (1.46%)	2-D4@50 (0.47%)	600kN (0.64/0.1)
HN	120	84×414 (1.17)	10-D10 (1.38%)	4-D4@40 (2.61%)	2-D4@50 (0.47%)	1200kN (0.42/0.2)

*1: a: 圧縮縁から拘束領域端部までの距離 X_n: 曲げ終局時中立軸深さ
*2: 拘束筋のコア体積比 *3: 端部拘束域のみ/壁と拘束域の全面積

3.2 水平荷重-変形角関係と曲げ終局時変形角

水平荷重 Q -変形角 R 関係を図-4 に示す。荷重は P - δ 効果を考慮した修正値を用いた。また、曲げひび割れ発生時、主筋引張降伏時、最大耐力時の水平荷重と変形角、曲げ終局時変形角を最終ページの表-4 に示す。ただし、実験での曲げ終局時変形角は、最大耐力の 80% まで水平荷重が低下した変形角と定義する。全試験体を通じて、主筋引張降伏経験後に剛性が低下して最大耐力に達し、MC、HN は水平荷重が大きく低下することなく変形が進展し、SC は変形があまり進展せず、3 体とも最終的に脚部の圧壊により急激に水平荷重が低下した。試験体毎の実験での曲げ終局時変形角 $expR_u$ は、SC と MC では、拘束筋コア体積比はほぼ同じで、SC の方が拘束領域は小さいが、曲げ終局時変形角が大きくなった。これは、壁端部拘束筋ピッチを 40mm と細かく配筋していることが影響したためと考えられる。MC と HN では、HN の方が壁端部拘束筋ピッチが 40mm と細かく、拘束筋コア体積比も大きい、2 倍の軸力比が影響し、曲げ終局時変形角に大きな差異はみられなかった。なお、以降の考察においては実験での曲げ終局時変形角は正方向載荷での値を用いる。

3.3 変形成分

試験体を高さ方向に Z1~Z3 (図-1(a)参照) と区分して取り付けた変位計 (図-2 参照) から変形角 R に占める各領域の曲げ変形成分とせん断変形成分を算出した。また、基礎スタブ上面から高さ 50mm までの鉛直変位と水平変位を計測し、壁脚剛体回転による反曲点位置での水平変位を主筋の抜け出しによる水平変形 (Z0 曲げ)、計測した水平変位の平均をすべりによる水平変形 (Z0 せん断) として求めた。ただし、高さ 50mm は、脚部コンクリートの損傷を避けつつ、測定区間が最も短くなるようにした値である。各サイクルピークでの全体変形に対する各変形成分の割合を図-5 に示す。「Z0 曲げ」は試験体脚部の主筋抜け出しによる変形、「Z1 曲げ」は Z1 領域曲げ変形より抜け出し変形成分「Z0 曲げ」を除外したものである。同様に「Z0 せん断」は試験体脚部のすべりによる変形、「Z1 せん断」は Z1 領域せん断変形よりすべり変形成分「Z0 せん断」を除外したものである。全試験体を通じて、曲げ変形の割合が 60~80% と支配的となる傾向が見られた。領域別では、Z1 領域の曲げ成分、せん断成分により全体の 50~70% が占められており、大きなモーメントが作用する脚部に変形が集中したことがわかった。その中でも抜け出し変形 (Z0 曲げ) の割合は全体の最大 20~30% を占めており、すべり変形 (Z0 せん断) の割合は全体の 2~5% を占めていた。

3.4 抜け出し変位分布

各試験体の基礎スタブ上面から高さ 50mm までの鉛直

変位を水平方向に 7 点 (図-2 参照) で計測を行い、図-6 に各点の主筋の抜け出し変位分布を示す。赤い点線と○印の点は曲げ終局時中立軸深さ位置を示しており、点線は 4 章の断面解析方法により求めた計算値、○印の点は $R=1.5\%$ 時の実験値を示す。黒い点線は拘束領域端部位置を示す。グラフは各サイクルの正載荷 1 回目ピーク変形

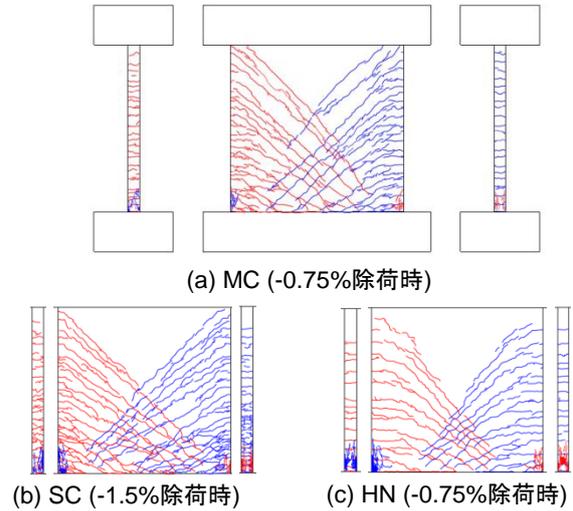


図-3 ひび割れ状況(最大耐力時)

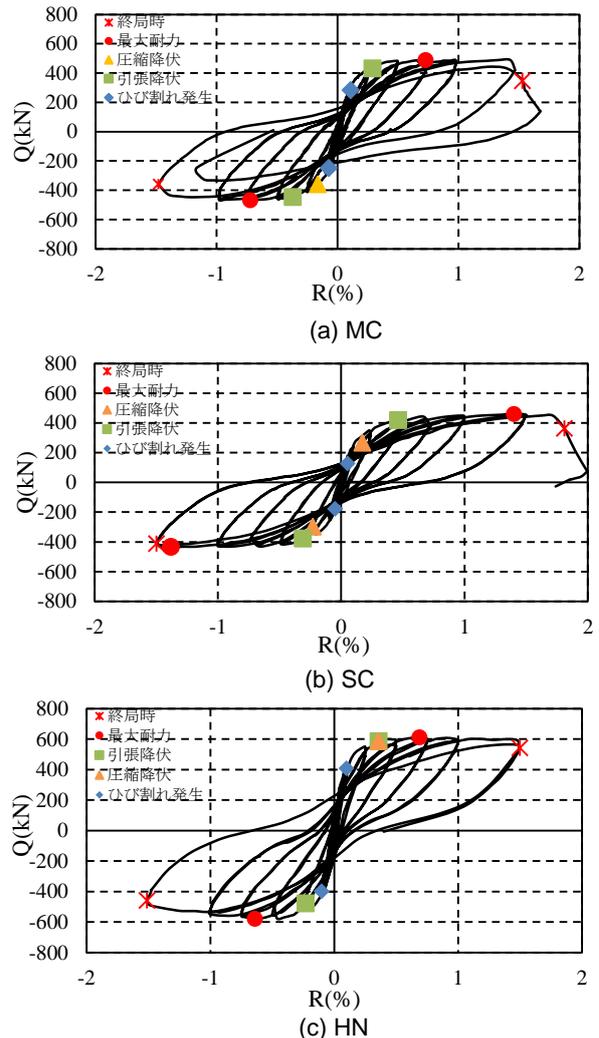


図-4 水平荷重-変形角関係

時における、試験体中心から各点までの距離と抜け出し変位の関係を示している。同じ変形角における抜け出し変位は、MC と比べ、壁端部拘束領域の小さな SC は大きく、軸力比の大きい HN は小さい値を示した。また、SC, MC は壁端部拘束筋により引張側端部での変形が抑制されている。HN は引張側 2 点が拘束領域内に位置し、変形が抑制されている。曲げ終局時中立軸深さの計算値と実験値の比較を行うと、各試験体とも概ね計算値と実験値が一致した。ただし、壁端部拘束筋ピッチが 40mm と細かい SC, HN は解析値よりも中立軸深さが小さいという結果となった。また、SC は実験値の中立軸深さが圧縮縁から拘束領域端部までの距離の 2.5 倍で、圧縮領域が拘束領域の外側まで広がっていた。

3.5 拘束筋のひずみ性状

(a) 拘束筋ひずみの水平方向分布

図-7 に基礎スタブ上面から高さ 80mm における拘束筋ひずみの水平方向分布を示す。グラフは各サイクルの正載荷 1 回目ピーク変形時における、試験体中心からの距離と、拘束筋ひずみの関係を示している。全体として変形角の増大と共に拘束筋ひずみは増え、圧縮端部に近いほど大きい。今回の実験で、拘束筋の壁厚方向ひずみが降伏ひずみ（この計算では、引張試験時降伏ひずみ 0.446% を用いず、降伏強度をヤング係数で除したひずみ 0.202% を用いた。）を超える領域を高応力領域と定義すると、MC は、 $R=0.75\%$ で圧縮縁から $X=830\text{mm}$ まで、 $R=1.0\%$ で $X=780\text{mm}$ まで、 $R=1.5\%$ で $X=670\text{mm}$ 位置までが高応力領域であると確認された。SC は $R=1.0\%$ で圧縮縁から $X=800\text{mm}$ まで、 $R=1.5\%$ で拘束筋端部 $X=750\text{mm}$ 位置までが高応力領域であることが確認された。HN は、 $R=0.75\%$ で圧縮縁から $X=730\text{mm}$ まで、 $R=1.0\%$ で $X=680\text{mm}$ 、 $R=1.5\%$ で $X=560\text{mm}$ 位置までが高応力領域であると確認された。全試験体共、変形角毎に損傷が進展し、 $R=1.0\% \sim 1.5\%$ での高応力領域の拡がりが増加した。HN は早期に $R=0.5\%$ から高応力領域が発生し、他と比べ軸力の増大により拘束領域内側まで広がった。また、MC, HN は実験値の圧縮領域長さが拘束領域内に収まり、解析から考えられる圧縮領域と比較を行うと、小さかった。

(b) 拘束筋ひずみの鉛直方向分布

図-8 に圧縮縁から 18mm における最外縁位置拘束筋ひずみの鉛直方向分布を示す。グラフは正載荷時の各変形角における基礎スタブからの距離と、拘束筋ひずみの関係を示している。全体的に脚部からの高さが低いほど、ひずみが大きかった。MC は $R=0.75\%$ で基礎スタブから高さ 130mm まで、 $R=1.0\%$ 、 $R=1.5\%$ で 240mm 位置までが高応力領域であると確認された。MC は $R=1.0\%$ で基礎スタブから高さ 180mm まで、 $R=1.5\%$ で 240mm 位置までが高応力領域であると確認された。鉛直方向では同位置

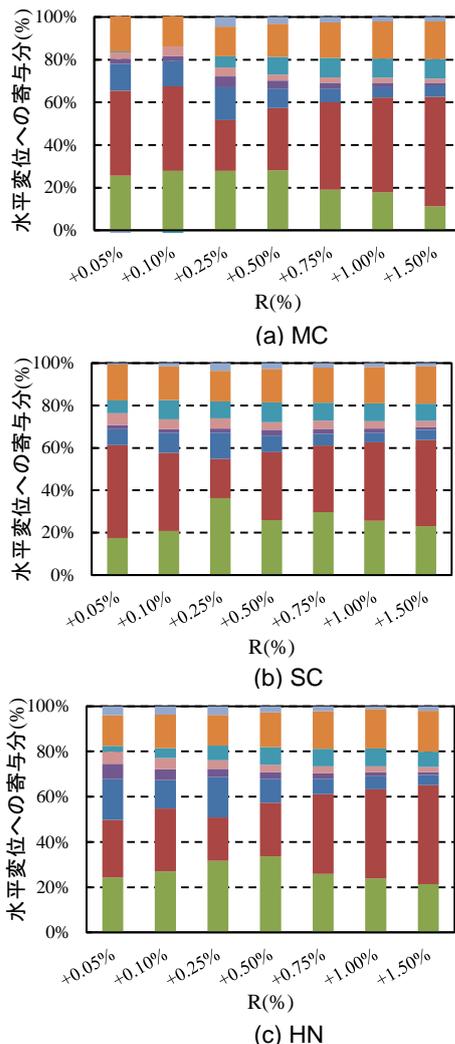


図-5 Rに占める各領域の変形成分

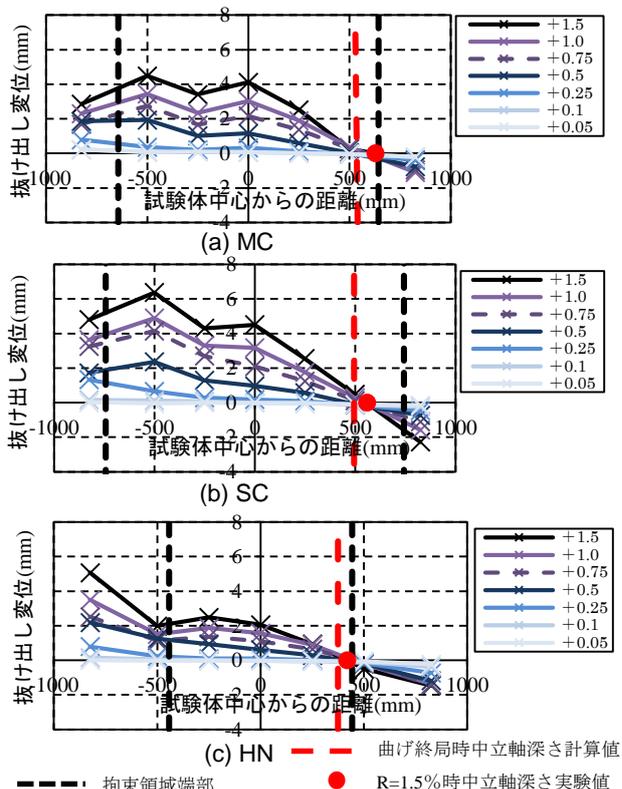


図-6 試験体抜け出し変位分布

でコンクリートの損傷が激しかったと考えられる。HNは、 $R=0.5\%$ で基礎スタブから高さ80mmまで、 $R=0.75\%$ で230mmまで、 $R=1.0\%$ 、 $R=1.5\%$ で280mm位置までが高応力領域であり、軸力の増大により、他に比べ高い位置まで、高応力領域の拡がりを確認した。

4. 断面解析

4.1 解析方法

試験体の曲げ変形が支配的であったため、平面保持を仮定した断面解析によって、水平荷重と曲げ変形角の関係を予測した。鉄筋要素は拘束領域主筋と縦筋位置に、コンクリート要素は試験体断面を長辺方向に175分割した重心位置に対応する面積を与えた。図-9にコンクリートモデルを示す。コンクリートは、拘束領域のカバー部分と壁板部の無拘束領域には強度上昇域がPopovicsモデル⁴⁾、下降域が直線となるモデルを、拘束領域は孫・崎野モデル⁵⁾を用いた。図-9中の◆印は、Mander⁶⁾による図-10(1)式で求めた終局ひずみ ϵ_{cu} に達した点である。ここで鉄筋破断時ひずみ ϵ_{sm} は、実験での拘束筋ひずみの最大値である0.5%を採用した。鉄筋は完全弾塑性のバイリニア型とした。変形を弾性変形 δ_e と塑性変形 δ_p に分けて図-10の(2)式と(3)式を用いて計算し、(4)式で足し合わせるにより断面解析によって得られた曲率 ϕ を変形角 R に変換した。図-10に仮定した曲率分布を示す。この時に塑性変形が生じている範囲を塑性ヒンジ領域とし、脚部より高さ l_p までの範囲とした。今回は l_p を変数と考え、壁厚 $t:120\text{mm}$ の n 倍として考察を行った。実験でSC、MCは主筋が高さ875mm(約7t)、HNは440mm(約4t)まで、降伏していることが貼付したひずみゲージより判明している。また、取り付けた変位計から求めたZ1~Z3領域での曲率分布の中でZ1領域0~600mm(約5t)が大きな曲率となったため、塑性ヒンジ領域は4~7t程度であると考えられる。

4.2 各事象の水平荷重、変形角の比較

表-4に曲げひび割れ強度 Q_c 、引張鉄筋降伏強度 Q_y 、最大強度 Q_{max} 及び曲げ終局時変形角 R_{uf} の比較を示す。 $expQ$ 、 $expR$ が実験値であり、 $calQ$ 、 $calR$ が計算値である。ただし、 $calQ_c$ のみ鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説(付7.1)式⁷⁾の計算値とする。ここで、鉄筋降伏は引張側最外縁主筋が初めて引張降伏を経験した点と定義する。 R_{uf} は終局時変形角の曲げ変形成分を示しており、解析での終局変形角 $calR_{uf}$ は、長辺が断面解析上の圧縮縁から中立軸深さまでの長さ、短辺が拘束領域厚みである長方形の断面積を同じ断面積の正方形に置換した場合の重心位置がコンクリート終局ひずみ ϵ_{cu} に達する変形角として定義する。ここで解析が曲げ変形のみを考慮しているため、 $expR_{uf}$ は3.3節で分離した変形成分

のうちZ0、Z1~Z3の曲げ変形成分を足し合わせた曲げのみの変形角を用いた。 η は実験値/計算値を示しており、精度の指標とする。最大耐力は何れの試験体も概ね評価できたが、HNのみ大きめに評価した。曲げ終局時変形角曲げ成分 R_{uf} を考慮するにあたり、塑性ヒンジ領域高さ l_p を5t、拘束筋破断時ひずみを0.5%と決めた。これは、 R_{uf} 予測が過大評価とならないように、全試験体の η_{uf} 最小値が1.0となる値として求めた。その結果、全試験体を通して η_{uf} が0.99~1.39で概ね評価できた。SCとHNでは R_{uf} を小さめに評価したが、これは壁端部拘束筋を40mmピッチで配筋している分、コンクリートに対する拘束効果が使用したモデルよりも大きく発揮された可能性が考えられる。

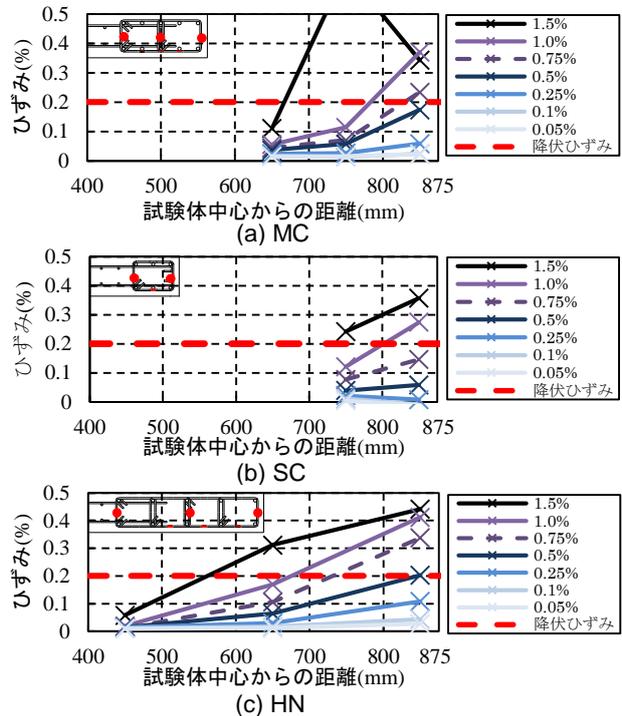


図-7 壁脚部における拘束筋ひずみの水平方向分布

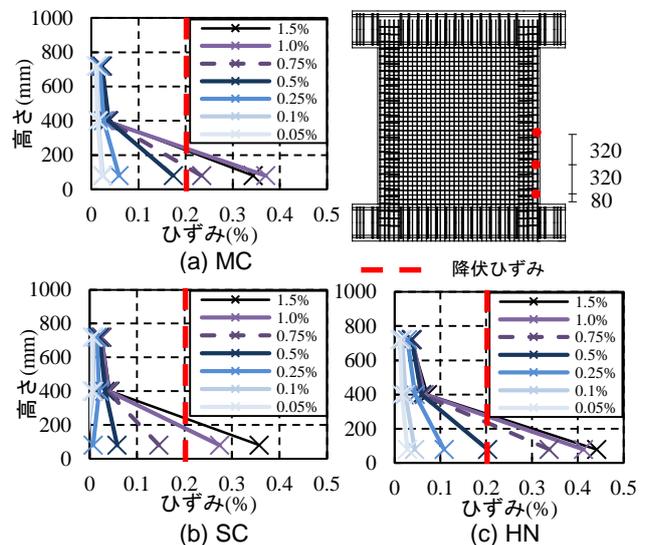


図-8 最外縁拘束筋ひずみの鉛直方向分布

表-4 各事象における水平荷重及び変形角

事象	曲げひび割れ				鉄筋降伏				最大耐力				終局時変形角					
	expQ _c	expR _c	calQ _c	η _c	expQ _y	expR _y	calQ _y	η _y	expQ _{max}	expR _{max}	calQ _{max}	η _{max}	expR _u	expR _{uf}	calR _{uf}	η _u	η _{uf}	
	(kN)	(%)	(kN)	-	(kN)	(%)	(kN)	-	(kN)	(%)	(kN)	-	(%)	(%)	(%)	-	-	
(1)	(2)	(3)	(1)/(3)	(4)	(5)	(6)	(4)/(6)	(7)	(8)	(9)	(7)/(9)	(10)	(11)	(12)	(10)/(12)	(11)/(12)		
MC	正	284	0.11	148	1.91	444	0.30	397	1.12	490	0.73	438	1.12	1.53	1.25	1.26	1.22	0.99
	負	-247	-0.07		1.66	-445	0.37		1.12	-467	0.72		1.07	-1.48	-1.25		1.18	1.00
SC	正	126	0.05	151	0.84	420	0.46	348	1.21	461	1.40	393	1.17	1.81	1.58	1.14	1.59	1.39
	負	-178	-0.05		1.18	-288	0.19		0.83	-434	1.38		1.10	-1.50	-1.22		1.28	1.07
HN	正	407	0.10	222	1.84	586	0.36	593	0.99	611	0.69	646	0.95	1.50	1.29	0.94	1.60	1.37
	負	-398	-0.10		1.80	-477	0.23		0.80	-579	0.64		0.90	-1.51	-1.33		1.61	1.42

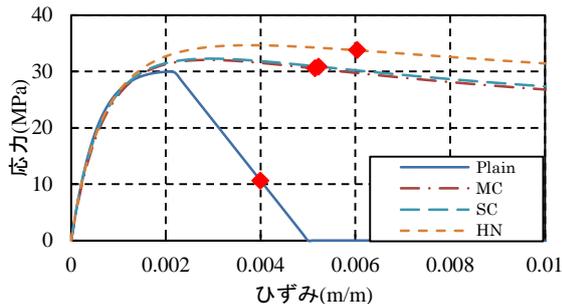


図-9 コンクリートモデル

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm} / f'_{cc} \quad (1)$$

- ρ_s : 拘束鉄筋体積比
- f_{yh} : 拘束鉄筋降伏強度
- ε_{sm} : 鉄筋の破断時ひずみ, 0.5%と仮定
- f'_{cc} 拘束コンクリート圧縮強度

$$\delta_e = \frac{QH^3}{3EI} \quad (2)$$

$$\delta_p = \frac{1}{2} \phi(l_p)^2 + \phi(l_p)(H - l_p) \quad (3)$$

$$R_{uf}(\%) = \frac{\delta_e + \delta_p}{H} \times 100 \quad (4)$$

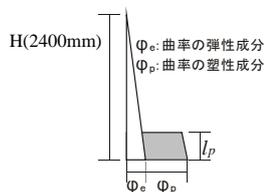


図-10 変形の考え

5. 結論

中低層 RC 造建物の低層部 3 層を想定した耐震壁 3 体の載荷実験を行い、復元力特性や損傷の進展を把握した。また、断面解析による曲げ解析を行い、荷重-変形角関係や曲げ終局時変形角を追跡できるか検証した。その結果、以下の結論が得られた。

- 壁端部拘束筋は、同じ拘束筋コア体積比なら、たとえ拘束領域が半分となっても、40mm ピッチで配筋されている方が曲げ終局時変形角は大きい値を示した。
- 実験上の曲げ終局時中立軸深さ付近まで拘束している試験体と比べ、中立軸深さが圧縮縁から拘束領域端部までの距離の 2.5 倍の試験体は、最大耐力以降、変形があまり伸びずに曲げ終局時変形角に達した。
- 圧縮側脚部の拘束筋の壁厚方向ひずみが降伏ひずみを超える高応力領域は、軸力の増大と変形の進展に伴い、鉛直方向、水平方向ともに拡がっていた。

- 断面解析を用いて実験結果を予測した結果、曲げ終局時変形角曲げ成分は、塑性ヒンジ領域を壁厚の 5 倍とし、拘束コンクリートの終局ひずみを拘束筋ひずみが 0.5%に達した点とした際に概ね評価できた。壁端部拘束筋が 40mm ピッチの試験体については、小さめに曲げ終局時変形角曲げ成分を評価した。

謝辞

本研究の一部は、国土交通省平成 24 年度「建築基準整備促進補助金事業」プログラムによるものです。また、東京工業大学・林 静雄教授、篠原 保二准教授、京都大学・西山 峰広教授、坂下 雅信助教、(独)建築研究所・福山 洋氏、国土技術政策総合研究所・諏訪田 晴彦氏には技術的助言を頂きました、ここに謝意を表します。

参考文献

- 日本建築学会：「壁部材の算定」、『鉄筋コンクリート構造計算規準・解説』, pp. 319,319-322, 2010.
- 谷 昌典ほか：2010 年 2 月 27 日チリ・マウレ地震における被災建物について(その 1~その 5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp901~916, 2011
- 日本建築学会：「曲げと軸力に対する設計」, 『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』, pp. 126-131, 1999.
- Popovics, S. : A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete, Cement Concrete Research, No. 3, pp. 583-599, 1973.
- 孫玉平, 崎野健治：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善に関する実験的研究, JCI 年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.719-724, 1993.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. : Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, August 1988, pp. 1827-1849.
- 日本建築学会：「耐震壁部材の性能評価指針」, 『鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説』, pp. 195, 2004.