

論文 枠柱と端部拘束筋量が耐震壁の曲げ終局変形性能に及ぼす影響

阪本 康平*1・坂下 雅信*2・河野 進*3・谷 昌典*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、地震時の終局変形性能を把握する目的で枠柱の有無を実験変数として含む耐震壁試験体 4 体を製作し、静的繰返し載荷実験を行った。何れも曲げ変形が支配的で、引張鉄筋降伏後、脚部の圧壊が原因となり急激な耐力低下を伴って破壊したが、せん断補強筋量が多いほど終局変形角が大きくなった。破壊時、枠柱を持つ場合は枠柱周辺が圧壊したのに対し、枠柱を持たない場合は拘束領域全範囲での圧壊と広範囲に及び、壁板が座屈した。靱性指針による設計式と断面解析により、終局変形角を概ね予想できた。

キーワード: 耐震壁, 枠柱, 付帯ラーメン, 耐震性能, 拘束筋, 拘束コンクリート, 曲げ変形

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、「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・マウレ地震では、枠柱が無い連層耐震壁が曲げ変形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、断面端部の拘束のみで耐震壁の安全性を確保できるのか、枠柱をつけずに圧縮に抵抗する領域を物理的に縮小しても問題が無いのかは、未解決である。

そこで、耐震壁の枠柱の有無、また端部拘束領域に対するせん断補強筋量が連層耐震壁の曲げ変形性能に与える影響を把握することを目的とし、縮尺 40%の RC 造連層耐震壁モデル 4 体を用いて静的正負交番繰返し漸増載荷実験を行った。さらに、平面保持を仮定した断面解析を行い、実験で得られた荷重-変形角関係や終局時変形角の予測法の妥当性を検証した。

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(試験体名 BC40, BC80, NC40, NC80) 4 体である。図-1 に試験体概要を示す。図-1(a), (b)の試験区間 2800mm 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 0~750mm 区間を Z1, 750~1500mm 区間を Z2, 1500~2250mm 区間を Z3, 2250~2830mm 区間を Z4 と称す。

表-1, 表-2 に使用材料の力学特性を示す。また、表-3 に試験体の形状と配筋状況を示す。主筋は試験体底面に設置した厚さ 18mm の鉄板に溶接して定着した。

試験体は縮尺 40%で、BC は 250mm 角の枠柱を有し、壁板が幅 1250mm, 壁厚 80mm である。NC は枠柱を持たず、幅 1750mm, 壁厚 128mm の壁板のみである。BC と NC では断面せい、全断面積、端部拘束領域断面積を統一した。もう一つの実験変数としてコア圧壊が生じるとされる終局変形角を設定し、靱性指針²⁾に従い拘束領域に配筋するせん断補強筋量を変更することで BC・NC それぞれに終局変形角が 1.5%を超えるものと超えないものの 2 種類を設計した。結果、拘束筋ピッチを 40mm, 80mm と変化させ、BC・NC に付して試験体名称とした。全試験体は曲げ降伏後に曲げ圧壊が生じるよう、既往の略算式にてせん断余裕度が 1.25 を上回るように設計された。なお、解析によって曲げ耐力値を同程度に統一しており、その値は後述の表-4 に $calQ_{max}$ として示す。

2.2 載荷概要

載荷装置を図-2 に示す。加力方向は東が正方向、西が負方向である。水平力は 2000kN の油圧ジャッキ 2 本、軸力は 1000kN ジャッキ 2 本により与えた。載荷は反曲点である載荷梁中心(壁脚部より 3000mm の高さ)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載荷とし、軸力は 1500kN の一定軸力とした。この軸力は枠柱断面積に対しての軸力比 η_{Ac} が 0.2, 全断面積に対しての軸力比 η_{Aall} が 0.11 となっている。ここで軸力比 $\eta = N/(A \cdot F_c)$ (N : 軸力 1500kN, A_c : 枠柱断面積 125000mm², A_{all} : 全断面積は 4 体共通で 224000mm², F_c : 圧縮試験強度 59.5MPa)と定義する。

*1 京都大学 工学研究科 (正会員)

*2 京都大学 工学研究科 助教 博士(工学) (正会員)

*3 京都大学 工学研究科 准教授 Ph. D. (正会員)

*4 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)

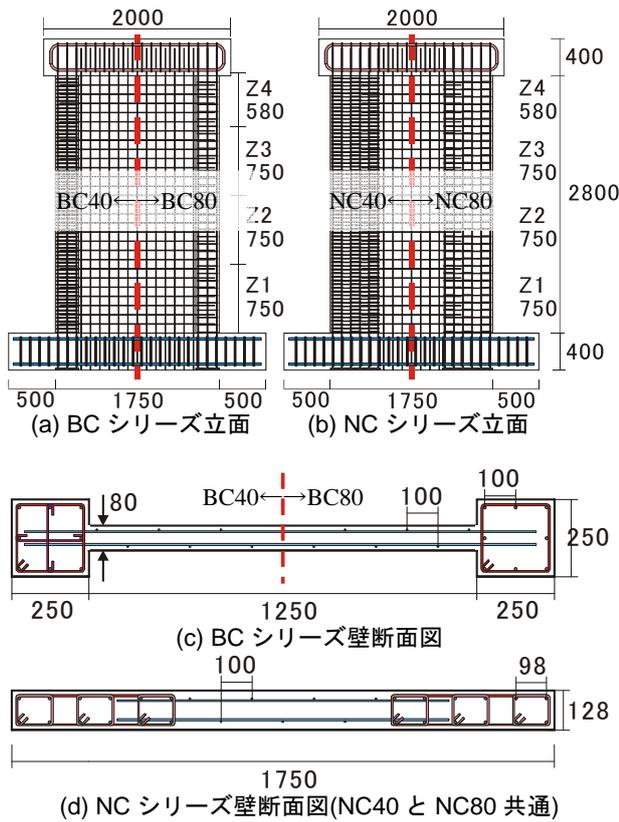


図-1 試験体概要(単位:mm)

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) |
|-----|------------|-------------|--------------|
| BC | 59.5 | 30.9 | 5.10 |
| NC | 52.5 | 30.1 | 3.66 |

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) |
|-----|------------|-----------|-----------|
| D6 | 189 | 387 | 496 |
| D10 | 194 | 377 | 533 |
| D25 | 196 | 379 | 559 |

表-3 試験体形状及び配筋状況

(a) 試験区間

| 名称 | 形状 D×h (mm) | 拘束領域 | | | 壁板 | |
|------|-------------------|-------------------|--------------------|----------------------------|------------|--------------------------|
| | | 寸法 (mm) b×D | 主筋 (p_{gc}) | せん断 補強筋 (p_{wc}) | 壁厚 (mm) | 壁筋 (縦・横) (p_w) |
| BC40 | 1750 × 2800 | 250 × 250 | 8-D10 (0.91%) | 3-D6@40 (0.95%) | 80 | D6@100 千鳥 (0.40%) |
| BC80 | | | 2-D6@80 (0.32%) | | | |
| NC40 | 128 × 520 | 128 × 520 | 12-D10 (1.29%) | 4-D6@40 (2.47%) | 128 | D6@100 千鳥 (0.25%) |
| NC80 | | | 4-D6@80 (1.24%) | | | |

(b) 全試験体共通部分

| 部材 | 配筋 | |
|-----|----------|---------------------------|
| 荷重梁 | 主筋(上下共通) | 2-D25(SD345) (0.63%) |
| | せん断補強筋 | 4-D10(SD295A)@100 (0.36%) |
| 基礎梁 | 主筋(上下共通) | 6-D25(SD345) (0.95%) |
| | せん断補強筋 | 4-D10(SD295A)@100 (0.71%) |

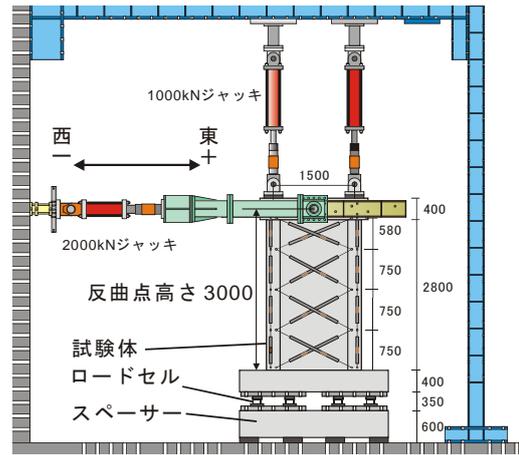


図-2 荷重装置 (単位:mm)

3. 実験結果

3.1 損傷状況

図-3 に各試験体の破壊直前のサイクルでのひび割れ状況を示す。図は左から西側面, 南正面, 東側面である。また, 赤い線は正載荷, 青い線は負載荷時のひび割れを意味しており, 黒い部分は剥離を意味している。

BC40: $R=0.05\%$ で, 曲げひび割れが枠柱の引張縁に生じ, $R=0.25\%$ で壁板に全域を横切るせん断ひび割れが生じた。その後, $R=0.5\%$ で枠柱主筋が引張降伏した。 $R=1.0\%$ で枠柱脚部に縦方向に延びる圧縮ひび割れが生じ, 同位置にカバーの小さな剥離が見られた。 $R=1.5\%$ サイクルで最大耐力を記録した。この時壁板縦筋が座屈した。 $R=-2.8\%$ で圧縮側枠柱が高さ 20cm まで, 壁板が高さ 40cm まで激しく圧壊し, せん断すべりが生じた。まだ軸力を保持できたために荷重を続けた所, 圧壊が激化し, $R=-4.0\%$ で軸力を保持できなくなり破壊に至った。

BC80: 曲げひび割れ, 壁板に全域を横切るせん断ひび割れが生じた後, 枠柱主筋が引張降伏した。 $R=1.0\%$ で枠柱脚部に圧縮ひび割れが生じ, 壁縦筋が座屈した。 $R=1.5\%$ サイクルで最大耐力を記録し, 足元より 10cm 程の高さで枠柱主筋の座屈が確認された。 $R=+1.5\%$ において圧縮側枠柱脚部が高さ 20cm 程度まで圧壊した後に, せん断すべりが生じて破壊に至った。

NC40: 曲げひび割れ, 壁板に全域を横切るせん断ひび割れが生じた後, 拘束領域主筋が引張降伏した。圧縮縁脚部に圧縮ひび割れが生じた後, $R=0.75\%$ で壁板脚部のカバーが剥離し始めた。 $R=1.5\%$ サイクルで最大耐力を記録し, 水平力が徐々に低下しながら $R=+2.8\%$ において圧縮側拘束領域全体が高さ 20cm 以下の範囲で圧壊し, 引張縁の主筋 2 本が足元より約 10cm の箇所まで破断して破壊に至った。壁板が脚部で座屈した。

NC80: 曲げひび割れ発生後, 拘束領域主筋が引張降伏し, $R=0.5\%$ で圧縮縁脚部に圧縮ひび割れが生じた。 $R=0.75\%$ で壁板脚部のカバーが剥離し始め, $R=1.0\%$ サイクルで最大耐力を記録した後に, 水平力が徐々に低下し

ながら $R = -1.1\%$ で圧縮側拘束領域全体が高さ 40cm 以下で圧壊し、圧縮側主筋全てと壁縦筋が座屈して破壊した。NC40 同様に壁板が脚部で座屈した。

何れも脚部の圧壊が原因となり急激な耐力低下を伴って破壊した。破壊時、枠柱を持つ試験体は脚部での圧壊が枠柱周辺で留まったのに対し、持たない試験体は拘束領域全範囲での圧壊と広範囲に及んだ。また、枠柱を持たない場合に壁板が座屈した。

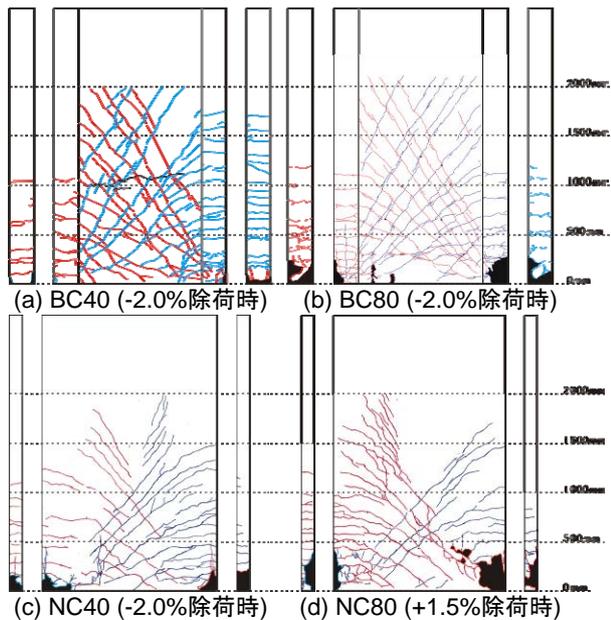


図-3 ひび割れ状況

3.2 水平荷重-変形角関係と終局変形角

全試験体の荷重-変形角関係を図-4 に示す。また、曲げひび割れ発生時、主筋引張降伏時、最大耐力時の水平力と変形角を表-4 に示す。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、水平力が大きく低下することなく変形が進展し、最終的に脚部の圧壊により急激に水平耐力が低下した。また、除荷時に残留変形が極度に小さくなる履歴となったことも共通した。NC 試験体では変形が増すと、カバー剥離など損傷が大きく進展したために残留変形が生じたサイクルもあるが、小変形時では BC 試験体同様残留変形が小さくなった。これは軸力が大きかったためと考えられる。

試験体毎の終局変形角 R_u は、せん断補強筋量の多い方が顕著に大きくなった。ただし、実験での終局変形角は、最大耐力の 80% まで水平力が低下した変形角とし、急激な耐力低下により計測できない場合 (BC40 や BC80) は、耐力低下直前の変形角と定義する。なお、以降の考察においては実験での終局変形角は正方向荷重での値を用いる。表-4 に実験での終局変形角 $_{exp}R_u$ と靱性指針²⁾ によって求めた終局変形角 $_{cal}R_u$ を示す。何れの試験体も $_{exp}R_u / _{cal}R_u$ である η_u は 1.38~1.67 と安全側に評価された。

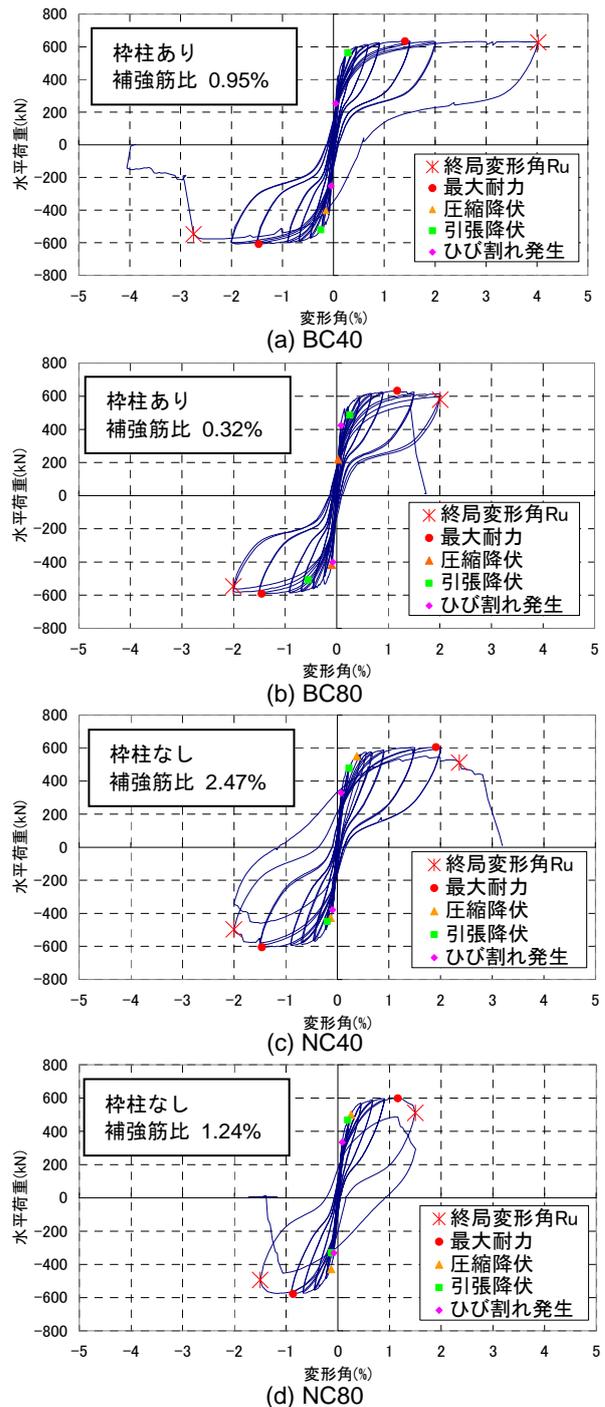


図-4 水平荷重-変形角関係

3.3 変形成分及び曲率分布

試験体を高さ方向に Z1~Z4 (図-1(a)・(b)および図-2 に図示) と区分して取り付けられた変位計から各領域の曲げ変形成分とせん断変形成分、曲率を算出した。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) として求めた。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」は試験体脚部の鉄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。全試験体を通

じて、変形の増加に伴い曲げ変形成分が大きくなり、最終的に曲げ変形の割合が60~80%と支配的になった。また、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、脚部に変形が集中した。図-6にBC40, NC40の曲率分布を示す。両試験体とも全サイクルを通じて、Z1領域0~750mm(約0.5D)が他の領域に比べて過大な曲率となった。他2体も同様の傾向が見られた。

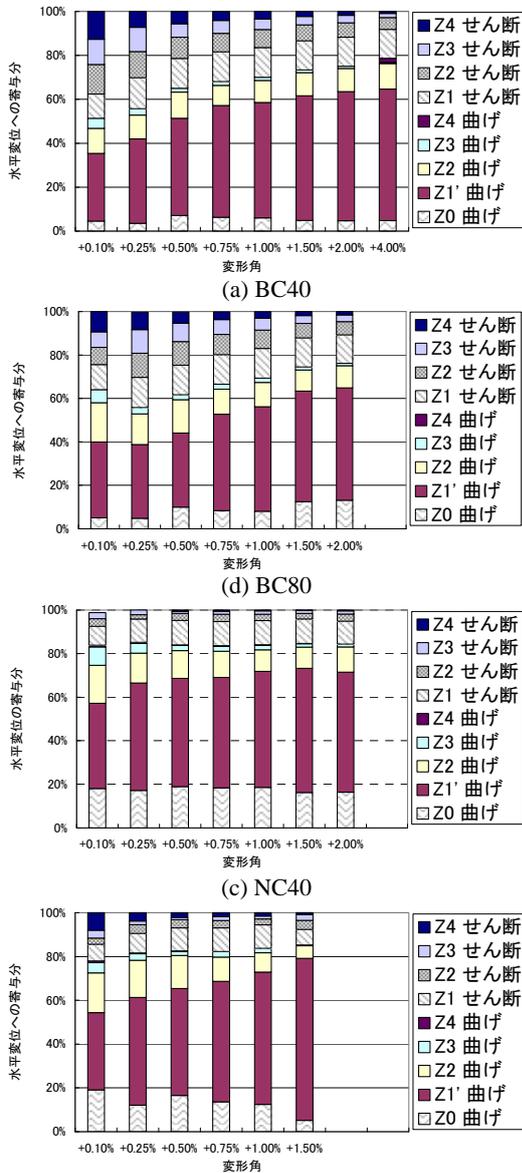


図-5 試験体変形成分

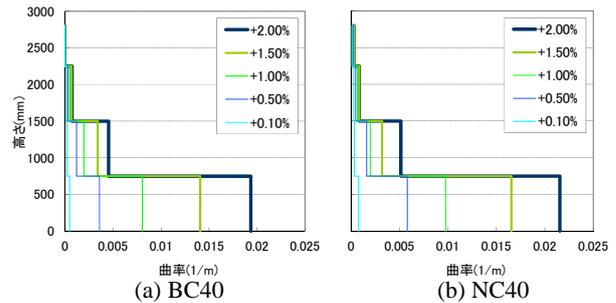


図-6 実験での曲率分布

4.断面解析

4.1 解析方法

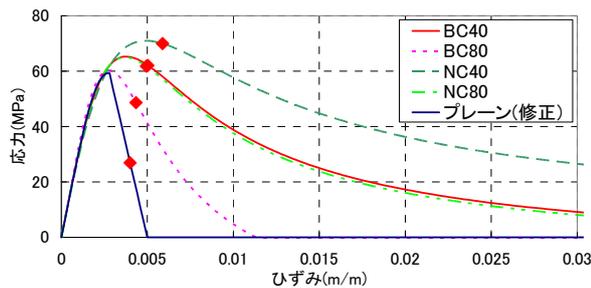
試験体の曲げ変形が支配的であったため、平面保持を仮定した断面解析によって、水平荷重と曲げ変形角を模擬した。鉄筋要素は主筋と縦筋位置に、コンクリート要素は試験体断面をせい方向に10mmずつ175分割したものに对应する面積を与えた。図-7に材料モデルを示す。コンクリートは、せん断補強筋の無い壁板領域とせん断補強筋を配した拘束領域に領域分けし、材料モデルを変更した。壁板領域は BC:1250mm×80mm, NC:710mm×128mmの範囲とし、拘束領域は BC:250mm×250mm×2(柱栓2本), NC:510mm×128mm×2(2箇所)の範囲とした。材料モデルは壁板部の無拘束領域には強度上昇域がPopovicsモデル⁴⁾、下降域が直線となるモデルを、せん断補強筋を配した拘束領域はカバー部分も含めて孫・崎野モデル⁵⁾を用いた。この拘束コンクリートモデルは、拘束領域のせん断補強筋体積比の増加により圧縮強度が上昇し、圧縮強度後の軟化勾配が緩やかになる。今回の実験において、最も高いせん断補強筋体積比4.1%の試験体 NC40 では圧縮強度が70MPaに達した。図-7(a)中の◆印は、Mander⁶⁾による(1)式で求めた終局ひずみ ϵ_{cu} に達した点である。鉄筋破断時ひずみ ϵ_{sm} は拘束筋が一様に破断時ひずみまで伸びておらず、実験での拘束筋ひずみが最大でも0.5%であったため、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(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-8に仮定した曲率分布を示す。この時に塑性変形が生

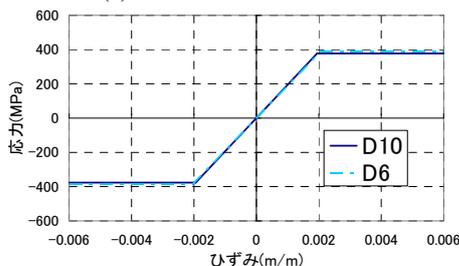
表-4 各事象における水平荷重及び変形角

| 事象 | 曲げひび割れ | | | | 鉄筋降伏 | | | | 最大耐力 | | | | 終局変形 | | | | | | |
|------|-----------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|------|
| | exp Q _c (kN) (1) | exp R _c (%) (2) | cal Q _c (kN) (3) | η_c — (1)/(3) | exp Q _y (kN) (4) | exp R _y (%) (5) | cal Q _y (kN) (6) | η_y — (4)/(6) | exp Q _{max} (kN) (7) | exp R _{max} (%) (8) | cal Q _{max} (kN) (9) | η_{max} — (7)/(9) | exp R _u (%) (10) | cal R _u (%) (11) | η_u — (10)/(11) | exp R _{uf} (%) (12) | cal R _{uf} (%) (13) | η_{uf} — (12)/(13) | |
| BC40 | 正 | 443 | +0.12 | 288 | 1.54 | 562 | +0.29 | 479 | 1.17 | 634 | +1.41 | 568 | 1.12 | +4.00 | 2.40 | 1.67 | +2.99 | 3.21 | 0.93 |
| | 負 | -441 | -0.10 | | 1.53 | -521 | -0.25 | | 1.09 | -608 | -1.47 | | 1.07 | (-2.75) | | — | (-1.70) | | — |
| BC80 | 正 | 418 | +0.08 | 290 | 1.44 | 487 | +0.26 | 482 | 1.01 | 633 | +1.17 | 563 | 1.12 | +2.00 | 1.29 | 1.55 | +1.43 | 1.59 | 0.90 |
| | 負 | -338 | -0.07 | | 1.17 | -507 | -0.33 | | 1.05 | -592 | -1.45 | | 1.05 | (-2.00) | | — | (-1.37) | | — |
| NC40 | 正 | 328 | +0.07 | 200 | 1.64 | 478 | +0.19 | 431 | 1.11 | 606 | +1.91 | 567 | 1.07 | +2.38 | 1.72 | 1.38 | +1.75 | 1.53 | 1.14 |
| | 負 | -379 | -0.09 | | 1.90 | -449 | -0.20 | | 1.04 | -604 | -1.46 | | 1.07 | (-2.00) | | — | (-1.59) | | — |
| NC80 | 正 | 334 | +0.09 | 201 | 1.66 | 467 | +0.30 | 434 | 1.08 | 598 | +1.16 | 558 | 1.07 | +1.50 | 1.00 | 1.50 | +1.21 | 1.06 | 1.14 |
| | 負 | -331 | -0.08 | | 1.65 | -332 | -0.12 | | 0.76 | -578 | -0.87 | | 1.04 | (-1.50) | | — | (-1.12) | | — |

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、断面せい $D:1750\text{mm}$ の n 倍として考察を行った。実験で主筋が高さ 60mm 、 440mm 位置 (約 $0.25D$) 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おり、図-6 で Z1 領域 $0\sim 750\text{mm}$ (約 $0.5D$) が大きな曲率となったため、塑性ヒンジ領域が $0.2\sim 0.5D$ 程度であるとして解析を行った。図-9 に BC40 の塑性ヒンジ領域 l_p を $0.1D$ 、 $0.2D$ 、 $0.4D$ と変更した水平荷重-変形角関係の解析結果を示す。ここで解析が曲げ変形のみを考慮しているため、実験曲線の変形角は 3.3 節で分離した変形成分のうち Z1'、Z2~Z4 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ている。解析結果の包絡線が途切れているのは入力したモデルに対して解が収束しなくなるためであり、 l_p を大きくすると、より大きな変形角でも解が収束する。今回は l_p を $0.4D$ とすると変形能を過大評価し、 l_p を $0.1D$ とするとやや過小評価する結果となったため、実験での破壊した変形角に鑑みて l_p を $0.2D$ を採用した。他の試験体も同様の傾向が見られたため、 $0.2D$ を採用した。



(a) コンクリートモデル



(b) 鉄筋モデル

図-7 材料モデル

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

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

$$\delta_e = \frac{Q(3000)^3}{3EI} \quad (2)$$

$$\delta_p = \frac{1}{2}\phi(l_p)^2 + \phi(l_p)(3000 - l_p) \quad (3)$$

$$R(\%) = \frac{\delta_e + \delta_p}{3000} \times 100 \quad (4)$$

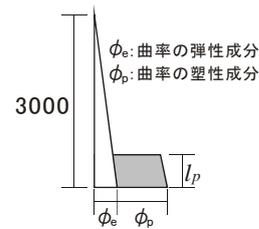


図-8 変形の考え方

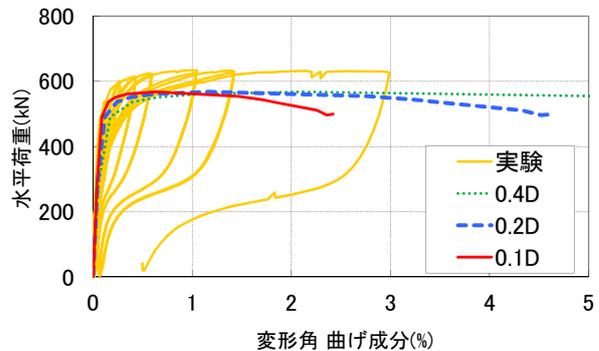


図-9 BC40 解析例

4.2 水平荷重-変形角関係の比較

水平荷重-変形角関係における実験と解析結果の比較を図-10に示す。変形角の取り方は図-9と同様である。解析での終局変形角 ${}_{cal}R_{uf}$ は、圧縮縁より 125mm の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し、図-10中▲印の点とする。ここで圧縮縁からの距離 125mm とは BC シリーズでは柱重心位置であり、NC シリーズでは長方形拘束領域を同断面積の正方形に置換した場合の重心位置である。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} 及び曲げ終局変形角 R_{uf} の比較を示す。 ${}_{exp}Q$ 、 ${}_{exp}R$ が実験値であり、 ${}_{cal}Q$ 、 ${}_{cal}R$ が解析値である。ここで、鉄筋降伏は拘束領域内の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。また曲げ終局変形角 R_{uf} は終局変形時の曲げ変形成分を示しており、 ${}_{exp}R_{uf}$ は ${}_{exp}R_u$ の曲げ変形成分を、 ${}_{cal}R_{uf}$ は断面解析による終局変形角を示している。 η はそれぞれ実験値/解析値を示しており、精度の指標とする。

曲げひび割れ強度は全試験体を通じて解析値が実験値を大きく下回った。鉄筋降伏強度は NC80 の負方向載荷を除き概ね精度の良い評価ができた。NC80 は実験において最外縁主筋が事前の正方向載荷において圧縮降伏を経験しており、実際の引張降伏点を評価できていない可能性が考えられる。最大耐力は何れの試験体も概ね精度よく評価できたが、全て安全側の評価となった。これは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。曲げ終局変形角は、塑性ヒンジ領域 l_p を $0.2D$ 、拘束筋破断時ひずみを 0.5% とした場合に精度よく評価できた。

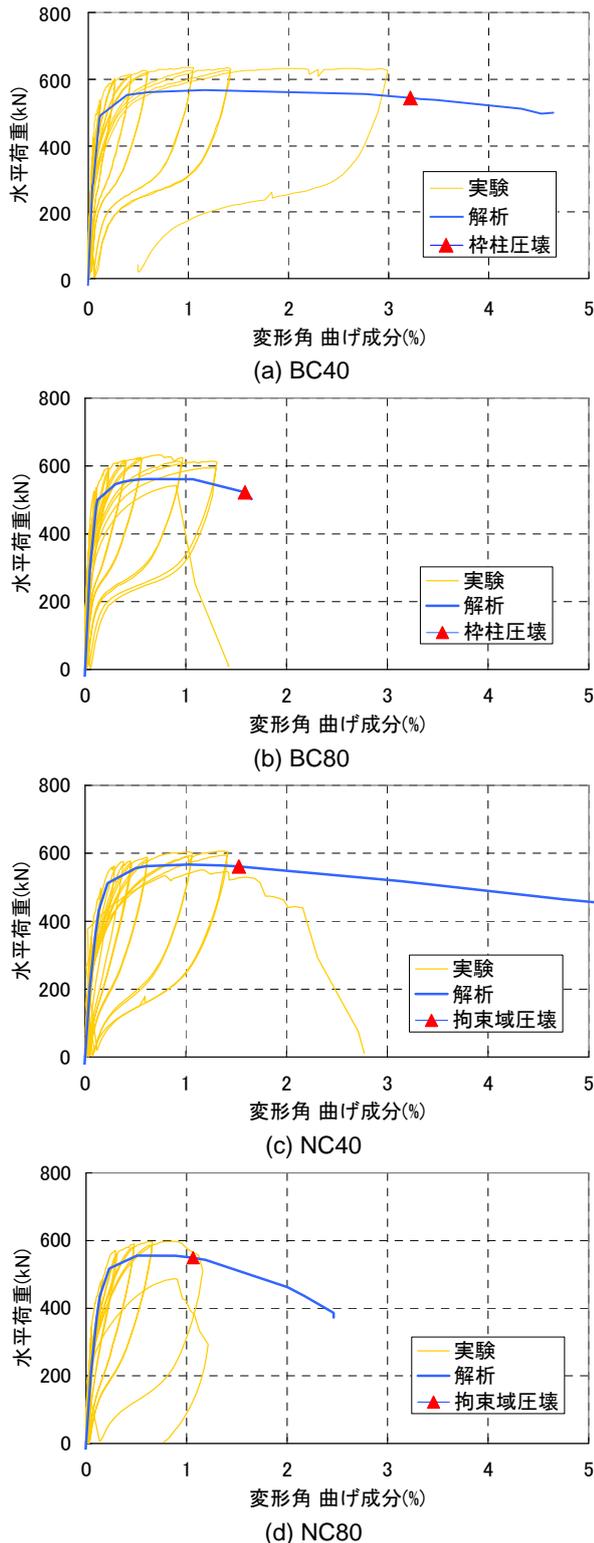


図-10 水平荷重—変形角関係

5. 結論

中低層 RC 造建物の低層部 3 層を想定した耐震壁 4 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、断面解析を行い、荷重—変形角関係や終局時変形角を追跡した。その結果、以下の結論が得られた。

- ・ 実験では、全試験体を通じて曲げ変形が支配的であり、何れも引張鉄筋降伏後に最大耐力を迎え、圧縮側脚部の圧壊が原因となり急激な耐力低下を伴って破壊した。耐震壁端部のせん断補強筋量の増加に伴い、終局変形角が大きくなった。破壊時、枠柱を持つ場合は枠柱周辺が圧壊したのに対し、枠柱を持たない場合は拘束領域全範囲で広範囲に圧壊し、壁板が脚部で座屈した。
- ・ 断面解析を用いて水平荷重—変形角関係を模擬したところ、引張鉄筋降伏点、最大耐力点での水平力を概ね算定できた。終局変形角については、靱性指針の終局限界ひずみと塑性ヒンジ長さをを用いると安全側に評価し、また断面解析で Mander モデルの終局限界ひずみと塑性ヒンジ長さ 0.2D を用いると精度よく評価できた。

謝辞

本研究の一部は、国土交通省平成 22 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、(独)建築研究所・向井智久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

- 1) 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. 319-322, 2010.
- 2) 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.
- 3) 岸本一蔵，大野義照：断面解析を用いたプレストレストコンクリート梁部材のエネルギー吸収能に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，24 巻，2 号，pp.643-648，2002.6
- 4) Popovics, S. : A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete, Cement Concrete Research, No. 3, pp. 583-599, 1973.
- 5) 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.
- 6) 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.