

科学研究費助成事業 研究成果報告書

平成 27 年 6 月 11 日現在

機関番号：15401

研究種目：若手研究(A)

研究期間：2012～2014

課題番号：24686063

研究課題名(和文) 架構の破壊形式と応力伝達メカニズムを考慮したRC造非構造方立壁の損傷制御設計法

研究課題名(英文) Damage control of mullions formed in non-structural RC partition walls with openings considering stress transfer and failure mechanisms

研究代表者

日比野 陽(Hibino, Yo)

広島大学・工学(系)研究科(研究院)・准教授

研究者番号：50456703

交付決定額(研究期間全体)：(直接経費) 11,500,000円

研究成果の概要(和文)：鉄筋コンクリート造非構造方立壁の周辺架構(梁・柱)の変形性状が非構造壁の損傷に及ぼす影響を調査し、梁の変形と非構造壁方立壁に及ぼす拘束の効果を定量的に示し、架構内の非構造壁方立壁の損傷過程を明らかにした。非構造壁の破壊性状は変形角の増大に伴う軸力の増大によって変化し、拘束条件が方立壁の位置によって異なり、破壊性状と密接な関係にあることを明らかにした。

研究成果の概要(英文)：The experimental tests of one-bay frame with mullions formed in non-structural wall to investigate behavior of mullions formed in non-structural reinforced concrete walls were carried out. The main findings can be summarized as follows: flexural behavior and shear behavior dominate in mullions in accordance with flexural bending behavior of wall and; axial force of mullions increase correspond to increase of drift which might lead to shear failure even if sufficient shear reinforcement are arranged. The failure mechanism assumed considering axial forces acts on mullions is agreed with experimental results.

研究分野：工学

キーワード：鉄筋コンクリート構造 非構造壁 方立壁 破壊形式 RC架構

1. 研究開始当初の背景

鉄筋コンクリート造建物において、腰壁や垂壁、方立て壁などの非構造壁は本来、柱・梁部材の架構内に剛接合されて施工される。しかしながら、これら非構造壁は構造部材とは異なり、構造上の設計を必要としない。そのため、近年の地震において、非構造壁には大きな損傷が生じた例が多く確認されている。さらに、梁の端部に塑性ヒンジを期待する近年の設計法の影響を受けて、柱よりも梁の変形が卓越することにより、架構に内蔵される非構造壁の損傷性状が変化しつつある。

非構造壁の損傷を防ぐためには、構造部材である周辺架構から構造スリット等を用いて絶縁して施工することが有効である。しかしながら、構造スリットを用いない場合においては、非構造壁が損傷しないことが望ましく、損傷を制御する必要がある。既往の研究において非構造壁の実験から非構造壁の復元力特性および最大耐力の計算方法について提案されている。しかしながら、梁の変形などの周辺架構の影響までは考慮されていない。また、非構造方立壁の損傷が上下の梁の拘束による軸力変化によるものであることが指摘されている。このように、地震時においては梁の変形が卓越する場合の梁の変形性状と方立壁の損傷との関係について依然検討の余地がある。

2. 研究の目的

本研究では、鉄筋コンクリート造非構造壁の周辺架構(梁・柱)の変形性状が非構造壁の損傷に及ぼす影響を定量的に明らかにすることを目的とする。特に、非構造方立壁の形状と配筋、柱と梁の耐力比の違いによって異なると思われる破壊メカニズムを架構の変形性状との関係から明らかにする。

3. 研究の方法

中高層鉄筋コンクリート造建物の中間階の非構造壁を想定し、縮尺 1/4 とする図 1 に示す架構形状の試験体を作成した。両柱に一定の軸力(軸力比 0.2)を与え、上部の梁せいの中心高さ位置に取り付けた水平ジャッキにより水平力を与えた。梁中央で変位計を用いて計測した水平変位を試験区間で除したものを層間変形角 R として、層間変形角 R の制御により所定の変形角を目標とする正負交番繰り返し載荷を行った。また、4本のPC鋼棒で固定して、梁両端を正負で同様の水平力が生じるよう設計している。PC鋼棒により梁の軸力(軸力比 0.09)が付加されていることになりが設計上は考慮しなかった。コンクリート強度は $24\text{N}/\text{mm}^2$ を目標とした。

試験体のパラメータは柱と梁の主筋の降伏強度(試験体 B-WOA, C-WOA)、非構造壁の有無(試験体 B-F)、方立壁の形状(試験体 B-WOB)、無開口の試験体(試験体 B-W)、および壁筋比(試験体 BH-WOA-V, BH-WOA-VH)とし、計 7 体を作製した。

方立壁の変形性状を把握するため、高感度

変位計を方立壁部分に設置し、非構造壁のせん断変形および曲げ変形の計測を行った。また、梁と柱の主筋およびせん断補強筋のひずみ、壁筋のひずみを鉄筋に貼付したひずみゲージを用いて計測した。

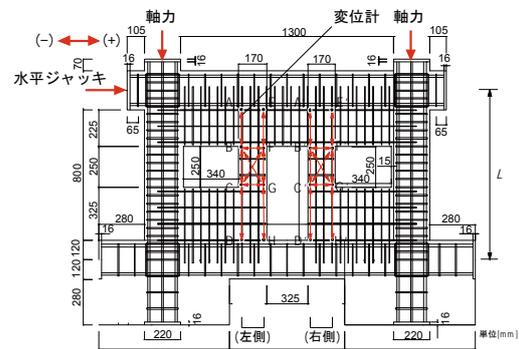


図 1 試験体配筋図 (試験体 BH-WOA-V)

4. 研究成果

実験結果より、梁の変形が柱よりも卓越する場合においては、既往の研究において提案されている評価式が実験値を過大評価することがわかった。既往の研究による評価式は開口高さを柱の有効長さとしたときの柱の曲げ終局強度から算定するものであり、開口周辺の壁の大きさによって耐力が評価される。梁は剛体と仮定しており、梁の変形性状は計算上考慮されない。一方、実験においては、梁の変形により、梁下の垂れ壁が損傷を受けており、柱の有効長さが変化したと考えられる。その結果、計算値が実験値を上回ったものと考えられる。このことから、架構の耐力を計算する場合には、梁の変形性状を考慮する必要があることがわかった。

図 2 にせん断力-層間変形角関係の包絡線を示す。図中の○印は各試験体の最大耐力値を表す。試験体 B-W は無開口であることから最も耐力が大きくなり、次いで試験体 BH-WOA-VH の最大耐力が大きくなった。また、非構造壁を有しない試験体 B-F 以外を除いて他の試験体はほぼ同様の最大耐力となった。なお、最大耐力以後のせん断力は全試験体でほぼ一定となり、非構造壁を有しない試験体 B-F のせん断力と一致した。これは、最大耐力以後、方立壁がせん断力に抵抗できなくなり、柱と梁のみで抵抗したからであると考えられる。また、方立壁形状の異なる試験体 B-WOA ($140 \times 210\text{mm}$) および試験体 B-WOB ($210 \times 310\text{mm}$) の包絡線はいずれもほぼ同様であり、方立壁形状の違いによる影響は殆ど見られなかった。

その一方で、試験体 B-WOA の壁縦筋比のみ 2 倍 ($p_v=0.7\%$) とした試験体 BH-WOA-V、および壁縦横筋比とも試験体 B-WOA の 4.6 倍 ($p_v=1.6\%$) とした試験体 BH-WOA-VH では最大耐力値および最大耐力時の層間変形角に差異が見られた。試験体 BH-WOA-V においては、層間変形角 $R=1/200$ において左右の方立壁が最終

的にせん断破壊し、最大耐力に至ったが、試験体 BH-WOA-VH では、層間変形角 $R=1/100$ 時に最大耐力に至った。これは、壁筋の配筋量の違いにより、方立壁の曲げ終局強度およびせん断終局強度が変化し、壁縦筋比のみ大きな試験体 BH-WOA-V の方立壁のせん断余裕度が層間変形角の小さい早期の段階で低下したためであると考えられる。

一方、また、最大耐力値については壁縦横筋比を共に増やした試験体においては試験体 B-WOA よりも耐力の向上が見られた。試験体 BH-WOA-V については、試験体 B-WOA と同等の最大耐力値であったが、各試験体の終局時平均せん断力応力度から求めたせん断応力度に対するコンクリート圧縮強度の比は 0.12 程度であり、コンクリート強度の差によってせん断耐力に差異が生じたものと思われる。壁筋比の違いが最大耐力の影響は明確には現れなかった理由については今後の調査で明らかにしたい。なお、包絡線の比較から求まる方立壁および、無開口壁の保有する終局せん断応力度は、いずれも $\tau_u=4.2\text{N/mm}^2$ であった。

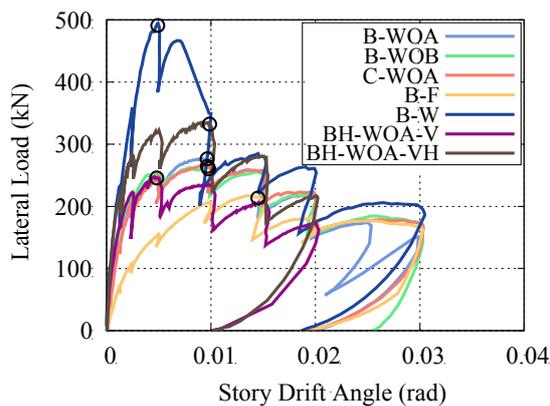


図2 せん断力-層間変形角関係

試験体の最終破壊時のひび割れ図を図3に示す。赤線が正載荷時のひび割れ、青線が負載荷時のひび割れを表す。層間変形角 $R=1/800$ の正載荷時において、試験体 BH-WOA-V の左側の方立壁において曲げひび割れが発生後、せん断ひび割れが発生した。右側方立壁においては、曲げひび割れはあまり生じず、せん断ひび割れが卓越した。負載荷時においても同様であった。また、試験体 BH-WOA-VH についても、層間変形角 $R=1/800$ 時において右側の方立壁でせん断ひび割れが発生したが、左側の方立壁では曲げひび割れが卓越した。いずれの試験体も左側の腰壁部分においてせん断ひび割れが発生して、右側の腰壁部分において鉛直方向のひび割れが発生した。この後、試験体 BH-WOA-VH では層間変形角 $R=1/400$ 時に左側の方立壁にせん断ひび割れが発生した。いずれの試験体についても梁と柱が降伏せず、方立壁のひび割れが拡大し、若干耐力低下した後、両側の柱に大きな付着割裂ひび割れが生じて終局に至った。左側柱の柱脚部の腰壁

や右側柱の右側柱の柱頭部の垂れ壁部分にコンクリートの圧壊や大きなせん断ひび割れが見られた。左右の方立壁のひび割れ発生過程が著しく異なっており、方立壁位置の違いにより破壊性状が異なることがわかった。

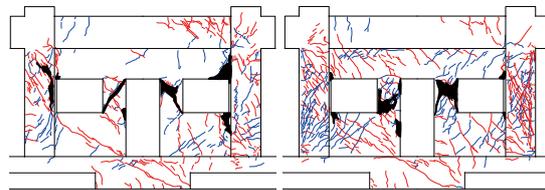


図3 ひび割れ図

図4に正載荷時の各層間変形角における試験体左右の方立壁の変形を示す。図4(a), 4(b)がそれぞれ試験体 BH-WOA-V の左右の方立壁の、図4(c)が試験体 BH-WOA-VH の左側方立壁の変形性状を表す。なお、荷重は左から右方向に与えられており、変形は実際の5倍に拡大している。図より、いずれの試験体においても、右側の方立壁のせん断変形が卓越することがわかる。また、左側方立壁では曲げ変形に伴う回転変形が生じている。このことから、加力点に近い(引張側となる)左側方立壁では曲げ変形が卓越し、圧縮側となる右側方立壁ではせん断変形が卓越したといえる。

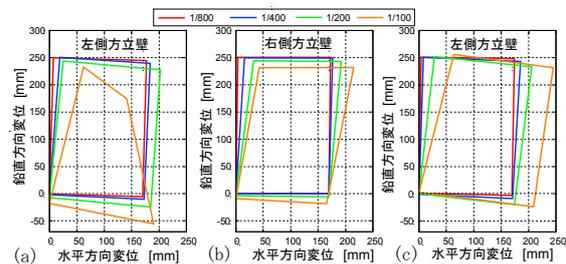


図4 方立壁の変形

図5に変形角 $R=1/200$ 時の各部の変位計から求めた各試験体の変形図を示す。変形を5倍にして描いており、部材の伸びは考慮していない。いずれの試験体においても層間変形角が大きくなるにつれ左側の方立壁で水平方向及び鉛直方向の変形が大きくなっており、回転するような変形が生じている。また、右側方立壁では、左側方立壁と比べ鉛直方向の変形は少なく、水平方向に変形が生じていることがわかる。各方立壁の変形は加力点に近い左側においては、梁の方立壁を圧縮するような変形によって方立壁が時計回りに回転変形したと思われる。また、右側では逆対称の梁の変形とともに、方立壁が変形し引張力を受けるが、梁下の垂壁が変形し、方立壁には逆方向の変形が生じている。両試験体とも同様の挙動を示しており、方立壁の変形と梁の変形が連動しており、かつ加力点位置との関係により、卓越する変形性状が異なると考えられる。

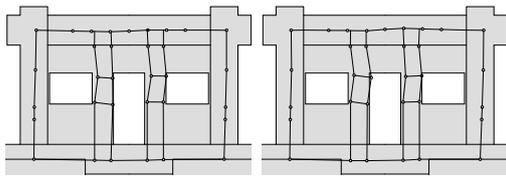


図5 変形図 (R=1/200 時)

方立壁の軸力を方立壁に取り付けた変位計の値から曲率を算定し、算定した曲率にしたがって、方立壁内の鉄筋およびコンクリートにひずみが生じていると仮定して鉄筋の（圧縮・引張）軸力およびコンクリートの圧縮力から求めた。コンクリートの圧縮力は圧縮縁が圧縮強度に達していない場合は三角形分布と仮定し、圧縮強度に達している場合は応力ブロックを仮定した。方立壁に作用する軸力はこれらの力の釣り合いから仮定した。

方立壁に生じる軸力は変形角が増大すると増大した。正載荷時においては右側方立壁の軸力が左側方立壁の軸力よりも大きくなった。これらの軸力から計算した方立壁部分の曲げ終局強度およびせん断終局強度によるせん断余裕度から、左側方立壁では層間変形角が小さい場合においては曲げ破壊と判定されるが、層間変形角の増大に伴って曲げ強度が増大することによりせん断破壊と判定される。右側方立壁では軸力が大きいことからいずれの層間変形角においてもせん断破壊と判定される。これらの破壊形式は左側方立壁において初期の変形角時に曲げひび割れが生じ、その後せん断破壊が生じたという結果と一致する。また、右側方立壁においても、せん断ひび割れの増大によりせん断破壊が生じた結果と一致する。方立壁のせん断補強筋を増やすことはせん断破壊を防ぐために一定の効果があるが、変形の増大による軸力の増加も考慮し、方立壁の破壊メカニズムを予測する必要があると考えられる。以上のように、梁による拘束の影響により、変形角の増大に伴って、方立壁の軸力が増大し、非構造壁の破壊形式が変化することがわかった。

5. 主な発表論文等

(研究代表者、研究分担者及び連携研究者には下線)

〔雑誌論文〕(計 0 件)

〔学会発表〕(計 4 件)

- (1) 査冬, 高橋良輔, 日比野陽: 梁の変形性状が内蔵される RC 非耐力壁の変形に及ぼす影響, 日本建築学会中国支部研究発表会, Vol. 38, pp. 241-244, 2015. 3. 8, 米子工業高等専門学校
- (2) 石田雄太郎, 日比野陽: RC 柱部材におけるコンクリート内部の応力状態とせん断終局強度, 日本建築学会中国支部研究発表会, Vol. 38, pp. 233-236, 2015. 3. 8, 米子工業高等専門学校

- (3) 日比野陽, 藤谷涼: RC 造非構造壁の変形性状と周辺架構条件(その1 実験概要と実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造 IV, pp. 451-452, 2014. 9. 12, 神戸大学
- (4) 藤谷涼, 日比野陽: RC 造非構造壁の変形性状と周辺架構条件(その2 架構と方立て壁の変形性), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造 IV, pp. 453-454, 2014. 9. 12, 神戸大学

〔図書〕(計 0 件)

〔産業財産権〕

○出願状況(計 0 件)

○取得状況(計 0 件)

〔その他〕

6. 研究組織

(1) 研究代表者

日比野 陽 (HIBINO YO)

広島大学大学院工学研究院・准教授

研究者番号: 50456703