

科学研究費助成事業 研究成果報告書

平成 28 年 6 月 6 日現在

機関番号：12601

研究種目：若手研究(A)

研究期間：2013～2015

課題番号：25709050

研究課題名(和文)RC建物の大地震時損傷の低減を目指した非構造壁の有効活用法の構築

研究課題名(英文)Research on utilizing nonstructural walls for mitigating seismic damage to reinforced concrete building

研究代表者

田尻 清太郎(TAJRI, Seitaro)

東京大学・工学(系)研究科(研究院)・准教授

研究者番号：10466013

交付決定額(研究期間全体):(直接経費) 18,900,000円

研究成果の概要(和文):鉄筋コンクリート造建物の大地震時の損傷を抑制するために、そで壁、腰壁、垂れ壁を構造部材として積極的に活用することを考えた。実現のためには、そで壁、腰壁、垂れ壁が取り付く梁、柱梁架構の構造性能を把握する必要があり、そのための加力実験を行った。その結果、主に以下の結論を得た。大半の壁付き梁試験体で、略算式による曲げ強度に達せず、特に、腰壁が圧縮側となる方向で差が大きかった。また、腰壁が圧縮側となる方向で最大耐力到達後の荷重低下が著しかった。さらに、壁厚が小さくなることで、最大荷重に達する変形が小さくなった。雑壁付き柱梁架構試験体で、雑壁付き梁の曲げ変形成分はそで壁内でも大きかった。

研究成果の概要(英文):This research focused on utilizing nonstructural walls, such as side-walls, standing-walls, and hanging-walls, for mitigating seismic damage to reinforced concrete building. We conducted loading tests of beams with nonstructural walls and partial frames with nonstructural walls to recognize their structural property. The results are as follows. Bending moment did not reach to bending strength calculated by simplified formula for most beams with nonstructural walls. The difference between the bending moment and strength was larger and load deterioration after reaching maximum strength was more rapid for the standing-wall compression direction. The deformation corresponding to the maximum strength of a thin wall specimen was smaller than that of a standard specimen. Bending deformation of a beam with standing- and hanging-walls was large around the end of the standing-wall even in the range of side-wall.

研究分野：建築構造

キーワード：鉄筋コンクリート構造 非構造壁 非耐力壁 雑壁

(2) 雑壁付き柱梁架構について、雑壁・柱・梁の相互作用等、雑壁付き架構の構造性能に及ぼす影響を定量的に明らかにするため、それらを変数とする試験体を製作して加力実験を行った。

試験体は1/2スケールの平面十字形柱梁接合部部分架構で、袖壁・腰壁・垂壁が取り付けいたものが4体、壁の付いていないものが1体である。基準試験体 No.1 に対して、No.2 は壁厚を 100mm から 150mm に、No.3 は柱主筋を 16-D16 から 8-D16 に、No.4 はそで壁長さを 400mm から 200mm に変更しており、No.5 ではそで壁・腰壁・垂れ壁を取り除いている(図2参照)。

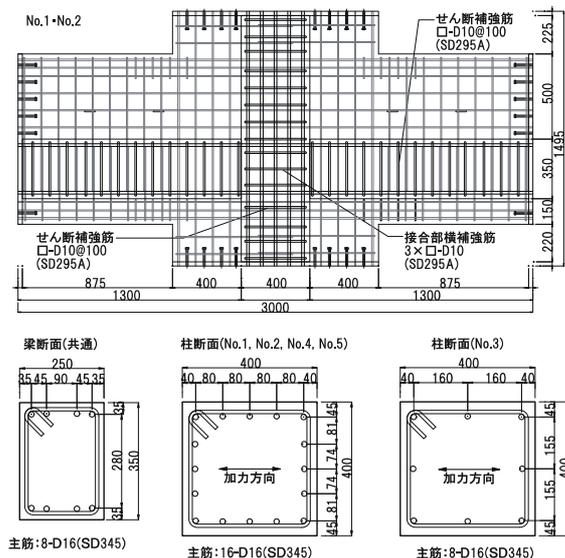


図2 雑壁付き柱梁試験体

4. 研究成果

(1) 雑壁付き梁の加力実験

図3にNo.1の荷重変形関係(横軸は部材角、縦軸はジャッキの荷重)、図4にNo.1の損傷状況を示す。

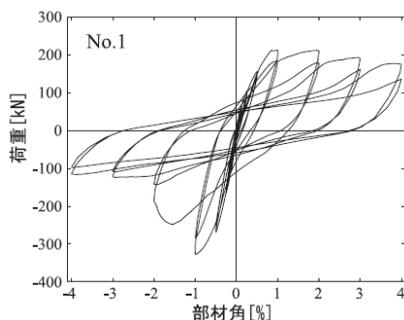


図3 荷重変形関係 (No.1)



図4 損傷状況 (No.1)

No.1 では主にそで壁端部で曲げによる損傷が卓越した。1/100 サイクル時にそで壁端部において、正加力時は垂れ壁端部に、負加力時は腰壁端部にコンクリートの圧壊が見られた。部材角+0.85%で最大荷重+212kN、部材角-0.99%で最大荷重-328kNに達した。さらに変形が進むにつれ、圧壊領域が拡大し荷重低下が見られ、特に負加力時で顕著であった。これは負加力時に圧縮側となる腰壁の方が垂れ壁より壁高さが大きく圧壊領域が拡大しやすいためである。そで壁端を危険断面とし、略算式による終局曲げモーメントより求めた曲げ終局時せん断力は+215kN、-367kNであり、実験値は計算値を下回り、特に負側で大きく下回った。

No.2 でも主にそで壁端部の損傷が卓越した。No.1と同様、腰壁、垂れ壁の圧壊が見られたが、No.1より早期に圧壊が見られた。これは壁厚が小さく圧壊を生じやすかったためである。また、部材角+0.94%で最大荷重+155kN、部材角-0.79%で最大荷重-238kNに達した。曲げ終局時せん断力は+175kN、-330kNであり、実験値は計算値を下回り、特に負側で大きく下回った。

No.3 では、そで壁端部で曲げによる損傷が進み、部材角+0.97%で最大荷重+251kN、部材角-0.95%で最大荷重-339kNに達し、1/100 サイクル時に腰壁、垂れ壁の圧壊が見られたが、1/50 サイクル時に梁と腰壁の接合部付近で腰壁の圧壊が生じ、以後当該部分の損傷が進行した。これはせん断スパンの減少に伴うせん断余裕度の低下によると考えられる。曲げ終局時せん断力は+260kN、-444kNであり、実験値は計算値を下回り、特に負側で大きく下回った。

No.4 でもそで壁端部の損傷が卓越し、部材角+0.97%で最大荷重+198kN、部材角-0.95%で最大荷重-246kNに達した。変形が進むにつれ部材のねじれが大きくなった。特にジャッキで押す方向である負加力時でねじれが大きく、1/50 サイクルの加力終了後は正側に1/25まで加力して実験を終了した。No.1に比べ耐力が著しく小さいが、これはねじれの付加応力による影響である。曲げ終局時せん断力は+215kN、-367kNであり、実験値は計算値を下回り、特に負側で大きく下回った。

No.5 でもそで壁端部で損傷が卓越し、部材角+0.97%で最大荷重+249kN、部材角-0.97%で最大荷重-341kNに達し、変形の進行に伴い圧壊領域の拡大、荷重低下が見られた。床スラブを無視した曲げ終局時せん断力は+215kN、-367kNに対し、実験値は計算値を正側では上回ったが負側ではやや下回った。

以上より、以下の知見を得た。

- ・大半の試験体で、略算式による曲げ強度に達せず、特に、腰壁が圧縮側となる方向で差が大きかった。
- ・腰壁が圧縮側となる方向で最大耐力到達後の荷重低下が著しかった。

- ・壁厚が小さくなることで、最大荷重に達する変形が小さくなった。
- ・そで壁が長く、内法スパンが小さくなることで、梁と壁の接合部付近で圧壊する現象が見られた。
- ・壁と梁が偏心して取り付くことで、大きなねじれ変形、最大耐力の減少が見られた。

(2) 雑壁付き柱梁架構の加力実験

層間変形角 1/50 のサイクルでの No.1 の損傷状況を図5に示す。No.1~No.4はいずれも、はじめに壁入隅部及び引張となる腰壁・垂壁からひび割れが生じ、その後梁、袖壁及び柱、接合部にもひび割れが生じるとともに、腰壁や梁にはせん断ひび割れと見られるひび割れが生じた。No.1~No.3は層間変形角 1/200 のサイクル、No.4は層間変形角 1/100 のサイクルで壁入隅部においてコンクリートの圧壊が見られ、梁及び腰壁・垂壁の袖壁端位置に損傷が集中した。No.5は梁に曲げひび割れが生じ、損傷は梁の柱フェイス位置に集中した。全ての試験体で、破壊形式は梁の曲げ破壊であった。



図5 損傷状況 (No.1)

鉄筋の降伏状況は次のようになった。No.1では正側で層間変形角 0.45%、負側で層間変形角 -0.46% のとき梁主筋が降伏した。No.2はNo.1に比べて、梁主筋降伏時の層間変形角が小さかったが層せん断力は正側で 7%、負側で 2%大きかった。No.3はNo.1に比べて、梁主筋降伏時の層間変形角及び層せん断力が正側で大きく負側で小さくなった。No.4はNo.1に比べて、梁主筋降伏時の層間変形角が正側で大きく負側では同等となり、そのときの層せん断力は正側で 14%、負側で 24%小さかった。また、No.4では上側袖壁縦筋が正加力時に、下側袖壁縦筋が正負両側で降伏しなかった。非耐力壁の取り付けしていない No.5は非耐力壁付きの No.1~No.4に比べて、梁主筋降伏時の層間変形角が大きくなった。

試験体 No.1 の層せん断力と層間変形角の関係を図 - 6 に示す。No.1~No.4 の履歴ループ形状は、いずれも紡錘形の履歴特性を示した。壁厚の大きい No.2 は No.1 に比べて梁主筋降伏までの割線剛性が正側で 15%、負側で 23%高くなった。梁主筋降伏後は No.1 に比べて正側では層間変形角 2%まで大きな耐力を示しているが、層間変形角 2%以降は No.1 と

同等の耐力を示した。負側では層間変形角 4%まで大きな耐力を示した。柱主筋量の少ない No.3 は梁主筋降伏までの剛性が No.1 とほぼ同等であった。梁主筋降伏後は No.1 とよく似た包絡線を示した。袖壁長さが小さい No.4 は No.1 に比べて梁主筋降伏までの割線剛性が正側で 31%、負側で 24%低くなった。梁主筋降伏後は No.1 に比べて最大耐力が小さいものの層間変形角 1%以降は No.1 とほぼ同じ耐力を示し、層間変形角 4%のサイクルでは No.1 より大きな耐力を示した。

No.5 の履歴ループ形状は、梁主筋降伏後ははじめ紡錘形でその後やや逆 S 字の履歴特性を示した。また層間変形角 4%までの範囲では、No.1 の耐力が低下しても No.5 のほうが 43%以上小さな耐力を示した。

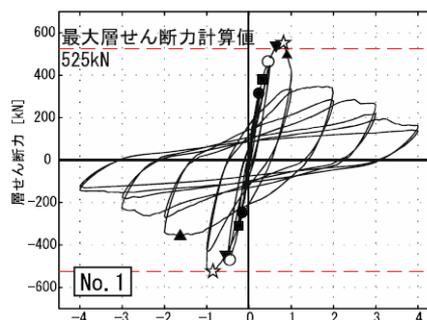


図6 荷重変形関係 (No.1)

各試験体の最大層せん断力実験値と計算値、梁及び柱の終局強度計算値を比較した。なお、計算値は文献[4]に示された式に従い計算した。梁の曲げ終局強度の略算では、引張側梁主筋及び引張側壁横筋を引張鉄筋として扱い圧縮側の鉄筋を無視した。柱では壁付きの場合は断面を長方形断面に置換し引張側一段目柱主筋のみを考慮し、壁がない場合は引張側及び圧縮側各一段の主筋を考慮した。曲げ終局強度精算値は、壁付きの場合は引張側鉄筋が全て降伏しているとして平面保持を仮定した断面解析に準じた式、壁がない場合は平面保持を仮定した断面解析によって求めた。壁付きの場合のせん断終局強度は長方形断面に置換する方法と、壁と梁または柱でそれぞれ求めたせん断終局強度を累加する方法の 2 つの方法で求め、壁がない場合は修正荒川 min 式により求めた。危険断面は壁付きの場合は壁端位置、壁がない場合は梁・柱端位置とした。せん断余裕度、柱梁曲げ強度比の計算では曲げ終局強度は精算式、せん断終局強度は累加式によるものを用いた。両梁端が曲げ破壊となる崩壊形を仮定して求めた最大層せん断力計算値は、壁付き試験体の No.1~No.4 では実験値に対して正側で比較的精度よく安全側の値となったが、負側ではわずかに危険側となった。

鉄筋の歪分布は次のようになった。壁付き試験体において腰壁引張のとき、平面保持を仮定する際に予測される歪に比べて、腰壁の 2~4 段目あたりの横筋歪が小さかった。また、正加力時には No.1~No.3 の北側腰壁横筋が 4

～5 段目まで降伏しているのに対し、No.4 は 2 段目までしか横筋が降伏していなかった。

梁に設置した変位計の計測値から求めた曲率より、No.1, No.2 は袖壁端から柱側へ 100mm 以内の範囲、No.3 は腰壁引張となる北梁では袖壁端から柱側へ 100mm 以内の範囲、垂壁引張となる南梁では袖壁端から柱側へ 100mm～200mm の範囲に変形が集中していたのに対し、No.4 は袖壁端から柱と逆側へ 100mm 以内の範囲に変形が集中していた。No.5 は柱フェイスから 100mm 以内の範囲に変形が集中していた。

以上より、以下の知見を得た。

- ・壁付き試験体の履歴ループ形状は紡錘形の履歴特性を示した。全試験体で破壊形式は梁の曲げ破壊であった。
- ・壁厚の大きい試験体は、梁主筋降伏までの剛性と最大耐力が大きかったが、正側では層間変形角 2%以降は基準試験体と同程度の耐力であった。
- ・柱全主筋量を 1.0%まで減らしても柱梁曲げ強度比を 2.30 程度確保した結果剛性や耐力への影響は小さかった。
- ・袖壁長さの小さい試験体は、コンクリートの圧壊や梁主筋降伏が生じるときの層間変形角が大きかった。また梁主筋降伏までの剛性と最大耐力が低かったが、層間変形角 1%以降は基準試験体と同程度の耐力を示した。同じ層間変形角時では、引張側の腰壁で引張端からより近い位置の横筋までしか降伏しなかった。
- ・層間変形角 4%までの範囲では、壁付きである基準試験体の耐力が低下しても壁の取り付いていない試験体のほうが 43%以上小さな耐力を示した。
- ・梁曲げ終局強度精算値から求めた最大層せん断力計算値は壁付き試験体では実験値に対して正側で比較的精度よく安全側の値となり負側でわずかに危険側となった。
- ・壁付き試験体の梁の曲げ変形は、袖壁長さが小さい試験体を除いて、袖壁端位置からやや柱側に入った位置までの範囲に集中した。袖壁長さが小さい試験体は袖壁端位置からやや柱と逆側の範囲に集中した。

<引用文献>

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、p.59、1987
- [2] 田尻清太郎・澤井謙彰・磯雅人：鉄筋コンクリート造そで壁付き柱のせん断性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.31、No.2、pp.163-168、2009
- [3] 澤井謙彰・磯雅人・田尻清太郎：破壊モードを変化させた場合の袖壁付 RC 柱の曲げせん断性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.30、No.3、pp.133-138、2008
- [4] 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合、2015

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 件)

〔学会発表〕(計 3 件)

田尻清太郎、守屋暁、鉄筋コンクリート造非耐力壁付き十字形柱梁接合部の実験(その1 実験概要)、日本建築学会大会、2016年8月24～26日、福岡大学(福岡県・福岡市)

守屋暁、田尻清太郎、鉄筋コンクリート造非耐力壁付き十字形柱梁接合部の実験(その2 実験結果の検討)、日本建築学会大会、2016年8月24～26日、福岡大学(福岡県・福岡市)

田尻清太郎、RC造腰壁・垂れ壁・そで壁付き梁の加力実験、日本建築学会大会、2014年9月12～14日、神戸大学(兵庫県・神戸市)

〔図書〕(計 件)

〔産業財産権〕

出願状況(計 件)

名称：
発明者：
権利者：
種類：
番号：
出願年月日：
国内外の別：

取得状況(計 件)

名称：
発明者：
権利者：
種類：
番号：
取得年月日：
国内外の別：

〔その他〕
ホームページ等

6. 研究組織

(1) 研究代表者

田尻 清太郎 (TAJIRI, Seitaro)
東京大学・大学院工学系研究科・准教授
研究者番号：10466013

(2) 研究分担者

()

研究者番号：

(3)連携研究者 ()

研究者番号：