

科学研究費助成事業(学術研究助成基金助成金)研究成果報告書

平成 25 年 5 月 24 日現在

機関番号:14301
研究種目:若手研究(B)
研究期間:2011~2012
課題番号:23760524
研究課題名(和文)
曲げ降伏型連層耐震壁の鉄筋コンクリート構造物への積極的な活用を目的とした研究
研究課題名(英文)
Lateral-Force Resisting Mechanisms of Flexure-Dominant Multi-Story Structural Walls
with Soft-First-Story
研究代表者
坂下 雅信 (SAKASHITA MASANOBU)
京都大学・工学研究科・助教
研究者番号:50456802

研究成果の概要(和文):

1階を耐震壁のないピロティ階,2~4階を連層耐震壁とした縮尺30%の試験体2体を用いて,曲げ降伏型連層耐震壁架構の地震時抵抗機構を解明するための静的載荷実験を実施した。実験変数とした連層耐震壁を支持する2階枠梁の曲げ強度が不足する場合,曲げ降伏が生じた2階耐震壁のみに変形が集中することはなく,連層耐震壁を支持する1階圧縮側柱の脚部を回転中心とする崩壊機構が形成されることを明らかにした。

研究成果の概要(英文):

In order to clarify the lateral-force resisting mechanisms of flexure-dominant multi-story structural walls, experimental study was conducted with two reinforced concrete specimens with 30% scale. The specimens consisted of the soft first story and the three stories of structural wall from the second floor to the fourth floor. Although the structural walls failed in flexure at the second floor as expected, uniformly distributed drift angle was observed at each story. Insufficient flexural strength of boundary beams under the structural walls caused the plastic hinge rotation at the bottom end of columns at the first floor.

交付決定額

			(金額単位:円)
	直接経費	間接経費	合 計
交付決定額	3500000	1050000	4550000

研究分野:工学

科研費の分科・細目:建築学、建築構造・材料

キーワード:ピロティ、RC 造、連層耐震壁、枠梁、曲げ降伏、応力計測

1. 研究開始当初の背景

高い強度と剛性を併せ持つ耐震壁は、耐震 要素として広く構造物に利用されている。特 に、図1(a)に示すような連層耐震壁を曲げ降 伏させる架構形式は、地震時の転倒モーメン トによって、せん断力と圧縮軸力が作用する 曲げ圧縮域のコンクリートを、閉鎖型のせん 断補強筋等を用いて適切に拘束することで、 高い変形性能を示すことが知られている。

曲げ降伏型連層耐震壁が設計時に想定し た構造性能を発揮するためには,連層耐震壁 を支持する梁材に十分な剛性と強度が与え られていることが前提となる。通常の連層耐 震壁架構では、図1(a)に示すように、梁断面 が十分に大きい基礎梁によって連層耐震壁 が支持されているため、基礎梁に損傷が生じ、 耐震壁が構造性能を十分に発揮できないケ ースは多くないと考えられる。一方、図1(b) に示すように、特定階に店舗や集合住宅の共 有部分などの大空間を設ける際に用いられ る壁抜け階のあるピロティ形式の架構では、 連層耐震壁を支持する枠梁の断面は基礎梁 と比較すると小さく、剛性や強度を十分に確 保することが難しいため、設計時に想定した 崩壊機構が形成されない可能性がある。しか しながら、耐震壁下方の枠梁に着目した既存 の研究は少なく、基規準においても、具体的 な設計手法の提示には至っていないのが実 情である。



2. 研究の目的

本研究では、図1(b)に示すような連層耐震 壁が曲げ降伏するピロティ架構において、(1) 連層耐震壁に構造性能を発揮させることを 前提とした場合に、枠梁に要求される強度等 の設計条件を明らかにすること、(2)枠梁の強 度が不足する場合にどのような地震時抵抗 機構が形成されるかを解明し、枠梁や各部材 の合理的な設計手法を提案することを目的 とした。

3. 研究の方法

2体のモデル試験体を用いた静的載荷実験 と数値解析により,連層耐震壁を支持する枠 梁の強度がピロティ架構の地震時抵抗機構 に与える影響を検証した。

中層鉄筋コンクリート造建物の最下層4層 部分を想定した縮尺30%の試験体を2体製作 した。図2,図3,図4に試験体立面,2階 枠梁断面,柱断面をそれぞれ示す。また,表 1に各部材の配筋や鉄筋量を示す。連層耐震 壁が2階脚部で曲げ降伏する前に、ピロティ 階の層崩壊や各部材のせん断破壊が起こら ないように、断面寸法や配筋量を決定した。

実験変数は2階枠梁の主筋量とした。曲げ 降伏型の連層耐震壁が設計時に想定した構 造性能を発揮するためには、枠梁が曲げ降伏 や破壊を起こすことなく、上層の連層耐震壁 に入力される応力を、ピロティ階の柱へと確 実に伝達する必要がある。そこで、本研究で は、枠梁に作用するモーメントが最も大きく なる載荷条件として、連層耐震壁の曲げ終局時には、 図5(a)に示すように、引張側壁脚の離間が十 分に進み、圧縮側柱近傍のみでせん断力 Qが 伝達されると考えられる。この想定に基づい て、枠梁に作用する外力を仮定し、骨組解析 によってピロティ階の柱および2階枠梁に作 用する断面力の計算を行ったところ,図5(b) に示すように,枠梁の危険断面の入力モーメ ント(143kNm)が得られた。したがって, 枠梁に十分な量の主筋を配筋し,この入力モ ーメントを上回る曲げ終局強度を与えるこ とができれば,連層耐震壁は設計時に想定す る構造性能を発揮できると考えられる。しか しながら,今回想定した枠梁寸法に対し,こ



図2 実験試験体の側面図(単位:mm)





図 4 柱の断面図(単位:mm)

表	1	実験試験体の配筋図
~	-	

部材名	試験体	主筋	横補強筋
2F 梁 幅:190mm せい:260mm	P1	上段 4-D13(1.19%) 下段 4-D13(1.19%)	2-D6@75(0.44%)
	P2	上段 8-D13(2.56%) 下段 8-D13(2.56%)	2-D6@75(0.44%)
3,4F 梁 幅: 70mm せい: 200mm		上段 1-D10(0.58%) 下段 1-D10(0.58%)	
1F 柱 幅:320mm せい:320mm		柱頭 14-D13, 12-D10 (2.57%) 柱脚 11-D13, 12-D10 (2.20%)	面内方向 6-D6@75(0.79%) 面外方向 4-D6@75(0.53%)
2,3F 柱 幅:320mm せい:160mm		4-D13, 6-D10 (1.83%)	面内方向 4-D6@100(0.40%) 面外方向 2-D6@100(0.40%)
壁板 厚:70mm		縦補強筋 1−D6@ 横補強筋 1−D6@	9150 千鳥(0.30%) 9150 千鳥(0.30%)

の入力モーメントに抵抗可能な主筋量を確保 しようとすると過密配筋となり,現実的では ない。そこで,本研究では,上述した入力モ ーメントに対して,枠梁の曲げ終局強度の計 算値を P1 で 0.3 倍, P2 で 0.5 倍とし,枠梁の 強度が入力に対して不足する場合に,どのよ うな地震時抵抗機構が形成されるか検証し た。



(b)骨組解析の結果(モーメント図)
図5 連層耐震壁の曲げ終局時に
1 階柱および2 階枠梁に作用する応力

図6に載荷装置を示す。軸力は1階柱芯上 に、水平荷重はスタブ上面から 3600mm の 高さの載荷梁中央に与えた。モーメントの反 曲点が基礎上面から 5000mm の位置(せん 断スパン比が 2.5) となるように、かつ耐震 壁の長期軸力である 850kN (壁断面での軸力 比 0.1) が維持できるように東西の鉛直ジャ ッキを制御し、水平荷重に比例した付加曲げ モーメントを加えた。水平加力は東への載荷 を正とし、全体変形角(以後 R)による静的 正負交番繰返載荷を行った。全体変形角は4 階梁中心高さの水平変位をスタブ上面から の高さ2600mmで除して求めた。また、1階 柱に作用する軸力, せん断力, モーメントを スタブと反力床の間に設置した三分力計で 計測し、地震時抵抗機構の解明や数値解析の 妥当性の検証に用いた。



4. 研究成果

図7に実験終了時のP1試験体の損傷状況 を示す。いずれの試験体でも、R=0.25%サイ クルにおいて, 耐震壁側柱の引張縁に曲げひ び割れが生じ、その一部は壁板や2階枠梁に 曲げせん断ひび割れとして進展した。R=2% サイクルまで変形が進むと、2 階壁脚部にお いて壁板のコンクリートに繰り返し載荷に よる圧壊の兆候が観測された。一方で、2 階 側柱の圧縮縁では、圧縮ひび割れやかぶりコ ンクリートの剥落といった耐震壁の曲げ圧 縮破壊に繋がるような損傷は見られず、一般 的な連層耐震壁の載荷実験との違いが見ら れた。いずれの試験体も R=2%サイクルにお いて、図7に示すように、2階柱梁接合部内 の斜め方向のひび割れに沿ったずれが生じ, 水平耐力が急激に低下した。その結果、長期 軸力を保持できなくなったため,載荷を終了 した。



図 8 に P1 試験体の水平荷重-全体変形角 関係を示す。いずれの試験体も R=0.4~0.5% で2階側柱主筋が引張降伏し,設計時の想定 通りに2階耐震壁が曲げ降伏した。P1では、 R=0.5~0.75%で枠梁主筋が引張降伏したが、 枠梁主筋量の多い P2 では、上端筋は、P1 よ りも遅い R=1.0~1.5%のサイクルで引張降 伏した。また、下端筋には、降伏ひずみには 到達しなかったものの、それに近いひずみを 示したものがあった。正方向・負方向載荷共 に P1 と P2 の最大耐力はほぼ等しく, 枠梁 の主筋量が試験体の最大耐力に及ぼす影響 は小さかった。また、いずれの試験体も、下 記の式(1)に基づいて計算される連層耐震壁 の曲げ終局時せん断力の計算値を超える耐 力を示したが、計算値の強度に到達したのは、 R=1.5%を超える大変形が生じた後であった。





図9にP1試験体の各階梁位置の水平変位 の分布を示す。なお、各階の水平変位は4階 梁位置の水平変位で除した値で示している。 いずれの試験体とも、R=0.1%のサイクルで は、耐震壁の損傷が軽微であることから、1 階ピロティと比較して、2、3階の水平剛性が 高く、3層分の水平変位の約半分は1階ピロ ティの変形によって生じていることが分か る。その後、R=0.4~0.5%で2階脚部におけ る連層耐震壁の曲げ降伏が生じ、水平耐力が 頭打ちになるが、図に示すように、R=1、2% のサイクルでは、2、3階に水平変位が集中す ることはなく、各階の水平変位がほぼ線形に 分布していた。

実験結果より,連層耐震壁の曲げ終局時に 枠梁に作用する入力モーメントに対して,枠 梁の曲げ終局強度が不足する本実験では,2 階の連層耐震壁が曲げ降伏するものの,連層 耐震壁のみに変形が集中しないため,曲げ終 局強度の計算値を超える耐力を発揮するの に,架構として大きな変形が必要となった。 また,損傷状況や,図9で示した各階梁位置

の水平変位の分布より,図10に示すように, 連層耐震壁の曲げ降伏後に1階ピロティ階の 圧縮側柱の脚部(図10の〇で囲った範囲) に塑性ヒンジが形成され、この塑性ヒンジが 回転することで地震力に抵抗する崩壊機構 が形成されていたものと考えられる。したが って、図1(b)で示した曲げ降伏した連層耐震 壁に変形が集中する破壊形式とは、地震時に 損傷を受ける箇所や,変形性能を確保するた めに設計時に配慮が必要な箇所が異なるの で、注意が必要である。また、鉛直荷重支持 能力が喪失する原因となった2階柱梁接合部 の破壊は、繰り返し載荷によって生じたひび 割れ面がすべり面となることで引き起こさ れたと考えられ、メカニズムの解明が急務で ある。



各階梁位置水平変位/4 階梁位置水平変位(-)





図 10 有限要素法に基づく解析結果(P1) (R=1%時の変形状況(変形倍率:15倍))

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0件)

6. 研究組織

 (1)研究代表者 坂下 雅信(SAKASHITA MASANOBU)
京都大学・工学研究科・助教
研究者番号: 50456802