

無補強組積造壁を含む RC 造架構の静的および動的載荷実験 (その5) 静的載荷実験の概要および結果

正会員 崔 琥* 同 晋 沂雄**
同 高橋 典之* 同 中埜 良昭***

無補強組積造壁 RC 造架構 縮小試験体
静的載荷実験 梁の変形

1. はじめに

本報では、既報¹⁾に引き続き、梁の変形を考慮した無補強組積造壁を有する RC 造架構の面内方向への静的載荷実験における実験概要およびその実験結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 対象建物および実験パラメータ

本研究では既報¹⁾のとおり、1980年代における韓国の学校建物標準設計例に基づいた4階建物を対象に、梁剛性と軸力レベルをパラメータとした4体(1階および4階剛梁型試験体、1階および4階柔梁型試験体)の1/4縮尺の縮小試験体を製作した。

2.2 材料試験結果

表1~表3に材料試験結果を示す。コンクリートの設計基準強度は上述した標準設計例に基づき21MPaとしたが、設計値を約40%上回った。鉄筋の降伏強度も規格降伏点強度を5~20%程度上回った。縮小ブロックの3段プリズム圧縮強度およびヤング係数はそれぞれ実大の約90%および約50%に留まったが、ヤング係数の増減がブロック造壁のせん断応力に大きな影響を与えないことを確認し¹⁾、実大ブロック造壁のせん断応力を概ね再現することができた。目地モルタルは、実大実験と同様の配合率1:3.5(セメント:砂の重量比)とした。

2.3 計測計画

図1に変位計および歪ゲージの設置位置の一部を示す。本実験では、架構の相対水平変位、両柱の伸縮変位、フレームの対角変形、両柱の曲率およびブロック造壁の負担軸力を計測した。また、危険断面位置を含む柱および梁の主要な箇所に歪ゲージを貼り付け、主筋および補強筋の歪を計測した。

2.4 加力計画

図2に柔梁型試験体の荷重システムを示す。試験体に作用する水平力は原則として正負交番で、部材角0.1, 0.2, 0.4, 0.67, 1.0, 2.0%までそれぞれ2.5サイクルずつ荷重することとし、大振幅後の小振幅を想定し部材角1.0%経過後に0.4%を1サイクル荷重することとした。ただし、試験体の破壊状況に応じて安全のため荷重のルールを変更または荷重を終了した。1階を想定した試験体では鉛直方向に計96kN、4階を想定した試験体では計24kNの一定軸力を導入した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図3に各試験体の破壊経過を示す。

表1 コンクリートの材料試験結果

圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 ($\times 10^4$ MPa)	割裂強度 (MPa)
30.0	2.1	2.8

表2 鉄筋の材料試験結果

直径	使用箇所	鉄筋規格	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ($\times 10^5$ MPa)
D3	柱補強筋	SD390	420	495	1.9
D6	柱主筋	SD345	371	525	2.1
D6	梁補強筋	SD785	890	1,150	2.0
D10	梁上端筋	SD785	960	1,080	1.9
D10	梁下端筋	SD295	360	520	2.1

表3 ブロックおよびモルタルの材料試験結果

ブロックの3段プリズム圧縮試験 (空洞部含む全矩形断面積で除した値)		目地モルタル
圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 ($\times 10^4$ MPa)	圧縮強度 (MPa)
6.5 (7.3)	1.1 (2.1)	21.6 (20.8)

(): 実大実験の結果

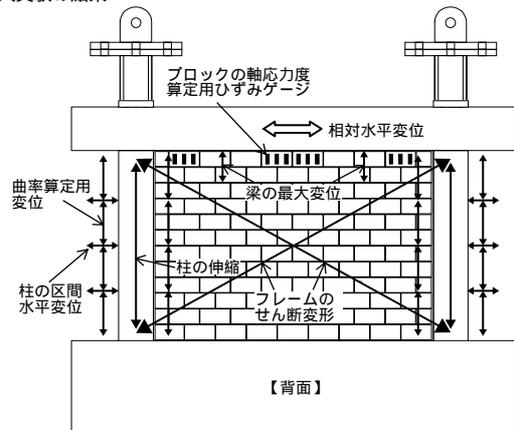


図1 計測計画 (柔梁型試験体)

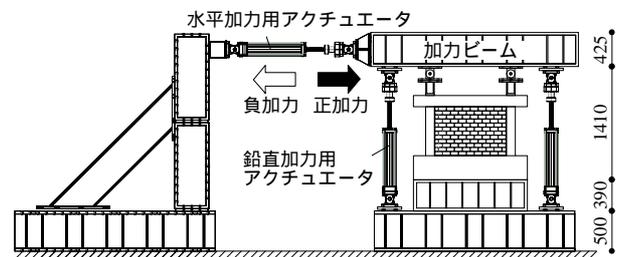


図2 荷重システム (柔梁型試験体, 単位: mm)

(1) 1階剛梁型試験体

部材角+0.1%から両柱に曲げひび割れが、ブロック目地にもひび割れが発生した。部材角+0.2%では、ブロック目地のひび割れが階段状に伸展するとともにブロックの貫通ひび割

れが観測された。部材角+0.4%では引張側柱頭部に、部材角+0.67%では圧縮側柱脚部にせん断ひび割れが観測され、部材角-1.0%加力途中で圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き、部材角が-1.8%まで増加したため実験を終了した。

(2) 4 階剛梁型試験体

本試験体の破壊経過は、柱の曲げおよびせん断ひび割れ、壁体のひび割れの発生時期や進展状況が 1 階剛梁型試験体とほぼ同様であった。ただし、本試験体は部材角+2.0%付近で柱のせん断ひび割れが増加するまで緩やかな耐力低下を示し、最終的に荷重が最大耐力の 80%に低下したため実験を終了した。

(3) 1 階柔梁型試験体

部材角+0.1%から引張側柱および梁の両側危険断面に曲げひび割れが、壁体には上部 1 段目と 2 段目の横目地に全長にわたってひび割れが発生した。部材角+0.2%では、ブロック目地のひび割れが階段状に伸展し、最上段ブロックに梁の変形による貫通ひび割れが観測された。部材角+0.4%では引張側柱頭部および梁にせん断ひび割れが発生した。その後部材角 0.67%から 2.0%までは、主に梁の危険断面に損傷が集中した。最終部材角+3.0%では、梁の危険断面のひび割れ幅が大きく開き (4mm)、梁主筋の歪値が急激に増加したため実験を終了した。

(4) 4 階柔梁型試験体

本試験体の破壊経過は、柱と梁の曲げおよびせん断ひび割れ、壁体のひび割れの発生時期や進展状況が 1 階柔梁型試験体とほぼ同様であった。本試験体は最終部材角+3.3%付近で梁の危険断面のひび割れ幅が大きく開いたため (5mm) 実験を終了した。

3.2 荷重 - 変形関係

図 4 に各試験体の荷重 - 変形関係を示す。

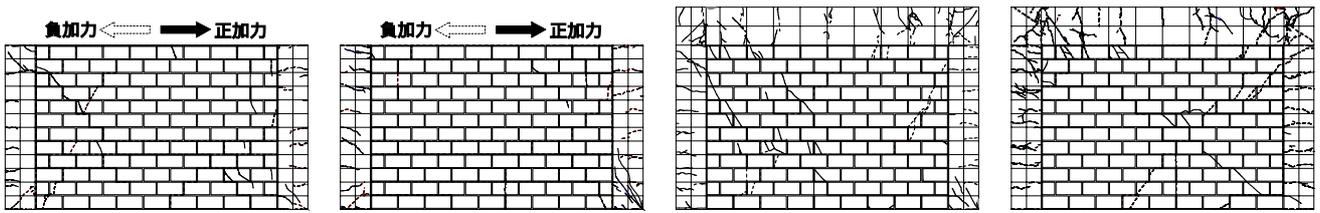


図 3 最大耐力時のひび割れ状況

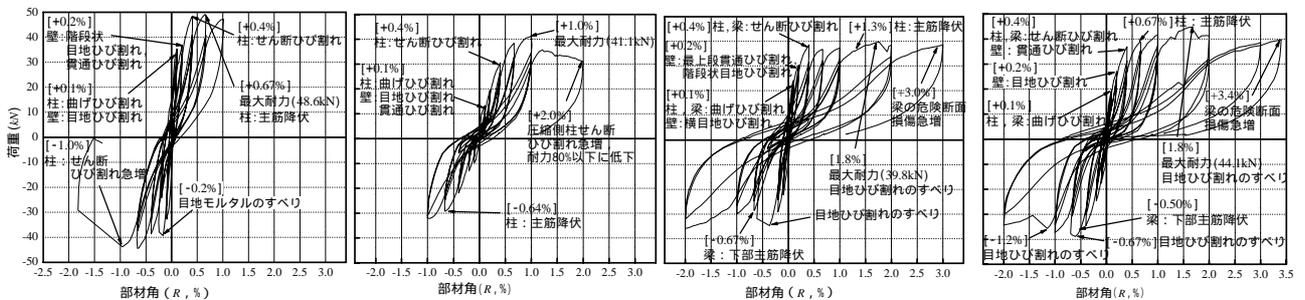


図 4 荷重 - 変形関係

(1) 1 階剛梁型試験体

部材角+0.67%で主筋が降伏し最大耐力 48.6kN となったが、部材角+1.0%までは耐力を維持した。その後部材角-1.0%で圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き、耐力が急減した。本試験体では、柱の曲げ降伏が先行したが、壁体内に水平力に抵抗する圧縮ストラットが形成され、柱脚部に大きなせん断力が作用した結果、最終的にせん断破壊して終局に至ったと考えられる。

(2) 4 階剛梁型試験体

軸力レベルが低い本試験体は、部材角-0.64%で主筋が降伏し、部材角+1.0%まで耐力が徐々に上昇し、最大耐力 41.1kN を記録した。その後、部材角+2.0%まで緩やかに耐力低下するものの、著しい耐力低下は生じず 1 階剛梁型試験体より靱性能を有していた。

(3) 1 階柔梁型試験体

部材角-0.67%で梁主筋が降伏した後、部材角+1.3%で柱主筋が降伏し、部材角+1.8%で最大耐力 39.8kN を記録した。その後、最終部材角+3.0%に至るまで著しい耐力低下は起こらなかった。

(4) 4 階柔梁型試験体

部材角-0.50%で梁主筋が、部材角+0.67%で柱主筋が降伏し、部材角+1.8%で最大耐力 44.1kN を記録した。その後、最終部材角+3.3%に至るまで著しい耐力低下は見られなかった。

4. まとめ

本報では、梁の変形を考慮した無補強組積造壁を有する RC 造架構の面内方向への静的加力実験を行い、その破壊経過および荷重 - 変形関係について検討を行った。

[謝辞]および[参考文献] 同題(その6)にまとめて示す。

* 東京大学 生産技術研究所 助教・博士(工学)
 ** 東京大学 工学系研究科 大学院生
 *** 東京大学 生産技術研究所 教授・工博

* Research Associate, IIS, The Univ. of Tokyo, Ph.D.
 ** Graduate Student, Graduate School of Eng., The Univ. of Tokyo
 *** Professor, IIS, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.