

# 梁の変形拘束を考慮した無補強組積造壁を含む RC 造架構の耐震性能評価 (その1) 実験概要および剛梁型試験体の実験結果

正会員 ○楊 勇<sup>\*1</sup> 同 晉 沂雄<sup>\*1</sup> 同 崔 琥<sup>\*2</sup>  
同 高橋 典之<sup>\*2</sup> 同 中埜 良昭<sup>\*3</sup>

無補強組積造壁 RC 造架構 静的載荷実験  
梁変形 剛梁型試験体 柔梁型試験体

## 1. はじめに

筆者らは既実施した無補強コンクリートブロック造壁（以下、ブロック造壁）を有する RC 造架構の静的加力実験<sup>1)</sup>より、梁の変形が壁体の破壊パターンおよび架構全体の耐震性能に大きく影響することを確認した。

そこで、本研究では既往の研究成果をさらに発展させるべく、梁の変形拘束によるブロック造壁の対角圧縮ストラットの形成角度や幅の推移などを定量的に算定することを目的に、計 6 体の剛梁型および柔梁型試験体を計画した（ベアーフレーム 2 体、インフィールドフレーム 4 体（このうち 2 体は単調加力用））。本報では、実験概要や、正負交番繰り返し載荷を行った剛梁型ベアーフレーム（BFRB, Bare Frame with Rigid Beam）試験体および単調載荷を行った剛梁型インフィールドフレーム（IFRB, Infilled Frame with Rigid Beam）試験体の実験結果について報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

本試験体は 1980 年代における韓国の学校建物の標準設計に基づいた 4 階建て学校建物の 1 階を想定した 1/4 スケールの試験体である。縮小試験体の設計方針などについては文献 1) を参考されたい。図 1 に剛梁型試験体の詳細を示す。

### 2.2 材料試験結果

表 1～表 3 に各材料試験結果を示す。コンクリートの設計基準強度は 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 80% および約 60% に留まったが、ヤング係数の増減は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た<sup>1)</sup>。

### 2.3 計測計画および加力計画

本実験の計測計画は基本的に既実施した実験と同様である<sup>1)</sup>。本計測計画の特徴としては、ブロック造壁のストラット形成角度や幅から壁体の架構全体へのせん断力負担分を定量的に算定するため、全てのブロックユニット（計 116 箇所）に 3 軸歪ゲージを貼り付けたことである（図 1）。図 3 に本実験の載荷システムを示す。試験体に作用する水平力は原則として頂部部材角 0.1, 0.2, 0.4, 0.67, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0% までとした。ただし、試験体の破壊状況に応じて載荷ルールを変更または載荷を終了した。一方、正負交番繰り返し載荷においては各部材角に対しそれぞれ 2.5 サイクルずつ載荷した。

## 3. 実験結果

図 3～図 5 に荷重-変形関係、最終ひび割れ計測部材角における破壊状況および両柱の曲率分布をそれぞれ示す。

### 3.1 BFRB 試験体

本試験体では、部材角+0.065% から左柱に曲げひび割れが発生し、部材角+0.2% で右柱にも曲げひび割れが観測された。部材角+0.4% では左柱にせん断ひび割れが、部材角+0.67% で

表 1 コンクリートの圧縮強度試験結果

圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> MPa)	割裂強度 (MPa)
29.0	2.1	2.4

表 2 鉄筋の引張強度試験結果

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 (×10 <sup>5</sup> MPa)
D6	柱主筋	SD345	371	525	2.1
D3	柱補強筋	SD390	425	495	1.9

表 3 縮小ブロックの 3 段プリズム圧縮試験結果

圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> MPa)
6.5 (7.3)	1.1 (2.1)

\* 圧縮強度は空洞部を含む全矩形断面積で除した値で、( ) の値は実大ブロックの結果である。

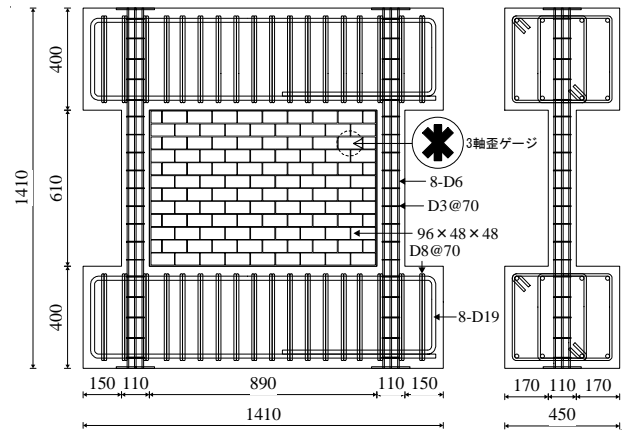


図 1 剛梁型試験体 (IFRB 試験体) の詳細 (単位: mm)

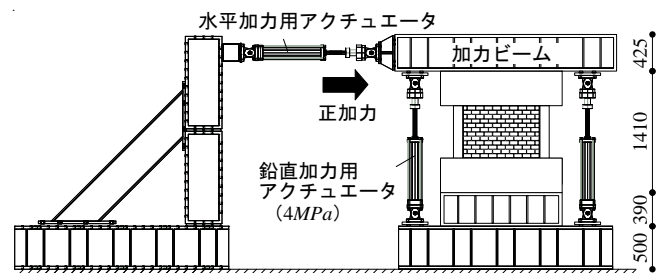


図 2 載荷システム (単位: mm)

は右柱にせん断ひび割れが発生し、この部材角で柱主筋が降伏した。その後、部材角+2.0%まで耐力が徐々に上昇し、部材角+2.0%で最大耐力 34.5kN を記録した。本試験体は部材角+3.0%付近で両柱のせん断ひび割れが大きく開き、最終的にせん断破壊して終局に至った。

本試験体におけるせん断力の計算結果を図 3(a)に示す。ここで、曲げ終局モーメント  $M_U$  はコンクリートかぶり厚さ (20mm) が断面せい (110mm) に比べて相対的に大きいことを考慮した上でストレスブロックに基づき精算した<sup>2)</sup>。また、曲げ終局時せん断力  $Q_{MU}$  の算定時の柱の可撓長さは、図 5 より両柱ともに反曲点が柱高さのほぼ中央に位置したため、柱の全長さ ( $h_0=610mm$ ) を用いた。図 3(a)より、計算結果は実験結果と概ね対応する結果となった。

### 3.2 IFRB 試験体

本試験体では、部材角+0.05%から壁体の目地ひび割れが生じ、その直後に左柱に曲げひび割れが発生した。部材角+0.1%では壁体の左下部に階段状のひび割れが発生し (図 4(b))、その部分の壁体が腰壁のように左柱下半分の変形を拘束したため (図 5 の左柱の図参照)、早い段階 (部材角+0.27%) で左柱の主筋が降伏した。その後、部材角+0.4%では左柱の柱頭部に、部材角+0.67%には右柱の柱脚部にそれぞれせん断ひび割れが生じた。また、部材角+0.7%付近では右柱の主筋が降伏し、最大耐力 68.5kN を記録した。その後、部

材角 1.8%まで著しい耐力低下は生じなかったが、部材角+1.8%付近で左柱の柱頭部および右柱の柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き、せん断破壊して終局に至った。

本試験体における両柱の負担せん断力の計算結果を図 3(b)に示す。本試験体では前述したとおり、部材角+0.1%で発生した壁体の左下部の階段状ひび割れによる左柱の変形拘束が載荷終了時まで続いたため、左柱の可撓長さは  $h_0/2$  と仮定した。一方、右柱の可撓長さは図 5 に示したように反曲点が柱高さのほぼ中央に位置したため、柱の内法高さ  $h_0$  を用いた。図 3 より、壁体の柱への変形拘束によって両柱のせん断力の和は BFRB 試験体より大きい結果となった。また、ブロック造壁の負担せん断力を、架構全体のせん断力から両柱のせん断力を差し引くことにより算定すると、ブロック全断面積に対する平均せん断応力度はおよそ 0.5MPa である (図 3(b)のハッチ部分)。

### 4. まとめ

本報では、剛梁型ベアーフレームおよび剛梁型インフィルドフレームの面内方向への静的載荷実験を行い、破壊経過および荷重-変形関係を検討した。その結果、壁体の柱への拘束により柱の挙動が異なることやそれが架構全体の変形能力に影響を及ぼすことがわかった。

#### [参考文献]

- 1) 晉沂雄他：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 1~7), 日本建築学会学術講演梗概集, 2007~2011 年
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010

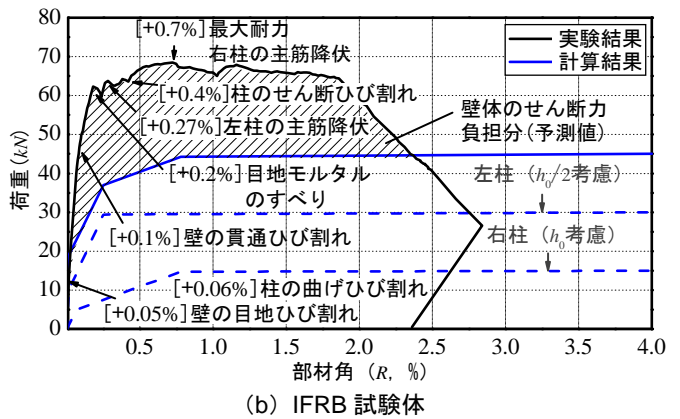
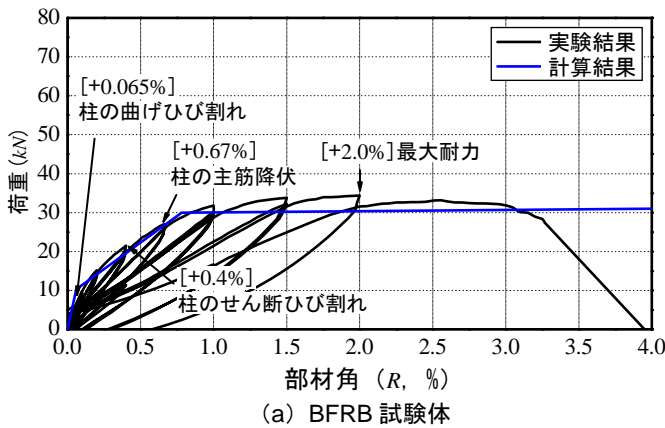


図 3 荷重-変形関係

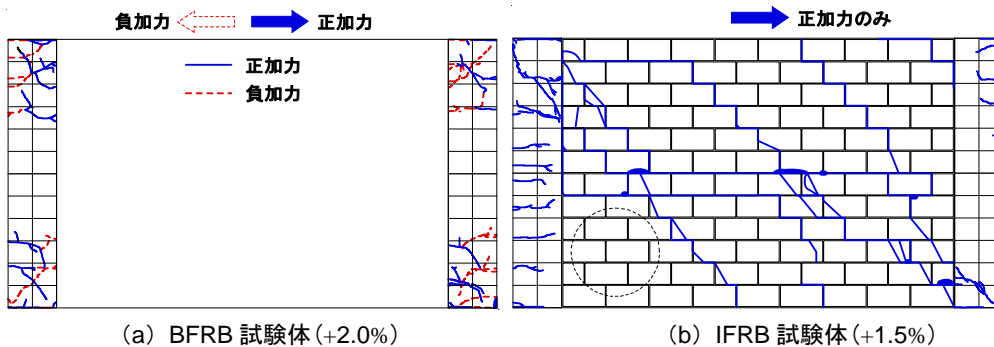


図 4 最終ひび割れ計測時のひび割れ状況

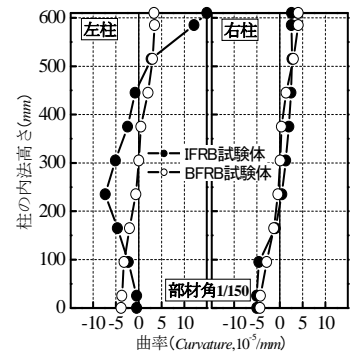


図 5 柱の曲率分布

\*1 東京大学 工学系研究科 大学院生  
 \*2 東京大学 生産技術研究所 助教・博士(工学)  
 \*3 東京大学 生産技術研究所 教授・工博

\*1 Graduate Student, Graduate School of Eng., The Univ. of Tokyo  
 \*2 Research Associate, IIS, The Univ. of Tokyo, Ph.D.  
 \*3 Professor, IIS, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.