

RC 造架構の靱性ブロック壁による耐震補強効果の解析的検討

正会員 ○浦井 基行*
正会員 中村 友紀子**
正会員 真田 靖士***

耐震補強 RC 架構 組積造壁
HPFRCC

1. はじめに

現在、既存鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物が既存不適格と判断された場合、その耐震補強方法として、躯体内に RC 造耐震壁や鉄骨プレースを増設する工法が多くみられる。しかし、これらはいずれも大掛かりな作業が必要であり、複数の工程を経て完成に至ることなどから施工性に優れているとは言い難い。

真田らは高強度繊維補強セメント複合材料（HPFRCC）を用いた組積造壁による新たな補強方法を提案し、その優位性について実験を行い検証している¹⁾。本報では同実験をモデル化した FEM 解析を行い、結果を比較・検討することで柱の軸力保持能力喪失後に組積造壁が軸力を保持する現象を解析的に検討することを目的とする。

2. 解析概要

(1) 解析対象試験体

本論における解析対象は図 1 に示すように、1970 年代以前設計の学校建物を想定した RC 門型架構で、躯体内に補強を施さない B-flame、および躯体内に破れ目地の組積造壁により補強を施した I-flame の 2 種類とした。

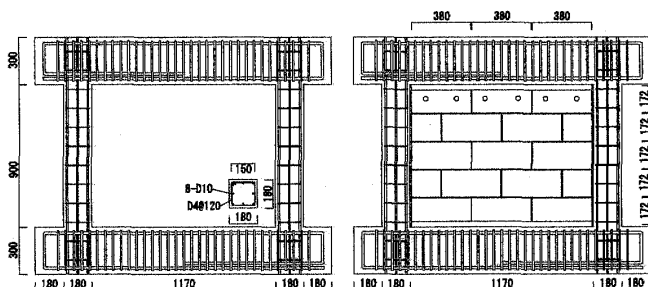


図 1 試験体図（左：B-flame，右：I-flame）

表 1 各種材料特性

鉄筋	降伏応力度(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
D16	372.80	193200	581.10
D10	364.03	189345	488.85
D4	382.04	197240	575.47
コンクリート	圧縮試験		割裂試験
	圧縮応力度(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)
B-Frame	25.32	21367	2.36
I-Frame	30.41	24094	2.84
HPFRCC	圧縮試験		引張試験
	圧縮応力度(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)
I-Frame	39.31	11222	2.34
モルタル	圧縮試験		引張試験
	圧縮応力度(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)
I-Frame	38.89		9.31

(2) 解析方法

解析には RC 構造物の非線形解析ソフト ATENA を使用した。表 1 に RC 架構、組積造壁の各種材料特性を示す。図 2 にコンクリートモデルと鉄筋のモデルを示す。ε_c は表 1 に示す式を用いて算出した。HPFRCC は引張側で応力が 0 となるひずみを 0.015 とした。また、モルタルとブロックの界面にはインターフェースモデルを配し摩擦係数は 0.58 とした。

解析は試験体下端を完全固定し、上部梁に計 200kN の軸力を載荷した後、試験体上部両端に強制変位を与える静的漸増載荷解析とした。メッシュ分割は梁・柱とも 20mm の四角形を用いた。

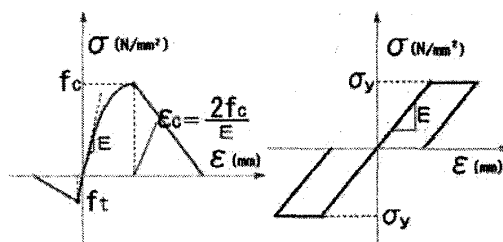


図 2 コンクリートモデルと鉄筋モデル

3. 解析結果

図 3 に水平力-水平変形角関係を示す。最大耐力以降は耐力が低下した。実験と比較して剛性が大きくなったのは、本解析では鉄筋の滑りを考慮していないためであると考えられる。

(1) B-flame

実験では変形角 1.78% で 90.59kN 記録しているのに対し、本解析では変形角 1.15% で最大耐力 86.35kN を記録する結果となった。早期に最大耐力を迎える挙動となったものの降伏耐力は概ね再現することができた。

ここで、この解析結果を RC 基準²⁾の算定式により算出した曲げひび割れモーメント、および降伏時曲げモーメントを基に算出した柱の復元力特性と比較する。ただし、軸力は各柱 100kN として計算した。図 4 に解析値と計算結果を示す。

解析結果を見ると変形角 0.08% 付近で剛性の低下が見られた。このときの耐力はひび割れモーメントにより算

出した水平荷重とほぼ同様の値となった。

また、変形角 0.73% 付近で曲げ降伏しているが、曲げ降伏モーメントにより算出した水平荷重とよく一致した。

2) I-flame

変形角 0.08% で剛性の低下が見られ、変形角 0.63% で最大耐力 107.6kN を記録した。その後、変形角 1.02% でせん断破壊により急激に耐力が低下し始めるが、変形角 1.55% 付近で剛性が回復し、再度耐力が上昇に転じた。しかし、変形角 1.74% で右下のブロックの圧壊により計算不可能となったため、そこで解析を終了した。これは実験において柱のせん断破壊後の+1/25 サイクル中、変形角 1.62% 付近で剛性が回復し水平耐力も上昇し始めたことと一致している。図 5 に圧縮側柱の柱頭における軸方向変位と水平変形角の関係を示す。1.05% 以後に柱の軸方向歪が増加している。この変形角 1.05% では、水平耐力の低下が緩やかになり始めており、実験同様、組積造壁に軸力が作用したことでブロック壁が水平力を負担し始めている為であると考えられる

次に、軸方向応力度分布の推移を図 6 に示す。それぞれ最大水平耐力到達時 (変形角 0.66%)、耐力が最大時の 80% (変形角 1.07%)、剛性回復直前 (変形角 1.55%) および剛性回復後の最大水平耐力記録時 (変形角 1.71%) の応力分布を示す。

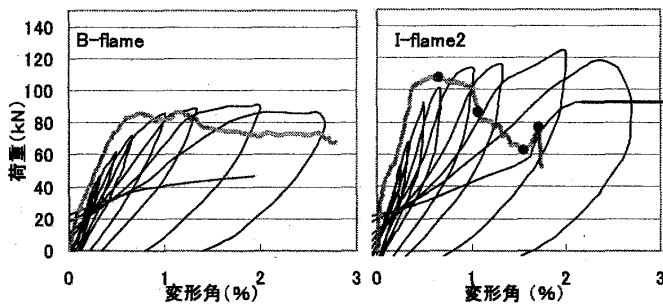


図3 解析結果と実験結果の比較

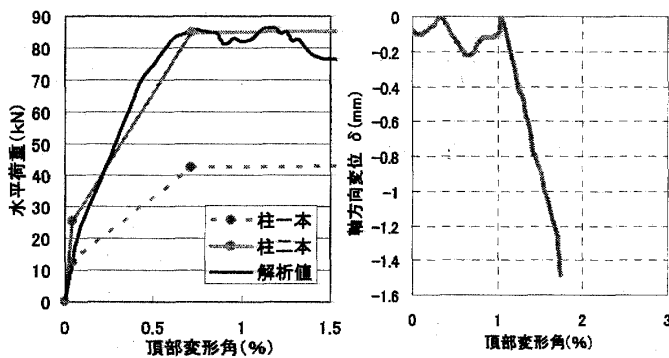


図4 柱の復元力特性

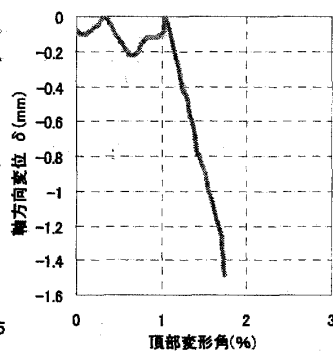


図5 軸方向変位と変形角

なお、 $-35 \sim -3\text{N/mm}^2$ (圧縮応力) のみの表示としている。最大耐力時には、架構内の壁に圧縮力はほぼ作用していなかったのだが、変形が進むにつれて柱の圧縮力が低下する代わりに壁体部に圧縮力が作用し始め、柱の圧縮力が壁体に推移している様子が見て取れる。この結果は軸力喪失点を境に柱が軸耐力を失い、それまで柱が負担していた軸力が徐々に壁に推移し始めるという実験結果と一致しているが、前述したように解析では上昇直後にブロックが圧壊し、実験で見られたような大きな耐力は表現できなかった。

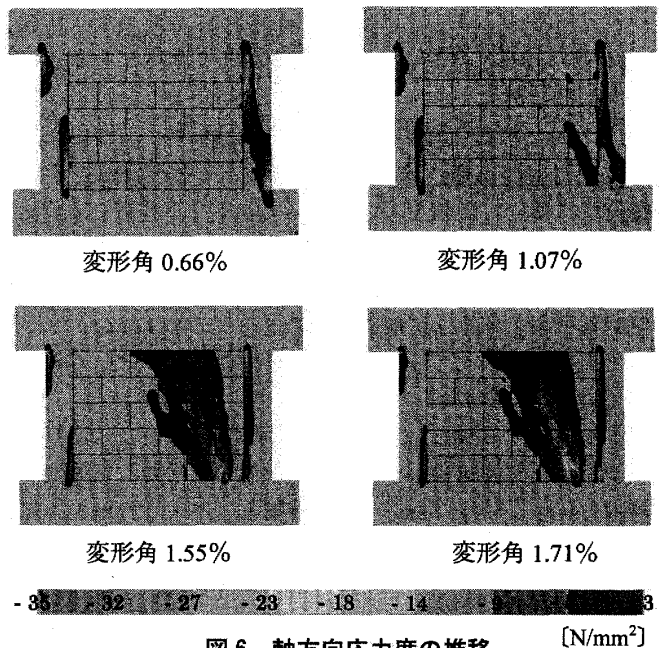


図6 軸方向応力度の推移 [N/mm²]

4. 結論

B-flame の解析は最大耐力に至る過程が計算値とほぼ一致しており、実験を概ね再現することができた。

I-flame の柱の軸力喪失点以後、柱が負担していた軸力が組積造壁に推移し、ブロック間の摩擦の働きにより水平耐力が上昇し始めることは本解析においても確認することができた。しかし、解析不能となったために実験に見られたような大きな耐力上昇は再現出来なかった。

参考文献

- 1) 真田 他：面外への転倒防止機構を備えるブロック壁を増設した RC 架構の破壊実験 (その1～その3), AIJ 大会学術講演会梗概集, C-2, p.563 - 568, 2007.8
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1999

*新潟大学大学院
 **新潟大学工学部 講師・博 (工)
 ***豊橋技術科学大学工学部 准教授・博 (工)

*Graduate student, Graduate school of Niigata University
 **Lecturer, Faculty of engineering, Niigata University, Dr.Eng.
 ***Associate Professor, faculty of Engineering, Toyohashi University of Technology, Dr. Eng