

論文 梁の変形を考慮した無補強組積造壁を有する RC 造架構の静的加力実験

晉 沂雄^{*1}・崔 琥^{*2}・高橋 典之^{*2}・中埜 良昭^{*3}

要旨：無補強組積造壁を有する RC 造建物の耐震性能を把握するため、無補強組積造壁を多用する韓国の学校建物を対象に、梁変形の有無をパラメータとした 1/4 スケールの縮小試験体（剛梁型および柔梁型試験体）を製作し、正負交番繰返し載荷実験を行った。その結果、組積造壁により架構全体の耐力が大幅に増大すること、梁変形の有無による組積造壁への導入軸力レベルの違いにより両試験体の破壊パターンが異なることなどが明らかとなった。また、柱と梁の歪データ、曲率分布および組積造壁の導入軸力を考慮することで、両試験体の最大耐力に影響を与える破壊機構が概ね説明できた。

キーワード：無補強組積造壁，RC 造架構，梁の変形，静的加力実験，破壊メカニズム

1. はじめに

近年極めて甚大な建物被害を伴う地震災害が世界各地で発生している。これらの地震災害では、無補強組積造壁（以下、URM 壁）あるいはこれを含む RC 造建物が大きな被害を受けていることが特徴として挙げられる。そこで、筆者らは URM 壁を有する RC 造架構の構造特性に関する基礎データの蓄積のため、無補強コンクリートブロック（以下、ブロック）造壁を含む RC 造架構の実大実験を実施し、その耐震性能に関する研究を行ってきた¹⁾。しかし、ここでの実験は梁を剛と見なした剛梁型試験体に限定したものであったため、将来 URM 壁の面外方向への破壊およびこれによる架構全体の耐力低下などを検討するためには、これらに影響を与えると予想される梁の変形を考慮した実験データの取得が必要不可欠である。そこで、本研究では梁の変形をパラメータとした 1/4 スケールの剛梁型および柔梁型試験体を計画し、面内方向への静的載荷実験を行った。本稿では、実験概要、荷重 - 変形関係および梁変形の有無による架構の破壊メカニズムについて検討した結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 対象建物および実験パラメータ

本研究の対象建物は先行して行った実大実験¹⁾と同様、1980 年代における韓国の学校建物の標準設計例に基づいた 4 階建て建物である（図 - 1 参照）。本研究では、梁変形の有無を主パラメータと設定し、対象建物の梁間方向の 1 階および 4 階を想定した計 4 体（1 階剛梁型試験体、1 階柔梁型試験体、4 階剛梁型試験体および 4 階柔梁型試験体）の 1/4 スケールの縮小試験体を計画した。本稿ではこれらのうち 1 階を想定した試験体 2 体について検討した結果を述べる。

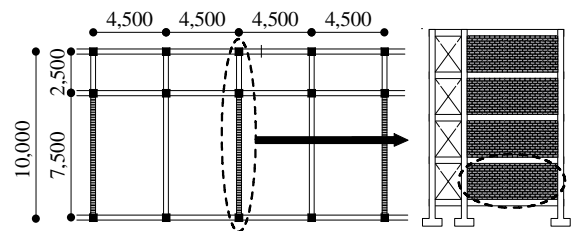


図 - 1 韓国の 1980 年代の学校建物の標準設計例(単位:mm)

2.2 縮小試験体の設計

剛梁型および柔梁型試験体の詳細を図 - 2 に示す。

(1) 縮小柱の設計

縮小柱の断面寸法は対象建物の約 1/4 とした。また、軸応力度、主筋比およびせん断補強筋比が文献 2) の実大試験体とほぼ同程度、せん断余裕度が文献 2) の実大試験体と同じになるよう設計した。

(2) 縮小ブロック造壁の設計

縮小ブロックの寸法は実大ブロックの 1/4 とし、実大ブロックの 3 段プリズム圧縮試験による応力度 - 歪度関係を概ね再現する配合率を定めた^{2), 3)}。縮小ブロック造壁は、実大試験体のひび割れパターンと比較するため、実大試験体のブロック造壁の配置列数および段数（9 列 × 12 段）と同様とした。

(3) 縮小梁の設計

剛梁型試験体の梁は下部スタブと同様であり、剛梁は架構の終局耐力時でも弾性域に留まるよう設計した。一方、柔梁型試験体では 4 層架構の 2 階梁に作用するモーメントを再現するため、上部にヒンジを有する鉄骨柱を 2 階柱として設置することとした。柔梁は、対象建物のスラブの影響を考慮した T 形梁のせん断余裕度および最大変位レベルが同程度になる長方形梁として設計した。

詳細な縮小試験体の設計は文献 2) , 3) を参考されたい。

*1 東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 (正会員)

*2 東京大学生産技術研究所 助教・博(工) (正会員)

*3 東京大学生産技術研究所 教授・工博 (正会員)

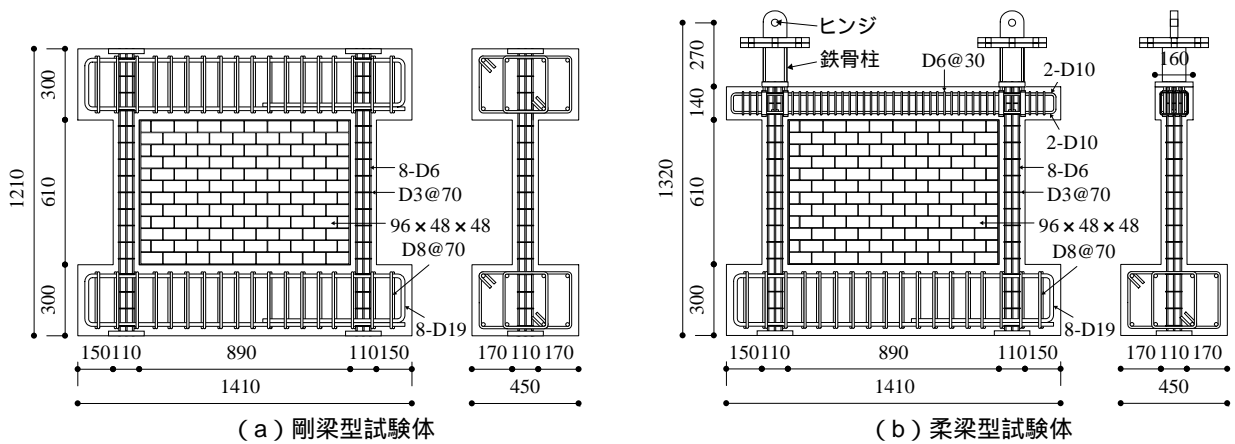


図 - 2 縮小試験体の詳細 (単位: mm)

2.3 材料試験結果

表 - 1 ~ 表 - 3 に材料試験結果を示す (表中の各値は 3 サンプルの平均値である)。コンクリートの設計基準強度は 1980 年代の学校建物の標準設計に基づき 21MPa を用いたが、供試体の圧縮強度は設計値を約 40% 上回った。鉄筋の降伏強度も規格点降伏強度をそれぞれ 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、事前の検討により、ヤング係数の増減はブロック造壁のせん断力に大きい影響を与えないことがわかっており³⁾、実大ブロック造壁のせん断力は概ね再現できたと考えられる。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) とした結果、圧縮強度をほぼ再現することができた。

2.4 加力計画

図 - 3 に柔梁型試験体の載荷システムを示す。剛梁型試験体では上部剛梁と加力ビームの間に鉄骨ビームを設けて柔梁型試験体と加力高さを一致させた。図 - 4 に加力計画を示す。試験体に作用する水平力は原則として正負交番で、実大実験と同様、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 (処女載荷方向への耐力及び破壊の片寄りを防ぐため) ずつ載荷することとし、大振幅後の小振幅を想定して部材角 1.0% 経過後 0.4% を 1 サイクル載荷することとした。ただし、試験体の破壊状況に応じて安全のため載荷のルールの変更または載荷を終了した。1 階を想定した試験体では鉛直方向に計 96kN (4 階では計 24kN) の一定軸力を導入した。

2.5 計測計画

図 - 5 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が負担する軸力を計測した。また、危険断面位置を含む柱および梁 (柔梁型試験体のみ) の主要な箇所歪ゲージを貼り付け、主筋および補強筋の歪を計測した。

表 - 1 コンクリートの材料試験結果

圧縮強度	ヤング係数	割裂強度
30MPa	2.1×10^4 MPa	2.8MPa

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 (MPa)
D3	柱補強筋	SD390	420	495	1.9×10^5
D6	柱主筋	SD345	365	525	2.1×10^5
D6	梁補強筋	SD785	890	1150	2.0×10^5
D10	梁上部筋	SD785	960	1080	1.9×10^5
D10	梁下部筋	SD295	360	520	2.1×10^5

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 (空洞部含む全断面積で除した値)		目地モルタル
圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度
6.5 (7.3)MPa	$1.0 (2.0) \times 10^4$ MPa	21.6 (20.8)MPa

(): 実大実験の結果

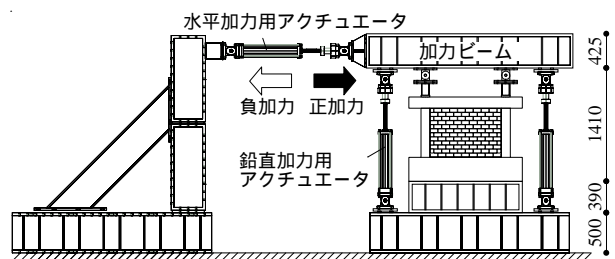


図 - 3 載荷システム (柔梁型試験体, 単位: mm)

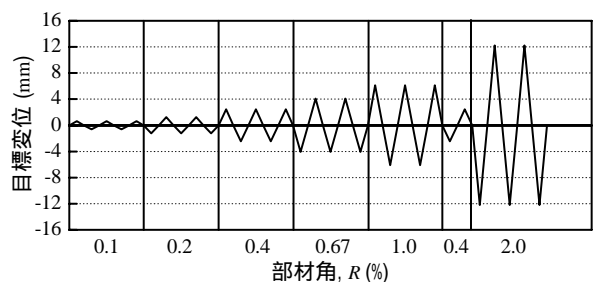


図 - 4 加力計画

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図 - 6 に最大耐力時のひび割れ状況を示す。

(1) 剛梁型試験体

部材角（水平変位/柱内法高さ）+0.1%の第1サイクルから両柱に曲げひび割れが発生し、ブロック目地にもひび割れが発生し始めた。部材角+0.2%の第1サイクルでは、両柱に新たな曲げひび割れが観測され、ブロック目地には階段状のひび割れが伸展し始めた。また、ブロックを貫通する斜めひび割れも観測された。部材角0.4%および0.67%では新たなひび割れが僅かに発生したものの、既に発生したブロック目地ひび割れ幅の増加が主要な変化であった。また、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それぞれせん断ひび割れが観測され、その後部材角-1.0%の第1サイクル加力途中、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) 柔梁型試験体

部材角+0.1%の第1サイクル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発生し、ブロック造壁には上部1段目と2段目の横目地に全長さにわたってひび割れが発生した。部材角+0.2%の第1サイクルでは、引張側柱に新たな曲げひび割れが観測され、ブロック目地のひび割れも階段状に伸展し始めた。また、引張側柱に隣接する最上段ブロックに、梁の変形による貫通ひび割れが観測された。部材角0.4%から2.0%まで新たな貫通ひび割れが幾らか増加したが、既に発生したブロック目地ひび割れ幅の増加が主要な変化であった。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、圧縮側柱脚部に曲げひび割れが発生し始めた。部材角+0.67%から2.0%まで、柱では主に曲げひび割れの本数および幅が増加するのみで著しい損傷の集中は観測されなかったのに対し、梁では危険断面での曲げひび割れに損傷が集中する傾向が観測された。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程度）、梁主筋の歪値が急激に増加したため実験を終了した。

3.2 荷重 - 変形関係

図 - 7 に荷重 - 変形関係を示す。

(1) 剛梁型試験体

部材角+0.67%付近で主筋が降伏し最大耐力48.6kNとなり、その後+1.0%まで耐力を維持した。部材角-1.0%付近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、図 - 6 (a) に示すように引張側柱頭部と圧縮側柱脚部にせん断ひび割れが集中したことから、壁体内に圧縮ストラットが形成され、圧縮側柱脚部に大きな押し抜き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。ここで、柱のみに着目すると、せん断余裕度の計算値は1.1（荒川 mean 式に基づくせん断終局強度と曲げ終局強度の略算式に基づく曲げ終局時のせん断力から算出。但し、ここでは縮小柱のかぶり厚さの実情を反映して係数を修正した略算式²⁾を用いた。）であり、実験結果は計算値より若干靱性能を有する結果となった。また、実験より得られた架構全体のせん断力は両側柱のみの計算値に対しておよそ1.6倍に相

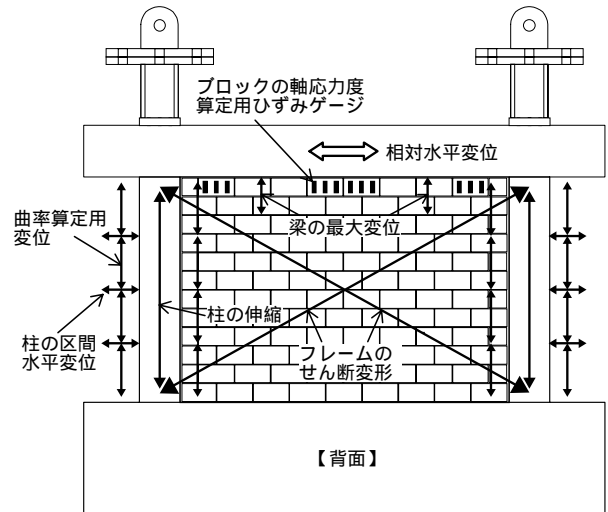
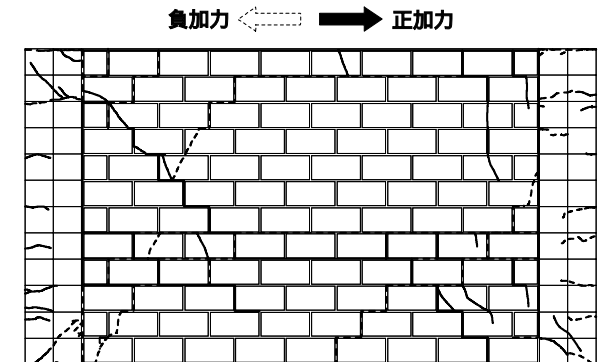


図 - 5 計測計画（柔梁型試験体）



(a) 剛梁型試験体（+0.67%，第1サイクル）



(b) 柔梁型試験体（+2.0%，第1サイクル）

図 - 6 最大耐力時のひび割れ状況

当し、組積造壁が架構内から脱落しなければ、これが架構の耐力に大きく寄与していることがわかる。

(2) 柔梁型試験体

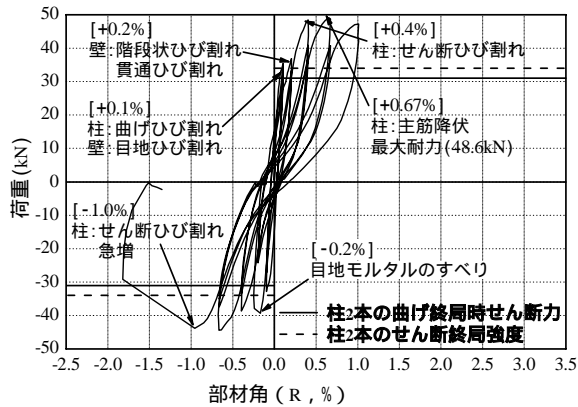
部材角 -0.67%付近で梁の主筋が降伏した後、部材角 +1.3%付近で柱主筋が降伏し、部材角+1.8%付近で最大耐力 39.8kN を記録した。その後、最終部材角である+3.0%に至るまで著しい耐力低下は起こらなかった。本試験体は梁降伏先行型で、架構を構成している柱、梁およびブロック造壁の挙動が剛梁型試験体とは全く異なるため、次章で梁の変形による破壊メカニズムの変化や架構全体の最大耐力について詳細な検討を行う。

4. 梁変形の有無による架構全体の最大耐力の検討

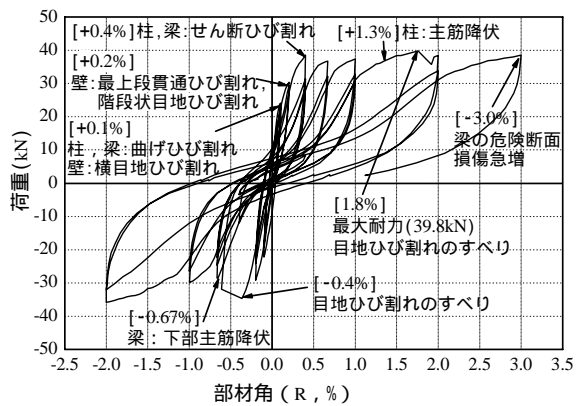
本章では実験結果および材料試験結果を用いて架構の最大耐力を曲げ終局時のせん断力とせん断終局強度に分けて検討する。また、最大耐力時の部材角は図 - 7 に示したように、剛梁型試験体では+0.67%、柔梁型試験体では+2.0%である。

4.1 架構の曲げ終局時のせん断力の算定

剛梁型および柔梁型試験体の曲げ終局時のせん断力の算定は、柱および梁の歪度および柱の曲率分布などを用いて検討する。



(a) 剛梁型試験体

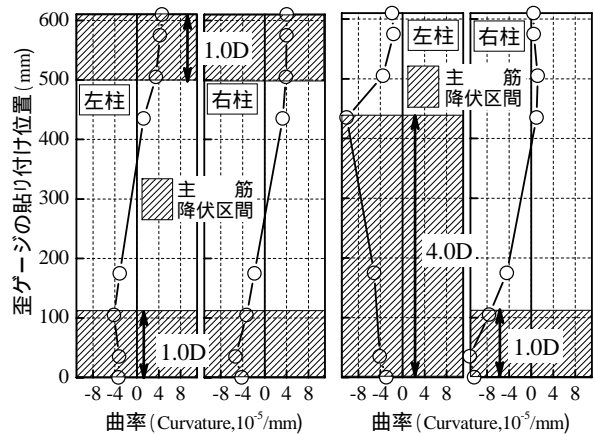


(b) 柔梁型試験体

図 - 7 荷重 - 変形関係

図 - 8 に最大耐力時の柱主筋の歪度から求めた曲率分布を示す。また、柱主筋の降伏区間も併せて示す。図 - 8 (a) から、剛梁型試験体では両側柱ともに曲率の反曲点が柱の高さ方向のほぼ中央部に位置しており、降伏区間は柱の上下ともに 1.0D (D: 柱せい) であった。一方、柔梁型試験体では、前述したとおり、梁の変形により引張側柱に隣接する最上段ブロックに早い段階から貫通ひび割れが発生し、部材角の増大に伴いブロック造壁の上部 1 段目と 2 段目の横目地のすべり量が増加する傾向にあったため、図 - 8 (b) に示したように左側柱は高い位置で曲率が大きくなっており、その結果降伏区間も 4.0D となった。

図 - 8 に示した最大耐力時の柱の曲率分布および降伏区間の結果に基づき検討したモーメント分布を図 - 9 に示す。図 - 9 (a) において、剛梁型試験体のモーメント分布は、柱の可撓長さを図 - 8 (a) の結果に基づいて 3.5D とし、両側柱の上下ともに曲げ終局モーメントに至ったと設定した。このモーメント分布の時の柱 2 本の曲げ終局時のせん断力の計算結果を表 - 4 に示す。図 - 9 (b) において、柔梁型試験体のモーメント分布は、柱の可撓長さを図 - 8 (b) の結果に基づいて左側柱では 1.5D、右側柱では 5.5D とし、両側柱の可撓長さにおける下部と梁の左端部が曲げ終局モーメントに至ったと設定した (柱の曲げ終局モーメント: $M_{u,柱} = 4.5kN \cdot m$ 、梁の曲げ終局モーメント: $M_{u,梁} = 5.5kN \cdot m$)。これらの曲げ終局モーメントと外力モーメント (2 階での水平加力分をモーメ



(a) 剛梁型試験体 (b) 柔梁型試験体

図 - 8 最大耐力時の柱の曲率分布

表 - 4 曲げ終局時のせん断力の計算結果

	曲げ終局モーメント M_u (kN · m)	可撓長さ h_0 (mm)	曲げ終局時せん断力 Q_{Mu} (kN)
剛梁型 (2 本分)	9.0	390	47.2
柔梁型	左側柱	150	27.0
	右側柱	450	10.0

ントに置換，各柱あたり 6.0kN・m) の力の釣り合いの
関係から架構のモーメント分布を決定した。このモー
メント分布の時の各柱の曲げ終局時のせん断力の計算結
果を表 - 4 に示す。

4.2 架構のせん断終局強度

架構全体のせん断終局強度は，柱のせん断終局強度と
組積造壁のせん断力の合計で算定する。また，組積造壁
のせん断力の算定は，ブロック造壁の導入歪度および押
し抜き試験結果などを用いて検討する。柱のせん断終局
強度は荒川 mean 式で計算した。その結果を表 - 5 に示す。

無補強組積造壁の破壊メカニズムは，主に対角ストラ
ット圧縮破壊とすべりせん断破壊があげられる。これら
の破壊メカニズムは，両者のうち 1 つのみが発生するの
ではなく，2 つの破壊メカニズムが同時に展開されるの
が一般的であり⁴⁾，本実験でも観測されたため，本研究
では両者のせん断力を比較し，架構全体の破壊メカニ
ズムを判断することとした。

まず，対角ストラットの圧縮破壊時のせん断力 V_c は式
(1)から求められる⁴⁾。この式を用いて計算した結果を表
- 5 に示す。

$$V_c = W_{eq} \cdot t \cdot f_m \cdot \cos \theta \quad (1)$$

$$W_{eq} = 0.175 \left(\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_m}{E_m \cdot t \cdot \sin 2\theta \cdot h^4} \right)^{0.1} \cdot l_d$$

ここで，

W_{eq} : 等価圧縮ストラットの有効幅 (mm)

t : URM 壁の厚さ (mm)

f_m : プリズム圧縮強度 (MPa)

E_c, E_m : コンクリートおよび URM 壁のヤング係数 (MPa)

I_c : 柱の断面 2 次モーメント (mm⁴)

h_m : URM 壁の高さ (mm)

h : 上下梁の中心間距離 (mm)

l_d : 組積造壁の対角長さ (mm)

すべりせん断破壊時のせん断力 V_s は式(2)から求めら
れる⁴⁾。

$$V_s = V_0 + \mu \cdot N \quad (2)$$

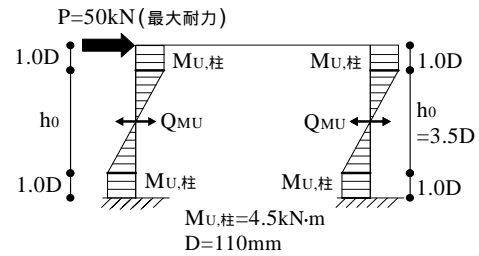
ここで，

V_0 : 粘着力 (kN)

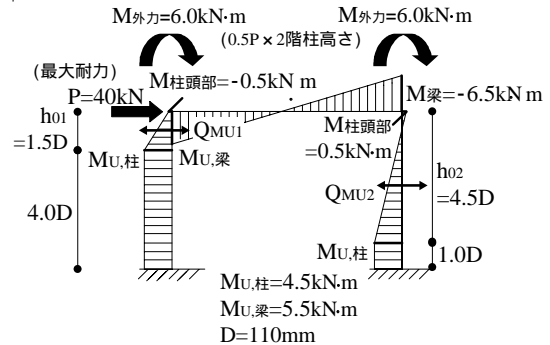
μ : 横目地モルタルのすべり摩擦係数

N : 導入軸力 (kN)

すべりせん断破壊時のせん断力 V_s を計算するための
粘着力 V_0 とすべり摩擦係数 μ を調べるために，図 - 10
に示す各導入軸力に応じた押し抜き試験 (1 列 3 段およ
び 2 列 3 段)を行った。その結果 粘着応力度 τ_0 は 0.36MPa，
すべり摩擦係数 μ は 0.78 と推定されたが，最大耐力時を
想定し粘着力は期待できないと考え，ここでは粘着応力
度 $\tau_0=0$ と仮定した。また，ブロック造壁の導入軸力は，
図 - 11 に示すブロック造壁の最上段に貼り付けた歪ゲ
ージの結果と 3 段プリズム圧縮試験より求めた軸応力度



(a) 剛梁型試験体



(b) 柔梁型試験体

図 - 9 最大耐力時のモーメント分布

表 - 5 せん断終局強度の計算結果

	柱	組積造壁		
		せん断 終局強度 $Q_{su,mean}$ (kN)	圧縮破壊 せん断力 V_c (kN)	すべり せん断力 V_s (kN)
剛梁型	40.1 (2 本分)	29.3	20.6	
柔梁型	左側柱	25.1	29.3	44.9
	右側柱	18.7		

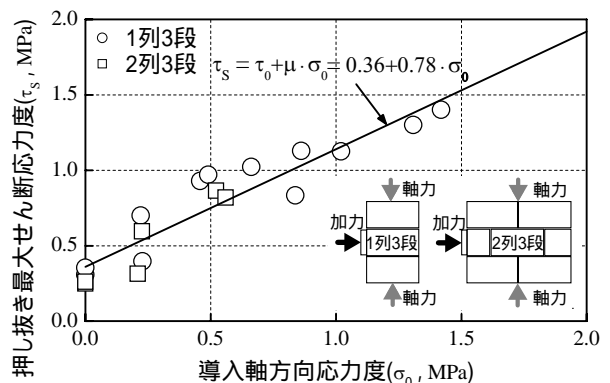


図 - 10 押し抜き試験結果

- 歪度の関係より求めた。ここでは，壁体内で歪度が局
所的に大きく変化するため，各歪度がブロック造壁のあ
る区間を代表すると仮定し (ブロック造壁の左側から 2.5
枚，4 枚，2.5 枚に区分し，各区間内で計測された歪の平
均値を用いた)，区間ごとに求めた導入軸力を式(2)に代
入し，得られたせん断力の和をすべりせん断破壊時のせ

せん断力 V_s として表 - 5 に示す。

以上の架構全体の曲げ終局時のせん断力およびせん断終局強度（柱のせん断終局強度+ブロック造壁のせん断力）を荷重 - 変形関係と併せて図 - 12 に示す。同図より、両試験体の最大耐力と本研究で算定した結果は概ね一致しており、組積造壁の存在によって架構に生じる柱の降伏区間、曲率分布ならびにモーメント分布の評価が適切だったと考えられる。また、柱のせん断終局強度に組積造壁のせん断力への寄与分を加えた架構全体のせん断終局強度は、両試験体ともに曲げ終局強度時のせん断力を遥かに超えており、部材角の増大に伴いせん断強度の低下が予想されるとしても、少なくとも最大耐力時の部材角までは曲げ終局強度時のせん断力よりもせん断終局強度の方が大きいことが架構全体の破壊メカニズムから推定できる。

5. まとめ

本研究では梁の変形をパラメータとした 1/4 スケールの剛梁型および柔梁型試験体を計画し、面内方向への静的載荷実験を行った。その結果を以下にまとめる。

- (1) 剛梁型試験体では、+0.67% 付近で主筋が降伏し最大耐力 48.6kN となり、その後部材角 - 1.0% 付近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。
- (2) 柔梁型試験体では、部材角 - 0.67% および +1.3% 付近で梁および柱の主筋がそれぞれ降伏した後、部材角 +1.8% 付近で最大耐力 39.8kN を記録した。部材角 2.0% まで、柱では主に曲げひび割れ量が増加するのみであったのに対し、梁では危険断面での曲げひび割れに損傷が集中する傾向が見られた。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実験を終了した。
- (3) 両試験体の最大耐力と曲げ終局時のせん断力の算定結果は概ね一致しており、本研究で考慮した柱の降伏区間、曲率分布ならびにモーメント分布の設定が妥当であった。また、柱のせん断終局強度と組積造壁のせん断力の和で算定した架構全体のせん断終局強度は、両試験体ともに曲げ終局強度時のせん断力より遥かに大きくなっており、架構全体の破壊メカニズムの変化が説明できた。

参考文献

- 1) 崔琰: 無補強コンクリートブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造建物の残存耐震性能に関する研究, 東京大学学位論文, 2006.3
- 2) 晋沂雄, 崔琰, 中埜良昭, 高橋典之: 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

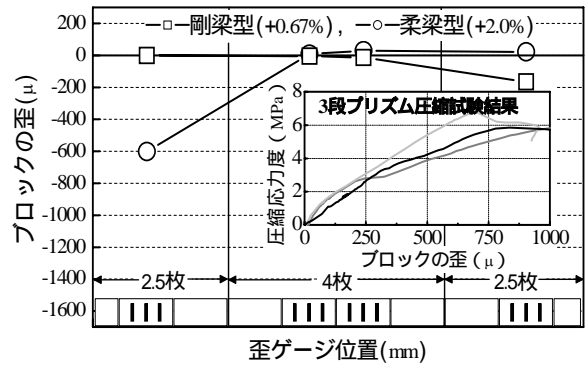
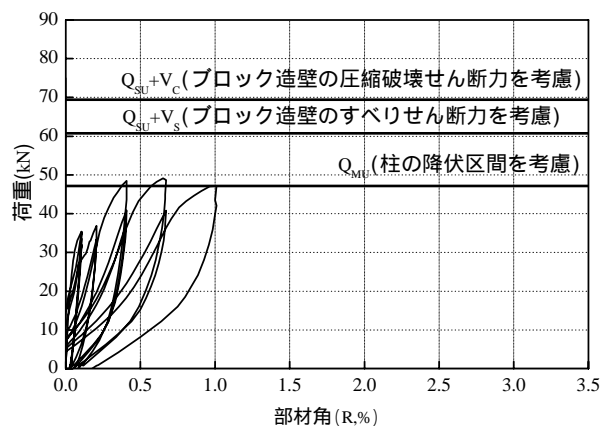
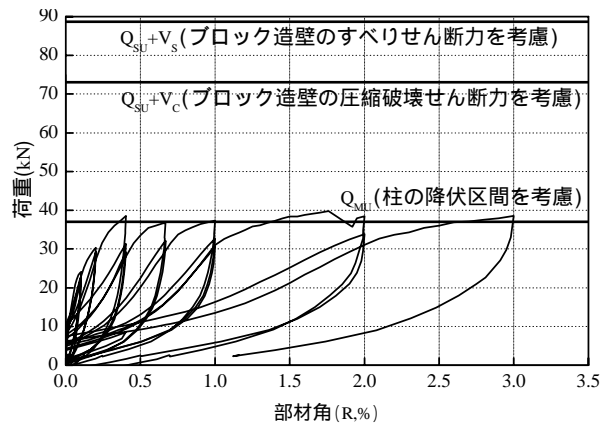


図 - 11 壁体最上段の歪度および軸心力度 - 歪度関係



(a) 剛梁型試験体



(b) 柔梁型試験体

図 - 12 荷重 - 変形関係および最大耐力の計算結果

- 1 および 2), 日本建築学会大会学術講梗概集, pp.909-912, 2007.8
- 3) 崔琰, 晋沂雄, 中埜良昭, 高橋典之: 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 3 および 4), 日本建築学会大会学術講梗概集, pp.989-992, 2008.9
- 4) FEMA306: Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project), 1998