

# 論文 トルコの組積造壁を有する RC 架構の実験と解析による性能評価

鈴木 有美<sup>\*1</sup>・真田 靖士<sup>\*2</sup>・崔 琥<sup>\*3</sup>・中埜 良昭<sup>\*4</sup>

**要旨:** 筆者らは、トルコの典型的な構造形式である組積造壁を内蔵した RC 架構の梁を適切にモデル化した架構および多層/多スパン架構の静的載荷実験を実施した。この種の構造形式の剛梁を有する 1 層 1 スパン架構に対して柱と壁の相互作用を考慮できる性能評価モデルが既往の研究において提案されたが、その適用範囲の検証は不十分である。そこで本研究では、筆者らの実験データに基づき性能評価モデルの仮定および評価精度の検証を実施した。実験で得られた柱の降伏状況は既往のモデルの仮定を概ね満足した。また、計算耐力は 1~2 割程度過大評価する傾向が得られ、柔梁を有する架構への適用にはモデルの修正を要することを確認した。

**キーワード:** RC 架構, 組積造壁, 静的載荷実験, 圧縮ストラット, 相互作用

## 1. はじめに

諸外国で用いられている典型的な鉄筋コンクリート構造物として、RC 架構に組積造壁を内蔵した構造形式がある。この種の建物は地震多発地域においても用いられており、過去の地震被害調査では多くの被害事例が報告されている。例えば、2007 年のインドネシアのスマトラ島沖地震<sup>1)</sup>、1999 年のトルコ・コジャエリ地震<sup>2)</sup>等が挙げられるが、これらの地震では建物の層崩壊やレンガ壁の崩落等の重大な被害が発生したと報告されている。

文献 3 では、インドネシアの地震被災建物で用いられた組積造充填壁を内蔵する RC 架構に対する実験的研究に基づき、層降伏型建物の耐震性能を充填壁の影響を考慮して評価するための性能評価手法が考案された。この手法は、架構と充填壁の相互作用を考慮しており、架構の構造諸元と材料特性に基づいて架構全体の性能を評価できる有用なモデルである。トルコのレンガは空洞を有するため、インドネシアの空洞が無いレンガよりも相対的に脆弱であるが、同手法はレンガの異なる特性も考慮できる。しかし、そのモデル化と検証は剛な梁を有する

1 層 1 スパン架構に対して実施されており、この範囲を超える架構に対する適用性については不明である。

筆者らが文献 4 および文献 5 において実施したトルコの建物で用いられる無補強のレンガ造充填壁を有する RC 架構の静的載荷実験では、充填壁上の梁がモデル化されており、また 1 層 1 スパン架構の試験体のみならず 2 層 1 スパンおよび 1 層 2 スパン架構の試験体が用いられた。本論文では既往の性能評価モデルをこれらの試験体に対して適用し、モデルの適用性および潜在する課題について検討した結果を報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験計画概要

#### (1) 試験体および載荷計画

試験体は 1 層 1 スパンの試験体が純フレーム架構の BF、組積ユニットを縦積み (以下 VB)、横積み (以下 HB) して製作した充填壁を内蔵する架構の計 3 体、組積ユニットを横積みした充填壁を有する 2 層 1 スパン架構 (2story) 1 体、1 層 2 スパン架構 (2bay) 1 体の計 5 体

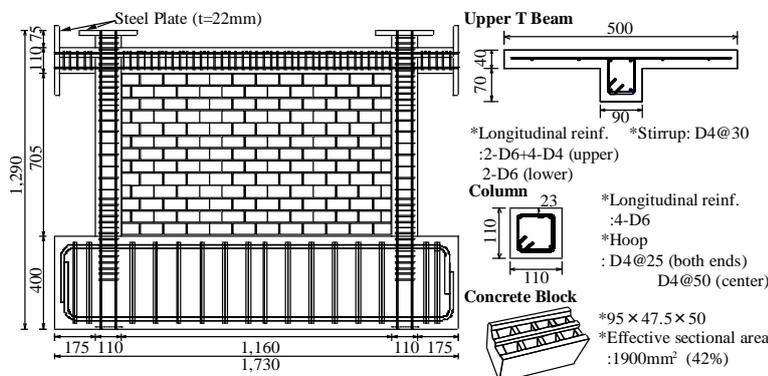


図-1 試験体 HB の構造詳細

表-1 コンクリートの材料特性

$f'_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
24.1	$2.1 \times 10^4$

表-2 鉄筋の材料特性

	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
D4	401	$2.1 \times 10^5$
D6	407	$2.0 \times 10^5$

表-3 組積 3 段ブリズムの材料特性<sup>\*1</sup>

	$f_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_i$ [ $\mu$ ] <sup>*2</sup>
Horizontal	8.4	$9.6 \times 10^3$	1168
Vertical	3.6	$9.8 \times 10^3$	313

<sup>\*1</sup> 全断面積に対する材料特性である。

<sup>\*2</sup>  $\epsilon_i$ : 組積 3 段ブリズム圧縮強度時ひずみ

\*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)

\*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

\*3 東京大学生産技術研究所 助教 博士(工学) (正会員)

\*4 東京大学生産技術研究所 教授 工博 (正会員)

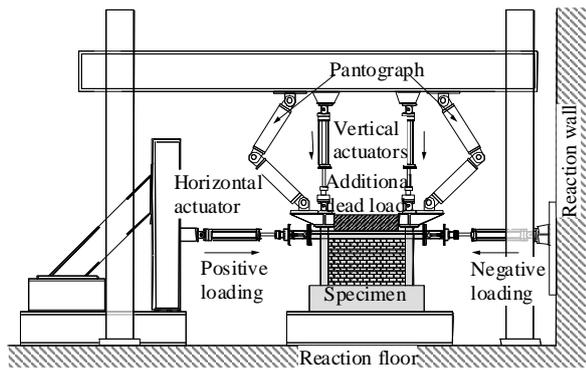


図-2 載荷装置

である。試験体スケールは実大架構の約 1/4 である。図-1 に試験体 HB の詳細を示す。組積ユニットは、実大レンガに力学的特性を整合させた縮小コンクリートブロックとして製作された。表-1 から表-3 に使用した材料の試験結果を示す。

図-2 に実験の載荷装置を示す。試験体の各柱柱頭に接続した鉛直アクチュエータにより各 35kN の定軸力を作用させ、積載荷重としてスラブ上に計 7.5kN のおもりを設置している。柱の圧縮強度に対する作用軸力の比で定義された軸力比は全試験体で外柱が 0.13, 2 スパン試験体の中柱が 0.15 である。実験では試験体最上部の梁両端に設置した水平アクチュエータで変形角 0.1% から 3.0% までの正負交番繰り返し載荷を実施した。

### (2) 計測計画

図-3 に柱主筋のひずみゲージの配置計画を示す。柱主筋のひずみゲージは試験体裏側に各危険断面から 100mm 毎に 3 枚貼付している。変形は最上階梁の中央に設置した水平変位計で制御した。

## 2.2 実験結果

### (1) 履歴特性と破壊性状

図-4 に各試験体の R=3.0% までの履歴曲線を示す。純フレームの試験体 BF は、変形角 2%, -2% 時に最大耐力 19.0kN, -21.0kN をそれぞれ記録した。T 字梁に対して平面保持を仮定した ACI ストレスブロック法による曲げ耐力計算と、柱の曲げ耐力略算式を用いて計算した架構耐力は 18.1kN であり、実験結果と整合している。

コンクリートブロック壁 (以下、ブロック壁) を内蔵した試験体は、同図に示すとおり試験体 BF に対して剛性および最大耐力の上昇が見受けられ、組積造壁が架構全体の挙動に大きく影響することを確認できた。試験体は最終的に RC 柱脚部の曲げ圧縮破壊により終局に達し、せん断破壊は生じなかった。

試験体 HB と 2 スパン試験体は各ブロック壁に同様の階段状ひび割れが生じ、各スパンのブロック壁が対角線上に圧縮ストラットを形成し、水平力に抵抗した様相が見受けられた。2 スパン試験体では、中柱が両側の壁か

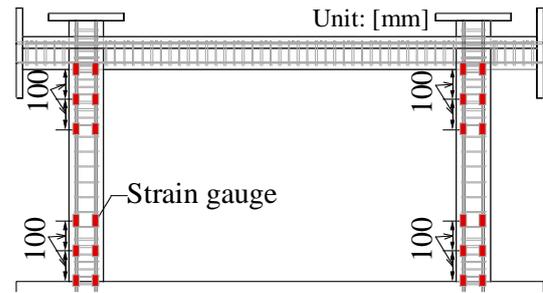


図-3 柱主筋のひずみゲージ計画

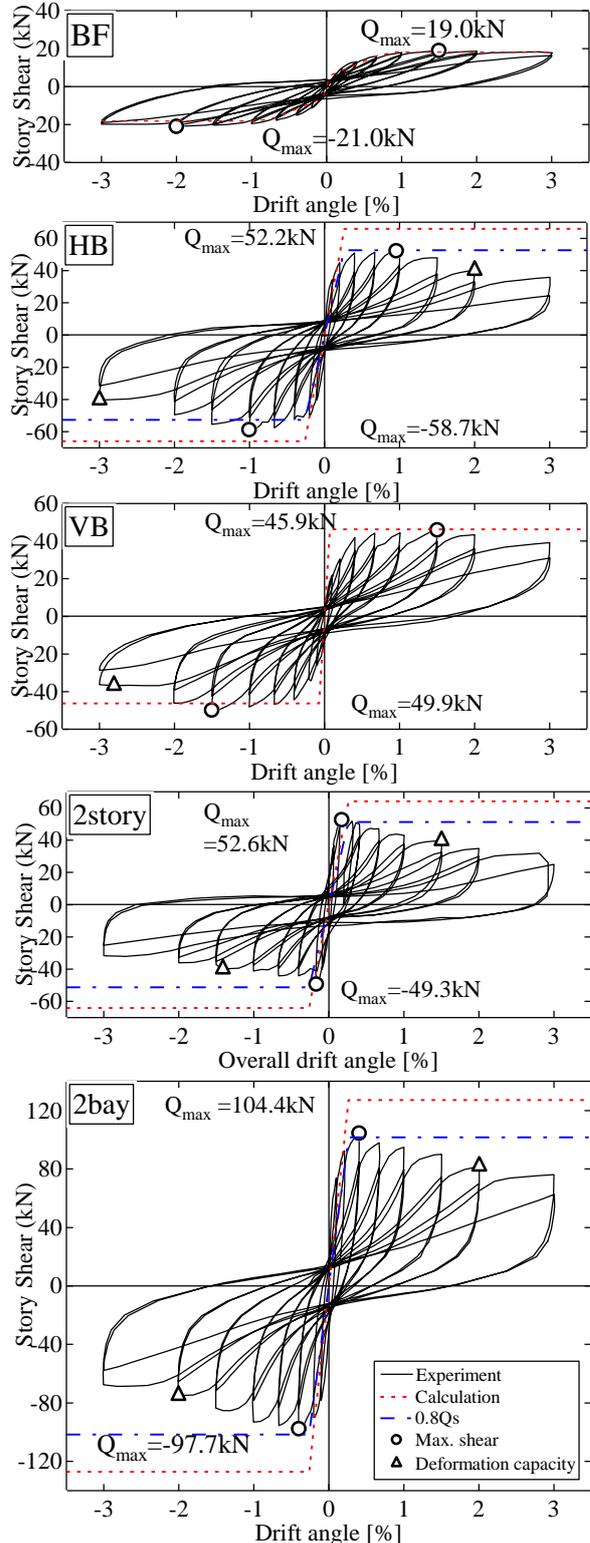


図-4 各試験体の履歴曲線

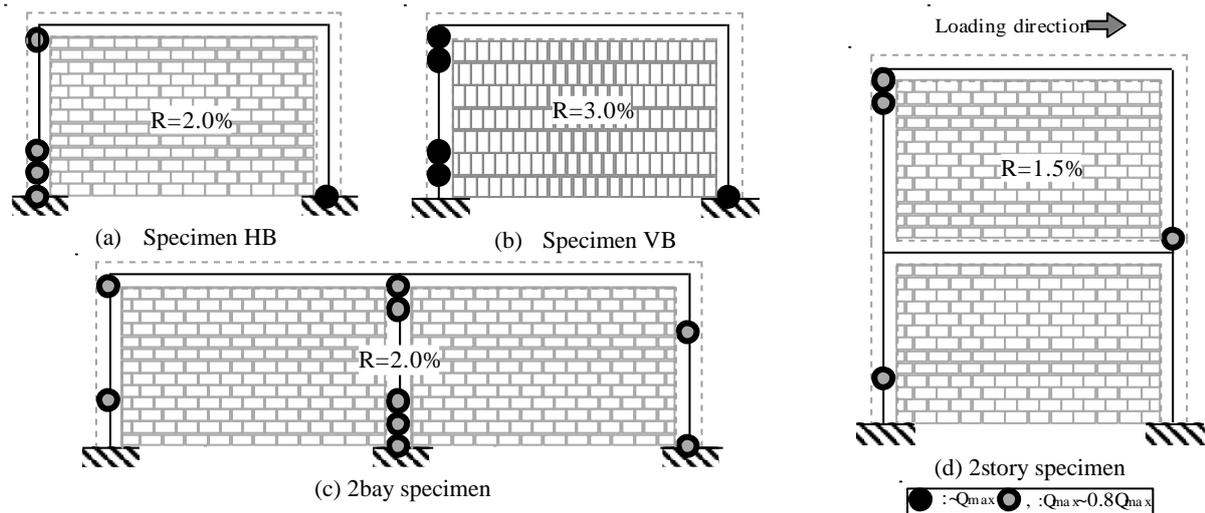


図-5 正載荷時の柱引張主筋の降伏位置

ら柱頭と柱脚に圧縮を受けた結果、外柱に対し端部の損傷がより顕著であった。

縦積み試験体 VB では、各コンクリートブロック間のモルタル接着部分でひび割れの発生が顕著であり、変形が大きくなるとブロックが個々に回転をしている様子が目視で確認できた。2層試験体では、最大耐力直前までは両層がおよそ同様の挙動を示したが、正側最大耐力時の変形角 0.17% 時点において、上層の引張柱柱頭およびブロック壁にせん断ひび割れを生じた。その結果、その後の載荷では下層に対し上層の変形が大きく進行した。これは、2層床位置の梁が上層の壁により変形を拘束されたために剛梁のような挙動を示し、下層の壁が拘束され、相対的に上層の剛性が低下したためと考えられる。

## (2) 周辺フレームのひずみ応答

各試験体に対して正載荷時における RC 柱の降伏位置およびその時の変形角を、引張主筋に貼付したひずみゲージの測定値より分析した。図-5 に、主筋の降伏ひずみ値  $\epsilon_y$  を  $2000\mu$  とし、各試験体の正載荷時における限界変形時点 (R=3.0% までに限界変形に達していない場合は 3.0% 時点) での引張主筋の降伏位置を示す。なお、ここでいう限界変形点とは試験体の水平耐力が最大耐力の 80% を下回った時点である。

横積み試験体 HB では、圧縮柱の柱脚が最大耐力までに降伏し、その後限界変形までに引張側柱の柱頭が降伏した。縦積み試験体 VB では、最大耐力時点までに引張柱の柱頭と圧縮柱の柱脚の引張主筋が降伏した。2スパン試験体では、最大耐力後から限界変形までに引張柱の柱頭、中柱の柱両端、圧縮柱の脚部の降伏が認められた。また、2層試験体では、破壊性状で示したように2層の変形が相対的に大きかったため、2層では引張柱の柱頭と圧縮柱の脚部が最大耐力後から限界変形にかけて降伏したが、1層の柱では限界変形までに降伏が確認されなかった。

また、全試験体に共通して引張柱の柱脚は危険断面位置から離れた場所で引張主筋の降伏が確認された。

## 3. 性能評価モデルの概要とその適用

本研究で検討する組積造壁を内蔵する RC 架構の性能評価手法は、架構と組積造壁の相互作用を考慮して組積造壁の対角方向の圧縮ストラットをモデル化する手法である<sup>3)</sup>。本手法は剛な梁を有する1層1スパン架構に対して導かれ検証されたが、この範囲を超える架構に対する適用性は不明であるため、前章の実験で用いられた柔な梁、多層/多スパン架構への適用を試みる。また、本手法では架構全体の性能曲線を Bilinear モデルで評価しており、柱のせん断破壊点により定義された架構の限界変形点の評価手法も示されているが、前章で示した試験体は柱がせん断破壊しなかったため、本章では限界変形点を除く性能曲線の評価法の適用性について検証する。

### 3.1 圧縮ストラット幅の評価法の概要

本モデルでは、図-6 に示すように柱の曲げ変形と壁の純せん断変形を仮定し、両者の接触領域の高さ  $h_s$  を評価することで、圧縮ストラットの幅を理論的に導いている。柱と壁の接触領域で力の伝達が行なわれることを考慮した柱の曲げ変形と、壁の純せん断変形の仮定の下で、接触領域の高さ  $h_s$  は式(1)を満たす値として定義される。

$$\delta_c(y)|_{y=h_s} = \delta_i(y)|_{y=h_s} \quad (1)$$

ここで、 $\delta_c(y)$ : 高さ  $y$  における柱の水平変位、 $\delta_i(y)$ : 高さ  $y$  における壁の水平変位であり、 $\delta_c(y)$  および  $\delta_i(y)$  は壁の材料強度に影響されるため<sup>3)</sup>、式(1)ではコンクリートブロックの材料強度 (表-3) から、積み方の違いによる接触領域高さの違いも評価できる。なお、高さ  $y$  は圧縮ストラット接触側の柱端部を  $y=0$  とする端部からの距離として定義されている。また、圧縮ストラットの伝達応力は壁の材料強度 (表-3) に基づいて評価されるが、接触領域の不均一な応力分布を想定して式(2)の耐力低

減係数  $\alpha$  が考慮されている。

$$\alpha = \frac{\epsilon_{ave}}{\epsilon_{max}} \quad (2)$$

ここで、 $\epsilon_{ave}$ ,  $\epsilon_{max}$  : 圧縮ストラットの平均および最大ひずみであり、高さ  $y$  におけるひずみは  $\delta_c(y)$  と  $\delta_i(y)$  の差分のストラット方向成分をストラット長さで除して求められる。なお、柱の曲げ変形  $\delta_c(y)$  はその曲率分布が曲げモーメント分布に相似形であると仮定して評価されている。ここで、曲げモーメント分布は、柱の接触領域側端部での曲げ降伏仮定と、接触領域での応力伝達を考慮して評価されている。また、高さ  $h$  (=式(4)で後述の柱高さ) において壁のせん断変形は柱の曲げ変形と一致する ( $\delta_c(h)=\delta_i(h)$ ) との仮定に基づき、 $\delta_i(y)$  は間の線形補完することで評価されている。なお、以下の適用例では柱の曲げ耐力  $M_u$  は解析対象の試験体が 1/4 スケールであったため、かぶり厚さや多段配筋の影響を考慮できる略算式<sup>9)</sup>により求めた。曲げ耐力の算定に必要な圧縮側柱および引張側柱の接触領域側の端部に作用する全軸力  $N_c$  および  $N_t$  は、初期軸力  $N_a$  (=定軸力+積載荷重) と梁に作用するせん断力  $N_b$  を用いて式(3a)および(3b)で表され、その評価概念図を図-7に示す。

$$N_c = N_a + N_b + c_v h_s \quad (3a)$$

$$N_t = N_a - N_b - c_v h_s \quad (3b)$$

ここで、 $c_v$  : 柱と壁の接触領域の単位高さあたりに作用する鉛直力である。

式(4)に上記の曲げモーメント分布を微分して得られる柱端部のせん断力を示す。

$$Q_u = \frac{1}{3} c_h h_s^3 / h^2 - c_h h_s^2 / h + c_h h_s + 2_c M_u / h \quad (4)$$

ここで、 $c_h$  : 柱と壁の接触領域の単位高さあたりに作用する水平力、 $h$  : 柱高さである。

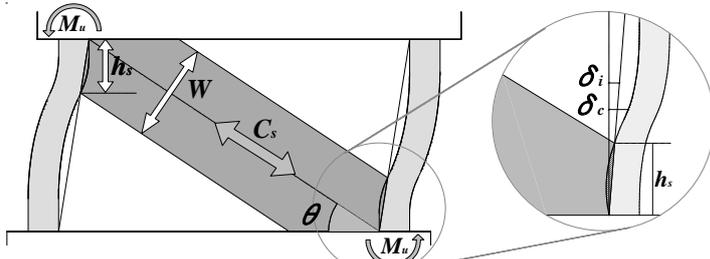


図-6 圧縮ストラットモデル概念図

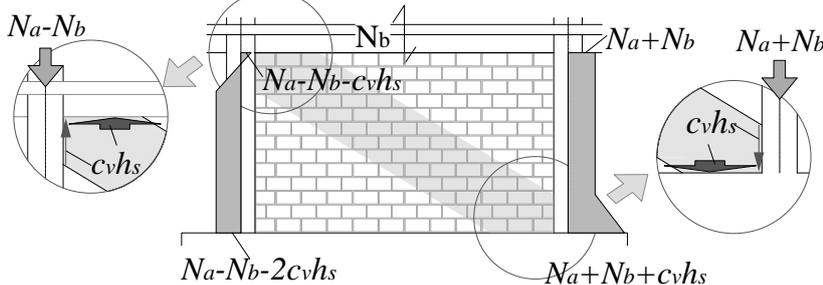


図-7 モデルにおける軸力の概念図

これらの式で用いられる  $h_s$ ,  $\alpha$  および  $N$  は図-8に示す繰り返し計算を通してストラット両側の接触領域に対してそれぞれ得られる。ストラット両側の接触領域高さ  $h_s$  が最小になる側の計算結果に基づいて、圧縮ストラットの幅が決定される。なお、初期設定値として  $h_s=h/2$ ,  $\alpha=1$ ,  $N$  には初期軸力を用いた。

### 3.2 各試験体の性能評価

図-9に各試験体の計算せん断力図を示す。同図中に示した各構面中央のせん断力は、圧縮ストラットが負担する力の水平成分を表している。また、表-4に各パラメータの計算結果を、表-5に圧縮ストラットの計算耐力および降伏変形を示す。

#### (1) 1層1スパン試験体の性能評価

3.1節により算定された圧縮ストラットに基づいて、架構全体の耐力を計算する。圧縮ストラットの幅  $W$  を式(5)に、圧縮ストラットの軸方向の圧縮強度  $C_s$  を式(6)に、その水平成分  $V_m$  を式(7)にそれぞれ示す。

$$W = 2h_s \cos\theta \quad (5)$$

$$C_s = \alpha \cdot t \cdot f_m \cdot W \quad (6)$$

$$V_m = C_s \cos\theta = \alpha \cdot t \cdot f_m \cdot W \cdot \cos\theta \quad (7)$$

ここで、 $\theta$  : 壁の対角線角度、 $t$  : 壁厚さ、 $f_m$  : 組積ユニットの圧縮強度 (表-3) である。試験体の負担層せん断力は図-9を用いて任意の高さにおける両柱とストラットの各負担せん断力の和として評価される。

一方、架構の降伏変形は圧縮ストラットの材料強度時の変形に基づいて式(8)のように評価される。

$$R_i = (\epsilon_i l_s / \cos\theta) / h \quad (8)$$

ここで  $R_i$  : 圧縮ストラット強度時の降伏変形、 $\epsilon_i$  : 組積ユニットの圧縮強度時ひずみ (表-3)、 $l_s$  : 充填壁の対角線長さ、 $h$  : 柱高さ (=充填壁の高さ) である。

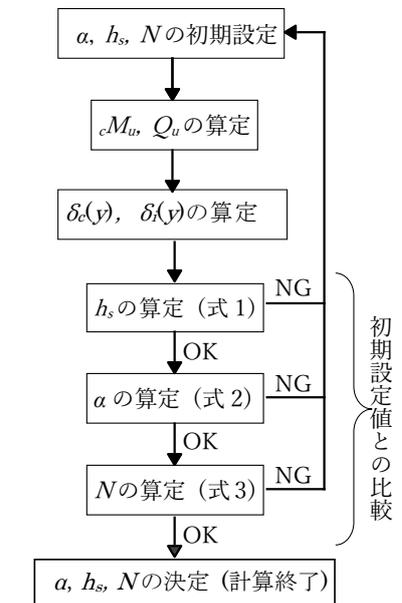


図-8 接触領域高さの評価手順

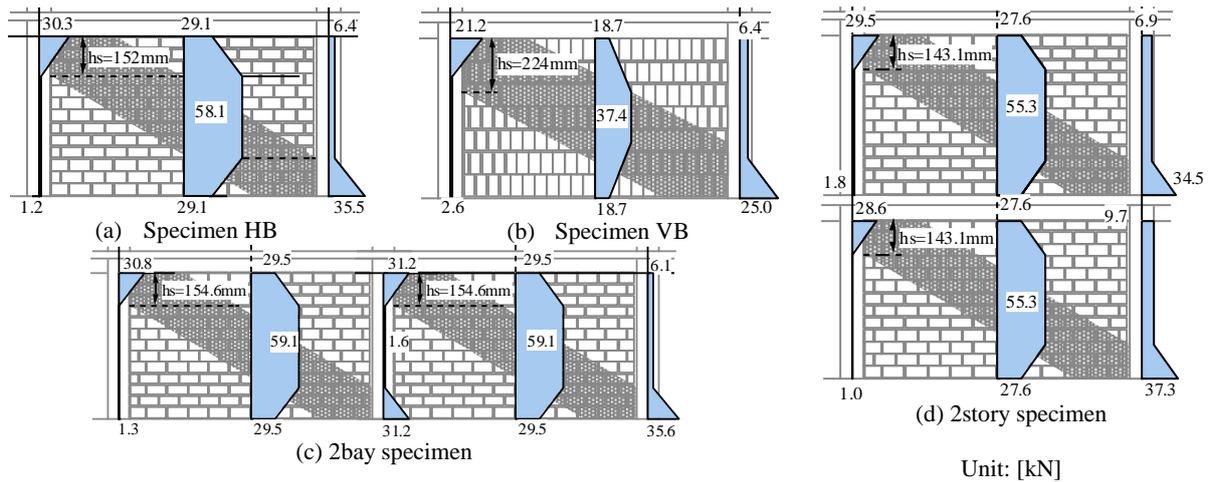


図-9 各試験体の計算せん断力図

(2) 2 スパン試験体の性能評価

2 スパン試験体では、各壁に同様の圧縮ストラットが形成されるものとして計算した。中柱は両端部で圧縮ストラットと接触しており、曲げ降伏が仮定されている。したがって、柱端部のせん断力  $Q_{mu}$  は式(9)で評価される<sup>7)</sup>。

$$Q_{mu} = -c_h h_s^2 / h + c_h h_s + 2c_u M_u / h \quad (9)$$

その結果、全柱および壁のせん断力の総和が2 スパン試験体の負担せん断力となる。

(3) 2 層試験体の性能評価

2 層試験体についても、各壁に同じストラットが形成されると仮定して計算した。1 層柱の柱軸力は、2 層柱の柱軸力に2 層梁のせん断力と圧縮ストラットによる軸力を考慮した。これらの計算仮定のもと、4つの接触領域で算定された最小の接触領域高さを用いて試験体の圧縮ストラットを決定した。この試験体では上下層の計算層せん断力が約2.0kN程度異なる結果となったため、両者の最小値として2層の計算層せん断力を試験体の計算耐力とした。

4. 性能評価モデルの適用性の考察

4.1 実験結果との比較

前章に示したように、本モデルでは圧縮ストラットとの接触領域側で柱端部の降伏を仮定している。図-5より、組積造壁を内蔵した試験体4体は限界変形までにモデルで仮定された柱端部における引張主筋の降伏が認められた。したがって、多層/多スパン架構を含む試験体の破壊性状は解析仮定と概ね整合していた。

図-9より各試験体の計算耐力は、試験体 HB, VB, 2 層試験体, 2 スパン試験体の順に 65.8kN, 46.3kN, 64.0kN, 127.1kNであった。図-4の実験の履歴曲線に、性能評価結果を比較して示す。

1 層1 スパンの試験体に着目すると、得られたせん断力図(図-9)では、試験体 HB の壁の負担せん断力が 58.1kN

表-4 各パラメータの計算結果

Specimen	$\alpha$	$h_s$	$N_t$	$N_c$
	[-]	[mm]	[kN]	[kN]
HB	0.654	152.25	15.9	61.6
VB	0.661	223.89	22.2	55.3
2story	0.653	143.14	15.8	61.7
			9.5	101.2
2bay	0.654	154.57	17.7	59.8

表-5 圧縮ストラットの計算耐力と降伏変形

Specimen	$C_s$	$V_m$	$R_i$
	[kN]	[kN]	[%rad.]
HB	68.0	58.1	0.263
VB	43.7	37.4	0.071
2story	63.9	54.6	0.263
2bay	69.1	59.1	0.263

表-6 計算耐力と実験最大耐力の比較

Specimen		$Q_{exp}$	$Q_{cal}$	$Q_{exp}/Q_{cal}$
		[kN]	[kN]	[-]
HB	+	52.2	65.8	0.79
	-	-58.7		0.89
VB	+	45.9	46.3	0.99
	-	-49.9		1.08
2story	+	52.6	64.0(TP)*	0.82
	-	-49.3		65.9(LP)
2Bay	+	104.4	127.1	0.82
	-	-97.7		0.77

\*TP: Top panel, LP: Low panel

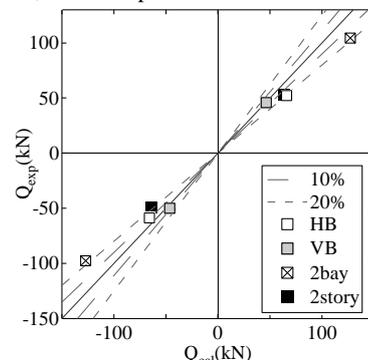


図-10 計算耐力と実験最大耐力の比較

の区間で両柱の負担せん断力が 7.6kN、同様に試験体 VB で壁の負担せん断力が 37.4kN の区間で両柱の負担せん断力が 9.0kN と、柱の負担せん断力が図-4に示す純フレームの耐力よりも小さい値をとっていることが確認できる。

これは、計算により圧縮ストラットと RC 架構の相互作用を考慮しているためと考えられ、試験体全体の耐力はブロック壁に大きく影響されていることが確認できる。

表-6と図-10に試験体の実験最大耐力とモデルを用いた計算結果の比較を示す。縦積み試験体 VB を除き、計算耐力は 2 スパン試験体、試験体 HB の正側最大耐力および 2 層試験体に対して約 2 割程度、試験体 HB の負側に対して約 1 割程度実験耐力を過大評価する結果となった。試験体 VB については、2 章の実験結果で述べたとおりコンクリートブロックに面内方向の回転が生じ、ブロック間に大きな隙間ができる現象が確認された。そのため、表-6 および図-10 からは精度の良い評価に見えるものの用いた圧縮ストラットモデルが適用可能であるかは引き続き慎重な検討が必要である。

#### 4.2 剛梁を想定したモデルの影響に関する考察

組積造壁を内蔵する架構の上部梁の剛性が架構全体の挙動や性能に与える影響を分析した実験的研究として、文献 8 が挙げられる。同文献では、柔梁試験体の最大耐力は上部梁の変形により剛梁試験体に対して 2 割程度小さくなると報告されている。本研究で使用した性能評価モデルが剛梁試験体に対して提案されたものであることを考慮すると、このモデルにより評価された計算耐力が柔梁試験体の実験値に対して 2 割程度大きな値であった結果と整合する。参考として、図-4 の履歴曲線上に計算耐力を 2 割低減した計算結果も示すと、実験結果との整合が大幅に改善される。しかしながら、上記文献と本試験体では RC 架構と内蔵壁のいずれも構造特性が異なるため、剛梁と柔梁の差異が架構全体の性能に与える影響については引き続き理論的な検討が必要であり、本モデルが柔梁を有するこの種の架構に適用するにはモデルの修正を要することを確認した。

#### 5. まとめ

本研究では、組積造壁を内蔵した RC 架構を対象とする既往の性能評価手法について、トルコの建物を対象とした実験で用いられた試験体に適用することでモデルの適用性および潜在する課題について検討した。得られた知見を以下に示す。

- (1) トルコの建物を対象とした筆者らの実験では、限界変形となる 80% 耐力時点までにモデルで仮定されている柱の降伏条件を満たしていることを確認した。この観点からは、とくに 2 層架構や 2 スパン架構に対してモデルの応用が可能である。
- (2) 計算耐力は本実験の試験体の最大耐力を縦積み試験体を除き約 1~2 割程度過大評価した。文献 8 より、梁が剛な架構は梁を適切にモデル化した架構に対し

て 2 割程度耐力が上昇することが報告されており、剛梁を前提とする性能評価モデルの評価結果は上記の報告と整合した。

- (3) 梁の剛性が架構全体の耐震性能に与える影響については、今後実験結果や評価手法における仮定等のさらなる精査が必要である。本稿の範囲では、柔梁を有する架構に既往の解析モデルを適用する場合には、その効果を適切に考慮する必要があることを確認した。

#### 謝辞

本研究の解析対象である実験は科学技術振興機構平成 25 年度戦略的国際科学技術協力推進事業「欧州諸国との研究交流 (CONCERT-Japan)」(研究課題名: 鉄筋コンクリート架構と内蔵組積造壁を一体化する革新的耐震補強工法の開発, 研究代表者: Prof. Polat Gulkan, 日本側代表者: 中埜良昭教授) の助成を受けたものであり、関係各位に謝意を記します。

#### 参考文献

- 1) Maidiawati and Sanada, Y : Investigation and analysis of buildings damaged during the September 2007 Sumatra, Indonesia Earthquakes, Journal of Asian Architecture and Building Engineering, Vol.7, No.2, pp.371-378, Nov.2008
- 2) 壁谷澤寿海, 藤田香織: トルココジャエリ地震による建築構造物の被害の調査概要, 建築防災, pp.33-39, 2000.2
- 3) 真田靖士, マイディアワティ: 層降伏型建物における RC 柱-組積造充填壁の相互作用モデル, 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.695, pp.173-180, 2014.1
- 4) Choi, H et al: Seismic Capacity Evaluation of URM Infill Built in RC Frame: Part1 Outline of Experiment, Summaries of technical papers of annual meeting, AIJ, C-2, pp.777-778, Sep.2015
- 5) Suzuki, T et al.: Seismic Capacity Evaluation of URM Infill Built in RC Frame: Part2: Failure Behavior and Lateral Load-Drift Relationships, Summaries of technical papers of annual meeting, AIJ, C-2, pp.779-780, Sep.2015
- 6) 日本建築センター: 構造計算指針・同解説, pp.233, 1988
- 7) Maidiawati: Modeling of brick masonry infill for seismic performance evaluation of RC frame buildings, Doctoral thesis, Toyohashi University of Technology, Jun.2013
- 8) 晉沂雄, 崔琰, 高橋典之, 中埜良昭: RC 造架構に内蔵された URM 壁の対角圧縮ストラットに着目した負担せん断力の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.337-342, 2013.7