

論文 直交壁の取り付いたせん断破壊型補強コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に関する研究

菅 将紀*1・黒木 正幸*2・菊池 健児*3

要旨：既存の補強ブロック造建築物の耐震性能評価に利用することを念頭に、せん断破壊型の耐力壁における直交壁の影響について検討するため、壁厚の約3倍、9倍の長さをもつ直交壁付き耐力壁試験体の水平加力実験を行った。その結果、直交壁付き試験体のせん断終局強度は等価厚さと壁厚の6倍の範囲内の直交壁縦筋のどちらか一方を考慮した計算値により、耐力壁のみ試験体と同等の精度で評価された。また、履歴ループの性状は曲げ破壊型試験体同様、除荷時剛性低下指数を0.7程度とした Takeda モデルにより概ね近似でき、直交壁の有無による違いは見られなかった。

キーワード：空洞ブロック、耐力壁、せん断終局耐力、直交壁、履歴ループ

1. はじめに

鉄筋の入った空洞部のみにコンクリートを充填するタイプの補強コンクリートブロック造（以下、補強ブロック造）の建築物は1960～1970年代を中心として全国各地に数多く建設されており、近年その耐震性能の評価が求められるケースが増えている。

本構造については、直交壁が耐力壁の耐震性能に及ぼす効果が部材実験により確認されていないことから、筆者らは既報¹⁾でせん断破壊型の耐力壁に対して実験を行い、壁厚の約6倍までの長さをもつ直交壁が耐力壁の剛性と強度に及ぼす影響について検討した。また、既報²⁾では曲げ破壊型の耐力壁を対象に、同様の検討を行うとともに、履歴ループの性状に及ぼす影響とそのモデル化について検討した。本論では、壁厚の約9倍の長さをもつ直交壁（片側ブロック列数3列）が取り付いた耐力壁を含むせん断破壊型試験体3体の実験を行い、直交壁が耐力壁の剛性と強度に及ぼす影響について検討するとともに、既報²⁾と同様の方法により履歴ループの性状について検討する。

2. 試験体

図-1に直交壁の片側長さをブロック3列とした試験体の形状・寸法および配筋詳細を示し、表-1に試験体一覧を示す。試験体は、日本建築学会の補強ブロック造設計規準の1964年版³⁾を参考にして設計した。試験体のサイズは実大の約1/2スケールとし、空洞コンクリートブロック（以下、ブロック）も厚さ150mmのタイプを1/2に縮小したもの（長さ194mm×高さ94mm×厚さ75mm）を製作し用いた。ブロックは当時のC種ブロック⁴⁾（現行のB種ブロック⁵⁾に概ね相当）の圧縮強度を目標として配合設計した。耐力壁（水平加力方向の壁）

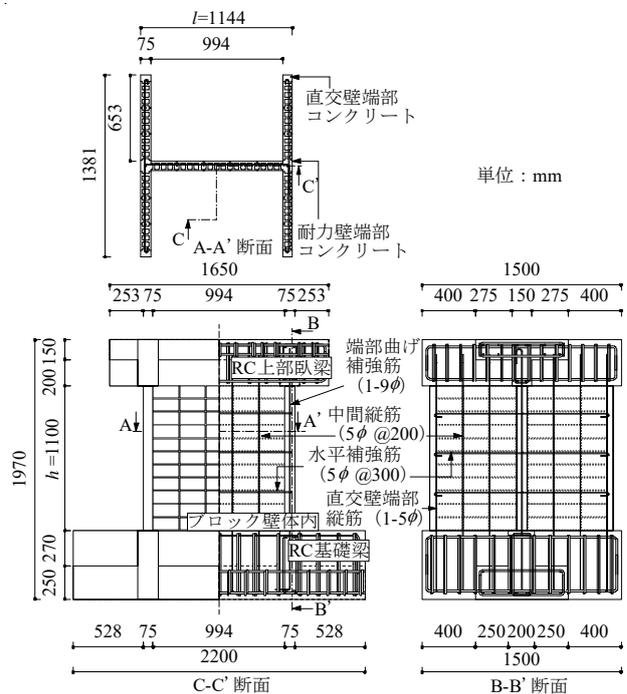


図-1 試験体形状・寸法・配筋詳細
(試験体 H3e)

には、端部曲げ補強筋に9φを1本、中間縦筋に5φを200mm間隔、水平補強筋として5φを300mm間隔で配筋した。なお、直交壁では中間縦筋と水平補強筋は耐力壁と同様の配筋とし、端部縦筋は連続する直交壁から切り出した部分を想定し5φを1本使用している。

実験変数として直交壁の有無、直交壁の長さ（列数）を採用した。試験体名は文献¹⁾と同様のルールでつけ、既報²⁾に引き続き本論の実験シリーズをeシリーズとし、試験体名の末尾にeをつけている。

表-2に使用した材料の力学的性質を示す。

*1 大分大学大学院 工学研究科福祉環境工学建築学コース (学生会員)

*2 大分大学 理工学部創生工学科建築学コース教授 博士(工学) (正会員)

*3 大分大学 理工学部創生工学科建築学コース教授 工博 (フェロー会員)

表-1 試験体一覧

試験体名 (HW-)	Ie	H1e	H3e
軸力 N (kN)	42.0		
軸方向応力度 N/A (MPa)	0.49	0.26	0.15
組積体圧縮強度 σ_m (MPa)	8.5	10.1	10.0
端部曲げ補強筋	1-9 ϕ		
中間縦筋	5 ϕ @200		
水平補強筋	5 ϕ @300		
直交壁長さ (mm)	577		1381
試験体形状 (水平断面)			

備考) A: 直交壁を含む壁の全断面積

表-2 使用材料の力学的性質

a) ブロック, モルタル, 組積試験体
およびコンクリート

試験体名 (HW-)	空洞ブロック 圧縮強度*1,*2 (MPa)	目地・充填 モルタル 圧縮強度 (MPa)	組積試験体*3		壁端部 コンクリート	
			圧縮強度*2 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
Ie	10.4	28.1	8.5	9.57	20.1	21.8
H1e			10.1	9.39	21.2	19.2
H3e			10.0	9.37	23.0	20.2

*1 基本形ブロック *2 全断面圧縮強度

*3 基本形ブロックを目地モルタルを用いて3段に組積したもの

b) 鉄筋

種類	断面積 (mm ²)	降伏点 強度 (MPa)	引張 強度 (MPa)	破断 伸び (%)	ヤング 係数 (GPa)
5 ϕ	19.5	643 *1	674	7	218
9 ϕ	58.2	402	503	29	209

*1 0.2%オフセット法により求めた耐力

3. 実験方法

本実験に用いた加力装置を図-2に示す。試験体の基礎はPC鋼棒を用いて反力床に固定し、試験体の上部臥梁は高力ボルトにより加力ビームに緊結した。鉛直方向の油圧ジャッキにより表-1に示した一定鉛直軸力を載荷した状態で、壁の中央高さに設置した水平方向の複動油圧ジャッキにより変位漸増の正負繰返し加力を行った。

4. 実験結果および考察

4.1 荷重変形関係とひび割れ性状

水平荷重 Q と層間変形角 R の関係を図-3に、実験終了時のひび割れ状況を図-4に、表-3に実験値と計算値の一覧を示す。図-3の右側の縦軸は Q を加力方向の

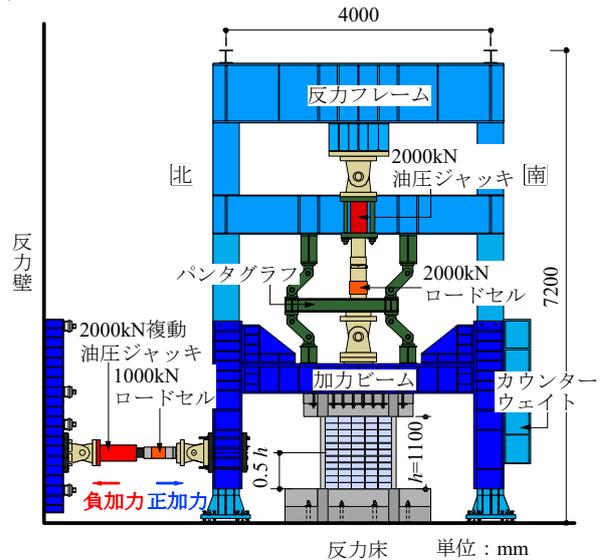


図-2 加力装置

耐力壁の水平断面積で除した平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ を示す。表-3の曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} は文献6)の算定式で直交壁の縦筋を考慮して求めた。すべり耐力 Q_{sl} は文献7)のすべり耐力式によって求めた。以下に各試験体の実験経過を示す。

(a) 試験体 Ie

正・負加力両側で $R = \pm 0.05 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に、最上段ブロック下の横目地に沿ってひび割れが発生した。その後、 $R = \pm 0.1 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に、このひび割れが北側から南側へ抜け、最大耐力を計測した。このとき水平補強筋の降伏は見られなかった。正加力側で $R = 0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に、壁体上部中央から壁体南側端部中央にひび割れが抜けた。水平変位が増大するに従って、最上段ブロック下の横目地のすべりが支配的となったが、荷重の急激な低下は見られなかった。その後、壁体上部の端部コンクリートとブロックの損傷が激しくなり、徐々に荷重が低下していきすべり破壊した。

(b) 試験体 H1e

正・負加力両側で $R = \pm 0.1 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に、対角線状のひび割れが発生した。その後、負加力側では $R = -0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時、正加力側では $R = 0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に対角線状のひび割れが抜け、最大耐力を計測した。また、 $R = 0.3 \sim 0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に、水平補強筋がすべて降伏した。その後、壁体全体にひび割れが発生・伸展するとともに耐力が低下し、せん断破壊した。直交壁では $R = \pm 0.1 \times 10^{-2} \text{rad}$ で横目地に沿った部分でひび割れが発生した後、東西面にひび割れが抜けた。

(c) 試験体 H3e

正・負加力両側で $R = \pm 0.1 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に対角線状にひび割れが発生した。次に、負加力側で $R = -0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時、正加力側で $R = 0.4 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に最大耐力を計測した。そ

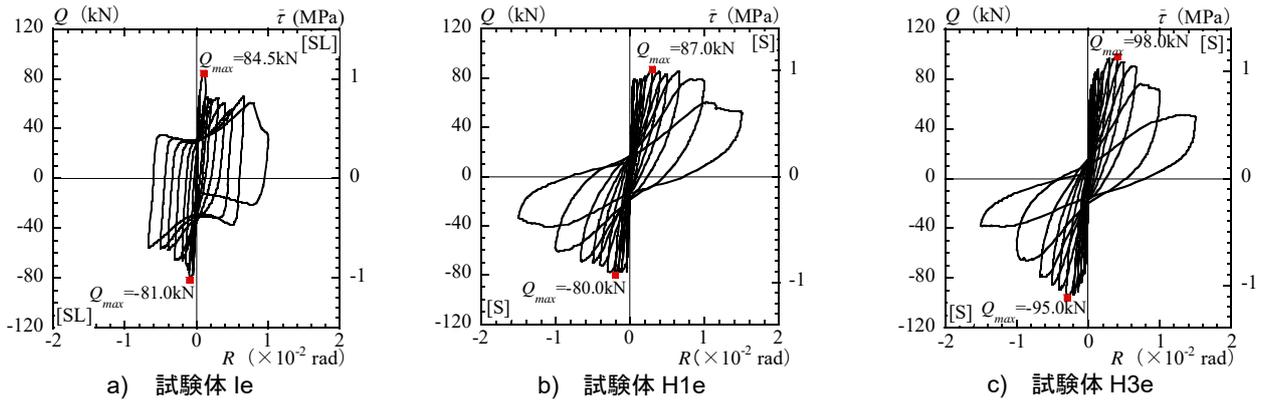


図-3 水平荷重 Q と層間変形角 R の関係

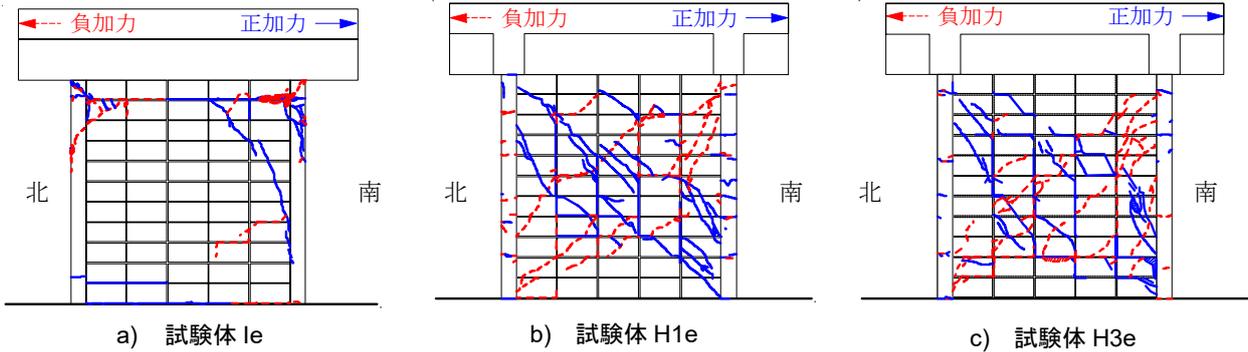


図-4 実験終了時のひび割れ状況 (西面)

表-3 実験値と計算値一覧

試験体名 (HW-)	加力 方向	実験値				計算値 (実験値/計算値)								
		せん断 ひび割れ 荷重 Q_{sc} (kN)	最大 荷重 Q_{max} (kN)	最大 荷重 平均 (kN)	破壊 モード	せん断 ひび割れ 強度 Q_{sc} (kN)	曲げ 終局強度時 せん断力 Q_{mu} (kN)	せん断終局強度 Q_{su} (kN)					すべり 耐力 Q_{st} ^{*6} (kN)	破壊 モード
								Case S1 ^{*1}	Case S2 ^{*2}	Case S3 ^{*3}	Case S4 ^{*4}	Case S5 ^{*5}		
1e	正	61.5	84.5	82.8	すべり	53.9	134	53.7 [1.54]					72.5 [0.88]	
	負	-73.5	-81.0											
H1e	正	78.5	87.0	83.5	せん断	65.5	184	57.9 [1.44] 63.5 [1.31] 73.4 [1.14] 80.9 [1.03]					114	
	負	-73.5	-80.0											
H3e	正	85.5	98.0	96.5	せん断	65.5	233	57.7 [1.67] 67.4 [1.43] 73.1 [1.32] 86.0 [1.12] 91.0 [1.06]					131	
	負	-84.0	-95.0											

*1 耐力壁のみで計算

*2 $t_e=t$, 直交壁の壁厚の6倍までの長さの範囲内の直交壁内の縦筋を考慮

*3 $t_e=1.5t$, 直交壁内の縦筋を考慮しない

注: []内の数値は最大荷重実験値(平均値)の終局強度計算値に対する比

*4 $t_e=1.5t$, 直交壁の壁厚の6倍までの長さの範囲内の直交壁内の縦筋を考慮

*5 $t_e=1.5t$, 直交壁内のすべての縦筋を考慮

*6 $Q_{st} = 0.7 \left(\sum a_i \cdot \sigma_i + \sum a_w \cdot \sigma_{wy} + N \right)^{7)}$

の後、すべての水平補強筋が降伏し、水平変位の増大にともない、壁体全体にひび割れが発生、伸展した後、壁体の損傷が激しくなり、耐力が低下しせん断破壊した。直交壁に関しては、正・負加力両側で $R = \pm 0.15 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に脚部に横目地に沿ったひび割れが発生した。その後、直交壁全体に横目地に沿うひび割れが発生し東西に抜けた。

4.2 初期剛性

図-5に初期剛性 K の実験値と計算値の関係を示す。計算値は式(1)により算定した。

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{12E_m \cdot I_e} + \frac{\kappa h}{G_m \cdot A}} \quad (1)$$

ここに、 E_m は組積体のヤング係数、 I_e は組積体を基準と

し、コンクリート、鉄筋それぞれをヤング係数比倍し評価した断面2次モーメントである。 $G_m = E_m / \{2(1+\nu)\}$ で、ポアソン比 $\nu = 0.18$ とした。 A は直交壁を含む壁の全断面積である。 κ はせん断変形に関する形状係数で、平均せん断応力度を使って計算した全断面のせん断ひずみエネルギーに対する断面内のせん断応力度の分布に従って計算したせん断ひずみエネルギーの比として求めた⁹⁾。図-5より、初期剛性の実験値は直交壁が取り付くことにより大きくなっている。また、計算値は実験値と概ね一致していることがわかる。

4.3 せん断ひび割れ強度

全試験体でせん断ひび割れが曲げひび割れに先行して発生したので、せん断ひび割れ強度 Q_{sc} について検討する。計算値は式(2)により算定した。

$$Q_{sc} = \sqrt{\sigma_t(\sigma_t + \sigma_0)} \frac{tI}{S} \quad (2)$$

ここに、 σ_t は組積体の引張強度で、既往の実験式を補正した式⁷⁾で評価した。 σ_0 は軸方向応力度、 t は壁厚、 I は断面2次モーメント、 S は最大せん断応力度に対応させるため直交壁を含む耐力壁の1/2断面の中央に関する1次モーメントとした。

図-6に Q_{sc} の実験値と計算値の関係を示す。 Q_{sc} の実験値は直交壁が取り付くことにより大きくなっている。また、式(2)による計算値は実験値に対して0.79~0.89倍となり、直交壁が取り付いた試験体を耐力壁のみ試験体と概ね同等の精度で評価していることがわかる。

4.4 せん断終局強度

本論の試験体は直交壁付き試験体 H1e, H3e ではせん断破壊したが、耐力壁のみ試験体 Ie はすべり破壊したため、耐力壁のみ試験体については試験体 Ie と同条件であり、せん断破壊した文献1)の試験体 Ia を用いて、せん断終局強度の計算値 Q_{su} による最大荷重の実験値の評価精度について検討する。 Q_{su} は、全充填型の型枠コンクリートブロック造の算定式¹⁰⁾である式(3)による。

$$Q_{su} = \phi \left\{ k_u \cdot 1.16 p_{te}^{0.3} \left[\frac{0.76}{(h/d) + 0.7} + 0.012 \right] \sqrt{\sigma_m} + 0.18 \gamma \sqrt{p_h \cdot h \cdot \sigma_y \cdot \sigma_m + 0.2 \sigma_0} \right\} t_e \cdot j \quad (3)$$

ここに、 ϕ は設計用のせん断強度低減係数で、本論では実験値の評価を行うため1.0とする。 p_{te} は耐力壁の曲げ補強筋比に関する数値で、 $p_{te} = 100 \cdot a_t / (t_e \cdot d)$ である。 a_t は図-1に示す耐力壁の端部曲げ補強筋の断面積に加えて、直交壁内の縦筋の断面積を以下の検討ケースに応じて考慮する。 t_e は直交壁の有効な範囲(直交壁厚さの6倍の長さの範囲)を加算した耐力壁の断面積を耐力壁の壁長で除した等価厚さである。ただし、 $t_e \leq 1.5t$ (t : 耐力壁の厚さ)とする。 σ_0 は軸方向応力度である。その他の記

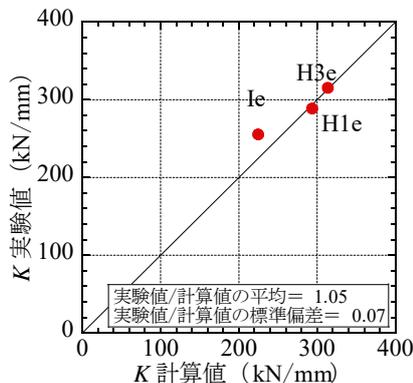


図-5 初期剛性 K の実験値と計算値の関係

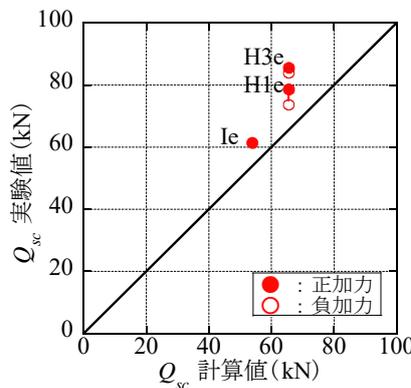


図-6 Q_{sc} の実験値と計算値の関係

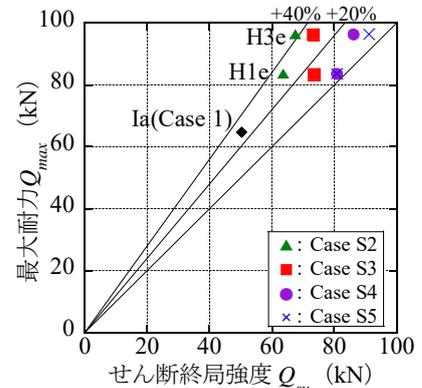


図-7 Q_{max} と Q_{su} の関係

号の意味は原典¹⁰⁾を参照されたい。

本論では、式(3)の適用にあたり、直交壁内の縦筋と t_e のそれぞれに対する考慮の有無を組み合わせた5つのケース(表-3参照)を設定し、それぞれの適合性を検討することとした。なお、 t_e は本論で検討している試験体では $t_e = 1.5t$ となる。

図-7に最大荷重の実験値 Q_{max} の正負加力平均値とせん断終局強度の計算値 Q_{su} の関係を示す。既報¹⁾の耐力壁のみ試験体 Ia の Q_{max} に対する Q_{su} の比は0.78¹⁾であり、計算値は実験値を過小評価しているため直交壁付き試験体の推定精度を評価する際、この推定精度を基準にする。直交壁付き試験体では $t_e = 1.5t$ 、直交壁内のすべての縦筋を考慮した Case S5 と、 $t_e = 1.5t$ 、直交壁の壁厚の6倍までの長さの範囲内の直交壁内の縦筋を考慮した Case S4 では計算値が実験値を過大評価することはなかったが、試験体 Ia の推定精度に対しては過大評価している。また、 $t_e = t$ とし、直交壁の壁厚の6倍までの長さの範囲内の直交壁内の縦筋を考慮した Case S2、 $t_e = 1.5t$ 、直交壁内の縦筋を考慮しない Case S3 では、直交壁付き試験体2体の計算値 Q_{su} は試験体 Ia の推定精度と同等の評価となった。

4.5 履歴ループの性状

西田らは文献11)の中で、コンクリートブロック造壁体を鉄筋コンクリート造柱・梁フレームで拘束した複合組積造の $Q-R$ 履歴ループの性状を、文献12)のスケルトンカーブと文献13)の履歴ルール(Takedaモデル)に基づいて評価する方法を示している。本節では、この方法を引用し、本論試験体の $Q-R$ 履歴ループの性状について検討する。

図-8に復元力の模式図を示す。文献12)のスケルトンカーブは点O-A-B-Cを結ぶ3折線である。ここで、A点は微細なひび割れが発生する点、B点は明確なひび割れが発生し剛性低下が顕著になる点、C点は最大耐力点と定義されている。なお、A点の強度の評価法は提案されていない。これに基づき、文献11)では点O-B-CとC点

以降の剛性を含めた 3 折線を用いており、本論でも同様のスケルトンカーブを用いた。以下に各剛性の算定式を示す。

$$K_1 = \frac{0.39 \sum G_c \cdot A_c + 0.26 G_m \cdot A_m}{1.2h} \quad (4)$$

$$K_2 = aK_1 \quad (5)$$

ここに、 G_c はコンクリートのせん断弾性係数、 A_c は壁体端部コンクリートの断面積、 G_m はブロック壁体部分のせん断弾性係数(= $0.4E_m$)、 A_m は直交壁を除くブロック壁体部分の断面積である。また、式(5)の a は原典¹¹⁾では 0.14 であるが、実験結果を近似する数値として 0.07 を用いた。また、 K_3 については、原典¹¹⁾同様、 $K_3 = -0.3K_1$ とした。

点 B の強度については、式(2)でも概ね評価可能であるが、スケルトンカーブを実験結果により近似させることを方針とし、初せん断ひび割れ荷重の正負実験値の平均値を用いた。点 C についても同様の理由で正負加力実験値の平均値を用いた。

次に、履歴ルールの Takeda モデル¹³⁾を適用し、除荷時剛性 K_r は文献 11) の次式によった。これは、点 O-B-C の 3 折線は初曲げひび割れを考慮していないことから、点 B を通常の降伏点と読み替え、 K_1 と関連付けられたものである。

$$K_r = \frac{Q_B}{\delta_B} \cdot \left| \frac{\delta}{\delta_B} \right|^{-\alpha} = K_1 \cdot \left| \frac{\delta}{\delta_B} \right|^{-\alpha} \quad (6)$$

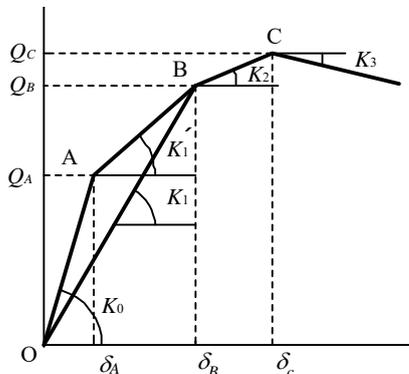


図-8 復元力の模式図

ここに、 α は除荷時剛性低下指数である。

以上により算定した $Q-R$ 履歴ループのモデルを図-9 に示す。ここで、式(6)の除荷時剛性低下指数 α は 0.7 としている。図より、本モデルは図-3 の実験結果に概ね近似していると考えられる。

次に、図-10 に等価粘性減衰定数 h_{eq} の実験値を示す。この実験値は変位漸増のループで評価しており、載荷域で荷重低下があると数値が大きくなる傾向がある。図中の曲線は、図-9 のモデル(除荷時剛性低下指数 $\alpha = 0.7$ の場合)による計算値であり、比較のため $\alpha = 0.6, 0.8$ の場合についても示している。ここで、 h_{eq} の計算値は、B 点を通常の降伏点と読み替えた文献 11) の方法に従い、図-8 における点 B-C 間の変位 δ_B で折返ループの h_{eq} は式(7)で、点 C 以降の変位 δ_C で折返ループの h_{eq} は式(8)でそれぞれ評価した。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1 + (\mu - 1)\beta}{\mu} \cdot \mu^\alpha \right\} \quad (7)$$

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1 + (\gamma - 1)\beta + (\mu - \gamma)\beta'}{\mu} \cdot \mu^\alpha \right\} \quad (8)$$

ここに、 $\mu = \delta / \delta_B$ 、 $\gamma = \delta_c / \delta_B$ 、 $\beta = K_2 / K_1$ 、 $\beta' = K_3 / K_1$ である。図-10 より、直交壁付きの試験体の h_{eq} の実験値は、 $R = 0.5 \times 10^{-2}$ rad 時までは 0.1~0.15 で安定しており、耐力壁のみの試験体のそれとあまり違いはないことがわかる。また、式(7)、(8)による計算値が定常ループの h_{eq} であることを考慮すると、Takeda モデルにおいて除荷時剛性低下指数 $\alpha = 0.7$ 程度とする方が最大荷重付近の h_{eq} を概ね評価できると考えられる。なお、耐力壁のみ試験体 Ia の h_{eq} の計算値が他 2 体と比べて低くなっている理由として、材料実験で得られた組積試験体のヤング係数 E_m が低かったことがあげられる。このように、既報²⁾の曲げ破壊型試験体と同様にせん断破壊型試験体においても履歴性状は Takeda モデルで表現できることがわかった。また、引用した複合組積造のせん断破壊型試験体¹¹⁾と比較すると、複合組積造では α は 0.6 程度が良いとされ、構造の違いにより α の数値に違いがみられた。

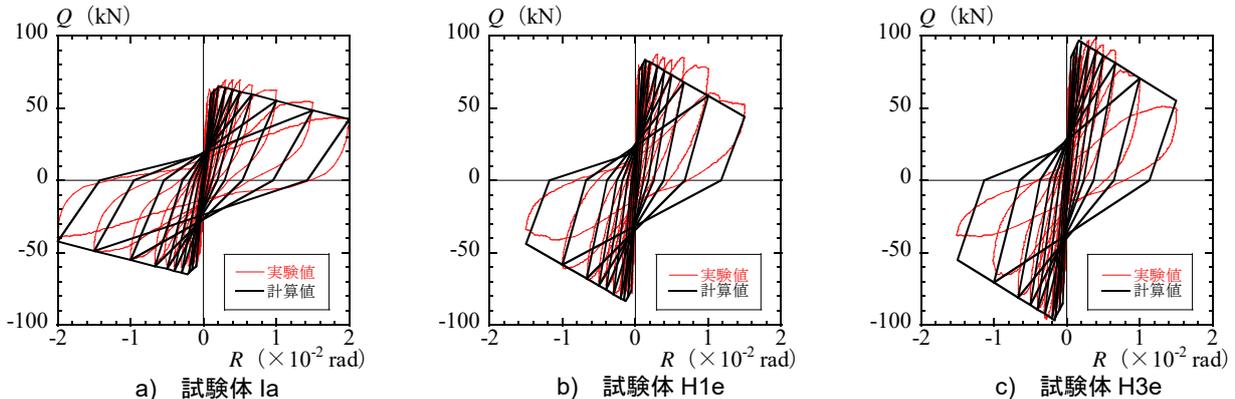
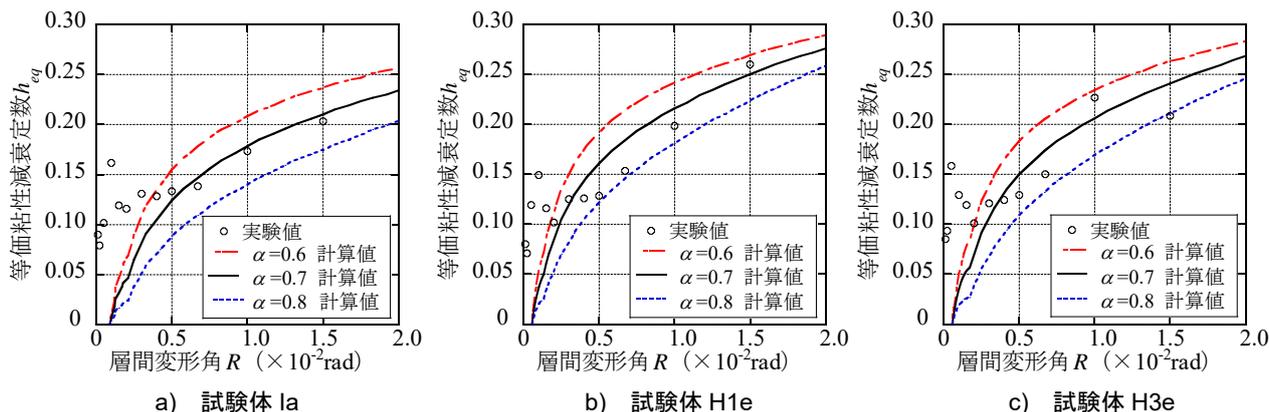


図-9 Q-R履歴ループのモデル(除荷時剛性低下指数 $\alpha = 0.7$ の場合)



図一〇 等価粘性減衰定数 h_{eq} の実験値と計算値

5. まとめ

本論では、壁厚の約 3 倍、9 倍の長さの直交壁が取り付けいたせん断破壊型の耐力壁における直交壁の影響について実験的に検討を行うとともに履歴ループの性状についても検討を行った。得られた結果を以下にまとめて示す。

- 1) 初期剛性の実験値は直交壁が取り付けることにより大きくなった。計算値は実験値と概ね一致した。
- 2) せん断ひび割れ強度の実験値は直交壁が取り付けることにより大きくなった。直交壁が取り付けいた試験体の計算値は耐力壁のみ試験体と概ね同等の精度で評価した。
- 3) 直交壁付き試験体のせん断終局強度は、等価厚さと直交壁内の縦筋を考慮した Case S4, S5 の計算値では実験値を過大評価することはなかったが、耐力壁のみ試験体 Ia の推定精度に対しては過大評価となった。また、等価厚さと直交壁内縦筋のどちらか一方を考慮した Case S2, S3 では、直交壁付き試験体 2 体の計算値は耐力壁のみ試験体 Ia の推定精度と概ね同等の精度で評価をした。
- 4) 履歴ループの性状は曲げ破壊型試験体同様、除荷時剛性低下指数を 0.7 程度とした Takeda モデルにより概ね近似でき、直交壁の有無による違いはあまり見られなかった。

謝辞

本研究は JSPS 学術研究助成基金助成金 16K06576 の助成を頂きました。本実験に用いた 1/2 スケールの空洞ブロックは久保田セメント工業株式会社に製作して頂きました。実験に際し、大分大学技術職員平松強氏、同大学 4 年生田崎賢氏、JFE シビル株式会社後藤滉明氏（元大分大学大学院生）、に協力を頂きました。ここに記して深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 後藤滉明, 黒木正幸, 菊池健児: せん断破壊型補強コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に及ぼす直交壁の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第 38 巻, No.2, pp.427-432, 2016.7
- 2) 黒木正幸, 菊池健児, 後藤滉明, 菅将紀: 曲げ破壊型補強コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に及ぼす直交壁の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第 39 巻, No.2, pp.271-276, 2017.7
- 3) 日本建築学会: 特殊コンクリート造関係設計規準・同解説—補強コンクリートブロック造設計規準・同解説 (1964), pp.1-7, pp.37-116, 1964.3
- 4) JIS A 5406 空洞コンクリートブロック, 1961
- 5) JIS A 5406 建築用コンクリートブロック, 2010.10
- 6) 日本建築学会: 補強組積造建築物の構造性能評価指針 (案)・同解説, 式 (解 4.3.3.11), pp.61-62, 2009.3
- 7) 日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説, 式 (9.6), p.78, 1982.6
- 8) 文献 6) の式 (付 5.5), 付 91
- 9) 小野薫, 加藤渉: 建築応用力学, 共立出版, pp.108-114, 1976
- 10) 文献 6) の式 (解 4.3.3.6), pp.60-61
- 11) 西田哲也, 小林淳, 井上範夫: 複合組積造壁の復元力特性のモデル化に関する検討, 構造工学論文集, Vol.51B, pp.427-432, 2005.3
- 12) Cai, X: Study on Composite Block Masonry Structure, Research Report for EqTAP, Dalian University of Technology, 2001.4
- 13) Takeda, T., M.A. Sozen and N.N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.1