

論文 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

後藤 滉明*1・黒木 正幸*2・菊池 健児*3

要旨: 本研究は既存の補強コンクリートブロック造壁体の耐震性能を検討するとともに、有効な耐震性能評価法を開発しようとするものであり、本論では研究の一環として既存の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を実験的に検証を行った。その結果、耐力壁のみの試験体に対し直交壁が取り付くことで初期剛性、せん断ひび割れ強度、せん断終局強度の増大が見られた。また、直交壁の有効な範囲を検討することで直交壁付き試験体のせん断終局強度の計算値が耐力壁のみの試験体の計算値と同程度の精度で推定できることを示した。

キーワード: 空洞ブロック, 耐力壁, せん断強度, 直交壁

1. はじめに

鉄筋で補強されたコンクリートブロック造には、ブロックの空洞部にコンクリートを全充填するタイプ（型枠コンクリートブロック造、鉄筋コンクリート組積造など）と、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2種類がある。本研究は、後者にあたる補強コンクリートブロック造（以下、補強ブロック造）の耐震性能に関するものである。

補強ブロック造建築物は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を求められるケースが増えている。しかし、壁式鉄筋コンクリート造や前述の全充填タイプ補強組積造では耐力壁の終局強度に直交壁の効果を考慮できる算定式が提案されている^{1), 2)}が、本構造においては曲げ終局強度の算定において直交壁の軸力を考慮する以外には直交壁の効果を考慮できる算定式が提案されていない。これは、部材実験等により直交壁の効果が確認されていないためと考えられる。

そこで本論では、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、せん断破壊型の補強ブロック造耐力壁における直交壁の影響について明らかにすることを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に試験体の形状・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1955年版³⁾や1964年版⁴⁾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）を特別に製作し用いた。ブロックは当時のC種ブロック⁵⁾（現行のB種ブロック⁶⁾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）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、直交壁の配筋も同様である。

実験変数として直交壁の有無、軸力、直交壁の長さ（列数）を採用した。試験体名の最初の文字“HW”は全試験体共通で、これは補強ブロック造（Reinforced Hollow Unit Concrete Masonry Wall）であることを示す。次の“I”と“H”は、それぞれ直交壁なしでI形をした試験体と直交

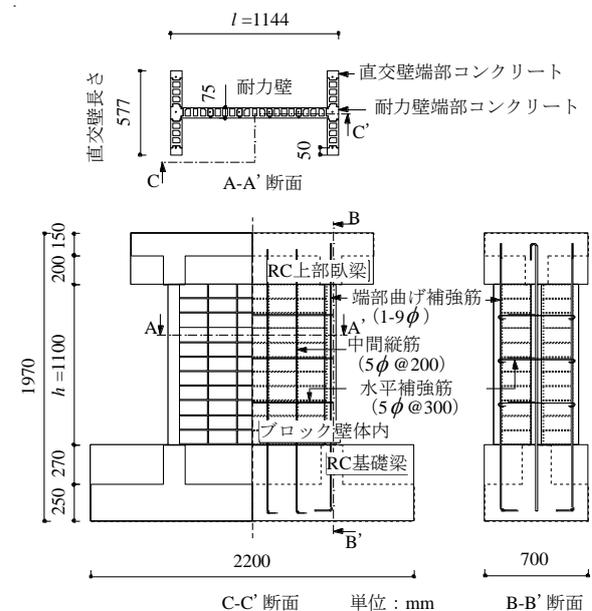


図-1 試験体形状・寸法・配筋詳細 (HW-H1-NTc)

*1 大分大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (学生会員)

*2 崇城大学 工学部建築学科准教授 博士(工学) (正会員)

*3 大分大学 工学部福祉環境工学科建築コース教授 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

シリーズ	a		b		c		
試験体名	HW-Ia	HW-H1a	HW-H2b	HW-H2-NTb	HW-Ic	HW-H1-NTc	HW-H2-NTc
軸力 N (kN)	42.0		42.0	107	42.0	78.9	108
軸方向応力度 $N/\Sigma A$ (MPa)	0.49	0.26	0.19	0.49	0.49		
組積体圧縮強度 σ_m (MPa)	7.3	8.1	10.1	11.0	10.6	11.2	11.4
耐力壁	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	端部曲げ補強筋	無し		5 ϕ @200		無し	
	中間縦筋	無し		5 ϕ @300		5 ϕ @300	
	水平補強筋	無し		5 ϕ @300		5 ϕ @300	
	壁長さ	563	963	963	577	979	979
試験体形状 (水平断面)							

壁付きでH形をした試験体であることを示す。“H”に続く数字“1”と“2”は、直交壁を構成するブロックの片側あたりの列数を示す。ハイフンの後の“NT”は、直交壁分の軸力も考慮に入れて鉛直荷重の载荷を行うことを意味している。なお、“NT”が付いていないH形試験体では、I形試験体と同一の鉛直荷重を载荷する。最後の文字“a”、“b”、“c”は、実験の実施時期が同じ試験体をまとめた実験シリーズを示す。ここで、試験体 HW-Ia と試験体 HW-Ic は同様の試験体であるが、実験シリーズの違いにより材料の力学的性質が異なっている。また、試験

体 HW-H2-NTb と試験体 HW-H2-NTc も同様の試験体であるが、材料の力学的性質の他、直交壁長さも若干異なっている。

表-2 に使用した材料の力学的性質を示す。

2.2 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载荷した状態で、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。

表-2 使用材料の力学的性質

a) モルタル、コンクリートおよび組積試験体圧縮強度

試験体名 (HW-)	空洞ブロック ^{*1} (基本形ブロック) (MPa)	目地・充填モルタル (MPa)	組積試験体 ^{*2}		壁端部コンクリート (MPa)
			圧縮強度 ^{*1} (MPa)	ヤング係数 (GPa)	
Ia	12.9	17.5	7.3	4.6	17.5
H1a		17.2	8.1	5.4	17.3
H2b		20.3	10.1	7.7	18.6
H2-NTb	13.2	21.1	11.0	8.6	18.0
Ic		27.1	10.6	9.0	17.5
H1-NTc	13.8	25.1	11.2	10.0	17.1
H2-NTc		26.2	11.4	9.0	17.4

*1 全断面圧縮強度

*2 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	629 ^{*1}	678	7	210
9 ϕ ^{*2}	59.0	348	467	27	204
9 ϕ ^{*3}	59.0	387	503	30	211

*1 0.2% オフセット法により求めた耐力

*2 a, bシリーズで使用

*3 cシリーズで使用

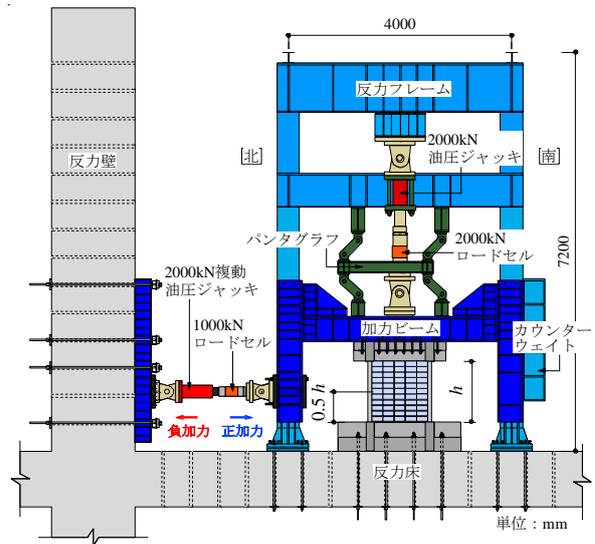


図-2 加力装置

3. 実験結果および考察

3.1 c シリーズ試験体の破壊性状

c シリーズ試験体の実験により得られた水平荷重 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 に示す。図-3 の右側の縦軸は Q を加力方向の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。

試験体 HW-Ic では、正加力側で $R=0.03 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に北側上部、負加力側で $R=-0.05 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に南側上部に目地に沿ったひび割れが発生した。その後、 $R=\pm 0.1 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時にブロックを貫通するせん断ひび割れが正加力側では北側上部から南側下部まで対角線上に、負加力側では壁体上部に発生した。正加力側ではこの時最大耐力を計測し、負加力側では、 $R=-0.15 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に最大耐力を計測した。その後、負加力側で $R=-0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に南側上部から北側下部まで対角線上にひび割れが貫通した。水平変位が大きくなるほど対角線上に入ったひび割れの幅が集中的に広がり、水平補強筋の降伏に伴い耐力が低下した。なお、中間縦筋と水平補強筋に破断伸びが 7% の 5ϕ 鉄筋を用いたが、実験終了時まで破断は見られなかった。これは本論の 7 つの試験体に共通したことである。

試験体 HW-H1-NTc では、正負加力両側で $R=\pm 0.1 \times 10^{-2} \text{rad}$ の時に目地に沿ったひび割れが発生した。その後、対角線上にひび割れが伸展し、正加力側で

$R=0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に、負加力側で $R=-0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に水平補強筋の降伏に伴い最大耐力を計測した。その後、壁体全体にひび割れが発生し、耐力が低下した。本試験体では、耐力壁の縦目地でのブロックの鉛直方向のずれもみられ耐力壁が全体的に損傷した。直交壁に関しては、耐力壁の横目地に入ったひび割れが横方向に伸展し直交壁の端部コンクリートまで貫通した。

試験体 HW-H2-NTc では、正負加力両側で $R=\pm 0.05 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時にせん断ひび割れが発生した後、壁体全体にひび割れが発生および伸展した。正加力側では $R=0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、負加力側では $R=-0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に水平補強筋が降伏するのに伴い最大耐力を計測した。その後、斜めひび割れ幅と縦目地のずれが増大し耐力が低下した。直交壁に関しては端部コンクリートに入ったひび割れが横目地に沿って伸展した。また、直交壁の縦目地にも多少ひび割れがみられた。

3.2 各実験シリーズの荷重変形関係

図-5 に各実験シリーズの $Q-R$ 関係包絡線を示す。図中の○印は、水平荷重が包絡線上で最大耐力の 80% まで低下した時点の層間変形角である限界層間変形角 (R_u) 時を示している。

a シリーズにおいて、試験体 HW-Ia と同一の鉛直荷重を載荷した試験体 HW-H1a の最大耐力は、試験体 HW-Ia に対して 1.12 倍～1.16 倍となった。また、試験体 HW-Ia

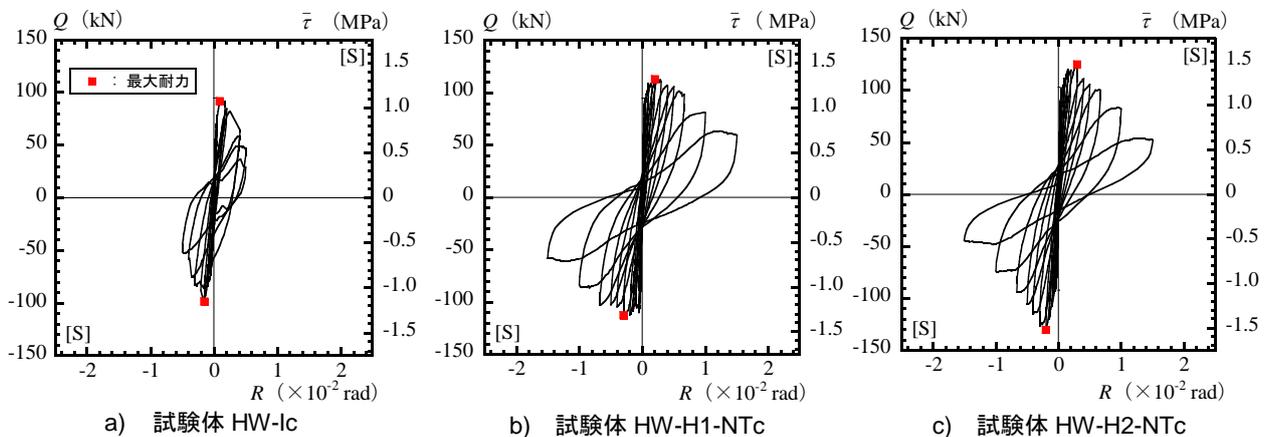


図-3 水平荷重 Q と層間変形角 R の関係

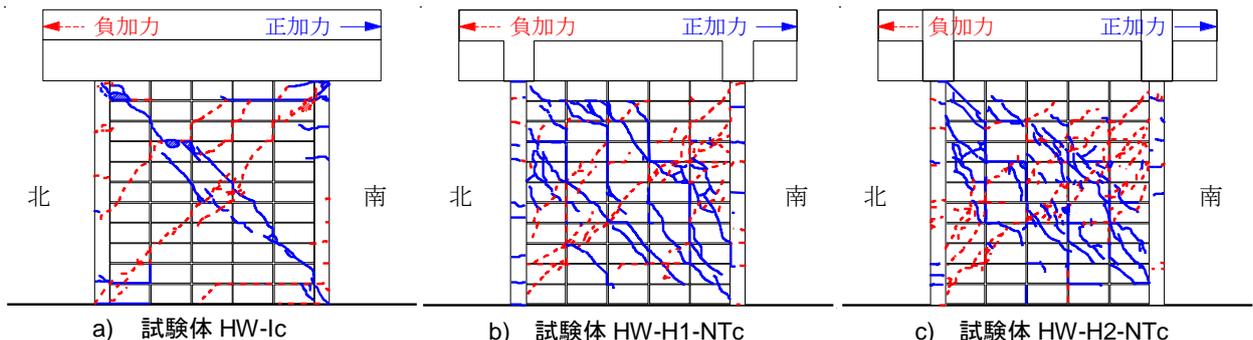


図-4 実験終了時のひび割れ状況 (西面)

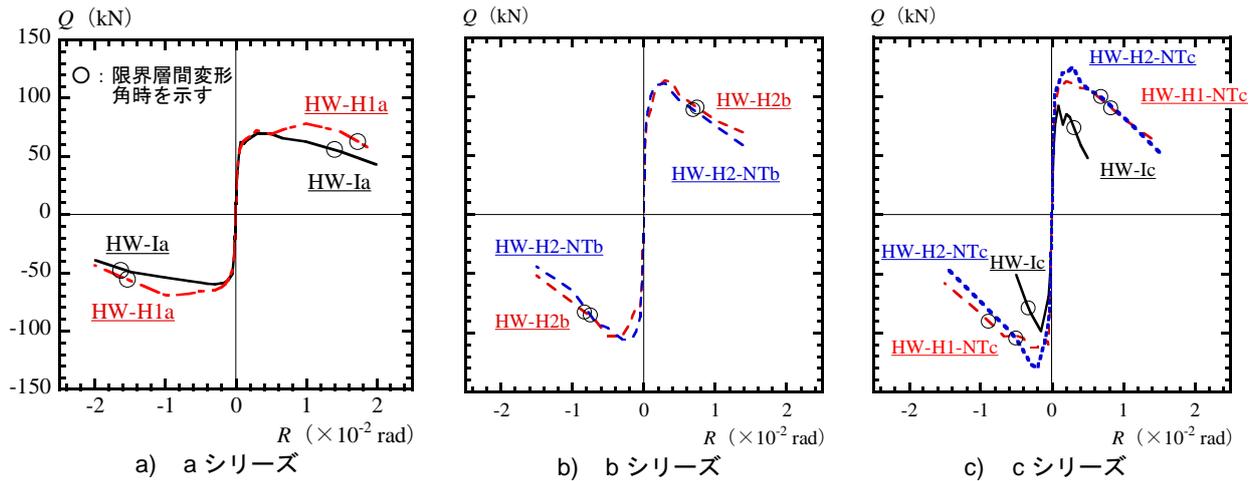


図-5 $Q-R$ 関係包絡線

では最大耐力時の層間変形角が正加力側で $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、負加力側で $R=-0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ で、それ以降耐力低下がみられたのに対し、試験体 HW-H1a では正負加力両側で $R=\pm 1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ まで耐力が緩やかに上昇した。

b シリーズにおいて、鉛直荷重の大きさを実験変数とした試験体 HW-H2b と試験体 HW-H2-NTb の最大耐力は、正負加力両側においてほぼ同じ値で、最大耐力時の層間変形角も両試験体で正負加力ともに $R = \pm 0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ であった。また、限界層間変形角 (R_u) についても両試験体で違いがあまりみられなかった。

c シリーズでは、最大荷重について比較すると、試験体 HW-Ic に対して試験体 HW-H1-NTc では約 1.2 倍、試験体 HW-H2-NTc では約 1.35 倍となった。直交壁が付くことによって最大荷重時の変形も大きくなったが、直交壁長さが変わっても最大荷重時の変形は同程度であった。

限界層間変形角 (R_u) は試験体 HW-Ic では正負加力側ともに $R_u=0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ 程度、試験体 HW-H1-NTc では正負加力側で $R_u=0.9 \times 10^{-2} \text{rad}$ 程度、試験体 HW-H2-NTc では正負加力側で $R_u=0.5 \sim 0.7 \times 10^{-2} \text{rad}$ であり、直交壁による変形性能の向上がみられた。

3.3 初期剛性

図-6 に初期剛性 K の実験値と計算値の関係を示す。計算値は次式により算定した。

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

ここに、 E_m は組積体のヤング係数、 I_e は鉄筋を考慮に入れた断面 2 次モーメント、 h はブロック組積高さである。 $G_m = E_m / \{2(1+\nu)\}$ として、 $\nu = 0.17$ とした。 A は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その比として求めた。図-6 より、初期剛性の実

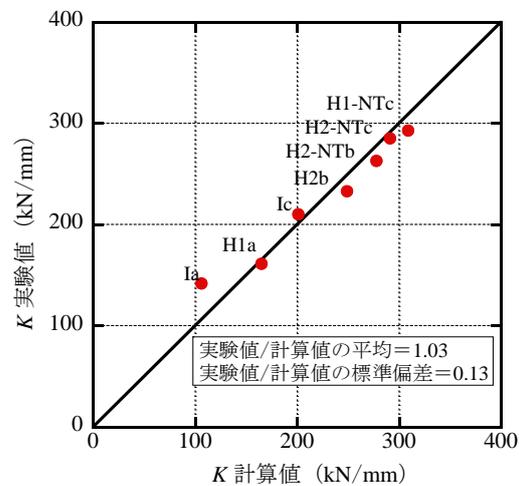


図-6 初期剛性 K の実験値と計算値の関係

験値は直交壁が取付くことにより大きくなっているが、これは計算値と概ね一致していることがわかる。これより、初期剛性においては全断面が有効であると考えられる。

3.4 せん断ひび割れ強度

直交壁付き試験体では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について検討する。検討で用いた 2 つのせん断ひび割れ強度 Q_{sc} の算定式を以下に示す。式(2)は直交壁なしの耐力壁を適用範囲とする実験式で、式(3)は材料力学に基づく理論式である。

$$Q_{sc} = \left\{ k_c \frac{1}{h/d+2} \sqrt{\sigma_m} + 0.3\alpha\sigma_0 \right\} t j \quad (2)^8$$

ここに、 k_c と α は補強ブロック造に対する低減係数 ($k_c = 0.5$, $\alpha = 0.6$) である。 d は有効せい、 σ_m は組積体圧縮強度、 σ_0 は軸方向応力度、 t は壁厚、 $j = (7/8)d$ である。

$$Q_{sc} = \sqrt{\sigma_t(\sigma_t + \sigma_0)} \frac{tI}{S} \quad (3)$$

ここに、 σ_t は組積体の引張強度、 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次モーメントとする。本論では、 σ に式(2)の右辺第1項を適用した。ただし、次の3つの補正を行った。

- (1) 式(3)の σ は無軸力下における最大せん断応力度に等しい。式(2)の右辺第1項は長方形断面壁体の無軸力下における平均せん断応力度であるため、形状係数1.5を乗じて適用する。
- (2) 式(3)は全断面に対して定義されている。このため、 t_j で整理された式(2)の右辺第1項に j/L (L は耐力壁の全長)を乗じて適用する。
- (3) 式(2)はもともと安全率 γ (実験値の計算値に対する比の平均値) = 1.18をもつとして提案されている。この安全率を排するため、 $\gamma=1.18$ を乗じて適用する。

図-7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付くことにより大きくなっているが、式(3)による計算値は、それを直交壁なしの試験体と概ね同等の精度で評価していることがわかる。なお、式(3)の σ に対角圧縮による割裂試験結果の下限値を狙った $0.1\sqrt{\sigma_m}$ ⁹⁾を適用した場合の計算値は、実験値に対して0.34~0.45倍と過小評価を与えた。

3.5 せん断終局強度

表-4に最大耐力実験値 Q_{max} と終局強度計算値の一覧を示す。 Q_{mu} は曲げ終局強度時せん断力の計算値で、型枠コンクリートブロック造に対する算定式である式(4)²⁾と式(5)による。

$$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot l' + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l' + 0.5N \cdot l' + M_e \quad (4)$$

$$Q_{mu} = M_u / (h/2) \quad (5)$$

ここに、 M_u は曲げ終局強度、 a_t は引張鉄筋の断面積で、曲げ終局強度に有効な範囲内の端部直交壁内の縦筋を含

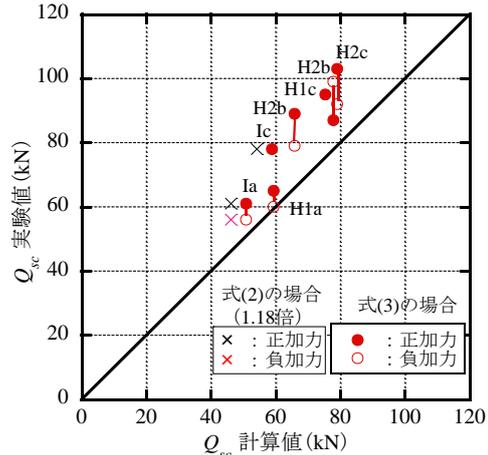


図-7 Q_{sc} の実験値と計算値の関係

む。曲げ終局強度に有効な端部直交壁の範囲は、片側につき直交壁の厚さの6倍である。 M_e は直交壁の軸力による曲げモーメントである。その他の記号の意味は原典を参照されたい。

Q_{su} はせん断終局強度の計算値で、型枠コンクリートブロック造の算定式²⁾である式(6)による。

$$Q_{su} = \phi \left\{ k_u \cdot 1.16 p_{te}^{0.3} \left[\frac{0.76}{(h/d) + 0.7} + 0.012 \right] \sqrt{\sigma_m} + 0.18 \gamma \sqrt{p_{h'h} \sigma_y \cdot \sigma_m + 0.2 \sigma_0} \right\} t_e \cdot j \quad (6)$$

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 は耐力壁の曲げ補強筋の断面積で、 t_e は直交壁の有効な範囲を加算した耐力壁全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。直交壁の有効な範囲は、曲げ終局強度に有効な範

表-4 実験結果と計算結果の一覧

試験体 (HW-)	実験値			破壊モード	Q_{mu} (kN)	計算値 [計算値/実験値]				破壊モード
	Q_{max} (kN)					Q_{su} (kN)				
	正	負	平均			Case 1 ^{*1}	Case 2 ^{*2}	Case 3 ^{*3}	Case 4 ^{*4}	
Ia	69.5	-60.0	64.8	せん断	124	50.2 [0.78]				せん断
H1a	78.0	-69.5	73.8		208	49.4 [0.67]	61.2 [0.83]	64.7 [0.88]	80.3 [1.09]	
H2b	114	-103	108		254	53.8 [0.50]	69.9 [0.65]	70.1 [0.65]	91.5 [0.85]	
H2-NTb	111	-106	108		326	60.1 [0.56]	76.9 [0.71]	79.1 [0.73]	102 [0.94]	
Ic	92	-98.5	95.3		128	59.1 [0.62]				
H1-NTc	113	-113	113		260	60.6 [0.54]	74.5 [0.66]	79.7 [0.71]	98.2 [0.87]	
H2-NTc	125	-131	128		338	61.1 [0.48]	78.2 [0.61]	80.4 [0.63]	103 [0.81]	

*1 直交壁の有効な範囲を t_e 、 a_t に対して考慮しない

*3 直交壁の有効な範囲を a_t では考慮せず、 t_e では考慮する

*2 直交壁の有効な範囲を a_t では考慮し、 t_e では考慮しない

*4 直交壁の有効な範囲を t_e 、 a_t に対して考慮する

注: []内の数値はせん断終局強度計算値 Q_{su} の最大耐力実験値に対する比

囲と同一である。 σ は軸方向応力度である。その他の記号の意味は原典を参照されたい。

本論では、式(6)の適用にあたり、 a_t と t_e のそれぞれに対する直交壁の有効な範囲の考慮の有無を組み合わせた4つのケースを設定し、それぞれの適合性を検討することとした。ここで、直交壁の有効な範囲や $t_e \leq 1.5t$ は原典²⁾に従っている。設定したケースの条件と計算結果を表-4に示すとともに、図-8に最大荷重実験値 Q_{max} との関係を示す。全試験体において、 Q_{mu} は Q_{su} の最大値よりも大きいことから破壊モードはせん断破壊となり、これは実験結果と一致している。表-4より、耐力壁のみの試験体(試験体 HW-Ia, HW-Ic)の Q_{max} に対する Q_{su} (Case1)の比は、0.78と0.62であり、計算値は過小評価をしている。そのため、直交壁付き試験体の推定精度を評価する際、耐力壁のみの試験体の推定精度を基準にする。Case1では計算値に対する実験値の比が0.48~0.67と耐力壁のみの試験体の場合に比べて過小評価をしている。 a_t と t_e に対する直交壁の効果を片方ずつ考慮に入れたCase2, Case3では、実験値に対する計算値の比がそれぞれ0.61~0.83, 0.63~0.88であり、耐力壁のみの試験体と同等の評価をしている。 a_t と t_e に対する直交壁の効果を両方とも考慮に入れたCase4では同比が0.81~1.09であり、耐力壁のみの試験体の場合に比べて過大評価をしている。

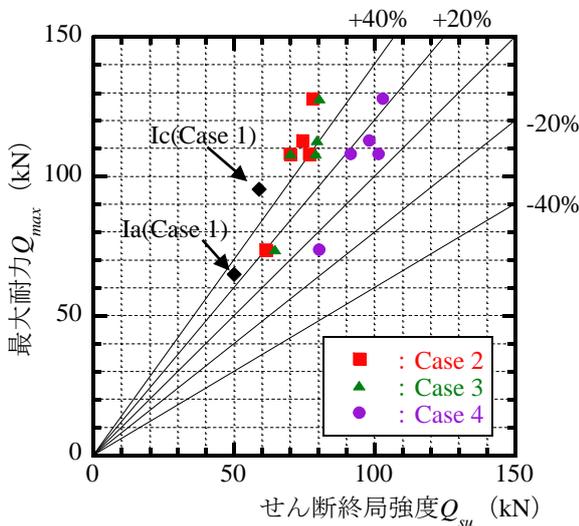


図-8 最大耐力実験値 Q_{max} とせん断終局強度計算値 Q_{su} の関係

4. まとめ

既存の補強ブロック造の耐力壁と直交壁付き耐力壁7体に対して水平加力実験を行った結果、以下のような知見が得られた。

1. 耐力壁のみの試験体に対して直交壁が取り付くことにより、初期剛性、せん断ひび割れ強度、せん断終局強度の増大が見られた。ただし、せん断終局強度における軸力の効果はほとんど見られなかった。
2. 直交壁付き試験体の初期剛性の実験値は、全断面を有効とした計算値と概ね一致した。これは、初期剛性においては全断面が有効であることを意味している。
3. 直交壁付き試験体のせん断ひび割れ強度は、材料力学の主応力度に基づく式により、直交壁なしの試験体と同等の精度で評価できた。
4. 直交壁内の曲げ補強筋と中間縦筋を耐力壁の曲げ補強筋に算入することと、直交壁の断面積を耐力壁の厚さの増大に算入することの2つを適用したせん断終局強度の計算値は、実験値を過大評価することはなかったが、直交壁なしの試験体の推定精度に比べて安全率が低かった。これに対し、2つをそれぞれ独立に適用した計算値は、直交壁なしの試験体の推定精度と同等となった。

謝辞

本研究は JSPS 学術研究助成基金助成金 24560690 を受けて実施した。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いた。実験に際し、大分大学技術職員平松強氏に多大な協力を頂きました。ここに記して深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：壁式構造関係設計規準集・同解説(壁式鉄筋コンクリート造編), pp.196-204, 2003.9
- 2) 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 4.3.36), (解 4.3.37), (解 4.3.3.11), pp.60-62, 2009.3
- 3) 日本建築学会：特殊コンクリート造設計規準-補強コンクリートブロック造設計規準案(1955), pp.7-81, 1955.11
- 4) 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
- 5) JIS A 5406 空洞コンクリートブロック, 1961
- 6) JIS A 5406 建築用コンクリートブロック, 2010.10
- 7) 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(付 5.5), 付 91, 2009.3
- 8) 同上, 式(付 5.15), 付 102, 2009.3
- 9) 同上, 式(付 5.8), 付 92, 2009.3