

小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発(その3)

正会員 ○ 増田 安彦*1

正会員 栗田 康平*1 同 木村 耕三*1

同 小柳 光生*1 同 江戸 宏彰*1

耐震補強 耐震壁 プレキャスト
コンクリートブロック

1. はじめに

本報は前報に引き続き、既報¹⁾の施工方法を改良し、有開口壁や増厚壁に本補強工法を採用したプレキャストブロック耐震壁の力学性状について検討した結果について述べたものである。

2. 実験概要

表-1に試験体概要を、表-2に材料特性を、写真-1にプレキャストブロック(以後、ブロックと言う)を示す。試験体数は4体で、スケールは約1/3とし、主なパラメータは増設壁と増厚壁の別、開口の有無とした。すなわち、試験体A,B,Cは増設壁、試験体Dは増厚壁とし、B,Cには開口を設けた。図-1に配筋図を示す。各試験体の柱は共通の仕様で、せん断破壊型とし、下部ベースおよび加力梁は、補強後の加力に対して十分な耐力と剛性を持つように設計した。壁板は、フレーム内側周辺に、接合筋を溶接した鋼材をエポキシ樹脂系接着剤で接着したのち、壁配筋と並行して、モルタル製ブロックを同接着剤で接着しながら組積し、内部にグラウトを充填して構築した。

有開口壁の開口は、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の開口低減率 γ (下式)を用いて、表-1に示す値とした。

$$\gamma = 1 - \text{等価開口周比}$$

$$\text{等価開口周比} : \max\left(\sqrt{\sum h_i \cdot l_i / h_w \cdot l_w}, \sum l_i / l_w\right)$$

試験体Dは先打ち壁(厚30mm)にブロック30mmと、裏打ちのグラウト10mmの合計40mmを増厚し、壁厚70mmとした試験体である。壁筋はダブル配筋であるが、先打ち部分と増厚部分に各々シングルで配筋し、他の試験体と壁筋量を等しくしている。

载荷は、層間変形角1/1000, 2/1000, 4/1000, 6/1000の各ステップで2回ずつ繰り返す正負交番繰返し载荷とし、最後は水平変位約20mmまで変形させた。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係 表-3に実験結果の一覧を、図-2に各試験体の層せん断力-層間変位関係を示す。いずれの試験体も、層間変形角 $R=1/1000$ で壁板、柱の順にせん断ひ

表-1 試験体概要

試験体	A	B	C	D
補強の種類	増設壁			増厚壁
柱の諸元	b×D×h=220×220×900(mm) 主筋 12-D13($\rho_g=3.15\%$), 帯筋 D6 @165($\rho_w=0.18\%$)			
壁寸法(内法)	$l_w \times h_w = 1480 \times 900$ mm			
壁厚	70mm			既存壁 30mm 増厚壁 40mm
壁筋	D6 縦@120×横@72 シングル			
開口 (l×h)	なし	290×200 mm 1ヶ所	290×200 mm 2ヶ所	なし
γ	$\gamma=0$	$\gamma=0.82$	$\gamma=0.66$	$\gamma=0$
その他	開口位置: $l_w/2, h_w/2$ (壁中央に配置)		開口高さ $h_w/2$ 開口間のあき 288 mm として 中央振り分け	壁筋ダブルの一方を既存壁に、 他方を増厚壁に 配筋

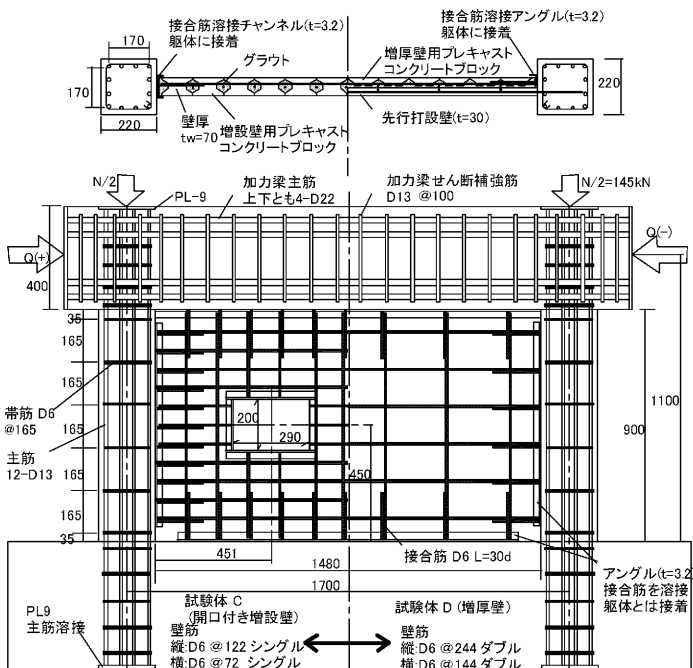


図-1 配筋図

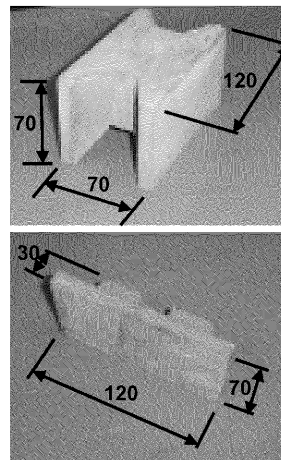


写真-1 増設用(上)と増厚用(下)ブロック

表-2 材料特性

コンクリート・グラウト	σ_b	σ_t	$E_c (\times 10^5)$
共通			
柱	25.3	2.36	2.26
ベース	30.9	2.82	2.38
加力梁	27.7	2.53	2.41
試験体 A			
壁ブロック	102.4		
壁グラウト	72.1		
試験体 B			
壁ブロック	93.3		
壁グラウト	72.1		
試験体 C			
壁ブロック	93.3		
壁グラウト	69.7		
試験体 D			
壁ブロック	97.6		
壁グラウト	69.7		
既存壁	36.2	2.03	2.36
単位 N/mm ²			
鉄筋・鋼材	σ_y	σ_u	$E_s (\times 10^5)$
D13(柱主筋) (SD345)	386	442	1.89
D6(帯筋・壁筋) (SD295)	341	410	2.00
PL-3.2 (SS400) (接合筋溶接鋼材)	284	458	-
単位 N/mm ²			

Development of Seismic Strengthening Methods by Shear Walls used Small Precast Concrete Blocks. (Part3)

MASUDA Yasuhiko, KURITA Kohei, KIMURA Kouzou, KOYANAGI Mitsuo and ETO Hiroaki

び割れが生じ、 $R=2/1000$ ではせん断ひび割れが増加・進展し、逆S形ループを描くようになった。試験体AおよびBは、壁板と周辺架構の接着面(上部水平接着面)のせん断すべりを伴う、側柱のせん断破壊(圧縮側柱のせん断破壊、引張側柱のパンチングシア)を生じた。この破壊モードの特徴に、最大耐力後も荷重の急激な低下が無く、変位18mm(約 $R=1/60$)を超えても最大耐力の約90%の耐力を保持していたことがあげられる。試験体CおよびDは、壁板のせん断ひび割れに沿ってブロックの圧壊が発生したのち、脆性的なせん断破壊を生じた。試験体Dの先打ち壁と増厚壁の一体性は良好で、表裏両面のひび割れ発生時期ならびにひび割れパターンは同じであった。

3.2 弾性剛性 表-3に弾性剛性の実験値と計算値を示している。弾性剛性の実験値は、荷重・変形関係の折れ曲がり点と原点との割線係数とした。

同表より、弾性剛性実験値は開口の有無、新設と増厚の別によらず、計算値の約80%の値を示す傾向が見られる。

3.3 終局耐力 終局耐力の計算値は文献²⁾を参考に、表-3に示す計算式で求めた。計算値はいずれの試験体の実験値に対しても安全側で良く一致しており、破壊モードも正確に評価できている。試験体Dの増厚壁は、一体性が良好なことより、この程度の増打ち厚さでは一枚の壁板として耐力を評価できると考えられる。

4. まとめ

本実験より得られた結果を以下に示す。

- (1) 本工法により構築したブロック耐震壁は、周辺架構と一体として挙動し、せん断破壊を生じるモードと、壁板と周辺架構の接着面のせん断すべりを伴い、側柱がせん断破壊を生じるモードが存在する。特に後者は最大耐力後の耐力低下が緩やかな破壊を示した。
- (2) 部材の終局耐力は、文献²⁾を修正した耐力式で安全側に評価され、かつ破壊モードも一致する。
- (3) 先打ち壁にその1.25倍の厚さの壁を増打ちした増厚壁は、先打ち壁と増厚壁の一体性が良く、両者を一体として最大耐力を評価できた。

参考文献

- 1) 栗田康平, 表佑太郎, 江戸宏彰, 古屋則之, 小柳光生, 増田安彦: 小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発, 日本建築学会学術講演梗概集, 1998年9月, pp. 139-140
- 2) 財団法人 日本建築総合試験所 構造部: 鉄筋コンクリート増設壁耐震補強設計・施工指針, 2001年9月

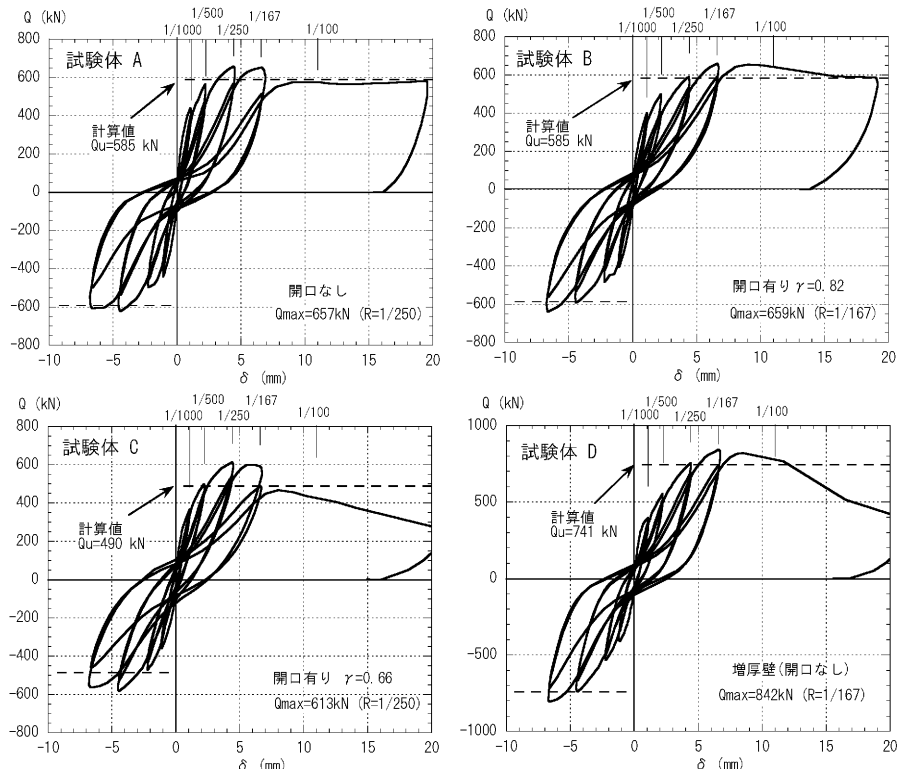


図-2 層せん断力(Q)-層間変位(delta)関係

表-3 実験結果

試験体	A	B	C	D	
ひび割れ荷重 (kN)	360	214	140	320	
(目視)	-320	-240	-196	-240	
弾性剛性	実験値(N/mm)	8.8×10^6	6.8×10^6	7.6×10^6	7.4×10^6
	計算値(N/mm)	1.03×10^6	1.0×10^6	9.7×10^6	1.03×10^6
	実/計	0.85	0.68	0.78	0.72
最大耐力	実験値(kN)	657	659	613	842
	破壊モード	柱せん断+接着面すべり	柱せん断+接着面すべり	一体型せん断破壊	一体型せん断破壊
	(4)式(kN)	744	613	490	741
	(5)式(kN)	585	585	567	
	(推定破壊モード)	(接着面すべり)	(接着面すべり)	(せん断)	
計算値	min(4)式,(5)式	585	585	490	741
	実/計(min)	1.12	1.13	1.25	1.14
弾性剛性計算式					
無開口壁の場合					
$K_e = Q/\delta = K_{u1}K_{u2}/(K_{u1}+K_{u2}) \quad (1)$					
$K_{u1} = 3E_c I/h^2 \quad K_{u2} = G_c A / (\kappa h_{eq})$					
ここに、 I : 耐震壁の断面2次モーメント、断面積($A = l_w \times l_w$ 、 l_w : スパン長、 t_w : 壁厚) h : 壁脚から加力点の高さ、 h_{eq} : 内法高さ E_c, G_c : コンクリートの弾性係数、せん断弾性係数($G_c = E_c / (2(1-\nu))$ 、 $\nu = 1/6$) $\kappa = 1.0$					
開口壁の場合(開口高さ区間の曲げ剛性を低減する)					
$1/K_e = h^3 / (3E_c I + h_{eq}^2 (I - I_o)) / (3E_c I_o - h_{eq}^2 (I - I_o)) / (3E_c I_o) \quad (2)$					
$K_{u2} = \gamma G_c A / (\kappa h_{eq})$					
ここに、 I_o : 開口断面の断面2次モーメント h_{eq} : 加力点から開口上部および下部までの距離、 $\gamma = 1 - 0.25 \eta$ η : 等価開口周比					
終局耐力計算式					
$Q_{su} = \min(Q_{su1}, Q_{su2}) \quad (3)$					
$Q_{su1} = \gamma \{ 0.068 p_{av}^{0.23} (F_c + 18) / \sqrt{[M / (Q \cdot D) + 0.12] + 0.85 \sqrt{(p_{wh} \cdot \sigma_{wh}) + 0.1 \sigma_{th}}} \} \quad (4)$					
$Q_{su2} = \min(Q_{w1}, \Delta Q_{w1}) + p_c Q_c + \alpha Q_c \quad (5)$					
$Q_{w1} = \text{接着接合部の終局耐力} = 0.1 F_c \cdot A_b \quad A_b = \text{壁板内法長さ} l_{w0} \times \text{壁厚 } t_w$					
$\Delta Q_{w1} = \text{壁板の圧縮ストラットによるせん断耐力} = \Delta q_{w1} F_c (l_{w0} - l_o) t_w$					
$p_{av} \sigma_{av} / F_c < 0.1$ のとき $\Delta q_{w1} = 0.07 - 0.3 p_{av} \sigma_{av} / F_c$					
$p_{av} \sigma_{av} / F_c \geq 0.1$ のとき $\Delta q_{w1} = 0.04$					
l_o : 開口部長さ、 $p_{av} \sigma_{av}$: アンカー筋比と降伏強度					
F_c : 壁板圧縮強度(=min(ブロック, グラウト))					
$p_c Q_c$: 引張側柱頭部のパンチングシア耐力					
αQ_c : 圧縮側柱の終局耐力					

*1 大林組技術研究所

*1 Technical Research Institute, Obayashi Corporation