特集 「リニューアル」

低騒音・低振動を達成した耐震補強工法「3Q-Wall[®]」の開発



Development of Low-Noise and Low-Shake Retrofitting Methods "3Q-Wall"

Yasuhiko Masuda Hiroya Hagio Kohei Kurita Kuniyoshi Sugimoto Ken Miura Shinichiro Yamamoto

Abstract

Although ten years have passed since the Hyogoken-Nanbu Earthquake, a large number of private buildings have not yet been carried seismically retrofitted. One of main reasons for this has been the necessity to remove inhabitants or tenants during retrofitting. A "3Q-Wall", consisting of precast blocks or FRP blocks, provides a quiet, quick and high quality shear wall for seismic retrofitting. This paper outlines the design methods, structural performance and examples of construction of these walls. It is shown that it is unnecessary to remove building users during retrofitting works and that the 3Q-Wall contributes to advancement of seismic retrofitting.

概 要

阪神・淡路大震災からおよそ 10 年が経過したが,未だ民間建築では耐震補強がなされていない建物が多く存在す る。その主な理由の一つが,補強工事に伴う移転であるとされ,移転不要な補強工法の開発が急務とされていた。 3Q-Wallとは,Quiet,Quick and High-Quality の3つのQを示しており,低騒音・低振動で短工期,かつ高品質 な耐震補強壁の総称として用いている。現在 3Q-Wallとして,プレキャストブロック工法とガラス繊維強化プラスチ ックプロック工法の2種の工法が開発・実用化されている。本論文では,上記各工法の概要,構造性能,および施工 例を示し,補強工事に伴う移転が不要となることから,3Q-Wallが耐震補強の普及に貢献することを述べている。

1. はじめに

阪神・淡路大震災以降,既存建築物の耐震補強の必 要性が叫ばれている。また,東海・東南海・南海地震 をはじめとする大規模なプレート間地震発生の確率が 高いことが指摘されているにもかかわらず,いわゆる 新耐震設計法以前に建設された建物の耐震補強工事は なかなか進んでいないのが現状である。なかでも地震 災害時に被災者支援の重要拠点となる病院や不特定多 数の人が利用するホテル・百貨店等は,移転や休業が 困難であることから,潜在的な補強ニーズが高いにも かかわらず,騒音や振動を伴う補強工事が実施出来な いケースがほとんどである。

これらの施設での補強工事に対応できる「低振動・ 低騒音耐震補強工法」として「3Q-Wall」(サンキュー ウォール)を開発・実用化した。「3Q-Wall」とは, Quiet, Quick and High-Quality の3つのQを示して おり,低騒音・低振動で短工期,かつ高品質な耐震補 強壁の総称として用いている。現在3Q-Wallには,プ レキャストブロック工法とガラス繊維強化プラスチッ クブロック工法の2種がある。

本論文では,上記各工法の概要,構造性能,および 施工例について示し,3Q-Wallによって建物を使用し たまま補強可能であり,耐震補強の普及に貢献する工 法であることを述べる。

2. プレキャストブロック工法

2.1 工法の概要

プレキャストブロック工法(以下 PCa ブロック工



Fig.1 工法概要図 Outline of the Construction Method





(上:新設用,下:増厚用) PCa Blocks



建物内の運搬が容易であるだけでなく,狭いスペース でも施工が可能となった。

また, PCa ブロックは, Fc = 40N/mm²の高強度コ ンクリートを用い,即時脱型方式で大量生産が可能で あることが特徴である。PCa ブロックの種類による耐 震壁の施工パターンを Fig.2 に示す。増厚壁用ブロッ クは,同図に示すように対向して用いることで新設壁 用ブロックで対応できない極厚新設壁にも適用できる。

2.2 PCa ブロックによる耐震壁の増設

2.2.1 PCa ブロック耐震壁のせん断耐力 PCa ブロ ック耐震壁の終局せん断耐力は,一体打ち壁とみなす せん断耐力と,増設壁としてのせん断耐力の小さい方 を採用することとした((1)式)。以下に一連の PCa ブロ ック耐震壁の構造性能確認実験を基に定めた終局せん 断耐力設計式 2),3)を示す。

新設壁のせん断終局耐力 wQsu0 は次式による。

wQsu0=min(wQsu,aQsu0)(1)

ここに, wQsu:一体打ち壁としてのせん断終局耐力

法)は,小型の PCa ブロックを組積して耐震壁やそで 壁を構築する工法である。耐震壁による補強には,一 般に柱梁骨組の内側に壁を新設する場合と既存耐震壁 を増厚する場合、および既存耐震壁の開口を閉塞する 場合があるが, PCa ブロック工法はこれら全てに対応 が可能である。PCa ブロック壁は,あらかじめ墨出し された既存躯体面に溝型鋼やフラットバーを利用した 外周鉄骨フレーム「ガイドスチール」を接着剤で固定 し,小型のプレキャストブロック(以下, PCa ブロッ ク)を組積したのち,ブロック内部の空洞にグラウト 材を充填して構築する。したがって,従来工法で騒音 や振動の原因となっていた、あと施工アンカーの施工 や型枠の組立て・脱型作業などが省略されるため 低騒 音,低振動施工が可能となる。PCa ブロック耐震壁の 外観を Photo 1に,施工概要図を Fig.1に示す。

PCa ブロックには、Photo 2に示す新設壁用と増厚 壁用の2種類があり,その形状寸法は,それぞれ縦 200mm×横300mm×厚250または300mm(新設壁用),縦 200mm×横400mm×厚130mm(増設壁用)で,重量は最 大 18kg / 個程度である。ブロックが小型で軽量なため, aQsu0: 接合耐力を考慮したせん断終局耐力

(1) 一体打ち壁としてのせん断耐力 一体打ち 壁としてのせん断終局耐力 wQsuは,一般的な耐力式の (2)式による。ただし,開口付き壁のせん断終局耐力は 低減率に応じて低減する。

$$wQsu = \cdot \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18 + Fc_1)}{M/QL + 0.12} + 0.85\sqrt{Pse \cdot sy} + 0.1 \ o \right\} \cdot be \cdot je \quad (2)$$

ここに,

:開口による耐力低減率で次式による。

$$\gamma = 1 - \eta \qquad \eta = \max\left(\sum \left(\sqrt{h_i l_i / H_w L_w}\right), \sum \left(l_i / L_w\right)\right) \tag{3}$$

:等価開口周比で 0.4 を超えないこと。

- li:各開口の長さ, hi:各開口高さ
- Lw: 壁長さ(両側柱の中心間距離(スパン長)) Hw:階高
- Pte=100·at/(be·L): 等価引張鉄筋比(%)
- L:壁の全長, be= A/L:等価幅, A:壁の断面積 at:引張側柱の主筋全断面積
- Pse・ sv: 壁筋量で縦横筋量, 接合筋量の最小値 Pse=ah/(be•s):等価壁筋比
- ah,s:1組の壁筋または接合筋の断面積および間隔 sv:壁筋または接合筋の降伏強度
- *Fc1*:既存躯体コンクリートの圧縮強度(N/mm²) 0= N/be•L:軸方向応力度(0 8N/mm²) N:壁軸力(両側柱軸力の和)

 $je=L_w$ または 0.8L としてよい

MI Q=Huo (1 M/QL 3)

- Hwo:反曲点高さで,一般階の場合 hw/2,最上階の場 合 hw とする。hw は考慮している階の床レベルよ りその壁の最上部までの高さ
- (2) 接合耐力を考慮したせん断終局耐力 接合 耐力を考慮したせん断終局耐力 aQsu0 は下式による。

$${}_{a}Q_{su0} = \begin{cases} \min(Q_{ju1}, Q_{ju2}) + {}_{p}Q_{c} + \alpha Q_{c} \\ {}_{w}Qsu' + 2\alpha Q_{c} \end{cases}$$

のうち小さい方 (4)(4) 式右辺上はガイドスチールの接着接合面あるいは ガイドスチールとグラウト界面での破壊を想定したも ので,いずれも壁板上下の接合面で生じるため,累加 する柱耐力のうち,一方はパンチングシア耐力を,他 方は曲げまたはせん断耐力を取ることとした。

*O*_{ju1} は壁板上下の接着接合面, すなわちガイドスチ ールと既存躯体間の終局せん断耐力で次式による。

 $Q_{ju1}=0.08F_{c1}A_b+Q_a$ Qa は併用するアンカー筋(設計用降伏強度 ay,断面 積 aa)による付加強度で,直接せん断実験に基づき, 耐震改修設計指針 1)(以下,改修指針と言う)の係数 を低減した次式による。

(5)

 $Q_a = \min(0.5\sigma_{ay}, 0.3\sqrt{Ec_1 \cdot Fc_1}) \cdot \Sigma a_a$ (6)

Ec1:既存躯体コンクリートのヤング係数

Ab: ブロック壁の接着面積。ただし,開口付き壁の場 合は開口による接着面積減少を考慮する。

Qju2 は定着接合面(ガイドスチール - 壁板間)の終局せ ん断耐力で, 接合筋のせん断強度と圧縮ストラットに よるせん断強度を累加して求める。

$$Q_{jou} = \min\{0.7\sigma_{joy}, 0.4\sqrt{Ec_2 \cdot Fc_2}\} \cdot \Sigma a_{jo}$$
(8)

Qwu: 壁板の圧縮ストラットによるせん断耐力

$$Q_{wu} = q_{wu}F_{c2} \cdot l_{w0} \cdot t_{w}$$

$$p_{jo}\sigma_{joy} / F_{c2} < 0.1$$

$$e \Delta q_{wu} = 0.07 - 0.3 p_{jo}\sigma_{joy} / F_{c2}$$

 $p_{jo}\sigma_{joy}/Fc_2 \ge 0.1$ のとき $\Delta q_{wu} = 0.04$

lw0:開口部長さを差引いた壁板の内法長さ,tw:壁厚 Fc2: 壁板コンクリートの設計基準強度(=40N/mm²) Ec2: 壁板コンクリートのヤング係数

 $(=2.9 \times 10^4 \text{N/mm}^2)$

(4) 式右辺下は壁板のせん断破壊と側柱の破壊を想定 している。wQsu'は壁板内のり部分のせん断終局強度で 次式による。



Fig.3 試験体形状(試験体 B) Specimen B

Table 1 試験体概要

D 1 . . . C C

List of Specimens						
試験体	А	В	С			
補強の種別		新設壁				
柱の諸元	b 主筋 12-D 帯筋 D6 @	b×D×h0=220×220×900(mm) 主筋 12-D13(pg=3.15%) SD295(y=386N/mm ²) 帯筋 D6 @165(pw=0.18%)SD295(y=341N/mm ²)				
壁寸法(内法)		lw×hw =1480×900	mm			
壁厚		70 m m				
壁筋	D6 縦@120×横	@72 シングル SD295($y = 341 \text{N/mm}^2$)			
開口(1×h)	なし	290×200 1ヶ所	290×200 2ヶ所			
その他		開口は Iw,hw とも 壁中央に配置	開口位置は hw/2、開口間の を 288 mm とし 央振り分け			
ブロック強度	102.4	93.3	93.3 (N/mm ²)			
グラウト強度	72.1	72.1	69.7 (N/mm ²)			





Test Results								
	試験体	:	A	В	С			
-	実馬	検値	657	659	613			
	破壊1	Eード	柱せん断	柱せん断	一体型せ			
			+ 壁接着	+ 壁接着	ん断破壊			
 最大耐力 kN	一体打ち	(2)式	512	422	337			
	壁の耐力	実/計	1.28	1.56	1.82			
	接着面破	(4)(5)式	533	533	533			
	壊耐力	実/計	1.23	1.24	1.15			
	接合面破	(4)(7)式	890	890	873			
	壊耐力	実/計	0.74	0.74	0.70			
	壁板破壊	(4)(10)	585	499	405			
	破壊	式						
		実/計	1.12	1.32	1.51			

Table 2 実験結果一覧

 $wQsu' = \max(p_{W} w_{y}, F_{c2}/20 + 0.5 p_{W} w_{y})t_{W} l_{W0}$ (10)

- *pw, wy*:壁筋比と降伏強度
- *pQc*:引張側柱頭部のパンチングシア耐力で改修指針
 ¹⁾に従う。

*Q*_c: 圧縮側柱の終局耐力で改修指針¹⁾に従う。 :変形状態を考慮した低減係数

柱せん断破壊の場合: =1.0

柱曲げ破壊の場合 : =0.7

(3) プレキャストブロック耐震壁の曲げ耐力
 耐震壁の曲げ終局耐力時せん断力は次式による⁴⁾。
 wQmu=2Mwu / Hw0 (11)

 $M_{wu} = \{a_{ct} \cdot c_y + 0.5 \ (a_a \cdot a) + 0.5 \cdot N\} \cdot L_w$ (12)

ただし,連層壁(1層壁を含む)の最上階の場合には, (11)式右辺の係数2を1と読みかえる。

- wQmu:曲げ終局耐力時せん断力
- Mwu:曲げ終局モーメント
- *act*, *cy*: 引張側柱主筋の全断面積および設計用降伏 強度
- aa, a: 併用アンカー筋(縦筋)の断面積およびその引



Photo 3 破壊状況 Failure State of Specimens

き抜き強度で決まる応力度

2.2.2 PCa ブロック耐震壁の構造性能

(1) 実験概要 PCa ブロック耐震壁の構造性能 を確認するために実施した,せん断破壊実験の一例 ^{2).3)}を示す。試験体は 1/3 スケールで開口の有無をパラ メータとした 3 体である。試験体概要を Table 1 に, 試験体の形状を Fig.3 に示す。載荷は正負交番繰返し 載荷とした。なお,開口枠はガイドスチールと同一材 を閉鎖型に組み立てたもので,開口補強を兼ねている。

(2) 実験結果 Fig.4 に荷重変形関係の一例を, Photo 3 に載荷終了時の試験体状況例を,Table 2 に実 験結果の一覧を示す。試験体 A と B は壁板上部のガイ

Table 3 ·	そ	で壁	試験	体の	・概要
-----------	---	----	----	----	-----

List of Specimen

試験体	そで壁	既存躯体との接合	柱
No.1	PCa ブロック	接着	$b \times D \times h0=600 \times 600 \times 1800n$ 主筋 12-D29 (v=377N/mm
No.2	PCa ブロック	接着 + アンカー	帯筋 D10@200(y=356N/m Fc=26 4(No 1 2) 27 1(No 3)N
No.3	RC(在来工法)	アンカー	=0.1

そで壁の仕様

No.3

No.1,No.2 : $t \times w \times h0=200 \times 700 \times 1800 mm$

縦 D16@300W(y=351N/mm²),横 D13@200W(y=342N/mm² ブロック寸法:t0×w0×h=200×300×200mm,Fc=64.2 N/mm² グラウト強度 Fg=63.6 N/mm²

No.2 のあと施工アンカー: D13@300 シングル(pa=0.21%)

: t×w×h0=200×700×1800mm 縦横 D13@200W(y=342N/m Fc=29.8N/mm²,あと施工アンカー D13@200W



Fig.5 試験体の配筋・寸法 Detail and Reinforcement of Specimen

ドスチールと既存躯体間の接着破壊が生じた。破壊の 特徴として,急激な耐力低下がなく,壁板に損傷が少 ないことが挙げられる。試験体 C は PCa ブロック壁 と既存躯体部分が一体となって脆性的なせん断破壊を 生じた。Table 2 には各破壊モードに対応したせん断 耐力計算値を示したが、いずれの試験体も(2)式による 一体打壁としての耐力が最も低い。試験体 A,B では破 壊モードが実験結果と一致しないが、(4)式による計算 値も実験結果を安全側に評価している。本実験では、 (2)式における開口による耐力低減率が、実部材の耐 力低減より大きい値を与える傾向があった。

2.3 PCa ブロックによるそで壁補強

2.3.1 そで壁補強柱のせん断耐力 そで壁補強柱 の終局せん断耐力 *Q*^{*u*} は,改修指針¹⁾で示されているプ レキャストそで壁の設計法に準拠したもので,次式に よる⁵⁾。

$$Q_u = Q_T + Q_C \tag{13}$$

- Qr:そで壁を圧縮斜材に置換したモデルが負担する せん断力
- Qc:既存柱が負担するせん断力
- $Q_T = \min(Q_{T1}, Q_{T2}, Q_{T3})$
- QT1:斜材の圧縮耐力に基づくせん断力



^{R(×10³rad)} Fig.6 荷重-変形角関係 Load-Deformation Relationship

10

20

柱せん断補強筋降伏

30

そで壁横筋降伏

$Q_{T1}=2 B \cdot t^2 \cdot f_c(L_1/L_2) = 2(N+a_g y)(L_1/H)$	(15)
Qr2:そで壁上下端における接合部のせ	ん断耐力
$Q_{T2}=Q_A+0.5lc \cdot t \cdot fc$	(16)
$l_c = \min(B \cdot t, (L_1 - D/2)(1/3))$	(17)
<i>Q</i> ^{T3} :そで壁のせん断耐力	
$Q_{T3} = A_w(f_s + 0.5p_{sh} \cdot s_y)$	(18)
ここに、	

-10

B: 圧縮斜材置換時の斜材の有効幅。 *B*=2.0 *t*: そで壁の厚さ, *N*: 柱の長期軸力

 a_g y:柱主筋の断面積と降伏点強度の積,H:階高

L1:柱芯からそで壁端部までの長さ

-1000

-1500

*L*₂: *L*₁,*H* を一辺とする直角三角形の斜辺の長さ *fc*=0.85*Fc*₁ *fc*'=0.85*Fc*₂

 A_w :両側のそで壁の水平断面積の和 = $t \cdot (2L_l - D)$ $p_{sh} \cdot s_y$: そで壁の横筋比と横筋の降伏強度の積 f_s : ブロックとグラウトの許容せん断強度 = $F_{cl}/20$ $Qc = \min(0.7 \cdot Q_{MU}, Q_{SU})$ (19) ここに ,

Q_{MU},Q_{SU}:それぞれ既存柱の曲げ終局強度時のせん断 力およびせん断終局強度で,改修指針¹⁾に従う。

2.3.2 そで壁補強柱の構造性能

(1) 実験概要 PCa ブロックによるそで壁補強 柱の構造性能を確認するために実施した,曲げせん断

(14)

lest Results							
試験体	No.1	No.2	No.3				
弾性剛性(kN/mm)	926	949	1209				
ひび割れ荷重 (kN)	200	210	240				
柱主筋降伏荷重(kN)	1424 (7.4)	1506 (9.7)	1706 (11.3)				
柱帯筋降伏荷重 (kN)	-1342 (-11.6)	-1519	1813 (14.7)				
		(-14.6)					
そで壁縦筋降伏 (kN)	-	-	-				
そで壁横筋降伏 (kN)	-	-	1204 (24.3)				
最大耐力 (kN)	1504 (15.3)	1765 (3.9)	1838 (16.1)				
R=4/1000 時耐力(kN)	1318	1763	1550				
破壊モード	柱せん断+	柱せん断 +	柱せん断 +				
	そで壁接合	そで壁接合	そで壁接合				
	面すべり	面すべり	面すべり				

Table 4 実験結果一覧



Photo 4 破壊状況 Failure State of Specimens

()内は変形角 × 10⁻³rad

破壊実験の一例 ⁵⁾を示す。試験体はほぼ実大で補強方 法をパラメータとした 3 体である。No.1, No.2 試験 体は PCa ブロックによる接着工法でそで壁を増設し た試験体, No.3 試験体は在来工法によるそで壁増設試 験体である。試験体概要を Table 3 に,試験体の形状 を Fig.5 に示す。載荷は逆対称の正負交番繰返し載荷 とした。

(2) 実験結果 Table 4 に実験結果の一覧を, Fig.6 に荷重変形関係の一例を,Photo 4 に載荷終了時 の試験体状況例を示す。No.1,No.2 試験体は,ガイド スチールと既存躯体間の接着破壊が生じたのち,壁板 が圧縮斜材としての挙動を示した。それぞれ層間変形 角約 R=1/70,1/250 で最大耐力となったが,急激な耐 力低下がなく,壁板に損傷が少ない。No.3 試験体は PCa 増設そで壁と既存躯体部分が一体となって脆性 的なせん断破壊を生じた。Fig.6 では(13)式による計算 値と比較したが,いずれも安全側に評価される。

2.4 施工手順と施工例

2.4.1 施工手順 PCa ブロック耐震壁の標準的な
 施工手順(新設壁)の概略は以下のとおりである⁶⁾。
 1)準備作業(既存躯体の仕上材の撤去,墨出し)

- 2) ガイドスチール取付け(既存躯体にエポキシ系接着 剤を使用して固定)・縦筋の配筋
- 3) PCa ブロックの組積・横筋の配筋
- 4) グラウト材(クリエイトグラウト)の充填(周辺部 には型枠を組立)
- 5)清掃,片付け(完了)
- 2.4.2 施工例 プレキャストブロック工法による 新設壁の施工例 ⁽ⁱ⁾を以下に示す。

まず,既存柱・梁・増厚壁表面のモルタルを撤去し, ガイドスチールを取り付けるために基準墨を出した。

次に,ガイドスチール仮止め用あと施工アンカーを 既存躯体の四方に打設した。アンカー穴を削孔する際, 騒音・振動の発生を避けるため,低騒音・低振動で削 孔可能な,超音波削孔機を採用した。仮止め用アンカ ーにガイドスチール(上・左右面は溝形鋼,下面はフ



Photo 5 ガイドスチールの取付け Setting of the Guide-Steel



Photo 6 PCa ブロックの組積 Laying up PCa Blocks



Photo 7 グラウト状況 Grouting

ラットバー)を固定し(Photo 5),ガイドスチールと 躯体の隙間に接着用エポキシ樹脂を圧入した。他にガ イドスチールに接着剤を盛り付けてから躯体に固定す る方法がある。Photo 5のガイドスチールにはあらか じめ接合筋取付け用高ナットが溶接してあり,ネジ切 りをした接合筋を取り付ける方法を採用している(ネ ジ切りによる断面欠損を考慮している)。

縦筋用接合筋を上下のガイドスチールに取付け,縦 筋を配筋する。次に横筋用接合筋をガイドスチールへ の取付け,横筋を配筋し,PCa ブロックをエポキシ樹 脂で相互に接着しながら1段分組積する。これを繰り 返し,最上段まで組積する(Photo-6)。

組積完了後,ガイドスチールと PCa ブロックの隙間 を型枠で塞ぐ。上部型枠には中央にグラウト注入穴を, 両端に空気抜き穴(兼グラウト充填確認穴)を設けた。

グラウト注入穴より低粘性で充填性の良い無収縮グ ラウト(クリエイトグラウト)を注入した(Photo 7)。 グラウト充填2日後に型枠を解体した(Photo 8)。

3.ガラス繊維強化プラスチックブロック耐震壁

3.1 工法の概要

ガラス繊維強化プラスチックブロック耐震壁(以下 FRP ブロック耐震壁)は, FRP ブロックを組積して耐 震壁を構築する工法で,あらかじめ墨出しされた既存 躯体面にガイドスチールを接着剤で固定し,その内部 に FRP ブロックを組積して構築する耐震壁である。 FRP ブロック耐震壁の外観を Photo 9 に,施工概要図 を Fig.7 に示す。FRP ブロック耐震壁は,PCa ブロッ ク耐震壁と異なり,グラウトの充填を伴わない乾式施 工法を採用している。そのため PCa ブロック耐震壁よ りもさらに工期短縮が可能となる。

Photo 10 に FRP ブロックを示す。写真は無着色の 場合であるが,必要に応じて自由に着色できる。その 形状寸法は,縦 300mm×横 600mm×厚 80mm である。こ れを必要なせん断力に応じて,厚さ方向に複数を接着 して使用する。重量は約 7kg/個(80mm 厚)と軽量で, PCa ブロックと同様に,建物内の運搬が容易で,狭い スペースでも施工可能な特長を有する。

FRP ブロック耐震壁は,PCa ブロック耐震壁と同様 に低騒音・低振動を達成するだけでなく,FRP ブロッ クが格子状で,通風,採光が可能であるため,従来の 増設壁にない開放感があり,意匠性にも優れている。 なお,FRP ブロックは旭硝子マテックス(株)との共同 開発によるものである。

3.2 FRP ブロック耐震壁の耐力と剛性

3.2.1 FRP ブロック耐震壁のせん断耐力 FRP ブロック耐震壁の終局せん断耐力は, PCa ブロック耐震 壁の(4)式と同様の考え方に基づいている。そのせん断



Photo 8 完成写真 Finished



Photo 9 FRP 耐震壁 FRP-Wall



Fig.7 工法概要図 Outline of the Construction Method



Photo 10 FRP ブロック FRP Block

Table 5 実験概要

List of Specimens

試験体		FRP1	FRP3		
柱	主筋	12-D13 SD295(y=360 N/mm ²)			
$b \times D=220 \times 220$	帯筋	2-D6@150 SD295	(y=333 N/mm ²)		
壁(内のり)		FRP ブロック 1 列	FRP ブロック 3 列		
w×h0=1480×9	00mm	t=40mm	t=120mm		
柱軸力		0 = Fc/6 (3N/mm ²)			
柱 Fc(N/mm ²)		31.1			
FRP 強度	圧縮	319 (試験方法	s : JIS K 7054)		
(N/mm ²)	引張	335 (試験方法	; : JIS K 7056)		

Table 6 実験結果 Test Results

iest nesults								
試験体		FRP1	FRP3					
柱せん断び	♪び割れ荷重 kN	357(0.0038)	605(0.0067)					
帯筋降伏荷重 kN (計測できず) 670(0.0061)								
柱主筋降伊	č荷重 kN	357(0.0038)	605(0.0067)					
最大荷重	kN	391(0.0134)	699(0.0110)					
R=1/250	実験値	357	449					
時の荷重	計算値 (15)式	249	387					
kN	実/計	1.43	1.29					

()内は変形角(rad)

耐力設計式⁷⁾を以下に示す。

終局せん断耐力,Q_{su}は(15)式による。すなわち,FRP ブロック壁のせん断破壊と,側柱の破壊による耐力で ある(16)式による値と,既存躯体との接着面の破壊を 伴う(17)式による値の小さい方とする。PCa ブロック においては,ガイドスチールとグラウト間の破壊耐力 も算定するが,FRP ブロック壁のガイドスチールと FRP ブロック間の接着強度は,ガイドスチールと既存 躯体間の接着強度より明らかに高いため検討を省略し ている。

$fQsu = \min(Qsuf, Qsub)$	(15)
$Q_{suf} = Q_b + {}_1Q_{c1} + {}_2Q_{c2}$	(16)
$Q_{sub} = Q_{ju} + Q_c + Q_c$	(17)

Qsuf: FRP ブロック壁が破壊する場合のせん断強度 Qsub: 接着接合部で破壊する場合のせん断強度 QbはFRP ブロックのせん断強度で(18)式による。(18) 式では FRP ブロック単体の直接せん断実験から得た 変形角 1/250 時の平均せん断強度 3.7N/mm² に対して ばらつきを考慮して定めた設計基準せん断強度 /= 2.4N/mm²を係数 で低減し,ブロックの接着面積を乗 じて FRP ブロック部分のせん断耐力が得られること としている。低減係数 は,ブロック寸法のばらつき や,FRP ブロックの接着面近傍の表層剥離(補強繊維 が入っていない部分での剥離)の発生などを考慮し, FRP ブロック耐震壁のせん断余裕度が,一般の耐震壁 やPCa ブロック耐震壁と同等程度となるように 1/2 と した。この値に関しては,今後データを蓄積してさら に検討を加える必要があると考える。



Fig.8 試験体の寸法・形状 Dimensions of Specimen



Photo 11 破壊状況(上:FRP1,下:FRP3) Failure State of Specimens

(18)

 $Q_b = \cdot f \cdot A_f$ $\Box \Box \Box \Box ,$

:低減係数で 1/2 とする

f: FRP ブロックせん断強度で,2.4N/mm²とする。 *Af*: FRP ブロックの見付け水平面積 *Qc*1,*Qc*2,*Qc*: 側柱の終局耐力で改修指針に従う *Qju*: 接合面の強度で,(19)式による。 *Qju* = 0.08*Fc*1·*Ab* + *Qa*(19) *Ab*: FRP ブロックの接着面積(N/mm²) *Qa*: 併用アンカー筋による付加強度で,(6)式による。 *pQc*: 引張側柱頭部のパンチングシア耐力で改修指針
に従う。

, 1, 2: 変形状態を考慮した低減係数



Load-Deformation Angle Relationship

Fig.10 工程の比較 Comparison of Working Process

補強工法	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
在来工法	アンカーホルレ 打設		!筋	型枠設置	コンクリート 打設	Ť	生	無収縮 グラウト圧入	養	生	型枠解体
			·	:			I				
PCaブロック耐震壁	ガイドスチール設置	PCa7 ロック 組積	柱、梁周り 型枠設置	周辺グラウト	養生	型枠解体					
	<>	` '	*	><>	<>	<>					
FRPブロック耐震壁	ガイドスチール設置		FRPプロック組積		がイドスチールと ブロックの一体化						
		•		· · · ·	`						

3.2.2 FRP ブロック耐震壁の構造性能

(1) 実験概要 約1/3スケールの FRP 補強壁試 験体数2体のせん断破壊実験⁷⁾を一例として示す。試 験体概要をTable 5に示す。パラメータは壁厚(FRP ブロックの厚さ方向の枚数が1枚のもの(t=40)およ び3枚のもの(t=120))とした。試験体の形状および 寸法をFig.8に示す。この実験では壁板のせん断強度 を得ることを目的としている。そのため,ガイドスチ ールと既存躯体間の接着破壊が生じないよう,ガイド スチールを幅を広くし,あと施工アンカーを併用して いる。

(2) 実験結果 実験結果一覧を Table 6 に,試験 体の荷重と部材角関係を Fig.9 に示す。いずれの試験 体も層間変形角 R=1/100 程度まで荷重が上昇し,FRP 壁板のせん断破壊によって耐力が低下した。既存架構 部分は R=1/250~1/150 で引張側柱主筋が降伏してい る。Table 6 中に示すように,FRP ブロック耐震壁の 耐力は既存架構の変形能力を考慮して,層間変形角 R=1/250 で評価することとしている。Photo 11 に載荷 終了時の試験体写真を示す。

3.3 施工手順と施工例

3.3.1 施工手順 FRP ブロック耐震壁の標準的な



Photo 12 ガイドスチールの取付け Setting of Guide-Steel



Photo 13 ブロック組積状況 Laying up FRPBlocks

施工手順の概略は以下のとおりである。

1)準備作業(既存躯体の仕上材の撤去,墨出し)

2) ガイドスチール取付け(既存躯体にエポキシ系接着 剤を使用して固定)

3) FRP ブロックの組積

4) FRP ブロックとガイドスチール間の一体化処理

5)清掃,片付け(完了)

3Q-Wall 工法の標準工程表を Fig.10 に示す。通常 10 ㎡程度の壁の設置工事期間を在来 R C 増設壁工事 と比較すると,在来工事では 10 日間程度必要である が,プレキャストブロック工法では7日間で,FRP ブ ロック工法では更に1日短縮され,6日間で完了可能 となる。

 3.3.2 施工例 FRP ブロック工法による施工例を 以下に示す。

まず,既存柱・梁・増厚壁表面のモルタルを撤去し, ガイドスチールを取り付けるために基準墨を出した。

次に,ガイドスチール仮止め用あと施工アンカーを 既存躯体の四方に打設した後,接着剤を盛り付けたガ イドスチールを取り付けた(Photo 12)。

FRP ブロックをエポキシ樹脂で相互に接着しなが ら組積する。組積後がそのまま仕上げ面となるので, 目地幅の管理や FRP ブロックの養生などに注意が必 要となる(Photo 13)。

組積完了後,下面を除く FRP ブロック壁板外周部 にガイドスチールと対向するように鋼材を接着する。 この向き合う鋼材とガイドスチールをボルト等で一体 化した(Photo 14)。

4. おわりに

本論文では,3Q-Wallとして開発した,プレキャスト ブロック工法とガラス繊維強化プラスチックブロック 工法を対象とし,各工法の概要,耐力評価式と構造性能, および施工例について示した。在来工法による耐震壁の 増設工事でもっとも騒音・振動が発生する,アンカーの 打設や型枠の組立て・脱型などの作業が,3Q-Wallでは ほとんど省略されるため,建物を使用した状態で補強が 可能となる。これまでに本工法が採用された物件として, ホテル,学校,百貨店,事務所,病院,銀行などがあり, 在来工法では補強が困難であった物件が多数含まれて いる。以上のことから,3Q-Wallは耐震補強の普及に貢 献する工法であると言える。



Photo 14 FRP 壁板と周辺架構との一体化処理状況 Joint of Guide-Steel and FRP Wall

なお, 3Q-Wallは2004年7月に(財)日本建築総合試験 所より建築技術性能証明を取得した。

参考文献

- 1)(財)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建 築物の耐震改修設計指針・同解説,2001年版
- 2) 栗田,増田他: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2,3),日本建築学会大会学 術講演梗概集, pp.687-690,2002.8
- 3) 増田,栗田他:プレキャストブロックを組積して構築 した耐震壁のせん断耐力性状に関する研究,コンク リート工学年次論文集,Vol.25, No.2,pp.1459-1464, 2003.7
- 4) 杉本,増田他:プレキャストブロックを組積して構築 した耐震壁の曲げ耐力性状に関する研究,コンクリ ート工学年次論文集,Vol.25, No.2,pp.1465-1470, 2003.7
- 5) 増田,栗田,杉本:プレキャストブロックを用いたそ で壁増設柱の力学性状に関する研究,コンクリー ト工学年次論文集,Vol.26, No.2,pp.1243-1248,2004.7
- 6)田中,三浦他:プレキャストブロックによる耐震補強 工法,コンクリート工学,Vo.41,No.5,pp.129-137, 2003.5
- 7) 萩尾,木村他:FRP ブロックを用いた増設耐震壁工法の開発(その2),日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.631-632,2004.8