

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

増田 安彦



萩尾 浩也



栗田 康平



杉本 訓祥



三浦 憲



山本 伸一郎

(本店ビルケアセンター)(本社東京建築事業部
ビルケアセンター)

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ブロック工法の 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

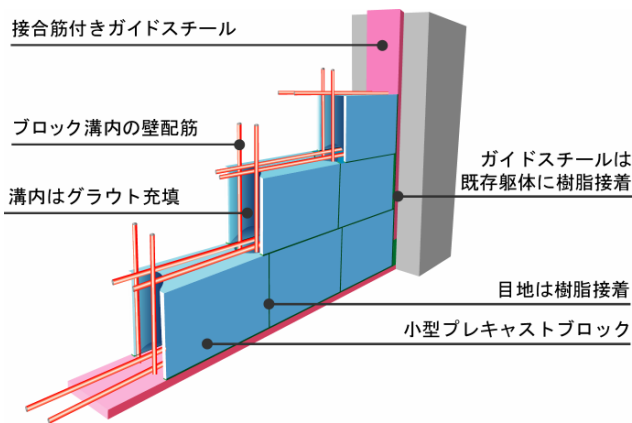


Fig.1 工法概要図
Outline of the Construction Method



Photo 1 PCa ブロック耐震壁の外観
Appearance of PCa-Block-Wall

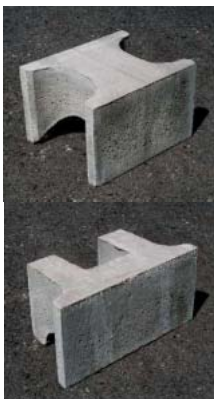


Photo 2 PCa ブロック
(上:新設用, 下:増厚用)
PCa Blocks

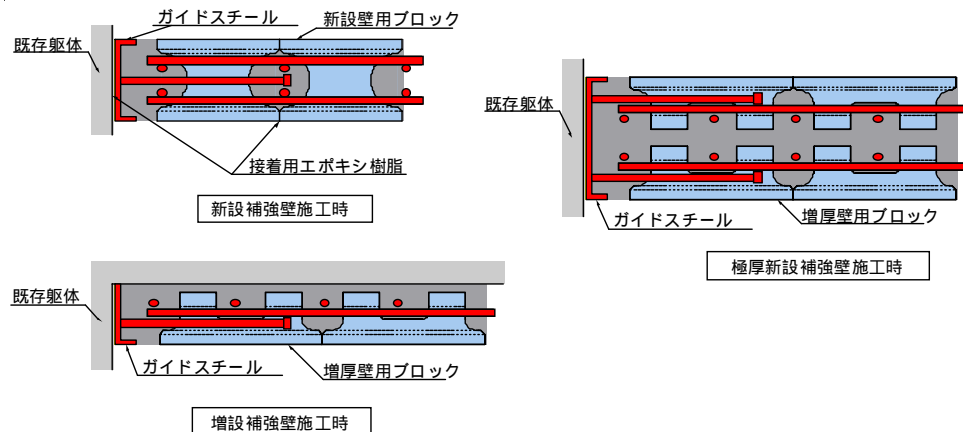


Fig.2 施工パターン
Pattern of Using Blocks

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、

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、 $F_c = 40\text{N/mm}^2$ 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 w_{Qsu0} は次式による。

$$w_{Qsu0} = \min(w_{Qsu}, aQ_{su0}) \quad (1)$$

ここに、

w_{Qsu} : 一体打ち壁としてのせん断終局耐力

aQ_{su0} : 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 wQ_{su} 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。

$$wQ_{su} = \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18 + Fc1)}{M/QL + 0.12} + 0.85\sqrt{Pse \cdot sy} + 0.1 \right\} \cdot be \cdot je \quad (2)$$

ここに、

: 開口による耐力低減率で次式による。

$$\gamma = 1 - \eta \quad \eta = \max\left(\sum(\sqrt{hi/Lw}/HwLw), \sum(li/Lw)\right) \quad (3)$$

: 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

$Pte=100 \cdot at/(be \cdot L)$: 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

$Pse \cdot sy$: 壁筋量で縦横筋量, 接合筋量の最小値

$Pse=ah/(be \cdot s)$: 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

sy : 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)

$\sigma = N/be \cdot L$: 軸方向応力度($\sigma < 8N/mm^2$)

N : 壁軸力(両側柱軸力の和)

$je=Lw$ または $0.8L$ としてよい

$$M/Q = Hw_0 \quad (1 \quad M/QL \quad 3)$$

Hw_0 : 反曲点高さで、一般階の場合 $h_w/2$, 最上階の場合 h_w とする。 h_w 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 aQ_{su0} は下式による。

$$aQ_{su0} = \begin{cases} \min(Q_{ju1}, Q_{ju2}) + pQ_c + \alpha Q_c \\ wQ_{su} + 2\alpha Q_c \end{cases}$$

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。

Q_{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。

$$Q_{ju1} = 0.08Fc1Ab + Qa \quad (5)$$

Qa は併用するアンカー筋(設計用降伏強度 σ_{ay} , 断面積 a_a)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。

$$Qa = \min(0.5\sigma_{ay}, 0.3\sqrt{Ec1 \cdot Fc1}) \cdot \Sigma a_a \quad (6)$$

$Ec1$: 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。

Q_{ju2} 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。

$$Q_{ju2} = Q_{jou} + Q_{wu} \quad (7)$$

Q_{jou} は接合筋(降伏強度 σ_{joy} , 断面積 a_{jo})のせん断強度で改修指針¹⁾に従って次式とする。

$$Q_{jou} = \min(0.7\sigma_{joy}, 0.4\sqrt{Ec2 \cdot Fc2}) \cdot \Sigma a_{jo} \quad (8)$$

Q_{wu} : 壁板の圧縮ストラットによるせん断耐力

$$Q_{wu} = q_{wu}Fc2 \cdot lw_0 \cdot tw \quad (9)$$

$p_{jo}\sigma_{joy} / Fc2 < 0.1$ のとき $\Delta q_{wu} = 0.07 - 0.3p_{jo}\sigma_{joy} / Fc2$

$p_{jo}\sigma_{joy} / Fc2 \geq 0.1$ のとき $\Delta q_{wu} = 0.04$

lw_0 : 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 × 10⁴N/mm²)

(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。 wQ_{su} は壁板内のり部分のせん断終局強度で次式による。

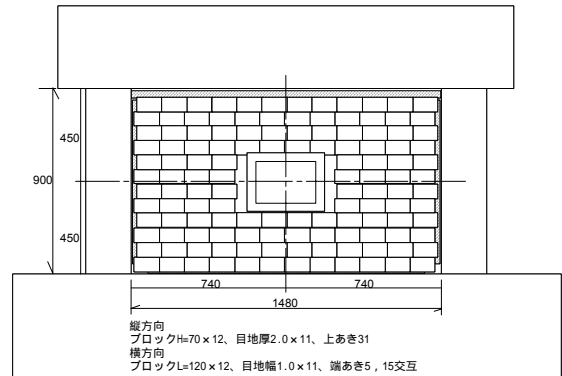


Fig.3 試験体形状(試験体B)
Specimen B

Table 1 試験体概要
List of Specimens

試験体	A	B	C
補強の種類	新設壁		
柱の諸元	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	70mm		
壁筋	D6 縦@120 × 横@72 シングル SD295($y = 341N/mm^2$)		
開口(l × h)	なし	290 × 200 1ヶ所	290 × 200 2ヶ所
その他		開口は lw, hw とともに壁中央に配置	開口位置は hw/2、開口間の中心を 288 mm とし中央振り分け
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)

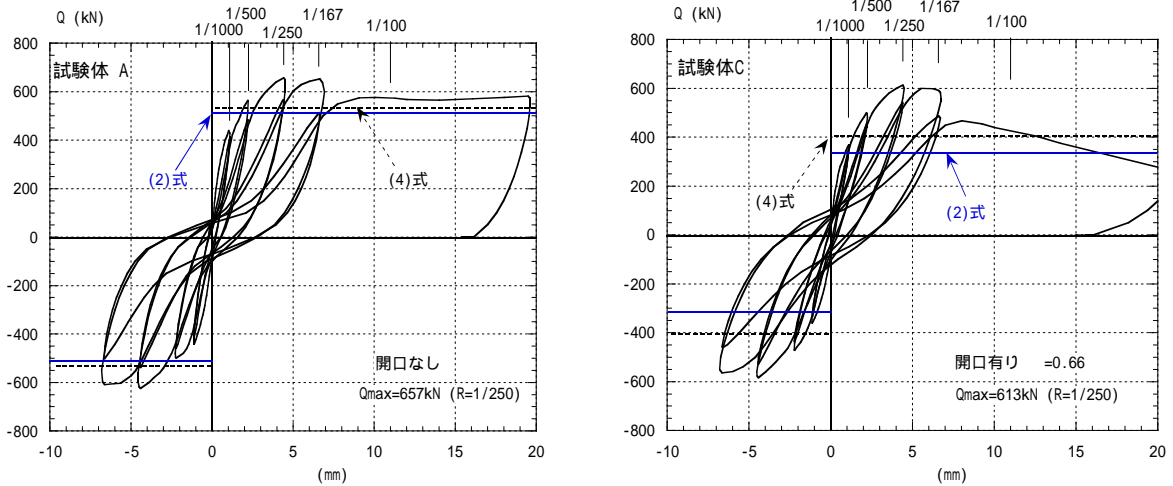


Fig.4 荷重-変形関係
Load-Deformation Relationship

Table 2 実験結果一覧

Test Results

試験体		A	B	C	
最大耐力 kN	実験値	657	659	613	
	破壊モード	柱せん断 + 壁接着	柱せん断 + 壁接着	一体型せん断破壊	
	一体打ち	(2)式	422	337	
	壁の耐力	実/計	1.28	1.56	1.82
	接着面破壊	(4)(5)式	533	533	533
	壊耐力	実/計	1.23	1.24	1.15
	接合面破壊	(4)(7)式	890	890	873
	壊耐力	実/計	0.74	0.74	0.70
	壁板破壊	(4)(10)式	585	499	405
	壊耐力	実/計	1.12	1.32	1.51

$$w_{su} = \max(p_w \cdot w_y, F_c/20 + 0.5 p_w \cdot w_y) t_w / l_w \quad (10)$$

p_w, w_y : 壁筋比と降伏強度

p_{Qc} : 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⁾。

$$w_{Qmu} = 2M_{wu} / H_w \quad (11)$$

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

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。

w_{Qmu} : 曲げ終局耐力時せん断力

M_{wu} : 曲げ終局モーメント

a_{ct}, c_y : 引張側柱主筋の全断面積および設計用降伏強度

a_a, a : 併用アンカー筋(縦筋)の断面積およびその引

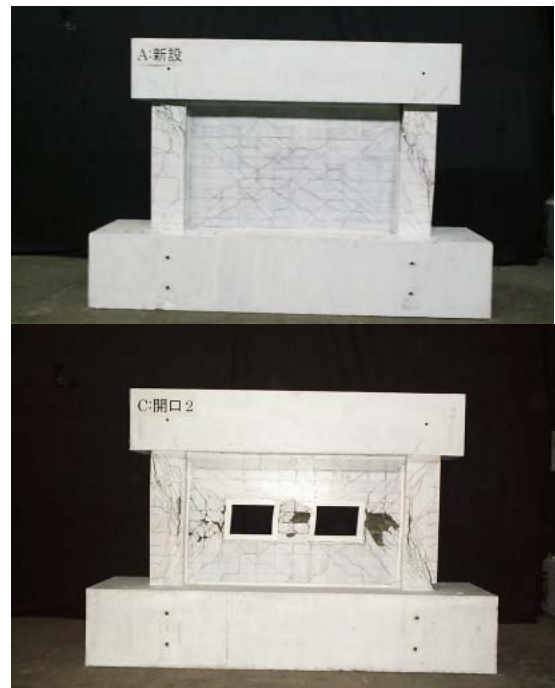


Photo 3 破壊状況
Failure State of Specimens

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。載荷は正負交番繰り返し載荷とした。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 × D × h0=600 × 600 × 1800mm 主筋 12-D29 (y=377N/mm ²) 帯筋 D10@200 (y=356N/m ²) Fc=26.4(No.1,2),27.1(No.3)N/mm ²
No.2	PCa ブロック	接着 + アンカー	
No.3	RC(在来工法)	アンカー	

そで壁の仕様
 No.1, No.2 : t × w × h0=200 × 700 × 1800mm
 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%)
 No.3 : t × w × h0=200 × 700 × 1800mm 縦横 D13@200W (y=342N/m²)
 Fc=29.8N/mm², あと施工アンカー D13@200W

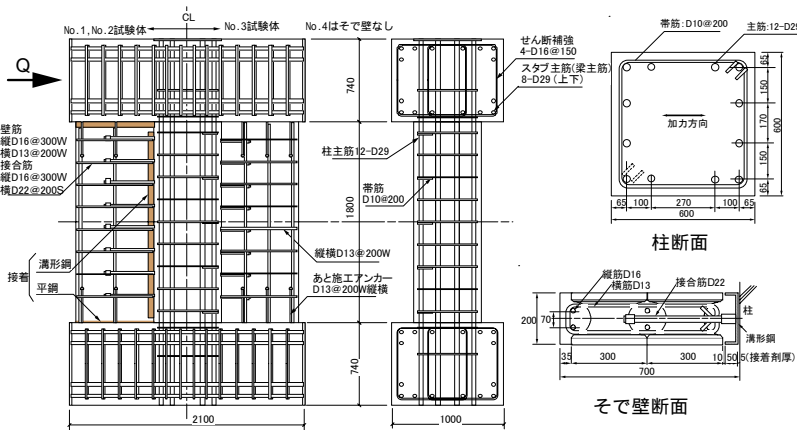


Fig.5 試験体の配筋・寸法
Detail and Reinforcement of Specimen

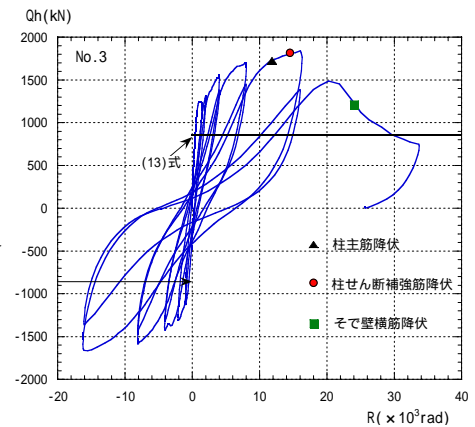
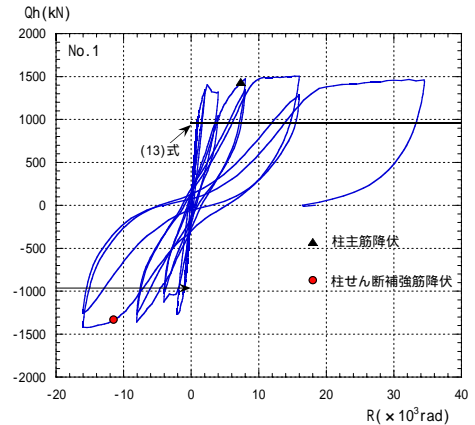


Fig.6 荷重-変形角関係
Load-Deformation Relationship

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⁾。

$$Q_u = Q_T + Q_C \quad (13)$$

Q_T : 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

Q_C : 既存柱が負担するせん断力

$$Q_T = \min(Q_{T1}, Q_{T2}, Q_{T3}) \quad (14)$$

Q_{T1} : 斜材の圧縮耐力に基づくせん断力

$$Q_{T1} = 2 B \cdot t^2 \cdot f_c (L_1/L_2) \quad 2(N + a_{g_y})(L_1/H) \quad (15)$$

Q_{T2} : そで壁上下端における接合部のせん断耐力

$$Q_{T2} = Q_A + 0.5 l_c \cdot t \cdot f_c' \quad (16)$$

$$l_c = \min(B \cdot t, (L_1 - D/2)(1/3)) \quad (17)$$

Q_{T3} : そで壁のせん断耐力

$$Q_{T3} = A_w (f_s + 0.5 p_{sh} \cdot s_y) \quad (18)$$

ここに、

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

L_1 : 柱芯からそで壁端部までの長さ

L_2 : L_1, H を一辺とする直角三角形の斜辺の長さ

$$f_c = 0.85 F_{c1} \quad f_c' = 0.85 F_{c2}$$

A_w : 両側のそで壁の水平断面積の和 $= t \cdot (2L_1 - D)$

$p_{sh} \cdot s_y$: 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 $= F_{c1}/20$

$$Q_C = \min(0.7 \cdot Q_{MU}, Q_{SU}) \quad (19)$$

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

Table 4 実験結果一覧
Test 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 (-14.6)	1813 (14.7)
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 + そで壁接合 面すべり	柱せん断 + そで壁接合 面すべり	柱せん断 + そで壁接合 面すべり

()内は変形角 $\times 10^{-3}$ rad

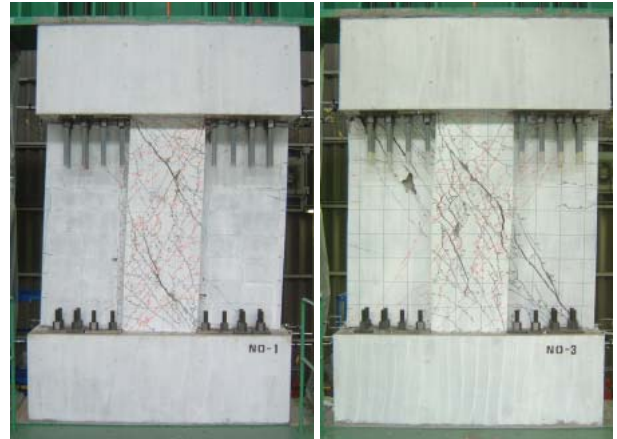


Photo 4 破壊状況
Failure State of Specimens

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。



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

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⁶⁾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 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、厚さ方向に複数層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

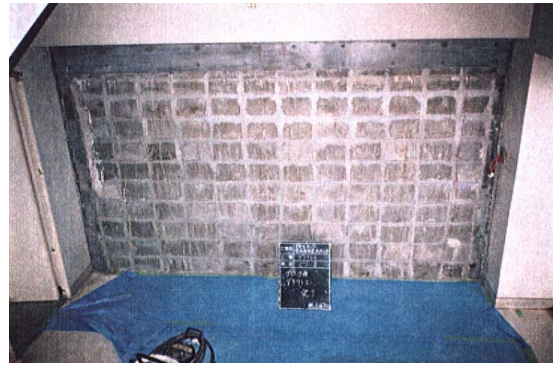


Photo 8 完成写真
Finished



Photo 9 FRP 耐震壁
FRP-Wall

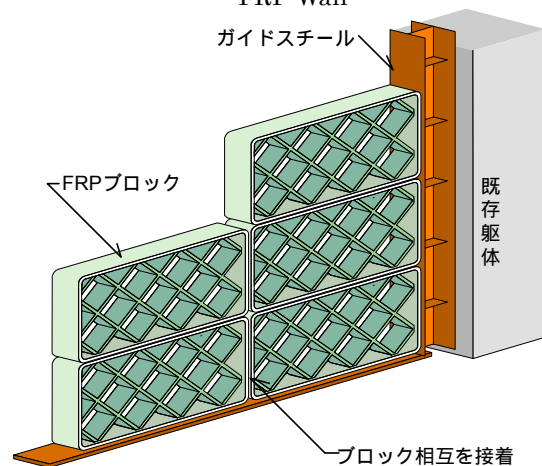


Fig.7 工法概要図
Outline of the Construction Method



Photo 10 FRP ブロック
FRP Block

Table 5 実験概要
List of Specimens

試験体		FRP1	FRP3
柱 b×D=220×220	主筋	12-D13 SD295(y=360 N/mm ²)	
	帯筋	2-D6@150 SD295(y=333 N/mm ²)	
壁(内のり) w×h ₀ =1480×900mm		FRP ブロック 1列 t=40mm	FRP ブロック 3列 t=120mm
柱軸力		0=F _c /6 (3N/mm ²)	
柱 F _c (N/mm ²)		31.1	
FRP 強度 (N/mm ²)	圧縮	319 (試験方法: JIS K 7054)	
	引張	335 (試験方法: JIS K 7056)	

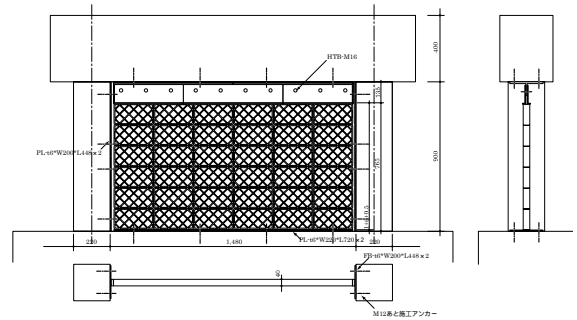


Fig.8 試験体の寸法・形状
Dimensions of Specimen

Table 6 実験結果
Test Results

試験体		FRP1	FRP3
柱せん断ひび割れ荷重	kN	357(0.0038)	605(0.0067)
帯筋降伏荷重	kN	(計測できず)	670(0.0061)
柱主筋降伏荷重	kN	357(0.0038)	605(0.0067)
最大荷重	kN	391(0.0134)	699(0.0110)
R=1/250 時の荷重 kN	実験値	357	449
	計算値 (15)式	249	387
	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 f_{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。

$$f_{su} = \min(Q_{suf}, Q_{sub}) \quad (15)$$

$$Q_{suf} = Q_b + 1Q_{c1} + 2Q_{c2} \quad (16)$$

$$Q_{sub} = Q_{ju+p} + Q_{c+} - Q_c \quad (17)$$

Q_{suf} : FRP ブロック壁が破壊する場合のせん断強度

Q_{sub} : 接着接合部で破壊する場合のせん断強度

Q_b 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 $f = 2.4\text{N/mm}^2$ 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。



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

$$Q_b = \cdot f \cdot A_f \quad (18)$$

ここに,

: 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。

A_f : FRP ブロックの見付け水平面積

Q_{c1}, Q_{c2}, Q_c : 側柱の終局耐力で改修指針に従う

Q_{ju} : 接合面の強度で,(19)式による。

$$Q_{ju} = 0.08F_{c1} \cdot A_b + Q_a \quad (19)$$

A_b : FRP ブロックの接着面積(N/mm²)

Q_a : 併用アンカー筋による付加強度で,(6)式による。

pQ_c : 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

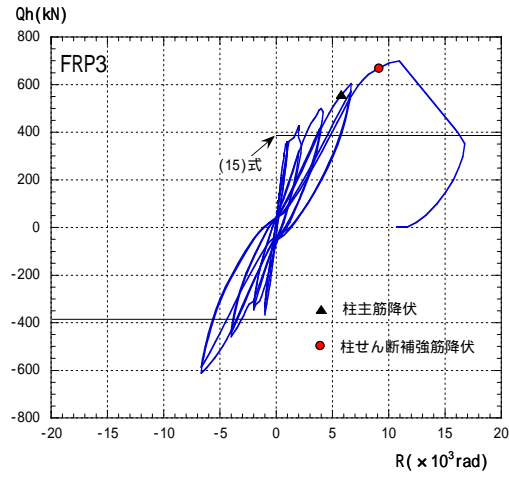
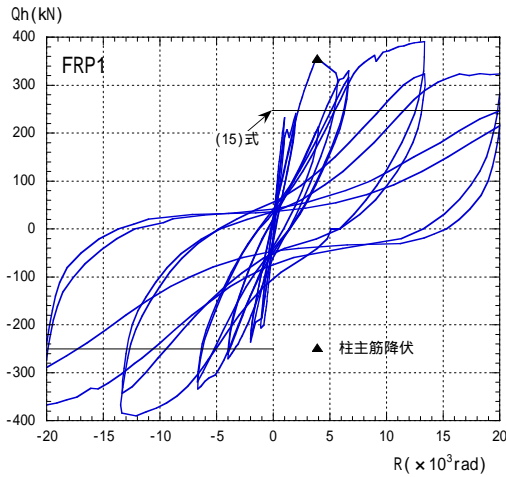


Fig.9 荷重-変形角関係
Load-Deformation Angle Relationship

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	アンカーボルト打設	配筋	型枠設置	コンクリート打設	養生	無収縮グラウト圧入	養生	型枠解体			
PCaブロック耐震壁	ガイドスチール設置	PCaブロック組積	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ブロック組積	ガ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に、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。



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

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

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 m²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，No.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