

奥村組接着式耐震補強工法の開発

－接着接合による耐震補強壁の水平加力実験－

Seismic Strengthening Methods by Shear Walls with Adhesive Joints

- Horizontal Loading Tests of Shear Walls with Epoxy Resin Joints -

平松一夫* 服部晃三** 岸本 剛***

要 旨

鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の既存建物を対象とした、あと施工アンカーが不要な耐震補強工法として、既存骨組とその内側に増設した補強壁要素との間をエポキシ樹脂で接着する工法を開発した。補強壁要素としては、超高強度繊維補強コンクリートブロックまたは、鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板を使用する。それぞれの補強壁要素を用いた縮小架構の水平加力実験を行った結果、いずれの場合も増設耐震壁として有効であり、せん断終局強度は、補強壁要素の破壊と接着接合部の破壊を考慮して「2001 年版 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」((財)日本建築防災協会)に準じて評価できることがわかった。

キーワード：耐震補強、エポキシ樹脂、超高強度繊維補強コンクリート、鋼板ブレース、PCa 板

1. まえがき

近年、鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の既存建物の耐震補強工法として、居ながらの施工を可能とする「アンカー無し工法」や「通風や意匠性を有する耐震壁」など新しい工法が増加している。今般、「超高強度繊維補強コンクリートブロック工法」および「鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板工法」(以下、プレキャストコンクリートを PCa と略記)の 2 工法からなるアンカー不要な「奥村組接着式耐震補強工法」を開発した。水平加力実験を行い増設耐震壁として有効であることを確認できたので、その結果について報告する。

2. 工法の概要

2.1 超高強度繊維補強コンクリートブロック工法

超高強度繊維補強コンクリートブロック工法(図-1)は、既存骨組の内側に超高強度繊維補強コンクリート製のブロックを組積し、ブロック相互及び既存骨組とブロックの間をエポキシ樹脂により接着接合する耐震補強工法である。補強壁要素は、基本型の八角形ブロックと既存骨組との取り合い部分に設置する台形ブロックおよびコーナー部の三角形ブロックとで構成される。基本のブロックが八角形であるため、壁面に規則性のある開口を設けることができ、通風・採光を確保したデザイン

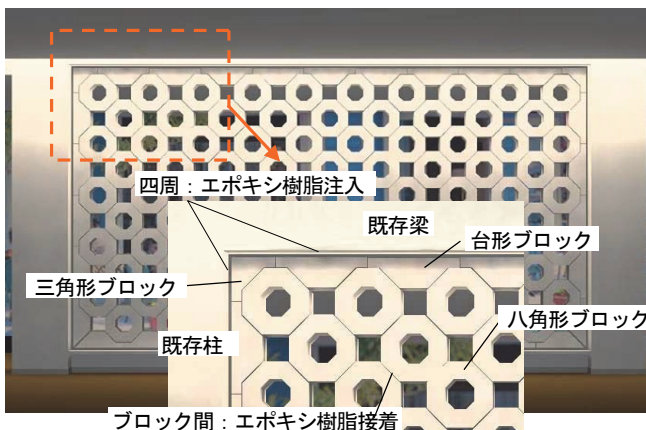


図-1 超高強度繊維補強コンクリート工法の概要

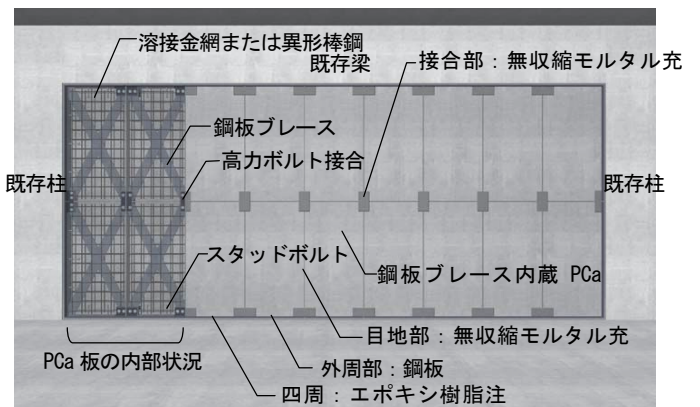


図-2 鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法の概要

*技術本部建築部 **関西支社建築設計部 ***技術研究所

性のある耐震補強壁を構築できる。

2.2 鋼板ブレース内蔵PCa板工法

鋼板ブレース内蔵PCa板工法(図-2)は、既存骨組の内側にX型鋼板ブレースを内蔵した長方形PCa板を高力ボルト接合した補強壁要素を増設し、既存骨組とPCa板の間をエポキシ樹脂により接着接合する耐震補強工法である。

PCa板同士の接合部と目地部には無収縮モルタルを充填する。既存骨組の内側と接する部分にはスタッドボルトを取り付けた鋼板を設置しており、エポキシ樹脂によって既存骨組と接着する。鋼板ブレースはコンクリートにより圧縮時の座屈が拘束されるので、引張力、圧縮力に対して有効となる。

3. 要素実験

3.1 接着接合部のせん断実験

エポキシ樹脂を用いて接着される補強壁要素と既存骨組との接合部のせん断強度を確認するため、接着接合部の一面せん断実験を行った。

a. 試験体概要

試験体一覧を表-1に、試験体の一例を図-3に示す。実験因子は、接着される材料の種類、コンクリートの表面処理状態、接着剤の種類および厚さとした。超高強度繊維補強コンクリートの表面処理はワイヤブラシ掛け、鉄骨はプラスト後プライマー処理とした。

超高強度繊維補強コンクリートには太平洋セメント(株)の鋼繊維混入超高強度繊維補強コンクリート(Ductal-FM)を使用した。これは、以下の本報告の実験においても同様である。

b. 実験結果

超高強度繊維補強コンクリートと鉄骨を接着したDS-1は、鉄骨と接着剤の界面位置における接着部で破壊した。またCD-1~3は、コンクリートの表面処理状況や接着剤の種類に関わらず、接着界面より内側のコンクリート面でせん断破壊した。

表-1に接合面のせん断終局強度の実験値を併記するが、コンクリートで破壊した試験体CD-1~3のせん断終局強度(σ_{tju})はいずれも既往の文献3)で示される(1)式による計算値($b\tau_{ju}$)を上回る結果となった。なお、DS-1は接着剤で破断したが、せん断終局強度(σ_{tju})は13.42 N/mm²と接着剤の物性値である12.5 N/mm²とほぼ

表-1 接着接合部せん断実験の概要

試験体	実験因子						破壊モード	実験結果			
	A-Block		B-Block		接着剤			実験値	計算値	実/計	
	材質	表面処理	材質	表面処理	種類	厚さ					σ_{tju} (N/mm ²)
DS-1	超高強度繊維補強コンクリート	WB	鉄骨	プラスト+プライマー処理	AC406TW	10mm	鉄骨と接着材の界面での破壊	13.42	—	12.50	1.07
CD-1	コンクリート	WB	超高強度繊維補強コンクリート	WB	CP-300TW	20mm	接着界面より内部のコンクリートのせん断破壊	2.90	0.105 σ_{BC}	2.22	1.31
CD-2		CD			AC406TW	10mm		3.70	0.134 σ_{BC}	2.22	1.67
CD-3		WB						3.93	0.143 σ_{BC}	2.22	1.77
CD-1~3の平均								3.50	0.127 σ_{BC}	2.22	1.58

- 1) 接着面の表面処理
WB: ワイヤブラシで均す程度
DC: ダイヤモンドカップによる研磨
超高強度繊維補強コンクリート、コンクリートとも接着面は型枠面
鉄骨はプラスト後プライマー処理
- 2) 剥離材: 超高強度繊維補強コンクリートの型枠は「アクアコートα40(信越産業製)」を使用(塗布)
コンクリートの型枠には未使用(塗布無し)
- 3) プライマー: 「メタラクトH15(関西ペイント製)」を使用
- 4) 試験体は3週間ほど日中20℃(夜間は外気温5℃程度)で養生
- 5) 超高強度繊維補強コンクリートの圧縮強度 $\sigma_{BC}=228\text{N/mm}^2$ (実験時3本の平均値)
- 6) コンクリートの圧縮強度 $\sigma_{BC}=27.7\text{N/mm}^2$ (実験時3本の平均値)

*1 せん断強度計算値で、DS-1は接着剤の物性値、CD-1~3は(1)式による

表-2 接着部引張実験の概要

CASE	試験体	実験因子				実験結果				
		材質	接着剤	使用面	表面処理	剥離材	実験値 P(kN)	接着面積 A(mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	破壊モード
1	H-1	超高強度繊維補強コンクリート 300*300*50	AC406TW	型枠下面	無し	有り	18.8	1600	11.76	①
2	H-2					無し	11.3	900	12.52	
3	H-3					有り	4.2	400	10.54	
4	H-4					無し	14.8	1600	9.23	
5	H-5					無し	18.8	1600	11.76	
6	H-6			打設面	研磨	無し	18.1	1600	11.33	①
7	H-7			研磨	有り	23.3	1600	14.58		
8	H-8			無し	有り	13.2	1600	8.24		
9	H-9			研磨	無し	12.1	1600	7.56		
10	H-10			打設面	研磨	無し	19.0	1600	11.88	

- 1) 接着面積: 1600mm² (40×40mm) ただしH-2は1225mm²、H-3は900mm²
- 2) 表面処理: 有りはカップ掛け、無しはワイヤブラシで均す程度
- 3) 剥離材: 「アクアコートα40」信越産業製 使用
- 4) 実験は試験体を約20℃で2週間養生後約20℃の条件下で実施した
- 5) 破壊モード ①: 超高強度繊維補強コンクリート母材の引張破壊
②: 接着剤の剥離
③: 接着剤の剥離が支配的だが、剥離面に超高強度繊維補強コンクリートが付着している

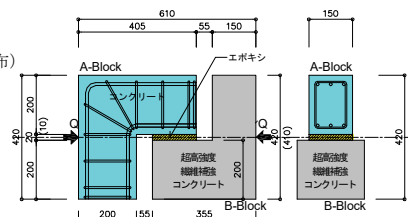


図-3 一面せん断実験試験体



写真-1 接合部の引張実験

一致した。

$$\tau_{ju} = 0.08 \sigma_{BC} \quad (1)$$

3.2 接着部の引張実験

超高強度繊維補強コンクリートブロック工法におけるブロック相互のエポキシ樹脂接着部の接着性能を確認するため、超高強度繊維補強コンクリートとエポキシ樹脂との接着部の引張実験を行った。

a. 試験体概要

試験体一覧を表-2に、実験状況を写真-1に示す。試験は 300×300×50mm の超高強度繊維補強コンクリート板に 40×40×40mm の鋼材ブロックを接着剤で取り付け、鋼材ブロックに取り付けた PC 鋼棒をセンターホールジャッキで引っ張ることにより実施した。実験因子は接着剤の種類、表面処理状態および接着面積とした。

b. 実験結果

実験結果を表-2に示す。表中の実験値(P)はロードセルより検出した接着部の最大引張力を示し、引張強度(σ_t)は最大引張力を接着面積(A)で除して求めた。本実験の結果、以下のことがわかった。

- i. 接着剤に AC406TW を使用し、表面を研磨した試験体または剥離材を使用しワイヤーブラシ掛けした試験体では、ほとんどが超高強度繊維補強コンクリート母材で引張破壊したが、その他は接着剤で剥離した
- ii. 超高強度繊維補強コンクリート母材で引張破壊した試験体は、文献 2) に示される超高強度繊維補強コンクリートの引張強度 ($\sigma_t = 8.8 \text{ N/mm}^2$) を上回った

4. 架構実験

4.1 超高強度繊維補強コンクリートブロック工法

a. 試験体の概要

試験体は実大の約 1/2.5 の寸法で、ブロックの形状寸法を実験因子とした 3 体である (図-4、表-3 参照)。NO. 1、NO. 2 はブロックのウェブ厚さを変えたものであり、NO. 3 はウェブを取り除いてフランジ部 (外周部) のみとしたものである。

b. 使用材料

コンクリート、鉄筋、超高強度繊維補強コンクリートの材料試験結果を表-4に示す。

エポキシ樹脂にはトーホーダイト AC406TW、CP300TW を使用した。ブロック相互およびブロックと下梁間は高粘性エポキシ樹脂 (AC406TW) を、ブロックと柱・上梁間は注入用エポキシ樹脂 (CP300TW) を用いた。

c. 実験方法

左右の柱に一定軸力 ($N_c = 0.1 \cdot \sigma_{BC} \cdot A_c$ 、 σ_{BC} : 柱コンクリートの圧縮強度、 A_c : 柱 1 本の断面積) を載荷した状態で、水平方向に正負交番繰り返し載荷を行った (図-5)。載荷履歴は層間変形角が (1, 2, 4, 6, 8, 10, 15) × 10⁻³ rad の順に 2 サイクルずつとし、その後、正加力方

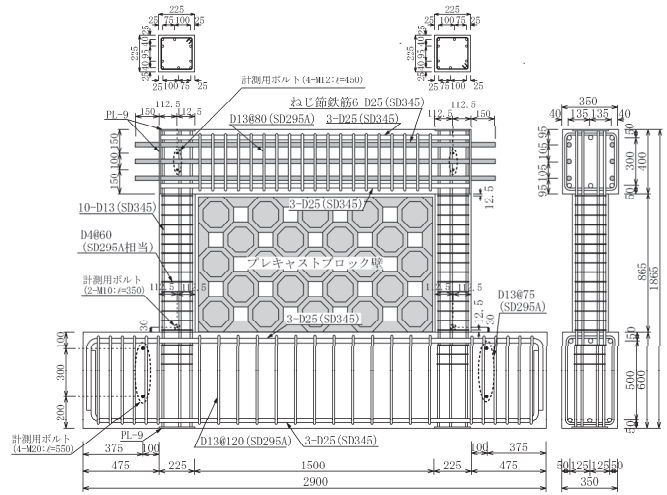


図-4 試験体の形状寸法および配筋詳細(1)

表-3 実験因子(1)

試験体	No.1	No.2	No.3
基本ブロック			
	ウェブ厚15mm	ウェブ厚30mm	ウェブ無し

表-4 材料試験結果(1)

(a) コンクリート

圧縮強度 σ_{BC} (N/mm^2)	圧縮強度時ひずみ度 ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
26.8	1.98	24.2	2.68

(b) 鉄筋

呼び名	降伏強度 σ_v (N/mm^2)	引張強度 σ_u (N/mm^2)	降伏ひずみ e_v ($\times 10^{-3}$)	伸び (%)
D4 (SD295A)	353	528	1.72	27
D13 (SD345)	375	558	1.83	27

(c) 超高強度繊維補強コンクリート

圧縮強度 σ_{BD} *1 (N/mm^2)	圧縮強度時ひずみ度 ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度*2 (N/mm^2)	せん断強度*3 (N/mm^2)
218.0	4.58	54.2	19.6	42.3

*1: 試験体形状は $\phi 50 \times 100 \text{ mm}$

*2: $\phi 100 \times 200 \text{ mm}$ の割裂試験による

*3: $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ の 2 面せん断試験による

土木学会規程「鋼繊維補強コンクリートのせん断強度試験方法 (JSCE-G 553-1999)」に準拠

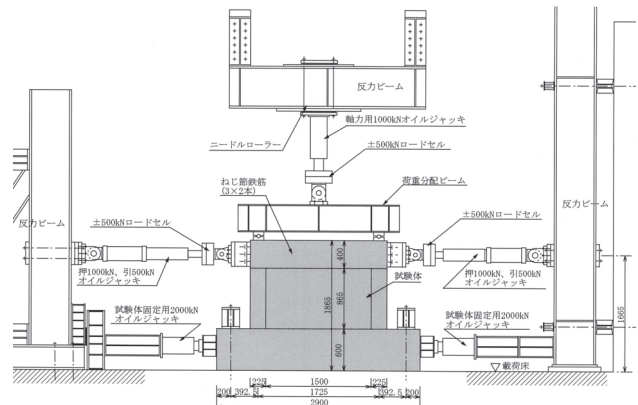


図-5 加力装置の概要

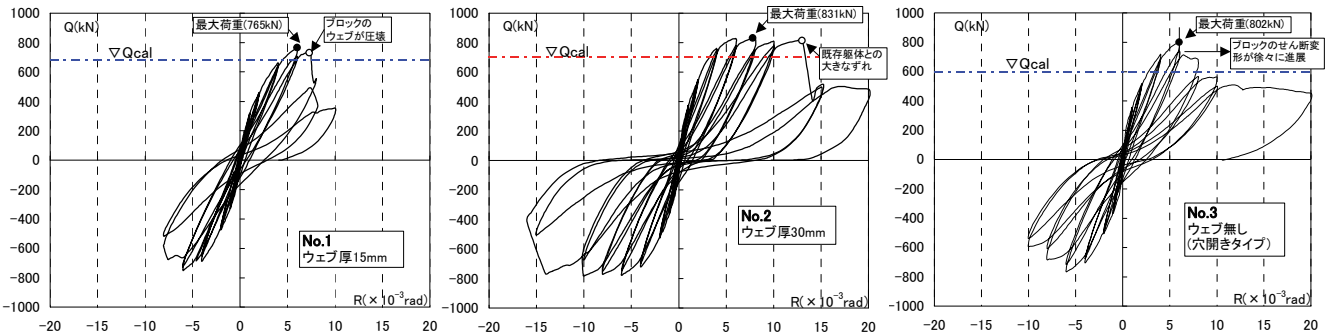


図-6 荷重-層間変形角関係(1)

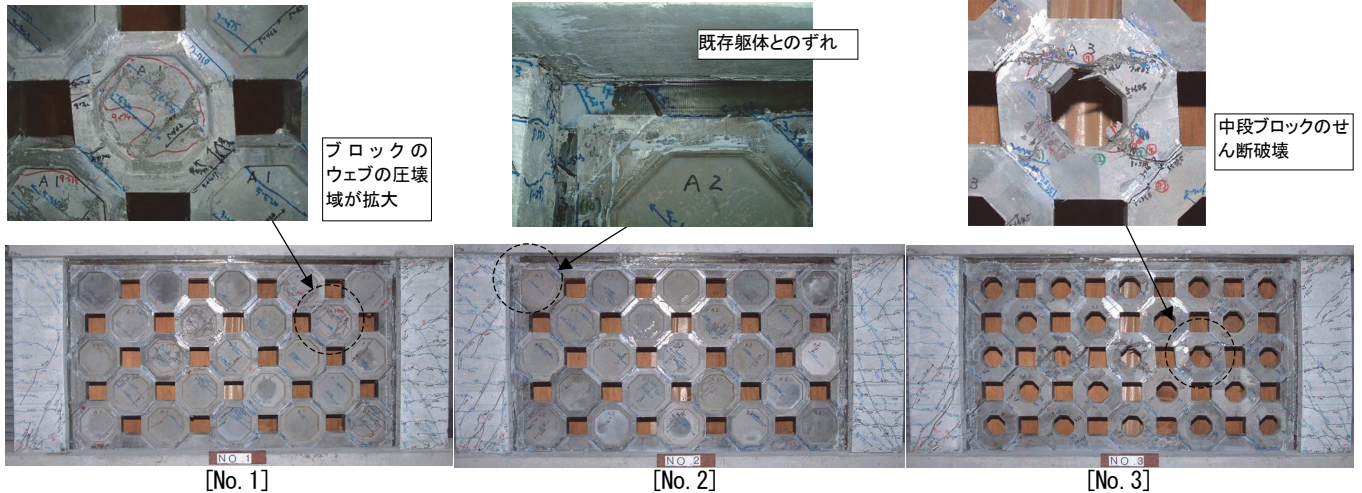


写真-2 最終破壊状況(1)

向への単調載荷を行った。

d. 実験結果

各試験体の荷重-層間変形角 (R) 関係を図-6に、最終破壊状況を写真-2に示す。各試験体とも $R=0.2 \sim 0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時にブロック間接着部のひび割れが発生し、変形の増大に伴いひび割れ幅も拡大した。また、 $R=0.5 \sim 3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の間には柱にせん断ひび割れが発生した。

No. 1 は、 $R=6 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時にはブロックのウェブ部の圧壊が発生すると共に、 $R=7 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時には圧壊域の拡大と圧縮側柱脚部のコンクリートの圧壊を伴うせん断ひび割れの拡大により荷重が急減した。

No. 2 は、 $R=13 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時まで荷重が低下しなかったが $R=13 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に加力梁下部とブロック間の接着部のずれ変形に伴い荷重が急減した。No. 1 とは異なり、ブロックのウェブ部の圧壊はみられなかった。

No. 3 は、 $R=6 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降、中段のブロックのフランジ部において斜めまたは水平方向のひび割れが拡大して同ブロックのせん断変形が進展し荷重が低下した。荷重の低下の度合いはウェブの有る No. 1、No. 2 よりも小さかった。

e. せん断終局強度の評価

せん断終局強度の実験値と推定値の比較を表-5に示す。推定値 (Q_{cal}) は、材料試験等の結果を基に文献

表-5 せん断終局強度の実験値と推定値との比較(1)

試験体	実験値 Q_{max} (kN)	推定破壊	推定値 (材料試験による推定強度)			
			Q_{su1} (kN)	Q_{su2} (kN)	Q_{cal} (kN)	Q_{max} / Q_{cal}
No. 1	765	ブロック	681	704	681	1.12
No. 2	831	接着部	1205	704	704	1.18
No. 3	802	ブロック	601	704	601	1.34

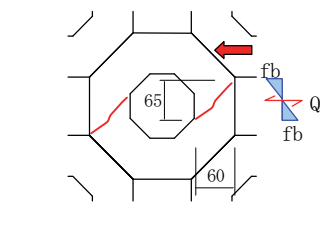
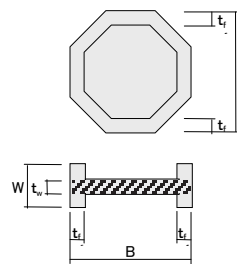


図-7 ウェブ断面積

図-8 ブロックのせん断強度

1)に準じて算出した。すなわち、破壊モードとして、補強壁要素の破壊と接着接合部の破壊の2種類を考え、それらの強度の小さい方の値とした。

$$Q_{cal} = \min(Q_{su1}, Q_{su2}) \quad \text{----- (2)}$$

$$Q_{su1} = wQ'_{su} + \alpha_1 \cdot Q_{c1} + \alpha_2 \cdot Q_{c2} \quad \text{----- (3)}$$

$$Q_{su2} = Q_j + pQ_c + \alpha_2 \cdot Q_{c2} \quad \text{----- (4)}$$

Q_{su1} : ブロックで破壊する場合のせん断終局強度 (N)

Q_{su2} : 既存梁との接着接合部で破壊する場合のせん断

終局強度 (N)

- wQ' su : ブロック壁のせん断終局強度 (N)
- Qc1, Qc2 : 引張側、圧縮側柱の終局強度 (N)
- Qj : 上梁または下梁とブロック間の接合強度 (N)で、
接着接合部せん断実験の結果より、
 $\tau = 0.127 \sigma_{BC}$ (N/mm²) と仮定して算定する
- pQc : 引張側柱頭部のパンチングシア強度 (N)
- $\alpha 1, \alpha 2$: 変形状態を考慮した低減係数
(せん断破壊 : 1.0、曲げ破壊 : 0.7)
- ウェブの有る NO.1, 2 のブロック壁のせん断終局強度 wQ' su は、横一列に並ぶブロックの 75% がせん断強度に達すると仮定して計算した。ブロック単体のせん断強

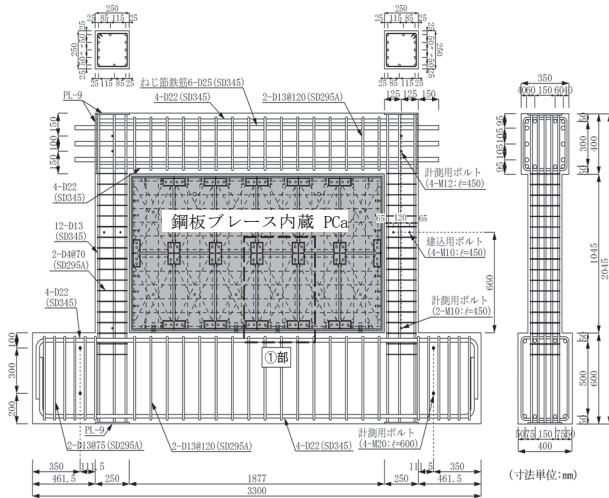


図-9 試験体の形状寸法および配筋詳細(2)

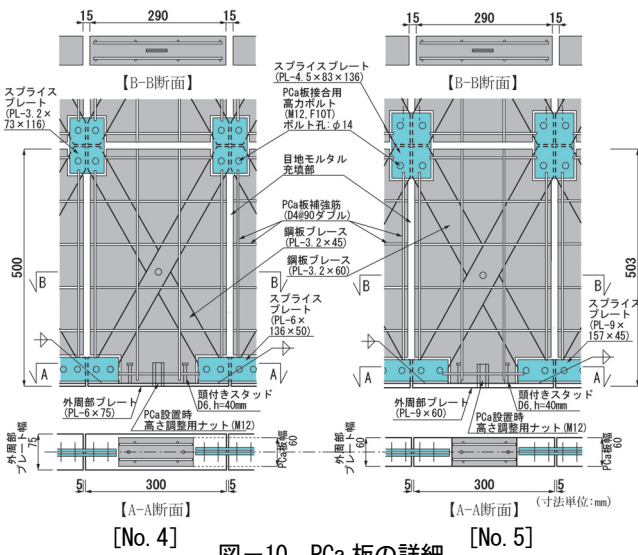


図-10 PCa 板の詳細

表-6 実験因子(2)

	(mm)	
	NO.4	NO.5
ブレース(幅×厚)	45×3.2	60×3.2
中間部スプライスプレート厚	3.2	4.5
外周部スプライスプレート厚	6	9
外周部プレート(幅×厚)	75×6	60×9
躯体との接着幅	75	60

度はウェブ断面積 (図-7 参照) に超高強度繊維補強コンクリートのせん断強度を乗じて算定した。

一方、ウェブの無い NO.3 では超高強度繊維補強コンクリートの曲げ強度 (fb) を文献2) より fb=30N/mm² として、ブロック単体のせん断強度を仮定して (図-8 参照) wQ' su を算出した。

いずれの試験体も推定値は実験値を安全側に評価し、実験と計算での破壊モードは一致した。

4.2 鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法

a. 試験体の概要

試験体は実大の約 1/2 の寸法で、鋼板ブレース断面積および既存骨組と PCa 板の接着面積(外周部プレート幅)を実験因子とした2体である (図-9、図-10、表-6 参照)。

b. 使用材料

PCa 板には軽量コンクリート (1種) を用いた。コンクリート、鉄筋、無収縮モルタル、鋼材の材料試験結果を表-7に示す。既存骨組と PCa 板を接着するエポキシ樹脂にはトーホーダイト CP300T を使用した。

c. 実験方法

4.1 と同様左右の柱に一定軸力 (Nc=0.1・σ_{BC}・Ac) を載荷した状態で、水平方向に正負交番繰り返し載荷を行った。載荷履歴は層間変形角が (1, 2, 4, 6, 8, 10) × 10⁻³ rad の順に2サイクルずつとし、その後、正加力方向への単調載荷を行った。

d. 実験結果

各試験体の荷重-層間変形角 (R) 関係を図-11 に、

表-7 材料試験結果(2)

(a) コンクリート

部位	種類	圧縮強度 σ _{BC} (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (× 10 ⁻³)	ヤング係数 Ec (kN/mm ²)	引張強度 σ _t (N/mm ²)
既存骨組	普通	19.5	1.53	21.0	2.04
PCa板	軽量1種	33.2	2.52	20.1	2.32

(b) 鉄筋

呼び名	降伏強度 σ _y (N/mm ²)	引張強度 σ _u (N/mm ²)	降伏ひずみ ey (× 10 ⁻³)	伸び (%)
D4	357	501	1.74	28
D6	353	543	1.72	25
D13	364	577	1.78	25

(c) 無収縮モルタル

部位	圧縮強度 σ _{BM} (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (× 10 ⁻³)	ヤング係数 E _{cm} (kN/mm ²)	引張強度 σ _{tm} (N/mm ²)
目地	53.5	3.44	25.9	3.03

(d) 鋼材

プレート 厚 (mm)	材種	降伏強度 σ _y (N/mm ²)	引張強度 σ _u (N/mm ²)	降伏ひずみ ey (× 10 ⁻³)	伸び (%)
		3.2	278	405	1.36
4.5	SS400	217	318	1.06	37
6.0		323	460	1.58	25
		300	419	1.46	28
9.0		293	437	1.43	26
		264	379	1.29	32

最終破壊状況を写真-3に示す。両試験体とも、 $R=0.6\sim 0.7\times 10^{-3}\text{rad}$ 時にPCa板相互の水平目地と鉛直目地のひび割れが発生し、層間変形角の増大に伴い、PCa板の鉛直接合面のずれ変形および水平接合面の開きとずれ変形が顕著となった。 $R=1.0\sim 2.8\times 10^{-3}\text{rad}$ 時には引張側柱頭部のせん断ひび割れと帯筋の引張降伏が発生し、 $R=1.8\sim 4.0\times 10^{-3}\text{rad}$ 時には、鋼板ブレースの引張降伏と圧縮降伏および引張側柱頭部で柱主筋の引張降伏が発生し、 $R=6.0\times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大荷重に達した。

e. せん断終局強度の評価
せん断終局強度の実験値と推定値の比較を表-8に示す。推定値 (Q_{cal}) は材料試験等の結果を基に文献 1) に準じて、4.1の(2)~(4)式で算出した。

ただし、 Q_{su1} はPCa板で破壊する場合のせん断終局強度、 wQ'_{su} はPCa板のせん断終局強度である。

PCa板のせん断終局強度は、鋼板ブレースの降伏強度とコンクリートのせん断終局強度 ($(\sigma_{BC}/20) \cdot t_w \cdot L'$ 、 σ_{BC} : PCa板のコンクリート強度 (N/mm^2)、 t_w : PCa板の厚さ (mm)、 L' : 柱内法長さ (mm)) から算定した。鋼板ブレースはコンクリートにより座屈を拘束されるため圧縮側も引張側と同強度とした。

いずれの試験体も推定値は実験値を安全側に評価し、実験と計算での破壊モードは一致した。

表-8 せん断終局強度の実験値と推定値との比較

試験体	実験値 Q_{max} (kN)	推定値 (材料試験による推定強度)				
		推定破壊	Q_{su1} (kN)	Q_{su2} (kN)	Q_{cal} (kN)	Q_{max}/Q_{cal}
No. 4	802	PCa板	604	654	604	1.33
No. 5	847	接着部	686	585	585	1.45

5. まとめ

鉄筋コンクリート造の架構に、超高強度繊維補強コンクリートブロックを組積しエポキシ樹脂により接着接合した耐震補強壁、および鋼板ブレース内蔵PCa板を組み

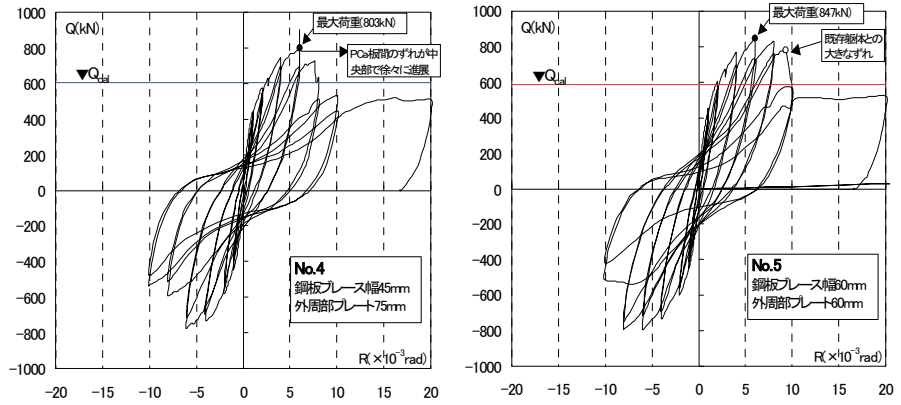


図-11 荷重-層間変形角関係 (2)

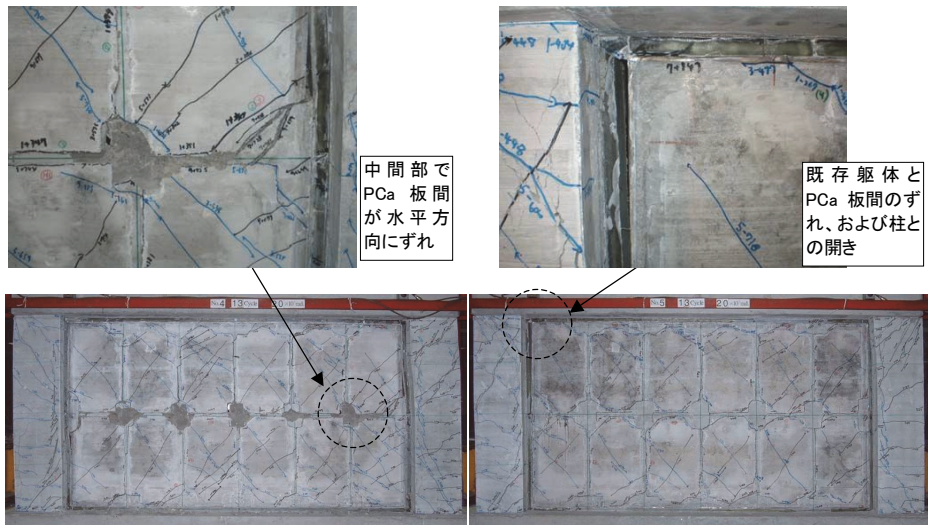


写真-3 最終破壊状況 (2)

込んでエポキシ樹脂により接着接合した耐震補強壁の水平加力実験を行った結果、いずれも、増設耐震壁として有効であり、せん断終局強度は文献 1) に準じて評価できることがわかった。

6. あとがき

本工法は、騒音・粉塵の発生が少ないこと、補強壁材がエレベータで搬入可能であることなどにより、建物を使用しながらの施工が可能である。今後、実物件で積極的に提案していきたい。

【参考文献】

- (財) 日本建築防災協会、「2001年版 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」、2003
- (社) 土木学会、「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案)」、2004
- 小宮敏明、益尾 潔、「鉄骨増設ブレース補強用の接着接合部および間接接合部の終局耐力」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 22、No. 3、2000