

プレキャスト増設壁の施工と性能実験報告

竹山 博史*1・佐藤 明敬*2・南 伊三男*3・染谷 俊章*4

1. はじめに

阪神大震災以降、建物の耐震性向上の意識は高まってきており、既存建物の耐震補強が学校建築を中心に盛んになってきた。耐震補強工事は使用中の建物を補強するという性格上、「きれいな作業環境」や「短期間(学校建築の場合、夏休み期間内)での工事完了」が望まれている。

耐震補強方法にはさまざまな方法があるが、強度型補強として屋内に壁を増設する場合、現在では現場打ちによる鉄筋コンクリート壁の増設(以下RC増設壁)が主流である。

しかしRC増設壁の場合、部材の搬入による制約がなく、壁厚も自由に設定でき大きな耐力を期待できる反面、現場での作業が多いため現場が煩雑になったり、コンクリート打設時の騒音や工期が長いなどの問題があった。

それらの問題を解消するために、プレキャスト化された壁板(以下PCa板)を既存フレームにはめ込むことにより、耐震補強用増設壁を形成するプレキャスト増設壁工法(以下PCa増設壁工法)の開発を行った。

本論文では、PCa増設壁工法の概要および性能実験についての報告を行う。

2. プレキャスト増設壁の概要

2.1 工法の概要

PCa増設壁工法の概要を図-1に示す。

PCa増設壁工法は、PC工場で製作したPCa板を既存フレームにはめ込み、既存側からはあと施工アンカー、PCa板からはボルトを突出させ、四周に無収縮モルタルを充填し既存フレームと一体化する工法である。

PCa板は既存建物内に搬入するため、搬入口の大きさや室内運搬の条件により複数枚に分割し製造する。それによりPCa板相互の接合部が生じ、PCa増設壁を一枚壁として挙動させるためには、接合部のせん断力の伝達を確実に行う必要がある。

せん断力の伝達の方法として以下の2通りが挙げられる。

(1) プレストレスによる圧着接合

PCa板に後挿入したPC鋼棒を緊張し、そのプレストレスにより一体化する(図-2)。

ただし、鉄筋が目地部を貫通しないため、壁の負担せん断力はコンクリートのせん断耐力以下とする。

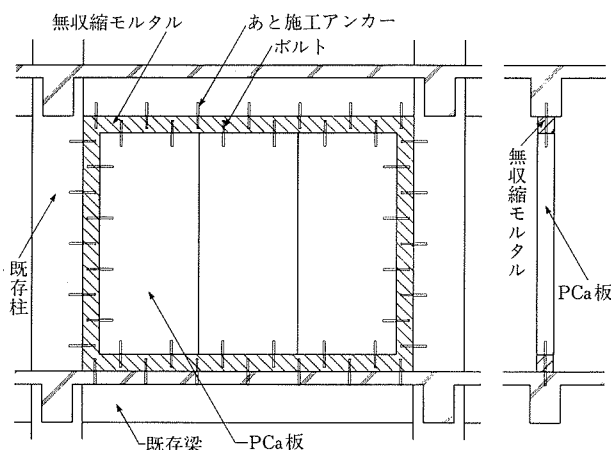


図-1 PCa増設壁の概要

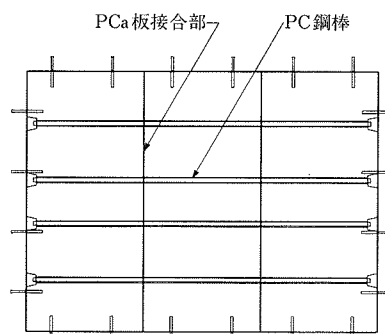
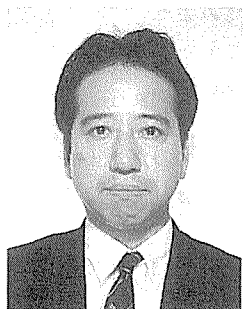
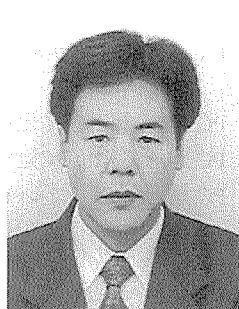


図-2 プレストレスによる圧着接合



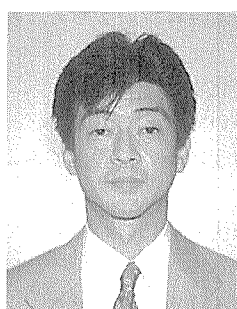
*1 Hiroshi TAKEYAMA

フドウ建研(株) 技術本部
開発グループリーダー



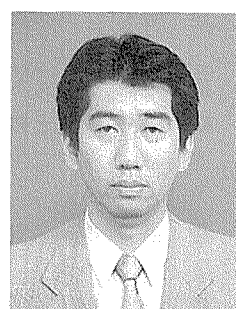
*2 Akinori SATO

フドウ建研(株) 技術本部
企画設計グループリーダー



*3 Isao MINAMI

フドウ建研(株) 技術本部
開発グループ



*4 Toshiaki SOMEYA

フドウ建研(株) 技術本部
企画設計グループ

(2) 軽微なプレストレスおよび鉄筋のだぼ効果による接合PC鋼棒による平均軸圧縮力を 10kgf/cm^2 以下としたプレストレスと、PCa板に後挿入した普通鉄筋のだぼ効果によりせん断力を伝達する(図-3)。

壁の耐力は後挿入した通し鉄筋により確保する。

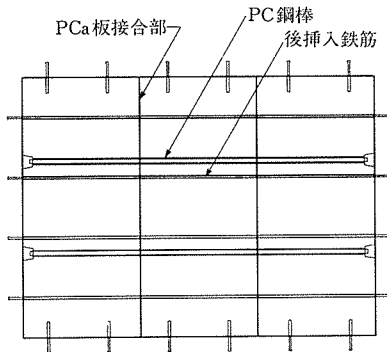


図-3 軽微なプレストレスおよび鉄筋のだぼ効果による接合

2.2 施工方法

PCa増設壁の施工方法および順序を以下に示す。

(1) PCa板の製造(写真-1)

PCa板を工場にて分割して製造する。一体化する際に不陸が生じないように、1つの型枠を仕切板で仕切って製造する。

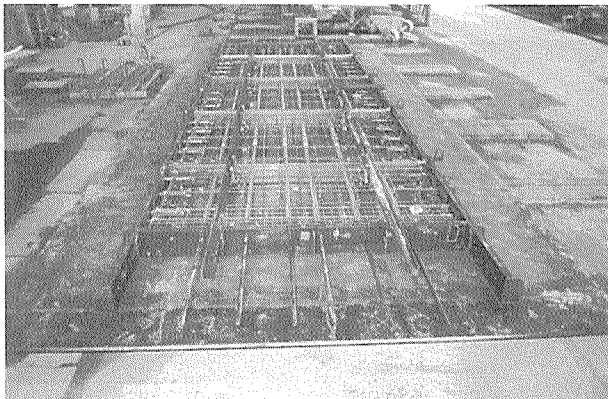


写真-1 PCa板の製造

(2) あと施工アンカーの施工

在来工法と同様、既存フレームにあと施工アンカーを施工する。

(3) 搬入(写真-2)

小割りにしたPCa板を、屋外階段の踊り場や窓などの開口部から建物の中へ搬入する。

(4) 室内運搬(写真-3)

PCa板をキャスター付きの台車に乗せ、補強場所まで運搬する。

(5) 接着剤の塗布(写真-4)

台車に乗せたまま、PCa板接合部にエポキシ系接着剤を塗布する。

(6) PCa板の整列(写真-5)

PCa板を製造した状態と同じ順番で一列に整列させる。

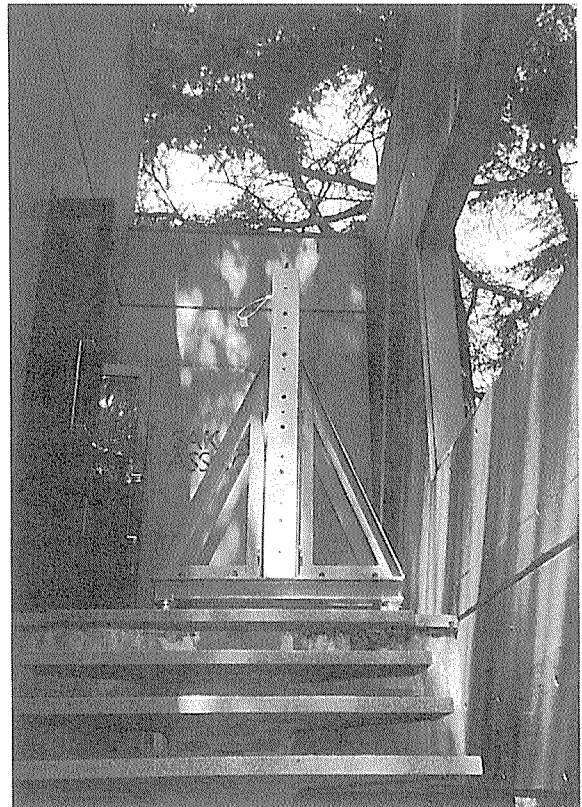


写真-2 搬入



写真-3 室内運搬

(7) PC鋼棒の緊張(写真-6)

PCa板に内蔵されたシース内にPC鋼棒を挿入する。緊張用ジャッキを用い、PC鋼棒に所定の緊張力が導入されるよう管理しながら緊張する。

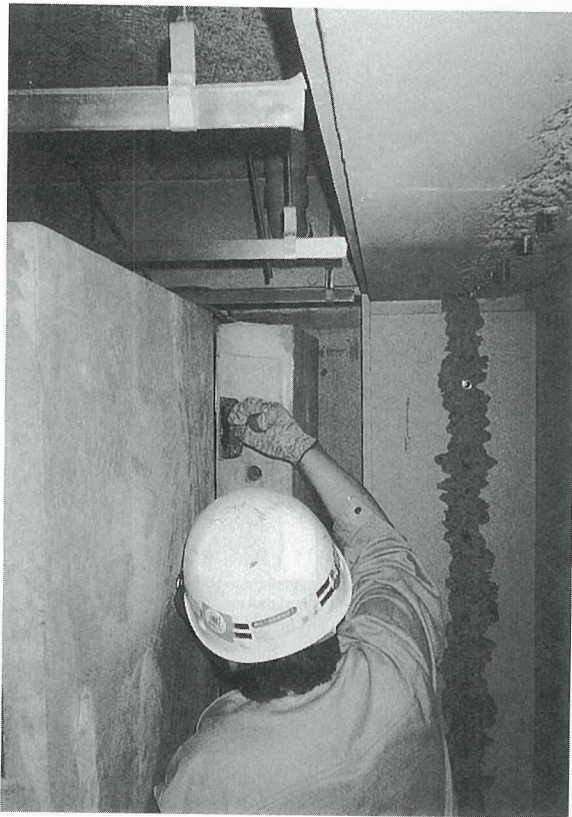


写真-4 接着剤の塗布

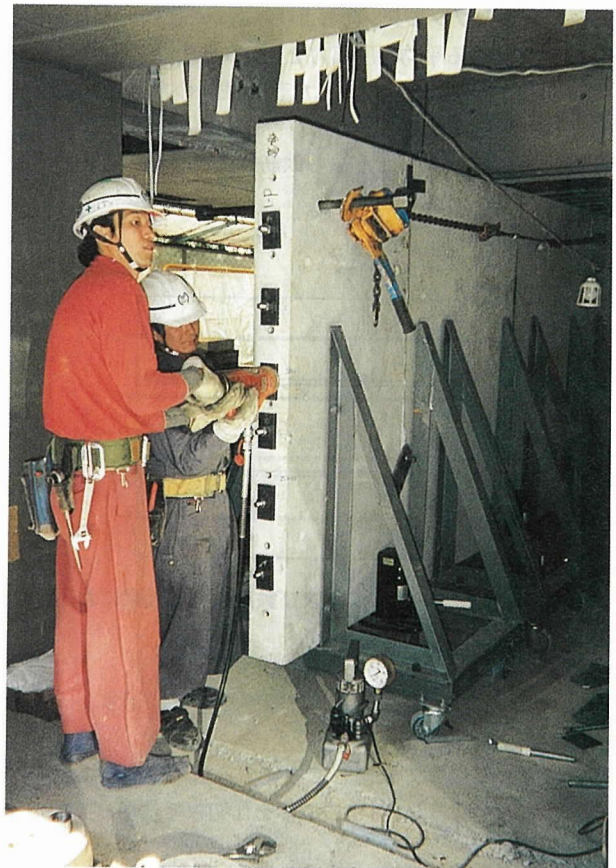


写真-6 PC鋼棒の緊張

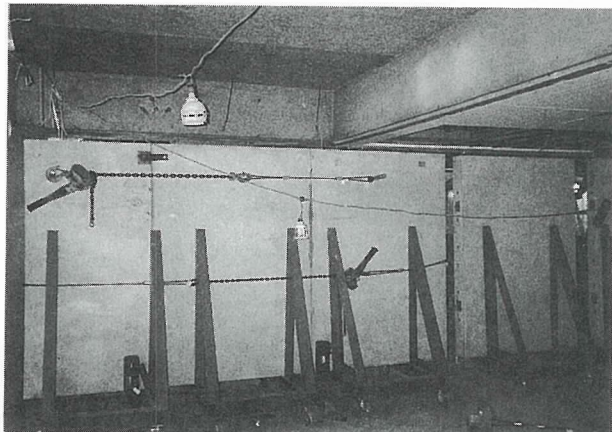


写真-5 PCa板の整列

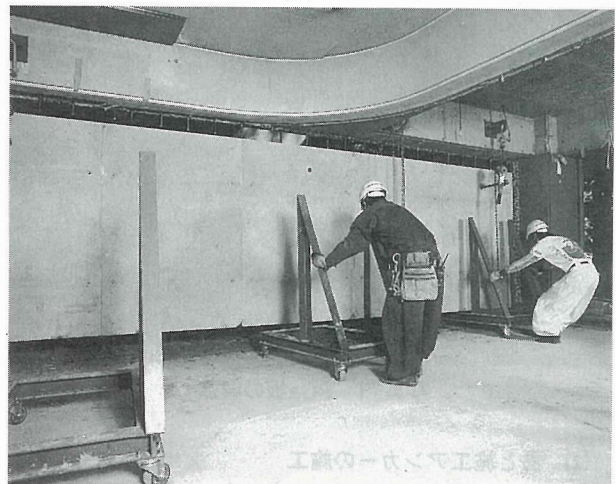


写真-7 既存フレームへのはめ込み

(8) 普通鉄筋の挿入

PCa板に内蔵されたシース内に普通鉄筋を挿入する。鉄筋の端部はPCa板より突出させ、PCa板と無収縮モルタルとのせん断力の伝達に使用する。

PCa板相互の接合部をプレストレスによる圧着接合とする場合は行わない。

(9) 既存フレームへのはめ込み(写真-7)

プレストレスにより一体化した壁板を、既存フレーム内へはめ込む。梁にアンカーを打ち、チェーンブロックを用いて壁板を持ち上げ、下部に壁受けの治具をセットし台車を撤去する。

(10) PCa板のセット完了(写真-8)

(11) 無収縮モルタルの充填

四周の目地部にスパイラル筋を配置し、無収縮モルタル

を充填することにより既存フレームとPCa板とを一体化させる。

3. 性能確認実験

PCa増設壁の開発にあたり、その性能を確認するために以下の実験を実施した。

3.1 PCa板相互目地部のせん断実験

(1) 実験方法

PCa増設壁は、縦数枚に分割されたPCa板を水平方向に配したシースにPC鋼棒を通して圧着し、かつ壁横接合筋もシース中に通し配筋して一枚の壁板とする。このPCa板相

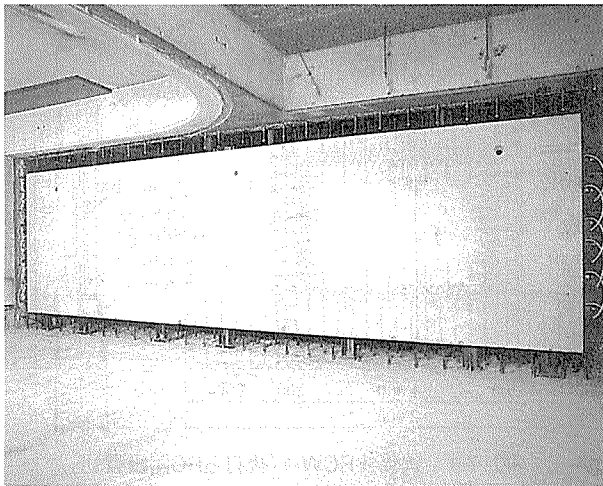


写真-8 PCa板のセット完了

互目地部のせん断耐力を確認することを目的として直接せん断タイプのS字型試験体による一方向加力実験を実施した。

試験体はパラメータを接合鉄筋とプレストレス導入力 ($\sigma : 0, 10, 30 \text{ kgf/cm}^2$), 接合面に塗布する材料 (エポキシ接着剤, 急硬セメント), コッターの有無, およびPC鋼棒のボンドの有無として6体用意した。なお接合鉄筋は, PC鋼棒と同様にシース中に通し配筋し, 両端をボルトにより定着した後にグラウトを施している。試験体の概要を表-1に, 材料特性を表-2に, 試験体の形状図を図-4に示す。

加力は油圧ジャッキによりせん断力を与え, 間にはさんだロードセルにより管理した。加力装置の概要を図-5に示す。測定は荷重 (せん断力), 変位 (水平方向, 鉛直方向), 鉄筋およびPC鋼棒のひずみについて行った。

(2) 実験結果

実験結果を表-3に示すとともに, τ (せん断応力) - δ (水平方向変位) 関係を図-6に示す。表中の τ_{max} は, 応力が急激に低下した直前のせん断応力度である。結果としては接合面にエポキシ接着剤を用いた試験体No.2が最も高い τ_{max} 値を示した。この試験体では接合面の母材破断が

表-1 試験体概要

試験体No.	通し鉄筋 D13本数	導入力 σ (kgf/cm ²)	接合面塗布材料	PC鋼棒のボンド
1	2	10	急硬セメント	無
2	2	10	エポキシ	無
3	2	0	急硬セメント	無
4	0	30	急硬セメント	無
5	2	10	急硬セメント	無
6	2	10	急硬セメント	有

表-2 材料特性

	圧縮強度 $c\sigma_B$ (kgf/cm ²)	引張強度 $c\sigma_t$ (kgf/cm ²)
コンクリート	426	42
グラウト	585	—
急硬セメント	441	—
	降伏強度 $c\sigma_y$ (kgf/cm ²)	引張強度 $c\sigma_{\text{max}}$ (kgf/cm ²)
D13 通し鉄筋	3 510	4 982
$\phi 9.2$ PC鋼棒	12 268	12 562

見られた。次にコッターを接合鉄筋の接合面に取り付けた試験体No.5が高い値を示したが, τ_{max} 時の変位は他の試験体に比べ0.5mmと大きく, これは鉄筋, PC鋼棒のひずみ値にも表れている。初期の剛性は比較となる試験体No.1とほぼ同じで, No.1の τ_{max} 点付近で接合面の付着が切れ,

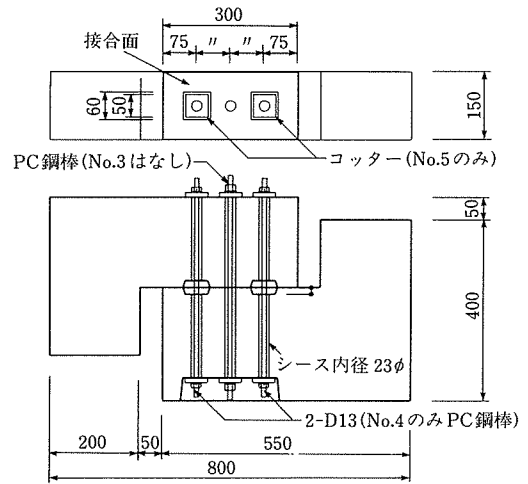


図-4 試験体形状図

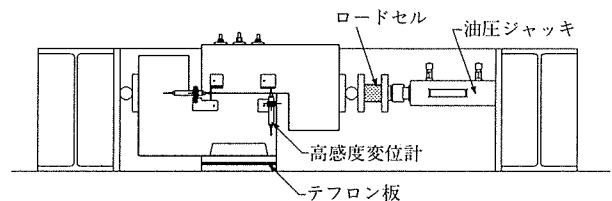


図-5 加力装置概要

表-3 実験結果

試験体No.	τ_{max} (kgf/cm ²)	τ_{max} 時		
		δ (mm)	鉄筋ひずみ (μ)	PC鋼棒ひずみ (μ)
1	23.00	0.06	73	46
2	45.62	0.07	140	65
3	11.58	0.02	73	—
4	24.95	0.05	—	37
5	36.30	0.52	685	420
6	22.46	0.02	39	60

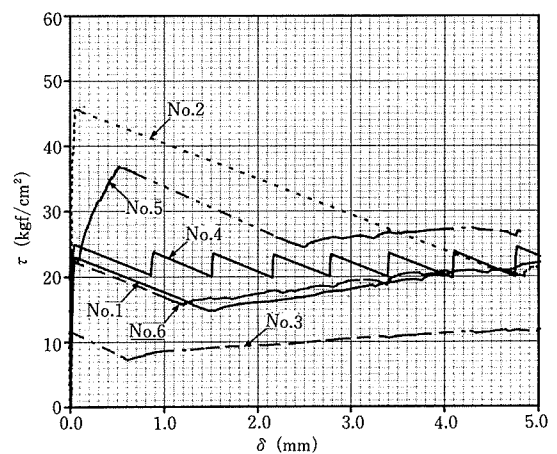


図-6 τ (せん断応力) - δ (水平方向変位) 関係

その後コッターが効きはじめたものと思われる。

接合筋なしでPC鋼棒を3本配し、圧着応力度を30kgf/cm²としたNo.4ではNo.1と比較して τ_{max} 値の増加は少しかつ、 τ_{max} 以後の応力度の低下が少なく、一定の応力度を保持したまま変位が進んだ。圧着力の影響が少なかった原因としては、試験体製作時に塗布したセメント材料との付着が切れたことが考えられる。PC鋼棒のボンドの有無については、今回の試験体No.1とNo.6を比較してあまり影響は見られなかった。なおNo.3の τ_{max} 値は塗布したセメント材料の付着応力に等しいと考えてよいと思われる。

この予備実験では工法の標準仕様に考えているNo.1試験体の接合方法でその接合面のせん断応力は20kgf/cm²を超えることを確認した。このせん断応力は、圧着力による摩擦と接合面に塗布するセメント材料の付着応力の足し算である。これにコッターを設けることでさらにその応力を上積みできるが、この場合少し変位を考慮すべきである。エポキシ接着剤を接合面に使用した場合はコンクリートの引張強度で応力が決定した。耐火等の心配を除外すれば一体壁とほとんど同等のものにできると思われる。

3.2 PCa増設壁水平加力実験

(1) 実験方法

本工法はPCa増設壁を既存フレームに組み込むにあたり、既存フレームからあと施工アンカー、PCa板からボルトを突出させ、PCa板と既存フレームの間の四周に無収縮モルタルを充填して一体化させる。この四周の接合目地部および先に記したPCa板相互の目地部が全体架構の耐力および変形性能に与える影響について検討することを目的として増設壁架構の水平加力実験を実施した。

実験は(財)日本建築総合試験所において行われた。

試験体は、柱を両側に有する耐震壁の1スパン1層分をモデル化し、スケールは実際の約1/3とした。各試験体の形状寸法および配筋を図-7.1および図-7.2に示す。本実験では、既存フレーム内に後打ちコンクリートの壁を増設した試験体RCW-1とPCa増設壁試験体PCW-1の2体を計画した。表-4に試験体の概要を示す。

実験は、写真-9に示すような加力装置を用いて、試験体に上部の油圧ジャッキ(容量100tf)から一定軸力($N=37.8$ tf)を加え、容量+200tf、-100tfの押し引き型油圧ジャッキを用いて水平力を加力して行った。軸力、水平力の検出にはロードセルを用いた。載荷履歴は図-8に示すように、変形制御のもと正負交番繰返し載荷を行い、最終正加力方向に漸増載荷することとした。

変位測定項目は、部材角、軸方向変形量、既存フレームと後打ち壁およびPCa増設壁とのずれ、またPCa板相互の鉛直ずれである。ひび割れに関しては目視とクラックゲージにて測定した。

主筋、せん断補強筋およびPC鋼棒については、ワイヤーストレインゲージを用いてひずみ度の測定を行った。なおPCa板圧着時にはコンクリートゲージを板表面に貼付してコンクリートのひずみを測定し、コンクリートへのプレストレス力の伝達を確認した。

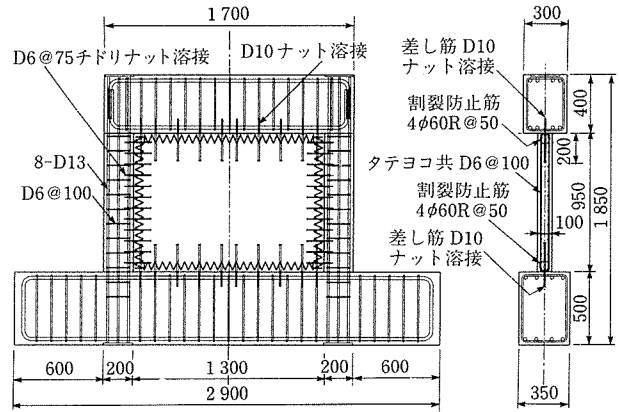


図-7.1 試験体RCW-1(後打ちRC耐震壁)

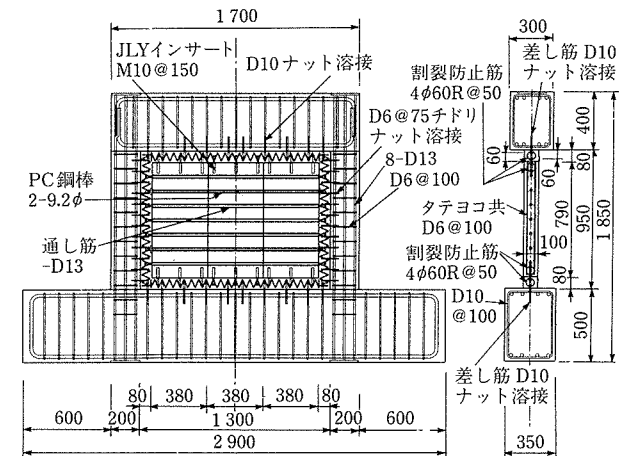


図-7.2 試験体PCW-1(後付けPC耐震壁)

表-4 試験体概要

試験体名		RCW-1	PCW-1
試験体の形状・寸法	耐震壁の高さ:hw	115.0 (cm)	
	柱間スパン:zw	150.0 (cm)	
	壁厚:t	10.0 (cm)	
	柱幅:B	20.0 (cm)	
	柱せい:D	20.0 (cm)	
鉄筋、P C鋼棒等の諸元	柱主筋	8-D13 (SD295A, $\sigma_y=3$ 640kg/cm ²)	
	柱せん断補強筋	D6@100 (SD295A, $\sigma_y=3$ 080kg/cm ²)	
	壁横筋	D6@100ダブル	
	既存梁アンカー筋	10-D10 (SD295A, $\sigma_y=3$ 540kg/cm ²)	
	既存柱アンカー筋	各柱24-D6 (@75チドリ)	
	PCa板梁側アンカー	-	9-M10ボルト
	PCa板壁通し筋	-	5-D13
関連の諸元	PCa板圧着用PC鋼棒	-	2-9.2φ (SWPR1 080/1 230, $\sigma_y=12$ 770kg/cm ²) 導入力 $P_0=4.0$ tf/本
	既存フレーム	$\sigma_B=287, E_c=2.76 \times 10^5, \sigma_t=27.2$ (kg/cm ²)	
	現場打ち壁	$\sigma_B=443, E_c=3.39 \times 10^5, \sigma_t=38.8$ (kg/cm ²)	
	PCa増設壁	$\sigma_B=582, E_c=3.70 \times 10^5, \sigma_t=44.1$ (kg/cm ²)	
	PCa壁周囲モルタル	-	$\sigma_B=453$ (kg/cm ²) $\sigma_t=45.7$ (kg/cm ²)
軸力:N	38.27(tf) 軸力比: $N/(\sigma_B \cdot B \cdot D)=1/6$		

(2) 実験結果

実験結果として各試験体の最大耐力の実験値を計算値と併せて表-5に、またQ-R関係の履歴曲線を図-9に、最終の破壊状況を写真-10に示す。

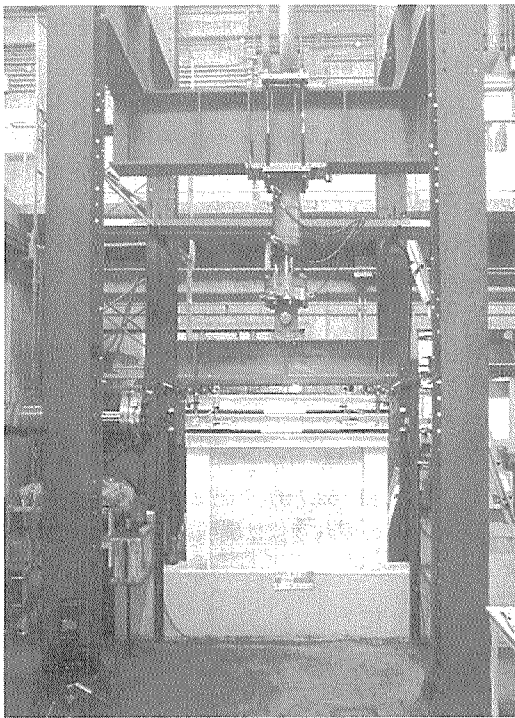


写真-9 加力装置

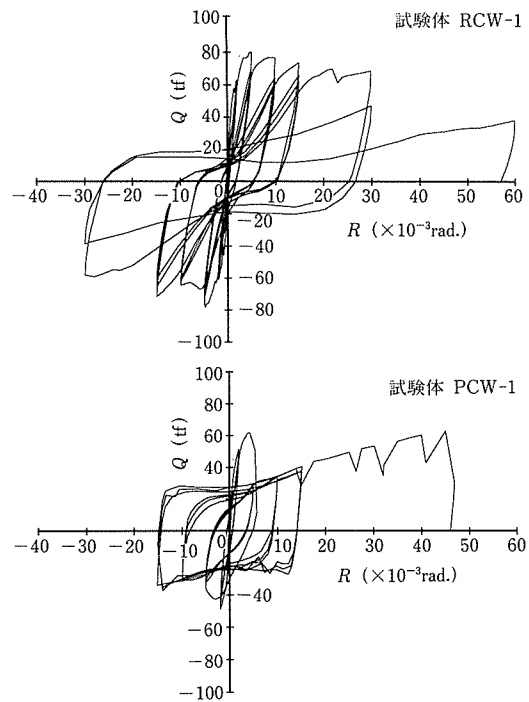


図-9 Q(耐力)-R(変形角)関係の履歴曲線

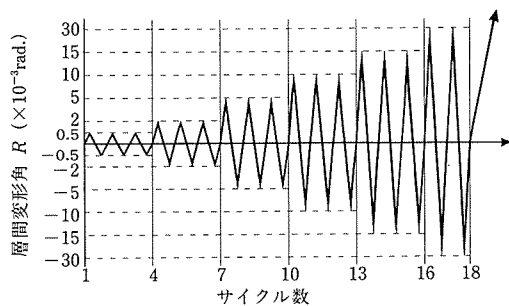


図-8 载荷履歴

表-5 実験結果

試験体名	最大耐力	後打ち増設壁 せん断耐力計算値		実験値/計算値		〔参考値〕 耐震壁の計算値	
	実験値	指針式	耐震診断 システム マニュアル	Qmax Qsu1	Qmax Qsu2	広沢式	トラス・ アーチ式
	Qmax (tf)	Qsu1 (tf)	Qsu2 (tf)			Qsu3 (tf)	Qsu4 (tf)
RCW-1	79.9	45.9	49.1	1.74	1.63	80.8	85.6
PCW-1	61.6	39.3	44.0	1.57	1.40		

試験体RCW-1は1サイクル目(変形角 $R=0\sim 0.5\times 10^{-3}$ rad.)に柱に曲げひび割れおよび壁周囲の目地に沿ったひび割れが生じた。4サイクル目($R=0.5\sim 2.0\times 10^{-3}$ rad.)には柱の曲げひび割れ数が増え、目地部にひび割れも進行し、柱の頂部にせん断ひび割れが生じると $R=1.4\times 10^{-3}$ rad.時に壁のせん断ひび割れが発生した。7サイクル目($R=2.0\sim 5.0\times 10^{-3}$ rad.)に入ると、壁のせん断ひび割れも増加した。このサイクルの最後に壁と梁のずれが1mmを超え、 $R=5.1\times 10^{-3}$ rad.時に最大耐力($Q=79.9$ tf)に達した。それ以降目地部のずれが進行し、耐力の低下をあまり起こさずに変形が増大した。ずれは、 $R=10\times 10^{-3}$ rad.時5.1mm、 $R=15\times 10^{-3}$ rad.時9.0mm、 $R=30\times 10^{-3}$ rad.時25.7mmと変形成分の

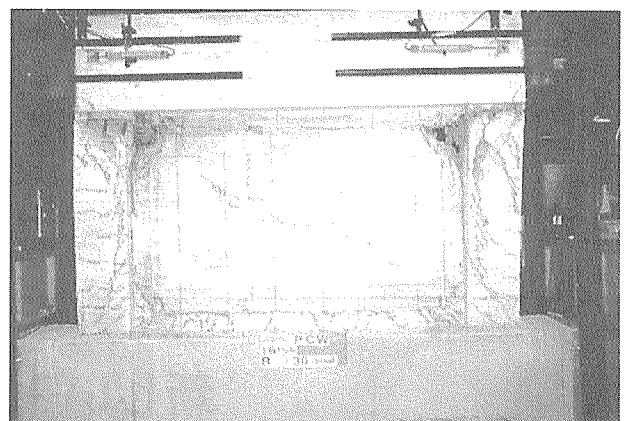
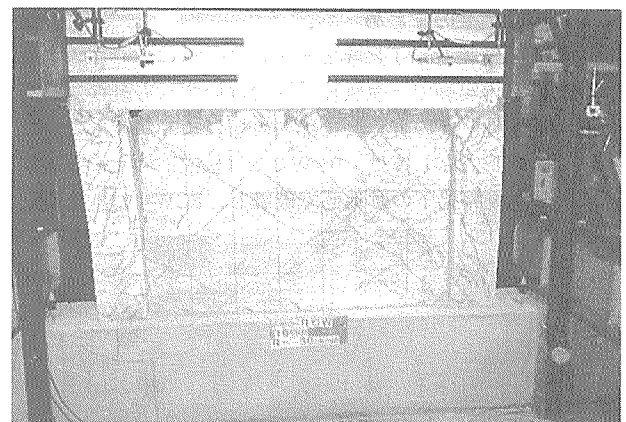


写真-10 最終破壊状況

割合を増していった。 $R=30\times 10^{-3}$ rad.の繰返し載荷を正負2回行った後、正側で $R=60\times 10^{-3}$ rad.まで載荷し、試験を終了した。

試験体PCW-1では、RCW-1と同様に初期のサイクル時に

柱の曲げひび割れおよび目地に沿ったひび割れが生じたが、このほかに $R = 2.0 \times 10^{-3}$ rad. のサイクルの繰返し時には、目地モルタル部にアンカー筋に沿った多くのひび割れが生じた。このためRCW-1に比べ初期剛性が低めの結果となった。7サイクル目の $R = 2.8 \times 10^{-3}$ rad. 時に壁にせん断ひび割れを生じたが、このあたりから上部のPCa板と目地モルタル間のずれが生じはじめ、 $R = 4.3 \times 10^{-3}$ rad. 時で最大耐力 ($Q = 61.6$ tf) に達した後に急にずれが大きくなり、このサイクルの所定の $R = +5.0 \times 10^{-3}$ rad. を少し超え耐力が低下した。このときのずれ (5.7mm) は試験体の水平変位 (6.5mm) の9割近くを示した。この後の負側のサイクルでは耐力の上昇が見られず、最大で $Q = 42.8$ tfであった。その後はこの目地部のずれ変形で試験が進行し、新しい加力サイクルに入るごとに加力が増加し続け、 $R = 45 \times 10^{-3}$ rad. 時には $Q = 62.7$ tfを記録した。これは、目地部が繰返しを受け摩擦抵抗が増加し、最終段階で壁に新しいせん断ひび割れが入ったことから、壁への耐力の移行があったためと考えられる。目地部の破壊が進み、加力線が下がり、試験体が不安定な状況になってきたため試験をここで終了した。なお、PCa板相互のずれ変位は最終まで認められなかった。

3.3 実験結果のまとめ

本実験の結果を以下にまとめる。

- ① 今回の実験では試験体の耐力はいずれも既存フレームと増設壁間の目地接合部の破壊により決定した。
- ② 破壊形式としては、RCW-1では柱頭部のせん断破壊から、既存梁下の目地部で破壊し、PCW-1では柱頭部

のせん断破壊から、目地モルタル隅角部を介してPCa板と目地モルタル間の接合が破壊した。

- ③ 最大耐力は、RCW-1が変形角 $R = +5.1 \times 10^{-3}$ rad. で79.9tf、PCW-1が変形角 $R = +4.3 \times 10^{-3}$ rad. で61.6tfであり、各計算値に対して、RCW-1で1.63~1.74倍、PCW-1で1.40~1.57倍であった。
- ④ 最大耐力以降はRCW-1、PCW-1とも水平目地部のずれが変形の大部分を支配した。
- ⑤ RCW-1については最大耐力後も耐力の低下が少なく、変形角 $R = 30 \times 10^{-3}$ rad.まで、最大耐力の85%以上を保持した。PCW-1については最大耐力以降、一時50%まで耐力が低下したが、その後増設壁へ力が移行しはじめるとともに耐力が増加し、実験終了時では最大耐力を超える値 (62.7 tf) を記録した。
- ⑥ PCa板相互のずれ変位は実験終了時まで認められなかった。

4. おわりに

以上、PCa増設壁工法の概要、施工方法、性能試験について述べたが、今後は性能試験結果により耐震改修設計時のPCa増設壁の靱性能と耐力の評価を行い、より一層のディテールの改善を加えていきたい。

参考文献

- 1) 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、平成2年
- 2) 東京都都市計画局：建築物の耐震診断システムマニュアル（鉄筋コンクリート造）、平成2年

【1998年5月25日受付】

◀ 刊行物案内 ▶

新しいPC技術の動向

—— 第26回PC技術講習会 ——

(平成10年2月)

頒布価格：5 000円 (送料500円)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会