論文 プレストレスト軽量 PCaRC 制振方立壁の地震時挙動

内田弥能^{*1}·志水亮介^{*2}·太田智大^{*2}·吉岡智和^{*3}

要旨:曲げひび割れ発生の抑制を目的としたプレストレスト軽量 PCaRC 制振方立壁の水平加力実験を行った。 その結果,(1)縦筋が降伏することなく,壁負担せん断力約 100kN を維持する完全剛塑性型に近い履歴ルー プを描き,(2)曲げモーメントによる主応力方向に導入したプレストレスは曲げひび割れ発生を抑制したが, 斜めひび割れ発生は抑制できず,(3)損傷抑制による剛性向上のため摩擦ダンパーの摺動に伴うエネルギー 吸収能力は増加し,(4)三次元有限要素法解析では,壁負担せん断力と壁水平変形の関係の水平剛性,及び 曲げひび割れ時せん断力を過大評価した。

キーワード:プレストレストコンクリート,方立壁,摩擦ダンパー

1. はじめに

RC造, SRC造共同住宅の地震被害の一つとして, RC 非構造壁のせん断破壊が多発している^(例えば1)。地震被害 を受けた RC 非構造壁は架構と分離されていないため取 替えが困難であり,継続使用には欠損部の補修を行う必 要がある。しかし,そのような RC 非構造壁の損傷を復 旧するためには多額の費用と長期の工事期間を必要とす る。上述した問題の解決策の一つとして,図-1に示す 軽量 PCaRC 制振方立壁が提案²⁾されている(以下,提 案壁と称す)。提案壁は,プレキャスト乾式で架構に取 り付けることで損傷時の取替えが可能であり,ファス ナー部の摩擦ダンパーが壁に伝達されるせん断力を抑制 しつつ地震入力エネルギーを吸収でき,壁と架構の損傷 を抑制する制振デバイスとしての機能を有する。

文献3では8階建てRC共同住宅の時刻歴応答解析が 行われ、有効な地震応答抑制効果として減衰力80kN/枚 を発揮する提案壁を配置することで、層間変形角を最 大35%低減可能なことが報告されている。また、既往 研究⁴⁾では提案壁について、せん断力100kNを発揮し た時に縦筋は未降伏であったものの、壁脚部でのひび割 れの発生が報告されている。ひび割れの発生は美観を損 ない、雨水浸入等に伴う耐久性の低下をもたらす。さら に、摩擦ダンパーによる大きなエネルギー吸収を期待す るには、ひび割れ損傷の発生に伴う方立壁の水平剛性の 低下は望ましくない。また、提案壁は地震時の取替えを 前提としているが、それには相応の費用を要する。その ため、有効な地震応答抑制効果³⁾に必要な減衰力として 80~100kN/枚を発揮した時の曲げひび割れ発生の抑制 は、提案壁の普及を図る上で必要な性能と考えられる。

本研究では、曲げひび割れ発生を抑制するために、曲 げモーメントによる引張主応力方向に圧縮力を導入する プレストレスト軽量 PCaRC 制振方立壁を提案した。提 案壁の水平加力実験を行い,100kN前後のせん断力を発 揮した時の地震時挙動を把握し,FEMにより曲げひび割 れ時せん断力の評価が可能かを確認した。

2. 実験方法

2.1 試験体,及び実験条件

試験体の形状・寸法,配筋,鉛直方向プレストレス用 PC鋼棒の配置,及び縦筋ひずみ計測位置を図-2に示す。

水平加力実験に用いる W3-PS 試験体の寸法は,幅 1,350mm×厚さ150mmであり,既往研究⁴⁾で実施され たW3 試験体と同一形状寸法(壁高を除く)とした。曲 げひび割れ発生の抑制のために,壁高方向に並行にプレ ストレス導入用のPC鋼棒(17φ,C種1号)を9列並べ 圧縮力を導入した。プレストレスを導入時から計測する ボルト張力計の設置に伴い,試験体を上下の梁間(内法 高さ2,020mm)に組み込むために,壁高をW3 試験体の 1,970mmから240mm縮小させ,壁頭部の摩擦ダンパー の位置を150mm下方に移動させた。壁筋の本数,径, 配置及び強度はW3 試験体と同様であり,縦筋は取付面 両端部に3-D16@150,取付面中央に3-D13@150,自由



*1 九州大学 芸術工学部 環境設計学科 (学生会員) *2 九州大学大学院 芸術工学研究院 芸術工学専攻 修士課程 (学生会員) *3 九州大学大学院 芸術工学研究院 芸術工学専攻 修士課程 *4 九州大学大学院 芸術工学研究院 環境デザイン部門 准教授 博士(工学) (正会員)



図-2 試験体の形状・寸法,配筋,鉛直方向プレストレス用 PC 鋼棒の配置,及び縦筋ひずみ計測位置

面に 9-D13@150 で配筋し、せん断力 100kN 負担時に縦 筋未降伏の性能の維持を企図した。縦筋の端部定着は, 壁脚部はエンドプレート PL25(SS400) に縦筋を隅肉溶接 した機械式定着とし, 壁頭部は直線定着とした。横筋は D10@200 でダブル配筋とし、さらに W3-PS 試験体では プレストレス導入時の割裂防止筋として,試験体上部か ら 37.5mm 下部に横筋 (D10, SD295A) をダブルで配筋し, 端部定着は両端ともに直線定着とした。壁脚部はエンド プレート上端から 10mm 上方に横筋 (D10, SD295A) を ダブルで配筋しており,割裂防止筋の役割を付随させた。 PC鋼棒の配置について,試験体の幅1,350mmを3分割し, それぞれのエンドプレートに PC 鋼棒を3本ずつ組み込 んだ。この際、対称性を確保するために、3分割したエ ンドプレートの図心に PC 鋼棒をそれぞれ配置した。さ らに、コンクリートの充填性を高めるために両端のダブ ル配筋されている縦筋の中間からエンドプレートの図心 に20mm寄せて,それぞれにPC鋼棒を2本ずつ配置した。 PC 鋼棒は壁中にシース管を配置し、その管中を通した。 なお, PC 鋼棒への張力導入後にグラウト充填は行わず, PC 鋼棒の付着抵抗は無視できる仕様とした。

100kNのせん断力を発揮した際に、曲げひび割れ発生 を抑制するために必要なプレストレス Ps は、軸力と曲 げモーメントが作用する RC 断面の曲げひび割れ強度 M の算定式の式 (1)を Ps を求める式 (2)に変形し算出し 導入プレストレスとして約 950kNを設定した。これは、 0.2%永久ひずみに対する荷重の約 43%である。ここで、 α は既往研究^{2),4)}の実験結果から定めた偏心偏在固定し た方立壁の曲げひび割れ時せん断力の低減係数であり、 0.4を採用した。また、Qwc は曲げひび割れ時せん断力、 hw はせん断スパン、Ze は弾性断面係数、Lw は壁長を表す。 また、ot は式 (3)から導かれるコンクリートの曲げ引張 強度であり、ob はコンクリートの圧縮強度である。

図-3に示す W3-PS 試験体の摩擦ダンパー部,及び壁

_д ∰ 強度アルミ摺動材 <u>50 100 " " " " " " " 100 50</u> 張力計45 ø × 90mm <u> 皿ぱね座金×4</u> 連結鋼板 PL12 150 165 165 摩擦ダンパー部断面 連結鋼板 PL12 純アルミ板 450 150 150 150 鋼製座金 PL23 PC銅棒19¢ 150 固定部断面 純アルミ板 PL2 高強度アルミ摺動材 (PL3) 図-3 上下ファスナー部の詳細

$$M = Q_{wc} \cdot h_w = \alpha \left(\sigma_t \cdot Z_e + \frac{P_s \cdot L_w}{6} \right) \tag{1}$$

$$P_{S} = \frac{6}{L_{w}} \left(\frac{\mathcal{Q}_{wc} \cdot h_{w}}{\alpha} - \sigma \iota \cdot Ze \right)$$
(2)

$$\sigma_t = 0.56\sqrt{\sigma_b} \tag{3}$$

脚部のファスナー部の仕様は、既往研究^{2),4)}と同様とし た。試験体は上部加力桁に摩擦ダンパー部ファスナーを 用いて連結し、上部加力桁と方立壁の間に250mmのク リアランスを設けた(図-2)。摩擦ダンパーを構成する 鋼板 (PL12, SS400) (以下,連結鋼板と称する) に長孔 (30 φ×長さ 870mm)を設け、ボルトとの接触なしで水平 方向の摺動を可能にし, 方立壁に埋め込み機械式定着さ せた 6-19φ(PC 鋼棒, C 種 1 号) により導入張力 25kN/ 本で締め付けた。機械式定着は PC 鋼棒の端部に鋼製角 座金 (62mm 角×厚さ 6mm) とナットを取り付けたもの である。安定した摩擦力を発揮させるために,既往研究 2),4) で利用した摩擦ダンパーと同様に、方立壁と連結鋼 板との摩擦面,及び連結鋼板と鋼製座金の摩擦面には高 強度アルミ摺動材(厚さ3mm, A7075P)を挿入した。ボ ルト締め付け部には、皿ばね座金(M20 軽量重用1種, JIS1251)を4枚並列重ねして挿入し、繰り返し摺動に伴



うボルト張力低下の緩和を図った。壁脚部は、下部加力 桁に固定されたファスナーアングルを介し、壁中に埋め 込み機械定着させた 8-19φ(PC 鋼棒, C種1号)により 摩擦接合(導入張力120kN/本以上)し、固定させた。 導入張力は、緊張装置の圧力計により制御し、張力の損 失を考慮し所定の張力より約4%大きい値を導入した。 固定ファスナー部と方立壁の間に約0.6のすべり係数を 発揮させるために、純アルミ板(厚さ2.0mm, A1050P) を挿入し圧着させた。なお、固定部の導入張力は、W3 試験体と同様に、壁負担せん断力が約170kNを超過する まで摺動が生じないように設定した。

コンクリートは重量軽減を図り,軽量一種コンクリート(設計基準強度 Fc=30N/mm²)を使用した。コンクリートの調合計画を表-1に,圧縮強度試験結果を表-2に, 鉄筋及び連結鋼板等の引張試験結果を表-3に示す。

	水セメント比	単位水量	単位質量 (kg/m ³)		
試験体名	(%)	(kg/m ³)	セメント	細骨材	粗骨材
W3-PS	42.0	102	126	697	156
W3	43.0	165	420	087	430

表-1 コンクリートの調合計画

表 2 コングリートの圧相試験和未					
試験体名	材齢	単位体積質量	圧縮強度	ヤング係数	
	(日)	(kN/m^3)	(N/mm^2)	(kN/mm^2)	
W3-PS	61	19.3	38.9	19.6	
W3	93	18.5	40.7	17.5	

[二 《 二 三 平 田 今 《 士 日

表3	鉄筋及び連結鋼板の引引	長試験結果

使用部位		径・	计质	降伏強度	引張強さ	ヤング係数
		厚さ	11111	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(kN/mm^2)
楼岱	W3-PS	D10	SD205 A	342	441	163
们共用刀	W3	DIU	5D293A	362	479	157
	W3-PS	D12		390	531	170
縦筋	W3	015	SD345	408	515	166
	共通	D16		389	549	167
連結鋼板	W3-PS	DI 12	55400	385	454	186
	W3	PL12	55400	364	446	186
塞ぎ板	W3-PS	PL25	66400	287	449	-
	W3	PL16	55400	327	416	-
摩擦部	共通	3mm	A7075P	487	556	683



2.2 加力方法,及び計測方法

加力は既往研究^{2),4)}と同様に大地震時の応答を模擬 するため,試験体を鋼製骨組に取り付け,上部の鋼製 骨組に接続した 750kN アクチュエータにより水平方向 に強制変位を与えた(図-4)。鋼製骨組は反力床に固定 した下梁とアクチュエータを接続した上梁とを2本の 鋼製柱 (PL25×幅 400mm, SM490) で支持・連結した。 この時、鋼製柱の柱間距離を上・下加力桁間の内法高 さ (2,020mm) と比較して十分大きな距離 (4,300mm) 設 けることで,加力時に上・下加力桁が平行を保持でき るようにしている。加力は変位制御とし、壁板の部材 角 R=±1/400rad.(層間変位 5mm), ±1/200rad.(層間変位 10mm), ±1/100rad.(層間変位 20mm), を各1回ずつ強 制変位を与えた後に、R=±50rad.(層間変位 40mm)を5 回繰り返し, 再度 R=±1/100rad., ±1/200rad., ±1/400rad. となるように変位を与えた(図-5)。物理量として、水 平力,上・下加力桁間の相対水平変位(層間変位),摩 擦ダンパー部の張力,導入プレストレス,壁脚部の縦筋 ひずみを計測し,壁面上に生じたひび割れを観測し,除 荷時の残留ひび割れをクラックゲージにより計測した。

3. 実験結果

図-6にW3-PS 試験体の壁負担せん断力と層間変位の 関係を示す。なお、比較のためW3 試験体の実験結果⁴ も併載した。ここで、壁負担せん断力は計測した水平力 から鋼製骨組が負担するせん断力を除いた物理量を表 す。図-6中の○印は最初に曲げひび割れが発生した点、 ○印は最初に斜めひび割れが発生した点、□印は正負加 力時の最大耐力点を示した。また、QBC は○印における せん断力、QDC は◇印におけるせん断力、Qmax は□印に おけるせん断力を表す。W3-PS 試験体では R=+1/400(1) サイクル時に摩擦ダンパーが摺動し、ファスナー取付面 の壁脚部に斜めひび割れが生じ、R=+1/200(1) サイクル の加力時に軽微な曲げひび割れが発生した。その後、壁 負担せん断力が約 95kN に維持される完全剛塑性型に近 い履歴ループを描いた。一方、プレストレスを導入して いない W3 試験体では、R=±1/400(1) サイクル時に取付





面の壁脚部に曲げひび割れ,斜めひび割れが発生し,そ のサイクル中に摩擦ダンパーに摺動が生じた。その後の 加力サイクルでは,壁負担せん断力が約110kNに維持さ れる完全剛塑性型に近い履歴ループを描いた。W3 試験 体の壁負担せん断力に対して W3-PS 試験体が小さいの は,摩擦ダンパー部の初期ボルト張力を1割程度小さく 導入し,W3-PS 試験体の壁負担せん断力を100kN以下に 抑制することを企図したことに起因している。

図-7に取付面,及び自由面側の実験終了時のひび割 れ損傷状況を示す。また、両図に連続するひび割れ毎に 実験終了時の最大残留ひび割れ幅を示した。取付面にお いて、W3-PS 試験体では短く軽微な曲げひび割れ(図中 に太実線で表示)がファスナー取付面の壁脚部に生じた ものの、W3 試験体と比較すると曲げひび割れ本数、曲 げひび割れ長さが大幅に減少し、曲げモーメントによる 引張主応力方向に対して導入したプレストレスの効果が 確認できた。しかし、斜めひび割れ(図中の細破線で表 示)については、その長さ、本数ともに両試験体にお いて差異は少なかった。また、W3 試験体の残留ひび割 れ幅の最大値が 0.15mm であるのに対して, W3-PS 試験 体のそれは 0.03mm に減少したことが確認され、美観、 耐久性ともに損なわない軽微な損傷となった。さらに, W3-PS 試験体では自由面のひび割れを完全に抑制するこ とができ、プレストレスの効果が確認できた。

図-8に、RC 方立壁自体の壁負担せん断力と壁水平変



形の関係を示す。壁水平変形は,層間変位より摩擦ダン パーのすべり変位を除いた値とし,固定ファスナー部の 摺動は生じていないと仮定している。両者の水平剛性を 比較すると,W3 試験体に対してひび割れ損傷が少ない W3-PS 試験体の方が大きく,その低下が顕著に抑制され た。ただし,W3-PS 試験体においても斜めひび割れの発 生に伴い剛性低下が認められた。また,図-9に摩擦ダ ンパーのすべり係数/層間変位と層間変形角の関係を, 図-10 に等価粘性減衰定数と層間変形角の関係を示す。 図-9 より方立壁の水平剛性の大きいW3-PS 試験体の方 が摩擦ダンパーのすべりが大きく,それに応じてW3-PS 試験体の方が摩擦ダンパーの摺動に伴うエネルギー吸収 能力が大きいことが確認できた。従って,プレストレス 導入によりひび割れの発生を抑制することで,制振デバ イスとしてのエネルギー吸収能力の減少を防いだ。

図-11に示すように W3-PS 試験体では、プレストレ スの導入により、加力開始時に縦筋に平均して-250µ超 の圧縮ひずみが生じた(引張ひずみを正、圧縮ひずみを 負としている)。壁負担せん断力の増加に伴い、図-2に 示すファスナー取付面の壁脚部の最外縦筋(ひずみ計測 位置 AB6)とその内側の縦筋では 100µを超過する引張 ひずみが生じたが、同図に示すもう一方の最外縦筋(ひ ずみ計測位置 AB1)は実験終了時まで引張ひずみを生じ なかった(図-11)。これは引張ひずみが生じた縦筋の壁 脚部に斜めひび割れの発生により、縦筋にひずみが集中 したことに起因すると推測される。また、W3 試験体は 1000µを超える引張ひずみが生じ、両試験体のひび割れ 損傷状況に符合した。



図-11 取付面側壁脚部の最外縦筋のひずみ

4. FEM による曲げひび割れ時せん断力の算定

W3-PS 試験体の曲げひび割れ時せん断力の実験値と三 次元非線形有限要素法解析を用いた解析値の比較を行っ た。解析には汎用有限要素法解析ソフトウェア ANSYS Mechanical APDL 2019 R2 を使用した。

コンクリートには8節点6面体要素(SOLID65)を用 いた。解析に用いたコンクリートの力学的性質を表-4 に示す。コンクリートのひび割れには分布ひび割れモデ ルを用い,降伏条件にはWillam-Warnkeの5パラメータ モデルを用いた。圧縮強度とヤング係数は強度試験より 得られた値を用い,引張強度は圧縮強度より算定した。

表-4 解析に用いたコンクリートの力学的性質

Γ	而主々	ヤング率	ポアソン比	引張強度	圧縮強度
	安糸石	(N/mm ²)		(N/mm^2)	(N/mm^2)
	SOLID65	10617	0.2	2 40	28.0
(8節点6面体要素)	19017 0.2		3.49	30.9
Γ	Open shear tr	0	.1		
Г	Closed shear t	0	.9		

壁筋は軸方向力のみを考慮する2節点線材要素 (LINK180), エンドプレートは8節点6面体要素 (SOLID45)でモデル化した。壁筋, エンドプレートはと もに Bilinear 型弾塑性材料とし, VonMises の降伏条件を 用いた。壁筋とエンドプレートの力学的性質を表-5 に 示す。降伏点強度は強度試験により得られた値を用い, その他は鋼材の一般的な値を採用した。また, 壁筋とコ ンクリートは完全付着を仮定した。

表-5 解析に用いた壁筋,エンドプレートの力学的性質

材料名	要素名	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	降伏点強度 (N/mm ²)
横筋 (D10)	LINK180	16300		342
縦筋 (D13)	(2節点	17000		390
縦筋 (D16)	線材要素)	16700	0.2	389
エンド	SOLID45		0.5	
	(8節点	20500		287
7.0-r	6面体要素)			

図-12に方立壁の要素分割,壁筋要素の配置,使用した要素,荷重,変位の境界条件を示す。W3-PS 試験体の水平加力実験を模擬するための変位の境界条件として, 壁脚固定部位置の節点は,壁長,壁高,壁厚方向の変位 を拘束し,摩擦ダンパー部位置の節点は壁厚方向変位を 拘束した。荷重について,プレストレスは方立壁の最上 部と最下部における端面位置の節点に合計950kNの鉛直 方向節点荷重を作用させることで模擬した後,摩擦ダン パー位置の節点に摩擦力を模擬するため水平方向の節点 荷重を与え,その合計が130kNになるまで増分させた。

解析結果として,図-13に壁負担せん断力と壁水平変 形関係の実験値と解析値の比較を示す。水平剛性につい て,極最初期を除いて解析値が実験値を過大評価した。 その要因は,壁脚部に設けた純アルミ摺動材を用いた固 定部の摩擦すべり特性は0.2mm 摺動する時に,すべり係 数0.6 を発揮するものであるが,解析モデルではそれを 考慮しておらず,極めて小さな変形(約1/900rad.)のみ 方立壁に生じている場合には,その影響を考慮する必要 があると考えられる。曲げひび割れ時せん断力の解析値 と実験値の比較を表-6に,解析結果における曲げひび 割れ発生時のひび割れ分布を図-14に示す。実験結果と 同様にひび割れ(図-14中の赤丸)が壁端に至った時点 のせん断力を解析値とした。曲げひび割れ時せん断力の 解析値は実験値をやや過大評価しており,その要因は今 後の検討課題である。なお,ひび割れ分布について,解 析結果は曲げひび割れ,斜めひび割れが発生した実験結 果を概ね評価できた。

表-6 曲げひび割れ時せん断力の実験値と解析値の比較

加力方法	実験値 (kN)	解析值 (kN)	実験値 / 解析値
Ē	90.9	129	0.70

最後に、曲げひび割れ時の縦筋ひずみ分布の比較を行う。曲げひび割れ時の縦筋ひずみ分布を図-15に示す。 取付面側では、解析値が実験値を概ね評価できたが、自 由面側では解析値は実験値に比較しプレストレスにより 圧縮ひずみが減少し、より引張力を負担する結果となっ た。この原因についても今後の検討課題である。

5. まとめ

本実験において、以下の知見が得られた。

(1) 壁筋が降伏することなく,壁負担せん断力約 100kN を維持する完全剛塑性型に近い履歴ループを描いた。

(2) 軽微な曲げひび割れは生じたものの,曲げひび割れ 時せん断力の増加,曲げひび割れ本数,長さが減少した ことから,曲げモーメントによる主応力方向に導入した プレストレスは曲げひび割れ発生を抑制する効果が確認 できた。しかし,壁脚部に生じる斜めひび割れ発生を抑 制するには至らなかった。

(3)荷重変形復元力特性(壁負担せん断力と壁水平変形の関係)の関係,すべり係数/層間変位と層間変形角の 関係,及び等価粘性減衰定数と層間変形角の関係から, W3-PS 試験体の方が摩擦ダンパーの摺動に伴うエネル ギー吸収能力に富む性能を発揮した。

(4) 三次元有限要素法解析を用いた,壁負担せん断力と 壁水平変形の関係の水平剛性とひび割れ時せん断力の計 算値は,実験値を過大評価した。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 JP17K06646(研究代表者:吉岡 智和)の助成を受けたものです。ここに記して謝意を表 します。





参考文献

 日本建築学会,2016年熊本地震災害調査報告,2018.6
吉岡智和,太田智大,取替可能な軽量 PCaRC 制振 方立て壁の地震時挙動,コンクリート工学年次論文集, Vol41, No.2, pp.883-888,2019.6

3) 濵上結樹,吉岡智和,RC 制振方立て壁を取付けたRC 共同住宅の地震応答に関する解析的研究,日本建築学会 九州支部研究報告,第59号・1,pp.481-484,2020.3

4) 太田匠,吉岡智和,志水亮介,後付け・取替えを前提 とした軽量 PCaRC 制振方立て壁の最終破壊型式に与え る影響,日本建築学会九州支部研究報告,第58号・1, pp.497-500,2019.3