論文　高靭性セメント複合材料を用いた付加柱によるピロティ建築物の応答制御

岩渕　一徳[*1]・福山　洋[*2]・諏訪田　晴彦[*3]

要旨：ピロティ建築物のピロティ層の空間を確保しつつピロティ層への変形集中を緩和し，建物全体の損傷を防止するために，１層柱の柱際に高靱性セメント複合材料を用いた付加柱を設置する応答制御方法を考案した。付加柱の構造性能やフレームへの取り付け方法および柱の損傷程度について構造実験により調べた結果，付加柱は大変形まで安定した履歴性状が得られることを確認でき，ピロティ建物の損傷制御の可能性を示した。

キーワード：ピロティ建築物，応答制御要素，高靭性セメント複合材料，変動付加軸力

1.　はじめに

1995年の兵庫県南部地震では，２階以上が連層耐震壁で１階が独立柱となっている鉄筋コンクリート造建物（以下ピロティ建物）の多くが，その１階部分で甚大な被害を受けた。ピロティ建物は１層部分における耐力，剛性が他に比べて極端に小さく，入力エネルギーの大部分を１階の塑性変形で消費する構造なので，この１階部分に応答制御要素を適用する事により地震時の応答変位を低減し１層崩壊を防止する事が可能になると考えられる。そこで，本論文ではピロティ建物に適した応答制御要素について検討した。

２．　応答制御要素の概要

現在，地震や風などの入力エネルギーを吸収する応答制御要素としては，極低降伏点鋼を用いた制振パネルや間柱ダンパー，あるいはアンボンドブレース，オイルダンパー，粘弾性ダンパーなど種々のものが実用化されている。しかし，これらの応答制御要素のピロティ建物への適用を想定した場合に，建物全体としての強度・剛性のバランス改善は容易ではなく，また，装置の取り付けによりピロティ空間の確保が出来ない，等の問題点がある。

そこで，１階部分に用いる応答制御要素として**写真－１**に示すような高靭性繊維補強セメント系複合材料（以下HPFRCC）を用いた付加柱（以下デバイス）とする事を考案した。このデバイスは柱際に設けることでピロティ空間を塞ぐことがなく，１構面に2箇所以上設置が可能で，しかも，上階が壁なので梁に特別な補強をしなくても有効にデバイスを効かせることが可能となる。更に，デバイスが軸力を負担できるため既存柱の軸力を緩和することができ，結果として柱の圧縮破壊を防止することができる。また，安価であることも大きな特徴である。

写真－１　付加柱のイメージ

材料に用いるHPFRCCは，モルタルに短繊維を体積比で１～2%程度混入することにより，引張応力下において最初のひび割れが発生した後も1～2%程度のひずみまで応力が低下しないという特徴を有し，また，最大圧縮応力以降も急激には耐力が低下せず，コンファインドコンクリートと類似の材料特性を有する[1)]。

このHPFRCCを用いたデバイスは小さな層間変位から応答を制御するために，シアスパン比の小

*1 (株)熊谷組 技術研究所 建築構造研究グループ　工修　(正会員)
*2 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 上席研究員　工博　(正会員)
*3 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 構造基準研究室 研究官　(正会員)

さな部材とするのが有効である。シアスパン比が小さくなるとせん断ひび割れが多数発生してせん断変形成分が増大してくるが，今回用いるHPFRCCを用いたデバイスは，部材端にひび割れを集中させ,この部分の主筋を降伏させることにより,せん断変形よりも回転変形が卓越する挙動を示す。つまり鉄筋の抜け出しによる回転変形が,デバイスの水平変形の大部分を占める部材である。そのためピロティ建物に組み込まれた場合,周辺フレームが浮き上がり変形を拘束することによりデバイスに対して拘束軸力が作用するので,エネルギー吸収とともに１階柱の負担軸力を軽減することも可能となり,結果として柱の損傷や圧縮破壊による層崩壊が防止できる。

３．応答低減効果の検討

６層純ピロティ建物を対象として，柱際に設置したデバイスの剛性や耐力をパラメーターとした地震応答解析を行い,ピロティ建物の応答低減効果について検討する。

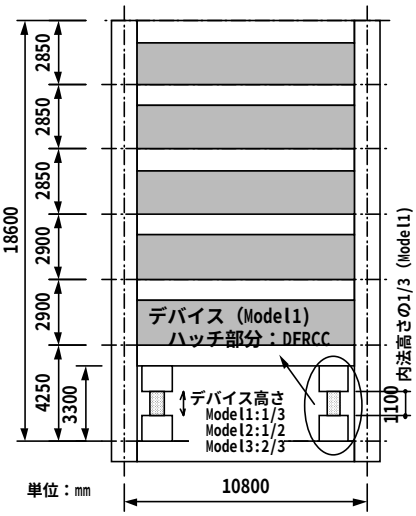
3.1　解析対象および解析モデル

検討建物は，桁行方向が7.2ｍ×６スパン，梁間方向が10.8ｍ×１スパンの６階建て共同住宅である。**図－１**に梁間方向の軸組図を示す。尚，検討建物は兵庫県南部地震が発生した1995年以前の設計基準に基づき設計を行った。**表－１**に検討建物の断面配筋リストを示す。尚，解析は梁間方向１スパンのみを取り出して行った。

解析モデルは，柱は材端に弾塑性バネを持ち材中央に鉛直方向バネを持つ線材に置換した。壁は中央の材端弾塑性バネと両側の軸方向バネの３つの線材にモデル化した。デバイスは柱部材同様に材端に弾塑性バネを持ち,材中央に鉛直方向バネを持つ線材に置換しており,スタブ部分は剛域として扱っている。このデバイスは，曲げ変形が卓越する通常のRC柱と同様な性状を想定しており，材端バネの復元力特性にはTAKEDAモデル（減力時剛性低下係数γ=0.4）を用い，スケルトンカーブはひび割れ耐力，降伏耐力および降伏点剛性低下率をそれぞれ慣用式[2)]により計算し，曲げ降伏後の剛性は初期剛性の0.001倍とした。入力地震波は，El Centro NS, Taft EW, Hachinohe EWを最大速度で50，75cm/secに基準化したものを用いた。減衰は初期剛性比例型とし，減衰定数は弾性1次の固有周期に対して3%とした。

表１　断面配筋リスト

階数	柱 断面(mm)	柱 配筋	壁 壁厚(mm)	壁 配筋(縦横筋)	コンクリート N/mm²	鉄筋
2F－6F	800×700	X方向 4-D25/ Y方向 2-D25+2-D16	150	D10@150S	24	≧D19:SD345 ≦D16:SD295A
1F	950×950	X方向 8-D25/ Y方向 6-D25 (HOOP:4-D13@100)				



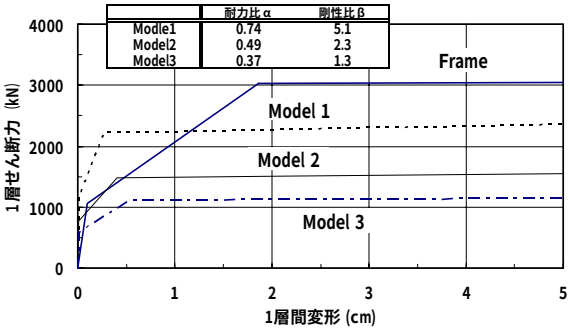
図－１　梁間方向軸組図

3.2　デバイスの設定方法

デバイスの設計は１層の内法高さの1/2の場合（Model2）を基本として，この時に，既存柱のせん断力cQmuとデバイスのせん断力dQmuとの比が0.5となるように断面設計を行い，Model1,3は，このModel2と同じ断面形状で，高さを１層の内法寸法のそれぞれ1/3,2/3とすることでデバイスの剛性を変えた。**図－２**はフレームとデバイスの荷重－変形関係を示したものである。ここで設定したデバイスは,「耐力比α＝デバイス降伏耐力Qyd／フレーム降伏耐力Qyf 」が0.4～0.7,「剛性比β＝デバイス降伏時割線剛性Kyd／フレーム降伏時割線剛性Kyf 」が1.3～5.1である。

3.3　解析結果

図－３に応答最大層間変形角の分布を示す。



図－２　層せん断力－層間変形関係

どの入力地震波の場合もデバイス長さが短くなる（Model3→2→1の順）につれて１層への変形集中の度合いが少なくなっている。50cm/sec 入力では，デバイスなしの場合の1層層間変形角約2%が，デバイスを設置することで0.5%程度とほぼ弾性域に収まり，75cm/sec 入力でも，最もデバイス長さが短いModel1では層間変形角が1%以下と，デバイスなしに対して応答が半分以下となった。以上の地震応答解析結果から，デバイスを用いることで高い制振効果が得られることが確認できた。

４．　性能確認実験

HPFRCC を用いたデバイスについてデバイスに必要な強度，剛性，変形能を実現すること，および，ピロティ柱の損傷状態を確認することを目的に曲げせん断実験を行った。

4.1　デバイス実験

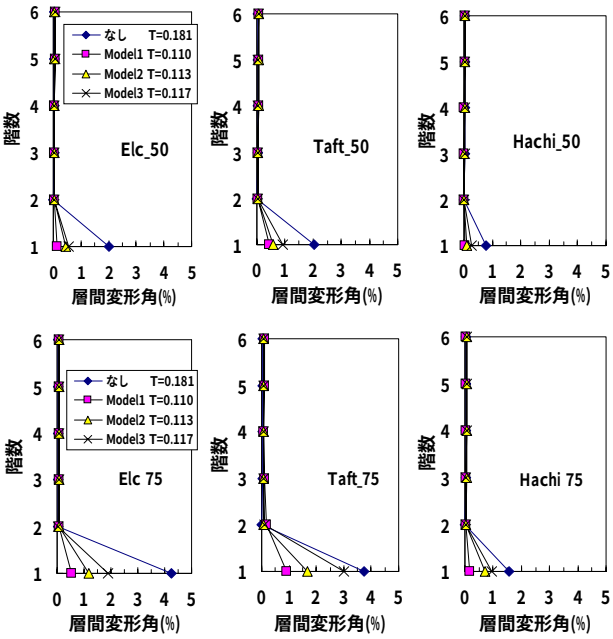
4.1.1　試験体

試験体諸元を**表－２**に，配筋図を**図－４**に示す。実験対象としたデバイスは3章の解析で最もシアスパン比が小さいModel 1を約1/2.5に縮尺したものとした。実験因子は配筋方法およびデバイスの取り付け方法である。配筋方法は２種類で，No.1は主筋をＸ型配筋，No.2は平行配筋としており，両試験体とも剛強なスタブを設けている。No.3はNo.2と同様の配筋であるが，デバイスのフレームへの取り付け想定し，梁とデバイスをPC鋼棒により圧着している（**写真－２**参照）。

使用したセメント系材料は，水セメント比45%，砂セメント比40%のモルタルマトリックスに，ポリエチレン繊維とスチールコードを体積比でそれぞれ1%ずつ混入したもの（PS-HPFRCC）である。使用したポリエチレン繊維は長さ15mm，径12μの素線，スチールコードは長さ32mm，径405μのより線（φ130μ×５本）である。材料特性一覧を**表－３**に，HPFRCCの応力－ひずみ関係を**図－５**にそれぞれ示す。

4.1.2　実験方法

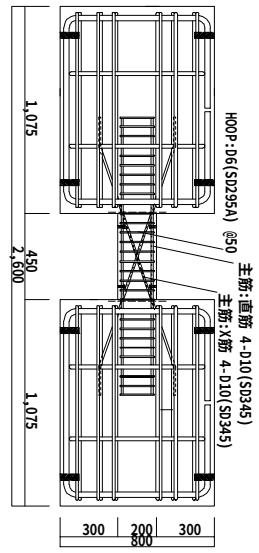
加力は**図－６**に示す建研式加力装置を用いて行った。4台の変位制御された鉛直アクチュエータで上スタブの水平を保ちながら試験体に軸力を加えた状態で，2台の水平ジャッキにより逆対象モーメント方式の正負繰り返し載荷を行った。載荷履歴は部材角R＝±1/200（rad.）を１回，1/



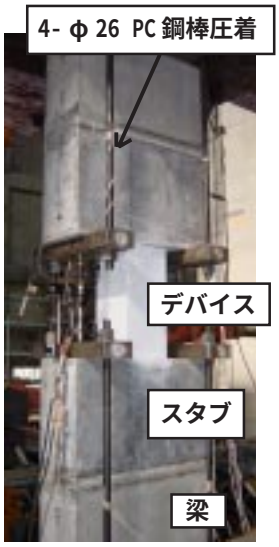
図－３　最大応答変形角の分布

表－２　試験体諸元（デバイス）

試験体形状		デバイス		
試験体名		No.1	No.2	No.3
接合形式		梁なし		梁あり
配筋形状		X型配筋	平行筋	
材料		PS-DFRCC		
Fc (N/mm²)		50	50	50
断面 (mm)		200×200	200×200	200×200
高さ (mm)		450	450	450
せん断スパン比 M／QD		1.13	1.13	1.13
主筋	配筋	平行：4-D10 X型：4-D10	8-D10	8-D10
	材質	SD345	SD345	SD345
	Pg (%)	1.42	1.42	1.42
横補強筋	配筋	2-D6@50	2-D6@50	2-D6@50
	材質	SD295	SD295	SD295
	Pw (%)	0.64	0.64	0.64
軸力載荷方法	圧縮側	軸方向変形拘束による変動付加軸力		
	引張側			



図－４　配筋図



写真－２　No.3設置状況

100,1/50,1/25,1/16,1/13を2回ずつとした。試験体に作用させる軸力は,初期軸力として載荷フレームの重量の半分（約100kN）を導入した後,水平変形（回転変形）に伴う軸方向変形（浮き上がり変形）を拘束するように鉛直方向アクチュエータを制御した。

4.1.3　実験結果

1)履歴性状　各試験体の平均せん断応力ー部材角関係を**図ー7**に示す。No.1は0.003(rad.)で主筋が引張降伏した後,圧縮側コンクリートに圧壊が生じ，0.03（rad.）で横補強筋が降伏した直後に最大耐力に達した。その後，0.06(rad.)まで最大耐力の80%以上の耐力を維持し，安定した履歴ループを描いた。No.2は0.03(rad.)で横補強筋が降伏するまでNo.1とほぼ同様な履歴性状を得られたが，その後，急激に耐力低下が生じて破壊が進展した。この違いは部材の圧縮ストラットによるせん断力に対してHPFRCCがX型筋とともに抵抗機構として有効に作用したためと考えられる。梁とPC圧着により接合したNo.3は，No.2と同様に約0.03(rad.)で横補強筋が降伏した直後に最大耐力に達し,せん断ひび割れが急激に開いたことに伴い,耐力が大きく低下して破壊に至った。その後，負方向に加力を進めると，再びデバイスに変動付加軸力が入り,0.06(rad.)まで安定した挙動が得られた。また，スタブを用いたNo.1,2と比較しても，せん断破壊が生じるまでは，ほぼ同様な履歴性状が得られており，梁とデバイスのずれ変形も生じなかったことから，PC圧着により実際の取り付けが十分に可能である。

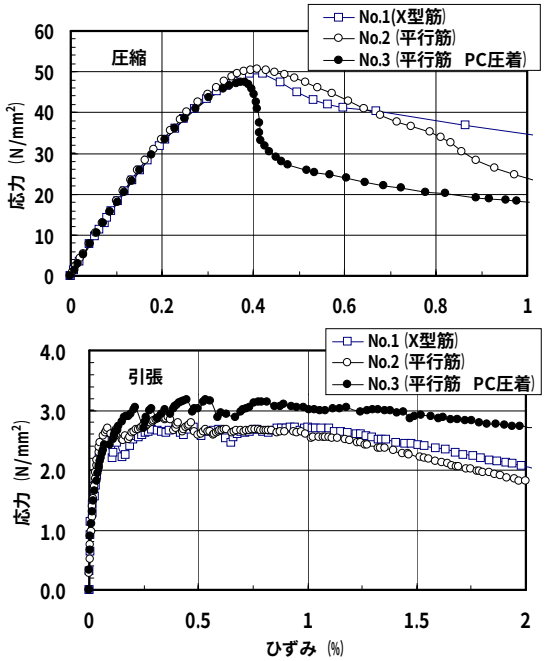
今回実験を行ったデバイスの入力せん断力は$\tau=8.0$（N/mm²）以上と非常に高レベルであったにもかかわらず，HPFRCCの優れたせん断補強効果によりR=0.04(rad.)程度まで比較的安定した挙動が得られた。尚，靭性能については，主筋量，せん断補強筋量および断面形状により,ある程度は制御可能であると考えられる。

2)損傷性状　**写真ー3**に最終破壊状況を，**図ー8**に各サイクルピーク時の最大せん断ひび割れ幅ー部材角関係を示す。最大せん断ひび割れの幅は0.04(rad.)でも0.4mmとなっており，HPFRCC特有の微細なひび割れが分散して発生した。

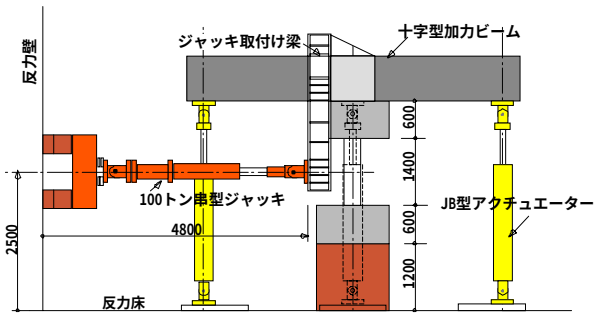
表ー3　材料特性一覧

PS-HPFRCC		
試験体名	圧縮強度 N/mm²	ヤング係数 N/mm²
No.1	49.0	1.74×10^4
No.2	50.0	1.75×10^4
No.3	47.5	1.74×10^4

鉄筋		
鉄筋種別	降伏応力 N/mm²	降伏ひずみ μ
D10	377	2260
D6	409	2421



図ー5　HPFRCCの応力ーひずみ関係



図ー6　加力装置図

3)変形拘束による変動付加軸力　本実験では鉄筋の抜け出しによる回転変形を周辺フレームが拘束することを想定して,軸方向変形を鉛直方向アクチュエータにより拘束した条件下で実験を行っている。**図ー9**に各試験体の軸力比ー部材角関係を示す。この拘束軸力は，主筋降伏後も相対変形が進行するに従い増大しており,横補強筋が降伏するまで上昇し続け，最大で軸力比0.43まで達した。この事は，デバイスの相対変形の進行とともにデバイスー梁間に大きな摩擦力が生じるため,比較的簡易な方法でデバイスの設置が可能なことを示唆している。

4.2　柱実験

4.2.1　試験体

試験体は中低層のピロティ建物の１階柱を想定した約1/2.5縮尺モデルである。試験体諸元および材料特性を**表－４**に示す。実験因子は軸力の載荷レベルである。No.4はデバイスなしを想定して**図－10**に示す12層ピロティ架構の仮動的実験時[3)]の１階柱で計測された軸力を参考に，図中の太線で示したように軸力を変動させた。ただし，負方向加力時の軸力については，ゼロになるまでは軸力の値を変動させ，それ以降の変形角では軸力はゼロとしている。No.5は，デバイスありを想定して，入力する軸力のレベルを減少させ，圧縮時の最大軸力比をNo.4の1/2とした。

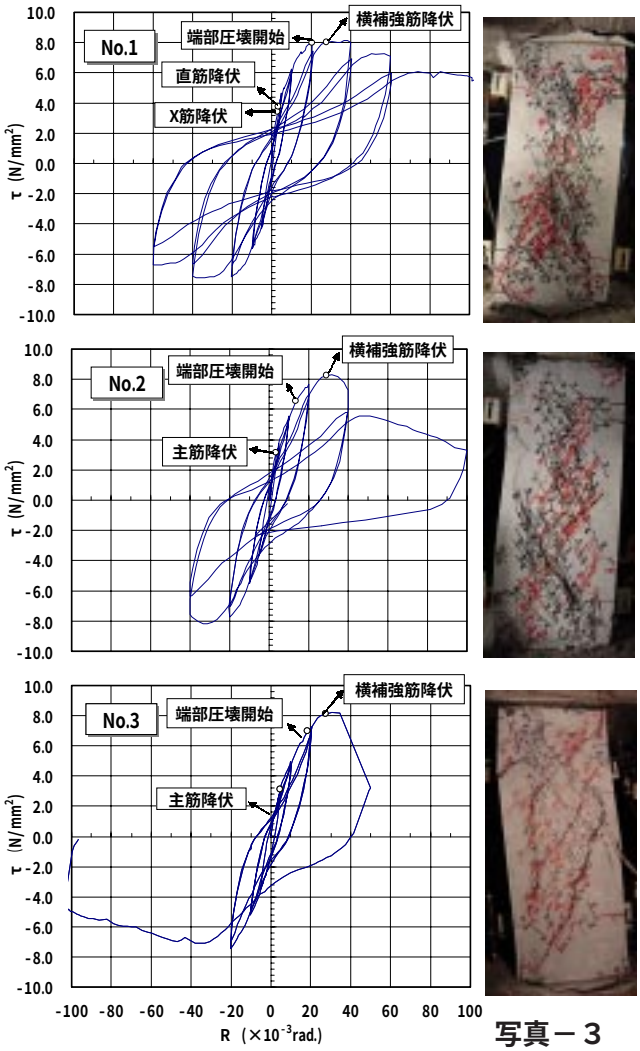
4.2.2　実験方法

デバイス試験体と同じ載荷フレームを用いて変位制御による正負交番繰り返し載荷を行った。載荷履歴は部材角R＝±1/400(rad.）を１回行った後，1/200,1/100,1/67，1/50,1/33,1/25を２回ずつ行った。

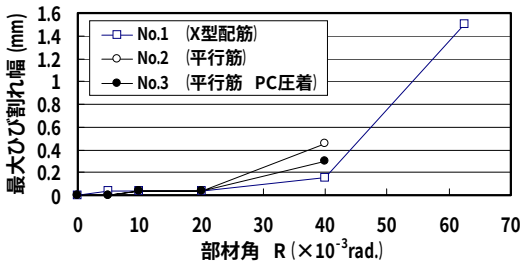
4.2.3　実験結果

１）履歴性状　**図－11**に各試験体の層せん断力－水平変位関係を示す。No.4は0.005(rad.)で主筋が降伏した後，0.01(rad.)に加力中に端部の圧壊が開始して0.01(rad.)で最大耐力に達した後，変形とともに部材端部の圧壊が激しくなり0.03(rad.)で主筋が座屈し軸力が保持できなくなった。軸力のレベルを1/2としたNo.5は，No.4の履歴性状と比較して0.02(rad.)までは顕著な差が見られないが，横補強筋が降伏後の耐力の低下が緩やかで，0.04(rad.)以上まで最大耐力の80%以上の耐力を維持し，安定した履歴を描いた。

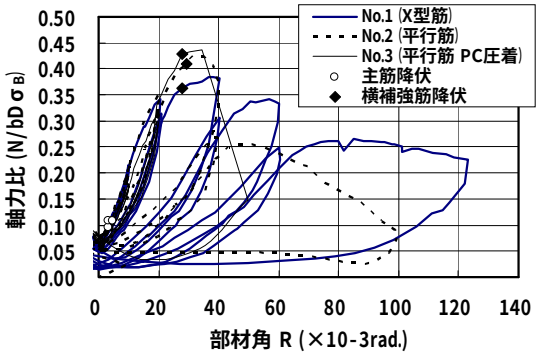
２）損傷性状　**写真－４**に最終破壊状況を，**図－12**に各サイクルピーク時および除荷時における曲げ，せん断ひび割れ幅－部材角関係を示す。0.02(rad.)までは履歴性状と同様にひび割れ幅の顕著な差は見られないが，それ以降の変形角では高軸力を与えたNo.4の圧縮破壊が進展して損傷性状が明らかに激しく，最終的にはコアコンクリートもかなりの損傷を受けている。No.5は被り部分のコンクリートは剥落しているが，No.4



図－７　せん断応力－部材角関係　　**写真－３　最終破壊**



図－８　ひび割れ幅－部材角関係



図－９　軸力比－部材角関係

表－4　試験体諸元および材料特性

試験体形状		柱	
試験体名		No.4	No.5
配筋形状		平行筋	
材料		RC	
σ_B (N/mm²)		39.5	38.6
断面 (mm)		400×400	400×400
長さ (mm)		1400	1400
せん断スパン比 M／QD		1.75	1.75
主筋	配筋	20-D13	20-D13
	材質	SD345	SD345
	σy (N/mm²)	360	360
	Pg (%)	1.59	1.59
横補強筋	配筋	4-D6@40	4-D6@40
	材質	SD345	SD345
	σy (N/mm²)	362.8	356.3
	Pw (%)	0.80	0.80
軸力載荷方法	圧縮側	変動 (0.50)	変動 (0.25)
	引張側	変動 (0)	変動 (0)

＊軸力載荷方法欄の括弧内の数値は軸力比 ($N/bD\sigma_B$) 最大値

と比較して損傷状態は低減されている。以上より，柱に入力される軸力のレベルを下げることで，柱の損傷を低減できることが確認できた。

5．まとめ

ピロティ建物を対象に応答制御要素として柱際にHPFRCCを用いたデバイスの適用性について検討を行った結果，以下の知見が得られた。

(1)ピロティ建物の柱際にHPFRCCを用いたデバイスを用いることによる応答制御は可能である。

(2)HPFRCCを用いたデバイスは，浮き上がりによる変形拘束をした場合においても0.04(rad.)程度まで安定した履歴性状が得られた。

(3)鉄筋の抜け出しによる回転変形を拘束することによる変動付加軸力は最大で軸力比0.43まで達した。

(4)柱に入力される軸力のレベルを下げることは，柱の損傷低減に極めて有効である。

謝辞

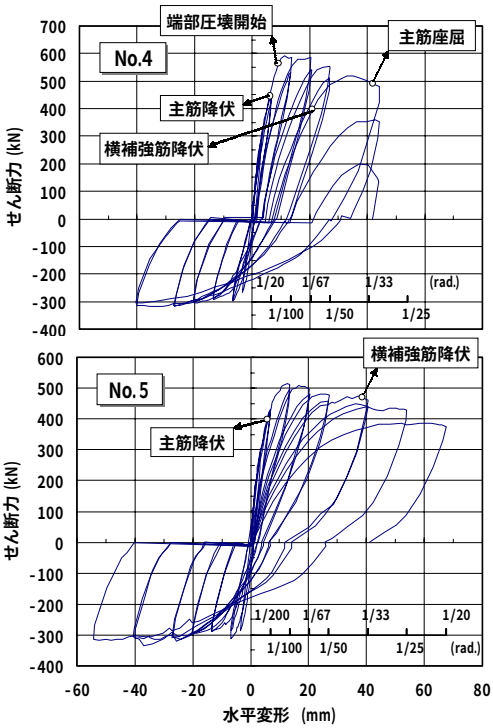
本研究は(社)建築研究振興協会に設置された「用途複合型集合住宅の建設システムの合理化委員会(委員長：芳村学都立大教授)」の一環で行われたものである。関係各位に深甚なる謝意を表します。

参考文献

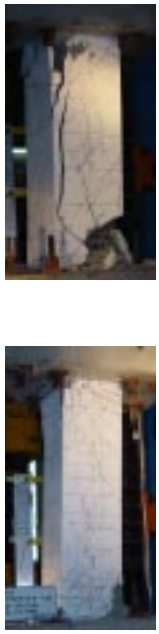
1)諏訪田晴彦，福山洋，磯雅人：構造物の高性能化に向けた高靭性繊維補強セメント系複合材料の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.23,No.3,pp.133-128,2001

2)国土交通省住宅局建築指導課,他3団体共編:2001年版建築物の構造関係技術基準解説書,2001.3

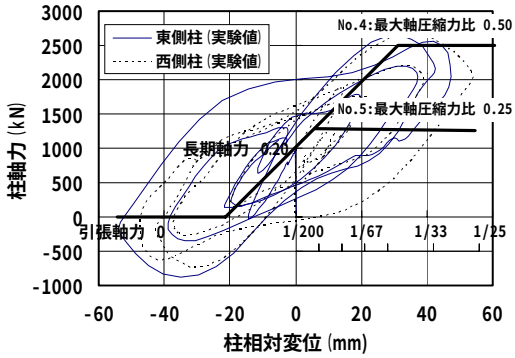
3)春田孝浩，倉本洋，松本和行，楠浩一：12層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験,コンクリート工学年次論文集,Vol.24,No2,pp.1087-1092,2002



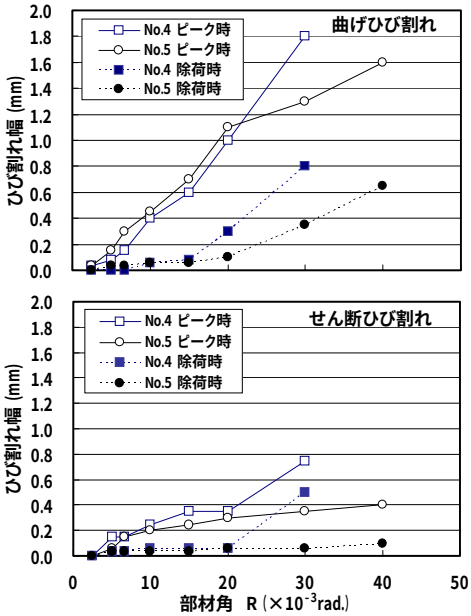
図－11　荷重－変形関係



写真－4　最終破壊



図－10　軸力－水平変位関係



図－12　ひび割れ幅－部材角関係