論文　プレキャスト UFC パネル接着により補強した RC 造壁付架構の実験的研究

向井　智久[*1]・石岡拓[*2]・内田崇彦[*3]・松浦恒久[*4]

要旨：RC 造 2 層 2 スパン壁付き架構に対して，耐震性の改善ならびに損傷制御を目的として，プレキャスト超高強度繊維補強コンクリートの壁板を用いた構造実験を実施した。当該補強によって架構全体の負担できる層せん断力が大きくなり，かつ最大耐力を保持できる変形や大きな耐力低下が開始する変形も大きくなり，耐震性の向上に大きく寄与していることを確認した。また本補強によって崩壊形を部分崩壊形から全体崩壊形に改善できた。一方，既存壁部材の損傷については当該補強によって壁に生じる損傷を抑え，補強された袖壁部分への損傷進展を制御していることを確認した。

キーワード：RC 造壁付き架構，UFC パネル，耐震補強，損傷低減，崩壊系制御

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造の建物に取り付いた既存 RC 造袖壁や方立壁は，建物の地震応答低減に少なからず寄与する。耐震改修設計指針でも，RC 造袖壁の増設や袖壁の増し打ちにより建物の耐震性能の向上が期待できることが示されて久しい。

また筆者等は，既往の研究において RC 造非耐力壁に超高強度繊維補強コンクリート(以下 UFC)を用いた補強工法に関する一連の開発[1,2]を行い，その一環でプレキャスト(以下 PCa) UFC 袖壁を増設した既存柱部材の静的載荷実験の結果から，大きな強度や破壊モードの改善に加え，損傷低減効果が得られることを示している。さらには PCaUFC パネルを接着した実大方立壁の実験も実施しており，靭性能の向上に加え，損傷低減効果が確認されている。

そこで本論では，部材レベルで効果が確認されている補強工法を既存 RC 造壁付架構に適用し，大地震に対する損傷低減と耐震性改善の程度の確認を目的とする。具体的には，既存 RC 造袖壁・方立壁面に PCaUFC パネルを接着することで補強した 2 層 2 スパン RC 造壁付架構の静的載荷実験を実施し，その補強効果を確認した。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体は，壁厚の薄い供用住宅の典型的な開口位置を想定し，袖壁・垂れ壁・腰壁・方立壁の取付く 2.5 層 2 スパン架構を 2 体（スケール 1/2）作成した。無補強試験体(No.4)と補強試験体(No.5)とし，No.5 には袖壁と方立壁面に片側から PCaUFC パネルを接着した。壁厚は t=60mm で，柱断面は 350mm 角，主筋が 16 - D16，帯筋

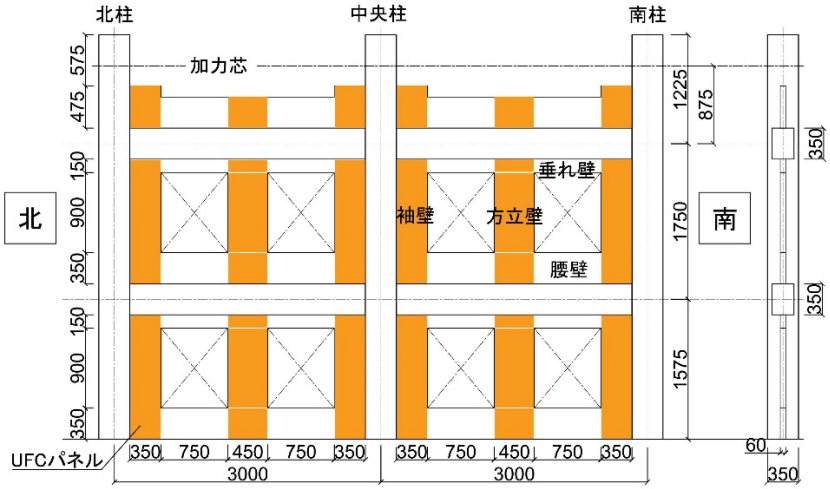


図-1　試験体形状とパネル位置

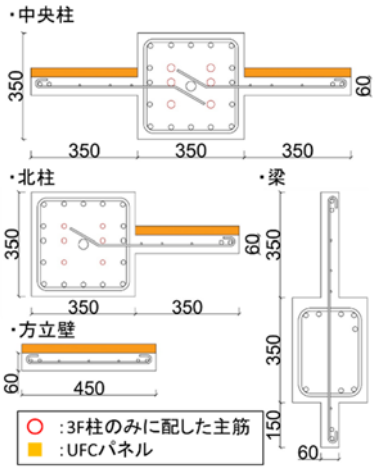


図-2　部材断面

*1 国立研究開発法人　建築研究所構造研究グループ　博士(工学)　(正会員)
*2 戸田建設株式会社　技術開発センター　修士(工学)　(正会員)
*3 佐藤工業株式会社　建築事業本部　修士(工学)
*4 株式会社安藤・間　技術研究所　博士(工学)　(正会員)

は閉鎖型形状で D10@50 である。梁断面は 250mm×350mm，主筋は上 5 本下 3 本の D16 で，あばら筋は柱同様閉鎖型形状とし D10@50 である。壁配筋は縦横ともに D6@100 シングル（p_w=0.53%）であり，壁端部には曲げ補強筋を配し，方立て壁は 2 - D10 を，その他の壁に 2 - D13 を軸方向に配筋した。**図-1** に試験体形状とパネル位置を，**図-2** に各部材断面，**図-3** に架構配筋図を示す。

2.2 補強方法

PCaUFC パネルを袖壁と方立壁に接着することで補強を行った。躯体と UFC パネル間に高強度無収縮モルタルを充填し，既存 RC 造非耐力壁と UFC パネル間はエポキシ樹脂で接着した。方立壁に関しては，腰壁，垂れ壁端部が危険断面位置となるように 3 つに分割してパネルを貼り付けた。**図-4** に補強方法の概要を示す。また，**表-1～3** に使用した材料特性を示し，それぞれ鉄筋，コンクリート系(コンクリート･UFC･高強度無収縮モルタル)，およびエポキシ樹脂接着剤の試験結果を示す。

2.3 加力計画・計測計画

3F 柱の各加力点が同じ水平変位を保つように，3 本の柱を両端ピンの治具で連結し，正負に載荷を行った。柱の初期応力は，柱断面に対する軸力比で外柱が 0.075 σ_B，中柱が 0.15 σ_B に相当する圧縮力を最上階柱頭からスタブ間柱内にアンボンド PC 鋼棒を設置し導入した。**図-5** に加力計画図を，**図-6** に加力ステップを示す。水平加力は，架構の水平変位制御で行った。制御に用いた全体変形角は，最上階の南北の変位計の平均値を，変位計設置した高さ（1F 階高 1.575m+2F 階高 1.750m= 3.325m）で除した値からスタブの変位を減じた値とする。

その他の変位計による計測項目としては，柱，梁それぞれの曲げ変形とせん断変形と壁のせん断変形であり，その設置位置を**図-7** に示す。また，鉄筋のひずみ計測については，梁の剛域，ヒンジ発生位置，柱の反曲点高さ，柱脚の降伏時期を計測項目とした。その貼付位置を**図-8** に示す。

3. 実験結果

3.1 破壊経過と荷重変形関係

変形角 R=1/1600rad.のサイクルで各階袖壁および方立壁の開口際と各階梁に曲げひび割れが，2 階袖壁にせん断ひび割れが生じた。R=1/800rad.では各階袖壁，方立壁および梁の曲げひび割れが増加し，各階腰壁，2 階垂垂れ壁にせん断ひび割れが生じた。R=1/400rad.で 1 階，2 階の外柱に脚部から階高の 1/3 程度まで曲げひび割れが生じ，2 階方立壁の開口上部の偶角部に軽微な圧壊が生じた。R=1/200rad.で，2 階の開口上下の偶角部の袖壁，方立壁に圧壊が生じ，かぶりコンクリートの剥落が見られた。1 階，2 階の中柱の脚部から階高の 1/3 程度まで曲げひび割れが生じ，2，3 階の外柱の柱梁接合部にせん断

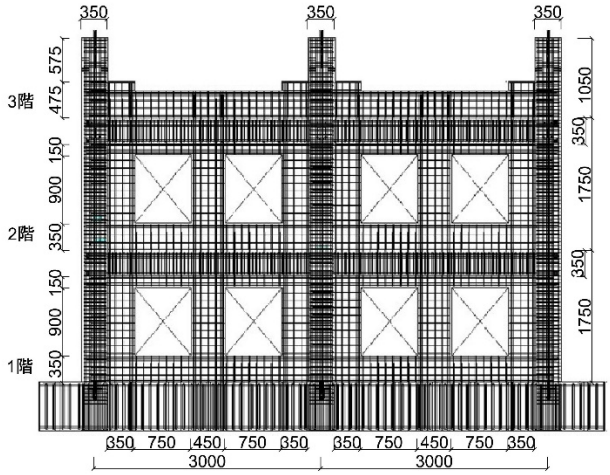


図-3　架構配筋図

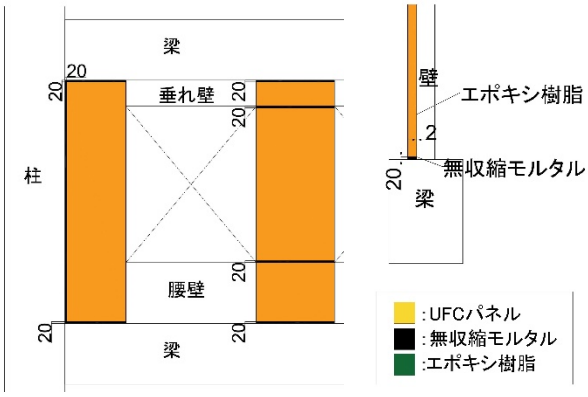


図-4　UFC パネルの接着方法

表-1　鉄筋の材料特性

鉄筋 部位	鉄筋径	鋼種	降伏強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
柱主筋，梁主筋	D16	SD345	391	191
袖壁端部筋，腰壁端部筋，垂れ壁端部筋	D13	SD295A	338	182
方立壁端部筋	D10	SD390	402	187
帯筋，あばら筋	D10	SD295A	350	180
壁筋	D6	SD295A	346	185

表-2　コンクリート系の材料特性

コンクリート 部位	圧縮強度 (N/mm^2)
3階柱壁	38.2
2階柱壁～3階梁	36.8
1階柱梁～2階梁	39.8

UFC	圧縮強度 (N/mm^2)	曲げ強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
	220	38.3	54.0

高強度無収縮モルタル	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
	106	8.86	30.7

表-3　接着剤の材料特性

エポキシ樹脂 接着剤	単位	試験条件	試験値	保証値
比重 (硬化物)	-	25℃	1.7	1.55～1.75
可視時間	分	10℃	67	30以上
粘度 (混合物)	mPa･s	25℃	パテ状	パテ状
引張せん断強度	N/mm^2	23℃	16	10以上
コンクリート 接着強度	N/mm^2	23℃	3.4	1.5以上
圧縮強度	N/mm^2	23℃	64	50以上
圧縮弾性率	N/mm^2	23℃	3900	1000以上

ひび割れが生じた。R=1/100rad.では各階の袖壁，腰壁，垂れ壁および方立壁のせん断ひび割れ，圧縮破壊が進行した。なお，1 階部分ではかぶりコンクリートの剥落を伴うような圧縮破壊は生じておらず，1 階の袖壁に貼り付けた UFC パネルの腰壁高さにひび割れが生じた（**写真-1**（a）参照）。1 階左側の方立壁のせん断ひび割れ幅が 4mm 程度まで拡大した。

最終的には，袖壁と腰壁，垂れ壁の境界位置に損傷が生じ（**写真-1**（b）参照），1 階柱脚，2 階および 3 階の梁端主筋が降伏し，全体崩壊の様相を示した。

図-9 に各層の荷重変形関係を示す。図より，2 層の層間変形角が 1/200rad.程度で耐力がほぼ頭打ちとなり，その後 1/100rad.まで耐力をほぼ維持していることが分かる。また各層の変形は 2 層が 1 層よりやや大きい状態で推移している。

図-10 に今回の UFC 壁で補強した試験体と補強していない試験体 [3)]の最大耐力に対する層せん断力と全体変形角の関係を示す。層せん断力は 2 本の水平ジャッキの合計値を示している。正載荷と負載荷ともに補強した試験体が R=1/100 まで高い耐力を維持しているが，無補強試験体は R=1/200 で最大耐力に達した後に，急激な耐力低下を起こしている。その後，両試験体は耐力低下を起こしているが，大きな変形まで，無補強試験体の耐力を下回ることはなかった。

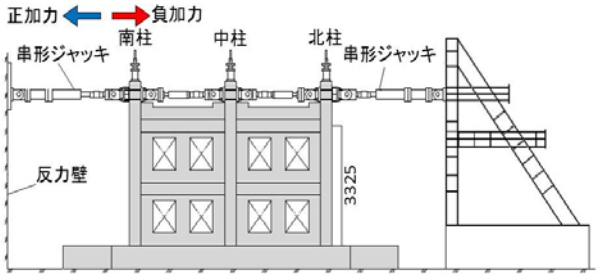


図-5　加力装置

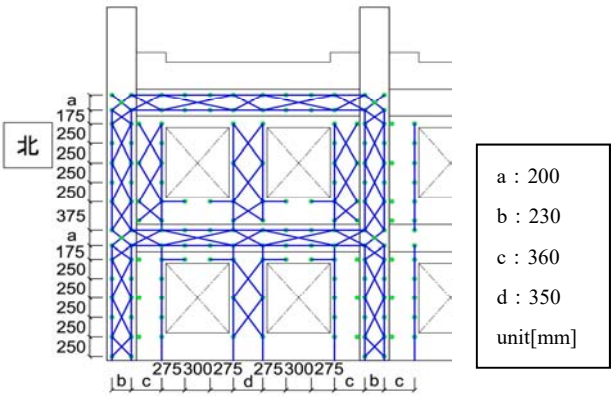


図-7　変位計設置位置

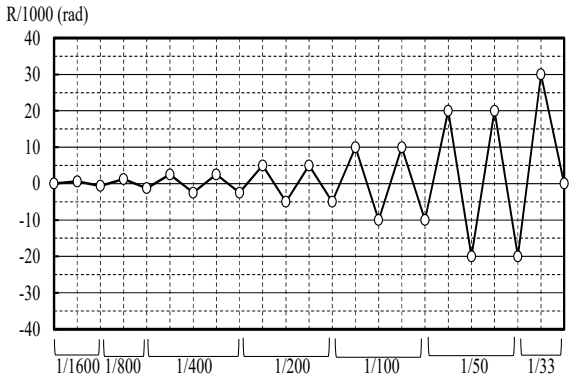


図-6　加力ステップ

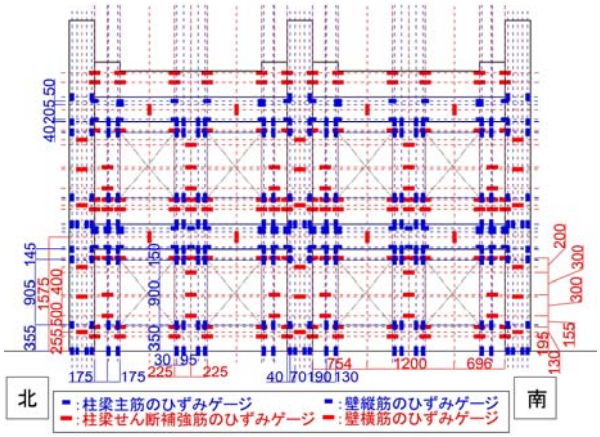


図-8　歪みゲージ貼付位置

(a)　最大耐力時（R=+1/100rad.）

(b)　最終破壊状況（R=+1/33rad.）

図-11（a），（b）に，正負における無補強試験体と補強試験体の最大耐力で無次元化した荷重変形の包絡線の比較した図を示す。図-11（a）より，正側においては前述通り，補強試験体が全体変形角 0.5%において最大耐力を発揮しそれを 1.0%まで維持した後，耐力低下を起こしている。また 2.0%を超える変形以降は最大耐力に対して発揮した耐力比は無補強試験体とほぼ同程度であることが分かる。一方で，図-11（b）より，負側においては両試験体とも 0.5%で最大耐力を発揮した後，耐力低下を起こしている。しかしその耐力低下の程度は補強試験体の方が緩やかであることが分かる。

図-12(a)，(b)に正負において，原点とそれぞれ 0.5%，1.0%，2.0%における各最大耐力点を結んだ直線を比較した図を示す。また図-13（a），（b）に，正負における負勾配の比率を比較した図を示す。なお比率は，図-12（a），（b）に示す 0.5%以降の各点を結んで得られる勾配を，原点と 0.5%点の割線勾配で除して算定した値である。図-13（a），（b）より，1%までは補強試験体の負勾配の程度は極めて緩やかで，正側で約-0.02，負側で-0.09 程度である。それ以降 2%までは，正側では無補強試験体との差はほとんどなく，負側は無補強試験体に比べ負勾配の程度は大きい。このことは，補強により耐力低下が開始する変形を大きくできたことを示している。

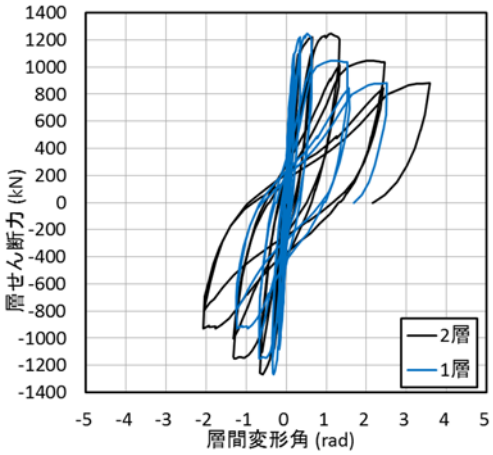


図-9　補強試験体の各層の荷重変形関係

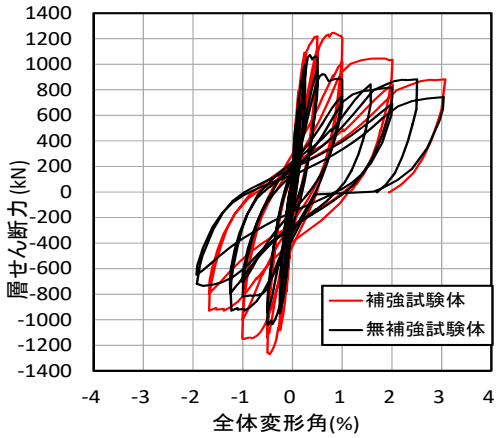
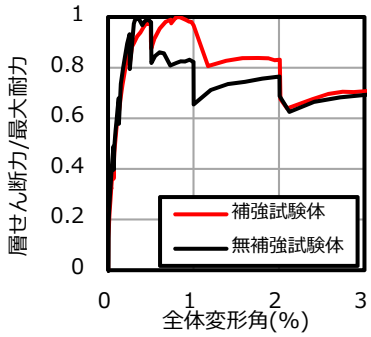
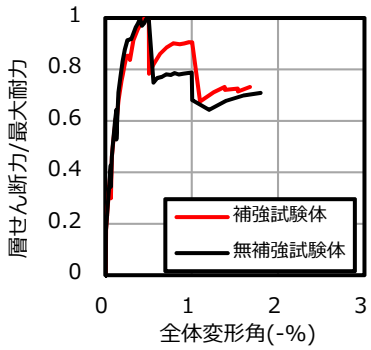


図-10　両試験体の荷重変形の比較

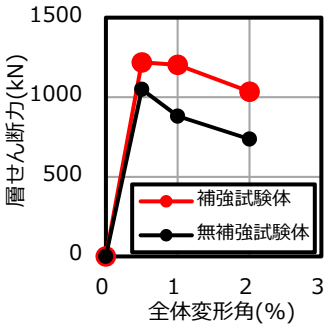


（a）正側

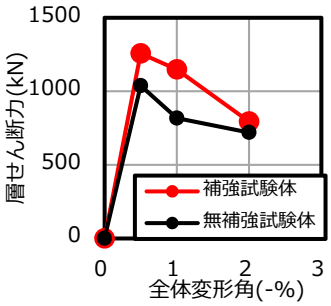


（b）負側

図-11　耐力で無次元化した包絡線比較

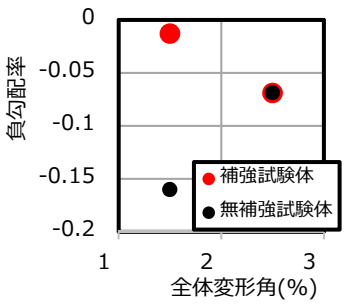


（a）正側

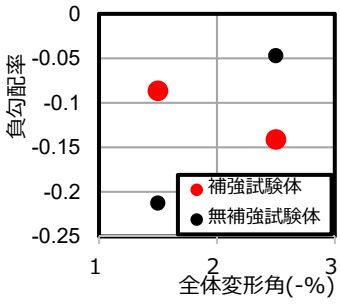


（b）負側

図-12　ピーク時割線剛性の比較



（a）正側



（b）負側

図-13　負勾配の比較

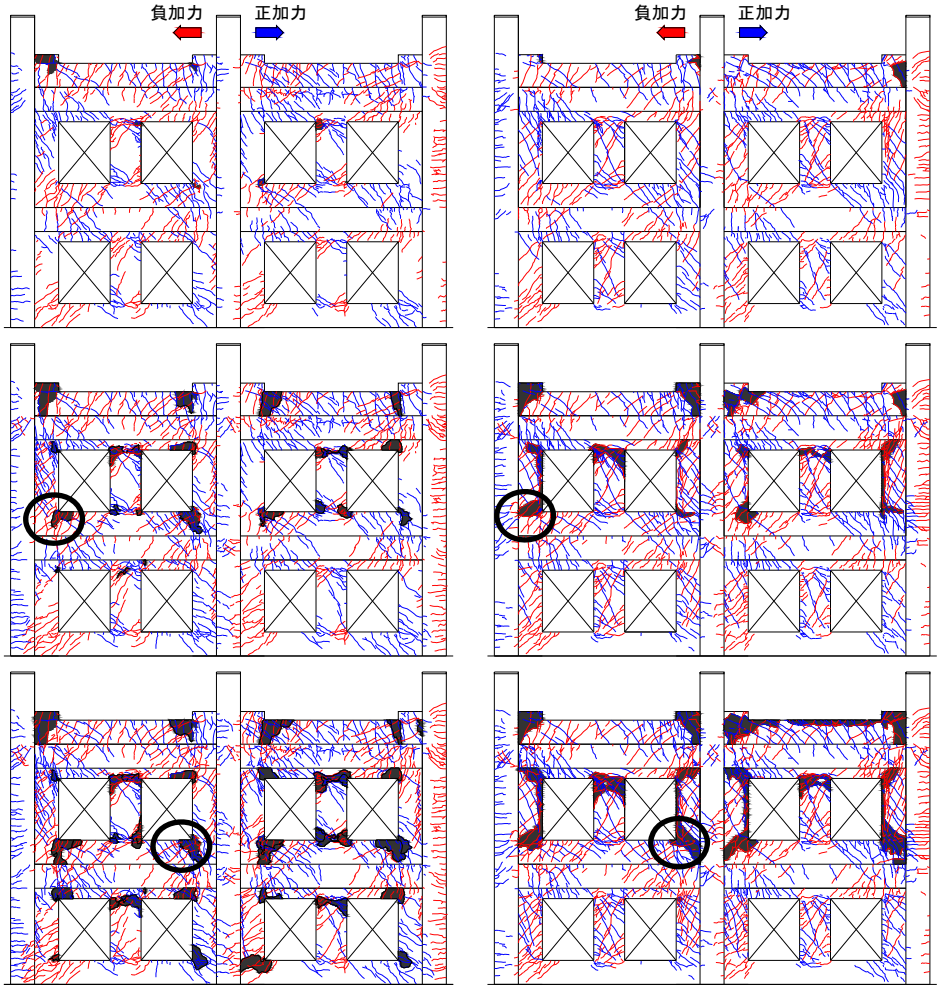
3.2 ひび割れ状況

図-14 (a), (b) に，補強試験体と無補強試験体の全体変形角 R=1/200，1/100，1/50rad.の 2 回目のピーク終了時の損傷状況を示す。黒塗りはコンクリートの剥落部分を示す。

R=1/200 において，補強試験体の方立て壁の中央部におけるひびわれ損傷が，無補強試験体のそれと比較して抑えられていることが分かる。これは方立て壁に貼り付けた UFC 壁が剛体回転変形し，壁頭と脚部に損傷を集中させた結果，方立て壁のせん断変形成分が抑えられたものと推察される。よって方立て壁に典型的に生じる頭部から脚部にかけて生じる斜めひび割れが補強試験体では確認されなかった。また袖壁の生じるひび割れ損傷も比較的抑えている事が分かる。

R=1/100 において，いずれの試験体も 2 階の壁部でコンクリートの剥落損傷が確認される。方立て壁については，いずれも壁頭部に剥落損傷が見られるが，補強試験体は脚部においても同様の損傷が確認される。また図中円印で囲んだ袖壁周辺においてもコンクリートの剥落が確認されるが，補強試験体においては，剥落位置が梁に取り付く腰壁端部に集中しているのに対し，無補強試験体は袖壁端部に集中している。このことは，UFC 壁補強によって袖壁付き柱の曲げ耐力が壁付き梁のそれより大きくなったことで，損傷分布に変化が見られたものと推察される。このことは，当該補強方法が損傷部分を制御できることを示唆している。

R=1/50rad.において，無補強試験体は 2 階の壁に大きく剥落損傷が集中しているのに対して，補強試験体は 1 階の袖壁や方立て壁にも剥落損傷が確認される。また図中に円印で囲んでいる袖壁部の損傷については，1/100rad.同様，補強試験体の場合は腰壁に損傷が集中している。一方で 1 階中央の袖壁については腰壁上部位置の袖壁部に剥落損傷が確認される。このことは UFC 補強によって 2 階壁付き梁が曲げ破壊し，かつその後最大耐



(a) 補強試験体　　(b) 無補強試験体

図-14　ひび割れ状況

((上段 R=1/200 rad.，中段 R=1/100 rad. ，下段 R=1/50rad.))

力が低下することで，1 階の袖壁付き柱の反曲点位置が上がり，1 階袖壁付き柱脚部が曲げ破壊したものと思われる。文献 3）によると，無補強試験体は 2 階に損傷が集中する部分崩壊形であることが示されているが，補強試験体は UFC 補強により全体崩壊形を形成したと考えられる。以上のことから，PcaUFC 壁補強により，損傷低減に加え，建物全体の崩壊形の制御ができたことを示しており，本補強工法の特徴が示された。

3.3 鉄筋降伏状況

図-15（a），（b）に，各変形角における補強試験体と無補強試験体の，柱梁の主筋・せん断補強筋，壁の曲げ端部補強筋と横筋に貼り付けたひずみゲージの値から各鉄筋の降伏状況を示す。

両試験体においてほぼ最大耐力を発揮した R=1/200rad. において，方立て壁については，補強試験体は 2 階壁頭部の曲げ補強筋が降伏しているのに対し，無補強試験体は横筋が降伏している。このことは，前節で述べた通り，UFC 補強によって方立て壁のせん断変形を抑えた結果と整合している。また補強試験体については，1 階腰壁の端部の曲げ補強筋が降伏している。一方，補強試験体は袖壁フェイス位置の梁主筋が降伏しているが，無補強試験体は柱フェイス位置の 3 階梁主筋が降伏しており，危険断面位置が異なる。

R=1/100rad.において，補強試験体は 1 階柱脚部主筋が降伏しており，ほぼ全体崩壊形を形成していることが分かる。一方，無補強試験体では 2 層の部分崩壊形 [3]であることが確認される。

R=1/50rad.において，補強試験体では，3 階梁のせん断補強筋が降伏しており，UFC 壁により梁の危険断面位置が袖壁端部にあったことから，梁の負担するせん断力がこの変形レベルにおいても大きかったことが原因と推察される。

以上のことから，両試験体で部材の降伏状況が異なっており，UFC パネルを貼り付けることにより，崩壊形を全体崩壊形へと移行できたことが確認された。

4. まとめ

PcaUFC 壁を片面から袖壁および方立て壁に貼付けた 2 層 2 スパンの壁付き架構試験体に加力実験を実施し，当該補強効果について以下の知見が得られた。

- UFC 壁を袖壁および方立て壁に貼り付けることにより，R=1/100 まで最大耐力を維持することができ，R=1/50 まで耐力低下の抑制効果，すなわち架構の靭性能の向上が見られた。
- 最大耐力近辺における補強した部材の損傷の低減効果が確認された。
- 架構の崩壊形を部分崩壊形から全体崩壊形へと変化させ，層変形分布の集中も改善することができた。

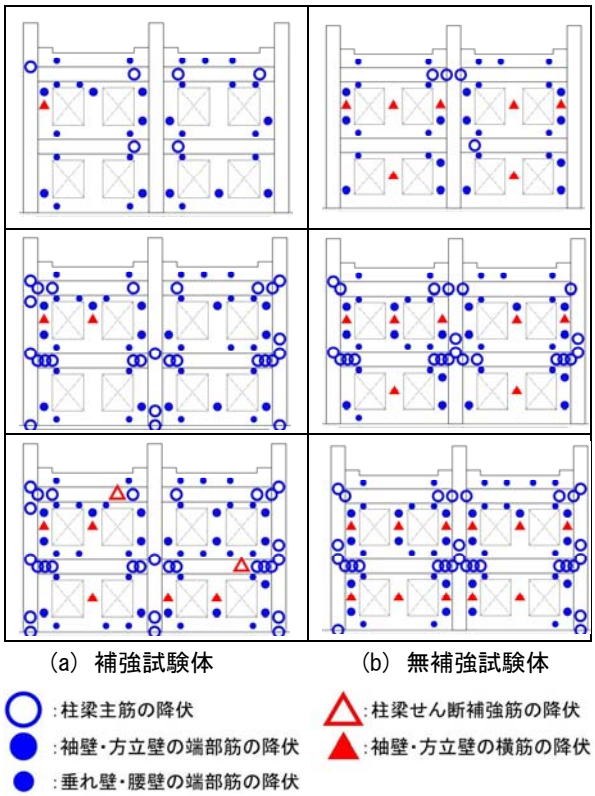


図-15　鉄筋降伏状態

((上段 R=1/200 rad.，中段 R=1/100 rad. ，下段 R=1/50rad.))

謝辞：

本研究は平成 27 年度住宅・建築物技術高度化事業補助金及び科研費（26242035）により実施した。UFC パネル製作と接着には，太平洋セメント（株）及び三菱樹脂インフラテック（株）にご協力頂いた。また（国研）建築研究所の重点研究開発課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」の共同研究として実施した。関係各位に深く謝意を示す。

参考文献：

1) 向井智久ほか：超高強度繊維補強コンクリートを用いたプレキャスト袖壁により補強された RC 柱の終局強度，日本建築学会構造系論文集第 710 号，pp.637-645，2015.4

2) 谷昌典ほか：損傷低減及び構造性能改善を目指した RC 造方立壁の実大実験，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.37，No.2，pp.901-906，2015

3) 内田崇彦ほか：RC 造非耐力壁付き 2 層 2 スパン架構の水平加力実験　その 8　実験概要，破壊経過，日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.265-266 2016