UFC パネル挟込接着補強を施した 損傷 RC 造ピロティ柱に対する 載荷実験

CYCLIC LOADING TESTS ON DAMAGED R/C SOFT-FIRST STORY COLUMNS RETROFITTED BY SANDWICHING AND BONDING UFC PANELS

隈部敦史 — * 1 谷 昌典 — * 2
向井智久 — * 3 渡邊秀和 — * 3
西山峰広 — * 4 石岡 拓 — * 5
服部 翼 — * 6 松本大亮 — * 7
堀 伸輔 — * 8

Atsushi KUMABE — * 1 Masanori TANI — * 2
Tomohisa MUKAI — * 3 Hidekazu WATANABE — * 3
Minehiro NISHIYAMA — * 4 Taku ISHIOKA — * 5
Tsubasa HATTORI — * 6 Daisuke MATSUMOTO — * 7
Shinsuke HORI — * 8

キーワード：

鉄筋コンクリート, ピロティ柱, UFC パネル, 耐震補強, 変動軸力

Keywords:

Reinforced concrete, Soft-first story column, UFC panel, Seismic retrofit, Varying axial loading

Cyclic loading tests were conducted using damaged R/C soft-first story columns retrofitted by sandwiching and bonding UFC panels. The specimen which was loaded to 0.5% in the first stage of loading, the maximum strength in the second stage was greater than that in the first stage by 14%. However, the retrofit method was not effective for the specimen which was loaded to 3% in the first stage in terms of strength and deformation capacities. The ultimate strength calculated by the proposed method with consideration of the damage in the first stage of loading shows good agreement with the experimental one.

1. はじめに

2016年熊本地震において数多く報告されたRC造ピロティ架構における被害について、旧耐震基準に基づき設計された建物では、ピロティ層において層崩壊したものが多数見られた一方で、新耐震基準に基づき設計、建設された建物においても、倒壊や崩壊には至らないものの、せん断破壊をはじめとした損傷度IV～Vの甚大な被害を受けたピロティ柱が数多く確認された¹⁾。大地震時の機能維持、早期復旧の観点から、このようなピロティ柱に対する効果的な補強方法、地震後の復旧方法が求められているが、一般的なRC巻き立てや鋼板巻き立て、炭素繊維巻き付けなど²⁾の補強は、柱の4周面を補強することが原則であり、補強の適用に制限がある場合や、施工面で課題が生じる場合がある。また、RC巻き立てによる断面の増加や鋼板の腐食など、機能性や耐久性における課題も存在する。そこで著者らは、補強効果にも期待した簡便な復旧方法として、超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）パネルをピロティ柱の両側面から挟み込んで接着する方法を提案する。UFCパネルの接着補強は、既往の研究^{3,4)}などで方立壁や袖壁に対する損傷低減や構造性能改善などの補強効果が報告されており、ピロティ柱にも同様の補強効果が期待される。本報では、損傷を与えたRC造柱試験体にUFCパネル挟込接着補強を行い、補強効果の検証を目的として、ピロティ架構の1階柱を想定した変動軸力下で静的載荷実験を行った。

2. 実験概要

本実験では、対象ピロティ柱を模擬した原試験体に対し一次載荷により損傷を与えた後、断面修復およびUFCパネル挟込接着補強を行い、その後二次載荷として再び載荷を行った。試験体は2体で、一次載荷における最大経験変形角をパラメータとした。

2.1 原試験体概要

本検討で対象とするピロティ柱の損傷状況を写真1に、断面図を図1に示す。本検討対象柱は、1992年に建設された10階建てRC造共同住宅における1階ピロティ柱であり、熊本地震で梁間方向の地震力を受けてコンクリートが広範囲にわたり剥落した。また、主筋座屈や帯筋破断が確認され、部材損傷度Vと判定された。

本実験で用いた原試験体について、試験体諸元を表1に、試験体概要を図2に示す。原試験体は、上述の検討対象柱の2階梁下までを鉄筋径、鉄筋間隔も含め1/2スケールでモデル化し、同寸法・同

写真1 対象柱被害状況¹⁾

図1 対象柱断面図

¹⁾ 大成建設(元京都大学大学院生) 修士(工学)
(〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1)
²⁾ 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)
(国研)建築研究所構造研究グループ 主任研究員・博士(工学)
³⁾ 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)
⁴⁾ 戸田建設技術開発センター 修士(工学)
⁵⁾ 熊谷組技術研究所 修士(工学)
⁶⁾ 安藤・間技術研究所 修士(工学)
⁷⁾ 前田建設工業(元ICI総合センター) 修士(工学)

¹⁾ Taisei Corporation, (Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.), M.Eng.
²⁾ Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.
³⁾ Senior Research Engineer, Building Research Institute, Dr.Eng.
⁴⁾ Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.
⁵⁾ Research and Development Center, Toda Corporation, M.Eng.
⁶⁾ Research Institute, Kumagai Gumi Co., Ltd., M.Eng.
⁷⁾ Technical Research Institute, Hazama Ando Corporation, M.Eng.
⁸⁾ ICI Center, Maeda Corporation, M.Eng.

配筋のものを2体作製した。主筋は16-D13(SD345)とし、帯筋は載荷方向に2-D6@40(SD295A)、載荷直交方向に4-D6@40(SD295A)とした。また、帯筋は片面フレア溶接による閉鎖型とし、中子筋は両端を135°フックで定着した。コンクリートの最大骨材粒径は15mmとした。打設は試験体を立てた状態で2回に分けて行い、下スタブ上端で打ち継いだ。C-C40T75は一次載荷で変形角(定義は後述) $R=3\%$ まで、C-C40T75Mは一次載荷で $R=0.5\%$ まで載荷した。

2.2 補強方法

本節で示す補修・補強は、一次載荷最終サイクル終了後、軸力を除荷した状態でを行った(載荷方法の詳細は後述)。

2.2.1 断面修復

一次載荷での損傷が大きいC-C40T75については、UFCパネル補強を行う前に以下の手順で断面修復を行った。この際、主筋座屈による鉄筋の孕みや載荷方向のせん断変形を計測し、鉄筋最外縁から10mm以上のかぶり厚さを確保できるように、柱せいを40mm増大させた。図3に断面修復の概要を示す。

- (1) 損傷したカバーおよびコアコンクリートは、電動ハンマー等の機械は用いず手ではつりとった。また、鉄筋の座屈および破断に対する補修や、コンクリートの内部ひび割れに対する樹脂注入等の補修は行わなかった。
- (2) 必要に応じて電動サンダーでコンクリート表面目粗し処理を行い、エチレン酢酸ビニル系合成樹脂吸水調整材を塗布した。
- (3) ビニロン繊維を混入した補修モルタルを吹き付けて断面修復を行い、金コテを用いて表面を仕上げた。

2.2.2 UFCパネル挟込接着補強

UFCパネル挟込接着補強は以下の手順で行った。図4に補強概要を示す。UFCパネルは厚さ30mmとし、1枚ものの大判パネルを柱西面と東面に全面接着した。なお、施工は柱を立てた状態で行った。

- (1) C-C40T75には2.2.1の方法で断面修復を行い、表面をビニールのシートで覆って1週間養生した。C-C40T75Mにはひび割れへの

の樹脂注入などの補修は行わなかった。

- (2) 内部コーン打込み式金属系あと施工アンカー(全長:40mm、外径:12.5mm)によりボルト(M10)を設置した。
- (3) エポキシ樹脂系接着材でUFCパネルを貼付し、あと施工アンカーに設置したボルトとナットを用いてUFCパネルを締め込んだ。その際、UFC打設面を接着面側とし、UFCパネル上下端にはスペーサーを用いて20mmの目地を設けた。なお、C-C40T75Mは接着材を塗布する前に電動サンダーで接着面の目粗しを行った。また、締め込みに用いたナットは、接着材硬化後に緩めた。
- (4) UFCパネル上下端に高強度無収縮モルタルを圧入し、目地部を仕上げ、4週間養生した。

2.3 材料試験結果

柱試験区間のコンクリート、鉄筋、およびUFC、パネル目地用無収縮モルタル、断面修復用補修モルタルの材料試験結果を表2に示す。表中のヤング係数は、それぞれ圧縮強度の1/3の応力における割線弾性係数である。なお、2体のコンクリート圧縮強度の傾向が異なるのは、バッチが異なることによるものと考えられる。

2.4 耐力計算(原試験体)

材料試験に基づく材料強度を用いて試験体の曲げ終局耐力 Q_{mu} 、せん断終局耐力 Q_{su} を算出した結果を表3に示す。 Q_{mu} は建築物の構造関係技術基準解説書⁵⁾に記載の曲げ終局モーメント M_{mu} をせん断スパンで除して算出し、 Q_{su} は修正荒川mean式⁵⁾を用いて算出した。

2.5 載荷方法

載荷は、一次載荷と二次載荷で同一の装置、方法により行った。載荷装置を図5に示す。水平力は300tジャッキ1本により作用させ、800tジャッキ2本により所定の軸力を与えながら、上下スタブの平行を保つように鉛直ジャッキを制御した。軸力載荷経路を図6に示す。軸力はピロティ架構を想定してせん断力に応じて変動させた。基点とする長期軸力 N_0 は文献6)を参考に $0.15bDf'_c$ に設定した。引張側の最大値は文献5)を参考に $-0.75A_g\sigma_y$

表1 原試験体諸元		
試験体名	C-C40T75	C-C40T75M
b : 柱幅(mm)	475	
D : 柱せい(mm)	475	
h_0 : 内法高さ(mm)	1025	
主筋比(%)	0.898	
帯筋比(%)	載荷方向: 0.333 載荷直交方向: 0.666	
せん断スパン比	1.17	
F_c : コンクリート 設計基準強度(N/mm ²)	27	
一次載荷時最大 目標変形角(%)	3.0 (損傷大)	0.5 (損傷小)

図2 原試験体概要(試験区間内、単位: mm)

図3 断面修復概要(単位: mm)

図4 UFCパネル挟込接着補強概要(C-C40T75M)

表 2 材料試験結果

※0.2%オフセット強度

試験体	柱試験区間コンクリート				柱主筋 D13(SD345)	柱帯筋 D6(SD295A)	UFC		目地部無収縮 モルタル	補修 モルタル	
	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)		ヤング係数(kN/mm ²)		降伏強度 σ_y (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)
	一次載荷時	二次載荷時	一次載荷時	二次載荷時							
C-C40T75	41.3	39.8	27.2	26.9	401.8	485.1※	250	55.9	89.5	32.0	51.7
C-C40T75M	40.2	55.0	26.8	29.9	410.9	482.6※			99.3	30.0	-

表 3 耐力計算結果 (原試験体)

試験体	軸力比	曲げ終局耐力時 せん断力 Q_{mu} (kN)	せん断 終局耐力 Q_{su} (kN)	せん断 余裕度 Q_{su}/Q_{mu}
C-C40T75	0.40	1172	955	0.81
	-0.066	60	605	10.1
C-C40T75M	0.40	1153	938	0.81
	-0.069	61	595	9.75

図 5 載荷装置図 (西面)

図 6 軸力載荷経路

(A_g : 柱主筋全断面積(mm²)) とし、圧縮側の最大値は長期軸力 N_0 の2倍に $A_g\sigma_y$ を加えた値を丸めて $0.40bDf'_c$ とした。また、引張側、圧縮側それぞれの最大軸力時における曲げ終局耐力計算値の $1/2$ ($=0.5Q_{mu}$) 時点を折れ点とし、長期軸力時から線形に軸力を増減させた。なお、材料試験によるコンクリート圧縮強度 f'_c は一次載荷時と二次載荷時で異なるが、補強の効果を検証するため、二次載荷時においても一次載荷と同一の軸力経路とした。

水平力は、変位制御による正負交番漸増振幅載荷とした。制御に用いた変形角 R は上下スタブの相対水平変位を柱試験区間内法高さで除して算出した。一次載荷では、変形角 $R=0.03125\%$ において1回、 $R=0.0625\%$, 0.125% , 0.25% , 0.5% , 0.75% , 1.0% , 1.5% , 2% , 3% において各2回の正負繰り返し載荷を基本とし、C-C40T75では $R=3\%$ まで、C-C40T75Mでは $R=0.5\%$ まで載荷を行った。二次載荷では、両試験体ともに上述の基本サイクルを $R=3\%$ まで行った。

3. 実験結果

3.1 実験経過および損傷状況

3.1.1 一次載荷

図7に一次載荷終了時における各試験体西面写真を示す。また、図8にC-C40T75における断面修復後の西面写真を示す。

C-C40T75では、 $R=-0.03125\%$ サイクルで柱全体に曲げおよび引張りひび割れが確認され、 $R=+0.25\%$ サイクルで柱中央付近に細かいせん断ひび割れがわずかに確認された。その後、 $R=+0.5\%$ サイクル、および $+0.75\%$ サイクルでは細かいせん断ひび割れが徐々に部材全体へと増加、進展した。 $R=2\%$ サイクルで柱頭および柱脚付近での主筋の座屈が確認され、 $R=3\%$ サイクルで主筋の座屈により大きく孕んでいたカバーコンクリートが広範囲にわたって剥離、剥落した。

C-C40T75Mでは、C-C40T75の $R=0.5\%$ サイクル終了時までと概ね同様の損傷過程を示した。

3.1.2 二次載荷

図9に各試験体の二次載荷終了時のひび割れを示す。ひび割れ図中の黒線は一次載荷終了時における残留ひび割れを示しており、青線は正載荷時に、赤線は負載荷時に確認したひび割れを示している。また、図中斜線部はカバーコンクリートまたは補修モルタルの剥離を、交線部は剥落を示している。

C-C40T75においては、 $R=+0.125\%$ サイクルで、北面柱頭における

図 7 西面写真 (一次載荷終了時)

図 8 西面写真 (断面修復後)

補修モルタルの仕上げ層が一部外側に孕み出し、同サイクル負側で柱北面および南面全体にわたって曲げおよび引張りひび割れが確認された。その後 $R=+0.25\%$ サイクルでわずかに目地モルタルの剥離、剥落が確認された後、 $R=0.5\%$ サイクルの正側ピーク付近で西面柱脚側の目地モルタルが全幅にわたって圧壊し、破壊に至った。

C-C40T75Mでは、 $R=0.125\%$ サイクルまでの小変形角での負載荷時において、柱北面および南面における一次載荷時の残留ひび割れが開き、これがわずかに進展した。 $R=0.25\%$ サイクルで、西面柱脚側の目地モルタルが一部剥離し、柱脚パネル裏の接着接合部付近に細かな斜めひび割れが見られるようになった。その後、 $R=+0.5\%$ サイクルで目地モルタルの剥落が増大し、 $R=+0.75\%$ サイクルで西面UFCパネルにせん断ひび割れが確認された。 $R=+1\%$ サイクルでは、目地モルタルの圧壊が進行するとともに、パネル裏の細かい斜めひび割れが繋がり、パネルが剥がれるような縦ひび割れとして顕著になった(図10(a))。その後、 $R=+1.5\%$ サイクルで、柱頭付近での主筋の座屈により北面カバーコンクリートが剥離し、同サイクルピークでの観察中に載荷制御が不能になり軸崩壊に至った。最終破壊状況では、西面の目地モルタルが全幅にわたって圧壊し、東面ではUFCパネルのせん断破壊が確認された(図10(b))。

3.2 水平荷重－変形角関係

水平荷重－変形角関係を図11、図12に示す。○は正側および負側の最大耐力、+は主筋引張降伏点、◇は主筋圧縮降伏点、□はせん断補強筋の引張降伏点を示している。また正側最大耐力点から斜めに伸びる破線は、軸力のP-Δ効果による見かけ上の耐力低下を示しており、図12における灰色の破線は一次載荷における結果を示す。

3.2.1 一次荷荷

C-C40T75 では、 $R=-0.0625\%$ サイクルで主筋の引張降伏が確認された。その後 $R=+0.5\%$ サイクルで主筋が圧縮降伏した後、同サイクルのピーク付近で正側の最大耐力 $Q_{max1}^+=1034\text{kN}$ を記録した。その後耐力は低下し、 $R=+0.75\%$ サイクルでせん断補強筋が引張降伏した後、 $R=+1.0\%$ サイクル 2 回目で最大耐力 Q_{max1}^+ の 80% を下回り、限界変形角 R_{u1}^+ に達した。限界変形角は耐力が最大耐力の 80% まで低下した点の変形角とし、 $R_{u1}^+=1.00\%$ であった。その後も耐力は低下し続け、 $R=+3\%$ サイクル 2 回目のピーク点での耐力は最大耐力の 35% であったが、荷終了時まで柱軸方向縮みの急激な増加は見られず、図 6 に示した軸力経路を辿るように軸力を保持していた。なお、正側最大耐力の実験値/計算値は 1.08 であった。負側の最大荷重は $R=-3\%$ サイクルのピーク付近で $Q_{max1}^-=-171\text{kN}$ を示した。

C-C40T75M では、 $R=-0.125\%$ サイクルで主筋引張降伏を確認し、 $R=+0.5\%$ サイクル 1 回目のピーク付近で正側最大耐力 $Q_{max1}^+=1094\text{kN}$ に達した。正側最大耐力に対する実験値/計算値は 1.17 であり、負側最大荷重は $R=-0.5\%$ サイクルピーク付近で $Q_{max1}^-=-92\text{kN}$ を示した。

3.2.2 二次荷荷

C-C40T75 では、 $R=+0.5\%$ サイクル 1 回目のピーク直前に正側の最大耐力 $Q_{max2}^+=761\text{kN}$ を記録し、その直後に目地部の顕著な圧壊と UFC パネルの軽微なせん断ひび割れおよび圧壊を伴って水平荷重が急激に低下したため、荷終了した（図中×）。一次荷荷の最終サイクルに比べれば、断面修復および UFC パネル補強による大幅な剛性および耐力の回復は確認できたが、 Q_{max2}^+/Q_{max1}^+ は 0.74 となり、一次荷荷の最大耐力までは回復しなかった。また、一次荷荷では急激な耐力低下が見られず大変形時まで一定の水平耐力を保持していたのに対し、二次荷荷では最大耐力を記録した直後に急激に耐力低下し、それ以降ほとんど荷重を負担できなかった。負側の最大荷重

には $R=-0.25\%$ サイクルのピーク付近で達し、 $Q_{max2}^-=-29\text{kN}$ であった。

C-C40T75M では、 $R=+0.75\%$ サイクルのピーク付近で正側の最大耐力 $Q_{max2}^+=1248\text{kN}$ に達し、目地モルタルの圧壊が進行するとともに UFC パネルのせん断ひび割れが発生した。その後 $R=+1\%$ サイクルでせん断補強筋の引張降伏が確認され、 $R=+1.5\%$ サイクル 2 回目で最大耐力 Q_{max2}^+ の 80% を下回り、限界変形角が $R_{u2}^+=1.50\%$ となった。 $R=+1.5\%$ サイクル 2 回目ではさらに耐力が低下し、変形を保持しての試験体観察中に東面 UFC パネルのせん断破壊を伴って急激に耐力が低下したため、ここで荷終了した（図中×）。 Q_{max2}^+/Q_{max1}^+ は 1.14 となり、UFC パネル補強により最大耐力が上昇し、C-C40T75 の一次荷荷と比較して限界変形角も向上した。一方で、 $R=1.5\%$ サイクルにおいて急激に耐力低下したことで、荷終了時の変形角は C-C40T75 の一次荷荷の結果よりも小さくなった。負側の最大荷重は $R=-1.5\%$ サイクルのピーク付近で $Q_{max2}^-=-136\text{kN}$ を示した。

4. 補強効果の評価手法の検討

4.1 耐力評価

C-C40T75M について、UFC パネル補強の効果を含めた試験体の曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を算出し、実験結果と比較した。

曲げ終局耐力 M_{mu} は文献 7) を参考にして、文献 5) の等価応力ブロック法を用いた曲げ理論式に、UFC パネルによる補強効果の項を追加して評価した。軸方向力の釣り合いから、式(1)を解いて中立軸位置 x_{n1} を算出し、式(2)から曲げ終局耐力を算出した。算定において、柱と UFC パネルに平面保持を仮定し、断面内の応力およびひずみ分布が図 13 のように表せるとした。柱コンクリートの応力分布は文献 8) を参考に ACI Building Code による応力ブロック係数をもとに評価し、UFC パネルには三角形の応力分布を仮定した。主筋の応力-ひずみ関係には降伏点を折れ点とする完全弾塑性モデル（降伏後は降

伏強度で一定とする)を仮定した。

$$0 = k_1 k_3 f'_c x_{n1} b + \frac{1}{2} \varepsilon_{cu} E_{UFC} t_{UFC} x_{n1} + \sum A_{sc} \sigma_{sc} - \sum A_{st} \sigma_{st} - N \quad (1)$$

$$M_{mu} = -k_1 k_2 k_3 f'_c (x_{n1})^2 b - \varepsilon_{cu} E_{UFC} t_{UFC} \frac{(x_{n1})^2}{6} \quad (2)$$

$$- \sum A_{sc} \sigma_{sc} d_c + \sum A_{st} \sigma_{st} d_t + N \cdot g$$

ここで, k_1, k_2, k_3 : 応力ブロック係数($k_1=0.85-0.05(f'_c-28)/7, k_2=0.5k_1, k_3=0.85$), ε_{cu} : コンクリート圧縮限界ひずみ($=0.003$), E_{UFC} : UFC の弾性係数(N/mm²), t_{UFC} : UFC パネル厚さ (2 枚) (mm), A_{sc}, A_{st} : 圧縮側および引張側各鉄筋の断面積(mm²), σ_{sc}, σ_{st} : 圧縮側および引張側各鉄筋の応力度(N/mm²), d_c, d_t : 圧縮縁から圧縮側および引張側各鉄筋までの距離(mm), g : 圧縮縁から断面重心位置までの距離(mm)

せん断終局耐力 Q_{su} は, 柱と UFC パネルで別々に求めたせん断終局耐力を累加することにより算出した。UFC パネルのせん断終局耐力 Q_{sup} は, 文献 9)におけるアーチ機構負担せん断力の式(3)を用いて算出した。中立軸位置 x_{n2} は文献 9)を参考に, 以下の式(4)により, アーチ機構の角度 θ は式(5)により算出した。有効強度係数 v_0 は, せん断ひび割れが発生することによる圧縮強度の低減を考慮するためのものであるが, UFC は高い引張強度を有しておりその影響は小さいと考えられるため, $v_0=1.0$ とした。UFC パネル負担軸力 N_{UFC} は, コンクリートと UFC のヤング係数比 n を考慮した柱と UFC パネルの等価断面積比から, 式(6)により算出した。柱のせん断終局耐力 Q_{suc} は修正荒川 mean 式⁹⁾を用いて算出し, 柱負担軸力は実験での試験体目標圧縮軸力から UFC パネル負担軸力を差し引いて算出した。

$$Q_{sup} = \frac{1}{2} v_0 \sigma_{UFC} t_{UFC} x_{n2} \sin 2\theta \quad (3)$$

$$x_{n2} = \frac{D}{4} \left(1 + 2 \frac{N_{UFC}}{t_{UFC} D \sigma_{UFC}} \right) \quad (4)$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D - x_{n2}}{L} \quad (5)$$

$$N_{UFC} = N_{max} \times \frac{n A_{UFC}}{A_c} \quad (6)$$

ここで, σ_{UFC} : UFC 圧縮強度(N/mm²), t_{UFC} : UFC パネルの厚さ (2 枚) (mm), D : UFC パネルせい(mm), L : UFC パネル長さ(mm), N_{max} : 試験体目標圧縮軸力(N), n : 柱コンクリートと UFC のヤング係数比($=E_{UFC}/E_c$), A_{UFC} : UFC パネル断面積(mm²), A_c : 柱断面積(mm²)

上述の方法により求めた曲げ終局耐力時せん断力 Q_{mu} およびせん断終局耐力 Q_{su} と実験結果の比較を表 4 に示す。 Q_{mu} は M_{mu} をせん断スパンで除して算出した。また, 耐力計算におけるコンクリート圧縮強度には二次載荷時の値を使用した。ここで, 上述の算定方法は目地モルタルの影響を無視していることから, 式(1), (2)における UFC の弾性係数 E_{UFC} を目地モルタルの弾性係数 E_m に置き換えた場合, 式(3)における UFC 圧縮強度 σ_{UFC} を目地モルタル圧縮強度 σ_{mc} に置き換えた場合についても算出した。なお, σ_{mc} は文献 10)を参考に, UFC パネルおよびコンクリートからの拘束領域を考慮し, 式(7)により圧縮強度を上昇させた。計算結果を表 4 に併せて示す。

$$\sigma_{mc} = \sigma_m + 69 \left(1 - \frac{l}{\sqrt{3} t_{UFC}} \right) \left(1 - \frac{l}{\sqrt{3} D} \right) \quad (7)$$

ここで, σ_m : 材料試験における目地モルタル圧縮強度(N/mm²), l : 目地部高さ(=20mm)

各計算値を比較すると, せん断終局耐力の目地考慮時が最小となり, 実験値/計算値は 0.90 となった。本計算方法では一次載荷の損傷を考慮しておらず, 計算値が過大に評価される結果となった。

図 13 断面内の応力, ひずみ分布

表 4 実験値と計算値の比較

	実験値 (kN)	計算値(kN)				実験値 ／計算値※
		曲げ終局 Q_{mu}		せん断終局 Q_{su}		
		目地 非考慮	目地 考慮	目地 非考慮	目地 考慮	
C-C40T75M 二次載荷	1248	1503	1432	1642	1393	0.90

* 計算値の中で最小のものとする

4.2 一次載荷における損傷の評価

一次載荷における損傷の影響を考慮するために, 柱耐力低減係数 η を導入して, 柱の耐力を低減した。損傷の影響を考慮した曲げ終局耐力 M_{mu} およびせん断終局耐力 Q_{su} の算定式をそれぞれ式(8), 式(9)に示す。ここで本検討では, 曲げ終局耐力とせん断終局耐力に同一の η を用いるが, 厳密には破壊形式や損傷状況に応じて η を適切に設定する必要がある。また, 一次載荷での損傷の影響による柱の軸剛性の低下を適切に評価し, 損傷に応じた柱とパネルの負担軸力を決定する必要があるが, ここでは実用上の簡便性を勘案してこれらを考慮せず, 詳細な検討については今後の課題としたい。

$$M_{mu} = \eta \times M_{muc} + M_{mup} \quad (8)$$

$$Q_{su} = \eta \times Q_{suc} + Q_{sup} \quad (9)$$

ここで, M_{muc} : 曲げ終局耐力時柱負担モーメント(Nmm)($=M_{mu}-M_{mup}$), M_{mup} : 曲げ終局耐力時 UFC パネル負担モーメント(Nmm)($=C_{UFC} \times d_{UFC}$), C_{UFC} : UFC パネル圧縮合力(N), d_{UFC} : UFC パネル圧縮合力作用位置から断面重心位置までの距離(mm)

柱耐力低減係数 η は, 以下の三つの方法により算出した。

(1) 柱の残存耐力から算定する場合

図 14 に残存耐力の概念図を示す。C-C40T75 一次載荷実験結果において, 正側最大耐力に対する $R=0.5\%$ サイクル 2 回目終了時以降の最大耐力の比 0.94 を柱耐力低減係数 η として採用する。

(2) 柱の残存エネルギーから算出する場合

被災度区分判定基準²⁾で提案されている耐震性能低減係数 η を, C-C40T75 一次載荷実験結果から算出し, これを柱耐力低減係数 η として採用する。耐震性能低減係数 η は文献 2), 11)に基づき, 全エネルギー吸収量に対する残存エネルギー吸収量の比($=0.85$)として算出した。全エネルギー吸収量は, 正側の荷重-変形関係における終局変形位置までの包絡線に囲まれた面積として算出し, 残存エネルギー吸収量は, $R=0.5\%$ サイクル以降の履歴曲線における終局変形位置までの包絡線に囲まれた面積として算出した(図 15)。終局変形位置はせん断破壊により軸支持能力が低下し, 軸方向縮みが増加し始める点とした。

(3) 耐震性能低減係数 η の基準値²⁾を採用する場合

被災度区分判定基準²⁾で提案されている耐震性能低減係数 η の基準値(対象柱の建設年代と部材形状より「曲げせん断柱」の値)を柱耐力低減係数 η として直接採用する。C-C40T75M 試験体は, 一次載荷で最大耐力に達する程度の変形を経験していることから, 部材損傷度 III と判定され, $\eta=0.40$ となる。一方で, 被災度区分判定基準²⁾における損傷の目安から損傷度判定を行った場合, C-C40T75M の

一次載荷終了時における残留せん断ひび割れ幅は実寸換算で0.1mm（実測値の2倍）であり、部材損傷度Iと判定される。ここに損傷度判定の差異が生じた原因として、本試験体では、せん断補強筋の間隔が比較的狭いことで、細かな斜めひび割れが分散して発生し、結果としてせん断ひび割れ幅が比較的小さな値に留まったことが挙げられる。このように現行の基準では、本試験体のような損傷過程を示す柱に対して損傷度を小さく判定する場合があります、これを適切に評価するための損傷状況の目安の改善が今後必要である。

上述の方法により、損傷の影響を考慮した曲げ終局耐力時せん断力 Q_{mu} およびせん断終局耐力 Q_{su} と実験結果の比較を表5に示す。柱耐力低減係数 η に、上述(1)の残存耐力から算出した値を採用した場合、計算値が実験値を過大評価した。これは、本算出方法では剛性の低下や二次載荷における繰り返しの影響等を適切に評価できていないことが原因であると考えられる。一方で、 η に、上述(2)の残存エネルギーから算出した値を採用した場合、実験値／計算値は1.00となり、精度よく評価することができた。 η に、上述(3)の耐震性能低減係数の基準値を採用した場合、計算値が実験値を過小評価した。これは、 η の基準値が複数の実験結果を参考に、数値が安全側になるように丸めて決められたものであり、値が小さめに設定されていることが原因であると考えられる。なお、柱のせん断終局耐力算出に用いた修正荒川 mean 式の予測精度（文献12）より、せん断破壊型試験体計299体に対し、実験値／計算値の平均値が1.38）を考慮すると、 η に上述(2)の値を用いた場合においても、得られた計算値が大きめの評価であることが考えられる。この要因として、本せん断終局耐力は、柱とUFCパネルのせん断終局耐力を単純累加して算出していることが挙げられるが、実際は柱とパネルが同時にそれぞれの終局耐力を発揮することは考えにくく、せん断終局耐力の算定において両者の変形を適切に考慮することが今後の課題である。

図14 残存耐力（概念図）

図15 残存エネルギー（概念図）

表5 実験値と計算値の再比較

	実験値 (kN)	計算値			実験値 ／計算値※	
		柱耐力 低減係数 η	曲げ終局 Q_{mu} (kN)	せん断終局 Q_{su} (kN)		
		算出方法	値	目地考慮		
C-C40T75M 二次載荷	1248	(1)より	0.94	1357	1334	0.94
		(2)より	0.85	1245	1244	1.00
		(3)より	0.40	685	796	1.82

※ 計算値の中で最小のものとする

5. まとめ

本報では、損傷を与えたRC造ピロティ柱試験体に対しUFCパネル挟込接着補強を施し載荷実験を行うことで、損傷を受けた柱に対する本補強効果を調べた。また本補強効果の評価手法に関する検討を行った。本検討により得られた知見を以下に示す。

- 一次載荷により変形角 $R=3\%$ まで載荷したC-C40T75試験体は、断面修復およびUFCパネル補強による十分な耐力回復は見られ

ず、一次載荷時最大耐力の74%に留まった。また、目地モルタルが全幅にわたって圧壊することで脆性的に破壊した。

- 一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験したC-C40T75M試験体は、UFCパネル補強により、一次載荷時の1.14倍の最大耐力を発揮した。一方で、目地モルタルの圧壊やUFCパネルのせん断ひび割れに起因して最大耐力が決定され、また、UFCパネルのせん断破壊により脆性的な破壊に至ったことで、載荷終了時における変形角の向上は見られなかった。
- 等価応力ブロック法を用いた曲げ理論式にUFCパネル項を追加して算出した曲げ終局耐力と、等価断面積比に基づく軸力分担から求めた柱とパネルのせん断耐力を累加したせん断終局耐力を算出した。柱耐力に柱の残存エネルギーから算出した低減係数を適用し、一次載荷での損傷の影響を考慮することで、C-C40T75M二次載荷での正側最大耐力の実験値／計算値は1.00となった。

本補修・補強方法でC-C40T75一次載荷程度の損傷を受けた柱に対して耐力の向上まで期待するのは難しく、UFCパネルの構造詳細改善や本補強が対象とする損傷の程度のも明確化が今後の課題となる。

謝辞

本研究は、官民研究開発投資拡大プログラム（PRISM）革新的建設・インフラ維持管理技術／革新的防災・減災技術（統括：田代民治）における「仮設・復興住宅の早期整備による応急対応促進（PD：緑川光正）」、建築研究所指定研究課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」により実施した。実験では、(株)クラレ、太平洋セメント(株)、三菱ケミカルインフラテック(株)、京都大学・野村昌弘氏に協力頂いた。ここに謝意を示す。

参考文献

- 国立研究開発法人建築研究所：平成28年（2016年）熊本地震建築物被害調査報告（速報），建築研究資料，No.173，2016
- 日本建築防災協会：2015年改訂版震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016.3
- 内田崇彦ほか：壁付きRC造架構を対象としたUFCパネルによる損傷低減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験（その1）～（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.291-298，2017.8
- 久保佳祐ほか：壁付きRC造架構を対象としたUFCパネルによる損傷低減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験（その5）～（その10），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.389-400，2018.9
- 国土技術政策総合研究所，建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- Tani, M., et al. : Analytical Study on Residential R/C Building with Soft First Story Damaged in The 2016 Kumamoto Earthquake Using Finite Element Method, AIJ Journal of Technology and Design, Vol.25, No. 59, pp.171-176, 2019 (in Japanese)
- 谷昌典ほか：2016年熊本地震で被災したピロティ形式RC造集合住宅の有限要素解析，日本建築学会技術報告集，Vol.25, No.59, pp.171-176，2019
- 久保佳祐ほか：UFCパネル補強したRC造軸壁付き柱の骨格曲線評価，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.40, No.2, pp.973-978，2018
- 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015.2
- Hibino, Y., et al. : Shear Strength of Reinforced Concrete Columns with Low Web Reinforcement Considering Compressive Strut Shape, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.77, No.677, pp.1113-1122, 2012.7 (in Japanese)
- 日比野陽ほか：横補強筋量が少ない鉄筋コンクリート柱部材の圧縮ストラット形状の変化と終局せん断強度，日本建築学会構造系論文集，Vol.77, No.677, pp.1113-1122，2012.7
- 今井和正ほか：超高強度プレキャスト柱における接合モルタルの圧縮特性，コンクリート工学テクニカルレポート，第48巻2号，pp.24-30，2010
- 伊藤淑絃ほか：せん断破壊する鉄筋コンクリート造柱・壁部材の残存耐震性能の検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.35, No.2, pp.859-864，2013
- 向井智久ほか：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証（2020年版），建築研究資料，No.175，2020.3

[2021年2月1日原稿受理 2021年4月27日採用決定]