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

ULTIMATE STRENGTH OF R/C COLUMN RETROFITTED BY PRECAST WING WALLS WITH ULTRA HIGH STRENGTH FIBER REINFORCED CONCRETE

向井 智久^{*1}, 福山 洋^{*2}, 諏訪田 晴彦^{*3}, 白井 一義^{*4}, 衣笠 秀行^{*5}

*Tomohisa MUKAI, Hiroshi FUKUYAMA, Haruhiko SUWADA,
Kazuyoshi SHIRAI and Hideyuki KINUGASA*

It is expected that Ultra high strength Fiber reinforced Concrete (UFC) is effective for seismic retrofit of medium-rise old buildings in the light of not only an improvement of strength but ductility. This paper presents the behavior of old RC column retrofitted by precast UFC wing wall and the observed failure mode by experimental tests. It is confirmed that the difference of connection detail between RC and UFC wing wall influences the effect of seismic retrofit in the test. The simple shear transfer mechanism is proposed and consists of the diagonal compressive strut in the wing walls and the tensile strut due to main bars in RC column for the specimen connected UFC wing wall using epoxy resin adhesive. Based on the proposed shear transfer mechanism, the evaluation method for ultimate strength for RC column with UFC wing wall is suggested.

Keywords: Ultra High Strength Fiber Concrete, Seismic Retrofit, Ultimate Strength, Shear Transfer Mechanism, Precast Wall Panel

UFC, 耐震補強, 終局強度, せん断伝達機構, プレキャスト壁板

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造の袖壁は効果的な耐震補強要素として用いられることが多い。現行の耐震改修設計指針¹⁾においても標準的な工法として記載されており、これまでも数多くの研究が実施されている。補強工法としては主として、1)RC 造袖壁を後から打設し既存柱部材と一体化させる工法^{例え 2, 3 など}、2)プレキャスト RC 造袖壁を既存柱部材に接合させて一体化させる工法^{例え 4 など}、3)RC 造既存袖壁付き柱部材全体を補強する工法^{例え 5, 6 など}がある。これらの補強工法の共通点は、いずれも袖壁部分は主として RC 造であり、その端部の圧縮応力に対する抵抗性能によって概ねその補強効果が決定する。従って、比較的軸力が小さい低層 RC 造に強度型補強を実施するには適しているが、応答変形の制御が難しくなる中高層 RC 造建物を対象に強度および靱性補強を行う場合には、袖壁端部の圧縮力に対する十分な対策が必要となるため、厚さの大きい壁と多くの補強筋による重量の増大による基礎構造の負担増に加え、接合部の密な配筋の収まりが課題となる。一方で、袖壁が柱部材との鉛直接合面において滑り、その後それぞれが分離して挙動する場合に終局せん断強度が小さくなる指摘³⁾があり、その場合の部材の終局強度を適切に評価する必要がある。

そのような背景の元、筆者らは、超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）材料によるプレキャスト（Pca）壁部材を用いて、既存 RC 造躯体に対する利用を目指した耐震補強実現のための一連

の基礎的研究を行ってきた⁷⁻¹⁶⁾。UFC は反応性微粉末と鋼繊維からなる緻密質なセメント複合材料で、適切な繊維補強を行うことで、超高強度、高耐久に加え、優れた靱性を併せ持つことから壁厚の薄型化に寄与する。これまでの研究成果では、本工法による補強効果を高めるため、PcaUFC 壁と既存 RC との接合部要素実験に基づき、PcaUFC 袖壁と既存 RC 柱をあと施工アンカーによって緊結することで袖壁にも大きなせん断力を負担させ顕著な強度向上効果を目指した補強工法に加え、袖壁には斜めの圧縮力の伝達のみを期待し、それによる強度靱性の向上効果を目指し、かつ施工が容易な補強工法の 2 種類を対象として、部材レベルの構造実験によってその補強効果の確認を行ってきたが、耐震補強設計時に必要となる補強された部材の終局強度の評価方法が必要であった。

そこで本論では、構造実験から得られた損傷性状や補強効果を分析し、本工法における補強効果を説明できる抵抗機構に基づき、補強後の部材の終局強度の評価方法を提案する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は既存 RC 柱 1 体と RC 柱を UFC 袖壁で補強した試験体 4 体の計 5 体(表 1)である。試験体パラメータは、柱の破壊モード（主筋量）と接合方法である。接合方法は図 1 に示す柱と袖壁の一体性確保を意図した試験体と、鉛直接合面にて袖壁が滑ることで柱との

^{*1} 独立行政法人建築研究所 主任研究員・博士(工学)

^{*2} 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ長・工博

^{*3} 国土技術政策総合研究所 主任研究官・博士(工学)

^{*4} (株)太平洋コンサルタント 博士(工学)

^{*5} 東京理科大学理工学部建築学科 教授・工博

Senior Research Engineer, Building Research Institute, Dr. Eng.

Director of Structural Research Department, Building Research Institute, Dr. Eng.

Senior Research Engineer, National Institute for Land and Infrastructure Management, Dr. Eng.

Taiheiyo Consultant, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Engineering, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

一体性が確保されない（分離した）状態で水平力に抵抗し、かつ施工が容易な試験体である。試験体規模は実大の 1/2 スケールとした。

i) C-0.68（せん断柱試験体）

補強対象となるせん断破壊先行型の柱で、せん断余裕度は 0.68 である。なお、せん断余裕度算定時における終局強度式は、せん断は大野荒川 min 式を、曲げは略算式を用いている。

ii) UWW-HV-0.68（せん断柱一体型補強試験体）

接合部での応力伝達性能を向上させることを目的に充填部に UFC を現場打設し、既存 RC 躯体の表面は目荒らしを施した間接接合法^{17,18)}を用いた補強試験体である。補強対象は前述の柱（C-0.68）で、接合部における接合筋量はアンカー筋ピッチが 7.5da となるよう配置¹⁾した。充填部と接する UFC 袖壁面には、充填部とのせん断伝達性能を向上させる目的でコッターによる凹凸面を設けた（図 3 中央）。また UFC が鋼繊維を含むことでせん断伝達性能は十分に高い¹⁷⁾ため、充填部にスパイラル筋は配していない。あと施工アンカーの種類は接着系で、先端部は斜め 45 度にカットし、回転打撃法で施工した。以上の通り、袖壁と既存柱を一体化させ水平力に抵抗するよう、あと施工アンカーを用いて接合（図 1 左、下一体型

補強）し、大きな強度向上効果を期待した試験体である。ここでは鉛直接合部の破壊で最大耐力を迎えることは一体型とみなす。

iii) UWW-E-0.68（せん断柱分離型補強試験体）

簡易な接合に関する施工法として、接合部に接合筋を配さない接着工法（図 1 右、以下分離型補強）を提案する。その接合方法は、UFC 袖壁と既存 RC 躯体とのクリアランス（10mm）にパテ状エポキシ樹脂を注入し接着した。その際、躯体の接着面は目荒らしを施し、コッターは設けていない。補強対象は前述のせん断柱（C-0.68）である。UFC 袖壁が柱と分離した状態で水平力に抵抗することを想定し、それによる強度・靱性向上効果を期待した試験体である。

iv) UWW-E-0.91（曲げ柱分離型補強試験体）

せん断柱分離型補強試験体である UWW-E-0.68 と同様の接着工法を採用した。ただし補強対象は曲げ破壊先行型の柱である。

v) UWW-E-NC（抵抗機構検討用試験体）

UWW-E-0.68 の既存柱の中央部にコンクリートを打設しないことで、柱の負担せん断力を取り除くことを意図した試験体で、一体性が喪失した後の両 UFC 袖壁の補強効果や中央柱の変形に伴う負担軸力など、袖壁を介した抵抗機構を検討するための試験体である。

2.2 加力計画

図2に示す装置を用い、4本の鉛直ジャッキ（中央位置のジャッキは試験体の前後にそれぞれ配置）により、試験体に長期軸力（軸力比0.17（約375kN））並びに逆対称モーメントを作用させた。水平加力は水平ジャッキにより正負交番繰り返し載荷を行った。変形制御には、加力芯位置で計測した相対変位を用い、部材角 $R=\pm 1/6400, 1/3200, 1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/25$ に達した変形で繰り返し載荷を行った。なお、 $R=\pm 1/400$ 以降の変形角は同サイクルで2回ずつ繰り返した。また、UWW-E-NCはせん断伝達機構を検討するため長期軸力は極力0となるよう制御した。また、UWW-E-0.91のみ高軸力下の履歴を確認するため前述の加力サイクルを全て行った後に、軸力比 η を0.17から0.40（約900kN）に上昇させ、変形角ピーク $R=\pm 1/25\text{rad}$ を1サイクル載荷した。

2.3 計測計画

図3のとおり、既存RC柱の主筋やせん断補強筋、一体型は接合筋の歪みも計測した。また柱については曲げ変形、せん断変形を、UFC袖壁部分は、曲げ変形、せん断変形、抜け出し変形を、接合部は接合面滑り及び接合開き変形を計測した（図4）。また、各変形のピーク時において柱および袖壁、そして充填部のひび割れ位置と損傷程度を記録した。

2.4 材料試験結果

表2に本試験体に用いた材料試験結果を示す。なおUFCPCa壁は蒸気養生90℃24時間、現場打設したUFCは電熱シートで60℃20時間で養生し、高強度の発現を図った。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

i)せん断柱試験体 C-0.68（図5、図5-9の凡例は図9下に示す）

部材角 $R=\pm 1/400\text{rad}$ 付近で柱頭柱脚に曲げひび割れが発生、 $R=\pm 1/200\text{rad}$ 付近で曲げひび割れが進展し、曲げせん断ひび割れとなった。 $R=+1/150\text{rad}$ 付近でアーチ状のせん断ひび割れが卓越、せん断補強筋が降伏し、最大耐力を迎えた。 $R=+1/100\text{rad}$ 付近でアーチ状のせん断ひび割れが付着割裂ひび割れとなって進展（写真1）し、急激に耐力低下した。最大耐力は正側で $Q=236.8\text{kN}$ 、負側で $Q=-205.9\text{kN}$ であった。

ii)せん断柱一体型補強試験体 UWW-HV-0.68（図6）

$R=\pm 1/400\text{rad}$ ではUFC袖壁端部とスタブ部分との間および柱端部に曲げひび割れが発生し、鉛直接合部にせん断ひび割れが発生した。 $R=\pm 1/200\text{rad}$ では柱頭柱脚のせん断補強筋が降伏し、柱にせん断ひび割れが発生し、UFC袖壁に柱と一体として形成しているアーチ状のせん断ひび割れが発生した。 $R=\pm 1/100\text{rad}$ で鉛直接合部にひび割れが多く見られた。 $R=\pm 1/50\text{rad}$ に鉛直接合部に生じていたひび割れ（写真2）がつながり、柱と袖壁が分離し、水平接合部のUFC充填部分がせん断破壊し、UFC袖壁に設けたコッターが支圧破壊し、耐力低下した。 $R=\pm 1/25\text{rad}$ で水平接合部のUFC充填部側に圧壊が見られ、さらに耐力低下し、1サイクル目では400kNを上回る程度であったが2サイクル目ではスリップ性状が卓越し剛性が大きく低下した。最大耐力は一体性を保っていたと思われる $R=+1/100\text{rad}$ で、 $Q=588.7\text{kN}$ であった。最大耐力以降は耐力が低下し、柱部材のコンクリートの剥落を含めた損傷も顕著であった。

図5 C-0.68 荷重変形角関係

図6 UWW-HV-0.68 荷重変形角関係

図7 UWW-E-0.68 荷重変形角関係

図8 UWW-E-0.91 荷重変形角関係

図9 UWW-E-NC 荷重変形角関係

□ 主筋降伏 ■ 補強筋降伏 ▣ 水平接合部アンカー筋降伏 ◇ 袖壁端部圧壊
△ 曲げひび割れ（柱）▲ 曲げひび割れ（袖壁）▲ 曲げひび割れ（柱+袖壁）
○ せん断ひび割れ（柱）● せん断ひび割れ（袖壁）● せん断ひび割れ（柱+袖壁）

写真1 C-0.68
破壊性状写真
 $R=+1/50\text{rad}$.

写真2 UWW-HV-0.68
破壊性状写真
 $R=+1/50\text{rad}$.

写真3 UWW-E-0.68
破壊性状写真
 $R=+1/50\text{rad}$.

写真4 UWW-E-0.91
破壊性状写真
 $R=+1/50\text{rad}$.

写真5 UWW-E-NC
破壊性状写真
 $R=+1/50\text{rad}$.

iii)せん断柱分離型補強試験体 UWW-E-0.68 (図 7)

R=± 1/800rad.では UFC 袖壁水平接合部とスタブ部分との境界に曲げひび割れが見られ、接着剤の接着力によりスタブコンクリートが剥離した。R=± 1/400rad.にかけて、柱にトラス状のせん断ひび割れが、鉛直接合部のエポキシ樹脂部分にもせん断ひび割れが発生し、UFC 袖壁には柱と一体として形成しているアーチ状のせん断ひび割れが発生した。R=± 1/200rad.の 1 サイクル目に柱頭のせん断補強筋が降伏し、R=± 1/200rad.の 2 サイクル目に鉛直接合部の各ひび割れがつながり、柱と袖壁が分離した。R=± 1/100rad.ではさらに材端のせん断補強筋が降伏したものの、柱のせん断ひび割れ幅は大きくならず、柱端部の主筋が降伏した。また北側袖壁隅角部に圧縮応力の負担によるひび割れが見られた。R=± 1/25rad.で UFC 袖壁隅角部に圧壊が見られ、1 サイクル目では 350kN を上回る程度であったが、2 サイクル目ではスリップ性状が卓越し剛性が大きく低下した。最大耐力は一体性を保った R=+1/200rad.で Q=421.6kN、分離後は R=+1/100rad.で Q=397.6kN であった。最大耐力以降は耐力は緩やかに低下し、柱部材のコンクリートのひび割れによる損傷は顕著であったが、袖壁部の損傷は軽微であった (写真 3)。

iv)曲げ柱分離型補強試験体 UWW-E-0.91 (図 8)

R=± 1/800rad.ではせん断柱分離型補強試験体である UWW-E-0.68 同様の損傷が見られた。R=± 1/400rad.にかけて柱に曲げひび割れが発生し、UFC 袖壁には UWW-E-0.68 同様アーチ状のせん断ひび割れが発生した。R=± 1/200rad.付近で柱頭の主筋が降伏し、鉛直接合部の各ひび割れがつながり、柱と袖壁が分離した。それに伴い UFC 袖壁隅角部にひび割れが発生した。R=± 1/100rad.では柱端部の主筋が降伏し、UFC 袖壁隅角部に圧壊の兆候が見られた。R=± 1/50rad.では柱端部のかぶりコンクリートが剥落した。R=± 1/25rad.で UFC 袖壁隅角部に圧壊が見られた。最大耐力は一体性を保っていた R=+1/200rad.で Q=386.8kN、分離後は R=+1/100rad.で Q=309.3kN であった。最大耐力以降は耐力は緩やかに低下し、柱部材のコンクリートのひび割れによる損傷も比較的抑えられていた (写真 4)。

v)抵抗機構検討用試験体 UWW-E-NC (図 9)

R=± 1/800rad.ではせん断柱分離型補強試験体である UWW-E-0.68

図10 せん断伝達機構概念図

図13 袖壁変形成分 (UWW-E-0.68)

図11 袖壁付柱の両端部の歪み度分布

図14 袖壁脚部回転変形算出方法

図12 袖壁鉛直接合部滑り変形 (UWW-E-0.68)

図15 全柱主筋に生じた引張応力 (UWW-E-NC)

同様の損傷が見られた。R=± 1/400rad.にかけては鉛直接合部の各ひび割れがつながり、柱と袖壁が分離した。それに伴い UFC 袖壁隅角部引張側にひび割れが発生した。R=± 1/50rad. (写真 5) では部材中央位置の柱主筋が降伏した。これは袖壁の回転挙動によるものと考えられるため、3.2 で詳述する。R=± 1/25rad.で柱と袖壁が接した箇所で圧縮応力によるひび割れ損傷が見られた。また、大きい変形領域で 2 サイクル目にスリップ性状が卓越した。最大耐力は R=± 1/25rad.で正側で Q=310.3kN、負側で Q=-296.1kN であった。

3.2 せん断伝達機構

既往の実験結果⁷⁾では UFC 袖壁で補強した曲げ破壊する柱に対し、袖壁が柱と分離する挙動が確認された。しかしながら、分離後の最大耐力は柱及び袖壁単体の曲げ耐力の総和で評価することができず、別の抵抗機構が存在したと推測される。本論で示したいいずれの分離型補強試験体も、最終的には柱と袖壁の鉛直接合部間で滑り変形が生じ、柱と袖壁が一体性を保持できなくなった。その後、柱と分離した袖壁は、水平挙動を抑制する斜材として働き、柱は主として引張応力を負担することで、図 10 右に示すせん断伝達機構を形成すると仮定し、実験結果を検証する。

i) 一体性を維持できる変形角

せん断柱一体型補強試験体である UWW-HV-0.68 の柱主筋、袖壁アンカー筋の頭部・脚部の歪み度分布 (R=+1/100rad.と -1/100rad.) を図 11 に示す。図より、正側の R=+1/100rad.では概ね一体性を維持し、その後、鉛直接合部が破壊して R=-1/100rad.ではその一体性が失われる。また、同変形角時に最大耐力を迎えていたことにも対応する。一方、エポキシ樹脂で接着した試験体ではひび割れ (柱とエポキシ樹脂間の鉛直接合部の目開き) と耐力が頭打ちしたことから R=±1/200rad.で分離する。あと施工アンカーとエポキシ樹脂による工法の違いにより一体性を維持できる変形角が異なる。

ii) 袖壁に生じる変形成分

せん断柱分離型補強試験体である UWW-E-0.68 の袖壁の鉛直滑り変形を図 12 に示す。鉛直滑り変形は図 4 に示した変位計 (VS) より計測した。接合部の損傷が大きくなり、袖壁が分離したと思われる R=1/200rad.の時点で鉛直滑り変形は 1mm 程度であり、それ以降

の変形角から増大する。

南側袖壁（図 3）で計測した変位を用いて、袖壁の変形成分の割合を図 13 に示す。対象としたのは反曲点（部材高さ中央）より下部の変形とした。変形分離の内訳は（1）式に示すようにせん断変形 δ_s 、曲げ変形 δ_m 、回転変形 δ_r である。せん断変形 δ_s 、曲げ変形 δ_m はそれぞれ文献 19)における算出方法を用いた。回転変形 δ_r の算出方法を図 14 に示す。図 13 より袖壁との一体性を喪失した $R=1/200\text{rad}$ を境に、回転変形 δ_r が卓越することが分かる。

$$\delta_{\text{total}}/2 = \delta_s + \delta_m + \delta_r \quad (1)$$

δ_{total} : 全体変形, δ_s : PCa 壁部せん断変形, δ_m : PCa 壁部曲げ変形, δ_r : PCa 壁部脚部回転変形(図 14 参照)

iii) トラス機構により柱に生じる引張力

ii) で述べた通り、袖壁分離後は袖壁の回転挙動が卓越するため、図 10 右に示す抵抗機構を形成することで、柱主筋は引張応力を負担し、柱部材の負担せん断力および軸力を軽減していると考えられる。そこで、長期軸力（375kN）をほぼ排除した抵抗機構検証用試験体 UWW-E-NC で柱主筋に生じた引張応力を歪みゲージ（図 3）から算出した値を図 15 に示す。図より柱主筋が負担した応力は変形角の増大に伴って増加し最大 750kN 程度であり、柱主筋が全引張降伏する応力（817.4kN）以下であるものの、1/100rad.においても長期軸力である 375kN を上回っており、柱の負担軸力の緩和効果は大きい。このことは 3.1 で述べたように、せん断柱分離型補強試験体である UWW-E-0.68 試験体の柱のせん断補強筋が降伏した後に、柱主筋が降伏する現象もこの抵抗機構により説明できる。また、柱の負担する軸力軽減に伴い、柱の負担せん断力も徐々に低下し、曲げ柱(UWW-E-0.91)を補強した場合であっても、変形の増大に伴い、柱の負担軸力を軽減したことで負担せん断力が低下し、緩やかな耐力低下が見られたものと考えられる。また、UFC 袖壁が大変形に至るまで脆性的な破壊をせず、大きな強度靱性の向上効果を発揮するだけでなく、柱の軸力も負担することで、せん断柱部材の軸力保持能力を高める効果も期待できる。さらには写真 3, 4 で示したように UFC 袖壁に生じるひび割れの程度は小さく損傷軽減効果も期待できる補強工法であり、地震後に継続使用する必要のある用途においては有用であると考えられる。

iv) 軸力の違いによる袖壁の性状の変化

曲げ柱分離型補強試験体である UWW-E-0.91 で軸力比を変化させて载荷を行った履歴の比較を図 16 に示す。軸力比を 0.17 から 0.4 に上げると、 $R=\pm 1/25\text{rad}$ の時点で約 100kN 程度の耐力差が生じた。柱の負担せん断力の上昇分を、軸力変更前後における柱単体の曲げ終局強度（袖壁の回転挙動による柱の軸力減少分は無視）の差を算定した結果、約 40kN 程度であった。実際には、袖壁の回転変形による柱の負担軸力の減少を考慮すれば、軸力の増加に伴う袖壁の回転耐力の増加により部材の負担せん断力が上昇したと考えられる。

図16 軸力比による履歴の変化(UWW-E-0.91)

3.3 破壊モードと耐力式

図 10 に示した抵抗機構を基に、袖壁一体型試験体で起こりうる主たる破壊モードは、「袖壁付き柱一体せん断破壊」、「袖壁鉛直接合部せん断破壊」、「曲げ終局破壊」の 3 種が考えられる。本実験では、袖壁鉛直接合部せん断破壊が確認された。また、袖壁分離型補強試験体で起こりうる主たる破壊モードは、「袖壁端部の圧縮破壊」、「袖壁（せん断伝達用斜材）の座屈破壊」、「袖壁のせん断破壊」、「袖壁と接する梁のパンチングシア破壊」、「袖壁水平接合部滑り破壊」、「柱全主筋の軸引張降伏」の 6 種が考えられる。実験結果より、スタブは剛に作成していること、柱全主筋の軸引張降伏及び水平接合部の滑りおよび袖壁の座屈およびせん断破壊は確認されていない。以下に想定される各破壊モードにおける終局強度の評価式を示す。なお各式で用いた記号は最後に纏めて示す。

i) 袖壁一体型補強における終局強度評価

せん断の破壊モードは一体でせん断伝達し破壊に至る場合と袖壁が分離し一体性を維持できなくなった場合の 2 通りについて検討した。なお、破壊モードとしては曲げ終局破壊も想定されるため、評価式を③に示す。

①袖壁付き柱一体せん断破壊

RC 袖壁付き柱のせん断終局強度として柱負担分と袖壁負担分の累加で求める式が提案²⁰⁾されている。その考え方を参考にする場合、袖壁に拘束された柱部分の強度を特定する必要がある。当該部分は拘束されていない柱部分に比べ強度が高いことが予想されるが、ここではその定量的な評価は難しいことから、本論では安全側に Q_u は RC 柱単体のせん断終局強度（荒川 mean 式）、 Q_{suw} は両袖壁のせん断終局強度（式（3））とし、式（2）を用いて算定する。

$$Q_u = Q_{suw} + Q_c + 0.1N_L \quad (2)$$

$$Q_{suw} = \tau_{su} \cdot t \cdot (L_{w1} + L_{w2}) \quad (3)$$

②袖壁鉛直接合部せん断破壊

式（4）は柱の負担せん断力 Q_c と袖壁鉛直接合部せん断破壊耐力 Q_u の水平分力の和で求める式である。鉛直接合部のせん断破壊は、袖壁の 2 つの鉛直接合面である既存 RC と充填部の接合面（式中 min 内第 1 項）、充填部と PcaUFC 袖壁との接合面（式中 min 内第 2 項）又は充填部分の破壊（式中 min 内第 3 項）のいずれか最小値で決定する。なお、充填部と袖壁との接合面はコッターのせん断伝達も考慮しており、コッターの底面でせん断破壊する場合とコッター側面で圧縮破壊する場合の 2 通りの内、小さい荷重を採用¹⁷⁾する。なお、UFC の圧縮強度が極めて大きいことから通常の普通強度鉄筋では UFC 側が圧縮で破壊することはないため、ここでの接合筋の負担せん断力は式（5-2）としている。また、鉛直接合筋に生じる全引張応力を抗力とした摩擦抵抗を式（5-4）のように考え、全鉛直接合筋が降伏する耐力の α 倍とした。今回は、一体型試験体の実験結果より $R=\pm 1/100\text{rad}$ 時点で示した歪みゲージの値から $\alpha=0.3$ として検討した。

$$Q_u = Q_c + (\min(n_{dw11} \cdot Q_{dw11}, n_{dw12} \cdot Q_{dw12} + n_{sky2} \cdot Q_{sky2}, \tau_{jsu} \cdot t \cdot H) + Q_{frc}) \cdot \tan \theta_a \quad (4)$$

$$Q_{dw11} = \min \left(0.7 s_{ae} \cdot \sigma_y, 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s_{ae} \right) \quad (5-1)$$

$$Q_{dw12} = 0.7 a_t \cdot \sigma_y \quad (5-2)$$

$$Q_{sky2} = \min \left(A_p \cdot \sigma_{Bj} \cdot 0.5 \sqrt{\sigma_{Bj} \cdot \sigma_{tj} \cdot A_{sc}} \right) \quad (5-3)$$

$$Q_{frc} = \mu \cdot N = \alpha \cdot n_{dw11} \cdot s_{ae} \cdot \sigma_y \quad (5-4)$$

③曲げ終局破壊

本論では平面保持の仮定に基づく曲げ断面解析により算出した。なお、曲げ終局モーメント算定時の圧縮側のモデルとして、等価長方形ブロックではなく、袖壁圧縮端部が UFC 最大強度時の歪み $\epsilon_u (= \sigma_{Bw}/E_{Bw})$ に達した時点における圧縮応力度分布を用いた。

ii) 袖壁分離型補強における終局強度評価

袖壁分離型の抵抗機構は袖壁及び柱寸法からトラス機構（ストラット角度 θ ）が定まり、袖壁付き柱全体の耐力 Q_u を柱負担分 Q_c と両袖壁に作用するトラス負担分の和 $2Q_t$ で算定（式（6））する。なお、 Q_c は荒川 mean 式を用いており、算定に用いた軸力は実験で作用させた一定軸力である。また、トラス負担せん断力 Q_t は前述の通り 6 種類が考えられ、それぞれに耐力式を示す。なお前述の抵抗機構の性質上、柱主筋全降伏時耐力 Q_{t6} がトラス負担耐力の上限値となる。袖壁付き柱の終局強度は、これらのトラス耐力の最小値を採用することで算定する。

$$Q_u = Q_c + 2Q_t \quad (6)$$

$$Q_t = \min(Q_{t1}, Q_{t2}, Q_{t3}, Q_{t4}, Q_{t5}, Q_{t6}) \leq Q_{t6} \quad (7)$$

①袖壁の圧縮破壊

文献 1 に基づき、式（8）により耐力を算定する場合は、有効斜材幅比 α_B を決める必要がある。文献 21 では、耐震壁のせん断終局強度の算定時にストラットの有効幅 Be を壁厚 t の α 倍としてせん断終局強度を算定することの妥当性が確認されており、せん断破壊時の有効幅比 α は 5.6 で一定としている。また文献 1 では、プレキャスト袖壁によって補強された柱のせん断終局強度に前述の考え方を準用し、有効幅比を 2.0 としているが、式（8）における σ_{Bw} をコンクリート圧縮強度と読み替えた場合、0.85 を乗じるため α_B は 1.7 となる。このように袖壁付き柱の袖壁部分に作用するストラットの有効幅は小さい値であり、これは壁の周辺固定条件に影響を受けていると解釈できる。本論で対象としている袖壁は周辺の固定条件はほぼ自由であり、前述の通り回転変形が卓越することから、圧縮ストラットの幅はさらに狭くなるものと推察される。

そこで、せん断柱分離型補強試験体の実験結果を基に α_B を算定する。ここで、せん断柱の Q_c は C-0.68 試験体の最大耐力を用いて柱の負担せん断力を算定した。その結果、 $\alpha_B=0.56$ であり、前述の通り 1.7 よりはるかに小さい結果となった。実際には柱の負担せん断力は想定する抵抗機構より引張軸力が作用し、柱の負担せん断力はせん断柱の実験から得られる最大耐力より小さいことから、 α は 0.56 より大きな値であると考えられるが、ここでは安全側の評価として $\alpha_B=0.5$ とする。

$$Q_{t1} = \alpha_B \cdot t^2 \cdot \sigma_{Bw} \cdot \sin \theta_t \quad (8)$$

②袖壁座屈破壊

UFC 袖壁（トラス材）が弾性座屈する場合の耐力式として（9）式を用いる。なお、トラス材は回転条件を固定、移動条件を自由として弾性座屈応力度 σ_E を算出した。また既往の実験結果⁷⁾より、壁厚が 30mm で袖壁分離型の抵抗機構（図 10）を示した試験体で袖壁の座屈破壊が確認されていないため、座屈有効幅 γ は 6.2 以上の値となる。本論で用いている状況であれば当該破壊モードになることは考えづらいが、階高が高く、壁厚さを極端に薄くして用いる場合は検討が必要となる。

$$Q_{t2} = \gamma \cdot t^2 \cdot \sigma_E \cdot \sin \theta_t \quad (9)$$

③袖壁のせん断破壊

袖壁がせん断破壊を起こす場合の耐力を式（10）に示す。高軸力下で袖壁の回転変形が拘束された場合に本破壊モードとなりうる。また PcaUFC のせん断終局応力度 τ_{su} については、文献 17 で示された要素実験の結果に基づき 12MPa とする。

$$Q_{t3} = \tau_{su} \cdot A_w \quad (10)$$

④袖壁と接する梁のパンチングシア破壊

袖壁の回転変形に伴って上下に接する梁部材を押し抜く破壊を想定している。従って式（11）に示すとおり、梁のパンチングシア耐力と鉛直接合部におけるせん断耐力の和とした。梁のパンチングシア耐力 Q_b は、文献 1) の柱のパンチングシア耐力式における作用軸力 $N=0$ とした式（11）を準用した。鉛直接合部の負担せん断力 Q_v は袖壁の 2 つの鉛直接合面又は充填部分のせん断破壊の内、いずれか小さい方で決定する。

$$Q_{t4} = 2Q_b \cdot \tan \theta_l + Q_{jv} \tan \theta_l \quad (11)$$

$$Q_{jv} = \min(n_{dwl1} \cdot Q_{dwl1}, n_{dwl2} \cdot Q_{dwl2} + n_{sky2} \cdot Q_{sky2}, \tau_{su} \cdot A_j) \quad (12)$$

⑤ UFC 袖壁水平接合部滑り破壊

前述の①から④までの終局荷重の内、最小値に対して袖壁脚部で水平方向に滑る破壊を想定した強度を式（13）に示す。同式に示す通り、袖壁部のせん断終局強度の鉛直成分を抗力とした摩擦抵抗と水平接合部の水平抵抗成分 Q_{jh} の和を水平方向の滑り強度とした。本論では Q_{jh} は安全側に評価するため 0 とし、既往の研究²⁹⁾より接着剤とコンクリートとの摩擦係数を 1.0 と仮定すると、水平接合部の滑り破壊が生じる条件は、 $\tan \theta > \mu$ となり、今回の袖壁に生じる圧縮ストラットの角度では滑り破壊は生じない結果となる。

$$Q_{jh} = \min(n_{dwl1} \cdot Q_{dwl1}, n_{dwl2} \cdot Q_{dwl2} + n_{sky2} \cdot Q_{sky2}) \quad (13)$$

$$Q_{t5} = \mu \cdot \min(Q_{t1}, Q_{t2}, Q_{t3}, Q_{t4}) / \tan \theta_t + Q_{jh} \quad (14)$$

⑥柱全主筋の軸引張降伏

式（15）は柱の全主筋が降伏した際の袖壁の負担せん断力であり、トラス負担耐力の上限値となる。

$$Q_{t6} = (N_L + a_g \cdot \sigma_y) \cdot (L_1 / H) \quad (15)$$

以上の評価式による終局強度の評価結果を表 3 及び表 4 に示す。袖壁が既存柱と一体的に挙動する場合の終局強度として、断面解析による曲げ終局強度、袖壁が柱と一体的に抵抗するとした場合のせん断終局強度（式（2））、袖壁鉛直接合部がせん断破壊するせん断終局強度（式（4））によって算定された結果を表 3 に示す。また 3.2 で述べた通り、破壊モードは鉛直接合部の破壊であることが確認されていることから、式（4）で算定された値と実験の最大耐力に対する比を示す。表より、ここで示した式を用いて、一体型の袖壁付き柱の破壊モードを概ね評価できる。

表 4 には、袖壁が分離した後の終局強度として、袖壁端部が圧縮破壊する場合（式（8））、袖壁が座屈する場合（式（9））、袖壁がせん断破壊する場合（式（10））、梁がパンチング破壊する場合（式（11））、袖壁が水平方向に滑り破壊する場合（式（13））、柱の全主筋の引張降伏する場合（式（15））の 6 通りで算定した結果を示す。また 3.1 で述べた通り、破壊モードは袖壁端部の圧縮破壊であることが確認されている。表より、式（8）以外の式から得られる終局強度は式（8）よりいずれも大きく算定されることから、袖壁が分離する場合においても、前述の式を用いて部材の破壊モードを概ね評価できる。

Q_u : 袖壁付柱せん断終局強度, Q_{uw} : 袖壁のせん断終局強度, Q_c : 柱のせん断終局強度, N_L : 長期軸力, τ_{su} : UFC のせん断終局応力度 ($=12N/mm^2$)¹⁷⁾, t : 壁厚, D : 柱せい, L_{w1} ・ L_{w2} : 両袖壁のそれぞれの壁長さ, Q_w : 鉛直接合面せん断耐力, n_{dw1} : 既存 RC-充填部界面における接合筋本数, n_{dw12} : 充填部-UFC 袖壁界面における接合筋本数, n_{dy2} : 充填部-PCa 壁部間におけるシアークッター個数, Q_{dw1} : 既存部-充填部界面における1本の接合筋の抵抗力¹⁷⁾, Q_{dw12} : 充填部-UFC 袖壁界面における1本の接合筋の抵抗力¹⁷⁾, Q_{dy2} : 充填部-PCa 壁界面における1個のシアキーの抵抗力¹⁷⁾[ただし式(4)(12)では鉛直接合部, 式(14)では水平接合部を対象に算定する], Q_{hc} : 鉛直接合面における摩擦抵抗力, a_e : 接合筋断面積, σ_y : 接合筋の規格降伏点強度, E_c : 既存コンクリートのヤング係数, σ_u : 既存コンクリートの圧縮強度, A_p : シアキー支圧破壊面断面積, A_{sc} : シアキーのシアオフ破壊面断面積, σ_{bu} : 充填 UFC の圧縮強度, σ_s : 充填 UFC の割裂強度, τ_{su} : 充填材料せん断終局応力度, H : 内法高さ, θ_s : アーチ角度, μ : 目荒らしを施した既存コンクリートと充填材料との摩擦係数 ($=1.0$), N : 抗力 ($=$ 鉛直接合筋全降伏耐力の割合で表す), α : 摩擦抵抗寄与係数 (実験結果より 0.3), σ_{bu} : PCaUFC の圧縮強度, E_{bu} : PCaUFC のヤング係数, Q_t : トラス負担せん断耐力, α_s : 有効斜材幅比 (実験結果より 0.5), θ : ストラットの角度 (壁長さ L_w と内法高さ H で形成する角度), γ : 有効座屈幅比 (実験結果より 6.2), σ_e : PCa 壁の弾性座屈応力度 (回転条件は固定, 移動条件は自由とする), A_w : 袖壁断面積, Q_b : 梁パンチングシア耐力(文献¹⁾の柱パンチングシア耐力式において作用軸力を0として算定), A_c : 鉛直接合面断面積, Q_{jh} : 水平接合面せん断耐力, $a_g \cdot \sigma_y$: 柱主筋全降伏耐力, L_1 : 柱中心から袖壁端部までの長さ

表3 終局強度評価結果 (UFC袖壁一体型補強)

	算定法	UWW-HV-0.68		
		計算値	実験値	実験値/計算値
曲げ終局耐力 (kN)	精算解	938	—	—
袖壁付き柱 一体せん断破壊耐力 (kN)	式(2)	$Q_u=Q_{suw}+Q_c+0.1N_L$		
		596	—	—
袖壁鉛直接合部 せん断耐力 (kN)	式(4)	$Q_u=Q_c+(ndwl1 \cdot Q_{dw1}+Q_{frc}) \cdot \tan \theta_a$		
		502	589	1.17

表4 終局強度評価結果 (UFC袖壁分離型補強)

	算定法	UWW-E-0.68		
		計算値	実験値	実験値/計算値
袖壁圧壊耐力 (kN)	式(6) 式(8)	$\alpha B \cdot t^2 \cdot \sigma_{Bw} \cdot \sin \theta_t$		
		375	398	1.06
袖壁座屈耐力 (kN)	式(6) 式(9)	$\gamma B \cdot t^2 \cdot \sigma_e \cdot \sin \theta_t$		
		1398	—	—
袖壁せん断破壊耐力 (kN)	式(6) 式(10)	$\tau_{su} \cdot A_w$		
		558	—	—
梁パンチングシア耐力 (kN)	式(6) 式(11)	$2 \cdot pQ_b \cdot \tan \theta_t + Q_{jvtan} \theta_t$		
		2229	—	—
水平接合部せん断耐力 (kN)	式(6) 式(13)	$\mu \cdot \min(Q_{t1}, Q_{t2}, Q_{t3}, Q_{t4}) / \tan \theta_t + Q_{jh}$		
		727	—	—
柱主筋全降伏時耐力 (kN)	式(6) 式(15)	$(N_L + a_g \cdot \sigma_y) \cdot (L_1/H)$		
		1391	—	—
	算定法	UWW-E-0.91		
		計算値	実験値	実験値/計算値
袖壁圧壊耐力 (kN)	式(6) 式(8)	$\alpha B \cdot t^2 \cdot \sigma_{Bw} \cdot \sin \theta_t$		
		247	309	1.61
袖壁座屈耐力 (kN)	式(6) 式(9)	$\gamma B \cdot t^2 \cdot \sigma_e \cdot \sin \theta_t$		
		1270	—	—
袖壁せん断破壊耐力 (kN)	式(6) 式(10)	$\tau_{su} \cdot A_w$		
		430	—	—
梁パンチングシア耐力 (kN)	式(6) 式(11)	$2 \cdot pQ_b \cdot \tan \theta_t + Q_{jvtan} \theta_t$		
		2101	—	—
水平接合部せん断耐力 (kN)	式(6) 式(13)	$\mu \cdot \min(Q_{t1}, Q_{t2}, Q_{t3}, Q_{t4}) / \tan \theta_t + Q_{jh}$		
		599	—	—
柱主筋全降伏時耐力 (kN)	式(6) 式(15)	$(N_L + a_g \cdot \sigma_y) \cdot (L_1/H)$		
		803	—	—

4. まとめ

既存 RC 造中高層建物を対象として, プレキャスト UFC 袖壁の増設により RC 造柱を補強した試験体を対象に構造実験を行い, その補強効果を確認し, 水平力への抵抗機構を提案し, それに基づく終局強度の評価を行い, 以下の知見を得た。

1) 既存 RC 柱と UFC 袖壁との接合方法として, アンカー筋を配置し, 接合部に現場打ちの UFC を打設して接合した場合, UFC 袖壁が大きな強度を負担することで強度型の補強効果が得られた。終局強度を決定した破壊モードは鉛直接合部のせん断破壊であるため, 最大耐力後は顕著な耐力低下が確認された。

2) 既存 RC 柱と PcaUFC 袖壁との接合方法として, 接合部に接着剤を充填させて簡易的に接合した場合, UFC 袖壁は早期に既存 RC 柱との一体性を失うものの, その後もせん断力を負担するせん断伝達機構が形成されることで, せん断破壊するよう設計されていた既存柱の主筋が降伏し, 最大耐力以降の耐力低下は緩やかであった。また損傷程度については, 既存 RC 柱が曲げ破壊するよう設計された試験体については, 柱部材の損傷も比較的抑えられ, また応力負担の大きい袖壁は部材角 4 %の大変形までほとんど損傷は見られず, 損傷低減効果も大きいことが分かった。

3) 袖壁と柱が分離した後のせん断伝達機構は, 袖壁が圧縮力を, 柱部材が引張力を負担するトラス機構が形成され, 分離後も補強効果を維持することで, 強度靱性型の補強を可能としている。また, 袖壁が回転する場合に袖壁内に形成される圧縮ストラットの有効幅は, 耐震壁や既存の PcaRC 袖壁付き柱実験の値より小さくなる。

4) 袖壁と柱が一体型的に抵抗する場合と分離後抵抗する場合で, 主として想定される破壊モードとそれに対応する終局強度式を提案した。今回実験にて確認された破壊モードは, 一体型補強試験体については鉛直接合部が破壊する場合, 分離型補強試験体については袖壁が圧縮破壊する場合である。今回実施した試験体の範囲においては, 実験で確認された破壊モード以外の終局強度の値が, 実験値を全て上回っており概ね評価できることを確認した。

今後より広く設計で用いるためには, 式 (8) におけるストラットの有効圧縮幅の定量的評価が必要である。また今回示した袖壁厚さより薄く内法スパンが大きい場合は式 (9) の座屈強度に用いる有効幅について, 袖壁長さがより長い場合は式 (13) の評価精度について確認する必要がある。

謝辞

本検討は, (独) 建築研究所の研究課題「耐震化率向上を目指した普及型耐震改修技術の開発」の鉄筋コンクリート造分科会 (主査: 勅使川原正臣教授) にて行われた。また, 本実験では, サンコーテクノ株式会社よりあと施工アンカーを, 三菱樹脂株式会社よりエポキシ樹脂接着剤の材料提供および施工支援を受けた。また本実験の実施は, 当時の東京理科大学の近藤君, 北代君, 三好君, 端山君らの多大な協力を得た。以上の関係者に謝意を表します。

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, 2001
- 2) 田中礼治, 大芳賀義喜, 長谷俊明: 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震補強に関する研究, その 4 袖壁補強骨組の実験, 日本建築学会大会学術講

演梗概集,pp.2233-2234,1984.10

- 3) 中村聡宏, 勅使川原正臣, 日比野陽, 井上芳生, 太田勤, 田尻清太郎: 袖壁補強柱の耐震性能評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.7-14, 2000.10
- 4) 東洋一, 大久保全陸, 藤又康, 山根一博: 鉄筋コンクリート建物の補強方法に関する実験的研究, その 2 プレキャスト壁板付加補強柱の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1263-1264, 1975.10
- 5) 益尾潔, 神野靖夫: 袖壁貫通型アンカーを用いた柱のみの CFRP 巻き付け工法による袖壁付き RC 柱の補強効果, 日本建築学会構造系論文集, 第 536 号, pp.121-128, 2000.10
- 6) 杉山智昭, 松崎育弘: 鉄筋コンクリート造袖壁付き柱のせん断耐力評価ポリマーセメントモルタルを用いて補強したそで壁付き柱の構造性能 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 680 号, pp.1569-1578, 2012.10
- 7) 白井一義, 渡邊烈, 向井智久, 諏訪田晴彦, 福山洋, 野村設郎: UFC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究, その 1 研究背景および実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.535-536, 2005.9
- 8) 渡邊烈, 白井一義, 向井智久, 諏訪田晴彦, 福山洋, 野村設郎: UFC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究, その 2 実験結果および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp.537-538, 2005.9
- 9) 土肥哲生, 渡邊烈, 白井一義, 田子茂, 太田勤, 向井智久, 諏訪田晴彦, 福山洋, 野村設郎: UFC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究, その 3 接合部要素に関するせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.555-556, 2006.9
- 10) 白井一義, 渡邊烈, 土肥哲生, 向井智久, 諏訪田晴彦, 福山洋, 田子茂, 太田勤, 野村設郎: UFC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究, その 4 間接接合方法を用いた袖壁・方立て壁及び耐震壁補強実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp.557-558, 2006.9
- 11) 渡邊烈, 土肥哲生, 白井一義, 向井智久, 諏訪田晴彦, 福山洋, 田子茂, 太田勤, 野村設郎: UFC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究, その 5 間接接合方法を用いた袖壁・方立て壁及び耐震壁補強実験結果及び考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp.559-560, 2006.9
- 12) 白井一義, 近藤誠一郎, 渡邊烈, 向井智久, 諏訪田晴彦, 福山洋, 衣笠秀行: UFC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究, その 6 接合部引張実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.451-452, 2007.8
- 13) 近藤誠一郎, 白井一義, 渡邊烈, 向井智久, 諏訪田晴彦, 福山洋, 衣笠秀行: UFC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究, その 7 接合部引張実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp.453-454, 2007.8
- 14) 渡邊烈, 白井一義, 近藤誠一郎, 向井智久, 諏訪田晴彦, 福山洋, 衣笠秀行: UFC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究, その 8 方立て壁曲げせん断実験概要及び結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp.455-456, 2007.8
- 15) 近藤誠一郎, 北代尚稔, 白井一義, 向井智久, 諏訪田晴彦, 福山洋, 衣笠秀行: UFC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究, その 9 接合部要素実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.803-804, 2008.9
- 16) 北代尚稔, 近藤誠一郎, 白井一義, 向井智久, 諏訪田晴彦, 福山洋, 衣笠秀行: UFC を用いたプレキャスト壁による耐震補強に関する実験的研究, その 10 接合部要素実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp.805-806, 2008.9
- 17) 衣笠秀行, 向井智久, 白井一義, 福山洋: 超高強度繊維補強コンクリート及び高強度モルタルを充填部に用いた接合部のせん断性能に関する実験的研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.31, NO.2, pp.1471-1476, 2009.7
- 18) 諏訪田晴彦, 向井智久, 白井一義, 衣笠秀行: 超高強度繊維補強コンクリート及び高強度無収縮モルタルを充填部に使用したプレキャスト部材接合部の引張性能に関する実験的研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.31, NO.2, pp.1477-1482, 2009.7
- 19) 向井智久, 梶原唯史, 野村設郎: 地震時における RC 造ヒンジ部材の損傷評価のための実験的研究, その 1 予備解析と実験概要, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp.131-134, 2004.3
- 20) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 東條有希子, 壁谷澤寿一: せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.115-120, 2008
- 21) 菅野俊介: 鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究, その 7

無開口耐震壁の強度と剛性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1305-1306, 1973.10

- 22) 毛井崇博, 宮内靖昌: 接着接合された鉄骨ブレース補強骨組の力学特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 539 号, pp.103-109, 2001.1

ULTIMATE STRENGTH OF R/C COLUMN RETROFITTED BY PRECAST WING WALLS WITH ULTRA HIGH STRENGTH FIBER REINFORCED CONCRETE

*Tomohisa MUKAI^{*1}, Hiroshi FUKUYAMA^{*2}, Haruhiko SUWADA^{*3},
Kazuyoshi SHIRAI^{*4} and Hideyuki KINUGASA^{*5}*

^{*1} Senior Research Engineer, Building Research Institute, Dr. Eng.

^{*2} Director of Structural Research Department, Building Research Institute, Dr. Eng.

^{*3} Senior Research Engineer, National Institute for Land and Infrastructure Management, Dr. Eng.

^{*4} Taiheiyo Consultant, Dr. Eng.

^{*5} Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Engineering, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

This research is a study on a new retrofit technique for existing medium-rise R/C buildings with precast UFC (Ultra high strength Fiber reinforced Concrete), which has special feature as a high strength (compressive strength σ_B is greater than 200MPa) and ductility with steel fiber. It is expected that UFC wall is effective member for seismic retrofit of RC medium-rise old buildings in the light of not only an improvement of strength but ductility.

This paper presents the behavior of old RC column retrofitted by precast UFC wing wall and observed failure mode by experimental tests, which the main variable parameter of specimen is the connection construction method (using enough post installed anchors or only epoxy resin adhesive) between RC column and precast UFC wing wall. In the test, it is observed that lateral resistant capacity of RC columns can be increased successfully by the UFC wing walls, however the difference of connection detail between RC and UFC wing wall influences the effect of seismic retrofit. The two different failure modes for each specimen are observed, one is shear failure of vertical joints along wing walls for RC column connected wing walls with post installed anchors and the other is compressive failure of wing wall for RC column connected wing walls with epoxy resin adhesive. The shear transfer mechanism for each failure mode is investigated and proposed. That is a simple mechanism and consists of the diagonal compressive strut in the wing walls and the tensile strut due to main bars in RC column for the specimen connected the wing wall using epoxy resin adhesive.

Based on the proposed shear transfer mechanism, the evaluation method for following each ultimate strength of RC column with UFC wing walls is suggested;

[RC column connected wing walls with post installed anchors]

1. Ultimate shear strength for RC column with wing walls
2. Ultimate shear strength for vertical joints along wing walls
3. Ultimate flexural strength

[RC column connected wing walls with epoxy resin adhesive]

1. Ultimate shear strength for compressive failure of wing walls
2. Ultimate shear strength for buckling failure of wing walls
3. Ultimate shear strength for shear failure of wing walls
4. Ultimate shear strength for punching shear failure of beams surrounding wing walls
5. Ultimate shear strength for horizontal slip failure of wing walls
6. Ultimate shear strength for yield failure of longitudinal bars in RC column

As a result of the comparison of ultimate strength calculated by proposed equations with the maximum strength measured by experimental test, the validity for proposed method is confirmed.

(2014 年 10 月 10 日原稿受理, 2014 年 12 月 26 日採用決定)