

論文 UFC パネルで補強した RC 造の長い壁や小開口を設けた袖壁付き柱の骨格曲線評価

久保 佳祐*1・向井 智久*2・渡邊 秀和*2・石岡 拓*4

要旨：本報は、超高強度繊維補強コンクリート(UFC)パネルを用いて RC 造袖壁付き柱を補強した既往の静的載荷実験結果を用いて、既往の研究とは異なり袖壁長さが 2 倍で袖壁の半分の面積のみ補強したもの及び有開口袖壁に対して補強した部材の骨格曲線算定に必要な初期剛性、降伏点剛性及び曲げ終局強度の評価を目的とする検討を行った。上記補強部材の曲げ終局強度についての算定法を提案するとともに、初期剛性及び降伏時剛性については既往の評価式を本補強部材に適用した場合の結果を述べる。

キーワード：袖壁付き柱, UFC パネル, 曲げ強度, 剛性評価

1. はじめに

文献 1)では、1 枚の UFC パネル補強や、それに対して垂直に 2 分割したものや水平 5 分割したものなど、施工合理化を目的とした補強部材の部材終局点までの骨格曲線評価手法について論じた。本検討では、RC 造袖壁付き柱を対象とし、既往の部材実験では柱せい D に対し袖壁長さが 1D となる試験体としていたが、実際の建物における部材を想定し、袖壁長さを 2D とした試験体や袖壁に設備用小開口を有する試験体と、それらを UFC 補強した試験体を設け、部材実験を行い、それら 4 体の試験体

の実験結果及び骨格曲線評価手法を纏める。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本論で検討する試験体は計 4 体とし、文献 2), 3)に記載される袖壁付き柱の無補強試験体 2 体(CW2L-S, CW4-S)とそれらを UFC 補強した試験体 2 体(CW2L-SR1, CW4-SR)とした。試験体 CW2L-S は柱断面を 450mm×450mm、壁厚を 80mm、壁長を 900mm、壁縦筋を 160mm 間隔のシングル配筋、壁横筋を 85mm 間隔のシングル配筋、袖

表-1 試験体諸元

試験体	縮尺	壁厚	柱せい	柱幅	袖壁高さ	袖壁長さ	柱主筋	柱帯筋	柱帯筋比	壁縦筋	壁横筋	壁横筋比	開口補強筋 定着：40d	Fc
CW2L-S	2/3	80mm	450mm	450mm	1700mm	900mm	16-D19 (SD345)	4-D10 (SD295A)	Pw=1.06%	D6@165single (SD295A)	D6@85single (SD295A)	Ph=0.47%	2-D10 (SD295A)	24N/mm ²
CW4-S						450mm								

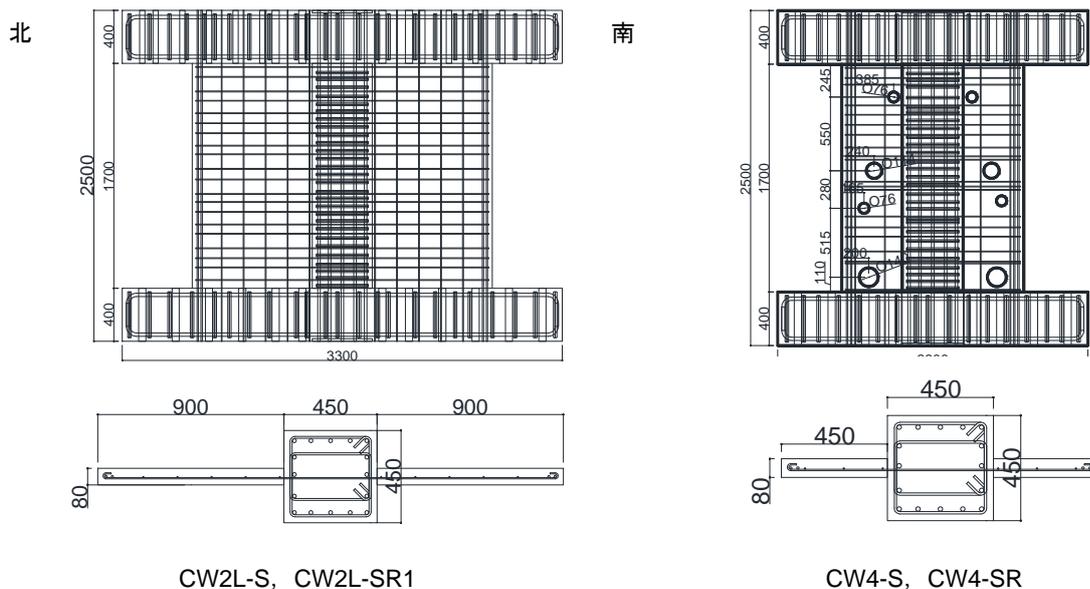


図-1 試験体配筋図(東面)

*1 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *2 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)
 *3 戸田建設株式会社 技術開発センター (正会員)

壁端部の開口補強筋を2-D10とした。なお、壁横筋の先端部は180°フックにより定着を確保した。文献1)でUFC補強対象としていた袖壁付き柱に対して壁長さを2倍としパラメータとした。袖壁付き柱試験体CW4-Sは柱断面を450mm×450mm、壁厚を80mm、壁長を450mmとし、袖壁部には設備用小開口を有した。壁縦筋は160mm間隔のシングル配筋を基本とするが開口と重なる場合には開口を避けるよう配筋した。壁横筋は85mm間隔のシングル配筋、袖壁端部の開口補強筋を2-D10とした。既存袖壁付き柱の諸元を表-1に示す。

試験体図を図-1に示す。UFCパネル補強の詳細を図

-2に示す。試験体の補強範囲は左右の袖壁の片面とし、CW2L-SR1は1枚のUFCパネルで端部から袖壁長さの1/2の範囲のみ補強、CW4-SRは水平方向に5分割し、かつ既存袖壁部と同様の小開口を設けたUFCパネルによる補強とした。パネルの貼り付けは、CW2L-SR1、CW4-SR共通で、袖壁-パネル間は貼り付け位置をあらかじめ目荒らしした上で、エポキシ樹脂系接着剤を用いて接着した。このとき、試験体とUFCパネルにφ20の貫通孔を設けてボルトによる位置決め、および接着後の固定を行った。また、スタブ-パネル間の水平目地は無収縮モルタルを充填した。

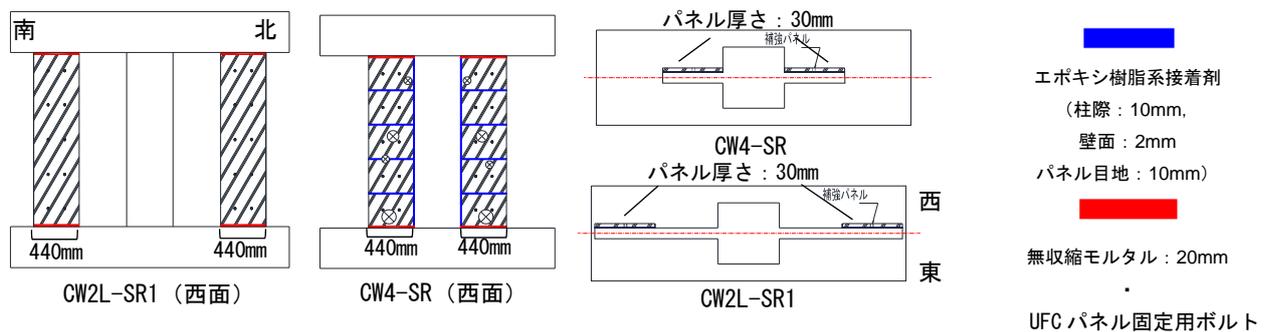


図-2 補強パネル詳細図

表-2 各種材料試験結果

a) コンクリート, UFC, 無収縮モルタル

試験体名	コンクリート			UFC			無収縮モルタル	
	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	圧縮強度	曲げ強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[× 10 ³ N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[× 10 ³ N/mm ²]	[N/mm ²]	[× 10 ³ N/mm ²]
CW2L-S	26.4	2.3	25.7	/	/	/	/	/
CW2L-SR1	27.6	2.5	24.7	228	33.3	-※	114.4	30.7
CW4-S	26.5	2.2	25.5	/	/	/	/	/
CW4-SR	28.4	2.5	26.1	244	34.2	55.2	142.9	34.4

※：ヤング係数を取得できなかったもの

b) 鉄筋

試験体名	部位	鉄筋径	材種	ヤング係数	降伏強度	引張強度	降伏ひずみ
				[× 10 ³ N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[μ]
全試験体共通	壁横筋	D6	SD295A	165	341	501	2062
	柱帯筋	D10	SD295A	179	361	492	1989
	壁縦筋	D6	SD295A	165	341	501	2062
	開口補強筋	D10	SD295A	171	367	485	2201
	柱主筋	D19	SD345	169	384	552	2342

※D6の鉄筋は2%オフセットの降伏強度を用いた

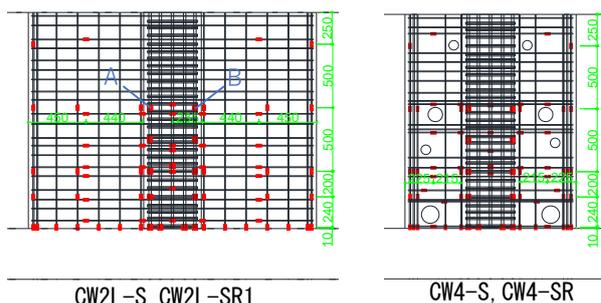


図-3 歪みゲージ貼り付け位置 (西面)

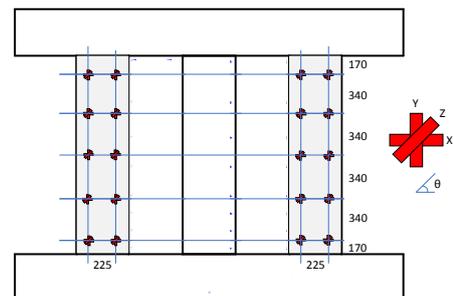


図-4 ロゼットゲージ貼り付け位置 (西面)

CW4-SR では分割パネル間に水平目地を設けており、エポキシ樹脂系接着剤によって接着した。

2.2 計測計画

本実験では既存袖壁付き柱の鉄筋に高さごとに歪みゲージを貼り付け鉄筋の歪み値を計測した。歪みゲージ貼り付け位置を図-3に示す。また、UFCパネルにロゼットゲージを貼り付け、UFCパネルの歪み値を計測した。ロゼットゲージ貼り付け位置を図-4に示す。

2.3 加力計画

加力装置を図-5に示す。加力は片持ち梁形式とし、変位制御による正負交番繰返し载荷を行った。上下スタブ間の水平変位をスタブ間の内法寸法1700mmで除した変形角を制御用の部材角Rとした。载荷履歴は、変位制御により部材変形角(=柱頂部変形/柱内法高さ)1/800rad.,

1/400rad., 1/200rad., 1/100rad., 1/50rad., 1/33rad.を正負交番繰返し载荷で、1/800rad.を1サイクル、1/400rad.と1/200rad.を2サイクル、1/100rad.を5サイクル、以降3サイクルずつ行い、最後に1/20rad.の正载荷まで押し切った。また、長期軸力は柱断面積に対し軸力比0.1となる荷重を作用した。また、南方向载荷を正、北方向载荷を負とした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

CW2L-Sの破壊性状について以下に述べる。正载荷時には $Q=214.9\text{kN}$ で、負载荷時には $Q=-139.6\text{kN}$ で袖壁脚部に曲げひび割れを確認した。R=1/400rad 正方向载荷では圧縮側壁(南側壁)幅面に縦方向のひび割れが発生し負方向载荷時には引張側壁(南側壁)せい面に端部より450mm程度の範囲で浮きが生じた。

CW2L-SR1の破壊性状について以下に述べる。正载荷時には $Q=122.6\text{kN}$ で、負载荷時には $Q=-101.7\text{kN}$ で袖壁脚部に曲げひび割れを確認した。R=1/200radでは正負ともに、圧縮側壁のせい面脚部に縦方向のひび割れが発生し、2サイクル目にはそれらが伸展した。R=1/100radの1サイクル目に袖壁端部に浮きが発生し最大耐力に到達した。同変形角5サイクル目では発生した浮きが剥落に

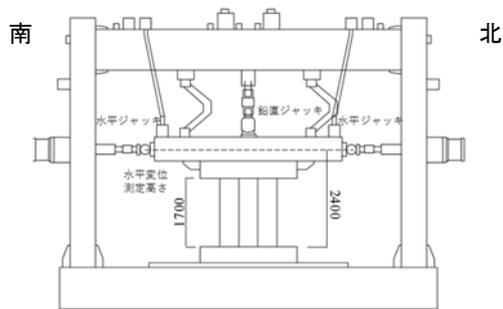


図-5 建研式载荷装置(東面)

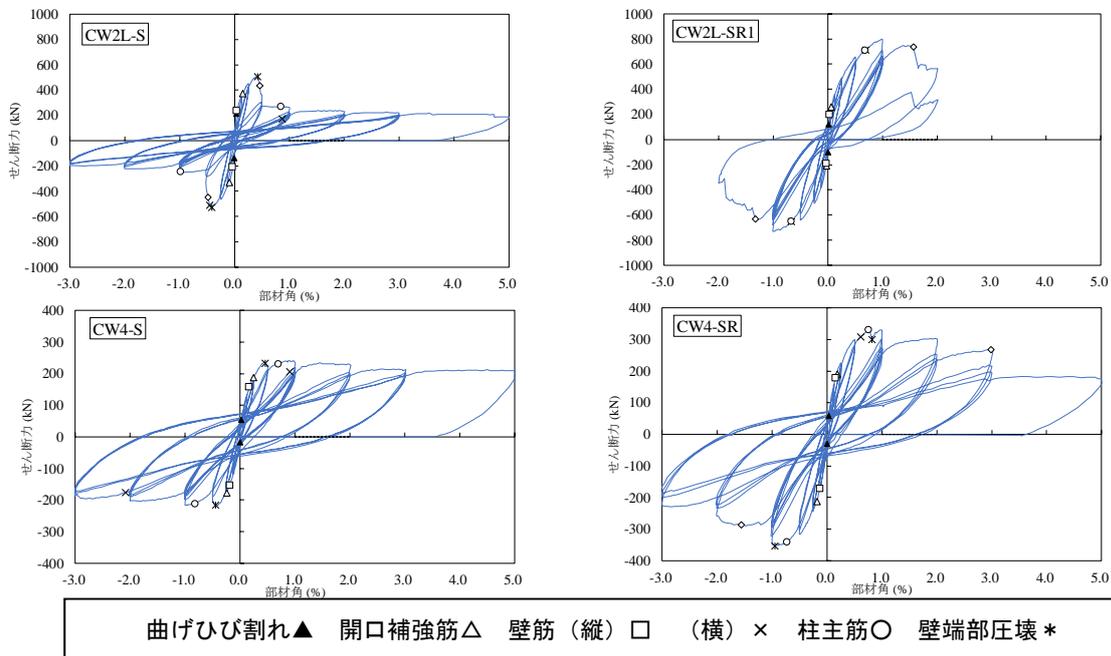


図-6 実験結果 荷重変形関係



写真-1 CW2L-S シリーズの損傷 R=1/100rad (東面)

写真-2 CW4-S の損傷 (東面)

伸展したが無補強に比べその面積は小さく収まった（写真-1）。R=1/50rad の 2 サイクル目では UFC 袖壁間で UFC パネルが袖壁を面外方向への強く引っ張ることで固定用ボルトが袖壁にめり込みナットがワッシャーを折り曲げた状態になったことから、R=1/50rad にて実験を終了した。

CW4-S の破壊性状について以下に述べる。正載荷時には Q=52.3kN で、負載荷時には Q=-17.9kN で袖壁脚部に曲げひび割れを確認した。R=1/400rad では圧縮側壁の全小開口に鉛直方向のひび割れが発生した。R=1/200rad では正負共に脚部 1 列目の小開口の中央の高さより浮きが発生した。R=-1/200rad では脚部 1 列目の小開口の中央の高さ（写真-2 の囲んだ位置）より、壁端部の脚部にかけての範囲で浮きが発生した。R=1/100rad サイクル中に小開口から柱側にかけてコンクリートの表面が剥落した。その後 R=1/50rad では剥落が表面だけでなくコアまで伸展したが、剥落領域は小開口の高さのコンクリートでそれより下部のコンクリートが剥落することはなかった。

CW4-SR の破壊性状について以下に述べる。正載荷時には Q=58.3kN で、負載荷時には Q=-29.9kN で袖壁脚部に曲げひび割れを確認した。その後 R=±1/100rad サイクルの 2 周目から UFC パネル下部の目地モルタルの圧壊が進行した。R=1/100rad では正負共に脚部 1 列目の小開口の中央の高さより浮きが発生した。無補強に比べ浮きの発生が遅いだけでなく浮きの領域も狭かった。R=1/100rad の 5 回のサイクル中に小開口から柱側にかけてコンクリートの表面が剥落した。この時補強した UFC パネルには目立った損傷はなく既存コンクリートのみが浮き剥落を起こしていた。

3.2 荷重変形関係における UFC パネルの補強効果

図-6 に示す荷重変形関係では CW2L シリーズでは UFC パネル補強により最大耐力が正側で 292.6kN 向上し、80%耐力時の部材角は R=0.5%から R=1.6%まで向上した。CW4 シリーズでは UFC パネル補強により、最大耐力が正側で 89.2kN 向上したが、部材角 R=5%まで載荷すると補強の有無に関わらず耐力は同程度で安定する傾向を示した。

4. 骨格曲線評価

4.1 曲げひび割れ強度

ひび割れ強度は、今回の実験においてもひび割れ発生強度に UFC 補強の影響や傾向が見られていないため文献 1) に従い、RC 造袖壁付き柱の無補強時と同値を用いることとし文献 1) に記載される式 (1) で算定した。この時、CW2L シリーズは試験体脚部、CW4 シリーズは後述する根拠の理由で脚部から 110mm の高さを危険断面位置とした。

$$M_c = (0.56\sqrt{\sigma_B} + \sigma_0)Z_e + N_e \quad (1)$$

ここで、 M_c : 曲げひび割れモーメント (N・mm)、 σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)、 σ_0 : 全断面に対する軸方向応力度(N)、 Z_e : 袖壁と鉄筋を含めた等価断面係数 (mm³)、 N_e : 軸力によって構造心周りに働くモーメント (N・mm)

4.2 曲げ終局強度

CW2L-SR1 は CW2L-S の端部に三角形ブロックモデルの UFC 圧縮負担力を壁端部に考慮する方法で算定する。CW2L-SR1 は他の補強試験体と異なり、UFC パネルが柱と連続しないため、UFC パネル自体が回転しやすい状態にあると考えた。柱主筋の歪みゲージの推移を図-7 に示す。この歪みゲージは今回の実験で試験体の頂部に最も近いものである（図-3 の A, B）である。推移をみると、同図の歪みゲージ A, B は共に引張力を受けており、柱が引っ張られていることがわかる。このことは UFC パネルが回転することで柱が軸方向に変形するためと考えられる。このことから、曲げ終局強度の算定時には正側最大耐力時の歪みゲージ A, B のうち歪み値の小さい 772 (μ) を用いて、その値に柱主筋のヤング係数と主筋断面積を乗じた値を引張軸力として使用した。また、図-8 から、圧縮側の UFC パネルが軸力を支配的に負担しているため、圧縮側の UFC パネルの中心に本来柱にかかる長期軸力がかかっていると仮定し式 (2) を用いて最大耐力の算定を行った。概念図を図-9 に示す。算定結果として CW2L-S の終局強度の精度（実験値正側最大耐力/算定値）が 1.01 に対し CW2L-SR1 の精度も同様に 1.01 と安全側かつ無補強同様の精度で算定可能であった。実験時の破壊性状からも、既存部 RC 袖壁の端部圧壊により終局していると考えられるため、上記した算定法が妥当であるといえる。上記のことから、袖壁長さの半分のパネル補強でも最大耐力の上昇だけでなく最大耐力時の部材角を大きくすることや浮き面積の低減が行われていることが確認でき、最大耐力到達までの骨格曲線評価は上記により概ね推定可能であることがわかった。

$$M_u = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d_t - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \sigma_{av} \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot X_n)^2 / 2 - \varepsilon_c \cdot E_{UFC} \cdot t_{UFC} \cdot X_n / 3 + N_t \cdot g_c + N \cdot g_{UFC} \quad (2)$$

ここで、 M_u : 曲げ終局モーメント(N・mm)、 A_{st} : 引張側鉄筋の各断面積 (mm²)、 σ_{st} : 各引張側鉄筋の応力度 (N/mm²)、 d_t : 圧縮縁から各引張側鉄筋までの距離 (mm)、 A_{sc} : 圧縮側鉄筋の各断面積(mm²)、 σ_{sc} : 各圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm²)、 d_c : 圧縮縁から各圧縮側鉄筋までの距離 (mm)、 σ_{av} : コンクリート平均応力度 (N/mm²) (=0.85 σ_B)、 σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)、 b : 柱幅あるいは袖壁厚さ (mm)、 β_1 : コンクリート強度に依存したストレスブロック置換のための係数で本実験では

$\beta_1=0.811\sim 0.85$, X_n : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm), ε_c : コンクリート圧縮縁歪み, E_{UFC} : UFC パネルのヤング係数(N/mm²), t_{UFC} : UFC パネルの厚さ (mm), N : 軸方向力 (N), N_t : 引張軸力で, 柱主筋の歪みゲージより求めた値 $772(\mu) \times \varepsilon E \times sA(N)$, εE : 柱主筋のヤング係数(N/mm²), sA : 柱主筋の断面積(mm²), g_c : 圧縮縁から柱の中心までの距離 (mm), g_{UFC} : 圧縮縁から UFC パネルの中心までの距離 (mm)

CW4-S はまず, 試験体脚部と最下に位置する小開口の中央の高さ (下スタブ上端から 110mm) でどちらを危険断面位置と仮定するかを検討した。小開口中央高さの終局モーメントが試験体脚部の終局モーメントを底辺とした片持ち梁型のモーメント分布の高さ 110mm における値に対して小さいことを確認したため, 危険断面位置を最下に位置する小開口の中央の高さとした。この時小開口での終局モーメントは UFC パネルの引張負担力を考慮して算定した。また, 実験時の破壊性状から, 試験体脚部付近で壁端部-小開口間が圧壊することで最大耐力が決定し, その後若干の耐力低下を起こすことから, 以下のような力学モデルにて算定を行う。最大耐力は試験体端部のコンクリートが終局歪 ε_t に到達した際のモーメントの釣合によって確定する(図-10)。この際小開口柱間のコンクリートの圧縮ブロックは無視することとする。これを算定モデル1とした。その後, 壁端部-小開口間の圧壊を考慮し, 小開口の柱側のコンクリートまでを圧縮壁と考え小開口の柱側のコンクリートが終局歪 ε_t に到達した際のモーメントの釣合により最大耐力後の強度を算定する(図-10)。これを算定モデル2とした。結果は精度(実験値正側最大耐力/算定モデル1値)が0.97と実験値より7kNほど大きく算定されてしまったが, 精度は良いと判断した。また, 耐力低下後の断面算定におい

ても実験時に維持された強度を良く評価できているため上記の算定法で算定可能であると判断した。

CW4-SR の終局強度の算定は, 上記した CW4-S の算定モデルにおいて考慮した圧縮コンクリートに三角形モデルとした UFC 負担力を累加することで耐力算定を行う(図-10)。結果として精度(実験値正側最大耐力/算定値)は最大耐力時が1.10と安全側かつ良い精度で算定可能であった。

4.3 初期剛性・剛性低下率

初期剛性及び剛性低下率は UFC パネル補強という点で違いがないため文献1)より式を引用した。初期剛性は以下の式(3)を用いて算定した。剛性の算定において, 試験体の内法高さは, CW2L シリーズは1700mm, CW4 シリーズは1590mmで算定し, UFC パネルの高さは試験体頂部と脚部に20mmの無収縮モルタルがあるためCW2Lは1660mm, CW4 シリーズは1570mmとした。

$$K_R = 4l^2 / (h^3 / E_s A_s + 2L^2 / E_B A_B) + K_0 \quad (3)$$

ここで, K_R : UFC 補強時の初期剛性 (N/mm), h : パネル内法高さ (mm), l : パネル端部から柱芯までの距離 (mm), L : 斜材長さ (mm), E_s : 柱主筋のヤング係数 (N/mm²), A_s : 柱主筋の断面積 (mm²), E_B : 圧縮筋交いのヤング係数で, UFC のヤング係数 (N/mm²)を用いる, A_B : 圧縮筋交いの断面積で, $\sigma_B \cdot t^2$, t : 壁厚 (mm), σ_B : 有効斜材幅比で, 5.0 とする, K_0 : RC 袖壁付き柱の曲げせん断初期剛性 (N/mm)

また, 初期剛性同様に剛性低下率についても文献1)に従い RC 袖壁付き柱に適用できる剛性低下率の以下の式(4)を用いた。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2 \quad (4)$$

ここで, α_y : 剛性低下率, n : ヤング係数比, p_t : 中立

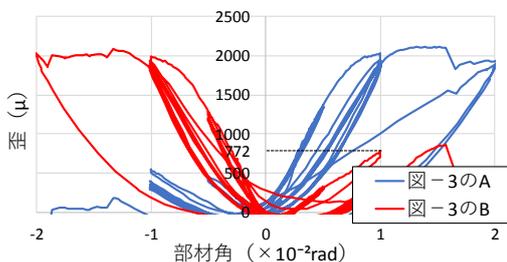


図-7 CW2L-SR1 頂部柱主筋の歪み値推移

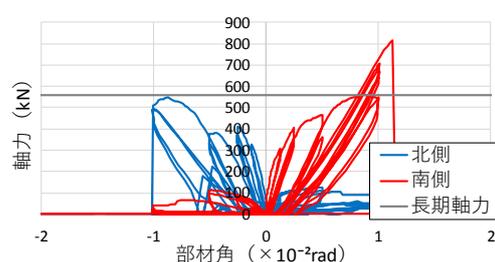


図-8 CW2L-SR1 UFCパネルの負担軸力推移

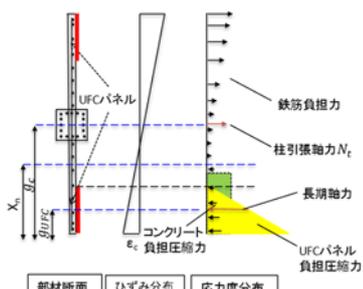


図-9 CW2L-SR1 算定概念図

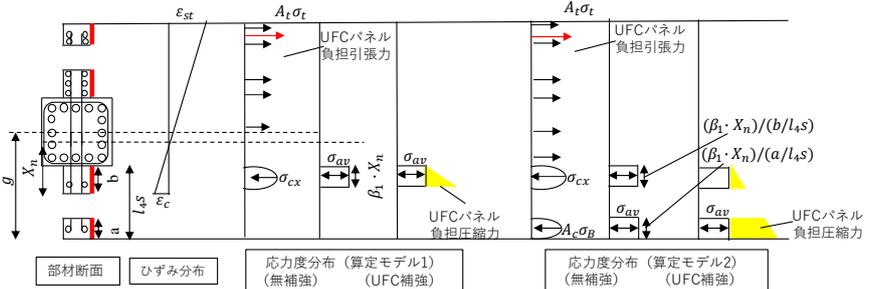


図-10 CW4-S, CW4-SR 算定概念図

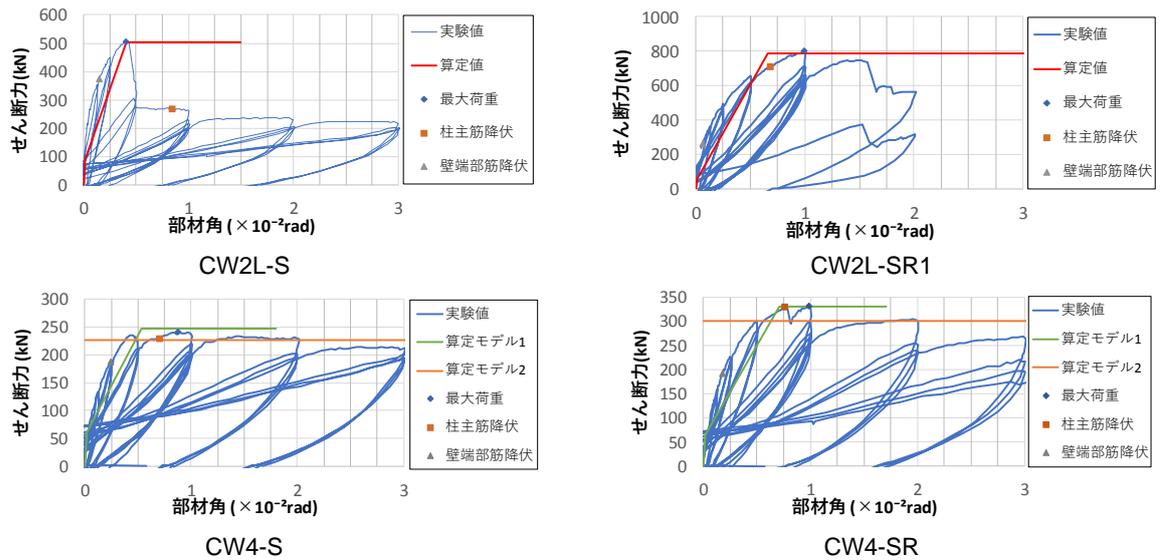


図-11 骨格曲線比較

軸位置を中心とした引張鉄筋比, a/D : シアスパン比,
 η_0 : 軸力比, d : 有効せい(mm), D : 部材全せい(mm)

降伏時剛性は CW2L-S が精度 0.98 (実験時降伏点剛性 / 算定値) に対し, CW2L-SR1 は 1.51 と剛性は大きめに評価することを確認した。剛性については UFC パネルが袖壁と同じ領域で存在しないため, 精度向上のためには異なる評価法が必要である可能性が発見できた。小開口を設けた CW4 シリーズについても小開口がないと仮定し剛性評価を行った結果降伏時剛性の精度が CW4-S では 1.71, CW4-SR では 1.39 となりどちらも剛性を大きめに評価することを確認した。小開口を無視して剛性評価を行った場合でも実験値と算定値に大差は生じないことを確認した。

4.1 及び 4.2 で求めた曲げひび割れ強度, 曲げ終局強度と本章で求めた剛性を用いて作成した骨格曲線と実験値の比較を図-11 に示す。この図より前述で述べた骨格曲線評価方法が実験値を概ね捉えていることがわかる。また, CW4-S 及び CW4-SR については, 強度については最大耐力だけでなく最大耐力後の強度を捉えることも可能である。

5. 総括

RC 造袖壁付き柱を対象とし, 補強対象の壁長さ及び小開口の有無をパラメータとした部材実験を行い UFC パネルの効果を確認した。また, UFC パネル補強時の骨格曲線評価のための初期剛性, 降伏点剛性及び曲げ終局強度を推定する検討を行った。

・袖壁長さを柱せいの 2 倍の長さとした試験体について UFC パネル補強時には無補強時に比べ最大耐力が 292.6kN 向上した。また, 80% 耐力時の部材角は $R=0.5\%$ から $R=1.6\%$ まで向上した。

・袖壁に小開口を設けた試験体について UFC パネル補強時には無補強時に比べ最大耐力が 89.2kN 向上したが, 部材角 $R=5\%$ まで載荷すると補強の有無に関わらず耐力は同程度で安定する傾向を示した。

・UFC パネル補強時の曲げ終局強度は, UFC パネルの圧縮応力度分布を三角形とし, 平面保持仮定による断面解析を行って算定したところ, 両試験体ともに安全側かつ 1.01~1.10 倍の精度で算定することが可能でありその精度は無補強試験体の耐力算定精度と概ね同等であった。

・初期剛性の算定に UFC 袖壁を考慮し, 剛性低下率は既往の算定式を用いた結果, 袖壁が長い場合でも降伏時剛性を概ね精度よく算定できた。袖壁内に小開口がある場合, 小開口を無視した剛性評価を行った結果実験値と大きな差が生じることはなく評価できた。

謝辞

本研究は, 建築研究所指定課題「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」により実施しました。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 久保佳祐ほか: UFC パネル補強した RC 造袖壁付き柱の骨格曲線評価, 日本コンクリート工学年次論文集, pp.973~978, 2018.7
- 2) 近藤祐輔ほか: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 (その 7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.393~394, 2018.9
- 3) 田沼毅彦ほか: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 (その 9), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.397~398, 2018.9