

# 論文 袖壁付き柱部材における靱性能向上を目的とした耐震補強方法に関する実験研究

工藤 陸\*1・向井 智久\*2・渡邊 秀和\*2・石岡 拓\*3

**要旨:** RC造壁及び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試験体の静的載荷実験を行った。試験体は全て曲げ破壊型となるよう計画し、各補強方法が靱性能に与える影響について検証した。実験結果より、UFCパネル補強試験体に関しては、脚部のパネル厚さを厚くしテーパをつけることにより、UFCパネルが損傷せず、パネルがせん断力を負担することで、靱性能が向上することを確認した。またRC壁補強試験体に関しては、RC補強壁部の壁筋を袖壁付き柱部に定着させなかったが、耐力、靱性能共に向上することを確認した。

**キーワード:** 袖壁付き柱, 耐震補強, UFCパネル, 靱性能, 鉄筋定着

## 1. はじめに

既往の研究において、文献1)に示される超高強度繊維補強コンクリート(以下 UFC)を用いた袖壁付き柱部材の耐震補強方法が提案され、この耐震補強方法による曲げ終局強度の向上が確認されている。しかし、最大耐力到達後の耐力低下が急激で靱性能が低いことから、靱性能向上に効果的な耐震補強方法の開発が必要である。

そのため本論では、袖壁付き柱部材における靱性能向上を目的とし、袖壁付き柱部材の袖壁部分に UFC パネルまたは RC 造壁を取り付け、曲げ破壊を想定した載荷実験を行った。UFC パネル補強においては、パネル脚部の厚さをパラメーターとし、曲げモーメントの大きい部材脚部の重点的な補強が靱性能に与える影響について検討を行う。一方 RC 壁補強においては、RC 壁補強部の拘束筋を十分に配し、壁筋を定着させずに袖壁付き柱部に取り付けることで、鉄筋を定着させない RC 壁補強が靱性能に与える影響について検討を行う。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

本論で検討を行う試験体は、実建造物の 2/3 スケールの試験体計 3 体である。袖壁付き柱部の試験体概要を表-1 に、使用したコンクリート、UFC、無収縮モルタルの材料試験結果を表-2 に、使用した鉄筋の材料試験結果を表-3 に、袖壁付き柱部の試験体図を図-1 に、UFC 補強部詳細図を図-2 に、RC 壁補強部詳細図を図-3 に示す。袖壁付き柱部の共通因子として、柱壁内法長さ  $h=1700\text{mm}$ 、 $B \times D=450 \times 450\text{mm}$ 、壁厚  $t=80\text{mm}$ 、袖壁長さ  $D'=450\text{mm}$ 、シアスパン  $M/Q=2400\text{mm}$  である。

UFC 補強試験体と RC 壁補強試験体の袖壁付き柱部は配筋が異なり、UFC 補強試験体の袖壁付き柱部はせん断余裕度が比較的大きく、RC 壁補強試験体の袖壁付き柱部はせん断余裕度が比較的小さくなっており、袖壁付き柱部のせん断余裕度の違いが各補強方法に与える影響に関して検討を行う。

表-1 袖壁付き柱部試験体概要

試験体名	柱内法長さ (mm)	柱断面 (mm×mm)	壁厚 (mm)	袖壁長さ (mm)	柱主筋	柱帯筋	壁縦筋	壁端部筋	壁横筋	軸力比
CW2-SR1 CW2-SR1J	1700	450×450	80	450	16-D19 (SD345)	4-D10(SD295) @60	D6(SD295) @165	D10(SD295) @30	D6(SD295) @85	0.1
CW3-SR0						2-D10(SD295) @120	D10(SD490) @150	D13(SD490) @40	D6(SD295) @150	

表-2 コンクリート、UFC、無収縮モルタル 材料試験結果

試験体名	既存部コンクリート		UFC			無収縮モルタル		補強壁部コンクリート	
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )
CW2-SR1	32.8	29.3	238.3	33.3	56.4	136.4	35.3	—	
CW2-SR1J	26.2	26.1	228.0	37.9	—	114.4	30.7	—	
CW3-SR0	25.1	25.6	—			—		28.0	24.8

\*1 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

\*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)

CW2-SR1 と CW2-SR1J は 2 体とも UFC パネル補強試験体となっており、CW2-SR1 は袖壁部に厚さ 30mm の UFC パネルを 1 枚貼りで補強した試験体で、これに対し CW2-SR1J は脚部のパネル厚さを厚くした試験体となっており、図-2 の脚部パネル漸増位置に示すように試験体の脚部 710mm の高さから 410mm の高さにかけてパネル厚さを 30mm から 60mm まで漸増させ、曲げ終局強度を算定する危険断面位置を試験体脚部とすることで、脚部のパネル形状の変化が靱性能に与える影響を検証する。また、UFC パネル接着方法として、袖壁とパネルの貼付面には厚さ 10mm のエポキシ樹脂を塗布し、接着剤を満

遍なく充填させるために M10 普通ボルトを人力で締め付けることにより圧着させ、スタブとパネルの間には厚さ 20mm の無収縮モルタルを充填した。

CW3-SR0 は厚さ 160mm の RC 壁により補強を行った試験体で、図-3 に示すように十分に拘束筋が配されており、拘束筋を十分に配した RC 壁補強が耐力及び靱性能に与える影響の検討を行う。RC 壁の取り付け方法として、袖壁部の面外方向に埋め込んだインサートに高力ボルトを差し込み、壁筋を柱やスタブに定着させずに組み、その後コンクリートを打設した。これにより、鉄筋の定着の有無が靱性能に与える影響についても検討を行う。

表-3 鉄筋材料試験結果

試験体名	使用部位	鉄筋径	材種	ヤング係数 ( $\times 10^9 \text{N/mm}^2$ )	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	降伏ひずみ ( $\mu$ )
CW2-SR1	柱主筋	D19	SD345	183	373	554	2235
	柱帯筋	D10	SD295A	179	361	470	2015
	壁縦横筋	D6	SD295A	182	390	537	2146
	壁端部筋	D10	SD295A	173	364	485	2176
CW2-SR1J	柱主筋	D19	SD345	169	384	552	2342
	柱帯筋	D10	SD295A	179	361	492	1989
	壁縦横筋	D6	SD295A	165	341	501	2062
CW3-SR0	柱主筋	D19	SD345	169	384	552	2342
	柱帯筋	D10	SD295A	179	361	492	1989
	壁縦筋	D10	SD490	174	549	762	3154
	壁横筋	D6	SD295A	165	341	501	2062
	壁端部筋	D13	SD490	178	377	740	2100
	壁斜め筋	D10	SD295A	171	367	485	2201

## 2.2 加力・計測計画

図-4 に示す荷重装置を用いて水平方向に変位制御で、北側への荷重を正荷重、南側への荷重を負荷重とし、正負交番繰り返し荷重を行う。中層 RC 造共同住宅の袖壁付き柱を想定し、柱断面に対して軸力比 0.1 の一定軸力を与え、荷重履歴は、変位制御により部材角  $R$  (=柱頂部変形/柱内法高さ) を 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0% と漸増させ、繰り返し回数として 0.125% を 1 サイクル、0.25% 以降は 2 サイクルずつ行い、補強効果が発揮される最大耐力付近において荷重の大きい状態を想定し、1.0% のみ 5 サイクル行った。最終的に CW2-SR1, CW3-SR0 は 5.0%, CW2-SR1J は 7.0% で押し切った。

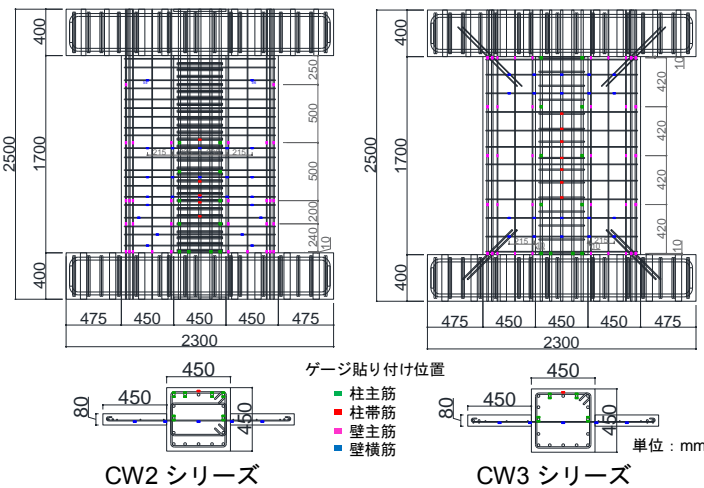


図-1 袖壁付き柱部試験体図

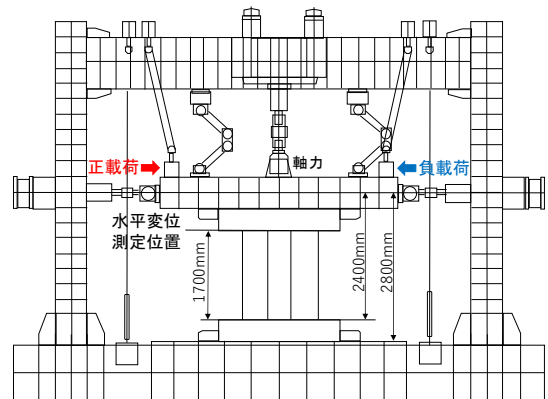


図-4 荷重装置

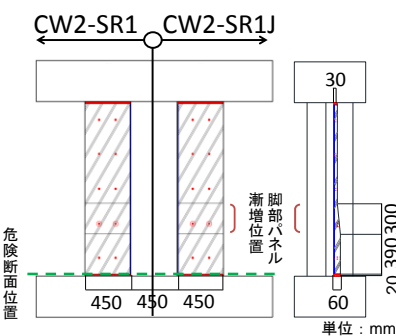


図-2 UFC 補強部詳細図

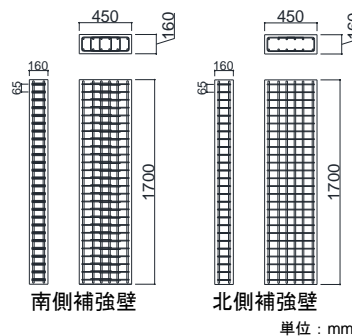


図-3 RC 壁補強部詳細図

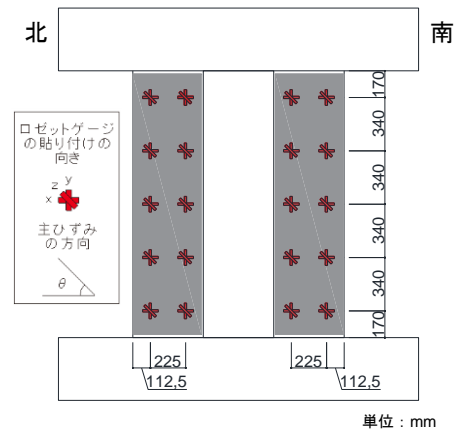


図-5 ロゼットゲージ貼り付け位置図

また、UFCパネルにロゼットゲージを20箇所取り付け、UFCパネルのひずみを計測した。UFCパネルに貼り付けたロゼットゲージ位置図を図-5に示す。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊経過

CW2-SR1は正方向荷重時には $Q=90\text{kN}$ で、負方向荷重時には $Q=-90\text{kN}$ で袖壁脚部に曲げひび割れが発生した。R=0.5%のサイクルでは袖壁端部に圧壊が発生し、袖壁と柱の境界部に複数のせん断ひび割れが発生した。R=1.0%のサイクルでは、UFC補強部では無収縮モルタルの圧壊及びUFCパネルにひび割れが発生し、袖壁部では端部補強筋の座屈により袖壁脚部のコンクリートが剥落することで、最大耐力 $Q=451.6\text{kN}$ を迎えた。その後、袖壁部の剥落が大きく進展し、袖壁脚部の圧壊から、最終的な破壊性状は曲げ圧縮破壊と判断した。

CW2-SR1Jは正方向荷重時には $Q=92.7\text{kN}$ で、負方向荷重時には $Q=-46.4\text{kN}$ で、袖壁に曲げひび割れが発生した。R=0.5%サイクルでは袖壁端部に圧壊が発生し、袖壁と柱の境界部に複数のせん断ひび割れが発生した。R=1.0%のサイクルでは、UFC補強部では無収縮モルタルの圧壊が発生し、袖壁部では端部補強筋の座屈により袖壁脚部のコンクリートが剥落することで、最大耐力 $Q=464.6\text{kN}$ を迎えた。その後、袖壁部は徐々に剥落が拡大したが、UFCパネルに関しては目立った損傷は確認されず、袖壁脚部の圧壊から、最終的な破壊性状は曲げ圧縮破壊と判断した。

CW3-SR0は袖壁付き柱部に関しては、正方向荷重時には $Q=77.3\text{kN}$ で、負方向荷重時には $Q=-43.4\text{kN}$ で、袖壁に曲げひび割れが発生し、RC壁補強部に関しては、 $Q=67\text{kN}$ で、負方向荷重時には $Q=-72.8\text{kN}$ で曲げひび

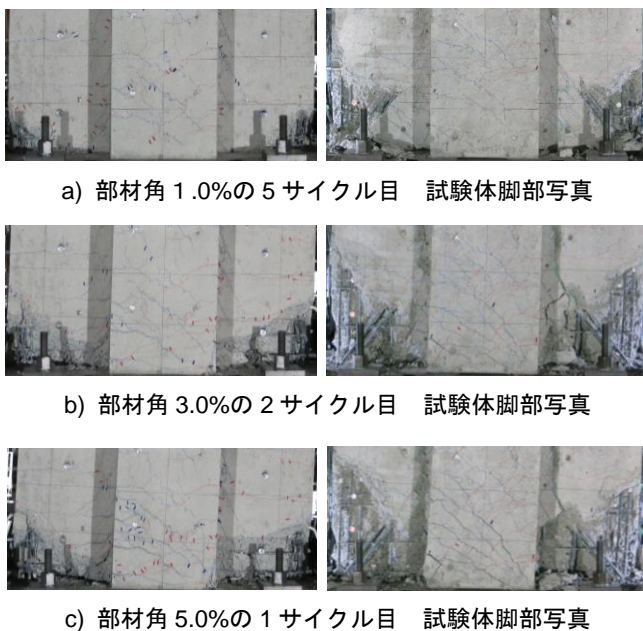


図-6 CW2-SR1(左)とCW3-SR0(右)の剥落進展状況

割れが発生した。R=0.5%サイクルでは壁幅面の袖壁付き柱部-補強部間に鉛直方向のひび割れが発生し、袖壁の柱との境界部に複数のせん断ひび割れが発生し、R=1.0%で袖壁付き柱部コンクリートの剥落により最大耐力 $Q=538.9\text{kN}$ を迎えた。その後、RC壁補強部はかぶりコンクリートに多少剥落が確認されたが、袖壁部は端部補強筋が繰り返し荷重により、伸びと座屈を繰り返す毎に袖壁脚部のコンクリートが剥落する領域が鉛直方向に拡大し、袖壁脚部の剥落が大きく進展した。袖壁脚部の圧壊から、最終的な破壊性状は曲げ圧縮破壊と判断した。以下の図-6に、CW2-SR1とCW3-SR0の試験体脚部における剥落の進展状況を示す。

#### 3.2 変形状

図-7に試験体3体の荷重変形関係の包絡線の比較を、表-4に最大耐力時の部材角と終局変形角を、図-8に試験体3体における鉄筋の降伏状況及び最終的な破壊性状の写真を示す。なお、ここでは包絡線により最大耐力の8割まで耐力が劣化した時点での部材角を終局変形角と定義する。CW2-SR1は、部材角1.0%で最大耐力を迎えてすぐ耐力が大きく低下し、その後も耐力が復元しなかったことから、UFCパネル1枚張り補強における靱性能の向上は確認されなかった。CW2-SR1Jは7.0%の押し切りを行ったが最大耐力の8割まで耐力が低下しなかつ

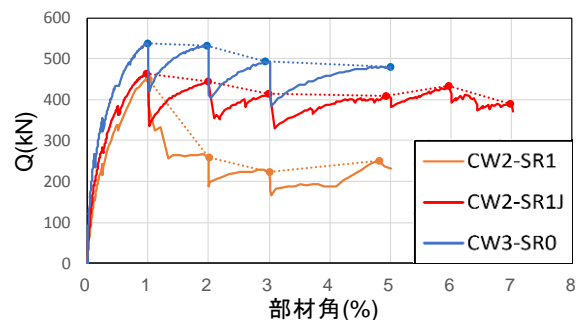


図-7 包絡線比較

表-4 最大耐力時変形角と終局変形角

試験体名	CW2-SR1		CW2-SR1J		CW3-SR0		
	正側	負側	正側	負側	正側	負側	
最大耐力時	耐力(kN)	451.6	-429.7	464.6	-462.1	538.9	-508.5
	部材角(%)	1.00	-0.95	0.97	-0.99	0.99	-0.99
終局変形時	耐力(kN)	350.4	-327.5	—		433.2	—
	部材角(%)	0.94	-0.94	—		5.96	—

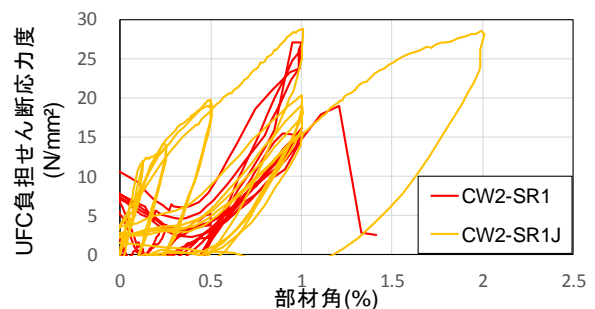


図-9 UFCの負担せん断応力度の比較

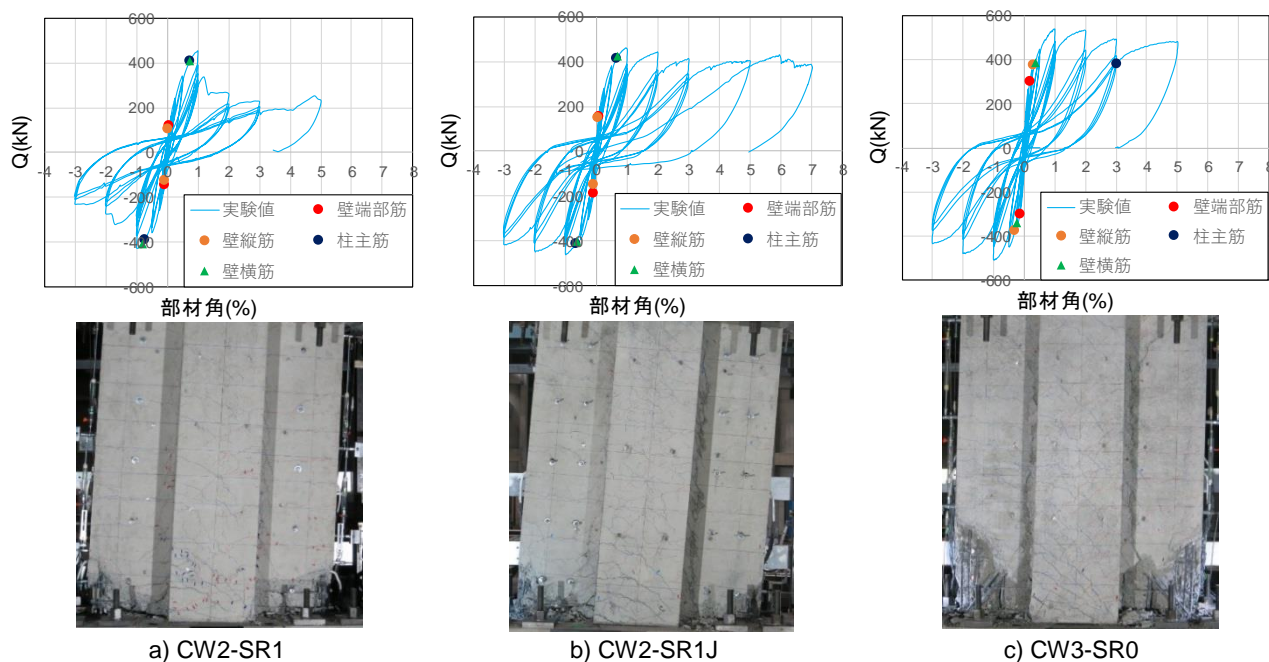


図-8 荷重変形関係と鉄筋降伏位置

たため、終局変形角は7.0%以上であり、脚部のパネル厚さを2倍にしてテーパをつけたUFC補強により、靱性能が大きく向上することを確認した。この要因として、図-5に示すUFCパネルに貼り付けたロゼットゲージより、CW2-SR1とCW2-SR1Jにおける実験時のUFCの負担せん断応力度を算定し比較した。UFCの負担せん断応力度の比較を図-9に示す。3.1破壊経過に示すように、CW2-SR1に関しては、部材角1.0%時にUFCパネルの損傷により、UFCの負担せん断応力度が最大を迎え、その後部材角2.0%以降、パネルがせん断力を負担していないが、CW2-SR1Jは部材角1.0%以降もUFCパネルのひび割れが確認されず、UFCの負担せん断応力度が低下せず、部材角2.0%時でも1.0%時と同程度のせん断力を負担していることが確認できる。このことから、脚部のパネル厚さが30mmでは部材角1.0%でUFCパネル損傷してしまい、靱性能が低下したが、パネル厚さが60mmでは、部材角1.0%でもUFCパネルにひび割れが生じず、その後もせん断力を負担していたため、耐力が低下せず靱性能が確保されたと考えられる。

また、CW3-SR0においても、5.0%の押し切りを行ったが最大耐力の8割まで耐力が低下しなかったため、終局変形角は5.0%以上であり、RC壁補強においても靱性能が大きく向上することを確認した。この要因として、CW3-SR0は3.1破壊経過に示すように、袖壁付き柱部に関しては端部筋の伸びと座屈により剥落が大きく進展したが、RC壁補強部の損傷は袖壁付き柱部に比べ小さく、袖壁付き柱部のコンクリート剥落後もRC壁補強部がせん断力を負担したことから、靱性能が確保されたものと考えられる。

#### 4. 考察

##### 4.1 骨格曲線評価

試験体3体における変形性状を算定するために骨格曲線による算定を行った。曲げひび割れ強度、剛性低下率に関しては、UFCパネル及びRC壁による補強効果はないと仮定し、文献2)袖壁付き柱部材に基づき、袖壁付き柱部分における曲げひび割れ強度、剛性低下率の算定を行った。曲げひび割れ強度、剛性低下率の算定式を以下の式(1)(2)に示す。

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

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

ここで、 $M_c$ : 曲げひび割れ強度(N)、 $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_0$ : 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断面係数(mm<sup>3</sup>)、 $N_e$ : 軸力によって構造心周りに働くモーメント(N・mm)、 $\alpha_y$ : 剛性低下率、 $n$ : ヤング係数比、 $p_t$ : 中立軸位置を中心とした引張鉄筋比、 $a/D$ : シアスパン比、 $\eta_0$ : 軸力比、 $d$ : 有効せい(mm)、 $D$ : 部材全せい(mm)とする。

初期剛性に関しては、RC造袖壁付き柱にUFCパネル及びRC壁を増設しているため、文献3)で提案されている袖壁を増設した柱の剛性評価式に基づき、UFCパネル及びRC壁を有効幅 $B_e$ の圧縮筋交いに置換したトラスと、曲げせん断柱とを合成し、算定を行った。UFC補強及びRC壁補強における初期剛性算定式をそれぞれ以下の式(3)に示す。

$$K_1 = 4l^2 / \left( \frac{h^3}{E_s A_s} + \frac{2L^3}{E_B A_B} \right) + K_0 \quad (3)$$

ここで、 $K_1$  : UFC 補強もしくは RC 壁補強時の初期剛性(N/mm),  $h$  : 補強部内法高さ(mm),  $l$  : 補強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/mm<sup>2</sup>),  $A_s$  : 柱主筋の断面積(mm<sup>2</sup>),  $E_B$  : 圧縮筋交いのヤング係数で、UFC もしくは RC 壁コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>),  $A_B$  : 圧縮筋交いの断面積(mm<sup>2</sup>) (=  $\alpha_B \cdot t^2$ ),  $t$  : 壁厚(mm),  $\alpha_B$  : 有効斜材幅比で、UFC 補強時は 5.6, RC 壁補強時は 5.0 とする,  $K_0$  : 袖壁付き柱部の初期剛性(N/mm<sup>2</sup>)とする。

曲げ終局強度に関しては、文献 1)の等価ブロック法を用いた曲げ理論式に基づき、袖壁付き柱部と UFC パネル及び RC 壁が一体となり、ひずみ分布が同等であると仮定し、通常の RC 部材の断面解析から得られる強度に、UFC パネル及び RC 壁による補強効果を考慮した項を追加し評価を行った。UFC 補強及び RC 壁補強における曲げ終局強度算定式をそれぞれ以下の式(4)に、曲げ終局強度算定法の概念図を以下の図-10 に示す。なお、脚部のパネル厚さを厚くした UFC 補強試験体 CW2-SR1J に関しては、想定される危険断面位置を下スタブ上面位置とし、パネル厚さが増加したことにより脚部まで十分に応力伝達が行われていると仮定し、UFC パネル厚を 60mm とした場合と、十分に応力伝達が行われていないと仮定し、UFC パネル厚を 30mm とした場合の 2 パターンにおいて算定を行った。

$$M_u = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d_t - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \sigma_{av} \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot X_n)^2 / 2 - \varepsilon_c \cdot E_B \cdot t_B \cdot X_n^2 / 3 + N \cdot g \quad (4)$$

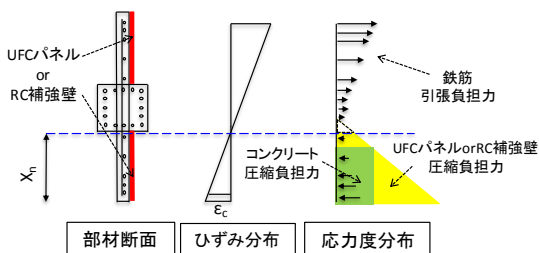


図-10 曲げ終局強度算定時の応力度分布概念図

ここで、 $A_{st}$  : 引張側鉄筋の各断面積(mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{st}$  : 各引張側鉄筋の応力度(N/mm<sup>2</sup>),  $d_t$  : 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(mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{sc}$  : 各圧縮側鉄筋の応力度(N/mm<sup>2</sup>),  $d_c$  : 圧縮縁から各圧縮側鉄筋までの距離(mm),  $\sigma_{av}$  : コンクリートの平均応力度(N/mm<sup>2</sup>) (=  $0.85\sigma_B$ ),  $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>),  $b$  : 柱幅あるいは袖壁厚さ(mm),  $\beta_1$  : 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,  $X_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm),  $\varepsilon_c$  : コンクリート圧縮縁歪み,  $E_B$  : UFC もしくは RC 壁コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>),  $t_B$  : UFC パネルもしくは RC 壁の厚さ(mm),  $N$  : 軸方向力(N),  $g$  : 圧縮縁から重心位置までの距離(mm)とする。

以上の算定法を用いて、試験体 3 体における実験値と骨格曲線を比較した結果を以下の図-11 に、最大耐力算定値の精度(実験値/算定値)を表-5 に示す。なお、CW2-SR1J の UFC パネルのヤング係数は計測できなかったため、CW2-SR1 と同様の値を用いて算定を行った。図-11 より、初期剛性及び第一折れ点後の剛性共に精度よく算定されていることが確認できる。また表-5 より、CW2-SR1 に関しては、最大耐力を精度良く算定できていることが確認できる。CW2-SR1J に関しては、UFC パネル厚を 60mm とした場合、耐力を過大評価して危険側の算定となってしまう、UFC パネル厚を 30mm とした場合、安全側ではあるが、やや耐力を過小評価していることが確認できる。このことから、UFC パネルにテーパをつけた場合、脚部のパネルが厚さ 30mm 以上は応力を負担しているが、パネル厚さ 60mm ほどは応力を負担していないことが確認できる。また CW3-SR0 に関しては、最大耐力を精度良く算定できていることが確認できる。

表-5 最大耐力算定値の精度

試験体名	CW2-SR1	CW2-SR1J		CW3-SR0	
		パネル厚30mm	パネル厚60mm		
最大耐力	実験値	正側 451.6	464.6		538.9
	負側	-429.7	-462.1		508.5
	算定値	472.0	409.7	514.4	516.4
精度(実験値/算定値)	正側	1.02	1.13	0.90	1.04
	負側	0.98	1.13	0.90	-0.99

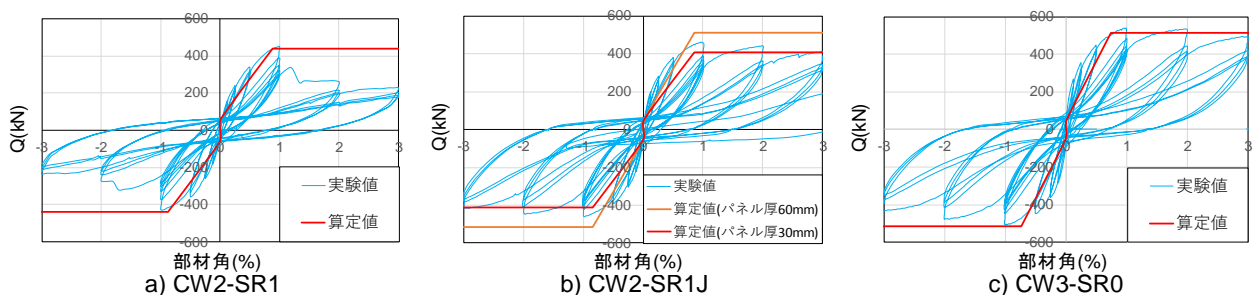


図-11 実験値と骨格曲線の比較

#### 4.2 RC 壁補強試験体に対する終局変形角評価

RC 壁補強試験体 CW3-SR0 において、文献 4) に記される袖壁付き柱部材における終局変形角算定法に基づき、終局変形角の算定を行った。以下の式(5)に文献 4) における終局変形角算定式を示す。

$$R_u = c \times 2t_w \times \varepsilon_{cu} / x_n \quad (5)$$

ここで、 $R_u$ ：終局変形角(rad)， $c$ ：実験結果に基づく係数で  $c = 6$  とする， $t_w$ ：壁厚(mm)， $x_n$ ：中立軸位置(mm) とし、ひずみ度  $\varepsilon_{cu}$  に関しては、文献 4) では ACI318 (14) の耐震壁の規定に記されている拘束条件を用いることで、端部拘束筋による拘束効果を考慮したひずみ度  $\varepsilon_{cu}$  を算定している。当該 ACI 規定の拘束条件を以下に示す。

- ① 拘束域長さ： $c - 0.1l_w$  と  $c/2$  以上である。
- ② 壁厚： $h_w/16$  以上である。
- ③ 横補強筋間隔：次の 3 つの条件を満たす。

- (1) 最小柱寸法  $D'$  の  $1/6$  以下
- (2) 壁端部補強筋径  $d'$  の 6 倍以下
- (3)  $s_o = 100 + (355 - h_x)/75$  (mm) 以下

ここで、 $c$ ：中立軸深さ(mm)， $l_w$ ：袖壁付き柱全体の長さ(mm)， $h_w$ ：袖壁付き柱のクリアスパン(mm)， $h_x$ ：フープ筋、中子筋の両方と接続する縦筋の最大の中心間距離(mm)とする。

以上①～③の拘束条件において、各項目がそれぞれ実際の拘束域長さ、壁厚、横補強筋間隔をどれだけ満たしているかの係数を  $k_1$ 、 $k_2$ 、 $k_3$  として算定し、以下のよう

- ・ 端部無拘束時： $\varepsilon_{cu} = 0.003$
- ・ 端部拘束時： $\varepsilon_{cu} = 0.006 \times k$

ここで、低減係数  $k = \min(k_1, k_2, k_3)$  (ただし、 $0.5 \leq k \leq 1.0$ )、 $k_1 = \min(\text{拘束域長さ} \div c - 0.1l_w, \text{拘束域長さ} \div c/2)$ 、 $k_2 = (\text{壁厚} \div h_w/16)$ 、 $k_3 = \min(D'/6 \div \text{横補強筋間隔}, 6d' \div \text{横補強筋間隔}, s_o \div \text{横補強筋間隔})$

以上の方法を用いて算定した ACI 規定における拘束条件計算値を以下の表-6 に示す。なお、CW3-SR0 は南北の RC 壁補強部で配筋が異なり、北側の RC 壁補強部は端部無拘束であるため、以下の表-6 では南側 RC 壁補強部が作用する正載荷時の拘束条件計算値である。表-6 より、正載荷時は低減係数  $k=1.0$  となり、式(5)により終局変形角を算定すると、

表-6 ACI 規定における拘束条件計算値

試験体実寸法			拘束条件計算値		係数	
拘束域長さ(mm)	380		≥	$c-0.1l_w$	241	$k_1$
		$c/2$		188		
壁厚(mm)	240	≥	$h_w/16$	106	$k_2$	2.26
			$D'/6$	75		
横補強筋間隔(mm)	65	≤	$d' \times 6$	78	$k_3$	1.15
			$s_o$	104		

CW3-SR0 における終局変形角算定値  $R_u$  は正載荷時に 4.6%、負載荷時に 2.3% となった。しかし、実験では正載荷時に 5.0%、負載荷時に 3.0% 以上の終局変形角が確認されており、過小評価となってしまうことが確認できる。この原因として、3.1 破壊経過に示すように、鉄筋の定着を行わなかった RC 壁補強部は鉄筋が定着している袖壁付き柱部と比べ損傷が抑制されており、鉄筋を定着させないことで、鉄筋の伸びと座屈があまり生じず、損傷が抑制されたことにより、靱性能が向上したと考えられる。

#### 5. まとめ

本論では、RC 造袖壁付き柱部材における、靱性向上を目的とした耐震補強方法の検討を行った。以下に本論により得られた知見を示す。

- ① UFC パネル補強試験体に関して、脚部のパネル厚さを厚くしテーパをつけることで、靱性能が向上することが確認されたが、耐力に関してはあまり変化がなかった。これは、脚部のパネル厚 60mm まで十分に応力が伝達されていなかったためであると考えられる。
- ② RC 壁補強試験体に関して、RC 壁補強部に拘束筋を十分に配筋し、壁筋の定着を行わないことにより、補強部の損傷が抑制され、靱性能の向上が確認された。

#### 参考文献

- 1) 久保佳祐, 向井智久, 石岡拓, 内田崇彦: 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
- 2) 国土政策技術総合研究所ほか監修: 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書, pp.649-651, 661-669, 672-679, 2015.6
- 3) 東洋一, 大久保全陸, 藤又康: 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 3) プレキャスト袖壁付加補
- 4) 強柱の剛性と強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1575~1576, 1976.10
- 5) 工藤陸, 向井智久, 渡邊秀和, 衣笠秀行: 袖壁付き柱部材及び長方形断面壁部材における端部拘束が靱性能に与える影響に関する実験研究, 日本コンクリート工学年次論文集, pp.307-312, 2018

謝辞: 本研究は、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。関係各位に謝意を表します。