

論文 UFC パネル補強した RC 造袖壁付き柱の骨格曲線評価

久保 佳祐*1・向井 智久*2・石岡 拓*3・内田 崇彦*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、補強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。実験結果より、補強による初期剛性および曲げ終局強度の向上及びパネルの分割数が剛性に与える影響を確認した。UFC パネル補強時の曲げ終局強度及び初期剛性についての算定法を提案するとともに、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

筆者等は既往の研究において超高強度繊維補強コンクリート(以下 UFC)を用いた柱部材の耐震改修方法を検討し、その有効性の確認と終局強度の評価¹⁾を行った。一方、RC 造袖壁付き柱を補強した場合については、複数枚の UFC パネルを用いて補強した構造実験を実施し、その補強効果について検討している²⁾ものの、UFC パネル補強時の最大耐力を評価する方法や補強パネルを分割した際の初期剛性及び降伏時剛性の算定法については検討していない。そこで本論では既往の文献³⁾で示された 1 体の無補強試験体および 4 体の補強試験体、無補強試験体を載荷後補修し UFC パネルで補強した試験体 1 体の計 6 体の実験結果を用いて、UFC パネルで補強した部材の骨格曲線の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手法を検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本論で検討する試験体は計 6 体とし、既往の文献³⁾の CW2-SR2 を除く 5 体及び補修補強した CW2-SF とする。既往の文献²⁾より、CW2-SR2 は袖壁と UFC パネル間の固定ボルトが緩みにより、袖壁と UFC パネルが一体性に問題があるとされたため、本検討では対象としておらず、本検討ではその他の試験体共通で袖壁とパネルは貼付面にエポキシ樹脂を塗布し、固定ボルトを人力で締め付けることにより圧着したものを対象とした。CW2-SF は無補強試験体である CW2-S の載荷終了後に袖壁に配された縦筋を切断し、剥落したコンクリートをパネル補強に用いた無収縮モルタルとは異なる強度のモルタルによって断面補修を行い、その上に UFC パネルで補強した試験体である。また、一方の袖壁のみの脚部に幅 20

表-1 補強対象とした袖壁付き柱

縮尺	壁厚	柱せい	柱幅	袖壁高さ	袖壁高さ (スリット有壁)	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
2/3	80mm	450mm	450mm	1700mm	1680mm	450mm	16-D19 (SD345)	4-D10 (SD295A)	Pw=1.06%	D6@165single (SD295A)	D6@85single (SD295A)	Ph=0.47%	2-D10 (SD295A)	24N/mm ²

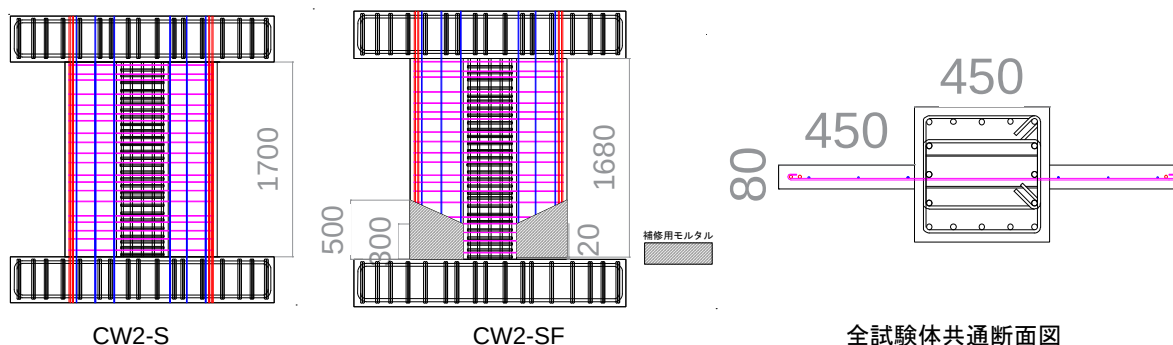


図-1 既存袖壁付き柱配筋図

*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)

*4 佐藤工業株式会社 技術研究所

mmのスリットを設けているため、その袖壁が圧縮される
 載荷では壁脚部でUFCパネルのみが圧縮抵抗する。

既存袖壁付き柱試験体CW2-Sは柱断面を450mm×
 450mm、壁厚を80mm、壁長を450mm、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。既存袖壁付き柱の諸元を表-1に示す。

CW2-S及びCW2-SF既存部の配筋図及び断面図を図
 -1に示す。CW2-SFを除く補強試験体はCW2-Sに補強

表-2 各試験体の補強UFCパネル詳細

試験体		CW2-S	CW2-SR1	CW2-SR1V	CW2-SR2V	CW2-SR2T	CW2-SF
パネル分割数 (枚)	鉛直	-	1	2	2	1	
	水平	-	1	1	5	5	
パネル厚 (mm)		-	30			10/20	30

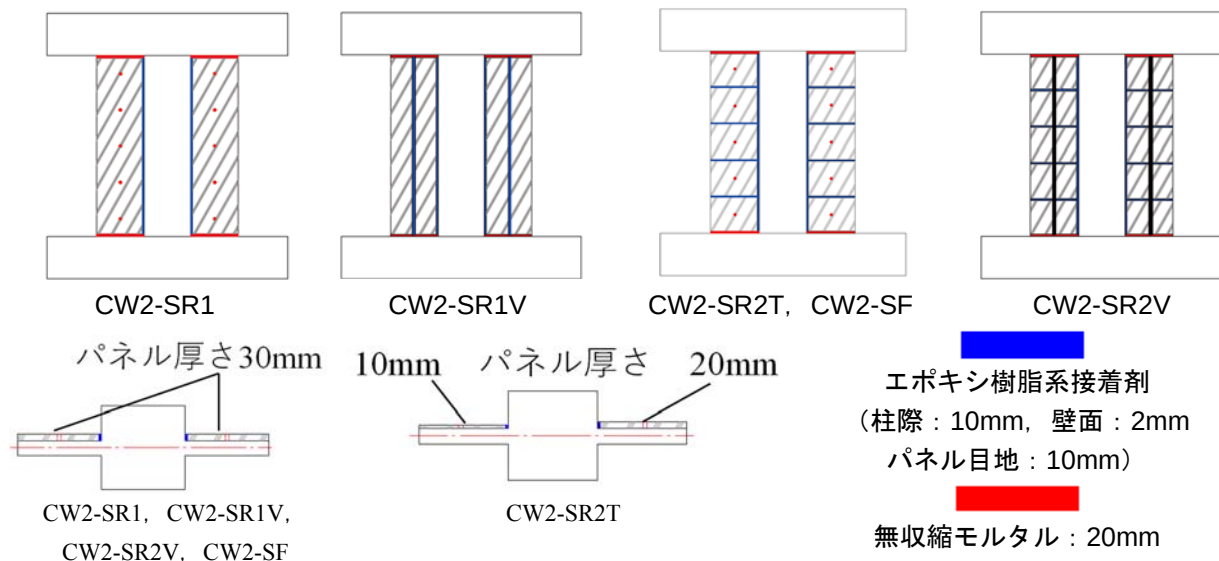


表-3 各種材料試験結果

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 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [× 10 ³ N/mm ²]	材齢 日	圧縮強度 [N/mm ²]	曲げ強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [× 10 ³ N/mm ²]	材齢 日	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [× 10 ³ N/mm ²]	材齢 日
CW2-S	32.8	2.3	29.3	238	238.3	37.9	56.4	80	136.4	35.3	30
CW2-SR1				48	251.7	39.7	55.6	60	84.5	32.5	36
CW2-SR1V	35.2	3.05	26.6	48							
CW2-SR2V	36.4	2.99	27.6	69							
CW2-SR2T	35.9	2.64	26.9	61							
CW2-SF	35.2	2.84	28.1	399					118.1	32.2	21
CW2-SF 壁脚部補修用									75.2	24.1	94

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]
CW2-S, CW2-SR1	壁筋	D6	SD295A	182	390	537	2,146
	開口補強筋	D10	SD295A	173	364	485	2,176
	柱帯筋	D10	SD295A	179	361	470	2,015
	柱主筋	D19	SD245	183	373	554	2,235
CW2-SR1V, CW2-SR2V CW2-SR2T, CW2-SF	壁筋	D6	SD295A	177	324	493	1,832
	開口補強筋	D10	SD295A	183	387	521	2,214
	柱帯筋	D10	SD295A	184	364	490	2,022
	柱主筋	D19	SD245	177	368	554	2,175

※D6の鉄筋は2%オフセットの降伏強度を用いた

をした試験体のため既存部配筋図は CW2-S と共通とする。また、CW2-SF 既存部は片側袖壁の脚部に 20mm のスリットを設けた。また、両側の壁縦筋を切断したため袖壁一下スタブ間の定着はないものとなっており図-1 の CW2-SF の脚部の鉄筋のない部分がモルタルにより補修した部分となる。試験体図及び補強方法を図-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、CW2-SR1 は 1 枚の UFC パネル、CW2-SF は水平方向に 5 分割した UFC パネルによる補強とした。CW2-SR1V は一枚の UFC パネルを鉛直方向に均等に 2 分割したパネル形状である。CW2-SR2V は水平方向 5 分割したパネルを鉛直方向に均等に 2 分割し、10 分割したパネル形状である。CW2-SR2T は CW2-SF 同様に水平方向に 5 分割したパネル形状であるが、各袖壁に取り付ける UFC パネルの厚さが異なり、それぞれ 20mm 及び 10mm である。なお、これ以外の UFC パネルの厚さは 30mm である。補強試験体の共通項目は、パネルの分割目地厚さは 10mm で、目地にはエポキシ樹脂を充填する。スタブとパネルは厚さ 20mm の無収縮モルタルによって接着した。既存部に使用した各種材料試験の結果及び補強に使用した UFC パネルの諸元を表-2 に示す。また試験体に使用した各材料の試験結果を表-3 に示す。

2.2 加力計画

加力装置を図-3 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。この時、図-2 における北側が正载荷となり、CW2-SR2T ではパネル厚さ 20mm の袖壁、CW2-SF ではスリットを設けた袖壁が圧縮側となる。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) $1/800\text{rad.}$ 、 $1/400\text{rad.}$ 、 $1/200\text{rad.}$ 、 $1/100\text{rad.}$ 、 $1/50\text{rad.}$ 、 $1/33\text{rad.}$ を正負交番繰返し载荷で、 $1/800\text{rad.}$ を 1 サイクル、 $1/400\text{rad.}$ と $1/200\text{rad.}$ を 2 サイクル、 $1/100\text{rad.}$ を 5 サイクル、以降 3 サイクルずつ行い、最後に $1/20\text{rad.}$ の正载荷まで押し切った。また、長期軸力

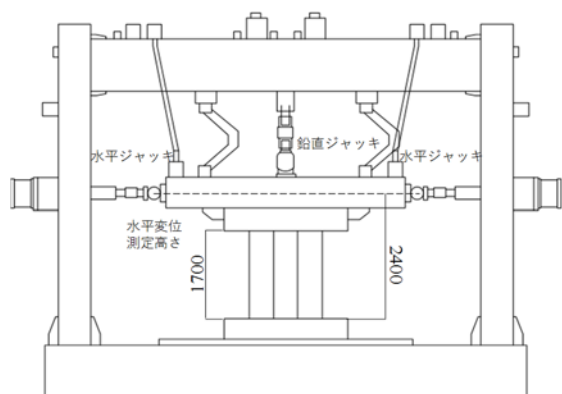


図-3 建研式加力装置

は柱断面積に対し軸力比 0.1 となる荷重を作用した。

2.3 計測計画

ひび割れ計測については既往の研究りと同様、ひび割れ幅と浮き・剥落面積を各サイクルのピーク及び除荷の時点で計測した。また水平荷重 40kN から 15kN ごとに試験体脚部を確認し、曲げひび割れ強度を確認した。

3. 実験結果

試験体の破壊性状について概要を述べる。まず試験体は 6 体ともに開口補強筋、壁縦筋が降伏し、柱主筋の降伏と概ね同時に最大耐力に到達した。最大耐力到達直前では、圧縮側袖壁の脚部圧壊が生じ、最大耐力到達後には圧壊が進展することで耐力低下した。上記したことや耐力低下後に一定の耐力に落ち着いたことから破壊モードは全試験体共に曲げ破壊と判断した。各試験体の荷重変形関係を図-4 に示す。UFC パネルにより袖壁補強した試験体は CW2-SF を除く全試験体共通で最大耐力を迎えた後の $1/100\text{rad.}$ にて圧縮側の袖壁の圧壊が確認された。また無収縮モルタルが面外方向への剥落が確認され、変形角が大きくなるにつれてそれらは進展した。CW2-SF では $1/400\text{rad.}$ にて正負共に圧縮側のパネル下の無収縮モルタルの隅角部にわずかに亀裂を確認した。 $1/200\text{rad.}$ ではスリットを設けた壁が圧縮側となる際パネル下の水平目地の無収縮モルタルの隅角部の亀裂が顕著となった。最大耐力到達後、 $1/100\text{rad.}$ ではパネル下の水平目地の無収縮モルタルの圧壊が進んだ。その後、正側では部材角 $1/50\text{rad}$ 付近で袖壁脚部の補修部がスタブに接触することで再び水平荷重が上昇した。スリットを設けた壁が引張側となる際には引張側袖壁の縦筋が存在しないが終局強度は無補強試験体に直接 UFC 補強を行った CW2-SR1 と同程度となった。

損傷量は無補強に比べ UFC 補強時には浮き剥落の発生が 1 サイクル遅れたこと及び $1/100\text{rad.}$ において浮き剥落面積の約 2 割程度の低減を確認した。また、水平分割がない場合は損傷がパネル脚部に集中し、水平分割がある場合には損傷が分散する傾向があることを確認した。荷重変形関係では無補強試験体に比べ UFC 補強試験体は CW2-SF を除き最大耐力が約 1.4～1.6 倍向上した。

4. パネル形状が部材の水平剛性・強度に与える影響

4.1 初期剛性

本実験で計測したひび割れ強度及びその時の変位より初期剛性を算定する。算定法として、ひび割れ強度到達までの計測点 10 点からそれぞれ割線剛性を算定し、それらの平均値を求め、初期剛性とした。得られた初期剛性の値を表-4 に示す。また本実験で CW2-SR2T 負荷荷においてひび割れ強度を計測できなかったため、正側のみでの比較を行う。結果としては無補強時に比べ UFC パ

ネル補強時は初期剛性が1.5～2.4倍増大することを確認した。また、UFCパネルを分割した試験体では分割なしの試験体より初期剛性が大きくなるものの、鉛直や水平の分割での増大率の傾向は見られなかった。

4.2 剛性低下率

各試験体において実験値の最大耐力の80%の強度に初めて到達した際の強度及びその時の変位を降伏点と定義し、その剛性を求める。その降伏点剛性から表-4に示す初期剛性で除した値を降伏時剛性低下率として算定した。算定結果を表-5に示す。結果として補強によって剛性低下率が小さくなることが確認された。またパネルの分割数の影響としては、パネル分割のないCW2-SR1に比べ鉛直2分割のCW2-SR1V及び水平5分割のCW2-SR2Vの値が小さいが、鉛直水平に10分割したCW2-SR2Vの値がCW2-SR2Tより剛性低下率が大きい。CW2-SFについては補修試験体であるため、前節を含め剛性については検討しない。

5. 骨格曲線評価

前章の実験結果を用いて、UFCパネル補強時の曲げ終局強度、初期剛性及び剛性低下率の評価式を検討する。また、ひび割れ強度については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⁴⁾に記載される式(1)で算定した。

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

ここで、 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)

5.1 曲げ終局強度

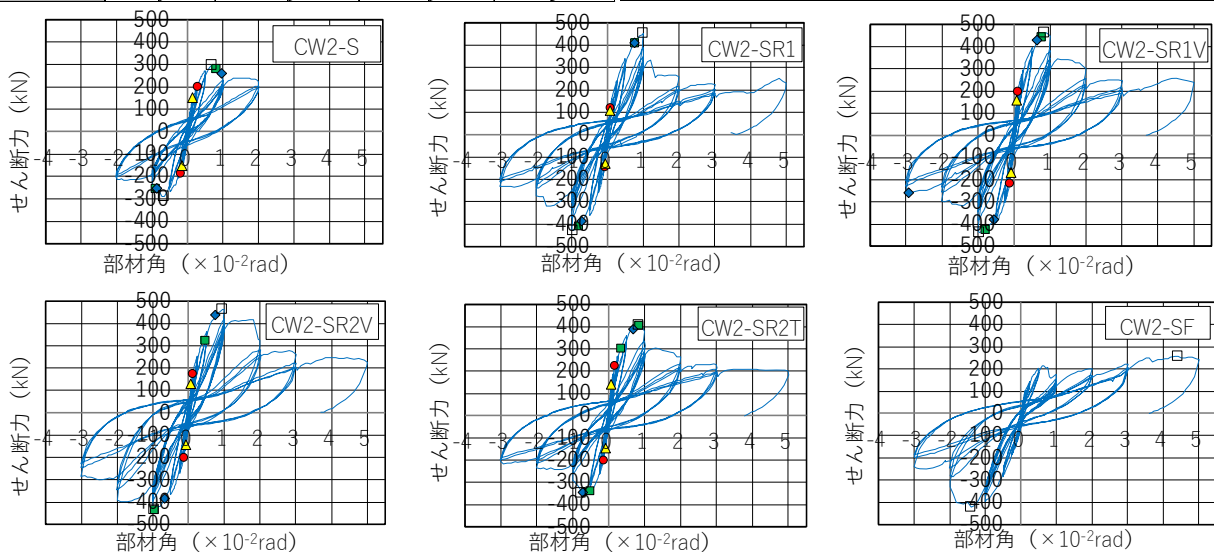
3章で示した通り、破壊モードは全て曲げ破壊であるため、ここでは曲げ終局強度について検討する。曲げ終局強度は、RC袖壁端部コンクリートの圧壊により最大耐力を迎えていることを根拠とし、既存部とUFCパネルのひずみ分布が同じと仮定する。文献⁵⁾の等価ブロック法を用いた曲げ理論式を参考とし、通常のRC部材の断面解析から得られる強度に、UFCによる補強効果を考慮した項を追加し評価する。その概念図を図-5に示す。下スタブ上面位置を危険断面位置とするためUFCパネルの引張は無考慮とした。また、UFCパネルが負担する圧縮応力度分布は、中立軸が圧縮側袖壁断面内にある場合は三角形、中立軸が柱断面内に存在する場合は、UFCパネルは袖壁のみを補強していることから壁断面内に作用する台形状とした。ここで、破壊性状より部材が最大耐力に到達直後にUFCパネル脚部に圧壊が確認されたため、脚部断面は無収縮モルタルが目地部に充填されているが、ここでの算定では無収縮モルタル部での破壊

表-4 実験より得られた初期剛性

試験体名	ひび割れ強度(kN)		ひび割れ強度時変位(mm)		初期剛性実験値(N/mm)		CW2-Sとの比較	
	正	負	正	負	正	負	正	負
CW2-S	90.7		1.24		66634.9		1.00	
CW2-SR1	91.2		0.99		99372.3		1.49	
CW2-SF	100.2	-99.7	2.14	-0.99	56316.2	46052.2	0.85	0.69
CW2-SR1V	101.7		0.66		156274.5		2.35	
CW2-SR2V	99.2		0.92		105026.5		1.58	
CW2-SR2T	75.3		0.54		114052.3		1.71	

表-5 実験より得られた剛性低下率

試験体名	最大耐力の80%強度(kN)		最大耐力80%強度時変位(mm)		降伏点剛性(N/mm)		剛性低下率		CW2-Sとの比較	
	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
CW2-S	238.8		6.21		38485.1		0.578		1.00	
CW2-SR1	361.4		10.20		35431.4		0.357		0.62	
CW2-SF	205.4	-338.0	10.22	-11.97	20099.8	28242.0	0.357	0.613	0.62	1.06
CW2-SR1V	374.4		7.50		49940.0		0.320		0.55	
CW2-SR2V	343.5		8.48		40492.8		0.386		0.67	
CW2-SR2T	329.5		6.90		47739.8		0.419		0.72	



開口補強筋 ● 壁筋(縦) ▲ (横) ■ 柱主筋 ◆ 最大耐力 □

図-4 荷重変形関係

はないものとし、UFC と同じ強度を有すると仮定した。そのためシアスパンは加力点から下スタブ上面位置までの長さとして曲げ破壊時せん断強度を算定した。CW2-SF の算定については正負それぞれに上記の算定式を用いた。スリットを設けた壁が圧縮側となる際には厚さ 30mm の UFC パネルのみが圧縮側袖壁となることとし、かつ引張側壁縦筋が存在しないこととして算定した。スリットを設けた壁が引張側となる際には引張側の袖壁が厚さ 30mm の UFC パネルのみとなり引張側袖壁部には縦筋が存在しないこととして算定した。使用した算定式は式(2)とする。

また、本検討による算定式の適用範囲は本実験における試験体に共通する UFC パネルと RC 造袖壁をボルトで固定できた試験体であることを条件とする。

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

ここで、 A_{st} : 引張側鉄筋の各断面積 (mm^2), σ_{st} : 各引張側鉄筋の応力度 (N/mm^2), 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^2), σ_{sc} : 各圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm^2), 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/mm^2) ($=0.85\sigma_B$), σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm^2), 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 $\beta_1=0.785\sim 0.811$, X_n : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm), A_{UFC} : 引張側 UFC パネルの断面積 (mm^2), σ_{UFC} : UFC パネルの引張応力度 (N/mm^2), d_{UFC} : 圧縮縁から UFC パネルの重心位置までの距離 (mm), ε_c : コンクリート圧縮歪み, E_{UFC} : UFC パネルの弾性係数(N/mm^2), t_{UFC} : UFC パネルの厚さ (mm), N : 軸方向力 (kN), g : 圧縮縁から重心位置までの距離 (mm)

5.2 初期剛性

初期剛性は、RC 造袖壁付き柱に UFC パネルを増設しているため、文献⁹⁾で提案されている袖壁を増設した柱の剛性評価式を参考に、式(3)により算定した。

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

ここで、 K_R : UFC 補強時の初期剛性, h : パネル内法高さ (mm), I : 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/mm^2), A_s : 柱主筋の断面積 (mm^2), E_B : 圧縮筋交いのヤング係数で、UFC のヤング係数 (N/mm^2) を用いる, A_B : 圧縮筋交いの断面積で、 $\alpha_B \cdot t^2$, t : 壁厚 (mm), α_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)

5.3 剛性低下率

剛性低下率については RC 袖壁付き柱に適用できる剛

性低下率の算定式(4)⁴⁾を用いる。前述した表-5 より CW2-SF を除く UFC 補強試験体では無補強に比べ剛性低下率が 0.55~0.73 倍となるため、補強による影響を考慮する必要がある。そこで本検討では UFC パネル補強により中立軸位置が変化に伴い引張鉄筋量が変化することを考慮して算定した。なおここでの中立軸位置は 5.1 で算定した値を用いた。

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

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)

上記の方法により求めた曲げ終局強度、初期剛性並びに降伏点剛性(表-6)を用いて、図-6 に骨格曲線を作成した。また、CW2-SF については本報では終局強度のみの検討としたため終局強度算定値のみ記載した。算定精度として最大耐力は全て安全側に算定され、かつ UFC 補強試験体では最大耐力は 1.02~1.23 倍と精度良く算定可能であった。最大耐力時の変位では 1.27~1.70 倍と安全側に捉えてはいるものの分割の有無により算定精度にばらつきが見られ、今後分割を考慮し精度を向上する算定法の検討が必要である。

6. 総括

RC 造袖壁付き柱を対象とし、補強材である UFC パネルの分割数をパラメータとした部材実験を行い、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。また、補修かつ UFC 補強を施したスリット付き試験体の実験を行い、RC 袖壁内の引張鉄筋や圧縮コンクリートが寄与しない状態を想定して UFC パネルの効果を確認した。

・初期剛性について UFC パネル補強時には無補強時に比べ初期剛性が 1.5~2.4 倍増大することを確認した。また、UFC パネルを分割しても初期剛性が増大することを確認できたが、分割数による傾向はみられなかった。

・UFC パネル補強時は無補強時に比べ剛性低下率が 0.55~0.72 倍となり剛性低下にパネル補強が影響していることがわかった。

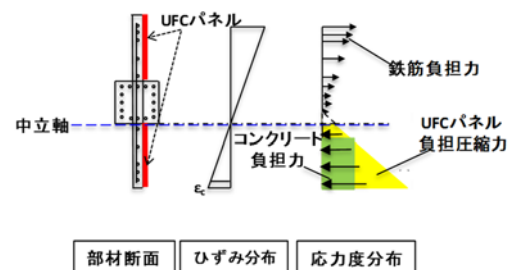


図-5 断面内の応力度歪み分布

表-6 算定精度

試験体名			CW2-S	CW2-SR1	CW2-SF	CW2-SR1V	CW2-SR2V	CW2-SR2T	
最大耐力	(kN)	正	実験値	297.1	451.6	213.4	460.6	462.1	406.3
			算定値	284.7	441.4	173.3	447.1	452.1	397.4
			精度	1.04	1.02	1.23	1.03	1.02	1.02
		負	実験値			-421.2			-348.0
			算定値			-393.9			-293.9
			精度			1.07			1.18
降伏時部材角	(%)	正	実験値	0.71	1.00		0.86	0.95	0.85
			算定値	0.44	0.75		0.64	0.56	0.67
			精度	1.60	1.33		1.34	1.70	1.27
		負	実験値						-0.76
			算定値						-0.56
			精度						1.35

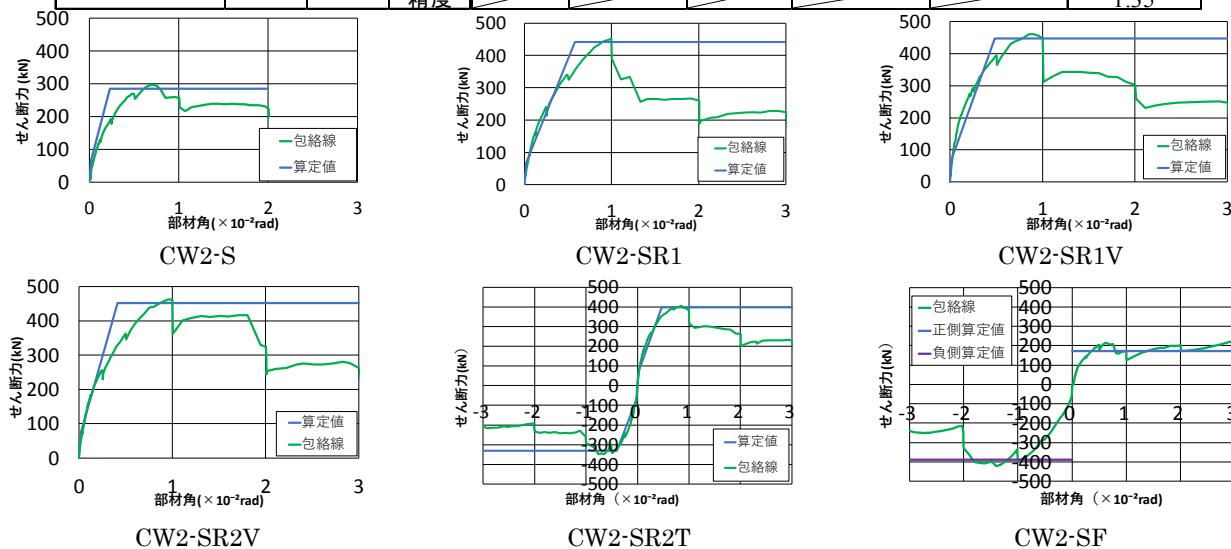


図-6 骨格曲線比較

・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、全試験体ともに安全側かつ 1.02～1.23 倍の精度で算定することが可能であった。また、本算定式は RC 袖壁を補修後に補強した CW2-SF にも適用可能であり、RC 袖壁部の引張鉄筋が効かない場合や圧縮コンクリートが効かない場合にも適用可能である。

・初期剛性は UFC 袖壁を考慮した結果、概ね精度よく算定できた。剛性低下率は既往の算定式を用い、UFC パネル補強による引張鉄筋量の変化を考慮したが、その精度は安全側ではあるものの補強パネルの分割を考慮した最大耐力時の変形を捉えることは現状難しいため、補強パネルの分割を考慮したより精度の高い算定式の提案が今後の課題である。

謝辞

本研究は、平成 29 年度住宅・建築物高度化事業「地震後の継続使用性に資する RC 造非耐力壁の損傷低減技術の開発」および(国研)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。また、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)にご協力頂きました。ここに記して謝意を示します。

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 pp.637～645，2015.4
- 2) 坂下雅信ほか：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 4）荷重変形関係と補強効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.297～298，2017.8
- 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）実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.291～292，2017.8
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.6
- 5) 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，2015.6
- 6) 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