

UFC パネルを用いた RC 造ピロティ柱の耐震補強に関する研究

服部翼*¹ 前川利雄*¹

既往の研究において、RC 造ピロティ建築物のピロティ柱を対象とした超高強度繊維補強コンクリート (UFC) パネルによる補強工法が提案され、その補強効果が確認された。本研究では、その補強工法の施工性の向上を目的として、パネルを分割して貼り付けた場合の補強効果を構造実験により確認した。実験の結果、非分割の UFC パネルを用いた試験体に比べ、UFC パネルを縦方向に 7 分割、および縦方向に 7 分割かつ横方向に 4 分割して貼付した試験体は概ね同程度の耐力増加を示した一方、最大耐力以降の変形性能は低下した。また、UFC パネルで補強した RC 柱の骨格曲線を算定し、UFC パネルを分割して貼付した場合でも、最大耐力までの挙動を概ね評価できることを確認した。

キーワード：熊本地震、RC 造ピロティ柱、耐震補強、靱性向上、UFC パネル、人力施工

1. はじめに

2016 年熊本地震では、新耐震基準で設計された RC 造ピロティ建築物において、Photo. 1 に示すようなピロティ階の柱のせん断破壊をはじめとした損傷度 IV～V の甚大な被害が数多く確認された¹⁾。このような背景から、既存ピロティ建築物のピロティ柱に対する補強方法、ならびに被災後のピロティ柱に対する迅速な復旧方法に関する検討を行ってきた^{例えは 2), 3)}。これまでの研究により、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 2 面に挟み込むように接着する簡便な補強工法を用いることで、被災前の健全な RC 柱のみならず、最大耐力を発揮する程度の損傷を受けた RC 柱の最大耐力、および変形性能を向上させることができることを確認した。Fig. 1 に UFC パネルを用いた補強方法の模式図⁴⁾を示す。

本論文では、上記の補強方法において、施工性の向上を目的として実施した、無損傷 RC ピロティ柱試験体に対する、複数に分割した UFC パネルを用いた補強に関する構造実験について報告する。非分割、および複数に分割した UFC パネルによる補強効果の比較を通し、パネルの分割による補強効果への影響について検討する。



Photo. 1 熊本地震におけるピロティ柱の被害事例¹⁾

*1 技術本部 技術研究所 防災技術研究室

なお、本論文は、建築研究所指定研究課題「新耐震基準で設計された鉄筋コンクリート造建築物の地震後継続使用のための耐震性評価手法の開発」、および官民研究開発投資拡大プログラム (PRISM) の革新的防災減災技術分野における「被災 RC 造共同住宅の迅速な補修補強工法選定支援データベースの構築に関する研究」の一環として、建築研究所、京都大学、安藤ハザマ、熊谷組、戸田建設、前田建設工業の共同により実施した成果の一部である。本研究の全容については、建築研究資料 No. 208 号 (2023 (令和 5 年) 7 月)⁴⁾を参照されたい。

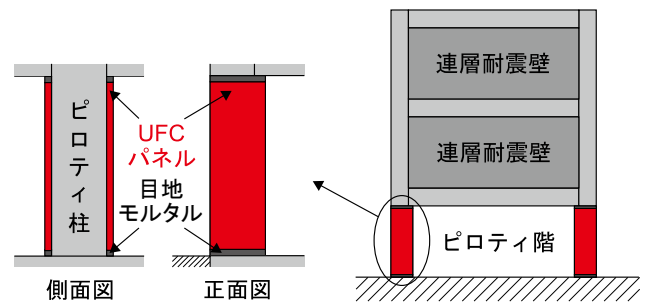


Fig. 1 UFC パネルを用いた補強方法の模式図⁴⁾

2. 実験概要

2. 1 試験体概要

試験体諸元を Table 1 に、各試験体共通で製作した RC 柱試験体の概要を Fig. 2 に示す。また、試験体に用いた各種材料の材料試験結果、および UFC パネルの貼り付けに用いた接着剤の特性 (保証値) を Table 2 に示す。RC 柱試験体は Photo. 1 に示したピロティ柱の 2 階梁下までを 1/3 スケールで再現しており、試験体数は 3 体で、RC 柱に貼り付ける UFC パネルの分割方法をパラメータとした。なお、本実験はパネル分割による補強効果への影響に着目したため、損傷していない健全な状態の試験体に対して補強を施した。UFC パネル補強後の各試験体の概要を

Fig. 3 に示す.

C2-UFC1 は非分割の UFC パネルを貼り付けた試験体であり、パネルの厚さは端部を 37.5mm、中央部を 25mm として、厚さが変化する部分には 1/4 の勾配ハンチを設けた。RC 柱と UFC パネルは厚さ 2mm 程度で塗布したエポキシ樹脂系接着剤により接着し、UFC パネルの上下端部 15mm の範囲には無収縮モルタルを充填した。UFC パネルには貫通孔を設け、あらかじめ柱に設置したアンカーを用いて、ボルトとナットにより締め付けた状態で接着剤を硬化させた。なお、載荷実験時には、このボルトが UFC パネルの押さえ込み等に寄与しないようにするため、接着剤硬化後、締め付けたナットを緩めることで UFC パネルの脱落防止のみに寄与させた。

C2-UFC2 は、UFC パネルを縦方向に 7 分割して貼り付けた試験体である。パネル 1 枚あたりの高さは、C2-UFC1 の端部の増厚部の範囲 100mm を基準とした。上下端部のパネルの厚さは 37.5mm であり、その他のパネルの厚さは 25mm である。C2-UFC1 と同様に、パネルの上下端部 15mm の範囲には無収縮モルタルを充填し、RC 柱と UFC パネルは厚さ 2mm 程度で塗布したエポキシ樹脂系接着剤により接着した。また、パネル間の接着に関しても、厚さ 2~3mm

Table 1 試験体諸元

試験体名	C2-UFC1	C2-UFC2	C2-UFC3
B: 柱幅(mm)	320		
D: 柱せい(mm)	320		
h ₀ : 内法高さ(mm)	750		
柱主筋/主筋比(%)	12-D10(SD345) + 4-D5(SD295) / 0.92		
柱帯筋/帯筋比(%)	載荷方向: 2-D4@27(SD295) / 0.33 載荷直交方向: 4-D4@27(SD295) / 0.65		
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)	30		
UFCパネルの分割方法	非分割	縦方向: 7分割	縦方向: 7分割 横方向: 4分割

Table 2 コンクリート (柱区間), 無収縮モルタル, UFC, 鉄筋の材料試験結果, および接着剤の特性 (保証値)

		圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度時歪 (%)	割裂引張強度 (N/mm ²)
C2-UFC1	コンクリート	33.2	29.9	0.203	2.61
	無収縮モルタル	139.6	37.1	0.452	6.98
C2-UFC2	コンクリート	37.7	28.7	0.228	2.77
	無収縮モルタル	137.6	36.6	0.437	7.73
C2-UFC3	コンクリート	35.6	29.6	0.209	2.23
	無収縮モルタル	138.4	37.1	0.457	-
UFC		圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ひび割れ強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)
		203	53.8	17.9	41.4
鉄筋		降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (%)
種類	使用箇所				
D10(SD345)	柱主筋	390.5	186.9	540.1	0.209
D5(SD295)		360.6	186.1	522.1	0.194
D4(SD295)	柱帯筋	342.9	165.3	502.1	0.208
接着剤		圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮弾性率 (N/mm ²)	引張せん断強度 (N/mm ²)	コンクリート接着強度 (N/mm ²)
		50以上	1,000以上	10以上	1.5以上

*C2-UFC3の無収縮モルタルの割裂引張試験は実施できていない。

程度で塗布したエポキシ樹脂系接着剤により接着した。

C2-UFC3 は、C2-UFC2 に対し、横方向にも分割を加え、縦方向に 7 分割、横方向に 4 分割した UFC パネルを貼り付けた試験体である。これは、分割したパネルの重さを実大スケールに換算した場合に、人力施工が可能となるよう、1 枚あたりの重さを 25kg 以下となることを想定して設定した。パネル上下端部の無収縮モルタルの充填、ならびに RC 柱と UFC パネル、およびパネル間の接着方法は、C2-UFC1, C2-UFC2 と同様である。なお、各試験体共に、RC 柱の載荷方向の 2 面のみに UFC パネルを貼り付けた。

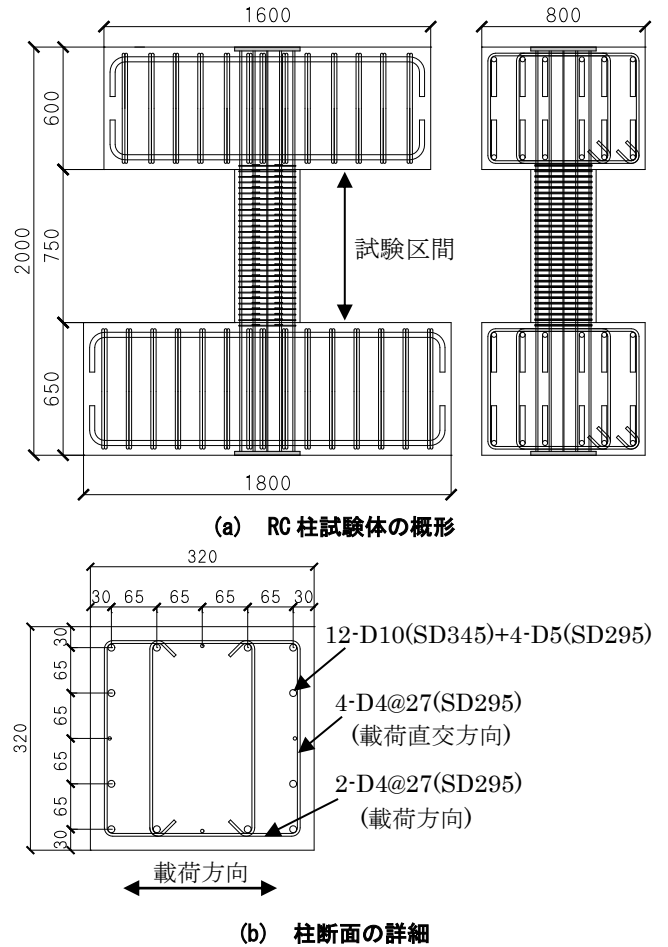


Fig. 2 RC 柱試験体の概要 (単位: mm)

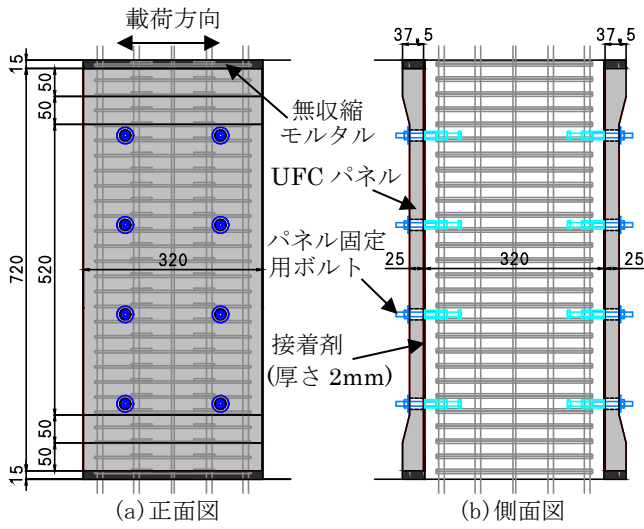
2. 2 載荷計画

載荷装置の概要を Fig. 4 に、載荷試験状況を Photo. 2 に示す。鉛直方向に設置した 2 本のジャッキにより試験体上下スタブの平行を維持し、かつ軸力を作用させた状態で、水平方向に設置したジャッキにより、柱区間に逆対称曲げが作用するように水平力を与えた。軸力はピロティ架構の 1 階柱を想定した変動軸力とした。軸力の載荷経路を Fig. 5 に示す。基点とする長期軸力は文献 5) を参考に $0.15BDF'_c$ とした。目標最大引張軸力は文献 6) を参考に $-0.75A_g \sigma_y$ とし、目標最大圧縮軸力は長期軸力の 2 倍に $A_g \sigma_y$ を加えた値を丸めて $0.40BDF'_c$ とした (B : 柱幅, D : 柱せい, f'_c : 材料試験結果に基づくコンクリートの圧縮強度,

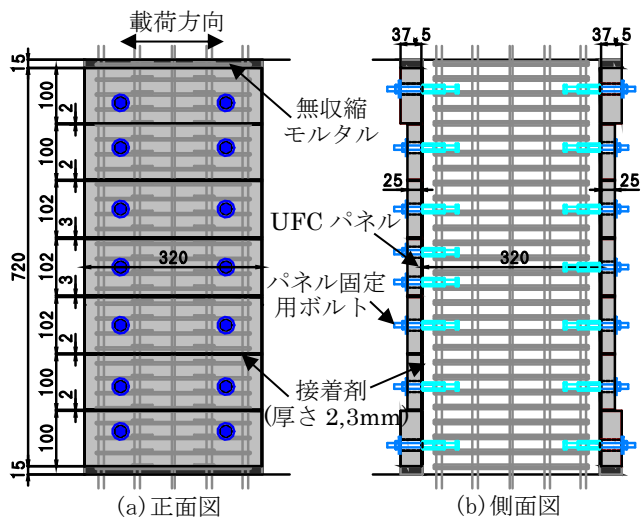
A_g : 柱主筋全断面積, σ_y : 材料試験結果に基づく柱主筋の降伏強度). また, 引張側では目標引張軸力時における RC 柱単体の曲げ終局耐力の 1/2 ($0.5Q_{mu}$) 時点を, 圧縮側では目標圧縮軸力時における RC 柱単体のせん断終局耐

力の 1/2 ($0.5Q_{su}$) 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. Table 3 に RC 柱単体の諸強度を, Table 4 に目標軸力の一覧を示す. 無補強時の RC 柱は目標最大圧縮軸力時においてせん断破壊が先行する柱 (せん断余裕度 0.8 程度) である. また, RC 柱単体の曲げ終局モーメント M_u およびせん断終局耐力 Q_{su} は文献 7) に示される多段配筋を想定した長方形断面柱の評価式, および修正荒川 mean 式を用いて算出した. 曲げ終局耐力 Q_{mu} は, 曲げ終局モーメント M_u を柱内法長さの半分で除すことで算出した.

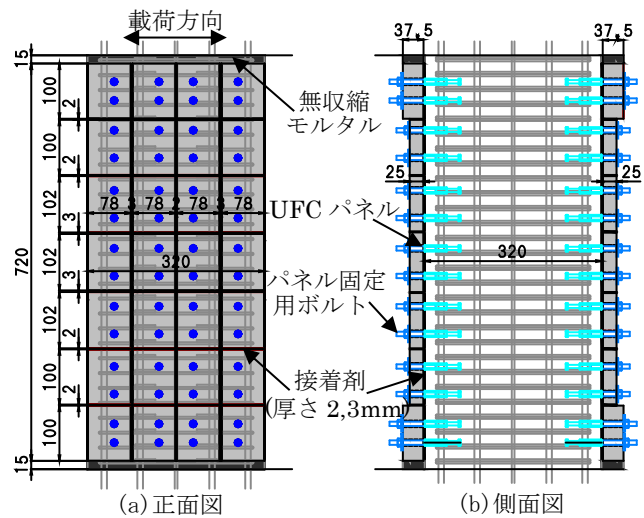
荷重は変位制御による正負交番繰り返し漸増荷重とし, 上下スタブの相対水平変位を内法高さで除すことで算出した変形角 R を用いて, 全試験体共通のサイクルとして $R=0.03125\%$ で 1 回, $R=0.0625\%$, 0.125% , 0.25% , 0.5% , 0.75% , 1.0% , 1.5% , 2.0% , 3.0% においてそれぞれ正負 2



(a) C2-UFC1 の概要



(b) C2-UFC2 の概要



(c) C2-UFC3 の概要

Fig. 3 UFC パネル補強後の試験体の概要 (単位: mm)

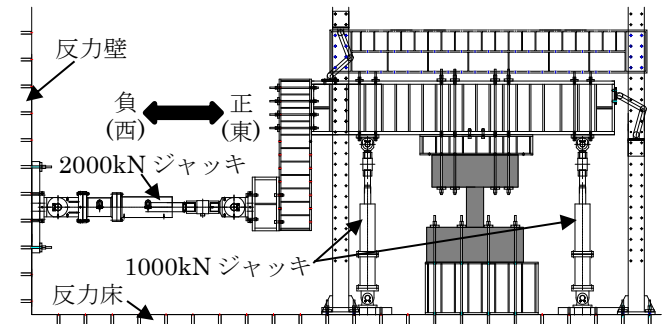


Fig. 4 荷重装置の概要

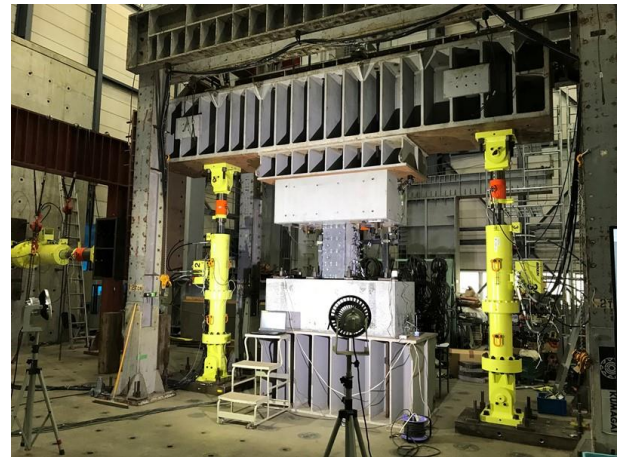


Photo. 2 荷重試験状況

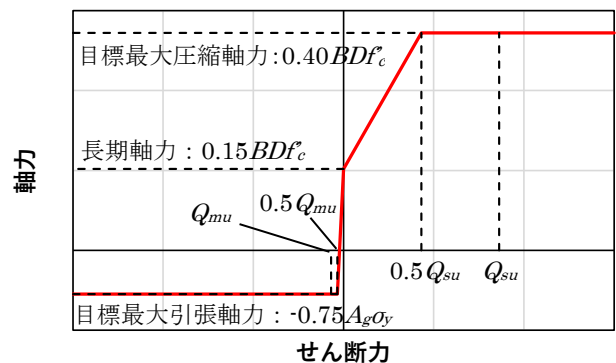


Fig. 5 軸力の経路

回繰り返した。その後、C2-UFC1 では R=+4.0%まで、C2-UFC2 では R=+5.0%まで载荷を行った。

Table 3 RC 柱単体の諸強度

試験体		曲げ終局耐力 Q_{mu} (kN)	せん断終局耐力 Q_{su} (kN)	せん断余裕度
正側 (圧縮側)	C2-UFC1	435	345	0.79
	C2-UFC2	480	374	0.78
	C2-UFC3	459	361	0.79
負側 (引張側)	C2-UFC1	27.2	224	8.24
	C2-UFC2		239	8.81
	C2-UFC3		232	8.54

Table 4 目標軸力の一覧

試験体	コンクリートの 圧縮強度 f_c (N/mm ²)	長期軸力 $0.15BDf_c$ (kN)	最大圧縮軸力 $0.40BDf_c$ (kN)	最大引張軸力 $-0.75A_g\sigma_y$ (kN)
C2-UFC1	33.2	510	1360	-274
C2-UFC2	37.7	579	1544	
C2-UFC3	35.6	547	1458	

3. 実験結果

3. 1 損傷性状

各試験体の载荷終了後のひび割れ状況を Fig. 6 に示す。図中の青線は正载荷のひび割れを、赤線は負载荷のひび割れを、斜線部はコンクリートの剥落を示している。負载荷側では各試験体共に R=-0.0625%で柱端部に曲げひび割れが発生し、その後、変形角が大きくなるにつれ徐々に曲げひび割れの範囲が広がった。負载荷時において各試験体のひび割れ性状に明確な差異は見られなかった。正载荷側では各試験体共に R=+0.25%で柱端部に曲げひび割れが発生した後、C2-UFC1 では R=+1.5%で主筋に沿ったひび割れ、および柱とパネルの界面に沿ったひび割れが発生し、加えてパネルと端部モルタル、および端部モルタルとスタブの界面において開きが生じた。その後、R=+4.0%のピーク近傍において柱北面に貼り付けた UFC パネルにせん断ひび割れが生じた。

C2-UFC2 では、R=+1.0%において主筋、および柱とパネルの界面に沿ったひび割れが生じた。パネルを貼り付けた面では、パネルと端部モルタル、および端部モルタルとスタブの界面における開きに加え、R=+1.5%以降、上端および下端から 1 枚目と 2 枚目のパネルの界面において開きが生じた。その後、R=+3.0%において上端から 1 枚目のパネル、および下端から 2 枚目のパネルにおいてせん断ひび割れが生じた。

C2-UFC3 では、R=+1.5%において主筋、および柱とパネルの界面に沿ったひび割れが生じた。パネルを貼り付けた面では、パネルと端部モルタル、および端部モルタルとスタブの界面における開きに加え、R=+0.75%ではパネル間の横目地、および縦目地に沿った開きが生じた。その後、R=+1.0%において一部のパネルにせん断ひび割れが生じ、R=+3.0%では複数にパネルにせん断ひび割れが生じた。

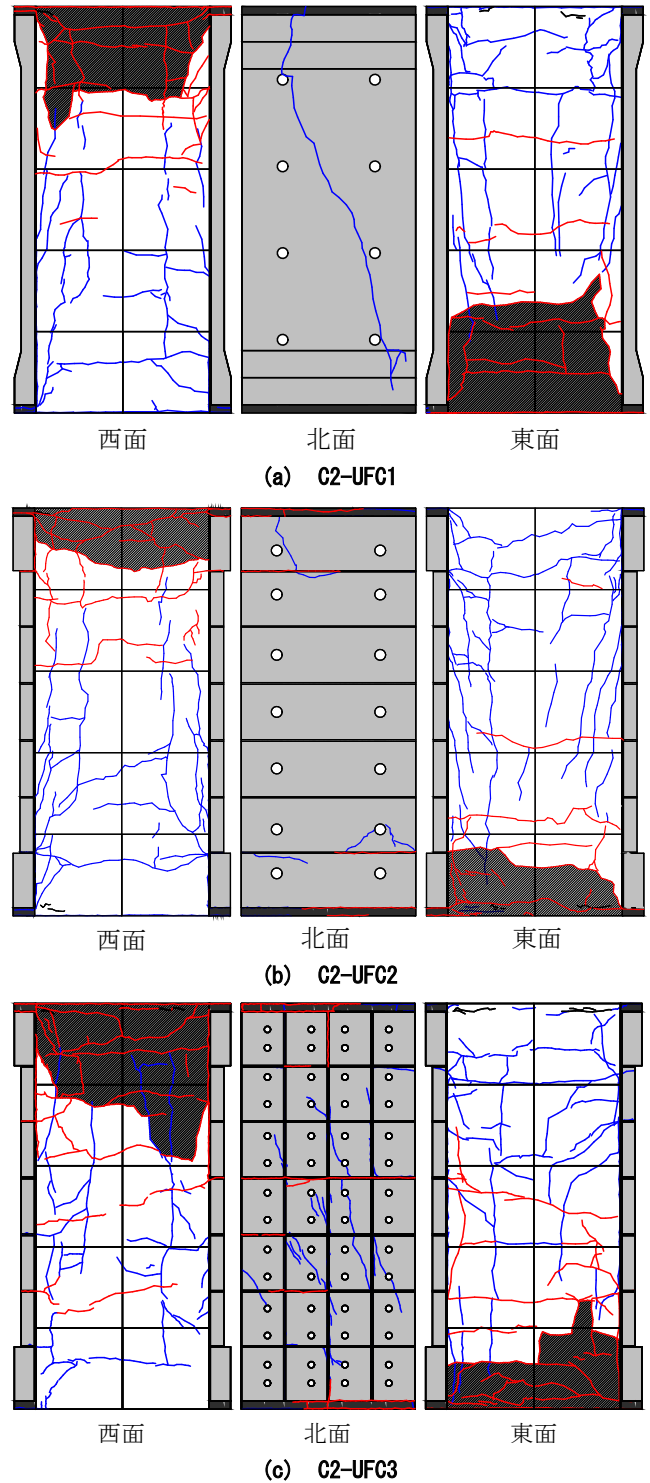


Fig. 6 载荷終了後のひび割れ状況

3. 2 せん断力-変形角関係

各試験体のせん断力-変形角関係を鉄筋の降伏状況と共に Fig. 7 に示す。C2-UFC1 の最大せん断力は正側で 567.6kN、負側で -66.7kN であった。負载荷側では R=0.0625%サイクルで主筋が引張降伏し、正载荷側では R=0.5%サイクルで主筋が引張降伏した。その後、R=1.5%サイクルで主筋の圧縮降伏、および帯筋の降伏が確認され、最大耐力に至った。R=+4.0%のピーク手前では北面の UFC パネルのせん断ひび割れの発生に伴って耐力が低下した。

C2-UFC2 の最大せん断力は正側 596.0kN、負側-78.1kNであった。負荷側では R=0.125%サイクルで主筋が引張降伏し、正荷側では R=0.5%サイクルで主筋が引張降伏した。その後、R=1.0%サイクルで主筋が圧縮降伏し、R=1.5%サイクルで帯筋が降伏して最大耐力に至った。最大耐力以降、圧縮側のコンクリートおよび端部モルタルの圧壊に伴って、各変形角ピーク時の耐力が低下した。

C2-UFC3 の最大せん断力は正側 555.7kN、負側-72.8kNであった。負荷側では R=0.0625%サイクルで主筋が引張降伏し、正荷側では R=0.75%サイクルで主筋が引張降伏および圧縮降伏した。その後、R=1.0%サイクルで帯筋が降伏して最大耐力に至った。最大耐力以降、各変形角ピーク時の耐力が大きく低下し、R=+4.0%ピークに向かう途中で UFC パネルのせん断破壊に伴う急激な耐力低下が生じ、軸

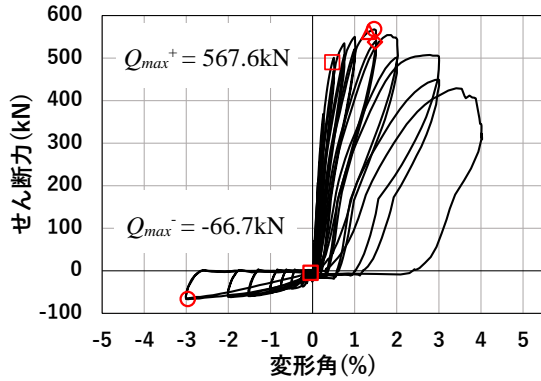
力を保持できなくなったため载荷を終了した。

次に、各試験体の正載荷側包絡線の比較を Fig.8 に示す。図の縦軸は、無補強時の RC 柱単体がせん断破壊先行型であることから、試験体に生じたせん断力 Q_{exp} を RC 柱単体のせん断終局耐力の計算値 Q_{su} で除すことで基準化した。また、正載荷時における各試験体の初期剛性、実験時最大耐力、最大耐力時の変形角、RC 柱単体の最大圧縮軸力時のせん断終局耐力、および耐力増加率の一覧を Table 5 に示す。耐力増加率は実験時の最大耐力を RC 柱単体のせん断終局耐力で除すことで算出した。

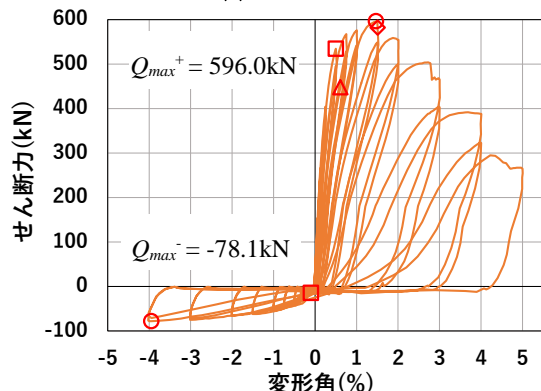
R=1.0%までの範囲において、各試験体のせん断力-変形角関係に大きな違いは見られない。また、初期剛性も概ね同程度であることから、UFC パネルを分割して貼り付けた場合であっても、非分割の UFC パネルを貼り付けた場合と同程度の補強効果が得られたと考えられる。一方、R=1.0%以降のせん断力-変形角関係には各試験体で違いが見られた。C2-UFC3 では R=1.0%で最大耐力を迎えた後、他試験体に比べて大きな耐力低下を示し、C2-UFC2 においても、C2-UFC3 ほどではないものの、C2-UFC1 に比べ R=1.5%以降の耐力低下が大きい。耐力増加率についても、C2-UFC1 で最も耐力増加率が大きく、C2-UFC2、C2-UFC3 の順に耐力増加率がやや低下した。

また、正載荷時における C2-UFC1 の補強率を基準とした C2-UFC2、および C2-UFC3 の補強率の割合を Table 6 に示す。補強率は、各変形角ピーク時の耐力を、RC 柱単体のせん断終局耐力で除した値と定義した。R=1.0%において、C2-UFC1 に対し、C2-UFC2 は 3%、C2-UFC3 は 6%の耐力低下に留まった。一方、C2-UFC3 では R=1.5%以降、C2-UFC2 では R=2.0%以降で耐力の低下が大きく、R=3.0%において、C2-UFC1 に対し、C2-UFC2 は 15%程度、C2-UFC3 は 46%程度の耐力低下が生じた。以上より、本実験で用いた分割方法においては、縦方向のみ、および縦、横方向の分割共に、最大耐力への影響は小さいと見られるが、最大耐力以降の変形性能には影響を与えると考えられる。

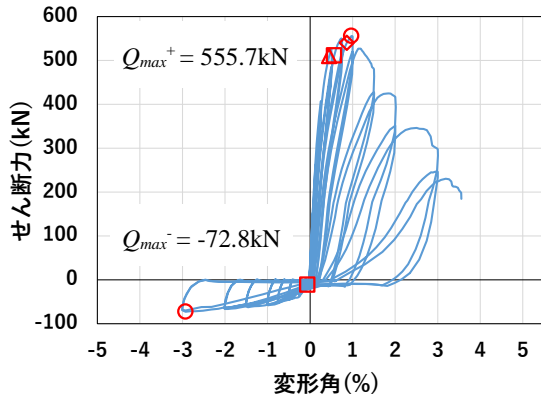
○最大荷重 □主筋引張降伏 ▲主筋圧縮降伏 ◆帯筋降伏



(a) C2-UFC1



(b) C2-UFC2



(c) C2-UFC3

Fig. 7 せん断力-変形角関係

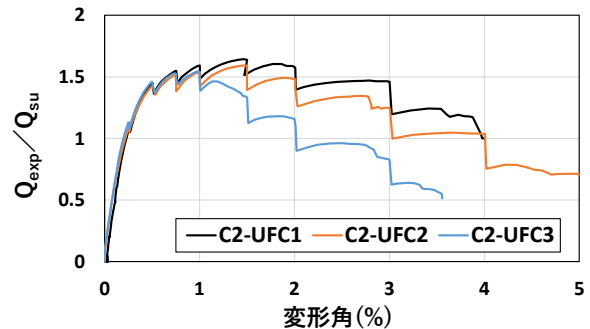


Fig. 8 包絡線の比較

Table 5 各試験体の初期剛性および耐力増加率の一覧

試験体	初期剛性 (kN/mm)	実験時最大耐力 Q_{max}^+ (kN)	最大耐力時の変形角 R_{max}^+ (%)	せん断終局耐力 Q_{su} (kN)	耐力増加率 Q_{max}^+ / Q_{su}
C2-UFC1	252.8	567.6	1.47	345.2	1.64
C2-UFC2	257.3	596.0	1.47	374.4	1.59
C2-UFC3	261.2	555.7	0.97	360.8	1.54

Table 6 C2-UFC1 の補強率に対する各試験体の補強率の割合

試験体	変形角						
	0.5%	0.75%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	4.0%
C2-UFC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2-UFC2	1.00	0.98	0.97	0.97	0.90	0.85	1.04
C2-UFC3	1.00	0.96	0.94	0.78	0.69	0.54	

3. 3 UFC パネルの主応力分布

C2-UFC1 と C2-UFC3 における R=+1.0%時の UFC パネルの主応力分布、および C2-UFC1 と C2-UFC2 における R=+2.0%時の UFC パネルの主応力分布を Fig. 9 に示す。UFC パネルの主応力は三軸ひずみゲージの値から弾性を仮定して算出した。最大主応力 σ_{max} 、最小主応力 σ_{min} 、および主応力方向までの角度 ϕ_p は式 (1) ~ (5) により算出した。ただし、最大主応力が文献 8) に示される式 (6) により算出した UFC パネルの引張強度 σ_T を超える場合は引張強度を最大主応力とした。

R=+1.0%時の C2-UFC1 と C2-UFC3 の主応力分布を比較すると、C2-UFC1 ではパネルの対角線状に圧縮ストラットが形成されているのに対し、C2-UFC3 では局所的に大きな主応力が生じている。これは、R=0.75%サイクルにおいて、パネル間の目地に開きが生じ、分割されたパネルが個別に挙動したことが原因だと考えられる。C2-UFC3 は他試験体に比べ早期に帯筋が降伏したことからも、R=1.0%以降、パネルの分離に伴ってパネルの負担せん断力が低下し、相対的に RC 柱の負担せん断力が増加したことで、最大耐力以降の耐力低下が大きくなったと考えられる。

次に、R=+2.0%時の C2-UFC1 と C2-UFC2 の主応力分布を比較すると、C2-UFC2 は中段 3 枚のパネルにおいて対角線状に圧縮ストラットが形成されているものの、その大きさは C2-UFC1 よりも小さい。C2-UFC1 は端部から中央部にかけてテーパによりなだらかに断面が変化するのに対し、C2-UFC2 は分割位置において厚みが変わるため、断面が切り替わる位置で局所的な応力が発生し、中央部のパネルへの応力伝達が低下したと考えられる。断面切り替わり位置付近においてパネルの破壊が生じたことから、局所的な応力の発生がうかがえる。C2-UFC2 のパネル中央部の負担せん断力が C2-UFC1 と比べて小さく、相対的に RC 柱の負担せん断力が大きくなったことにより、最大耐力以降の耐力低下が大きくなったと考えられる。

また、パネルと RC 柱の付着特性がパネルの主応力に影響すると考えられるが、本実験に関しては、C2-UFC1 において損傷が生じなかった南面のパネルでは主応力が載荷終了まで増加していたこと、およびパネルを分割した C2-UFC2、C2-UFC3 では、パネルの損傷やパネル間目地の開きが生じたサイクル以降 (C2-UFC2 では R=3.0%以降、C2-UFC3 では R=0.75%以降) で主応力の低下が見られたことから、各試験体において、UFC パネルと RC 柱は十分に接着されており、パネルの分離、および損傷によって最大耐力が決定されたと考えられる。

$$\sigma_{max} = \frac{E_{ufc}}{1-\nu^2} (\epsilon_{max} + \nu \epsilon_{min}) \tag{1}$$

$$\sigma_{min} = \frac{E_{ufc}}{1-\nu^2} (\epsilon_{min} + \nu \epsilon_{max}) \tag{2}$$

$$\phi_p = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\epsilon_d - (\epsilon_h + \epsilon_v)}{\epsilon_h - \epsilon_v} \right\} \tag{3}$$

$$\epsilon_{max} = \frac{1}{2} [\epsilon_h + \epsilon_v + \sqrt{2\{(\epsilon_h - \epsilon_d)^2 + (\epsilon_v - \epsilon_d)^2\}}] \tag{4}$$

$$\epsilon_{min} = \frac{1}{2} [\epsilon_h + \epsilon_v - \sqrt{2\{(\epsilon_h - \epsilon_d)^2 + (\epsilon_v - \epsilon_d)^2\}}] \tag{5}$$

$$\sigma_T = \frac{\sigma_b}{2.59} - 1.54 \tag{6}$$

ここで、 ϵ_h : パネル水平方向のひずみ、 ϵ_v : パネル鉛直方向のひずみ、 ϵ_d : パネル水平方向から反時計回りに 45° 回転した方向のひずみ、 E_{ufc} : UFC のヤング係数 (N/mm²)、 ν : UFC のポアソン比 (文献 8) より 0.2 とする)、 σ_b : UFC の曲げ強度 (N/mm²) である。

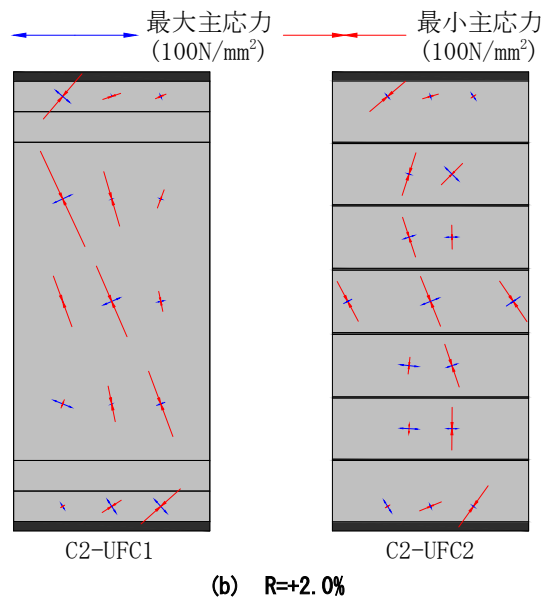
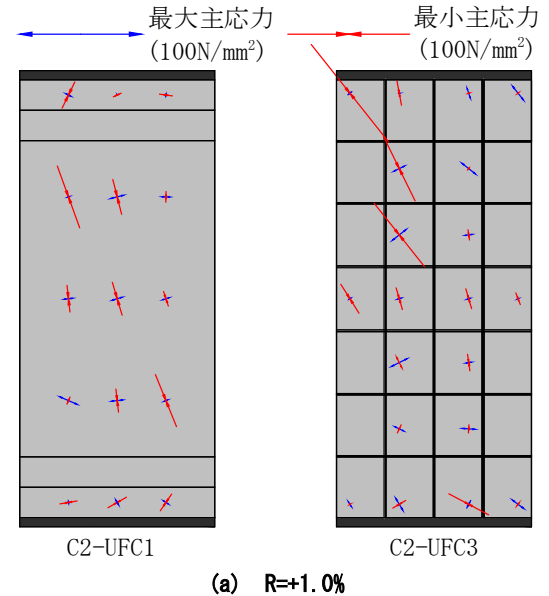


Fig. 9 UFC パネルの主応力分布

4. 骨格曲線の評価

本章では、UFC パネルを用いて補強した RC 柱の骨格曲線を算定し、実験結果との比較によって、UFC パネルを分割して貼り付けた場合への適用可能性について検討する。

4. 1 骨格曲線の算定式

初期剛性は UFC パネルによる剛性の増大を考慮し、式 (7) ~ (9) により曲げ初期剛性 K_{f1} を、式 (10) ~ (12) によりせん断初期剛性 K_{s1} をそれぞれ算定し、式 (13) により部材としての初期剛性 K_1 を算定した。ただし、部材端部に曲げ変形が集中すると仮定して、UFC パネルの断面 2 次モーメント I_{ufc} は端部の増厚部で算定した。また、部材長さには上下端 0.25D (D: 柱せい) の剛域を考慮した。

$$K_{f1} = K_{fcon} + K_{fufc} \quad (7)$$

$$K_{fcon} = 12E_{con}I_{con}/L^3 \quad (8)$$

$$K_{fufc} = 12E_{ufc}I_{ufc}/L_{ufc}^3 \quad (9)$$

$$K_{s1} = K_{scon} + K_{sufc} \quad (10)$$

$$K_{scon} = G_{con}A_c/\kappa L \quad (11)$$

$$K_{sufc} = G_{ufc}A_{ufc}/\kappa L_{ufc} \quad (12)$$

$$K_1 = \frac{1}{1/K_{f1} + 1/K_{s1}} \quad (13)$$

ここで、 K_{fcon} : RC 柱部分の曲げ初期剛性 (N/mm)、 K_{fufc} : UFC パネル部分の曲げ初期剛性 (N/mm)、 E_{con} : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)、 I_{con} : RC 柱の断面 2 次モーメント (mm⁴)、 L : 剛域を考慮した RC 柱の部材長さ (mm)、 E_{ufc} : UFC のヤング係数 (N/mm²)、 I_{ufc} : UFC パネルの断面 2 次モーメント (mm⁴)、 L_{ufc} : 剛域を考慮した UFC パネルの長さ (mm)、 K_{scon} : RC 柱部分のせん断初期剛性 (N/mm)、 K_{sufc} : UFC パネル部分のせん断初期剛性 (N/mm)、 G_{con} : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)、 A_c : RC 柱部分の断面積 (mm²)、 G_{ufc} : UFC のせん断弾性係数 (N/mm²)、 A_{ufc} : UFC パネル中央部の断面積 (mm²)、 κ : せん断形状係数である。

また、実験において曲げ降伏が先行したこと、および UFC パネルに曲げひび割れが確認されなかったことから、RC 柱部分の曲げ剛性のみが低下すると仮定し、式 (14) で示される剛性低下率 α_y を用いて、式 (15) により曲げの第二折れ点剛性 K_{f2} を算定し、式 (16) により第二折れ点剛性 K_2 を算定した。

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159 a/D + 0.169\eta_0)(d/D)^2 \quad (14)$$

$$K_{f2} = \alpha_y K_{fcon} + K_{fufc} \quad (15)$$

$$K_2 = \frac{1}{1/K_{f2} + 1/K_{s1}} \quad (16)$$

ここで、 a : せん断スパン (mm)、 D : RC 柱のせい (mm)、 η_0 : 軸力比、 d : RC 柱の有効せい (mm) である。

強度に関しては、実験において試験体が曲げ降伏していたことから、式 (17) により曲げひび割れモーメント M_c を、式 (18) により曲げ終局モーメント M_u を算定し、せん断スパンで除すことで、それぞれ折れ点における強度とした。曲げ終局モーメントは RC 柱部分と UFC パネルのひずみ分布が同等となると仮定し、平面保持による断面解析により求めた。Fig. 10 に示すように、RC 柱部分は圧縮側を等価ブロックとし、UFC パネル部分は弾性で三角形ブロックを想定した。また、実験時の最大耐力到達時点において、端部モルタルに目立った破壊は確認されなかったため、端部モルタルは UFC と同じ強度を有すると仮定

した。なお、圧縮縁ひずみは 0.003 とし、安全側に評価するためパネルの増厚部は考慮しないものとした。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + N_c D/6 \quad (17)$$

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d_t - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_0 b(\beta_1 x_n)^2}{2} - \varepsilon_c E_{ufc} t_{ufc} \frac{x_n^2}{6} + N_c g \quad (18)$$

ここで、 σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm³)、 N_c : 軸力 (N)、 A_{st} : 引張側鉄筋の断面積 (mm²)、 σ_{st} : 引張側鉄筋の応力度 (N/mm²)、 d_t : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)、 A_{sc} : 圧縮側鉄筋の断面積 (mm²)、 σ_{sc} : 圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm²)、 d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)、 σ_0 : 柱部分のコンクリートの平均応力度 (=0.85 σ_B) (N/mm²)、 b : 柱幅 (mm)、 β_1 : 等価長方形ブロック置換のための係数 (0.85)、 x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)、 ε_c : 圧縮縁ひずみ (0.003)、 t_{ufc} : UFC パネルの厚さ (2 枚分、各 25mm) (mm)、 g : 圧縮縁から重心位置までの距離 (mm) である。

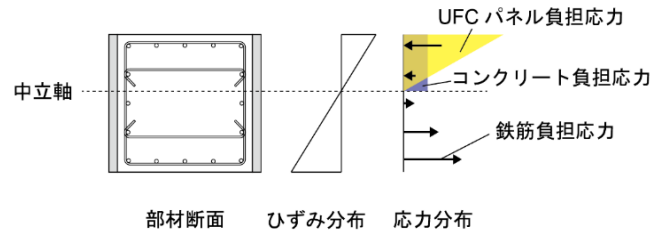


Fig. 10 耐力算定時における断面内のひずみ分布と応力分布

4. 2 骨格曲線の算定結果

骨格曲線の算定結果と実験結果の比較を Fig. 11 に示す。正載荷側に関して、各試験体共に実験結果に比べ、初期剛性と降伏時剛性はやや大きく評価したものの、耐力に関しては概ね実験結果を評価することができた。従って、用いた算定式により、UFC パネルを分割して貼り付けた場合においても、実験結果における最大耐力までの挙動を概ね評価することができたと考えられる。なお、負載荷側に関しては剛性、耐力共に実験結果と大きく乖離しているため、引張軸力作用時の骨格曲線の評価については、今後の検討課題である。

5. まとめ

本研究では、熊本地震で被害を受けた、新耐震基準で設計された RC 造ピロティ建築物のピロティ柱を対象に、施工性の向上を目的として、UFC パネルを分割して貼り付けた場合における補強効果について構造実験により確認した。また、UFC パネルによる補強を施した RC 柱の骨格曲線を算定し、その適用性について評価した。本研究から得られた知見を以下に示す。

- (1) 非分割の UFC パネルを貼り付けた C2-UFC1 に比べ、UFC パネルを縦方向にのみ分割して貼り付けた C2-UFC2、および縦、横方向に分割して貼り付けた C2-UFC3 は、初期剛性および変形角 R=1.0% 程度までの耐力は概ね

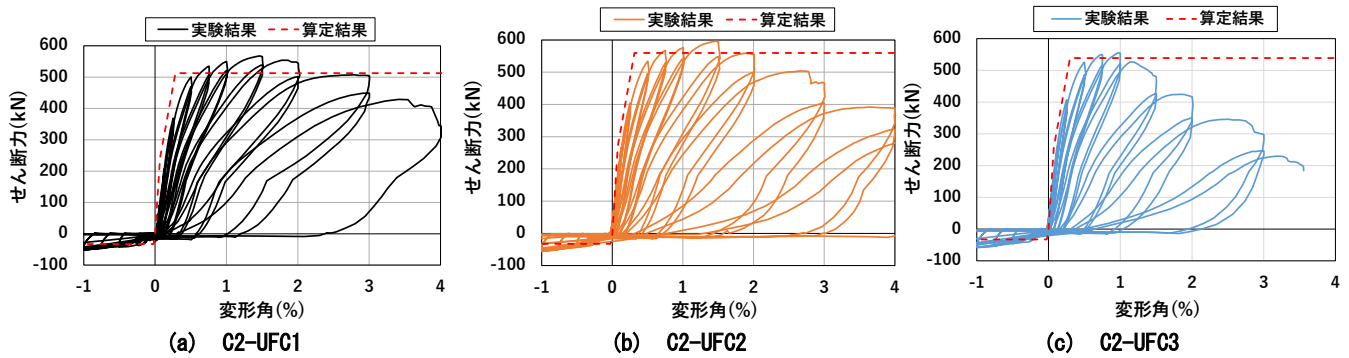


Fig. 11 骨格曲線の算定結果と実験結果の比較

同程度であった。

- (2) 一方で、C2-UFC2はC2-UFC1に比べ最大耐力以降の荷重低下が大きく、C2-UFC3は他試験体に比べ早期に柱帯筋が降伏し、最大耐力時の変形角が小さく、靱性が低下した。
- (3) UFCパネルの損傷状況および主応力分布から、C2-UFC3は最大耐力付近においてパネルが分離し、それぞれのパネルが個別の挙動を示したことによってパネルの負担せん断力が小さくなり、相対的にRC柱の負担せん断力が大きくなったことが靱性能の低下につながったと考えられる。
- (4) UFCパネルで補強したRC柱の正載荷側における骨格曲線の算定結果は、実験時の初期剛性および降伏時剛性をやや大きく評価したが、概ね最大耐力までの挙動を評価できており、UFCパネルを分割して貼り付けた場合においても適用できることを確認した。

以上より、本実験の分割方法の範囲では、UFCパネルを分割しても、最大耐力までは、非分割のUFCパネルによる補強と同程度の補強効果が得られると考えられる。しかし、分割方法によっては最大耐力以降の変形性能が低下する可能性があることについては留意する必要がある。

謝辞

本研究は、建築研究所、京都大学、安藤ハザマ、戸田建設、前田建設工業との共同により実施しました。研究計画

の策定、および実験の実施において、多大なるご協力をいただきました。また、実験実施の際には、東京理科大学、衣笠研究室の学生の皆様にご協力いただきました。加えて、UFCパネルは太平洋セメント(株)に、接着剤は三菱ケミカルインフラテック(株)にご提供いただきました。この場を借りて深く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所、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)、国総研資料 No. 929、建築研究資料 No. 173、2016. 9
- 2) 保永将矢、向井智久、渡邊秀和、衣笠秀行：せん断破壊する RC 造ピロティ柱の耐震補強に関する実験研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 42, No. 2, pp. 841-846, 2020. 7
- 3) 隈部敦史ほか：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、日本建築学会技術報告集、Vol. 27, No. 67, pp. 1273-1278, 2021. 10
- 4) 建築研究所：既存 RC 造ピロティ建築物の迅速な補強工法に関する研究、建築研究資料 No. 208, 2023. 7
- 5) 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. 2
- 6) 国土技術政策総合研究所ほか監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書、2020
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説、2021
- 8) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)、2008

Study on Seismic Retrofitting of Soft-First-Story RC Columns Using UFC panels

Tsubasa HATTORI and Toshio MAEGAWA

Abstract

Structural experiments were conducted to confirm the reinforcement effects of divided ultrahigh strength fiber reinforced concrete (UFC) panels targeting the RC columns in a soft first story which were damaged by the 2016 Kumamoto earthquake. As a result of the experiments, compared to the specimen with undivided UFC panels, the specimens with divided UFC panels exhibited almost the same level of increase in strength. However, ductility after reaching the maximum strength decreased in the specimens with divided UFC panels. In addition, the results of calculations for skeleton curves of the RC columns reinforced with UFC panels were evaluated, and it was confirmed that even if the UFC panels were divided, the behavior up to the maximum strength could be mostly evaluated.

Keywords: 2016 Kumamoto earthquake, RC columns in soft first story, seismic retrofit, improving ductility, ultrahigh strength fiber reinforced concrete (UFC) panels, human-powered construction