

論文 セン断破壊する RC 造ピロティ柱の耐震補強に関する実験研究

保永 将矢^{*1}・向井 智久^{*2}・渡邊 秀和^{*2}・衣笠 秀行^{*3}

要旨：本論は、RC 造壁および超高強度繊維補強コンクリート（UFC）パネルを用いて、ピロティ階を想定した変動軸力下における RC 造矩形柱を補強した試験体を対象に静的載荷実験を行った。無補強試験体および、RC 壁や UFC パネルを片側袖壁として補強したものや、UFC パネルを柱の両せい面に張り付けた補強試験体を加力し、各補強効果について検討を行った。その結果、RC 壁を補強した試験体は最大耐力が約 1.6 倍、剛性が約 2.6 倍に増加し、また靱性能も向上したことを確認した。UFC パネルを袖壁や貼り付けとして補強した試験体は、ともに最大耐力が約 1.25 倍、剛性が 1.7~1.8 倍に増加しており、補強による効果を確認した。

キーワード：熊本地震、せん断破壊、ピロティ柱、UFC パネル、耐震補強

1. はじめに

2016 年熊本地震では、複数の RC 造ピロティ建物に被害が見られ、1981 年以降の新耐震基準で設計されたものでも、せん断破壊をはじめとした甚大な被害を受けたピロティ柱が確認された¹⁾。これらの中には、帯筋間隔は狭いものの、帯筋比がある程度確保された柱で、せん断破壊したピロティ柱も存在した。このような新耐震基準により設計されたピロティ柱を模擬した縮小試験体を作成し、ピロティ架構を想定した逆対称曲げ形式の正負交番載荷実験^{2,3)}が行われている。

本論では同じくピロティ柱を対象とし、耐震補強方法に関する検討を行う。本研究の具体的な工法として、柱に RC 壁や UFC パネルを補強壁として取り付けたものを対象とする。工藤ら⁴⁾や向井ら⁵⁾は RC 壁や UFC パネルを用いて既存 RC 造柱を補強する実験研究を行っているが、1981 年から 1995 年までに設計されたピロティ柱を対象としたものはない。本研究はピロティ階の高軸力下における矩形柱を対象としており、ピロティ階は駐車場として使われるケースが多く、1 スパンからなるため補強壁を片側からしか設置できないことが想定される。本論では無補強試験体と補強試験体の最大耐力や破壊性状を比較することで、RC 壁や UFC パネルが既存のピロティ柱に与える補強効果について検討を行う。

2. 対象柱を有する建物の概要

本章では第 1 章で示した本研究柱を有する共同住宅の建物概要を被害調査報告（速報）¹⁾および別途入手された対象建物の構造図面をもとに示す。本研究対象建物の外観を図-1(a)、1 階平面図を図-1(b)、対象柱断面図（実験で対象とした図-1(b)内における X4Y2 柱）を図-1(c)に示す。対象建物は 1 階が一部壁付きのピロティ構造である。1 階の柱断面はいずれも 950mm 角であり、主筋は 16-D25 である。対象とした X4Y2 柱は 2-D13@80（梁間方向）、4-D13@80（桁行方向）であった。1 階の柱のうち特に X4Y2 柱の被害が大きく、中央高さ付近から下が著しく損傷し、コンクリートが剥落して鉄筋が露出した。破壊面の形成状況から、梁間方向の地震力によってせん断破壊が生じたものと推測される。

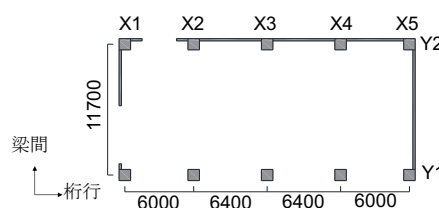
3. 実験概要

3.1 試験体概要

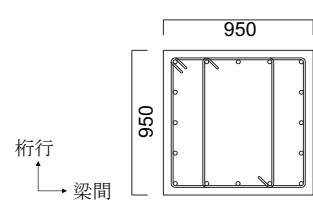
本試験体は対象ピロティ柱の 2 階梁下までを鉄筋径、間隔含め、1/2 スケールとしている。試験体は計 4 体で、無補強ピロティ柱試験体 1 体、およびその柱に対して RC 壁を片側袖壁として増設した RC 袖壁補強試験体 1 体、UFC パネルを片側袖壁として取り付けた UFC 袖壁補強試験体 1 体、柱せい面に UFC パネルを張り付けた UFC 貼り付け補強試験体 1 体である。試験体名をそれぞれ C



(a) 外観



(b) 1 階平面図



(c) 対象柱断面図

図-1 建物概要（単位：mm）

*1 東京理科大学 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 主任研究員 博士（工学）（正会員）

*3 東京理科大学 理工学部建築学科教授 博士（工学）（正会員）

1, C1-RC1, C1-UFC1, C1-UFC2 とした。図-2 に補強概念図を、表-1 に 4 体の共通因子である柱部分および RC 補強壁の試験体概要を、図-3 に柱部分の立面図、図-4 にその断面図を、表-2 に各試験体を使用した材料試験結果を示す。表-2 より、既存部コンクリートの圧縮強度が 48MPa と高強度であるが、これは元々実建物のコンクリート強度（35MPa）を狙っていたが、想定より大きな値であった。また、今回使用した UFC パネルには、文献 6) に準拠する材料を用いている。

RC 壁を片側袖壁として増設した C1-RC1 について、図-5 に立面図、図-6 に断面図を示す。RC 壁厚さは 285mm であり、壁筋は既存柱や上下スタブに定着させておらず、柱と壁の間に面内方向の定着も行っていない。また、面外変形を防止するために上スタブに L 字アングル（図-5 の赤色部分）を取り付けている。L 字アングルは壁から 2mm 離して設置しており、面外方向に壁が移動しなければ試験体耐力に影響がでないように配慮した。

UFC パネルを片側袖壁として取り付けた C1-UFC1 について、図-7 に立面図を示す。パネル厚さは 50mm であり、接着方法として、柱とパネルの貼付面には厚さ 10mm のエポキシ樹脂を接着剤として塗布し、上下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。また RC 壁と同様、L 字アングル（図-7 の赤色部分）を取り付けている。

柱のせい面に UFC パネルを張り付けた C1-UFC2 について、図-8 に立面図を示す。パネル厚さは両面ともに 3

0mm であり、接着方法として C1-UFC1 と同様、柱とパネルの貼付面にはエポキシ樹脂を塗布し、上下スタブとパネルの間には無収縮モルタルを充填した。また、パネルの面外変形を防止するため、パネルに接着用貫通穴を開け、ボルトによって軽く締め付けている。

また、RC 壁や UFC パネルを増設した試験体では、打ち継ぎ面は全て（鉛直面や水平面）目粗しを行った。

3.2 加力・計測計画

図-9 に建築研究所強度試験棟に 2019 年に設置された載荷装置を示す。水平力は変位制御による正負交番漸増繰り返し載荷を行い、加力サイクルは層間変形角（上下スタブの相対水平変位/柱内法長さ） $R=0.03125\%$ を 1 サイクル行い、その後 $R=0.0625, 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0\%$ をそれぞれ 2 サイクルずつ行う計画とした。また、試験体設置の関係上、無補強試験体と補強試験体で正載荷の方向を逆にしている。

軸力については上下にスタブを平行に保つように鉛直ジャッキを制御し、正載荷時には圧縮軸力を、負載荷時には引張軸力を作用させ、簡易的に変動軸力を考慮した。軸力の切り替えは、それぞれの除荷のタイミングで行っている。軸力比を文献 2) の数値を目標とし作用させ、値としては圧縮軸力が 5015kN、引張軸力が 614kN であり、全ての試験体で軸力は同値としている。

また、UFC パネルにロゼットゲージを 10 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-10 に示す。

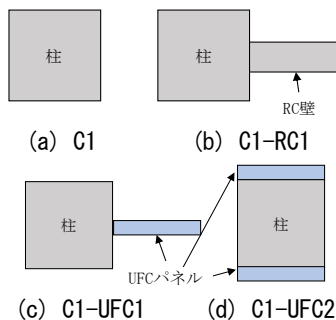


図-2 補強概念図

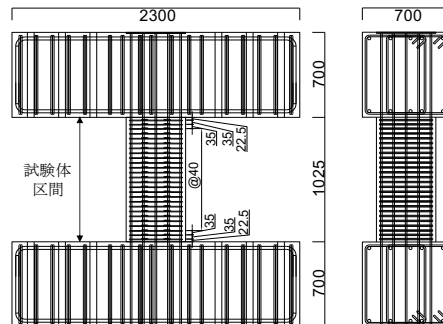


図-3 柱部分 立面図

(左：面内 右：面外) (単位：mm)

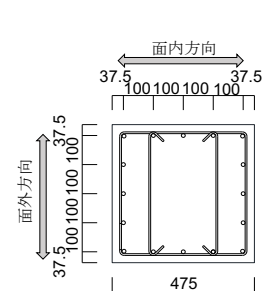


図-4 柱部分 断面図

(単位：mm)

表-1 試験体概要

柱幅 (mm)	475
柱せい (mm)	475
内法高さ (mm)	1025
柱主筋	16-D13(SD345)
柱主筋比 (%)	0.898
柱帯筋 (面内)	2-D6@40(SD295A) 帯筋比 0.333%
柱帯筋 (面外)	4-D6@40(SD295A) 帯筋比 0.667%
補強壁軸筋	8-D10(SD295A)
補強壁横筋	4-D6@40(SD295A)
コンクリート 設計基準強度 (N/mm ²)	30
せん断スパン比	1.17
軸力比 (N/BDFc)	-0.06, 0.40

表-2 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	既存部コンクリート		UFC		無収縮モルタル		補強壁コンクリート	
	圧縮強度(MPa)	ヤング係数(GPa)	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数
C1	48.0	34.0	—		—		—	
C1-RC1								
C1-UFC1								
C1-UFC2			224.0	52.9	73.3	29.1	—	
					72.3	28.6		

(b) 鉄筋

鉄筋種類	鉄筋径	ヤング係数(GPa)	降伏強度(MPa)	降伏ひずみ(%)	引張強度(MPa)
柱主筋	D13	192.1	402.3	0.222	553.8
柱帯筋	D6	203.7	490.0	0.261	568.4
補強壁軸筋	D10	195.9	369.0	0.199	493.0
補強壁横筋	D6	196.9	501.6	0.265	569.9

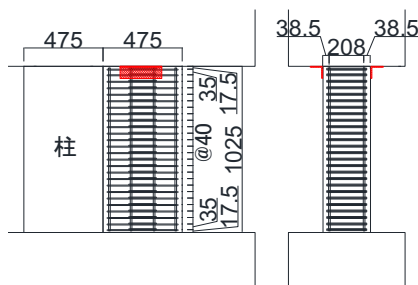


図-5 RC壁部分 立面図

(左：面内 右：面外) (単位：mm)

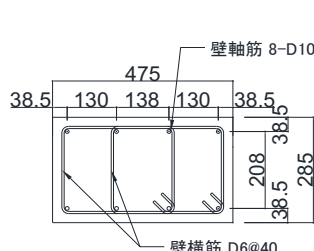


図-6 RC壁部分 断面図

(単位：mm)

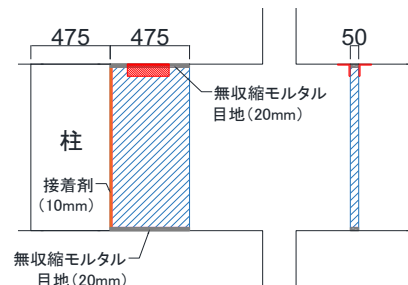


図-7 UFC袖壁補強部分 立面図

(左：面内 右：面外) (単位：mm)

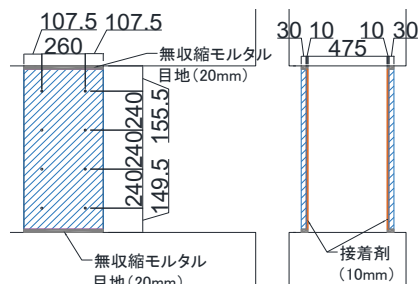


図-8 UFC貼り付け補強部分 立面図

(左：面内 右：面外) (単位：mm)

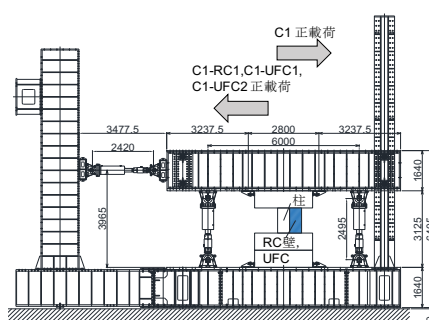


図-9 荷重装置図 (単位：mm)

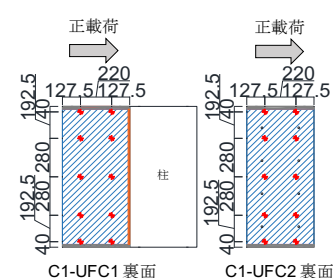


図-10 ロゼットゲージ

貼り付け位置図 (単位：mm)

4. 実験結果と考察

4.1 破壊経過

図-11 に各試験体のせん断力 Q －変形角 R 関係を鉄筋の降伏状況とともに示す。また図-12 に各試験体の最終的な破壊性状を示す。

C1 は $R=0.03125\%$ サイクルの負荷時に引張軸力による初ひび割れを確認し、 $R=0.25\%$ で柱脚部にてコンクリートの圧壊が発生した。 $R=0.5\%$ で最大耐力 $Q=1321\text{kN}$ を迎え、柱正面の右側脚部と左側頂部におけるコンクリートの圧壊や、せん断ひび割れを確認した。その後 $R=1.0\%$ サイクルにおいて、 $R=0.6\%$ 付近で耐力が大きく低下し、アーチ状のせん断ひび割れを含む多くの損傷を確認した。その後、圧縮軸力を負担できなくなり、このサイクルで荷重は終了した。鉄筋の降伏状態について、柱主筋は負荷時の引張軸力による引張降伏は確認されたが、正荷時には引張降伏は確認されなかった。 $R=0.22\%$ 、 $Q=973\text{kN}$ で圧縮降伏は確認されている。柱帯筋について、 $R=0.52\%$ 、 $Q=1240\text{kN}$ で柱中央高さに降伏を確認した。これらの破壊経過や鉄筋の降伏状況から、最終的な破壊性状はせん断破壊と判断した。

C1-RC1 は $R=0.5\%$ サイクルの正荷時に大きなせん断ひび割れが発生し、柱脚部にてコンクリートの圧壊を確認した。また、このサイクル中に $R=0.38\%$ 、 $Q=2008\text{kN}$ で柱帯筋の降伏を確認した。 $R=1.0\%$ サイクルではさらに損傷が進展し、多くのせん断ひび割れやコンクリートの浮きや剥落を確認した。しかし C1 とは異なり、このサイクルでも耐力を維持しており、正荷時には $R=1\%$ で最大耐力 $Q=2161\text{kN}$ を迎え、柱主筋の引張降伏を確認した。

$R=2.0\%$ サイクルの正荷時には耐力低下が起り、RC壁横筋の降伏を確認したため、このサイクル中に柱や壁がせん断破壊したと考えられる。その後 $R=3\%$ まで荷重を行い、実験を終了した。

C1-UFC1 は正荷時における $R=0.0625\%$ で UFC パネルと上スタブを接着している無収縮モルタル部分に小さなひび割れを確認した。 $R=0.5\%$ サイクルの正荷時に最大耐力 $Q=1664\text{kN}$ を迎え、パネルと上下スタブ間の無収縮モルタル部分が圧壊し、柱の柱頭や柱脚にコンクリートの浮きや剥落を確認した。 $R=1.0\%$ サイクルの正荷時に柱帯筋の降伏を確認し、柱脚部にコンクリートの圧壊などの損傷が見られ、耐力が低下した。その後、 $R=2.0\%$ サイクルでは耐力が低下していたものの、C1 とは異なり、1 サイクルは試験体が軸力を維持し、荷重を行うことができた。これは柱がせん断破壊した後に UFC パネルが軸力を負担し、試験体全体で軸力を維持することができたためと考えられる。

C1-UFC2 は $R=0.03125\%$ サイクルで無収縮モルタルや UFC パネルにひび割れを確認した。 $R=0.5\%$ サイクルの正荷時に最大耐力 $Q=1653\text{kN}$ を迎え、耐力が低下した。その後 $R=1.0\%$ サイクルの正荷時に柱側面のコンクリートの浮きや、UFC パネルのせん断ひび割れを確認し、柱部分と UFC パネルに隙間が生じ、耐力が大きく低下した。このサイクルで、柱帯筋の降伏を確認した。またパネルのひび割れについて、C1 などの柱と比べて角度が急であり (図-12(d))、縦ひび割れに近い角度であるという特徴が見られた。

4.2 補強効果による剛性および耐力の増加

補強試験体3体の正載荷時において、補強効果による剛性および耐力の増加率を算出した。図-13に剛性の概念図を示す。剛性は初期剛性（以下、K1）と第二折れ点剛性（以下、K2）をそれぞれ算出した。図-13より、K1は最大耐力 Q_u の1/3のせん断力までの傾きとし、K2は最大耐力 Q_u までの割線剛性とする（C1、C1-UFC1、C1-UFC2は $R=0.5\%$ 付近で最大耐力を迎えているため、C1-RC1についても $R=0.5\%$ の耐力からK2を算出した）。これらを図-14に示す各試験体におけるせん断力-変形角関係の包絡線から算定し、補強試験体のK1、K2を、それぞれC1のK1、K2で除したものを剛性の増加率とした。耐力の増加率については、補強試験体の最大耐力をC1の最大耐力で除したものとした。

剛性・耐力の増加率を表-3に示す。表-3より、C1-RC1は耐力が約1.6倍、K1が約2.6倍、K2が約1.6倍増

加している。C1-UFC1とC1-UFC2については耐力が約1.25倍、K1が1.7~1.8倍、K2が約1.3倍増加しており、補強試験体3体全てにおいて、補強効果による剛性および耐力の増加を確認した。

4.3 耐力算定

各試験体について、評価式の精度について検討を行う。各試験体における最大耐力と精度（実験値の最大耐力/計算値）およびせん断余裕度をまとめて表-4に示す。

4.3.1 C1の耐力算定

正載荷時の耐力は、破壊経過からせん断破壊と判断したため、文献7)を参考にし、式(1)を用いて算定した。負載荷時の耐力は、柱主筋の引張降伏が確認されたため、文献8)に基づき、式(2)から算定した。また正載荷時にて、曲げ終局強度がせん断終局強度を上回っていることを確認するため、文献8)に基づき曲げ終局強度を式(2)から算定した。それをシアスパン（今回は反曲点比を0.5とし、512.5mmとした）で除したものと、せん断終局強度を比較し、せん断余裕度（計算値におけるせん断終局強度/曲げ終局強度時のせん断力）を計算した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad [N] \quad (1)$$

ここで、 p_t ：引張鉄筋比、 F_c ：コンクリートの圧縮強度

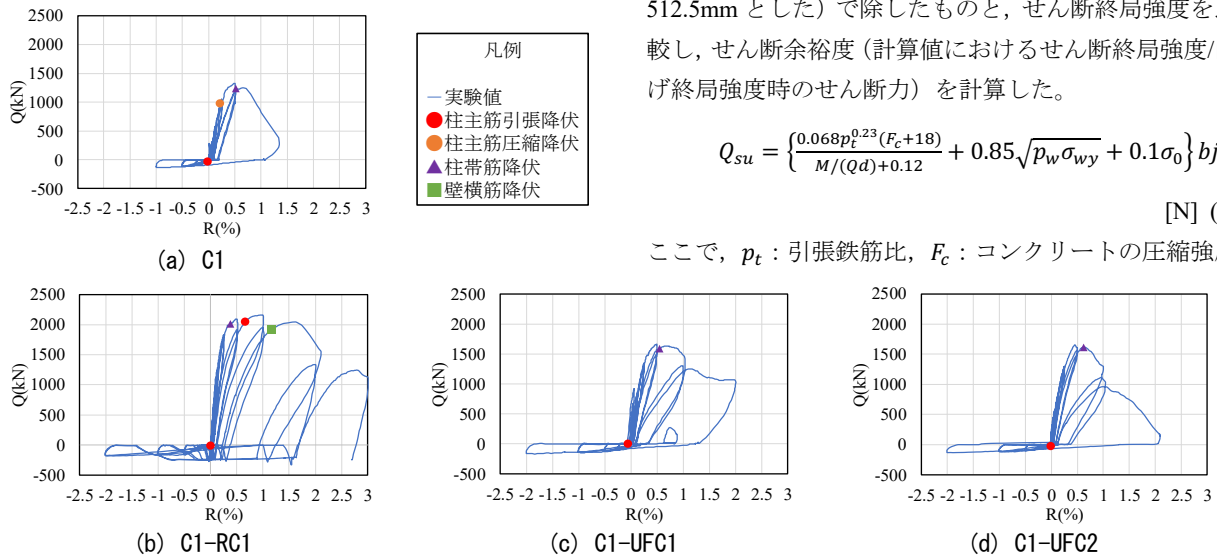


図-11 せん断力-変形角関係

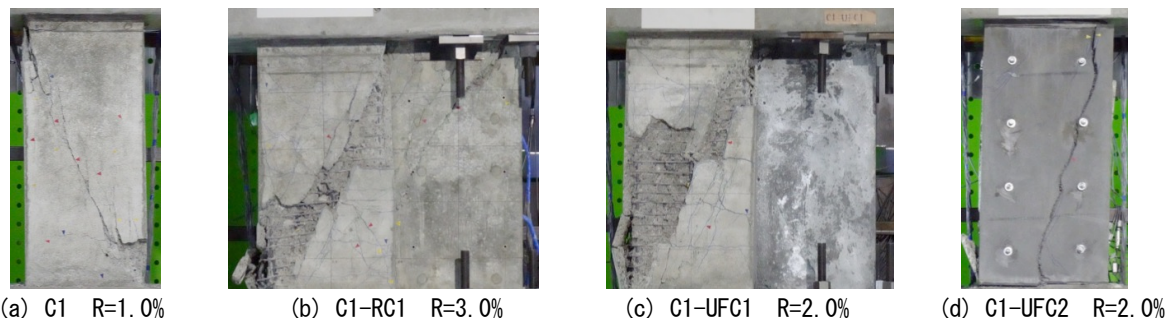


図-12 最終破壊性状

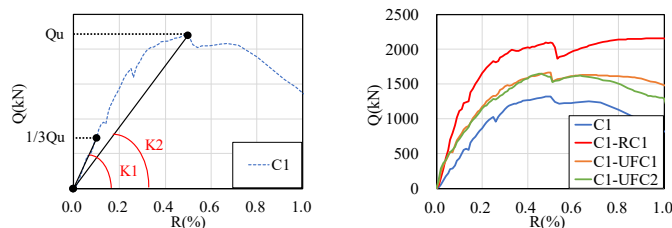


図-13 剛性 概念図

図-14 各試験体の包絡線

表-3 補強による剛性および耐力の増加率

試験体名	最大耐力 (kN)	耐力増加率	K1増加率	K2増加率
C1	1321	—	—	—
C1-RC1	2161	1.64	2.61	1.64
C1-UFC1	1664	1.26	1.70	1.25
C1-UFC2	1653	1.25	1.81	1.30

表-4 最大耐力計算値の精度

試験体名		C1		C1-RC1		C1-UFC1		C1-UFC2	
最大耐力(kN)	正載荷	実験値	1321	実験値	2161	実験値	1664	実験値	1653
		式(1)	1103	式(3)	1590	式(1)+式(5)	1304	式(8)	1445
	負載荷	実験値	-136	実験値	-323	実験値	-169	実験値	-133
		式(2)	-100	式(4)	-228	式(7)	-197	式(7)	-101
精度 (実験値/計算値)	正載荷	式(1)	1.20	式(3)	1.36	式(1)+式(5)	1.28	式(8)	1.14
		式(2)	1.36	式(4)	1.42	式(7)	0.86	式(7)	1.32
	負載荷	式(2)	1.36	式(4)	1.42	式(7)修正後	1.41	式(7)	1.32
		式(1)+式(2)	0.89	式(3)+式(4)	0.51	式(1)+式(5)/式(7)	0.57	式(8)/式(7)	0.79

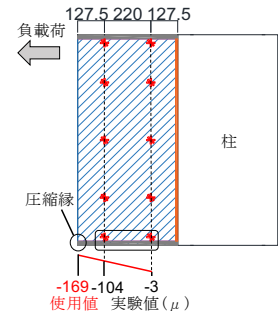


図-15 UFC パネルひずみ

(N/mm²), $M/(Qd)$: せん断スパン比で $1 \leq M/(Qd) \leq 3$ とする, p_w : せん断補強筋比で 0.012 を上限とする, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²), σ_0 : 平均軸応力度(N/mm²), b : 柱幅(mm), j : 応力中心間距離(mm)とする。

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \sigma_{avc}b(\beta_1x_n)^2/2 + Ng \quad [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (2)$$

ここで、記号の説明は文献 8)と同じとする。

表-4 より、正載荷時、負載荷時ともに実験値を 2~3 割ほど安全側に評価した。また、せん断余裕度は 1 を下回ったことで計算上ではせん断破壊する結果となり、実現象と対応していることを確認した。

4.3.2 C1-RC1 の耐力算定

正載荷時の耐力は、破壊経過から柱、壁ともにせん断破壊と判断したため、文献 7)を参考にし、式(3)を用いて柱と壁のせん断終局強度を累加して試験体全体のせん断終局強度を算定した。今回は柱と壁を面内方向の定着を行っていないため、柱と壁を完全に分けて算定を行った。壁軸筋は上下スタブに定着させていないが、式(3)では考慮しており、引張鉄筋比を算出する際には、精算解算定時の中立軸位置がほぼ部材中央であったことから、柱、壁の鉄筋をそれぞれ半分ずつ引張鉄筋として考慮した（柱について、面内方向の中央に位置する鉄筋は考慮していない）。反曲点高さについては、今回は簡易的に 0.5 として算定している。

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad [\text{N}] \quad (3)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053p_{tce}^{0.23}(F_c+18)}{M/(Qd_w)+0.12} + 0.85\sqrt{p_{wh}\sigma_{why}} \right\} t j_w$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053p_{tce}^{0.23}(F_c+18)}{M/(Qd_{ce})+0.12} + 0.85\sqrt{p_{cwe}\sigma_{cwy}} \right\} B j_{ce}$$

$$p_{tce} = 100a_{tc}/(Bd_{ce}) \quad (\%)$$

$$p_{cwe} = a_w/(Bs) \quad (\text{少数})$$

ここで、 D : 柱せい(mm), B : 柱幅(mm), t : 壁厚(mm), l : 壁せい(mm), d_w : 壁有効せい(=0.95 l) (mm), j_w : 壁応力中心間距離(=7 $d_w/8$) (mm), d_{ce} : 柱有効せい(=0.95 D) (mm), j_{ce} : 柱の応力中心間距離(=7 $d_w/8$) (mm)とする。その他の記号の説明は文献 7)と同じとする。

負載荷時の耐力は C1 と同様、柱主筋の引張降伏が確

認されたため、式(2)に壁部分を考慮した式(4)から算定した。式(4)では、壁軸筋が定着していないことから引張力を負担しないと考え、軸鉄筋は無視して計算を行った。また、正載荷時におけるせん断余裕度を計算するために、正載荷時の曲げ終局強度を式(4)から算定した。

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \sigma_{avc}b(\beta_1x_n)^2/2 + Ng \quad [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (4)$$

ここで、 σ_{avw} : 壁部分のコンクリートの平均応力度(N/mm²) (=0.85 σ_{Bw}), σ_{Bw} : 壁部分のコンクリート圧縮強度(N/mm²), t : 壁厚(mm)

表-4 より、実験値を 3~4 割ほど安全側に評価しており、RC 壁を柱や上下スタブに定着していない場合でも式(3)(4)を用いて耐力を評価できることを確認した。

4.3.3 C1-UFC1 の耐力算定

正載荷時の耐力は、破壊経過から柱はせん断破壊と判断したため、式(1)から算定した。UFC パネルはせん断破壊などが確認されなかったため、文献 4)を参考にして式(5)から算定し、柱と UFC パネルの耐力を累加することで試験体全体の耐力を計算した。

$$M_u = -\varepsilon_{ufc}E_{ufc}t_{ufc}(x_n)^2/6 + Ng_{ufc} \quad [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (5)$$

ここで、 ε_{ufc} : UFC パネル圧縮縁降伏ひずみ, E_{ufc} : UFC パネルのヤング係数(N/mm²), t_{ufc} : パネル厚(mm), x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm), N : 軸方向力(kN), g_{ufc} : 圧縮縁からパネル重心位置までの距離(mm)

式(5)の軸方向力について、UFC パネルと柱のヤング係数比を考慮した UFC パネル等価断面積を考え、柱断面積との面積比から、以下の式(6)によりパネル負担軸力を算定した。また、全体の軸力からパネル負担軸力を引いたものを柱負担軸力とし、柱の耐力を式(1)から算定する際に考慮した。

$$N_{ufc} = N_{max} \cdot nA_{ufc}/(nA_{ufc} + A_c) \quad [\text{N}] \quad (6)$$

ここで、 n : ヤング係数比, A_{ufc} : UFC パネル断面積(mm²), A_c : 柱断面積(mm²)

負載荷時の耐力は、文献 4)を参考にし、式(2)に UFC パネル部分を考慮した式(7)から算定した。また、正載荷時におけるせん断余裕度を計算するために、正載荷時の曲げ終局強度を式(7)から算定している。

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \sigma_{av}b(\beta_1x_n)^2/2 - \varepsilon_{ufc}E_{ufc}t_{ufc}(x_n)^2/6 + Ng \text{ [N} \cdot \text{mm]} \quad (7)$$

表-4 より、正載荷時は実験値を2割ほど安全側に評価したが、負載荷時は危険側に評価した。これは負載荷時には引張軸力の影響で UFC パネルの圧縮縁が降伏ひずみ ε_{ufc} に達しておらず、式(7)では UFC パネル負担力を過大評価したことが原因として考えられる。そのため、式(7)を用いる際に、実験から得られたひずみの値を用いて再度計算を行った。ひずみの値は R=-1.0%時のデータとし、一番下に縦向きに貼り付けたロゼットゲージの値とした。また、ロゼットゲージは圧縮縁からやや内側に貼り付けた(図-10 参照)ため、使用値は平面保持仮定に基づき、ひずみを算定した。詳細を図-15 に示す。計算結果より、実験値を安全側に評価し、精度の改善がみられた。

4.3.4 C1-UFC2 の耐力算定

正載荷時における耐力は、破壊経過から柱、UFC パネルともにせん断破壊と判断し、文献 5)を参考にし、式(8)を用いることで柱と UFC パネルのせん断終局強度を累加して試験体全体のせん断終局強度を算定した。負載荷時は C1-UFC1 と同様、式(7)から算定した。また、正載荷時におけるせん断余裕度を計算するために、正載荷時の曲げ終局強度を式(7)から算定している。

$$Q_{su} = Q_{suc} + Q_{suufc} + 0.1N \text{ [N]} \quad (8)$$

$$Q_{suc} : \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c+18)}{M/(Qd)+0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} \right\} bj$$

$$Q_{suufc} = \tau_{su} \cdot A_{ufc}$$

ここで、 τ_{su} ：文献 5)より、12MPa とする、 A_{ufc} ：UFC パネル断面積(mm²)、その他の記号は式(1)と同じとする。

表-4 より、正載荷時は1割、負載荷時には3割ほど実験値を安全側に評価したことを確認した。

5. まとめ

RC 補強壁および UFC パネルを用いて、ピロティ階を想定した RC 造矩形柱を補強した試験体を対象に静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- ・ RC 壁を片側袖壁として補強した試験体は最大耐力が約 1.6 倍、剛性が約 2.6 倍に増加し、また靱性能も向上したことを確認した。UFC パネルを片側袖壁や貼り付けとして補強した試験体は、ともに最大耐力が約 1.25 倍、剛性は 1.7~1.8 倍に増加しており、全ての補強試験体において、補強による効果を確認した。
- ・ 上下スタブや柱に定着していない RC 壁を片側袖壁として補強した試験体について、既往の評価式を用いて、柱と壁の耐力を累加して強度を算定することで、実験値を安全側に評価できることを確認した。
- ・ UFC パネルを片側袖壁や貼り付けとして補強した試験

体について、UFC パネルの負担力を考慮した式を用いることで、実験値を概ね評価することができた。

- ・ RC 壁を袖壁として補強した試験体は剛性や耐力だけでなく、靱性能の向上も確認された。今回使用した評価式などを用いて、どのような補強工法を行えば靱性能が向上するか分析していくことが今後の課題である。

謝辞

本研究は、官民研究開発投資拡大プログラム (PRISM) 革新的建設・インフラ維持管理技術／革新的防災・減災技術(統括：田代民治)における「仮設・復興住宅の早期整備による応急対応促進 (PD：緑川光正)」および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」の一環として実施した。また、UFC パネル製作と接着には、太平洋セメント(株)及び三菱ケミカルインフラテック(株)にご協力頂きました。ここに関係各位に謝意を示します。

参考文献

- 1) 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)，建築研究資料 No.173，2016
- 2) 藤原光太，隈部敦史，谷昌典，西山峰広，向井智久，渡辺秀和：熊本地震で被災した新耐震基準で設計された RC 造ピロティ柱を模した 1/2 縮尺柱の載荷実験その 1 実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.537-538，2019.9
- 3) 隈部敦史，藤原光太，谷昌典，西山峰広，向井智久，渡辺秀和：熊本地震で被災した新耐震基準で設計された RC 造ピロティ柱を模した 1/2 縮尺柱の載荷実験その 2 実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.539-540，2019.9
- 4) 工藤陸，向井智久，渡辺秀和，石岡拓：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，コンクリート工学会年次論文集，Vol.41，No.2，pp.961-966，2019.7
- 5) 向井智久，福山洋，諏訪田晴彦，白井一義，衣笠秀行：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，Vol.80，No.710，pp.637-645，2015.4
- 6) 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
- 7) 国土政策技術総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針 (案)・同解説，1997