論文 圧縮抵抗型 CFT ブレース耐震補強における補強材の配置方法の 拡張に関する実験および解析的研究

中原 浩之*1·肱岡 幸輝*2·松田 浩*3

要旨:本論では、コンクリート充填鋼管 (CFT) を用いた耐震補強法における接合部の性状を調べるための 実験と、これを応用した建物の補強設計について纏めている。実験では、建物に用いる実大の試験体を4体作成し、接合部の破壊性状を観察した。実験結果は、1体を除き、既往のパンチングシア耐力式により安全側に評価可能であることが分かった。また、この接合部を実際に使用した建物の補強設計について示した。補強設計では、簡単な計算と解析とを比較して両者がほぼ一致する結果を示した。

キーワード:パンチングシア耐力,モールの破壊基準,あと施工アンカー,補強設計

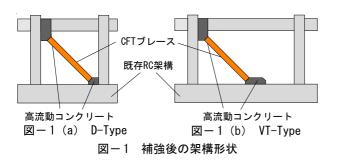
1. 序

著者らは、コンクリート充填鋼管(CFT)を圧縮のみに 抵抗させる斜材として鉄筋コンクリート造建物を耐震補強 する方法について実験と解析により研究を進めてきてお り,一連の研究を本会にて発表している(例えば文献1)。 本補強法は, 既に実用化されており, その内容は, 文献 2), 3) に報告済みである。これらの実用例では、補強材 の接合部は, 既存建物の柱梁接合部部分に接続している ($\mathbf{Z}-\mathbf{1}$ (a) を参照)。この場合、接合部に作用するパン チングシアには、補強材の接合部分のみならず既存柱や 既存梁のパンチングシア耐力を加算できる。従って, 文献 2) の設計では、1補強構面あたりのあと施工アンカーを 24本に抑えた設計が可能となっている。このように図-1 (a) の片流れ形状 (D-Type と呼ぶ) は、接合部において 充分な余力を持って設計をすることが可能であり、実用 上の大きなメリットになっている。しかしながら、図-1 (b) の形状 (VT-Type と呼ぶ) は、次のような理由から研 究が進んでいない。

- 1) 斜材の軸力の鉛直成分を, 既存梁が支えるのが難しい。
- 2) 斜材の軸力の水平成分を、接合部のみのせん断耐力で支えるのが難しい。

このような問題が解決すれば、VT-Typeを使用することが可能となり、次のようなメリットが生じる。

1) 角度を固定して補強部材をプレファブリケーションで



きる (建物毎の長さ調節の手法は以降に述べる)。

2) 長スパン架構に適用した際に、斜材が長くなりすぎることを避けることができる。

そこで、本研究においては、VT-Type接合部を含む耐震補強された部分骨組の補強部を作成し、接合部のパンチングシア破壊実験を実施して、その最大耐力を明らかにする。また、実験の最大耐力をモールの破壊基準や「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説」4(以後、耐震改修指針と呼ぶ)における終局耐力の計算によって評価できるかを考察する。さらに、本研究で考察した VT-Type による補強設計について検討する。検討の対象は、すでに本補強法により補強の仮工事が終了している沖縄県建設業協会八重山支部の事務所建物(沖縄県石垣市)とした。

2. 接合部実験

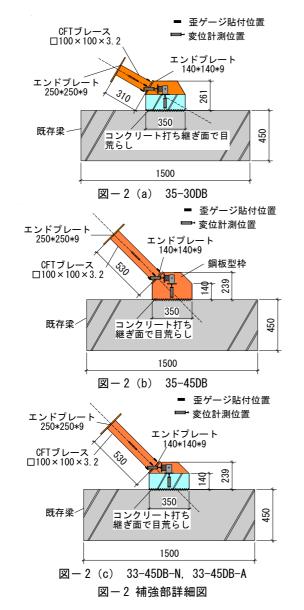
2.1 補強部形状

補強部の立面図を図-2に示す。補強部は直方体の鉄筋コンクリート既存梁に、台形の接合ブロックとCFTブレースを取り付けたものである。既存梁の上面の350×140mmの部分を目荒らしし、これに台形の型枠を設置した。目荒しは、平均5mmの深さで、30%以上の面積に施すとして計画し実施した。ブレース部分はエンドプレートを接合部の鋼板型枠に溶接し、ブレースと接合部に高流動コンクリートを打設して一体化した。本研究の特徴である引張力を負担しないディテールは上部に設けるとして、この試験体には含まれていない。補強部は4体で、実験変数は、ブレースの角度、鋼板型枠の有無、接合部に打設するアンカーの有無である。角度が30度の補強部は35-30DB、鋼板型枠ありの補強部は35-45DB、鋼板型枠なしの補強部は33-45DB-N、アンカーを打設した補強部は33-45DB-Aとし、異形鉄筋D10を2本打設した。補強部に用いたコンクリートの力学

- *1 長崎大学大学院工学研究科 教授・博士(工学) (正会員)
- *2 九州大学大学院人間環境学府 大学院生
- *3 長崎大学大学院インフラ長寿命化センター センター長・工博(正会員)

表-1 コンクリートの力学的性質

	補強部			被補強部			
補強部名	呼び強度	圧縮強度	ヤング係数	呼び強度	圧縮強度	引張強度	ヤング係数
	竹の独及	N/mm^2	kN/mm ²		N/mm^2	N/mm^2	kN/mm ²
35-30DB, 35-45DB	36	46.4	31.6	27	35. 7	3. 0	27. 7
33-45DB-N, 33-45DB-A	36	45.8	34. 4	27	33. 0	3. 1	29. 3

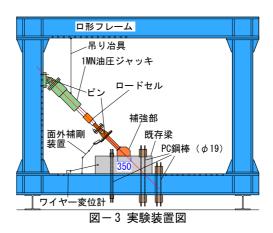


的性質を**表**-1に示す。表より、被補強部のコンクリート 強度が低いことが分かる。後述するパンチングシアの計算 には、被補強部のコンクリート強度を使用する。

2.2 加力装置と測定方法

加力装置の概略図を図ー3に示す。1MN油圧ジャッキを用いてブレース軸方向に片側圧縮載荷を行った。ブレース軸力は1MN油圧ジャッキの先端に取り付けたロードセルで測定した。

図-2には、変位計およびひずみゲージの測定位置も示している。変位は、既存梁上面から200mmの接合部の中心位置で水平変位と鉛直変位を測定した。また加力中の既存梁のすべりをワイヤー変位計にて監視した。角形鋼管の接



合部側エンドプレートから100mmの中心位置に4箇所ひず みゲージを貼付し、ブレースに生じるひずみを測定した。

載荷は圧縮のみで、1MN油圧ジャッキに取り付けたロードセルの荷重で制御した。載荷プログラムはブレース導入軸力 N_b =50kNを2回、100kNを1回繰返し、その後、接合部破壊が生じるまで載荷を行う。

2.3 実験結果

実験より得られた水平力Q—変位 δ の関係を $\mathbf{20-4}$ に示す。 $\mathbf{20-4}$ の縦軸は N_b をブレース設置角度に応じて換算した水平力Qで,横軸は接合部に取り付けた水平変位 δ である。図では,実験最大耐力を $\mathbf{20}$ で,破壊した時点を $\mathbf{20}$ で、ひている。また,図には接合部コンクリートと既存梁との打ち継ぎ面でのパンチングシア耐力 $\mathbf{20}$ 0月、 $\mathbf{20}$ 1月を示す。 $\mathbf{20}$ 1月によける最大せん断応力により計算を行った計算耐力を示している。以下に式を示す。

$$\tau_{l} = \min\left(\sqrt{\sigma \cdot \sigma_{t} + \sigma_{t}^{2}}, \sqrt{-\sigma \cdot \sigma_{c} + \sigma_{c}^{2}}\right)$$

$$\sigma = N/A$$
(1)

Aは断面積, σ_ι は引張強度, σ_ι は圧縮強度,Nは鉛直力である。 $Q_{n\iota}$ は τ_ι に断面積 A を掛けて算出した。

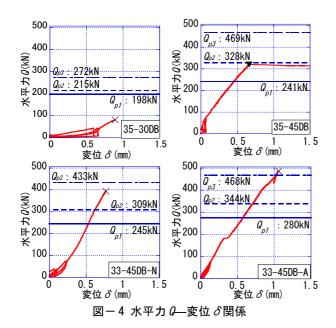
破線,一点鎖線では,パンチングシア耐力 Q_{p2} , Q_{p3} を耐震改修指針の柱のパンチングシア耐力式により計算を行った計算耐力を示している。以下に式を示す。

$$\tau_2 = 0.34/(0.52 + a/D) \cdot \tau_0 \tag{2}$$

$$\tau_3 = 0.58/(0.76 + a/D) \cdot \tau_0 \tag{3}$$

 τ_0 は文献 4)を参照されたい。ここで,a/D=0とした。33-45DB-Aの計算水平耐力は,あと施工アンカー2本のせん断耐力を累加し算出した。引張試験によるアンカーの降伏強度は,350N/mm²であった。

実験はすべて接合部破壊により最大耐力を発揮した。 35-30DBの実験経過を述べる。N_e=50kNを2回繰返した後,



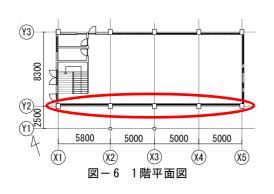
 N_b =100kNに達することなく N_b =95kNですべり破壊が生じ、最大水平耐力に達した。最大耐力に達すると同時に、コンクリート打ち継ぎ面が大きく開き、軸力を保持することができなくなった。

35-45DBの実験経過を述べる。 N_b =50kN, 100kNをそれぞれ2回繰返した後,最大水平耐力320kNに達した。その後,変形が進みながら耐力低下し,すべり破壊が生じた。

33-45DB-Nと33-45DB-Aの実験経過を述べる。 N_b =50kNを2回, N_b =100kNを1回繰返した後,ほぼ線形関係を保持しながら,1.1mm以下の水平変位で最大水平耐力に達した。最大耐力に達すると同時に,接合部にひび割れが発生し,脆性的に破壊した。

2.4 計算値との比較

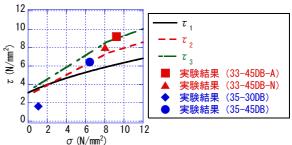
水平耐力の比較を表-2に、コンクリートの軸方向応力-せん断応力関係を図-5に示す。式(1)により計算した軌跡を実線で、式(2)により計算した軌跡を破線で、式(3)により計算した軌跡を一点鎖線で示している。35-30DBは、実験値が各計算よりもおよそ6割程度低い結果となった。これは、載荷時に導入されてしまった曲げモーメントと、図-2(a)のように、ブレース軸芯とせん断面のずれによる影響であると考えられる。35-45DB、33-45DB-N、33-45DB-Aともに、モールの破壊基準および式(2)による計算



表一2 水平耐力比較

補強部	<i>Q_e</i> (kN)	Q _{p1} (kN)	Q _e /Q _{p1}	Q _{p2} (kN)	Q _e /Q _{p2}	Q _{p3} (kN)	Q _e /Q _{p3}
35-30DB	81	198	0. 41	215	0. 38	272	0.30
35-45DB	320	241	1.3	328	1.0	469	0. 68
33-45DB-N	394	245	1.6	309	1.3	433	0. 91
33-45DB-A	486	280	1.7	344	1.4	468	1.0

 Q_e : 実験値, $Q_{p,r}$ $Q_{p,g}$ $Q_{p,g}$: 計算値



図−5 コングリートの軸方向応力-せん断応力関係

では安全側に、式(3)による計算では危険側に評価した。

3. 補強設計法の検討

3.1 補強対象建物の概要

本研究の補強対象建物はRC造2階建である。1階平面図を図-6に示す。平面プランは、桁行方向4スパン×梁間方向1スパンで1階および2階の階高は3400mmである。代表的な柱断面の寸法は450×550mm、桁行き方向の梁断面の寸法は300×550mmである。図-6を見てわかるように、柱形が屋外側に出張っている。この場合、本補強法では屋外側でのブレース設置となる。鉄筋探査機による調査から、帯筋のピッチは100mmであることが分かっている。

3.2 弾塑性解析の概要

補強設計の妥当性を確認するため、補強対象建物の弾塑性解析を行う。本解析では、ファイバーモデルで断面の応力状態を表現する手法を用いて、梁要素の剛性マトリックスを組み込んだ非線形の2次元骨組解析プログラム50を用いて行った。

図-6で実線で囲んだ1層4スパン部分の平面フレーム を対象としてモデルを作製した。建物は、2階建であるが、 3.4節で示す補強計画では、1層のみに補強を行うため、解

表一3 柱断面

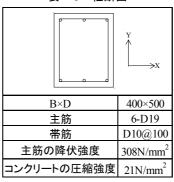
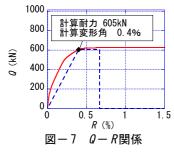


表-4 柱支持軸力 (単位:kN)

	1F	2F
X1	60	30
X2	433	194
X3	477	180
X4	450	180
X5	225	90

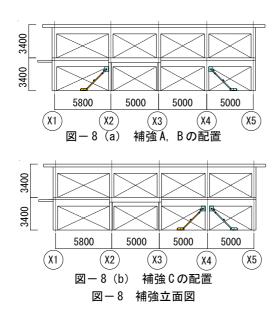


析においては1階部分の みを対象とした。表-3 に柱断面を示す。構造上 有効な柱断面寸法は、仕 上げ厚さとかぶり厚さを 1.5 50mmとして、測定長さか ら差し引いた値とした。 建物は現在使用中であ

り、詳しい材料調査を行うことができなかったため、表に示す断面を仮定した。表-4に柱支持軸力を示す。これは、通常の構造設計にならって固定荷重と積載荷重を集計したものである。X1の軸力は、階段部の壁が大部を負担するとして、表のように設定した。柱梁接合部内は、剛域とし、ヒンジ領域長さは柱について柱せいの半分とした。コンクリートは耐力劣化を考慮しないPopovics モデルら、鋼材は、バイリニア型でひずみ硬化を考慮したモデルとした。この解析は、文献1)において実験結果を精度よく評価できている。

3.3 解析結果

図-7に解析により得られた補強前建物の水平力Q-層間変形角R関係を示す。縦軸は層せん断力で,横軸は層間変形角である。解析結果においては,変形角0.3%で剛性軟化しはじめ,0.4%を過ぎてすべての柱が曲げ降伏した。その時の耐力は620kNであり,ベースシア係数としては,0.38となった。また,破線で「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」"(以後,耐震診断基準と呼ぶ)による計算耐力(605kN)を示している。これは,柱の曲げ終局強度時のせん断力を累加して算出した。既存柱の曲げ降伏時変形角を0.4%とし,靭性指標F=1.27まで耐力を維持すると仮定すれば,図に示してあるように,解析結果(実線)と計算耐力(破線)の荷重-変形関係を対応付けることができる。



3.4 補強計画

X2-X3 構面は玄関であるため、補強対象外とする。検討する補強は補強 A、B、Cの3種類とする。配置として、図 -8 (a) と図 -8 (b) に示す2つの配置を検討する。補強 A の場合の立面詳細図と平面詳細図を図 -9 に示す。表 -5 に示すように、補強 A は $-100 \times 100 \times 3.2$ (STKR400) の鋼管を、補強 B、Cは $-200 \times 200 \times 6$ (STKR400) の鋼管をそれぞれ用いた。柱の出は380mmであるため、最大 -250×250 の断面のブレースまで採用できる。ブレースは①部材と②部材の二本継ぎであり、②部材のみ特注で、そのほかはプレファブリケーションとした。以下、耐力、変形および繰返し性状について検討する。

3.5 耐力と耐力時変形の評価

図-8において、左から右への水平加力状態における各種耐力と耐力時変形について考察する。この際、補強Cは補強Bと同じ条件となるので、本節では、補強Aと補強Bの比較を行う。耐力と変形の計算には、耐震診断基準を参照した。耐力と変形の計算に用いたブレースのコンクリートの諸元は、表-1の33-45DB-N補強部と同じである。

表-6に、1層1スパンモデルの補強架構耐力 Q_{mu} および Q_{bu} 、耐力時層間変形角 R_{mu} および R_{bu} を示す。 Q_{mu} および R_{mu} は風上柱が引張降伏するときの耐力および耐力時変形を、 Q_{hu} および R_{bu} はブレースが座屈するときの耐力および耐力時変形をそれぞれ示す。また、表には、1層4スパンモデルの層せん断耐力 ΣQ_{u} と、無補強架構の層せん断耐力 ΣQ_{u0} に対する耐力上昇率を示している。さらに、接合部の耐力についても記載している。

$$Q_{m}$$
の算定式を以下に示す。

$$Q_{mu} = M_u / h_y + Q_c \tag{4}$$

 h_y は考慮している階の床レベルよりその補強架構の最上部までの高さであり、後述の解析と比較させるために

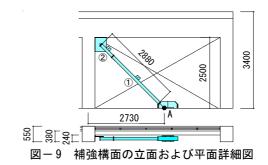


表-5 各補強配置とブレース断面

補強		ブレ	降伏 強度	ヤング 係数 kN/mm²	
配置	種	類	${\sf N}/{\sf mm}^2$		
図-8 (a)	STKR	A	$\Box - 100 \times 100 \times 3.2$	410	204
図-8 (b)	400	B, C	$\Box -200 \times 200 \times 6$	410	204

表-6 各補強の計算結果

	柱降伏型		座屈型		Σ0	ΣQ,,	0	0
補強配置	Q_{mij}	R_{mi}	Q_{bu}	R_{bu}	ΣQ_u	· u	$_{ ho}Q_{b}$	p u n
	kN	%	kN	%	kN	$/\Sigma Q_{u0}$	kN	kN
補強A	1070	0.96	532	0.32	823	1.36	508	479
補強B	1070	0.46	2420	1.00	1530	2. 54	669	980

2500mmを採用した。 M_u は風下柱の柱脚の点A周りの力のモーメントであり、算定式を以下に示す。

$$M_{\nu} = T_{\nu} \cdot L \tag{5}$$

ここで、Lは風上柱の軸線とA点の水平距離である。 T_u は風上柱の引張抵抗力であり、風上柱の長期軸力と柱主筋の降伏強度の和としている。

 Q_{kk} の算定式を以下に示す。

$$Q_{bu} = \phi_{bu}(\alpha_B N_{cu} \cos \theta + \alpha_F Q_c) \tag{6}$$

 N_{cu} はブレースの座屈耐力であり、「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針」 8 による。解析との比較のため, ϕ_{bu} は1.0とした。 α_B と α_F はブレースおよび既存架構の強度寄与係数であり,以下の式で算定できる。

$$R_{bu} \ge R_c$$
 の時 $\alpha_R = R_c / R_{bu}$, $\alpha_E = 1$ (7)

$$R_{bu} < R_c$$
 の時 $\alpha_B = 1$, $\alpha_F = R_{bu} / R_c$ (8)

ここで R_c は風下柱耐力時層間変形角であり、耐震診断基準を参照して0.4%と仮定した。

 R_{mu} と R_{hu} の算定式を以下に示す。

$$R_{mu} = \frac{N_b}{h_y \cos \theta} \cdot \left(\frac{L_d}{E_b A_b} + \frac{L_j}{E_j A_j}\right) + \varepsilon_y \tan \theta \tag{9}$$

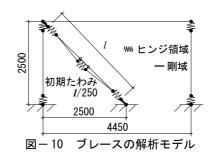
$$R_{bu} = \frac{N_{cu}}{h_{y}\cos\theta} \left(\frac{L_{d}}{E_{b}A_{b}} + \frac{L_{j}}{E_{j}A_{j}}\right) + \varepsilon \tan\theta \tag{10}$$

ここで、 N_b は風上柱降伏時のブレース軸力、 L_d はブレースの 実長、 L_j はブレース以外の部分の長さ、 E_bA_b はブレースの軸剛 性、 E_j は既存コンクリートのヤング係数である。 A_j はエンドプレート面積で、(120×120) mm²である。 ε_j は風上柱の降伏時の 鉛直ひずみ、 ε はブレース座屈時の風上柱の鉛直ひずみである。

表-6より、補強Aはブレース座屈型、補強Bは風上柱 引張降伏型の破壊が先行することがわかる。

 $\Sigma Q_u/\Sigma Q_{uo}$ について、補強Aは1.36、補強Bは2.54となっており、明瞭な補強効果が得られることが分かる。補強Aから補強Bのようにブレース断面を大きくすると、 Q_{bu} がおよそ5倍となるが、 ΣQ_u は、補強Aに比べて1.86倍の補強効果に留まる。これは、破壊モードが風上柱引張降伏型に移行してしまうので、ある一定上のサイズの補強材を用いたとしても補強効果が変化しないことを示している。

表-6には、下側接合部のパンチングシア耐力 $_pQ_b$ と各必要パンチングシア耐力 $_pQ_n$ の計算結果が示されている。 $_pQ_b$ の算定には、式(2)の τ_2 に接合部断面積 (140×700) mm²を乗じて計算した。 $_pQ_n$ は、ブレース軸力の水平成分とした。本補強では、型枠設置用にあと施工アンカーを使用して補強工事を実施している。工事では、下側接合部に4本のあと施工アンカーを打設した。従って、ここでは $_nQ_n$ の



計算にあと施工アンカーのせん断耐力を加算している。表より、補強Bでは $_pQ_b$ が $_pQ_n$ よりも小さくなり、パンチングシア破壊の恐れがある。この場合、アンカーの本数を増やす等の対応が必要となる。当然のことながら、補強効果が大きい大断面の補強材を使用すると、接合部の設計が難しくなることが分かる。補強Aは、コンクリートのパンチングシア耐力に接合部の打ちこみ型枠の設置に使用した4本のあと施工アンカーのせん断耐力を加えることで設計条件を満たした。

3.6 解析と耐力計算の比較

補強対象建物の補強 A・補強 B・補強 Cの3つの建物モデルを作製した。ブレースの解析モデルを図-10に示す。モデルは、文献1) および文献3)を参考した。ブレースの接合部上部には、圧縮力のみ負担できる要素を挿入して、圧縮抵抗型のCFTブレースの挙動を模擬している。ブレースの両端部および中央部にヒンジ領域を設けた。また、中央部には材軸直交方向に1/250(ルゴレース材長)の初期たわみを与えている。まず、補強Aと補強Bのプッシュオーバー解析の結果と前節の耐力および耐力時変形の計算結果を比較する。

プッシュオーバー解析による層せん断力Q-層間変形角R関係を \mathbf{Z} -11に示す。ここで、実線は解析値を、破線は計算値を示す。補強 \mathbf{B} と補強 \mathbf{C} は、プッシュオーバー解析において同じ挙動を示す。計算による \mathbf{Z} - $\mathbf{Z$

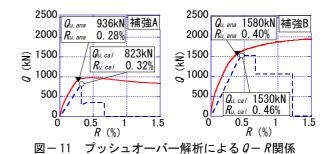
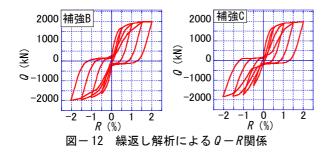


表-7 解析と計算の比較

補強配置	Q _{u, ana} kN	Q _{u, cal}	Q _{u, ana} /Q _{u, cal}	R _{u, ana} kN	R _{u, cal}	R _{u, ana} /R _{u, cal}
補強A	936	823	1.14	0. 28	0.32	0.85
補強B	1580	1530	1.03	0.40	0.46	0.86



デルを作成した。補強Aの解析は、ブレースの座屈が発生して 最大耐力を迎え、その後緩やかに耐力低下を起こした。補強B の解析も計算の破壊モードと一致し、柱主筋の引張降伏に 伴う耐力低下のない安定した変形性状を示した。

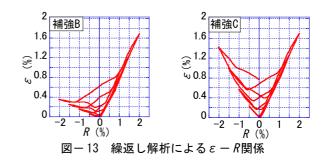
また,解析による層せん断力 $Q_{u, ana}$ と耐力計算による層せん断力 $Q_{u, cal}$ の比較および,解析による層間変形角 $R_{u, cal}$ の比較を表-7に示す。ここで, $Q_{u, ana}$ と $R_{u, ana}$ は,ブレース座屈型の場合,ブレース座屈時の耐力とその時の層間変形角,風上柱引張降伏型の場合,風上柱の軸力が主筋の降伏強度に達した時の層せん断力とその時の層間変形角としている。

補強Aの解析と計算における耐力の誤差は14%, 層間変形角の誤差は15%となった。補強Bは、耐力の誤差は3%, 層間変形角の誤差は14%となった。両者とも、耐力は解析が計算を上回り、変形角は計算が上回った。耐力時変形については更なる検討が必要と考えられ得るものの、耐力計算は解析を安全側に評価できている。

補強Bと補強Cに対して、繰返し解析を行い、両者の挙動の違いを考察する。繰返し弾塑性挙動解析によるQ-R 関係を図-12に、その時の風上柱の鉛直ひずみ $\varepsilon-R$ 関係を図-13に示す。図-12を見ると、補強Cは降伏後に非対称な履歴性状となり、負側載荷時の強度が補強Bに比べると、小さくなっている。図-13で詳しく見ると、補強Bは正側載荷による残留ひずみが負側載荷では、増加しないのに対して、補強Cは負側載荷時にも残留ひずみが累積する。これは、補強Cが両方向の水平力に対して同一柱を風上柱として有するためで、補強Bに比べて耐震性能に劣る配置であることが分かる。

4. まとめ

- 1) 接合部の破壊実験を行った結果,1.1mm以下の水平変位 で最大水平耐力に達し,脆性的に破壊した。
- 2) 耐震改修指針式は35-30DBを除き実験で得られたパン チングシア耐力を概ね評価した。
- 3) 耐力計算および解析の結果,補強 A はブレース座屈型,補強 B は引張降伏型の破壊モードとなった。補強材の断面を変更することで,破壊モードを適宜選択でき,それぞれの補強前の耐力上昇率は1.36,2.54 倍となった。



- 4) 補強Aでは、下側接合部に必要なあと施工アンカーは 4本となった。
- 5) 補強架構の荷重-変形関係の評価にあたり,簡単な 計算と解析はほぼ同等であることが確認できた.

謝辞

本研究は、平成25-26年度公益財団法人旭硝子財団自然科学系研究奨励(第3分野)「地域住民参加型で進める耐震補強スキームの構築に関する実験的研究」(研究代表者:中原浩之)の助成に基づき実験を実施した。関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 中原浩之,西田裕一,崎野健治,北島幸一郎:圧縮抵抗型CFTブレースにより耐震補強したRC造建物の地震応答性状に関する解析的研究,コンクリート工学論文集,Vol.22,No.2,Issue56,pp.1-10,2011.5.
- 2) 赤松直,中原浩之,尾宮洋一,佐藤竜彦:圧縮抵抗型CFTブレースによる耐震補強法の実用例に関する報告,コンクリート工学年次論文集,Vol.34, No. 2,pp.1021-1026, 2012.6.
- 3) 中原浩之,花田達矢:補強材の形状と配置が耐震性能に及ぼす影響の数値解析による検討"N大学校舎のCFT圧縮ブレースによる耐震補強",日本建築学会技術報告集,第46号,pp.963-969,2014.10.
- 4) 日本建築防災協会:2001年改訂版既存鉄筋コンク リート造建築物の耐震改修設計指針同解説,2001.10.
- 5) Kawano, A., Griffith, M.C., Joshi, H.R. and Warner, R.F.:Analysys of the Behavior and Collapse of Concrete Frames Subjected to Severe Ground Motion, Research Report No.R 163, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Adelaide, Australia, Nov.1998.
- Popovics, S.: Numerical Approach to Complete Stress-Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, pp.583-599, 1973.
- 7) 日本建築防災協会:2001年改訂版既存鉄筋コンク リート造建築物の耐震診断基準同解説,2001.10.
- 8) 日本建築学会:コンクリート充填鋼管構造設計施工指 針,2008.