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 (図-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



^{*1} 長崎大学大学院工学研究科 教授·博士(工学) (正会員)

*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)

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

^{*2} 九州大学大学院人間環境学府 大学院生





図-2 補強部詳細図

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-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一変位 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{v} で、破壊した時点を×で示 している。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 Q_{pl} 、 Q_{p2} 、 Q_{p3} を示す。 Q_{pl} は、モールの応力円上にお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。

$$\tau_{l} = \min\left(\sqrt{\sigma \cdot \sigma_{t} + \sigma_{t}^{2}}, \sqrt{-\sigma \cdot \sigma_{c} + \sigma_{c}^{2}}\right)$$
(1)
$$\sigma = N/A$$

Aは断面積, σ_t は引張強度, σ_c は圧縮強度, Nは鉛直力である。 Q_{nt} は τ_t 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。N₄=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-2 水平耐力比較

補強部	Q _e (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
		0	,中野	はの	0	0.=	⊥笘店

 Q_e : 美験値, Q_{p1} , Q_{p2} , Q_{p3} : 計算値



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⁵⁾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	囬
	Y ↑ ↓ →X
B×D	400×500
主筋	6-D19
帯筋	D10@100
主筋の降伏強度	$308N/mm^2$
コンクリートの圧縮強度	21N/mm ²

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⁶,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□-100×100×3.2(STKR400) の鋼管を、補強B,Cは□-200×200×6(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計算と解析により考察 を行い、適切な補強配置について検討する。

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_{bu} 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_{mu} の算定式を以下に示す。 $Q_{mu} = M_u / h_v + Q_c$

(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





図-9 補強構面の立面および平面詳細図

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	
配直	種	類	断面	N/mm^2	kN/mm^2
図-8 (a)	STKR	Α	$\Box - 100 \times 100 \times 3.2$	410	204
図一8 (b)	400	B, C	$\Box - 200 \times 200 \times 6$	410	204

|--|

	柱降	伏型	座尾	虱型	50	50	n	0
補強配置	Qmu	R _{mu}	Q _{bu}	R _{bu}	<i>z u</i> _u	2 G U	p G b	p G n
	kN	%	kN	%	kN	/20 _{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。

$$M_u = T_u \cdot L \tag{5}$$

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。

 $Q_{\mu\nu}$ 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_{eu} 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」[®]による。解析との比較のため、 ϕ_{bu} は1.0とした。 $\alpha_{B} \ge \alpha_{F}$ 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。

$$R_{bu} \ge R_c \mathcal{O} \Leftrightarrow \alpha_B = R_c / R_{bu}, \ \alpha_F = 1 \tag{7}$$

$$R_{bu} < R_c \mathcal{O} \Leftrightarrow \alpha_B = 1, \ \alpha_F = R_{bu} / R_c \tag{8}$$

ここでR_e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。

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

$$R_{bu} = \frac{N_{cu}}{h_{y}\cos\theta} \left(\frac{L_{d}}{E_{b}A_{b}} + \frac{L_{j}}{E_{j}A_{j}}\right) + \varepsilon \tan\theta$$
(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_pQ_p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// 250(/はブレース材長)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関係を図-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Bと補強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Q-R関係は、既存構面の耐力はF=1.27の時、柱降伏時の補強構面の耐力はF=2の時、ブレース座屈型の補強構面は座屈時に耐力を失うとして、図の破線のようにモ



表-7 解析と計算の比較

補強配置	Q _{u, ana} kN	Q _{u, cal} kN	Q _{u, ana} ∕Q _{u, ca l}	<i>R_{u, ana}</i> kN	<i>R_{u, cal}</i> kN	R _{u, ana} ∕R _{u, ca l}
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 $\mathbf{Z} - 12$ に、その時の風上柱の鉛直ひずみ $\varepsilon - R$ 関係 を $\mathbf{Z} - 13$ に示す。 $\mathbf{Z} - 12$ 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。 $\mathbf{Z} - 13$ 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

- 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.
- 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.
- 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.