論文 HFRCC 柱による損傷低減型ピロティ構造に関する研究

中村 匠*1·迫田 丈志*2·前田 匡樹*3·三橋 博三*4

要旨:ピロティ架構を想定した高軸力の変動軸力を受ける柱に、高い靭性能をもつ高強度鋼繊維と合成繊維を混入したハイブリッド型の繊維補強セメント系複合材料(HFRCC)を活用するため、HFRCC と普通コンクリートを用いた柱の静的載荷実験を行い損傷評価した。また、評価した部材を骨組モデルに組み込んで架構のPush-over解析を行い、耐震性能残存率を用いて建物の各限界状態を求め、保有耐震性能を比較することで、HFRCCをピロティ建物に適用した場合の損傷低減効果や耐震性能の向上について評価した。

キーワード: ピロティ構造, ハイブリッド型繊維補強セメント, 耐震性能, 損傷評価, 柱, 静的載荷実験

1. はじめに

近年,セメント材料に高強度鋼繊維と合成繊維の2種類の繊維を混入したハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料 (Hybrid Fiber Reinforced Cement-based Composites, 以下 HFRCC) ^{例えば1)} が開発されており,2種類の繊維の特性と異なる繊維の相互作用によって,高い靭性を実現している。

既往の田邊らの研究により ^{2,3)} HFRCC のせん断補強効果や大変形時の変形性能,軸力保持性能,損傷低減効果が確認された。また HFRCC を用いた部材の高い構造特性を活用できる構造物としてピロティ架構の1階に適用することを想定した研究を行ってきた。しかし,損傷の評価などを行うにあたり必ずしも実験データが十分でないことから,本研究では,田邊らの研究を受け,柱のせん断余裕度を下げた条件下で HFRCC を用いた柱の実験を行い,限界変形性能・損傷を評価し,HFRCC をピロティ建物に適用した場合の損傷低減効果や耐震性能の向上について評価した。

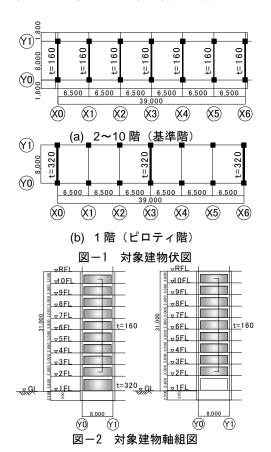
2.検討対象建物と実験の概要

2.1 検討対象建物

対象建物は、田邊らの研究と同様に表-1、図-1、図-2に示すピロティ階を有する10階建RC造建物とした。

表-1 柱及び耐震壁の部材断面,強度

柱	1階	耐震壁	壁厚	配筋
断面	950 × 950		160	D13@200
		2-10階	160 (mm)	Double
	5			SD295
		1階	320 (mm)	D16@200
				Double
			(111111)	SD295
主筋	14-D32, SD390			
帯筋	5+4-D13@80, SD295			
Fc	48			



2.2 実験概要

対象建物の1階のピロティ柱を想定した1/4スケールの柱実験を行った。田邊らの研究の試験体と本研究の試験体をまとめて表-2に、図-3に試験体の配筋図を示す。本研究では田邊らの試験体と比較するため、断面や内法高さなどの寸法を同様にし、柱主筋量を増加させ、せん断余裕度を下げた普通コンクリートの試験体 V-NC 3.65 試験体と V-NC 3.65 試験体と同配筋で HFRCC を用いた V-HF 3.65 試験体とした。また HFRCC の打設の問題から帯筋に高強度鉄筋を用いて配筋に変更を加えた。

*1 東北大学 工学研究科 都市·建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 助手 工修 (正会員)

*3 東北大学 工学研究科 都市·建築学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

*4 東北大学 工学研究科 都市·建築学専攻 教授 工博 (正会員)

表-2 試験体一覧

		コンクリート		主筋	帯筋				
試験体名	断面 (mm)	種類	σ_{B}	σ_{t}	配筋	配筋	種類	$p_{\rm w}$	$p_w\sigma_{wy}$
		1里共	(N/mm^2)	(N/mm^2)	$\sigma_y(N/mm^2)$		1里共	(%)	$(+\sigma_t)$
V-N ²⁾	250	普通 Con	52.6	2.65	12-D10	4+4-D6@40	SD295	1.28	3.78
V-HF ²⁾	250	HFRCC	51.2	2.94	SD390	2-D4@40	SD295	0.25	3.68
V-NC3.65	× 250	普通 Con	47.7	2.65	12-D13	2-D6@55	KSS785	0.47	3.65
V-HF3.65	250	HFRCC	48.6	2.72	SD345	2-100@33	K33/63	0.47	6.78

 $\sigma_B:$ コンクリート圧縮強度, $\sigma_1:$ コンクリート引張強度, $\sigma_2:$ 主筋引張強度 $\sigma_2:$ 帯筋引張強度, $p_2:$ 横補強筋比

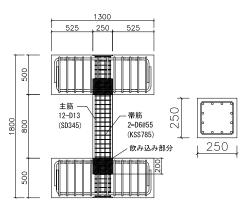


図-3 試験体配筋図(V-HF 3.65)

実験方法は田邊らの研究と同様にし、載荷はピロティ建物の側柱を想定して変動軸力とした。せん断力は逆対称曲げモーメントが生じるように与え、層間変形角を±1.25/1000~100/1000rad.の範囲において正負繰り返し制御を行った。軸力は、田邊らの研究では変形に比例させたが、本研究では図-4に示すとおり、せん断力0で長期軸力(0.15bDFc=422kN)とし、せん断力が-40.8kN~140.6kN の区間においてせん断力に比例して最大引張時-0.75ag σ y=-394kN,最大圧縮時 0.4bDFc=1125kN とした。ここで,b,D,Fc,ag は,柱の幅,せい,コンクリートの設計基準強度,柱主筋全断面積とする。

3. 実験結果

3.1 変形性状および破壊性状

田邊らの研究の試験体と本研究の試験体の荷重-変 形角関係と試験体のひび割れ状況を**図-5**に示す。

普通コンクリートを用いた V-N 試験体は、 10×10^3 rad. で主筋が降伏し圧壊し始め、 15×10^3 rad. で最大耐力を迎えた。その後、かぶりコンクリートが剥離しながら耐力が低下し、 40×10^3 rad.で主筋の座屈が確認された。破壊モードは曲げ型となった。 V-NC 3.65 試験体は、 10×10^3 rad.付近で最大耐力を迎え圧壊し、その後、 15×10^3 rad.付近で大きなせん断ひび割れが入り、かぶりコンクリートが剥落、軸縮みしながら徐々に耐力が低下した。破壊モードは曲げ圧壊後にせん断破壊となった。

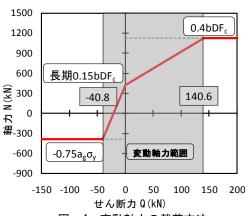


図-4 変動軸力の載荷方法

HFRCC を用いた, V-HF 試験体と V-HF 3.65 試験体は, V-N 試験体や V-NC 3.65 試験体と比較すると曲げひび割れ, せん断ひび割れともに分散して発生しており, 除荷時のひび割れ幅も小さく, 高軸力下でもマルチプルクラック効果を確認できた。また, 圧壊によるかぶりコンクリートの剥落が抑えられるなど, 普通コンクリートの試験体に対し損傷低減が確認された。破壊モードは曲げ型となった。

V-N 試験体と V-HF 試験体は,既往の研究 4)や田邊らの実験より横補強量 $p_w \sigma_{wy}$ と HFRCC の引張強度 σ_t を合計した横補強量 $p_w \sigma_{wy} + \sigma_t$ がほぼ同程度で評価され,限界変形は 40×10^3 rad.で同程度であった。 V-NC 3.65 試験体と V-HF 3.65 試験体は軸力が支持できなくなるところまで載荷したので,最大軸力支持による軸力支持限界とせん断力が最大耐力の 80%となるせん断抵抗限界に分けて評価した。この 2 体の軸力支持限界は 20×10^3 rad.と 80×10^3 rad.,せん断抵抗限界は 15×10^3 rad.と 60×10^3 rad.と 20×10^3 rad.と

3.2 損傷評価

実験結果から得た荷重-変形角関係や破壊性状から 損傷評価を行ったものを図-5 に示す。RC の損傷度は、 被災度区分判定基準⁵⁾や耐震性能評価指針⁶⁾に基づき評 価し、HFRCCの損傷度の評価結果は、HFRCCのひび割れ分散効果でひび割れ幅から判断するのが非常に難しいが、RCと同様にかぶり部分の損傷や耐力低下の度合いに基づき評価した。部材の限界状態と損傷度の関係は、耐震性能評価指針の部材の性能と限界状態の考え方に基づき、使用限界を損傷度ILとII、修復限界Iを損傷度IILとII、修復限界Iを損傷度IILとIV、安全限界を損傷度IILとIVの境界と概ね対応させている。

V-HF 3.65 試験体の使用限界は、部材の弾性限界として、荷重-変形角関係から残留変形等が抑えられている 5×10^3 rad.とした。負側は、残留変形、主筋降伏などから 5×10^3 rad.とした。以降の載荷では、ひび割れは幅が 0.2mm を超えた部分に集中する傾向を示した。

修復限界 I は、かぶりコンクリートが最大応力度になる点ということを考慮し、圧壊の兆候であるかぶりコンクリートに縦ひび割れが生じる点として 15×10^{-3} rad.とした。負側は、危険断面部分のひび割れが 2mm 以下に抑えられている点として 20×10^{-3} rad.とした。以降の載荷では危険断面部分のひび割れが 4mm 程度と顕著となる傾向を示した。

修復限界II は、かぶりコンクリートの圧壊する点や損傷による耐力低下した点として、P- 効果の影響を取り除いた耐力低下とかぶりコンクリートの圧壊から 30 $\times 10^3$ rad.とした。負側は、ひび割れが閉じなくなってくる 40×10^3 rad.とした。

安全限界は、主筋の座屈や軸力支持能力の低下・最大耐力の 80%となる点・せん断破壊する点として 60×10^3 rad.とした。負側は主筋の破断などから 80×10^3 rad.

とした。

これらの結果から各限界状態に対応する部材の状態と損傷度などの関係を整理して、曲げ降伏先行型の部材について、荷重一変形関係と損傷度の関係の概念図を図ー6に示す。これは耐震性能評価指針の普通コンクリートの荷重一変形関係と損傷度の関係の概念図に HFRCC の特徴を書き加えたものである。HFRCC はヤング係数が低いため、小変形時の耐力は普通コンクリートの方が高いが、損傷度 II になる変形角以降で損傷を抑えることができることがわかる。また、HFRCC は、0.2mm 以上のひび割れが開くと、その個所にひび割れが集中する傾向があることも考慮した。加えて、かぶりコンクリートの損傷として、コンクリートの縦ひび割れを考慮した。

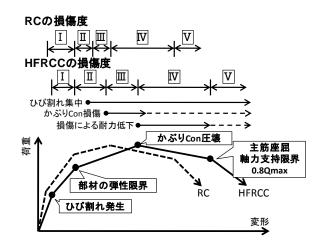
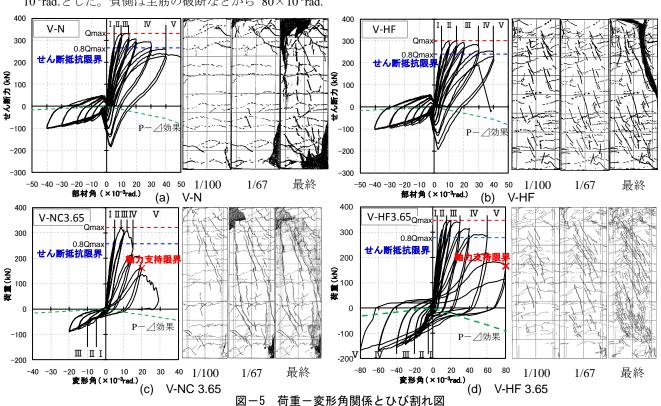


図-6 荷重-変形関係と損傷度の概念図



4. 部材のモデル化

4.1 MS モデルによる柱のモデル化

建物解析を行うにあたり、柱を鉄筋バネとコンクリ ートバネで構成されるマルチスプリング (MS) モデル によって曲げ変形と軸変形を, せん断バネでせん断変 形をモデル化する線材とした。せん断ひび割れ・終局 耐力は靭性指針式 7) に従って計算した。解析は、フレ ーム弾塑性解析プログラム SNAP を用い、V-NC 3.65 試験体と V-HF 3.65 試験体を模擬した部材で行った。

普通コンクリートと HFRCC の材料特性を図-7 に 示す。材料特性はトリリニアのスケルトンカーブとし, HFRCC は引張側でひび割れ後一定の値を取るものと してモデル化した。コンクリートは36分割,そのうち コアコンクリートは16分割した。主筋の応力度-歪度 関係は圧縮側, 引張側ともにバイリニアのスケルトン カーブを仮定した。

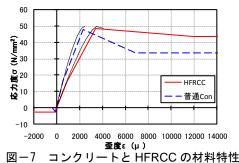
実験結果の荷重-変形角関係と解析結果を図-8 に 示す。実験はせん断力に比例して軸力を変動させたが, 解析では最大引張時-0.75 $a_g \sigma_v$ =-394kN と最大圧縮時 0.4bDFc=1125kN を別々に一定軸力の単調載荷の条件 で解析を行った。

4.2 MS モデルによる解析結果と実験結果の比較

普通コンクリートモデルの損傷の進展状況は、曲げ ひび割れ, 主筋の圧縮降伏, せん断ひび割れ, かぶり コンクリートの最大応力, 主筋の引張降伏, コアコン クリートの最大応力,終局状態の順となった。圧縮側 のコアコンクリートが最大応力時に部材の最大耐力を 迎え、その後低下する過程は、曲げ圧壊したのちにせ ん断破壊した実験結果と同じ過程となった。主筋の降 伏に関しては,実験では繰り返し載荷により負方向の 載荷で引張降伏, 正方向の載荷で圧縮降伏するなどの 影響もあり一致していないので、今後、繰り返し載荷 を考慮した解析を行う必要がある。せん断破壊に関し ては、解析プログラムの都合上、 靭性保証指針等で用 いられている変形によりせん断力が低下するモデルが 入力できないため、実験でせん断破壊が起こった 15× 10⁻³rad.を限界値とした。

HFRCC モデルの進展状況は、実験結果の損傷過程 とほぼ同程度となったが、大変形時に関しては P-△ 効果により実験を追えていないが、限界値は、実験で せん断耐力が 80% となった 60×10⁻³rad.とした。

2 体を通して初期剛性は、実験ではスタブや材料の ばらつきの影響を受けているため、解析結果の剛性の 方が高い結果となっている。また、引張側は実験結果 と解析結果が一致していないため, 今後検討が必要で ある。



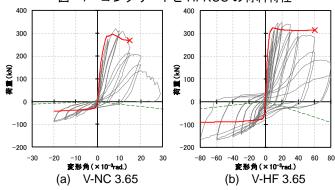


図-8 荷重-変形角関係と解析結果

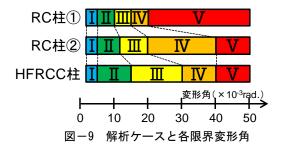
5. ピロティ構造物の耐震性能評価

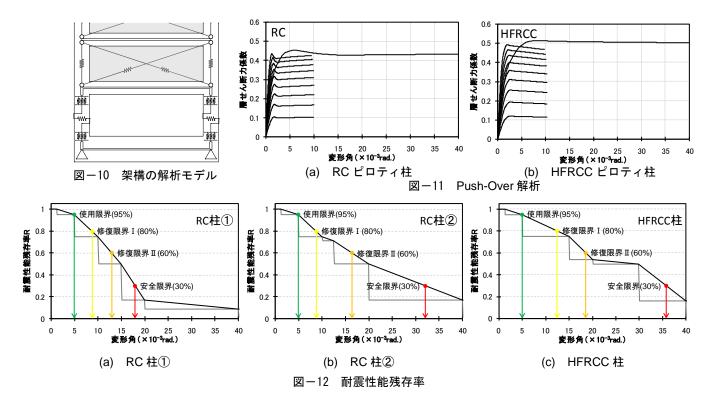
HFRCC 柱をピロティ構造物に適用することを目的 とし、Push-over 解析を行い、部材の損傷評価結果より 耐震性能残存率 R⁶⁾ を求め、建物の限界状態を設定し 評価する。対象建物は、耐震壁のあるピロティを想定 していたが、柱の性能を検討するため、解析建物は耐 震壁を取り除き純ピロティ構造とした。

5.1 解析ケースの設定

解析では、HFRCC 柱をピロティ柱に用いることで、 建物全体の耐震性能に与える影響を調べるため、柱は 実験結果をもとに図-9に示すような以下の3通りの 解析ケースを設定した。

- (1) RC 柱1:普通コンクリート柱で終局変形角を20 ×10⁻³rad.として設計(V-NC 3.65 試験体に相当)
- (2) RC 柱 2:RC 柱 1 の帯筋量を増やして終局変形角 を 40×10⁻³rad.として設計 (V-N 試験体に相当)
- (3) HFRCC 柱: RC 柱1と帯筋量を等しくして HFRCC を使用し、終局変形角を 40×10⁻³rad.とし て設計 (V-HF 3.65 試験体に相当)





5.2 架構の解析モデルと Push-over 解析

架構の解析モデルは、図-10 に示すようなフレームモデルとし、ピロティ柱は4章の部材のモデル化に基づき、普通コンクリート、HFRCCをMSモデルとせん断バネを有する線材に、耐震壁は剛梁、ブレース、両端ピンの側柱からなるブレースモデルとした。

外力を Ai 分布とした静的漸増載荷解析 (Push-over 解析) を行い,解析結果の各階の層せん断力係数-層間変形角関係を図ー11 に示す。破壊の進展状況は,引張柱の曲げ引張降伏,圧縮柱の曲げ圧縮降伏,圧縮柱の曲げ引張降伏,引張柱の軸降伏順にヒンジが発生して,1 階の層崩壊となっている。

5.3 耐震性能残存率の算出方法

耐震性能残存率 R の算出方法について以下に示す。

- (1) Push-over 解析の各ステップから 1 階の引張柱及 び圧縮柱の負担せん断力を求める。
- (2) 1階の層間変形角から各部材の損傷度を求める。
- (3) 損傷度から耐震性能低減係数 η ⁶ を求める。この 時 η は靭性部材の値を用いた。
- (4) 耐震性能評価指針に基づき,式(1)で耐震性能残存率を求める。
- (5) 耐震性能低減係数は損傷度ごとに一定値で耐震 性能残存率が不連続の値になるため、各境界での 値を直線で結びスムージングする。

$$R = \frac{\sum \eta_{C_c C_c} Q_i + \sum \eta_{C_r C_r} Q_i}{\sum_{C_r} Q_i + \sum_{C_r} Q_i} \times 100(\%)$$

ただし

 $c_c Q_i$, $c_c Q_i$: i step 時の圧縮及び引張柱の負担せん断力

 η_{c_c} , η_{c_r} : i step 時の圧縮及び引張柱の耐震性能低減係数

5.4 適用建物の耐震性能評価

5.3 節の耐震性能残存率の算出方法に従い、普通コンクリート部材と HFRCC 部材の耐震性能残存率を図-12に示す。建物の限界状態は、被災度区分判定基準の被災度区分を参考に使用限界を R=95(%)、修復限界 I を R=80(%)、修復限界 II を R=60(%)、安全限界を R=30(%)として評価した。Push-over 解析の結果から、縮約 1 自由度系の荷重-変形曲線上での各限界状態を求め、限界耐力計算法 8 と同様にして、基準地震動と限界地震動の比から保有耐震性能指標を式(2)で評価した。

ここで、基準地震動は建築基準法の限界耐力計算法で 用いる設計用の Sa-Sd スペクトル (2 種地盤) を使用し た。

耐震性能残存率による評価で得られた各限界状態を縮約1自由度系の荷重-変形曲線上の図-13に示し、保 有耐震性能指標を表-3に示す。

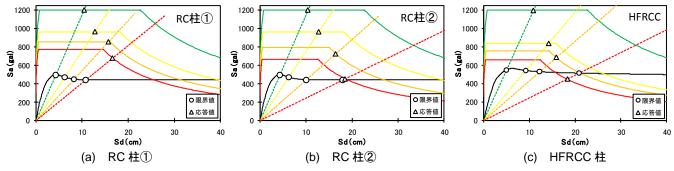


図-13 荷重-変形関係と各限界状態 表-3 保有耐震性能指標

限界状態	RC柱①		RC柱(2	HFRCC柱		
	1F変形角	F変形角 保有耐震 1F変形角		保有耐震	1F変形角	保有耐震	
	(× 10-3rad.)	性能指標	(× 10-3rad.)	性能指標	(× 10-3rad.)	性能指標	
使用限界	4.9	0.41	4.9	0.41	5.0	0.46	
修復限界 I	8.8	0.49	8.8	0.49	12.5	0.65	
修復限界Ⅱ	12.9	0.53	16.4	0.61	18.5	0.77	
安全限界	18.0	0.65	32.1	0.97	35.9	1.15	

RC 柱1のケースでは使用限界で保有耐震性能指標を 0.41 保有しているので、短期許容応力度計算 8 の C_0 =0.2 程度は満足していると考えられる。一方、安全限界では 0.65 と保有水平耐力計算 8 の C_0 =1.0 には達しておらず、今回の純ピロティ構造では、終局変形角を 20×10^{-3} rad. として設計された柱では基準法を満足できないと考えられる。それに対し、同配筋で HFRCC を用いた HFRCC 柱のケースでは、保有耐震性能指標を 1.15 保有しており、同配筋でも HFRCC を用いることで基準法を満足するような柱を設計することができる。

また、RC柱2のケースはRC柱1に比べ帯筋量を増やしているので、安全限界で保有耐震性能指標を0.97保有し、 $C_0=1.0$ 程度であると考えられる。終局限界角が等しい HFRCC 柱のケースと比べると、修復限界IやIIでは保有耐震性能が1.3倍程度大きくなっており、修復性の観点から考えると、ただ帯筋量を増やすより HFRCC を用いることで損傷低減に極めて効果的であると考えられる。このことからも HFRCC を用いることで今回の解析対象としたような純ピロティ構造では損傷が抑えられ、保有耐震性能も大きくすることが可能である。

6. まとめ

HFRCC 柱による損傷低減型ピロティ構造に関する実験、解析から得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 普通コンクリートと HFRCC の柱実験を行った。軸力支持限界について検討し、試験体の損傷評価を行った結果、HRCC の軸力支持能力、損傷低減効果を確認した。
- (2) 実験結果をもとに、MS モデルを用いて柱の解析を 行った結果、損傷の進展状況などは把握できたが、 引張側のモデル化など、結果には検討の余地が残さ れた。

(3) 純ピロティ構造の建物の Push-over 解析を行い, ピロティ柱に 3 ケースの部材を適用した場合の耐震性能評価を行った結果, HFRCC をピロティ柱に用いることで, 安全限界での保有耐震性を向上させ, 限界変形が同じ部材においても, 修復限界以降で極めて効果的であることがわかった。

謝辞

本研究は、平成 18 年度科学研究費補助金(基盤研究 A 一般: 課題番号 18206058、研究代表者 三橋博三)の援助を受けて 実施した。謝意を表します。また実験にあたり、東北大学 菊 田貴恒氏、石川直哉氏、鶴飼和也氏、宮城工業専門学校 横山 紘子氏にお手伝い頂いたことをここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 例えば, 石原 誠一郎・三橋 博三・福山 洋・諏訪田 晴彦: ハイブリッド型繊維補強セメント複合材料の破壊特性に 及ぼす水セメント比の影響に関する研究, コンクリート工 学年次講演会論文集, Vol.28, No.1, pp.377-382, 2006
- 2) 田邊 裕介,中村 匠,前田 匡樹,三橋 博三:ハイブリッド型繊維補強セメント複合材料を用いた柱及び耐震壁の構造性能に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文集,Vol.30, No.3, pp.1411-1416, 2008
- 3) 田邊 裕介, 中村 匠, 迫田 丈志, 前田 匡樹, 三橋 博三: ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料を用いた部 材の適用による損傷低減型ピロティ構造, 日本建築学会大 会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.697-704, 2008
- 4) 永井 覚, 高稻 宜和, 閑田 徹志, 丸田 誠:高靭性繊維補 強セメント複合材料を用いた梁部材の曲げせん断性状(そ の 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.313-314, 2001
- 5) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準およ び復旧技術指針, 2001
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説、2004
- 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震 設計指針・同解説,1999
- 8) 国土交通省:2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書