論文 損傷を受けた RC 造耐震壁が構造物の残存耐震性能に及ぼす 影響に関する研究

細谷 典弘*1・孫 憬玥*2・晉 沂雄*3・前田 匡樹*4

要旨:既往の RC 造建築物の残存耐震性能に関する研究では,安全限界状態を対象とした研究であったが,本研究では建物の性能低下を考慮した上で,安全限界以前の変形における建物の残存耐震性能評価法を示した。 地震で損傷した部材の性能低下低減係数で部材の復元力特性モデルを低減し,実験値を再現可能か検討したところ,実験の荷重-変形関係を精度よく評価できたことを確認した。また,性能低下を損傷前後の剛性の変化から簡略的に求める略算法を示した。耐震壁を含む3層5スパンの建物を対象として,応答スペクトル法を用いた精算結果と簡易略算法の結果を比較検討し,評価した各変形において安全側に評価することができた。 キーワード:残存耐震性能評価,剛性低下,安全限界以前変形,RC造耐震壁

1. はじめに

地震で建物が被災した際、今後発生しうる余震や将来 の地震に対して建物の安全性、すなわち被災し損傷を受 けた建物の残存耐震性能を評価することが重要であり, (財)日本建築防災協会の「震災建築物の被災度区分判定 基準」
りには層崩壊型・全体崩壊型を形成する建物に対す る残存耐震性能評価手法が提示されている。また、伊藤 ら²⁾, Hao ら³⁾は, 性能低下を耐力・変形・減衰性能に分 離して評価し、曲げ部材・せん断部材が混在する建物に 対する残存耐震性能評価法を提案している。しかし、こ れまでの残存耐震性能に関する研究では, 建物の終局状 態すなわち安全限界状態に着目した研究であり、使用限 界や修復限界など安全限界以前の変形での被災前後の性 能低下を検討した研究はみられない。一方で、2011年の 東北地方太平洋沖地震など近年の地震では、ひび割れに より剛性低下した RC 造建物の使用性・継続使用性や復 旧可能性が問題となる事例が増えつつある。

このような背景から,本研究では,既往の実験結果から部材の性能低下を評価し,安全限界以前の変形における被災前後の建物の保有耐震性能指標をもとに,性能低下を定量的に示すこと,そして性能低下を簡易的に算出できる略算式を提案・精度検証をすることを目的とする。

2. 破壊形式を分けた部材の残存耐震性能評価 2.1 既往実験概要

表-1 に、本研究の検討に用いた既往実験の試験体諸 元を示す。既往実験は、1998 年~2016 年に実施された部 材実験⁴⁾⁻⁸⁾及び架構実験⁹であり、曲げ梁 11 体、曲げ柱 6 体、曲げ壁 4 体、せん断柱 8 体、せん断壁 9 体である。

部材種	実験)	p,	せん断補強筋		p _w	σ_B				
	+	1		mm		(至4000)		%	(至1英加)		%	N/mm ²	
曲げ梁		1-100	300	450	900 1800	4-D19	SD345	1.21	4-D10@75	SD345	1.27		
	1998	1-400										30	
		2-100							2-D10@100		0.48		
		1-Cyc											
	2016	P-µ5	320	720		8-D22	SD295	0.55	4-R10@120 2-R10@145	SD345			
		LD-µ5									0.743		
		LD-µ5R			2580						0.307	30	
		P-µ8											
		LD-µ8R											
曲げ柱	2000	F-75	400		1500	10 010	SD345	0.57	2-12¢@75	SR235	0.75		
		F-45		500		10-D19			2-12@@125		0.45	24	
		H-45	200	250	750	10-D10			2-6¢@37.5		0.75		
Lan () (12		S2-1	400						2-D6@160	SD390	0.1		
	2002	S2-2		400	1600	10-D16	SD390	0.5	2-D6@80		0.2	30	
		52-4 HED-WR									0.4		
	2010	HF-WR	60	1750	1500	D4@100 single	SD295	0.2	D4@100 single	SD295	0.2	60	
曲げ壁		NC-WR				D4@50 Double			D4@50 Doubule		0.8		
	2016	F-06-D0	120	1800	1000	D6@80 Double	SD295	0.6	D6@80 Double	SD295	0.6	27	
せん断 柱	2000	F-19	400	500	1500	12-90	SD345	0.71	2-12¢@300	SR235	0.19	24	
	2002	H-19	200	250	750	10.016	0.000	0.64	2-6@300	00000	0.1	20	
	2002	51-4	400	400	800	16 D22	SD390	0.5	4-D6@80	SD390	0.4	30	
	2010	101	300	300	600	16-D22	SD345	0.68	2-D4@100	SD295	0.09	27	
	2012	102	300			12-D19	SD345	1.27	2.540100		0.00		
		103		300	600	12-D16		0.88	2-D4@100	SD295	0.09	27	
		203				12-010		0.00	2-D4@40		0.23		
	2015	S-13-D0	120	1800	1000	D6@40 Double	SD295						
		S-13-DI						1 32	D6@40 Double		1.32		
		S-13-DII									1.02		
せん断		S-13-DIV								SD295		27	
*		S-06-D0				D6@80 Double		0.66	D6@80 Double				
	2016	S-06-DII									0.66		
		S-06-DIII											
		3-00-DIV											
									-S-13-D0 -	S-	-13-D		
		<u> </u>	-06-E	00		S-06-DII			S-13-DII -	- · - S·	-13-D	II	
25		— · - S	-06-E	DIII		S-06-DIV			- S-13-DIV				
25	⁰⁰ T						ΙT						
- 20	00 I		. 0	(+ 声)	***	有击	1						
え 2000 DO: Oは争則損傷度													
ت ۲ 15	00 +		1	\sim	<u> </u>		+		11			_	
新			المم	1				1	1 1				
2 10	00 +												
世													
[™] 500 +										1		/	
												14	
C 0.2 0.4 0.0 0.8 1 1.2 1.4 0 0.2 0.4 0.0 0.8 1 1.2 1. C 回日本取在 (a) C 回日本取在 (a) C 回日本取在 (a)												. 1.7	
											-		
(a) せ	る断	壁 2	2016	5年	実験	(b)せ	ん断壁 20)15 -	甲実	験	
図-1 既往実験の荷重-変形関係													

表-1 既往実験の試験体諸元

*1	東北大学	工学研究科	都市・建築学専攻	博士前期調	寝程 (学生会員)
*2	東北大学	工学研究科	都市・建築学専攻	博士前期調	程
*3	東北大学	工学研究科	都市・建築学専攻	助教 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 博士	:(工学) (正会員)

なお,せん断壁の部材実験⁸は試験体が経験した事前損 傷(無損傷~損傷度IV)の大きさをパラメータとした実 験である。また,これらの既往実験は中低層の建物を想 定している実験である。

2.2 既往実験結果

図-1,図-2に既往実験の荷重-変形関係を示す。図 -1は、事前損傷(無損傷~損傷度IV)をパラメータと したせん断壁試験体の実験結果である。図-2は、せん 断壁以外の試験体をまとめたもので、縦軸を最大層せん 断力で基準化(各層せん断力/最大耐力)している。図-1と図-2をみると、曲げ梁の最大耐力は部材角2.0%付 近であるのに対し、他の部材は、部材角0.8~1.0%と、変 形能力が小さい実験結果が多い。最大耐力後の耐力低下 は、せん断柱が最も急激である。

3. 各部材の性能低下の評価

3.1 各性能低減係数の定義

図-3 に各性能低減係数の概念図を示す。先ず耐力低 減係数は,最大耐力に対する損傷度 IV 範囲の層せん断 力とする。続いて,変形性能低減係数は,伊藤ら²⁾が定 義した,Park&Ang のD指標(損傷指標)に基づき,損 傷後の終局変形を求め,損傷前後における終局変形の比 率から算出する方法とする。上記の2つの低減係数は, 終局に関わる低減係数である。また,減衰低減係数は, 損傷前後の履歴ループ面積比として,安全限界以前の変 形を評価する際にも損傷度 I~IV に応じて低減係数を定 義する。なお,ポテンシャルエネルギーの低下分は,剛 性低下係数を用いて考慮する。最後に剛性低下係数は, 初期剛性に対する各変形時の割線剛性と定義する。

上記の定義により,各性能低減係数を求めることを基本とするが,せん断壁については事前に受けた損傷をパラメータとした実験結果であるため,後述する通り直接 その結果を用いて求めることとする。

3.2 各種部材における各構造性能の低減量評価

(1) 耐力低減係数 ηs

図-4 に耐力低減係数の算出結果を示す。同図では, 低減係数を破壊形式別・部材別に分けており, せん断壁 のみ事前損傷をパラメータとした実験結果であるため, 無損傷試験体の最大耐力に対する有損傷試験体の最大耐 力の比で求めた。なお, せん断壁以外の既往実験では, 最大耐力を迎えるまで耐力低下はみられないため損傷度 Iから III までは耐力低減係数の値を1とした。損傷度 IV の範囲について比較すると, 破壊形式がせん断となるせ ん断柱や, 曲げ壁では, 最大耐力後の耐力低下が大きい ため, 曲げ梁や曲げ柱よりも0.1 程度低い値となった。

(2) 変形性能低減係数 ηα

図-5に変形性能低減係数の算出結果を示す。耐力低



減係数と同様, せん断壁は試験体間の終局変形の比率と して求め, 損傷による終局変形の差は殆どみられなかっ たため一律で低減係数の値を1とした。曲げ梁の値は, 曲げ柱と大差がなく,損傷が大きくなっても変形性能の 劣化が少ない。一方,せん断柱は,曲げ部材に比べ,そ の値が低く推移している。これは,曲げ部材が紡錘形の 履歴を示すのに対し,せん断柱では逆S字形となり,エ ネルギー吸収による劣化の影響が大きいためであると考 えられる。

(3) 減衰低減係数 η_h

減衰低減係数は、3.1節で示したように、損傷前後の履 歴ループ面積比として定義している。そこで、せん断部 材は、事前損傷をパラメータとしたせん断壁実験の結果 を代用することとし、無損傷試験体に対する有損傷試験 体のループ面積比で低減係数を評価した。一方、曲げ部 材については、事前損傷をパラメータとした実験結果が なかったため、曲げ部材の復元力特性で用いられること の多い Takeda モデル¹⁰⁾と耐力低下を考慮したモデル¹¹⁾ から、損傷前後のループ面積を求め、減衰低減係数を算 出した。図-6に2つのモデルの概念図を,図-7に一 例として、復元力特性モデルから求めた試験体 F-75 の損 傷前後のループ(事前損傷度 III の例)を示す。Takeda モ デルにおいて、除荷時剛性低下係数 y は 0.4 とし、耐力 低下を考慮したモデルの指向点の移動に関するパラメー タχは、曲げ部材を想定し、既往実験4の曲げ柱試験体 F-75の配筋を用いて、χを仮定した(χ=0.08)。

図-8 に,減衰低減係数の算出結果を示す。凡例の損 傷度は事前に経験した損傷の大きさを示し,横軸が評価 する際の各限界状態変形とする。算出結果をみると、

損傷度 I を除いて,それぞれの損傷度でせん断部材の値 が曲げ部材の値を下回っている。これは、せん断部材は 一般的に損傷を受けるとループがスリップ形や逆 S 字形 となり,初期サイクルのループよりもループが細くなる ためである。

(4) 剛性低下係数 η_k

図-9 に剛性低下係数の算出結果を示す。横軸に事前 損傷の大きさを示す。算出時に用いた初期剛性は,各実 験の初期サイクル時の割線剛性とした。曲げ梁に比べ, 曲げ壁や曲げ柱では,損傷後の初期剛性は低くなる傾向 がみられ,各事前損傷度で10%ほど低い値を示している。 これは,曲げ梁に比べて,曲げ柱は損傷度 II 程度で最大 耐力に近い層せん断力を示しており,その後の耐力上昇 が小さいためである。また,せん断柱については,曲げ 部材に比べ,変形があまり進まない時点で最大耐力を迎 えているため,剛性低下率の値は大きくなっている。

4. 損傷後の RC 造耐震壁を含む構造物の残存耐震性能4.1 部材の復元力特性モデルにおける性能低下

図-10 に部材の性能低下を考慮した建物の性能低減 の概念図を示す。部材の復元力特性モデルにおいて,耐



カ低下・変形性能低下・初期剛性低下は,無損傷部材の 復元力特性の最大耐力,終局変形,初期剛性に,それぞ れ3章で求めた低減係数(下限値)を乗じ,損傷後の性 能を決める。また,建築基準法・限界耐力計算法に基づ く応答推定では,基準地震動に損傷後の応答低減率 *F_h*, を乗じて限界地震動とした。

$$F_{h}' = \frac{1.5}{1+10h'} \tag{1}$$

続いて、図-10 に示すように低減を行い、部材の性能 低下が再現できているかを 2016 年度に行った既往実験 の結果 ⁸⁾を用いて検討した。壁部材は、曲げばね・せん 断ばね・軸ばねを有する柱に置換するエレメント置換法 を用いた。表-2 及び図-11 に示す各ばねの設定値は、 建築物の構造関係技術解説書¹²⁾に基づき計算した。図-12 に実験と解析によって得られた荷重-変形関係を示 す。図中の左側は、事前に層間変形角 0.2%(損傷度 II 相 当)を経験した試験体、右側が事前に層間変形角 0.6%(損 傷度 IV 相当)を経験した試験体である。図-12 より解 析結果と実験結果が概ね対応することが確認できる。

4.2 安全限界以前の残存耐震性能評価

(1) 応答スペクトル法による安全限界以前の残存耐震性能評価

図-13 に耐震性能残存率 R の概念図を示す。損傷前の建物の性能曲線を黒色,損傷後,剛性が低下した性能曲線を青色で示しており, R は損傷前後の保有耐震性能(α及び α')の比率で求める。

本研究では、安全限界以前の変形における残存耐震性 能を検討するにあたり、評価する変形を安全限界の変形 の1/5,2/5,3/5,4/5倍の時とした。地震荷重は、第2種 地盤を想定しその地盤増幅を簡便化した安全限界検討用 スペクトルの1/2、2/5、3/5、4/5倍と設定した。

また、本研究では、図-14 に示すような β_u (Σ 壁の水 平耐力/保有水平耐力) がそれぞれ 0.75, 0.55 となる耐震 壁を含む架構モデル 2 体を用いた。この時の β_u は、建築 物の構造関係技術解説書¹²⁾に記載されている建築物の 構造特性係数 D_s を分類する $0.3 < \beta_u \le 0.7$ の範囲、 $0.7 < \beta_u$ の範囲になるように設定をした。また、柱・梁の耐力比 は 1.5 とし、各層の質量が同一で、 A_i 分布に比例させて 設計層せん断力を決めた。

そして,損傷後のモデルは,それぞれ無損傷フレーム モデルの安全限界変形の 2/5 倍の変形,安全限界変形の 4/5 倍の変形を経験したモデル 2 体ずつを用いた。図ー 15 に損傷後フレームモデルの各部材の損傷度を示す。各 部材の損傷度は,無損傷フレームモデルの増分解析を行 い,その際の部材塑性率に基づいて仮定をした。応答ス ペクトル法を用いた安全限界以前の残存耐震性能の評価 結果は後述する簡易略算法の結果と併せて示す。



表-2 壁エレメント置換における復元力特性設定値

(2) 簡易略算法の概要

本研究では,損傷後の性能曲線を,各性能低減係数を 用いて近似的に表せるものと仮定して,安全限界以前の 性能低下を簡略的に求める式を提案する。

図-13の右側に示すように,損傷前後の α 及び α' は 建物の Capacity と Demand の比率からとなる。図-13 の ように損傷前の応答はひび割れ後の第二勾配上,損傷後 の応答は剛性低下した初期勾配上にある場合の Capacity の比は,損傷前後の応答加速度を *Sa*, *Sa* 'とすると,損傷 前後の等価周期(T,T)を用いて式(2)のように表せる。

$$\frac{Sa}{Sa'} = \left(\frac{T'}{T}\right)^2 = \frac{\left(2\pi\sqrt{m/\beta K_0}\right)^2}{\left(2\pi\sqrt{m/\eta_k K_0}\right)^2} = \left(\frac{\eta_k}{\beta}\right)^2 \tag{2}$$

ここで, m は等価質量, K_0 は初期剛性, βK_0 はある限界 状態時の割線剛性, $\eta_k K_0$ は損傷後の性能曲線の初期剛性 である。

次に, Demand の比率は, 基準地震動に損傷前後の応答 低減率 F_h , F_h 'を乗じたものであるので, 式(3)のように 表すことができる。

$$\frac{基準地震動 \times F_h'}{基準地震動 \times F_h} = \frac{1+10h}{1+10\eta_h h}$$
(3)

したがって,安全限界以前の耐震性能残存率*R*は,式(4)で表せる。

$$R = \frac{\alpha'}{\alpha} = \left(\frac{\eta_k}{\beta}\right)^2 \times \frac{1+10h}{1+10h'}$$
(4)

ここで β は、解析で求めた無損傷モデルの復元力特性に 沿って求めることとする。一方で、 η_k については、武藤 の横力分布係数法 (D 値法)の D 値 ¹³⁾を用いて損傷前後 の水平剛性を求めることで、以下のように算出する。

図-14の3層建物において,各層の水平剛性とD値 をK_iとD_i(*i*:層数),柱のD値をD_{ci},耐震壁のD値を D_{wi}とすると,*i*層の水平剛性は式(5)で表すことができる。

$$K_{i} = \left(\frac{12EK_{o}}{h^{2}}\right) D_{i} = \left(\frac{12EK_{o}}{h^{2}}\right) \times \sum \left(D_{wi} + D_{ci}\right)$$
(5)

損傷後の K_i , $D_i \delta K_i$ ', D_i 'とすると, 建物の η_i は, 式 (7)のようになる。

$$\eta_{k} = \frac{1/(1/K_{1}'+1/K_{2}'+1/K_{3}')}{1/(1/K_{1}+1/K_{2}+1/K_{3})} = \frac{1/(1/D_{1}'+1/D_{2}'+1/D_{3}')}{1/(1/D_{1}+1/D_{2}+1/D_{3})}$$
(6)

ここで,柱部材の D 値については,図-16 に示すように,柱剛比 kc と係数 a を使うことで求まる。したがって,損傷後の剛性は,この剛比に剛性低下係数を乗じて損傷後の D 値を求め,式(5)に代入することで算出する。

また,耐震壁のD値については,略算的に求める方法 として,文献 14)に基づき式(7)から算出し,損傷後のD 値を求めるときは,式(7)に剛性低下係数を乗じる。

$$D_w = D_c \left(A_w / A_c \right) n \tag{7}$$

ここで, n は, 耐震壁と柱の剛性の比率(1 階は 3~5) であり, 1 階から順に n=3, 2, 1 とした。

このように,各層・各部材でD値を求めて,式(7)に代入し,建物全体の剛性低下係数を算出する。

(3) 応答スペクトル法における R の算出と簡易略算法 の精度検証

図-17 に、増分解析によって得られた各対象フレームモデルの性能曲線を示す。無損傷のフレームモデルの性能曲線を示す。無損傷のフレームモデル(β_u =0.75, 0.55)での安全限界変形は耐震壁が急激な耐力低下する直前まで(損傷度 IV~V)と定義し、それぞれ解析結果は、 S_d =5.1cm、4.1cm であった。事前の損傷



が安全限界変形の 2/5 倍の変形である損傷モデル①は, β_u の値に関わらず経験した最大変形を過ぎるとほぼ無損 傷フレームモデルとほぼ同じ性能曲線となった。一方で, 事前の損傷が安全限界変形の 4/5 倍の変形である損傷モ デル②は,耐力低下もあるため,最大応答加速度点は 2 割ほど応答加速度が下がったところとなった。また耐震 壁が破壊したあとの性能曲線も,事前損傷により,柱・ 梁の剛性が低下したことで,無損傷モデルよりも,同変 形における応答加速度が低下している。

続いて, 図-18 に増分解析と略算法によって得られた 耐震性能残存率 R の値を示す。横軸は,残存耐震性能の 評価を行う変形であり,それぞれ安全限界の変形の 1/5, 2/5, 3/5, 4/5 倍の変形としている。また,実線で増分解 析による精算法, 点線で略算法による算出結果を表して いる。精算法の結果をみると, あらかじめ経験している 変形において(損傷モデル①は 1/5 倍~2/5 倍, 損傷モデ ル②は 1/5 倍~4/5 倍)は, 損傷の大きさに応じて耐震性 能残存率 R の値が小さくなっていることがわかる。しか し,経験した最大変形に近づくにつれて,性能低下は徐々 に小さくなっている。つまり, 残存耐震性能の評価対象 とする変形レベルにより, 残存耐震性能の値は異なる。

最後に、略算法と精算法による R の値を比較すると、 β_u =0.75、0.55のどちらの場合においても、略算法により R の値は、安全側に、すなわち、小さめに評価すること ができている。しかし、 β_u =0.75のフレームモデルでは、 経験最大変形以前の変形においては過度に安全側に評価 してしまった。これは、損傷後の性能曲線を直線で仮定 しており、フレームの耐力が同じで、耐震壁の耐力寄与 分が増加した場合、性能曲線はより曲率の大きい曲線に なるため、精算値との差が生じてしまうのだと考えられ る。そのため、今後 β_u の値を変数として、略算式の精度 を検討していく必要がある。

5. まとめ

本研究では,既往の実験から部材の各性能低下を調べ, 損傷度に応じた性能低下を考慮する係数を定義した。そ して,安全限界以前の変形における建物の性能低下を損 傷前後の保有耐震性能指標 a から定量的に示すとともに, 性能低下を簡易的に算出できる略算式を提案し,その精 度を検討した。得られた知見,及び課題を以下に示す。

- (1)既往の部材実験・架構実験をもとに、耐力・変形性能・ 減衰性能・初期剛性の低下を評価した。結果として、 せん断部材は概ね曲げ部材に比べ耐力・変形・減衰性 能の低下が顕著であった。
- (2) 安全限界以前の変形における建物の性能低下を損傷 前後の保有耐震性能指標 α から残存率 R として, 求 めたところ, 一度経験している変形においては, 剛性 が低下した分の性能低下がみられ, 小変形での残存 率が最も低くなった。
- (3) また,損傷後の建物の初期剛性が経験した最大変形 点付近を目指すものと考え,損傷前後のαの差を,損 傷前後の等価周期の差と減衰係数 F_hから求める略算 式を示した。損傷後の性能曲線を直線で仮定してい るため,経験最大変形以降の R は,精度よく評価で きたが,それ以前の変形においては過度に安全側に 評価してしまった。今後の課題として,今後 β_uの値 を変数として,略算式の精度検証をする必要がある。

参考文献

1) 日本建築防災協会:震災建築物の被災度区分判定基

準及び復旧技術指針(鉄筋および鉄骨鉄筋コンクリ ート造建築物),2002,2015年度版改訂

- 伊藤淑紘,鈴木裕介,前田匡樹:損傷部材の強度・ 変形・減衰性能の低下に基づく被災 RC 造建物の残 存耐震性能評価,コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp787-792, 2015
- Hao Linfei, 晉沂雄,前田匡樹:破壊モード混在型被災 RC 造架構における構造性能低下を考慮した残存耐震性能評価法,コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp721-726, 2017
- 文野正裕,前田匡樹,長田正至:部材の残余耐震性 能に基づいた震災 RC 造建物の被災度評価法に関す る研究,コンクリート工学年次論文集,Vol.22,No.3, pp1447-1452,2000
- 5) 小池拓矢: RC 造耐震壁を含む架構の損傷量評価に 基づく残存耐震性能評価に関する研究,東北大学修 士論文
- 6) 田中康介,康大彦,西川和明,前田匡樹ほか:震災 鉄筋コンクリート造建築物の残存耐震性能,コンク リート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp1225-1230, 2003
- 額飼和也,迫田丈志,前田匡樹,三橋博三:HFRCC を用いた柱部材の破壊性状予測に関する実験的研 究,コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp1255-1260, 2010
- 8) 細谷典弘,半沢守,尾形芳博,前田匡樹:壁筋比が 損傷を受けたせん断破壊先行型耐震壁の構造性能 に及ぼす影響の検討,コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp259-264, 2017
- 9) Kazuto Matsukawa, Xui Liu, &Masaki Maeda : Process of collapse for RC Frame Including Shear Column, Proceedings of the 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering, pp.817-824, 2013.3
- 10) T.Takeda, M.A.Sozen, M.ASCE, and N.N.Nielesen, : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, M.ASCE, 1970.12, Vol.96, ST12 ASCE
- 11) 伊吉允,梅村恒,市之瀬敏勝,松澤敦行:繰り返し 載荷により耐力低下する鉄筋コンクリート部材の 復元力特性モデル,コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, 2001
- 12) 国土交通省住宅局建築指導課 他:2007年度版 建 築物の構造関係技術解説書, 平成19年8月
- 13) 一般財団法人 日本建築センター:ひとりで学べる RC 造建築物の構造計算演習帳,2014 年版
- 14) 一般財団法人 日本建築センター:構造計算指針
 1991 年版・付2