

耐震壁を有する RC 造建造物の損傷が残存耐震性能に及ぼす影響に関する研究

INFLUENCE OF DAMAGE TO SHEAR WALLS ON RESIDUAL SEISMIC CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BUILDING

細谷 典弘 (性能制御システム学分野)
Norihiko HOSOYA

Abstract

This paper presents a study on the residual seismic capacity of damaged RC buildings for the case that the building had experienced some pre-damage but has not reached its safety deformation limit. First, several performance reduction factors on the seismic capacity were evaluated based on the force-deformation curves of previous experimental studies. Methods to evaluate the performance reduction factors were then proposed, which can reproduce the force-deformation relationship obtained by experiments with good accuracy. In addition, a simplified method for evaluating the degradation of seismic capacity before safety limit state is proposed, based on the stiffness degradation. The simplified method showed good agreement with the estimation results obtained from the response spectrum method, which is based on an analytical study for several building models consisting of 3 stories and 5 spans with RC shear walls.

Keywords : Residual Seismic Capacity Evaluation, Stiffness Degradation, Deformation before the Safety Limit
残存耐震性能評価, 剛性低下, 安全限界以前の変形, 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評価が重要であり、(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」¹⁾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、既往の残存耐震性能に関する研究は、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、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 造建造物の使用性・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、安全限界以前の使用限界や修復限界に対応する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及び架構実験^{2)~4)}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。なお、せん断壁の部材実験⁶⁾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。

表-1 既往実験の試験体諸元

部材種	実験年	試験体名	幅or壁厚 mm	せい mm	スパン mm	主筋 (壁縦筋)	P_c %	せん断補強筋 (壁横筋)		p_w %	σ_s N/mm ²								
曲げ梁	1998	1-100	300	450	900	4-D19	SD345	1.21	4-D10@75	SD345	1.27	30							
		1-400			1800				2-D10@100		0.48								
		2-100																	
		2-400																	
	2016	1-Cyc	320	720	2580	8-D22	SD295	0.55	4-R10@120	SD345	0.743	30							
		LD- μ 5							2-R10@145		0.307								
曲げ柱	2000	F-75	400	500	1500	10-D19	SD345	0.57	2-12 ϕ @75	SR235	0.75	24							
		F-45							2-12 ϕ @125		0.45								
		H-45							2-6 ϕ @37.5		0.75								
	2002	S2-1	400	400	1600	10-D16	SD390	0.5	2-D6@160	SD390	0.1	30							
		S2-2							2-D6@80		0.2								
		S2-4									0.4								
曲げ壁	2010	HFD-WR	60	1750	1500	D4@100 single	SD295	0.2	D4@100 single	SD295	0.2	60							
		HF-WR				D4@50 Double			0.8										
	NC-WR	D6@80 Double	0.6	D6@80 Double	SD295	0.6	27												
せん断柱	2000	F-06-D0	120	1800	1000	D6@80 Double	SD295	0.6	D6@80 Double	SD295	0.6	27							
		F-19				400			500		1500		12-9 ϕ	SD345	0.71	2-12 ϕ @300	SR235	0.19	24
		H-19				200			250		750		10-D16	SD390	0.5	4-D6@80	SD390	0.4	30
	2010	S1-4	400	400	800	10-D16	SD345	1.21	2-D6@150	SD295	0.11	27							
		101	400	400	800	16-D22	SD345	0.68	2-D4@100	SD295	0.09	27							
		109	300	300	600	16-D22	SD345	0.68	2-D4@100	SD295	0.09	27							
	2012	102	300	300	600	12-D19	SD345	1.27	2-D4@100	SD295	0.09	27							
		103				12-D16			0.88		2-D4@40		0.23						
		203																	
せん断壁	2015	S-13-D0	120	1800	1000	D6@40 Double	SD295	1.32	D6@40 Double	SD295	1.32	27							
		S-13-DI																	
		S-13-DII																	
		S-13-DIII																	
	2016	S-06-D0	120	1800	1000	D6@80 Double	SD295	0.66	D6@80 Double	SD295	0.66	27							
		S-06-DII																	

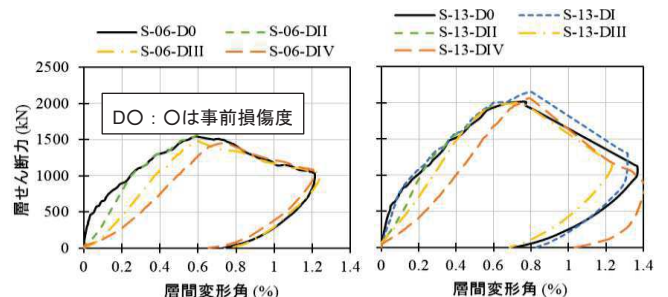


図-1 既往実験の荷重-変形関係 (せん断壁)

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。

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。まず耐力低減係数は、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。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、せん断壁は事前損傷をパラメータとした実験結果であるため、直接その結果（無損傷試験体に対する事前損傷試験体の各性能低減率）を用いて求める。

3.2 各種部材における各構造性能の低減量評価

表-2, 表-3に3.1節の定義に基づいて定めた各性能低減係数の値を示す。値は、安全側の評価とするために、各損傷度範囲内の下限値とした。結果は、せん断部材は概ね曲げ部材に比べて、耐力・変形・減衰性能の低下が顕著であった。

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-4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、耐力低下・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、3章で求めた各低減係数を乗じ、損傷後の性能曲線を定める。また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を求め、建築基準法・限界耐力計算法に基づく応答推定を行う。

$$F_h = 1.5/(1 + 10h') \quad (1)$$

$$h' = 0.05 + \eta_h \times 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (2)$$

続いて、上記のルールに従い、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-5に示す各ばねの設定値は、建築物の構造関係技術解説書⁷⁾に基づき計算した。図-6に実験と解析による荷重-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。

S-06-DIIでは、損傷後の剛性低下を精度よく再現できている。一方で、損傷度IVを経験した試験体では、実験の荷重-変形関係がスリップ性状を示している分、解析値と差異がみられるが概ね再現することができている。

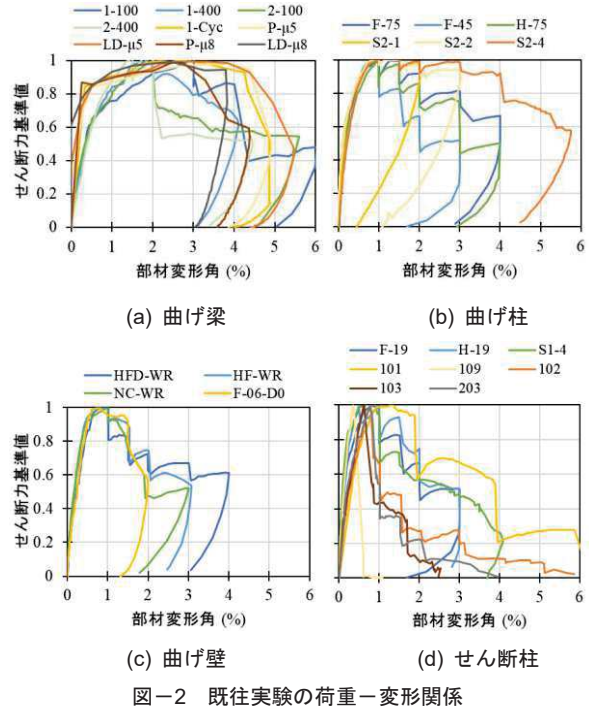


図-2 既往実験の荷重-変形関係

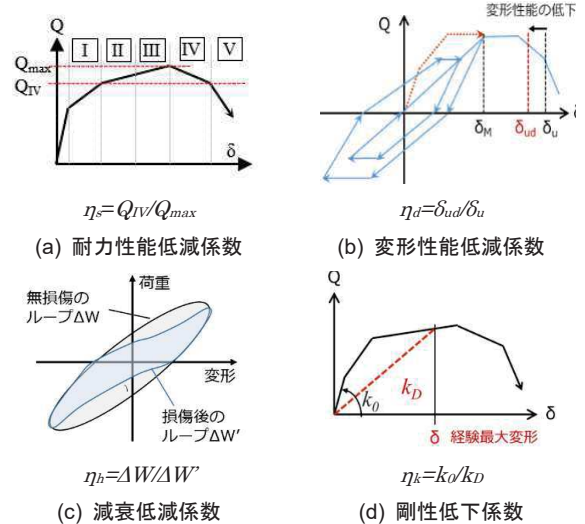


図-3 各性能低減係数の概念図

表-2 各性能低減係数（耐力・変形・剛性）

損傷度	曲げ梁			曲げ柱			曲げ壁			せん断柱			せん断壁※		
	耐力	変形	剛性	耐力	変形	剛性	耐力	変形	剛性	耐力	変形	剛性	耐力	変形	剛性
I	1	1	0.7	1	1	0.6	1	1	0.6	1	1	0.60	1	1	0.6
II	1	0.9	0.3	1	0.85	0.3	1	0.9	0.3	1	0.7	0.3	1	1	0.3
III	1	0.7	0.2	1	0.8	0.2	1	0.7	0.2	1	0.5	0.2	0.9	1	0.2
IV	0.5	0.3	0.1	0.8	0.7	0.1	0.6	0.3	0.1	0.6	0.3	0.1	0.8	1	0.1
V	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0

※せん断壁は、損傷をパラメータとした実験をもとに係数を決めた。

表-3 各性能低減係数（耐力・変形・剛性）

損傷度	曲げ部材				せん断部材			
	評価する限界状態				評価する限界状態			
	使用	修復I	修復II	安全	使用	修復I	修復II	安全
I	0.9	1	1	1	0.9	1	1	1
II	0.5	0.8	0.9	1	0.4	0.7	1	1
III	0.4	0.6	0.8	1	0.3	0.4	0.5	0.7
IV	0.3	0.5	0.65	0.8	0.25	0.3	0.45	0.5

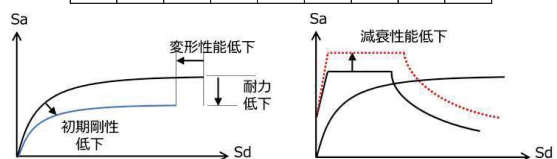


図-4 性能低減の概念図

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-7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、剛性低下した性能曲線を青色で、 R は損傷前後の保有耐震性能 (α 及び α') の比率となる。

本研究で、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。同様に地震荷重も安全限界検討用スペクトルの 1/5, 2/5, 3/5, 4/5 倍とした。

また、本研究では、中低層の建物を想定し、 β_u (Σ 壁の水平耐力/保有水平耐力) が 0.75, 0.55 となる架構モデル 2 体を用いた (図-8)。また、損傷後のモデルとして、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-9 に損傷後フレームモデルの各部材の損傷度を示す。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。

(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-7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-7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 S_a, S_a' とすると、損傷前後の等価周期 (T, T') を用いて式(3)のように表せる。

$$\frac{S_a}{S_a'} = \left(\frac{T'}{T}\right)^2 = \frac{(2\pi\sqrt{m/\beta K_0})^2}{(2\pi\sqrt{m/\eta_k K_0})^2} = \left(\frac{\eta_k}{\beta}\right)^2 \quad (3)$$

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ため、式(4)のようにできる。

$$\frac{S_{ae}' \times F_h'}{S_{ae} \times F_h} = \frac{1.5/(1+10\eta_k h)}{1.5/(1+10h)} = \frac{1+10h}{1+10\eta_k h} \quad (4)$$

よって、安全限界以前の耐震性能残存率 R は、式(5)で表せる。

$$R = \frac{\alpha'}{\alpha} = \left(\frac{\eta_k}{\beta}\right)^2 \times \frac{1+10h}{1+10\eta_k h} \quad (5)$$

ここで β は、解析で求めた無損傷モデルの復元力特性に基づいて求めることとする。一方で、 η_k は、武藤の横力分布係数法 (D 値法) の D 値⁹⁾ 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-8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(6)で表すことができる。

$$K_i = \left(\frac{12EK_0}{h^2}\right) D_i = \left(\frac{12EK_0}{h^2}\right) \sum (D_{wi} + D_{ci}) \quad (6)$$

損傷後の K_i, D_i を K_i', D_i' とすると建物の η_k は、式(7)となる。

$$\eta_k = \frac{1/(1/K_1' + 1/K_2' + 1/K_3')}{1/(1/K_1 + 1/K_2 + 1/K_3)} = \frac{1/(1/D_1' + 1/D_2' + 1/D_3')}{1/(1/D_1 + 1/D_2 + 1/D_3)} \quad (7)$$

表-2 壁エレメント置換における復元力特性設定値

	Q_c (kN)	Q_y (kN)	α_2	α_3
せん断ばね	541	1501	0.14	0.001
	M_c (kNm)	M_y (kNm)	α_2	α_3
曲げばね	296	888	0.14	0.001
	N_c (kN)	N_y (kN)	α_2	α_3
軸ばね (引張)	49	327	0.07	-
軸ばね (圧縮)	-	4863	-	-

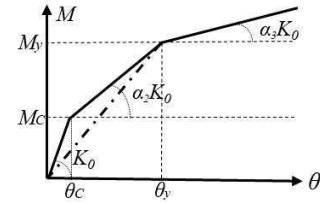


図-5 復元力特性モデル

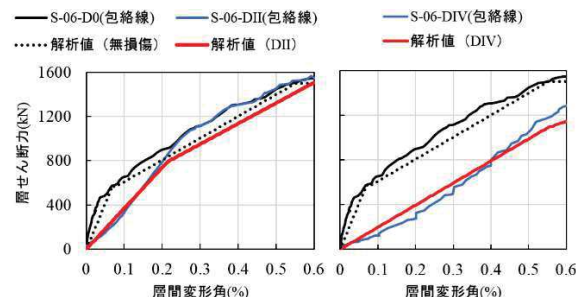


図-6 実験結果と解析値の比較

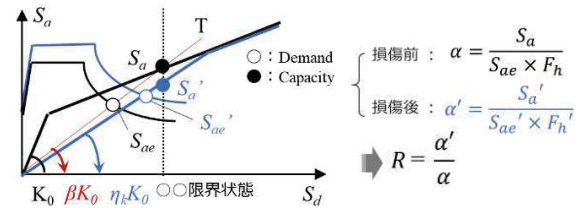


図-7 耐震性能残存率 R の概念図

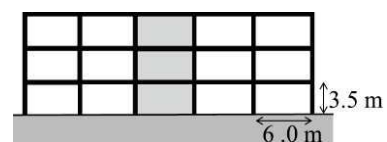
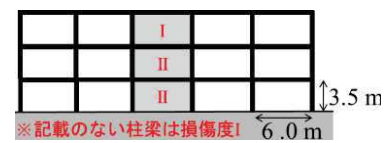
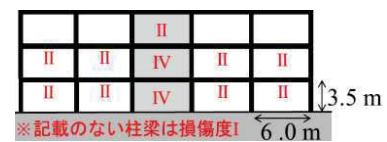


図-8 フレームモデル



(a) 損傷モデル①



(b) 損傷モデル②

図-9 損傷後フレームモデルの各部材損傷度

ここで、柱部材の D 値については、図-10に示すように、柱剛比 k_c と係数 a を使うことで求める。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(6)に代入することで算出する。また、耐震壁の D 値は、略算法として、文献(8)に基づき式(8)から算出し、損傷後の D 値は、式(8)に剛性低下係数を乗じる。

$$D_w = D_c (A_w / A_c) n \quad (8)$$

ここで、 n は、耐震壁と柱の剛性の比率（本検討では 3）である。

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) R の算出と簡易略算法の精度検証

図-11 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。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モデルとほぼ同じ性能曲線となった。一方で、事前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、耐力低下もあり、最大応答加速度点は 2 割ほど応答加速度が低くなった。また耐震壁が破壊したあとの性能曲線も、事前損傷で柱・梁の剛性が低下し、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-12 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、それぞれ安全限界の変形の 1/5, 2/5, 3/5, 4/5 倍の変形である。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るのがわかる。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、 $\beta_u=0.75, 0.55$ 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、 $\beta_u=0.75$ 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ものと考えられる。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

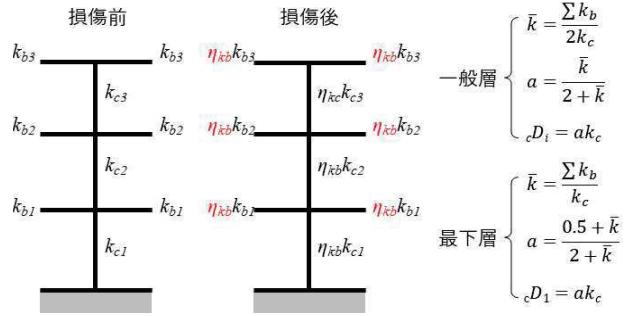


図-10 柱 D 値の求め方

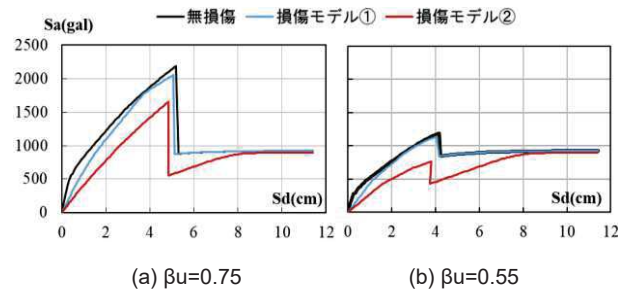


図-11 建物モデル Sa - Sd 曲線

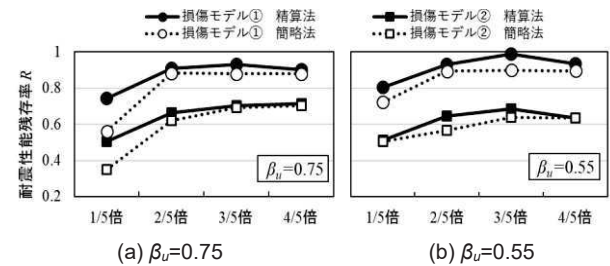


図-12 耐震性能残存率 R

の保有耐震性能指標 a 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 a の差を、損傷前後の等価周期の差と減衰係数 F_b 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
- 2) 伊藤淑敏ほか：損傷部材の強度・変形・減衰性能の低下に基づく被災 RC 造建築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
- 3) Hao Linfei ほか：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
- 4) 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
- 5) 鶴飼和也ほか：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
- 6) 細谷典弘ほか：壁筋が損傷を受けたせん断破壊先行型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
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007年度版 建築物の構造関係技術解説書、平成19年8月
- 8) 日本建築センター：構造計算指針 1991年版・付2