

論文 架構耐震性能に及ぼす部材の影響度に基づいた被災建物の残存耐震性能評価法と破壊モード混在型建物への拡張

三浦耕太*1・松川和人*2・前田匡樹*3

要旨：被災建物の耐震性能残存率評価法として、被災度区分判定基準及び既往の研究で考えられている耐力だけでなく、減衰による影響を考慮した係数（影響度 E_r ）で、各部位の耐震性能低減係数を重みづけ平均する考えに基づき、pushover 解析を用いた精算法と手計算可能な略算法を提案した。1層建物モデルにおいて双方の算定値を比較した結果、曲げ降伏型建物とせん断部材が混在する建物のいずれにおいても、略算法でも高精度で影響度 E_r を推定できることがわかった。さらに、略算法による検討の結果、曲げ降伏部位における減衰の大小は、降伏する部材及びそれに隣接する部材の剛度によって決まることがわかった。

キーワード：残存耐震性能，地震被害，破壊モード，減衰定数，塑性率，保有耐震性能指標，耐力低下

1. はじめに

地震被害を受けた建物の補修，補強の要否を判定し，合理的な復旧計画を立案するためには，被災後の耐震性能を適切に評価することが重要である。現在用いられている指標として，被災前に対する被災後の耐震性能の比を表す耐震性能残存率 R^1 がある。耐震性能残存率 R は，建築防災協会の被災度区分判定基準²⁾に採用されているが，同基準は既存建物の地震被害に多く見られる層崩壊が生じることを前提としている。一方，梁曲げ降伏型全体崩壊形建物に対する算定法も提案されている³⁾が，いずれも適用範囲が特定の崩壊形に限定されるという問題がある。また，各部材の損傷度と耐力から，層や建物全体の耐震性能残存率を算定するものであり，剛性や部材の位置関係等による影響は考慮されていない。そこで本研究では，曲げ破壊とせん断破壊モードが混在する1層建物を対象範囲とした上で，諸条件によるエネルギー吸収（等価粘性減衰定数）の違いを考慮した耐震性能残存率評価法の提案を行い，その妥当性を検証した。さらに，架構の諸条件が，各部材における減衰の大小に与える影響についての検討を行った。

2. 部材の耐力と減衰に基づく耐震性能残存率 R 算定方法の提案（曲げ降伏型建物の場合）

2.1 耐震性能残存率 R 算定方法の流れ

文献1)では，耐震診断基準⁴⁾の構造耐震性能指標 I_s 値を用いて耐震性能残存率 R を求めている。既存建物の地震被害では，柱のせん断・曲げ破壊により層崩壊が生じることが一般的で，その場合，各柱の変形能力（靱性指標 F ）に大きな差がないとすれば，損傷度に応じて決まる耐震性能低減係数 η （表-1）を当該層柱の耐力 Q_u で

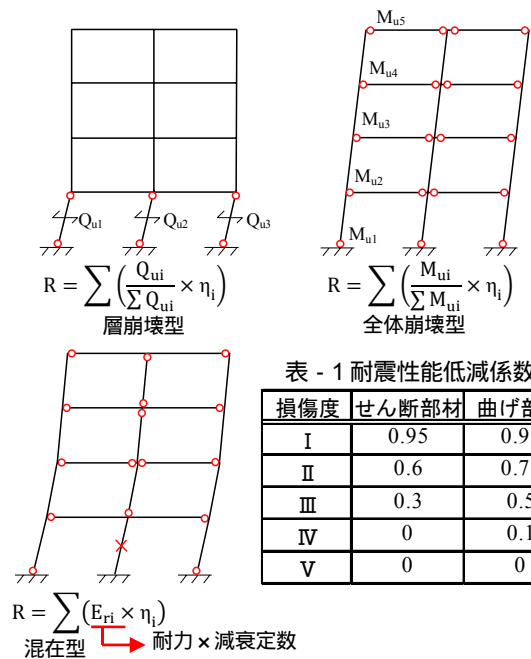


図-1 本研究の概要

重みづけ平均して建物の耐震性能残存率 R を算出することになる（図-1）。一方，梁曲げ降伏型全体崩壊形建物を対象とする文献3)では，曲げ降伏位置の終局モーメント M_u で η を重みづけ平均することとしている。本研究では，各部材の耐力に加え，文献1), 3)では考えられていないエネルギー吸収（等価粘性減衰）を考慮した指標として影響度 E_r を導入し，それにより η を重みづけすることで耐震性能残存率 R を算出する方法を提案する。ここで， η は表-1の値を用いることを前提とし，以下では影響度 E_r の算定法に関する検討を行う。

2.2 影響度 E_r の算定方法

(1) 精算法

影響度 E_r は，骨組の pushover 解析と地震応答スペクト

*1 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 博士課程前期（正会員）

*2 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 博士課程後期 修士(工学)（正会員）

*3 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 教授 博士(工学)（正会員）

ルに基づく保有耐震性能指標⁵⁾から求めることを原則(精算法)とする。

(a)全ての部材に実際の耐力を入れた基本モデルについて pushover 解析を行う。

(b)ヒンジ発生位置のうち1ヶ所の耐力をゼロ、つまりピンとした部分ピンモデルについても同様に解析を行う。

(c)解析結果から求めた、基本モデルと部分ピンモデルの耐力曲線(加速度 - 変位関係)に関し、安全限界時(層間変形角=1/50rad.とした)において、第2種地盤の告示の応答スペクトルに対する保有耐震性能指標⁵⁾ α 、 α' を求める。減衰定数 h は、式(1)で算定した各バネの減衰定数 h_i を歪エネルギー W_i で重みづけ平均し、式(2)で求める。また、基準地震動の応答低減率は式(3)で評価する。

$$h_i = 0.05 \quad \text{塑性率 } \mu < 1 \quad (1)$$

$$= 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad \mu \geq 1$$

$$h = \Sigma(h_i W_i) / \Sigma W_i \quad (2)$$

$$F_h = 1.5 / (1 + 10h) \quad (3)$$

(d)基本モデルに対する、部分ピンモデルの保有耐震性能指標の減少率 D_r を式(4)により求める。

$$D_r = 1 - \alpha' / \alpha \quad (4)$$

(e)全てのヒンジ発生位置について減少率 D_r を求める。

(f) D_r を和が 1 になるよう基準化したものを、影響度 E_r と定義する(式(5))

$$E_r = D_r / \Sigma D_r \quad (5)$$

(2) 略算法

骨組の pushover 解析はコンピュータによる計算が必要で、被災度判定を対象とするには複雑であるため、手計算可能な略算法として、以下の方法でも検討を行う。略算法では、耐力と減衰の両方を考慮した値である保有耐震性能指標減少率 D_r を、耐力の減少率 Q と減衰による影響を表す係数 κ の掛け算から式(6)で求める。

$$D_r = \kappa Q \quad (6)$$

式(5)、式(6)より、影響度 E_r は下式で表される。

$$E_r = \kappa Q / \Sigma(\kappa Q) \quad (7)$$

・保有水平耐力減少率 Q の算定

節点振り分け法を用い、図-3に示す方法で基本モデルと部分ピンモデルの保有水平耐力 ΣQ_u 、 $\Sigma Q_u'$ を計算し、その減少率 Q を式(8)により求める。これは、部分ピンモデルにおける保有水平耐力減少分 ΔQ_u を当該部位の負担する保有水平耐力とみなせば、図-1における $Q_{ui} / \Sigma Q_{ui}$ あるいは $M_{ui} / \Sigma M_{ui}$ に相当する指標である。

$$Q = 1 - \Sigma Q_u' / \Sigma Q_u = \Delta Q_u / \Sigma Q_u \quad (8)$$

・減衰定数による補正係数 κ

各ヒンジ部位の履歴エネルギー吸収が建物の減衰性能に及ぼす影響を考慮するための係数を κ とし、以下の方法で求める。

(a)D 値法により算出した弾性時の部材端部(フェイス位

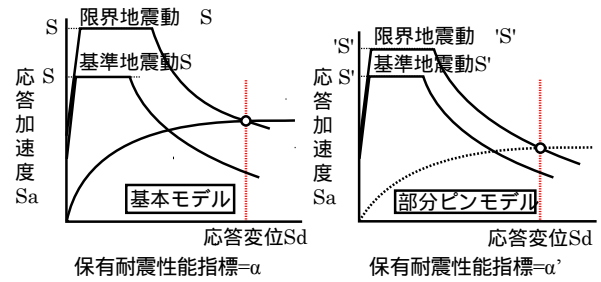


図-2 精算法による影響度 E_r の算定

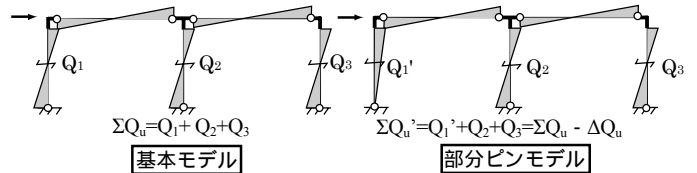


図-3 略算法における保有水平耐力の算定

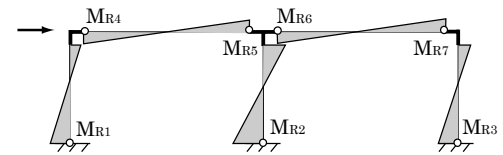


図-4 弾性時の部材端部におけるモーメント比率

置)におけるモーメントの比率 M_R を求める。

(b)曲げ終局耐力を M_u とし、降伏指標 Y_d を式(9)で定める。

$$Y_d = M_u / M_R \quad (9)$$

(c)各ヒンジ位置について Y_d を求め、最小値 Y_{dmin} で基準化したものを、基準化降伏指標 Y_{de} と定義する。

$$Y_{de} = Y_d / Y_{dmin} \quad (10)$$

(d) Y_{de} が小さい程、降伏のタイミングが早くなり、塑性率が大きくなるため、架構の減衰性能を増大させるという関係を利用し、式(11)により κ を定義する。

$$\kappa = 1 / \sqrt{Y_{de}} \quad (11)$$

2.3 例題建物モデルにおける算定例

曲げ部材で構成される1層建物モデルに関して、精算法、略算法で影響度 E_r を算定し、双方の値を比較することで略算法の精度を検証する。

(1) 建物モデル及び解析条件

建物モデルの諸元を図-5及び表-2、表-3に示す。階高3m、スパン6m及びメカニズム時のベースシア係数は共通とし、曲げ及びせん断のひび割れ強度 M_{cr} 、 Q_{cr} 、降伏強度 M_u 、 Q_u は部材断面に基づき、略算式⁴⁾により算出した。この際、柱については節点に加えた長期荷重を軸力として強度を算定した。精算法の pushover 解析においては、柱と梁を材端に曲げバネ、中央にせん断バネと軸バネを持つ線材に置換した。曲げ、せん断バネの復元力特性は、トリリニア型のモデルを用い、菅野式⁴⁾による降伏変形を参考に、ひび割れ降伏後の剛性低下率を、0.2及び0.001と定めた。軸バネは弾性とした。四角で囲まれた部分はヒンジ位置の名称であり、安全限界時の塑性率に応じて表記を分類した。

(2) 影響度 E_r 算定結果

Tモデル, Sモデルにおける影響度 E_r の算定結果を表-4, 表-5に示す。ここで, 耐震性能低減係数 η を重みづけする値として, 文献3)で用いられている $M_u/\Sigma M_u$ を合わせて示した。精算法の値と比較すると, 相対的に塑性率が大きい部位において, 建物への影響度を過小評価し, 塑性率が小さい部位で過大評価していることがわかる。これは, 精算法では, 部分ピンモデルにおける基準地震動の増大による保有耐震性能指標の低下によって, 塑性率の大きい部位が建物全体の減衰性能を向上させているといったことを考慮しているのに対し, 単純な耐力比である $M_u/\Sigma M_u$ では, 減衰の影響を無視しているためである。一方, 略算法の結果では, 耐力減少率 Q は概ね $M_u/\Sigma M_u$ と一致しているが, 減衰による補正係数 κ を考慮することで精算法に近い値となっており, 簡略的に算出した係数 κ を用いることでも, 高精度で各ヒンジ位置の影響度を算出することが可能であると考えられる。

3. 破壊モードが混在する建物への拡張

2章では, 曲げ部材のみで構成される建物について, 耐震性能残存率評価法の提案及び精度検証を行った。本章では, 精算法, 略算法双方に関し, せん断部材の評価方法を検討することで, 破壊モードが混在する建物に対して, 上記の手法の適用を行う。ここで, せん断部材は安全限界時に負担軸力を支持できるものと仮定する。

3.1 精算法におけるせん断部材の評価

(1) 復元力特性モデルにおける耐力低下勾配の設定

せん断部材におけるせん断パネの復元力特性は, 最大耐力後に負勾配 γ を持つ図-6(a)のモデルを用いる。ここで γ は, 両端固定の条件下で水平載荷を行った場合に, 芳村らにより提案されたせん断力-部材角関係⁶⁾の第3折れ点(図-6(c))を通過するよう, 式(12)により定める。式中の記号については図-6を参照されたい。

$$\gamma = 0.6Q_u / (\delta_s - \delta_{su})K_{s0} \quad (12)$$

$$\delta_s = (0.3 cR_u - \theta_f)H_0 \quad (13)$$

(2) 減衰定数 h_i

せん断部材では塑性化後のエネルギー吸収が期待できないため, 粘性減衰分のみを考え, $h_i=0.05$ とする。

3.2 略算法におけるせん断部材の評価

(1) 安全限界時における負担せん断力 Q_s の算定

せん断部材の耐力低下後の架構の保有水平耐力を求めため, 図-6(c)に示したせん断柱の両端固定載荷時における各特性点の部材角 cR を式(14), 式(15)で骨組の層間変形角 R に換算して求められるせん断力-層間変形角関係から, 安全限界時負担せん断力 Q_s を求める(図-7)。

$$R_s = 1.25cR_s \times H_0 / H \quad (14)$$

$$R_u = cR_u \times H_0 / H \quad (15)$$

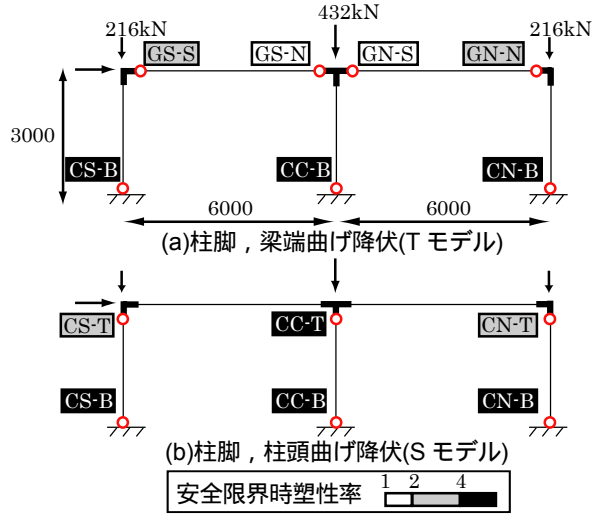


図-5 建物モデル

表-2 建物モデル諸元 (Tモデル)

	b×D (mm)	主筋 SD345	横補筋 SD295	曲げ(kN・m)		せん断(kN)	
				Mc _r	M _u	Q _{c_r}	Q _u
柱CC	600×600	16-D22	2-D10@150	152	475	170	411
柱CS,CN	600×600	16-D22	2-D10@150	130	415	170	394
梁	400×600	4-D19	2-D10@100	71	212	94	284

表-3 建物モデル諸元 (Sモデル)

	b×D (mm)	主筋 SD345	横補筋 SD295	曲げ(kN・m)		せん断(kN)	
				Mc _r	M _u	Q _{c_r}	Q _u
柱CC	550×550	12-D22	2-D10@150	123	369	142	342
柱CS,CN	550×550	12-D22	2-D10@150	103	316	142	325
梁	450×600	6-D22	2-D10@100	89	428	105	327

表-4 影響度 E_r 算定結果 (Tモデル)

	基本モデル	部分ピンモデル			
		CS-B CN-B	CC-B	GS-S GN-N	GS-N GN-S
精算法	限界地震動 S (gal)	860	700	678	771
	基準地震動 αS (gal)	678	701	703	668
	保有耐震性能指標	1.27	1.00	0.96	1.15
略算法	影響度 E_r	0.21	0.24	0.09	0.08
	保有水平耐力 Q_u (kN)	749	610	591	670
	耐力減少率 Q	0.18	0.21	0.10	0.10
	減衰による係数 κ	1.00	0.97	0.91	0.79
	影響度 E_r	0.20	0.22	0.10	0.09
	$M_u/\Sigma M_u$	0.19	0.22	0.10	0.10

表-5 影響度 E_r 算定結果 (Sモデル)

	基本モデル	部分ピンモデル			
		CS-B CN-B	CS-T CN-T	CC-B	CC-T
精算法	限界地震動 S (gal)	852	721	723	701
	基準地震動 αS (gal)	722	741	687	748
	保有耐震性能指標	1.18	0.97	1.05	0.94
略算法	影響度 E_r	0.18	0.11	0.21	0.20
	保有水平耐力 Q_u (kN)	741	624	624	605
	耐力減少率 Q	0.16	0.16	0.18	0.18
	減衰による係数 κ	1.00	0.65	0.96	0.77
	影響度 E_r	0.19	0.12	0.21	0.17
	$M_u/\Sigma M_u$	0.16	0.16	0.18	0.18

cR_s, R_s : 最大耐力時の両端固定柱の部材角, 骨組の層間変形角 cR_u, R_u : $Q_s=0$ 時点の両端固定柱の部材角, 骨組の層間変形角, H, H_0 : 階高, 内法階高

上式は, 最大耐力時までには, 梁の変形分を考慮して, 柱変形を 1.25 倍したものを層間変形とするが, その後は

徐々に柱変形が支配的となり、第3折れ点では柱変形=層間変形となることを想定している。せん断柱の負担せん断力 Q_s を用いて、2章の略算法(図-3)と同様の方法で安全限界時の層せん断力(保有水平耐力) $\Sigma Q_u, \Sigma Q_u'$ を算定し、式(8)に代入することで、保有水平耐力減少率 Q を算出する。ここで、せん断柱の反曲点位置は弾性時と同じと仮定してD値法により算出し、柱頭モーメントは剛比に比例する形で梁に分配する。

(2) 減衰による補正係数 κ

せん断部材の場合、塑性率と減衰定数の関係が曲げ部材と異なるため、式(9)~式(11)に示した方法で減衰による補正係数 κ を算定することが出来ない。そこで、式(6)に示した保有耐震性能指標減少率 D_r と保有水平耐力減少率 Q との関係を利用し、式(16)で κ を求める。

$$\kappa_0 = D_r / Q \quad (16)$$

ここで、 κ_0 は最大値で基準化する前の値であることを示す。保有耐震性能指標減少率 D_r は、以下に示す方法で算定する。層重量を m 、応答低減前の基準地震動の大きさを S_0 (図-8に示すように、安全限界時の固有周期上の点) とすると、基本モデルの保有耐震性能指標は、

$$\alpha = \frac{\Sigma Q_u}{S_0 \cdot F_h \cdot m} \quad (17)$$

部分ピンモデルの保有耐震性能指標 α' も同様にして求める。簡単のため、部分ピンモデルにおける応答低減前の基準地震動の大きさ S_0' が基本モデルの S_0 と等しいと考えると、式(4)より、保有耐震性能指標の減少率 D_r は、

$$D_r = 1 - \frac{F_h}{F_h'} \cdot \frac{\Sigma Q_u'}{\Sigma Q_u} \quad (18)$$

F_h, F_h' : 基本モデルと部分ピンモデルに対する基準地震動の応答スペクトル低減率

式(8)、式(16)、式(18)より、減衰による補正係数は、

$$\kappa_0 = \frac{\Sigma Q_u}{\Delta Q_u} \left(1 - \frac{1 + 10h}{1 + 10h'} \cdot \frac{\Sigma Q_u'}{\Sigma Q_u} \right) \quad (19)$$

曲げ降伏部位での算定法に合わせ、式(9)の降伏指標 Y_d が最小、つまり最初に降伏する部位(第一降伏部位)で κ が最大値1をとるように、 κ_0 を第一降伏部位での値 κ_{0max} で基準化すると、

$$\kappa = \kappa_0 / \kappa_{0max} \quad (20)$$

式(19)、式(20)からせん断破壊部位の κ を求めるには、基本モデルと部分ピンモデルの減衰定数 h, h' を算出する必要がある。そこで、各部位の減衰定数 h_i を歪エネルギー W_i で重みづけする式(2)を準用し、全部材を曲げ部材とせん断部材に分類した上で、それぞれのグループの減衰定数の平均値 h_f, h_s を歪エネルギーで重みづけして求める。中央にせん断柱を持つ建物における算定例を図-9に示す。ここでは、第一降伏部位の塑性率を5と仮定し、そこから算出される減衰定数 h_{f1} の値の0.8倍を、曲

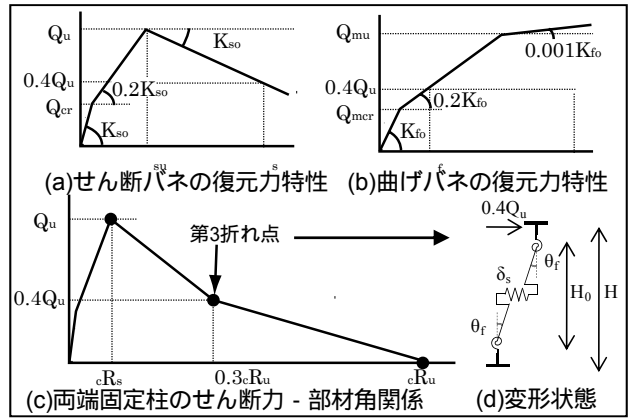


図-6 せん断破壊型部材の負靱性 γ の設定

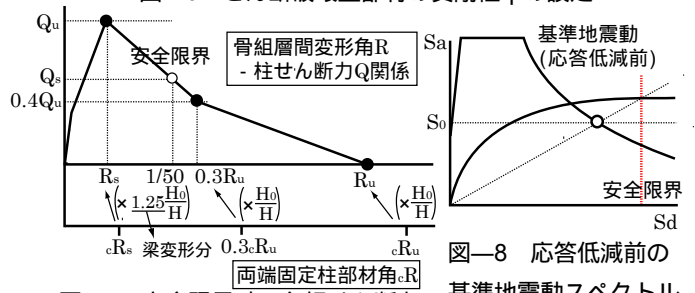


図-7 安全限界時の負担せん断力

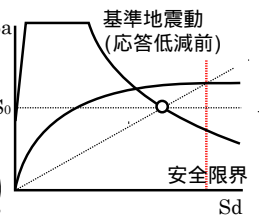


図-8 応答低減前の基準地震動スペクトル

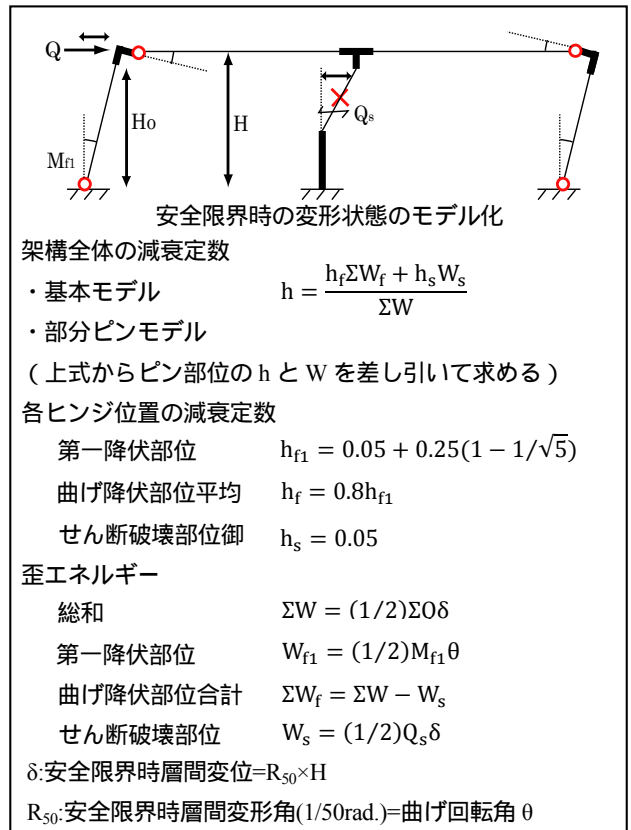


図-9 減衰定数の算出方法

げ降伏部位における減衰定数の平均値 h_f としている。

3.3 例題建物モデルにおける算定例

(1) 建物モデル及び解析条件

建物モデルの諸元を図-10及び表-6に示す。階高、スパン及び長期軸力は T, S モデルと共通とした。せん断破壊する中央柱のせん断バネには、耐力低下する図-

6(c)のモデルを用い、負勾配は式(12)から $\gamma = -0.0025$ と求めた。その他のパネは、T, S モデルと同様とした。

(2) 影響度 E_r 算定結果

Mモデルにおける影響度 E_r の算定結果を表-7に示す。せん断柱における M_u は $Q_u \times h$ 、耐力低下を考慮した場合には安全限界時負担せん断力 Q_s を用い $Q_s \times h$ で求めた。

精算法と比較すると、耐力の重みづけ係数 $M_u/\Sigma M_u$ では、耐力低下を考慮する、しないに関わらず、せん断柱 CC の影響度を過大評価しており、その度合も T, S モデルの塑性率が小さい部位(柱頭、梁端)に比べて大きい。一方減衰による影響 κ を考慮することで、略算法でも精算法にほぼ近い値が得られ、破壊モードが混在する建物においても、高精度で影響度を推定できることがわかる。

4. 影響度 E_r の値に影響を及ぼす因子の検討

2, 3章では、例題建物について影響度を算定し、略算法の精度を確認した。本章では、建物の各種条件を変動させた場合の影響度の推移について、略算法を用いて検討を行い、その変化に影響を及ぼす要因の分析を行う。

4.1 パラメータの設定

部材の剛性に着目し、パラメータ及びその変動範囲を以下の様に定めた。ここで、各部材の配筋は同一とした。

梁 GN 部材長：2m~10m

中央柱 CC 断面：400mm×400mm ~ 800mm×800mm

4.2 影響度 E_r 算定結果

算定結果の内、変化の大きかった例を図-11(a)に示す。縦軸は、耐力による重みづけ係数 $M_u/\Sigma M_u$ に対する、本研究で提案する影響度 E_r の比(以下影響度比)であり、耐力低下が生じない場合、減衰による影響を表す。この値が1より大きければ、建物の減衰性能への当該部位の寄与が大きく、耐力のみによる算定では影響度を過小評価することを示す。曲げ降伏部位では、発生モーメントが大きい程安全限界時の塑性率が高くなるため、縦軸の値は大きくなる。ここで、それぞれの曲げ降伏部位について、ヒンジが含まれる部材を所属部材、ヒンジに隣接する部材のうち同種のもの(柱に対して柱)を同種隣接部材、異種のもの(柱に対して梁)を異種隣接部材と呼ぶことにし(図-11(c)),以下で各ケースの検討を行う。

(1) 曲げ降伏型モデル(Tモデル, Sモデル)

Tモデルでは、梁 GN の部材長が小さくなるにつれ、その梁の曲げ降伏ヒンジ(GN-S, GN-N)の影響度比が大きくなる傾向が見られた。これは、ヒンジの所属部材 GN の剛性が大きくなることで応力が集中するためと考えられる。また、GN に隣接する GS-N では、GN の部材長が小さくなるにつれ、影響度比が小さくなった。これは、隣接する梁 GN(同種隣接部材)の剛性増大により、相対的に GS の剛性が下がり、モーメント分配率が低下

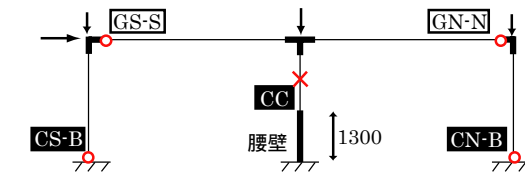


図-10 破壊モード混在型の建物モデル (Mモデル)

表-6 建物モデル諸元 (Mモデル)

	b×D (mm)	主筋 SD345	横補強筋 SD295	曲げ(kN・m)		せん断(kN)	
				Mcr	Mu	Qcr	Qu
柱CC	600×600	24-D25	2-D10@150	164	769	233	588
柱CS,CN	600×600	20-D22	2-D10@150	133	486	155	369
梁	400×600	5-D19	2-D10@100	74	265	94	290

表-7 影響度 E_r 算定結果 (Mモデル)

	基本 モデル	部分ピンモデル			
		CS-B CS-B	CC	GS-S GN-N	
精算法	限界地震動S(gal)	932	746	590	830
	基準地震動αS(gal)	845	932	717	833
	保有耐震性能指標	1.10	0.80	0.82	1.00
	影響度 E_r		0.27	0.25	0.10
略算法	保有水平耐力 Q_u (kN)	820	658	510	727
	耐力減少率 Q		0.20	0.38	0.11
	減衰による係数 κ		1.00	0.53	0.86
	影響度 E_r		0.25	0.25	0.12
	$M_u/\Sigma M_u$		0.16	0.51	0.09
	$M_u/\Sigma M_u$ (耐力低下考慮)		0.21	0.36	0.11

したことによると考えられる。Sモデルでは、柱頭 CN-T, CC-T において、隣接する梁 GN (異種隣接部材) の部材長が小さくなる、すなわち剛性が大きくなるにつれ、固定度が高くなって発生モーメントが大きくなり、影響度比が増大する傾向が見られた。

以上の結果を基に、影響度比と、それに影響を及ぼすと考えられる部材の剛度との関係を検討したところ(図-11(b)), 所属部材及び異種隣接部材との間には正の相関、異種隣接部材との間には負の相関が見られた。剛度によって減衰の影響分を評価出来ると考えれば、その値と部材耐力から直接的に影響度 E_r を推定することが可能であると言える。ここで、剛度は図-11(c)に示したように種類ごとの和が1になるように基準化して用いた。また、柱脚ヒンジに対する異種隣接部材(固定端)の剛度は柱の2倍として算定した。

(2) 破壊モード混在型モデル (Mモデル)

Mモデルでは、図-11(a-3)に示したように、せん断柱 CC の断面が大きくなるにつれ、影響度比が小さくなった。これは、同図(d)に示したように、主筋比が小さくなることで耐力低下勾配が急になり、安全限界時の負担せん断力 Q_s が小さくなるのが主な要因と考えられる。そこで、純粋に減衰の影響分だけを検討するため、せん断部材の M_u を安全限界時負担せん断力 Q_s に基づき $Q_s \times h$ で算定した場合を図-11(a-4)に示す。いずれの部位でも影響度比はほぼ一定であり、せん断破壊部位については、剛度に関係なく、総じて建物全体の減衰に及ぼす影響度は小さいことがわかる。ここで、耐力低下勾配が大きく

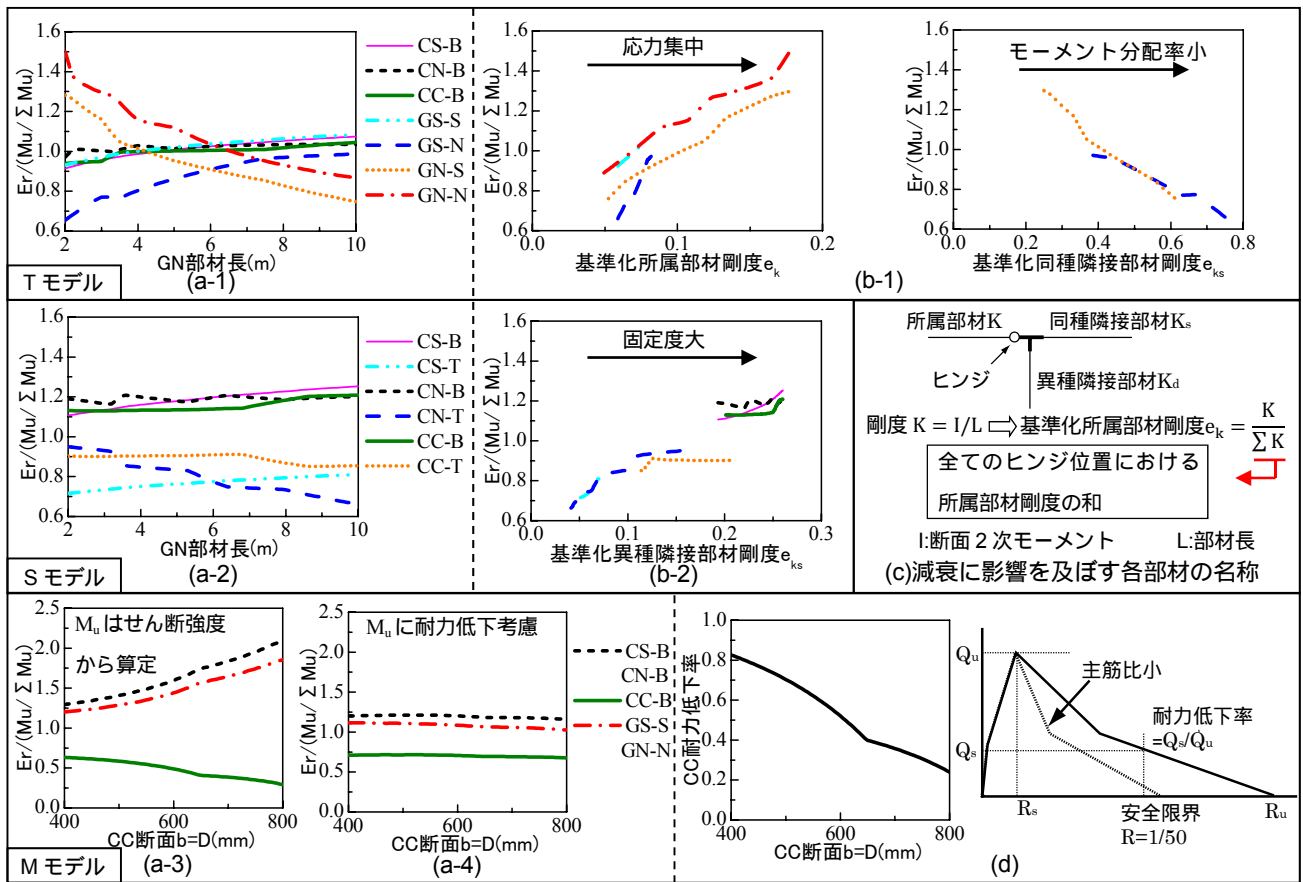


図 - 11 略算法を用いた、建物の諸条件による影響度の変化に関する検討

なる程安全限界時の負担せん断力 Q_s 、すなわち影響度が小さくなるのは、安全限界を变形角 $1/50\text{rad.}$ で一定とする本研究の手法に起因するところが大きい。耐力低下勾配に応じ、安全限界変形を小さく取った場合には、せん断破壊部位の影響度は高くなると考えられる。こうした検討を含め、せん断部材を含む建物における適切な安全限界の設定については今後の課題と言える。

5. まとめ

- (1)破壊モードが混在する建物にも適用可能な耐震性能残存率評価法として、架構の耐震性能に対する各部位の影響度 E_r で、損傷度に応じて定められる耐震性能低減係数 η を重みづける手法を提案した。影響度 E_r は、耐力と減衰の両方による影響を考慮して算定することとし、pushover 解析結果を用いた精算法、節点振り分け法や D 値法に基づく略算法の 2 通りを提案した。
- (2)曲げ降伏型、及びせん断部材が混在する 1 層建物モデルにおいて、提案手法により影響度 E_r を算定した結果、部材耐力だけを考える既往の手法と比較して、減衰を考慮することで大幅に精度が向上し、略算法でも精算法に近い精度で推定することが出来た。
- (3)略算法を用い、建物の諸条件を変化させた場合について影響度の推移を検討した結果、曲げ降伏部位については、当該降伏部材、及び降伏ヒンジに隣接する部材の剛

度によって、建物全体の減衰性能に及ぼす各部位の影響度が決まっており、剛度と耐力から耐震性能への影響度 E_r を評価可能であることがわかった。

(4)せん断破壊部位では、安全限界が十分に大きい場合、総じて減衰への寄与は小さく、耐力低下の大小によって影響度 E_r の値が変動する傾向が見られた。

参考文献

- 1) 文野正裕, 前田匡樹ほか: 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, 第 22 巻第 3 号, pp1447-1452, 2003
- 2) 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, 2002.8
- 3) 包蘇栄, 前田匡樹ほか: RC 造梁降伏型全体崩壊形建物の残存耐震性能評価法, 日本地震工学シンポジウム, Vol.13, pp.3255-3260, 2010
- 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診断基準・同解説
- 5) 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
- 6) 芳村学, 高稲宜和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp163-171, 2005.1