

論文 特定の地震動に対する超高層 RC 造フレーム構造の被災度の推定

釣賀 達稀*1・五十嵐 直人*2・毎田 悠承*3・和泉 信之*4

要旨: 建築物の耐震グレードをわかりやすく表示するには、被災度の評価が有用である。本研究は、特定の地震動に対する超高層 RC 造フレーム構造の被災度を推定する方法を検討したものである。まず、既往の研究の解析結果から耐震性能指標を用いて耐震性能残存率等を算定する方法を検討する。次に、長周期地震動 18 波を用いて超高層 RC 造フレーム構造 9 棟の地震応答解析を実施して地震動の応答スペクトルを用いて算定した耐震性能指標の推定精度を検討する。さらに、耐震性能指標を用いて算定した耐震性能残存率等から推定した被災度の精度を考察する。

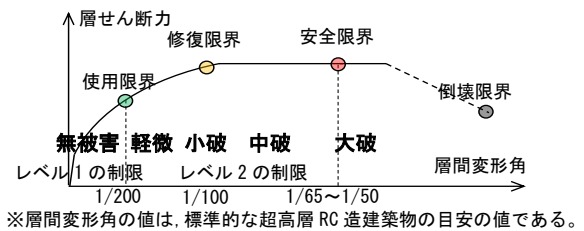
キーワード: 超高層 RC 造建築物, 長周期地震動, 被災度, 保有耐震性能, 損傷度

1. はじめに

近年、南海トラフ地震などの巨大地震の発生が危惧されており、超高層鉄筋コンクリート造(以下、RC 造)建築物では、耐震診断や適切な耐震グレードを設定した性能設計が求められている。その際、骨組の損傷状況を表す指標として被災度が有用である(図-1)。

著者らは超高層 RC 造骨組の耐震性能評価について研究している(例えば¹⁾)。耐震性能評価の流れを図-2 に示す。「1. 保有耐震性能の評価」では、まず静的弾塑性解析により層の限界変形角を算定する。次に、基準地震動を漸増入力し、応答変形角が層の限界変形角に達する限界地震動から保有耐震性能指標値(H/S 値)を算定する。「2. 被災度の評価」では、特定の地震動に対する最大変形から耐震性能残存率(H/R)を算定し、最大層間変形角(R_{max})とともに被災度を判定する。

既往の研究¹⁾では、特定の地震動に対して地震応答解析により被災度を算出する方法を提示した(図-2(2), 精算法)。本研究では、 H/S 値と特定の地震動の応答スペクトルから算出した耐震性能指標(推定 sI_s 値)を用いて被災度を推定する方法(図-2(2), 推定法)を検討し、その精度を考察する。この推定法による被災度の評価は、精算法の適用が難しい既存建築物等の被災度予測に有用である。まず、既往の解析結果から耐震性能指標(sI_s 値)を用いて H/R 及び R_{max} を算定する方法を検討する。次に、長周期地震動 18 波による超高層 RC 造フレーム構造 9 棟の地震応答解析を実施して精算した sI_s 値(精算 sI_s 値)を用いて、推定 sI_s 値の推定精度を検討する。さらに、推定 sI_s 値を用いて算定した H/R (推定 H/R) 及び R_{max} (推定 R_{max}) から求めた被災度の精度について、精算法による H/R (精算 H/R) 及び R_{max} (精算 R_{max}) との関係から考察する。



※層間変形角の値は、標準的な超高層 RC 造建築物の目安の値である。
図-1 超高層 RC 造骨組の被災度の概念¹⁾

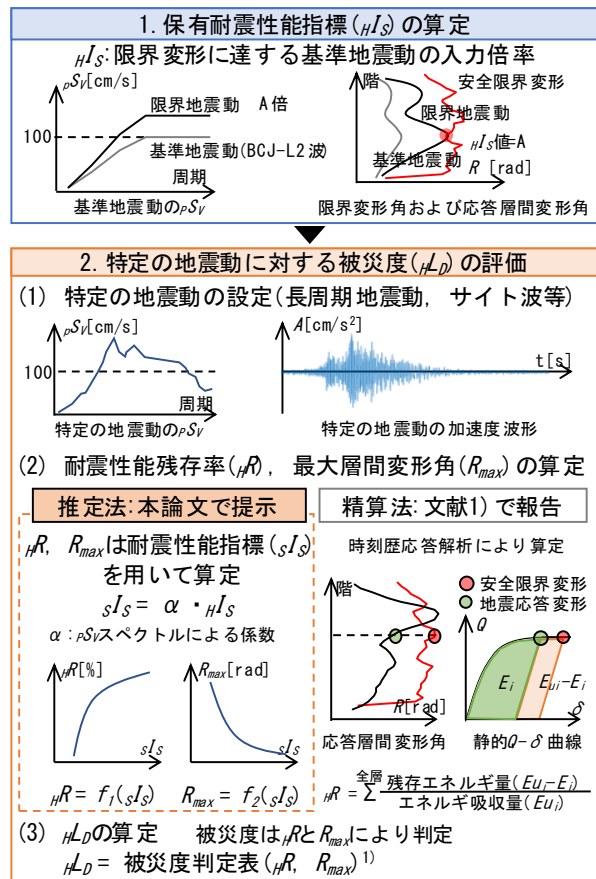


図-2 超高層 RC 造骨組の耐震性能評価の流れ

*1 千葉大学大学院 融合理工学府 創成工学専攻 博士前期課程 (学生会員)

*2 千葉大学 工学部建築学科

*3 国立研究開発法人建築研究所 研究員 博士(工学) (正会員)

*4 千葉大学大学院 工学研究院 教授 博士(工学) (フェロー会員)

2. 超高層 RC 造建築物の耐震性能評価

2.1 層の限界変形角

本評価法¹⁾では、梁部材の損傷度(図-3)に基づき使用・修復・安全限界の3つの層の限界変形角(R_s)を算定する(図-4)。層の限界変形角は静的非線形解析による梁の曲げ塑性率(DF)及び柱等価塑性率(CDF 、柱に取り付く梁の DF の平均値)に応じて評価する。修復・安全限界は CDF による柱等価損傷度の等しい柱が負担したせん断力の比率から評価する(表-1)。 Hs 値は、基準地震動の最大速度に対する限界地震動の最大速度の比率として算定する。なお、限界地震動は最大層間変形角(R_{max})が R_s に達する時の入力地震動である(図-4)。

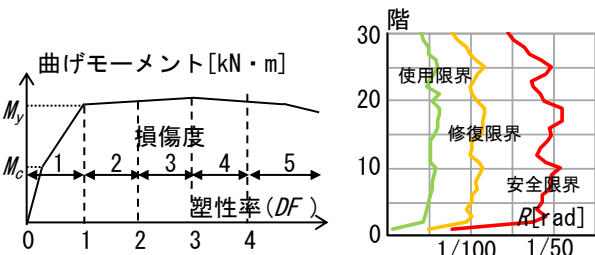


図-3 損傷度と塑性率の対応¹⁾ 図-4 限界変形角の例¹⁾

表-1 安全限界の損傷度別部材比率¹⁾

柱等価損傷度	1	2	3	4	5
柱等価塑性率(CDF)	$0 \leq CDF < 1$	$1 \leq CDF < 2$	$2 \leq CDF < 3$	$3 \leq CDF < 4$	$4 \leq CDF$
限界状態	安全限界	—	—	—	0%

2.2 耐震性能残存率

骨組全体の耐震性能残存率(H_R)は、各層のエネルギー吸収能力の総和(ΣE_{ui})から、地震により消費した各層のエネルギーの総和(ΣE_i)を除いた残存エネルギーの比率として式(1)で算定する¹⁾。

$$H_R = \left(1 - \frac{\Sigma E_i}{\Sigma E_{ui}}\right) \times 100[\%] \quad (1)$$

層のエネルギー量(E_{ui})は静的非線形解析による各層の層せん断力(Q_i)と層間変形(δ_i)の Q - δ 関係と地震応答解析の最大層間変形による。 E_{ui} は Q - δ 曲線上の安全限界変形時の層せん断力(sQ_i)と層間変形($s\delta_i$)及び除荷時変形($os\delta_i$)で囲まれた面積による(図-5)。 E_i は Q - δ 曲線に近似して得られる層せん断力(Q_i)と最大層間変形($max\delta_i$)及び除荷時変形($o\delta_i$)で囲まれた面積による(図-6)。

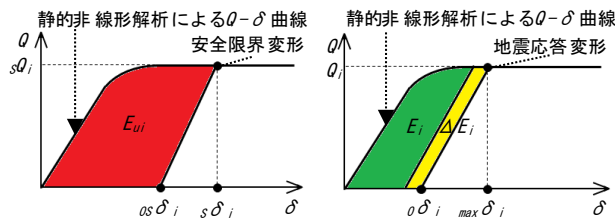


図-5 エネルギー吸収能力¹⁾ 図-6 消費エネルギー¹⁾

2.3 特定の地震動に対する耐震性能指標値

被災度の推定法では、特定の地震動に対する耐震性能指標値(sIs 値)を用いて H_R 及び R_{max} を推定する。 sIs 値は特定の地震動の最大速度に対する限界地震動の最大速度の比率である。本研究では、著者らの文献²⁾に示す式(2)により、基準地震動より算出した Hs 値から、安全限界変形時の等価な固有周期(等価周期 T_e)における基準地震動の擬似速度応答値($pSV1$)と特定の地震動の擬似速度応答値($pSV2$)の比率を用いて算出する(図-7)²⁾。1次および2次等価周期の算出には初期剛性に対する安全限界変形時の等価剛性の低下率を用いる(図-8)。なお、本論文では弾性刺激係数(β)は最上階の刺激関数の値を用いる。

$$sIs = (Af_1 + Bf_2) Hs \quad (2)$$

$$A = \beta_1 / (\beta_1 + \beta_2) \quad (3)$$

$$B = \beta_2 / (\beta_1 + \beta_2) \quad (4)$$

ここで、 f_1 :等価1次固有周期 T_{e1} での擬似速度応答値の比率($=pSV1(T_{e1}) / pSV2(T_{e1})$)
 f_2 :等価2次固有周期 T_{e2} での擬似速度応答値の比率($=pSV1(T_{e2}) / pSV2(T_{e2})$)
 β_1 :弾性1次刺激係数、 β_2 :弾性2次刺激係数

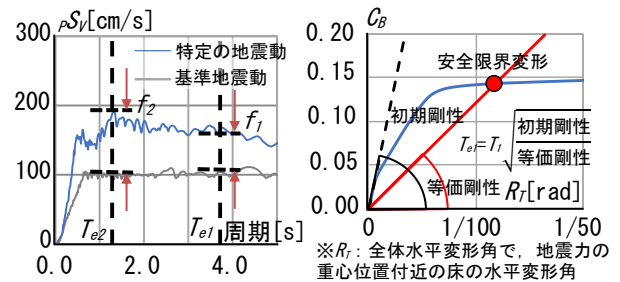


図-7 T_e 時の擬似速度応答値 図-8 等価周期の算出法

2.4 被災度の評価方法

著者らが提示した被災度の判定指標(H_R 、 R_{max})とその閾値を表-2に示す¹⁾。無被害は R_{max} と使用限界変形角(使用 R_s)の比較により判定し、軽微~大破に関しては H_R を用いて判定する。また、超高層RC造フレーム構造の特徴として、入力地震動が大きい場合特定の層において変形が大きくなる可能性があるため、大破の判定では R_{max} と安全限界変形角(安全 R_s)の比較についても判定する。

表-2 超高層RC造フレーム構造の被災度の判定¹⁾

被災度	判定		想定される損傷状況
	耐震性能残存率	最大層間変形角	
無被害	-	$R_{max} < R_s$	損傷度2以上がない
軽微	$\mu R \geq 95[\%]$	-	損傷度1, 2が90[%]以上
小破	$80 \leq \mu R < 95[\%]$	-	損傷度3が30[%]以下
中破	$60 \leq \mu R < 80[\%]$	-	損傷度4が30[%]以下
大破	$\mu R < 60[\%]$	安全 $R_s < R_{max}$	損傷度5が30[%]以下

3. 解析計画

3.1 骨組モデル

骨組モデル³⁾は、3つの設計年代を想定した標準モデル9棟(表-3)と強弱モデル18棟の27棟であり、3つの設計年代における構造特性を考慮する。また強弱モデルは、各標準モデルに対し梁曲げ耐力を強モデルで1.15倍、弱モデルで0.85倍としたモデルとする。各骨組モデルの各設定値は既存建築物と対応している(図-9)。解析モデルは立体フレームモデルとし、剛床仮定により各層の水平変位を等値とする。なお、剛強な基礎梁を配置し基礎下はピン支持とする。梁は曲げ・せん断変形を、柱は曲げ・せん断・軸変形を、接合部はせん断変形を考慮する。また、柱及び梁、柱梁接合部のせん断変形は弾性とする。復元力特性について、梁の曲げにはTakedaモデル(図-10)、柱の曲げと軸力にはファイバーモデルを用いる。ファイバーモデルの応力ひずみ関係では、コンク

リートはNewRCモデル型⁴⁾、鉄筋は標準バイリニア型⁴⁾とする。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、1次減衰定数は3%とする。

3.2 検討用地震動

検討用地震動には、基準地震動のほかに、南海トラフ沿いの巨大地震を想定した中京圏及び大阪圏の長周期地震動⁵⁾を用いる。基準地震動には日本建築センター模倣地震動(工学的基盤波 BCJ-L2)を用いる(図-11)。

長周期地震動には工学的基盤上における地震動である基盤波を各地域で3波使用し、計6波である。基盤波のほかに、2種類の表層地盤の影響を考慮した基礎底波を12波とし、計18波を使用する(表-4)。No.0は基盤波であり、No.1及びNo.2の地盤は第2種地盤を想定している。図-12に長周期地震動の擬似速度応答スペクトル(ρS_V)を示す。基礎底波では、それぞれの表層地盤の卓越周期付近において ρS_V が増幅されている。

表-3 標準モデルの諸元³⁾

設計年代	第1年代(1971~1989年)			第2年代(1990~1999年)			第3年代(2000年~)		
モデル名・方向 ^{※1}	1G20X	1G25X	1G30X	2G20X	2G30X	2G40X	3G20X	3G30X	3G40X
建築物高さ(m)	60.75	75.5	90.25	61.7	91.7	121.7	63.6	94.6	125.6
階数	20	25	30	20	30	40	20	30	40
基準階階高(m)	2.95	2.95	2.95	3	3	3	3.1	3.1	3.1
柱芯面積(m ²)	675	787.5	945	600	900	1050	585	936	1170
柱支配面積(m ²)	22.5	22.5	22.5	30.0	30.0	30.0	39.0	39.0	39.0
スパン長(m)	4.5	4.5	4.5	5	5	5	6	6	6
スパン数	6	7	7	5	6	7	5	6	6
塔状比	2.25	2.40	2.87	2.47	3.06	3.48	2.12	2.63	3.49
F_c (N/mm ²) ^{※2}	36	36	42	36	48	60	42	54	70
主筋強度(N/mm ²) ^{※3}	390	390	390	390	490	490	490	490	490
平均重量(kN/m ²) ^{※4}	14.5	14.0	14.8	15.5	14.9	14.4	15.4	14.3	13.4
T_f (sec)	1.13	1.38	1.69	1.21	1.74	2.42	1.29	1.94	2.48
T_{el} (sec)	1.99	2.36	2.84	2.12	2.88	3.72	2.24	3.30	4.81
sC_B	0.17	0.14	0.11	0.15	0.10	0.07	0.13	0.09	0.07
μI_s 値	1.39	1.51	1.46	1.73	1.40	1.48	1.48	1.43	1.30

※1: いずれもX方向とする ※2: 使用コンクリートの中で設計基準強度 F_c の最大値
 ※3: 規格降伏強度 ※4: 基準階重量を柱芯面積で除した値

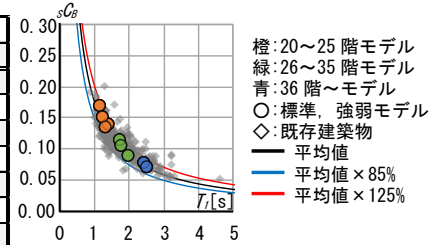


図-9 骨組モデルの分布¹⁾

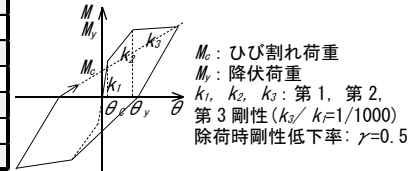


図-10 Takedaモデル

表-4 長周期地震動の諸元⁵⁾

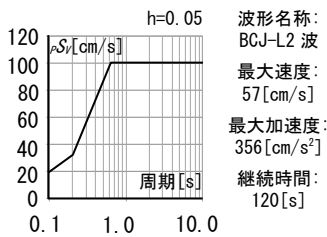


図-11 基準地震動の諸元

No. 0 基盤波			No. 1 基礎底波			No. 2 基礎底波		
波形名称	最大速度 [cm/s]	最大加速度 [cm/s ²]	波形名称	最大速度 [cm/s]	最大加速度 [cm/s ²]	波形名称	最大速度 [cm/s]	最大加速度 [cm/s ²]
0_CH1	59	265	1_CH1	60	551	2_CH1	78	429
0_CH2	40	292	1_CH2	49	494	2_CH2	67	410
0_CH3	31	267	1_CH3	40	485	2_CH3	48	407
0_OS1	46	263	1_OS1	51	303	2_OS1	69	213
0_OS2	36	250	1_OS2	38	398	2_OS2	51	405
0_OS3	29	293	1_OS3	35	460	2_OS3	45	383

※: 継続時間は共通で655秒

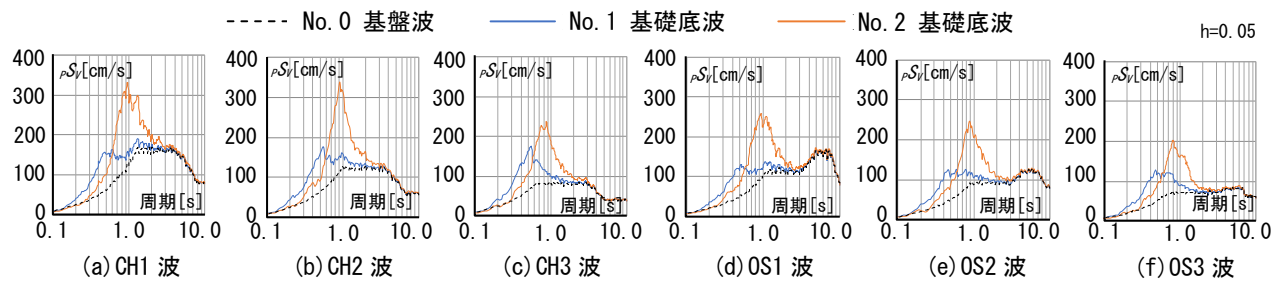


図-12 長周期地震動の擬似速度応答スペクトル⁵⁾

4. 基準地震動に対する耐震性能指標値と判定指標

4.1 基準地震動の入力倍率と判定指標

既往の研究¹⁾では、骨組モデル27棟を対象にして基準地震動を0.1~1.8倍の範囲において0.1倍刻みで漸増入力し、それぞれ地震応答解析を実施した。図-13に基準地震動を漸増入力した際の入力倍率(H/I 値)と H/R 及び R_{max} との関係を被災度とともに示す。 H/I 値が大きくなると H/R は小さく、 R_{max} は大きくなる傾向にあり、大破では H/R や R_{max} の分布がやや大きくなるのがわかる。

4.2 基準地震動の耐震性能指標値

基準地震動を漸増入力した際の、その入力倍率における基準地震動を特定の地震動とみなし、式(2)を適用すると、 (Af_i+Bf_j) の値はその入力倍率の逆数、すなわち H/I 値の逆数となる。したがって、基準地震動の sI_s 値(基準 sI_s 値)は H/I 値に対する H/R 値の比によって算出できる(式(5))。

$$\text{基準} sI_s = H/R / H/I \quad (5)$$

図-14に基準 sI_s 値と H/R 及び R_{max} との関係を被災度とともに示す。基準 sI_s 値が大きくなると H/R は大きく、 R_{max} は小さくなる傾向があることがわかる。

4.3 判定指標の推定曲線

基準 sI_s 値と H/R 及び R_{max} との関係から、その平均値を示す曲線を求め推定曲線(H/R 曲線、 R_{max} 曲線)とする(図-14)。推定曲線には、モデル全体の平均値を用いる。これらの推定曲線によって、 sI_s 値から H/R 及び R_{max} を算出し、被災度を推定する。

基準 sI_s 値が1から2.5の範囲について精算 H/R と推定 H/R との関係及び精算 R_{max} と推定 R_{max} との関係を図-15に示す。

推定 H/R は精算 H/R と対応しており、精算 H/R の推定 H/R に対する比率は、標準モデルでは平均1.04程度、モデル全体では平均1.01程度である。また、推定 R_{max} は精算 R_{max} と対応しており、精算 R_{max} の推定 R_{max} に対する比率は、標準モデルでは平均0.93程度、モデル全体では平均0.97程度である。 H/R 及び R_{max} の精算値と推定値との対応が良いが、大破では、精算値と推定値の違いがやや大きくなる傾向が見られる。

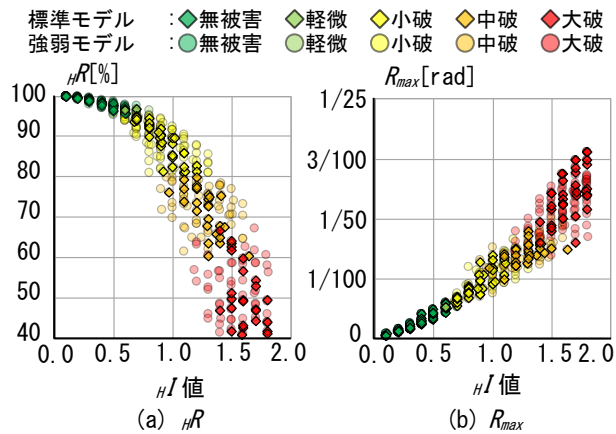


図-13 H/I 値と各被災度判定指標との関係

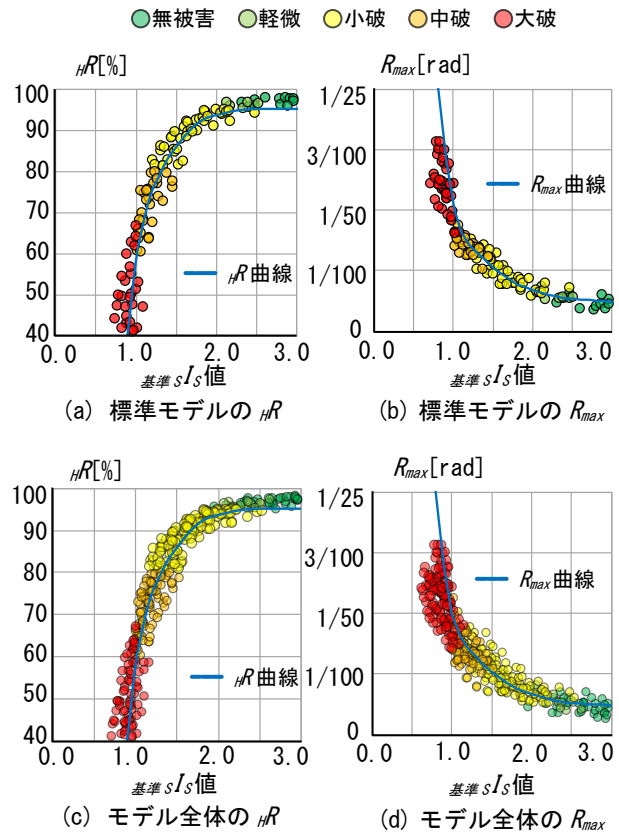


図-14 基準地震動の sI_s 値と各被災度判定指標との関係

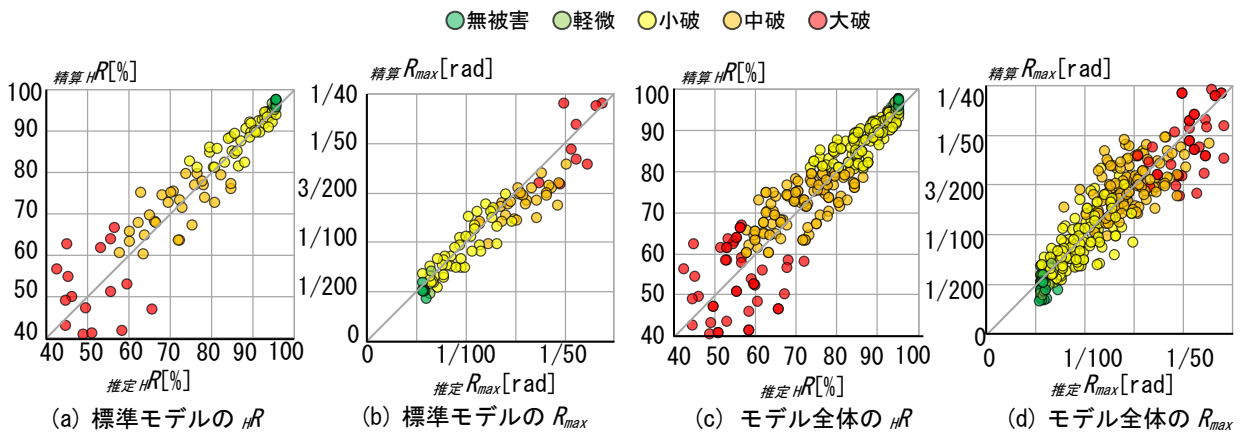


図-15 基準地震動に対する判定指標の精算値と推定値との関係

5. 長周期地震動に対する耐震性能指標値と被災度推定

5.1 骨組モデルの応答結果

標準モデル9棟を対象に長周期地震動18波について地震応答解析を実施する。地盤は、No.0からNo.2の3種類とする。図-16、表-5に応答層間変形角と被災度判定結果の例を示す。応答層間変形角についてはNo.0とNo.1の変形には大きな差は見られないが、No.2は特定層の変形が大きくなっている。No.2のように超高層RC造骨組では特定層の変形が高次モードの影響により大きくなる場合があり、大破の判定には H_R とともに R_{max} による判定が被災度判定表に反映されている。

被災度判定結果を見ると、被災度判定指標による被災度の判定と梁の損傷状況は表-2と良く対応しており、長周期地震動に対する被災度判定にも有用である。

5.2 耐震性能指標の推定精度

標準モデル3棟(3G20X, 3G30X, 3G40X)について長周期地震動8波の sI_s 値を精算して、精算 sI_s 値と式(2)による推定 sI_s 値との関係を図-17に示す。推定 sI_s 値は精算 sI_s 値より概ね小さい評価となっている。精算 sI_s 値の推定 sI_s 値に対する比率(a)は平均1.12程度であり、 a を考慮した式(6)により算出した推定 sI_s 値を平均推定 sI_s 値とする。

$$\text{平均推定}sI_s\text{値} = a \text{ 精算}sI_s\text{値} \quad (6)$$

精算 H_R と精算 R_{max} について精算 sI_s 値を用いて推定曲線から算出した値(推定 H_{R0} , 推定 R_{max0})との比較を図-18に示す。推定 H_{R0} は精算 H_R と対応しており、精算 H_R の推定 H_{R0} に対する比率は平均1.04程度である。また、推定 R_{max0} は精算 R_{max} と対応しており、精算 R_{max} の推定 R_{max0} に対する比率は、平均1.01程度である。これらのことから、 sI_s 値を用いた H_R 曲線、 R_{max} 曲線による推定値は精算値と対応するものと考えられる。今後、精算法によるデータ数を増加して検証データを増加していきたい。

5.3 耐震性能指標と被災度の判定指標

長周期地震動18波に対する標準モデル9棟の精算 H_R と精算 R_{max} について推定 sI_s 値との関係を図-19に示す。図中には、4.3で求めた H_R 曲線及び R_{max} 曲線に推定 sI_s 値あるいは平均推定 sI_s 値を代入した曲線を示す。

推定 sI_s 値が大きくなると精算 H_R は大きく、精算 R_{max} は小さくなる傾向がある。2つの H_R 曲線は、精算 H_R の分布と良く対応していることがわかる。推定 sI_s 値を用いた推定 H_R は精算 H_R より概ね小さい傾向が見られ、推定 H_R の精算 H_R に対する比率は平均0.87程度である。平均推定 sI_s 値を用いた H_R 曲線は、精算 H_R の平均的な値と対応している。

また、2つの R_{max} 曲線も、 H_R 曲線と同様に精算 R_{max} と良く対応していることがわかる。推定 sI_s 値を用いた推定 R_{max} は精算 H_R より概ね大きい傾向が見られ、推定 R_{max} の精算 R_{max} に対する比率は平均1.31程度である。平均推定 sI_s 値を用いた R_{max} 曲線は、精算 R_{max} の平均的な値と対応している。

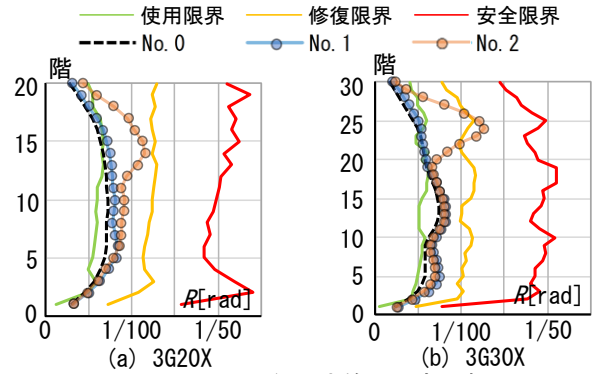


図-16 骨組の応答層間変形角

表-5 被災度判定表

地震動	モデル	地盤	判定	H_R [%]	R_{max} [rad]	梁の損傷度比率 [%]				
						1	2	3	4	5
OS2波	3G20X	No. 0	小破	93	1/136	60	40	0	0	0
		$H_I s$ 値 = 1.48	No. 1	小破	92	1/119	40	60	0	0
		No. 2	小破	88	1/86	29	68	3	0	0
	3G30X	No. 0	小破	94	1/134	56	44	0	0	0
		$H_I s$ 値 = 1.43	No. 1	小破	93	1/121	33	67	0	0
		No. 2	小破	88	1/79	25	65	10	0	0

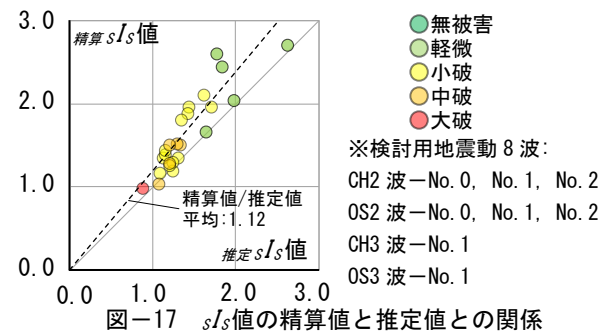


図-17 sI_s 値の精算値と推定値との関係

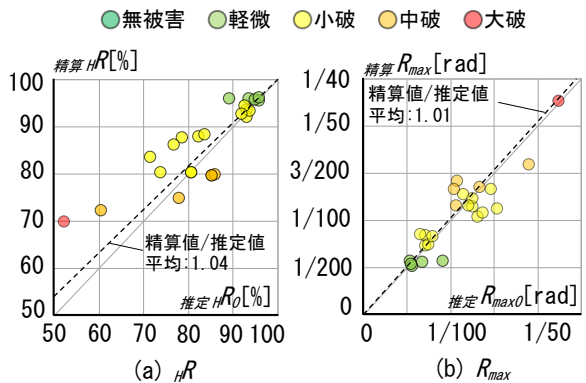


図-18 判定指標の精算値と推定値との関係

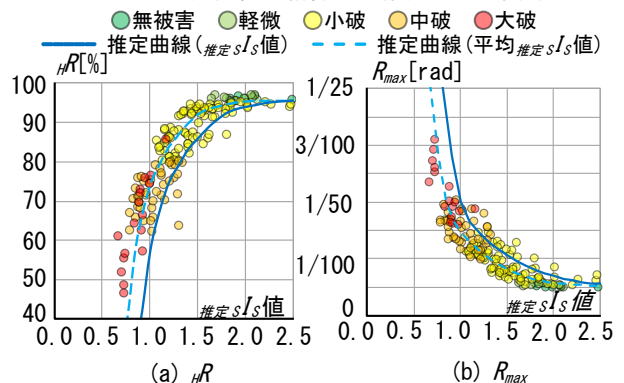


図-19 推定曲線及び推定 sI_s 値と判定指標との関係

5.4 耐震性能指標による被災推定

長周期地震動 18 波に対する標準モデル 9 棟について、精算 H_R と推定 H_R との関係を図-20(a)に、精算 R_{max} と推定 R_{max} との関係を図-20(b)に示す。推定 sI_s 値を用いた場合には、推定 H_R の約 85% が精算 H_R より小さく、推定 R_{max} の約 80% が精算 R_{max} より大きく、安全側に算定できている。

精算 H_R と平均推定 sI_s 値を用いた H_R 曲線による推定 H_R (平均推定 H_R) との関係を図-21(a)に、精算 R_{max} と平均推定 sI_s 値を用いた R_{max} 曲線による推定 R_{max} (平均推定 R_{max}) との関係を図-21(b)に示す。平均推定 H_R の精算 H_R に対する比率は平均 0.99 程度であり、平均推定 R_{max} の精算 R_{max} に対する比率は平均 1.01 程度である。

精算法による被災度(精算被災度)と推定法による被災度(推定被災度)との比較を図-22に示す。推定 sI_s 値を用いた場合、推定被災度が精算被災度と一致したケースは約 57% であり、精算被災度より大きいケースは約 39% である。平均推定 sI_s 値を用いた場合、推定被災度が精算被災度と一致したケースは約 70% であり、精算被災度より大きいケースは約 15% である。このように推定被災度は精算被災度に対して概ね安全側の評価である。

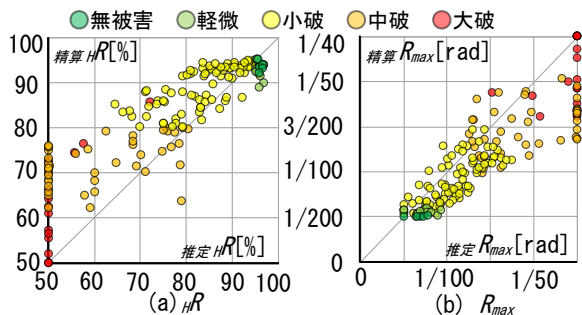


図-20 判定指標の精算値と推定値(推定 sI_s 値)との関係

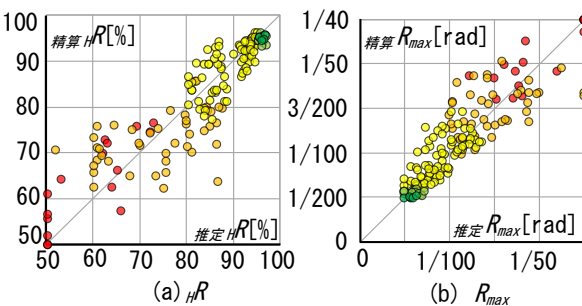
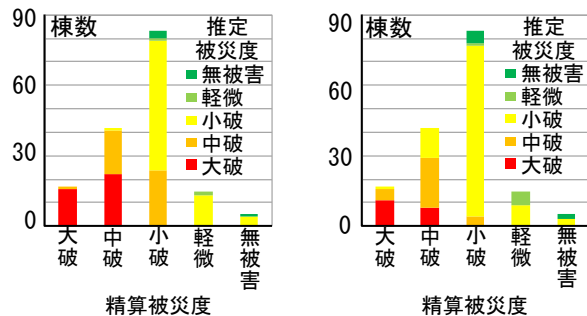


図-21 判定指標の精算値と推定値(平均推定 sI_s 値)との関係



(a) 推定 sI_s 値による判定 (b) 平均推定 sI_s 値による判定
図-22 被災度の精算値と推定値の対応

6. まとめ

本研究では特定の地震動に対する超高層 RC 造フレーム構造の被災度の推定方法について考察した。本研究の範囲内ではあるが、以下の成果を得た。

- 1) 基準地震動の入力倍率と耐震性能残存率 (H_R) との関係より耐震性能指標を用いた耐震性能残存率の推定曲線を示した。
- 2) 上記 1) と同様に耐震性能指標を用いた最大層間変形角の推定曲線を示した。
- 3) 基準地震動に対する被災度の判定指標 (H_R , R_{max}) について、耐震性能指標を用いた推定曲線による推定値は精算値とよく対応した。
- 4) 長周期地震動に対する耐震性能指標の推定値は、精算値に対して平均 0.89 倍程度である。
- 5) 特定の地震動に対する被災度の判定指標 (H_R , R_{max}) について、耐震性能指標を用いた推定曲線による推定値は精算値とよく対応した。
- 6) 特定の地震動に対する被災度の推定値は、全体の約 6~7 割が精算値と一致しており、1 ランク異なるケースがあるが、概ね安全側の評価であった。

今後、本推定法により特定の地震動に対する既存超高層 RC 造建築物の耐震性能指標を算定して、被災度予測を実施していきたい。

謝辞

本研究は科研費「長周期地震動を受ける既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の被災度評価及び減災対策(課題番号 17K06630)」の助成を受けたものである。ここに記して深甚なる謝意を示します。

参考文献

- 1) 仁科智貴, 小山和樹, 毎田悠承, 和泉信之: 層のエネルギー量を用いた超高層 RC ラーメン構造の被災度評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.727-732, 2017.7
- 2) 岩田望, 藤原実咲, 濱田聡, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能評価における基準地震動と指標値コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.667-672, 2015.7
- 3) 秋田知芳, 栗本耕太郎, 五百井井壮, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の構造特性と骨組モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.925-930, 2011.7
- 4) 構造計画研究所: RESP F3T 利用者マニュアル, 2015.6
- 5) 太田行孝, 和泉信之ほか: 南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動を用いた 30 階鉄筋コンクリート造骨組の被災度評価, 第 15 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1461-1470, 2018.12