

論文 靱性設計された建物のエネルギー入力速度法を用いた安全性・修復性関係の推定精度に関する研究

小村 欣嗣*1・衣笠 秀行*2・向井 智久*3・大西 直毅*4

要旨：一般的な耐震設計では安全性確保に重点がおかれ、地震後の修復性が軽視される傾向にある。最近の地震被害では補修費用が過大となり、結局建て替えを余儀なくされた事例が報告されている¹⁾。前報では安全性と修復性の影響因子と考えられる崩壊機構、耐力、剛性、安全限界変位が、損傷量と安全性との関係に及ぼす影響を地震応答解析を用いて検討した²⁾。ここでは、崩壊形（1層～7層崩壊）および、耐力、剛性の異なる建物の1質点系への縮約を行い、エネルギー入力速度法³⁾による応答予測の検討を行った結果、フレーム地震応答解析における安全性と修復性の関係を概ねよい精度で推定可能であることが明らかとなった。

キーワード：トレードオフ、安全性と修復性、崩壊機構、耐力と剛性、エネルギー入力速度

1. はじめに

現在の耐震設計法では、建物各層の梁端部に降伏ヒンジを計画した全体崩壊形を形成する設計法が推奨されている。しかし安全性を確保できたが、建物全体の修復に莫大な費用が掛り解体・建て替えを余儀なくされる事例が報告されている。¹⁾

前報では、フレーム構造を用いた地震応答解析の結果より、靱性設計された建物の損傷量と安全性の間に、どちらか一方の性能を犠牲にして、もう一方の性能を向上させる、トレードオフの関係にある場合があることが明らかになり、使用地震波・耐力・剛性・安全限界変位の影響が分析された。さらに、フレーム構造の解析結果を理論的に追及する足がかりとして、1質点系への縮約を行い比較検証を行った結果、概ね良い精度で縮約可能であることを示すことができた。²⁾ 本論文は、安全性と修復性の間に存在するトレードオフ関係を、前回の1質点縮約モデルを元に、エネルギー入力速度の概念を用いて、理論的に推定可能かどうか検討を行ったものである。

2 安全性と修復性を考慮した性能評価型設計

大地震に対する一般的な鉄筋コンクリート造建物の設計では、安全性を重視した設計が主であり修復性が考慮されていない場合が多い。そこで、本論文で考える設計法では、大地震に対する設計目標として安全性のみを考えるのではなく、修復性を加えて図-1に示すように、安全性と修復性を軸とする、2次元座標上で性能評価を行う。横軸の安全性は、応答変位が安全限界変位に達するのに必要な地震動の大きさ（地震動倍率 α [3.4節で述べる使用地震波の大きさを1とする]）で定

義する。なお、安全限界変位は、限界変形角 R_{max} で設定する。縦軸の修復性は、本来修復に必要な費用や時間で定義されるべきであるが、これらを明確にすることは現時点では困難であるため、ここでは影響因子の一つである変形に着目し、安全限界に達したときの各層の層間変形角の合計値 ΣR を損傷量とし、修復性の反比例的指標として用いた。これは、 ΣR が地震応答解析や計算によって得ることが可能な工学量であり、構造体及び非構造部材について経済的な損傷を知るための最重要因子の一つであるためである。崩壊形（1層～全層崩壊）の異なる建物の安全性と修復性をプロットすると、損傷を集中させると安全性は低下するが、修復性は向上する傾向にあり、おおよそ図-1のようになる。これをトレードオフの関係と呼ぶ。設計者は、このトレードオフ関係を考慮し、目標とする安全性・修復性をもとに崩壊形を選択することになる。このような設計を行うためには、構造計画の段階でこのトレードオフ関係をフレーム応答解析をすることなく理論的に簡易に得る方法の開発が望まれる。

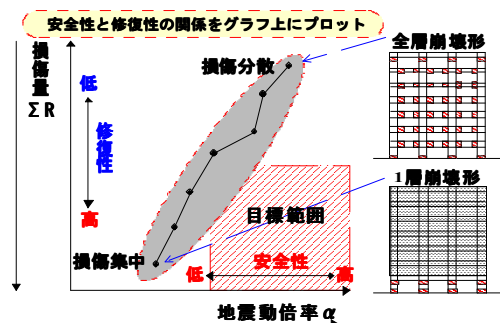


図-1 修復性-安全性関係のプロット

*1 東京理科大学大学院 理工学研究科 修士課程 建築学専攻 (正会員)

*2 東京理科大学 工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

*3 独立行政法人 建築研究所 博士 (工学) (正会員)

*4 東京理科大学 工学部建築学科 助教 博士 (工学) (正会員)

3 解析概要

3.1 解析フレーム

解析対象建物は階高 3.5m, スパン 6m の 7 層 3 スパンの純ラーメン RC 構造物である。単位床面積あたりの重量は 12kN/m² とし文献 3 より各部材の寸法・強度は表-1 に示すように決定した。建物のモデル化において、柱・梁部材は材端バネ法によりモデル化した。各バネの復元力特性として Degrading tri-linear 型, せん断バネはせん断破壊を想定していないため弾性バネとし, 軸バネには引張, 圧縮の剛性を変えた弾性バネを用いた。また, 接合部は剛とした。解析プログラムは SNAP を使用し, 減衰は瞬間剛性比例型で 3% とした, 数値積分には Newmark- β ($\beta=0.25$) 法を用いた。

表-1 各部材の寸法・コンクリート強度

	柱断面B×D	梁断面B×D	F _c [N/mm ²]
	[mm]	[mm]	
7F	750×750	450×800	24
6F	750×750	450×800	24
5F	800×800	500×800	24
4F	800×800	500×800	24
3F	850×850	500×850	24
2F	850×850	500×850	24
1F	850×850	500×850	24

3.2 崩壊機構

図-2 のように全体崩壊形の 7 層崩壊モデルから一層ずつ降伏層を少なくした 7 通りの崩壊形を設定した。なお問題を簡単にし傾向把握を容易にするため, 非降伏層(図-2 のグレー部分)では鉄筋及びコンクリートの強度ならびに断面寸法を大きくして柱と梁を十分に剛とした。

地震応答解析を行い, 各層の梁の降伏耐力を調整することにより, 降伏層の最大応答変位が均一に安全限界変位に達するようにした。安全限界変位は降伏層の層間変形角の正負平均値が 1/50 となるように設定した。また, いずれの崩壊モードでも崩壊機構形成時のベースシア係数 C_b が 0.25 となるように 1 階柱脚と降伏層最上階の柱頭の曲げ耐力を調整した。

図-3 に後で述べる K1S1(R=1/50)モデルにおける降伏機構形成時の最大応答層間変形角の分布を示す。ヒンジが発生する降伏層の最大応答変形角がほぼ設定した値となっており, 十分に剛とした非降伏層の変形が無視できるほど小さくなっていることが分かる。

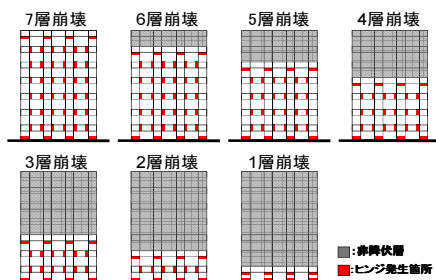


図-2 崩壊モード

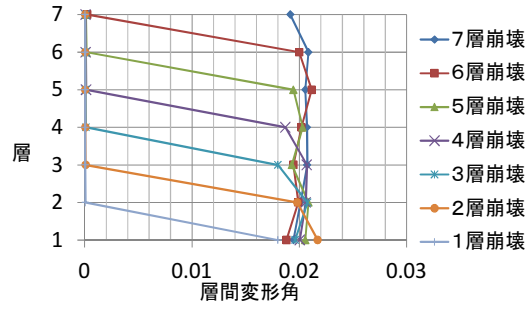


図-3 層間変形角均一 (R_{max}=1/50)

(K1S1 (R=1/50), KOBE 波)

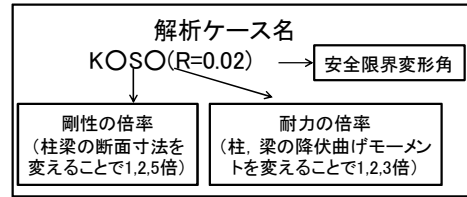


図-4 解析ケース名

3.3 解析パラメータ

解析パラメータとして剛性・耐力の 2 つを取った。これらを組み合わせた解析ケースを一覧にして表-2, に示す。剛性は 3.1 節で述べた解析フレームを基準とし, 断面寸法を変えることで 1・2・5 倍とした 3 ケースを, 耐力は柱, 梁の降伏曲げモーメントを一律に 1・2・3 倍とした 3 ケースを考える。表-2 は, 本論文の全解析ケースであり, 安全限界変形角 R_{max} を 1/50 とし耐力, 剛性のどちらかを変化させている。表中に示した解析ケース名の説明を図-4 示す。

表-2 解析ケース

解析ケース	安全限界変位	剛性[倍率]	耐力[倍率]
K1S1(R=1/50)	1/50	1	1
K2S1(R=1/50)	1/50	2	1
K5S1(R=1/50)	1/50	5	1
K1S2(R=1/50)	1/50	1	2
K1S3(R=1/50)	1/50	1	3

3.4 使用地震波

使用地震波は, 原波で最大加速度 821 cm/s² の兵庫県南部地震, 神戸海洋気象台波の NS 成分 (以下, KOBE 波) を使用した。

4 フレーム解析結果及び考察

4.1 崩壊形の変化により生じる安全性と修復性のトレードオフ関係

K1S1(R=1/50), K1S2(R=1/50), K1S3(R=1/50)モデルにおける損傷量 ΣR と地震動倍率 α の関係を図-6 に示す。横軸 α は各層の層間変形角が安全限界変位 R_{max}=1/50 に達した時の地震動倍率であり, 縦軸は各層の層間変形角の総和 ΣR (例, 7 層崩壊: $\Sigma R \approx 0.14$ [rad] ≈ 7 [層] ×

0.02[rad], 5層崩壊： $\Sigma R \doteq 0.1[\text{rad}] \doteq 5[\text{層}] \times 0.02[\text{rad}]$) である。図-6より、1層崩壊では横軸の α は小さく安全性は低いが、縦軸の ΣR が小さく修復は容易となる。7層崩壊では逆に横軸の α はおおきくなり安全性は高いが、縦軸は ΣR が大きく修復が困難となっている。すなわち、崩壊形が1層崩壊から7層崩壊に変化するにつれて、安全性は増加するが修復性は低下する、両性能のトレードオフ関係が発生していることが分かる。

4.2 トレードオフ関係に及ぼす剛性・耐力変化の影響

図-5の概念図に示すように、剛性固定・耐力増加と耐力固定・剛性増加の2通りで、層間変形角均一 ($R_{\max}=1/50$) とし KOBE 波を用いた場合の $\alpha - \Sigma R$ 関係を図-6、図-7示した。まず、図-6に示す剛性を変えずに耐力を変化させたモデルに関してはトレードオフを成立させながら、耐力の増加につれて、4層崩壊形付近を中心として反時計回りに回転する結果となっている。図-6から K1S1 ($R=1/50$) の1層崩壊の地震動倍率に対する7層崩壊の値は2.7倍であるのに対して、K1S3の値は1.2倍となり、耐力を高くした場合、損傷を分散させたことによる安全性の増加が弱まる傾向にあることが分かる。次に図-7に示す耐力を変えずに剛性を変化させたモデルに関しては、3層崩壊以上では剛性の増加につれて、地震動倍率が大きくなる傾向が見取れる。しかしながら、図-7から K5S1 ($R=1/50$) の1層崩壊に対する7層崩壊の値は2.6倍であり、剛性を高くした場合の安全性の増加率はそれほど大きな値とはなっていない。

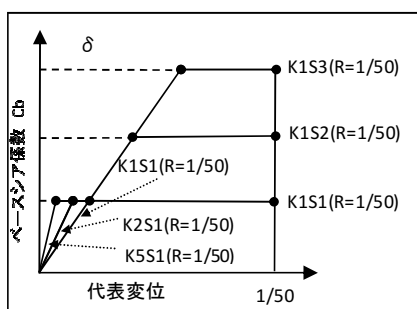


図-5 解析要因の概念図

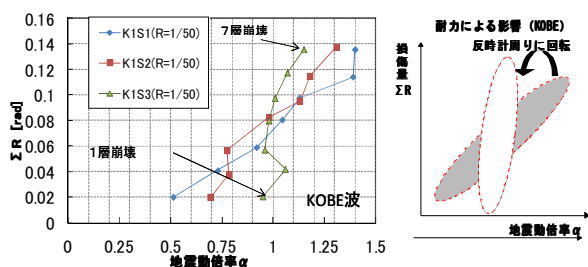


図-6 剛性固定・耐力変化

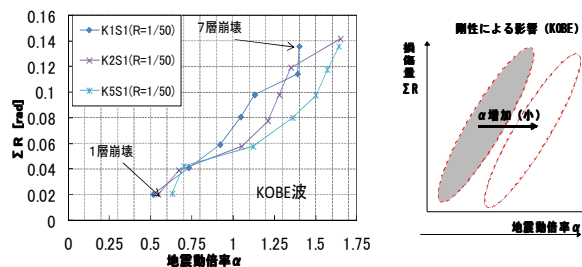


図-7 耐力固定・剛性変化

5 崩壊形の異なる建物の等価1質点系への縮約

前章まで、崩壊層以外をほぼ剛体とした理想的架構モデルを対象としたフレーム地震応答解析に基づき、修復性-安全性関係に関する定性的な特徴を考察した。ここでは、前章までに得られた修復性-安全性関係に関する特徴を理論的に追跡するために、まず崩壊形の異なるフレーム構造の1質点系への縮約を行い、縮約した1質点系モデルでどの程度、これまでに述べた修復性と安全性のトレードオフ関係がシミュレーション可能か検討を行う。なお、次章では縮約した1質点系モデルに基づき、エネルギー入力速度法⁵⁾を用いて修復性-安全性のトレードオフ関係をどの程度理論的に追跡可能か検討を行う。

5.1 1質点への縮約方法

等価1質点の骨格曲線は、ベースシア Q_b -代表高さ He 位置での変位量 δe で与えた。なお、代表高さ He は式(1)から定まる位置の高さである。⁴⁾骨格曲線の作成手順を、図-8示す。

$$He = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot u_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot u_i} \quad (1)$$

ここに、 m_i は各階建物質量、 u_i は固有モード、 H_i は各層の地上からの高さである。

①初期剛性 K_0

フレーム断面を定めた A_i 分布に基づく外力分布による静的弾性解析時の Q_b - δe 関係から得られる弾性剛性を初期剛性 K_0 とした。

②降伏点 ($Q_y, \delta y$)

降伏時せん断力 $Q_y = C_b \cdot W$ (ベースシア係数 C_b , W 建物全重量) を定め、降伏時剛性 K_y を剛性低下率 $\alpha_y = 1/3$ として設定した。なお、 C_b は 0.25 とした。

③ひび割れ点 A_c ($Q_c, \delta c$)

ひび割れ耐力 Q_c は降伏耐力 Q_y の 1/3 として設定した。初期剛性 K_0 と Q_c からひび割れ変形 δc を求める。なお、K1S2, K1S3 の Q_c は、例として挙げた1層崩壊形と2層崩壊形の Q_b - δe 関係である図-9、図-10 から分かる

ように、K1S1 のものとはほぼ同じ値となっていることから、K1S1 の Q_c をこれらのものとしてそのまま用いることとした。

④安全限界点 A_u (Q_u, δ_u)

限界変形 δ_u は、 A_i 分布に基づく外力 P_i で各層の絶対変位 δ_i だけ変形させた仕事の各層の総和が、等価 1 質点において外力 P で限界変位 δ_u だけ変形させた仕事と同等であるとした式(2)をもとに算出した。なお、各層の絶対変位 δ_i は各層の安全限界変位で定める。一般に 1 質点縮約時の δ_u 設定は静的非線形解析から得られる安全限界時の代表高さ H_e での水平変位で設定する。ここで提案する方法はより簡単にエネルギー的に等価なモデルに縮約することを目的としたものである。

$$P \cdot \delta_u = \sum_{i=1}^7 (P_i \cdot \delta_i) \quad \left(\text{ここに、} P = \sum_{i=1}^n P_i \right) \quad (2)$$

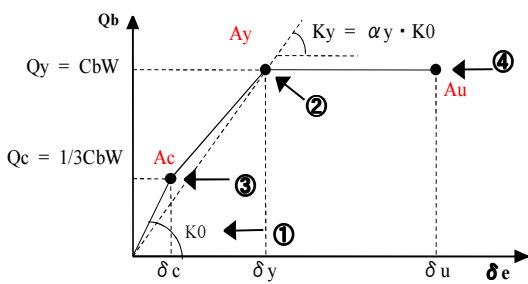


図-8 等価 1 質点の骨格曲線

5.2 等価 1 質点モデルの縮約精度の検証

作成した等価 1 質点の骨格曲線を用いて、地震応答解析を行い、フレーム構造との比較検証を行った。検証方法は、1 質点の限界変位 δ_u に達するに必要な地震動倍率 α とフレーム構造において得られたそれを比較するものであり、両者が等しければ、等価な 1 質点縮約が妥当に行えたと言える。

K1S1(R=1/50), K1S2(R=1/50), K1S3(R=1/50), K2S1(R=1/50) の 4 ケースで検証を行った結果をそれぞれ、図-13, 図-14, 図-15, 図-16 の青線 (フレーム解析) と赤線 (1 質点応答解析) で比較して示す。なお、1 質点応答の ΣR は崩壊層数に 1/50 を乗じて計算してある。K1S3 (R=1/50) を除いて概ね良い精度で推定出来ていることが分かる。K1S3(R=1/50) においては、損傷を集中させる (1 層崩壊になる) につれて精度が落ちる結果となっているが、これは図-9、図-10 に示したように耐力が上がるにつれて、1 質点へ置き換える際、簡単化のため、全てのモデルで降伏時剛性 K_y を剛性低下率 $\alpha_y=1/3$ とし設定したことで、降伏点位置の誤差が大きくなったことが原因と考えられる。

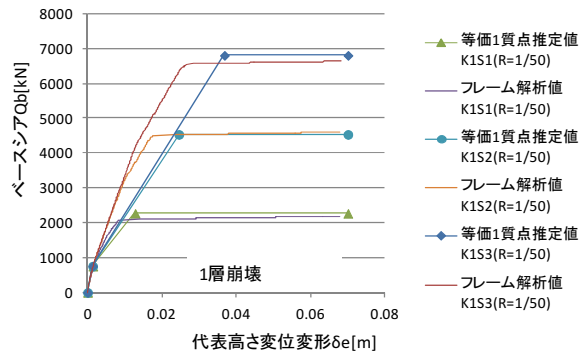


図-9 解析値と推定値の Q- δ 曲線比較 (1 層崩壊)

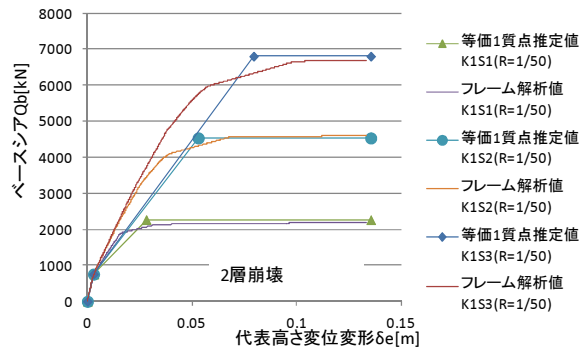


図-10 解析値と推定値の Q- δ 曲線比較 (2 層崩壊)

6 エネルギー入力速度法⁵⁾による地震動倍率推定手法

6.1 ED・ND の算出方法

作成した 1 質点モデルを用いて、地震時繰り返し回数 ND および総入力エネルギー ED を算出する。ND は以下の式(3)により算出する。ED・ND の算出は次の 2 種類の方法で行った。①弾塑性応答解析 ($h=3\%$)、②弾性応答解析 ($h=10\%$)。ND は地震波が同一であれば、地震動倍率に関係なく定まるため、地震動倍率 1 (原波) の応答解析から得られる値を用いる。両方法から得られた KOBE 波における ND と周期の関係を図-11 に示す。

$$ND = \frac{ED}{\Delta E_{max}} \quad (3)$$

ΔE_{max} : 等価周期 T_e の間に入力されるエネルギーの最大値

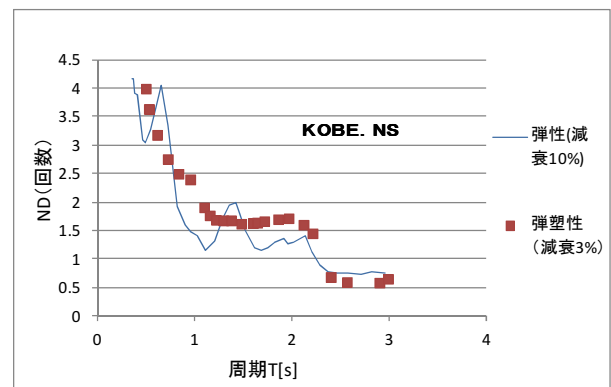


図-11 ND スペクトル図

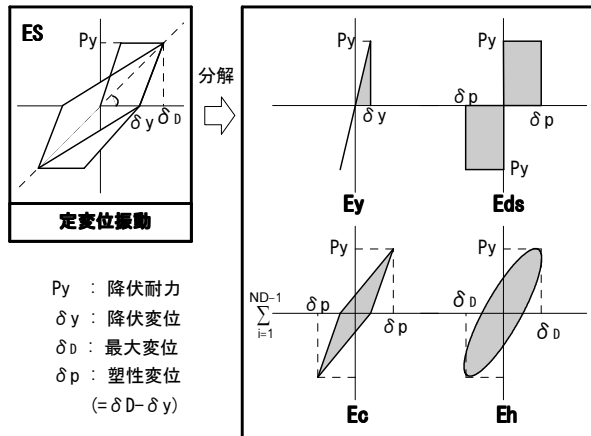


図-12 入力エネルギー分解

6.2 建物の吸収可能エネルギーEsの算出法⁵⁾

仮定した応答変形 δ_D 、1 質点解析で得られた ND を用いて、図-12 に示すように、振動エネルギーを、弾性吸収エネルギー E_y 、降伏後履歴吸収エネルギー E_{ds} 、繰り返し履歴吸収エネルギー E_c 、減衰吸収エネルギー E_h の各要素に分解し、これらの和で建物の吸収可能エネルギー E_s を算出する (すなわち、 $E_s = E_y + E_{ds} + E_c + E_h$)。なお、 P_y は、 C_b を基に算出した。また、 ξ は一般的な RC の値である 0.5 とし、以下に各要素の算出法を記す。

$$E_y = 0.5 P_y \delta_y \quad (4)$$

$$E_{ds} = 2 P_y (\delta_D - \delta_y) \quad (5)$$

$$E_c = 4 P_y \xi (ND - 1) (\delta_D - \delta_y) \quad (6)$$

$$E_h = 2 \pi h P_y \delta_D ND \quad (7)$$

6.3 地震動倍率算出方法

算出した E_s と 1 質点解析結果から推定された ED から地震動倍率 α を算出する。地震動倍率が A 倍されると総入力エネルギー ED は A^2 倍される性質があるため、推定地震動倍率 α は以下の式(8)より算出される。

$$\alpha = \sqrt{\frac{E_s}{ED}} \quad (8)$$

6.4 各解析ケースにおける精度検証

ED・ND の設定方法においては 2 種類の設定法を用いた。1 つは 1 質点の弾塑性応答解析時から得られた総入力エネルギー ED をもとに式(3)から ND を求め、式(8)により地震動倍率 α を算出する。もう 1 つは ND を 10% 減衰における 1 質点の弾性応答解析から得られた総入力エネルギー ED をもとに式(3)から求め式(8)により地震動倍率 α を算出する。

図-13、図-14、図-15、図-16 にそれぞれ、K1S1、

K1S2, K1S3, K2S1 の解析結果を示した。図-13、図-14、図-15、図-16 の赤線 (フレームを縮約した 1 質点系の地震応答解析の結果) と緑線 (弾塑性応答解析の ED・ND からエネルギー入力速度法で理論的に算出) の比較より、塑性応答解析値の ED, ND を用いて計算した地震動倍率 α (緑線) はフレームを縮約した 1 質点の応答解析の結果 (赤線) を比較的良好な精度で推定できていることが分かる。これは、ED と ND を妥当な数値で与えればエネルギー入力速度法より算出される地震動倍率 α はフレームを縮約した 1 質点の応答解析の地震動倍率 α をよい精度で推定できることを示している。

フレームを縮約した 1 質点の地震応答解析値 (図-13 ~ 16 の赤線) と、弾性応答 ($h=10\%$) から得られた ED・ND を用いたエネルギー入力速度法から得られた値 (同図の紫線) を比較すると、弾塑性応答解析の ED・ND を用いたもの (図中の緑線) と比べ精度は落ちるが許容できる精度での推定ができてることがわかる。なお、この精度低下は図-11 に見られるように弾性応答 ($h=10\%$) の ND が塑性応答のものとは比べ変動が大きくなるにつれ大きくなるのが原因と思われる。

フレームの地震応答解析値 (図-13 ~ 16 の青線) と弾性応答 ($h=10\%$) から得られた ED・ND を用いたエネルギー入力速度法から計算された値 (同図の紫線) を比較すると、全体的に精度が落ちるものの概ね良い精度が得られていることが分かる。これは弾性応答 ($h=10\%$) の ED, ND を用いればフレームの地震応答解析で得られる $\Sigma R - \alpha$ 関係をまずまずの精度で推定できることの可能性を示していることになる。しかしながら K1S3 ($R=1/50$) など、5.2 で述べたように 1 質点への置き換え時の骨格曲線の設定に問題があるために精度低下が発生した等の課題がみられたことから、今後、精度向上に向けてさらに検討が必要と思われる。

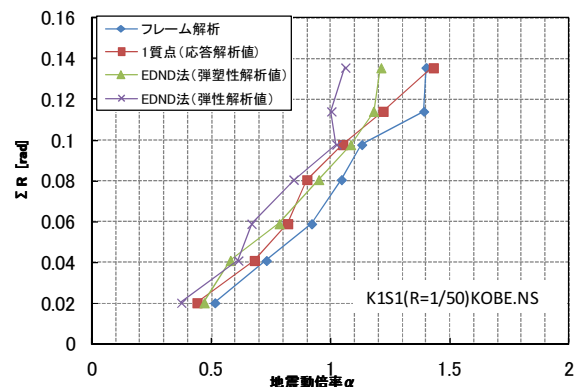


図-13 K1S1 (R=1/50) モデルにおける精度検証

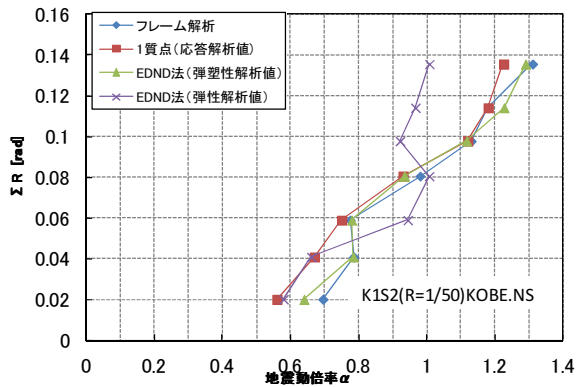


図-14 K1S2 (R=1/50) モデルにおける精度検証

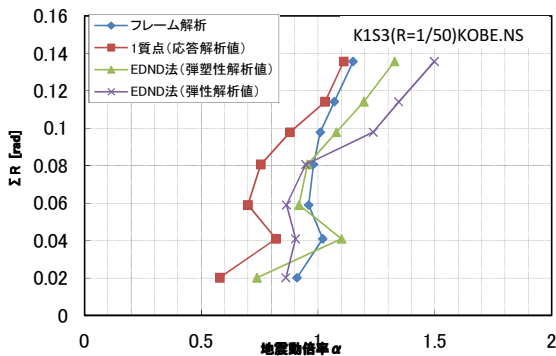


図-15 K1S3 (R=1/50) モデルにおける精度検証

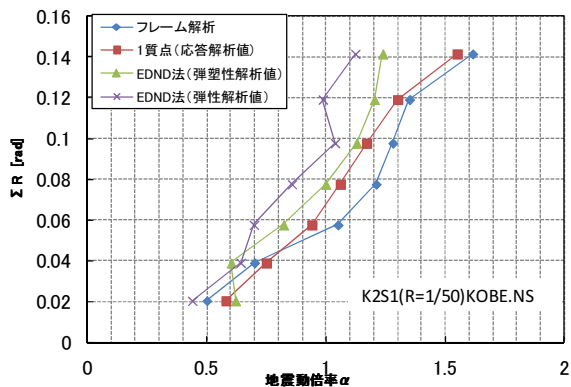


図-16 K2S1 (R=1/50) モデルにおける精度検証

7 総括

崩壊層以外をほぼ剛体とした理想的架構モデルを対

象としたフレーム地震応答解析から得られる修復性-安全性関係に関する定性的な特徴を考察した。そして、崩壊形（1層～7層崩壊）および、耐力、剛性の異なる靱性型建物の1質点系への縮約を行い、この一質点系モデルを元にエネルギー入力速度法を用いて、フレーム地震応答解析時に得られた修復性と安全性の間に存在するリードオフ関係をどの程度再現可能か検討を行った。その結果、①エネルギー入力速度法を用いて計算した修復性-安全性関係は、フレームを縮約した1質点の地震応答解析から得られる修復性-安全性関係および、フレーム地震応答解析における修復性-安全性関係を完全ではないが、許容できる精度で再現することが出来た。②しかしながら、フレーム構造の1質点系へ縮約における骨格曲線の作成法やNDの設定法など、今後精度向上に向けた検討がさらに必要であることが考察された。

参考文献

- 1) 技術研究報告集第8号 特集 19995 年兵庫県南部地震被災調査報告-ジュネス六甲-：新井組，1995.10
- 2) 小村欣嗣，衣笠秀行，向井智久，大西直毅：靱性設計された建物の安全性・修復性関係に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，p.19-24.2011
- 3) 梅野達三，Abimanyu R.D.，市之瀬敏勝：RC 純フレーム構造物における層せん断余裕率（その1），日本建築学会学術講演梗概集，C-2，構造IV，pp44-42，1998.9
- 4) 柴田明德：最新 耐震構造解析 第2版 最新建築学シリーズ p77-83
- 5) 向井智久，衣笠秀行，野村設郎：地震動を受けるRC構造物の限界応答変形量を保証するに必要な耐力算出法とその精度検証，日本建築学会構造系論文集，532号，p137-143，2000.6
- 6) エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計：秋山宏著，技報堂出版