

一般化応答スペクトル解析法に基づく免震構造の設計手法

DESIGN METHOD OF SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES
BASED ON GENERALIZED RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS寺澤 友貴^{*1}, 佐野 航^{*2}, 竹内 徹^{*3}

Yuki TERAZAWA, Wataru SANO and Toru TAKEUCHI

This paper presents a design method for highly indeterminate seismically isolated structures utilizing generalized response spectrum analysis, which has been extended to simulate both of an elasto-plastic damper with isolator and a nonlinear oil damper. This enables a more efficient design process than trial-and-error approaches with non-linear response history analysis. The design example using the proposed method are demonstrated in a series of studies using a base isolation system with a tall building and mid-story isolation or roof isolation systems having substructures with dampers.

Keywords: Base Isolation, Mid-story Isolation, Roof Isolation, Elasto-plastic Damper, Oil Damper, Spatial Structure

基礎免震, 中間層免震, 屋根免震, 弾塑性ダンパー, オイルダンパー, 空間構造

1. 序

免震構造は免震支承により上部構造を長周期化し, 免震層に導入したダンパーがさらに地震応答低減する応答制御構造であり, 人命保護と事業継続を容易に達成できるため世界中で普及している。

ある前提条件を満たす免震構造(例えば上部構造に対して免震層接線周期が2.5倍以上の基礎免震)は, 卓越固有振動特性が免震層のスウェイモードに限定され, 多自由度系の等価1自由度系への縮約が容易なため, 応答スペクトル法やエネルギー法に基づく簡易応答評価や設計用せん断力分布が精力的に検討され, 指針¹⁾や法規^{2),3)}により簡易設計法が確立されている。特に中間層免震や屋根免震では, 小林ら⁴⁾がエネルギー法の簡易応答評価を提案し, 金子⁵⁾が上部構造をTMDと見立てた簡易応答評価を提案し, 廣谷ら⁶⁾が応答性能設計図表を用いた設計手法を提案し, 竹内ら⁷⁾がラチスシェル屋根免震の静的地震荷重を提案した。簡易手法は免震構造の動的応答特性が明瞭なため, 設計者の理解を助け, 免震構造の普及に貢献した。

その一方, 近年の我が国では, 長周期建物の基礎免震や, 下部構造に制振部材を有する中間層免震や屋根免震など, 簡易手法の前提を外れた建物へ免震構造を導入する挑戦的な事例(例えば⁸⁾, ⁹⁾が増え, 実務者が立体モデルの時刻歴応答解析(Non-Linear Response History Analysis, NLRHA)を試行錯誤してダンパーを設計する状況が続いている。この様な現状では, 実務者の自由な発想を支援し, 特定の免震構造に依らない汎用的な設計法も必要と考えられる。これに対して筆者らは複素固有値解析と応答スペクトル法の収斂計算を中核とした一般化応答スペクトル解析法(Generalized Response Spectrum Analysis, GRSA¹⁰⁾)を提案している。低自由度系を用いて高速化したNLRHAと比べて, GRSAはダンパーを配置した任意形状の立体モデルの部材応答や立体的な応答も高速に地震応答評価できるため,

その応答値により等値線図を作成し有望な設計解候補を選定する構造計画法は, 将来誕生する未知の免震構造にも適用できて汎用的と考えられるが, 同様な試みは未だ少ない。既往¹¹⁾のGRSAは制振ブレースに特化しており, 免震部材と免震構造への拡張も必要である。

そこで本研究はGRSAを様々な免震構造の立体モデルの応答評価に拡張し, その上でGRSA応答値の等値線図に基づく設計法を提案することを目的とする。初めの2章では免震部材と免震構造に拡張したGRSAの詳細とGRSA応答値の等値線図に基づく提案設計手法を述べる。次の3章では簡易立体モデルを対象に免震構造に対するGRSAの基本的な精度を検証する。続く4章, 5章, 6章では長周期超高層建物の基礎免震, 下部構造に制振部材を有する中間層免震や屋根免震を対象に提案手法の設計例を示し, 設計解の特性を分析する。なお, 本研究はGRSAに基づく免震構造の設計法の提案と試行に着目し, 構造計画としての各免震構造の是非は議論しない。

2. 一般化応答スペクトル解析法(GRSA)に基づく免震構造の設計手法

2.1 拡張部分を含めたGRSAの計算ルーチン

Fig. 1にGRSAの計算ルーチンを示す。本研究のGRSAの拡張部分は, (a)免震支承+弾塑性ダンパーの複素剛性要素の導入, (b)免震および制振用オイルダンパーの等価線形粘性要素の導入, (c)等価線形粘性要素の付加減衰行列の更新手続きの導入, (d)事前に与える応答スペクトルの種類変更, (e)長周期帯対応に向けた減衰効果係数 D_h の変更であり, 以下に拡張部分を含めた手続きの概要を述べる。

Fig. 1に示すように, GRSAは, (1)非比例減衰系の複素固有値解析と応答スペクトル法から部材の変形と速度のモード重合応答値を計算し, (2)計算値から複素剛性要素と等価線形粘性要素の諸元を更新し, (3)モード重合応答変位ベクトルをノルム化した微分係数が公

^{*1} 東京工業大学建築学系 助教・博士(工学)^{*2} 元 東京工業大学 大学院生・修士(工学)(現 ㈱日建設計)^{*3} 東京工業大学建築学系 教授・博士(工学)Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng. (NIKKEN SEKKEI LTD)
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

差(本論は 1.0)を下回る, または繰返し回数が制限値(本論は 10 回)に達するまで収斂計算し, (4)部材力を含む各種最大応答値を決定する。複素固有値問題は式(1)と Arnoldi 法と QR 法で解く。

$$\begin{pmatrix} -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}_{eq} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}_{eq} \\ \mathbf{I} & \mathbf{0} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda \{\phi\} \\ \{\phi\} \end{Bmatrix} = \lambda \begin{Bmatrix} \lambda \{\phi\} \\ \{\phi\} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここに $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}_{eq}$, $\mathbf{K}_{eq}$ は系全体の質量, 等価減衰, 複素剛性行列であり, $\mathbf{I}$ は単位行列, λ は複素固有値, $\{\phi\}$ は複素固有ベクトルである。

応答スペクトル法のモード重畳は式(2)の修正 CQC 法¹²⁾を用いる。

$$R_{CQC} = \sqrt{\sum_{s=1}^n \sum_{r=1}^n B_s B_r S_s(\omega_s, \xi_s) S_r(\omega_r, \xi_r) \cos(\theta_s - \theta_r) \rho_{sr}} \quad (2)$$

ここに s と r はモード番号, ξ はモード減衰比, ρ は各種モード相関係数, ω は固有円振動数, S は応答スペクトル値, $B = |\text{Re}(\lambda^* \beta \phi) / \sin(\theta)|$, $\theta = \tan^{-1}(-\text{Re}(\lambda^* \beta \phi) / \text{Re}(\beta \phi))$, λ は複素固有値, β は複素刺激係数, ϕ は複素固有ベクトル成分, $*$ は複素共役である。複素剛性を含む非比例減衰系の固有値選択と修正 CQC 法適用の理論は既報¹⁰⁾に示す。

主要な減衰比 ξ_0 の応答スペクトル値($\xi_0 = 1, 2, 3, 5, 10, 15, 20, 30\%$)は外部ファイルから 0.01 秒刻みの離散値データとして事前に与え, 任意減衰比 ξ の応答スペクトル値は, 減衰比の近い上記の値に減衰効果係数 D_h を乗じて換算し, 周期刻み間の値は線形補間する。ただし, 本研究では応答スペクトルは個別に与え, 疑似応答スペクトルは用いない。また, D_h は長周期帯に対応した式(3)を用いる¹³⁾。ここに $D_{h0} = \sqrt{(1 + \alpha \xi_0) / (1 + \alpha \xi)}$ であり, 本研究は $\alpha = 75$ (模擬波)を用いる。

$$D_h = \begin{cases} (D_{h0} - 1)(5T) + 1 & (0 \leq T < 0.2) \\ D_{h0} & (0.2 \leq T < 2.0) \\ D_{h0} \{ \sqrt{\xi / \xi_0} (T - 2) / 40 + 1 \} & (2.0 \leq T < 8.0) \end{cases} \quad (3)$$

2.2 免震支承+弾塑性ダンパーの複素剛性要素

振幅依存型の弾塑性減衰は複素剛性で模擬する。本研究では重層系の平面・立体架構から水平 2 方向の振動特性が卓越する場合もある空間構造物への適用までを考慮し, 免震支承+弾塑性ダンパーの複素剛性要素は MSS 要素¹⁴⁾に基づき構築する。Fig. 2 に MSS 要素の概要を示す。MSS 要素は単軸の復元力特性を分割した等価せん断バネを等角度に n 本配置した要素であり, 両端 2 節点の相対変位に対して 2 方向相互作用を考慮した復元力を発揮する。複素 MSS 要素は各方向のバネ毎に複素剛性を評価し, ベクトル分解して全体座標系に統合する。 x - y 平面上の要素剛性行列は式(4)に示す。複素 MSS 要素は 1 軸($n = 1$)や直交 2 軸($n = 2$)の複素せん断バネ要素としても使用できる汎用要素である。本論では $n = 16$ とし, 単純バイリニア型の復元力特性を扱い, 鉛直荷重による履歴変動は考慮しない。

$$\sum_{j=1}^n \left(a_j + i b_j \text{sgn} \omega_e \right) k_0 \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_j & \cos \theta_j \sin \theta_j \\ \cos \theta_j \sin \theta_j & \sin^2 \theta_j \end{bmatrix} \quad (4)$$

ここに j はバネ番号, θ は x 軸からの角度, a は等価剛性係数, b はエネルギー吸収係数, $\text{sgn} \omega_e$ は仮想外力円振動数の符号関数, k_0 は単軸の初期剛性 K_0 を n 分割した MSS 要素の等価せん断剛性である。

Table 1 にバイリニア型履歴の複素剛性関係式を, Fig. 3 に要素減衰比 ξ -塑性率 μ 関係を示す。ここに $\gamma_K = \{1 + p(\mu - 1)\} / \mu$ は最大点割線剛性比, $\gamma_E = (4/\pi)(1 - p)(\mu - 1) / \mu^2$ はエネルギー吸収比, p は 2 次剛性比である。複素 MSS 要素の各バネはベクトル分解したモード重畳応答値より μ を計算する。Table 1 に示すように, 複素剛性関係式は, 既報¹¹⁾に引続き最大点剛性法¹⁵⁾(GSM)と平均減衰法¹⁶⁾(ADM)を用いる。一方, プレース型弾塑性ダンパー¹¹⁾と異なり, 免震用の弾塑

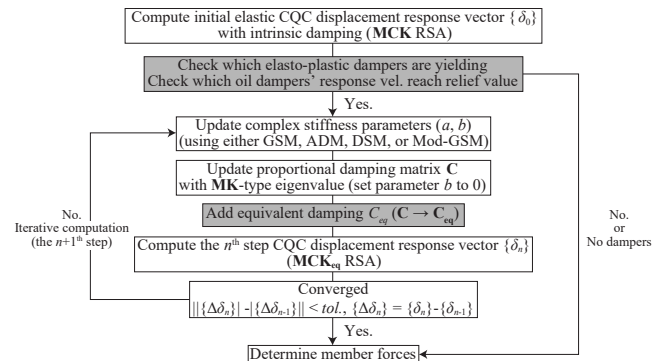


Fig. 1 Flowchart of an extended GRSA routine

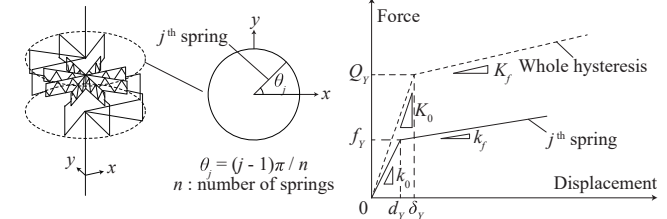


Fig. 2 Schematic image of Multiple-shear-spring element model

Table 1 Parameter formulations for complex stiffness

Method series	a	b	ξ
Geometrical stiffness method (GSM) ¹⁵⁾	γ_K	γ_E	$\frac{\gamma_E}{2\gamma_K}$
Average damping method (ADM) ¹⁶⁾	γ_K	$2\gamma_K \xi$	$\frac{1}{\mu} \int \frac{\gamma_E}{2\gamma_K}$
Modified-GSM (Mod-GSM)	γ_K	$2\gamma_K \xi$	$\frac{\kappa \gamma_E}{K_0^* \text{peak}} / (2\gamma_K)$ ($\mu < \mu_{\text{peak}}$) $K_0^* \text{peak}$ ($\mu \geq \mu_{\text{peak}}$)

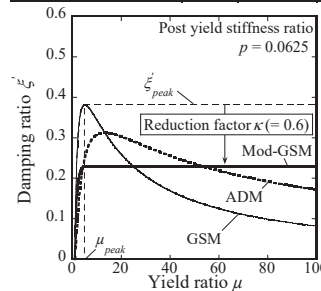


Fig. 3 Element damping ratio of complex stiffness

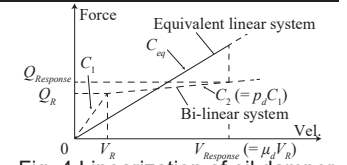


Fig. 4 Linearization of oil damper

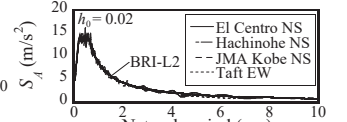


Fig. 5 Response spectra

性ダンパーは μ が数十を超える場合がある。Fig. 3 に示すように, この μ 範囲では複素剛性の等価剛性 a と要素減衰比 b が同時に減少し, GSM の変位応答評価が過大安全側になりやすく, 既報では ξ を最大値 $\xi_{\text{peak}} = 2(1 - \sqrt{p}) / \{\pi(1 + \sqrt{p})\}$ から一定とすると精度が改善する知見が得られた¹⁰⁾。本研究では, さらに係数 κ を用いて ξ を一律に低減する修正 GSM(本論は $\kappa = 0.6$, 付録 1 参照)を提案して比較する。

2.3 免震および制振用オイルダンパーの等価線形粘性要素

Fig. 4 にオイルダンパーの荷重速度関係を示す。ここに p_d は 2 次減衰係数比, μ_d はリリース率である。オイルダンパーは油圧を制限する機構により, 部材速度がリリース速度 V_R に達すると減衰係数が低減される非線形粘性要素とする。本研究では, オイルダンパーを等価な減衰係数 C_{eq} を有する線形粘性要素として模擬する。 C_{eq} は最大速度時の吸収エネルギー量の等価性に基づく式(5)で評価する¹³⁾。

$$C_{eq} = \{(p_d \mu_d - p_d + 1)^2 + p_d - 1\} C_1 / (p_d \mu_d^2) \quad (5)$$

GRSA において μ_d はモード重畳した速度応答値を最大応答値として計算する。なお, 本研究では, 粘性要素は両端 2 節点の相対速度の 1 乗に対して減衰力を発揮する単純ダッシュポットとしてモデル化して接合部剛性は考慮しない。また, ダンパーは軸方向に減衰力を発揮するプレース型と, せん断方向に減衰力を発揮するせん断型

を想定し、免震層では免震支承を模擬する MSS 要素と同じ座標に 2 方向配置する。対象とするオイルダンパーの諸元は免震用で $V_R = 320 \text{ mm/s}$, $p_d = 0.0678$, 制振用で $V_R = 32 \text{ mm/s}$, $p_d = 0.0299$ とする。

2.4 GRSA に基づく免震構造の設計手法

高速な GRSA のパラメータ検討に基づく設計法を提案する。具体的には、(1)GRSA の近似応答値の等値線図を複数作成し、(2)設計基準を満たす設計候補(変位を小さくする解など)を決め、(3)NLRHA を用いて応答を検証し、(4)設計基準を超える場合は次の候補を解く。本研究では Python スクリプトを用いて GRSA をバッチ並列処理して等値線図を作成する。本研究は実務者らが等値線図上で動的応答特性を確認しながら、対話的に免震構造を設計する手法の提案に着目する一方、数値最適化¹¹⁾も適用できる。4 章以降の設計基準は免震層変位 600mm, 下部構造の層間変形角 1/100rad とする。なお、建築計画上層剛性が相対的に低くなる層が特定できる範囲であれば、特定層の剛性を設計変数とし、応答変形の偏差値や標準偏差の等値線図によって上部構造の応答変形を制御する設計も可能である。

2.5 入力地震動

Fig. 5 に本論に用いる入力地震動を示す。本論では、一様な入力レベルにおける地震応答を検証するため、文献 7)と 17)に作成方法が記されている設計用スペクトル BRI-L2 に位相適合した El Centro NS, Hachinohe NS, JMA Kobe NS, Taft EW の模擬地震動を用いる。本研究の NLRHA は幾何学的非線形性を考慮し、数値積分法は Newmark

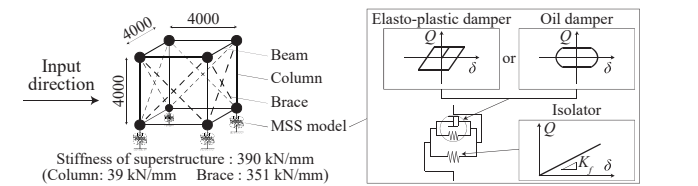


Fig. 6 Single-story base isolation model schematics

Model	Elasto-plastic Damper (EP)	Oil Damper (OD)
T_f (s)	1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0	
T_0 (s)	0.1, 0.3, 0.7, 1.0	
α_Y	0.01, 0.03, 0.05, 0.1, 0.2, 0.3	
h_{eq}		0.02, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4

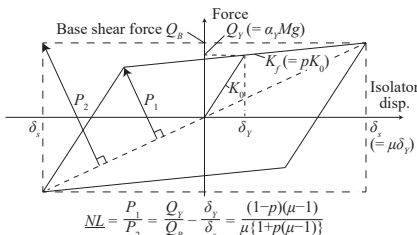


Fig. 8 Definition of Non-linearity factor NL

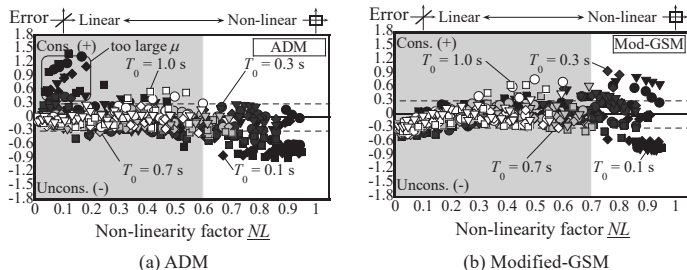


Fig. 9 GRSA Errors (Disp. of isolators) vs. non-linearity factor NL

β 法($\beta = 1/4$)を用いる。比例減衰行列は初期剛性行列(免震層の剛性は除く)と質量行列に基づく Rayleigh 型とし、卓越上位 2 モードの初期減衰比を 2%とする。また、3 章以降の数値モデルでは、主架構は線形弾性とし、免震・制振部材のみ材料非線形性を考慮する。

3. 免震構造に対する GRSA の基本的精度と複素 MSS 要素の適用範囲

まず、1 層基礎免震構造物を対象に GRSA の基本的な精度を検証し、複素 MSS 要素の適用範囲を確認する。Fig. 6 に対象モデルを示す。主架構は 1 辺 4m の整形な鋼構造立体骨組であり、自重を含めた 10 kN/m^2 相当の節点質量を与える。Table 2 に免震層諸元を示す。免震層に弾塑性ダンパーを設置したモデル(EP モデル)のパラメータは、免震支承のみの接線周期 T_f , 免震支承+ダンパーの初期剛性による固有周期 T_0 , ダンパーの降伏せん断力係数 α_Y とする。免震層にオイルダンパーを設置したモデル(OD モデル)のパラメータは、 T_f と付加減衰比 h_{eq} とする。なお、以上の検討パラメータは、便宜的に上部構造を剛体の質点と見做した等価 1 自由度系上の理論値である。

Fig. 7 に EP モデルの最大応答値の比較を示す。同図の Cons.(+)は GRSA が安全側評価, Uncons.(-)は危険側評価を示す。初期固有周期 T_0 が短周期($T_0 = 0.1 \text{ s}, 0.3 \text{ s}$)の場合では修正 GSM, 長周期($T_0 = 0.7 \text{ s}, 1.0 \text{ s}$)の場合では ADM の精度が良い。2.2 節で述べたように、特に GSM は免震層変位を過大安全側に評価する傾向にある。

そこで非線形係数 NL ¹⁸⁾を指標として複素 MSS 要素に適用する複素剛性関係式の適用範囲を検証する。 NL は免震層全体のバイリニア型復元力特性の非線形性を表す指標として知られる(例えば 1), 18)。Fig. 8 に NL の定義を示す。 NL は点線の長方形面積に対する実線の履歴面積の比であり、 $0.0 \leq NL \leq 1.0$ となる。特に NL が大きい場合で

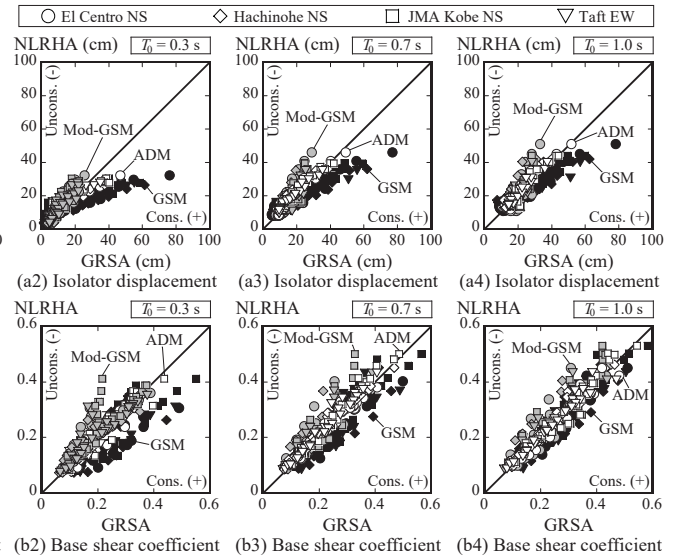


Fig. 7 Comparison of GRSA and NLRHAs (EP)

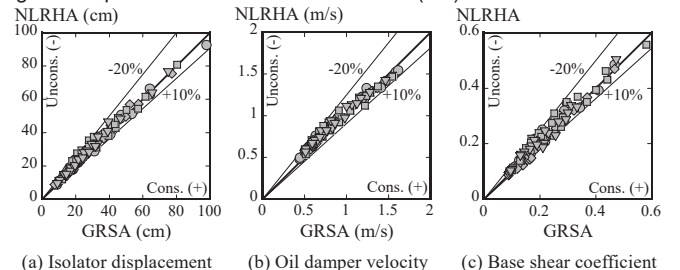


Fig. 10 Comparison of GRSA and NLRHAs (OD)

は、初期剛性または除荷弾性剛性の時の固有振動特性の高次モード応答が励起され、最大変形点割線(等価)剛性時の固有振動特性に基づく応答評価値がNLRHAに対して過小評価となりやすい¹⁸⁾。

Fig. 9に免震層変位に対するGRSAの誤差量とNLRHAより得られた非線形係数 NL の関係を示す。同図(a)に示すように、ADMでは NL が0.6より大きいと危険側評価になる傾向がある。特に $T_0=0.1s$ のADMでは、小さな NL で過大安全側評価となる。これは免震層塑性率が過大な状態($\mu \geq 1000$)と対応し、等価剛性と要素減衰比が同時に低下する領域とも対応する。これは特に弾塑性として摩擦を模擬する場合(降伏変位を非常に小さく設定)に生じやすい。同図(b)に示すように、修正GSMでは同様な場合も評価精度は良い。 NL が0.7までの範囲ならば概ね誤差30%の範囲に収まる。以上より概ね誤差30%程度の評価精度を保つため、ADMは $\mu \leq 1000$ かつ $NL \leq 0.6$ 、修正GSMは $NL \leq 0.7$ を適用範囲と定める。4章以降の設計例では、免震層2次剛性比 $p \geq 1/16$ を検討範囲としてADMを用いる。この範囲では $NL \leq 0.6$ となる(Fig. 8中の式より計算可能)。

Fig. 10にEPモデルの最大応答値の比較を示す。免震支承とオイルダンパーのせん断力には位相差が生じるため、GRSAの応答評価では、両者の二乗和平方として免震層の最大せん断力を算出する¹⁹⁾。同図に示すように、概ね誤差-20~+10%の範囲に収まる。なお、応答加速度や観測地震波原波に対する評価は付録3に示す。

4. 長周期の超高層基礎免震構造の試設計

高次振動モードの影響を含め1自由度系への置換が難しい超高層基礎免震建物について提案設計手法による試設計を行い、設計解を分析する。Fig. 11に対象モデルを示す。対象は2×4スパン、アスペクト比5.0、30層の鋼構造立体骨組である。同建物は固定荷重10kN/m²とし、台形分布の水平剛性を有するように許容応力度設計し

た。免震層固定時の固有周期は3.6s(=0.03×軒高)であり、上部構造と免震層を剛体1質点に置換できる2.5倍以上の周期比¹⁾を実現するには、免震層の接線周期 $T_f \geq 9.0s$ とする必要があり、標準的な簡易設計法¹⁾の適用は容易でない。同様な事例は文献9)などが挙げられる。本章は超高層建物を基礎免震構造として設計する。Table 3に免震層諸元を示す。免震層は $T_f=4.0\sim 7.0s$ (上部構造を剛体1質点と見做した等価1自由度系上の理論値)とし、弾塑性ダンパーを配置する設計(EP)と、オイルダンパーを配置する設計(OD)を検討する。

4.1 GRSAの等値線図を用いた設計候補の選定

Fig. 12に弾塑性ダンパーを配置する設計について、Fig. 13にオイルダンパーを配置する設計についてGRSAの近似応答値の等値線図を示す。図中網掛け部は設計基準(1/100rad)以下の範囲を示している。同図は全ての入力地震動の最大応答値のうち、最も大きい値を示している。同図らに示すように、接線周期 T_f が長いほど免震層変位は大きくなり、最大層間変形角およびベースシア係数は応答低減でき

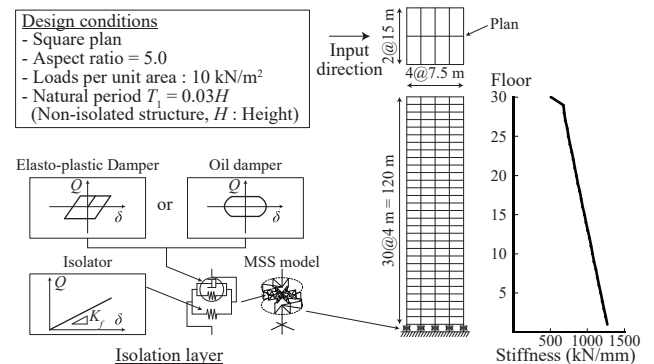
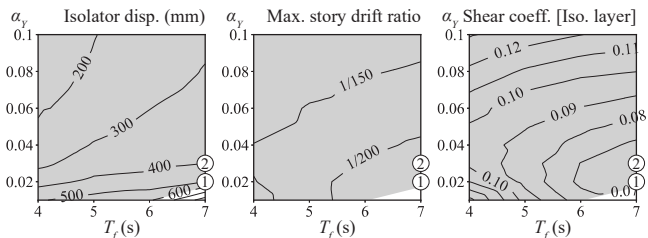


Fig. 11 30-story base isolation model
Table 3 Parameters of the isolation story

Model	Elasto-plastic damper (EP)	Oil damper (OD)
T_f (s)	4.0, 5.0, 6.0, 7.0	
α_y	0.01 ~ 0.10 @0.01	
h_{eq}		0.05 ~ 0.35 @0.05



(a) Isolator displacement (b) Max. story drift ratio (c) Shear coeff. [Iso. layer]
Fig. 12 Response contour plots calculated by GRSA (Max., EP)

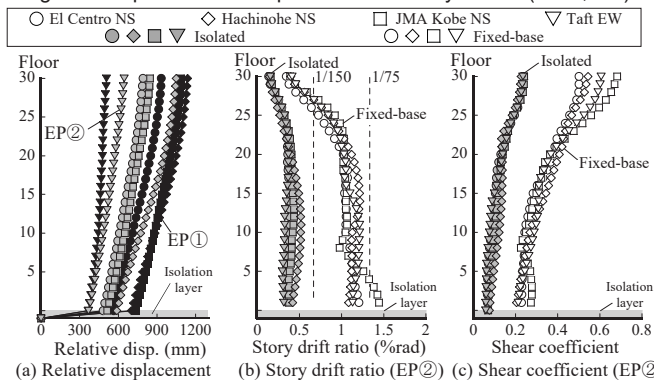
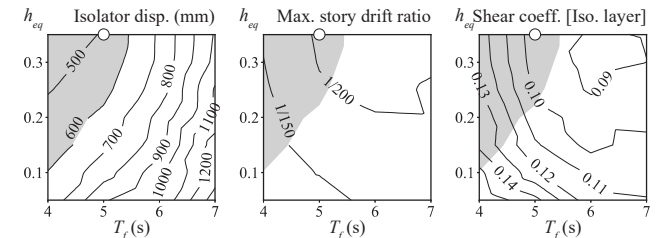


Fig. 14 Seismic responses calculated by NLRHA (EP)

Table 4 Modal properties (EP, $T_f = 7.0$ s, $\alpha_y = 0.03$)

El Centro NS, Initial → After GRSA	1 st mode	2 nd mode	3 rd mode
Natural period (s)	3.93 → 5.65	1.36 → 1.76	0.77 → 0.86
Damping ratio	0.02 → 0.20	0.02 → 0.07	0.03 → 0.05



(a) Isolator displacement (b) Max. story drift ratio (c) Shear coeff. [Iso. layer]
Fig. 13 Response contour plots calculated by GRSA (Max., OD)

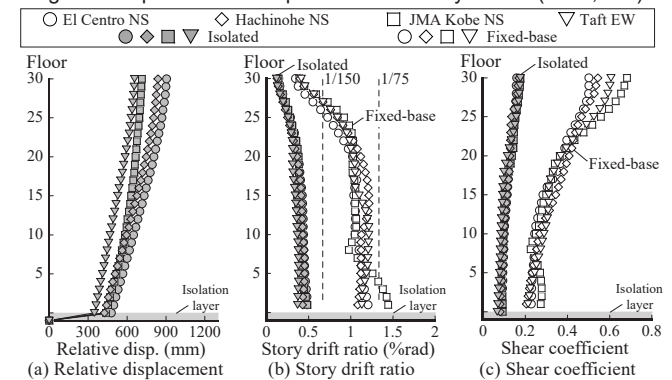


Fig. 15 Seismic responses calculated by NLRHA (OD)

Table 5 Modal properties (OD, $T_f = 5.0$ s, $h_{eq} = 0.35$)

El Centro NS, Initial → After GRSA	1 st mode	2 nd mode	3 rd mode
Natural period (s)	5.74 → 5.87	1.69 → 1.73	0.83 → 0.85
Damping ratio	0.22 → 0.16	0.22 → 0.16	0.17 → 0.12

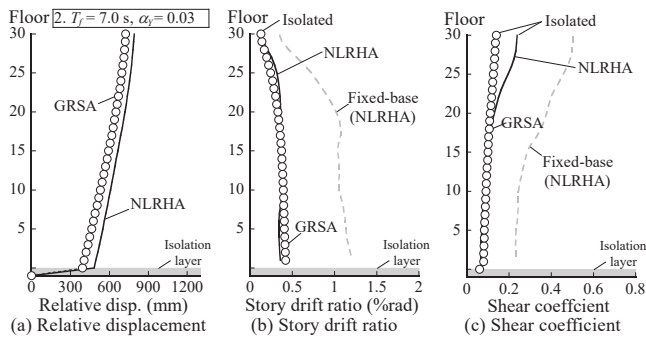


Fig. 16 Comparison of GRSA and NLRHAs (El Centro NS, EP)

る傾向にある。そこで図中の網掛け範囲で最大層間変形角とベースシア係数をできるだけ小さくできる免震層パラメータ (Fig. 12 と Fig. 13 の○マーカー) を設計解候補とする。

4.2 NLRHA を用いた設計解候補の応答値の確認

Fig. 14 に弾塑性ダンパーを配置する設計解候補の NLRHA の結果を示す。同図(a)に示すように、最大層間変形角とベースシアを最小化する $T_f = 7.0$ s, $\alpha_\gamma = 0.02$ の候補 EP①では免震層最大変位が設計基準を超える。そこで次に 2 番目に最小化できる $T_f = 7.0$ s, $\alpha_\gamma = 0.03$ の候補 EP②を解く。同図(b)(c)に示すように、候補 EP②の応答値は設計基準を満たし、非免震時と比べて最大層間変形角は 1/69rad から 1/193rad に最大層せん断力係数は 0.68 から 0.24 に応答低減できた。Table 4 に設計解候補 EP②の GRSA の前 (Initial) と後 (After GRSA) の卓越固有振動特性の変動を示す。GRSA 後の固有周期は収束計算後の等価剛性を用いて計算している。GRSA の前後で比較すると 1 次だけでなく、2 次、3 次モードも長周期化し、さらにモード減衰比が増大していることが分かる。

Fig. 15 にオイルダンパーを配置する設計解候補 ($T_f = 5.0$ s, $h_{eq} = 0.35$) の NLRHA の結果を示す。同図(a)に示すように、オイルダンパーを配置する設計では、1 度の試行で設計基準を満たす免震層 (最大変位 480mm) を設計できた。同図(b)(c)に示すように、最大層間変形角は 1/69rad から 1/206 rad に、最大層せん断力係数は 0.68 から 0.18 に応答低減された。Table 5 に GRSA 前後の卓越固有振動特性を示す。1 自由度系理論値の $T_f = 5.0$ s に対して、実際の 1 次固有周期は 5.74s である。これは免震層の水平移動と上部構造の 1 次モードが連成するためである。なお、オイルダンパーの減衰係数の低下を考慮すると、1 次モード減衰比は GRSA 前後で約 70% まで低下する一方、高次モードでは 10% 以上の付加減衰を獲得できることが分かる。

Fig. 16 と Fig. 17 に、El Centro NS 波入力を例に最終設計解の NLRHA と GRSA の比較を示す。Fig. 16 に示すように、EP②では、高層のせん断力係数がやや危険側評価となっている。これは 3 章と同様に免震層が初期剛性または除荷弾性剛性の時に高層のせん断力係数が最大となるためである (付録 2)。一方、Fig. 17 に示すように、オイルダンパーを配置した場合は誤差 6% 以内で応答評価できた。

以上に示すように、GRSA の等値線図に基づく提案設計法を用いることで、少ない NLRHA の試行回数で最適な免震構造が計画できる。

5. 下部構造に制振部材を有する中間層免震構造の試設計

下部構造に制振部材を有する中間層免震構造について、提案設計手法を用いた試設計を行い、同免震構造の動的応答特性を分析する。中間層免震構造では、下部構造の応答加速度が低減されず、下部構

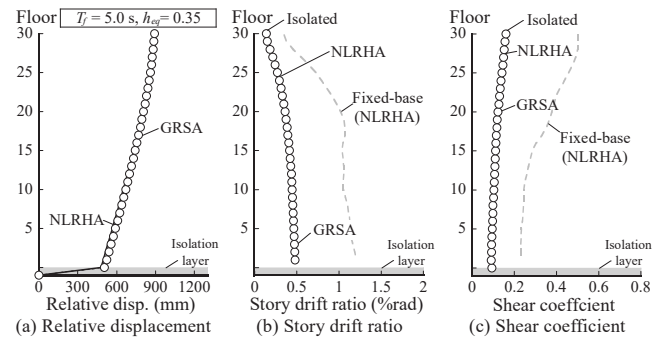


Fig. 17 Comparison of GRSA and NLRHAs (El Centro NS, OD)

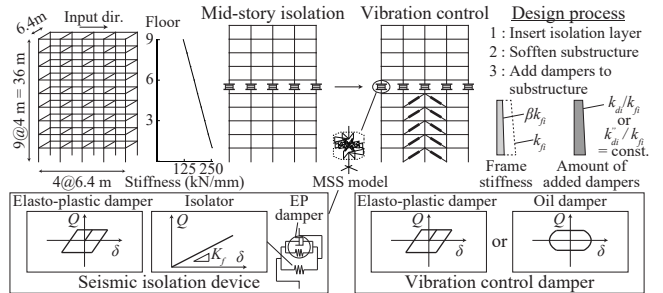


Fig. 18 9 stories mid-story isolation model schematics

Table 6 Parameters of the isolation story and damper braces

Isolation layer	Sub-structure	Elasto-plastic damper (EP)	Oil damper (OD)
The position of isolation layer	2F, 5F, 8F	β	0.1 ~ 1.0 @0.1
T_f (s)	4.0	α_γ	0 ~ 0.20 @0.02
α_γ	0.01 ~ 0.20 @0.01	h_{eq}	0 ~ 0.10 @0.01

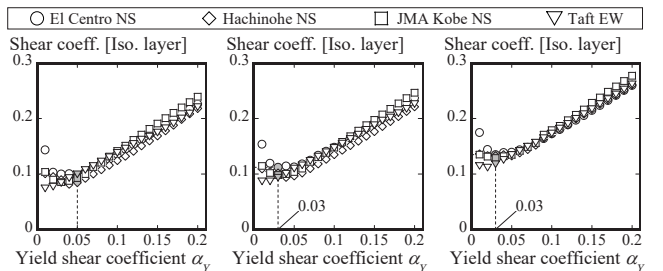


Fig. 19 Relationship between α_γ and shear coefficient of isolation layer with no dampers in substructures (GRSA)

造に制振部材を追加する事例 (例えば 8) がある。このとき文献 13) に示されるように、下部構造の剛性を低下させることでダンパー効果を高められると考えられるが、適切な下部構造の剛性とダンパー諸元の関係は不明であり、効率的な設計手法が確立されていない。剛性低下は変形増大を招くため、実務者の間でも議論となっている。なお、5 章と 6 章では、上部構造を TMD と見立てた設計は検討していない。

5.1 免震層設計と下部構造の制振設計の概要

Fig. 18 に対象モデルを示す。対象は 1×4 スパン、9 層の鋼構造立体骨組である。同建物は自重を含めた 10 kN/m² の固定荷重に対して許容応力度設計し、さらに検討対象とする長手方向の各層水平剛性が台形分布となるように部材断面を決定している。免震構造を導入する前の 1 次固有周期は 1.08 s (0.03×軒高) である。本章では、2 層、5 層、8 層上部を免震層として設計した後に、下部構造の応答加速度を低減する制振設計を検討する。各モデルは n 層免震と称する。Table 6 に免震・制振部材の検討パラメータを示す。免震層は弾塑性ダンパーを配置し、免震支承のみの接線周期 T_f は 4.0 s、免震支承+弾塑性ダンパーの初期剛性に対する固有周期 T_0 は 1.0 s と設計する。

下部構造の制振設計では、下部構造の主架構剛性倍率 β 、1 層に導

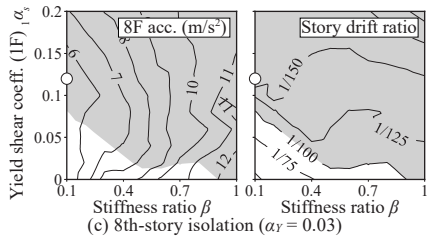
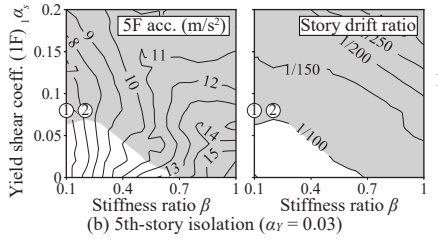
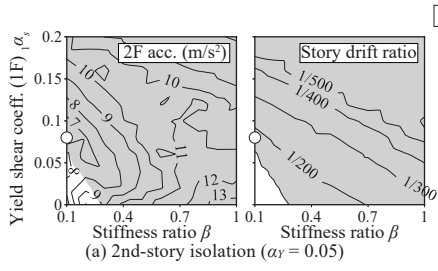


Fig. 20 Response contour plots calculated by GRSA (Max., EP)

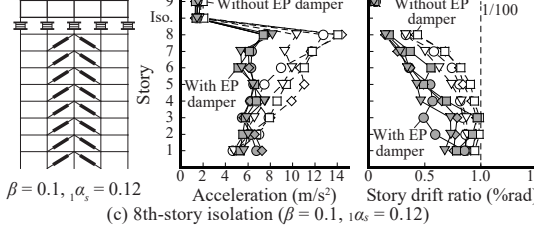
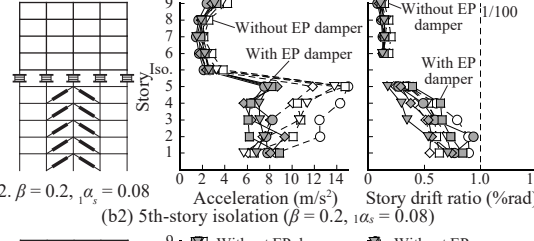
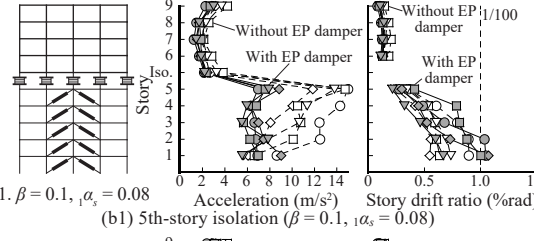
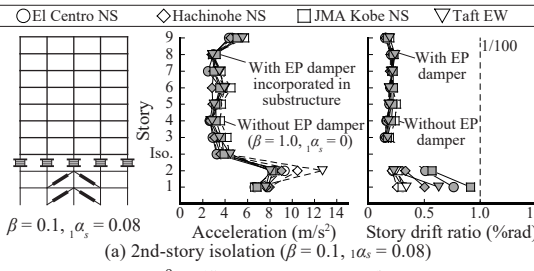


Fig. 21 Comparison of NLRHA results with or without elasto-plastic damper incorporated in substructure

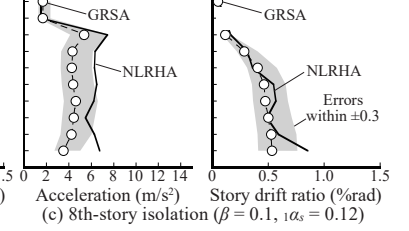
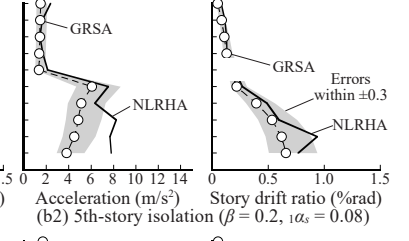
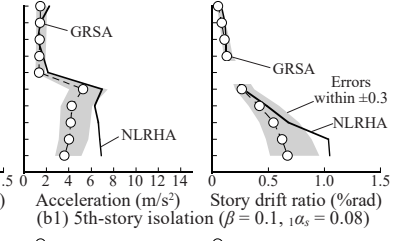
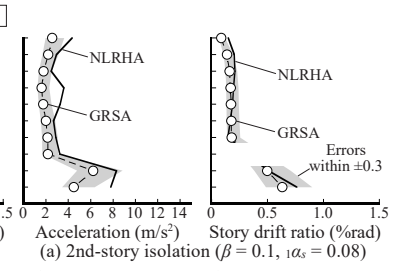


Fig. 22 Comparison of GRSA and NLRHA (EI Centro NS, EP)

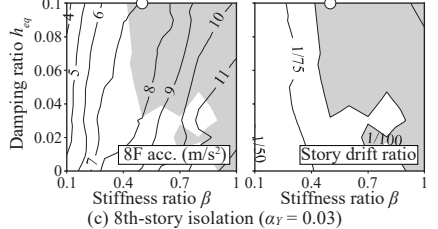
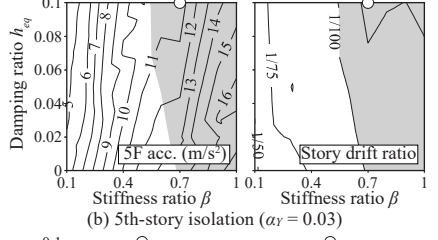
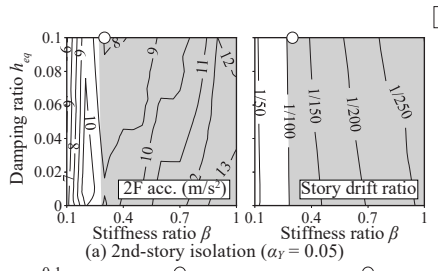


Fig. 23 Response contour plots calculated by GRSA (Max., OD)

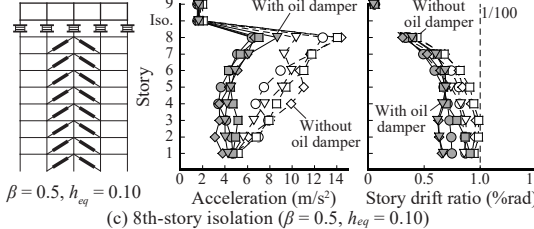
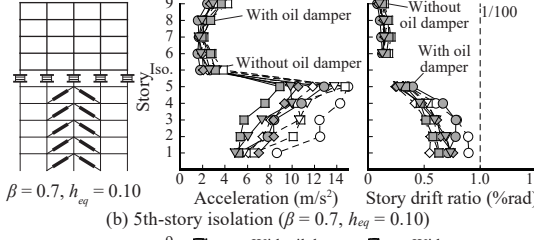
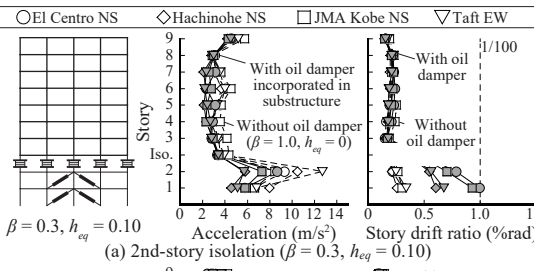


Fig. 24 Comparison of NLRHA results with or without oil damper incorporated in substructure

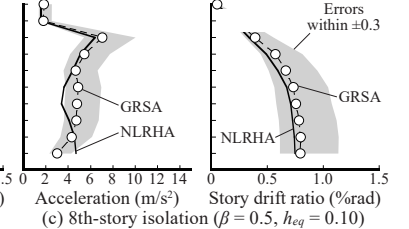
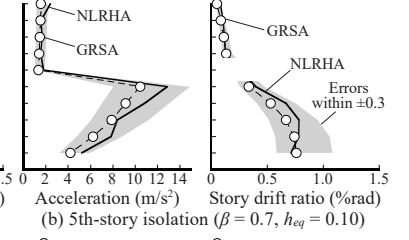
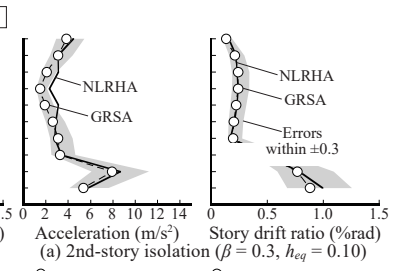


Fig. 25 Comparison of GRSA and NLRHA (EI Centro NS, OD)

入する弾塑性ダンパーの降伏せん断力係数 $1\alpha_s$, オイルダンパーの付加減衰比 h_{eq} を主要パラメータとする。Fig. 18 に示すように、各層のダンパー諸元は、1 層のダンパー諸元 $1\alpha_s$ やオイルダンパーの h_{eq} を基として、 $\beta=1.0$ の主架構剛性分布に比例するように(弾塑性ダンパーでは弾性剛性比 k_{di}/k_{fi} 一定、オイルダンパーでは損失剛性比 k_{di}''/k_{fi} 一定)決定する。下部構造はブレース型の弾塑性ダンパー(降伏層間変形角 $1/750\text{rad}$, $p=0.02$, ADM の複素剛性関係式を使用)またはオイルダンパーを配置する設計を想定し、それぞれを EP モデルまたは OD モデルと称する。

5.2 GRSA に基づく免震層の設計

初めに免震層を設計する。Fig. 19 に下部構造非制振時のモデルを対象に、GRSA より得られた免震層せん断力-弾塑性ダンパー降伏せん断力係数 α_Y 関係を示す。同図に示すように、免震層は入力 4 波の免震層せん断力係数が最小化できる $\alpha_Y=0.05$ (2 層免震), $\alpha_Y=0.03$ (5 層免震, 8 層免震)と設計する。なお、免震層を決定してから下部構造を設計する手順は、上部構造のための免震層を最適に設計した後下部構造の応答制御が必要になった状況を想定している。

5.3 GRSA の等値線図に基づく設計解候補の選定

次に下部構造を設計する。Fig. 20 と Fig. 23 に GRSA の近似応答値の等値線図を示す。図中網掛け部は設計基準($1/100\text{rad}$)以下の範囲を示している。ダンパーの種類に依らず、全体的に下部構造の主架構剛性比 β が低下する(相対的に下部構造を柔らかく設計する)と、下部構造の応答加速度が低減され、代わりに層間変形角が増大する。

ただし、弾塑性ダンパーの場合では、ダンパー導入が下部構造の剛性増大となるため、Fig. 20 に示すように、 $\beta=0.1$ 程度まで下部構造剛性を低下させないと応答加速度は最小化できない。また、下部構造の層数に比例して最適な必要ダンパー耐力(Fig. 20 中の 1 層の降伏せん断力係数 $1\alpha_s$)は増大する傾向にある。一般的な制振設計¹³⁾と同様、弾塑性ダンパーの導入量を増やすと層間変形角はより低減されるが、過剰に導入すると応答加速度はかえって増幅する。これに対しオイルダンパーを付加する場合では、Fig. 23 に示すように、 $\beta=0.3\sim 0.7$ 程度で応答加速度は最小化できる。また、下部構造の層数に関係なく、オイルダンパーの導入量(Fig. 23 中の h_{eq})が多いほど応答加速度は低減される。そこで応答加速度を最小化する設計パラメータ(Fig. 20 と Fig. 23 の○マーカー)を設計解候補とする。このように提案手法を用いると、標準的な設計法が確立されていない免震構造でも視覚的に効率よく計画できる。なお、本検討の上部構造は免震層によって十分に応答低減されており、下部構造の制振設計に対して上部の応答は殆ど変化していないことを確認している。なお、躯体や内装の損傷制御の観点からは、設計基準を $1/150\sim 1/200\text{rad}$ 程度以下とする必要があり、その場合は β を高める必要がある。

5.4 NLRHA を用いた設計解候補の応答値の確認

Fig. 21 に下部構造に弾塑性ダンパーを導入する場合の設計解候補の NLRHA の結果を示す。Fig. 21(a)(c)に示すように、2 層免震モデルと 8 層免震モデルでは、1 度の試行により、下部構造の層間変形角を $1/100\text{rad}$ 以下に抑えながら、2 層免震モデルでは 12.7 m/s^2 から 9.0 m/s^2 , 8 層免震モデルでは 14.4 m/s^2 から 8.2 m/s^2 に応答加速度を低減する設計ができた。一方、Fig. 21(b1)(b2)に示すように、5 層免震モデルでは、設計解の決定に数度の試行を必要としたが、同様に応答加速度を 15.0 m/s^2 から 9.3 m/s^2 に低減できている。Fig. 22 に

設計解候補の NLRHA と GRSA の比較を示す。一部に危険側評価はあるが、概ね誤差 30%以内(同図の灰色の塗り潰し部)で評価できた。

Fig. 24 に下部構造にオイルダンパーを導入する場合の設計解候補の NLRHA の結果を示す。Fig. 24(a)~(c)に示すように、どのモデルにおいても、1 度の試行で下部構造の層間変形角を $1/100\text{rad}$ 以下に抑えながら、2 層免震モデルでは 12.7 m/s^2 から 8.7 m/s^2 , 5 層免震モデルでは 15.0 m/s^2 から 12.8 m/s^2 , 8 層免震モデルでは 14.4 m/s^2 から 8.7 m/s^2 に応答加速度を低減する設計ができた。Fig. 25 に設計解候補の NLRHA と GRSA の比較を示す。応答加速度、層間変形角ともに誤差 30%以内で応答評価できている。

6. 下部構造に制振部材を有する屋根免震構造の試設計

最後に下部構造に制振部材を有する屋根免震構造について、提案設計手法を用いた試設計を行い、同免震構造の動的応答特性を分析する。同免震構造においても、下部構造の応答加速度が低減されない傾向が確認されている⁷⁾。本章は 5 章と同様な手続きにより、下部構造の応答加速度を低減する制振設計を検討する。

6.1 免震層設計と下部構造の制振設計の概要

Fig. 26 に対象モデルを、Table 7 に建物規模を、Table 8 に各層の質量と水平剛性を示す。対象はスパン $L=150\text{ m}$ の支持架構付き免

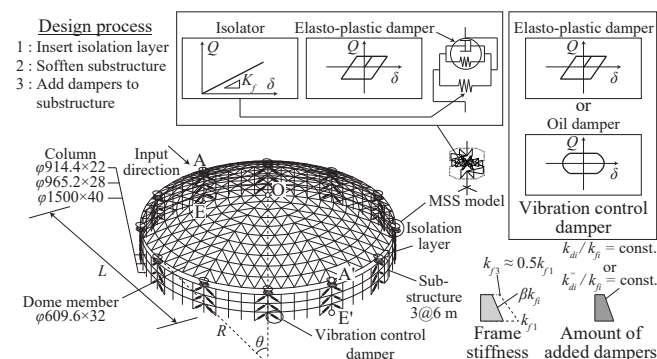


Fig. 26 Seismically isolated lattice dome model schematics

Table 7 Dome dimensions

Half subtended angle θ (deg.)	30
Span of the dome L (m)	150
Radius of the dome R (m)	150
Rise of the dome H_R (m)	20.1
Ridge member length l (m)	7.9

Table 8 Model properties

	Mass (t)	Stiffness (kN/mm)
RF	6894	
3F	1253	4198
2F	1395	6191
1F	1395	8358

Table 9 Parameters of seismically isolated lattice dome models

Isolation layer	Sub-structure	Elasto-plastic damper (EP)	Oil damper (OD)
T_f (s)	3.0	β	$0.1 \sim 1.0 @ 0.1$
T_0 (s)	1.0	$1\alpha_s$	$0 \sim 0.20 @ 0.02$
α_Y	$0.01 \sim 0.20 @ 0.01$	h_{eq}	$0 \sim 0.10 @ 0.01$

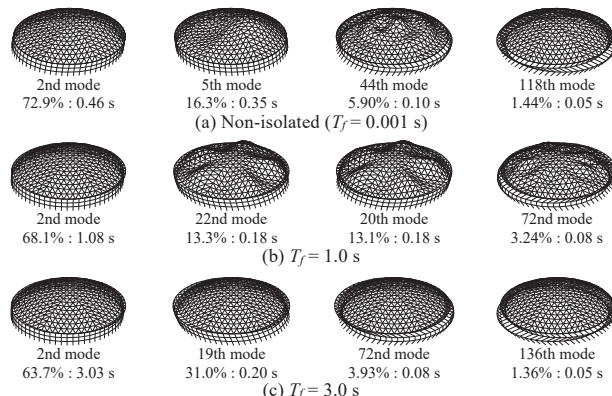


Fig. 27 Predominant modes (effective mass ratio, natural period)

震ラチスドームであり、下部構造は柱脚部ピン支持の3層鋼構造立体骨組であり、屋根架構は半開角 $\theta = 30^\circ$ の剛接合単層ラチスドームとする。同建物の下部構造はテンションリング自重+0.98 kN/m²、屋根架構は 3.0 kN/m² の固定荷重に対して許容応力度設計されている。また、屋根架構は面外剛性を調整し、1/100 のデプス/スパン比のダブルレイヤードームを模擬する⁷⁾。Table 9 に免震・制振部材諸元を示す。免震層はドーム部と下部構造の間に設け、弾塑性ダンパーを配置する。免震層は免震支承のみの接線周期 $T_f = 3.0$ s、免震支承+弾塑性ダンパーの初期剛性による固有周期 $T_0 = 1.0$ s とする。Fig. 26 に示すように、下部構造はブレース型の弾塑性ダンパーまたはオイルダンパーを各層 24 本配置する設計を想定し、それぞれ EP モデルまたは OD モデルと称する。対象建物は環状の下部構造を有するため、EP モデルでは弾塑性ダンパーは順次降伏する。そこで本章では、最初に降伏する弾塑性ダンパーの層間変形角が 1/750rad となるように復元力特性を設定する。その他は 4 章と同様とする。

Fig. 27 にダンパーを導入する前の対象建物の卓越固有モードを示す。同結果は鉛直荷重による幾何非線形性を考慮している。免震層には免震支承のみの配置しており、免震層が剛とみなせる接線周期 $T_f = 0.001$ s のモデルを非免震モデルと定義する。同図(a)の非免震モデルでは逆対称 1 波モードが卓越する。同図(b)の $T_f = 1.0$ s のモデルでは卓越 2 次モード以降で下部構造と屋根の振動モードが連成する。同図(c)の $T_f = 3.0$ s のモデルでは免震層が水平移動するモードおよび下部構造のみが振動するモードがそれぞれ卓越する。

6.2 GRSA に基づく免震層の設計

まず免震層を設計する。Fig. 28 に下部構造非制振時のモデルを対象に、GRSA より得られた免震層せん断力係数-弾塑性ダンパー降伏せん断力係数 α_f 関係を示す。同図(a)に示すように、免震層は入力 4

波の免震層せん断力係数が最小化できる $\alpha_f = 0.04$ と。Fig. 29 に NLRHA より得られた稜線加速度を示す。以降、節点 E-A-O-A'-E' を結ぶ稜線を代表に応答加速度を議論する。図中 E および E' は入力波の最大加速度、E から A、E' から A' は順に下部構造 1 層から 3 層までの加速度を表している。同図に示すように、ドーム部の加速度は免震化により水平最大加速度は 19.1 m/s² から 1.8 m/s² に、鉛直最大加速度は 22.6 m/s² から 1.5 m/s² に大きく低減されている。しかし、同図(a)に示すように、下部構造水平加速度はあまり低減効果が得られず、一部の入力地震動では応答増大が確認される。Fig. 30 に GRSA と NLRHA の比較を示す。同図(a)に示すように、水平応答加速度は精度良く評価できる。同図(b)に示すように、値は小さいものの、鉛直応答加速度は危険側評価となる。これは、3 章で述べたように、免震層が初期剛性または除荷弾性剛性の時にドーム部の高次モード応答が励起されるためである¹⁸⁾。以降は下部構造の応答に着目する。

6.3 GRSA の等値線図に基づく設計候補の選定

次に下部構造を設計する。Fig. 31 に GRSA の近似応答値の等値線図を示す。同図(a1)(a2)の網掛け部は、弾塑性ダンパーが降伏する層間変形角 1/750 rad 以上の範囲を示す。同図(b1)(b2)に示すように、オイルダンパーを導入する場合は、 $\beta = 0.3$ 程度に下部構造剛性を

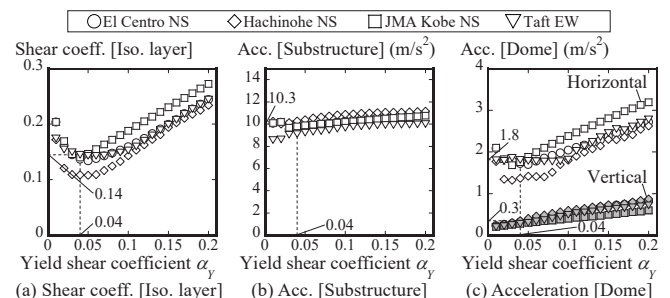


Fig. 28 Relationship between α_f and GRSA results

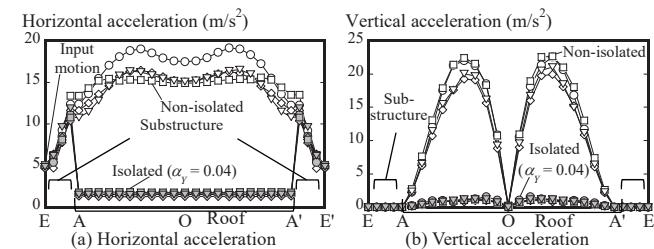


Fig. 29 Ridge accelerations calculated by NLRHA

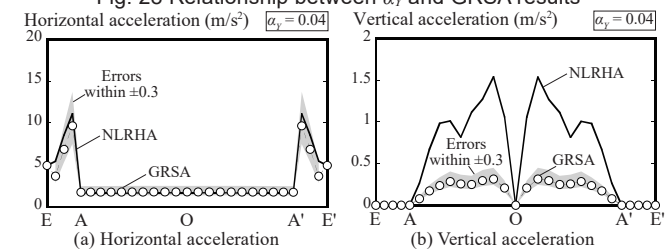


Fig. 30 Comparison of GRSA and NLRHA (Ei Centro NS)

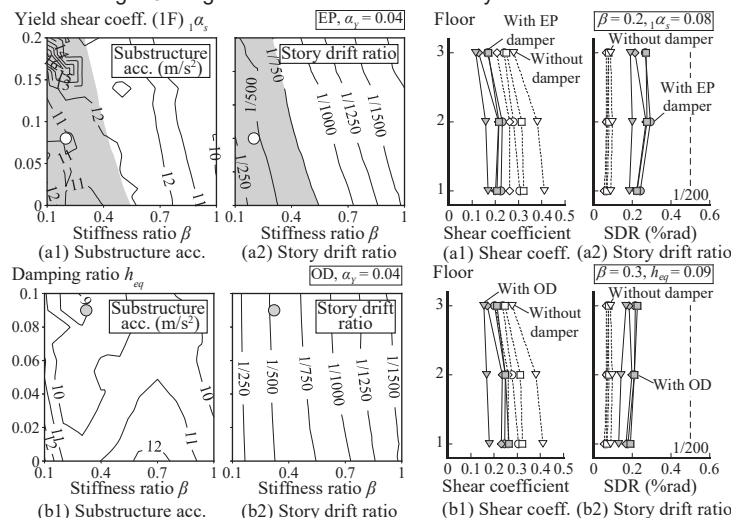


Fig. 31 Response contour plots calculated by GRSA (a: EP, b: OD)

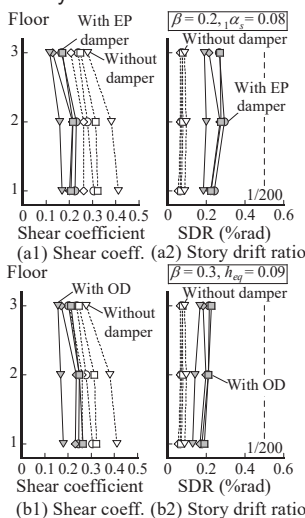


Fig. 32 Comparison of NLRHA results with or without damper incorporated in substructure (a: EP, b: OD)

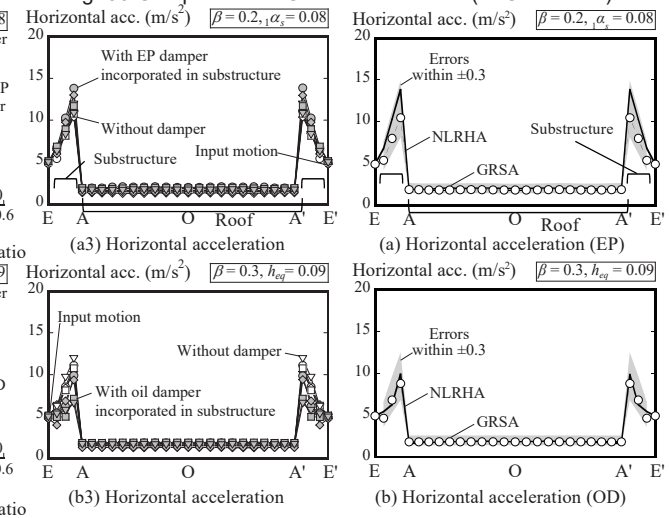


Fig. 33 Comparison of GRSA and NLRHA (Ei Centro NS)

低減させ、 $h_{eq}=0.09$ 程度のオイルダンパーを導入すると下部構造の応答加速度を最小化できる。一方、同図(a1)(a2)に示すように、弾塑性ダンパーを配置する場合では、下部構造剛性を低下させるとかえって応答加速度は増幅する傾向にある。そこで応答加速度が最小化される設計パラメータ(Fig. 31 の○マーカー)を設計解候補とする。

6.4 NLRHA を用いた設計解候補の応答値の確認

Fig. 32 に設計解候補の NLRHA の結果を示す。同図(b1)~(b3)に示すように、オイルダンパーを導入する場合では、下部構造の応答加速度は 11.9m/s^2 から $6.5\sim 9.9\text{m/s}^2$ まで低減できたが、同図(a1)~(a3)に示すように、弾塑性ダンパーを導入する場合では、応答加速度は殆ど低減しない結果が得られた。Fig. 33 に設計解の応答値の比較を示す。GRSA は概ね誤差 30%以内で応答評価できた。

5 章と 6 章より、免震層の下部構造に弾塑性ダンパーを導入する設計では、対象建物によって応答加速度が殆ど低減できない場合があることが確認された。一方、提案手法を用いることで、闇雲に時刻歴応答解析を試行錯誤しなくとも、下部構造の応答加速度低減のために利用すべきダンパー種が視覚的に判断できることが示された。

7. 結

本論の検討範囲で得られた結論を以下に示す。

- 1) 制振ブレースに特化していた一般化応答スペクトル解析法 (GRSA) を、免震部材(免震支承+弾塑性ダンパーやオイルダンパー)と免震部材を配置した免震構造の地震応答評価に拡張し、拡張した GRSA が超高層建物の基礎免震構造、下部構造に制振ブレースを含む中間層免震構造や屋根免震構造など既往の簡易応答評価法の適用範囲外の立体モデルに適用できることを示した。特に免震支承+弾塑性ダンパーを模擬する複素剛性要素は、重層系の立体モデルから 2 方向の応答特性が卓越する場合もある空間構造系の立体モデルまで適用できる任意本数の複素多軸せん断バネ要素(複素 MSS 要素)を提案し、さらに数十を超えるダンパー塑性率範囲の応答評価に適合させた複素剛性関係式(修正 GSM)を提案した。
- 2) 複素 MSS 要素に適用する複素剛性関係式は、免震層の初期剛性に対する固有周期 T_0 が短周期の場合は修正 GSM、長周期の場合は平均減衰法(ADM)の評価精度が良い。評価誤差 30%を概ね保つための適用範囲は、ADM が免震層の塑性率 $\mu \leq 1000$ かつ非線形係数 $\underline{NL} \leq 0.6$ 、修正 GSM が $\underline{NL} \leq 0.7$ となる。
- 3) GRSA の近似応答値の等値線図に基づく任意の免震構造の設計法を提案し、長周期の超高層基礎免震構造、下部構造に制振部材を有する中間層免震構造および下部構造に制振部材を有する屋根免震構造を例に、時刻歴応答解析の試行錯誤を用いずとも、設計基準を満たす免震構造が視覚的・効率的に計画できることを示した。
- 4) 中間層免震または屋根免震の下部構造に制振部材を導入し、下部構造の応答加速度の最小化を図る制振設計では、下部構造の水平剛性を低く設計すると制振部材による応答加速度の低減効果が高まる一方、層間変形角は増大する。また、層間変形角の設計基準に依存するものの、弾塑性ダンパーを導入する場合の方が、オイルダンパーを導入する場合より下部構造の水平剛性を低く設計する必要がある。また、弾塑性ダンパーを導入する設計では、対象建物によって応答加速度が殆ど低減されない場合がある。

本論の範囲の GRSA は、線形粘性ダンパー、線形粘弾性ダンパー、

速度の 1 乗に比例するバイリニア型の非線形粘性ダンパー、バイリニア型の弾塑性ダンパー(トラス要素、リンク要素、多軸せん断バネ要素)を取り扱い、任意形状の制振構造建物と免震構造建物の応答評価に使用できる。一方、免震支承は積層ゴム支承または滑り支承に限定しており、今後は摩擦振り子支承も検討する必要がある。

謝辞

本研究は一部に日本免震構造協会の助成(2019 年度「免震構造・制振構造に関わる研究助成」)を戴きました。ここに謝意を記します。

参考文献

- 1) AIJ: Design Recommendation for Seismically Isolated Buildings, 2016.
- 2) Ministerial Notification No. 2009 of the Ministry of Construction, Japan, 2000. (in Japanese)
建設省告示第 2009 号, 2000
- 3) Ministerial Notification No. 631 of Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan, 2005. (in Japanese)
国土交通省告示第 631 号, 2005
- 4) Kobayashi M. and Koh T.: Earthquake response prediction and rationalization of dynamic design of mid-story isolated buildings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.592, pp.51-57, 2005.6 (in Japanese)
- 5) Kaneko K.: Multipurpose passive control of mid-story isolation buildings designed to mitigate seismic response in substructure, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.80, No.718, pp.1869-1879, 2015.12 (in Japanese)
- 6) Hirofumi N. and Hata I.: A study on building mass damper system using mid-story isolated system – A design method using the performance based design diagrams -, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.83, No.753, pp.1573-1582, 2018.11 (in Japanese)
- 7) Takeuchi T., Takamatsu K., Kumagai K. and Ogawa T.: Response evaluation of lattice domes supported by substructures with seismic isolation system, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.74, No.641, pp.1259-1266, 2009.7 (in Japanese)
- 8) Nakamizo D. and Koitabashi Y.: Structural Design of Mid-Story Isolated High-Rise Building – Roppongi Grand Tower, International Journal of High-Rise Building, Vol.7, No.3, pp.233-242, 2018.9.
- 9) JSSI: MENSIN, No.37, pp.3-8, 2002.8 (in Japanese)
日本免震構造協会: MENSIN, No.37, pp.3-8, 2002.8
- 10) Terazawa Y. and Takeuchi T.: Generalized Response Spectrum Analysis for Structures with Dampers, Earthquake Spectra, EERI, accessed 2020.5.19, DOI: <https://doi.org/10.1193/092217EQS188M>
- 11) Terazawa Y. and Takeuchi T.: Optimal damper design strategy for braced structures based on generalized response spectrum analysis., Jpn Archit Rev., 2019:00:1-17., accessed 2020.5.19
<https://doi.org/10.1002/2475-8876.12122>
- 12) Sinha R. and Igusa T.: CQC and SRSS methods for non-classically damped structures, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 24, pp. 615-619, 1995.
- 13) JSSI: Manual for Design and Construction of Passively-Controlled Buildings 3rd Edition, Daioh Co., Ltd, 2013 (in Japanese)
日本免震構造協会: パッシブ制振構造設計施工マニュアル第 3 版, 2013
- 14) Wada A. and Hirose K.: Elasto-plastic dynamic behaviors of the building frames subjected to bi-directional earthquake motion, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.399, pp.37-47, 1989.5 (in Japanese)
- 15) Jacobsen, L. S.: Damping in composite structures, 2WCEE, pp. 1029-1043, 1960
- 16) Newmark, N.M. and Rosenblueth, E.: Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice - Hall Inc., 1971
- 17) Building Research Institute: Evaluation of Design Earthquake Ground Motion for Buildings, Building Research data, No.83, 1994.11 (in Japanese)
建築研究所: 設計用入力地震動作成手法, 建築研究資料, No. 83, 1994.11
- 18) Skinner R. I., Robinson W. H. and McVerry G. H.: An Introduction to Seismic

Isolation, Wiley, 1993.

- 19) Higashino, S. and Kitamura, H.: Energy-balance based seismic response prediction methods for seismic isolated buildings with rubber bearings and viscous dampers, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.588, pp.79-86, 2005.2 (in Japanese)
- 20) Kasai, K., Chimamphant, S. and Matsuda, K.: Performance curves for base-isolated buildings reflecting effect of superstructure vibration period, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.81, No.720, pp.239-249, 2016.2 (in Japanese)
- 21) Yamashita, T., Mukai, Y. and Inoue, Y.: Evaluation and synthesis for aseismic responses of structural system with inter-story isolation devices, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.591, pp.35-42, 2005.5 (in Japanese)

付録 1. 修正 GSM の係数 κ の同定について

Fig. A1 に免震支承+弾塑性ダンパーに適用する修正 GSM の係数 κ と応答評価精度の関係を示す。検討モデルは 1 層基礎免震構造物であり、モデル諸元の詳細は第 3 章に記す。キャリブレーションに用いた入力地震動は設計用スペクトルに適合した観測 4 波であり、その詳細は 2.5 節に記す。同図は検討モデルの免震層変位を例に、全モデル($0.0 \leq NL \leq 1.0$)の誤差比を統計処理した箱ひげ図である。同図に示すように、 $\kappa = 0.6$ の時、極端に安全側の評価となる外れ値が抑えられ、四分位範囲の誤差比が 30%以内となる。なお、付録 3 に示すように、スペクトル適合波と観測波原波では応答評価精度は概ね同等であることを確認している。

付録 2. 免震層初期剛性または除荷時弾性剛性時の応答の励起

Fig. A2 に免震層の荷重変形関係、免震層のせん断力係数時刻歴および上部構造最上階の応答加速度時刻歴を併せて示す。同図は 4 章の超高層基礎免震構造物の例(Fig.16 と対応)である。上部構造の最上階の応答加速度が最大となる時刻は、免震層の接線剛性が除荷弾性剛性の時刻と対応し、等価線形化解析が前提とする変形が最大となる時刻とは異なる。Fig. A2 は一例であるものの、弾塑性ダンパーを導入する場合には、加速度や層せん断力係数の最大応答値は、非免震状態(全体剛性行列の免震層の成分が初期弾性剛性または除荷時弾性剛性で構成されている状態)の卓越固有振動特性で決定されている、または等価剛性に基づく 1 次モードと非免震状態の高次モードが重なり合うことで決定されている場合があると考えられる¹⁸⁾。

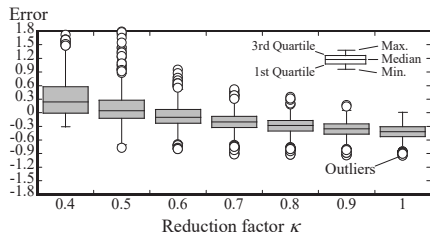


Fig. A1 Comparison of κ in Modified-GSM (Isolator displacement)

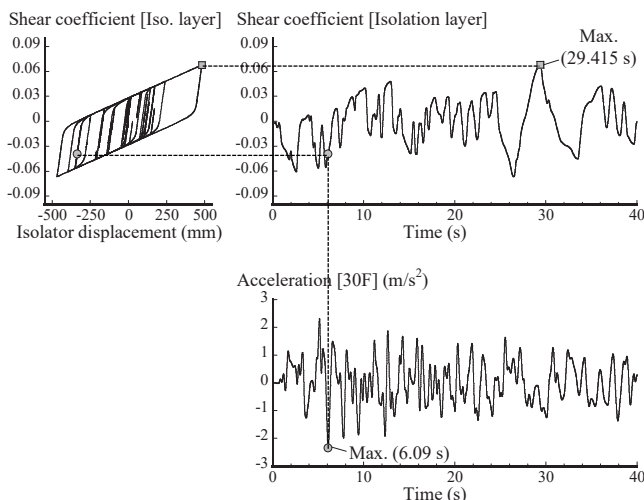


Fig. A2 Load-deformation relationship of the isolation layer and time history of response acceleration on the 30-th floor and shear coefficient of the isolation layer

付録 3. 3 章の GRSA の精度検証の補足

3 章の 1 層基礎免震構造物を用いた精度比較の補足を記す。Fig. A3 の実観測記録(観測波原波、式(3)の α は 25 を使用)を入力した場合の応答値の比較に示すように、GRSA の精度は入力波の種類(スペクトル適合波か観測波原波)には左右されない。なお、3 章のスペクトル適合波を入力した場合の上部構造の応答加速度の精度は Fig. A4 に示す通りであり、変位応答と同等である。

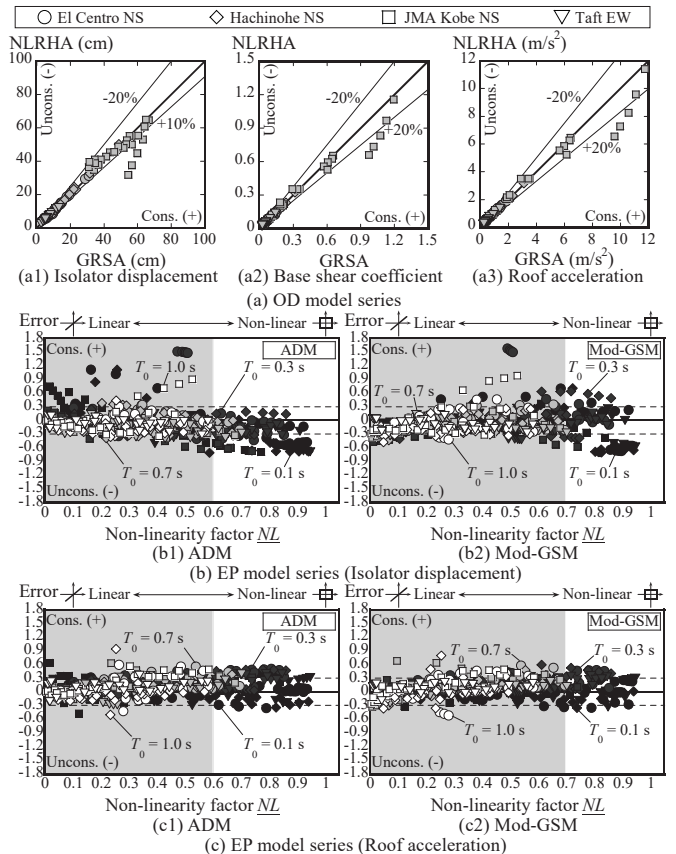


Fig. A3 Comparison of GRSA and NLRHAs (observed seismic waves)

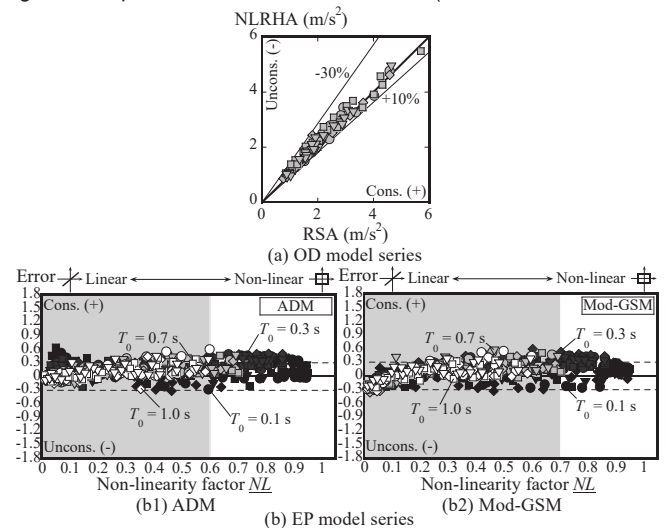


Fig. A4 Comparison of GRSA and NLRHAs (roof acceleration)

DESIGN METHOD OF SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES BASED ON GENERALIZED RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS

Yuki TERAZAWA^{*1}, *Wataru SANO*^{*2} and *Toru TAKEUCHI*^{*3}

^{*1} Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*2} Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng. (NIKKEN SEKKEI LTD)

^{*3} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Seismic isolation is widely used in seismic areas of the world for their functions of securing both of human life and the property. While simple design methods for simple structures have been proposed by many researchers, these methods are generally limited to specific seismically isolated structural systems. Particularly in Japan, the number of challenging structural systems (e.g. a base isolation with tall buildings, mid-story isolation or roof isolation systems having substructures with dampers) where these methods cannot be applied are recently increasing. In practice, many projects require an iterative approach with time-consuming NLRHA to determine the isolation design. Therefore, this paper presents a design method for highly indeterminate seismically isolated structures utilizing generalized response spectrum analysis, which has been extended to simulate both of an elasto-plastic damper with isolator and a nonlinear oil damper. In section 2, the extension of generalized response spectrum analysis (GRSA) is described in detail. The design method of seismically isolated structures based on GRSA is proposed. In section 3, the fundamental accuracy of GRSA is verified using a series of numerical simulation of single-story isolated structure models. Moreover, the range in application of the parameter formulations of complex stiffness for complex multi shear spring element simulating elastoplastic dampers with isolator is discussed. In section 4, the design example of a tall building with base isolation based on GRSA is demonstrated. In section 5, the design example of a 9-story mid-story isolation building having substructure with dampers based on GRSA is demonstrated. In section 6, the design example of an isolated lattice dome building having substructure with dampers based on GRSA is demonstrated.

In summary, the following results were obtained:

- 1) GRSA is extended for highly indeterminate seismically isolated structures and their accuracy was verified in a series of comparison studies with non-linear response history analyses.
- 2) While modified geometrical stiffness method (Mod-GSM) is suitable for seismically isolated structure with shorter initial natural period ($T_0 = 0.1$ and 0.3), average damping method (ADM) is suitable for seismically isolated structure with longer initial natural period ($T_0 = 0.7$ and 1.0). The range in application of ADM to keep the evaluation error within 30% is that ductility ratio is lower than 1000 and the nonlinear coefficient NL is lower than 0.6. The range in application of Mod-GSM to keep the evaluation error within 30% is that the nonlinear coefficient NL is lower than 0.7.
- 3) A design method of seismically isolated structures based on the contour map of GRSA is proposed and the efficiency is demonstrated using a series of the design examples.
- 4) When additional dampers are distributed in supporting substructures below the isolated layer of mid-story isolated structures or seismically isolated roof structures, the horizontal stiffness of the substructure incorporating elasto-plastic damper braces should be more reduced compared with that of the substructure incorporating oil damper braces for reducing the acceleration response of the substructure. However, the response acceleration of the substructure may not be reduced for the above seismically isolated systems having substructure with elasto-plastic damper braces.

(2020年2月7日原稿受理, 2020年5月18日採用決定)