

骨組構造の地震応答低減のための柔な支持構造の最適化

○岩月 脩*¹ 大崎 純*²
渡邊 秀和*³

キーワード：最適化 地震応答低減 ロッキング機構 モード応答 柔なメカニズム

1. 序

建築骨組の耐震設計では、一般に、柱脚の浮き上がりが生じないように設計される。しかし、最近になって、ロッキング機構を建物に組み込むことによって、建物の応答低減を図ったシステムが提案されている[1,2]。この機構は、転倒モーメントによって建物の基礎の浮き上がりを許容し、長周期化によって地震入力を低減させ、ロッキング振動による位置エネルギーと柱脚の塑性化によって上部構造の応答を低減させるものである。

一方、コンプライアントメカニズムのような、部材や接合部の弾性変形性能を利用した柔な構造が近年注目されている[3]。柔な構造は、大変形を生じることや、変形と同時にエネルギーを蓄えることが特徴として挙げられ、そのためのメカニズムとしての用途に留まらず、新しい構造形式としての適用が期待される。また、soft first storyを用いて応答を低減する概念は、古くから存在する[4]。

柔軟な構造を利用した建物の支持構造を設計することで、通常の耐震設計において負の効果として認識される建物の転倒を耐震性能の向上に利用し、ロッキング振動を増幅させて、従来の構造システムよりも耐震性の高い構造システムの開発が可能であると考えられる。また、支持構造で応答低減機構が形成可能であるなら、上部構造の構造設計の自由度も向上する。

Todorovska [5]は、傾けた免震支承によるロッキングシステムを提案した。張[6]は、基礎のロッキングを利用して、基礎の変位と反対方向に上部構造を転倒させる機構も提案した。しかし、それらの論文では、パラメータは最適化されておらず、上部構造と下部構造の剛性に関する検討も十分ではない。また、極めて単純なモデルのみ提案されている。

本報では、低層鋼構造骨組を対象として、柔な構造を利用した支持構造をトラスでモデル化し、水平方向地震力に対する応答を低減させるようなモード形状を有する支持構造を、最適化により実現する。さらに、応答低減効果を地震応答解析および周波数応答解析により確認する。

2. 柔な支持構造の概要

提案する柔な支持構造は、トラス部材と剛な梁要素で構成され、ロッキング振動を生じさせるために、大きな質量を配置する。

上部構造の振動に伴う、モード形状の制御によって応答を低減するシステムをトラスメカニズムにより実現する。また、上部構造に力が作用した時に、従来構造とは逆方向に基礎を回転させることにより、応答のロッキング振動を増幅させ、上部構造の応答低減を図る。

3. 入力地震動と応答評価法

稀に発生する地震動レベルとして、限界耐力計算法で用いられる第2種地盤の設計用加速度応答スペクトルを設計応答スペクトルとする。図1に、減衰定数 $h = 0.02, 0.05, 0.10$ に対応する設計用加速度応答スペクトルを示す。

また、最適化の段階では応答スペクトル法(SRSS法)によって変位応答を評価するため、変位応答スペクトルが必要となる。そこで、次式を用いて擬似変位応答スペクトル S_D を求める。

$$S_D = \frac{S_A}{\omega^2} \quad (1)$$

ここで、 S_A は加速度応答スペクトル、 ω は固有円振動数である。SRSS法を用いて、骨組の屋根最大変位 $|y|_{\max}$ を、次式で評価する。

$$|y|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 |\beta_i \cdot u_i \cdot S_{D_i}|^2} \quad (2)$$

ここで、 u_i は*i*次モードの屋根変位成分、 β_i は*i*次の刺激係数、 S_{D_i} は*i*次の変位応答スペクトル値である。支配的な振動モードとして3次までを考慮する。最適化の段階では、減衰定数 h は0.02とし、幾何学的非線形性は考慮しない。

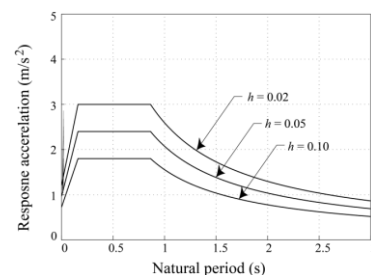


図1 加速度応答スペクトル

4. 最適化問題

4.1 定式化

地震応答を低減する柔な支持構造を最適化によって設計する。柔な支持構造の節点座標ベクトル \mathbf{X} と部材断面積

ベクトル \mathbf{A} を設計変数とする。骨組の屋根最大変位 $|y|_{\max}(\mathbf{A}, \mathbf{X})$ を目的関数とし、これを最小化する。また、長周期化による応答低減と区別するために、1次固有周期 $T_1(\mathbf{A}, \mathbf{X})$ が 1.0 秒以下となる制約を与える。

以上より、柔な支持構造の最適設計問題は、以下のよう
に定式化できる。

$$\begin{aligned} & \text{Minimize} && |y|_{\max}(\mathbf{A}, \mathbf{X}) \\ & \text{subject to} && T_1(\mathbf{A}, \mathbf{X}) \leq 1.0 \\ & && \mathbf{A}^L \leq \mathbf{A} \leq \mathbf{A}^U \\ & && \mathbf{X}^L \leq \mathbf{X} \leq \mathbf{X}^U \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、 \mathbf{A}^U 、 \mathbf{A}^L および \mathbf{X}^U 、 \mathbf{X}^L は、設計変数 \mathbf{A} および \mathbf{X} の上下限值である。

4.2 アルゴリズム

本最適化問題に対するアルゴリズムは次のようになる。

- Step1** \mathbf{A} および \mathbf{X} に初期解を与える
- Step2** 固有値解析を行い、目的関数、制約条件を求める
- Step3** 目的関数、制約条件の設計変数に関する感度係数を求める
- Step4** 逐次 2 次計画法により設計変数を変更する
- Step5** 収束条件を満たさなければ **Step2** へ戻る

最適化には SNOPT Ver7[8]を用いる。最適化手法は逐次 2 次計画法とし、感度係数は差分で近似する。本問題は、最適化問題の非線形性が大きく収束性に初期解依存が生じるため、初期解を変更して複数回実行し、最も目的関数の小さい解を選択する。

5. 最適設計例

5.1 モデル概要

柔な支持構造を適用した例として、図 2 に示すような上部構造を 4 層鋼構造骨組としたときの最適解を求める。全ての部材において材料は鋼材とし、弾性係数は $2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とする。2~R 階の梁は $H-400 \times 200 \times 8 \times 13$ 、柱は $\square-350 \times 350 \times 16$ である。1 階の梁 (部材 7-8) は十分に剛であるものとし、断面積は 200 cm^2 、断面 2 次モーメントは $1.50 \times 10^5 \text{ cm}^4$ とする。骨組の各節点の質量を 4000 kg (各層 8000 kg)、基礎梁の両端の節点は 50000 kg とする。

対称性を考慮し、部材 1-7、4-8 をトラス部材 A、部材 2-5、3-6、2-7、3-8、5-7、6-8、5-6 をトラス部材 B、部材 1-2、2-3、3-4 をトラス部材 C と定義する。

トラス A の断面積を 200 cm^2 とし、トラス B の断面積 A_1 、トラス C の断面積 A_2 および、ピン支点 (節点 4) の x 座標 X_1 、ローラー支点 (節点 3) の x 座標 X_2 を設計変数とする。節点 1、2 の座標は、対称性より $-X_1$ 、 $-X_2$ である。支点座標の基準値 X^0 は図 2 に示した位置であり、変数となる支点座標 X_i の上下限値は $X_i^0 \pm 2.0 \text{ m}$ とする。断面積 A_1 (cm^2) の上下限値はそれぞれ 100、1 とし、断面積 A_2 (cm^2) の上下限値はそれぞれ 10、1 とする。

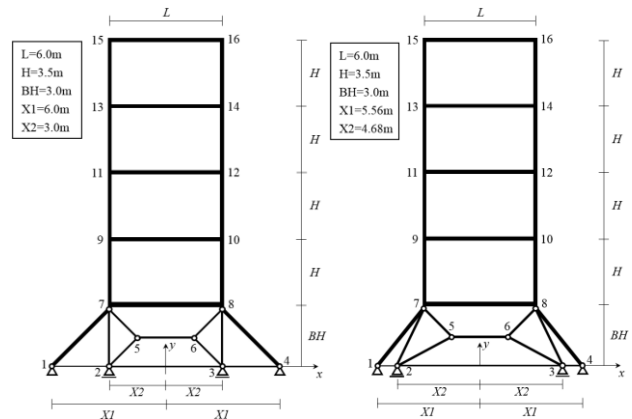


図 2 柔な支持構造モデル

図 3 最適形状

最適化により得られるモデルとの性能比較のため、支点座標を基準値とし、 $A_1=A_2=100 \text{ cm}^2$ とした剛モデル(stiff)を定義する。

初期解を変更して 25 回最適化を実行し、目的関数の値が最小のものを選択した結果、最適解は $X_1 = -0.442 \text{ m}$ 、 $X_2 = 1.681 \text{ m}$ 、 $A_1 = 99.94 \text{ cm}^2$ 、 $A_2 = 9.89 \text{ cm}^2$ であり、目的関数値は 1.054 cm である。これを最適モデル(opt)とし、形状を図 3 に示す。目的関数値が小さくなるほど、ピン支点とローラー支点間の距離が小さくなり、両トラス部材の断面積が大きくなる傾向がある。

5.2 地震応答解析

最適モデルおよび、比較のために定義した剛モデルについて応答スペクトルに適合する地震動を水平方向に 10 波入力し、その応答量を評価する。解析時間は 20 秒、時間刻みは 0.01 秒とする。解析には、汎用構造解析プログラム OpenSees [9]を用いる。柔な支持構造は、幾何学的非線形性を考慮した解析を行う。構造減衰は 1 次と 2 次に対して減衰定数 $h=0.02$ のレイリー減衰を与える。また、部材の座屈や塑性化は考えないものとする。

図 4 に各モデルについて各層の最大変位、最大層間変形角の平均の分布を示す。下層では変位が増加しているが、目的関数である屋根最大変位は 1/2 以下に低減され、最適化により優良な解が得られた。各層の最大層間変形角も 1/2 以下に低減されている。

図 5 に各モデルの屋根変位の時刻歴を示す。最適モデルは、解析時間の後半で最大値が得られ、またすべての地震波で解析時間の 10 秒以降で屋根最大変位が得られる傾向がみられた。これは柔な支持構造の減衰が小さいことによるものだと考えられる。また、波形から高次振動の影響があると考えられる。

図 6 に最適モデルの屋根変位のモード成分の時刻歴を示す。各次のモード変位が打ち消しあっている時刻を確認できたが、特に解析時間の後半で、1次モードと 2次モードが同位相となり、応答が大きくなっている。最適モデルは、

剛モデルと比べて2次モードが支配的であることがわかる。

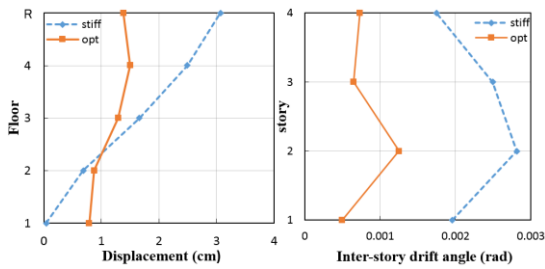


図4 10波の平均最大応答

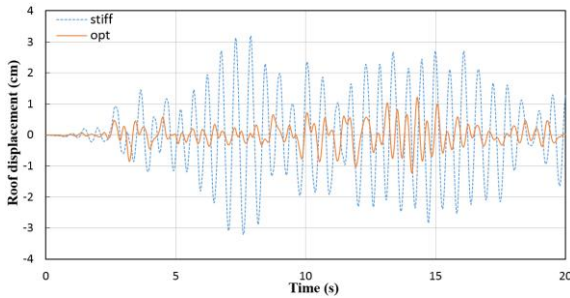


図5 屋根変位の時刻歴

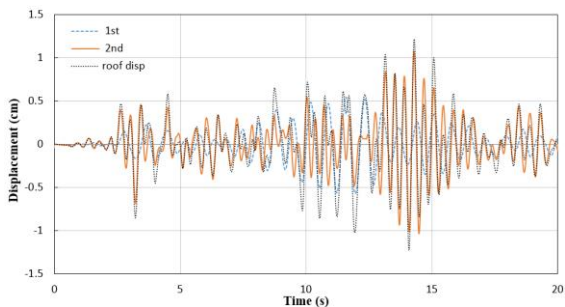


図6 屋根変位のモード成分の時刻歴

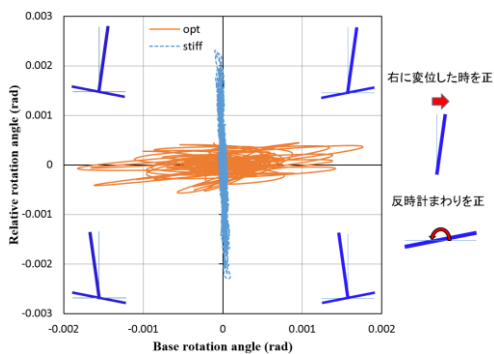


図7 基礎梁回転角と層間変形角の応答履歴図

図7に横軸を基礎梁回転角、縦軸を1階柱脚と屋根間の相対変形角とした応答履歴図を示す。基礎梁回転角と相対変形角がどちらも正、あるいは負である時に、基礎梁が従来構造と逆方向に回転し、転倒による応答低減効果があるとみなせる。図7より、最適化によって基礎梁の回転角が増加し、柱脚と屋根間の相対変形角が低減することで、ロッキング振動が増幅されていることがわかる。

柔な支持構造を適用した骨組の振動特性を考察するため、各モデルに対して固有値解析を行った。剛モデルの固

有値解析結果を表1に、最適モデルの固有値解析結果を表2に示す。また、最適モデルの振動モードを図8に示す。

剛モデルと比較して、最適モデルの刺激係数は1次モードでは約1/10に減少し、3次モードでは約1/20に減少したが、2次モードが3倍近くに増加した。有効質量比も同様の傾向を示している。

最適モデルの振動モード形状より、2次モードにおいて、上部構造の変形は小さくなっているが、1次と2次において、基礎梁の回転は同じ方向となっている。また、ローラー支点はほとんど移動していない。これは、ピン接合部の節点5,6(トラスBの水平部材の両端)が主に上下方向に移動することでロッキング振動が生じているためである。

柔な支持構造を最適化することで、2次モードが支配的になり、上部構造の応答低減に関しては2次モードの影響が大きいと考えられる。

表1 剛モデルの固有値解析結果

次数	固有周期	振動数	刺激係数	有効質量比
	T(s)	f(Hz)	β	X方向(%)
1次	0.547	1.83	160.50	19.52
2次	0.160	6.26	91.05	6.28
3次	0.096	10.41	264.30	52.92

表2 最適モデルの固有値解析結果

次数	固有周期	振動数	刺激係数	有効質量比
	T(s)	f(Hz)	β	X方向(%)
1次	0.693	1.44	17.23	0.22
2次	0.375	2.67	296.55	66.62
3次	0.156	6.42	13.62	0.14

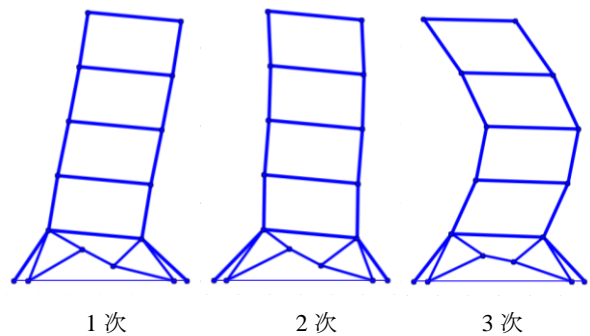


図8 最適モデルの振動モード

5.3 周波数応答解析

最適モデルおよび剛モデルを対象に、水平方向に最大加速度 1.0m/s^2 の正弦波を用いた調和地動による周波数応答解析を行った。ここでは幾何学的非線形性は考慮せず、解析時間は40秒とする。図9に入力周期ごとに計算した等価な1自由度系の1次と2次の屋根の応答変位の分布を示す。最適モデルは、卓越周期周辺において、1次モードの応答変位が大幅に低減している一方で、2次モードの応答変位が増加している。

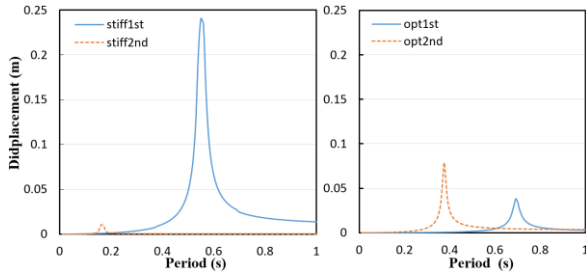


図9 等価1自由度系の屋根の応答変位

5.4 減衰を付加したモデル

時刻歴応答解析結果より、最適モデルでは、剛モデルより遅れて最大応答が出現したため、支持構造の部材にダンパーを付加することで、このような特性を防ぐことができ、更なる応答低減効果が期待できる。そこで、図10に示すように最適モデルのトラス部材に粘性ダンパーを設置し、地震応答解析を行う。粘性ダンパーの減衰係数 c は $90\text{kN}\cdot\text{s/m}$ とする。

図11に減衰付加前と比較した各層の最大変位，最大加速度の分布を示す。最大変位，最大加速度ともに各階で約40%低減している。図12に屋根変位の時刻歴を示す。解析時間の後半で出現していた最大変位は大きく減衰され，地震波の入力直後の応答が最大値となっている。

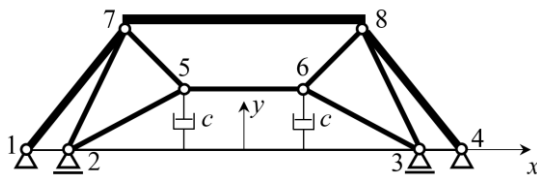


図10 減衰を付加したモデル

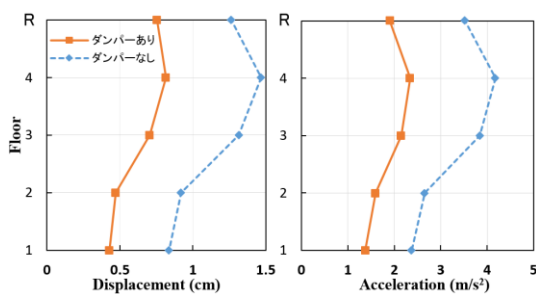


図11 各階の応答分布

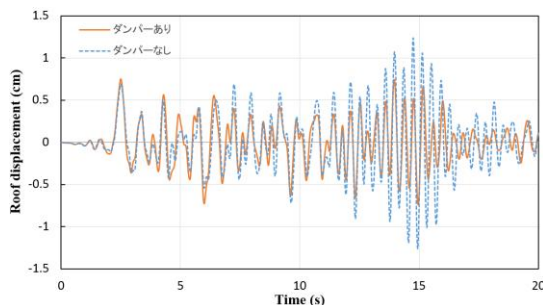


図12 屋根変位の時刻歴(減衰の有無)

6. 結論

トラスで構成された柔な支持構造により、建物の転倒を有効に利用することで、ロッキング振動を増幅させ、上部構造の地震応答を低減するための最適化手法を提案した。本研究で得られた成果は以下のとおりである。

1. 応答スペクトル法で得られる屋根変位応答を目的関数とし，柔な支持構造の節点座標と部材断面積を最適化した。最適化問題の非線形性が大きく，初期解依存が生じることを考慮し，複数回最適化を行うことにより，良好な最適解が得られた。
2. 水平方向の地震動をうける4層鋼構造骨組を対象とし，得られた最適解の地震応答低減効果を，複数の地震動を入力した地震応答解析および正弦波を用いた周波数応答解析により確認した。
3. 固有値解析結果より，基礎が移動方向と逆方向（上部構造の変位を低減する方向）に回転することで，1次モードの有効質量比と刺激係数が大きく減少し，2次モードが卓越することがわかった。この特性は，周波数応答解析からも確認できる。
4. 減衰を付加することにより，さらに応答を低減させることができ，柔な支持構造の有用性を示した。

【参考文献】

- 1) 緑川光正, 竹内徹, 引野剛, 笠井和彦, グレゴリー・ディアライン, 大林優, 山崎僚平, 吉数祥一: せん断パネル及び張力材を有するロッキング架構の耐震性能 -汎用慣性質量装置を用いた鉄骨造ロッキング架構の震動台実験 その1-, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.654, pp.1547-1556, 2010
- 2) 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原直, 和田章: 地震応答低減のためのベースプレートを浮か上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, No.572, pp.97-104, 2003
- 3) F. Gelagoti, R. Kourkoulis, I. Anastasopoulos and G. Gazetas, Rocking isolation of low-rise frame structures founded on isolated footings, Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol. 41, pp. 1177-1197, 2012.
- 4) M. Y. Fakhouri and A. Igarashi, Multiple-slider surfaces bearing for seismic retrofitting of frame structures with soft first stories, Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol. 42, pp. 145-161, 2013.
- 5) M. I. Todorovska, Base isolation by a soft first story with inclined columns, J. Eng. Mech., Vol. 125, pp. 448-457, 1999.
- 6) 張富明: ロッキング梘子機構による建物の層間連結制振法, 日本建築学会構造系論文集, No.599, pp.35-42, 2006
- 7) 木下拓也, 大崎純: 柔な構造による免震デバイスモデルのトポロジー最適化, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.647, pp.113-119, 2010
- 8) P. E. Gill, W. Murray and M. A. Saunders, SNOPT: An SQP algorithm for large-scale constrained optimization, SIAM J. Opt., Vol. 12, pp. 979-1006, 2002.
- 9) Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), PEERC, UCB, 2006. (<http://opensees.berkeley.edu/>)

*1 広島大学大学院工学研究科 大学院生

*2 広島大学大学院工学研究科 教授 博士(工学)

*3 東京工業大学応用セラミックス研究所 助教 博士(工学)