

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	極大地震直後においても継続使用を可能とする超高層制振構造建物の設計
Title(English)	Vibration Design of Sustainable Utilization of High-rise Building after A Super Strong Earthquake
著者(和文)	劉錫媛, 佐藤大樹
Authors(English)	Xiyuan Liu, Daiki Sato
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , , pp. 489-492
Citation(English)	, , , pp. 489-492
発行日 / Pub. date	2020, 3

極大地震直後においても継続使用を可能とする超高層制振構造建物の設計

構造—振動

正会員 ○劉錫媛<sup>\*1</sup>

正会員 佐藤大樹<sup>\*2</sup>

極大地震 超高層建築物 制振設計

粘性ダンパー

1. はじめに

超高層建物はレベル 2 地震動を受けた場合、最大層間変形角が 1/100 以下、主要部材の塑性率が 4.0 以下を設計の目安としている<sup>1)</sup>。しかし、2011 年に発生した東北地震後、レベル 2 地震動だけではなく、超高層の設計にあたって、レベル 2 地震動 1.5 倍の極大地震動を受けた場合、地震後主架構を健全に保つことも求められている。本研究では、極大地震後においても継続使用を可能とするため、極大地震後、新築建物の主要梁および柱の最大塑性率が 1.5 以内を目標としている<sup>2)</sup>。

本報では、20 層建物を例とし、極大地震動を受けた場合、梁の塑性率が 1.5 以内になることを目標とし、粘性ダンパーを設置した制振設計例について報告する。

2. 解析諸条件

2.1 建物概要

Fig.1 に、検討建物の軸組図と基準階伏図を示す。検討に用いる鋼構造建物<sup>3)</sup>は高さ 81.7m、20 層の部材構成モデルである。長辺方向を X 方向、短辺方向を Y 方向とする。なお、X 方向を検討対象とする。各階梁の鋼材種を Table 1 に示す。主架構 (X 方向) の 1 次固有周期  $T_1$  は 2.29 s である。構造減衰 (X 方向) は 1 次と 2 次でそれぞれ 1%、1.95% のレーリー型減衰とする。静的荷重増分解析による第  $i$  層せん断力  $Q$  と層間変形角  $R$  の関係を Fig.2 に示す。弾性限界でのベースシア係数  $\alpha_{y,1}$  は 0.077 である。

2.2 入力地震動概要

入力地震動として、コーナー周期  $T_c = 0.64s$  以降の領域で、速度応答スペクトル  $S_v = 100cm/s$  ( $h = 5\%$ ) となるレベル 2 相当の模擬地震動波形 ART-Hachi (位相特性: HACHINOHE 1968 EW) を用いる。また、極大地震動として CH1<sup>4)</sup> を採用する。Fig.3 に各地震動の時刻歴波形を示す。図中に、 $t_{\theta}$  は地震動の実効継続時間を表し、本報では、加速度の累積二乗和が 5%~95% に至る時間とした。Fig.4 (a), (b) に、それぞれの地震動の擬似速度応答スペクトル  ${}_pS_v$  ( $h = 5\%$ )、エネルギースペクトル  $V_E$  ( $h = 10\%$ ) を示す。Fig.4 より、CH1 の  ${}_pS_v$  (159cm/s) はレベル 2 地震動 ART-Hachi に比べて 1.6 倍であることがわかる。

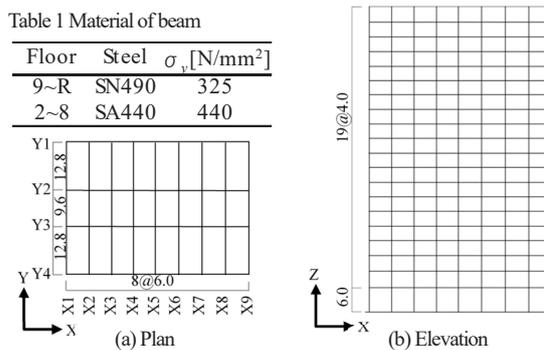


Fig.1 Elevation and plan (unit: m)

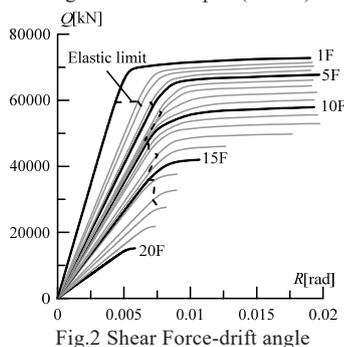


Fig.2 Shear Force-drift angle

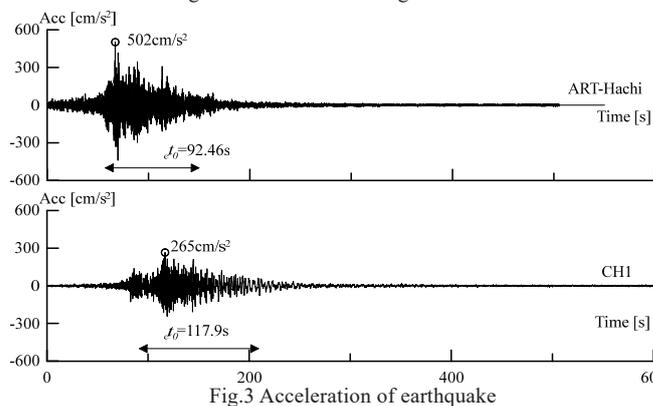


Fig.3 Acceleration of earthquake

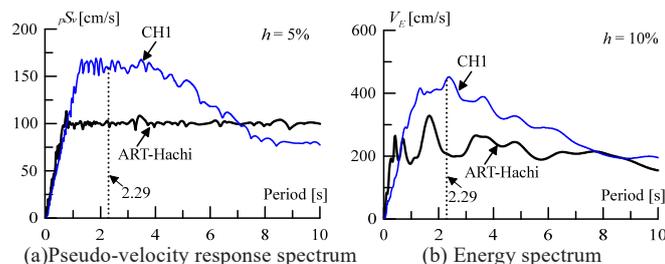


Fig.4 Response spectrum

### 2.3 粘性ダンパー

Table 2 に本報で用いる粘性ダンパー速度の指数乗 $\alpha$ 、軸方向粘性係数 $\hat{C}_d$ 、等価支持材剛性 $\hat{K}_b^*$ を示す<sup>5)</sup>。ここで等価支持材剛性 $\hat{K}_b^*$ は、Fig.5 のようにダンパーと取付け部材は直列にモデル化しているため、内部剛性 $\hat{K}_b$ と取付け部材剛性 $\hat{K}_d$ をまとめて表したものである<sup>5)</sup>。

$\alpha$	$\hat{C}_d$ [kN·(s/mm) $^\alpha$ ]	$\hat{K}_d$ [kN/cm]	$\hat{K}_b$ [kN/cm]	$\hat{K}_b^*$ [kN/cm]
0.38	196	4858	4842	2425

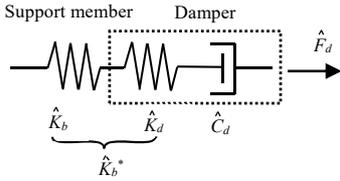


Fig.5 Damper and support member

### 3. ダンパーの設定

#### 3.1 粘性ダンパーの設置

本報では、レベル2相当の地震動 ART-Hachi において、目標変形角 $R_T = 1/100, 1/150, 1/170, 1/180$ 以内に収まるようにダンパーを配置した。以降、それぞれを R100, R150, R170, R180 と呼ぶ。Fig.6~Fig.9 にダンパー配置の立面図を示す。Fig.6~Fig.9 に載せている数値および黒い点については4章で述べる。

#### 3.2 ダンパー量

本論文では「第1層の層間変形角 $R_{D1}$ が $1/100$ の時の第1層のダンパーの荷重の水平成分 $F_{dD1}$ を建物総重量 $W_f$ で除した値」をダンパー量(Shear coefficient of damper) $\alpha_{dD1}$ と呼ぶ。ここで、 $\alpha_{dD1}$ をEq.(1)で定義する。

$$\alpha_{dD1} = \frac{F_{dD1}}{W_f} \quad (1)$$

$$F_{dD1} = N_{d1} \cdot \hat{F}_{dD1} \cdot \cos\theta_{d1} \quad (2)$$

ここで、 $N_{d1}$ が第1層のダンパーの設置本数、 $\theta_{d1}$ が第1層のダンパーの取付角度、 $\hat{F}_{dD1}$ が $R_{D1}=1/100$ でのダンパー1本の軸方向荷重であり、次式<sup>6)</sup>で表される。

$$\hat{F}_{dD1} = \hat{u}_{dD1} \cdot \hat{K}_{d1}'' \quad (3)$$

ここで、 $\hat{u}_{dD1}$ が $R_{D1}=1/100$ でのダッシュポットの軸方向の変位、 $\hat{K}_{d1}''$ が第1層のダンパー1本のダッシュポットの疑似損失剛性である。 $\hat{K}_{d1}''$ は建物の1次固有円振動数 $\omega$ および第1層のダンパー1本の軸方向の粘性係数 $\hat{C}_{d1}$ を用いて、次式<sup>6)</sup>で表される。

$$\hat{K}_{d1}'' = \frac{\hat{C}_{d1} \cdot \omega^\alpha}{\hat{u}_{dD1}^{1-\alpha}} \quad (4)$$

ダンパーの支持材剛性を剛と仮定すると、Eq.(5)の $\hat{u}_{dD1}$ は次式で表すことができる。ここで、 $\hat{u}_{dD1}$ が $R_{D1}=1/100$ でのダッシュポットおよび支持材全体の軸方向の変形、 $\delta_{D1}$ が $R_{D1}=1/100$ での第1層の層間変形、 $H_1$ が第1層の階高である。

$$\hat{u}_{dD1} \approx \hat{u}_{dD1} = \frac{\delta_{D1}}{\cos\theta_{d1}} = \frac{R_{D1} \cdot H_1}{\cos\theta_{d1}} \quad (5)$$

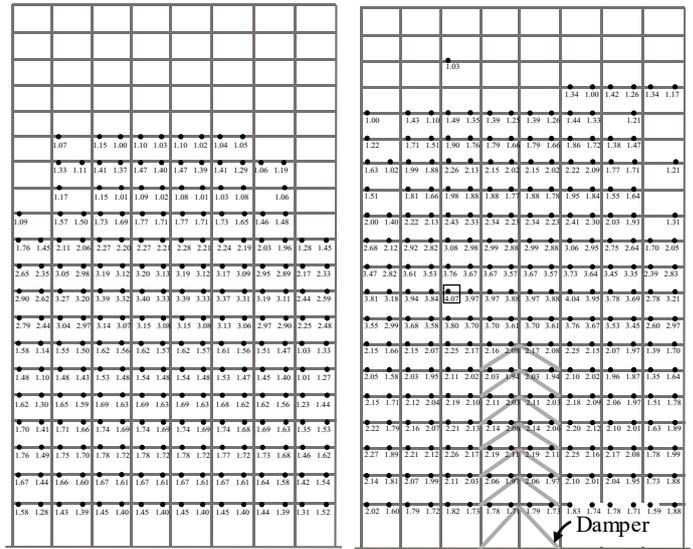
Eq.(2)~(5)をEq.(1)に代入することで、最終的な $\alpha_{dD1}$ がEq.(6)より得られる。

$$\alpha_{dD1} = \frac{N_1 \cdot \hat{C}_{d1} \cdot \omega^\alpha \cdot (R_{D1} \cdot H_1)^\alpha \cdot \cos^{1-\alpha}\theta_{d1}}{W_f} \quad (6)$$

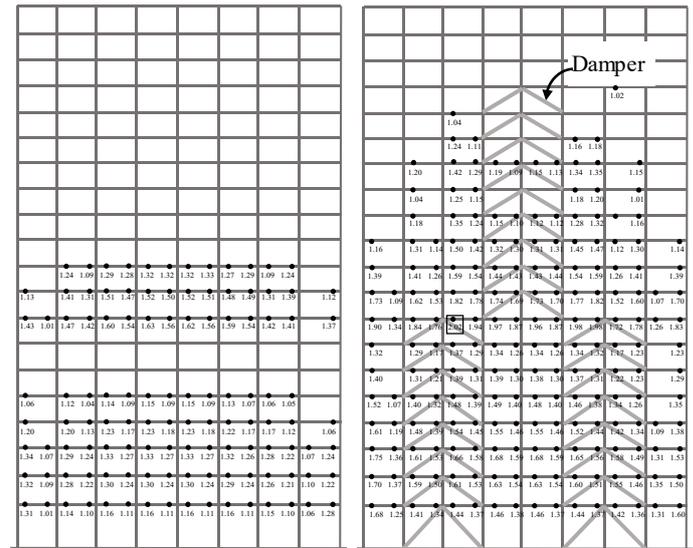
各ケースのダンパー量をTable 3に示す。Table 3より、R180のダンパー量がR100に比べて約8倍、R180の制振性能がR100より高いことがわかる。

Table 3 Shear coefficient of damper

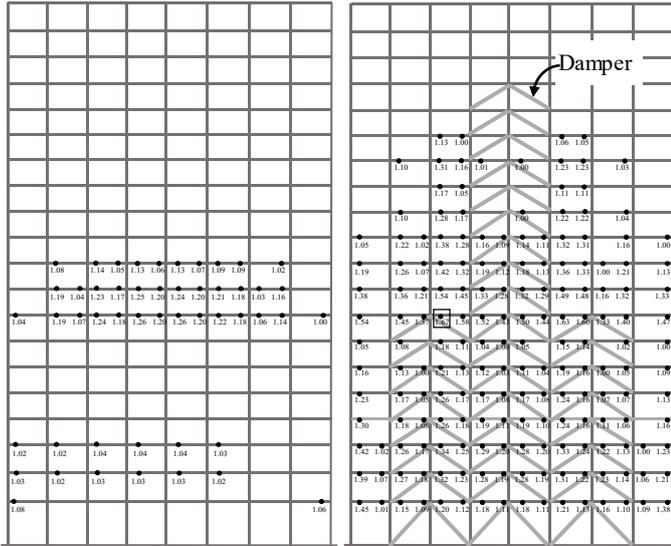
Case	$R_T$	$N_{d1}$	$\alpha_{dD1}$	Case	$R_T$	$N_{d1}$	$\alpha_{dD1}$
R100	1/100	4	0.0077	R150	1/150	8	0.0154
R170	1/170	12	0.0462	R180	1/180	16	0.0615



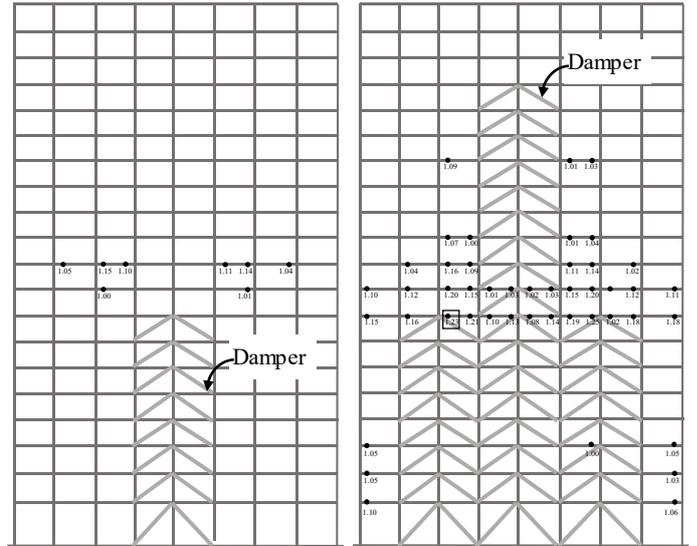
(a)Y1, Y4 (b)Y2, Y3  
Fig.6 Distribution of hinge (R100)



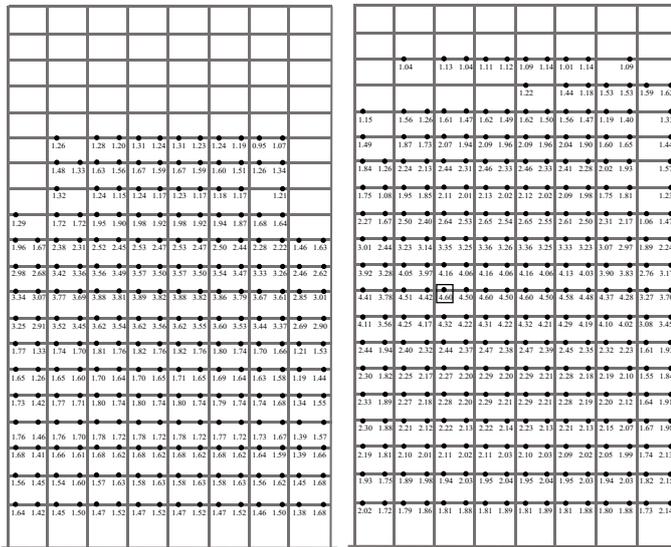
(a)Y1, Y4 (b)Y2, Y3  
Fig.7 Distribution of hinge (R150)



(a)Y1, Y4 (b)Y2, Y3  
Fig.8 Distribution of hinge (R170)



(a)Y1, Y4 (b)Y2, Y3  
Fig.9 Distribution of hinge (R180)



(a)Y1, Y4 (b)Y2, Y3  
Fig.11 Distribution of hinge (No damper)

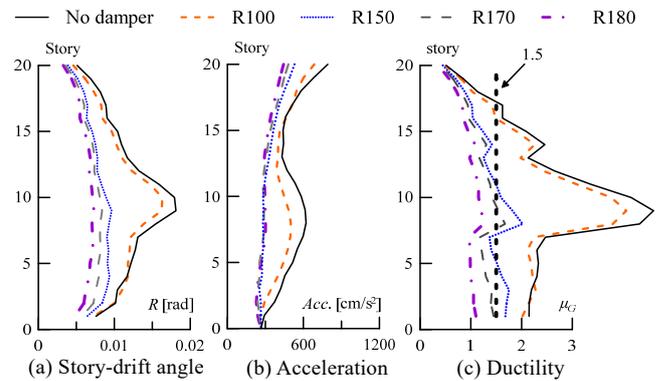


Fig.10 Time history analysis result (CH1)

#### 4. 最大応答値についての検討

Fig.10 (a)~(c)に CH1 を受けた場合における、非制振建物(No damper), R100, R150, R170 および R180 における最大層間変形角  $R$ , 最大加速度  $Acc$  および最大梁の塑性率  $\mu_G$  を示す。Fig.10 (a)より、非制振の最大層間変形角が 1/55 (9 層) に対して R100 の 1/62 rad (10%), R150 の 1/104 rad (47%), R170 の 1/119 rad (54%), R180 の 1/137 rad (60%) に低減されていることがわかる。Fig.10 (b)より、非制振の最大加速度と比較すると、R100 時に最大 10%(9 層), R150 時に最大 53%(9 層), R170 時に最大 53%(9 層), R180 時に最大 51%(10 層)低減されていることが確認できる。

非制振および制振時における塑性ヒンジの発生を Fig.11 および Fig.6~9 にそれぞれを示す。なお、Fig.10 (c) の  $\mu_G$  は Fig.11 および Fig.6~9 の各層におけるの最大値をプロットしたものである。Fig.10 (c)の梁の最大塑性より、

非制振の場合、 $\mu_G$  最大で 4.6 となり、かつ、ほとんどの梁で塑性ヒンジが発生しており、大きな損傷を受けていることがわかる。レベル 2 の地震動に対して、最大層間変形角が 1/100 以内となることを設計目標とした R100 においても、 $\mu_G$  は最大 4.1 となっており、かつ、ほとんどの梁で塑性ヒンジが発生しているため(Fig.6), 地震直後に継続使用することは不可能だと思われる。

一方、本研究で目標とする、継続可能な  $\mu_G$  が 1.5 以下となるためには、レベル 2 において目標変形角を 1/170 (R170) としなければならないことか Fig.10 (c)よりわかる。これは R100 に比べて、はるかに高い制振性能が要求されている事を意味するが、R170 とすることで、極大地震においても、最大層間変形角や加速度を大幅に低減することができる(Fig.10 (a) (b))ため、内外装材が損傷や家具などの什器の転倒を防止するだけでなく、エレベーターなどの機能も停止することなく、地震直後においても使用することができる。こうしたことが、地震時および直後における居住者の恐怖や不安を大幅に低減できるものと思われる。

5. 余裕度を見込んだモデルについての検討

4章より、R170かR180において中階に多くの塑性が発生していることがわかる。これはSA440とSN490とのきり変わる層周辺である。本章では、損傷を低減するため、R180のようににおいてもSA440を用いて場合(以降、R180\_SA440と呼ぶ)解析結果を示す。

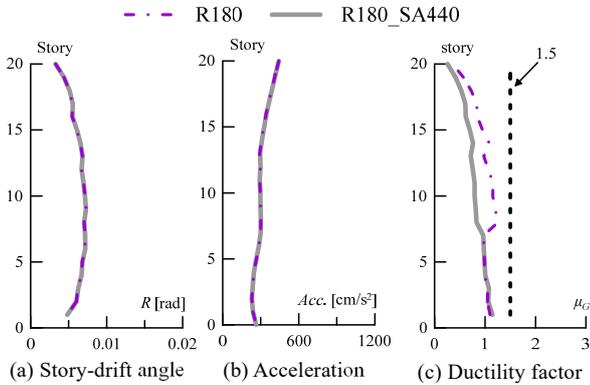


Fig.12 Time history analysis result (CH1)

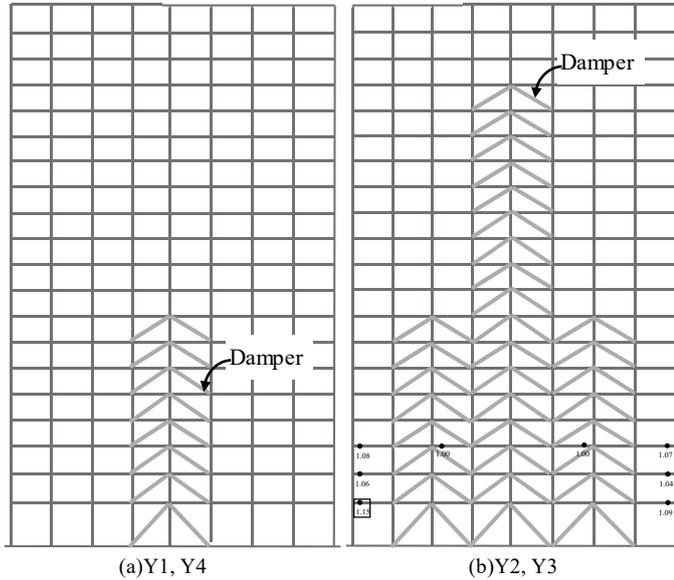


Fig.13 Distribution of hinge (R180\_SA440)

Fig.12 (a)~(c)にCH1を受けた場合において、R180およびR180\_SA440における最大層間変形角  $R$ 、最大加速度  $Acc$  および最大梁の塑性率  $\mu_G$  を示す。Fig.12 (a) (b)より、上部をSA440にしても、最大層間変形角  $R$  および最大加速度  $Acc$  においてほとんど違いがみられない。一方、Fig.12 (c)より、R180\_SA440の梁の塑性率がR180より、小さくなることわかる。

Fig.13に、R180\_SA440の梁の塑性ヒンジ発生状況を確認する。Fig.13とFig.9 (R180)を比較すると、塑性ヒンジ数量が大幅に低減していることが確認できる。このように、極大地震後においても、継続使用を目指す制振構造を

設計する場合には、レベル2の地震動に対して設計するのではなく、大きな地震動を想定し、ダンパーの量を増やすだけでなく、主架構の耐震性能を高くすることが重要である。

5. まとめ

本報では、20層建物を対象とし、極大地震に対して、梁の塑性率が1.5以内を目標とし、粘性ダンパーを用いて、制振性能を検討した。

(1) 極大地震に対するダンパーの有無による地震応答および梁端部の塑性ヒンジ分布の比較より、極大地震に対して、ダンパーを配置することで、地震応答が低減し、梁端部の最大塑性率また塑性ヒンジ数量が改善されることが確認できる。

(2) ダンパーを配置する場合、目標変形角を小さく設定することで、梁端部の塑性化を小さくすることに効果がある。目標変形角1/100の場合、梁の最大塑性率が1.5以内を満足できないため、使用できない。目標変形角1/180の場合、梁の最大塑性率が1.5以内に収まることが確認できる。

(3) 主架構の耐震性能を高めることで、梁の塑性化が改善される。今後は、フレームの鋼種およびダンパー量を決定するとともに、費用に対して制振効果に与える影響も考える必要がある。

謝辞

本研究の一部は、JST産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラムによるものです。

参考文献

- 1) 東京都財政局：東京都臨海部に建設される超高層建築物等の設計目標の目安、構造設計指針、2016
- 2) 社会活動継続技術共創コンソーシアム(SOFTech) <http://www.softech.titech.ac.jp/research.html>
- 3) 日本建築学会：鋼構造制振設計指針、第1版、2014.1
- 4) 建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料、<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/index.html> (2017.6.30)
- 5) 佐藤大樹、長山祥、笠井和彦、松田和浩：長周期地震動時における粘性ダンパーの性能低下を考慮した制振構造建物の応答評価、日本建築学会大会技術報告集、24(56),59-62, 2018.2
- 6) 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、2013.11

\*1 東京工業大学大学院 大学院生

\*2 東京工業大学大学院 准教授・博士(工学)

\* Graduate Student, Tokyo Institute of Technology \*1

\* Associate Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng. \*2