

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	東北地方太平洋沖地震記録に基づく免震建物に設置されている鋼材ダンパーの疲労損傷度評価
Title	
著者(和文)	本郷 貴之, 佐藤 大樹, 福田 優輝, 北村春幸
Authors	daiki sato, Yuuki Fukuda, Haruyuki Kitamura
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, Vol. 82, No. ,
Citation(English)	, Vol. 82, No. ,
発行日 / Pub. date	2012, 3
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf: http://ci.nii.ac.jp/naid/110009571499

東北地方太平洋沖地震記録に基づく 免震建物に設置されている鋼材ダンパーの疲労損傷度評価

構造—振動

準会員 ○ 本郷貴之^{*1}
正会員 福田優輝^{*1}

正会員 佐藤大樹^{*1}
正会員 北村春幸^{*1}

東北地方太平洋沖地震 固有振動数

鋼材ダンパー 疲労損傷度評価

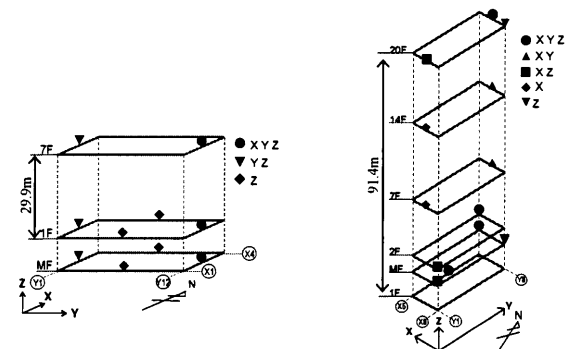
1. はじめに

2011年3月11日14:46に発生した東北地方太平洋沖地震(以後、本震と呼ぶ)とその余震により、長期的地震動観測を行っている免震建物である講義棟(東京理科大学野田キャンパス)と超高層免震建物であるJ2棟(東京工業大学すずかけ台キャンパス)において、数多くの観測記録が得られた¹⁾。

本報では、講義棟とJ2棟の本震前後での免震建物の固有振動数の変動を把握し、建物および免震部材の損傷程度を確認する。

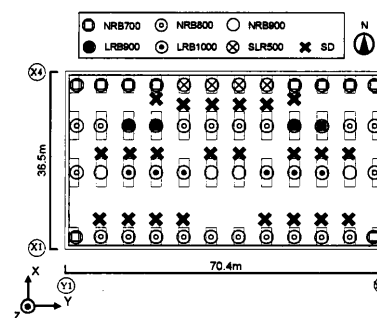
2. 建物概要

講義棟(図1(a))は、地上7階建て、鉄筋コンクリート構造の基礎免震構造である。J2棟(図2(a))は、地上20階建て、1階と2階の間に免震層を設けた鉄骨造の中間層免震構造である。なお、図1, 2(a)中のMFは免震層を、プロットは加速度計を表わす。それぞれの建物の地震動観測の詳細は、文献2), 3)を参照されたい。講義棟の免震層は、天然ゴム系積層ゴム支承(NRB700, 800, 900)計34基、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB900, 1000)計10基、弾性滑り支承(SLR500)計4基、鋼材ダンパー(SD)計22基により構成されている(図1(b))。J2棟の免震層には、天然ゴム系積層ゴム支承(NRB1100, 1200)計16基、免震用オイルダンパー(OD)計2基、鋼材ダンパー(SD)計14基により構成されている(図2(b))。講義棟とJ2棟に設置されている鋼材ダンパー諸元を表1に示す⁴⁾。



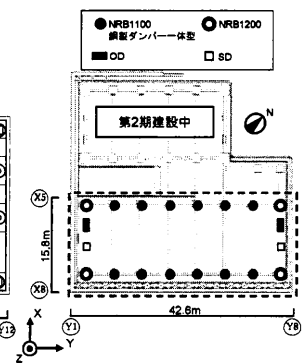
(a) 加速度計設置位置

(a) 加速度計設置位置



(b) 免震層の平面図

図1 講義棟の概要



(b) 免震層の平面図

図2 J2棟の概要

表1 ダンパー諸元

建物	名称	ダンパー本数			降伏変位 δ_y (mm)	降伏荷重 $\delta_y Q_y$ (kN)	ダンパー部 高さ h (mm)
		X	Y	計			
講義棟	NSUD45	4	4	8	24.2	368	284
J2棟	NSUD55	2	2	4	31.7	304	374

講義棟では本震および余震の観測記録が欠測しているため、講義棟を部材レベルでモデル化した立体解析モデル⁵⁾を用いて、時刻歴応答解析を行い、応答値により評価を行う。その際、同キャンパス構内にある7号館(直線距離約150m)の観測記録を入力する。また、他の観測記録において、講義棟と7号館の観測記録の速度応答スペクトルは、概ね一致することを確認しており、7号館の観測記録を講義棟の解析に用いることの妥当性を確認している。表2に、地

3. 地震動観測記録の検証

3.1 観測結果

本震および本震と同じ日の15:15に発生したM7.7の茨城県沖の地震(以後、余震と呼ぶ)の2地震動について、検討を行う。なお、

表2 本震、余震の概要と最大応答値

地震波 (震源地)	年月日	震源 深さ (km)	M	震源距離(km)		最大応答加速度(gal)								免震層の最大変位 (mm)			
						免震層				頂部							
						講義棟		J2棟		講義棟		J2棟		講義棟		J2棟	
						X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
本震 (三陸沖)	2011/3/11	24	9	400	438	262.0	262.7	65.6	70.4	91.1	119.7	88.6	115.6	46.0	39.8	62.8	97.4
余震 (茨城県沖)	2011/3/11	43	7.7	166	194	115.0	106.0	26.4	43.6	71.3	60.5	50.1	57.3	34.2	20.7	33.1	67.9

震波概要および観測結果を示す。免震層の変位は、両建物とも免震層上下階の加速度の差を2階積分して算出した。図3に免震層のオービットを示す。図3より、両建物とも大きい振幅が繰り返されており、免震部材の損傷が疑われる。

3.2 固有振動数の変動

本震前後での免震建物の特性の変動を把握するため、図4(a)～(c)に対象建物(X方向)の免震層最大変位と建物全体、上部構造および免震層の伝達関数より得られた1次固有振動数の関係を示す。図4より、講義棟では、本震前後で振動数に変化は、ほとんど見られない。一方、J2棟では、(a)～(c)全てにおいて振動数に低減が見られる。この原因として、上部構造では非構造部材、免震層では免震部材の特性の変化が考えられる。この結果を踏まえ、次章より免震部材である鋼材ダンパーに着目し、疲労損傷度評価を行い、損傷の程度を確認する。

4. 疲労損傷度

4.1 鋼材ダンパーの疲労損傷度の評価方法

本報では、以下に示す3種の手法(a)～(c)を用いて、鋼材ダンパーの疲労損傷度 D を評価する。さらに、手法(a)～(c)について、X方向とY方向それぞれの1方向の変位を対象とした評価方法と、2方向の変位を対象とした評価方法の合計6種類の鋼材ダンパーの損傷評価を行う。なお、算出された D 値の累積が1に達したとき、鋼材ダンパーは破断する。

手法(a)は、免震層の片変位最大振幅 $\delta_{\max}$ を用いて、鋼材ダンパーの損傷評価を行う簡易な手法である。手法(a)での、鋼材ダンパーの1方向の疲労損傷度は、式(1)より求められる。

$$D = \frac{dn}{N_f} \quad (1)$$

ここで、 dn ：等価繰り返し数、 N_f ：破断回数である。

dn は、鋼材ダンパーの吸収エネルギー ${}_dW_p$ と免震層最大変位 $\delta_{\max}$ を用いて、式(2)から求められる⁹⁾。

$$dn = \frac{{}_dW_p}{4 \times {}_dQ_y \times (\delta_{\max} - {}_d\delta_y)} \quad (2)$$

ここで、 ${}_dQ_y$ ：降伏荷重、 ${}_d\delta_y$ ：降伏変位である(表1)。

式(2)の ${}_dW_p$ を鋼材ダンパーのX方向の吸収エネルギー ${}_dW_X$ およびY方向の吸収エネルギー ${}_dW_Y$ で置き換えることにより、X方向とY方向それぞれの dn_X 、 dn_Y を評価できる。 ${}_dW_X$ 、 ${}_dW_Y$ は、鋼材ダンパー1基にかかるせん断力と免震層の変位を用いて算出する。せん断力の算出方法は、講義棟とJ2棟で異なるため、算出方法を以下に示す。講義棟では、時刻歴応答解析結果により得られる、鋼

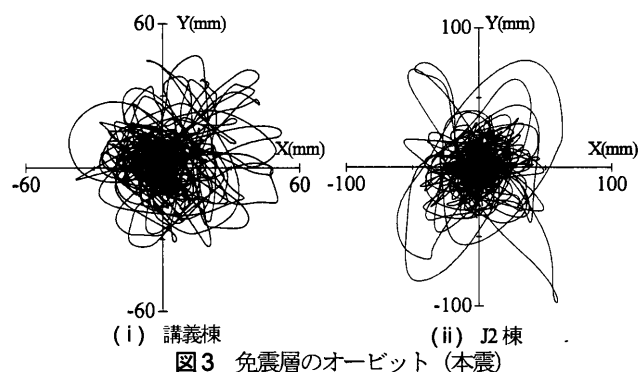


図3 免震層のオービット (本震)

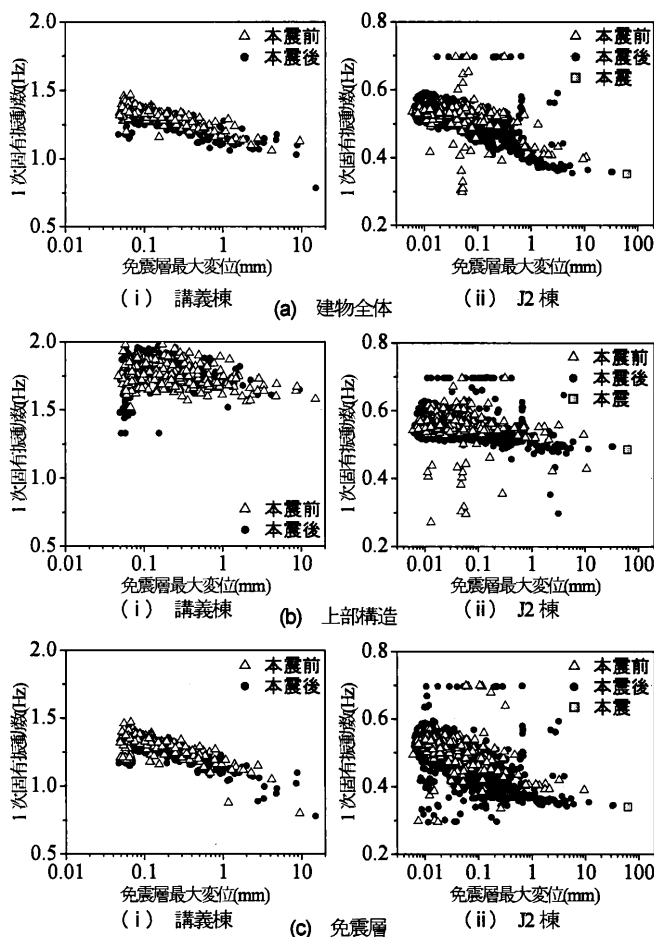


図4 固有振動数と免震層最大変位の関係 (X方向)

材ダンパー1基にかかるせん断力を用いた。J2棟では、免震層にかかるせん断力を、14階の加速度計の加速度に建物の全質量を掛け合わせることで算出した後、X方向のみに設置されているオイルダンパー2基の荷重を引き、鋼材ダンパー基数(14基)で除すことで、鋼材ダンパー1基にかかるせん断力を算出する。

式(1)の破断回数 N_f は、せん断変形角 γ_t との関係式である式(3)により算出できる⁷⁾。

$$\gamma_t = 35N_f^{-0.15} + 3620N_f^{-0.80} \quad (3)$$

ここに、式(3)のせん断変形角 γ_t は、式(4)、(5)から求められる⁷⁾。

$$\gamma_t = \frac{\delta_t}{h}, \quad \delta_t = 2 \times \delta_{\max} \quad (4), (5)$$

ここで、 δ_i ：全変位振幅、 h ：鋼材ダンパーの高さであり、式(5)の $\delta_{\max}$ は、鋼材ダンパーの $d\delta_y$ を超える片変位振幅 δ_h を対象とする。手法(b)は、手法(a)の $\delta_{\max}$ を δ_{Ave} に置き換えた手法である。ここで、 δ_{Ave} が降伏変位に近いと、式(1)から求められる d_n が無限大となる。そこで、 δ_{Ave} は塑性率 $(=\delta_h/d\delta_y)$ が1.5を超える δ_h の平均値とした。

2方向の変位を対象とした鋼材ダンパーの損傷評価において、2方向の免震層の変位 ${}_2\delta(t)$ は、X方向の変位 ${}_1\delta_X(t)$ とY方向の変位 ${}_1\delta_Y(t)$ を用い、式(6)に表わせる。

$${}_2\delta(t) = \sqrt{({}_1\delta_X(t))^2 + ({}_1\delta_Y(t))^2} \quad (6)$$

図5(a)、(b)に、式(7)より算出したJ2棟の ${}_2\delta(t)$ の時刻歴と、 ${}_2\delta(t)$ のオービットを示す。図中のプロットは、極値を示している。2方向の損傷評価に、手法(a)、(b)を用いる際には、1方向の損傷評価と同様に、 ${}_2\delta(t)$ の片振幅の最大値 ${}_2\delta(t)_{\max}$ および平均値 ${}_2\delta(t)_{Ave}$ を用いる(図5)。また、2方向の d_n (式(1))を算出する際には、 dW_X と dW_Y を足し合わせた dW_p を用いる。

手法(c)は、免震層の変位時刻歴波形の極値毎に、Miner則⁸⁾を用いて、疲労損傷度 D を算出する手法である。

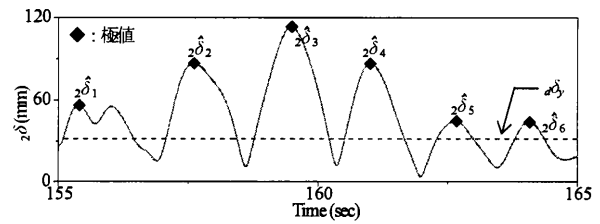
$$D = \sum_{i=1}^k \frac{a_i n_i}{N_{fi}} \quad (7)$$

ここで、 $a_i n_i$ ： i 番目の半サイクルでの正值極大値もしくは、負値極小値における $\hat{\delta}_i$ の等価繰返し回数、 N_{fi} ： $\hat{\delta}_i$ における破断回数(式(3))である。

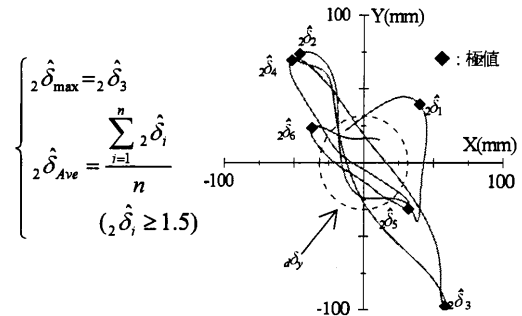
1方向の損傷評価に用いる極値 $\hat{\delta}_i$ は、半サイクル毎の変位波形の正值極大値もしくは、負値極小値とする。2方向の損傷評価に用いる極値は、 ${}_2\delta(t)$ (式(6))が正勾配で $d\delta_y$ を超える間に発生した正值極大とし、 ${}_2\hat{\delta}_i$ と定義する(図5)。但し、 $\hat{\delta}_i$ 、 ${}_2\hat{\delta}_i$ ともに鋼材ダンパーの $d\delta_y$ を越えた値のみを対象とする。なお、本報では半波長で評価を行うMiner則を用いるので、式(7)の $a_i n_i$ は常に0.5となる。

4.2 本震、余震による疲労損傷評価

表3に本震、余震および累積の疲労損傷度を示す。表中のa、b、cは手法の名称、1、2は損傷評価を行う方向を表す。表3より、極値毎の D 値の総和をとる手法(c)の D 値が手法(a)、(b)に比べ大きくなった。手法(a)～(c)において、X方向とY方向の D 値を足し



(a) 免震層の変位時刻歴波形(極座標系)



(b) 免震層のオービット(155~165sec)

図5 手法(c) (2方向) による検討方法

合わせた値が、2方向の D 値に近い値を示す傾向がある。従って、X方向とY方向の関係性を把握することで、2方向の損傷評価を簡易に行える可能性があると考えられる。

4.3 1方向と2方向の損傷評価の関係性

前節で得られた知見を基に、鋼材ダンパーのX方向とY方向の変位およびエネルギーの関係性を把握し、1方向の損傷評価による D 値と2方向の損傷評価による D 値との関係性を確認する。各方向の手法(a)による損傷評価に用いる最大変位を ${}_1\delta_{X\max}$ 、 ${}_1\delta_{Y\max}$ 、 ${}_2\delta_{\max}$ とし、1方向と2方向の変位およびエネルギーを以下の関係で表わせると仮定する。但し、 ${}_1\delta_{Y\max} \leq {}_1\delta_{X\max}$ とする。

$${}_1\delta_{Y\max} = \alpha_d \cdot {}_1\delta_{X\max} \quad (8)$$

$${}_2\delta_{\max} = \beta_d \cdot \sqrt{({}_1\delta_{X\max})^2 + ({}_1\delta_{Y\max})^2} \quad (9)$$

$${}_1W_Y = \alpha_w \cdot {}_1W_X \quad (10)$$

式(1)による2方向の疲労損傷度を ${}_2D$ 、1方向の疲労損傷度を ${}_1D_X$ と定義する。 ${}_2D$ と ${}_1D_X$ の関係は、式(8)～(10)を用いて、次式のよう表わせる。

$$\frac{{}_2D}{{}_1D_X} = (1 + \alpha_w) \cdot D_R \quad (11)$$

$$D_R = \frac{{}_1\mu_X - 1}{\beta \cdot {}_1\mu_X \cdot \sqrt{1 + \alpha_d^2} - 1} \cdot \frac{{}_1N_{fX}}{{}_2N_f} \quad (12)$$

表3 手法(a), (b), (c)による D 値の比較

建物	地震波	(a-1)			(a-2)	(b-1)			(b-2)	(c-1)			(c-2)
		X	Y	X+Y		X	Y	X+Y		X	Y	X+Y	
講義棟	本震	0.008	0.007	0.015	0.014	0.009		0.009	0.015	0.006	0.005	0.011	0.015
	余震	0.004		0.004	0.005					0.001		0.001	0.002
	本震+余震	0.012	0.007	0.019	0.019	0.009	0.000	0.009	0.015	0.007	0.005	0.012	0.017
J2棟	本震	0.010	0.014	0.024	0.025	0.010	0.014	0.024	0.024	0.013	0.013	0.026	0.026
	余震		0.003	0.003	0.005		0.003	0.003	0.005	0.000	0.002	0.002	0.002
	本震+余震	0.010	0.017	0.027	0.030	0.010	0.017	0.027	0.029	0.013	0.015	0.028	0.028

ここに、 $1\mu_X$: X 方向の鋼材ダンパーの塑性率、 $1N_{fX}$: 1 方向の破断回数、 $2N_f$: 2 方向の破断回数である。なお、式(8)～(10)、(12)中の α_d 、 β_d 、 α_w 、 $1\mu_X$ を総称して損傷評価パラメータと呼ぶ。式(8)、(9)の $1\delta_{Xmax}$ (手法(a))を $1\delta_{Xave}$ (手法(b))に置き換え、式(11)を用いることも可能である。表4に本震、余震より得られた講義棟とJ2棟の損傷評価パラメータを示す。図6にNSUD45(講義棟)とNSUD55(J2棟)について、 D_R (式(12))の変化を示す。図6(a)、(b)より、講義棟、J2棟ともに $\alpha_d = 0.4 \sim 1.0$ のとき、塑性率 $1\mu_X = 1.8 \sim 4.0$ の範囲では、 D_R が1.0から±5%以内に収まっていることがわかる。また、 β_d を0.7～1.0に変動させても、同様の結果が得られたことを確認している。従って、式(11)の D_R を1.0と仮定しても、 $2D$ を概ね評価できると考えられる。

4.4 1方向のD値を用いた2方向のD値の予測

前節より得られた知見を基に、 D_R (式(12))を1.0と仮定し、式(12)に代入した簡易な式(13)を提案する。

$$2D_S = (1 + \alpha_w) \cdot 1D_X \quad (13)$$

表5に観測記録から算出した $2D$ (表3)と、式(13)より算出した $2D_S$ を示す。表5より、 $2D$ と $2D_S$ は、概ね近い値を示すことがわかる。従って、多少の誤差を含むが、式(13)を用いて2方向のD値を予測できる。この際、必要な応答値は、鋼材ダンパーのX、Y方向の変位とエネルギーのみとなる。なお、本震において、東北地方で観測された地震動を両建物の立体解析モデル⁹⁾に投入し、その応答値を用いて、式(13)による損傷評価を行い、表5に示した結果と同等の精度が得られることを確認した。

5. まとめ

本報では、講義棟とJ2棟について、本震前後での免震建物の固有振動数の変動を明らかにし、建物および免震部材の損傷程度を確認を行った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 講義棟では、本震前後で振動数に変化は、ほとんど見られない。一方、J2棟では、建物全体、上部構造および免震層において振動数に低減が見られる。この原因として、上部構造では非構造部材、免震層では免震部材の特性の変化が考えられる。
- (2) 鋼材ダンパーの疲労損傷度を3種の手法(a)～(c)を用いて、評価を行った。さらに、手法(a)～(c)それぞれについてX、Y方向単独の1方向の損傷評価と2方向の損傷評価の合計6種類の鋼材ダンパーの損傷評価を行った。その結果、極値毎のD値の総和をとる手法(c)のD値が手法(a)、(b)に比べ大きくなった。手法(a)～(c)において、X方向とY方向のD値を足し合わせた値が、2方向のD値に近い値を示す傾向がある。

表4 本震、余震より得られた損傷評価パラメータ

建物	地震波	α_d	β_d	α_w	$1\mu_X$
講義棟	本震	0.87	0.78	0.76	1.90
	余震		0.71	0.41	1.41
J2棟	本震	0.65	0.77	0.69	3.07
	余震		0.72	0.76	2.31

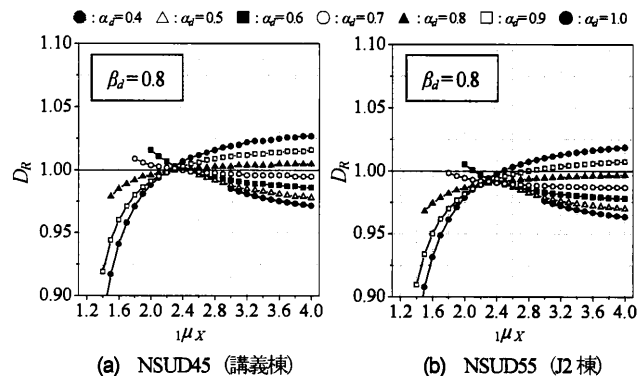


図6 損傷評価パラメータによる D_R の比較

表5 算出方法の違いによる2方向のD値の比較

建物	地震波	手法(a)			手法(b)		
		$2D$	$1D_X + 1D_Y$	$2D_S$	$2D$	$1D_X + 1D_Y$	$2D_S$
講義棟	本震	0.014	0.015	0.014	0.015	0.009	0.016
	余震	0.005	0.004	0.005			
J2棟	本震	0.025	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
	余震	0.005	0.003	0.005	0.005	0.003	0.005

- (3) X方向とY方向の変位およびエネルギーの関係性を把握し、1方向の損傷評価によるD値と2方向の損傷評価によるD値との関係性を確認するため、パラメータを設定し損傷評価の式の変換を行った。多少の誤差を含むが、1方向のD値とX、Y方向のエネルギー比を用いて、2方向のD値を概ね予測できる。

謝辞

本研究は、東京工業大学グローバルCOEプログラム「震災メカリスク軽減の都市地震工学国際拠点」と共同で行われたものであります。東京工業大学 笠井和彦教授には多大なご協力を賜りました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 山際創, 笠井和彦, 佐藤大樹, 山田哲, 坂田弘安, 山中浩明, 盛川仁, 和田章: 多点同時地震動観測記録に基づく超高層免震建物の地震応答性状の考察, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp. 333-334, 2011.8
- 2) 森清貴真, 金澤健司, 北村春幸: 免震建物を対象とした強震一振動モニタリングシステム, 日本建築学会技術報告集, pp. 133-138, 2005.12
- 3) 大木洋司, 山下忠道, 盛川仁, 山田哲, 坂田弘安, 山中浩明, 笠井和彦, 和田章: 超高層免震建物の長期観測システム構築に関する具体的取り組み, 日本建築学会技術報告集, pp. 73-77, 2005.6
- 4) 免震部材標準リスト, 日本免震構造協会, pp.615-616, 2009
- 5) 福田優輝, 佐藤大樹, 北村春幸: 多点同時地震動観測記録に基づく免震建物の3次元応答解析手法に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp. 257-258, 2010.7
- 6) 北村春幸: 性能設計のための建築振動解析入門, 第二版, 彰国社, pp. 146-152, 2009
- 7) 吉敷祥一, 大河原勇太, 山田哲, 和田章: 免震構造用U字形鋼材ダンパーの繰り返し変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第624号, pp. 333-340, 2008.2
- 8) 免震構造一部材の基本から設計・施工まで, 日本免震構造協会編, 第一版, オーム社, pp.162-163, 2010.12
- 9) 福田優輝, 佐藤大樹, 北村春幸: 地震動観測記録に基づく超高層免震建物の積層ゴムに生じる引き抜き力に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp. 587-588, 2011.8

*1 東京理科大学