論文 加速度計を用いた連層耐震壁を有する SRC 造建物の動的応答推定

米原 千晶*1·井上 峻輔*2·日比野 陽*3

要旨:連層耐震壁は剛性が高いことから,建物の応答に大きな影響を与え,地震時における応答は建物の応答に対して支配的となる。しかし,連層耐震壁の実挙動に関する定量的な知見は多くない。本研究では,2010年に耐震補強された建物内に設置した加速度計を用いて,耐震補強前後で設計上の偏心率・剛性率が基準を満たしているか確認したうえでロッキング挙動に関して基礎部の鉛直剛性より検討を行った。また,連層耐震壁と基礎部の剛性を考慮したばねを耐震壁構面に仮定し,回転角を算出,観測値から算出した回転角と比較することでねじれに対する評価を行った。

キーワード: 連層耐震壁, 加速度計, ロッキング, ねじれ

1. はじめに

連層耐震壁は剛性が高いことから、建物の応答に大き な影響を与える。特に地震時における応答は建物の応答 において支配的となる。また、連層耐震壁の負担水平力 は柱よりも大きく、建物の耐力に大きく寄与する。建物 の応答に与える連層耐震壁の影響は計算によって定量的 に把握できるものの、実挙動については不明な点が多く、 地震時における連層耐震壁の実挙動や負担水平力に関す る定量的な知見は多くない。

既往の研究において,実構造物に設置した加速度計の 地震観測記録から構造物の性能曲線を算出する方法が提 案されている^{1),2)}。また,加速度観測値から建物柱脚部の ロッキング回転角を算出し,性能曲線上のロッキングを 除去することで,上部構造の損傷のみを評価する研究が 行われている³。

本研究では、対象建物における設計上の偏心率・剛性 率を耐震補強前後で把握し、加速度観測記録から算出さ れたロッキング挙動について検討、建物のねじれ応答に 関する評価を行った。観測対象建物は場所打ちコンクリ ート杭の群杭を有しており、地表面レベルに設置した加 速度計の上下動記録からロッキング挙動を計測する。ね じれ応答に関して、対象建物にばねを仮定し、道路橋示

構造	SRC 造
階数	地上8階,地下1階
築年数	37年 (1981年施工,2010年耐震補強)
建物高さ	34.2 [m] (PH 階含む)
杭径	\$\$\phi 0.6 [m]\$
杭長	7 [m], 11 [m]
杭の <i>f</i> c	21MPa

表-1 建物および杭の諸元

方書および限界耐力計算法における Randolf による評価

*1 広島大学大学院 工学研究科 (学生会員)

*2 広島大学大学院 工学研究科

*3 広島大学大学院 工学研究科 准教授 博士(工学) (正会員)

方法を用いて算出した剛性と連層耐震壁の剛性をばねの 剛性として求めたねじれ回転角と加速度観測記録から求 めたねじれ回転角を比較し,ねじれ応答の評価を行った。

2. 計測概要

2.1. 観測対象建物および加速度計の配置

観測対象建物は 8 階建て SRC 造建物の広島大学工学 部研究棟であり,合計 4 枚の連層耐震壁を有している。 2010 年には耐震補強として 1~4 階の耐震壁の増し打ち 工事が行われた。また,場所打ちコンクリート杭を有し ており,杭長は X0~X6 構面で 7m, X7~X10 構面で 11m, 底面深度約 10.5m に支持層があり,支持杭となっている。 X5, X6 構面は基礎一つあたり 7~8 本の群杭を有する。 本研究では,連層耐震壁を有する X5 構面のロッキン



速度計の配置図を図-1に、杭の配置図を図-2に示す。

2.2. 地震観測記録

加速度計は建物内に8台(1階に2台,4階に1台,8 階に5台),周辺地盤内(対象建物から北東方向に約40 メートル離れた場所)に1台埋設してある。加速度計設 置後に観測された地震波34波を計測順にE1~E34とす る。計測誤差を避けるために震度1以上の地震波を検討 に用いた。震央地名および震源深さ,東広島市における 観測震度は気象庁ホームページ⁴⁾を参照した。表-2に 地震観測記録のうち震度1以上の地震波(E1,E10,E18, E21,E25,E29)7波を示す。

表-2 地震観測記録

記号	日付	震央地名	深さ [km]	震度 (K-net)
E1	2015/07/13 02:52	大分県南部	58	2
E10	2016/04/16 01:25	熊本県熊本地方	12	2
E18	2016/08/15 13:37	伊予灘	71	2
E21	2016/10/21 14:07	鳥取県中部	11	3
E22	2016/10/21 14:30	鳥取県中部	10	1
E25	2016/10/21 14:54	鳥取県中部	9	2
E29	2016/11/19 11:49	和歌山県南部	51	1

3. 観測対象建物の偏心率・剛性率

対象建物に関して,建築物の構造関係技術基準解説書 ⁵⁾をもとに,設計上の剛性率・偏心率が基準を満たしてい ることを確認する。

3.1. 剛性率

各階の剛性率はその階の層間変形角の逆数 rsをすべての階の相加平均値rsで割った比 Rs として式(1)~(2)より 算出した。耐震補強前後における各階の剛性率の算出結 果を表-3 に示す。

$$\overline{r_s} = \sum r_s / n \tag{1}$$

$$R_s = r_s / \overline{r_s} \tag{2}$$

ここに, n: 階数

表-3 から分かるように、すべての階において、剛性 率 0.6 以上のため、設計上基準を満たしていることが確 認された。

階数	補強前		補強後	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
8	1.8	1.3	1.8	1.1
7	1.4	1.0	1.4	0.9
6	1.0	0.9	1.0	0.9
5	0.8	0.9	0.8	0.8
4	0.7	0.8	0.7	1.0
3	0.8	0.8	0.8	1.0
2	0.7	1.1	0.7	1.1
1	0.8	1.2	0.8	1.1
В	0.6	0.8	0.6	0.8

表-3 剛性率の算出結果

3.2. 偏心率

各階の偏心率(R_{ex}, R_{ey})は重心位置(g_x, g_y)と、剛心位置(l_x ,

ly)を用いて式(3)より算出した偏心距離(*ex*, *ey*)をねじれ剛 性 *K*_Rを用いて算出した弾力半径(*r*_{ex}, *r*_{ey})で除すことで式 (6)より算出した。算出結果を表-4 に示す。

$$e_x = |l_x - g_x|$$

$$e_y = |l_y - g_y|$$
(3)

$$K_R = \sum \{K_x (Y - l_y)^2 + K_y (X - l_x)^2\}$$
(4)

$$r_{ex} = \sqrt{K_R / \Sigma K_y}$$

$$r_{ey} = \sqrt{K_R / \Sigma K_x}$$
(5)

$$\begin{aligned} r_{ey} &= \sqrt{\kappa_R} / \sum \kappa_x \\ R_{ex} &= e_y / r_{ex} \\ R_{ey} &= e_x / r_{ey} \end{aligned} \tag{6}$$

ここに, (*K_x*, *K_y*):水平方向の剛性, X:X1 構面からの 距離, Y:Y1 構面からの距離

表-4より、すべての階において、偏心率0.15未満の ため、設計上基準を満たしていることが確認された。

衣 , 扁心牛の并由相未				
四七米ケ	補強前		補強後	
百安(X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
8	0.06	0.0	0.06	0.0
7	0.05	0.0	0.05	0.0
6	0.07	0.0	0.07	0.0
5	0.07	0.0	0.07	0.0
4	0.07	0.0	0.06	0.0
3	0.07	0.0	0.06	0.0
2	0.10	0.0	0.05	0.0
1	0.12	0.0	0.03	0.0
В	0.04	0.0	0.04	0.0

表-4 偏心率の算出結果

4. 転倒モーメントと変形角の関係

楠ら¹⁾⁻²による性能曲線を用いて式(7)~(9)より代表加 速度 S_a ,等価質量 M_e ,等価高さ H_e を算出した。1次モ ードの抽出は wavelet 変換によって求め, Rank5 を用い た⁵⁾。建物全体の転倒モーメント M_t および1階の上下動 応答変位から求めたロッキング変形角 θ_r は式(10),(11) より算出した。ロッキング変形角 θ_r について,地下階の 変形は1階に設置してある加速度記録に含まれており, 本研究では基礎の変形として評価を行っている。X5 通り 図を図-3 に,地震波 E1 における $M_t - \theta_r$ 関係を図-4 に 示す。有意な相関関係がみられたことからロッキング挙 動が生じていると推測される。

$$S_{a} = \left(\begin{array}{c} _{1}\ddot{\Delta} + _{1}\ddot{x}_{0} \end{array} \right) = \frac{\sum m_{i} \cdot _{1}x_{i}^{2}}{\left(\sum m_{i} \cdot _{1}x_{i} \right)^{2}} \sum_{i=1}^{n} m_{i} \cdot _{1}\ddot{x}_{i} + _{1}\ddot{x}_{0} \quad (7)$$



$$H_e = \frac{\sum m_i \cdot {}_1x_i \cdot h'_i}{\sum m_i \cdot {}_1x_i} \tag{8}$$

$$M_e = \frac{\left(\sum m_i \cdot {}_1 x_i \right)^2}{{}_1 x_i^2} \tag{9}$$

$$M_t = S_a \cdot H_e \cdot M_e \tag{10}$$

$$\theta_r = \frac{z_{1B} - z_{1C}}{720}$$
(11)

ここに、₁道:1次モード代表加速度の建物応答成分、

 $_1x_i$:基礎に対する相対変位の1次モード成分, $_1\ddot{x}_i$: 1次モード相対加速度成分, $_1\ddot{x}_0$:地動加速度の1次モー ド成分, m_i :各層の質量,n:階数, h_i :1階からの高さ, Z_{1B} , Z_{1C} :1階センサーの上下動加速度から算出した変位 (センサー間距離 720cm)

5. ねじれ応答の推定

5.1. 時刻的応答変位

対象建物は連層耐震壁がバランスよく配置されており, 建物の計算上の偏心率は極めて小さい。地震波 E21 にお ける 8 階妻壁構面に設置されている加速度計 8A, 8D お よび,建物重心構面に設置されている加速度計 8B の NS 方向変位を図-5 に示す。西側妻壁付近の加速度 8A の 変位は東側妻壁付近の加速度 8D の変位より大きく,ほ かの地震波に関しても同様であった。このことから対象 建物において地震時の建物応答でねじれ応答が生じてい ることが考えられる。



5.2. ばねの配置仮定

対象建物8階平面上において,NS方向に4構面,EW 方向に2構面ばねを仮定することで連層耐震壁によるね じれ応答の推定を行った。図-6に仮定したばねの配置 を示す。



5.3. 建物基礎部鉛直剛性の評価

4章で求めた建物全体の転倒モーメント*M*_tおよびロッ キング変形角 θ_rより建物基礎部鉛直剛性 *Kv*を式(12)よ り算出した。なお,計算の簡略化のために,建物の回転 中心は Y2 軸と仮定した。

$$K_V = \frac{2M_t}{B^2 \theta_r} \tag{12}$$

ここに, *M_t*:転倒モーメント, *B*:建物の短辺方向の 長さ

5.4. 道路橋示方書の評価方法

道路橋示方書 IV⁷⁰の杭軸方向ばね推定式である式(13), (14)を用いて、1本あたりの杭軸方向ばね定数 K₄を算出 した。Y0~Y3 軸すべての杭が作用する場合と Y2 軸を回 転中心とし、Y2 軸以外の Y0, Y1, Y3 軸において、連層 耐震壁を有する X1, X5, X6, X9 軸の4 構面の杭が作用 する場合について、各構面本数分の剛性を算出し、足し 合わせた。

$$K_{\nu}' = a \frac{A_p \cdot E_p}{L} \tag{13}$$

$$a = 0.031(L/D) - 0.15 \tag{14}$$

ここに, *D*: 杭径, *A_p*: 杭の断面積, *E_p*: 杭のヤング係数, *L*: 杭長

5.5. Randolf の評価方法

対象建物の杭基礎が支持杭で群杭であることから, Randolf⁸⁾による杭周上下地盤ばね S_V を式(15)~(18)より, 杭先端上下地盤ばね k_b を式(19)より算出し、単杭杭頭の 上下地盤ばね定数 K_{VS} を式(20), (21)より算出した。上下 地盤ばね定数 K_{VS} を司いて式(22)~(29)より杭全体の地盤 ばね定数 K_{VG} を評価した。杭の本数に関しては、Y0~Y3 軸すべての杭が作用する場合と Y2 軸を回転中心とし、 Y2 軸以外の Y0, Y1, Y3 軸において、連層耐震壁を有す る X1, X5, X6, X9 軸の 4 構面の杭が作用する場合につ いて考慮した。ポアソン比は表-5 に示す対象建物周辺 で行われた PS 検査の値を用いて算出した。式(25)中の $\log(E_p/E_s)$ の値は 3.18 で頭打ちとした。

表-5 PS 検層の結果

函	底面深度	S波速度	P 波速度	ポアソン比
眉	[m]	V_s [m/s]	$V_p [m/s]$	v
1	2.0	180	350	0.32
2	10.5	300	550	0.29
3 (支持層)	20	430	1000	0.39
$S_V = 2\pi G_e / \log_e(2r_m/D) \tag{1}$				
$G_e = 1/L' \cdot \sum G_i \cdot H_i \tag{16}$				
$r_m = 2.5L'(1 - \nu_e)$ (1)				
$\nu_e = 1/L' \cdot \sum \nu_i \cdot H_i \tag{1}$				
$k_{\rm r} = \frac{3\pi}{3\pi} \cdot \frac{\pi G_b D}{1} \tag{1}$				

 $k_b = \frac{3\pi}{8} \cdot \frac{\pi G_b D}{2(1 - \nu_b)} \tag{19}$

$$K_{VS} = E_p A \beta_s$$

$$\cdot \frac{E_p A \beta_s \left(1 - e^{-2\beta_s L'}\right) + k_b \left(1 + e^{-2\beta_s L'}\right)}{(20)}$$

$$E_p A \beta_s (1 + e^{-2\beta_s L}) + k_b (1 - e^{-2\beta_s L})$$

$$\beta_s^2 = S_V / E_p A$$
(21)

$$K_{VG} = \beta_V N_n K_{VS} \tag{22}$$

$$\beta_V = N_p^{-c} \tag{23}$$

$$c = 2.0f_z \qquad (f_z \le 0.2) c = 0.7f_z + 0.26 \qquad (f_z > 0.2)$$
(24)

$$f_z = \{0.3 \log(E_p/E_s) \lambda + 0.5(1-\lambda)\delta\}(D/S)$$
(25)

$$1 - \lambda = 2/\{ \left(e^{\beta_s L'} + e^{-\beta_s L'} \right)$$

$$(26)$$

$$\delta = 2/\{(e^{\beta_{s}L'} - e^{-\beta_{s}L'})/d + (e^{\beta_{s}L'} + e^{-\beta_{s}L'})\}$$
(27)

$$d = E_n A \beta_c / k'_h$$
(28)

$$k'_{b} = S'_{V}l \tag{29}$$

ここに, D: 杭径, L': 工学的基盤までの杭長(支持層 貫入部を除いた杭長), Ge: 表層地盤の平均せん断剛性, *vi*: 表層地盤の平均ポアソン比, *Gi*: *i* 層のせん断剛性, $v_i: i$ 層のポアソン比, $H_i: i$ 層の層厚, $G_b:$ 支持層のせん 断剛性, v_b:支持層のポアソン比, E_p: 杭のヤング係数, A: 杭の断面積, β_v:上下ばねの群杭係数, N_p: 杭本数, Es: 表層地盤(均質地盤)のヤング係数, λ: 表面地盤の 応力分担率, f_z:影響係数, δ:杭頭と杭先端の変位比, S: 杭間距離, k'_b: 支持地盤への貫入部のばね, S'_v: 支持 層地盤の Sv (式(15)中の Ge を支持層のせん断剛性 Gb に 置換), 1: 杭の支持層への貫入長

建物基礎部鉛直剛性 K_Vについて観測値から求めた値 と道路橋示方書による杭軸方向ばね定数 Kv, Randolf の 評価による上下地盤ばね定数 Kvgの結果を図-7に示す。 建物基礎部鉛直剛性は道路橋示方書によると 2.36×107 (kN/m), Randolf によると 6.69×10⁷(kN/m)となった。観測 記録の上下動変位から求めた建物基礎部鉛直剛性の平均 値は 1.31×10⁷(kN/m)であった。観測結果に比べてともに 大きな値となった。そこで、連層耐震壁を有する X1, X5, X6, X9 構面のみの杭剛性を算出したところ, 道路橋示 方書による杭軸方向ばね定数 K_vは 1.16×10⁷(kN/m)とな り, Randolf の評価による上下地盤ばね定数 KvG は 3.52×10⁷(kN/m)となり、すべての構面の杭を考慮した場 合と比較して観測結果に近い値となった。このことから



連層耐震壁を有する構面の杭の負担力が大きいことが考 えられる。また、この結果について、Randolfの評価では 道路橋示方書による評価と同様の評価にも関わらず観測 結果より大きい値となった理由として、観測対象建物で は地下階が含まれているため剛性が低下するが, Randolf の評価では杭の性能のみの評価となっているため、観測 結果との差が生じたと考えられる。現在観測対象建物に は地下階に加速度計が設置されていないため、今後地下 についての検討も行う。

5.6. ばねの剛性の算出

5.2 節で仮定したばねについて, EW 方向のばね剛性 KewをD値法より算出した柱のD値を用いて式(30), (31) より各柱の水平剛性 Kew を算出し, 各構面で各柱の水平 剛性の総和を EW 方向のばね剛性 Kew として算出した。

$$K_{EW}' = \alpha \frac{12EK_0}{h^2} k_c \tag{30}$$

$$E = 3.35 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \cdot \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$$
(31)

ここに、 α : 剛性の低下度合い、E: コンクリートのヤ ング係数, Ko:標準剛度, h:柱の長さ, kc:各柱の剛比, y: コンクリートの気乾単位体積重量, Fc: 設計基準強度 $(=24 N/mm^2)$

NS 方向のばね剛性 Ki は連層耐震壁の剛性 Kw と道路 橋示方書による杭軸方向ばね定数 K_vを考慮して式(32)~ (34)より算出した。8 階までの高さ H について、地下階 を含む X1, X5, X6 構面の高さは 30m, 地下階を含まな い X9 構面の高さは 25.8m である。杭軸方向ばね定数 Kv は連層耐震壁の基礎部である図-2のY1,Y2構面の杭 の本数を考慮した。算出結果を表-6に示す。

$$K_w = \frac{3EI_w}{H^3} \tag{32}$$

$$I_w = \frac{\{b(l'+D)^3 - (b-t)(l'-D)^3\}}{12}$$
(33)

$$K_{i} = \frac{1}{\frac{1}{K_{w}} + \frac{1}{K_{v}}}$$
(34)

ここに, *I*_w: 連層耐震壁の断面二次モーメント, *H*:8 階までの高さ, b: 柱幅, l: 壁長さ, D: 柱せい, t: 壁 厦

表-6 ばね剛性の算出結果

構面	K _{EW}	K_1	K_2	<i>K</i> ₃	K_4
K_w	—	60.1	60.1	60.1	63.9
K_{v}	_	2351	3206	3206	3494
則性 K_i	970	58.6	59.0	59.0	62.7

[単位:×10³kN/m]

剛性

5.7. ねじれ回転角の算出

式(35)~(39)より 5.4 節で求めたばね剛性を用いて,ば ねのつり合い,外力のつり合いモーメントのつり合いか らねじれ回転角 θを算出した。今回,建物全重量に8階 重心位置(8C位置)の加速度を乗じて算出した地震力Fの 最大値が8階高さ位置で作用すると仮定した。

$$Q_0 = K_0 \cdot l_0 \cdot \theta \tag{35}$$

 $Q_i = K_i \cdot (u + l_i \cdot \theta) \tag{36}$

$$F = \sum Q_i \tag{37}$$

$$2 \cdot l_0 \cdot Q_0 = \sum l_i \cdot Q_i \tag{38}$$

$$F = \ddot{X}_{8C} \cdot \sum m_i \tag{39}$$

ここに, *l*₀: 重心から *K*₀までの距離, *l*_i: 重心から *K*_iま での距離, *u*: 建物重心の NS 方向変位, *X*_{8C}: 8C 位置の NS 方向加速度, *m*_i: 各階重量,

また,式(40)を用いて観測値によるねじれ回転角の算 出を行った。

$$\theta = \frac{|X_{8A} - X_{8D} - X_{1C}|}{L}$$
(40)

ここに, X_{8A}, X_{8D}: 8A, 8D 位置の NS 方向変位, X_{1C}: 1C 位置の NS 方向変位, L: 建物全長(=61200mm)

観測値によるねじれ回転角が最大となる値と,計算に よるねじれ回転角を比較した。比較結果を図-8に示す。 計算によるねじれ回転角は観測値によるねじれ回転角を やや過小評価するものの概ね一致した。このことから, 建物における連層耐震壁の剛性および連層耐震壁の基礎 部の剛性を評価することで建物のねじれ応答の推定が概 ね可能であることが分かった。

5.8. ケーススタディ

偏心率と回転角の関係性を見るために,5.6,5.7 節で 示した計算方法を用いて,連層耐震壁の厚さによって剛 性をかえることにより建物の偏心率を変化させることで 回転角との比較を行った。X1,X9 構面の連層耐震壁の

	K_1		K_4	
記号	厚さ <i>t</i>	剛性 K	厚さ <i>t</i>	剛性 K
	[mm]	[kN/mm]	[mm]	[kN/mm]
1			100	57.4
2			150	60.3
3	200	58.6	200	62.2
4			400	75.1
5			600	86.9
6	100	53.2		
7	150	55.9		
8	200	58.6	200	62.2
9	400	69.4		
10	600	80.0		

表-7 ケーススタディ



厚さを変化させることで偏心率を変えた。ケーススタディを表7に示す。また,計算結果を表-8および図-9に示す。

図-9 から分かるように, X1 構面のばね K1 のみの剛 性を変化させる場合も, X9 構面のばね K4 のみの剛性を 変化させる場合も偏心率が上がるにつれて回転角は小さ くなる傾向にある。

図-9 および表-8 から,連層耐震壁の配置や剛性の 分布によって,偏心率が変化する。偏心率が小さいほど 回転角は小さくなると一般的に考えられるが,偏心率が 大きくなるほど回転角が小さくなる傾向が見られたため, 偏心率のみで建物のねじれを評価するには注意を要する



図9 偏心率と回転角の関係

表-8 偏心率と回転角の計算結果

記号	偏心率	回転角 [×10 ⁻⁶ rad]
1	0.02	32.5
2	0.05	29.8
3	0.06	27.2
4	0.09	17.7
5	0.10	9.5
6	0.11	19.5
7	0.08	23.4
8	0.06	27.2
9	0.04	40.3
10	0.03	51.2

と考察する。

6. まとめ

本研究では加速度計を用いて連層耐震壁を有する建物 のねじれ応答の評価を行った。本研究で得られた知見を 以下に示す。

- 観測対象建物において、設計上剛性率および偏心率 は基準を満たしていることが確認された。
- 加速度計の加速度観測記録から転送モーメント M_t ーロッキング変形角 θ_r を算出したところ,有意な 関係が見られ,ロッキング挙動をしていると推定す ることができた。
- 3) 観測対象建物の上下動加速度から算出した変位を 用いて求めた建物基礎部鉛直剛性は,連層耐震壁を 有する4構面のみを用いた道路橋示方書の評価方 法による杭軸方向ばね定数は観測結果と比較的近 い値をとった。また,Randolfの評価方法による杭 全体の地盤ばね定数は観測結果より大きい値とな った。
- 4) 観測対象建物 8 階平面上に連層耐震壁を有する構 面にばねを仮定することで算出した計算によるね じれ回転角は観測値によるねじれ回転角をやや過 小評価するものの概ね一致し,連層耐震壁および連 層耐震壁の基礎部の剛性を評価することで建物の ねじれ応答の推定が概ね可能であることが分かっ た。
- 5) 連層耐震壁の厚さを変化させることで偏心率と回転角の関係を考察した。連層耐震壁の配置や剛性の分布によって、偏心率が変化する。偏心率が小さいほど回転角は小さくなると一般的に考えられるが、偏心率が大きくなるほど回転角が小さくなる傾向が見られたため、偏心率のみで建物のねじれを評価するには注意を要すると考察する。

謝辞

本研究で設置したシステムの一部は、公益社団法人セコ ム科学技術振興財団による研究助成「安全・安心のため のリアルタイム残余耐震性能判定装置の実用化と社会実 装」(代表:楠浩一)によって実施されました。ここに記 して謝意を表します。また、本研究の一部は公益財団法 人大林財団による助成を受けました、ここに記して謝意 を表します。

参考文献

- 川村学,楠浩一,山下美帆,服部勇樹,日向大樹, ミケールディアス,田才晃:加速度計を用いた実構 造物の性能曲線算出法に関する研究:1 質点系構造 物の場合,日本建築学会構造系論文集,Vol.78, No.688, pp.1061-1069, 2013.6
- 楠浩一,日向大樹,服部勇樹,田才晃:加速度計を 用いた実構造物の性能曲線算出法に関する研究:多 質点系構造物の場合,日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.699, pp613-620, 2014.5
- 3) Li LIGANG, Masaomi TESHIGAWARA, Akihiro NAKAMURA and Toshihide KASHIMA: STUDY ON THE INFLUENCE OF THE GROUND MOTION ON THE Ra-Rd CURVE USING FIELD MEASUREMENT DATA, コンクリート工学年次論文 集, Vol.37, No.2, pp751-756, 2015.7
- 4) 気象庁ホームページ http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.ph
 p
- 5) 日本建築センター:建築物の構造関係技術基準解説
 書, 2007
- 6) 日本道路協会:道路橋示方書-IV 下部構造編, pp.283-285.311-312, 2012.3
- 7) 日本建築学会,建物と動的相互作用を考慮した応答 解析と耐震設計,2006
- 8) 市之瀬敏勝:鉄筋コンクリート構造,2000年
- 9) 光宗純平,日比野陽:加速度センサーによる連層耐 震壁の地震時変形性能評価,コンクリート工学年次 論文集,38巻,2号,pp.961-pp.966,2016.7