

論文 性能曲線による中層鉄筋コンクリート造学校校舎の振動特性評価

上野 大輔*1・李 立崗*2・中村 聡宏*3・勅使川原 正臣*4

要旨: 細長い平面をした建物や剛性が高い建物の場合、地盤と建物の動的相互作用は大きくなる。本論文は中層鉄筋コンクリート造学校校舎を対象に設置した加速度計の記録を用いて、上部構造と地盤との動的相互作用について評価を行うものである。性能曲線を用いて固有振動数の算定を行い、上部構造の振動特性の評価を行った。また、ロッキングの構面間の位相差が上部構造に与える影響を明らかにした。

キーワード: 鉄筋コンクリート造, 振動特性評価, 性能曲線, Wavelet 変換

1. はじめに

余震による2次被害を低減し、避難民を減らすためには、本震後の迅速な建物の応急危険度判定が必要である。そこで、建物に数台の加速度計を配置し、その計測値から、地震後の残余耐震性能をほぼリアルタイムで自動的に判定する技術が提案され、その実用化に向けて研究が重ねられている。

平面の形が複雑な場合や平面が細長い場合、鉄筋コンクリート造のように地盤に対して建物上部の剛性が高い場合には、振れ振動や地盤の相互作用の影響を無視できない。本論文の目的は、基礎のロッキング挙動や建物の振れ振動を把握し、基礎と上部構造の動的相互作用をより正確に把握することである。本論文では、複数台設置された建物の加速度データから解析を行い、ロッキング挙動が上部構造に与える影響について検討を行った。

2. 計測概要

対象とした建物は愛知県名古屋市千種区にある名古屋大学内の校舎で6階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。1966年に竣工され、2008年には耐震改修工事が行

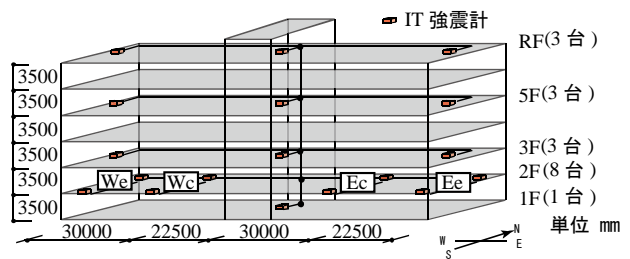


図-1 加速度計設置位置

われ、桁行方向には鉄骨ブレース、梁間方向には鉄骨ブレースと耐震壁の増打による耐震補強が行われている。対象建物の基礎部は杭基礎となっている。強震計の設置位置を図-1に、対象建物の耐震補強位置を図-2に示す。ここで、建物の桁行方向をX方向(東西方向)、梁間方向をY方向(南北方向)、高さ方向をZ方向とする。対象建物はX方向に細長い平面構造である。

強震計は3F, 5F, RFにそれぞれ両端部と重心位置の3箇所に設置し、1Fでは重心部のみを設置した。1F天井位置では建物のロッキング挙動の影響を把握するために、Y方向の両端部、計4構面の1F天井位置に強震計を設

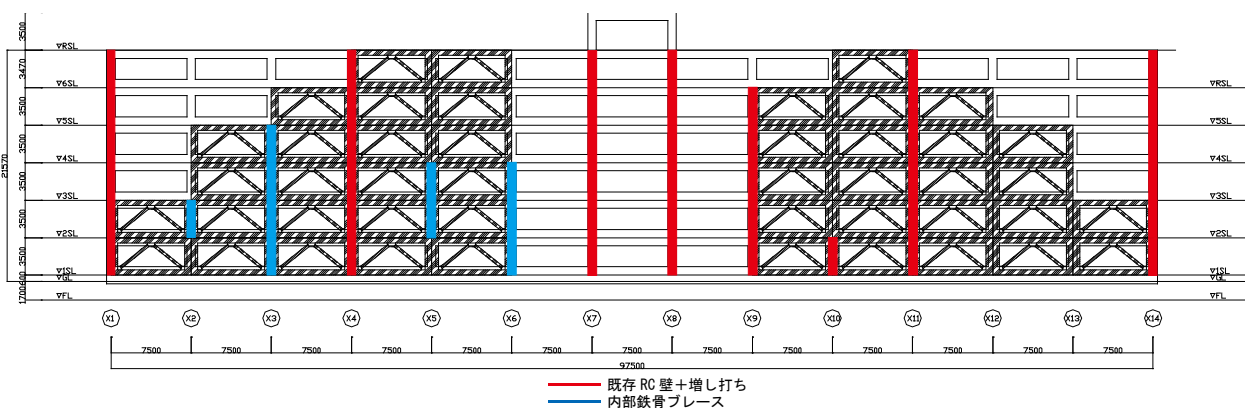


図-2 耐震補強位置

*1 名古屋大学 工学部 学部生 (学生会員)

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 大学院生 (学生会員)

*3 名古屋大学 環境学研究科 助教 博士 (工学) (正会員)

*4 名古屋大学 環境学研究科 教授 工博 (独立行政法人建築研究所 客員研究員) (正会員)

表-1 観測記録の概要と最大応答加速度 (gal)

	発生日	震源	愛知県 最大震度	階層	X方向	Y方向	UD方向
地震A	2011/3/11	三陸沖	4	RF重心	10.78	10.12	2.12
				5F重心	9.59	8.87	2.20
				3F重心	7.77	6.56	1.86
				1F重心	7.66	5.68	2.03
地震B	2011/8/1	駿河湾	3	RF重心	12.63	13.77	3.02
				5F重心	8.90	10.72	2.81
				3F重心	5.45	6.05	2.18
				1F重心	4.60	4.73	2.41
地震C	2012/5/5	愛知県 西部	3	RF重心	9.86	16.55	3.49
				5F重心	6.78	13.67	3.35
				3F重心	4.83	7.35	2.92
				1F重心	3.81	4.76	3.28
地震D	2013/4/30	愛知県 西部	1	RF重心	1.55	2.24	0.61
				5F重心	1.08	1.77	0.53
				3F重心	0.61	1.04	0.46
				1F重心	0.47	0.81	0.46
地震E	2013/7/17	岐阜県 美濃 中西部	2	RF重心	5.17	4.19	1.08
				5F重心	3.35	3.08	1.01
				3F重心	2.09	1.57	0.85
				1F重心	2.13	1.03	0.95
地震F	2013/8/3	遠州灘	4	RF重心	33.83	15.76	3.27
				5F重心	25.78	11.65	3.11
				3F重心	16.25	5.88	2.35
				1F重心	8.31	4.91	2.23

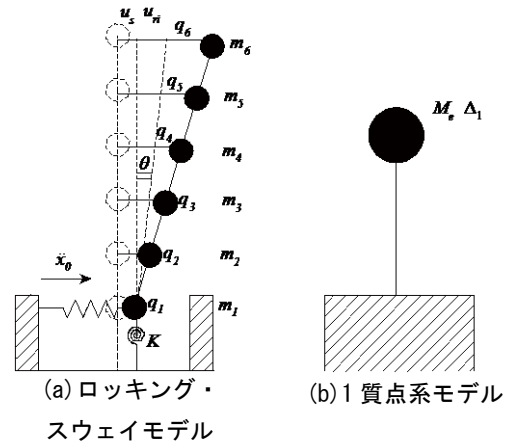


図-4 解析モデル

置した。本論文の手法は設置した強震計は、安価で高精度の IT 強震計である。サンプリング周波数は 100Hz である。1F 天井位置の梁間方向における 2 つの強震計を 1 セットとし、西面から順に構面 We, Wc, Ec, Ee と設定した。

2011 年 2 月に対象建物に強震計を設置してから、千種区に設置された気象庁観測点において震度 1 以上の揺れが観測されたのは計 35 回であった。本論文では比較的震度の大きい計 6 回の地震について解析を行った。各地震での観測記録の概要と最大応答加速度 (gal) を表-1 に示す。地震 A では、震源地から対象建物までの距離が他の地震の震源地よりも遠くなっていることから、短周期の地震波の減衰が大きいため、建物全体が長周期で揺れていると思われる。

3. 振動特性評価

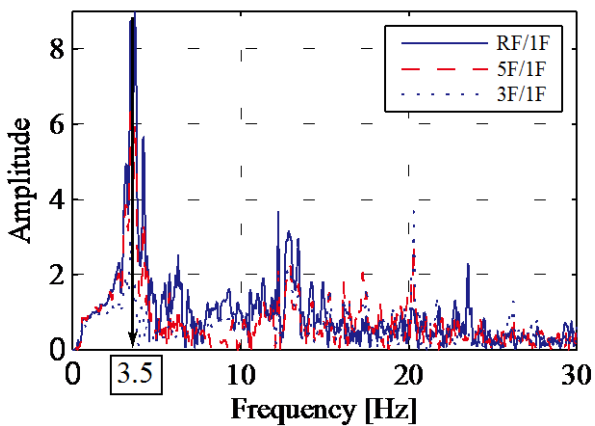
3.1 伝達関数による振動特性評価

建物の固有振動数を評価する上で、まず一般的な方法として伝達関数による固有振動数の推定を行った。伝達関数は 1F 重心部の水平変位を入力とし、各階の重心部の水平変位を出力として求めた。固有振動数は伝達関数の増幅が 3F 重心部から順に 5F, RF と増大していく点として推定した。地震 F の各階重心部の伝達関数を図-3 に示す。図-3 より、Y 方向の水平成分の卓越周期は 3.5Hz 程度、X 方向の卓越周期は 4.5Hz 程度と推定される。

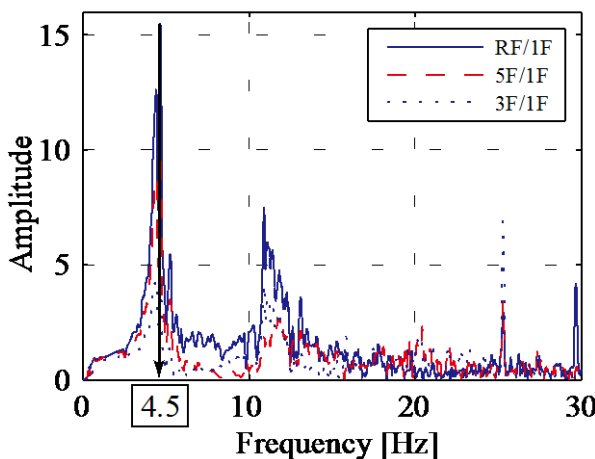
3.2 性能曲線による振動特性評価

性能曲線とは、多質点系である建物の性状を代表変位と代表加速度で表したものである。代表加速度 S_a に 1 層の層せん断力 Q_B を用いると、構造物全体に対する多質点系における運動方程式は、式(1)~式(4)のように 1 自由度系に縮約することができる。

$$M_e \ddot{\Delta}_1 + C_{eq} \dot{\Delta}_1 + K_{eq} \Delta_1 = -M_e \ddot{x}_0 \quad (1)$$



(a) Y 方向

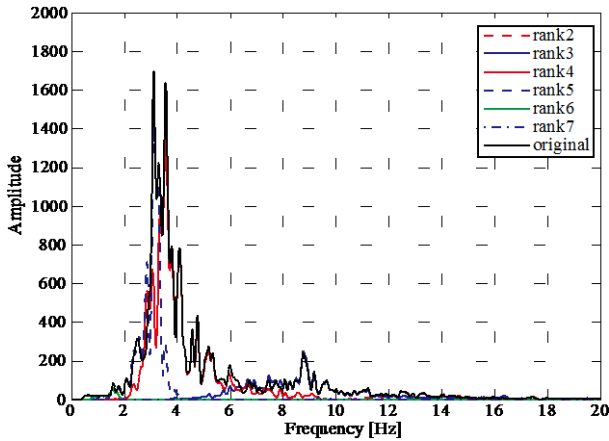


(b) X 方向

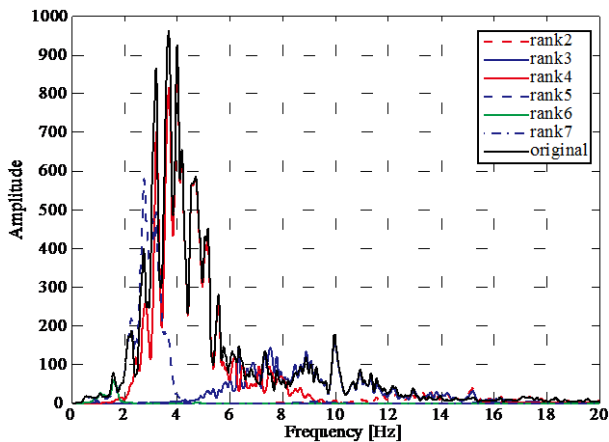
図-3 地震 F の並進系伝達関数

表-2 Rank と振動数帯の関係

Rank	Δt (s)	振動数帯(Hz)	
		最短周波数	最長周波数
1	0.02	25	50
2	0.04	12.5	25
3	0.08	6.25	12.5
4	0.16	3.125	6.25
5	0.32	1.563	3.125
6	0.64	0.781	1.563
7	1.28	0.391	0.781



(a) Y 方向



(b) X 方向

図-5 最上階変位のフーリエスペクトル

$$\Delta = \frac{\sum m_i q_{i1}}{\sum m_i} \quad (2)$$

$$\ddot{\Delta}_1 = \frac{\sum m_i \cdot (\ddot{q}_{i1} + \ddot{u}_{ri} + \ddot{u}_s)}{M_e} \quad (3)$$

$$M_e = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i q_{i1} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i q_{i1}^2} \quad (4)$$

C_{eq} : 等価減衰 K_{eq} : 等価剛性

M_e : 等価質量 Δ_1 : 等価変位 q_{i1} : 各階変位

m_i : 各階重量 u_{ri} : 各階ロッキング変位

u_s : スウェイ変位

本論文で用いたロッキング・スウェイモデルを図-4(a)に、1 質点系モデルを図-4(b)に示す。本論文における計測では、上部構造の加速度は計測したが、地盤の加速度は計測していないため、スウェイは計測できていない。ただし、本論文では各階の加速度を 1F 重心部に対する相対変位を用いることにより、スウェイの影響はないものとしている。性能曲線を求める代表変位と代表加速度の式は参考文献(1)より引用した式を用いた。それにより、性能曲線の代表変位 S_d 、代表加速度 S_a は式(5)～式(7)により算定した。

$$S_d = \Delta \cdot \frac{\sum m_i}{M_e} \quad (5)$$

$$S_a = \frac{Q_B}{M_e} \quad (6)$$

$$Q = \sum m_i \ddot{x}_i \quad (7)$$

Q_B : 1 層のせん断力

また、建物の高次モード、ノイズの影響を取り除くため、応答記録に対して Wavelet 変換を行った。Wavelet 変換とは、ある規定するマザーウェーブレットに対して、信号が如何に似通っているかを数学的に示すものであり、時間周波数解析手法の一つである。Wavelet 変換により、複数の周波数帯 (Rank) に応答記録を分解することが可能となるため、建物に対する主要な応答だけを取り出すことができるようになる。Wavelet 変換により分解される周波数帯はサンプリング周波数に依存する。Rank と周波数帯の関係を表-2 に示す。加速度応答から支配的となっている固有振動モードを抽出するために、主要 Rank の選定を行う。

地震 F における最上階変位のフーリエスペクトルを図-5 に示す。また、Wavelet 変換後の各 Rank のフーリエスペクトルを同図中に示す。対象建物の主要 Rank は Y 方向では Rank4 および Rank5 が、X 方向では Rank4 が主要 Rank と推察される。

地震 F の Y 方向の各ランクにおける性能曲線を図-6 に示す。同図より、Rank3 と Rank7 は応答が他の Rank と比べて小さく、Rank6 は低周波ノイズの影響が見られる。また、Rank2 は応答も大きく、ノイズの影響も少ないと思われるが、Rank4 と Rank5 とは傾きが異なり違う周期の振動であるとわかる。よって、Rank4 と Rank5 が 1 次モード成分であり、Rank2 が高次モード成分であると考えられる。

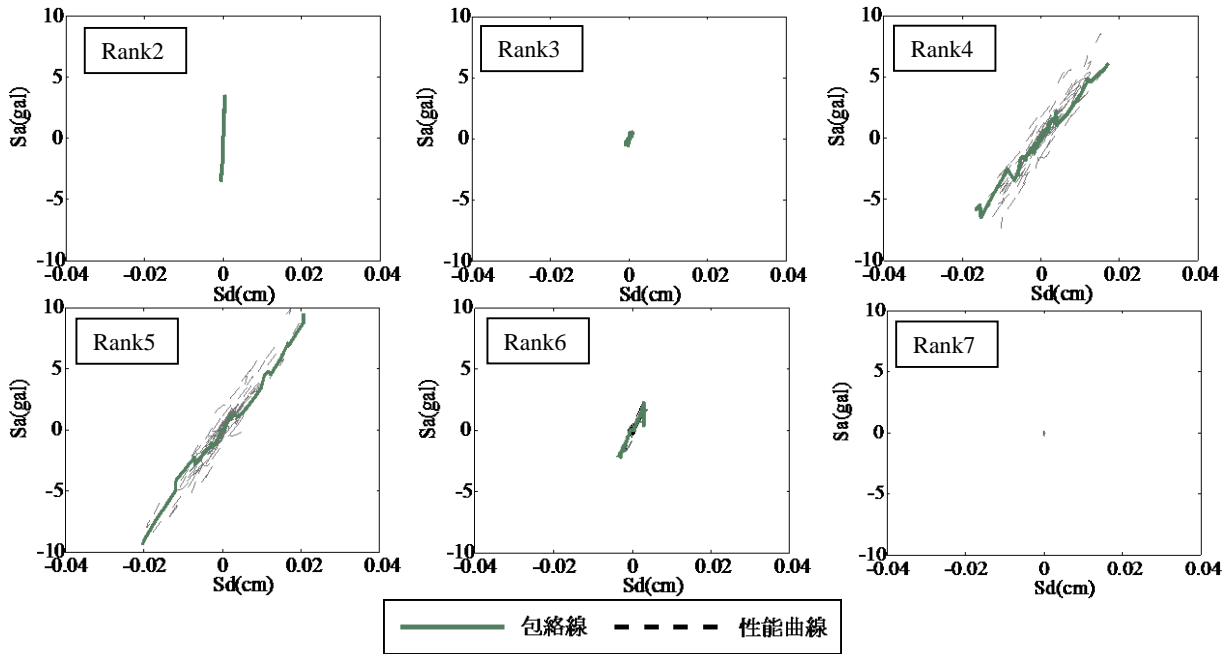


図-6 Y方向の各Rankにおける性能曲線

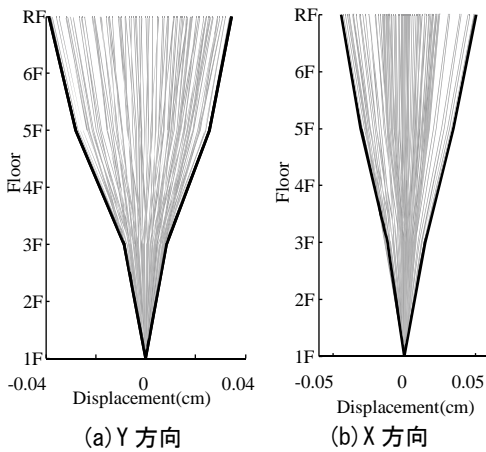


図-7 地震Fの各階の時刻歴応答

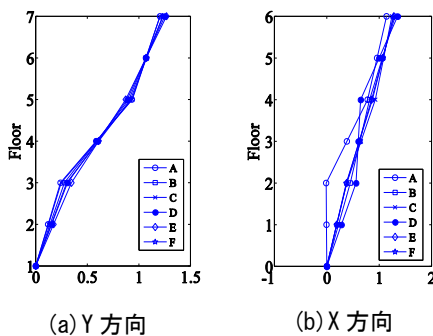


図-8 各地震動ごとの1次振動モード

各 Rank において、最上階の変位が最大となる時点における各階の変位を、その Rank における唯一のモード形と仮定した。主要 Rank における地震 F の各階の時刻歴応答を図-7に示す。図より、主要 Rank は1次の振動モードとなっていることが分かる。

各地震動における、主要モード形を比較した結果を図-8に示す。同図より、主要なモード形はいずれの地震動もほぼ同一の形状を示しており、主要な応答を適切に抽出できたと考えられる。ただし、地震 A の1次振動モードの X 方向でのみ、少し振動モードが乱れているのは震源地との距離が関係しているのではないかと考えられる。

性能曲線においては、代表変位 S_d と代表加速度 S_a には式(8)のような関係がある。

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d \quad (8)$$

すなわち、性能曲線の傾きは固有円振動数 ω の二乗を表しており、その傾きから主要モードの固有振動数を求めることができる。地震 F における Y 方向の性能曲線を図-9に示す。地震 F は本論文で解析を行った地震の中で最も振幅の大きな地震である。この地震 F において、性能曲線は概ね弾性応答をしていることから、他の地震においても弾性範囲での変形であると考えられる。

そこで、本論文では性能曲線の包絡線における最大応答点どうしを結んだ直線の傾きから建物固有振動数を算定した。性能曲線より求めた固有振動数を図-10に示す。伝達関数から求めた固有振動数も合わせて示す。X 方向、Y 方向ともに固有振動数は性能曲線も伝達関数もほぼ一致した。すなわち、性能曲線を用いることで、最大応答点における固有振動数を把握することができ、損傷の評価に有意な情報が得られると考えられる。

4. 動的相互作用

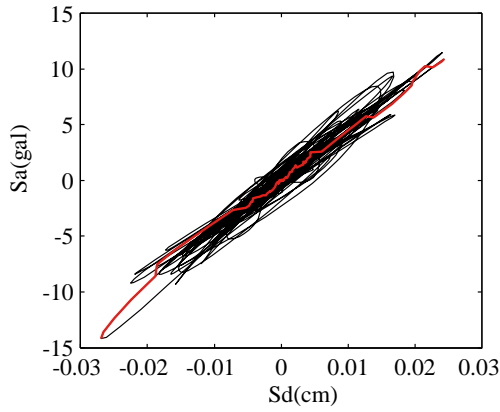


図-9 地震Fの性能曲線

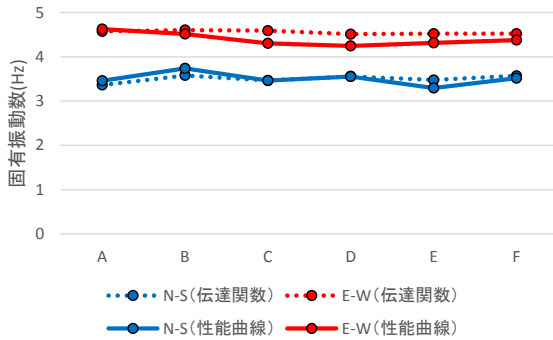
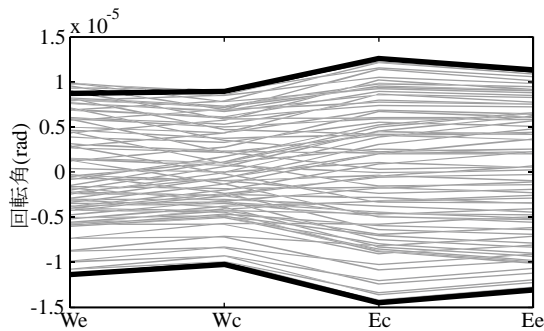
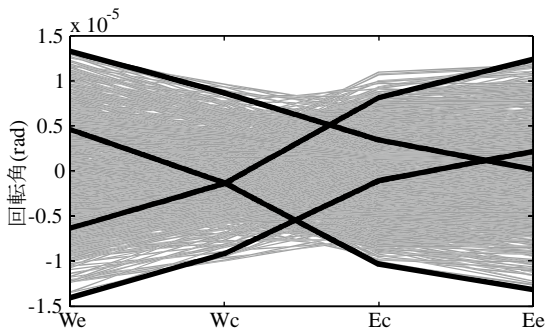


図-10 各地震における固有振動数



(a) 地震C

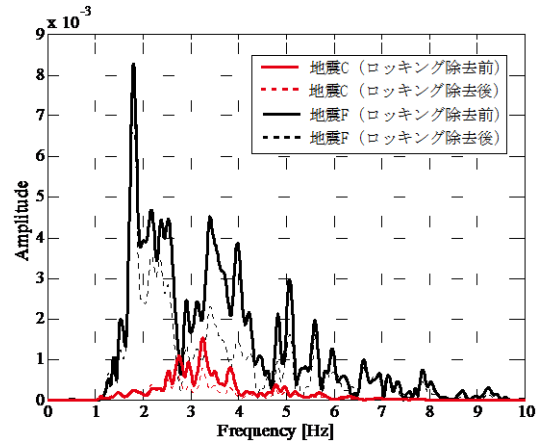


(b) 地震F

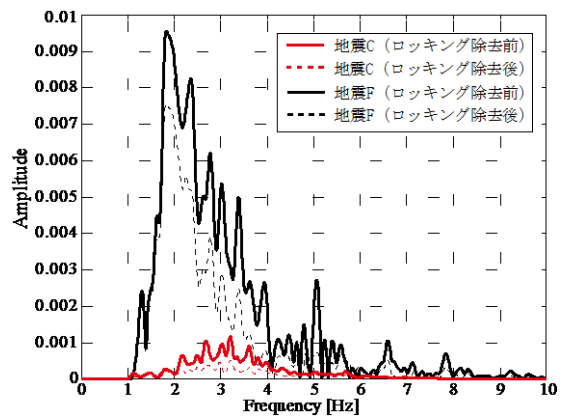
図-11 各構面のロッキング回転角

4.1 各構面のロッキング挙動

性能曲線を算出する際、建物のみ振動特性を得るためには、動的相互作用の影響を取り除かなくてはなら



(a) RFの重心から西側端部への伝達関数



(b) RFの重心から東側端部への伝達関数

図-12 揺れの伝達関数

い。対象建物のような低層建物では、ロッキングの影響が顕著となると考えられる。

建物の構面ごとのロッキング挙動を把握するために、2F床面位置に設置した強震計のZ方向の加速度記録を用いた。各構面ごとの回転角は、構面両端の加速度計のZ方向加速度記録を積分して得られるZ方向の変位の差を、建物のY方向の長さで除すことで得られる。ここでは、ノイズの影響を除去するため、回転角記録に対してもWavelet変換を適用し、回転角の主要Rankは建物主要Rankと同一であると仮定して、建物Y方向の主要RankであるRank4およびRank5を用いた。

地震Cおよび地震Fにおける、各構面のロッキング回転角の分布を図-11に示す。同図は、各地震においてロッキング回転角が最大となる付近の各構面のロッキング回転角を時刻歴で示したものである。また、図中の太線は構面Weと構面Eeのロッキング回転角が最大、最小となる時刻での各構面のロッキング回転角を示したものである。これにより、地震Cでは構面ごとのロッキング挙動は同じように揺れているのに対して、地震Fでは構面

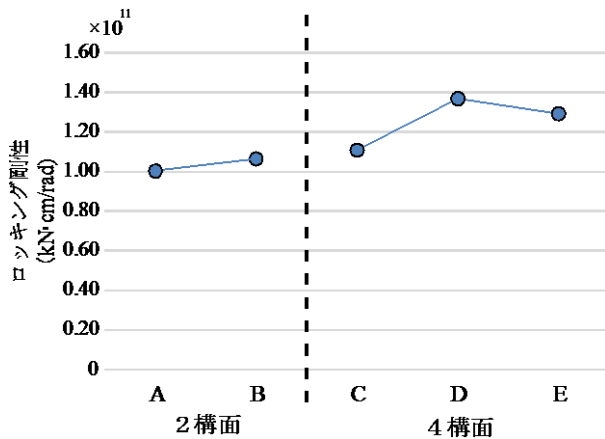


図-13 ロッキング剛性

ごとのロッキング挙動に位相差がみられる。また、地震 C と地震 F における最上階でのロッキングを除く前と後の振れの伝達関数を図-12 に示す。図中の点線はロッキング応答を取り除く前の記録であり、実線はロッキング応答を取り除いた後の記録を示す。同図より、地震 C では、上部構造の振れ振動は見られず、地震 F では振れ振動が見られたことにより、ロッキング挙動の位相差に上部構造のねじれ振動が影響を与えていることが考えられる。

この回転角の構面ごとの位相差の影響で、上部構造の各階両端部には異なる回転加速度が作用するため、上部構造のねじれ応答の分析に影響すると考えられる。そこで、各階両端部変位から両端部のロッキング変位を取り除き、各階重心部に対する伝達関数を求める。図-12 より、ロッキングを取り除くことで、2~5Hz 付近の伝達関数が大幅に低減していることが確認され、上部構造の振れ固有振動がより明快に確認できる。

4.2 ロッキング剛性の算出

建物全体のロッキング剛性を式(9)を用いて算出する。なお、各構面におけるロッキング挙動は地震 F を除き、ほぼ同一の位相で移動しており、地震 F においても重心

を中心として位相が逆になっていることから、ロッキング回転角は各構面における回転角の平均値を用いて計算を行った。

$$M_e \cdot S_a \cdot H_e = K_r \cdot \theta \quad (9)$$

ここで、 M_e : 等価質量 S_a : 代表加速度 H_e : 等価高さ K_r : ロッキング剛性 θ : ロッキング回転角

式(9)より求めたロッキング剛性を図-13 に示す。ただし、図-13 において地震 A, B を計測した時点では、東側 2 構面の計測を行っておらず、西側 2 構面の計測データから計算を行った。同図より、ロッキング剛性は概ね評価できたものとする。

5. まとめ

名古屋大学内の 6 階建て鉄筋コンクリート造建物について上部構造の振動特性（固有振動数、振動モード）とロッキング挙動に対する評価を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・性能曲線を用いることで、上部構造の主要な応答を得ることができることが確認された。
- ・上部構造においてねじれ振動が観測された場合に、上部構造と地盤との相互作用により、構面ごとにロッキングの位相差が見られた。また、ロッキングの位相差の影響を適切に取り除くことで、上部構造の振れ振動特性を得ることができることが確認された。

今後の研究では解析により求めた地盤の剛性と地盤のデータから計算された地盤の剛性を比較することにより解析の正当性を検証していく必要がある。

参考文献

- 1) 楠浩一，勅使川原正臣：リアルタイム残余耐震性能判定装置の開発のための加速度積分法，日本建築学会構造系論文集，No.569，pp.119-126，2003.