

1. はじめに

2011年の東北地方太平洋沖地震では、長周期地震動や共振による被害を受けた超高層建物が見られた。超高層建物などの重要施設では、高い耐震性に加え、被災直後の建物健全性を即時に把握することが求められており、その対応策の一つとして、構造ヘルスマonitoringに注目が集まっている。しかし、現状では費用などのため普及は進んでいない。さらに、広域地震災害時の構造技術者不足が懸念されていることから、最小限の計測機器を用いた構造ヘルスマonitoringシステムの構築により、実践的な構造損傷評価を行うことは有用である。

よって本研究では、実在超高層建物の振動特性の把握、振動台実験における実測による構造損傷評価と数値解析による検討を行った。以下にその概要を示す。

第2章では、特徴的な形状を有する超高層建物において常時微動計測、人力加振実験、台風接近時の微動計測を行うとともに、継続的に行われている強震観測で得られた地震記録についても併せて分析を行い、その振動特性の把握を行う。

第3章では、E-ディフェンスでの鉄骨造超高層建物の倒壊実験において汎用強震計を用いた構造損傷評価を行う。このとき、固有振動数、層剛性を指標とし、試験体の損傷状況との関係性から、簡易的かつ適切な構造損傷評価を行う。

第4章では、第3章で対象とした振動台実験の試験体を模擬した2次元フレームモデルを作成し、損傷の程度による振動特性の変化を明らかにすることで、構造損傷評価の数値解析による検討を行う。

表1 対象建物概要

敷地面積	4604 m ²	最高高さ	134.5 m
建築面積	3410 m ²	構造種別	地上：S造(一部SRC造およびCFT)
延床面積	61339 m ²		地下：RC造(一部SRC造)
竣工	1999(H11)年	平面形式	片コア型
	地上31階建	構造形式	地上：ラーメン
階数	地下4階建		地下：耐震壁付ラーメン
	塔屋1階建	基礎種別	杭基礎

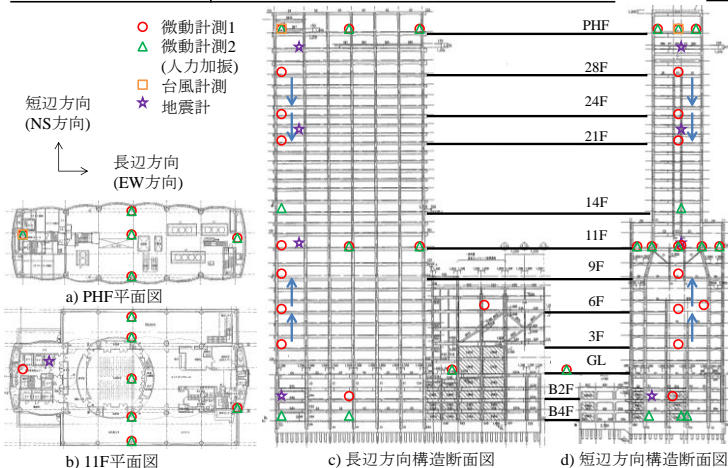


図1 微動計配置図

2. 常時微動および地震観測に基づく超高層建物の応答分析

2.1 対象建物の概要

建物概要を表1に示す。短辺方向で13階から建物幅が変化していることが特徴で、12階以上はH形鋼曲げ柱と梁からなるフィレンディール架構を採用している。平面形状は長辺方向6スパン(54.3m)、短辺方向3スパン(16.2m)の長方形平面を基準階とし、階段やエレベータからなるコア部は平面の西部に位置する片コア形式となっている。架構形式は、7階短辺方向が2層吹抜けであるため、上部外柱の荷重を下部へ円滑に伝達させられるように9,10階の柱を傾斜させている。

2.2 観測体制の概要

常時微動計測は2013年10月7日に実施した。計測点配置は、固有周期と減衰定数、建物全体のモード形状の把握、さらには、平面形状の異なるPH階と11階の詳細な振動特性の把握を主目的として微動計測1(図1中○印)と微動計測2(図1中△印)の計2回を行った。微動計測2の計測配置では人力加振実験も行った。また、10月8~10日にわたって台風接近に伴う計測をPH階西端に1点の微動計を設置し行った(図1中□印)。さらに対象建物では地震計を4点設置し、定常的な地震動観測も行われている(図1中☆印)。観測地震概要を表2に示す。

2.3 基本的な振動特性の分析

常時微動1回目のPH階と11階の西端で得られた記録から求めた速度フーリエスペクトルを図2に示す。図2より長辺方向、短辺方向ともに長周期帯域に多くのピークが確認できる。上下方向のピークが水平方向のピークと同じ周期帯域に現れていることから、曲げ変形が卓越していることが確認できる。またRD法を用いて推定し

表2 観測地震概要

eq	発生日時	震源地	Mj	最大加速度(gal)		
				長辺方向	短辺方向	上下方向
1	2013/4/13	淡路島	6.3	3.7	7.5	3.6
2	2013/8/3	遠州灘	5.1	2.7	4.0	6.2

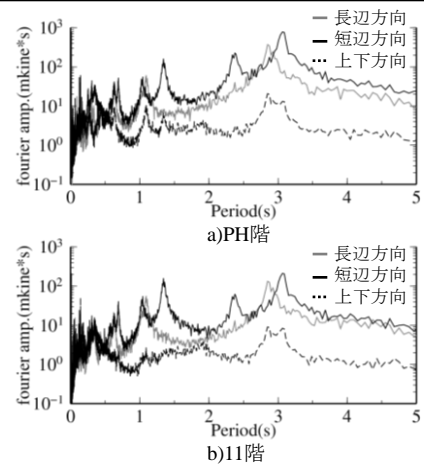


図2 微動時の速度フーリエスペクトル

た固有周期と減衰定数を表3に示す。さらに、各記録から推定した固有周期、減衰定数を表3に、最大速度との関係を図3に示す。最大速度の増加に伴って、固有周期、減衰定数ともに増加傾向が見られる。ただし、eq1 は応答が過大であるため図3には記載していないが、同様の傾向が見られることは確認している。

2.4 モード形状の分析

常時微動計測および地震観測の記録を用い、モード形状の推定を行った。対象とするモードにバンドパスフィルタを施し、得られた波形においてPH階（地震観測では30階）の値が最大となる時刻と同時刻の値を各階で読み取り、PH階の値が1となるように基準化してプロットしている。推定結果を図4に示す。

常時微動記録において、1次モードの上下動に着目すると、11階では短辺方向では傾きが大きく、長辺方向では小さい。このことから、短辺方向では曲げ変形が、長辺方向ではせん断変形が卓越していることが推測される。また、水平動に着目すると、短辺方向で11階を境にモード形状の顕著な変化が見られることから、不整形な構造部分には耐震補強や観測体制の拡充等の対策が必要であると考えられる。2次モードでは両方向で同じような階に腹が見られることから、2次モードでは建物幅に依存するような有意な違いはないものと思われる。

地震観測記録において、常時微動記録と概ね似た形状を示していることから、地震時も微動時と同様の挙動をすることが推測される。なお、今回収録された加速度記録は最大7.5 galであり、さらに大きな入力を受けた場合は微動時と異なる挙動をする可能性もあり、今後も継続的な観測が重要である。

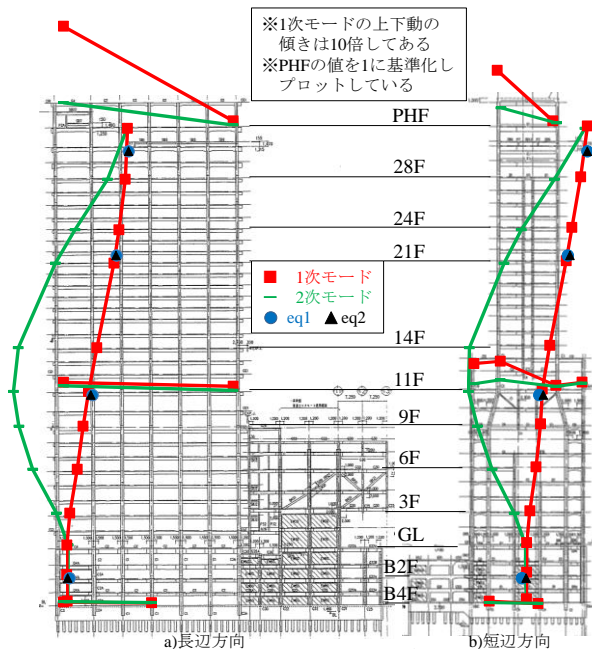


図4 モード形状

表3 記録別の固有周期、減衰定数

		常時微動		人力加振		強風時		eq1		eq2	
		長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺
1次	固有周期(s)	2.86	3.03	2.94	3.13	2.94	3.13	3.33	3.45	3.03	3.23
	減衰定数(%)	1.32	0.85	1.41	1.23	2.76	1.23	3.97	2.53	3.80	2.10
2次	固有周期(s)	1.10	1.35	1.10	1.53	-	-	1.25	1.52	1.18	1.41
	減衰定数(%)	1.43	1.01	1.34	0.96	-	-	3.76	2.94	3.96	3.86

3. 鉄骨造超高層建物の振動台実験における汎用強震計を用いた構造損傷評価

3.1 振動台実験の概要¹⁾

試験体は1980~90年頃の設計施工を想定した鉄骨造18層建物の1/3模型である。平面架構は、長辺方向3スパン(6m)短辺方向1スパン(5m)で、高さは25.3m、重量は約3800kNである。試験体外観を写真1に示す。

加振スケジュールを表4に示す。加振方向は長辺方向の1方向のみ、加振時間は270秒である。表中網掛けの1_0.37~11_3.1では、各加振後にホワイトノイズによる特性把握加振(名称はcase1~11とする)を行っている。

3.2 観測体制の概要

観測点を図5に示す。観測にはネットワーク接続によりデータ収集可能な汎用強震計(センサは静電容量式の加速度計)を用いた。低層は1~5階で各階に、上層は7~13階で1層おきに、16、屋上階と2層おきに設置した。

3.3 固有振動数を指標とした構造損傷評価

本加振の記録を用いて試験体の固有振動数の変化を調べる。固有振動数はRF/1Fの伝達関数の振幅倍率から、ピーク振動数を読み取っている。1_0.37から8_2.27の最大層間変形角と固有振動数の関係を図6に示す。図6から、最大層間変形角が2/100を超えた8_2.27で固有振動数の急激な低下が見られる。一方、7_2.00で梁端に亀裂や破断などの損傷が発生しているが、固有振動数からその影響は明瞭には見られない。構造健全性評価の観点からは、局所的な損傷を評価する必要があるため、本論では、梁端破断が生じる直前の6_1.64から、1階柱脚の局部屈曲が生じる直前の9_2.73までの振動特性の変化に着目してさらに詳しい検討を行う。

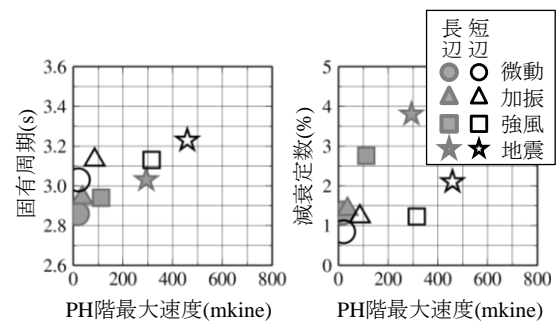


図3 最大速度と固有周期、減衰定数



写真1 試験体外観

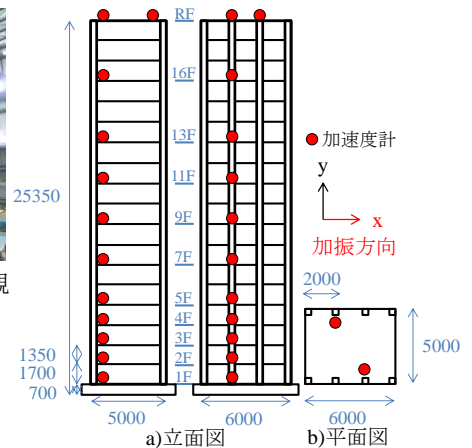


図5 試験体概要

3.4 層剛性を指標とした構造損傷評価

本加振と特性把握加振の記録から、層剛性を算出し、構造損傷評価を行った。算出にあたり、各階重量は 211 kN とし、層剛性は各層均一と仮定している。図 7 に示すように本観測体制の強震計設置階に建物質量を縮約したモデル²⁾を用いた。この 10 層モデルで以下の式を用いて i 層における層せん断力 Q と層間変位 δ を算出し、その関係から割線剛性による層剛性を求めた。

$$Q_i(t) = \sum_{k=i+1}^n m_k a_k(t)$$

$$\delta_i(t) = d_{i+1}(t) - d_i(t)$$

図 8 に試験体の損傷状態を示す。ここで亀裂はスカラップ底の亀裂、破断はスカラップ底を起点とした破断である¹⁾。図 9、図 10 に 7_2.00 および 8_2.27 における第 2 層の弾塑性履歴ループを示す。図 9 から、2 階床の梁端に亀裂が生じた 70~80 秒でループ形状に顕著な変化は見られないが、図 9,10 から、2,3 階床の梁端に破断が生じた 80~90 秒以降でループの形状に明瞭な変化が見られる。

図 11 に各本加振開始 50 秒から 150 秒まで 10 秒ごとの第 2 層の層せん断力と層剛性の変化を示す。図 11 から、振幅の増加による層剛性の低下が確認できる。また、加振中に梁端に亀裂が生じた場合は、振幅の減少にともなって層剛性は初期値近くまで回復するが、破断が生じた場合は、層剛性の値は低下したままとなる。他層の損傷でも同様の傾向が得られることを確認している。

表 4 加振スケジュール

加振名称	入力加振レベル [kine](倍率)	地震の想定	試験体の損傷状況
1_0.37	40(0.37倍)	告示極稀地震動の1/2	弾性挙動(損傷なし)
2_0.74	81(0.74倍)	告示極稀地震動レベル	梁端降伏
3_1.00	110(1.00倍)	三連動平均レベル	梁端・1階柱脚降伏
4_1.00	110	三連動平均レベル	同上
5_1.64	180(1.64倍)	三連動最大級レベル	梁端降伏・亀裂発生
6_1.64	180		同上
7_2.00	220(2.00倍)	三連動想定最大超えレベル	梁端下端破断
8_2.27	250(2.27倍)		梁端下端破断進展
9_2.73	300(2.73倍)		梁端下端破断進展
10_3.1	340(3.10倍)		1階柱脚局部座屈
11_3.1	340		1階柱脚局部座屈進展
12_3.8	420(3.8倍)		下5層の全梁端破断
13_3.8	420		1階柱脚破断
14_3.8	420		倒壊

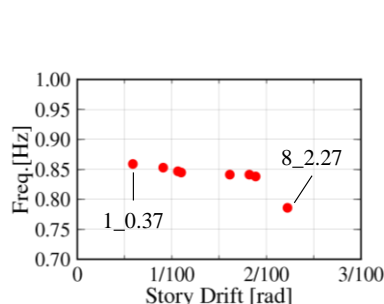


図 6 最大層間変形角と 1 次固有振動数の関係

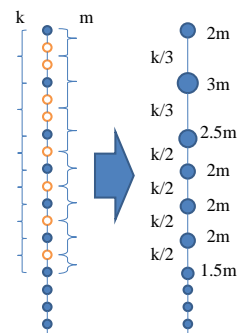


図 7 縮約モデル

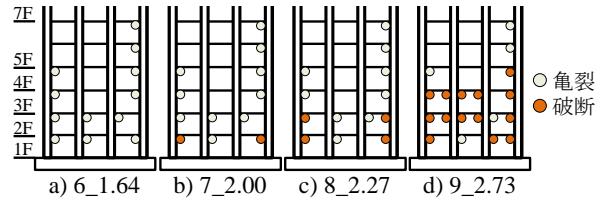


図 8 損傷状態

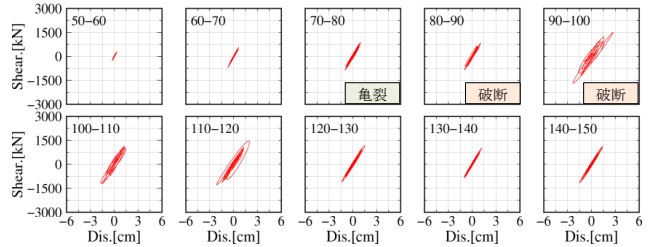


図 9 7_2.00 における第 2 層のカー変位関係

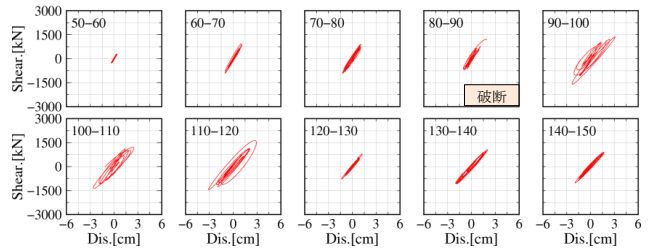


図 10 8_2.27 における第 2 層のカー変位関係

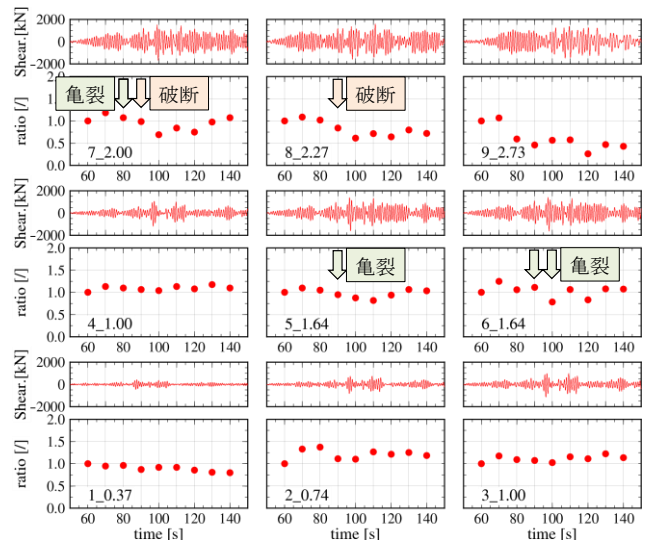


図 11 第 2 層の層せん断力と層剛性の変化

4. 超高層建物における構造損傷評価の数値解析による検討

4.1 解析モデル概要および解析条件

作成した解析モデルは、第 3 章の試験体を模擬した 2 次元フレームモデルである。部材リストを表 5 に、基本的な条件を以下に示す。柱と梁は弾性棒で、それぞれの材端は剛塑性回転ばねで構成されている。また、接合部には図 12 に示すような剛域を設定し、柱脚は固定する。さらに、床スラブは梁の曲げ剛性に寄与するものとし、正曲げ負曲げの平均として、曲げ剛性増大率を 1.2 倍と設定する³⁾。重量は各階 211kN とし、柱梁接合部と梁中央部に配置する。以上の条件で作成された解析モデルに対して固有値解析により算出した固有周期と実験結果から算出した固有周期を表 6 に示す。

4.2 数値解析に基づく構造損傷評価の基礎的検討

解析モデルに対して、任意の梁端の回転ばねの剛性を低下させることで損傷を表現し、その損傷度と層剛性低下率の関係について検討を行った。本論では損傷を梁端亀裂および梁端破断とし、計算の結果から、亀裂では無視、破断ではピンに置換することにより表現している。

PushOver 解析により、破断が層剛性に与える影響の検討を行った。なお、損傷箇所は、2~13 階床の梁端ばねに損傷を設定し、1~12 層の層剛性低下率を算出している。破断箇所と層剛性低下率の関係から、破断が生じた床梁の上下層で顕著な層剛性の低下の影響が見られること、また、複数の階の床梁で破断が生じると、その影響層の範囲が広がることを確認している。

破断による層剛性低下の影響層の範囲を確認するため、複数の層を1つのゾーンすることで、破断率と層剛性低下率の関係について検討を行った。図13に両者の関係を示す。図13左では下のゾーンの影響により、破断率の過小評価につながる。図13中と右では下のゾーンの影響をやや受けるものの、当該ゾーンの破断率を比較的良い精度で定量的に評価できるものと思われる。

4.3 実験結果と解析結果の比較

4.2 節で得られた、ゾーンを考慮した破断率と層剛性低下率の関係について実験結果との比較を行う。図13から、すべてのゾーニングにおいて実験結果と解析結果が良く対応しており、解析結果の妥当性が示された。

次に、実験記録から強震計を間引いて検討する。3層を1つのゾーンとした場合、1,4,7,11,13,16,R 階の記録を用い、4層を1つのゾーンとした場合、1,5,9,13,16,R 階の記録を用いている。図14に各本加振開始50秒から150秒まで10秒ごとの層剛性の推移を示す。図14a)から、破断による層剛性の低下が確認できるが、図14b)では感度の低下により、適切な評価は困難であると思われる。

また、図15に特性把握加振記録から層剛性低下率を算出した。なお、層剛性低下率は case1 の値に対する割合である。図15から、6層を1つのゾーンとした場合でも case8 において顕著な層剛性の低下が見られる。

以上から、3層を1つのゾーンとした場合は加振の最中に生じた破断を感度良く検知できること、6層を1つのゾーンとした場合は損傷が生じた後の、余震等の記録から破断を適切に評価できることが示された。

参考文献

- 1) 京都大学防災研究所：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都市機能の維持・回復に関する調査研究 平成25年度成果報告書
- 2) 長江拓也・鎌育森・島田侑・福山國夫・梶原浩一・井上貴仁・中島正愛・斉藤大樹・北村春幸・福和伸夫・日高桃子：超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築、日本建築学会構造系論文集、第640号、pp109-116、2009.6
- 3) 各種合成構造設計指針・同解説、日本建築学会、2010

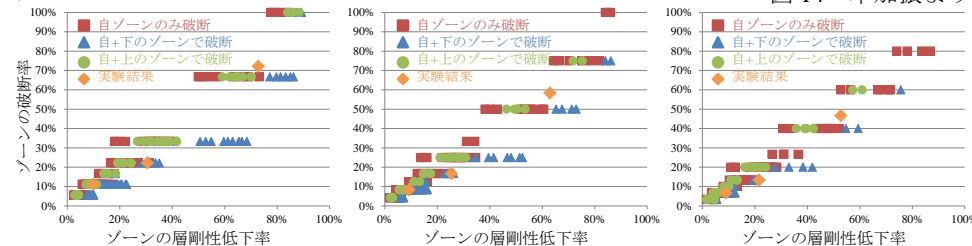


図13 ゾーンにおける破断率と層剛性低下率の関係 (左:3層=1ゾーン、中:4層=1ゾーン、右:5層=1ゾーン)

5. まとめ

本論では、超高層建物の対象に、振動特性の把握および構造損傷評価を目的として、実測に基づき分析を行った。また、構造損傷評価を数値解析からも検討を行った。

表5 部材リスト

階	柱	階	梁
18		R	
17		18	
16	B-200*200*9 (BCR259)	17	BH-270*85*6*9 (SM490A)
15		16	
14		15	
13		14	
12		13	
11		12	BH-270*95*6*9 (SM490A)
10	B-200*200*12 (BCR259)	11	
9		10	
8		9	
7		8	
6		7	
5		6	BH-270*85*6*12 (SM490A)
4	B-200*200*12 (SM490A)	5	
3		4	
2		3	
1		2	

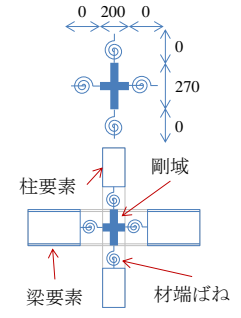


図12 接合部詳細図
表6 固有周期

	実験値(s)	解析値(s)
1次	1.149	0.840
2次	0.373	0.273
3次	0.208	0.150

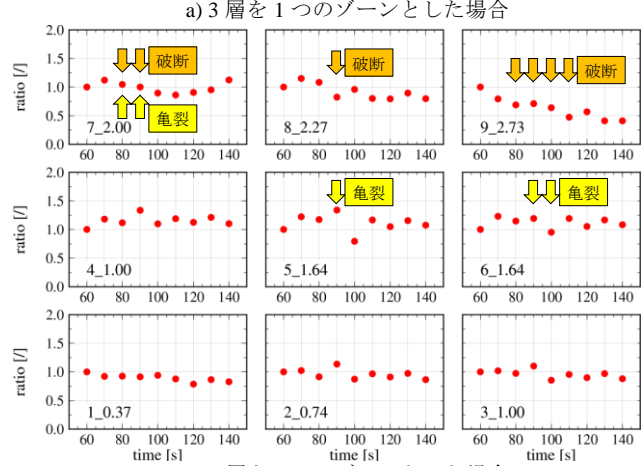
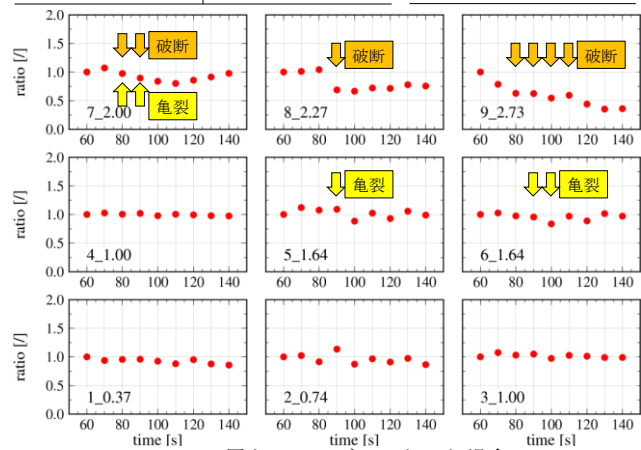


図14 本加振より算出した層剛性の変化率

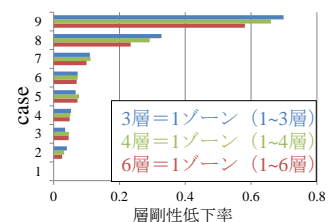


図15 特性把握加振より算出した層剛性低下率