

高密度強震観測及び振動実験に基づく建築物と基礎-地盤系の復元力特性評価に関する研究

名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻
博士課程前期課程 2 年 福和研究室 海野 元伸

1. はじめに

微動・強震観測技術は、観測機器の発展・観測体制の整備・振動台の開発によって進歩し、実大・縮小建物の観測や実験を通して様々な建築物の振動性状や耐震性能が解明されつつある。しかし一方で、単品生産である実在建築物は建物形状・構造形態・地盤条件等が多種多様であることから、新たな現象の発見や説明が困難な事例も徐々に浮き彫りになりつつある。特に、振動論の観点で言えば、建物の立体振動挙動や、建物と地盤の動的相互作用効果等が挙げられるが、これらを実測から評価した事例は少ない。よって、実現象を正確に把握し、適切な数値解析モデルの同定や地震時の損傷検知・評価、設計へのフィードバックに繋げていくためには、現状は実在建築物を対象とする観測・実験や解析事例を重ねつつ、分析手法の妥当性も検証しながら、データベースを構築していく段階であると考えられる。

以上のことから、著者らはこれまでに、様々な建築物を対象に強震観測や振動実験を実施し、振動性状や耐震性能を明らかにしてきた^{例えば 1)}。本研究では、その中の一つであるプレキャストプレストレストコンクリート造(PCaPC 造)⁷ 階建て建物を対象として、多点多成分観測記録の取得を目的に、高密度な強震観測と常時微動計測を実施した。また、建物の中間階に常設されている起振機を利用して、強制加振実験を実施した。これにより、上部構造・基礎・地盤及び各連成系の基本的振動性状を把握した上で、立体振動性状の評価を行い、モード形を特定する。さらに本論では、上部構造の層剛性と基礎-地盤系の地盤ばね剛性の定量的評価を目的として、各層と基礎-地盤系の力-変形関係(履歴ループ)を算定し、復元力特性を評価する。また、上部構造系と基礎-地盤系の各振動モデルから得た数値解析結果との比較を行う。以上の検討は、剛性を直接的に算定・評価するため、固有振動数や応答値を対象に同定していた従来の手法に比べて、より緻密な振動性状と耐震性能の分析を可能にする。

さらに、実在建築物の非線形復元力特性と損傷の評価に向けた基礎資料の取得を目的として、2010 年末に実大三次元震動破壊実験施設(Eーディフェンス)で実施された中層 RC 造建築物の震動台実験²⁾の記録を分析する。

2. 対象建物及び観測・実験概要

対象建物は地上7階、地下1階建ての大学施設である。表1に建物概要を、図1に建物形状及び観測点配置図を、表2にボーリング調査とPS検層で得られた地盤の諸元を示す。また、表3に観測・実験項目を示しており、以降は各ケースの記号名(Rec.)を用いる。地震時は既設強震計(15点)と追加強震計(5点)の記録を得ている。第1回目の実験では、立体振動分析に焦点を当てたため、強震計

に加えて図1に示すように追加微動計(16点)を設置して計測を行った。第2回目の実験では、復元力特性分析に焦点を当てたため、強震計のみで計測を行った。

起振機は4階西端に常設されており、強制加振の際は加速度計を設置して加速度を測定し、可動部質量(桁行方向1,267kg, 張間方向217kg)との積から加振力を求めた。

3. 基本的振動性状及び立体振動性状の評価

強震観測・常時微動・加振実験の3種類の記録の分析結果を簡潔に述べる。微動時における地盤-建物連成系・スウェイ固定系・基礎固定系の並進1次固有振動数は、桁行方向で2.54Hz・2.75Hz・2.89Hzであり、張間方向で2.15Hz・2.30Hz・2.77Hzである。ねじれの振動数は2.44Hzであり、桁行並進1次とピークが近接するため、連成振動が生じる。地震時はEQ01を例にとると3~6%程度振動数が低下し、振幅依存性が確認される。減衰定数は概ね2~3%程度である。加振時について、図2に張間方向の共振曲線(sw01)を例として示す。2つのピークが明確に励起されている。各ピーク時における立体挙動を図3に示す。これにより、2.12Hzは張間並進1次、2.52Hzはねじれと考えられる。

当該建物の共振時におけるスウェイ率・ロッキング率・建物変形率は、桁行方向で14.2%・9.7%・76.1%、張間方向で10.5%・24.7%・64.8%程度であり、動的相互作用特性が振動性状に与える影響は大きいと考えられる。

4. 上部構造及び基礎-地盤系の復元力特性の評価

4.1 加速度応答記録を用いた力-変形関係の算定法

力-変形関係を算定する際、実在建築物の振動システムを図4に示すせん断多質点系SRモデルと仮定し、その振動方程式から各層と基礎-地盤系に作用する力と変形の算定式が得られる。図には地震時の算定式を併せて示す。各層の層間変形は、上下階の加速度応答の差を取り、ロッキング動に起因する建物の剛体回転変位を除いた後、2階積分して求めた。基礎-地盤系の水平変形は、地震時は1階と地盤地表の加速度応答の差を、加振時は1階の加速度応答を2階積分して求め、基礎と地盤の相対変形を考慮した。各層の層せん断力は、その層より上の階に作用する慣性力の和として求め、基礎-地盤系の水平内力は全階の慣性力の和とし、回転モーメントは各階の慣性力に1階床から各階床までの高さを乗じた転倒モーメントの和とした。なお、本論では各階床の回転慣性は考慮していない。加振時は、これに加えて起振機の加振力を加振階以下の層せん断力に加えた。

また、変形を入力、力を出力とした力-変形関係の伝達関数を求めることで、複素剛性についても検討を行った。

4.2 履歴ループによる復元力特性の評価

図5に加振時・地震時の各ケースにおける履歴ループ

を示す。各履歴ループには a)c)で 2.30~2.50Hz、b)d)で 2.00~2.20Hz のフィルタ波を用いており、地盤-建物連成系の固有振動数近傍での剛性に着目して考察する。図 5 の a)と c)、b)と d)を各々比較すると、上部構造の層間変形は桁行方向で約 7 倍、張間方向で約 100 倍の差があるが、概ね傾きは対応している。また b)と d)の基礎-地盤系の履歴ループは、d)に乱れこそあるが、傾きの様子は似ている。しかし、a)と c)の基礎-地盤系では、c)の方が大きな傾きが得られている。特に回転剛性については、ねじれとの連成による基礎の面外変形や、桁行方向の回転角の計測精度を交えた検討の余地が残る。

表 4 に図 5 の履歴ループの傾き(δ, θ)が最大の時で算定)から求めた層剛性及び水平・回転地盤ばね剛性と、上部構造系と基礎-地盤系の各振動モデルから得られた数値解析結果との比較を示す。層剛性は、逆梁工法による梁レベルの違いや剛域長等を実状に則して考慮したフレームモデルに静的漸増解析を実施し、等価せん断型として

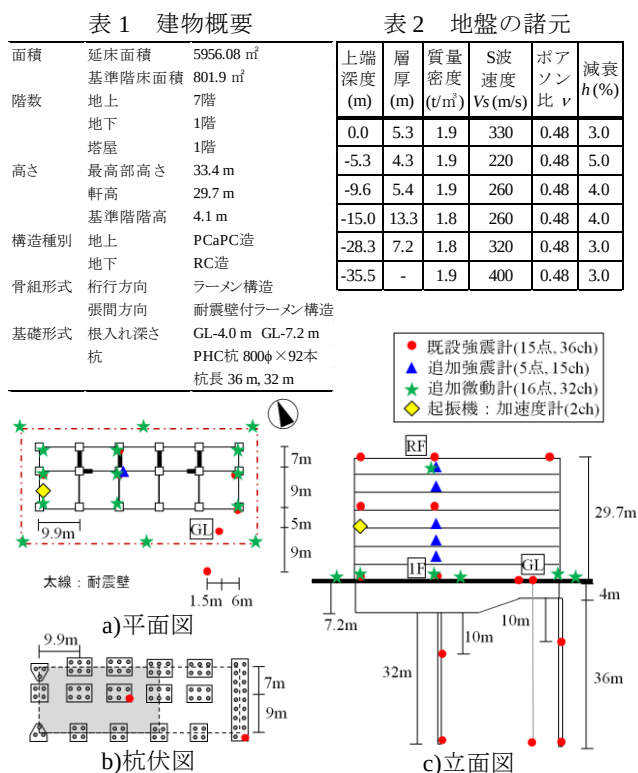


図 1 建物形状と観測点配置図

表 3 観測・実験項目

Rec.	計測種類	条件等				
		方向(対象モード)	振動数範囲	振動数変化	振幅	
第1 回目	mt01	常時微動	-	-	-	
	mt02		-	-	-	
	sw01	スイーブ 加振	張間(並進1次・ねじれ)	1.40⇒6.60Hz	上昇(0.01Hz/sec)	1800cm/s ² 一定
	sw02			6.60⇒1.40Hz	下降(0.01Hz/sec)	
	sw03		桁行(並進1次・ねじれ)	1.40⇒6.60Hz	上昇(0.01Hz/sec)	270cm/s ² 一定
	sw04			6.60⇒1.40Hz	下降(0.01Hz/sec)	
	sd01	正弦波 加振	張間(並進1次)	2.10⇒2.20Hz	0.01Hz刻み	10cm一定
sd02	張間(ねじれ)		2.40⇒2.60Hz	0.02Hz刻み	7.0cm一定	
sd03	桁行(並進1次・ねじれ)		2.38⇒2.70Hz	0.02Hz刻み	1.0cm一定	
第2 回目	sd04	正弦波 加振	張間(並進1次・ねじれ)	0.10Hz, 0.50⇒5.00Hz	0.50Hz刻み	最大出力
	sd05		張間(並進1次・ねじれ)	2.10⇒2.60Hz	0.10Hz刻み	2000cm/s ² 一定
	sd06		桁行(並進1次・ねじれ)	0.10Hz, 0.50⇒5.00Hz	0.50Hz刻み	最大出力
	sd07		桁行(並進1次・ねじれ)	2.30⇒2.70Hz	0.10Hz刻み	2000cm/s ² 一定
地震	EQ01	強震観測	2009年8月11日の駿河湾の地震 (Mj6.5)		地表最大加速度	22cm/s ²
	EQ02		2011年東北地方太平洋沖地震 (Mw9.0)		地表最大加速度	19cm/s ²

得られた値³⁾である。地盤ばね剛性は、図 1 や表 2 をもとに、地盤・杭・根入れ部分を考慮してモデル化を行い、文ら⁴⁾の解析手法を用いて得られた地盤ばねの固有振動数位置における実部の値である。各層剛性は、上層ほど解析値より実測値の方が小さめの傾向を示しているが、これは履歴ループの算定に上部構造の曲げ変形の影響が含まれていることが原因として考えられる。水平・回転地盤ばね剛性に着目すると、表 4a)では約 2~3 割程度、b)では約半分の違いが見られる。このことから、実際の基礎には地盤との間の緩みや、杭の鉛直剛性の違いなどが影響している可能性が示唆され、その評価には実測、解析の両面から注意深く検討する必要がある。

4.3 カ-変形関係の伝達関数による複素剛性の評価

図 6 に加振時・地震時の実測値と解析値による複素剛性(実部)の比較を示す。図には固有振動数位置を逆三角点で示している。実測値は Parzen Window(ウィンドウ幅 0.14Hz)により、可能な範囲で平滑化した。上部構造に関

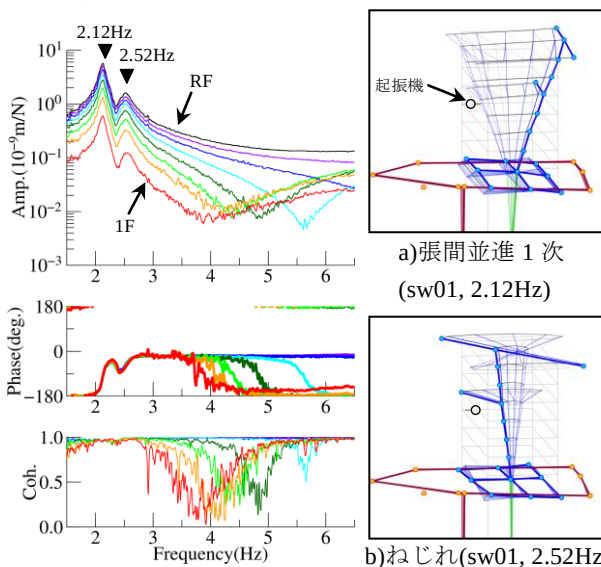


図 2 張間方向の共振曲線(sw01)

図 3 共振曲線の各ピーク時の立体挙動

$$a_i(t): i \text{ 階の絶対加速度応答}(i=0 \text{ の時は自由地表の絶対加速度応答})$$

$$\theta(t): 1 \text{ 階の回転角加速度応答}$$

$$m_i: i \text{ 階の質量}$$

$$I: \text{各階の重心に関する回転慣性の和}$$

$$H_i: 1 \text{ 階の重心から } i \text{ 階の重心までの垂直距離}(i=0 \text{ の時は } 0)$$

$$Q_i(t): i \text{ 階の層せん断力}(i=0 \text{ の時は基礎-地盤系の水平内力})$$

$$M(t): \text{回転モーメント}$$

$$\delta_i(t): i \text{ 階の層間変形}(i=0 \text{ の時は基礎-地盤系の水平変形})$$

$$Q_i(t) = \sum_{j=i+1}^n m_j a_j(t) \quad (i=0 \sim n-1) \quad (1)$$

$$M(t) = \sum_{j=2}^n m_j a_j(t) H_j + I \ddot{\theta}(t) \quad (2)$$

$$\delta_i(t) = \iint \{a_{i+1}(t) - a_i(t) - (H_{i+1} - H_i) \ddot{\theta}(t)\} dt dt \quad (i=1 \sim n-1) \quad (3)$$

$$\delta_0(t) = \iint \{a_1(t) - a_0(t)\} dt dt \quad (4)$$

図 4 SR モデルと地震時における力と変形の算定式

して、実測値 K_2 と K_3 は、固有振動数より低振動数側で解析値 K_4 より小さめの傾向を示しているが、それ以上は三者とも非常に良く対応している。実測値 K_1 は、上層では良く推定されているが、4、5層あたりから他の値と合

わない結果となっている。基礎-地盤系に関しては、実測値 K_2 と K_3 は同様の傾向を示すが、やはり実測値 K_1 だけは異なった推移となっている。解析値 K_4 と比較すると、振動数帯域において全体的に実測値は小さめで乱れる傾

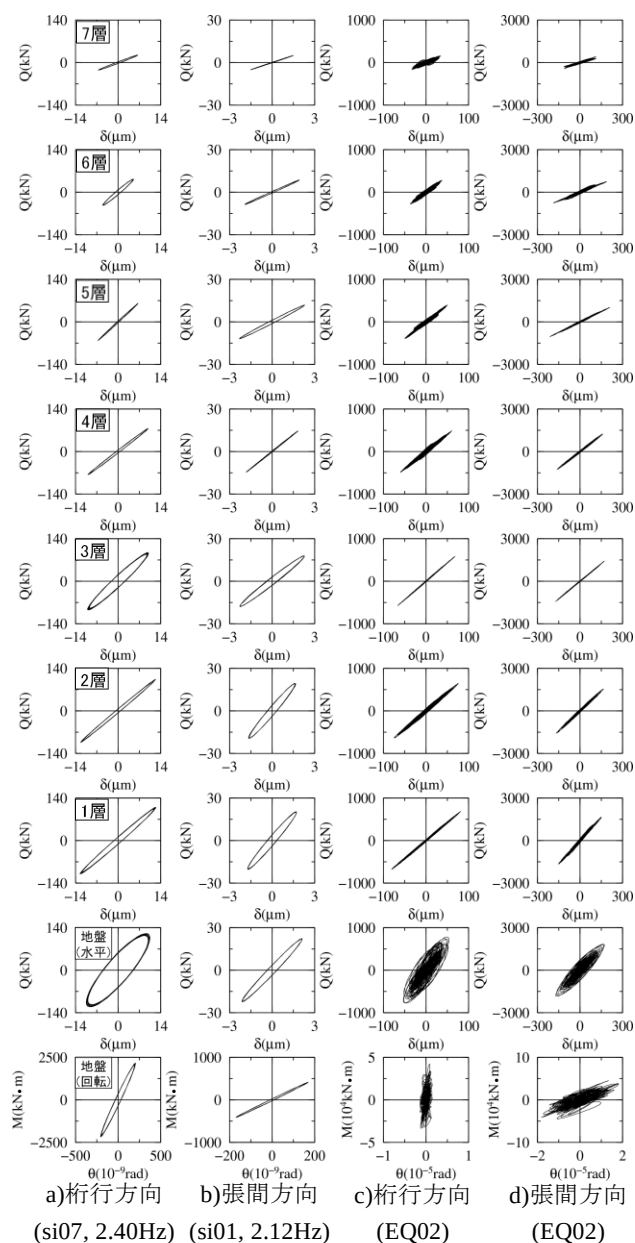


図5 加振時・地震時における履歴ループ

表4 実測値と解析値による各層と基礎-地盤系の剛性の比較

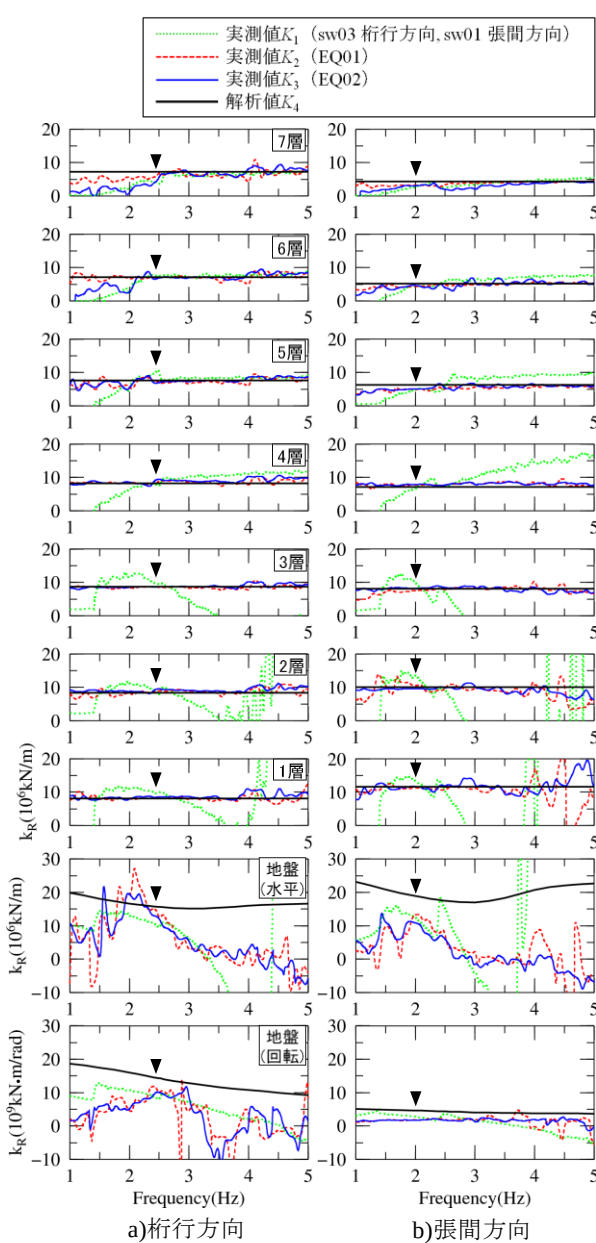
a) 桁行方向

各層	実測値 K_1 (si07, 2.40Hz)	実測値 K_2 (EQ01)	実測値 K_3 (EQ02)	解析値 K_4
水平剛性[$\times 10^6$ kN/m]				
7層	3.76	5.55	4.54	7.24
6層	6.96	7.06	6.90	7.14
5層	9.03	7.61	7.29	7.62
4層	6.82	8.12	8.25	8.24
3層	8.65	8.63	8.74	8.66
2層	8.04	8.60	8.52	8.37
1層	8.58	8.18	8.42	8.15
基礎-地盤系(水平)	10.72	15.08	13.43	16.00
回転剛性[$\times 10^9$ kN・m/rad]				
基礎-地盤系(回転)	10.23	9.90	12.85	14.80

b) 張間方向

各層	実測値 K_1 (si01, 2.12Hz)	実測値 K_2 (EQ01)	実測値 K_3 (EQ02)	解析値 K_4
水平剛性[$\times 10^6$ kN/m]				
7層	3.10	3.28	3.74	4.40
6層	4.32	4.41	4.01	5.24
5層	4.97	5.10	4.89	6.35
4層	7.61	7.76	7.81	7.18
3層	7.05	7.61	8.29	8.09
2層	10.28	10.69	9.39	10.00
1層	10.73	11.16	10.86	11.61
基礎-地盤系(水平)	9.78	12.73	10.11	19.00
回転剛性[$\times 10^9$ kN・m/rad]				
基礎-地盤系(回転)	2.28	1.98	2.17	5.00

図6 実測値と解析値による複素剛性(実部)の比較



向を示し、履歴ループの場合と同様で緩み等の影響を考慮した綿密なパラメトリックスタディを行う必要がある。

5. 中層 RC 造建築物の実大震動台実験

5.1 試験体及び実験概要

前述の復元力特性の評価手法を、中層 RC 造建築物の実大震動台実験の記録に適用し、非線形復元力特性を評価する。写真 1 に試験体の設置状況を示す。本実験は、形状がほぼ等しい 4 層骨組の RC 試験体と PC 試験体の同時加震実験である。図 7 に試験体の形状と、強震計による観測点配置図を示す。長辺方向(14.4m)は 2 スパンの純ラーメン構造で、短辺方向(7.2m)は外構面の中央に柱型の無い連層耐震壁を有する。各階高は 3m である。

表 5 に加震リストを示す。入力地震動は、JMA 神戸波と JR 鷹取波の 2 波を用い、試験体の損傷及び変形を段階的に大きくするように振幅倍率が設定された。また、各加震波間には、試験体の固有振動数を確認する目的で、微弱振幅のホワイトノイズ加振が実施された。

5.2 地震時の非線形復元力特性と損傷の評価

ここでは、JMA 神戸波 100%加震時の RC 試験体に着目して述べる。図 8 に水平 2 方向の各層の弾塑性履歴ループと層せん断力の時刻歴波形を示す。この時の 1 層の最大層間変形(角)は、長辺方向で 9.3cm(0.031rad)、短辺方向で 8.1cm(0.027rad)に達した。各層では、時刻を追う毎に層剛性が低下し、1 サイクルの履歴面積が増大する



写真 1 試験体の設置状況

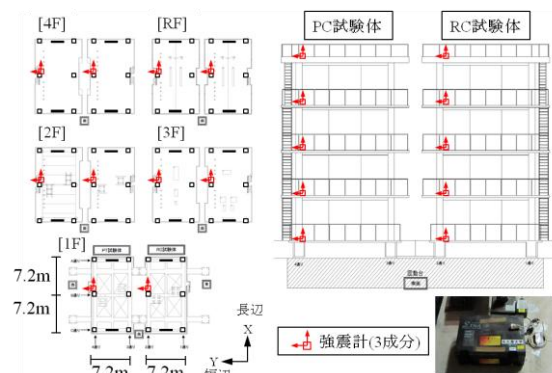


図 7 試験体の形状と観測点配置図

表 5 加震リスト

2010/12/13 (1日目)		2010/12/15 (2日目)		2010/12/17 (3日目)	
No.	Input Wave	No.	Input Wave	No.	Input Wave
1	ホワイトノイズ	8	ホワイトノイズ	11	ホワイトノイズ
2	JMA神戸波 10%	9	JMA神戸波 100%	12	JR鷹取波 40%
3	ホワイトノイズ	10	ホワイトノイズ	13	ホワイトノイズ
4	JMA神戸波 25%			14	JR鷹取波 60%
5	ホワイトノイズ			15	ホワイトノイズ
6	JMA神戸波 50%				
7	ホワイトノイズ				

この加震前後のホワイトノイズ加振より、RC 試験体の固有周期は長辺で 0.65 秒から 1.02 秒に、短辺で 0.58 秒から 0.89 秒に伸びたことが確認された。

6. 結論

実在建築物を対象に、高密度な強震観測と常時微動計測、強制加振実験を実施し、基本的振動性状と立体振動性状を把握した上で、上部構造と基礎-地盤系の復元力特性を評価した。その際、層剛性と地盤ばね剛性を定量的に評価するため、振動モデルの数値解析結果と比較した。建物振動が 1 次モードの時は、特に上層で曲げ変形による差異が見られるが、層剛性の適切な評価が可能であることを示した。基礎-地盤系では、特に張間方向で解析値の過大評価が見られ、地盤の緩みや杭の鉛直剛性等を考慮した解析を含め、更なる検討を要する。複素剛性評価では、地震時は層剛性が良い対応を示したが、加振時は加振階以下での分析に課題が残る。E-ディフェンスの実験では、中層 RC 造建築物の非線形復元力特性を明確に捉え、損傷検知・評価に適用可能なことを示した。

本成果は、実在建築物のシステム同定に加え、大地震時における多数の被災建築物の早期損傷診断や応急危険度判定のための有用な資料取得にも繋がると考えられる。

謝辞

本実験に際して、多くの関係各位にご協力いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 福和伸夫他：戦略的強震観測及び地震被害分析に基づく中低層建物の地震時挙動及び耐震性能の解明、文部科学省科学研究費補助金・基盤研究(B)(2)研究成果報告書、研究課題番号 15360295、2005.3
- 2) 長江拓也他：4 階建て鉄筋コンクリート造建築物を対象とした大型振動台実験、日本建築学会構造系論文集、第 76 巻、第 669 号、pp.1961-1970、2011.11
- 3) 榊原啓太他：観測された動特性を説明可能な構造物の振動解析モデルの構築、日本建築学会技術報告集、第 13 巻、第 25 号、pp.65-68、2007.3
- 4) 文学章：地盤と構造物との動的相互作用における基礎形式・基礎形状・隣接建物の影響に関する解析的研究、名古屋大学学位論文、2006.3

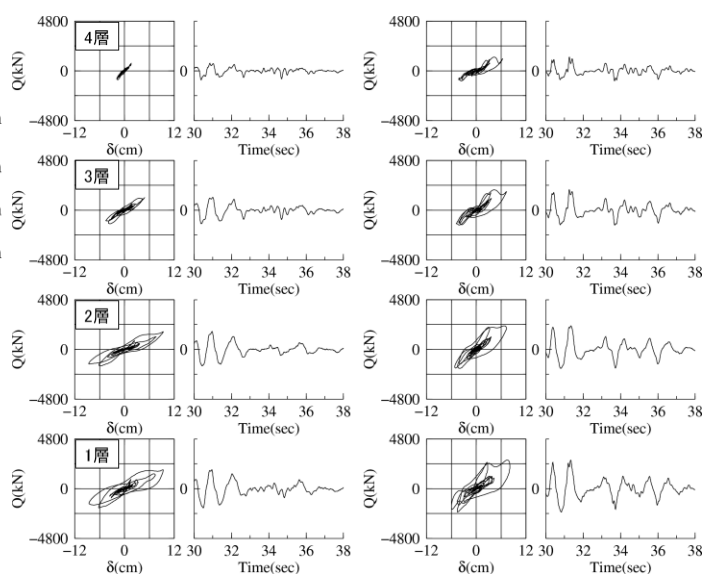


図 8 JMA 神戸波 100%加震時における RC 試験体の履歴ループと層せん断力の時刻歴波形