

大型振動台実験に基づく建築構造物の
振動特性評価法に関する研究

(A Study on Evaluation Method for Vibration Characteristics of Building
Structures Based on Large Shaking Table Tests)

学位取得年月 2023 年 9 月

東城 峻樹

目次

1. 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	1
1.1.1 建築構造物の振動特性に関する既往の知見.....	1
1.1.2 建築構造物の振動特性に関する既往の研究のまとめ.....	7
1.2 研究の目的.....	10
1.3 本論文の構成.....	11
1章の参考文献.....	13
2. 実測データおよび振動特性の同定手法の概要.....	17
2.1 はじめに.....	17
2.2 実測データの取得方法 ^{2-1), 2-2)}	18
2.3 国内外における大型振動台施設.....	21
2.4 システム同定手法.....	24
2.4.1 ARX モデル ^{2-2), 2-21), 2-22)}	25
2.4.2 部分空間法 ^{2-2), 2-23)-2-26)}	28
2.5 まとめ.....	33
2章の参考文献.....	34
3. RC 造試験体の振動特性分析.....	37
3.1 はじめに.....	37
3.2 試験体および加振計画の概要.....	38
3.2.1 試験体 1 ³⁻¹⁰⁾	38
3.2.2 試験体 2 ³⁻⁷⁾	41
3.2.3 試験体 3 ^{3-12), 3-13)}	42
3.3 振動特性の同定方法.....	46
3.4 各試験体の振動特性.....	47
3.4.1 固有周期の変化.....	47
3.4.2 減衰定数の変化.....	49
3.4.3 各試験体の振動特性のまとめ.....	51
3.5 固有周期に関する検討.....	56
3.5.1 振幅依存性に関する検討.....	56
3.5.2 剛性低下率の検討.....	57
3.5.3 経験した平均変形角に応じた変化.....	59
3.5.4 固有周期に関する変化のまとめ.....	60
3.6 減衰定数に関する検討.....	61
3.6.1 1次減衰定数に関する考察（試験体 1, 2）.....	61
3.6.2 経験した平均変形角に応じた変化（試験体 3）.....	61

3.6.3 減衰に関する変化のまとめ	62
3.7 まとめ	64
3章の参考文献	65
4. S 造試験体の振動特性分析	67
4.1 はじめに	67
4.2 試験体および加振計画の概要	68
4.2.1 試験体 1 ^{4-6)~4-8)}	68
4.2.2 試験体 2 ⁴⁻¹¹⁾	71
4.2.3 試験体 3 ⁴⁻¹⁴⁾	73
4.3 振動特性の同定方法	75
4.4 各試験体の振動特性	77
4.4.1 固有周期の変化	77
4.4.2 減衰定数の変化	80
4.4.3 層間変形角に関する検討	83
4.5 振幅依存性に関する検討	85
4.5.1 固有周期	85
4.5.2 減衰定数	86
4.5.3 経験した平均変形角に応じた変化	89
4.6 まとめ	91
4章の参考文献	92
4章の付録	94
5. 振動台の回転が振動特性に及ぼす影響の評価	97
5.1 はじめに	97
5.2 検討概要	98
5.2.1 検討対象試験体および加振波 ^{5-10), 5-13)}	98
5.2.2 大型振動台実験の再現解析	100
5.2.3 回転を加味した振動特性の同定方法	103
5.3 解析モデルを用いた振動台の回転入力の影響に関する検討	105
5.3.1 入力地震動に関する影響の検討	105
5.3.2 解析と実験における応答特性の比較	107
5.4 振動台の回転入力を加味した振動特性の同定	112
5.5 まとめ	114
5章の参考文献	115
6. 地盤-建物連成系実験に基づく水平および回転を考慮した振動特性の評価	117
6.1 はじめに	117
6.2 SSI, RB および FIX 系の運動方程式の概要	119
6.2.1 SSI 系における SR モデルの運動方程式	119

6.2.2 RB 系における運動方程式.....	120
6.2.3 FIX 系における運動方程式 ⁶⁻¹⁸⁾	121
6.2.4 FIX 系におけるモード分解の概要と留意点 ⁶⁻¹⁸⁾	121
6.2.5 各系の分析に必要な観測点および相互作用評価の課題.....	123
6.3 SR モデルの数値解析による振動特性同定法の検証.....	124
6.3.1 解析概要.....	124
6.3.2 数値解析ケース.....	126
6.3.3 システム同定の方法.....	128
6.3.4 地震動のスペクトル特性を変えた場合の検討.....	129
6.3.5 逸散減衰の大きさを変えた場合の検討.....	132
6.3.6 数値解析のまとめ.....	133
6.4 大型振動台における相互作用を考慮した振動特性評価.....	135
6.4.1 実験概要と加振ケース ⁶⁻¹⁶⁾	135
6.4.2 同定対象とパラメータの設定.....	138
6.4.3 振幅依存性に関する検討.....	140
6.4.4 実建物との相互作用の比較および影響評価.....	141
6.4.5 分析結果のまとめ.....	143
6.5 まとめ.....	144
6章の参考文献.....	145
7. 結論.....	147
7.1 各章の概要.....	147
7.2 本研究で得られた成果.....	151
7.3 今後の課題.....	154
7章の参考文献.....	156

1. 序論

1.1 研究の背景

建築構造物の耐震設計において、地震時の挙動を推定する際には、固有周期や減衰定数は、応答に大きく影響を及ぼす重要なパラメータである。固有周期に着目すると、一つの基準として、建築基準法¹⁻¹⁾における設計用1次固有周期が式(1-1)で定義される。

$$T = H(0.02 + 0.01\alpha) \quad (1-1)$$

ここで、 H は当該建築物の高さ（単位はm）、 α は当該建築物のうち柱及びはりの大部分が木造又は鉄骨造である階（地階を除く。）の高さの合計の H に対する比であり、RC造では0、S造では1となる。実際の建築構造物においては、構造計画に従い設定された質量や剛性の情報が得られることで、より高い精度でその値を推定可能と考えられる。一方で、推定値と実測結果とが異なる要因として、後述する地盤、基礎構造と上部構造が相互に影響を及ぼす動的相互作用（以下、相互作用）の影響、あるいは竣工後の建築構造物の被災状況や材料劣化など、耐震設計時に仮定した条件と実状との乖離が生じることなどが挙げられる。

また、減衰定数に関しては、一般に鉄筋コンクリート（RC）造、鉄骨（S）造に対して、それぞれ3%、2%といった慣用的な値が用いられており、固有周期のような基準は明確に示されていない。加えて、減衰定数についても、固有周期と同様に多くの不確定な要素が含まれるものの、動的解析時には弾性範囲から塑性後においても、前述の慣例的な値をそのまま設定することが一般的である。そのため、地震観測記録等の実測データを分析し、これらの振動特性を把握することは、耐震設計上の重要な課題の一つとなっている。

1.1.1 建築構造物の振動特性に関する既往の知見

(1) 観測記録に基づく既往の振動特性の評価式と耐震設計上の評価値の関係

1995年の兵庫県南部地震以降、建築構造物内外への地震計の設置が進み（例えば、建築研究所の地震記録¹⁻²⁾、防災科学技術研究所のK-NET、KiK-net¹⁻³⁾など）、多数の地震観測記録が得られた。これらの強震観測に加えて、常時微動測定、風観測、起振機などを用いた強制加振および各種振動台を用いた振動台実験などにより、近年までに多くの実測データが蓄積されてきている¹⁻⁴⁾。文献1-4)では、これらの実測データに基づき多くの分析が行われ、成果の一例として、2000年までに得られたRC造やS造といった各種の建築構造物の振動特性評価結果をもとに、式(1-2)のような建築構造物の高さに比例する固有周期（固有振動数）の回帰式が示されている。

$$T = aH \tag{1-2}$$

ここで、 a は構造種別に応じて算定された回帰式の比例定数であり、RC造では0.15、S造では0.20である。いずれも式(1-1)の耐震設計時の基準値に比べて、やや比例定数が小さくなっていることがわかる。

次に、減衰定数に着目すると、同文献では弾性設計範囲における推奨値が提示され、従来の慣用値から観測記録に基づく分析結果を踏まえて実状に即した設定へと見直される傾向にある（後述の Fig. 1-1 参照）¹⁻⁴⁾。国外に目を向けると、2010年の米国 Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) のレポートでは、過去の観測記録等の分析に基づき、RC造およびS造における減衰定数の推奨値が示されている。Fig. 1-1 に、文献 1-4)および 1-5)の減衰定数の推奨値、前述した耐震設計における慣用値（RC造は3%、S造は2%）の比較を示す。ここで、各推奨値については平均層高さ 3.3m を仮定して算定した。同図より、いずれの推奨値も建築構造物の高さが高くなるほど、減衰定数が低下する形で表されていることが特徴の一つである。これは、建物高さに応じて後述の相互作用の影響を考慮しているためである。また、耐震設計上の慣用値は、建築物の高さが低い範囲では、各推奨値と概ね対応する一方で、高さが高くなるにつれて推奨値に対して慣用値が非安全側となる場合があることがわかる。

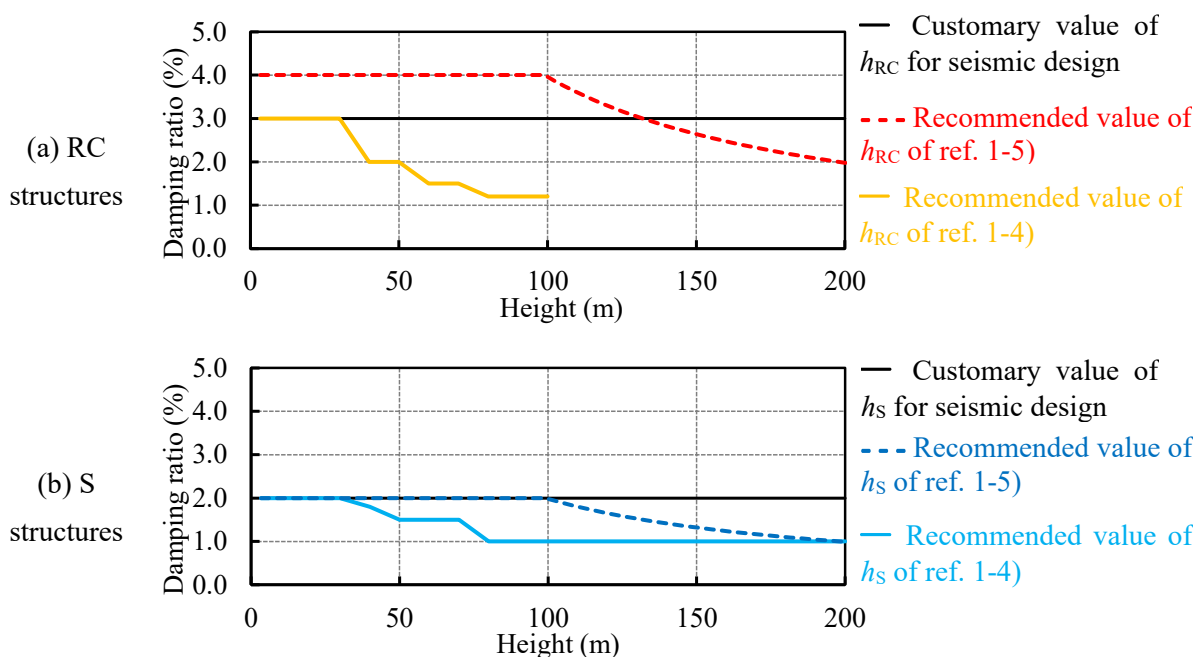


Fig. 1-1 Comparison of proposed formula and customary values of seismic design for damping ratios

(2) 振動特性に関する近年の知見

文献 1-4)や 1-5)の評価式が示されて以降も、現在に至るまでに多くの地震観測データが得られ、建築構造物における固有周期や減衰定数に関する耐震設計時の推奨値は見直されてきている。また、特に 2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震（以後、3.11 地震）を契機として、各振動特性に関する経年変化や大振幅レベルの地震動を経験した場合の変動、および振幅依存性に関する知見も次第に明らかとなってきている。

耐震設計に目を向けると、文献 1-6)では、前述の実測データの拡充に伴い、式(1-2)に関する固有周期の比例定数をより多くの分析結果に対して回帰した係数に更新している。また、減衰定数は、建築物高さに依らず RC 造で、安全側 70%参考値 1.5%（平均値 2%に、標準偏差 σ とした場合のばらつき $-\sigma/2$ を考慮）、S 造で、安全側 70%参考値 1.0%（平均値 1.5% $-\sigma/2$ ）が新たに提案されている。これらは、いずれも動的解析時において、非線形モデルを用いることにより生じる履歴減衰が付加されることを想定したものである。さらに前述の本項（1）で述べた推奨値との考え方の違いの一つに、相互作用の影響を別途考慮することを前提として、これらの減衰定数に関する参考値が提示されたことも挙げられる。なお、相互作用の影響については、本項（3）で議論する。

経年変化に関して、森下ら¹⁻⁷⁾は、RC 造の建築構造物について、1993 年～2012 年の間に経験した地震観測記録に対し、過去に経験した最大相対変位に着目し、1 次と 2 次の固有周期および減衰定数の変動を分析している。それによると、固有周期（固有振動数）は、過去最大の相対変位を経験すると増大する傾向があり、3.11 地震の前後では、明瞭な変化がみられる。一方、減衰定数については、3.11 地震以前の小地震時には 1~3%で推移しており、3.11 地震後は、やや大きくなる傾向を確認している。同様の検討例に、Kashima¹⁻⁸⁾、飯場ら¹⁻⁹⁾による SRC 造建物を対象にした経年変化の検討が挙げられる。ここでは、3.11 地震前後の固有周期と減衰定数の変動について、ほぼ同様の傾向であることを示している。特に固有周期に関しては、3.11 地震などの大地震を経験した場合、その後の地震観測時において、周期は地震前の状態に回復するものの完全には元に戻らないことが示されている¹⁻⁹⁾。一方、荒川ら¹⁻¹⁰⁾による S 造の建築構造物に関する検討例ではやや傾向が異なり、固有周期に関しては同様の傾向であるが、1 次減衰定数については、ほぼ 1~2%で変わらず推移したとされる。文献 1-10)によると、主要な架構は殆ど損傷しておらず、雑壁など 2 次部材や非構造部材の損傷が、それらの振動特性が変化した要因であったと推察している。これらは、経年変化に伴う、固有周期と減衰定数の変動傾向が、構造種別に応じて異なる可能性を示すものである。

また、振幅依存性に関して、中村らは、RC (SRC) 造および S 造の建築構造物の 1 次と 2 次の固有周期および減衰定数に着目した検討を実施している^{1-11), 1-12)}。Fig. 1-2, Fig. 1-3 に、文献 1-11), 1-12)に基づく、RC 造および S 造の建築構造物に関する固有周期および定数に関する振幅依存性の概念図をそれぞれ示す。Fig. 1-2 より、固有周期は、構造種別に依らず振動振幅に依存して増大する傾向（振幅依存性）があることがわかる。また、振動振幅が大きくなると、固有周期は、概ね右上がりの直線上を移動するが、大きな地震を経験することでル

ープを描くように変化し、そのとき直線の傾きはやや増大する。Fig. 1-3 より、固有周期と同様に RC 造、S 造の減衰定数についても、振幅とともに増大する振幅依存性を有することが指摘されている。いずれも大きな地震動を受けることで、各部材の非線形化や塑性化により履歴減衰が生じるため減衰定数は増大する傾向が得られている。ただし、S 造では、大きな振幅を受けた場合に、逆に減衰定数が低下する傾向が観測されており、耐震設計時のモデル化では留意が必要と考えられる。

RC 造については、水平動だけでなく、上下動に関するもの 1 次減衰定数に振幅依存性を有することが指摘されている¹⁻¹³⁾。また、上下方向に関する 1 次固有周期は、一般に水平方向で指摘される建物高さに対する比例関係では無く、高さが高くなるに従って周期の伸びが軟化する傾向を持つこと、水平方向と上下方向では、必ずしも同じ減衰定数を適用することが適切でない可能性も示されている。以上のことから、各振幅依存性についても構造種別に応じた異なる傾向が得られており、今後も実測データの分析を継続し、これらの特性を把握していく必要がある。

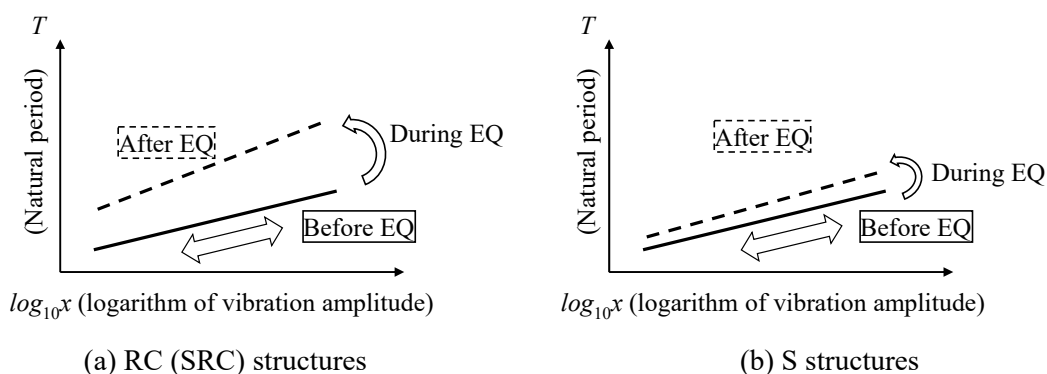


Fig. 1-2 Amplitude dependence of natural period subjected to large amplitude earthquakes (EQs)

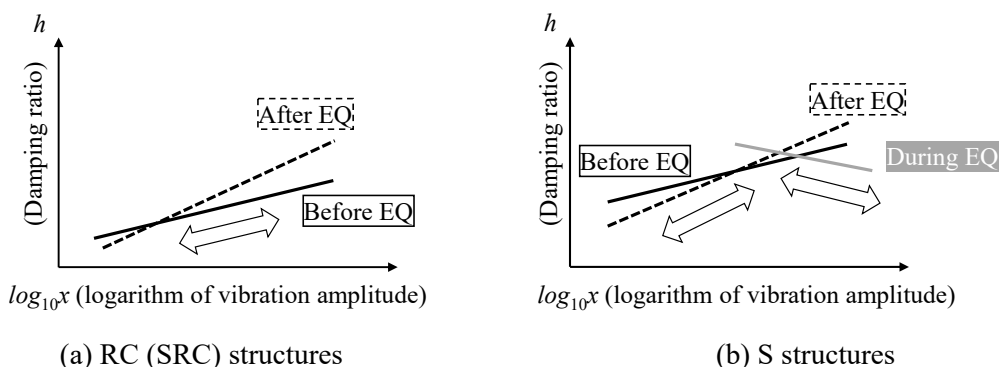


Fig. 1-3 Amplitude dependence of damping ratio subjected to large amplitude earthquakes (EQs)

(3) 建築構造物の振動特性に関する動的相互作用の影響

本項 (1), (2) で述べた固有周期および減衰定数の見直しの背景の一端には、耐震設計の高度化に伴い、時刻歴応答解析が必要となる超高層建築物が増加したこと、重要施設等を中心に、構造ヘルスマモニタリングの需要が高まり観測データが拡充したことで、各振動特性の評価精度が向上したことが挙げられる。

これとは別に、特に (2) における減衰定数の参考値の見直しに関わる要因の一つとして、相互作用を考慮したモデル化が普及した点大きい。従来、建築構造物の耐震設計モデルは、基礎固定条件として基礎・地盤の影響を非考慮としたモデル化（あるいは、相互作用の効果を基礎固定モデルに含める等価基礎固定モデル¹⁻¹⁵⁾）が一般的であった。本項 (1) で示した減衰定数の評価式^{1-4), 1-5)}は、基礎固定モデルへの適用を想定して提案されたものと考えられる。これに対し、各種建築構造物の被害の分析から、より現実に即した耐震安全性の評価が求められてきたこと、さらに計算機の発展等に伴い上部構造物とは別に、基礎・地盤をスウェイ・ロッキング (SR) ばねや有限要素としてモデル化して各種パラメータを設定できる環境が整いつつある^{例えば 1-16)}。

文献 1-6) では、RC 造および S 造に関する固有周期と減衰定数の関係 (Fig. 1-4)、それらの建築構造物の高さとの関係 (Fig. 1-5) が示されている。各図を見ると、比較的固有周期が短い中低層の建築構造物等においては、減衰定数が 1~20%程度と大きくばらつく様子が認められる。また、高層になると 1~3%程度と概ね一定の値に収束する傾向を示すこともわかる。冒頭で述べた減衰定数の慣用値等は、この相互作用の影響を含む形で評価されてきた背景がある。一方、文献 1-6) では、前述の耐震設計モデルの変遷も踏まえ、相互作用の影響が比較的小さいとされる高層の建築構造物のみに着目して減衰定数の参考値が設定された。以下では、この相互作用の影響に着目していくつかの分析事例を挙げておく。

建築構造物への入力に関する相互作用として、よく知られるものに水平方向の入力動における入力損失がある^{1-17), 1-18)}。これは、表層地盤における地震動の増幅を、基礎構造物が拘束することで、変形が抑制され、見かけ上減衰の効果が増加する現象と捉えることができる。この効果は、一般に高い振動数ほど低減効果が大きいことが知られている。一方で基礎埋め込みが深い場合等においては、水平方向の入力動が低減するだけでなく、ロッキング (以下、回転) 方向の入力動が励起される点も指摘されている¹⁻¹⁹⁾。したがって、水平と回転の双方の入力を適切に考慮することが重要であるといえる。

次に、地震観測に基づく相互作用を考慮した建築物の振動特性評価に関する検討に目を向ける。Luco は、その先駆けとして建物上部、基礎および自由地盤地表応答の組み合わせより求めた伝達関数に基づく振動特性評価法を示し、相互作用の影響の多寡に関する建物や地盤条件を検討するとともに、回転動やねじれ動を計測することの重要性を指摘している¹⁻²⁰⁾。さらに内藤らは、回転動を考慮することで、相互作用を含む応答から基礎固定時の建物の伝達関数を求める方法を示している¹⁻²¹⁾。また、Cruz らは、SR モデルによる相互作用 (慣性の相互作用と呼ばれる、地盤の剛性および逸散減衰の影響を指す) を考慮した場合と等価な固有

周期と減衰定数を持つ等価基礎固定モデルを提案し、パラメトリックスタディにより相互作用の影響が出やすい建物・地盤条件を検討している¹⁻²²⁾。ここでは、複数の実測データに対して推定された減衰定数に関して、高次になるほど値が増加する傾向を同モデルより説明できることが示されている¹⁻²²⁾。文献1-4)でも、2次の減衰定数が1次に比べて同様に増加する結果が得られている。これらは、いずれも相互作用を含む建築構造物の応答と基礎固定条件（上部構造物のみ）の振動特性とが異なることを示すものである。

上記に対して、高層建物に基づく近年の分析では¹⁻⁶⁾、1次と2次の減衰定数に大きな差がないとされ、傾向がやや異なっている。森田は、8階建てSRC造建物について、水平および回転を含む地盤－建物連成系、または回転のみの相互作用を考慮した系と上部構造のみを考慮した基礎固定系に分けて、振動モード特性を推定している¹⁻²³⁾。同文献においても固有振動数に対する相互作用の影響は小さく、経年変化に及ぼす影響もそれほど顕著ではない。

近年では、相互作用効果を含む振動データから、建物の層剛性や減衰定数または減衰係数を直接的に推定する試み¹⁻²⁴⁾や、SR地盤ばねの剛性および減衰を推定する方法も提案されてきている^{1-25), 1-26)}。一方、従来の検討では、直接基礎に関する検討例が多く^{1-20), 1-23)}杭基礎など異なる基礎構造形式も含めて分析対象を広げていく必要がある。また、各種建築構造物の観測記録の分析に基づきSR方向の動的地盤ばねの値の分布を調査した報告では、これらの物理パラメータは構造種別等に応じて大きくばらつくことも示されている¹⁻²⁷⁾。

以上を踏まえると、相互作用は建築構造物の規模や基礎、地盤の条件等に応じてその影響の程度が異なる可能性が高く、物理パラメータのばらつきも大きい。これらの点を踏まえると、上部構造（基礎固定条件）における振動性状と相互作用の効果が含まれる地盤－建物連成系（以下、連成系）の振動性状を対比させることで、建物応答への影響の観点から固有周期やモード減衰定数等のパラメータについてより定量的に検証していくことが重要である。

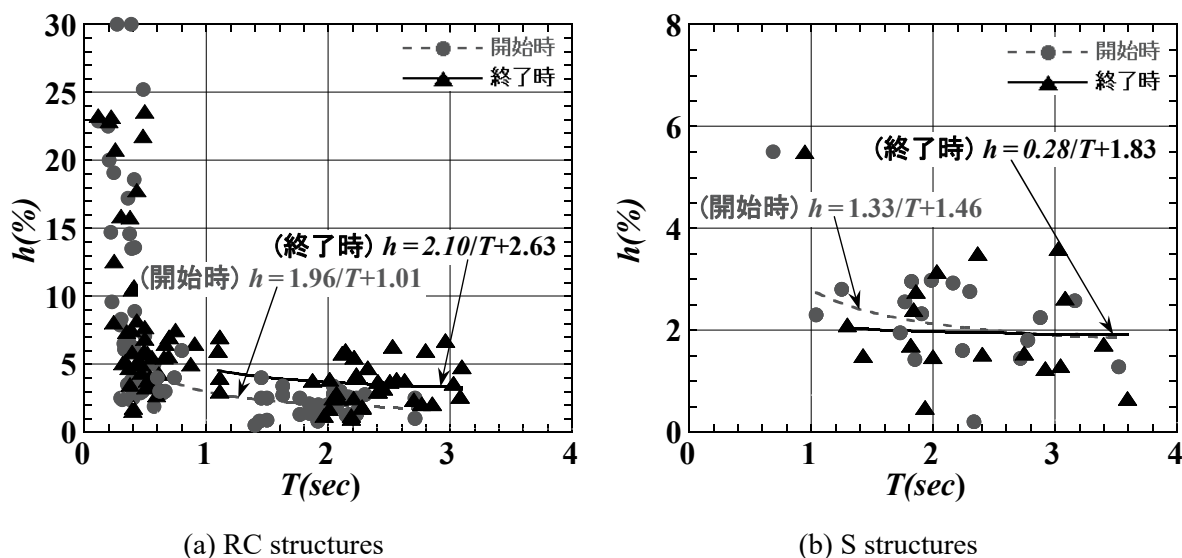


Fig. 1-4 Relations between natural period and damping ratio¹⁻⁶⁾

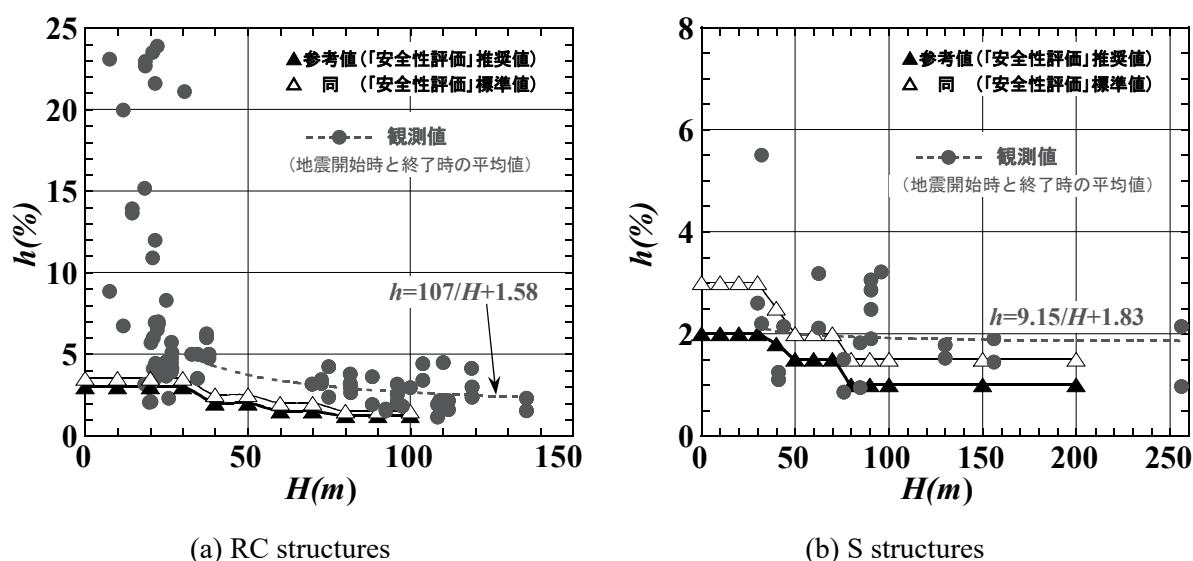


Fig. 1-5 Relations between building height and damping ratio¹⁻⁶⁾

1.1.2 建築構造物の振動特性に関する既往の研究のまとめ

前項までに述べた既往の研究から得られた近年の知見と課題について概要をまとめる。

(1) 近年の知見のまとめ

【耐震設計上におけるパラメータの設定】

- ・実測に基づく1次固有周期は、建築基準法の設計用1次固有周期¹⁻¹⁾で示されるような建築構造物の高さに比例する関数で近似され、データベースの拡充に伴いその比例定数が見直されてきている^{1-4), 1-6)}。比例定数については、構造種別で異なるが、RC造に比べてS造の値が大きく、後者の固有周期が長くなる点は、建築基準法¹⁻¹⁾、および観測記録に基づく評価^{1-4), 1-6)}とも同様である。
- ・1次減衰定数は、一般に分析結果のばらつきが大きいものの、弾性範囲においては、耐震設計時における内部粘性減衰の慣用値(RC造では $h=3\%$ 、S造では $h=2\%$)に比べて、小さい値が推奨されつつある¹⁻⁴⁾⁻¹⁻⁶⁾。この要因としては、データベースが拡充され、分析結果に即した参考値が示されてきたことがある。さらに、従来は基礎固定モデルの減衰定数にその性質を含めていた地盤、基礎および上部構造の相互作用を、現行の耐震設計上ではSRモデル等を用いて影響を切り分けて評価することが一般的になったことがあげられる¹⁻¹⁶⁾。
- ・2次以上の減衰定数は、相互作用の考慮した連成系では、振動数に応じて値が増加する傾向が既往の観測記録の分析^{1-4), 1-22)}から得られている。一方、相互作用の影響が小さい建物を中心に分析したとされる近年の知見では、高次モードの減衰定数が1次とほぼ同じか、若干大きい程度と評価されている¹⁻⁶⁾。これより、上部構造の減衰に関して、剛性に比例して

各モードの減衰定数が増加するモデル化では、耐震設計時の高次モード応答を危険側に評価する可能性も考えられる。

【近年の地震観測に基づく振動特性】

- ・固有周期や減衰定数は、構造種別によって程度の差はあるものの、建築構造物の竣工後の経年変化や大振幅レベルの地震を経験することで、変動している可能性がある。また、一度大きく変動したそれらの振動特性は、時間が経過した場合でも完全に元には戻らない¹⁻⁷⁾⁻¹⁻¹⁰⁾。
- ・RC造およびS造の建築構造物における固有周期および減衰定数ともに振幅依存性を有する^{1-11), 1-12)}。その程度は、いずれもS造に比べてRC造が大きいと考えられる。また、双方とも振幅が大きくなり上部構造物が塑性化することで、固有周期や減衰定数が増加する傾向がある。ただし、S造では大振幅時に、減衰定数が低下する傾向が認められるため、対象とした地震観測記録の振幅レベルとその変動傾向を確認しておくことが重要である。

【相互作用の影響】

- ・一般に建築構造物で得られる振動特性は、水平および回転（建物形状によってはねじれを含む可能性もある）の相互作用の影響を受けて、特に中低層建築構造物では、1次や2次の減衰定数が10%以上を示す¹⁻⁶⁾などその影響が顕著である。相互作用の影響としては、入力損失に代表される水平方向の相互作用^{1-17), 1-18)}がよく知られているが、回転に関する影響も無視できない可能性がある¹⁻¹⁹⁾⁻¹⁻²¹⁾。
- ・相互作用の影響は、建築構造物の規模などの条件で大きく異なる可能性がある。また、近年では、SRモデル等で、相互作用の影響を考慮するための物理パラメータである動的地盤ばねを直接推定する試み¹⁻²³⁾⁻¹⁻²⁶⁾も増えている。一方で、これらの物理パラメータも構造種別等に応じて大きくばらつくことから¹⁻²⁷⁾、上部構造物と連成系の振動モード特性を対比させることで、相互作用の効果をより定量的に検証していくことが重要であると考えられる。

(2) 現状の課題

【耐震設計上におけるパラメータの設定】

- ・既往の分析で得られた固有周期や減衰定数は、相互作用の影響を含む観測記録であると考えられる。特に、地盤、基礎および上部構造物による相互作用の影響が大きい可能性が高い、中低層の建築構造物において上部構造の固有周期や減衰定数を把握する必要がある。さらに、相互作用の影響が小さい高層建築物に基づく近年の知見との差の有無を把握し、高次モードも含めて耐震設計パラメータの有効性を検証していくことが求められる。

【近年の地震観測に基づく振動特性】

- ・固有周期や減衰定数は、経年変化や振幅依存性を含むばらつきを含むと考えられる。今後も引き続き分析を続けてデータベースを拡充していくことが求められる。また、これらの振動特性の変動要因については、地震による躯体の損傷、2次部材や非構造部材の固定度の変化、建物と地盤の相互作用など多岐に渡る。このため、できるだけ同等の条件下にある建築構造物に対して、統一的な手法を用いて振動特性の傾向を分析し、評価する必要がある。
- ・また、一般に観測で得られる地震動の振幅レベルは大きくばらつく点も注意が必要と考えられる。その一方で、近年の耐震設計で求められる余裕度レベルの地震動で生じるような終局状態までの実測データを地震観測のみから得ることも極めて難しい。このため、微小振幅レベルから終局状態に至るまでの各段階において、現行の設計規準による建築構造物の健全性と振動特性の変化を捉える手段が必要である。

【相互作用の影響】

- ・近年では、SRモデル等を用いて、上部構造および動的地盤ばねのそれぞれに剛性や減衰を考慮して動的解析を実施することが一般的となりつつある。そのため、実測データに対して相互作用を除いた上部構造物、および相互作用効果を含む連成系のそれぞれが建築構造物の振動特性へ及ぼす影響を把握し、耐震設計モデルに反映させるための分析手法を確立する必要がある。また、この時、水平方向に加えて、回転方向の相互作用による影響を把握することも重要な課題と考えられる。

1.2 研究の目的

以上の研究の背景を踏まえ、本研究では、建築構造物における耐震設計モデルを用いた応答安全性の評価精度の向上を目的に、実測データを用いて当該モデルに設定するための固有周期や減衰定数について評価する。様々な振幅レベルにおいて、上部構造の振動特性を分析し、現行設計で用いられる各パラメータに関する妥当性を振幅依存性等の観点も踏まえて検証する。また、近年の耐震設計でのモデル化も考慮し、相互作用を含む地盤－建物連成系の振動特性に対して、相互作用の影響を評価する方法について提案し、実測データへ適用し有効性を示す。

本研究では、上述の上部構造、および相互作用の影響を含む連成系の振動特性の違いを把握するため、2章で詳述する防災科学技術研究所が所有する実大三次元震動破壊実験施設、通称Eーディフェンス（振動台寸法：15m×20m，最大搭載質量：1200ton）¹⁻²⁸⁾の振動台実験に着目する。Eーディフェンスで行われた微小振幅から極大振幅レベルに至る基礎固定条件での加振実験のデータを分析し、弾性応答範囲から終局状態に至るまで、現行の設計規準による上部構造物の健全性と各振動特性の変化を把握する。さらに、簡易ではあるが、地盤上に立つ建築構造物を模擬した連成系の振動台実験に対して、上部構造および相互作用を含む連成系の振動特性をそれぞれ評価する手法を提案し、それらの対比により相互作用の影響と振幅レベルに応じた振動特性の変動について評価する。

本論で扱う建築構造物の振動特性の評価結果、あるいは提案する評価手法は、実地盤上に立つ各種の建築構造物への適用を想定したものであるが、RC造およびS造の基本的な振動特性をとらえるために、耐震構造のみを対象とし、免制震構造は扱わないものとする。また、振動台実験という限られた条件での検討であることから、比較的形状が単純な中低層の建築構造物を中心に検討を行うこととし、相互作用の影響が小さいとされる超高層、その他不整形性を有し、ねじれを伴う複雑な振動が生じる建築構造物、さらに実地盤において生じる表層地盤の地震動増幅等に伴う入力 of 相互作用などを含む場合の建築構造物に対する分析および提案手法の展開は今後の課題としたい。

なお、本論では以降、前述した実際の地盤上（建築物のサイト）に立つ建築構造物と、本論の主な評価対象として2章以降で議論する振動台上の試験体（模擬建物）とを区別するため、特に前者を強調する場合は、実建物と呼ぶこととし、単に建物と呼ぶ場合はサイトを限定しない模擬建物も含めた建築構造物全般を指すこととする。

1.3 本論文の構成

本論文は、Fig. 1-6 に示すように、1章（序論）、2章（実測データおよび振動特性の同定手法の概要）、3章（RC造試験体の振動特性分析）、4章（S造試験体の振動特性分析）、5章（振動台の回転が振動特性に及ぼす影響の評価）、6章（地盤-建物連成系実験に基づく水平および回転を考慮した振動特性の評価）、7章（結論）で構成される。

1章では、本研究の概要として、研究の背景、研究の目的及び本論文の構成を説明する。

2章では、本研究で用いる建築構造物の振動特性評価方法の概要として、実測データの取得方法、国内外における振動台実験施設および本論で用いるシステム同定手法について詳細を説明する。

3章では、RC造建物の基本的な振動特性を評価するため、後述する中低層建物試験体（2体）および高層建物試験体（1体）の計3体の大型振動台実験を対象に、微小振幅から終局に至るまでの実測データを用いてシステム同定を行い、これらの振幅レベルにおける振動特性について考察を行う。また、振動台実験の水平方向加振の制御に伴い生じる振動特性評価における課題についても併せて確認する。

4章では、RC造に引き続きS造建物の基本的な振動特性を評価する。検討対象は、後述する中低層建物試験体3体とし、微小振幅から終局に至るまでの実測データを用いてシステム同定を行う。これより得られた各振幅レベルにおける振動特性について、RC造との違いを含めて考察を行う。

5章では、3章において一部のRC造試験体で確認された課題に着目し、大型振動台実験の特徴の一つである振動台の回転入力（トルク）が振動特性の評価結果に及ぼす影響について検討する。質点系モデルを用いた実験の再現シミュレーション解析から、回転入力の有無が建物応答に与える影響について解析的な検討を実施する。また、解析と実験の双方にシステム同定を適用し、振動特性評価に及ぼす影響を考察する。

6章では、相互作用の影響を含むRC造の連成系建物の振動特性に対して、上部構造物、および相互作用がそれぞれ振動特性に及ぼす影響について検討する。特に3~5章までに得られた振動台の回転入力に関する影響を考慮した振動特性評価手法を応用し、水平、回転それぞれの相互作用が振動特性に及ぼす影響を、上部構造の振動特性との対比から考察する。

7章では、本研究で得られた成果と課題を示す。

本論文では、JSPS 科研費 18H01588（大型震動台実験のシミュレーションによる建物の終局付近までの地震応答解析法の構築）の助成を受けた研究成果を4章のS造試験体の振動特性分析、5章の振動台の回転が振動特性に及ぼす影響の評価で使用した。

また、3章、4章は、日本建築学会構造系論文集^{1-29), 1-30)}および17th World Conference on Earthquake Engineering (17th WCEE)¹⁻³¹⁾、5章は日本地震工学会論文集¹⁻³²⁾、および6章は日本建築学会構造系論文集¹⁻³³⁾にて筆者らが公表した成果を活用した。このうち、国際会議のプロシーディングとして公表した17th WCEEを除く4編は、査読付き論文として成果の公表を行った。

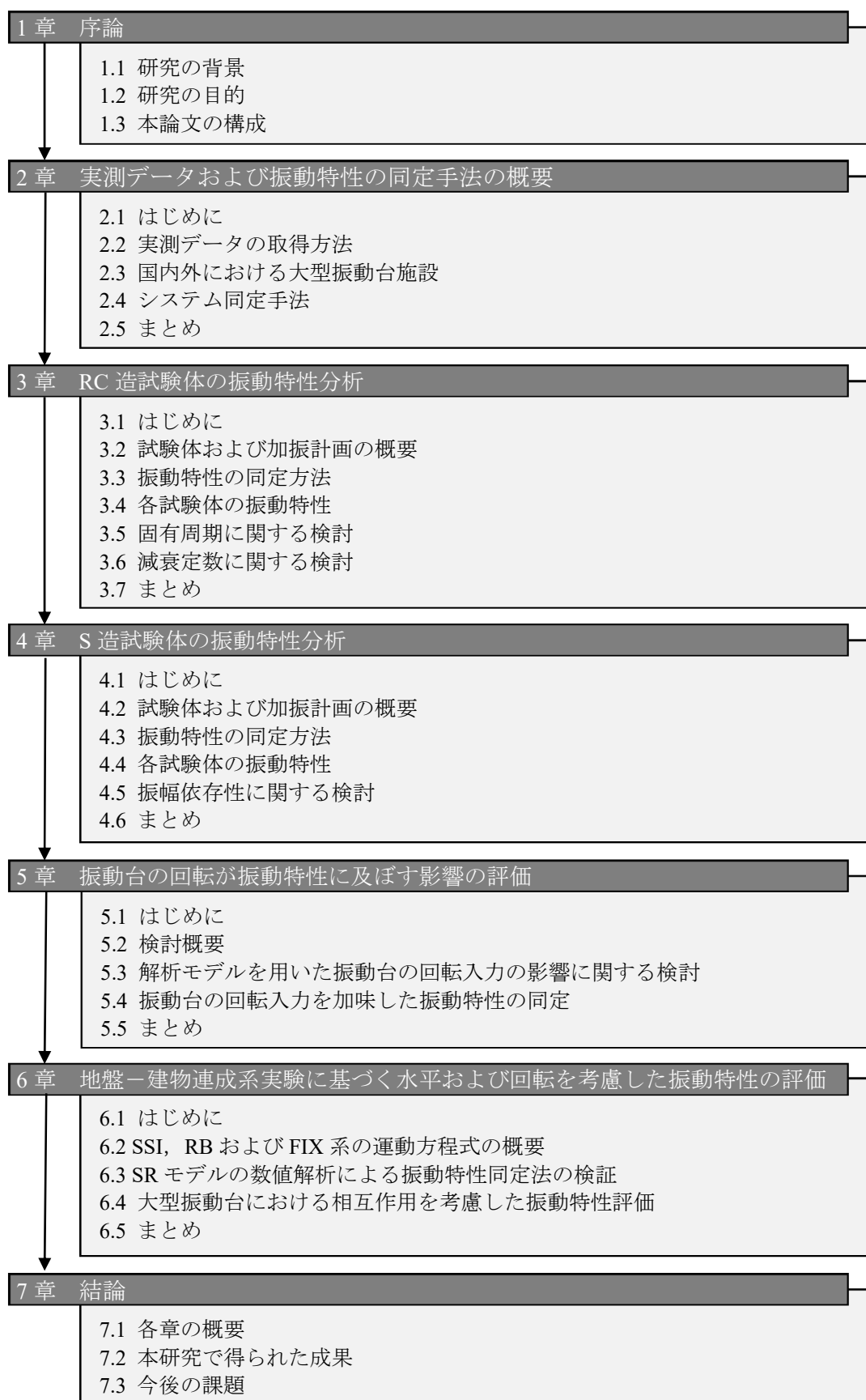


Fig. 1-6 Overall framework of this thesis

1章の参考文献

- 1-1) 建設省告示第千七百九十三号(最終改正 平成一九年 五月一八日国土交通省告示第 五九七号) : <https://www.mlit.go.jp/notice/noticedata/pdf/201703/00006623.pdf>
- 1-2) 建築研究所 : BRI Strong Motion Observation: <https://smo.kenken.go.jp/>
- 1-3) 防災科学技術研究所 : 防災科研 K-NET, KiK-net (NIED K-NET, KiK-net) , <https://www.doi.org/10.17598/NIED.0004>
- 1-4) 日本建築学会 : 建築物の減衰, 2000. 10
- 1-5) Pacific Earthquake Engineering Research Center/Applied Technology Council (PEER/ATC): Interim Guidelines on Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, PEER/ATC-72-1, Redwood City, California, 2010.
- 1-6) 日本建築学会 : 建築物の減衰と振動, 2020. 12
- 1-7) 森下 真行, 齊藤 芳人, 龍神 弘明, 田沼 毅彦, 渡辺 一弘 : RC 造超高層建物の長期地震観測結果に基づく動特性評価, 第 20 巻, 第 45 号, pp. 527-532, 2014. 6 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.20.527>)
- 1-8) Kashima, T.: Dynamic Behavior of SRC Buildings Damaged by The 2011 Great Japan Earthquake Based on Strong Motion Records, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, 2014
- 1-9) 飯場 正紀, 大川 出, 齊藤 大樹, 森田 高市, 長谷川 隆 : 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震において観測された強震記録に基づく建築物の地震挙動の分析, 建築研究所 建築研究資料 No138, 2012. 9
- 1-10) 荒川 利治, 谷口 竜紀, 中村 尚弘, 木下 拓也, 東城 峻樹 : 高次モードを含めた鉄骨造中層建物の地震時における振動特性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 717 号, pp. 1657-1666, 2015. 11 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.80.1657>)
- 1-11) 中村 尚弘, 鹿嶋 俊英, 木下 拓也, 伊藤 真二, 宮本 泰志, 曾根 孝行, 荏本 孝久, 犬伏 徹志 : 振幅依存性を考慮した中低層 RC, SRC 造建物の水平 1 次振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 721 号, pp. 471-481, 2016.3 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.81.471>)
- 1-12) 中村 尚弘, 鹿嶋 俊英, 宮津 裕次, 東城 峻樹, 肥田 剛典, 飯山 かほり, 鈴木 琢也 : 振幅依存性を考慮した S 造建物の水平 1 次, 2 次振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 753 号, pp. 1561-1572, 2018.11 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.1561>)
- 1-13) 木下 拓也, 中村 尚弘, 鹿嶋 俊英 : 地震観測記録に基づく建築構造物の上下方向 1 次振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 84 巻, 第 766 号, pp. 1545-1555, 2019.12 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.84.1545>)
- 1-14) 肥田 剛典, 中村 尚弘, 飯山 かほり : 時間領域および周波数領域のシステム同定法に基づく建物の地震時動特性評価~ARX モデルおよび部分空間法, CMIF 法の同定精度の比較, 構造工学論文集, 第 64B 巻, pp. 269-279, 2018.3

- 1-15) 永野 正行, 他 : 大小地震時における 9 階建免震建物の上下応答特性と地盤との動的相互作用効果, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 647 号, pp.77-86, 2010.1 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.75.77>)
- 1-16) 日本建築学会: 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, 2006.2
- 1-17) 山原 浩: 地震時の地動と地震波の入力損失 (第 1 報), 日本建築学会論文集, 第 165 巻, pp. 61-66, 1969 (https://doi.org/10.3130/aijsaxx.165.0_61)
- 1-18) 山原 浩: 地震時の地動と地震波の入力損失 (第 2 報), 日本建築学会論文集, 第 167 巻, pp. 25-39, 1970 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijsaxx.167.0_25)
- 1-19) 川島 学, 井口 道雄, 箕輪 親宏 : 地震観測に基づく基礎有効入力動の抽出とその評価指標に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 615 号, pp. 85-92, 2007 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijs.72.85_2)
- 1-20) Luco, J. E.: Soil-structure Interaction and Identification of Structural Models, Proc. 2nd ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Power, Vol. 2, pp. 10/1/1-10/1/31, 1980.9
- 1-21) 内藤 幸雄, 谷野 達夫, 井口 道雄, 北田 義夫 : 地盤と建物の動的相互作用の影響を除去した場合の建物だけの振動特性推定, 日本建築学会構造系論文集, 第 564 号, pp.39-46, 2003.2 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijs.68.39_1)
- 1-22) Cruz, C., Miranda, E.: Insights into damping ratios in buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.50, pp.916-934, 2021 (DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.3356>)
- 1-23) 森田 高市 : 強震観測データに基づく地盤・建物相互作用系動特性の同定, 構造工学論文集 B, Vol. 54B, pp. 529-534, 2008.3
- 1-24) Jabini, A., Mahsuli, M., Farid Ghahari, S.: Probabilistic Blind Identification of Soil-Structure Systems Using Extended Kalman Filter, Proc. of the 11th National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Los Angeles, CA. 2018
- 1-25) Shirzad-Ghaleroudkhani, N., Mahsuli, M., Farid Ghahari, S., Taciroglu, E.: Bayesian identification of soil - foundation stiffness of building structures, Structural Control and Health Monitoring, Vol. 25, No. 3, pp. e2090, 2018 (DOI: <https://doi.org/10.1002/stc.2090>)
- 1-26) 福沢 暁人, 池田 芳樹, 倉田 真宏 : 建物の基部と上部および周辺地表の地震記録から同定した振動モード特性に基づく地盤と鉄筋コンクリート造建物の動的相互作用の評価, 構造工学論文集, Vol. 67B, pp. 483-494, 2021.3
- 1-27) 東城 峻樹 : 若手研究者の立場からみた相互作用, 第 10 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 日本建築学会 地盤基礎系振動小委員会 杭基礎の設計小委員会, 2021.1
- 1-28) 防災科学技術研究所 : <https://www.bosai.go.jp/hyogo/profile/profile.html>
- 1-29) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 土佐内 優介, 梶原 浩一, 佐武 直紀 : 大型震動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 741 号, pp. 1695-1705, 2017. 11 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.82.1695>)

- 1-30) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 梶原 浩一, 佐武 直紀, 土佐内 優介: 大型震動台実験に基づく S 造中層建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 746 号, pp. 565-575, 2018. 4. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.565>)
- 1-31) Tojo T., Nakamura N., Kajiwara K., Satake N., Tosauchi Y.: Vibration Characteristics of Steel Buildings based on Large Shaking Table Tests at E-Defense, 17th World Conference on Earthquake Engineering, 2020 (<https://wcee.nicee.org/wcee/article/17WCEE/2c-0095.pdf>)
- 1-32) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 梶原 浩一, 佐武 直紀: 大型震動台実験における RC 造建物の振動特性に及ぼす振動台の回転入力に関する影響, 日本地震工学会, 19 巻, 5 号, pp. 5_356-5_367, 2019 (DOI: https://doi.org/10.5610/jaee.19.5_356)
- 1-33) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 鍋島 国彦: 大型振動台実験に基づく地盤—建物の動的相互作用を考慮した RC 造建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 88 巻, 第 808 号, pp. 920-931, 2023.6 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.88.920>)

2. 実測データおよび振動特性の同定手法の概要

2.1 はじめに

前章では、はじめに現行の耐震設計時において用いられる建築基準法上の建築構造物の振動特性パラメータ（固有周期および減衰定数）の定義あるいは慣用値を確認した。さらに近年の知見に基づく各パラメータの変遷，地震時の振幅依存性ならびに経年変化が及ぼす影響，および地震観測時に含まれる相互作用の影響についてまとめた。そのうえで，これらに関する現状の課題と本論の目的を整理し，構成を示した。

本章では，本論で検討に用いる建築構造物における振動特性評価方法について，その基礎となる実測データの取得方法，検討対象とするEーディフェンス実験施設と国内外における大型振動台施設との比較と特徴を整理する。さらに各パラメータの評価に用いるシステム同定手法についてもその概要を示す。

2.2 実測データの取得方法^{2-1), 2-2)}

本節では、文献 2-1), 2-2)に基づき、建築構造物の固有周期（固有振動数）および減衰定数の評価に必要な実測データの取得方法の分類とともに各々の長所・短所を示す。また、本論で扱う E-ディフェンスで取得可能なデータの特徴を併せて整理する。

一般に、建築物の振動特性のうち、特に減衰定数については、分析結果のばらつきが大きいパラメータとして知られており^{2-1), 2-2)}、振動特性を精度良く評価するためには、精度の良い実測データの取得が不可欠である。Table 2-1, Table 2-2 にそれぞれ、実測データの取得方法の分類と各方法の長所および短所の一覧を示す²⁻²⁾。

Table 2-1 には、振動特性の分析の際に、評価対象となる振動種別（定常振動、自由振動、ランダム振動）ごとに振幅レベル（微小、小、中、大）、主な対象構造物がまとめられている。振幅レベルのおおよその目安については、表の欄外を参照されたい。また、Table 2-2 には、減衰定数の評価にあたり、対象とする建築物（構造物）に対してどのような実測データの取得方法が適しているかを判断する目安も示されている。

Table 2-1 より、実測データの取得方法を大別すると、①常時微動測定、②風応答観測、③地震観測、④強制加振実験、⑤自由振動実験に分類される。これらを加振源で大別すると、自然外力によるもの（①～③）と、人工外乱によるもの（④、⑤）に分類される。また振動種別でみれば、自然外力はランダム振動、人工外乱は定常振動（建築物に定常的な力を加えて強制的に振動させている状態で測定するもの）と、自由振動（強制力の作用を終了させた後の状態で測定するもの）とに分けられる。これに対して、本論で扱う E-ディフェンス（振動台の仕様は、2.3 節で後述）は、後述の通り同表の④を③に近い条件で実施可能な施設である。同施設では、現在に至るまで数多くの振動実験が行われており、実験において計測されたデータは 2007 年より、E-Defense 実験データアーカイブ（ASEBI）²⁻³⁾で公開されている。

E-ディフェンスは、世界最大の大型振動台施設であり、実大規模の建物を扱うことが可能であるため、③地震観測と同等またはそれ以上の大振幅レベルの建物応答に関する実測データを得ることが可能である。また、スペクトル特性が再現可能な振動数帯域には制限があるが、既往の観測地震波等による特定の位相特性を含めて、自然外力に基づくランダムな加振を入力した場合の実測データまでを得られることにも特徴がある。

Table 2-2 より、③地震観測については、地盤、基礎および上部構造との相互作用や非線形等の影響が含まれる。これに対して、E-ディフェンスは、屋内の振動台施設であることから相互作用の影響を除外可能であるとともに、制振装置より振動台を制御するため、微小振幅から大振幅に至るまで加振力を調整し、建物の弾性範囲から終局までの応答を取得可能であることが大きな利点の一つといえる。ただし、重量が大きい試験体への入力加速度を完全に制御することは難しいことが指摘されており²⁻⁴⁾⁻²⁻⁶⁾、本論においても主に 5 章で、その影響について検討する。

なお、文献 2-1), 2-2)では、前述の実測データの分類を減衰定数の評価の観点からまとめているが、固有周期や振動モード形状などのモード振動特性をとらえる際も同様の観点で注意が必要であることを補足しておく。

Table 2-1 Acquisition method of actual measurement data for attenuation evaluation ²⁻²⁾

実測データの取得方法 (カッコ内は加振方法)		加振源	振動 種別	振幅 レベル※	主な対象建築物 (構造物)
①常時微動測定		自然 外力	ランダム 振動	微小	一般建築物, 塔状構造物, シェル・空間構造物
②風応答観測				小～中	一般建築物, 塔状構造物
③地震観測				中～大	一般建築物, 塔状構造物, 原子炉建屋
④強制加振 実験	起振機・制振装置 (定常加振)	人工 外乱	定常 振動	小～中	一般建築物, 原子炉建屋
⑤自由振動 実験	起振機・制振装置 (加振後急停止)				
	引綱・振子による加振			中	一般建築物, 塔状構造物
	人力加振			微小～ 小	
	衝撃加振 (砂袋落下など)		中	シェル・空間構造物, 一般建築物 (床振動)	

※振幅レベル区分 (建築物の固有周期により異なるので, あくまでもおおよその目安である):
 微小: 0.1cm/s² 未満, 0.01cm/s 未満, 小: 0.1~1cm/s², 0.01~0.1cm/s, 中: 1~10cm/s², 0.1~1cm/s,
 大: 10cm/s² 超, 1cm/s 超

Table 2-2 Advantages and disadvantages of how to acquire actual measurement data²⁻²⁾

実測データの取得方法	長 所		短 所	
起振機・制振装置	<ul style="list-style-type: none"> ・加振力，加振位置が既知 ・定常加振のほか自由振動試験も可能 ・スライドマス式の場合，長周期域でも大加振力が得られる 		<ul style="list-style-type: none"> ・加振源の設置準備が必要 ・振動モードや主軸等を事前に予測する必要あり ・回転式の場合，長周期域での加振力が小さい ・制振装置の場合，加振位置や方向に制約あり 	
引綱・振子	<ul style="list-style-type: none"> ・自由振動波形が得られ，共振振動数(周期)，減衰が直接的に得られる ・人力加振は加振源の設置が不要 		<ul style="list-style-type: none"> ・装置の製作，設置に大掛かりな準備が必要 ・初期変位の解放時に十分な安全対策が必要 	<ul style="list-style-type: none"> ・複数モードの共振振動数が近接する場合，評価が困難 ・高次モードの評価は困難
人力加振			<ul style="list-style-type: none"> ・共振振動数(周期)や振動モード，主軸等を事前に予測する必要あり ・微小振動のため，風や局所的な振動の影響が含まれる 	
衝撃加振	<ul style="list-style-type: none"> ・局所的なモードの減衰評価に有効 		<ul style="list-style-type: none"> ・安定した自由振動波形を得るのにやや技術を要する 	
常時微動測定	<ul style="list-style-type: none"> ・下部入力のため伝達関数により建築物のみの減衰評価が可能 ・長時間測定により分解能が向上 	<ul style="list-style-type: none"> ・加振源の設置が不要 ・水平2方向同時測定により，建築物の主軸が判らなくても分析が可能 	<ul style="list-style-type: none"> ・微小振動のため，風や局所的な振動の影響が含まれる 	
風応答観測	<ul style="list-style-type: none"> ・中～大振幅時の減衰評価が可能 		<ul style="list-style-type: none"> ・空力減衰の影響が含まれる 	
地震観測			<ul style="list-style-type: none"> ・地盤との相互作用や建築物の非線形性の影響が含まれる 	

2.3 国内外における大型振動台施設

本節では、国内外における大型振動実験施設について調査し、本論で扱う防災科学技術研究所（NIED）が保有するEーディフェンスの大型振動台実験施設の仕様と特徴を確認する。Table 2-3 に、Eーディフェンスを含む国内外における主要な大型振動台の一覧を示す²⁻⁷⁾⁻²⁻¹⁵⁾。ここで、各振動台はいずれも水平2方向および鉛直方向の3軸、さらに各軸回りの回転自由度を含む6自由度を扱うことが可能なものを調査対象とした。同表より、Eーディフェンスは、水平方向の最大加速度1g（gは重力加速度であり、約 9.8m/s^2 とする）程度が載荷可能で、かつ加振時の搭載質量が1000tを超える唯一の実験施設であることがわかる。これに次ぐ規模のものとしては、米国University of California San Diegoの通称LHPOSTがある。以下、規模が劣るものの、仏国CEAのAZALEE、中国CABR (China Academy of Building Research)も振動台を有している。国外の振動台の多くについては、載荷荷重が比較的大きいものであっても、EーディフェンスやLHPOSTに比べてその値は1/10倍以下であり、実験の規模が限られることがわかる。

続いて、これらの振動台施設で行われたRCまたはS造の振動台実験を調査し、限られた数ではあるが、Table 2-3 に網掛けで示した米国、中国、台湾の振動台実験に基づく文献2-16)~2-19)の例より振動台実験の知見を整理する。ここで、文献2-16)はRC造建物の一部を切り出して模擬した部分フレーム構造物であり（長辺1スパン、短辺0.5スパン）、文献2-17)は、CFS造（冷間成形による軽量鉄骨フレームと石膏ボードパネル等の外装材を持つ構造）である。また、文献2-18)は、1/15規模のSRC造、文献2-19)は2/3規模のS造建物であり、Eーディフェンスを除いてRC造やS造といった実大規模の試験体を評価した例は見受けられない。

Table 2-4 に、上述の振動台実験に基づく1次モード振動特性の比較を示す。同表には、施設名称を併記し、比較対象は初期の減衰定数、固有周期および減衰定数の振幅依存性（代表として、平均変形角 $1/100\text{rad}$ の増加率）とした。ただし、各文献で確認できなかった応答値については省略している。

- ・初期減衰定数は、RC（SRC）造は、各施設の実験結果に大きな差は見られない。ただし、CABR（4%）は、同定値ではなく、非線形領域までの実験の再現解析に用いた数値であることから、やや大きな値となっている可能性がある。S造については、慣用値（2%）に比べてLHPOST（CFS造）が5%とやや大きくなっているが、NCREEでは1.5%であり、動的解析時の慣用値や文献2-1),2-2)と概ね対応する。前者は、純粋なS造ではなくCFS造であり、それらにとりつく石膏ボード等の外装材が減衰定数に寄与した可能性を否定できない。
- ・固有周期の振幅依存性について、LHPOSTとCABRのRC（SRC）造およびCFS造試験体で概ね同程度の固有周期の増加率となっている。LHPOSTは建物の一部を切り出した試験体であることからやや評価が難しいが、CABRはSRC造の試験体であり、一般のRC造に比べて靱性が高い可能性も考えられる。また、LHPOST（CFS造）の固有周期の増加率は、

外装材の影響が大きく表れたことから、構造種別に依らず概ね同程度の振幅依存性となった可能性が考えられる。

- ・減衰定数の振幅依存性について、LHPOST の RC 造、CFS 造に比べて減衰定数の増加率は小さくなっている。これは、LHPOST が建物の一部を切り出した構造であり履歴減衰が生じにくいものと考えられる。また、LHPOST (CFS 造) の増加率が大きい点は、固有周期と同様に外装材の寄与が大きい可能性もあるが、情報が限られていることから、初期の減衰定数が大きいことも含めて要因の特定は難しい。

Table 2-3 List of major large shaking tables in Japan and overseas for more descriptions see

2-7)~2-15) *1

Location	Institute (Alias)	Shaking direction	Table size (m)	Max. loading mass (t)	Horiz. max. acc. (loading mass) (g)	Horiz. max. vel. (cm/s)	Horiz. max. disp. (cm)	Freq. range (Hz)
Japan	NIED (E-Defense)	3 axis 6 DOF	20.0×15.0	1200	0.9 (1200t)	200	100	DC-30
	Kajima Co. (W-DECKER)	3 axis 6 DOF	5.0×7.0	100	2.0 (60t)	200	80	DC-50
	Shimizu Co. (E-Beetle)	3 axis 6 DOF	7.0×7.0	70	2.7 (35t)	200	70	DC-50
U. S.	UC San Diego (LHPOST)	3 axis 6 DOF	12.2×7.6	2000	1.2 (400t)	180	75	0-33
	Univ. at Buffalo (-)	3 axis 6 DOF	7.0×7.0	50	1.15 (20t)	125	15	0.1-50
	UC Berkeley (-)	3 axis 6 DOF	6.0×6.0	45	1.5 (45t)	-	-	0-10
China	CABR (-)	3 axis 6 DOF	6.0×6.0	60	1.0 (-)	-	-	0-50
Taiwan	NCREE (MATS)	3 axis 6 DOF	5.0×5.0	50	2.0 (-)	100	25	1-50
France	CEA (AZALEE)	3 axis 6 DOF	6.0×6.0	100	1.0 (100t)	100	12.5	DC-100

*1 In principle, although the specifications from references 2-7) to 2-15) published by the organization that owns the shaking table are quoted, some of them are converted to SI units from original values. In addition, items without specifications are indicated by “-“. DC in the frequency range stands for direct current. The shaded area is the shaking facility that represents representative literature on shaking table tests.

Table 2-4 Comparison of primary mode vibration characteristics in overseas large shaking table tests for more descriptions see 2-16)~2-19)

Facility	Structure type	Story	Scale	Damping ratio of linear states	Amplitude dependence (Increasing ratios to the initial states at 1/100 rad of story drift angle)	
				(%)	Natural period	Damping ratio
UC San Diego (LHPOST)	RC	7	Full (Part frame)	2	1.5	1.8
	CFS	6	Full	5	1.7 ^{*1} (1.4)	2.8
CABR	SRC	30	1/15	4 ^{*2}	1.35~1.5	-
NCREE	S	3	2/3	1.5	-	-

^{*1} The rate of change from the natural period before installation of the gypsum board panel is shown in parentheses.

^{*2} The damping ratio of 4% is adopted in simulation analysis of shaking table test.

2.4 システム同定手法

本節では、本論で振動特性の推定に用いるシステム同定手法についてその概要を示す。Table 2-5 に代表的なシステム同定法の一覧を示す²⁻²⁾。同表より、システム同定法は、周波数領域および時間領域における手法に大別される。本論で対象とするEーディフェンスの実測データは、建物が弾性範囲から終局レベルに至るまでの様々な振幅レベルの加振を受けて、時々刻々状態が変動する。したがってこのような場合の応答を扱う点を考慮し、時間領域のシステム同定手法を採用する。既往の検討より、本論の評価対象の一つである減衰定数について、比較的安定して同定可能な手法であること²⁻²⁰⁾等を考慮し、ARX (Auto Regressive eXogenous model)モデル^{例えば 2-2), 2-21), 2-22)}、および部分空間法^{例えば 2-2), 2-23)~2-26)}を採用する。これらの手法は、いずれもブラックボックス的に評価対象とするシステムを扱うことが可能である。また、線形での最小二乗近似、あるいは特異値分解等の安定したマトリクス演算アルゴリズムで振動特性パラメータを推定できることから、初期値の仮定や繰り返しによる収斂計算が不要であるという利点がある。ただし、いずれも線形システムを扱う同定手法であることから、時々刻々の振動特性の変動を扱ううえでは、加振波を複数区間に分割するといった工夫が必要となる^{例えば 2-28)} (3~6 章でも後述)。

ARX モデルは、特に 1 入力 1 出力システムでの伝達関数モデルの取り扱いが容易である^{2-21), 2-22)}。本論においても、地震波を受ける建物の地震観測より得られる入出力応答に対して、1 自由度系の運動方程式 (伝達関数モデル) を想定することで^{2-28), 2-29)}、各パラメータを推定する。これに対して、部分空間法は、多入力多出力系における運動方程式の取り扱いに優れており^{2-23)~2-25)}、本論においては、前述の建物の挙動を多自由度系の運動方程式として扱う場合に同手法を採用する。

Table 2-5 List of identification methods²⁻²⁾

領域	名称	細分類	
周波数領域	1/√2法, ハーフパワー法		
	カーブフィット法		
	FDD 法		
	CMIF 法		
時間領域	RD 法		
	多項式モデル	ARX モデル, 他	
	状態空間モデル	ERA 法	
		部分空間法	
		カルマンフィルタ	
粒子フィルタ			

2.4.1 ARX モデル^{2-2), 2-21), 2-22)}

文献 2-2), 2-21), 2-22)に基づき, 以下に ARX モデルの概要を示す。ARX モデルは, 以降に示す多項式モデルを用いた時間領域のシステム同定手法の一つである。本項では, 本論において特に重要となる振動特性パラメータを同定する際に用いた固有周期 (固有振動数) およびモード減衰定数の導出を中心に示す。詳細は各文献を参照されたい。

(1) システムの概要とモデル係数の推定

一般に離散時間の伝達関数モデルは Fig. 2-1 のように表される^{2-2), 2-21), 2-22)}。太い枠で囲まれているのが対象とするシステムである。ここで, u は入力, y は出力, e は白色雑音, H はシステムの伝達関数, G は白色雑音に作用する伝達関数, q は時間シフト演算子 ($qf(t) = f(t + \Delta t)$, Δt は時間刻みとし, 以降, 特に明示しない場合, $\Delta t = 1$ とする), θ はそれら伝達関数を決定するパラメータである。同図のシステムを式で表すと以下のようになる。

$$y(t) = H(q, \theta)u(t) + G(q, \theta)e(t) \quad (2-1)$$

ここで, 実際の建物の振動を考えた場合には, 例えば u は地震動を受けた場合の地動加速度, あるいは風力や, 起振機による力であり, y は建物や床などの応答加速度や速度となる。

このモデルを有限のパラメータ θ で表現する方法としては, 下式のように伝達関数を q の有理関数として表し, その分子・分母の多項式の係数をパラメータとして採ることが最も直接的である。

$$y(t) = \frac{B(q)}{A(q)}u(t) + \frac{C(q)}{D(q)}e(t) \quad (2-2)$$

ここで, A , B , C および D は時間遅れ演算子 q^{-1} の多項式である。実際には, この一般的な多項式モデルの特別な場合に, Table 2-6 にあるように名前を付けられてよく用いられるモデルがあり, ARX モデルはこのうちの一つである。同表より, 出力 y , 入力 u および白色雑音 e における, 1 入力 1 出力の ARX モデルは以下のように表現される。

$$A(q)y(t) = B(q)u(t) + e(t) \quad (2-3)$$

ここで, A および B は以下のような時間遅れ演算子 q^{-1} の多項式である。

$$A(q) = 1 + \sum_{j=1}^{n_a} a_j q^{-j} \quad (2-4)$$

$$B(q) = 1 + \sum_{j=1}^{n_b} b_j q^{-j+1-n_k} \quad (2-5)$$

ここで, n_k は遅れ時間であり, 現在から n_k 前のデータより後の入力は出力に影響しないことを意味する。 a_j および b_j は多項式モデルにおける, 各項の係数 (モデル係数と呼ぶ) である。式(2-3)を書き下すと次式となる。

$$y(t) = \sum_{j=1}^{n_a} a_j y(t-j) + \sum_{j=1}^{n_b} b_j u(t-n_k+1-j) + e(t) \quad (2-6)$$

これより、ARXモデルは、現在の出力が過去の入出力の線形結合で表現されるモデルであることがわかる。現在の出力における予測値を \hat{y} とすると、上式に基づき、予測値 \hat{y} と実測値 y 、およびそれらの予測誤差 ε はそれぞれ次のように表される。

$$\hat{y}(t, \theta) = (1 - A(q))y(t) + B(q)u(t) + e(t) \quad (2-7)$$

$$y(t) = (1 - A(q))y(t) + B(q)u(t) + \varepsilon(t, \theta) \quad (2-8)$$

$$\varepsilon(t, \theta) = y(t) - \hat{y}(t, \theta) = A(z)y(t) - B(z)u(t) \quad (2-9)$$

z は z -変換の変数 z を表す。この時、 $t=N$ までの入出力データ (y, u) が与えられた場合に、式(2-8)のシステムは、次式で表される。

$$\mathbf{Y} = \Phi\Theta + \mathbf{E} \quad (2-10)$$

ここで、各記号は以下のベクトルまたはマトリクスである。

$$\begin{aligned} \mathbf{Y} &= [y(1) \ \cdots \ y(N)]^T \\ \Phi &= [\phi(1)^T \ \cdots \ \phi(N)^T]^T \\ \phi(t) &= [-y(t-1) \ \cdots \ -y(t-n_a) \ u(t-n_k) \ \cdots \ u(t-n_k-n_b+1)]^T \\ \Theta &= [a_1 \ \cdots \ a_{n_a} \ b_1 \ \cdots \ b_{n_b}]^T \\ \mathbf{E} &= [\varepsilon(1, \theta) \ \cdots \ \varepsilon(N, \theta)]^T \end{aligned} \quad (2-11)$$

式(2-10)は、線形回帰モデルであることから、予測誤差 ε の分散を最小にする係数ベクトル Θ の最小二乗推定値 $\hat{\Theta}$ を以下のように求めることができる。

$$\hat{\Theta} = [\Phi^T \Phi]^{-1} \Phi^T \mathbf{Y} \quad (2-12)$$

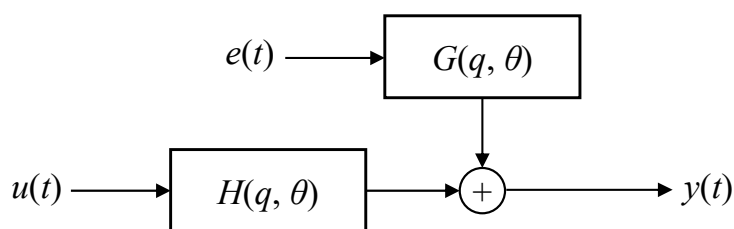


Fig. 2-1 Transfer function model for discrete-time system ²⁻²⁾

Table 2-6 Types of polynomial models ²⁻¹⁾

モデルの名前	意味	制約条件
FIR	Finite Impulse Response model	$A=C=D=1$
OE	Output Error model	$C=D=1$
AR	Auto Regressive model	$B=0, C=1, D=A$
ARX	Auto Regressive model with eXogenous input	$C=1, D=A$
ARMA	Auto Regressive Moving Average model	$B=0, D=A$
ARMAX	Auto Regressive Moving Average model with eXogenous input	$D=A$

(2) モデル係数と振動特性パラメータの関係

地震を受ける建物を対象にシステム同定を行う際に、入力に地動加速度、出力に建物の応答絶対加速度を採ることを考える^{2-21), 2-22)}。この時、自由度 m とした場合のシステムの伝達関数は、ラプラス変換表現を用いて次式で表すことができる。

$$H(s) = 1 + \sum_{j=1}^m \frac{-\beta u_j s^2}{s^2 + 2h_j \omega_j s + \omega_j^2} \quad (2-13)$$

ここで、 $\omega_j = 2\pi f_j$ は j 次の固有円振動数 (f_j は j 次の固有振動数)、 h_j は j 次のモード減衰定数、 βu_j は出力の観測点における j 次の刺激関数の値である。式(2-6)を、部分分数展開することで、次式を得る。

$$H(s) = 1 + \sum_{j=1}^m \left(\frac{s r_j}{s - s p_j} + \frac{s \bar{r}_j}{s - s \bar{p}_j} - \beta u_j \right) = s k + \sum_{j=1}^m \left(\frac{s r_j}{s - s p_j} + \frac{s \bar{r}_j}{s - s \bar{p}_j} \right) \quad (2-14)$$

ここで、 $s p_j$ 、 $s \bar{p}_j$ は伝達関数の極と留数であり、次のように表せる。

$$s p_j = -h_j \omega_j + i \omega_j \sqrt{1 - h_j^2} \quad (2-15)$$

$$s r_j = \beta u_j \left(h_j \omega_j - \frac{i \omega_j (1 - 2h_j^2)}{2 \sqrt{1 - h_j^2}} \right) \quad (2-16)$$

k は理想的な水平 1 入力システムの場合には、刺激関数 βu が 1 の固有モード成分であるため、0 となる。

次に、ARX モデルによるシステムの伝達関数は、 z -変換表現を用いて次式のように表される。

$$H(z) = \frac{B(z)}{A(z)} = z k + \sum_{j=1}^{n_a} \frac{z r_j}{1 - z p_j z^{-1}} \quad (2-17)$$

ここで、 $z p_j$ は、 $A(z)=0$ の根、 $z r_j$ は $H(z)$ を部分分数展開した時の対応する留数として、同定されたモデル係数 a_j ($j=1, \dots, n_a$) および b_j ($j=1, \dots, n_b$) から求めることができる。さらに、ラプラス変換と z -変換との間に、式(2-18)の同一視を導入することで、式(2-14)と(2-17)との比較から、両者の極と留数に次の関係が得られる。

$$F(s) = \frac{1}{s - a} \leftrightarrow F(z) = \frac{T}{1 - e^{aT} z^{-1}} \quad (2-18)$$

$$z p_j = e^{s p_j T} \quad (2-19)$$

$$z r_j = T s r_j \quad (2-20)$$

ここで、 s はラプラス演算子を示し、 a は任意の定数である。また、 T は時間刻みである。式 (2-15), (2-16) に対して、これらを適用するとモデル係数と j 次モードの固有振動数 f_j とモード減衰定数 h_j との関係が最終的に以下のように表せる²⁻²²⁾。

$$f_j = \frac{|\log z p_j|}{2\pi\Delta t} = \frac{\sqrt{(\log z p_j)^2 + (\arg z p_j)^2}}{2\pi\Delta t} \quad (2-21)$$

$$h_j = \frac{-\log|z p_j|}{2\pi f_j \Delta t} \quad (2-22)$$

(3) システム次数の設定

ARX モデルにおけるモデル係数を推定するには、まず、そのモデルに使われる多項式の次数 (モデル次数) を決定する必要がある²⁻²⁾。地動加速度を入力、建物応答絶対加速度を出力とした、理想的な N 質点系のモデル次数は、 $n_a=N$, $n_b=N+1$ となる²⁻²²⁾。ただし、実際の建物は必ずしも質点系とみなすことができないため、適切なモデル次数を探索する必要があるとされる。この次数選択が不適切な場合、誤った推定結果を与えることになるので十分な注意が必要であると考えられる。

本論では、ARX モデルを用いる場合において、対象とするモード次数に依らず、1 自由度系とみなすために、文献 2-28), 2-29) に基づくバンドパスフィルターを介した手法を採用することで、この次数選択の簡略化を図る (条件の詳細については、3~5 章において ARX モデルを用いる場合に都度示すこととする)。なお、対象とするシステムに対して、異なる次数のモデルを用いて、それぞれのモデル係数を推定した場合に、いずれがより良いモデルであるかを判定する指標も提案されている。詳細は各文献 2-2), 2-21), 2-22) を参照されたい。

2.4.2 部分空間法^{2-2), 2-23)~2-26)}

続いて、本項では、文献 2-2), 2-23)~2-26) に基づき、以下に部分空間法の概要を示す。部分空間法は、以降に示すように状態空間表現に基づく時間領域のシステム同定手法の一つである。多入力多出力システムの同定に容易に拡張することが出来る点が一つの特徴である。ここでは、前項の ARX モデルと同様に、本論において振動特性パラメータを同定する際に用いる固有周期 (固有振動数)、モード減衰定数および固有モードの導出を中心に示す。詳細は各文献を参照されたい。

(1) システムの概要とシステム行列の推定

部分空間法は、次に示す状態空間モデルに基づくシステム同定手法である^{2-2), 2-23)-2-26)}。 m 入力 l 出力の連続時間線形時不変 (Linear Time Invariant, LTI) システムの連続時間系における状態空間モデルは、次式で表される。

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{A}_c \mathbf{x}(t) + \mathbf{B}_c \mathbf{u}(t) \quad (2-23)$$

$$\mathbf{y}(t) = \mathbf{C}_c \mathbf{x}(t) + \mathbf{D}_c \mathbf{u}(t) \quad (2-24)$$

ここに、 $\mathbf{y}(t)$ は出力ベクトル、 $\mathbf{u}(t)$ は入力ベクトルである。 $\mathbf{x}(t)$ を状態ベクトルと呼ぶ。 $\mathbf{A}_c \in \mathbb{R}^{n \times n}$, $\mathbf{B}_c \in \mathbb{R}^{n \times m}$, $\mathbf{C}_c \in \mathbb{R}^{l \times n}$, $\mathbf{D}_c \in \mathbb{R}^{l \times m}$ は、システムを記述するのに必要な定数行列であり、添え字 c は連続時間系を意味する。 n はシステム次数である。式(2-23)は状態方程式と呼ばれ、状態の変化のプロセスを記述するものである。また、式(2-24)は観測方程式と呼ばれ、ある状態から観測値が得られるプロセスを記述するものである。これらの式は状態空間表現とも呼ばれる。次に、入力 $\mathbf{u}(t)$ にゼロ次ホールドを仮定し、サンプリング周期 Δt を用いて、時刻 t_0 , t および第 k , $k+1$ ステップにおける関係を $t_0 = k\Delta t$, $t = (k+1)\Delta t$ として、式(2-23), (2-24)をあらためて離散時間系における状態空間モデルとして表すと次式を得る。

$$\mathbf{x}(k+1) = \mathbf{A} \mathbf{x}(k) + \mathbf{B} \mathbf{u}(k) + \mathbf{w}(k) \quad (2-25)$$

$$\mathbf{y}(k) = \mathbf{C} \mathbf{x}(k) + \mathbf{D} \mathbf{u}(k) + \mathbf{v}(k)$$

ここに、 \mathbf{A} , \mathbf{B} , \mathbf{C} , \mathbf{D} は離散時間系における定数行列 (システム行列とよぶ), $\mathbf{w}(k)$ はプロセスノイズ, $\mathbf{v}(k)$ は観測ノイズと呼ばれる。式(2-25)を展開することで、次式を得る。

$$\mathbf{Y}_p = \mathbf{O}_r \mathbf{X}_p + \Psi_r \mathbf{U}_p + \Xi_r \mathbf{W}_p + \mathbf{V}_p \quad (2-26)$$

$$\mathbf{Y}_f = \mathbf{O}_r \mathbf{X}_f + \Psi_r \mathbf{U}_f + \Xi_r \mathbf{W}_f + \mathbf{V}_f \quad (2-27)$$

ここに、 \mathbf{U}_p および \mathbf{Y}_p は過去の入力および出力のブロックハンケル行列 (添え字 p は過去を意味する), \mathbf{U}_f および \mathbf{Y}_f は未来の入力および出力のブロックハンケル行列 (添え字 f は未来を意味する) であり、データ数を N , ブロックハンケル行列のブロック数を r とすると、それぞれ次式で表される。

$$\mathbf{U}_p = \begin{bmatrix} \mathbf{u}(k) & \mathbf{u}(k+1) & \cdots & \mathbf{u}(k+N-1) \\ \mathbf{u}(k+1) & \mathbf{u}(k+2) & \cdots & \mathbf{u}(k+N) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{u}(k+r-1) & \mathbf{u}(k+r) & \cdots & \mathbf{u}(k+r+N-2) \end{bmatrix} \in \mathbb{R}^{rm \times N} \quad (2-28)$$

$$\mathbf{Y}_p = \begin{bmatrix} \mathbf{y}(k) & \mathbf{y}(k+1) & \cdots & \mathbf{y}(k+N-1) \\ \mathbf{y}(k+1) & \mathbf{y}(k+2) & \cdots & \mathbf{y}(k+N) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{y}(k+r-1) & \mathbf{y}(k+r) & \cdots & \mathbf{y}(k+r+N-2) \end{bmatrix} \in \mathbb{R}^{rl \times N} \quad (2-29)$$

$$\mathbf{U}_f = \begin{bmatrix} \mathbf{u}(k+r) & \mathbf{u}(k+r+1) & \cdots & \mathbf{u}(k+r+N-1) \\ \mathbf{u}(k+r+1) & \mathbf{u}(k+r+2) & \cdots & \mathbf{u}(k+r+N) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{u}(k+2r-1) & \mathbf{u}(k+2r) & \cdots & \mathbf{u}(k+2r+N-2) \end{bmatrix} \in \mathbb{R}^{rm \times N} \quad (2-30)$$

$$\mathbf{Y}_f = \begin{bmatrix} \mathbf{y}(k+r) & \mathbf{y}(k+r+1) & \cdots & \mathbf{y}(k+r+N-1) \\ \mathbf{y}(k+r+1) & \mathbf{y}(k+r+2) & \cdots & \mathbf{y}(k+r+N) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{y}(k+2r-1) & \mathbf{y}(k+2r) & \cdots & \mathbf{y}(k+2r+N-2) \end{bmatrix} \in \mathbb{R}^{rl \times N} \quad (2-31)$$

同様に、 \mathbf{W}_p , \mathbf{V}_p , \mathbf{W}_f および \mathbf{V}_f は過去または未来のプロセスノイズ $\mathbf{w}(k)$, あるいは観測ノイズ $\mathbf{v}(k)$ で構成されるブロックハンケル行列である。 \mathbf{X}_p , \mathbf{X}_f は、状態ベクトル $\mathbf{x}(k)$ を列方向に並べた行列である。 \mathbf{O}_r は拡大可観測行列、 Ψ_r と Ξ_r は下三角テプリッツ行列と呼ばれ、それぞれシステム行列を用いて以下のように表される。

$$\mathbf{O}_r = \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \mathbf{CA} \\ \mathbf{CA}^2 \\ \vdots \\ \mathbf{CA}^{r-1} \end{bmatrix} \in \mathbb{R}^{rl \times n} \quad (2-32)$$

$$\Psi_r = \begin{bmatrix} \mathbf{D} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \mathbf{CB} & \mathbf{D} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \mathbf{CAB} & \mathbf{CB} & \mathbf{D} & \cdots & \mathbf{0} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{CA}^{r-2}\mathbf{B} & \mathbf{CA}^{r-3}\mathbf{B} & \mathbf{CA}^{r-4}\mathbf{B} & \cdots & \mathbf{D} \end{bmatrix} \in \mathbb{R}^{rl \times rm} \quad (2-33)$$

$$\Xi_r = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \mathbf{C} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \mathbf{CA} & \mathbf{C} & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{CA}^{r-2} & \mathbf{CA}^{r-3} & \mathbf{CA}^{r-4} & \cdots & \mathbf{0} \end{bmatrix} \in \mathbb{R}^{rl \times rn} \quad (2-34)$$

部分空間法はいくつかのアルゴリズムが提案されてるが、いずれも入出力データに対して、式(2-32)の列空間、さらにはシステム行列 \mathbf{A} および \mathbf{C} を推定することで、各振動特性パラメータを同定することになる。各アルゴリズムの主な違いの一つは入出力データの取り扱いにあり、それぞれ同定精度が異なるとされる^{2-24), 2-25)}。既往の検討^{2-24), 2-25)}によると、地震観測データを用いた建物の振動特性の同定精度については MOESP (Multi variable Output-Error State sPace)法が比較的安定しやすいとの報告がある。MOESP 法には、その入出力に用いたブロックハンケル行列の選び方によって、Ordinary MOESP 法, Past Output (PO)-MOESP 法および Past Input (PI)-MOESP 法²⁻²³⁾⁻²⁻²⁵⁾といったアルゴリズムに分けられる。これらのうち、最もオーソドックスなアルゴリズムある Ordinary MOESP^{2-23), 2-24)}におけるシステム行列の推定手順は以下となる。

システム同定に際しては、まず次式で表される入出力データのブロックハンケル行列を縦に並べた行列 (データ行列) を次のように LQ 分解する。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{U}_f \\ \mathbf{Y}_f \end{bmatrix} = \mathbf{LQ} = \begin{bmatrix} \mathbf{L}_{11} & \mathbf{L}_{12} \\ \mathbf{L}_{21} & \mathbf{L}_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_1^T \\ \mathbf{Q}_2^T \end{bmatrix} \quad (2-35)$$

ここに、 \mathbf{L} は左下三角行列、 \mathbf{Q} は正規直交行列である。ここで、上式の \mathbf{L}_{22} を特異値分解 (Singular Value Decomposition, SVD)する。

$$\mathbf{L}_{22} = \mathbf{G} = \mathbf{U}\Sigma\mathbf{V} = [\mathbf{U}_1 \quad \mathbf{U}_2] \begin{bmatrix} \Sigma_1 & \\ & \Sigma_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{V}_1^T \\ \mathbf{V}_2^T \end{bmatrix} \approx \mathbf{U}_1 \Sigma_1 \mathbf{V}_1^T \quad (2-36)$$

ここに、 \mathbf{U}_1 , \mathbf{U}_2 , \mathbf{V}_1 および \mathbf{V}_2 は直交行列、 Σ_1 および Σ_2 は特異値を大きい順に並べた対角行列である。このとき、 Σ_1 の次元からシステム次数が推定できる²⁻²⁴⁾。データ数 N が十分に大きい場合には、拡大可観測行列 \mathbf{O}_r が次式より求まる。

$$\mathbf{O}_r \simeq \mathbf{O}'_r = \mathbf{U}_1 \boldsymbol{\Sigma}_1^{1/2} \quad (2-37)$$

これより、システム行列 \mathbf{A} , \mathbf{C} は、次式で求められる。

$$\mathbf{A} = \mathbf{O}'_r(1:(r-1)l, 1:n)^\dagger \mathbf{O}'_r(p+1:rl, 1:n) \quad (2-38)$$

$$\mathbf{C} = \mathbf{O}'_r(1:l, :) \quad (2-39)$$

ここに、 r はブロックハンケル行列のブロック行数、 l は出力の数、 n はシステム次数である。また、記号 † は Moore-Penrose 型擬似逆行列を表す。上記で示した Ordinary MOESP のほか、PO-MOESP および PI-MOESP については、式(2-35)の左辺について前者は $[\mathbf{U}_f \ \mathbf{U}_p \ \mathbf{Y}_p \ \mathbf{Y}_f]^T$ 、後者は $[\mathbf{U}_f \ \mathbf{U}_p \ \mathbf{Y}_f]^T$ として同様の手順で LQ 分解することで、拡大可観測行列 \mathbf{O}_r をそれぞれ推定することができる²⁻²⁵⁾。

本論の6章では、予めこれら3つの MOESP アルゴリズムを用いて同定精度に関する検討を実施したうえで、PI-MOESP 法を採用することとした。

(2) システム行列と振動特性パラメータの関係

次に、各システム行列より振動特性パラメータを同定する方法を示す²⁻²³⁾⁻²⁻²⁶⁾。地震荷重等の外乱 $\{f(t)\}$ を受ける建物の運動方程式は次式で表される。

$$[M]\{\ddot{\xi}(t)\} + [C]\{\dot{\xi}(t)\} + [K]\{\xi(t)\} = \{f(t)\} \quad (2-40)$$

ここに、 $[M]$, $[C]$, $[K]$ はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリクス、 $\{\xi(t)\}$ は変位ベクトルである。式(2-40)に関して、便宜的に速度に関する恒等式を考慮して、次のように変換する。

$$\begin{bmatrix} \{\dot{\xi}(t)\} \\ \{\xi(t)\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[M]^{-1}[K] & -[M]^{-1}[C] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\xi(t)\} \\ \{\dot{\xi}(t)\} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} [0] \\ [M]^{-1} \end{bmatrix} \{f(t)\} \quad (2-41)$$

ここで、上式の左辺を $\mathbf{x}(t) = [\{\xi(t)\} \ \{\dot{\xi}(t)\}]^T$ 、右辺を $\{f(t)\} = \mathbf{u}(t)$ と置き換えることで、次式を得る。

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[M]^{-1}[K] & -[M]^{-1}[C] \end{bmatrix} \mathbf{x}(t) + \begin{bmatrix} [0] \\ [M]^{-1} \end{bmatrix} \mathbf{u}(t) \quad (2-42)$$

式(2-42)の運動方程式と式(2-23)の連続時間系の状態方程式の対比より、システム行列 \mathbf{A}_c が次式で与えられる。

$$\mathbf{A}_c = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[M]^{-1}[K] & -[M]^{-1}[C] \end{bmatrix} \in \mathbb{R}^{n \times n} \quad (2-43)$$

システム行列 \mathbf{A}_c の複素固有値問題を解くことで、 j 次の固有値 λ_j は、 j 次モードの固有円振動数 ω_j と減衰定数 h_j を用いて次式で表される²⁻²⁷⁾。

$$\lambda_j = -\omega_j h_j \pm i\omega_j \sqrt{1 - h_j^2} \quad (2-44)$$

ここで、離散時間系におけるシステム行列 \mathbf{A} の j 次の固有値 λ'_j は次式となる。

$$\lambda'_j = e^{\lambda_j \Delta t} \quad (2-45)$$

式(2-44), (2-45)より j 次の固有振動数 f_j とモード減衰定数 h_j が最終的に以下のように表せる。

$$f_j = \frac{|\ln \lambda'_j|}{2\pi \Delta t} \quad (2-46)$$

$$h_j = -\frac{\ln |\lambda'_j|}{|\ln \lambda'_j|} \quad (2-47)$$

また、固有モード Φ は、システム行列 \mathbf{A}_c の固有ベクトルを Ψ とすると、モード座標から物理座標への変換を行うことで、システム行列 \mathbf{C} を用いて次式で表すことができる²⁻²⁶⁾。

$$\Phi = \mathbf{C}\Psi \quad (2-48)$$

(3) システム次数と各種パラメータの設定

部分空間法におけるシステム行列を推定するためのパラメータとして、(2)でも示したシステム次数 n 、さらにブロック行数 r およびデータ数 N がある^{2-24), 2-25)}。これらは、いずれも同定精度の安定性に関わるものが指摘されており、それぞれ適切に設定する必要がある。システム次数については、理想的な J 質点系であれば $n=2J$ となるが²⁻²⁴⁾、実際の観測データにおいては、式(2-36)の特異値行列により安定する次数を確認する必要がある^{2-24), 2-25)}。また、ブロック行数 r およびデータ数 N は、前述の文献に倣い、パラメトリックスタディによりこれらのパラメータを適当な範囲で変動させることで、その影響を予め確認し、十分に解が安定する値を採用することとした。

2.5 まとめ

以上より、本章では、本論で検討対象とする実大三次元震動破壊実験施設Eーディフェンスについて、同施設より取得可能な実測データとしての特徴を、他の一般的な実測データの取得方法とともに比較し、それらの長所ないし短所²⁻¹⁾⁻²⁻⁶⁾を踏まえて整理した。続いて、国内外における大型震動台施設²⁻³⁾⁻²⁻¹⁵⁾、およびそれらの施設で行われた代表的な振動台実験²⁻¹⁶⁾⁻²⁻¹⁹⁾を調査し、Eーディフェンス施設の特徴、1章で示した既往の知見に見られる、RC造やS造の固有周期や減衰定数の振幅依存性、初期の減衰定数について検討した。また、本論において用いる、実測データに対する振動特性の推定に用いるシステム同定手法²⁻²⁰⁾⁻²⁻²⁹⁾について、その概要を示した。

これより、Eーディフェンス実験で得られる実測データについては、通常地震観測と同様に、様々な位相の加振が実施可能であるとともに、屋内の振動台施設であることから相互作用の影響を極力除外した形でのデータが取得可能である。また、微小振幅から大振幅に至るまで加振力を調整し、建物の線形時から終局までの応答を取得可能であること等が大きな利点の一つと考えられる。また、国内外の振動台施設を含めて、実大規模の建物を搭載して大振幅レベルの加振が可能な唯一の振動台と言える。国外の振動台実験結果では、RC (SRC) 造およびS (CFS) 造建物の減衰定数は、前者が2~4%、後者が1.5~5%であり、振動台実験下においても固有周期および減衰定数に、それぞれ振幅依存性が認められた。耐震設計で用いられる各慣用値(RC造3%、S造2%)は各実験の値に包絡される範囲であるが、そのほとんどが縮小あるいは部分的な試験体に限られており、実大規模の振動台実験に対する知見は不十分と考えられる。また、各振動特性に見られる振幅依存性の変動要因についても詳細に検討する必要がある。実建物に含まれる相互作用がどのようにそれらの振動特性に影響するかも踏まえて、耐震安全性に資するデータとして蓄積することが極めて重要となる。

上記を踏まえ、以降において、本章の最後に示した比較的信頼性の高いと考えられる時間領域でのシステム同定手法を用いて、Eーディフェンスの実験に着目し、前述の課題について検討を実施する。

2章の参考文献

- 2-1) 日本建築学会：建築物の減衰，2000. 10
- 2-2) 日本建築学会：建築物の減衰と振動，2020. 12
- 2-3) 防災科学技術研究所：E-Defense 実験データアーカイブ（ASEBI），(DOI: <https://doi.org/10.17598/nied.0020>)
- 2-4) 光田 真旅，梶原 浩一，田川 泰敬，佐藤 栄児：実大三次元震動破壊実験における振動台と試験体の連成，日本機械学会論文集（C編），72巻，713号，pp. 30-36，2006. 1 (DOI: <https://doi.org/10.1299/kikaic.72.30>)
- 2-5) 越前 はるか，田川泰敬，岡本峰基：3自由度電動型加振装置を用いた他軸干渉とその制御に関する研究，日本機械学会 Dynamics and Design Conference 2010，JSME, CD-ROM 335 (in Japanese)
- 2-6) 笠井 和彦，村田 真一郎，加藤 史人，引野 剛，大木 洋司：震動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法，日本建築学会構造系論文集，第76巻，第670号，pp. 2031-2040，2011. 12. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.76.2031>)
- 2-7) 防災科学技術研究所：[//www.bosai.go.jp/hyogo/profile/profile.html](http://www.bosai.go.jp/hyogo/profile/profile.html)
- 2-8) 早川輝，土肥博：地震シミュレーション用試験装置の技術改良と継続運用に向けて，Annual Report No. 31, NTT Facilities Research Institute, 2020.6
- 2-9) University of California San Diego: <http://nheri.ucsd.edu/facilities/>
- 2-10) University at Buffalo: https://www.buffalo.edu/seesl/services/shake_tables.html
- 2-11) University of California, Berkeley:
https://apps.peer.berkeley.edu/laboratories/shaking_table.html
- 2-12) Chun-hua G., and Xiao-bo Y.: Development of the Shaking Table and Array System Technology in China, *Advances in Civil Engineering* 2019(4):1-10
(DOI: <https://doi.org/10.1155/2019/8167684>)
- 2-13) National Center for Research on Earthquake Engineering:
<https://www.ncree.narl.org.tw/about/laboratory/page/02>
- 2-14) CEA: https://sera-ta.eucentre.it/ta-facilities/ta_f04_cea/
- 2-15) Queval J. C. and Sollogoub P.: Large scale seismic tests performed on the table Azalee of CEA – Reproducibility of seismic motions, *Trans. of the 14th Int. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 14)*, pp. 237-245, 1997
- 2-16) Moaveni B., et al.: System Identification Study of a 7-Story Full-Scale Building Slice Tested on the UCSD-NEES Shake Table, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 137(6), pp.705-717.
- 2-17) Xiang Wang, et al.: Evolution of modal characteristics of a mid-rise cold-formed steel building during construction and earthquake testing, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol.49, pp. 1539–1558, 2020

- 2-18) Ziguo Xu, et al.: A study on the seismic performance of steel-reinforced concrete frame-concrete core wall high-rise mixed structure by large-scale shaking table tests and numerical simulations, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol.42, pp. 1951-1969, 2013
- 2-19) Kuo-Chun C., Yu-Yuan L. and Chang-Y.: Shaking Table Study on Displacement-Based Design for Seismic Retrofit of Existing Buildings Using Nonlinear Viscous Dampers, *J. Struct. Eng.*, 134(4), pp. 671-681, 2008
- 2-20) 肥田 剛典, 飯山 かほり, 中村 尚弘: 時間領域および周波数領域のシステム同定法に基づく建物の地震時動特性評価 - ARX モデルおよび部分空間法, CMIF 法の同定精度の比較, *構造工学論文集*, Vol.64B, 2018
- 2-21) Safak, E.: Identification of linear structures using discrete-time filters, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, pp. 3064-3085, 1991. 10
- 2-22) 斎藤 知生: モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定, *日本建築学会構造系論文集*, 第 63 巻, 第 508 号, pp. 47-54, 1998.6 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijs.63.47_1)
- 2-23) Verhaegen, M.: Subspace Model Identification Part 3. Analysis of the Ordinary Output-error State-space Model Identification Algorithm, *International Journal of Control*, Vol. 58, No. 3, pp. 555-586, 1993 (DOI: <https://doi.org/10.1080/00207179308923017>)
- 2-24) 肥田 剛典, 永野 正行: 部分空間法に基づくシステム同定による建物の固有振動数と減衰定数の推定精度, *日本建築学会構造系論文集*, 第 79 巻, 第 701 号, pp. 923-932, 2014.7 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.79.923>)
- 2-25) 宮津 裕次, 曾田 五月也: 部分空間法による 2 層木造軸組工法住宅の振動特性同定, 第 83 巻, 第 745 号, pp. 409-419, 2018 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.409>)
- 2-26) 日野 順市, 増川 智裕, 園部 元康: 周波数領域部分空間法によるモード特性同定 (剰余項の考慮とモデル次数の推定について), 第 79 巻, 第 804 号, pp. 2792-2803, 2013 (DOI: <https://doi.org/10.1299/kikaic.79.2792>)
- 2-27) 武藤 清, 小林 俊夫: 各部別減衰振動系のモーダルアナリシス法, *日本建築学会論文報告集*, 第 204 号, pp. 37-46, 1973.2 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijsaxx.204.0_37)
- 2-28) 中村 尚弘, 鹿嶋 俊英, 木下 拓也, 伊藤 真二, 宮本 泰志, 曾根 孝行, 荏本 孝久, 犬伏 徹志: 振幅依存性を考慮した中低層 R C, S R C 造建物の水平 1 次振動特性, *日本建築学会構造系論文集*, 第 81 巻, 第 721 号, pp. 471-481, 2016.3 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.81.471>)
- 2-29) 中村 尚弘, 鹿嶋 俊英, 宮津 裕次, 東城 峻樹, 肥田 剛典, 飯山 かほり, 鈴木 琢也: 振幅依存性を考慮した S 造建物の水平 1 次, 2 次振動特性, *日本建築学会構造系論文集*, 第 83 巻, 第 753 号, pp. 1561-1572, 2018.11 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.1561>)

3. RC造試験体の振動特性分析

3.1 はじめに

前章では、Eーディフェンスの振動台実験より取得可能な実測データの特徴を整理し、国内外における大型震動台施設と比較することで、同施設の実測データの有用性を確認した。また、国外の振動台施設で実施された実験について調査し、RC造やS造の固有周期や減衰定数の振幅依存性、初期の減衰定数について検討した。その結果から、実大規模の振動台実験に対する知見の拡充が必要不可欠であること、各振動特性に見られる振幅依存性の変動要因等についても詳細に検討する必要があることを示した。本章では、上記を踏まえ、Eーディフェンスの実大規模振動台実験（一部縮小を含む）を分析することで、既往の実建物で得られている固有周期や減衰定数の経年変化や振幅依存性^{例えば3-1)-3-5)}に対して、特に主要架構に関する健全性の影響に着目した分析を行う。

Eーディフェンスでは、これまでに、RC造あるいはS造について、主要架構で構成された試験体を用いて、微小振幅レベルから極大振幅レベルに至る加振実験が複数行われている^{例えば3-6)-3-15)}。これらの実験データを分析し、前述の経年変化や振幅依存性にみられる振動特性の変動について、建物の線形挙動から終局状態に至るまで、現行の設計規準による建物の健全性と振動特性の変化を捉えておくことは、極めて重要である。

さらに、振動台実験による実測データにおける同様の検討例として、剛性低下や固有振動数の変化を評価した事例は、国内外で見られるものの³⁻⁶⁾⁻³⁻¹⁶⁾、これらはいずれも単一の試験体での評価に留まっており、振動特性の推定方法も異なる。このため、建築物の振動特性を幅広く評価するためには、S造、RC造など複数の構造種別の試験体について、共通の見方で傾向を分析し評価することが必要であると考えられる。

3章では、第一段階として、Eーディフェンスで過去に行われた加振実験のうちRC造建物に関するものを取り上げ、3体の試験体の固有周期や減衰定数などの振動特性とその変化について、1次モードに加え、比較的検討事例の少ない2次モードまでを含めて整理する。具体的には、ARXモデル^{例えば3-17)}を用いて振動特性とその変化について分析し、引き続き、経験した最大変形と振動特性に対する影響に着目した検討を行う。本章の分析では、既往の報告³⁻¹⁸⁾⁻³⁻²¹⁾で指摘されている振動台の回転制御が及ぼす振動特性への影響については考慮できていない。しかしながら、検討対象とした実験の状況を整理し、影響が生じる要因等についての簡単な考察を行い、後述の5章の検討の足掛かりとする。

なお、本章での成果は、「大型震動台実験に基づくRC造建物の振動特性の分析」³⁻²⁶⁾として2017年11月に建築学会構造系論文集にて発表している。

3.2 試験体および加振計画の概要

本章では、以降に示す3体のRC造建物を模擬した耐震構造の試験体を対象として検討を行う。検討対象とした試験体形状および加振ケース一覧を、Fig. 3-1~3-3 および Table 3-1~3-3 にそれぞれ示す。加振ケース一覧には、1階および頂部での最大加速度³⁻²²⁾を併せて記載した。なお、表中の加振ケースの色分けは、加振種類（詳細は後述）で分けており、ランダム加振、調整加振、本加振としている。

Table 3-4 に各試験体の諸元を示す。表中の1次固有周期は、加振実験前の計測で示された数値である³⁻⁷⁾⁻³⁻¹⁵⁾。

3.2.1 試験体1³⁻¹⁰⁾

試験体1 (Fig. 3-1) は、RC造4階建ての建物を模擬した試験体で、総質量は760ton、短辺方向(X方向)8m×1スパン、長辺方向(Y方向)5m×2スパン、階高は平均3.65mの実大スケールである。本試験体の実験は、大地震時における医療施設の機能維持の観点で行うため、施設の内部空間を詳細に模擬しており、躯体内外に非構造部材ならびに医療機器が多数配置されている。そのため、主要架構の影響だけでなく、非構造部材や医療機器などが躯体に及ぼす影響も加わるため、他の2体の試験体とはやや性質が異なる点に注意が必要である。なお、試験体の設計時の1次固有周期は、短辺方向が0.23秒、長辺方向が0.24秒となっており、Table 3-4 で示す実験前計測値とほぼ一致している。そのため、非構造部材が固有周期に与える影響は比較的小さいと考えられる。

試験体1の実験は、Table 3-1 に示すように、はじめに長周期地震動である三の丸波、次に短周期地震動である横浜模擬波、エルセントロ波、JMA神戸波の順に加振が行われている³⁻¹⁰⁾。なお実験では、これらの地震波による本加振（以後、本加振）に加えて、試験体の振動特性を把握するためのランダム波による振動特性把握加振（以後、ランダム加振）、本加振の再現性を高めるための地震波作成用の調整加振（以後、調整加振と表記する。調整加振の振幅は本加振の0.2~0.4倍である。）もそれぞれ検討対象としている。ただし、加振やデータ取得に問題があったデータ、主要加振方向と直交する方向のデータなどは除外する。また、表中の各加振において、加振終盤に入力加速度が非常に小さくなる場合、同定精度の低下が懸念されるため、予めデータから除外して継続時間を設定している。なお、Table 3-1 中におけるJMA神戸波80%（加振20）による本加振では、振動台と基礎の間に滑りが生じていることが報告されている³⁻¹⁰⁾。そのため、他の加振時とは接地状態が異なり、1階の加速度レベルは大きい反面、変形はそれほど大きくないことに留意する必要がある。

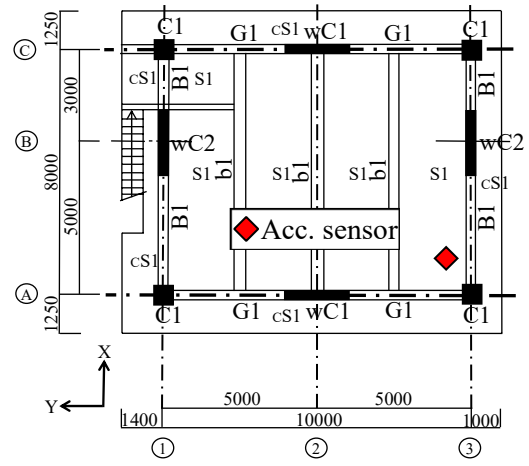
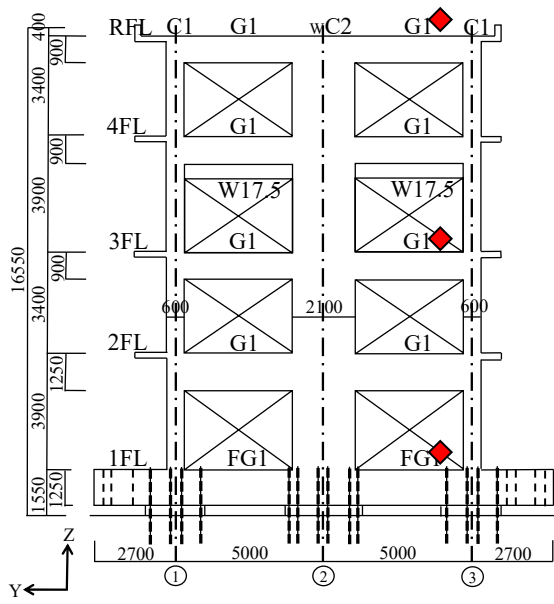


Fig. 3-1 Configuration of specimen 1 added some descriptions to the original figure in 3-10, 3-11)

Table 3-1 List of Input wave (Specimen 1) ³⁻²⁶⁾

No.	Input wave*	Max. Acc. (Gal)				Duration time** (sec)
		1F		Top		
		X	Y	X	Y	
1	Random(XY)	-43	-50	67	-67	265
2	Sannomaru-100%(XY)	206	151	-200	174	335
3	Random(XY)	-46	-53	66	64	265
4	Yokohama-20%(XY)	-40	44	-70	72	85
5	〃	-83	101	-151	-172	
6	〃	-102	105	-229	243	
7	〃	-97	111	-239	280	
8	Yokohama-100%(XY)	-732	653	1180	1113	95
9	Random(X)	40	-	-59	-	265
	Random(Y)	-	47	-	62	
10	El-centro-20%(XY)	39	-71	-61	110	55
11	〃	65	-107	112	182	
12	〃	67	-107	152	180	
13	El-centro-100%(XY)	389	-496	1034	958	75
14	Random(X)	47	-	-54	-	265
	Random(Y)	-	57	-	-59	
15	Random(X)	42	-	-54	-	265
	Random(Y)	-	48	-	-59	
16	JMA-Kobe-20%(XYZ)	92	127	213	-375	45
17	〃	120	161	402	498	
18	〃	109	127	156	254	
19	〃	124	160	391	472	
20	JMA-Kobe-80%(XYZ)	1580	2042	-1961	2131	50
21	Random(X)	47	-	44	-	265
	Random(Y)	-	-51	-	49	

* Excluding orthogonal direction response in unidirectional shaking case about Random wave

** Sampling frequency equals to 1000 Hz

3.2.2 試験体 2³⁻⁷⁾

試験体 2 (Fig. 3-2) は、試験体 1 と同様に、RC 造 4 階建てを模擬した試験体で、総質量は約 600ton、長辺方向 (X 方向) 7.2m×2 スパン、短辺方向 (Y 方向) 7.2m×1 スパン、階高は各階 3m の実大スケールである。なお、試験体 2 の実験では、Fig. 3-2 に示した試験体とほぼ同形状かつ同質量のプレストレストコンクリート造建物の試験体が同一の振動台上に設置されているため、E-ディフェンスの最大搭載質量とほぼ同じ約 1200ton の試験体が設置された状態で加振が行われている点に留意する必要がある。

試験体 2 の実験は、Table 3-2 に示すように、試験体の損傷を段階的に進行させる目的で、まず JMA 神戸波を 10%~100% と徐々に入力レベルを上げて加振を行っている³⁻⁷⁾。続いて、繰り返し大変形を与える目的で、JR 鷹取波を 40% と 60% の 2 レベルで加振を行っている。ここでは、これらの本加振に加えて、試験体 1 と同様に、各本加振の前後に実施されたホワイトノイズ加振 (以後、試験体 1 と同じくランダム加振と呼ぶ) も含めた全ての加振を検討対象としている。なお、試験体 1 および後述の試験体 3 では、事前に調整加振を行い、ターゲットである本加振に近づける入力補償制御を採用しているのに対し、試験体 2 では、調整なしの基本制御 (無補償加振) を採用しているため、加振数が少ないなど加振条件がやや異なる。

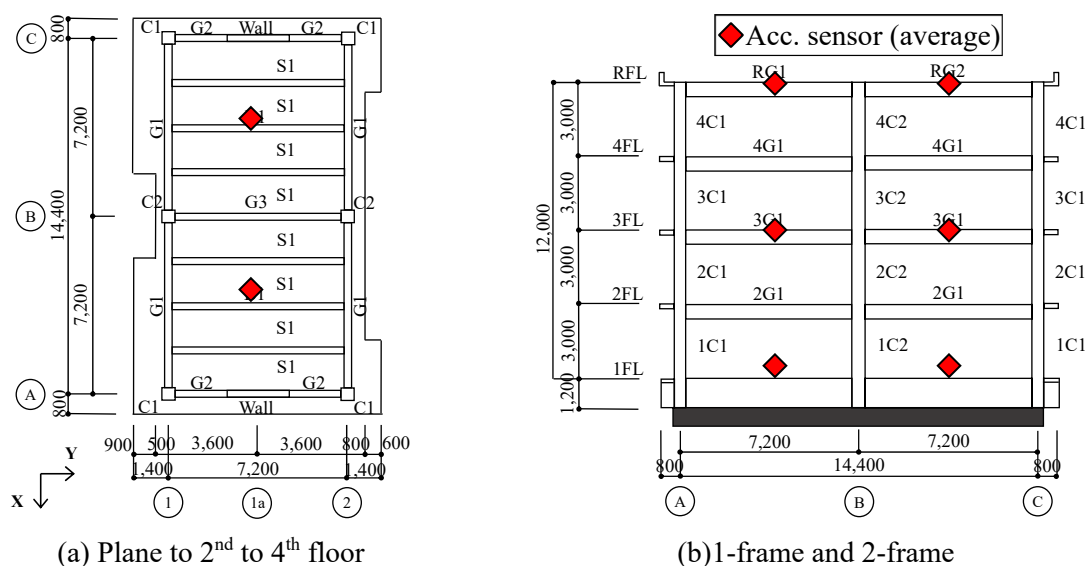


Fig. 3-2 Configuration of Specimen 2 (added some descriptions to the original figure in 3-7), 3-8)

Table 3-2 List of Input wave (Specimen 2)³⁻²⁶⁾

No.	Input wave	Max. Acc. (Gal)				Duration time* (sec)
		1FL		Top		
		X	Y	X	Y	
1	White-Noise(XYZ)	28	-29	38	49	50
2	JMA-Kobe-10%(XYZ)	75	-100	-112	168	
3	White-Noise(XYZ)	30	-29	39	-52	
4	JMA-Kobe-25%(XYZ)	169	-263	-309	662	
5	White-Noise(XYZ)	29	-25	-36	46	
6	JMA-Kobe-50%(XYZ)	345	-461	724	1134	
7	White-Noise(XYZ)	26	25	23	35	
8	White-Noise(XYZ)	26	-29	-22	34	
9	JMA-Kobe-100%(XYZ)	776	-1250	989	-1650	
10	White-Noise(XYZ)	29	27	-22	-33	
11	White-Noise(XYZ)	22	-22	-21	31	
12	JR-Takatori-40%(XYZ)	-295	-341	-607	-758	
13	White-Noise(XYZ)	21	21	-19	-28	
14	JR-Takatori-60%(XYZ)	-445	-558	-790	-987	
15	White-Noise(XYZ)	-24	-23	21	26	

*Sampling frequency equals to 1000 Hz

3.2.3 試験体 3^{3-12), 3-13)}

試験体 3 (Fig. 3-3) は、RC 造 20 階建ての建物を模擬した試験体で、階高 3m、建物高さ 60m の超高層建物を想定するため、試験体 1、2 とは異なり実大の 1/4 スケールである。試験体の総質量は 415ton、長辺方向 (X 方向) 1.625m×3 スパン、短辺方向 (Y 方向) 1.625m×2 スパン、階高は 0.75m である。なお、加振時には、周囲に鋼材による防護フレームを組んでいることから、振動台に加わる総質量としては、試験体の質量に防護フレームの質量 (210ton) を加えた 625ton である (Table 3-4 には試験体だけの質量を記した)。

試験体 3 の実験では、Table 3-3 に示すように検討対象を長周期地震動として、3.11 地震時に関東地方で観測された東京観測波 (3 軸加振) と、南海トラフを震源とした三連動地震を想定して作成された津島波 (1 軸加振) を基本に、これら 2 種の地震波を目標応答レベルに応じて増幅して入力している³⁻¹²⁾。本実験では、3 スパンとなる X 方向を主要な加振方向とし、東京観測波を増幅する場合は、X 方向成分 (地震波 NS 成分) のみを増幅していることから、他

の試験体と異なり，X方向およびY方向で試験体の損傷レベルが大きく異なることが特徴である。また，当実験においても，ランダム加振，調整加振，本加振の全てを検討対象とした。

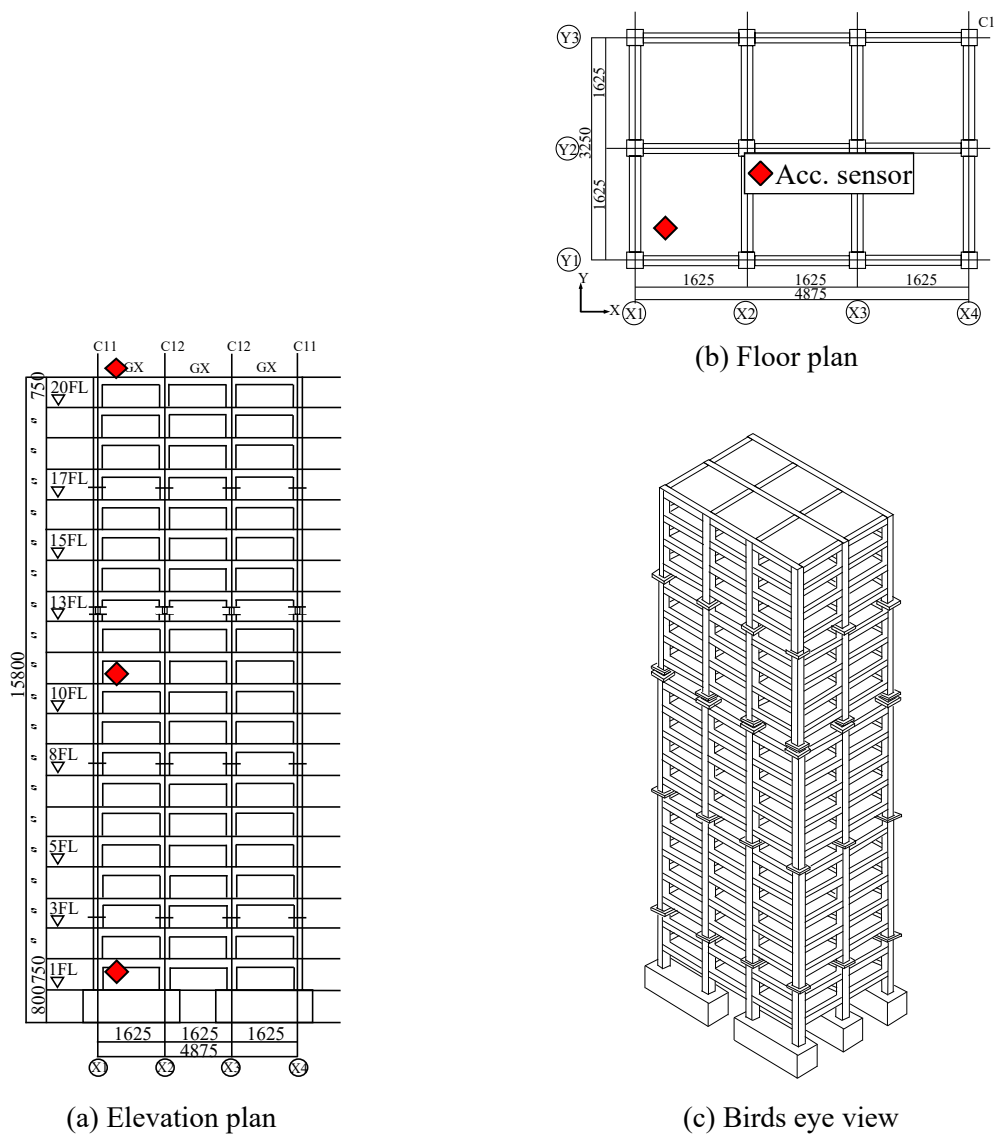


Fig. 3-3 Configuration of Specimen 3 (added some descriptions to the original figure in 3-12), 3-13)

Table 3-3 List of Input wave (Specimen 3)³⁻²⁶⁾

No.	Input wave	Max. Acc. (Gal)				Duration time* (sec)
		1F		Top		
		X	Y	X	Y	
1	Random(XYZ)	-19	-22	59	-53	185
2	Random(XYZ)	29	-30	87	-75	
3	Tokyo-40%(XYZ)	30	-26	-120	110	
4	〃	30	-26	-144	-130	
5	〃	29	-42	168	164	
6	〃	-32	-40	179	167	
7	Tokyo-100%(XYZ)	-80	-74	-340	254	
8	Random(XYZ)	39	-40	-60	61	
9	Tokyo-80%(X)40%(YZ)	38	-26	-176	55	175
10	〃	-53	-42	273	-74	
11	〃	48	-37	277	-81	
12	Tokyo-200%(X)40%(YZ)	-121	-76	-458	-237	
13	Random(XYZ)	36	-40	56	52	
14	Tokyo-120%(X)40%(YZ)	-57	-25	-181	70	
15	〃	-75	-41	296	95	
16	〃	-71	-39	333	97	
17	Tokyo-300%(X)40%(YZ)	-188	-76	654	234	
18	Random(XYZ)	33	-41	48	-55	
19	Tsushima-80%(X)	67	-6	334	-28	
20	〃	72	6	449	-43	
21	Tsushima-150%(X)	145	9	748	-53	
22	Random(XYZ)	36	-39	43	-55	
23	Tsushima-80%(X)	64	8	330	-25	
24	〃	73	-10	-483	37	
25	Tsushima-200%(X)	189	12	785	-76	
26	Random(XYZ)	37	-37	37	-57	

*Sampling frequency equals to 200 Hz

Table 3-4 Specimen data ³⁻²⁶⁾, for more descriptions see 3-7)~3-15)

Specimen No.	Story	Height* (m)	Weight (ton)	1 st natural period (s)		Scale
				X	Y	
1	4	15.0	760	0.24	0.24	Full
2	4	12.0	609	0.43	0.31	Full
3	20	15.8	415	0.51	0.56	1/4

* From 1FL to RFL

Table 3-5 Maximum story drift ³⁻²⁶⁾, for more descriptions see 3-7)~3-15)

Specimen No.	No.	Input wave	Max. story drift $\gamma_{std.}$ ($\times 10^{-3}$ rad)	
			X dir.	Y dir.
1	2	Sannomaru	0.2	0.2
	8	Yokohama	2.0	1.5
	13	El-centro	1.6	2.0
	20	JMA-Kobe	2.8	2.9
2	2	JMA-Kobe-10%	0.5	0.6
	4	JMA-Kobe-25%	2.0	3.0
	6	JMA-Kobe-50%	16.0	10.0
	9	JMA-Kobe-100%	34.0	34.0
	12	JR-Takatori-40%	34.0	27.0
	14	JR-Takatori-60%	46.0	51.0
3*	7	Tokyo-100%	4.3	/
	12	Tokyo-200%	7.3	
	17	Tokyo-300%	11.6	
	21	Tsushima-150%	15.6	
	25	Tsushima-200%	28.6	

* Y dir. data are not listed in references.

3.3 振動特性の同定方法

各試験体に対し、水平方向の1次および2次の固有周期と減衰定数を対象に、振動特性を同定して得られた結果を分析する。同定手法は、試験体に関する振動特性の時間変動を、比較的簡便かつ効率良く推定するため、入出力データに予めバンドパスフィルターを用いた、1入力1出力系のARXモデル^{3-5),3-23)}を採用する。

検討対象とする実測データは、防災科学技術研究所の公開データ³⁻²²⁾を用いた。同定にあたり、1次モードを対象とする場合は、建物の最上階と1階の水平加速度記録を用い、2次モードを対象とする場合は、建物の中間階（試験体1, 2は3階、試験体3は11階）と1階の水平加速度記録をそれぞれ用いた。加速度計の位置をFig. 3-1~3-3中に示す。平面内の設置位置は、試験体1では医療機器などの配置に影響されない角位置の1点、試験体2ではFig. 3-2に示す2点（加速度は2点の平均としたが、一方のノイズが大きいと判断される場合に限り他の1点の値とした）、試験体3ではFig. 3-3中に示す1点(対角位置でもほぼ同等の応答が得られることを確認済)を、それぞれ選定した。

ARXモデルの解析条件は、既往の文献^{3-5),3-23)}を参考に、解の安定性やパラメータの変動による同定結果への影響が小さいことを確認の上で、以下のように各試験体で共通に設定した。

- ・収録時間刻みの10倍の間隔でリサンプリングを行う。
- ・算定区間は、20秒とし5秒ピッチでランニングさせる。
- ・モデル次数は、 $N=2$ とする。
- ・時間遅れ項は考慮しない。

各試験体の振動特性は、以降の検討で示すように、入力レベルが上がり試験体の損傷が進むにつれて、固有周期（固有振動数）が大きく変化する。そのため、予め設定するバンドパスフィルターは、伝達関数を確認し、損傷過程に応じて各モードのピークを包絡するような台形型のフィルターを、各加振でそれぞれ決定している。

Fig. 3-4に各試験体の加振1において、振幅が概ね一定となる範囲を対象に、1階と最上階のX方向応答より求めた伝達関数を示す。図に示すように、1次および2次モードの卓越振動数帯を各加振で同様に確認する。更に、ねじれ応答の励起の有無を確認し、比較的影響が小さいと判断したうえで、ねじれモードは分析対象から除外した。

なお、各試験体ともX, Yの2方向の検討を行っているが、X方向とY方向の結果は、概ね同様の傾向を示すため、以降ではX方向の結果を中心に整理する。

3.4 各試験体の振動特性

Fig. 3-5~3-7に、各試験体で対象とした全ての加振に対する、X方向の1次と2次の固有周期 T （各図の(a)と(b)、同図右側の縦軸 T/T_0 は最初の加振の周期に対する変化率）と減衰定数 h （同(c)と(d)）、平均変形角 γ_{avg} の変動（同(e)と(f)）を示す。横軸には、各加振中の全ての算定区間の結果（例えば試験体1では|加振1(0~20(s),5~25(s),...,245~265(s)の計50区間)|加振2|...|加振21(0~20(s),...,245~265(s)の計50区間)|であり、|は加振番号毎の区切りを表す）を示している。凡例は色が濃いほど大きな加振であることを示し、Fig. 3-5~3-7で共通である。

平均変形角は、各算定区間で最大となる平均変形角（1次モードの場合は、1階と屋上階、2次モードの場合は、1階と中間階の間の変形角として、各階の加速度値を積分して得られた相対変位を1階~屋上階または1階~中間階の高さで除した値）を指す。なお、ARXモデルでの同定には、バンドパスフィルターをかけた入出力波を用いていることから、全モード成分と各モードのみから求めた変形角の双方を併せて示した（ただし、全モード成分の平均変形角の算定時には、0.1~0.4Hz程度のローカットフィルターを設定することで、加速度積分で生じる過剰な変位を除いて算定した³⁻¹³⁾）。

損傷程度を示す上での参考として、Table 3-5に既往の文献^{3-7)~3-15)}に示された各試験体の本加振時の最大層間変形角を示す。なお、試験体3のY方向の値は、記載がないため省略した。値をみると、試験体1と試験体2では、それぞれ最初の本加振である三の丸波ならびにJMA神戸波10%では応答レベルが小さく、損傷も明確に生じていない^{3-7), 3-10)}。2度目の本加振以降は、試験体1~3とも損傷が進行し、概ね同じ傾向となる。よって、以降の固有周期と減衰定数の変化に関する検討は、(1)最初の本加振前後の変動、(2)繰り返し本加振を受ける場合の変動、とに分けて行う。

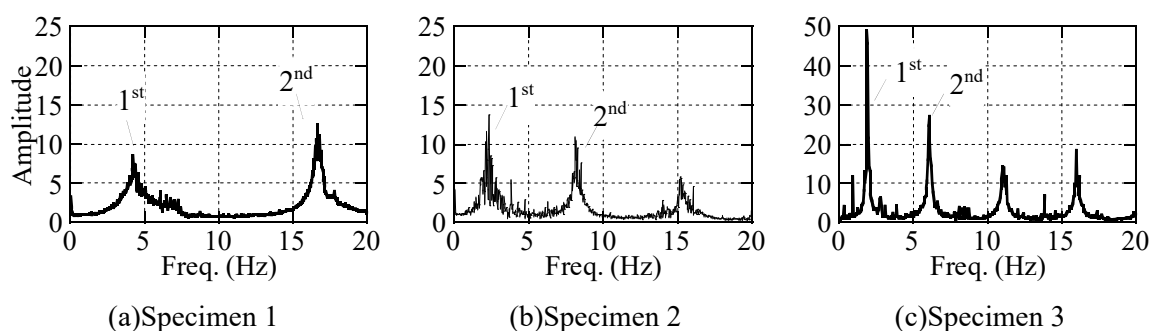


Fig. 3-4 Transfer function of Wave No.1 ³⁻²⁶⁾

3.4.1 固有周期の変化

まず、Fig. 3-5~3-7(a),(b)における固有周期の変動に着目する。得られた傾向を以下に示す。

(1) 最初の本加振前後の変動

- ・各試験体の最初ランダム加振から、1次周期は、試験体1で0.23秒、試験体2で0.42秒、試験体3で0.52秒前後であり、概ねTable 3-4と対応する(Fig. 3-5~3-7(a)の加振1を参照)。
- ・同じく2次は、試験体1~3でそれぞれ0.06秒、0.12秒、0.17秒前後となっており、1次と2次の比率は、いずれも3から4程度となっている(Fig. 3-5~3-7(b)の加振1を参照)。
- ・試験体1, 2は、いずれも最初の本加振中に、最大変形発生に伴い長周期化し、変形が小さくなると減少し元の周期に近づく。これは、変形の大きさに応じた周期の変動傾向、すなわち振幅依存性³⁻²³⁾と考えられる(Fig. 3-5, 3-6(a), (b)を参照)。
- ・試験体1, 2の本加振経験前後のランダム加振における周期を比べると、いずれの試験体も、1次、2次とも本加振前と後で同程度の周期となっている(Fig. 3-5, 3-6(a), (b)の加振1と加振3を比較)。
- ・上記の試験体1, 2の傾向は、両試験体の損傷が小さいこと(ヘアクラック程度³⁻¹⁰⁾)に加え、それぞれの変形が、最大層間変形角で $1/5000$ (0.2×10^{-3})、 $1/2000$ (0.5×10^{-3})程度、平均変形角で $1/3000$ (3×10^{-4})、 $1/1500$ (7×10^{-4})程度と比較的小さく、ほぼ弾性応答範囲に留まったためと考えられる(Table 3-5およびFig. 3-5, 3-6(e), (f)の加振2を参照)。
- ・一方、試験体3の傾向について、まず調整加振時には、試験体1, 2の本加振時と同様、振幅依存性を伴う周期変動傾向がみられる。更に、加振毎の周期の変化に着目すると、一つ前の加振時の周期よりも、後続する加振の各区間とも全体的に周期が若干伸びており、繰り返し加振を受けることで、周期が漸増している様子がみられる(Fig. 3-7(a), (b)の加振3~6を参照)。
- ・試験体3における上記の傾向は、中間層において層間変形角 $1/500$ 程度(後述のFig. 3-10より、平均変形角では $1/800$ ~ $1/900$ 程度に相当すると推察)の振幅で、剛性低下が生じはじめること³⁻¹²⁾、振幅レベルが同程度の調整加振が連続する中で、加振毎に周期が漸増している様子と併せて推察すると、平均変形角 $1/1000$ (1×10^{-3})程度においても各層で生じる軽微な損傷が累積し、徐々に全体の剛性が低下するためと考えられる(Fig. 3-7(e), (f)の加振3~6を参照)。
- ・試験体3は、最初の本加振中に大きく周期が増大し、本加振前後のランダム加振においても、1次が0.75秒、2次が0.2秒程度と、1.4倍ほど長周期化する様子がみられる(Fig. 3-7(a), (b)の加振7, および加振2と8の比較による)。
- ・試験体3の変化は、最大層間変形角が $1/230$ 程度と大きく、曲げひび割れも多数確認されていることから³⁻¹⁴⁾、非線形化に伴う剛性低下の影響が大きく表れていると考えられる(Table 3-5の試験体3の加振7を参照)。

(2) 繰り返し本加振を受ける場合の変動

- ・試験体 1~3 とも、振幅レベルを増大させた本加振中において、最初の本加振と同様、振幅に依存した周期変動傾向がみられる（例えば、Fig. 3-5 (a), (b)の加振 8, Fig. 3-6 (a), (b)の加振 4, Fig. 3-7 (a), (b)の加振 12 を参照。以降の本加振(●)も同様）。
- ・2 度目以降の本加振を経験した後のランダム加振における周期は、本加振中に増大した周期に対し減少する傾向がみられるが元の周期には戻らず、長周期化した状態をいずれの加振後も保つ（例えば、Fig. 3-5 (a), (b)の加振 9, Fig. 3-6 (a), (b)の加振 5, Fig. 3-7 (a), (b)の加振 13 を参照。以降のランダム加振(●)も同様）。
- ・各試験体における上記の傾向は、試験体 3 の最初の本加振前後の場合と同様である。これを各試験体の変形角と対応させると、2 度目の本加振時には、各試験体とも平均変形角が $1/500 \sim 1/300$ ($2 \sim 3 \times 10^{-3}$) 程度となっている（試験体 3 は本加振 1 度目）。この時、試験体 1, 2 は最大層間変形角が $1/500$ (2×10^{-3}) 程度であり、2 度目以降の変形を見ると、各本加振後の長周期化傾向は、層間変形角の最大値の更新の有無によらず同様である（平均変形角は、Fig. 3-5 (e), (f)の加振 8, Fig. 3-6 (e), (f)の加振 4, Fig. 3-7 (e), (f)の加振 7 を参照。最大層間変形角は、Table 3-5 参照）。
- ・試験体 1 では、調整加振以前に、より入力レベルの大きい本加振を経験していると、調整加振の変形レベルが $1/10000 \sim 1/1000$ ($10^{-4} \sim 10^{-3}$) 程度と比較的小さい振幅を繰り返す場合でも、加振中に生じる固有周期の最大値は、概ね直近の本加振で生じた最大の周期に漸近する傾向がある（Fig. 3-5 (a), (b)の加振 4~7 に対する加振 2, 加振 10~12 に対する加振 8 を比較）。
- ・試験体 3 では、調整加振の変形レベルが、以前の本加振に比べやや小さい場合においても、最大変形時には、概ね過去最大の固有周期と同程度の値を示す。更に、連続する各調整加振の開始後に示す最大周期が右上がりに漸増して変化しており、特に 2 次では過去最大周期をわずかに更新する様子もみられる。この周期の変動傾向は、本項 (1) で確認した本加振経験前の調整加振時と同様であり、比較的小さい損傷の累積によるものと考えられる。すなわち、降伏後に非線形が進んだ状態でも、各層に軽微な損傷が蓄積し、剛性低下が引き続き生じることが考えられる（Fig. 3-7 (a), (b)の加振 9~11 に対する加振 7, 加振 14~16 に対する加振 12 を比較）。

3.4.2 減衰定数の変化

ここでは、Fig. 3-5~3-7 (c), (d)における減衰定数の変化に着目する。得られた傾向を以下に示す。

(1) 最初の本加振前後の変動

- ・試験体 1~3 とも、本加振入力前のランダム加振では、1 次減衰定数はややばらつきが大きく、それぞれ 8~10%、4~8%、1~2%であるのに対し、2 次は 3%、2%、1%前後と比較的ばらつきが小さい (Fig. 3-5~3-7 (c), (d)の加振 1 参照)。
- ・試験体 1~3 とも、最初の本加振中に、1 次、2 次とも減衰定数が変形の増大に伴い変動し、比較的大きな値を示す傾向がみられる (Fig. 3-5, 3-6 (c), (d)の加振 2, Fig. 3-7 (c), (d)の加振 7 参照)。
- ・試験体 1,2 では、本加振経験前後のランダム加振において、減衰定数の変化は小さいのに対し、試験体 3 では、本加振後に 2 倍程度まで増大する。これは固有周期の変化傾向と対応する (Fig. 3-5, 3-6 (c), (d)の加振 1 と加振 3, Fig. 3-7 (c), (d)の加振 1 と加振 8 を比較)。
- ・試験体 3 では、本加振前の調整加振において、直前のランダム加振に比べ、1 次、2 次とも、減衰定数は変動があるものの平均的に大きくなる。これは、固有周期と同様、軽微な損傷が累積する影響であると考えられる (Fig. 3-7 (c), (d)の加振 3~6 を参照)。

なお、試験体 1, 2 では、初期の 1 次減衰定数が、設計で慣用的に使われる値 (RC 造で 3%程度) に比べてやや大きい傾向がみられる。この要因の詳細については 3.6 項において、あらためて考察する。

(2) 繰り返し本加振を受ける場合の変動

- ・試験体 1~3 とも、2 度目以降の本加振中において、1 度目と同様、1 次、2 次とも減衰定数は変形の増大に伴い変動し、加振前より大きな値を示す。また、試験体 1 の 1 次を除き、一連の実験の後半に行われた本加振時に、より大きな値を示す傾向にある (Fig. 3-5 (c), (d)の加振 8, Fig. 3-6 (c), (d)の加振 4, Fig. 3-7 (c), (d)の加振 12 および以降の本加振(●)を参照)。
- ・上記の減衰定数の変動傾向は、試験体が非線形化することに伴い生じる履歴減衰によるエネルギー消費が付加されるためと考えられる。これは、試験体 3 において、最大変形発生区間にやや遅れて、各加振の後半に減衰定数が大きくなる点からも伺える (例えば、Fig. 3-7 (c)と(e), (d)と(f)の加振 7 を比較。以降の本加振(●)も同様)。
- ・一方、試験体 1 が異なる性状を示す点について、明確な原因が特定できないものの、特に初期の減衰定数から大きな値を示していること、更に後半の本加振においても入力レベルが段階的に上がらず、塑性化の進行が小さいことから、履歴減衰による付加効果も比較的小さいことが影響した可能性が考えられる。
- ・本加振後のランダム加振における減衰定数を比較すると、ばらつきがあるものの、概ね初期の値に比べて上昇する傾向がある。特に試験体 2,3 では、試験体に変形が生じた後は 2~3 倍程度となっている (例えば、Fig. 3-6 (c), (d)の加振 1 に対し加振 10, Fig. 3-7 (c), (d)の加振 1 に対し加振 8 を比較。以降のランダム加振(●)も同様)。

- ・試験体 1,3 の調整加振時には、それ以前に入力レベルの大きい本加振を経験した場合、概ね直近の本加振で生じた最大の減衰定数に漸近する傾向がある。過去の最大変形に依存した傾向を示す点は、固有周期の場合と共通である（例えば、Fig. 3-5 (d)の加振 10~12 に対し加振 8, Fig. 3-7 (c), (d)の加振 9~11 に対し加振 7 を比較）。

3.4.3 各試験体の振動特性のまとめ

これまでの結果より、各試験体の固有周期および減衰定数について得られた特徴を以下にまとめる。

- ・変形レベルが平均変形角 1/1000 程度の本加振、あるいは調整加振の繰り返しのに伴い、周期および減衰定数の漸増がみられる。周期に関しては、過去の強震観測分析より微小地震の累積によるとされる建物竣工後の経年変化（周期漸増傾向）^{3-2)~3-4)}と概ね対応する。これらは、非構造部材の固定度等の変化に伴う剛性の低下等が指摘されているが、コンクリート部材の微小な損傷の蓄積が変動要因であった可能性を示唆するものとする。ただし、実建物における経年変化は頭打ちする様子も見られることから、要因の特定には、重量の変化や最大変形に着目した検討等より詳細な分析が必要である。
- ・本加振時には、変形角に応じた周期の変動傾向、すなわち振幅依存性が顕著にみられる。また、入力レベルが増大した本加振では、その後の小振幅加振時（ランダム加振）にかけて、周期は元の値に近づく傾向にあるが完全には戻らない。これは、3.11 地震などの観測記録の分析より得られた周期の変動傾向、および地震後の周期の回復傾向^{3-2),3-5)}と概ね対応している。
- ・減衰定数についても、固有周期と同様に、変形の増大に伴う増加傾向が見られ、本加振後も大きな値を示す傾向がある。これは、非線形化に伴い生じる履歴減衰の影響が相対的に大きくなるためと考えられる。この傾向は、徐々に入力レベルを増大させた本加振を経験する場合も同様である。
- ・本加振経験後の調整加振時には、それまで回復した周期が、再び振幅の大きさに応じて徐々に長周期化し、過去最大の固有周期に漸近する。この傾向は、減衰定数についても同様に認められた。
- ・これらの周期変動に関する特徴、すなわち、変形レベルに応じて周期（剛性）が増減を繰り返すこと、過去最大変形に概ね依存して長周期化する（剛性が低下する）ことなどには、武田モデルに代表される最大点指向の RC 造の復元力特性と類似した傾向が表れていると推察される。
- ・減衰定数についても、固有周期と同様に、最大変形に依存して最大値（履歴減衰を含む）が概ね決まる傾向にあり、最大変形を更新するごとに値が大きくなる傾向が確認された。これは、文献 3-16)の高次の減衰定数の傾向とも概ね対応する。

以上、本節より得られた固有周期および減衰定数の変化に関する特徴は、RC 構造の復元力特性と調和的であることから、既往の RC 建物の強震観測結果における振動特性変化の要因として挙げられていた、主要架構の特性変化による影響が支配的である可能性が示唆されたと考える。

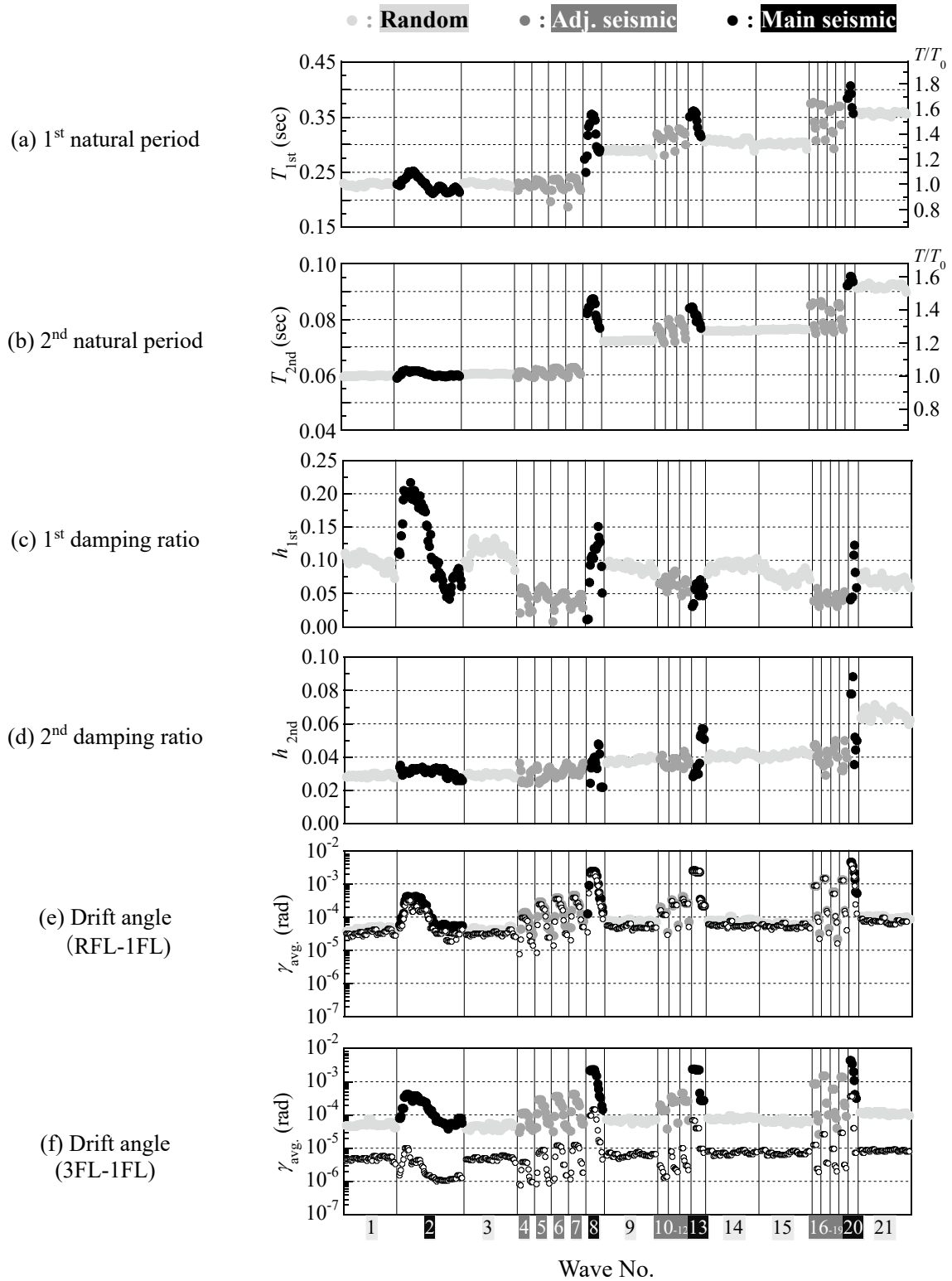


Fig. 3-5 Vibration characteristics of Specimen 1 (3-26)

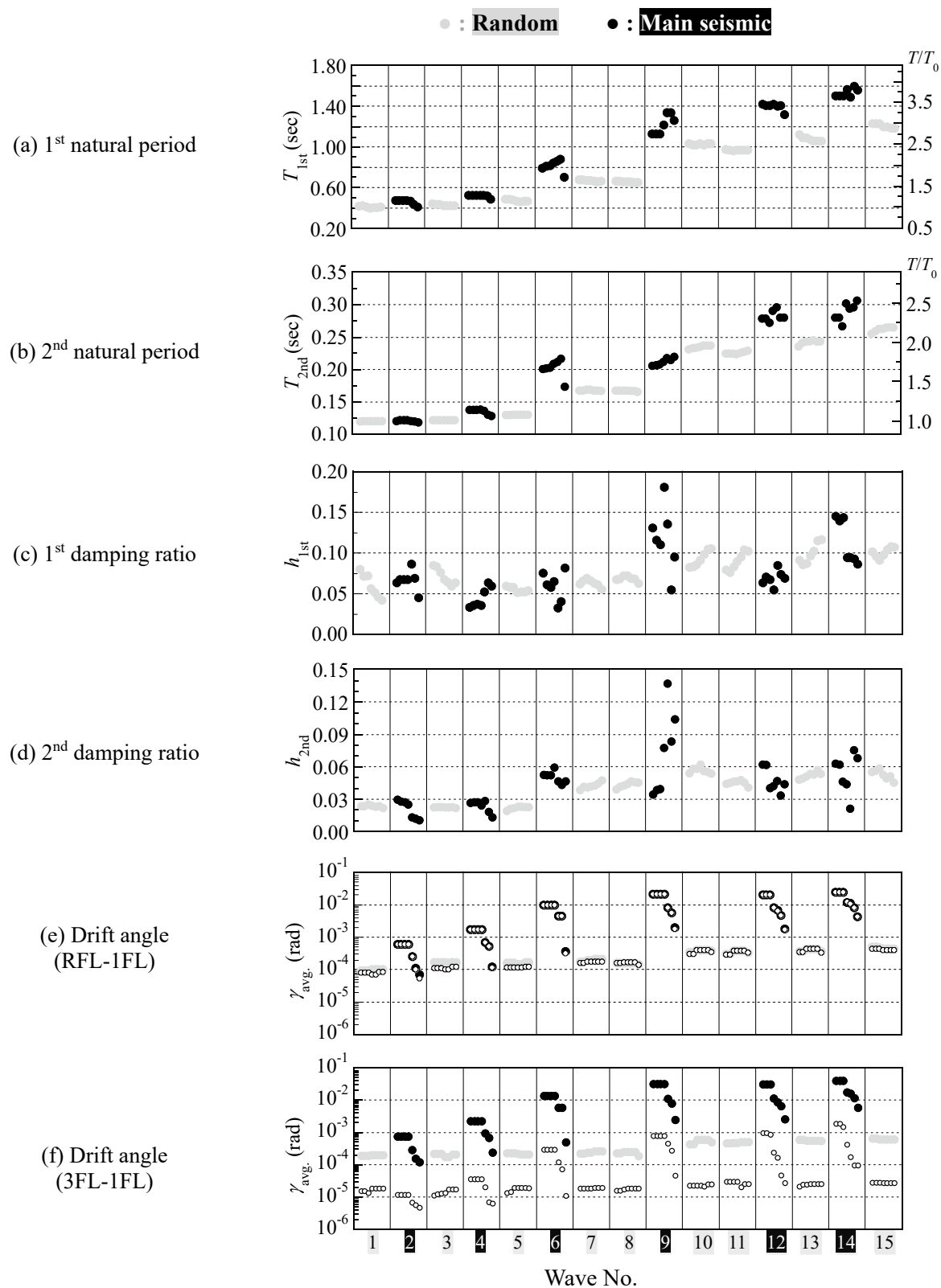


Fig. 3-6 Vibration characteristics of Specimen 2³⁻²⁶

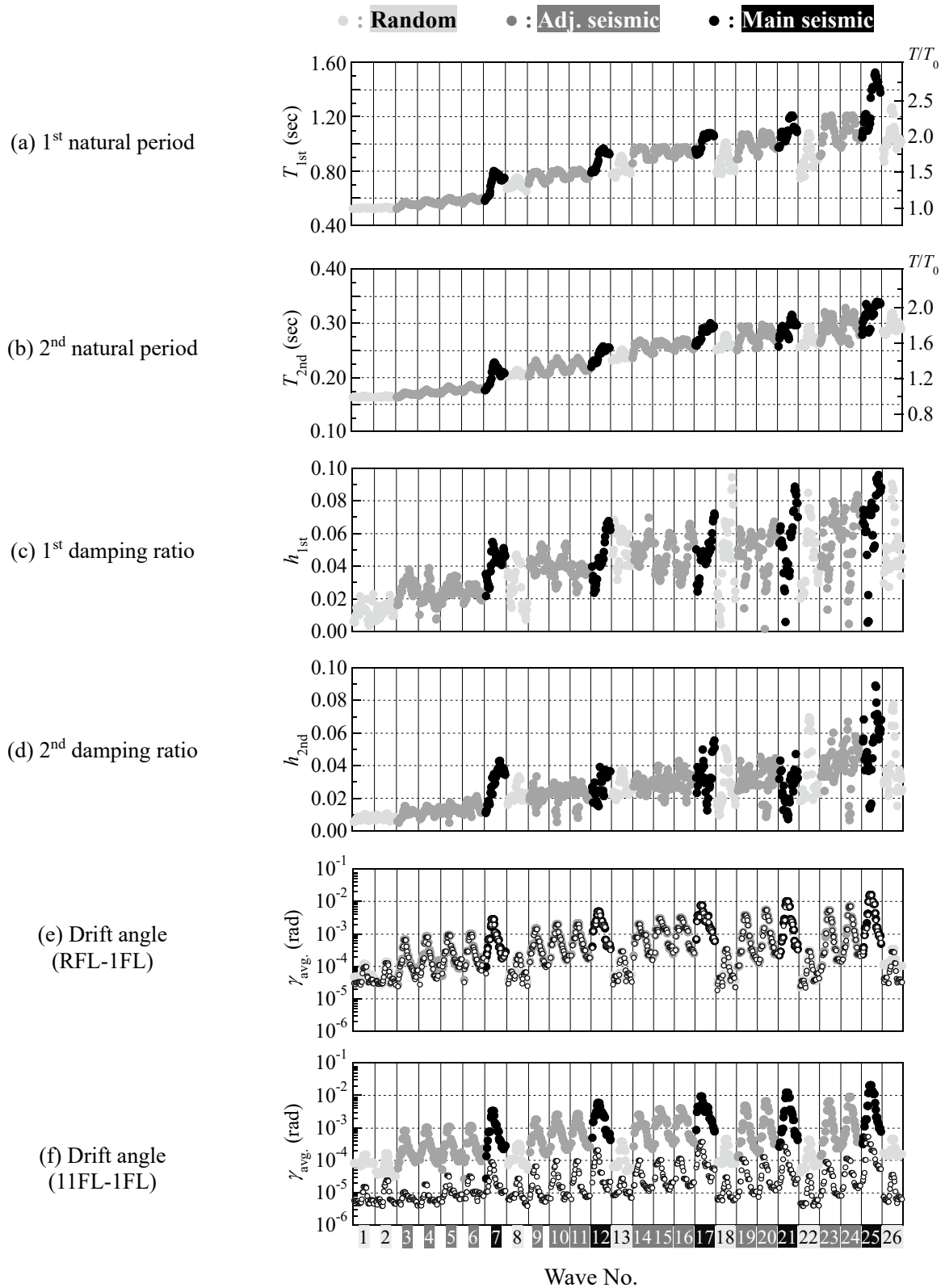


Fig. 3-7 Vibration characteristics of Specimen 3 (3-26)

3.5 固有周期に関する検討

3.5.1 振幅依存性に関する検討

ここでは、3.4節で得られた振幅依存性について詳細に検討する。性質が異なる3種の加振（本加振、ランダム加振、調整加振）が含まれ、かつ振幅レベル毎の変化が明瞭な試験体1、3について、X方向を対象に、全ての加振における各加振区間の最大平均変形角（全モード成分）と1次および2次の固有周期の関係を、Fig. 3-8の(a), (b)に示す。凡例は色が濃いほど大きな加振を示し、本加振を経験する毎の変動がわかるよう、ランダム加振~本加振に至る一連の加振（加振群）の結果を同系色で分けて示した。また、本加振毎の固有周期変化が明瞭な試験体3では、各本加振前後におけるランダム加振（加振1と2, 8, 13, 18, 22, 26）について、平均変形角と固有周期の関係より求めた回帰直線（見やすくするためグラフ端部まで延長している）を併記した。

はじめに、変化の明瞭な試験体3を対象に考察する。Fig. 3-8 (b)より、1次、2次とも、初期のランダム加振時には、平均変形角で $1/5000$ (2×10^{-4})程度まで、変形角の大きさによらず固有周期にほとんど変化がない、すなわち、ほぼ弾性範囲内と考えられる場合には振幅依存性が小さく、ランダム加振（加振1と2）より求めた回帰直線 $T_{1/2}$ の傾きも概ねフラットである。続いて、最初の本加振（加振7(●)）を経験するまでは、平均変形角で $1/1000$ (10^{-3})程度までの範囲を、対数軸上の回帰直線 $T_{1/2}$ より若干大きな傾きで直線の上方を推移する。その後、2度目の本加振（加振12(●)）を経験するまでは、概ね1度目の本加振直後のランダム加振（加振8(●)）より求めた回帰直線 T_8 に沿ってやや右上方に推移する。これは、3度目以降の本加振毎の変化を見ても同様であり、一旦周期が大きく変動すると、次の本加振を経て周期が変動するまでは長周期化した状態を保ち、その間に経験する比較的小振幅の加振（ランダム加振、調整加振）中は、概ね回帰直線 T_{13-26} 上を推移する傾向を繰り返すことがわかる。

なお、5度目の本加振（加振25(●)）に着目すると、平均変形角 $1/500$ (2×10^{-3})程度を超えると、増加していた周期が急激に低下をはじめ、最大変形付近で大きく変動後、更に変形角 $1/300$ (3×10^{-3})程度まで周期が増加したのち、回帰直線 T_{26} 上に近づく傾向が見られる。これは、試験体の塑性化進行に伴い、スリップ性状が卓越する応答履歴が観測されていること³⁻¹⁵⁾、すなわち、小変形時は、スリップ性状が卓越し緩やかな剛性低下（周期の増加）が生じ、変形角 $1/500$ 程度を超えると、剛性がややハードニング（周期が低下）して履歴を描く逆S字型の挙動と対応すると考えられる。

ここで、各ランダム加振の回帰直線に着目すると、周期変動時の傾きは本加振毎に徐々に大きくなり、繰り返し大振幅を経験することで振幅依存性が増大する傾向が認められる。振幅依存性（傾き）変化をみると、1次、2次とも1度目（加振7(●)）および5度目（加振25(●)）の本加振経験前後の変動が比較的大きい。1度目および5度目において変動が生じる平均変形角は、それぞれ $1/500 \sim 1/300$ ($2 \sim 3 \times 10^{-3}$)、 $1/100 \sim 1/50$ ($1 \sim 2 \times 10^{-2}$)程度となっており、一定の変形レベルを経験する度に、変動幅が大きくなる傾向が伺える。

次に、試験体 1 の結果を考察する。Fig. 3-8 (a)より、小変形時の傾向は試験体 3 と概ね同じである。すなわち、明確に損傷の生じた 2 回目の本加振（加振 8(●)）を経験するまで、平均変形角で $1/2500$ (4×10^{-4}) 程度までは、各加振とも概ね一定の傾きで周期が変化する傾向が伺え、緩やかな振幅依存性が認められる。その後、4 度目の本加振（加振 20(●)）を経験するまでは、1 次周期にややばらつきがあるものの、1 次、2 次ともに平均変形角で $1/500 \sim 1/300$ ($2 \sim 3 \times 10^{-3}$) 程度までの範囲を、各加振群が概ね同程度の傾きで右上りに推移しており、経験した最大変形に依存した振幅依存性を有する傾向が伺える。

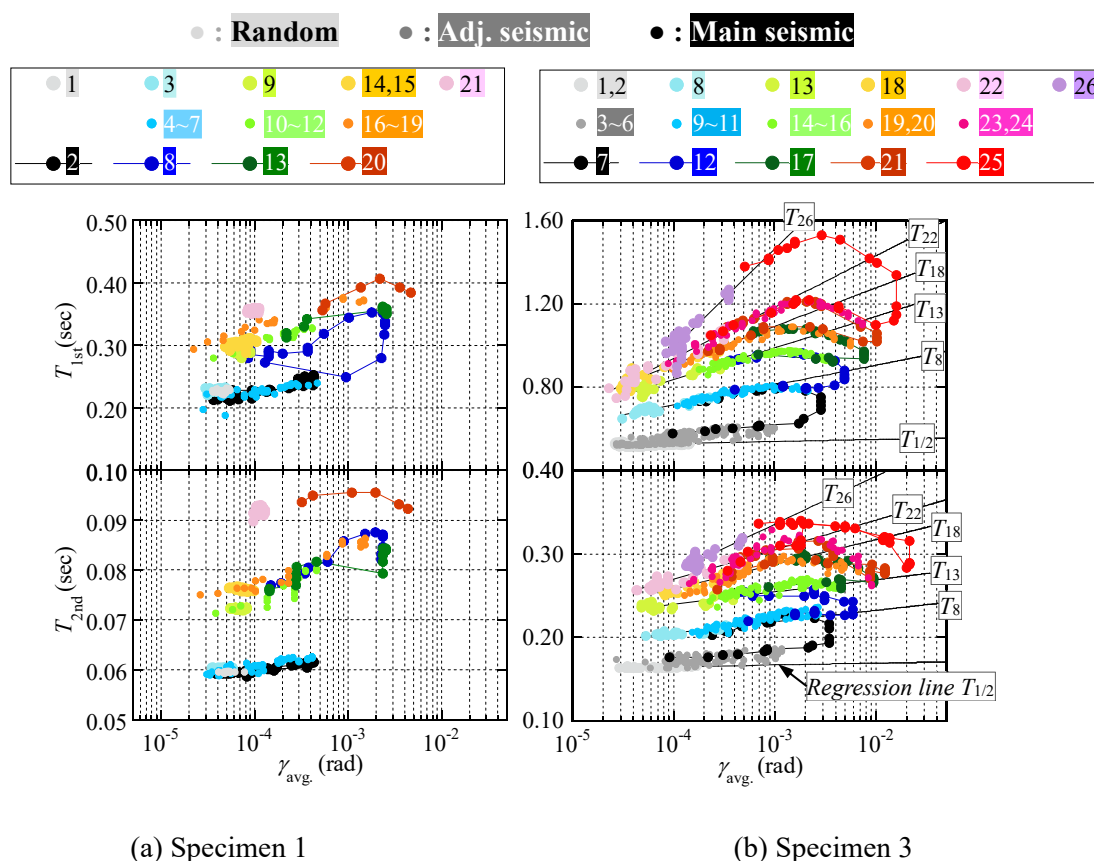


Fig. 3-8 Relation of natural period T and avg. drift angle $\gamma_{avg.}$ (Specimen 1, 3)³⁻²⁶

3.5.2 剛性低下率の検討

ここでは、試験体 1~3 について、各本加振における剛性低下率を求め、本加振時の最大層間変形角 (Table 3-5) と平均変形角との関係を検討する。剛性は、試験体 1~3 のランダム加振の各加振区間において、次式で簡便に荷重-変形関係を仮定して得られた履歴曲線に対し、原点を通る直線 $y=ax$ で回帰することにより、各加振で一つの等価剛性 (回帰直線の傾き a) を求めた。

$$Q_i^a = K_i \cdot \delta_i \tag{3-1}$$

$$K_i = (2\pi/T_i)^2 \tag{3-2}$$

ここで、 δ_i は各加振区間の平均変形角、 T_i は各加振区間の固有周期であり、式(3-2)は単位質量として式(3-1)に適用する。剛性の算定に用いた平均変形角は、回帰精度が良好であった、バンドパスフィルターを用いて1次モード成分のみを抽出した波形より算定した。

算定例として、試験体3で求めた各ランダム加振時の等価剛性(回帰直線)、ならびに各本加振に対し式(3-1)、(3-2)を適用した場合の荷重-変形関係曲線を、等価1自由度縮約による各本加振時の最大応答点³⁻¹⁵⁾と併せてFig. 3-9に示す。図より、ARXモデルによる同定結果を用いて各ランダム加振より求めた等価剛性、本加振時の履歴曲線は、等価1自由度縮約の結果と概ね対応していることがわかる。

Fig. 3-10に最大層間変形角 $\gamma_{std.}$ と平均変形角 $\gamma_{avg.}$ との関係を示す。図より、低層の試験体1,2では、層間変形角が1/100(0.01)程度以下では、平均変形角との比率は1.0に近い。更に試験体2で塑性化が進んだ場合や高層の試験体3では、平均変形角は層間変形角の約6割程度に近く、高次モードの影響が相対的に大きいものと考えられる。

Fig. 3-11(a), (b)に、各試験体のランダム加振における、前記の方法で求めた等価剛性から算定した剛性低下率 K/K_0 (最初のランダム加振における剛性を1に基準化した場合の各加振の比率)と、最大層間変形角および平均変形角との関係をそれぞれ示す。

図より、試験体によってややばらつきがあるものの、(a)の層間変形角で1/100(0.01)程度、(b)の平均変形角で1/200(0.005)程度で、各試験体、各方向とも初期剛性の3~4割程度まで概ね同様の傾きで剛性が低下し、以降は、低下率がやや緩慢になる傾向がみられる。これより、RC試験体においては、Fig. 3-1~3-3に示す通り、建物規模や構造形式(壁式構造あるいはラーメン)が異なる場合でも、概ね同様の段階的な剛性低下傾向を有することが推察される。

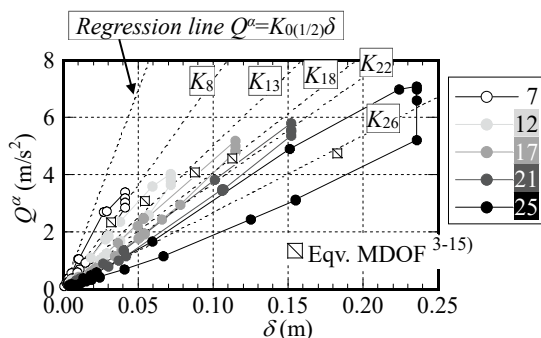


Fig. 3-9 Relation of load Q^α and relative disp. δ (Specimen 3)³⁻²⁶⁾

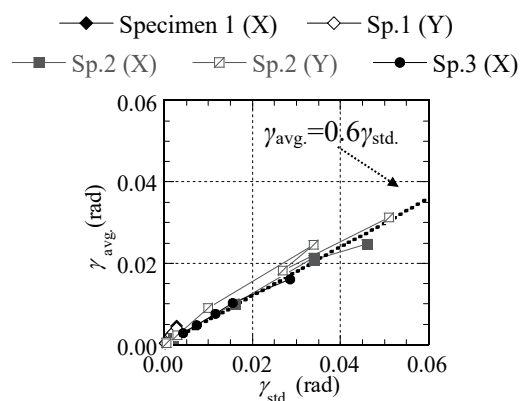


Fig. 3-10 Relation of max. story drift $\gamma_{std.}$ and avg. drift angle $\gamma_{avg.}$ ³⁻²⁶⁾

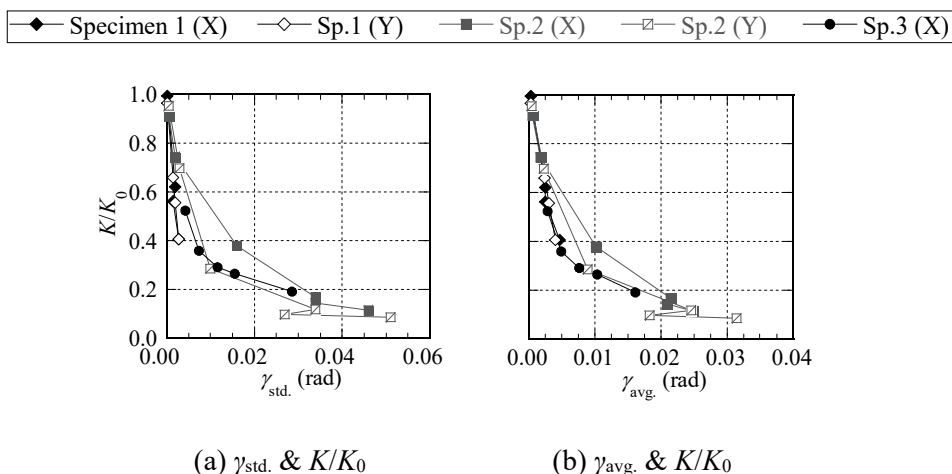


Fig. 3-11 Relations between max. story drift $\gamma_{std.}$, avg. drift angle $\gamma_{avg.}$ and stiffness decline rate K/K_0 ³⁻²⁶⁾

3.5.3 経験した平均変形角に応じた変化

3.5.1, 3.5.2 項では、固有周期あるいは剛性の変化に関して、経験した変形レベルに応じて段階的に状態が変化する傾向を確認した。ここでは、各試験体について、本加振前後の比較的入力小さいランダム加振、調整加振のみに着目し、加振毎にその時点で経験した最大の平均変形角と固有周期の関係を検討する。なお、各試験体とも、最初の本加振以前には、加振中に経験する変形角の最大値が更新されることがあり、この場合は更新後の値を採用した。ここでは、前節までの傾向を踏まえ、以下の4つの変形レベル $S_1 \sim S_4$ を定義する。

- S_1 微小変形 : 平均変形角 $1/3000$ (3×10^{-4}) 程度
- S_2 小変形 : S_1 を超え, $1/1000$ (10^{-3}) 程度
- S_3 中変形 : S_2 を超え, $1/100$ (10^{-2}) 程度
- S_4 大変形 : S_3 を超える範囲

Fig. 3-12 (a), (b)に、各試験体の X, Y 方向について求めた1次, 2次の固有周期比と平均変形角の関係を示す。ここで、固有周期は一つの加振に対し、当該加振全区間の平均値として一つ求め、最初のランダム加振時の周期を T_0 としている。図中には、定義した変形レベルに応じて、4つの範囲を区切り、 $S_2 \sim S_4$ 範囲は、それぞれの範囲で求めた回帰直線および近似式を併せて示す。

図より、 $S_2 \sim S_4$ の範囲では、1次と2次の固有周期比の増加率に1.5~2倍程度の開きはあるが、1次, 2次とも $S_1 \sim S_4$ まで経験した変形角に応じて右上がりに周期比が推移しており、仮定した各範囲内において概ね一定の変化率で変動している様子が伺える。ただし、決定係数 R^2 は0.5~0.9程度となっており、精度にややばらつきがある点には注意が必要である。

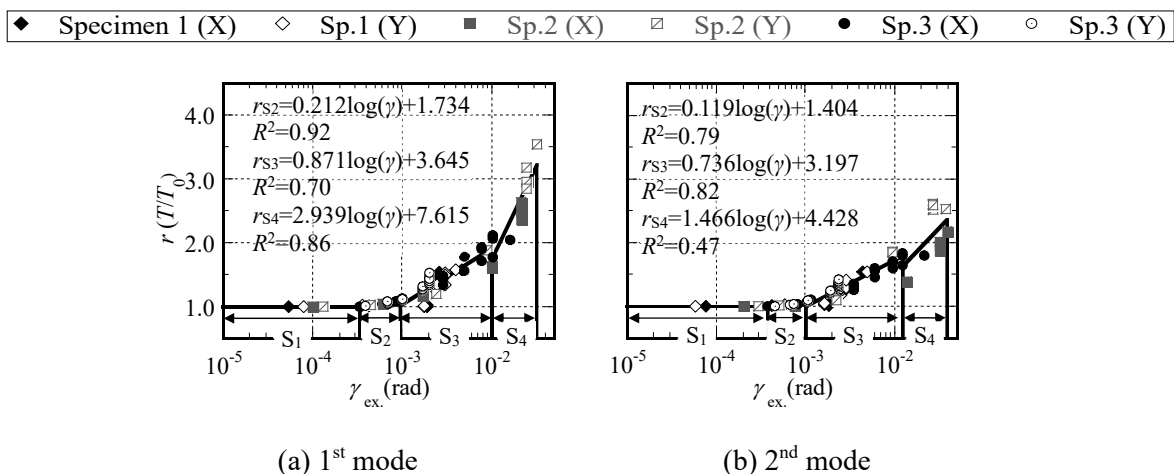


Fig. 3-12 Relation of experienced avg. drift angle $\gamma_{ex.}$ and natural period ratio T/T_0 ³⁻²⁶⁾

3.5.4 固有周期に関する変化のまとめ

以上より、固有周期は変形レベルに応じた振幅依存性を有し、一定の変形レベルに達するとやや大きく状態が変化する傾向がみられる。さらに、剛性低下率、固有周期比と経験した最大変形の関係においても、一定の変形レベルを経験することで傾きが段階的に変化する傾向がみられる。これら周期と剛性の変動特性は、一般にトリリニアなどで段階的に状態遷移を表現されることが多いRC構造物の特徴と概ね対応すると考えられる。

3.6 減衰定数に関する検討

3.6.1 1次減衰定数に関する考察（試験体 1, 2）

3.4.2 項より、試験体 1, 2 では 1 次減衰定数が設計等で用いられる慣用値よりもやや大きい傾向がみられた。この点については、本章の検討範囲において、明確な原因は断定出来ないが、過去の検討における指摘³⁻¹⁸⁾⁻³⁻²¹⁾を踏まえ、検討対象とした実験の状況を含めて以下に整理する。

試験体 1 では、他の試験体とは異なり、非構造部材や試験体内に設置された医療機器により加振時の減衰定数に影響が生じた可能性がある。また、試験体 1 と試験体 2 では、振動台に搭載されている試験体の全重量（構造体以外も含む）が比較的大きい。特に重量が大きい場合は試験体と振動台との連成挙動を考える必要があること³⁻¹⁸⁾、連成することで振動台の台回転により伝達特性へ影響が出る場合があること³⁻²⁰⁾、更にアクチュエータが持つ減衰特性により見かけの振動特性が変化すること³⁻¹⁹⁾、などが指摘されている。これらの影響から付加的な減衰効果が生じている可能性がある。また、加振時の制御方法が基本制御の場合は、水平成分により入力されたエネルギーの多くが台の回転により逸散することも指摘されている³⁻²¹⁾。

今回の検討範囲においては、これらの影響について特段の配慮はしておらず、更なる考察が必要である。この点については、本論の 5 章においてあらためて検討する。

3.6.2 経験した平均変形角に応じた変化（試験体 3）

3.4 節において、固有周期と同様、減衰定数も経験した変形角に依存して徐々に大きくなる傾向が確認された。ここでは、この傾向について試験体 3 を対象に検討する。検討方法は、3.5.3 項での方法に倣い、本加振以外の小振幅～中振幅レベルでの加振に着目し、加振毎に減衰定数を求めて検討を行った。以下、減衰定数と 3.5.3 項で求めた固有周期比の関係、更に経験した最大の平均変形角との関係について整理する。

Fig. 3-13 (a), (b) に、1 次、2 次の固有周期比と減衰定数との関係を示す。図中には回帰直線および近似式を併記している。図より、1 次は 2 次よりばらつきがやや大きいものの、固有周期比が大きいほど減衰定数が増加する傾向が確認できる。また、近似直線の傾きは 1 次、2 次とも約 0.04 であり、固有周期比に対する減衰定数の増加率はほぼ同じである。これより、非線形化（長周期化）に伴い付加される履歴減衰の影響は、次数によらず同程度と推察される。

Fig. 3-14 (a), (b) に、1 次、2 次の減衰定数と経験した平均変形角との関係を示す。図中には回帰直線および近似式を併記している。ただし減衰定数に関しては、変形レベルに応じた段階的な変動が見られなかったため、 $S_2 \sim S_4$ の範囲では全ての結果に対する回帰とした。決定係

数 R^2 は 0.8~0.9 と比較的良好な回帰を示している。参考として、 S_1 範囲の減衰定数の最小値も図中に記した。

まず最小値を見ると、材料減衰が支配的と考えられる S_1 範囲（微小変形時）の 1 次、2 次減衰定数は概ね 1%前後と推察される。 S_2 以降、非線形化が生じる変形レベルになると、経験する平均変形角に対し、概ね対数軸上を一定かつ右上がりに増加する傾向がみられる。1 次と 2 次とを比べると、1 次の方が直線の傾きが 1.5 倍程度大きく、2 次の方が変形角に対する減衰の変化は緩慢である。

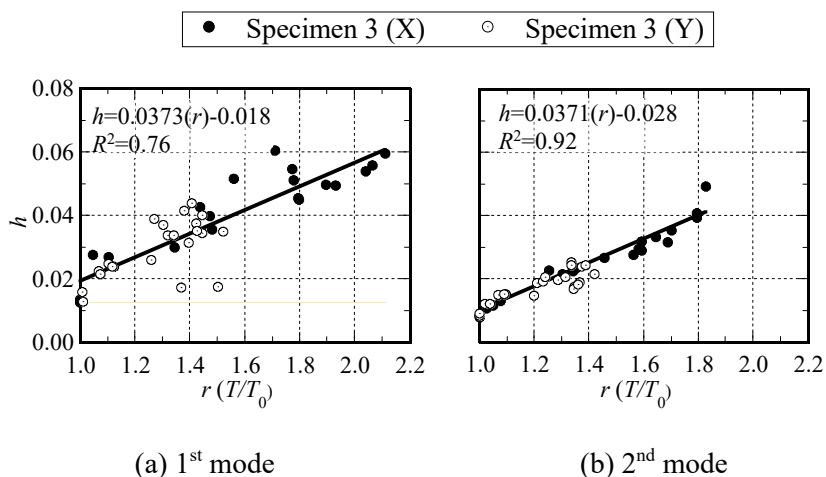


Fig. 3-13 Relation of natural period ratio T/T_0 and damping factor h ³⁻²⁶⁾

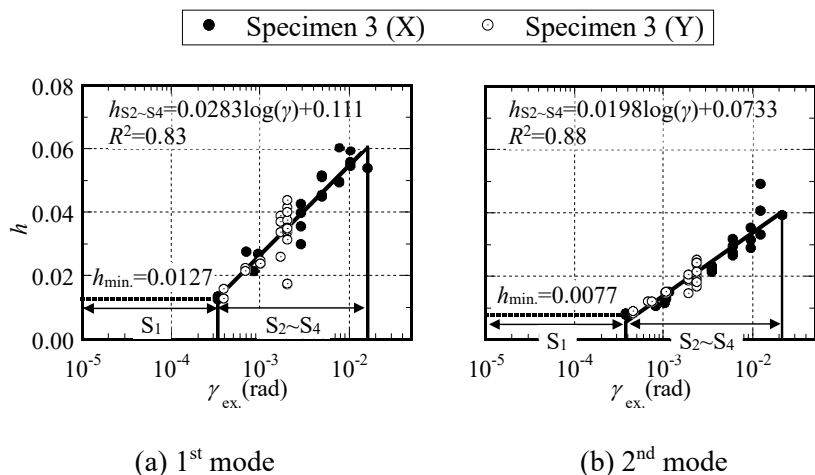


Fig. 3-14 Relation of experienced avg. drift angle $\gamma_{ex.}$ and damping factor h ³⁻²⁶⁾

3.6.3 減衰に関する変化のまとめ

以上より、試験体 3 における減衰定数と固有周期比の関係は、一方が増加すると他方も増加する正の相関であることが認められた。この傾向は、3.11 地震における多数の強震記録の

うち、比較的震度が大きい地点での記録について得られた固有周期と減衰定数の関係と概ね対応する³⁻²⁴⁾。また、固有周期は主要架構の変形レベルに応じて段階的に変化するのに対し、減衰定数は概ね一定の変化を示す傾向が確認された。

ただし、これらの傾向はあくまで限られた試験体での結果であり、今後、より多くの試験体を対象に検証していくことで信頼性が向上すると考えられる。

3.7 まとめ

3章では、Eーディフェンスで行われたRC建物を模擬した試験体の振動台実験より得られた加速度記録に対し、水平1次、2次の固有周期と減衰定数を対象に、これらの振動特性の変化に着目した検討を行った。特に今回の検討では、振幅レベルを徐々に増加させることで、変形レベルに応じた振動特性の変化、更に経験した最大変形と振動特性に対する影響について詳細に検討できたことに意義があると考えられる。得られた結果を以下に示す。

- ・初期の1次固有周期が0.2秒、0.4秒、0.5秒程度と特性の異なる3つの試験体において、1次減衰定数はそれぞれ8~10%、4~8%、1~2%程度とややばらつく一方、2次の減衰定数はそれぞれ3%、2%、1%程度で、値、ばらつきとも1次より小さい傾向であった。
- ・試験体1、2の1次を除き、概ね弾性応答範囲からわずかに非線形化に入るレベルの小加振を繰り返し受ける場合も、1次および2次の固有周期、減衰定数は漸増しながら変動する傾向にある。これは微小な損傷の累積による影響と推察される。また、本加振を経験後、過去に経験した最大変形に満たない加振においても、同様に周期が漸増する傾向がみられる。
- ・固有周期は、既往の検討結果^{例えば3-23)}と同様、加振中の振幅(変形角)の増大に伴い、周期が増大するいわゆる振幅依存性がみられる。更に、振幅レベルの大きな加振を繰り返し経験する毎に長周期化し、経験後は加振以前に比べやや大きな傾きを持って変動する。すなわち、振幅依存性自体にも増大傾向がみられる。
- ・固有周期は、過去に経験した最大変形が大きくなるほど増大する傾向にある。また、剛性低下率や固有周期比でみると、建物規模や構造形式が異なる場合でも、変形レベルに応じて概ね段階的な変化を示す傾向がみられる。
- ・減衰定数は、固有周期と同様、変形の増大に伴う増加傾向が見られ、非線形化後は、比較的小振幅の加振においても大きな値を示す傾向がある。これは、非線形化に伴い生じる履歴減衰の影響が相対的に大きくなるためと考えられる。
- ・固有周期と減衰定数の関係には、固有周期比が大きくなるほど、減衰定数が直線的に増大する正の相関がみられる。また、経験した最大変形が大きくなるほど、減衰定数の増大傾向が見られ、その変化率は変形レベルによらず概ね一定である。

なお、一部の試験体の1次減衰定数について、設計の慣用値や、既往の分析結果あるいは地震観測シミュレーションで用いられるRC造の減衰定数1~3%など^{例えば3-4)、3-25)}に比べて、一般に値が大きい傾向が見られた。理由としては、試験体と振動台との相互作用による影響等も指摘されているが³⁻¹⁸⁾⁻³⁻²⁰⁾、これについては5章において、詳細な検討を行う。

3章の参考文献

- 3-1) 日本建築学会：建築物の減衰，2000.10
- 3-2) 森下 真行，齊藤 芳人，龍神 弘明，田沼 毅彦，渡辺 一弘：RC造超高層建物の長期地震観測結果に基づく動特性評価，日本建築学会技術報告集，第20巻，第45号，pp.527-532，2014.6
- 3-3) Kashima, T.: Dynamic Behavior of SRC Buildings Damaged by The 2011 Great Japan Earthquake Based on Strong Motion Records, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, 2014
- 3-4) 飯場 正紀，大川 出，齊藤 大樹，森田 高市，長谷川 隆：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震において観測された強震記録に基づく建築物の地震挙動の分析，建築研究所建築研究資料，No.138，2012.9
- 3-5) 荒川 利治，谷口 竜紀，中村 尚弘，木下 拓也，東城 峻樹：高次モードを含めた鉄骨造中層建物の地震時における振動特性評価，日本建築学会構造系論文集，第80巻，第717号，pp.1657-1666，2015.11
- 3-6) 尾野 勝，金澤 健司，飯野 夏輝，佐藤 大樹，北村 春幸，長江 拓也：実大震動台実験における高層鉄骨造建物の地震損傷検知，日本建築学会構造系論文集，第76巻，第662号，pp.775-783，2011.4
- 3-7) 長江 拓也，田原 健一，福山 國夫，松森 泰造，塩原 等，壁谷澤 寿海，河野 進，西山 峰広，西山 功：4階建て鉄筋コンクリート造建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 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.76.1961>)
- 3-8) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」
<https://doi.org/10.17598/nied.0020> より課題名「E201004 - コンクリート系建物実験／設備機器・配管実験」(資料名：設計標準)
- 3-9) 独立行政法人 防災科学技術研究所：平成22年度コンクリート系建物実験 実験計画書，2010.11
- 3-10) 佐藤 栄児，酒井 久伸，福山 國夫，古川 幸，鎌田 崇義，笥 淳夫，小林 健一，井上 貴仁，中島 正愛：医療施設の機能保持性能を検証するための実大震動台実験，日本建築学会構造系論文集，第75巻，第650号，pp.771-780，2010.4 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.75.771>)
- 3-11) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」
<https://doi.org/10.17598/nied.0020> より課題名「E201002 - 重要施設の機能保持性能向上耐震実験」(資料名：重要施設の機能保持性能向上耐震実験 データ公開用資料)
- 3-12) 杉本 訓祥，三輪田 吾郎，増田 安彦，勝俣 英雄：長周期地震動を受ける超高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性能 (その1)，大林組研究所報，No.78，2014

- 3-13) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」
<https://doi.org/10.17598/nied.0020> より課題名「E201002 - 重要施設の機能保持性能向上耐震実験」(資料名：縮小 20 層 RC 建物試験体の震動実験実験計画書)
- 3-14) 渋市 克彦, 栗田 康平, 三輪田 吾郎, 杉本 訓祥, 塩原 等, 勝俣 英雄, 福山 洋, 壁谷 澤 寿一: 縮小 20 層 RC 造建物試験体の長周期地震動による震動実験 (その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 657-658, 2013. 8
- 3-15) 豊田 真士, 倉本 洋, 勝俣 英雄, 福山 洋: 長周期地震動を受ける 20 層 RC 造フレームの地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 702 号, pp.1167-1174, 2014.8 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.79.1167>)
- 3-16) Moaveni, B., et.al.: System Identification Study of a 7-Story Full-Scale Building Slice Tested on the UCSD-NEES Shake Table, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 137 (6)
- 3-17) Safak, E.: Identification of linear structures using discrete-time filters, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, pp. 3064-3085, 1991. 10
- 3-18) 光田 真旅, 梶原 浩一, 田川 泰敬, 佐藤 栄児: 実大三次元震動破壊実験における振動台と試験体の連成, 日本機械学会論文集 (C 編), 72 巻, 713 号, pp. 30-36, 2006. 1
- 3-19) 越前 はるか, 田川泰敬, 岡本峰基: 3 自由度電動型加振装置を用いた他軸干渉とその制御に関する研究, 日本機械学会 D&D2010, CD-ROM・335
- 3-20) 笠井 和彦, 村田 真一郎, 加藤 史人, 引野 剛, 大木 洋司: 震動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 670 号, pp.2031-2040, 2011.12. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.76.2031>)
- 3-21) 山田 哲, 前澤 将男, 森 利弘, 島田 侑子, 佐藤 栄児, 秋山 宏: エネルギー入力に着目した実大震動破壊実験施設性能確認試験の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 612 号, pp.207-214, 2007.2 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.74.1851>)
- 3-22) National Reserch Institute for Earth Science and Disaster Resilience: <https://www.edgrid.jp/> (accessed 2016. 10. 11)
- 3-23) 中村尚弘, 鹿嶋俊英, 木下拓也, 伊藤真二, 宮本泰志, 曾根 孝行, 荏本 孝久, 犬伏 徹志: 振幅依存性を考慮した中低層 RC, SRC 造建物の水平 1 次振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 721 号, pp.471-481, 2016.3
- 3-24) 伊藤 真二, 白山 敦子, 中村 尚弘, 曾根 孝行, 木下 拓也, 宮本 泰志: 2011 年東北地方太平洋沖地震の観測データによる減衰特性の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 583-584, 2013. 8
- 3-25) 山本 健史, 永野 正行, 保井 美敏, 肥田 剛典, 田沼 毅彦, 渡辺 一弘: 軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震応答評価と被害との対応, 日本建築学会技術報告集, 第 19 巻, 第 42 号, pp.447-452, 2013.6
- 3-26) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 土佐内 優介, 梶原 浩一, 佐武 直紀: 大型震動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 741 号, pp. 1695-1705, 2017. 11 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.82.1695>)

4. S造試験体の振動特性分析

4.1 はじめに

前章では、E-ディフェンスで過去に行われた加振実験のうち RC 造建物に関して検討を行った。それぞれ周期特性の異なる 3 体の試験体について、弾性応答範囲から終局状態に至るまで、現行の設計規準による建物の健全性と 1 次、2 次モードの固有周期と減衰定数に関する変化の關係に着目した。これにより、弾性応答範囲からわずかに非線形化するレベルの小加振を繰り返し受ける場合も、微小な損傷の累積による影響から各次の固有周期、減衰定数は漸増しながら変動する傾向があること、大振幅レベルの加振を受けることで振幅依存性自体にも増大傾向がみられることなど明らかにした。これらは、RC 造や SRC 造の実建物における各振動特性の経年変化あるいは振幅依存性として表れる各振動特性の変動傾向^(例えば 4-1), 4-2)の一因になっていると考えられる。また、3 章の分析においては、各試験体の損傷がほとんどない初期の状態においても 1 次の減衰定数が 1~10%とばらつく傾向が確認されるなど課題も明らかになった。この傾向は、実建物の 1 次減衰定数が、相互作用の影響によって建物高さや固有周期の違いで大きくばらつく傾向⁴⁻³⁾に類似している。すなわち、振動台上の試験体においても、振動台と試験体の連成^(例えば 4-4)を考えた場合の相互作用と呼べる影響が生じた可能性が考えられる。一方、前章の検討対象は RC 造の試験体にとどまっておらず、S 造においても同様の視点から振動特性の変動傾向を検証する必要がある。

本章では、前章で示した RC 造に関する検討⁴⁻⁵⁾と同様の観点から、3 体の試験体⁴⁻⁶⁾⁻⁴⁻¹⁹⁾を対象に、微小変形から終局状態に至るまで、現行の設計規準に基づく建物の健全性と振動特性の変化の關係を分析する。検討対象とする S 造の試験体の一部に関して、既往の検討において実験結果や解析による応答特性の評価がなされている。また、固有周期や減衰定数などの振動特性の同定結果も一部で報告され、主要架構などの損傷に伴い振動特性が変化することが指摘されている⁴⁻⁶⁾⁻⁴⁻¹⁹⁾。しかしながら、それらは様々な評価手法が用いられている点、高次モードに対する分析が十分ではない点において課題がある。これらを踏まえて、ここでは 3 章と同様に ARX モデル⁴⁻¹⁶⁾を用いて統一的な方法により各試験体の振動特性を評価するとともに、2 次モードを含めて各加振中の振動特性の変動(振幅依存性)に着目した検討を実施する。

なお、本章での成果は、「大型震動台実験に基づく S 造中層建物の振動特性の分析」⁴⁻¹⁷⁾および「Vibration Characteristics of Steel Buildings based on Large Shaking Table Tests at E-Defense」⁴⁻¹⁸⁾としてそれぞれ 2018 年 4 月の日本建築学会構造系論文集、2020 年の 17th WCEE にて発表している。

4.2 試験体および加振計画の概要

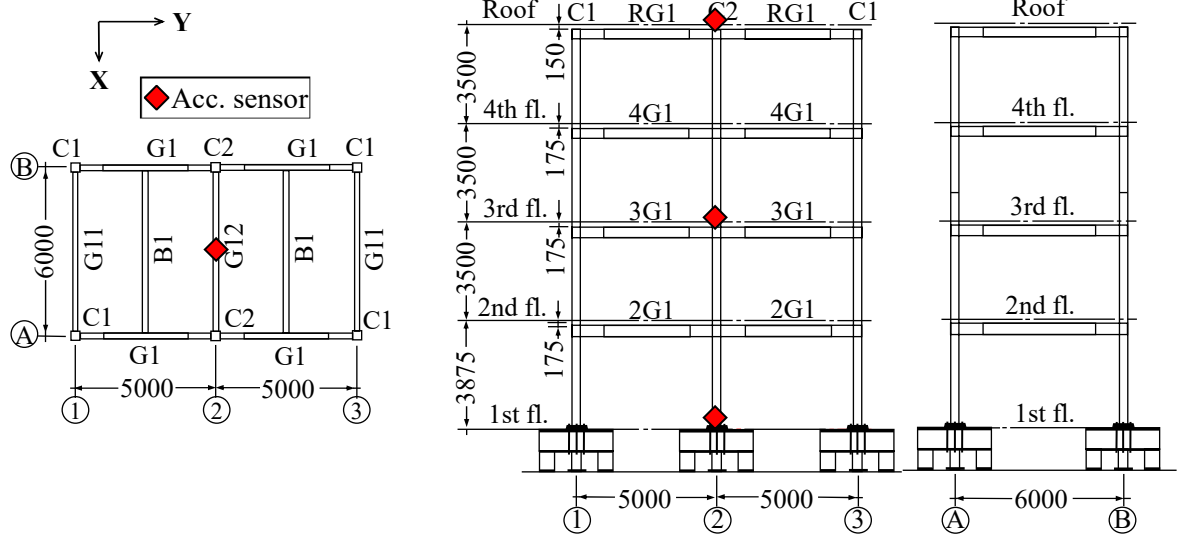
本章では、以降に示す3体のS造建物を模擬した耐震構造の試験体（試験体1~3）を対象として検討を行う。試験体の形状および加振ケース一覧を、Fig. 4-1~4-3 および Table 4-1~4-3 にそれぞれ示す。加振ケース一覧には、1階および頂部での最大加速度を併せて示す⁴⁾⁹⁾。なお、表中の加振ケースの色分けは、加振種類（詳細は後述）で区分けしており、ランダム加振、調整加振、本加振としている。

Table 4-4 に各試験体の諸元を示す。試験体は、全て実大規模であり、表中の1次固有周期は、初期のランダム加振より算定している^{4)6), 4)11), 4)14)}。

4.2.1 試験体1^{4)6)~4)8)}

試験体1 (Fig. 3-1) は、4層建物を模擬し、高さは約14.4m、長辺(Y)方向は5m×2スパン、短辺(X)方向は6mの1スパンである。本試験体の実験は、現行設計で想定するレベルの地震動を受けた際の構造性能や損傷程度を確認すること、さらに大きな振幅レベルの地震動を受けて建物が完全な崩壊に至るまでの余裕度を明らかにすることを目的に行われている。また、同時に建物の機能保持能力を評価することを目的として、実建物を模擬して建物内外に非構造部材が取り付けられており、本試験体の結果にはそれらの影響が含まれる点に注意を要する。なお、Table 4-4 の一次固有周期は、設計時の1次固有周期(0.9秒)に比べ0.1秒ほど短く⁴⁾⁶⁾、非構造部材などの影響が出ていると考えられる。

試験体1の実験では、Table 4-1 に示すように、兵庫県南部地震で観測されたJR 鷹取波の振幅レベルを徐々に大きくして入力している。試験体1では、地震波による本加振に加えて、振動特性を把握するためのランダム加振(ホワイトノイズ)、本加振での波形の再現性を高めるため、本加振と同じ地震波を用いる調整加振(対象とする本加振に対し、15~60%程度の出力での加振)も行われており、これら全ての加振結果を検討対象とする。但し、主要加振方向と直交する方向の振動特性は検討から除外する。また、表中の各加振で、主要動後に入力加速度が非常に小さくなる場合、同定精度の低下が懸念されるため、予めその部分を除外して継続時間を設定する(後述の試験体も同様)。なお、最後の加振であるJR 鷹取波100%(加振20)入力時は、1層の柱頭が塑性化することにより1層の層崩壊が生じ、地震波の途中で加振を終了したため、継続時間が短くなっている。



(a) Typical floor plan

(b) Framing elevation

Fig. 4-1 Configuration of specimen 1 added some descriptions to the original figure in 4-6), 4-9)

Table 4-1 List of input wave of specimen 1⁴⁻¹⁷⁾

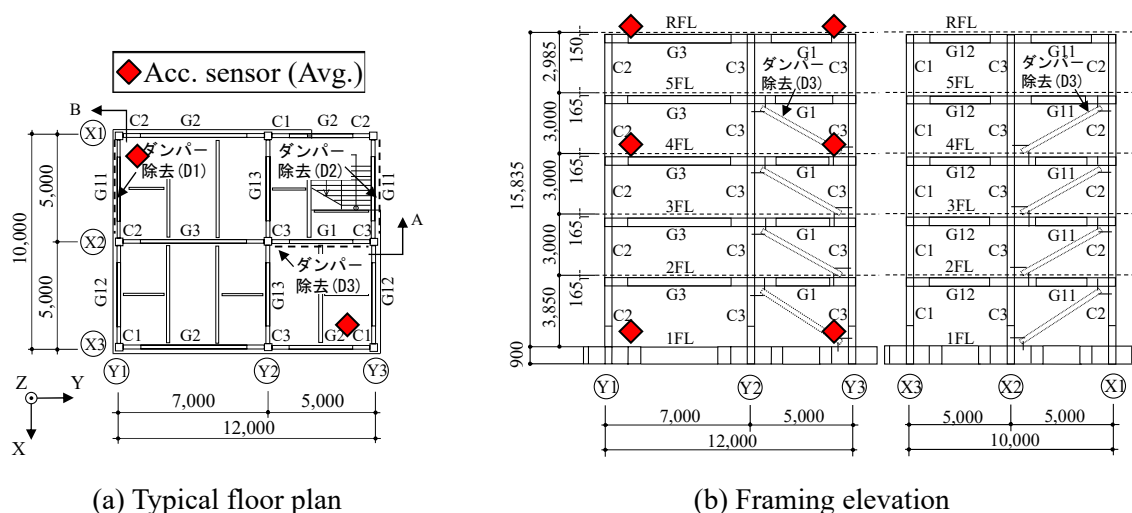
No.	Input wave	Max Acc. (Gal)				Duration time* (sec)
		1F		Top		
		X	Y	X	Y	
1	White-Noise	140	-9	-196	-7	140
	White-Noise	17	-207	-7	-250	
2	JR-Takatori-5%	30	-37	-82	-97	65
3	White-Noise	204	-11	185	-7	670
	White-Noise	10	135	-5	-228	
4	JR-Takatori-10%	63	-67	-162	-208	65
5	JR-Takatori-13%	78	-87	-210	-264	
6	JR-Takatori-No1	-46	-51	-142	-161	
7	JR-Takatori-No2	-76	-85	-218	-277	
8	JR-Takatori-No3	85	-97	-231	-289	
9	JR-Takatori-20%	144	-154	-339	-428	
10	White-Noise	118	6	198	7	
	White-Noise	8	-129	-7	228	
11	JR-Takatori-12.5%	86	-94	-234	-278	65
12	JR-Takatori-40%	522	-309	-695	-712	
13	JR-Takatori-60%	784	-475	942	-952	
14	White-Noise	136	6	193	8	670
	White-Noise	-10	-131	-11	217	
15	JR-Takatori-No1	107	-115	-392	-336	65
16	JR-Takatori-No2	176	-170	-611	-534	
17	JR-Takatori-No3	196	-185	-659	-578	
18	JR-Takatori-No4	-191	-188	-662	-570	
19	JR-Takatori-No5	-192	-182	-668	-586	
20	JR-Takatori-100%	-852	-858	-1128	-884	30

* Sampling frequency equals to 1000 Hz

4.2.2 試験体 2⁴⁻¹¹⁾

試験体 2 (Fig. 4-2) は、5層建物を模擬し、高さは約 15.8m、平面の長辺 (Y) 方向長さが 12m、短辺 (X) 方向長さが 10m である。事務所ビルを想定し、可能な限り実状に合わせるため、試験体 1 と同様に非構造部材を設けている。試験体 2 の実験では、大地震下での制振装置付き建物の性能検証を目的としているため、制振装置としてブレース型ダンパーを用い、同一の試験体に対し、①鋼材、②粘性、③オイル、④粘弾性、⑤ダンパーなしの順に加振実験が行われている。本報では、このうち「⑤ダンパーなし」の実験結果のみを対象とする。⑤の時点では、①～④の各ダンパーを設置して行われた複数の加振を経験しているが、主要架構は弾性範囲に留まっている。但し、スラブのひび割れが生じ、それに伴う剛性低下が①～④の実験で既に発生しており、Table 4-4 の固有周期は、⑤の初期状態である点を補足しておく。

試験体 2 の実験では、Table 4-2 に示すように、加振波には兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取波を用いており、振幅レベルを 5% から 70% まで段階的に大きくして実験を行っている。本実験も、他の試験体と同様、ランダム加振、調整加振、本加振を検討対象とする。



(a) Typical floor plan (b) Framing elevation
 Fig. 4-2 Configuration of specimen 2^{added some descriptions to the original figure in 4-11), 4-12)}

Table 4-2 List of input wave of specimen 2 ⁴⁻¹⁷⁾

No.	Input wave	Max Acc. (Gal)				Duration time* (sec)
		1F		Top		
		X	Y	X	Y	
1	White-Noise	-93	14	85	14	255
	White-Noise	19	69	-11	101	
2	JR-Takatori-5%	-48	38	-84	69	45
3	JR-Takatori-20%	-171	-153	-429	292	
4	JR-Takatori-30%	-224	-236	-637	-530	
5	JR-Takatori-40%	-313	-249	-819	-866	
6	White-Noise	-91	-10	85	-11	
	White-Noise	-12	70	12	101	
7	JR-Takatori-50%	-393	337	-1018	-1132	45
8	JR-Takatori-50%	-396	385	-1161	-856	
9	JR-Takatori-70%	-533	-521	-1322	-1302	
10	White-Noise	-141	12	146	-20	255
	White-Noise	13	109	22	177	

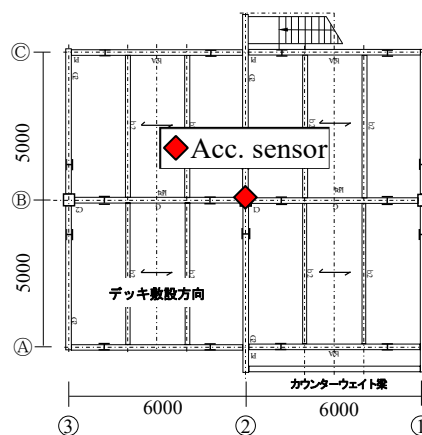
* Sampling frequency equals to 500 Hz (White Noise) or 1000Hz (JR-Takatori)

4.2.3 試験体3⁴⁻¹⁴⁾

試験体3 (Fig.4-3) は、3層建物の軸組の1構面を模擬し、高さは約11m、長辺(Y)方向6m×2スパン、短辺(X)方向5m×2スパンである。長辺方向のうち、A・C通りの柱は、床スラブを鉛直方向にのみ支持し、水平力には抵抗しないよう、各階柱頭および柱脚はピン支持、B通り1階の柱脚は露出柱脚となっており、B通りの柱脚のみが固定されているため、通常の建物条件とはやや異なる試験体であることに留意が必要である。本試験体の実験は、構造上の主要部材に被害を受けた建物の継続使用に着目し、損傷を受けた建物の残存耐震性能を評価する手法の構築などを主たる目的としている。

試験体3の実験では、Table 4-3に示すように、加振はY方向へ一方向加振とし、加振にはJR 鷹取波のNS成分および想定南海トラフ波を用いて、各地震波の振幅レベルを徐々に大きくして加振を行っている。JR 鷹取波100%入力時(加振16)に、梁端部の破断が確認されているが、先述の目的に従い、破断後も複数の加振が継続して実施されている。本試験体においても、ランダム加振、調整加振、本加振の全てを検討対象とする。

(a) Typical floor plan



(b) Framing elevation

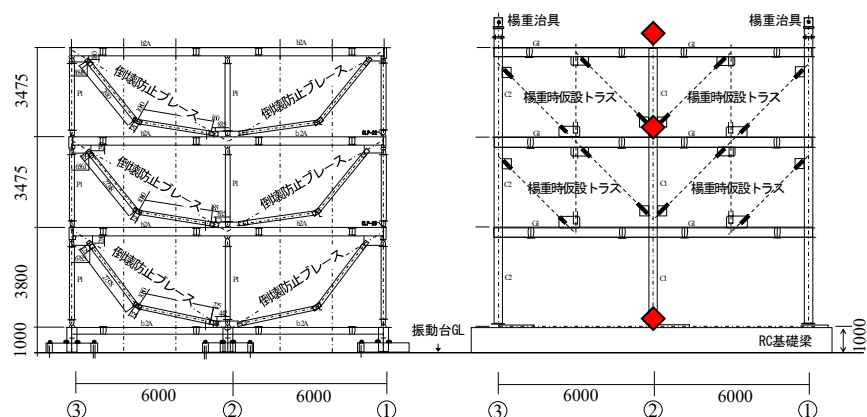


Fig. 4-3 Configuration of specimen 3 added some descriptions to the original figure in 4-14)

Table 4-3 List of input wave of specimen 3 4-17)

No.	Input wave	Max Acc. (Gal)				Duration time* (sec)
		1F		Top		
		X	Y	X	Y	
1	RandomY	-16	47	-22	74	170
2	Nankai-35%	-17	154	-36	507	140
3	Nankai-45%	26	211	-54	698	
4	Nankai-50%	30	216	-210	1279	
5	Nankai-50%-2	-22	211	-58	667	
6	RandomY	14	49	24	84	
7	Nankai-100%	-301	417	-301	-2302	140
8	RandomY	16	63	-24	74	170
9	JR-Takatori-40%	78	254	-53	817	55
10	RandomY	21	-49	-21	75	170
11	RandomY	-18	-61	-20	80	
12	JR-Takatori-60%	98	389	79	858	55
13	RandomY	-17	-48	22	-64	170
14	JR-Takatori-80%	-105	549	99	1035	50
15	RandomY	-13	-46	22	-68	170
16	JR-Takatori-100%	-836	750	-309	-1087	55
17	RandomY	-17	-46	25	-56	170
18	RandomY	-16	-48	21	-64	180
19	Nankai-50%	-22	211	-32	-283	150
20	RandomY	-16	49	23	-62	180
21	Nankai-100%	32	422	-70	-466	150
22	RandomY	-16	49	-21	-59	180
23	Nankai-150%	49	661	-79	-574	150
24	RandomY	19	-47	21	-55	180

* Sampling frequency equals to 1000 Hz

Table 4-4 Specimen data 4-17), for more descriptions see 4-6)~4-15)

Specimen No.	Story	Height (m) (From 1FL to RFL)	Weight (ton)	1 st natural period (s)		Scale
				X	Y	
1	4	14.375	219	0.82	0.78	Full
2	5	15.835	498	0.66	0.69	
3	3	10.750	196	-	0.64	

4.3 振動特性の同定方法

各試験体に対し、水平方向の1次および2次の固有周期と減衰定数を対象に、振動特性を同定して得られた結果を分析する。同定手法は、入出力データに予めバンドパスフィルターを掛けた、1入力1出力系のARXモデル⁴⁻²⁾を用いる。

検討対象とする実測データは、防災科学技術研究所の公開データとする⁴⁻¹⁹⁾。同定にあたっては、水平方向の加速度記録を用い、1次モードを対象とする場合は、建物の最上階と1階、2次モードを対象とする場合は、建物の中間階と1階の記録をそれぞれ用いる。対象とする加速度計の位置をFig. 4-1-4-3の図中に示す。平面内の設置位置は、試験体1, 3は中央の1点、試験体2は隅部2点とし、後者については2点の値を平均して用いる。

ここで、試験体2については、文献4-13)によると、振動台の台回転の影響が比較的大きく、回転加速度成分が無視できないことが報告されている。同文献では、振動特性の同定にあたり、振動台の回転を加味した運動方程式より、試験体の調和振動を考え、 k 階での絶対加速度応答 $\ddot{u}_{tot,k}$ と j 次モードに対応する調和加速度入力 $\ddot{u}_g + H_{eq,j} \ddot{\theta}_g$ の比として、伝達関数を次式で定義している（導出の詳細は本章付録、文献4-13)を参照）。

$$G_{kj}(\omega) = \frac{\ddot{u}_{tot,k}}{\ddot{u}_g + H_{eq,j} \ddot{\theta}_g} \quad (4-1)$$

ここに、 $H_{eq,j}$ は j 次の等価高さである。同文献では、式(4-1)の伝達関数の仮定から求めた理論伝達関数を、同様に回転を考慮して求めた実測データのスペクトル比に適合させ、振動特性を同定している。

そこで、本検討においても、試験体2の同定に用いる入力データを、式(4-1)に従い振動台の回転を考慮して予め補正する。必要となる1次および2次の等価高さは明示されていないが、塑性化程度が小さいことから、簡便のため、主要部材の断面諸元・重量情報⁴⁻¹¹⁾から解析モデルを作成し、固有値解析より求めた値を各加振共通で使用する。後述の同定結果は文献4-11), 4-13)と概ね対応していることを確認している。

試験体1および3については、試験体の重量が比較的小さいため回転の影響が小さいと考えられることを考慮し、既往の検討^{4-6), 4-14)}と条件を揃えて結果を俯瞰するため、振動台の回転について特に補正は行わない場合⁴⁻¹⁷⁾、次に補正をした場合⁴⁻¹⁸⁾について検討を実施した。これより、前者と後者では大きな差ではないものの、試験体1では後述の1次減衰定数の結果について一部で最大10%程度、補正を行うことで補正しない場合に比べて値が減少する傾向を別途確認した（この時、等価高さは概ね整形な試験体であることから簡易値⁴⁻¹³⁾を使用している）。また、試験体3では有意な差はみられなかった。一方、以降で示す振動特性の定性的な変動傾向には差がないことを確認しており、4.4節では試験体1と3は既往の検討^{4-6), 4-14)}にそろえる形で、回転に関する補正を行わない場合の基本的な振動特性を概観し⁴⁻¹⁷⁾、4.5節以降は回転を補正した場合の結果⁴⁻¹⁸⁾について分析した結果を示す。

ARXモデルの解析条件は、文献4-5)と同様に、解の安定性やパラメータの変動による同定結果への影響が小さいことを確認の上で、以下のように各試験体で共通に設定する。

- ・収録時間刻みの10倍の間隔でリサンプリングを行う。
- ・算定区間は、パルス性の強いJR鷹取波は10秒、他の加振は20秒とし、算定区間の1/4秒ピッチでランニングさせる。
- ・モデル次数は原則2とするが、損傷が進行し次数2では同定精度が安定しない場合に限り4とする。
- ・時間遅れ項は考慮しない。

各試験体の振動特性は、以降の検討で示すように、入力レベルが上がり試験体の損傷が進むにつれて、固有周期（振動数）が変化する。そのため、予め設定するバンドパスフィルターは、各加振の伝達関数を確認し、損傷過程に応じて各モードのピークを包絡するような台形型のフィルターを決定している。

Fig. 4-4に各試験体の加振1において、1階と最上階および中間階のY方向応答より求めた伝達関数を示す。図に示すように、いずれの試験体とも、1次、2次モードともに比較的明瞭なピークが確認できる。また、1次では頂部、2次では中間階の応答が、それぞれ卓越した様子が見られる。

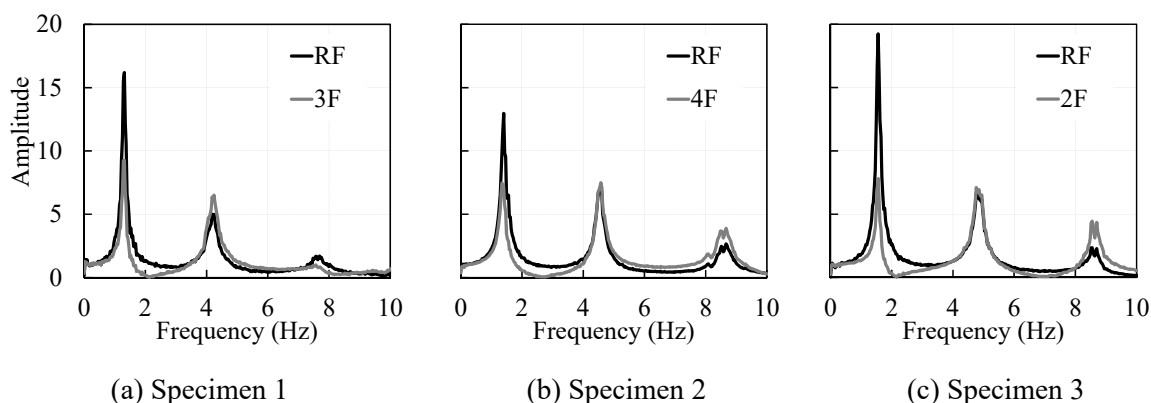


Fig. 4-4 Transfer function of wave 1 in Y direction ⁴⁻¹⁷⁾

4.4 各試験体の振動特性

Fig. 4-5-4-7 に、試験体 1~3 で対象とした全ての加振に対する、1 次と 2 次の固有周期 T (各図の(a), 同図縦軸は左側に 1 次, 右側に 2 次をそれぞれ示す) と減衰定数 h (同(b)), 平均変形角 γ_{avg} の変動 (同(c)) を示す。横軸には、3 章の手順に従い求めた各加振における全ての算定区間の結果を時間の経過順に連続で示している。凡例の濃淡は Table 4-1-4-3 と揃え、Fig. 4-5-4-7 で共通である。また、4.5 節で示す非構造部材、主要架構の損傷などに対応させた変形レベルのステージの区分けに従い、同系色で色分けする。

平均変形角は、各算定区間で最大となる入出力点間の相対変位を高さで除した値として定義する。1 次の場合は 1 階と頂部、2 次の場合は 1 階と中間階 (試験体 1 は 3 階, 試験体 2 は 4 階, 試験体 3 は 2 階とし、各階の変位は、加速度値を積分して算定する)。同定時には、バンドパスフィルターを掛けた入出力波を用いていることから、全モード成分と各モードのみから求めた変形角の双方を併せて示す。なお、図に示す全モード成分は 1 階と頂部との平均変形角とし、算定時には 0.3Hz 程度のローカットフィルターを設定し、積分によって生じる過剰な変位を除外している。

以降で示すように、各試験体において、主要架構の塑性化の程度に違いはあるものの、損傷の進行に伴う剛性低下が生じる点は共通となる。これを踏まえ、以降の固有周期 (4.4.1 項) と減衰定数 (4.4.2 項) の変化に関する検討は、主要架構が (1) 弾性範囲、(2) 塑性化以降、とに分けて行い、(3) に各振動特性のまとめを示す。また、X、Y の方向に依らず概ね同じ傾向であるため、代表して Y 方向の結果を整理する。はじめて塑性化したとされる加振前後 (4-6)~(4-8), (4-11), (4-14) の境界を Fig. 4-5-4-7 に ← | → で示す。また、参考として、最大層間変形角 $R_{\text{max}}=1/200, 1/120\text{rad}$ (1/100rad を超える場合は併記) を超える加振を、Fig. 4-5-4-7 (c) 中に ▽ で示す (詳細は 4.4.3 項に後述)。

4.4.1 固有周期の変化

(1) 弾性範囲

ここでは、主要架構の変形が弾性範囲内の状態における固有周期、およびその変化について整理する。はじめに、試験体 1~3 の初期の周期に着目し、傾向を以下に記す。

- 各試験体の最初のランダム加振から、1 次周期は、試験体 1 で 0.8 秒、試験体 2 で 0.7 秒、試験体 3 で 0.6 秒程度であり、概ね Table 4-4 と対応する。同じく 2 次周期は、試験体 1~3 でそれぞれ 0.25 秒、0.21 秒、0.20 秒前後で、1 次と 2 次の比率はいずれも 3 程度である (Fig. 4-5-4-7 (a) の加振 1 を参照)。
- 試験体 1~3 とともに、後続の本加振または調整加振中に、最大変形の発生に伴い、最初のランダム加振時と同程度かやや長い周期を示し、変形が小さくなると減少する。これは、変形

の大きさに応じて周期が変動する振幅依存性⁴²⁾によると考えられる。なお、振幅依存性による周期変動は、後述の各加振も同様に認められる (Fig. 4-5~4-7 (a), (c)の加振 2 を参照)。

次に、試験体 1 を中心に、各試験体の変化に着目する。はじめに試験体 1、次に試験体 3、最後に試験体 2 の順に考察する。

【試験体 1】

- ・層間変形角 $R_{\max}=1/200$ を超える 4 度目の本加振中で、最大変形の発生に伴い、わずかに最大周期を更新する様子が見られ、1 次、2 次周期とも、その後のランダム加振の周期が、加振経験前に比べ漸増する。それ以前は、本加振前後のランダム加振、調整加振とも、変動は小さい。(Fig. 4-5 (a)の加振 9 を参照。更に加振 1, 3 のランダム加振、加振 7, 8 の調整加振を比較。同図(c)の変形角も参照。但し、変形角 $1/1000$ (10^{-3}) rad 程度での周期を比較)。
- ・上記の 4 度目の本加振について、主要架構には損傷がなく、各層の荷重-変形関係においてもほぼ弾性応答を示すものの、ALC 外壁の接触痕などが確認されている⁴⁶⁾。従って、4 度目の本加振前後で得られた変動傾向は、非構造部材の固定度の変化や損傷を生じた影響が表れたものと推察される。

【試験体 3】

- ・一方、試験体 3 では、弾性範囲内とされる調整加振および本加振中において、経験する最大変形の更新に伴い、1 次、2 次とも最大周期が漸増する傾向が窺える (Fig. 4-7 (a),(c)の加振 2~5 を参照)。
- ・更に、前述の一連の加振前後のランダム加振においては、加振前に対し加振後は僅かに長周期化している (Fig. 4-7 (a), (c)の加振 1 と 6 を比較)。
- ・文献 4-14)では、明記がないものの一連の加振時に各階スラブにひび割れが生じ始めたことが示唆されており、前述の周期の漸増傾向は、これらの影響が表れたものと考えられる。また、当該本加振時に $R_{\max}=1/200$ を超えている点は、試験体 1 と共通である。但し、平均変形角 γ_{\max} は、本加振前の調整加振時点で $1/200\text{rad}$ を超えていた。

【試験体 2】

- ・最初の本加振時に $R_{\max}=1/200$ を超えるものの、前後のランダム加振で 1 次周期には変動がほとんどなく、2 次も 1%程度の変化に留まる。本試験体 (⑤ダンパーなし) では既に複数回の加振を経験しており (4.2.2 節参照)、スラブを含む非構造部材の損傷程度にも大きな変化は認められない⁴¹⁾。これが、比較的変動が小さい要因と考えられる (Fig. 4-6 (a),(c)の加振 1 と 6 を比較)。

(2) 塑性化以降

ここでは、主要架構が塑性域に入る変形レベルの固有周期、およびその変化について以下に整理する。はじめに、試験体 1~3 で初めて塑性化が生じたとされる加振 (1 層柱脚部等^{47), 41), 414)} における周期変化に着目し、以下に傾向を記す。

- ・試験体 1~3 とも、本項 (1) の弾性範囲と同様、振幅依存性による周期の変動がみられる。一方、本加振中の最大変形発生後は塑性化に伴い、一旦増加した周期が減少するが元の値には戻らず、加振終盤もやや長周期化した状態を保つ傾向にある。この時、各試験体とも $R_{max}=1/120rad$ (試験体 1, 3 は $1/100rad$) を超える点は共通である。(Fig. 4-5 (a)の加振 12, Fig. 4-6 (a)の加振 9, Fig. 4-7 (a)の加振 7 を参照)。
- ・上記の本加振前後のランダム加振を比較すると、同様に、塑性化に伴う長周期化が確認できる。一方、塑性化前後の周期の増加率は、各試験体で程度に差異が生じている。この点については、試験体 1 と 3 を中心に 4.5 節 (4.5.1 節) に詳述する。(Fig. 4-5 (a)の加振 10 と 14, Fig. 4-6 (a)の加振 6 と 10, Fig. 4-7 (a)の加振 6 と 8 を比較)。

次に、塑性化後も繰り返し本加振が行われる試験体 3 に着目し、以下に塑性化後の周期の変動傾向を記す。

- ・より振幅レベルの大きい本加振を繰り返し経験すると、全体的に各部の塑性化の進行に起因すると考えられる最大周期の増加傾向がみられる (例えば Fig. 4-7 (a)の加振 12, 以降の本加振(●)も同様)。
- ・塑性化による最大周期の更新が見られる一方で、JR 鷹取波 100% (加振 16: 梁が破断⁴⁾¹⁴⁾を経験するまでは、前後のランダム加振の変化は比較的小さい (Fig. 4-7(a)の加振 11, 13, 15 と 17 を比較)
- ・上記の傾向は、ノーマルバイリニアやトリリニア型に代表される鋼構造材の非線形特性と対応がみられる。すなわち、降伏点を超えて塑性化した際の剛性低下に対応し、本加振時に周期の増大を示す一方で、除荷後にランダム加振を受けた際には、概ね初期の剛性 (周期) を保って推移すると考えられる。

(3) 固有周期のまとめ

以上に示した各試験体の固有周期に関する知見を以下に整理する。

- ・既往の検討結果と同様、加振中の振幅 (変形角) の増大に伴い、周期が増大する振幅依存性がみられる。
- ・固有周期は、現行設計で規定される弾性応答範囲の閾値 (4.4.3 項に詳述) に概ね対応する、 $1/200rad$, $1/100rad$ 程度の変形を経験すると、増大する傾向にある。前者は、非構造材の損傷に伴う影響、特にスラブの損傷が及ぼす影響が大きく、後者は主要架構 (鋼構造材) の塑性化に伴う影響が顕在化するものと推察される。
- ・塑性化後、最大変形を更新する場合には、同様に、周期が増加する傾向となる。但し、主要架構が破断や破壊に至らない程度であれば、著しい周期の増大は認められず、小振幅時は、概ね初期状態で推移する鋼構造部材の復元力特性と対応した傾向を示す。

4.4.2 減衰定数の変化

(1) 弾性範囲

ここでは、主要架構の変形が弾性範囲内の状態における減衰定数、およびその変化について整理する。はじめに、試験体 1~3 の初期の減衰定数に着目し、傾向を以下に記す。

- ・試験体 1~3 において、最初のランダム加振時の 1 次減衰定数は、それぞれ 2~4%、1~1.5%、2~3%程度、2 次はそれぞれ 2~3%、2%、2%程度である。1 次と 2 次の差は各試験体とも小さい。これら同定結果の一部は、既往の検討で報告された値（試験体 1 の JR 鷹取波 5% で 1 次 4%⁴⁻¹⁰）、試験体 2 のランダム波で 1 次、2 次それぞれ 1%、2%程度⁴⁻¹¹）と概ね対応する（Fig. 4-5~4-7 (b)の加振 1 を参照）。
- ・各試験体とも、最初の本加振中（試験体 3 ではそれ以前の調整加振時とも）に変形角の増大に伴い、減衰定数はやや減少し、変形が小さくなると加振初期の値に戻るような傾向がみられる。後述する他の加振も同様である（Fig. 4-5 (b), (c)の加振 2, Fig. 4-6 および Fig. 4-7 (b), (c)の加振 5 を参照）。

次に、非構造部材の損傷を伴う試験体 1 と 3 に着目すると、以下のようになる。

- ・試験体 1 では、本加振（加振 9）前後のランダム加振時の値は、変形角 1/1000 (10^{-3}) rad 程度で生じる値を比べると概ね同程度であり、非構造部材の損傷の有無による値の変動は小さい（Fig. 4-5 (b), (c)の加振 3 と 10 を比較）。
- ・一方、試験体 3 について、本加振（加振 5）前後のランダム加振時の値を比べると、値が上昇している。これは、主要架構が弾性範囲であることを考えると、スラブのひび割れなどに伴い、減衰が増加したと推察される（Fig. 4-7 (b), (c)の加振 1 と 6 を比較）。

(2) 塑性化以降

ここでは、主要架構が塑性域に入る変形レベルの減衰定数、およびその変化について整理する。はじめに、各試験体で初めて塑性化が生じたとされる加振に着目し、減衰定数の変動傾向を以下に記す。

- ・試験体 1~3 とも、振幅レベルを増大させ、塑性化が生じたとされる各本加振中においては、最大変形付近で減衰定数がやや大きくなる傾向がある（Fig. 4-5 (b)の加振 12, Fig. 4-6 (b)の加振 9, Fig. 4-7 (b)の加振 7 を参照）。
- ・試験体 1, 2 では、本加振経験後のランダム加振時の 1 次、2 次の減衰定数が、本加振前と比べ、同等あるいはやや小さくなっており、主要架構の塑性化に伴い減衰定数が減少する可能性も示唆される（Fig. 4-5 (a)の加振 10 と 14, Fig. 4-6 (a) の加振 6 と 10 を比較）。
- ・一方、試験体 3 では、他の試験体と異なり、塑性化後にランダム加振時の減衰定数が増加する傾向を示す（Fig. 4-7 (b)の加振 6 と加振 8 を比較）。

次に、傾向の異なる試験体3に着目して考察する。

- ・初めて塑性化を生じたとされる本加振(加振7)では、主要架構の塑性化は軽微である一方、スラブのひび割れが大きく進展している⁴⁻¹⁴⁾。これが、減衰定数増加の要因であると推察される。
- ・加振7以降のランダム加振に着目すると、減衰定数が頭打ちとなり、他の試験体と同様、塑性化の進行に伴い、値が減少する傾向も窺える。スラブのひび割れの進展が、加振7以降は比較的小さい⁴⁻¹⁴⁾ことで、他の試験体と同様、塑性化に伴う影響が相対的に大きくなると考えられる (Fig. 4-7 (b)の加振8と13と15を比較)。
- ・JR 鷹取波 100% (加振16) を経験時に梁破断が生じるため、直後のランダム加振や以降の本加振経験後のランダム加振時の減衰定数は、その影響を受けて、更に大きい値を示す傾向がみられる (Fig. 4-7 (a)の加振15と17を比較、以降のランダム加振 (●) も参照)。

(3) 減衰定数のまとめ

- ・減衰定数の初期値は1次が1~4%程度、2次が2~3%程度であり、1次の値は、同定手法が異なる既往の報告^{4-6), 4-10)-4-13)}と概ね対応する。
- ・比較的小振幅時には、変形角の増大に伴い値が減少する傾向が認められる。これは、既往の風観測記録を分析した場合の減衰特性とも概ね対応する⁴⁻²⁰⁾。更に、振幅の増大に応じて値が減少する傾向は、一般のS造建物の分析でも報告されており⁴⁻²¹⁾、基礎の接地条件に依らず (文献 4-20), 4-21)は地盤上、本検討は振動台上)、同様の傾向がみられた。
- ・塑性化を伴う本加振変形時には、最大変形の発生に伴い大きな値を示す傾向が認められる。これは、塑性化により生じる履歴減衰の影響と考えられる。
- ・主要架構の塑性化に起因する値の変化は比較的小さく、スラブなどのコンクリート系部材の損傷を伴う場合に、変化が顕著となる傾向がみられた。

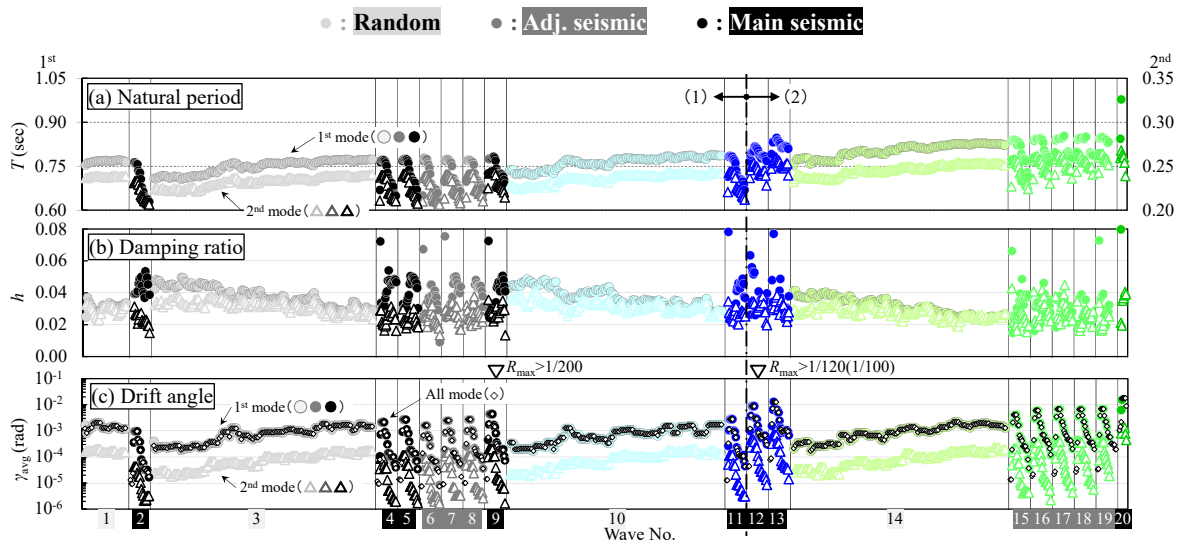


Fig. 4-5 Vibration characteristics of specimen 1 (1st · 2nd, γ)⁴⁻¹⁷

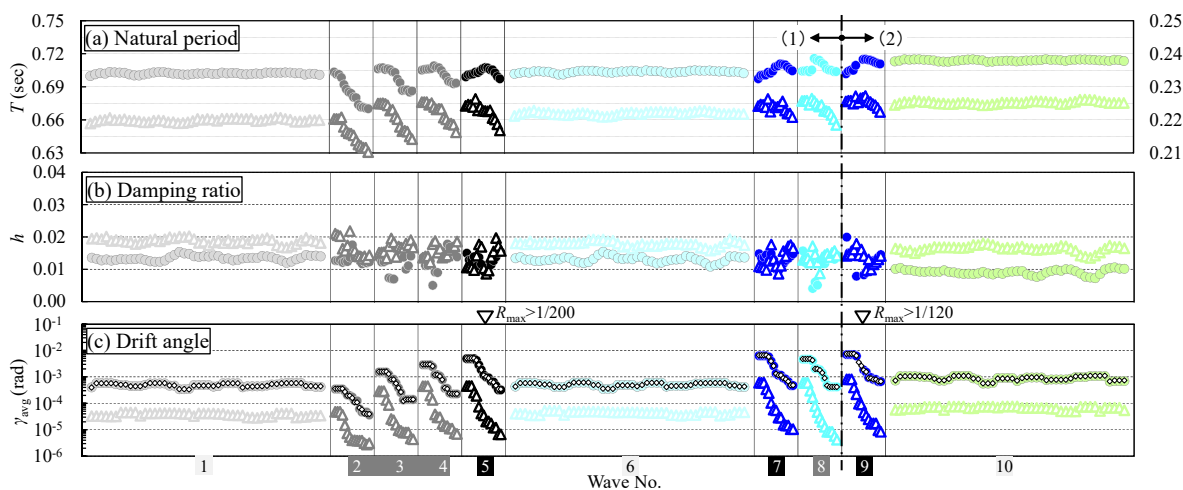


Fig. 4-6 Vibration characteristics of specimen 2 (1st · 2nd, γ)⁴⁻¹⁷

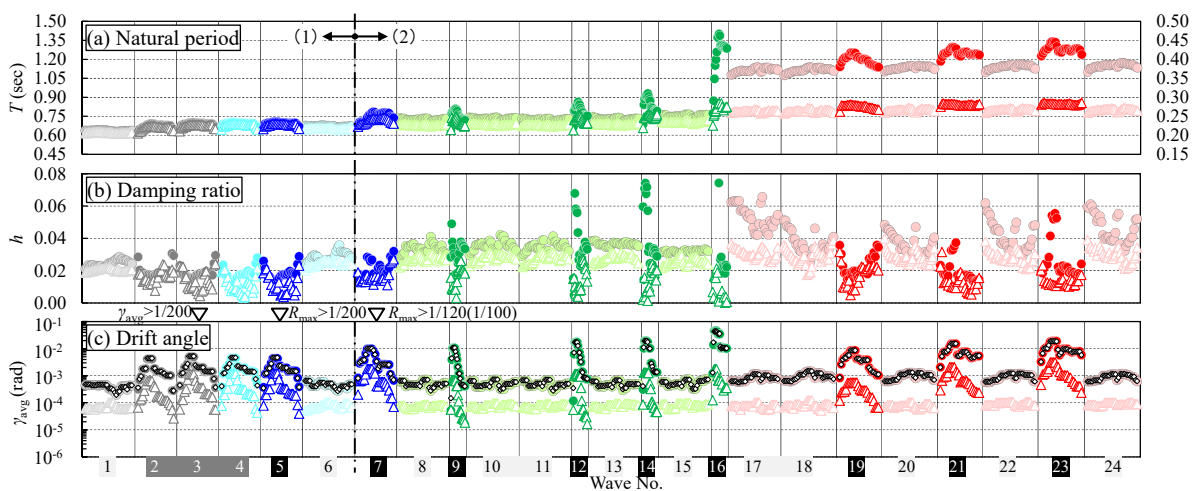


Fig. 4-7 Vibration characteristics of specimen 3 (1st · 2nd, γ)⁴⁻¹⁷

4.4.3 層間変形角に関する検討

ここでは、損傷程度を示す上での参考として、Table 4-5 に既往の文献^{4-6)-4-8), 4-11), 4-14)}に示された表またはグラフより読み取った各試験体の本加振時の最大層間変形角を、X, Y 両方向について示す（試験体 3 は 1 方向加振のため Y 方向のみ記載）。同表には、各試験体の損傷の推移と後述の 4.5 節で定義する損傷状態（S₁~S₃（または S₄））を併せて示す。更に、Fig. 4-8 には、3 章で検討した RC 試験体における、最大層間変形角 R_{max} と剛性低下率 K/K_0 の関係を、Fig. 4-9 (a), (b) に各本加振時の最大層間変形角 R_{max} と剛性低下率 K/K_0 または最大平均変形角 γ_{avg} （頂部および中間階に対して求めた平均変形角）の関係を示す。便宜上、Fig. 4-8 の RC 試験体 1~3 の凡例を RC.1~3, Fig. 4-9 の S 造試験体を St.1~3 と表記する。

Table 4-5 をみると、最大層間変形角 $R_{max}=1/200$ (5×10^{-3}) rad を超えるのは、Fig. 4-5~4-7 にも示した通り、試験体 1~3 に関してそれぞれ、JR 鷹取波 20%（加振 9）、JR 鷹取波 40%（加振 5）、想定南海波 50%（加振 5）となる。文献^{4-6), 4-11), 4-14)}では当該本加振経後も、主要架構は弾性域であったと推察されている。各試験体とも、以降の本加振ではじめて、 $R_{max}=1/120$ (8.3×10^{-3})（試験体 1, 3 は 1/100）rad を超える。前者は、保有水平耐力計算時に、内外装材の損傷を考慮する場合の閾値であり、後者は、内外装材の損傷を防止する処置を予め講じることで緩和される閾値である。

Fig. 4-8 に示すように、RC 試験体では、最大層間変形角 $R_{max} = 1/1000$ rad 以下から、振幅の増大に伴い剛性が大きく低下することがわかる。一方で Fig. 4-9 (a) の S 造試験体では、振幅が $R_{max} = 1/200$ rad を超えることで剛性低下が生じているものの、その低下率は比較的小さくなっている。既往の検討^{4-6), 4-10)-4-13)}より、この時点では各試験体とも弾性範囲内に留まっていると考えられるが、非構造部材の損傷が寄与したものと推察される。さらに、各試験体とも $R_{max} = 1/100$ rad を超えると、いずれも比較的顕著に剛性が低下し、試験体 St.3 については、梁の破断⁴⁻¹³⁾により剛性低下率が約 0.3 と最も大きな剛性低下を示している。同図 (b) の平均変形角と層間変形角を比べると、 $R_{max} = 1/100$ rad 程度までは、両図とも、 R_{max} と γ_{avg} の比率は 1 に近く、1 次モードが支配的な傾向が窺える。それを超えると、各試験体の塑性化が進行することで、 γ_{avg} は R_{max} の 6 割程度となる。

以上より、各モードで算定に用いた平均変形角と層間変形角の比率には違いがあるものの、各試験体の傾向は共通であり、 $R_{max}(=\gamma_{max})=1/120 \sim 1/100$ 程度の変形を経験することで、主要架構の塑性化および振動特性の変動が生じる目安となることが示唆される。

Table 4-5 Maximum story drift ⁴⁻¹⁸⁾, for more description see 4-6)~4-8), 4-11), 4-14)

Specimen	Excitation wave	Maximum story drift angle R_{max} ($\times 10^{-3}$ rad)		Deformation level stage and damage state after experienced excitation	
		X	Y	Stage	Damage state
St.1	JR-Takatori-5%	1.2	1.1	S ₁	damage in exterior cladding
	JR-Takatori-10%	2.6	2.4		
	JR-Takatori-13%	2.6	2.8		
	JR-Takatori-20%	6.0	5.0		
	JR-Takatori-40%	10.0	11.0	S ₂	yield main frame
	JR-Takatori-60%	14.0	19.0	S ₃	story collapse
	JR-Takatori-100%	91.4	152.4		
St.2	JR-Takatori-5%	0.7	0.5	S ₁	(damages in exterior cladding and slab before the stage, S ₁)
	JR-Takatori-20%	3.5	2.0		
	JR-Takatori-30%	4.8	3.5		
	JR-Takatori-40%	5.5	5.7	S ₂	yield main frame
	JR-Takatori-50%	7.0	7.4		
	JR-Takatori-70%	11.0	8.4		
St.3	Nankai-50%	-	5.4	S ₁ ~S ₂	damage in slab
	Nankai-100%	-	12.7	S ₂	
	JR-Takatori-40%	-	15.2	S ₃	yield main frame
	JR-Takatori-60%	-	28.4		
	JR-Takatori-80%	-	30.7		
	JR-Takatori-100%	-	76.5		
	Nankai-50%	-	13.9	S ₄	-
	Nankai-100%	-	24.5		
	Nankai-150%	-	31.2		

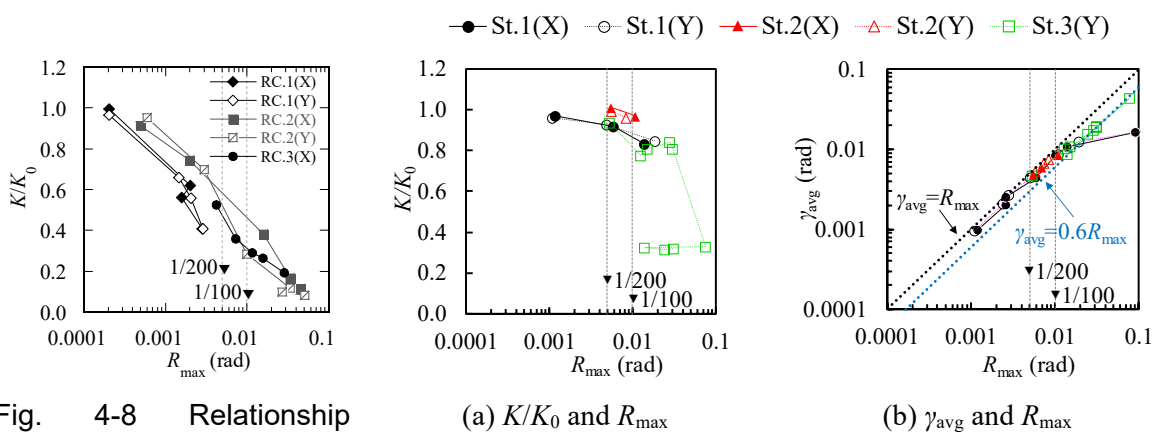


Fig. 4-8 Relationship between stiffness decline rate K/K_0 and maximum story drift angle R_{max} of RC specimens ⁴⁻¹⁸⁾

Fig. 4-9 Relationships between stiffness decline rate K/K_0 , maximum story drift angle R_{max} and average drift angle γ_{avg} of steel specimens ⁴⁻¹⁸⁾

4.5 振幅依存性に関する検討

ここでは、4.4節で分析した固有周期および減衰定数について、振幅依存性およびその変動傾向について、詳細に検討する。検討対象は、加振数が多く、振動特性の変化が比較的明瞭な試験体1, 3とする。

4.5.1 固有周期

Fig. 4-10の(a), (b)に試験体1, 3について、全ての加振における各加振区間の平均変形角 γ_{avg} （全モード成分）と1次および2次の固有周期 T の関係を示す。上段が1次モード、下段が2次モードとする。固有周期は、初期のランダム加振時の全区間の平均周期を T_0 とした場合の固有周期比として示す。なお、上記のランダム加振以降の加振において振幅レベルが当該加振に満たない場合に、振幅依存性に応じて固有周期比が1.0を下回る場合がある点を補足しておく。凡例は、各試験体とも4.4節で記載した損傷程度の進行と変形角の関係を目安に、以下 $S_1 \sim S_4$ の4つ（試験体1は3つ）のステージに分けている。なお、試験体1は、X, Y各方向の変動傾向が同様であるため（4.4.3項も参照）、Y方向のみを示す。

S_1 : 経験する平均変形角 $\gamma_{\text{avg}}=1/200\text{rad}$ を超える加振まで（試験体1では外装材、試験体3ではスラブの損傷が発生）。

S_2 : S_1 以降、 $\gamma_{\text{avg}}=1/100\text{rad}$ を超える加振まで（試験体1では加振が1層中脚等の塑性化、試験体3ではスラブが大きく損傷）。

S_3 : S_2 以降、試験体1では層崩壊する最終加振まで。試験体3では、梁が破断するまで（ $\gamma_{\text{avg}}=1/25 \sim 1/12.5\text{rad}$ を超えるまで）。

S_4 : S_3 以降最終加振まで（試験体3のみ）。

参考として、各ステージにおいて、前ステージで経験した最大の平均変形角（図中では γ_{ex} と記す）を更新する変形以下として求めた回帰直線および近似式（ S_1 は、微小変形範囲として $1/500\text{rad}$ 程度に達するまでと仮定し算定）を、凡例の色と揃えて併記する。

はじめに、試験体1について考察する。Fig. 4-10の(a), (b)より、全体的な傾向として、1次、2次周期とも、損傷程度の進行によらず、変形角の増加に伴い固有周期比も増大する振幅依存性が認められる。

Fig. 4-10(a)において、ステージ $S_1 \sim S_3$ の変化に着目すると、はじめに S_1 においては、平均変形角で最大 $1/200$ (5×10^{-3}) rad程度に達するまで、1次、2次の固有周期比ともに概ね一定の傾きで推移する。回帰直線および近似式を見ても、概ね直線の近傍に沿って同定結果が分布し、決定係数 R^2 も1に近く安定することを確認している。 S_2 では、 S_1 に比べ、2~5%程度の長周期化が見られ、全体的に S_1 の回帰直線よりも上方に分布が推移する。 S_2 では、 $1/100$ (10^{-2}) rad程度の変形角に達して比較的顕著な塑性化を示すまでは、概ね S_1 と同程度の振幅依存性を保って右上方に推移する。回帰直線および近似式の変化も小さい。この時点でスラブに

亀裂が生じたとの報告があるが⁴⁷⁾、程度は不明であり、後述の試験体3の結果からは軽微であると推察される。 S_3 に移行後は、 S_1 に比べ最大10%程度と、長周期化がやや明瞭になる。

次に試験体3の結果を考察する。Fig. 4-10 (b)より、全体的な傾向として、試験体1と同様、損傷程度によらず、各ステージとも振幅依存性が認められる。

ただし、ステージ S_1 ~ S_3 (S_4)までの変化には次の違いがみられる。同図(b)上段の1次周期比をみると、 S_1 から S_2 に移行した段階で、振幅依存性(傾き)の変化は試験体1と同様に比較的小さい。一方、周期比は1.05程度を超え、やや大きく長周期化する傾向を示す。更に S_2 から S_3 に移行した段階では、1次周期比は顕著に大きくなり、近似式の値を見ても S_1 に対し20~30%程度大きく、振幅依存性、全体的な周期変動ともに増加率が大きい。一方、同図下段の2次は変化が小さく、モード間の差異は4.4.3項の傾向と対応する。試験体3では主要架構の塑性化は軽微である一方、スラブのひび割れが大きく進展する⁴¹⁴⁾。これが、試験体1に比して、 S_1 ~ S_3 の固有周期比の増加率が大きく、振幅依存性が顕著になる要因として挙げられる。更に、 S_3 で $1/25$ ~ $1/12.5$ ($4\sim 8 \times 10^{-2}$) rad程度の変形角に達し、2階の梁に破断が生じ、 S_4 に移行する。この段階で1次は S_1 の2倍程度にまで長周期化する。一方、2次については1次に比べ、変動が小さく、梁破断の影響についてもモード間の差異が大きい。

鋼構造物の振動特性の変化については、床スラブの合成効果の影響が大きいという指摘もあり⁴²²⁾、上記の試験体1と3の比較から、振幅依存性についてもスラブなどコンクリート系材料の損傷による影響が比較的表れやすいと推察される。

4.5.2 減衰定数

Fig. 4-11の(a), (b)に試験体1, 3について、平均変形角 γ_{avg} (4.5.1項に同じ)と1次(各図上段)および2次(各図下段)の減衰定数 h の関係を示す。凡例のステージ分け S_1 ~ S_4 はFig. 4-10と同様である。同図(a)の試験体1では、減衰定数が振幅に応じて増加および減少する性状が見られ(詳細は後述)、目視にて判定した境界部分を▽にて示す。

はじめに、試験体1の減衰定数を対象に考察する。Fig. 4-11(a)より、全体的な傾向として、 $1/200$ ~ $1/120$ ($5\sim 8.3 \times 10^{-3}$) rad程度以下の変形内においては、1次、2次とも比較的小振幅時($2\sim 3 \times 10^{-4}$ 程度以下)に、振幅(変形)の増大に応じて減衰定数の値がやや大きくなる傾向を示し、上記の振幅を超えると、反対に値が減少する傾向が認められる。変形角 $1/120$ rad程度を超えると、特に1次では顕著に減衰定数の値が増加するが、これは塑性化に伴う履歴減衰の影響と考えられる。

上記の概ね弾性変形範囲で認められた振幅依存性は、風観測記録を分析した既往の研究においても報告されている⁴²⁰⁾。同文献では、この性質に対し、一定振幅までは建物全体の剛性に寄与する非構造壁を仮定し、同部材の外部摩擦に伴うエネルギー消費を表す等価粘性減衰(Stick-Slipモデル)で概ね現象が捉えられることを示している。試験体1では、内外装材など非構造部材が多数含まれており、減衰定数の増減にこれらが寄与した可能性もある。また、

試験体1と同様に各種の非構造部材が含まれる試験体2においても、 2×10^{-4} rad程度を境に減衰定数の増減が反転する傾向を別途確認している。一方、スラブ以外の非構造部材を含まない試験体3では、増加する傾向はみられない。但し、各試験体の振幅レベル（変形レベル）が異なり、前述の増減の境となる振幅も、文献4-20)のS造超高層建物で示された値と10倍程度異なる点には注意が必要である。試験体数も少ないことから、より多くの試験体での検証が必要と考える。

続いて、試験体1におけるステージ $S_1 \sim S_3$ の差異を確認する。Fig.4-11(a)の1次減衰定数を見ると、変形角が $1/200$ (5×10^{-3}) rad程度より小さい範囲では、 S_1 , S_2 に比べ S_3 の方が、全体的に減衰定数が小さい値を示す傾向にある。すなわち、経験する変形が大きくなり、主要架構の塑性化が進行することによって、全体的に減衰定数の値が変動する可能性が示唆される。一方、1次と比して、同図(b)の2次の値は明瞭な変化は見られない。

次に試験体3について考察する。Fig.4-11(b)より、 $1/120$ (8.3×10^{-3}) rad程度の変形角以下では、各ステージとも、試験体1でみられた振幅に応じて値が低下する振幅依存性が同様に認められる。

一方、ステージ $S_1 \sim S_3(S_4)$ までの変化は次の違いがみられる。1次、2次減衰定数ともに、 S_1 と S_2 、更に S_3 の値を比べると、全体的に減衰が増大する傾向があり、試験体3の変化とは反対の性質を示す。これらの差異として、固有周期の変化でも指摘したスラブのひび割れによって、減衰が大きくなる可能性が考えられる。更に、梁破断を伴う $S_3 \sim S_4$ も同様に値が増加する傾向にある。なお、1次、2次とも、塑性化が顕著となる $1/120 \sim 1/100$ ($8.3 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2}$) rad程度の変形角に達すると、 $S_1 \sim S_4$ で値の差異は比較的小さく、1~2%前後を示す傾向にあり、振幅の増大に伴う値の減少が大きい結果となる。

上記の試験体1,3の結果より、減衰定数の振幅依存性の変化は、非構造部材の多寡によらず、振幅に応じて減少する傾向は共通となる。架構の変形量が大きくなる一方で、鋼材やスラブ間で生じる摩擦などのエネルギー消費に伴う減衰が一定であり、相対的に減衰定数が小さくなる可能性も考えられる⁴⁻²⁰⁾。但し、明確な要因の特定には至っておらず、非構造部材の影響を分離して分析するなど更なる検討が望まれる。また、減衰定数においても固有周期と同様、コンクリート系部材の損傷を伴う場合に、変動が比較的顕著となる可能性が示唆される。

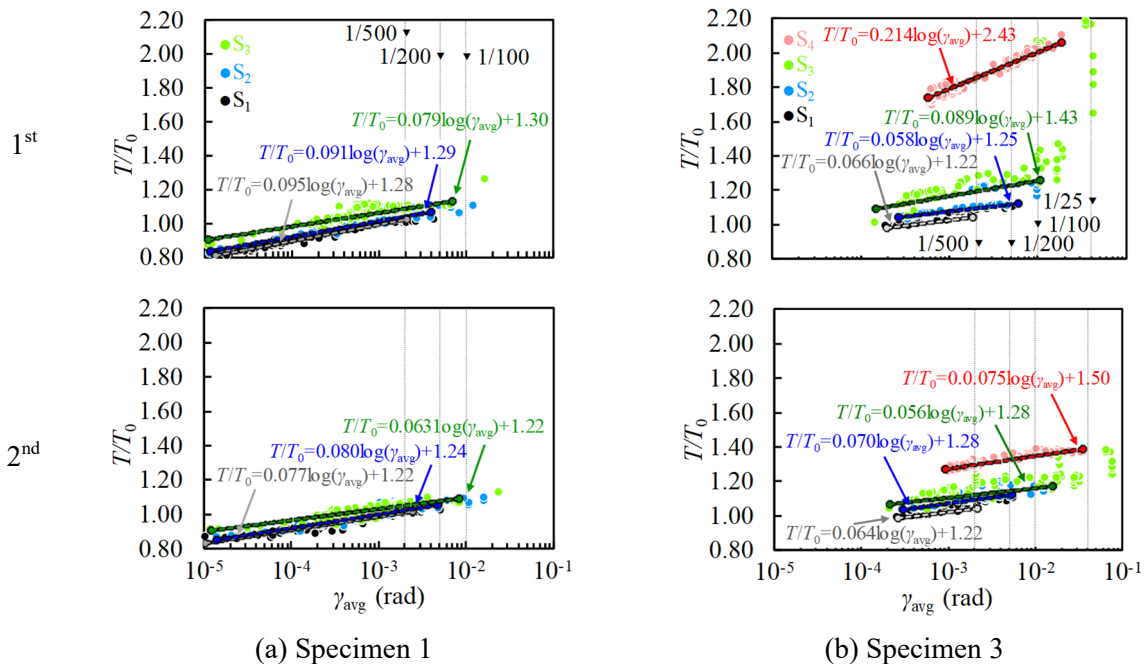


Fig. 4-10 Relation of natural period T and avg. drift angle γ_{avg} (Upper:1st, Bottom:2nd)⁴⁻¹⁸⁾

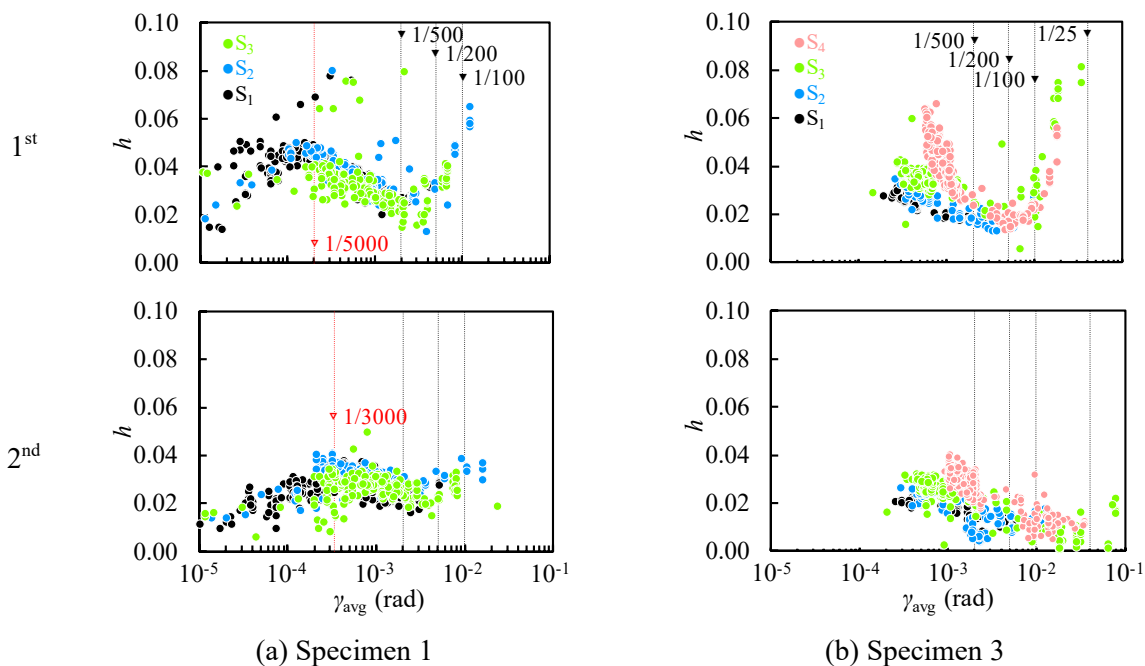


Fig. 4-11 Relation of damping ratio h and avg. drift angle γ_{avg} (Upper:1st, Bottom:2nd)⁴⁻¹⁸⁾

4.5.3 経験した平均変形角に応じた変化

4.4, 4.5 節より, 一定の変形レベルに達し, 非構造部材の損傷や塑性化の進行に応じて, 全体的に固有周期や減衰定数が変動する傾向が認められた。ここでは, 試験体 1~3 について, 上記の振動特性の変化と経験した変形レベルの関係を検討する。具体的には, 各試験体について, 本加振前後の比較の入力が小さいランダム加振, 調整加振のみに着目し, 加振毎にその時点で経験した最大の平均変形角と各振動特性の関係を整理する。

(1) 固有周期

Fig. 4-12 の(a), (b)に, 各試験体の X, Y 方向について求めた 1 次, 2 次の固有周期比 T/T_0 と経験した平均変形角 γ_{ex} の関係を示す。ここで, 固有周期は一つの加振に対し, 当該加振全区間の平均値として一つ求め, 最初のランダム加振時の周期 T_0 で基準化する。参考として, 4.5.1 項で定義した 4 つのステージ分けを基に, $S_1 \sim S_2$, $S_3 \sim S_4$ の範囲に対し固有周期比と経験した変形角の関係から求めた回帰直線を, 既報⁴⁻⁵⁾の 3 つの RC 試験体における同関係の回帰直線とともに各図中に併記する。

同図(a), (b)より 1 次と 2 次の固有周期比は, 変形角 $1/250 \sim 1/200$ ($4 \sim 5 \times 10^{-3}$) rad 程度を経験すると, スラブの損傷が生じる試験体 3 は増加傾向が見られるものの, 他の試験体は変化が小さく, 回帰直線の傾きも比較的小さい。RC 試験体の同範囲の直線と比較すると, S 造の試験体 1~3 とも周期の増加率は相対的に小さいといえる。また, 周期比が増加しはじめる変形レベルも RC では $1/1000$ (10^{-3}) rad 程度で比較的大きな傾きの変化が確認できるのに対し, S 造では変形角 $1/120 \sim 1/100$ ($8.3 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2}$) rad 程度を経験して, 各試験体で長周期化が顕著となり, 変形レベルに 10 倍程度の差がある。

文献 4-2), 4-21)では, 多数の建物を対象に 3.11 地震前後の固有周期の振幅依存性を比較しており, S 造建物は RC 造建物に比べ振幅依存性の変化が小さい傾向も示唆されており, 上記の傾向と概ね対応する。

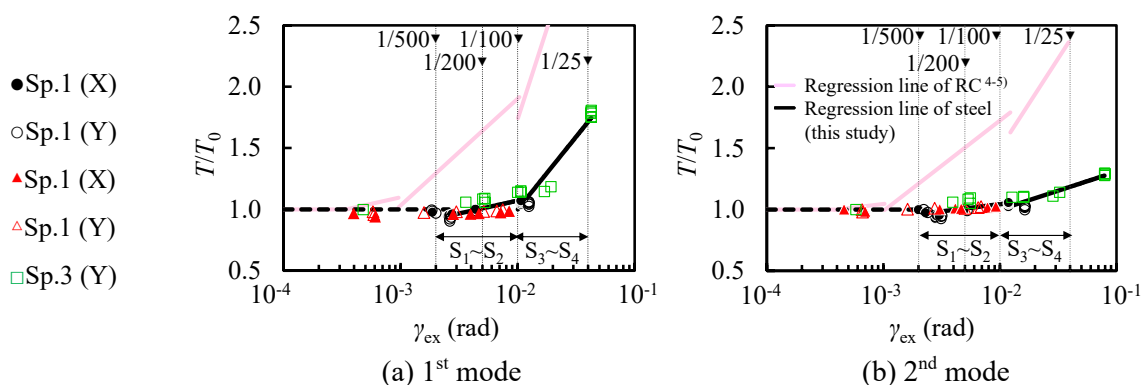


Fig. 4-12 Relation of experienced avg. drift angle γ_{ex} and natural period ratio T/T_0 ⁴⁻¹⁸⁾

(2) 減衰定数

Fig. 4-13 の(a), (b)に、1次、2次の減衰定数と経験した平均変形角との関係を示す。減衰定数においても、値は全区間の平均値とし、加振毎に1つの値を求めている。前節と同様にS造の各試験体およびRC試験体（但し、試験体は1つ）⁴⁻⁵⁾より求めた回帰直線を併記する。なお、回帰直線は、全ステージの結果に対し一つ求めた。また、各図には、検討対象としたS造またはRC造⁴⁻⁵⁾の試験体について、建物高さあるいは固有周期に応じて設定される文献4-3), 4-23)の耐震設計用減衰定数の推奨値を、それぞれ h_s , h_{RC} として併せて示す。

Fig. 4-13 の(a), (b)より1次と2次の減衰定数は、変形角 $1/500$ (2×10^{-3}) 程度に達するまでは、RC造で1~3%, S造で1~2%程度であり、各文献の推奨値と概ね対応するかやや小さい値を示す傾向となっている。さらに、変形角 $1/250 \sim 1/200$ ($4 \sim 5 \times 10^{-3}$) rad程度を経験すると、試験体3は固有周期比と同様に増加傾向を示し、他の試験体は値が概ね一定か漸減する。更に、 $1/100$ (10^{-2}) rad程度の変形角を経験すると、各試験体とも塑性化が進行するが、試験体3においても $1/25 \sim 1/12.5$ ($4 \sim 8 \times 10^{-2}$) rad程度の変形角に達し、梁の破断が生じるまでは、減衰定数の変化は小さい。回帰直線の変化を見ても、 $1/1000$ (10^{-3}) radでの値に対し $1/100$ (10^{-2}) radで、RC試験体では2倍程度であるのに対し、S造では、変化の比較的大きい1次でも1.5倍程度であり、両者の減衰特性は異なっている。但し、S造の試験体間でもばらつきが大きい点には注意を要する。

上記の結果より、RC造およびS造における概ね弾性範囲における初期の減衰定数については、国内外の耐震設計の推奨値^{4-3), 4-23)}と概ね同程度かそれ以下の値を示している。さらに、振幅の大きい地震動を繰り返し経験した場合におけるスラブを除く非構造部材の損傷や、主要架構（鋼構造材）の塑性化（特に破断や破壊以前）が、減衰定数の変化に及ぼす影響は、コンクリート系部材の塑性化に比べ相対的に小さいことが示唆される。

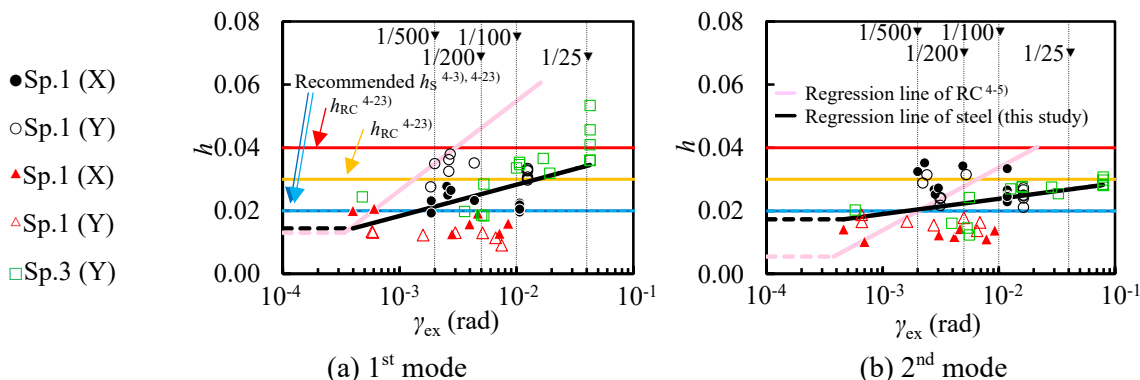


Fig. 4-13 Relation of experienced avg. drift angle γ_{ex} . and damping ratio h (modified some values from 4-18)

4.6 まとめ

本章では、E-ディフェンスで行われたS建物の振動台実験より、水平1次、2次の固有周期と減衰定数を対象に、振動特性の変化に着目し、検討を行った。特に今回の検討では、振幅レベルを徐々に増加させることで、変形レベルに応じた振動特性の変化、更に経験した最大変形と振動特性に対する影響について詳細に検討した。得られた結果を以下に示す。

- ・初期の1次固有周期が0.8秒、0.7秒、0.6秒程度と周期の異なる3つの試験体において、減衰定数は、1次が2~4%、1~1.5%、2~3%程度、2次が2~3%、2%、2%程度であり、1次と2次の差は各試験体とも比較的小さい。また、1次の同定結果は、同定手法が異なる既往の検討結果^{4-6), 4-10)~4-13)}と概ね対応する。
- ・固有周期は、既往の検討結果^{例えば4-21)}と同様、加振中の振幅(変形角)の増大に伴い、周期が増大する振幅依存性がみられる。
- ・固有周期は、現行設計で規定されている弾性応答範囲とされる閾値に概ね対応する、1/200rad、1/120~1/100rad程度の変形を経験すると、増加する傾向にある。前者は、非構造材の損傷に伴う影響、特にスラブの損傷が及ぼす影響が大きく、後者は主要架構(鋼構造材)の塑性化に伴う影響が顕在化するものと推察される。
- ・減衰定数は、スラブ以外の非構造部材(内外装材など)を伴う場合(試験体1, 2)では、ある一定の変形角までは値が増加し、その後反転して変形角の増大に伴い、値が減少する振幅依存性が認められる。また、主要架構とスラブのみからなる場合(試験体3)においても、振幅に依存して値が減少する振幅依存性は同様に認められる。これらは、既往の風観測記録を分析した場合の減衰特性とも概ね対応する⁴⁻²⁰⁾。
- ・固有周期と減衰定数に関する振幅依存性を含む振動特性の変化について、主要架構(鋼構造部材)の塑性化に起因する変化は比較的緩慢であり、スラブなどのコンクリート系部材の損傷を伴う場合に、変化が顕著となる傾向が示唆される。
- ・経験した変形角と各振動特性の関係について、既報のRC試験体の結果⁴⁻⁵⁾と比較した場合、S造試験体(建物)の変動は相対的に小さく、3.11地震に関する既往の分析結果^{4-2), 4-21)}とも対応関係にある。

以上より、3章で示したRC造⁴⁻⁵⁾および今回検討したS造の初期減衰定数については、国内外における耐震設計時の推奨値^{4-3), 4-23)}と概ね同程度かそれ以下の値を含むものとなった。現行耐震設計の慣用値であるRC造3%、S造2%を使用することは一概には否定されないものの、耐震安全性の観点では、相互作用の影響や振幅依存性等のばらつきを考慮して設定された減衰定数の参考値(安全側確率50~70%に対して、それぞれRC造2%~1.5%、S造1.5~1%)⁴⁻²⁴⁾は一定の合理性を示すものと考えられる。ただし、本検討で得られた結果は、3つの試験体と限られた範囲の結果であり、また、得られた傾向について、主要架構あるいは他の非構造部材等の影響がどの程度含まれるかは明らかとなっていない。更に多くの実験等を分析することで、これらのデータを拡充することが望まれる。

4章の参考文献

- 4-1) 飯場 正紀, 大川 出, 齊藤 大樹, 森田 高市, 長谷川 隆 : 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震において観測された強震記録に基づく建築物の地震挙動の分析, 建築研究所建築研究資料, No.138, 2012.9
- 4-2) 中村尚弘, 鹿嶋俊英, 木下拓也, 伊藤真二, 宮本泰志, 曾根 孝行, 荏本 孝久, 犬伏 徹志 : 振幅依存性を考慮した中低層 RC, SRC 造建物の水平 1 次振動特性, 日本建築学会 構造系 論文集, 第 81 巻, 第 721 号, pp.471-481, 2016.3 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.81.471>)
- 4-3) 日本建築学会 : 建築物の減衰, 2000.10
- 4-4) 光田 真旅, 梶原 浩一, 田川 泰敬, 佐藤 栄児 : 実大三次元震動破壊実験における振動台と試験体の連成, 日本機械学会論文集 (C 編), 72 巻, 713 号, pp. 30-36, 2006. 1
- 4-5) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 土佐内 優介, 梶原 浩一, 佐武 直紀 : 大型震動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 741 号, pp. 1695-1705, 2017. 11. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.82.1695>)
- 4-6) 吹田 啓一郎, 松岡 祐一, 山田 哲, 島田 侑子, 多田 元英, 笠井 和彦 : 震動台実験の概要と弾性応答特性—実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1—, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 635 号, pp. 157-166, 2009. 1 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.74.157>)
- 4-7) 山田 哲, 吹田 啓一郎, 松岡 祐一, 島田 侑子 : 震動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成—実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 2—, 日本建築学会 構造系 論文集, 第 74 巻, 第 644 号, pp. 1851-1859, 2009. 10 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.74.1851>)
- 4-8) 島田 侑子, 吹田 啓一郎, 山田 哲, 松岡 祐一, 多田 元英, 大崎 純, 笠井 和彦 : 震動台実験における倒壊挙動—実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 3—, 日本建築学会 構造系 論文集, 第 75 巻, 第 653 号, pp. 1351-1360, 2011. 11 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.75.1351>)
- 4-9) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」
<https://doi.org/10.17598/nied.0020> より課題名「E200703 - 鉄骨造建物実験研究 完全崩壊再現実験」(資料名 : 重要施設の機能保持性能向上耐震実験 データ公開用資料)
- 4-10) 池田 芳樹 : 忘却係数付き逐次最小二乗法による建物動特性の地震時変化の評価, 日本建築学会技術報告集, 第 18 巻, 第 38 号, pp. 51-54, 2012. 2 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.18.51>)
- 4-11) 笠井 和彦, 引野 剛, 伊藤 浩資, 大木 洋司, 元結 正次郎, 加藤 史人, 馬場 勇輝 : 実験の全体概要および非制振状態での応答性状 3 次元震動台による実大 5 層制振鋼構造建物の実験研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 663 号, pp.997-1006, 2011. 5 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.76.997>)

- 4-12) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」
<https://doi.org/10.17598/nied.0020> より課題名「E200807 - 鉄骨造建物実験研究 制振構造建物実験」(資料名：制振構造建物実験試験体製作等工事)
- 4-13) 笠井 和彦, 村田 真一郎, 加藤 史人, 引野 剛, 大木 洋司：震動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 670 号, pp.2031-2040, 2011.12. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.76.2031>)
- 4-14) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」
<https://doi.org/10.17598/nied.0020> より課題名「E201303 - 地震によって損傷を受けた鉄骨建築物の耐震安全対策に関する実験研究」(資料名：地震によって損傷を受けた鉄骨建築物の耐震安全対策に関する実験研究)
- 4-15) Mukai, Y., et.al.: Structural Monitoring and Diagnose for Damaged Steel Frame Structures caused by Multiple Seismic Excitations, Proc. on 6th World Conference on Structural Control and Monitoring, pp. 2407-2416, 2014. 7
- 4-16) Safak, E.: Identification of Linear Structures Using Discrete-time Filters, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, pp. 3064-3085, 1991. 10
- 4-17) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 梶原 浩一, 佐武 直紀, 土佐内 優介：大型震動台実験に基づく S 造中層建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 746 号, pp. 565-575, 2018. 4. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.565>)
- 4-18) Tojo T., Nakamura N., Kajiwara K., Satake N., Tosauchi Y.: Vibration Characteristics of Steel Buildings based on Large Shaking Table Tests at E-Defense, 17th World Conference on Earthquake Engineering, 2020 (<https://wcee.nicee.org/wcee/article/17WCEE/2c-0095.pdf>)
- 4-19) National Reserch Institute for Earth Science and Disaster Resilience: <https://www.edgrid.jp/> (accessed 2017. 8. 1)
- 4-20) Aquino, R., et.al.: Structural Damping Estimation for Wind-Resistant Design of 200m-High SteelOffice Building Using Stick-Slip Model, Journal of Wind Engineering, JAWE, Vol.38, No.2(No.135), 2013.4
- 4-21) 中村 尚弘, 鹿嶋 俊英, 東城 峻樹, 犬伏 徹志, 鈴木 琢也：近年の知見に基づく建築物の減衰と固有周期に関する検討 その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 507-508, 2017. 7
- 4-22) Kurata, M., et.al.: 合成梁を有する鋼構造柱梁接合部の繰返し载荷による振動特性の変化 実大試験体を用いた振動試験, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 703 号, pp. 1271-1278, 2014. 9
- 4-23) Pacific Earthquake Engineering Research Center/Applied Technology Council (PEER/ATC): Interim Guidelines on Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, PEER/ATC-72-1, Redwood City, California, 2010.
- 4-24) 日本建築学会：建築物の減衰と振動, 2020. 12

4章の付録

ここでは、ARXモデルに準用した式(4-1)の導出について示す。文献4-13)に従うと、振動台の回転を加味した場合の運動方程式は次式で表せる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}(\mathbf{1}\ddot{u}_g + \mathbf{H}\ddot{\theta}_g) \quad (4-2)$$

ここに、 \mathbf{M} 、 \mathbf{C} 、 \mathbf{K} は、それぞれ質量、減衰、剛性マトリクス、 \mathbf{u} は、剛体回転する振動台中心からの相対変位ベクトル、 $\mathbf{1} = \{1 \ 1 \ \dots \ 1\}^T$ 、 $\mathbf{H} = \{H_n \ H_{n-1} \ \dots \ H_1\}$ は高さベクトルであり、 H_n は第 n 層までの高さである。 u_g 、 θ_g はそれぞれ、振動台の水平変位と回転角である。この時、固定座標における絶対変位ベクトルを \mathbf{u}_{tot} は、次式となる。

$$\mathbf{u}_{\text{tot}} = \mathbf{u} + \mathbf{1}u_g + \mathbf{H}\theta_g \quad (4-3)$$

式(4-2)の減衰項を0とした場合の固有値問題を解くと次式を得る。

$$(\mathbf{K} - \omega_j^2 \mathbf{M})\boldsymbol{\phi}_j = 0, \quad \mathbf{u} = \sum_{j=1}^n \boldsymbol{\phi}_j q_j \quad (4-4)$$

ここに、 ω_j^2 、 $\boldsymbol{\phi}_j$ は第 j 次モードの固有円振動数と固有ベクトル、 q_j は一般化座標である。さらに減衰マトリクス \mathbf{C} が質量または剛性マトリクス(\mathbf{M} 、 \mathbf{K})に比例すると仮定すると第 i 次モードの運動方程式は次式で表せる。

$$\ddot{q}_{0j} + 2h_j \omega_j \dot{q}_{0j} + \omega_j^2 q_{0j} = -(\ddot{u}_g + H_{eq,j} \ddot{\theta}_g), \quad q_j = \beta_j q_{0j} \quad (4-5)$$

ここに、 h_j 、 β_j 、 $H_{eq,j}$ は、それぞれ j 次モードの減衰定数、刺激係数、等価高さであり、それぞれ次のように表せる。

$$h_j = \frac{\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{C} \mathbf{1}}{2\omega_j \boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi}_j}, \quad \beta_j = \frac{\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_j}, \quad H_{eq,j} = \frac{\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{M} \mathbf{H}}{\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{M} \mathbf{1}} \quad (4-6)$$

次に、各次の伝達関数を求める場合の入力として、式(4-5)の右辺に第 j 次モードに対応する調和加速度 $-A_j e^{i\omega t}$ を考えると、 j 次モードの調和応答と入力とは以下となる。

$$\ddot{q}_{0j} = \frac{A_j \omega^2}{\omega_j^2 - \omega^2 + 2ih_j \omega_j \omega} e^{i\omega t}, \quad \ddot{u}_g + H_{eq,j} \ddot{\theta}_g = A_j e^{i\omega t} \quad (4-7)$$

ここで、試験体で計測される絶対加速度 $\ddot{\mathbf{u}}_{\text{tot}}$ は、式(4-3)の右辺の各項に対して、式(4-8)の関係を用いることで、式(4-9)のように表せる。

$$\mathbf{u} = \sum_{j=1}^n \beta_j \boldsymbol{\phi}_j q_{0j}, \quad \mathbf{1} = \sum_{j=1}^n \beta_j \boldsymbol{\phi}_j, \quad \mathbf{H} = \sum_{j=1}^n \beta_j \boldsymbol{\phi}_j H_{eq,j} \quad (4-8)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_{\text{tot}} = \sum_{j=1}^n \beta_j \boldsymbol{\phi}_j (\ddot{q}_{0j} + \ddot{u}_g + H_{eq,j} \ddot{\theta}_g) \quad (4-9)$$

よって、式(4-9)に対して式(4-7)を考慮すると、 $\ddot{\mathbf{u}}_{\text{tot}}$ は、最終的に次式となる。

$$\ddot{\mathbf{u}}_{\text{tot}} = \sum_{j=1}^n \beta_j \boldsymbol{\phi}_j A_j \left(\frac{\omega^2}{\omega_j^2 - \omega^2 + 2ih_j \omega_j \omega} + 1 \right) e^{i\omega t} \quad (4-10)$$

次に試験体の調和振動を考え、 k 階での絶対加速度応答 $\ddot{u}_{\text{tot},k}$ と j 次に対応する調和加速度入力 $\ddot{u}_g + H_{eq,j}\ddot{\theta}_g$ の比として、伝達関数 $G_{k,j}(\omega)$ を次式で定義する。

$$G_{k,j}(\omega) = \frac{\ddot{u}_{\text{tot},k}}{\ddot{u}_g + H_{eq,j}\ddot{\theta}_g} \quad (4-11)$$

式(4-9)の k 階成分および式(4-7)を上式に代入することで、次式を得る。

$$G_{k,j}(\omega) = \frac{1}{A_j} \sum_{m=1}^n A_m \beta_m \phi_{km} \left(\frac{\omega^2}{\omega_m^2 - \omega^2 + 2ih_m \omega_m \omega} + 1 \right) \quad (4-12)$$

ここに、 ϕ_{km} は $\boldsymbol{\phi}_m$ 中の k 階にあたる成分である。 $G_{k,j}(\omega)$ は1~ n 次までの調和応答の和であるが、次数ごとの独立性が高いと仮定し、 j 次モードのみを取り出すことで、式(4-12)は次式のように近似できる。

$$G_{k,j}(\omega) \approx \beta_j \phi_{kj} \left(\frac{\omega^2}{\omega_j^2 - \omega^2 + 2ih_j \omega_j \omega} + 1 \right) \quad (4-13)$$

一方、 k 階で計測した加速度時刻歴のフーリエ変換に基づき、各離散値 ω におけるフーリエスペクトル比 $G_{k,j}(\omega)$ を、式(4-11)に倣い次式で定義する。

$$G_{k,j}(\omega) = \frac{A_{\text{tot},k}(\omega)}{A_g(\omega) + H_{eq,j}A_\theta(\omega)} \quad (4-14)$$

ここに、 $A_{\text{tot},k}(\omega)$ 、 $A_g(\omega)$ および $A_\theta(\omega)$ は、計測より得られた $\ddot{u}_{\text{tot},k}$ 、 \ddot{u}_g および $\ddot{\theta}_g$ のフーリエ変換したものを表す。

本検討では、ARXモデルにおいても同様に、式(4-11)およびそのフーリエ変換に対応する式(4-14)を用いて各モードの振動特性が評価できると仮定し、入出力データに本式を適用した。ただし、次数ごとの独立性が小さい場合等には、精度の限界が生じる可能性が考えられるため、各次の等価高さが参考値⁴⁾¹³⁾と概ね対応するか、あるいは数値解析モデルを用いて精度の確認等を行うことで有効性を確認しておく必要がある。

5. 振動台の回転が振動特性に及ぼす影響の評価

5.1 はじめに

3章および4章では、Eーディフェンスで過去に行われた加振実験のうち周期特性の異なるRC造およびS造の各3体の試験体に着目し、現行の設計規準に基づく建物の健全性および1次、2次モードの固有周期と減衰定数に関する変化の関係について検討した。これにより、RC造⁵⁻¹⁾およびS造⁵⁻²⁾において得られた上部構造の初期の減衰定数については、国内外における耐震設計時の推奨値^{4-3),4-23)}と概ね同程度かそれ以下の値を含む傾向を示した。また、振動台上に建物においても、振幅レベルに応じたS造およびRC造建物における振幅依存性を有することを確認した。これらの振幅依存性は、実建物で指摘される振幅の増加傾向に応じた固有周期および減衰定数の増加または減少傾向^{5-5),5-6)}と概ね類似している。さらに、経験した変形角の増大に応じたそれらの変動は、S造に比べてRC造の方が顕著に大きい点も実建物と共通である。しかしながら、前述のRC造の検討では、一部の試験体⁵⁻¹⁾において概ね弾性範囲の振幅レベルにも関わらず、1次減衰定数が大きいもので10%を超えるなど、耐震設計における慣用値や実建物での評価値に比して、過大となる場合が見られた。以下ではこの点について検討する。

三次元振動台においては、試験体重量が大きい場合などに、振動台のロッキング（以下、回転とする）が大きく生じ、振動特性の同定に影響を及ぼす可能性が指摘されている^{例えば5-8),5-9)}。4章のS造の検討においては、この台の回転の影響を考慮した場合の振動特性の補正法⁵⁻⁹⁾をシステム同定時に適用した結果、それほど大きな差は生じなかったものの、回転の影響を補正しない場合に比べて補正した場合は減衰定数がやや低下する場合があることも確認している。一方で、S造の試験体は重量が小さく影響は限定的であった可能性も考えられる。

そこで、本章では、既報⁵⁻¹⁾にて減衰定数の増大が見られたRC造試験体の一つ⁵⁻¹⁰⁾を対象に、詳細な分析を行う。はじめに解析モデルを用いて加振実験の再現解析を行い、振動台の回転の有無が、試験体の応答へ与える影響を検討する。次に、その結果をもとに、解析モデル、試験体の双方について回転入力の影響を加味したシステム同定を行い、建物自身（試験体）の振動特性を推定する。Eーディフェンスでは実際に、振動台の制御のために並進3成分、各軸回りの回転3成分の加速度を入力しており、振動台内部の加速度センサにおいて再現された応答も計測している。上記の制御値と応答値は同じではないものの、本章では、水平軸回りの回転成分の振動台の応答を回転入力と定義する。

なお、本章での成果は、「大型震動台実験におけるRC造建物の振動特性に及ぼす振動台の回転入力に関する影響」⁵⁻¹²⁾として2019年の日本地震工学会論文集の第19巻、第5号にて発表している。

5.2 検討概要

5.2.1 検討対象試験体および加振波^{5-10), 5-13)}

本章では、既報⁵⁻¹⁾にて1次減衰定数が比較的大きな数値で同定された、中層のRC造建物を模擬した耐震構造の試験体⁵⁻¹⁰⁾（3章に同じく試験体1と称す）を検討対象とする。検討対象とした試験体の形状および加振ケース一覧を、Fig. 5-1 および Table 5-1 にそれぞれ示す。加振ケース一覧には、振動台および建物頂部での最大加速度を併せて記載する。Table 5-2 に試験体設計時の主要な諸元を設計時の1次固有周期と併せて示す。試験体の詳細については、文献5-10),5-13)を参照されたい。

Table 5-1 の検討対象とした加振は、次に詳述する①ランダム加振、②調整加振、③本加振の3種類であり、種類に応じて表を色分けしている。①ランダム加振は、ランダム波（ホワイトノイズ波）を用いて主要な地震波による本加振前後に行われる、振動特性を把握するための小振幅の加振である。②調整加振は、本加振の再現性を高めるため本加振と同一の地震波の倍率を小さくし、得られた応答から目標波（本加振）に対して振動台へ情報をフィードバックするための調整用の加振である。また、③本加振は、試験体の損傷進行を主な目的とする比較的振幅レベルの大きい加振を指す。

Table 5-1 List of Input wave (Specimen 1) ⁵⁻¹²⁾

No	Input wave		Max. Acc. (m/s ²)			
			Table		Top (Avg.)	
			X	Y	X	Y
1	Random(XY)		0.4	0.4	0.8	0.7
2	Sannomaru-100%(XY)		2.0	1.5	2.7	2.6
3	Random(XY)		0.4	0.4	0.8	0.7
4	Yokohama-20%(XY)		0.4	0.4	1.1	1.2
5	"		0.8	0.9	2.6	2.6
6	"		1.0	1.0	3.5	3.7
7	"		1.0	1.0	4.0	4.0
8	Yokohama-100%(XY)		7.0	6.7	21.5	16.3
9	Random(X)	Random(Y)	0.4	0.4	0.6	0.7
10	El-centro-20%(XY)		0.4	0.7	0.9	1.8
11	"		0.6	1.0	1.8	2.8
12	"		0.7	1.1	2.1	2.7
13	El-centro-100%(XY)		3.7	4.4	12.9	15.6
14	Random(X)	Random(Y)	0.4	0.4	0.6	0.6
15	Random(X)	Random(Y)	0.4	0.4	0.6	0.7
16	JMA-Kobe-20%(XYZ)		0.9	1.3	3.6	4.8
17	"		1.2	1.6	6.2	7.3
18	"		1.1	1.3	2.6	3.6
19	"		1.3	1.6	6.3	6.9
20	JMA-Kobe-80%(XYZ)		8.0	12.0	25.6	21.8
21	Random(X)	Random(Y)	0.4	0.4	0.6	0.6

Table 5-2 Specifications of Specimen 1 ⁵⁻¹²⁾, for more descriptions see 5-10),5-13)

Floor	Height (m)	Weight (kN)		1 st natural period (s)	
		Floor	Total	X	Y
R	-	981	-	0.23	0.24
4	3.40	1,187	981		
3	3.90	1,116	2,168		
2	3.40	1,181	3,284		
1	3.90	2,972	4,465		
Table	1.55	-	7,437		

5.2.2 大型振動台実験の再現解析

(1) 解析モデル

Fig. 5-1に示した試験体1は、概ね整形な形状であること、また、Table 5-1に示した全ての地震波について連続して地震応答解析を行う際の解析効率も考慮し、等価せん断型多質点系モデル（以下、質点系モデル）を採用する。Fig. 5-2に解析モデルを示す。地震動入力点（かつ回転入力時の回転中心）となる最下層の質点（Table）は、Fig. 5-1中の振動台表面高さに設定し、非常に大きい質量（Large Massとして 10^{13} t(または $t \cdot m^2$)を設定）としている。質点系モデルの非線形特性は、Fig. 5-3に示すように、後述のフレームモデルにおいて求めた荷重－変形関係（ Q - γ 関係）をトリリニア型の骨格曲線に近似して設定する。第1折れ点は、Table 5-2に示した1次固有周期と整合するよう、各層で初期剛性に対する割線剛性低下率0.6~0.8倍程度を目安に調整した。第2折れ点は、部材の初降伏点とし、第3折れ点は、試験体設計時の想定に従い、層間変形角 $\gamma = 1/100$ radとなる点で定義した⁵⁻¹⁰。第3折れ点以降は剛性を維持し、復元力特性は、修正武田モデル⁵⁻¹⁴として除荷勾配に関わる係数 $\beta = 0.4$ を採用する。Table~1FL間は、ほぼ剛であるとみなし、非常に大きな剛性（上部要素で設定した初期のせん断剛性に対して 10^{10} 倍程度）とした線形の梁要素で結ぶ。

質点系モデルの作成に先立ち、構造解析プログラムBRAIN⁵⁻¹⁵を用いて3次元フレームによる解析モデルを作成する（以下、フレームモデル）。フレームモデルは、文献5-10), 5-13)の断面情報、部材剛性および耐力を参考にモデル化し、Table 5-2に示した非構造部材や内外装材も含む各フロアの重量と整合するよう、床面に積載荷重を与えて作成した。Fig. 5-4に、フレームモデルにおいて、外力分布をTable 5-2の重量を用いて A_i 分布⁵⁻¹⁶より設定し、X方向に静的一方向載荷解析を実施して得られた荷重－層間変形角関係を、トリリニア型に置換したものの（MDOF model）および文献5-13)の1FLの結果（Modified design model）と併せて示す。同文献では、実験後の検討により、中柱（Fig. 5-1中の耐震壁wC1, wC2）の耐力評価に中間鉄筋を考慮した壁耐力式を用いて設計モデルを補正することで、実験結果との整合性が良くなることが報告されている。Fig. 5-4に示す本モデルでも同様に耐力を補正しており、文献5-13)の結果と概ね対応することがわかる。

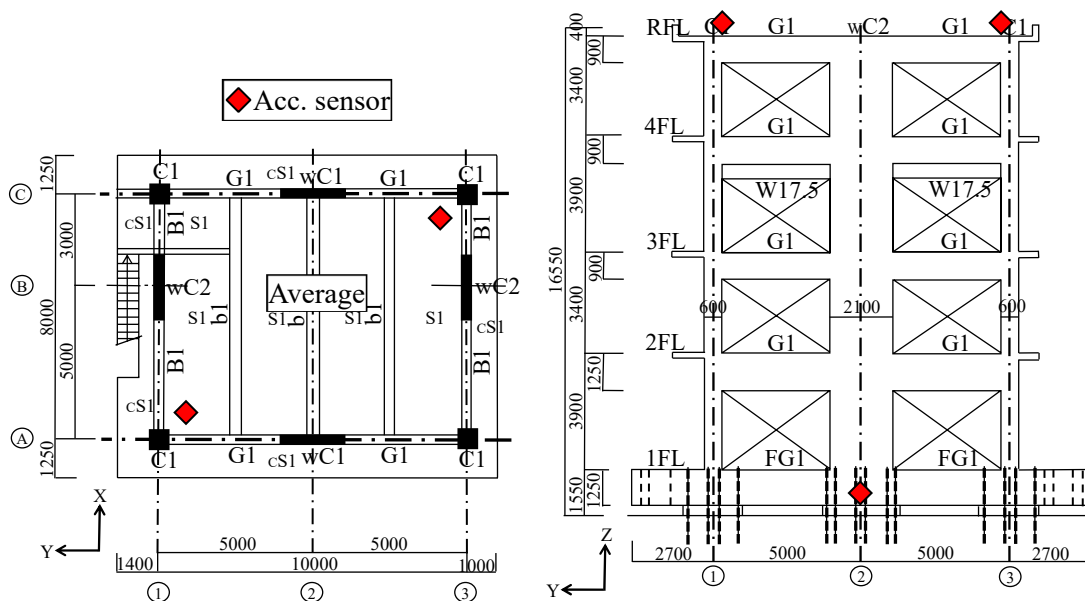


Fig. 5-1 Configuration of specimen 1 (Left: plan view, Right: framing elevation) added some descriptions to the original figure in 5-10, 5-11

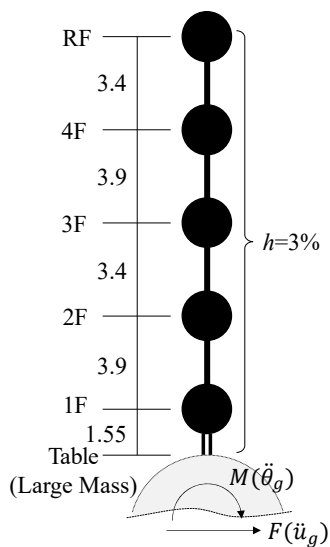


Fig. 5-2 Analysis model 5-12)

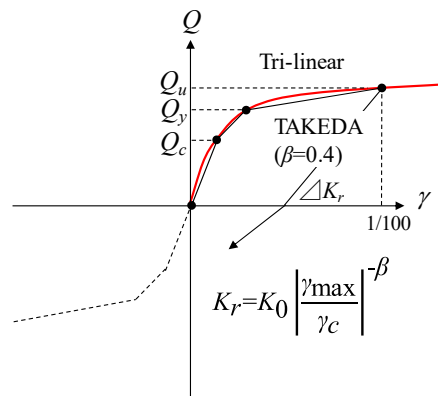


Fig. 5-3 Setting of restoring force characteristics 5-12)

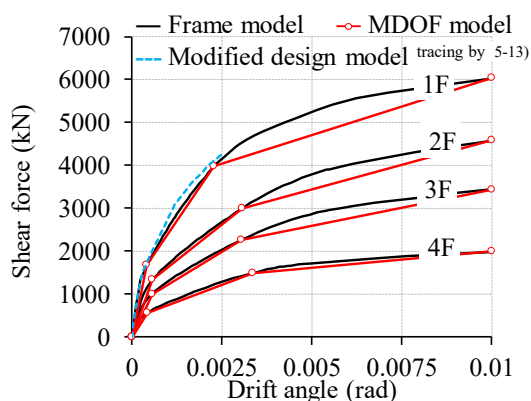


Fig. 5-4 Relations of load and deformation (Specimen 1, X direction) ⁵⁻¹²⁾

(2) 解析条件

質点系モデルを用いて、Table 5-1に示した全ての加振ケースを連続させた地震応答解析を行う。ここで、解析時間ステップは実験データ⁵⁻⁷⁾のサンプリング周波数に従い、 $\Delta t = 0.001\text{s}$ とし、時間積分は、Newmark- β 法 ($\beta = 0.25$)を用いる。各モードを通じて減衰が一定となるよう、歪エネルギー比例減衰を採用し、RC造建物の慣用値3%とする。また、解析時は、Fig. 5-2に示すように質点系モデル最下層の質点に対し、水平1方向 (F のみ)、または同水平および回転 (ロッキング) の2方向 (F および M) に加振を行い、実験時に振動台表面直下のセンサーで得られた各方向の加速度応答そのもの (ただし、回転加速度は、公開データ⁵⁻⁷⁾について単位を度からradに換算) にLarge Massの質量を乗じた加振力を直接入力する。なお、試験体1は各階で重心と剛心が若干異なるが、その程度は小さい (偏心率で最大0.01程度)。更にねじれ剛性を考慮した固有値解析より、ねじれの影響は少ないことを確認した。

5.2.3 回転を加味した振動特性の同定方法

(1) ARX モデルを用いたシステム同定

本検討では、前述の質点系モデルを用いた実験再現解析（以下、単に解析と呼ぶ）および実際の実験で取得された試験体の応答結果に対し、水平方向の1次の固有周期と減衰定数を同定し、得られた振動特性を評価する。同定手法は、時刻歴で変動する各振動特性を比較的安定した精度で同定可能であること⁵⁻¹⁸⁾、モード形の同定は対象外として多量のデータを効率的に処理する観点から、3章と同様に入出力データに予めバンドパスフィルターを掛けた、1入力1出力系のARXモデル^(例えば5-5), 5-17)を用いる。

同定にあたっては、解析および実験より得られた水平方向の加速度応答を用いる。入出力に使用するものは、振動台および建物頂部の記録（Fig. 5-2 の質点系モデルにおける Table, RFL 位置の応答に対応）とする。Fig. 5-1 に実験について振動特性の同定時に使用した加速度計の位置を◆で示す。振動台は1点、建物頂部は対角の2点とし、頂部の記録は時刻歴で平均する。ARX モデルの解析条件は、文献 5-1) に従い、算定区間を 20s、ランニングピッチを 5s、モデル次数 $N=2$ とし、各地震波で共通とする。

Fig. 5-5 に、代表で Table 5-1 の各ランダム加振に関して、実験から得られた振動台と頂部の X 方向加速度応答より求めた伝達関数（前述の各算定区間で求めた伝達関数の平均値）を、定義する台形型のバンドパスフィルターの概念図 ($f_1 \sim f_4$ に対し、透過量を 0.0, 1.0, 1.0, 0.0 で設定) と併せて示す。同図に示すように、初期の伝達関数 (No.1) より 4Hz 付近に 1 次モードのピークが確認できる。多数の加振を経て塑性化が進行するのに伴い、徐々に低振動数側にピークが移動し最終加振 (No.21) に至る。この時、図中のように伝達関数の変動が大きい場合は、バンドパスフィルターに関して、対象とする 1 次モードのピークを包絡するよう範囲を変更している。

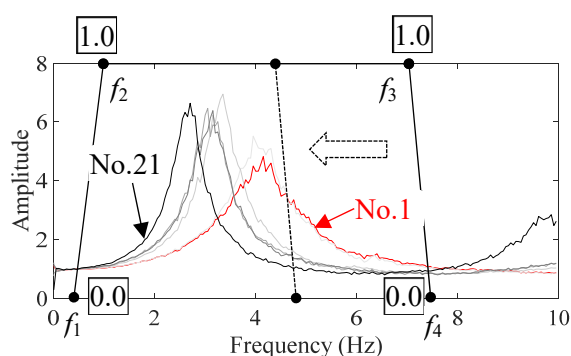
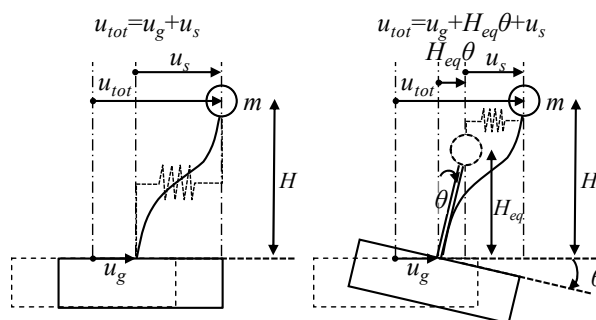


Fig. 5-5 Transition of transfer function of Specimen 1 (X direction, building top/shaking table)⁵⁻¹²⁾



(a) Not considering rocking effect (b) Considering rocking effect
Fig. 5-6 Conceptual diagram of the vibration system for obtaining the transfer function⁵⁻¹²⁾

(2) 振動台の回転入力を加味した加速度応答の補正方法

次に、振動台の回転入力を加味した加速度応答の補正方法を概説する。補正方法は、文献5-9)に従い以下とする。同文献では、振動特性の同定にあたり、振動台の回転入力を加味した運動方程式である(5-1)式を前提とする。同式について、分解したモードの重ね合わせより伝達関数を定式化し、次数ごとの独立性が高いとの近似から、 k 階での絶対加速度応答 $\ddot{u}_{tot,k}$ と j 次モードに対応する調和加速度入力 $\ddot{u}_g + H_{eq,j}\ddot{\theta}_g$ の比より、各モードの伝達関数を(5-2)式で定義している。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}(\mathbf{1}\ddot{u}_g + \mathbf{H}\ddot{\theta}_g) \quad (5-1)$$

$$G_{kj}(\omega) = \frac{\ddot{u}_{tot,k}}{\ddot{u}_g + H_{eq,j}\ddot{\theta}_g} \quad (5-2)$$

ここで、 u_g 、 θ_g はそれぞれ振動台の水平変位と回転角、 \mathbf{u} は振動台中心からの相対変位ベクトル、 \mathbf{M} 、 \mathbf{C} 、 \mathbf{K} はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリクス、 \mathbf{H} は高さベクトルである。また、 $H_{eq,j}$ は j 次モードの等価高さを表す。当該補正法の利点は、同定に用いる実測データのうち入力側に同定前にモード特性値（等価高さ）の予測が必要となることを除けば、入出力に実測値を直接使用できることにある。同定時に用いる入出力データにおいて近似値や予測値の使用を極力避けて、回転入力が各振動特性の同定結果に及ぼす影響に焦点を当てる観点から当該補正法を採用した。以後、本補正法を適用し回転入力をを用いて水平入力（水平加速度応答）を補正することを指して、回転補正と称す。Fig. 5-6 (a), (b)には、伝達関数を求める振動系の概念図を、回転補正の有無に応じて示す。同図(a)は、回転補正なし（回転入力がないとみなす場合と同じ）とした場合、同図(b)は回転補正した場合である。各図で上部構造の変形成分を u_s とすると、同図(a)では u_s が、振動台からの相対値であるのに対し、同図(b)では回転入力による変位成分 $H_{eq}\theta$ からの相対値となる点が異なる。

本検討では、式(5-2)の方法に従い ARX モデルによるシステム同定時の入力データを回転補正する。具体的には、同定に用いる水平方向の入力加速度（振動台応答）に対し、1次モードの等価高さを乗じた回転加速度を時刻歴で足し合わせた水平加速度応答を用いる。ここで必要となる1次等価高さは、簡便のため、質点系モデルの固有値解析より求めた値（建物高さの0.8倍程度）を、解析および実験結果に対する同定時に共通で使用する。ただし、塑性化が大きく進行すると、当該モードの等価高さは変化することも考えられる。そのため、塑性化が進んだ場合の回転入力の影響を、やや過大あるいは過少に評価する可能性もあり、この点は今後の課題と考える。

5.3 解析モデルを用いた振動台の回転入力の影響に関する検討

本章では、振動台実験の再現解析を行い、回転入力の有無が建物の応答特性に与える影響について検討する。解析は、実際の実験に従い水平および回転の2方向を入力した場合と、水平1方向入力とした場合の結果を比較する（以下、単に2方向入力、1方向入力と呼ぶ）。以後、回転入力の有無に応じた建物応答への影響について、5.3.1項で入力地震動に着目した検討を行い、5.3.2項で解析および実験より得られた応答を比較し、傾向をまとめる。

以降に示す結果は、定性的な傾向がXおよびY方向で同様であるため、X方向を代表で示す。また、Table 5-1に示した各本加振（加振2：Sannomaru, 8：Yokohama, 13：El-Centro, 20：JMA-Kobe）を対象に示す。

5.3.1 入力地震動に関する影響の検討

試験体へ入力される地震動に着目し、振動台の回転入力の有無が、建物応答に与える影響を考察する。Fig. 5-7 (a)~(d)に、試験体1に入力された各本加振のX方向およびY軸回転方向の加速度時刻歴波形、 u 、 $H\theta$ の比較をそれぞれ示す。 H は等価高さであり試験体の全高さの0.8倍とする。また、最大加速度を $u/H\theta$ の順に併記する。同図(a)のSannomaruは、長周期の地震動であり、同(b)~(d)の各本加振は、短周期の地震動となる。試験体1は耐震建物であるため、(a)Sannomaruではほぼ弾性応答範囲であり、5.3.2項で示すように、(b)Yokohama以降の本加振において損傷が比較的大きく進行する。また、それぞれ等価高さを乗じた回転入力 $H\theta$ が水平入力 u に対して最大値で0.5~1.2倍程度と水平加速度に匹敵する大きさとなることがわかる。

次に、上述の各本加振より求めた加速度応答スペクトルについて検討する。式(5-2)に従うと、回転入力がある場合には、試験体に入力される振動台入力（伝達関数の分母）は、水平加速度 \ddot{u}_g に加えて、1次モードの等価高さに回転角を乗じた入力 $\ddot{u}_g + H_{eq,1}\ddot{\theta}_g$ として表すことができる。そこで、Fig. 5-8 (a)~(d)に、Fig. 5-7に示した水平加速度（図中 u ：1方向入力に対応）、回転加速度（図中 $H\theta$ ：回転入力に対応）および各回転加速度に応じて回転補正した場合の水平加速度（図中 $u + H\theta$ ：2方向入力に対応）より求めた加速度応答スペクトル（減衰5%）の比較を示す。参考のため、各図に試験体設計時の初期1次周期（0.23s）および実験時における最終本加振後の1次周期（0.35s）⁵⁻¹⁾を▲で併記する。同図(a)~(d)の各本加振について、初期1次周期0.23s付近の応答に着目すると、Sannomaruでは、水平 u のみに比して、回転補正した $u + H\theta$ が、半分程度に低減されている。一方、他の加振を見ると、Fig. 5-8 (b) Yokohamaでは、 $u + H\theta$ が顕著に大きく、同(c), (d)の各加振は同程度以上となる。続いて、各加振について、塑性化が進んだ場合の周期0.35s付近までを見ると、各(a)~(d)に共通で、水平 u のみに比して、回転補正した $u + H\theta$ の応答が大きい傾向にあり、同図(c) El-Centro, (d) JMA-Kobeでは0.3s付近で1.3~1.5倍程度となる。回転入力 $H\theta$ は、周期0.23~0.35sで各地震ともピークが見られる傾向にあ

るが、 $u + H\theta$ において応答値が u に対して増減する点は、水平および回転の各入力の位相特性に関係するものと考えられる。

以上より、振動台より入力される地震波について、建物応答が弾性応答範囲では、水平と回転の2方向が入力されているながら、回転入力を見無視して水平1方向入力のみとした場合、見かけ上、入力を過大に評価する可能性が高く、塑性化以降は、反対に入力を過小評価する可能性がある。なお、ここでは省略したが、塑性化前後のランダム加振の結果においても同様の傾向であることを確認している。

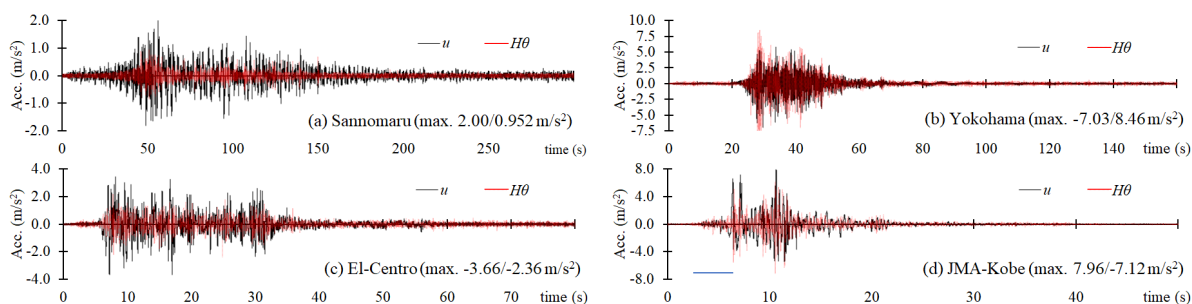


Fig. 5-7 Acceleration time history of shaking table horizontal input (main excitation, X direction) 5-12)

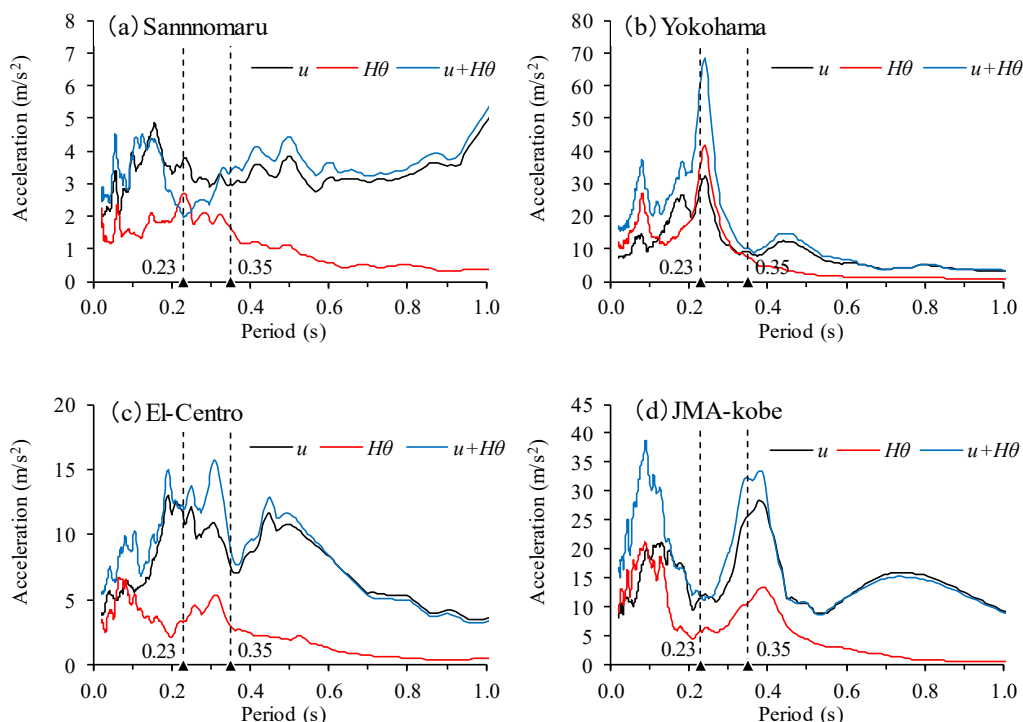


Fig. 5-8 Comparison of acceleration response spectra (main excitation, X direction, $h = 5\%$) 5-12)

5.3.2 解析と実験における応答特性の比較

本項では、回転入力の有無が建物の応答特性に与える影響について質点系モデルの解析から考察する。以下、5.3.1項の検討結果を考慮し、(1)項で弾性範囲、(2)項で塑性化以降の応答の順に検討する。

(1) 弾性範囲での応答

Fig. 5-9に、Sannomaruに関して、1方向および2方向入力した場合の解析より得られた建物頂部の加速度応答時刻歴波形を、実験における同部の加速度応答と併記し、回転入力の有無の影響に加え、解析と実験結果の対応関係を確認する。なお、時刻歴は0.01s間隔で描画し、横軸は主要動付近の範囲に限定する。同図中には、解析 (Analy.)、実験 (Exp.) のそれぞれの最大加速度 (max) に加え、2方向入力の解析と実験の時刻歴の二乗平均平方根の比率 (実験/解析 (2方向) : 以下、 $RMSr = RMS(u_{exp.}) / RMS(u_{analy.})$ とする) を併せて示す。

同図より、まず解析同士を比較すると、1方向入力は、2方向入力に比して加速度応答が大きく、最大で2倍程度大きい。次に、2方向入力した場合の解析による応答と実験を比較すると、実験に比して、最大値で10%程度、 $RMSr$ で10%程度解析の方が大きい、実験との整合性は比較的良い。双方の解析結果から、回転入力の有無が建物の加速度応答に影響を及ぼすことが確認できる。また、回転入力の有無による応答の大小関係は、5.3.1節の入力地震動の検討から推定された傾向とも対応する。

続いて、回転入力の有無が振動特性を同定する際に及ぼす影響を比較するため、Fig. 5-10 (a)に、振動台と建物頂部の水平加速度応答のみを使って求めた伝達関数 (Fig. 5-5に同じく各算定区間の結果を平均化する) を、1方向入力と2方向入力の解析、および実験の3者を比較して示す。また、同図(b)には、同図(a)のうち2方向入力の解析、および実験について、(5-2)式により回転補正した振動台の水平応答を入力 (分母) とした場合の伝達関数を、凡例に*印を添えてそれぞれ示す。

Fig. 5-10 (a)について、解析より求めた伝達関数を比較すると、弾性範囲であるため建物モデルの減衰はともに3%であるものの、ピーク高さは1方向入力に比して2方向入力が1/3倍程度と、後者の場合は、水平入力のみとみなす (回転補正は考慮しない) ことで、見かけ上の減衰効果が大きくなるのがわかる。また、実験による結果は解析に比べて更にピークが鈍化しており、一般的なRC造建物の減衰に対して減衰定数の値が大きく同定された⁵⁻¹⁾ことと対応する。

続いて同図(b)について、1方向入力と、回転補正をした2方向入力および実験を比較すると、特に解析では1方向入力と2方向入力のピーク高さ、振動数とも概ね一致する。すなわち、Fig. 5-6に示したように、後者の2方向入力の伝達関数においても建物変形成分に注目することで、弾性範囲であるため解析上で設定した建物自身の減衰および周期特性が比較的精度よく表れていると考えられる。回転補正をした実験に着目すると、2方向入力の解析と同様に、補正前

後でピーク高さが3倍程度に増加する。また、3者の1次振動数は概ね4.3Hz (0.23s)程度で一致しており、今回の補正方法が実験についても概ね有効に働くものと考えられる。なお、実験の減衰効果が解析に比して大きい要因として、解析モデルでは考慮されない非構造部材が存在する影響なども考えられるが、ここでの特定は難しい。

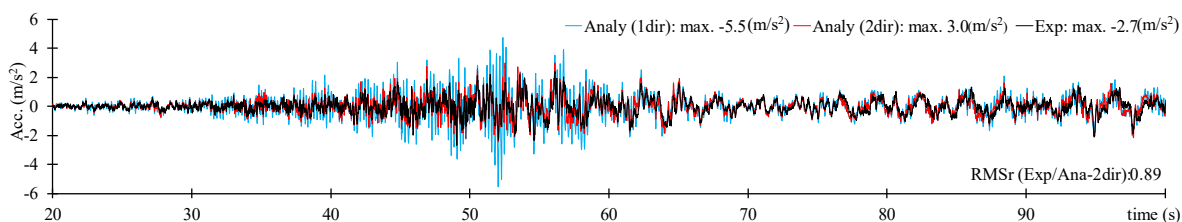
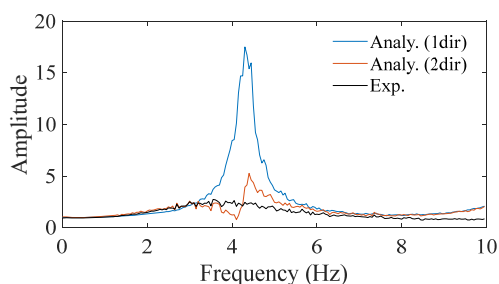
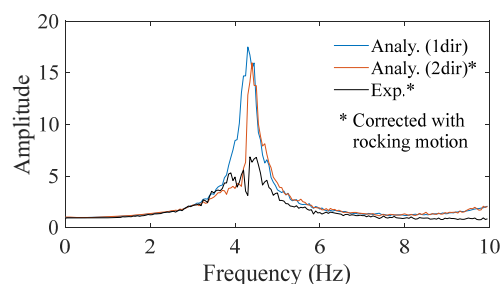


Fig. 5-9 Comparison of acceleration time history ⁵⁻¹²⁾
(Sannomaru, building top, X direction)



(a) Analysis (1 dir., 2 dir.) and experiment
(Both of them are without rocking correction: u)



(b) Analysis (1 dir., 2 dir.*) and experiment *
(* shows that they are with rocking correction: $u+H\theta$)

Fig. 5-10 Comparison of transfer functions ⁵⁻¹²⁾
(Sannomaru, building top/shaking table, X direction)

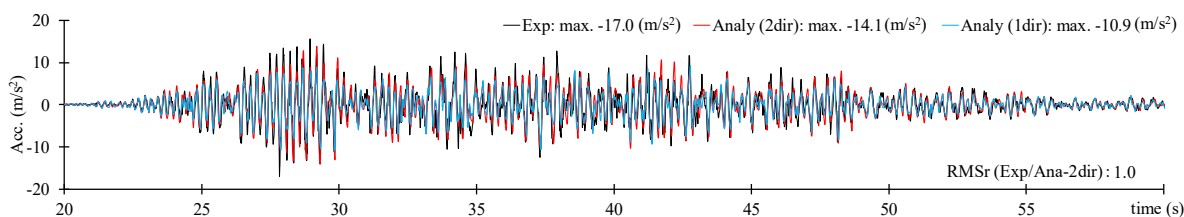


Fig. 5-11 Comparison of acceleration time history ⁵⁻¹²⁾
(Yokohama, building top, X direction)

(2) 塑性化以降の応答

次に塑性化以降における応答を確認する。Fig. 5-11に、代表で最大変形が生じるYokohamaに関して、解析および実験より得られた建物頂部の加速度応答時刻歴波形を併せて比較する。描画方法は、Fig. 5-9と同じとする。

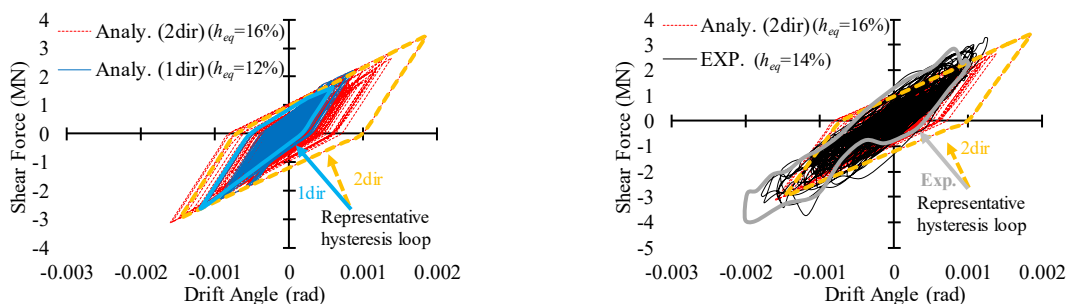
同図より、まず解析同士を比較すると、回転入力の有無により、1方向入力に比して、2方向入力の場合の加速度応答が大きいことがわかる。これらの大小関係は、5.3.1節の加速度応答スペクトルの比較で推定された塑性化以降の応答傾向と対応する。次に、2方向入力の解析と実験を比較する。最大値では20%程度前者の応答が小さいものの、RMSrは1.0であり、平均的な応答としては、解析により実験結果を概ね捉えられており、1方向入力の場合に比べて、整合性が良いといえる。

Fig. 5-12 (a), (b)に、代表で第1層の荷重-層間変形角関係について、2方向入力の解析に対し、1方向入力の解析、および実験の二者との比較をそれぞれ示す。解析の層間変形角にはせん断歪を用い、実験の層間変形角は、変位計から得られた層間変位を層高さで除した値とする。層せん断力は各層の応答加速度と質量より算出した⁵⁻¹⁰。また、各凡例の横に、等価粘性減衰定数 h_{eq} ($=1/4\pi \cdot \Delta W/W$ で算定)の値を併記する。 h_{eq} は、図中に太線で示した最大変形時の代表1ループを損失エネルギー ΔW とし、変形エネルギー W は塑性化による残留変形があることを考慮してループ重心位置から最大変形に達した場合の三角形の面積として、各値を算定した。

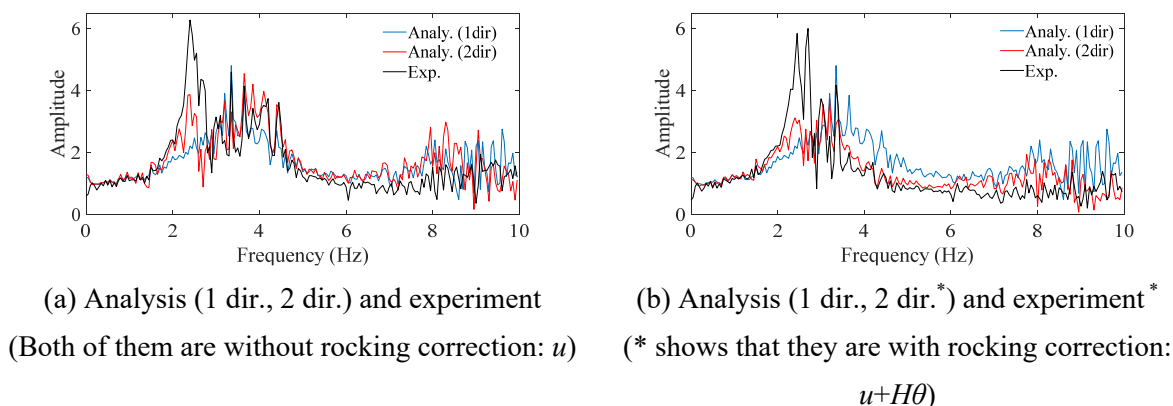
Fig. 5-12(a)の解析同士の比較に関して、Fig. 5-11で1方向入力に比して、2方向入力の加速度応答が大きくなっていたのと同様に、ここでは省略したが建物各階の加速度応答とも増加し、1層に生じる層せん断力ならびに最大変形とも後者の方が大きくなることがわかる。このように、回転入力の有無により各層の塑性化程度が異なるため、剛性の低下に伴う周期の変動にも両者で差が生じることとなる。また、等価粘性減衰定数 h_{eq} は塑性化の大きい2方向入力では16%であり、1方向入力の12%に比べて30%程度大きい。すなわち、弾性範囲の場合とは異なり、塑性化以降は、回転入力の有無に応じて材料減衰と履歴減衰を含む建物自身の減衰、更に周期の値とも異なるといえる。次に、Fig. 5-12(b)の2方向入力の解析と実験を比べると、最大変形の絶対値(両者とも0.002 rad程度)や h_{eq} の値は(それぞれ16%, 14%)、解析の減衰値がやや大きいものの比較的良い対応を示す。一方、実験に見られるやや楕円形を描くような復元力特性と、解析で簡略化した復元力特性(トリリニア型の修正武田モデル)とでは、剛性の低下率や履歴特性にやや差がみられる。なお、 h_{eq} はいずれも10%以上と、摩擦等により発生すると想定される材料減衰(解析では3%)に比して大きく、塑性化後の減衰特性においては、履歴減衰の影響が相対的に大きくなるものと考えられる。

続いて、回転入力の有無が振動特性を同定する際に及ぼす影響を確認する。Fig. 5-13 (a), (b)にFig. 5-10に同じく3者の伝達関数の比較を示す。Fig. 5-13(a)は、いずれも水平入力のみとみなす(回転補正は考慮しない)場合であり、同図(b)は、Fig. 5-10(b)と同様に2方向入力の解析および実験の二者に対し回転補正を行ったものである。

Fig. 5-13(a)より、いずれの伝達関数ともに3~4Hz付近で、概ね同程度の応答の増幅がみられる。一方、2方向入力の場合には2.5Hz付近においても比較的大きな増幅がみられる。Fig. 5-12で確認した回転入力の有無に応じた塑性化程度の大きさ、および周期の変動との関係を考えて、1方向入力の解析に比べて、2方向入力および実験の伝達関数のピーク振動数が低下する（長周期化する）ものと想定されるが、後者2つは1次モード付近の裾野が大きくピーク振動数も不明瞭である。続いて同図(b)の1方向入力の解析と、回転補正した2方向入力の解析および実験の応答を比較すると、1方向入力に比べて、2方向入力の解析と実験のピーク振動数は、全体として3Hz付近に移行し裾野が小さくなることで、Fig. 5-12から想定される長周期化の傾向が比較的明瞭に認められる。また、1方向と2方向入力の解析におけるピーク高さはFig. 5-12の等価減衰定数の大小関係とも概ね対応する。ただし、1方向と2方向入力の解析では、回転入力の有無に起因して塑性化程度が異なること、解析と実験の復元力特性にも差異がある点を考慮すると、各伝達関数におけるピーク振動数や高さの比較から、回転補正の有効性を定量的に捉えることは難しい。これらの結果を考慮したうえで、以下に示すまとめでは、塑性化以降における回転入力の影響については、定性的な傾向を推定することと定める。



(a) Analysis (1 dir.) and (2 dir.) (b) Test and analysis (2 dir.)
 Fig. 5-12 Comparison of relationship of load and story drift angle/shear strain 5-12
 (Yokohama, 1st floor, X direction)



(a) Analysis (1 dir., 2 dir.) and experiment
 (Both of them are without rocking correction: u) (b) Analysis (1 dir., 2 dir. *) and experiment *
 (* shows that they are with rocking correction: $u+H\theta$)
 Fig. 5-13 Comparison of transfer functions 5-12
 (Yokohama, building top/shaking table, X direction)

(3) 応答特性のまとめ

弾性範囲、塑性化以降の双方において、解析により振動台の回転入力の有無が建物の応答特性に影響を及ぼすことを確認した。弾性範囲においては、水平1方向のみを入力する場合には、水平と回転2方向を入力する場合に比べて建物応答を過大に評価する。また、2方向入力において、回転入力を無視し、水平1方向入力とみなして（回転補正を考慮しない）振動特性を推定する場合、解析および実験の減衰効果が、見かけ上大きく推定される。伝達関数のピーク高さは、2方向入力の解析、実験とも回転補正がある場合には、同補正がない場合に比べて3倍程度大きくなる結果であった。また、回転補正を考慮することで周期を含む建物自身の振動特性が概ね有効に推定できる可能性が高い。

塑性化以降においては、水平1方向のみを入力する場合には、水平と回転の2方向を入力する場合に比べて建物の最大加速度応答や最大変形が小さくなる傾向にあり、建物応答を過小に評価する可能性が高い。2方向入力において、水平1方向入力とみなして振動特性を推定する場合の影響を、回転補正前後の伝達関数の変化から判断することは難しいが、履歴減衰が支配的となり応答の増幅が平滑化されることに加え、1次振動数付近におけるピークが不明瞭となり裾野が大きくなることで、減衰効果がやや過大に評価される可能性もある。

5.4 振動台の回転入力を加味した振動特性の同定

本章では、5.2.3項の方法に従い、Table 5-1の全ての加振について解析および実験で得られた応答を用いて振動特性を同定し、結果を考察する。ここでも、5.3節に同じく代表でX方向の結果を示す。

Fig. 5-14 (a), (b)に解析より得られた、1次固有周期および減衰定数をそれぞれ示す。各図は、全ての加振波を時間経過順に連続でプロットする。色分けは各本加振を経験するのを区切りとして同系色でまとめ、色の濃淡はTable 5-1の加振種別①~③に対応する。回転入力の影響を無視して同定した場合（回転補正なし）は●で、回転入力を用いて補正した場合（回転補正あり）を△で併記する。

Fig. 5-14(a)より、1次固有周期を見ると、回転補正の有無に依らずYokohamaの本加振時に大きく周期が増加し、これ以前は弾性範囲、以後は塑性域に達し明瞭な長周期化が確認できる。次に、回転入力による補正の影響を見ると、塑性化前後に依らず、特にランダム加振時は、いずれも回転補正前に比してやや短周期側に補正される。これは、5.3.2節のFig. 5-10 (a), (b)の伝達関数の見かけ上の変化からもわかるように、ピーク周期が比較的明瞭になるためと考えられる。続いて、Fig. 5-14(b)の減衰定数に着目する。補正前の結果について、初期の状態から10%以上の大きな減衰であり設定値（3%）を上回る。塑性化以降は履歴減衰の影響が大きくなるため同様に10~20%前後の比較的大きな値を示す。これに対し、補正後の結果は、弾性範囲では、設定値である3%にほぼ一致し、塑性化以降は、補正後の減衰定数が、ほぼ同程度かやや小さくなる傾向にあり、10%~15%程度となる。

Fig. 5-15 (a), (b)には実験より得られた各振動特性をFig. 5-14と同様の形式で示す。同図(a)の固有周期、同図(b)の減衰定数とも、回転補正前後の変化は上述の解析による結果と概ね対応している。本検討の主眼である補正後の減衰定数の値に着目すると、Yokohama本加振以前の弾性範囲では、3~4%程度である。続いて、塑性化以降は、回転補正前には解析と同様に10%前後の値が、補正後には5%程度に低下する。減衰定数が低減する傾向は解析に共通するが、低減率はやや大きい結果となった。

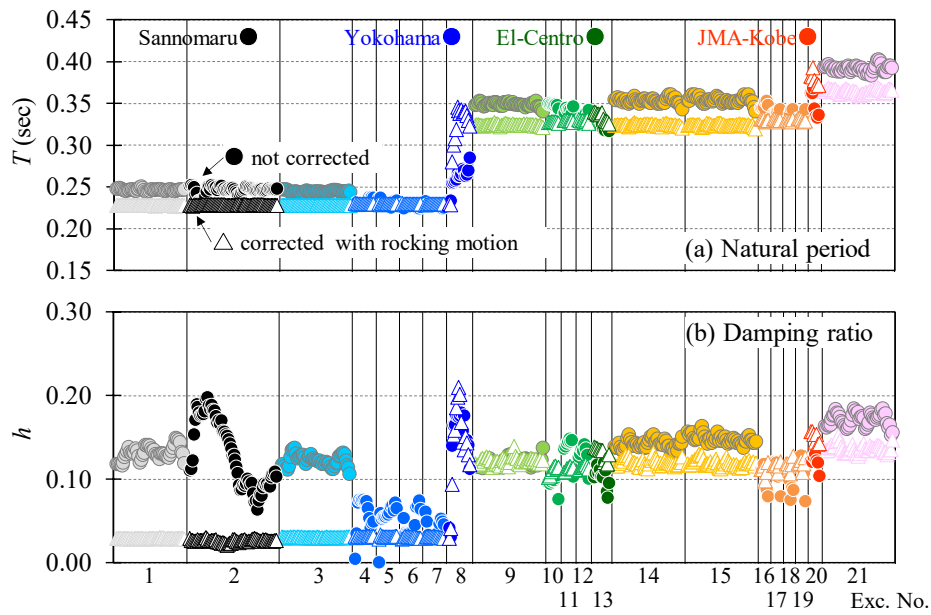


Fig. 5-14 Identification results of vibration characteristics (analysis) ⁵⁻¹²⁾

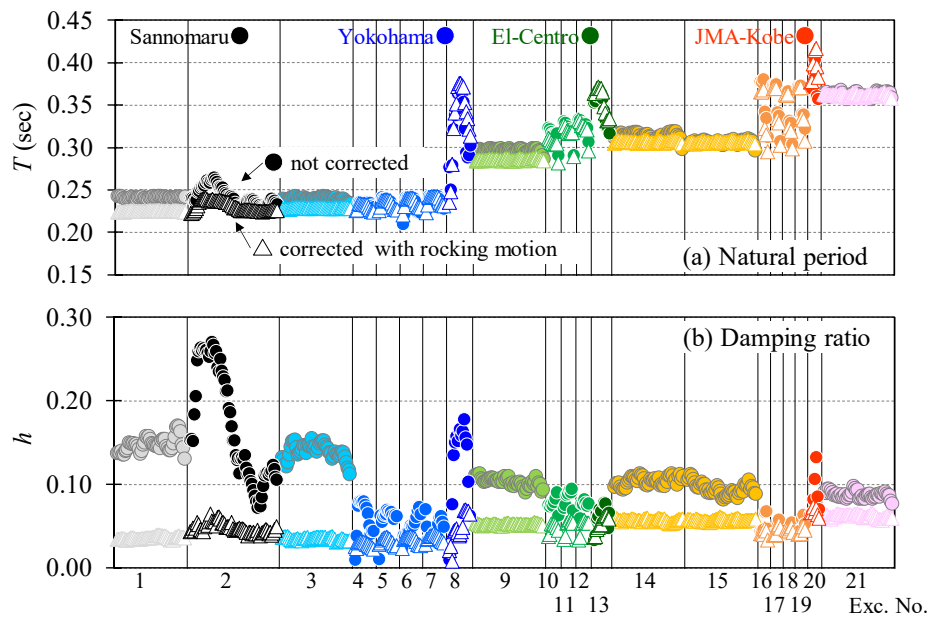


Fig. 5-15 Identification results of vibration characteristics (Test) ⁵⁻¹²⁾

5.5 まとめ

本章では、Eーディフェンスで行われたRC造建物の大型振動台実験について、質点系モデルを用いて、再現解析を行い、振動台の回転入力に及ぼす影響について検討した。更に、解析および実験から得られた応答に対し、回転入力の影響を加味した水平1次の固有周期と減衰定数をARXモデルにより同定した。対象試験体について、得られた知見を以下に示す。

【質点系モデルによる解析と実験の比較】

- ・弾性範囲、塑性化以降の双方において、解析の結果から、振動台の回転入力の有無が建物応答特性に影響を及ぼした可能性が高い。
- ・弾性範囲においては、実際に生じた回転入力を無視して1方向入力の解析を行う場合、振動台による入力が過大評価され、建物応答が実験に比べ大きくなる傾向にある。一方、塑性化以降においては、反対に入力を過小評価することで、建物応答が小さくなる傾向が認められる。塑性化の有無に依らず、水平と回転の2方向を入力した解析と実験は比較的良い対応を示した。
- ・水平および回転の2方向を入力した解析結果に対し、回転入力がないものとして振動台と建物頂部の伝達関数より振動特性を推定した場合、弾性範囲では、過大評価された入力に対し、見かけ上応答の増幅が小さくなるため、減衰効果を3倍程度過大に評価した。また、塑性化以降では、同様の条件で推定を行う場合、過小評価された入力に対して応答の増幅範囲が平滑化し、履歴減衰を含んだ減衰特性を大きく評価する可能性を示した。

【ARXモデルによるシステム同定】

- ・質点系モデルの解析により得られた応答結果に対し、文献5-9)の方法に従い回転入力の影響を加味して振動台の入力を補正(回転補正)して同定を行った場合、弾性範囲については、解析上で設定した建物自身の振動特性(1次固有周期は0.23s、減衰定数は3%)が概ね有効に推定された。実験の応答について、同様の同定方法を適用した場合の減衰定数は3~4%であった。
- ・塑性化以降の解析および実験の応答に対し、同様に回転補正して同定を行った場合、補正前の減衰定数10%程度に比して、値が低下する傾向を得た。但し、解析に比して実験の低減率が大きい点など、更なる検証が必要である。

今回、検証に用いた質点系モデルによる解析では、特に塑性化以降の応答は復元力特性の再現精度などから実験との整合性に課題が残る。また、回転入力を加味した場合の振動特性の同定に用いるパラメータにも改善の余地がある。これらの課題を踏まえ、減衰定数が大きい傾向がみられる他の試験体でも検討を重ねていく必要がある。

5章の参考文献

- 5-1) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 土佐内 優介, 梶原 浩一, 佐武 直紀: 大型震動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 741 号, pp. 1695-1705, 2017. 11. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.82.1695>)
- 5-2) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 梶原 浩一, 佐武 直紀, 土佐内 優介: 大型震動台実験に基づく S 造中層建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 746 号, pp. 565-575, 2018. 4. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.565>)
- 5-3) 日本建築学会: 建築物の減衰, 2000.
- 5-4) Pacific Earthquake Engineering Research Center/Applied Technology Council (PEER/ATC): Interim Guidelines on Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, PEER/ATC-72-1, Redwood City, California, 2010.
- 5-5) 中村 尚弘, 鹿嶋 俊英, 木下 拓也, 伊藤 真二, 宮本 泰志, 曾根 孝行, 荻本 孝久, 犬伏 徹志: 振幅依存性を考慮した中低層 RC, SRC 造建物の水平 1 次振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 721 号, pp. 471-481, 2016. 3. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.81.471>)
- 5-6) 中村 尚弘, 鹿嶋 俊英, 宮津 裕次, 東城 峻樹, 肥田 剛典, 飯山 かほり, 鈴木 琢也: 振幅依存性を考慮した S 造建物の水平 1, 2 次振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 753 号, 2018. 11. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.1561>)
- 5-7) 独立行政法人 防災科学技術研究所: <https://www.edgrid.jp/> (accessed 2018. 7. 1)
- 5-8) 越前 はるか, 田川泰敬, 岡本峰基: 3 自由度電動型加振装置を用いた他軸干渉とその制御に関する研究, 日本機械学会 D&D2010, CD・ROM・335, 2010.
- 5-9) 笠井 和彦, 村田 真一郎, 加藤 史人, 引野 剛, 大木 洋司: 震動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 670 号, pp. 2031-2040, 2011. 12. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.76.2031>)
- 5-10) 佐藤 栄児, 酒井 久伸, 福山 國夫, 古川 幸, 鎌田 崇義, 笥 淳夫, 小林 健一, 井上 貴仁, 中島 正愛: 医療施設の機能保持性能を検証するための実大震動台実験 震災時における都市施設の安全性・機能性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 650 号, pp. 771-780, 2010. 4. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.75.771>)
- 5-11) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」
<https://doi.org/10.17598/nied.0020> より課題名「E201002 - 重要施設の機能保持性能向上耐震実験」(資料名: 重要施設の機能保持性能向上耐震実験 データ公開用資料)
- 5-12) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 梶原 浩一, 佐武 直紀: 大型震動台実験における RC 造建物の振動特性に及ぼす振動台の回転入力に関する影響, 日本地震工学会, 19 巻, 5 号, pp. 5_356-5_367, 2019 (DOI: https://doi.org/10.5610/jaee.19.5_356)
- 5-13) 池田 周英, 島野 幸弘, 鹿島 孝, 石川 裕次, 佐藤 栄児, 長江 拓也, 古川 幸, 福山 國夫: 耐震構造での解析と実験結果の相違点の要因分析 — 震災時における建物の機能

- 保持に関する研究開発（その18）一，日本建築学会学術講演梗概集，2010.9.
- 5-14) 武田 寿一：鉄筋コンクリート建物の動的計算，コンクリートジャーナル，Vol.12，No.8，1974.8.
- 5-15) 構造設計システム BRAIN，TIS，<http://www3.brain-tis.jp/> (accessed 2018.9.1)
- 5-16) 建設省告示第七百九十三号，
<http://www.mlit.go.jp/notice/noticedata/pdf/201703/00006623.pdf> (accessed 2019.6.1)
- 5-17) Safak, E.: Identification of Linear Structures Using Discrete-time Filters, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, pp. 3064-3085, 1991. 10
- 5-18) 肥田 剛典，飯山 かほり，中村 尚弘：時間領域および周波数領域のシステム同定に基づく建物の地震時動特性評価 ARX モデルおよび部分空間法，CMIF 法の同定精度の比較，日本建築学会，構造工学論文集，Vol. 64B，2018.3.

6. 地盤—建物連成系実験に基づく水平および回転を考慮した振動特性の評価

6.1 はじめに

5章では、RC造の試験体を対象に、振動台と試験体との連成⁶⁻¹⁾⁻⁶⁻³⁾を考えた場合の相互作用として、振動台の回転（ロッキング）が試験体の振動特性に及ぼす影響について、質点系モデルを用いたシミュレーション解析を用いて回転入力の有無による応答結果を比較することで検討した。さらに、振動台の回転の影響を補正した場合の振動特性の推定方法⁶⁻³⁾を、ARXモデルを用いた振動特性の分析に準用し、回転の影響を補正した場合としない場合とで、固有周期や減衰定数の同定結果がどのように変わるかを確認した。

上記のシミュレーション解析の結果から、一部の加振波においては、回転入力を有することで、水平方向のみ加振された場合に比べて上部構造の応答が低減するため、見かけ上大きな減衰効果が付加される場合があることが明らかになった。また、回転入力の影響を補正したシステム同定法を当該実験に適用したところ、回転の影響を補正しない場合に10%以上の減衰定数が同定されていたのに対して、回転の影響を補正することで3~4%程度の値が得られた。これは、特に地盤—建物の相互作用の影響が指摘されるRC造の中低層の実建物における1次減衰定数が1~20%程度と大きくばらつく傾向^{6-4), 6-5)}の一因として、水平方向だけでなく回転方向の相互作用の影響が無視できないこと^{6-6), 6-7)}を示すものと考えられる。これまでに、Cruzら⁶⁻⁸⁾は、実建物の実測データに基づく高次モードになるほど減衰定数が増加する傾向について、スウェイ・ロッキング（SR）モデルで相互作用を考慮することによりその現象を説明している。一方で、各方向の相互作用の寄与については不明瞭であり、低次と高次の減衰定数がほぼ同程度とする高層建物に基づく近年の知見^{6-4), 6-5)}への説明性は不十分である。実測データから、建物、SR地盤ばねの剛性や減衰を直接推定する試み⁶⁻⁹⁾⁻⁶⁻¹¹⁾もなされているが、地盤が非常にばらつきの大きい材料であること⁶⁻¹²⁾を踏まえると、水平および回転方向の相互作用を含む振動モード特性を推定し、相互作用の影響を評価する方法が必要である。

そこで、本章では、森田によるARXモデルを用いた1質点系のアプローチ⁶⁻¹³⁾を参考に次の手順で検討を行う。①水平および回転を含む地盤—建物連成系（以下、SSI系）、②回転のみの相互作用を考慮する系（以下、RB系）と③上部構造のみを考慮した基礎固定系（以下、FIX系）に分け、多質点系における各系の振動特性を、部分空間法^{6-14), 6-15)}により同定する方法を提案する。さらに、杭基礎建物の実大振動台実験⁶⁻¹⁶⁾に対して本手法を適用し、微小振幅から地盤・基礎の非線形化が進行する大振幅レベルの地震動を経験した際の①~③の振動特性を同定し、それらの対比から各相互作用がそれぞれ振動特性に及ぼす影響について検討する。

なお, 本章での成果は, 「大型振動台実験に基づく地盤－建物の動的相互作用を考慮した RC 造建物の振動特性の分析」⁶⁻¹⁷⁾として 2023 年 6 月の日本建築学会構造系論文集にて発表している。

6.2 SSI, RB および FIX 系の運動方程式の概要

はじめに、後述の部分空間法を適用するにあたり、SR モデルを仮定して SSI, RB および FIX 系の振動モードに分解するための各運動方程式の基本的な考え方を示す。また、各系の観測に必要な計測点を挙げたうえで、相互作用の評価に関する地震観測における現状と課題を整理する。Fig. 6-1(a)~(c)は、各系で想定した運動方程式の概念図である。同図より、SSI 系では地動入力面に対して水平と回転双方の相互作用の影響を建物変位に考慮する。これに対して、RB 系は基礎水平面を固定とみなし、回転の影響のみを同変位に考慮したもの、さらに FIX 系は θ_0 回転した面を固定として上部構造の変位のみを考慮したものである。各運動方程式の概要、および仮定するモード分解は既報⁶⁻¹⁸⁾に示す方法を用いるが、新たに加えた RB 系の運動方程式の導出と FIX 系での留意点を中心に以降に示す。詳細は、同文献も参照されたい。なお、本章では減衰マトリクスを最も単純な内部粘性減衰の形で記載するが、モードの直交性を仮定する前提において、6.3 節で用いるひずみエネルギー比例型等の減衰についても適用可能であることを補足しておく。

6.2.1 SSI 系における SR モデルの運動方程式

SSI 系の運動方程式について概要を示す。Fig. 6-1(a)は遠方自由地盤等の地動変位 y を受けるせん断型の多質点系 SR モデルを、地動入力点からの相対変位系で表した場合の概念図である。図中、 k_i , c_i はそれぞれ上部構造のせん断剛性と減衰係数、 K_H , C_H と K_R , C_R は SR ばねの剛性と減衰係数、 m_i は各質点の質量、 J_0 は基礎に集約される回転慣性質量、 H_i は層高さである。同図の SR モデルの運動方程式は、次式となる。ただし、時間関数表現は $x(t) = x$ として省略した。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{e\}\ddot{y} \quad (6-1)$$

$$[M] = \text{diag}[m_i \ \cdots \ m_1 \ m_0 \ J_0] \quad (6-2)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_i & -c_i & \cdots & & -c_i H_i \\ -c_i & \ddots & & & \vdots \\ & & c_1 + c_2 & -c_1 & c_2 H_2 - c_1 H_1 \\ \vdots & & -c_1 & C_H + c_1 & c_1 H_1 \\ -c_i H_i & \cdots & c_2 H_2 - c_1 H_1 & c_1 H_1 & C_R + \sum_{j=1}^n c_j H_j^2 \end{bmatrix} \quad (6-3)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_i & -k_i & \cdots & & -k_i H_i \\ -k_i & \ddots & & & \vdots \\ & & k_1 + k_2 & -k_1 & k_2 H_2 - k_1 H_1 \\ \vdots & & -k_1 & K_H + k_1 & k_1 H_1 \\ -k_i H_i & \cdots & k_2 H_2 - k_1 H_1 & k_1 H_1 & K_R + \sum_{j=1}^n k_j H_j^2 \end{bmatrix} \quad (6-4)$$

ここに, $[M]$, $[C]$, $[K]$ はそれぞれ式(6-2)~(6-4)の質量, 減衰, 剛性マトリクスを表す。 $\{x\} = \{x_i \ x_{i-1} \ \dots \ x_0 \ \theta_0\}^T$ は, 地動入力点から見た自由地盤との相対変位ベクトル, $\{e\} = \{1 \ \dots \ 1 \ 0\}^T$ は慣性力分布を表す状態ベクトルである。本方程式では埋め込み等の影響が比較的小さい建物を仮定し, SRばねの非対角項, 回転方向の地動加速度は0としている。

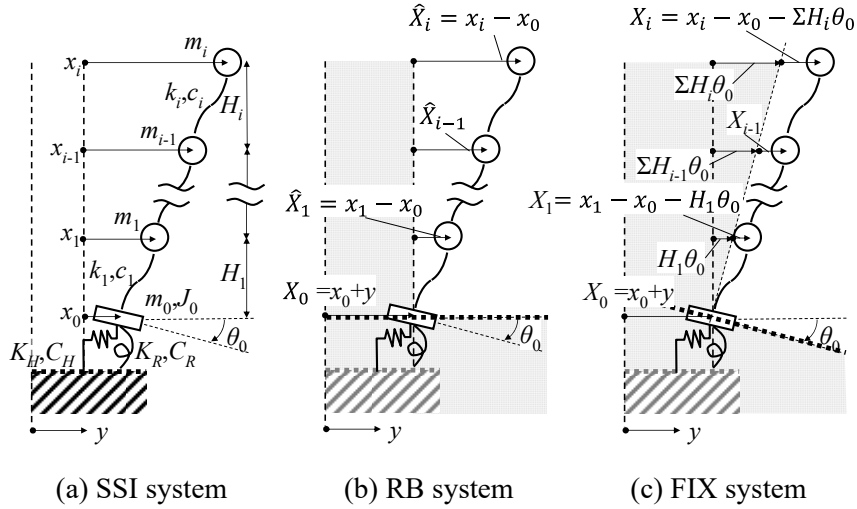


Fig. 6-1 Concept of multi degree of freedom system SR model⁶⁻¹⁷⁾

6.2.2 RB系における運動方程式

次に, SSI系からRB系の運動方程式への変換を示す。RB系の運動方程式では, Fig. 6-1(b)に示す基礎水平面を固定とみなした建物の相対変位系を考える。この時, 式(6-1)左辺の相対変位 x_i に対して基礎水平変位 x_0 の差をとり (加速度, 速度も同様), 各変位を基礎回転のみを含めた相対変位 $\hat{X}_i = x_i - x_0$ に置き換え, 同様にして式(6-1)の右辺を基礎部の絶対加速度 $\ddot{X}_0 = \ddot{x}_0 + \ddot{y}$ とすることで, 同式は基礎水平自由度のみを除外して次のように表せる。

$$[\hat{M}]\{\ddot{\hat{X}}\} + [\hat{C}]\{\dot{\hat{X}}\} + [\hat{K}]\{\hat{X}\} = -[\hat{M}]\{e\}\ddot{X}_0 \quad (6-5)$$

$$[\hat{M}] = \begin{bmatrix} [M_S] & \\ & J_0 \end{bmatrix}, \quad [M_S] = \text{diag}[m_i \ \dots \ m_1] \quad (6-6)$$

$$[\hat{C}] = \begin{bmatrix} [C_S] & [C_{SR}] \\ [C_{RS}] & C_R + \sum_{j=1}^n c_j H_j^2 \end{bmatrix}, \quad [C_S] = \begin{bmatrix} c_i & -c_i & & \\ -c_i & \ddots & & \\ & & c_1 + c_2 & \end{bmatrix} \quad (6-7)$$

$$[C_{RS}] = [-c_i H_i \ \dots \ c_2 H_2 - c_1 H_1], \quad [C_{SR}] = [C_{RS}]^T$$

$$[\hat{K}] = \begin{bmatrix} [K_S] & [K_{SR}] \\ [K_{RS}] & K_R + \sum_{j=1}^n k_j H_j^2 \end{bmatrix}, \quad [K_S] = \begin{bmatrix} k_i & -k_i & & \\ -k_i & \ddots & & \\ & & k_1 + k_2 & \end{bmatrix} \quad (6-8)$$

$$[K_{RS}] = [-k_i H_i \ \dots \ k_2 H_2 - k_1 H_1], \quad [K_{SR}] = [K_{RS}]^T$$

ここに, $[\bar{M}]$, $[\bar{C}]$, $[\bar{K}]$ は, 式(6-6)~(6-8)に示す基礎水平自由度を除外した各マトリクス, $\{X\} = \{\hat{X}_i \ \hat{X}_{i-1} \ \dots \ \hat{X}_1 \ \theta_0\}^T$ は, 基礎質点からの回転変位分を含む相対変位ベクトル, $[\bar{C}]$, $[\bar{K}]$ の各マトリクスは上部構造と基礎回転との非対角項を有し, 回転による相互作用を含む。

6.2.3 FIX系における運動方程式⁶⁻¹⁸⁾

続いて SSI系から FIX系の運動方程式への変換を示す⁶⁻¹⁸⁾。FIX系では, Fig. 6-1(c)に示す基礎水平面から θ_0 回転した面に対する相対変位系の運動方程式を考える。前節の方法に準じて式(6-5)左辺の各相対変位に対して回転による水平変位 $\sum H_i \theta_0$ との差を取り, 同式右辺はこれを加えた絶対加速度 $\ddot{X}_0 + \sum H_i \ddot{\theta}_0$ として式(6-9)に変換する。本操作に伴い上部構造の振動特性に関わるマトリクス $[C_S]$ と $[K_S]$, 回転地盤ばねの減衰 C_R と剛性 K_R は独立する。ただし, 質量マトリクス $[\bar{M}]$ は一部の非対角項が残るため, 建物のせん断と回転が完全に分離しない点は注意を要する。

$$[\bar{M}]\{\ddot{X}\} + [\bar{C}]\{\dot{X}\} + [\bar{K}]\{X\} = -[\bar{M}]\{e\}\ddot{X}_0 + \{H\}\ddot{\theta}_0 \quad (6-9)$$

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} [M_S] & \\ & J_0 \end{bmatrix}, \quad [M_{BS}] = [m_i \sum H_i \quad \dots \quad m_1 H_1] \quad (6-10)$$

$$[\bar{C}] = \begin{bmatrix} [C_S] & \\ & C_R \end{bmatrix}, \quad [\bar{K}] = \begin{bmatrix} [K_S] & \\ & K_R \end{bmatrix} \quad (6-11)$$

ここに, $[\bar{M}]$, $[\bar{C}]$, $[\bar{K}]$ は, 式(6-10), (6-11)の各マトリクス, $\{X\} = \{X_i \ X_{i-1} \ \dots \ X_1 \ \theta_0\}^T$ は, 基礎質点からの回転変位分を除いた建物せん断変形分に相当する相対変位ベクトル, $\{H\} = \{\sum H_i \ \sum H_{i-1} \ \dots \ H_1\}^T$ は高さベクトルである。

6.2.4 FIX系におけるモード分解の概要と留意点⁶⁻¹⁸⁾

相互作用の影響を評価するため, SSI, RB および FIX系の各方程式についてモード分解を行う。SSI, RB系では, 式(6-1), (6-5)の水平あるいは回転の相互作用を考慮した運動方程式の右辺を0と置いて求めた固有ベクトルに対して, 直交性を仮定した一般的なモード分解⁶⁻¹⁹⁾を適用すればよい。これに対して, FIX系では式(6-9)について同様にして求まる固有ベクトルが, 式(6-12)のように上部構造の変形が支配的なモード, 回転が支配的なモードに分かれるとする。この時, 例えば回転地盤ばねの剛性が上部構造の剛性に比べて十分に大きいと仮定して, 近似的に各モードではお互いの成分がほぼ0とすると, 式(6-10)の非対角項の質量マトリクス $[M_{BS}]$ が無視できるため, 以降で示すように上部構造(基礎固定)の剛性 $[K_S]$ と減衰 $[C_S]$, 回転地盤ばね剛性 K_R と減衰 C_R が分離された固有振動数等が得られる。

$$\{\tilde{X}_S\} = \begin{Bmatrix} \{\tilde{X}_i^S\} \\ \tilde{\theta}_0^S \approx 0 \end{Bmatrix}, \quad \{\tilde{X}_R\} = \begin{Bmatrix} \{\tilde{X}_i^R\} \approx \{0\} \\ \tilde{\theta}_0^R \end{Bmatrix} \quad (6-12)$$

ここに、 $\{\tilde{X}_S\}$ 、 $\{\tilde{X}_R\}$ はそれぞれ上部構造の変形が支配的なモード、回転が支配的なモードの固有ベクトルを表す。簡単のため、式(6-9)の運動方程式を、上部構造の水平と基礎回転の2自由度とし、減衰マトリクスを無視すると、1次、2次モードの一般化座標、固有ベクトルをそれぞれ ξ_1 と ξ_2 、 $\{\tilde{X}_1\} (= \{\tilde{X}_S\})$ と $\{\tilde{X}_2\} (= \{\tilde{X}_R\})$ として、式(6-9)の運動方程式は以下となる。

$$[\bar{M}](\ddot{\xi}_1\{\tilde{X}_1\} + \ddot{\xi}_2\{\tilde{X}_2\}) + [\bar{K}](\xi_1\{\tilde{X}_1\} + \xi_2\{\tilde{X}_2\}) = -[M]\{e\}(\ddot{X}_0 + H_1\ddot{\theta}_0) \quad (6-13)$$

さらに、各モードの固有ベクトルの転置 $\{\tilde{X}_j\}^T$ を式(6-13)の左から掛けて、モードの直交性を考慮すると、式(6-14)、(6-15)を得る。

$$-\omega^2\xi_{0,j} + \omega_j^2\xi_{0,j} = -\omega^2(X_0 + H_{e,j}\theta_0) \quad (6-14)$$

$$\omega_j^2 = \frac{K_{e,j}}{M_{e,j}}, \quad \xi_j = \beta_j\xi_{0,j}, \quad j = 1, 2 \quad (6-15)$$

ここに、 $M_{e,j}$ は j 次モードの等価質量、 $K_{e,j}$ は同モードの等価剛性、 β_j は刺激係数、 $H_{e,j}$ は等価高さであり、それぞれ以下で表される。

$$M_{e,j} = \beta_j^2\{\tilde{X}_j\}^T[\bar{M}]\{\tilde{X}_j\}, \quad K_{e,j} = \beta_j^2\{\tilde{X}_j\}^T[\bar{K}]\{\tilde{X}_j\}, \quad (6-16)$$

$$\beta_j = \frac{\{\tilde{X}_j\}^T[\bar{M}]\{e\}}{\{\tilde{X}_j\}^T[\bar{M}]\{\tilde{X}_j\}}, \quad H_{e,j} = \frac{\{\tilde{X}_j\}^T[\bar{M}]\{H\}}{\{\tilde{X}_j\}^T[\bar{M}]\{e\}} = \frac{\{\tilde{X}_j\}^T[\bar{M}]\{e\}H_1}{\{\tilde{X}_j\}^T[\bar{M}]\{e\}} = H_1, \quad j = 1, 2$$

さらに、1次と2次の固有ベクトル $\{\tilde{X}_j\}$ をそれぞれ式(6-12)のように仮定し、式(6-15)、(6-16)に代入すると各次の固有円振動数（固有振動数および固有周期）は式(6-17)、(6-18)で表すことができる。

$$\omega_1^2 = \frac{K_{e,1}}{M_{e,1}} = \frac{k_1}{m_1}, \quad f_S = 1/T_S = \frac{\omega_1}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_1}{m_1}} \quad (6-17)$$

$$\omega_2^2 = \frac{K_{e,2}}{M_{e,2}} = \frac{K_R}{J_0}, \quad f_R = 1/T_R = \frac{\omega_2}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_R}{J_0}} \quad (6-18)$$

ここで、多質点系の場合には、式(6-9)の右辺第2項に高さ方向ベクトルを含むが、この入力を採用した検討では、式(6-17)に示すようなFIX系の振動特性が得られなかった。要因の断定はできないが、システム全体に共通のモードを持つというモード解析の制約条件を満たさない可能性^{6-18), 6-20)}や類似の応答を持つ異なるシステムが推定されたことも考えられる。そこで、式(6-1)、(6-5)と同じく一様な慣性力分布を想定した場合の運動方程式に近似し、安定的にFIX系の振動特性を評価するため、笠井らの手法⁶⁻³⁾を準用し運動方程式および振動特性の同定を簡略化する⁶⁻¹⁸⁾。具体的には、式(6-9)に対し、モード次数ごとの独立性が高いと仮定して、任意の j 次モードに着目した場合の等価高さ $H_{e,j}$ を用いた式(6-19)を採用する。

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{e\}(\ddot{X}_0 + H_{e,j}\ddot{\theta}_0) \quad (6-19)$$

上式の等価高さについては、システム同定の適用前に仮定する必要がある。FIX系における上部構造の j 次モードおよび回転ばねの卓越モードにおける等価高さをそれぞれ $H_{e,S,j}$ 、 $H_{e,R}$ とし、均等質量の等価せん断型質点系モデルに対し、逆三角形1次モードを仮定すると前者は式(6-20)で(代表で1~3次を記載)⁶⁻³⁾、式(6-12)の $\{\tilde{X}_R\}$ のように上部構造の変形成分を0とすると、後者は式(6-21)で表される⁶⁻¹⁸⁾。

$$H_{e,S,j} = \alpha_j H_{total} \quad (\alpha_j = 0.8, 0.015, 0.0051; j = 1 \sim 3) \quad (6-20)$$

$$H_{e,R} = (H_1^2 + \dots + (\sum H_i)^2) / (H_1 + \dots + \sum H_i) \quad (6-21)$$

ここに、 H_i は第 i 層の層高さ、 $H_{total} (= \sum H_i)$ は建物高さである。上式より、上部構造の卓越モードにおける等価高さは1次が支配的である。回転ばねの卓越モードは、比較的高振動数であり応答が減衰しやすいと考えられるが、上部構造の卓越モードと近接する場合等は、振動特性の推定精度に影響が生じる可能性があり、FIX系として想定したモード形状であるか等の確認が必要である⁶⁻¹⁸⁾。

6.2.5 各系の分析に必要な観測点および相互作用評価の課題

先に述べた3つの系の振動特性の評価に必要な最小限の観測点および現状の実建物観測における相互作用の評価の課題を整理する。最も建物応答への寄与が大きい1次モードの振動特性の評価に必要な観測点を想定する場合、各系の運動方程式右辺の入力として、SSI、RB系において、前者は建物周辺地盤の地表あるいは地中、後者は最下階等の水平加速度応答を要する。FIX系では、RB系と同じ最下階の水平応答に加えて回転応答を得る必要がある、例えば対極する2点の上下方向の加速度応答等の計測を要する。同様に各系の運動方程式左辺に対する出力として、最上階等の代表点の水平加速度応答が共通で必要となる。高次モードを評価するには、中間階の水平応答の計測点を増やす必要がある。

一般のヘルスマonitoring等における地震観測を想定すると、現状の計測点の多くは、その趣旨から建物上下階、地下部や頂部といった代表階の水平方向の計測が主であると考えられ、既往の実建物分析^{6-4),6-5)}は回転応答を水平方向の応答に含むRB系の評価となっている場合が多い。そのため、既往の分析方法からは、RBとFIX系の振動特性の差異を評価することは難しい。このような現状を踏まえて、本論ではそれぞれSSIとRB系、RBとFIX系の対比から前者で水平、後者で回転の影響を別々に評価する方法を提案する。本手法の定式化上、RBおよびFIX系は、SSI系で得られる応答に対して、運動方程式の変換および近似を仮定することで各系のモードを推定するため、厳密な解を得るには至らない点は留意が必要であり、これは本手法の限界の一つと考えられる。しかしながら、本検討は、議論があまりなされていなかったこれらの相互作用による影響を明らかにしていくための契機と考える。

6.3 SR モデルの数値解析による振動特性同定法の検証

本節では、振動特性が既知の SR モデルによる地震応答解析を行い得られた応答結果に対して、前節で示した SSI, RB および FIX 系を想定したシステム同定を行うことで、予め各系の数値解析より求めた振動モード特性が精度良く評価されるかを確認する。

6.3.1 解析概要

解析対象は、Fig. 6-2 に示す 4 質点の SR モデルとする。同モデルの諸元を Table 6-1 に示す。建物諸元は、実大の 3 層 RC 造建物を想定し、4 章の杭基礎建物を模擬した試験体⁶⁻¹⁶⁾を実建物規模（相似則 $\lambda=2.5$ に基づき係数倍）に換算して設定した。解析モデルは建物、SR 地盤ばねとも線形とする。上部構造は、曲げ剛性を十分大きくした等価せん断型の多質点系モデルとする。同部のせん断剛性については、Fig. 6-3 に示すように文献 6-16) の荷重－変形関係曲線を概ね再現できるようフレームモデルを構築し、静的載荷解析より得られた同曲線に対してトリリニア型に置換した場合の初期剛性を係数倍して設定した。この時の基礎固定モデルの固有振動数 f_b は、約 5.1Hz であり、建築基準法の設計用 1 次振動数の概算値 4.3Hz (= $1/0.02H$) よりやや高振動数（短周期）となっている。Table 6-1 の SR 地盤ばねの剛性および各上段の減衰係数は、杭基礎を対象として薄層要素法（以下、TLM）を用いて得られた動的な地盤ばねを定数化して設定した⁶⁻¹²⁾。この時、基礎は上部構造に同じく文献 6-16) に基づき、PC 杭（計 24 本）に支持された杭基礎として Table 6-2 の諸元を設定し、地盤は Table 6-3 に示す 2 層地盤を仮定した。表層地盤の減衰定数は、 Q 値と V_s の関係に基づく近似式⁶⁻²¹⁾より設定した。地盤の固有振動数 f_g は、逸散減衰による相互作用の影響が比較的表れやすくなるよう、表層を 15m として基礎固定時の建物 1 次振動数（約 5Hz）よりも短い 2.5Hz に設定する ($f_b > f_g$)⁶⁻¹⁶⁾。また、Table 6-1 の各下段の減衰係数は、逸散減衰による相互作用が比較的小さいものとして、例えば表層地盤が薄く地盤と建物の 1 次固有振動数の関係が大きく逆転する等 ($f_b \ll f_g$)、地盤の材料減衰 h の影響が支配的な場合として設定する。この時、減衰係数 C_H , C_R は、下式の等価粘性減衰定数 h_{eq} と動的な地盤ばね剛性 K および減衰係数 C の関係^{例えば 6-12)}より逆算した。

$$h_{eq} = \sin[0.5 \tan^{-1}(\omega C / K)] \quad (6-22)$$

ここで、 ω は地盤－建物連成系の 1 次固有周波数、 K は Table 6-1 の SR ばね剛性とし、 h_{eq} は C_H 算定時には Table 6-3 の表層地盤の減衰定数を、 C_R 算定時には同表の工学的基盤の減衰定数をそれぞれ用いる。建物の減衰については低次と高次モードの減衰定数の差異が小さいことも踏まえて⁶⁻⁵⁾、上部構造の各層減衰定数を 3.0%、SR 地盤ばねを 0% とした SR モデルの固有値解析に従い求めたひずみエネルギー比例型の減衰マトリクスを用いた。

Fig. 6-4(a) に、検討用入力地震動の加速度時刻歴波形を示す。入力地震動は、実験⁶⁻¹⁶⁾で得られた土槽内の地盤地表面の応答を採用し、ランダム波による加振 (RN) と平均的なスペク

トル特性を持つ模擬地震動として作成された内山波 (Uch) の倍率 20%とする。同図(b)には、各波形を最大加速度 1.0m/s^2 に基準化した場合の加速度応答スペクトルの比較を示す。Uch は、振動台の特性を考慮して 12Hz (0.08s) 程度までのローパスフィルターが採用されており⁶⁻¹⁶、短周期域のスペクトル成分が減少していることがわかる。各地震動は、解析モデルの水平方向に単独で入力して、時刻歴応答解析を行う。継続時間はそれぞれ約 50s , 90s であり、サンプリング時間 0.005s は共通である。解析での時間刻みは 0.001s として時間積分は、Newmark- β 法 ($\beta=0.25$) を用いる。

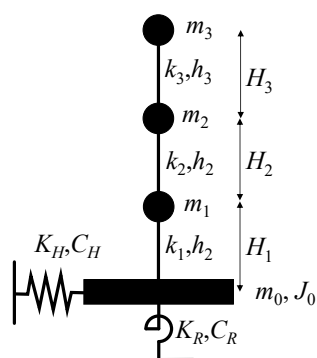


Fig. 6-2 Overview of SR model⁶⁻¹⁷⁾

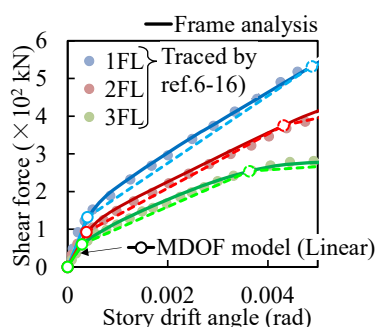


Fig. 6-3 Relationship between shear force and story drift angle⁶⁻¹⁷⁾

Table 6-1 Properties of Sway Rocking model⁶⁻¹⁷⁾

Mass point	Story height (m)	Mass		Stiffness		Damp. [†] ratio (%)		Damp. coeff.	
		(t, tm^2)	J_0	(kN/m , kNm/rad)	K_R	h_i , (h_H)	(h_R)	C_H	C_R
3	3.75	78.4	-	$3.51\text{E}+5$	-	3.0	-		
2	3.75	94.9		$4.11\text{E}+5$					
1	4.0	94.9		$5.24\text{E}+5$					
0	-	143.3	4656.1	$8.11\text{E}+5$	$6.75\text{E}+7$	0.0	0.0	$8.75\text{E}+3$	$2.86\text{E}+5$
								$3.43\text{E}+3$	$1.06\text{E}+5$

[†] The values are used in calculating strain energy proportional damping.

Table 6-2 Properties of PC pile⁶⁻¹⁷⁾

Num. of pile N	Young's modulus $E(\text{kN/m}^2)$	Diameter $\phi(\text{m})$	Poisson's ratio ν	Damp. ratio $h(\%)$	Pile length $L(\text{m})$
24	$3.61\text{E}+7$	0.375	0.2	2.0	16

Table 6-3 Properties of soil⁶⁻¹⁷⁾

Soil type	Thich. H (m)	S-wave vel. V_s (m)	Dens. ρ (t/m ³)	Poisson's ratio ν	Damp. ratio h (%)	Natural freq. f_g (Hz)
Surface	15	150	1.5	0.3	5.3	2.5
Bedrock	85	400			2.0	

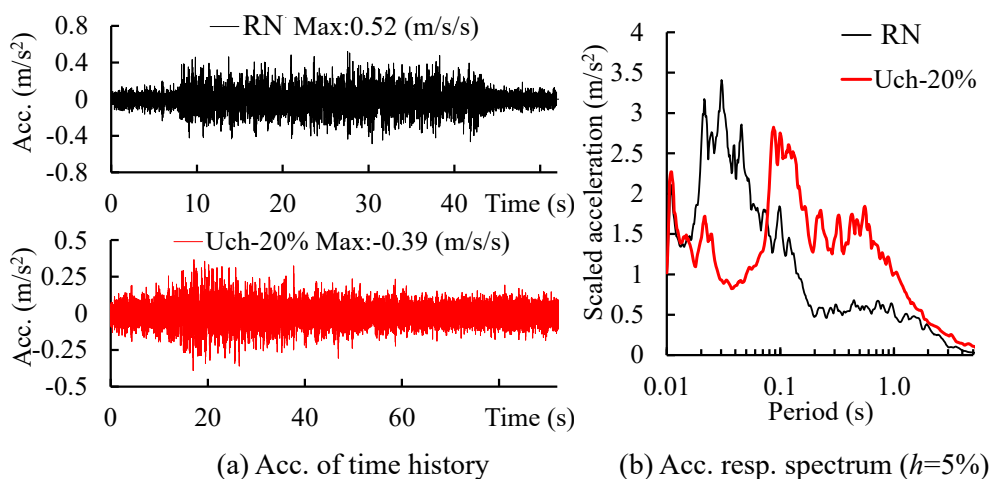


Fig. 6-4 Input seismic motion for analysis⁶⁻¹⁷⁾

6.3.2 数値解析ケース

解析ケースの一覧を Table 6-4 に示す。地震動のスペクトル特性および動的地盤ばねの逸散減衰の大きさに応じた同定精度について検討するため、それらを変更したパラメトリックスタディを実施する。Table 6-1 の諸元を用いて、同表の減衰係数上段の値を用いた逸散減衰が比較的大きい場合を HD、対して下段の値を用いた同減衰が比較的小さい場合を LD とする。双方に対して RN を入力した場合とともに HD では Uch を入力したケースを行う。同表には、HD、LD において SSI、RB および FIX 系を想定した場合の複素固有値解析を行い得られた固有振動数および減衰定数を示す。FIX 系は、回転ばねの卓越モードも存在するため同モードの卓越振動数 (式(6-18)と同じ) および減衰定数を()で併記する。

Fig. 6-5 (a)~(c)には、HD および LD における各系の複素固有値解析より求めた水平方向および回転方向 (基礎質点における各モードの値を記載) の複素刺激関数⁶⁻²²⁾の実部を示す。同図より、SSI 系の 1~3 次モードでは、基礎質点が水平方向に比較的大きく変形し、水平方向の相互作用の影響が表れやすいモードであることがわかる。SSI 系の HD と LD を比較すると、一部モードでの変形が減少し、逸散減衰の差異に応じた影響が認められ、Table 6-4 の SSI 系における 2 次や 3 次の減衰定数を見ても、比較的大きな変動が確認できる。また、SSI 系の 5 次、RB 系の 4 次のように、回転が支配的となるモードは、回転方向の刺激関数の値が大きく

(Fig. 6-5 より例えば HD では前者が 0.008, 後者が-0.012), 水平方向の値はほぼ 0 となっており, これより低次のモードが建物の水平応答に寄与しやすいことがわかる。なお, HD と LD とも, SSI と RB 系の水平方向の刺激関数の和は, 1~4 次または 3 次までにほぼ 1.0 に達することを確認しており, 後述のノイズを考慮した検討において, SSI, RB 系とも最も高次のモードは抽出が困難であったことから同定対象外とした。

Table 6-4 Analysis cases and mode vibration characteristics⁶⁻¹⁷⁾

Case	Wave	System	Natural frequency (Hz)					Damping ratio (%)				
			1 st	2 nd	3 rd	4 th	5 th	1 st	2 nd	3 rd	4 th	5 th
HD	RN / Uch	SSI	4.1	11.6	15.0	19.2	22.2	5.9	21.0	16.0	5.9	22.0
		RB	4.6	13.4	18.9	21.8	-	3.1	1.9	2.6	23.0	-
		FIX [†]	5.2	13.5	18.9	(19.2)	-	1.5	1.9	2.2	(28.0)	-
LD	RN	SSI	4.0	10.8	15.9	19.4	22.5	3.4	8.6	7.0	4.9	8.5
		RB	4.6	13.4	18.8	21.9	-	2.2	1.9	2.6	9.2	-
		FIX [†]	5.2	13.5	18.9	(19.2)	-	1.5	1.9	2.2	(12.0)	-

[†] () shows the values of the mode where the rocking spring is predominant in the FIX system.

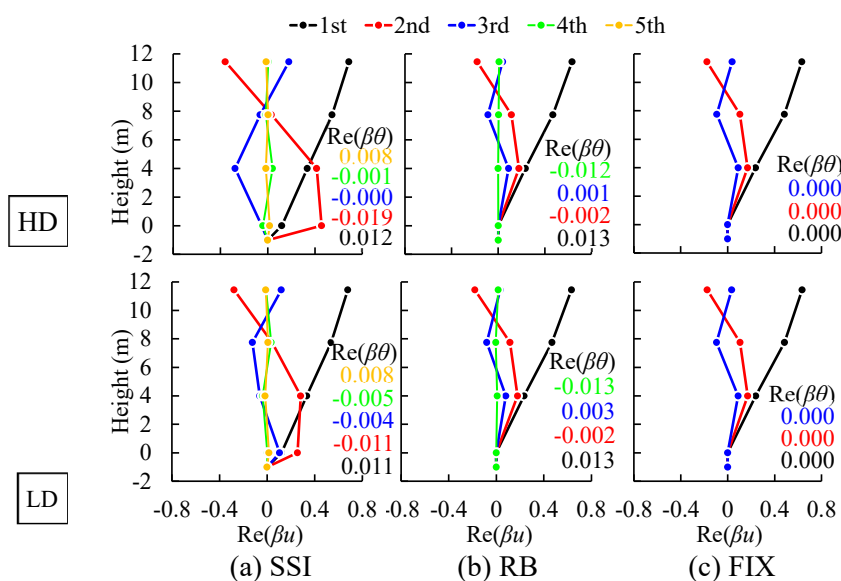


Fig. 6-5 Real part of participation function (Upper: HD, Lower: LD)⁶⁻¹⁷⁾

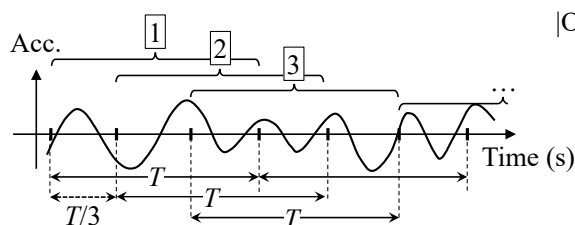


Fig. 6-6 Dividing image of input and output data using system identification⁶⁻¹⁷⁾

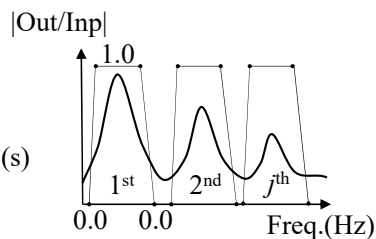


Fig. 6-7 Filtering image of trapezoidal BPF for Uch⁶⁻¹⁷⁾

6.3.3 システム同定の方法

6.2 節で示した運動方程式およびモード分解の考え方にに基づき 3 つの系を対象に、部分空間法^{6-14),6-15)}によるシステム同定を実施する。部分空間法には、いくつかのアルゴリズムが提案されているが、事前に検討を行い白色および有色雑音ともに有効な手法との報告がある PI-MOESP 法⁶⁻¹⁵⁾を採用する。数値計算には、MATLAB を用いる。

部分空間法による、 m 入力 l 出力の連続時間線形時不変の場合の離散時間システムの同定問題は、式(6-23)に示す状態空間表現の入出力関係式で表すことができる⁶⁻¹⁴⁾。

$$\begin{aligned} \mathbf{x}(k+1) &= \mathbf{A}\mathbf{x}(k) + \mathbf{B}\mathbf{u}(k) + \mathbf{w}(k) \\ \mathbf{y}(k) &= \mathbf{C}\mathbf{x}(k) + \mathbf{D}\mathbf{u}(k) + \mathbf{v}(k) \end{aligned} \quad (6-23)$$

ここに、 $\mathbf{u}(k) \in \mathbb{R}^m$ は第 k ステップの入力ベクトル、 $\mathbf{y}(k) \in \mathbb{R}^l$ は出力ベクトル、 $\mathbf{x}(k) \in \mathbb{R}^n$ は状態空間ベクトル、 $\mathbf{A} \in \mathbb{R}^{n \times n}$ 、 $\mathbf{B} \in \mathbb{R}^{n \times m}$ 、 $\mathbf{C} \in \mathbb{R}^{l \times n}$ 、 $\mathbf{D} \in \mathbb{R}^{l \times m}$ はシステム行列であり、 $\mathbf{w}(k) \in \mathbb{R}^n$ および $\mathbf{v}(k) \in \mathbb{R}^l$ はそれぞれプロセス雑音と観測雑音を表すベクトルである。

式(6-23)の入出力関係式と、式(6-1)等に代表される建築物の運動方程式とを対比することで、同定対象とする任意の i 次モードにおける固有振動数 f_i 、減衰定数 h_i および固有モードベクトル \mathbf{U}_i は、それぞれ式(6-24)、(6-25)で算定される^{6-14),6-15)}。詳細は、同文献を参照されたい。

$$f_i = |\log p_i| / 2\pi\Delta t \quad , \quad h_i = -\log|p_i| / |\log p_i| \quad (6-24)$$

$$\mathbf{U}_i = \mathbf{C}\Psi_i \quad (6-25)$$

ここに、 \mathbf{C} は式(6-23)のシステム行列、 p_i 、 Ψ_i は同式の行列 \mathbf{A} に関する固有値および固有ベクトルである。 Δt はサンプリング時間である。

部分空間法によるシステム同定では、入出力関係を想定した各系の運動方程式に対応するシステムとなるよう指定し、それぞれの振動特性をブラックボックス的に求めることになる。すなわち、提案する SSI、RB および FIX 系の各振動特性をそれぞれ推定するには、入出力データに用いる時刻歴応答の選び方が重要となる。SSI 系の場合には式(6-1)、RB 系の場合には式(6-5)、FIX 系の場合には式(6-19)を対象に、入力データは、各式右辺の外力に対応する絶対加速度応答 ($m=1$) を、出力データは、比較的高次モードの応答までを捉えられるよう、各式左辺で得られる応答に対応する各階の水平および基礎回転方向の絶対加速度応答 ($l=5$ または 4) を用いる。固有値解析を用いて、式(6-19)の FIX 系の同定に必要な等価高さの換算係数 α_j を事前に算定したところ、1~3 次でそれぞれ建物高さの 0.75、-0.15、0.2 倍であり、2 次以上の係数の絶対値が式(6-20)に比べてやや大きくなった。既報^{6-3),6-18)}では、モードの独立性が比較的低い場合の評価には言及されていないが、本検討では、これらの係数を直接用いる場合に比べて同定精度の向上が見られたことから、等価高さ H_{e,s_j} と各係数を式(6-26)のように定義し、FIX 系の入力加速度を設定した。

$$\begin{aligned} H_{e,s_j} &= \alpha_{s_j} H_{total}; (f_{j-1} + f_j)/2 < f < (f_j + f_{j+1})/2 \\ \alpha_{s_j} &= \sum^3 \alpha_j \quad (j=1\sim 3) \end{aligned} \quad (6-26)$$

ここで、 H_{total} は建物高さ、 f_j は固有値解析より求めた各次の換算係数、 α_{s_j} は j 次モードに対して当該次数以上の回転応答が寄与するものとして定義した便宜上の換算係数である。ま

た、式(6-19)の右辺の回転応答 $\ddot{\theta}_0$ に H_{e,S_j} を乗じるにあたり、対象次数に応じた振動数範囲 f を設定する必要がある。ここでは、 f を $(f_{j-1}+f_j)/2 < f < (f_j+f_{j+1})/2$ として、バンドパスフィルターにより対象範囲を抽出して算定した。この時 f_j は j 次モードの固有振動数であり f_0 は0Hzとする。なお、FIX系の回転の卓越モードについては、Table 6-4より上部構造の3次モードと近接しているが、当該モードの減衰定数が比較的大きく影響は軽微と考え無視して、上部構造の3次モードの値を用いている。

入出力データのサンプリング時間は実験データに揃えて0.005sとし、同定精度に関わる部分空間法のパラメータ⁶⁻¹⁴⁾は、同定結果が安定的に得られ、かつ計算時間が過大にならないようあらかじめパラメトリックスタディにより影響を検討したうえで、ブロックハンケル行列の列数 $N=3000$ （時間幅 $T=15s$ ）、ブロック行数 $r=100$ とした。同定区間は、Fig. 6-6に示すように、設定した時間幅 T に対し、 $T/3$ ずつ時間をずらして推定区間を変更する。モデル次数 n は、地震動のスペクトル特性を考慮し、RNとUchに対し次のように分けて設定する。高次モードに対する入力成分を含むRNでは、式(6-1)、式(6-5)および式(6-19)の自由度を考慮し、それぞれSSI系：8、RB系：6、FIX系：8とする。ここで、理想的な J 自由度モデルであれば、 $n=2J$ であるが⁶⁻¹⁴⁾、Fig. 6-5の刺激関数の結果を考慮してSSI系とRB系の最も高次のモードは同定対象外とした。FIX系では式(6-9)の非対角項の影響とみられる有意でないモードと上部構造のモードを分離するため、基礎固定時の自由度より一つ多い次数とした。入出力データは、35Hz程度までのローパスフィルターを適用する。一方、Uchでは12Hz前後を超えると入力成分が減少することから、評価対象とするモードを安定的に抽出するため、既往の検討⁶⁻⁵⁾を参考に、各系ともFig. 6-7に概念図を示す各モードの卓越振動数を包絡するような台形型のバンドパスフィルター⁶⁻⁵⁾（以下、BPF）を入出力データに適用したうえで、各モードを単体で同定して振動特性を評価する。モード次数は共通で2とする。

システム同定時の入出力データには、観測誤差を想定し、SN比が100の白色雑音（以下、ノイズ）を付加した。ノイズは、平均0、標準偏差0.1の正規分布に基づき生成し、SN比はノイズの分散 σ_w^2 に対する数値解析の各応答の分散 σ_r^2 の比として定義した。以降は、特に断りのない限り全てノイズを考慮した場合の同定結果（SNR100とする）を示す。

6.3.4 地震動のスペクトル特性を変えた場合の検討

はじめに、逸散減衰の影響が大きいケースHDに着目し、入力地震動のスペクトル特性の違いが同定精度に及ぼす影響について検討する。ここで、SSI系については、前節の通り同定対象のモード次数は4次まで含むが、RBおよびFIX系との対比より相互作用効果を検討する観点から以降は最大3次モードまでを議論の対象とする。

Fig. 6-8(a)~(c)にRNを入力した場合の各系における1~3次モードの固有振動数(各図上段)、および減衰定数(各図下段)の同定結果を示す。ノイズがあるSNR100の各同定結果を推定区間の中央(0-30s区間であれば15s)にプロットし、解析による真値(Correct)を実線で併

記する。各図には、ノイズの有無による影響を確認するため、真値に対する同定結果の平均値の誤差比をノイズなしの場合と併せて表 (SNR100 または NN/Cor.) に示す。色分けは、それぞれ、SR, RB, FIX 系である。同図(a)~(c)上段の固有振動数の結果より、1~3 次モードともノイズに依らず各系の真値と同定結果が概ね良く対応することがわかる。続いて、各図 (a)~(c)下段の減衰定数に着目すると、固有振動数と同様に真値と同定結果が概ね対応するが、特に RB および FIX 系の 1 次モードは、それらの高次モードに比べて同定精度がやや低下する傾向にあり、同図(a)の NN の誤差比は、RB, FIX 系でそれぞれ 1.1, 1.2 程度である。これらの要因については、本来 SSI 系で得られる応答に対して運動方程式の座標系を変換して同定するため、真値に対応する RB および FIX 系で基礎面を固定した場合のモード減衰とは完全には一致しないことが考えられる。すなわち、SSI 系における相互作用の影響が比較的大きい 1 次モードを中心に、この座標変換の影響を受けやすくなり、やや誤差が大きくなったものと推察される。さらに、FIX 系では、高次モードの誤差比の傾向も踏まえると、上部構造のモードが独立するとの仮定と 1 入力運動方程式に近似する点で RB 系に比べて誤差が大きくなったと考えられる。SNR100 では、上記に加えて特に、SSI 系の 2 次や 3 次の同定結果にノイズによる精度のばらつきが認められる。前述のうち、RB, FIX 系の 1 次モードについては、RB 系では回転応答の寄与が比較的大きく (Fig. 6-5 の刺激関数も参照)、FIX 系ではこれらの回転応答を式(6-19)右辺の入力として用いるため、回転応答が同定精度に及ぼす影響が比較的大きいと考えられる。この時、SN 比に応じた付加ノイズが相対的に大きい水平応答に対して、回転応答が含まれるか、あるいは加算されるため、回転応答がノイズに埋もれやすい影響が表れ同定精度が低下したと推察される。また、SSI 系の高次モードのように振幅が減衰しやすい応答に対しては、見かけ上、それらの応答成分がノイズにより増減しやすく、固有振動数に比べて減衰定数への影響が顕著に表れたと考えられる。

次に、Uch 入力の結果を確認する。Fig. 6-9(a),(b)に 1 次と 2 次モードの固有振動数および減衰定数の同定結果を示す。なお、3 次モードについては、後述の 2 次モードと同様に同定精度の低下傾向を確認したためここでは省略した。凡例等の表記は Fig. 6-8 に倣う。同図(a)の FIX 系では、1 次の固有振動数の推定結果は良好であるが、同減衰定数は主要動後の加振後半で精度が低下する様子がみられ、同図(b)の SSI 系では、全体として、2 次の固有振動数および減衰定数の推定値が真値よりも低下することがわかる。同様に RB, FIX 系の 2 次の減衰定数も推定精度にややばらつきが認められる。これは、FIX 系では水平応答に比べて励起されにくい回転応答を入力に要すること、SSI 系の高次モードは減衰定数が大きく、12Hz 前後を超えると Uch のスペクトル成分が減少すること (Fig. 6-4 参照) から、これらに関する応答はノイズによる影響を相対的に受けやすいことが要因と考えられる。

Fig. 6-10 には、代表で SSI 系の運動方程式である式(6-1)右辺の入力加速度に対する頂部 (Top) または基礎質点 (Base) の応答加速度の伝達関数 (前者は実線、後者は破線とする) を、1~3 次の固有振動数▼と併せて示す。上部は RN, 下部は Uch の伝達関数を示す。線種の違いは、薄い色で各区分全ての伝達関数を、濃い色で全区間をアンサンブル平均した結果を示す。基礎質点はアンサンブル平均のみを示す。これより、同図上部の RN に比べて、下部の Uch の

伝達関数は、平均の伝達関数に対する推定区間ごとのばらつきが大きいことがわかる。特に高次モードを中心として薄い線で示す各区間の伝達関数はばらつきが大きくなる様子が見られ、Fig. 6-8 (RN) に比べて Fig. 6-9 (Uch) の同定精度が不安定化したことと対応する。

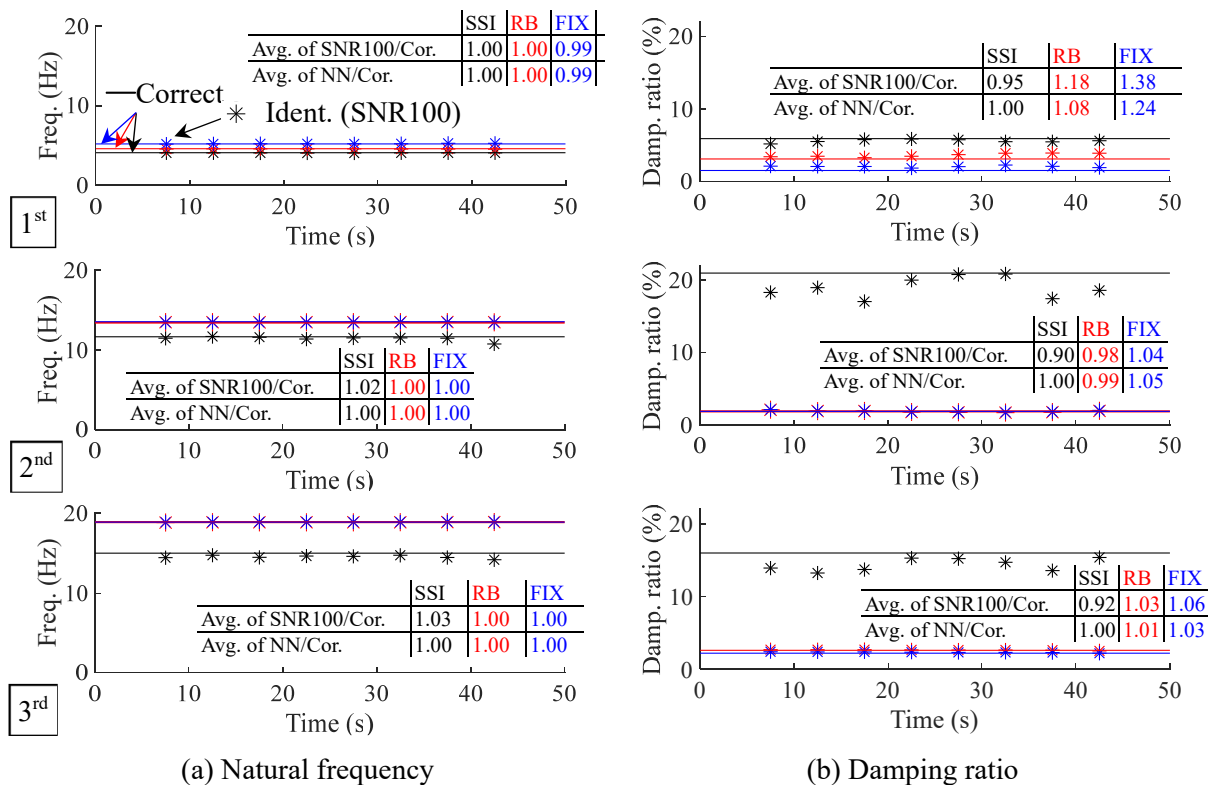


Fig. 6-8 Identified natural frequency and damping ratio in HD Case subjected to RN (Upper: 1st mode, Middle: 2nd mode, Lower: 3rd mode) ⁶⁻¹⁷⁾

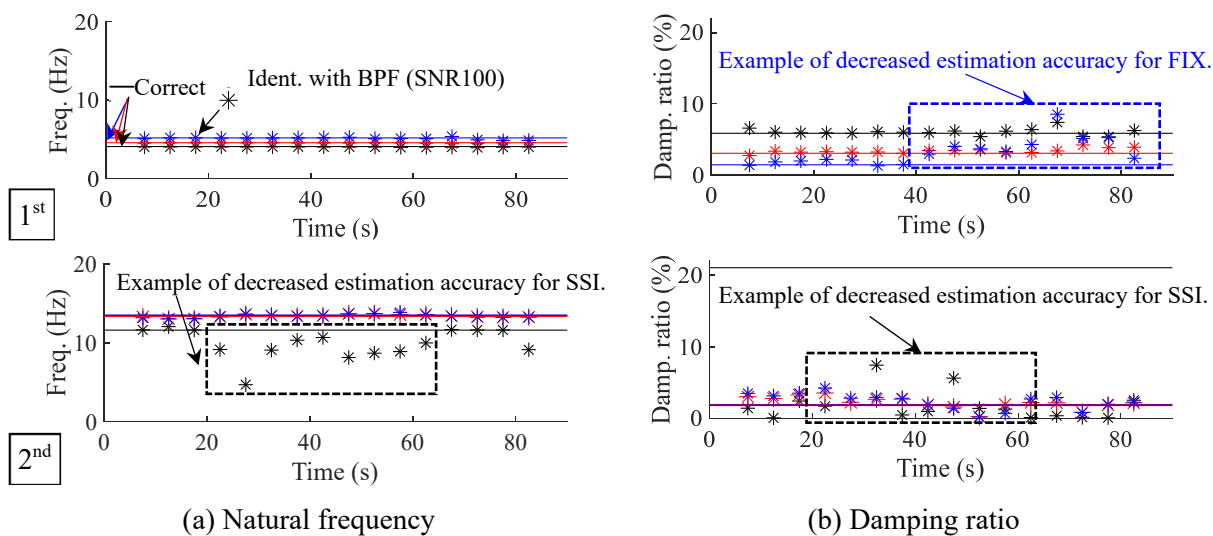


Fig. 6-9 Identified natural frequency and damping ratio using bandpass filter of HD Case subjected to Uch (Upper: 1st mode, Lower: 2nd mode) ⁶⁻¹⁷⁾

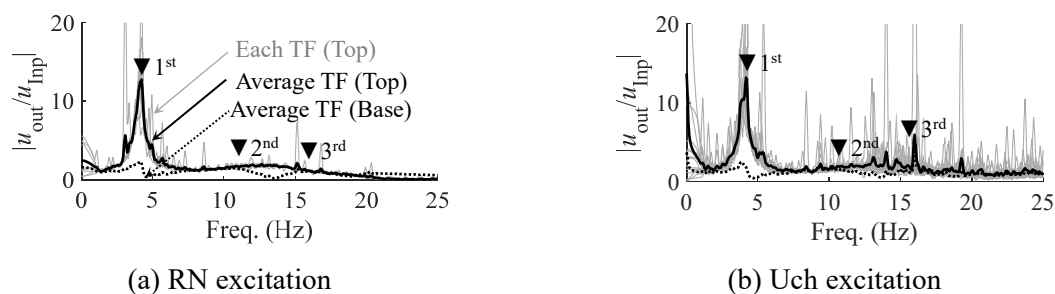


Fig. 6-10 Comparison of transfer function (TF) of HD Case subjected to RN and Uch for SNR100⁶⁻¹⁷⁾

6.3.5 逸散減衰の大きさを変えた場合の検討

逸散減衰の大きさを変えたケース HD と LD に対して RN を入力した場合の同定結果を比較する。Fig. 6-11 の上段に 1~3 次の固有振動数を、下段に減衰定数をそれぞれ示す。各図とも、SSI, RB および FIX 系毎に結果をまとめ、各系における 1~3 次モードの順に同定結果を左から順に並べている。濃い色が HD, 同系色の明るい色が LD の結果を示す。各凡例は、SNR100 (*) の同定結果の全区間平均値 μ と標準偏差 $\pm\sigma$ および解析による真値 (\square Correct) を併せて示す。Fig. 6-11 上段に着目すると、逸散減衰の大きさに依らず HD, LD とも概ね真値と同定結果が良く対応することがわかる。SSI 系の高次モードでは、HD の同定結果は LD に比べてやや精度が低下する様子がみられる。HD の高次モードは減衰定数が 20%前後と大きく (同図下段の SSI の減衰定数も参照)、ノイズにより応答がばらつく影響が相対的に大きいものと考えられる。続いて同図下段の減衰定数に着目すると、こちらも逸散減衰の大きさに依らず、各ケースとも概ね真値と同定結果が良く対応するが、LD では HD に比べて、FIX 系の 1 次における同定精度の低下傾向がやや大きい。この要因として、SSI 系の 1 次モード減衰が比較的小さい LD では、FIX 系の入力として用いる基礎の水平応答に対する付加ノイズが、同部の回転応答に比べて大きくなりやすく、後者がノイズに埋もれることで同定精度に及ぼす影響が比較的大きく表れたと考えられる。

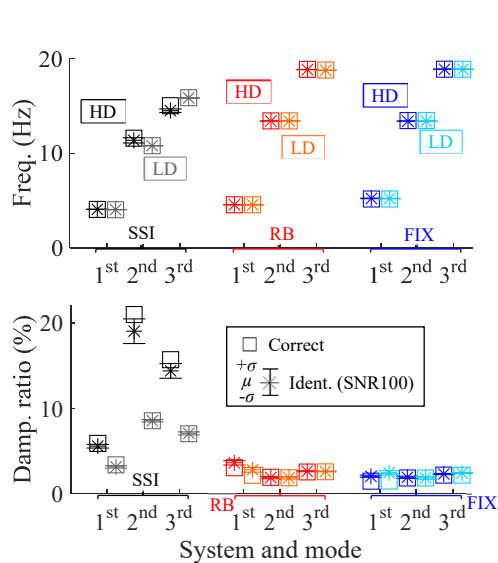


Fig. 6-11 Comparison of identified natural frequency and damping ratio in HD & LD case subjected to RN (Upper: frequency, Lower: damping ratio)⁶⁻¹⁷⁾

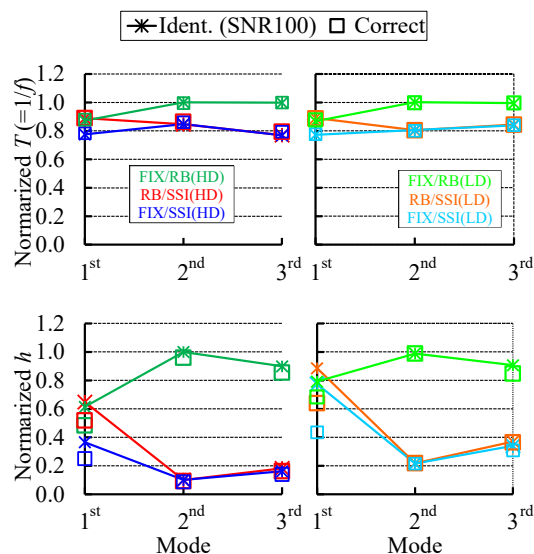


Fig. 6-12 Comparison of normalized identified natural period and damping ratio to the SSI or RB values in HD and LD Case subjected to RN (Upper: period, Lower: damping ratio)⁶⁻¹⁷⁾

6.3.6 数値解析のまとめ

最後に、3つの系に分離した場合の相互作用の影響について同定結果と真値を比較し、6.3節についてまとめる。Fig. 6-12に、RN入力時におけるRBおよびFIX系の1~3次までの固有周期（同図上段）および減衰定数（同下段）について、SSIまたはRB系の1~3次モードの同定値（または真値）で基準化した場合の各比率を真値と併せて示す。凡例は、Fig. 6-11を踏襲し、同定結果の比率は平均値を用いて算定した。ただし、相互作用の影響が大きい系を基準とするため周期表示とする（後述の6.4.4項も同様）。各図のFIX/RB、RB/SSIおよびFIX/SSIの固有周期比に着目すると、HD、LD双方とも1~3次モードの真値と同定結果が概ねよく対応することがわかる。これに対して同図下段の各次の減衰定数比における定性的な比率の推移は、真値と同定結果が概ね良く対応するが、1次についてはやや差が生じる。FIX/RBの1次減衰定数比で、HDとLDの真値0.5~0.7に対して、各同定結果は0.6~0.8程度といずれも20%程度大きくなっている。これに対してRB/SSI、FIX/SSIに着目すると、特にLDでは、推定精度が低下しやすく真値0.4~0.6に対して同定結果は0.8~0.9程度と50%を超える誤差が見られる。前節で触れたようにSSI系の逸散減衰が低下する場合RB、FIX系の同定精度がノイズにより低下しやすい可能性があり、この影響は、RB、FIX系とは入出力で扱う応答が異なるSSI系との対比に表れやすくなっていることがわかる。

以上より、提案したモード分解を部分空間法に適用してシステム同定を行い、SSI、RBおよびFIX系の固有振動数および減衰定数を評価することで、水平または回転の相互作用がそ

れぞれ振動特性に及ぼす影響を分離して評価可能であること、それらの対比により各相互作用の影響が推定可能であることを確認した。固有振動数に比べて減衰定数は、ノイズ等が推定精度へ及ぼす影響が大きい点、各系の減衰定数の差が小さい場合にはその傾向が表れやすい点は留意する必要がある。また、高次モードまでを精度良く推定するには、スペクトル特性の偏りが比較的小さい常時微動等を対象に評価を行うことが望ましいと言える。強震観測等で得られる一般の地震動を扱う場合には、Uchのように周波数成分が極めて限られることは少ないと考えられるが、一つの地震動だけでなく複数の地震動に対して推定を行うことで、推定結果の信頼性が向上すると考える。

6.4 大型振動台における相互作用を考慮した振動特性評価

6.4.1 実験概要と加振ケース⁶⁻¹⁶⁾

Fig. 6-13 に試験体の平面図および立面図を示す。平面図と立面図にはシステム同定に使用する加速度センサを併せて示す。試験体は、長辺方向 10.8m、短辺方向 6.8m の剛土槽内に設置され、長辺方向に加振される。建物、杭および地盤の諸元を Table 6-5~Table 6-7 に示す。本試験体は、3 層 RC 造の純ラーメン構造であり、縮尺は 1/2.5 倍、階高は 1.5~1.6m で建物高さは 4.6m である。杭基礎は 6 基のフーチング (1 基に対し 4 本の PC 杭 (杭径 150mm) で支持) と 24 本の杭で構成される。地盤深さは 0.87m、杭先端はピン支承とし、杭頭部のフーチングと地盤との間には、30mm 程度の隙間がある。

1FL フーチング上には、鉄骨 (S) 梁が剛結され、S 梁下端と土槽の間には 35mm の隙間が設けられ、杭が軸力保持不能となった場合は、S 梁が土槽に着座し、試験体を支持する。本報では検討対象外とするが、土槽着座後に S 梁を土槽に固定した基礎固定条件での加振実験も実施されている。基礎固定時の 1 次周期は約 0.1s、試験体の耐力は通常の耐震設計レベルの約 2 倍に設計されている。その他試験体に関する詳細は、文献 6-16) を参照されたい。

Table 6-8 に、検討対象とした地盤－建物連成系実験の加振ケース一覧を示す。同表は、内山波(Uch)20~300%による本加振毎に振幅レベルが大きいほど濃い色として (Uch-300%は白抜き)、最大層間変形角 R_{max} と上部構造の損傷状況、杭の変形角 D_{max} (基礎水平変位を杭長さで除した値) と杭の損傷状況、振動台の最大加速度⁶⁻¹⁶⁾を記載し、あらたに平均変形角 γ_{avg} を追記した。平均変形角は、各加振において、1FL の加速度と頂部加速度を積分して求めた相対変位を高さで除した値として定義する。上部構造は、全加振を通じて R_{max} が最大 1/580rad であり、損傷は曲げひび割れ程度と軽微である。一方、杭基礎は、Uch-60%で上部構造とともにひび割れが発生するが、その後 Uch-200%時に D_{max} が 1/33rad に達し、PC 鋼棒の降伏とコンクリートの圧壊ひずみに達する。更に Uch-300%では、杭頭が圧壊し軸力保持性能を消失する。便宜上これらの上部構造および杭の損傷状態が変化する平均変形角を S1~S3 と定義する。なお、 R_{max} と γ_{avg} の最大値は概ね対応するが、Uch-300%では後者は杭頭圧壊時の変形を含む影響から差が生じたと考えられる。本報では、Table 6-8 に併記した主加振前後における、いずれも小振幅レベルのランダム加振 (RN, 継続時間約 50s) を主な分析対象とするが、これら本加振 (Uch, 継続時間約 90s) に応じた振幅依存性も併せて検討する。

Table 6-7 Properties of soil⁶⁻¹⁷⁾

Soil type	Thick. H (m)	S-Wave vel. V_S (m)	Relative dens. D_r (%)	Mass dens. ρ (t/m ³)
Kaketsu sand	0.87	100~130	61.9	1.48

Table 6-8 Excitation list of the shaking table test and damage conditions added some descriptions to original table in 6-16)

No.	Excitation wave	Story drift angle R_{max} (rad)	Damage condition of superstructure	Pile deform- ation angle D_{max} (rad)	Damage condition of pile	Max. acc. (cm/s ²)	Avg. drift
							angle γ_{avg} (rad)
1	RN-1	-	-	-	-	-	-
2	Uch-10%	-	-	-	-	-	-
3	Uch-20%	1/9140	No damage	1/2610	No damage	31	1/11590
4	RN-2	-	-	-	-	-	-
5	Uch-60%	1/2270	Crack	1/490	Crack	91	1/1780 (S1)
6	RN-3	-	-	-	-	-	-
7	Uch-100%	1/1310	Crack	1/160	Crack	180	1/1480
8	RN-4	-	-	-	-	-	-
9	Uch-200%	1/700	Flexural crack at grider- end base of 1FL column	1/33	Yield of PC steel bar, compressive failure of concrete	410	1/690 (S2)
10	RN-5	-	-	-	-	-	-
11	RN-6	-	-	-	-	-	-
12	Uch-300%	1/580	Flexural crack at grider- end base of 1FL column	1/7	Strength deterioration, loss of axial load capacity	680	1/360 (S3)

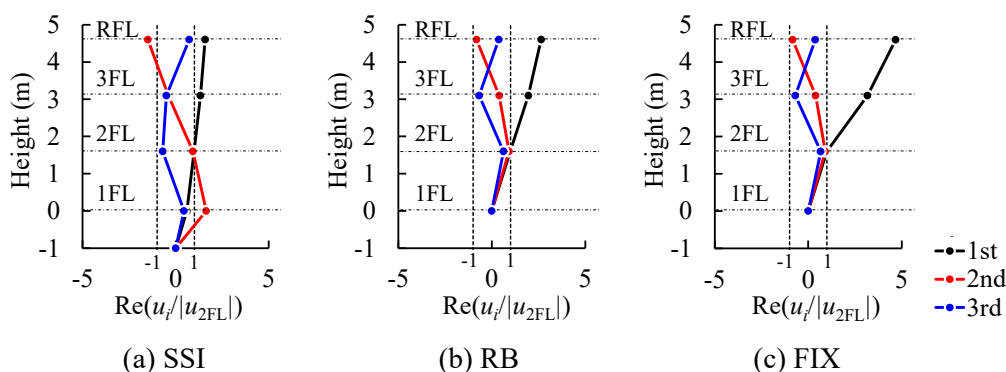


Fig. 6-14 Real part of normalized mode vector to the 2FL deformation⁶⁻¹⁷⁾

6.4.2 同定対象とパラメータの設定

Table 6-8 に示した全 12 加振に対し、部分空間法によるシステム同定を実施し、SSI、RB および FIX 系の固有振動数と減衰定数を評価する。同定対象は、1~3 次モードとする。Fig. 6-14(a)~(c)には、代表で初期の RN-1 を対象に、式(6-25)より算定した各系のモード形状を示す。なお、式(6-25)では刺激係数の情報が含まれないため、できるだけ各次の形状が比較しやすいよう、複素固有モードを 2FL 変形の絶対値で基準化した場合の実部を示す。ここで、実測データでは、種々の要因より想定外のモードが含まれるため、同定結果の安定性を考慮して後述のモード次数をやや大きく設定したうえで、モード形状を加振毎に確認し、有効なモードを選択しているものと判断した。

部分空間法のパラメータ設定は、各加振とも $N = 3000$ ($\Delta t = 0.005s$, $T = 15s$), $r = 100$ は共通とし、モデル次数 n と入出力データに用いるフィルターは 6.3 節の検討を踏まえて RN と Uch の各加振で変更する。RN は、3 次モードまでの解が安定することを確認し、各系のモード次数を、SSI : 6, RB・FIX : 8 (ただし、同定結果が安定性に欠ける場合は 10 を使用) とし、前者は 35Hz, 後者は 55Hz 程度までのローパスフィルターを適用する。Uch は、加振毎に入出力関係における伝達関数に基づき各次のモードを包絡するよう Fig. 6-7 の要領でバンドパスフィルターを設定したうえで、共通で次数 2 とした。等価高さは、設計時の諸元に基づき設定し、上部構造の損傷が軽微であることから、各加振共通で式(6-26)を用いた (6.3 節の上部構造は本実験の相似であるため、各次の係数も同じ)。システム同定は、Fig. 6-6 のように $T/3$ 毎にランニングさせて行う。水平方向について、地盤は Fig. 6-13 に示す土槽端部の 1 点, 1FL はフーチング上のセンサ 4 点の平均, 2FL~RFL は各 FL 中央 1 点を用い、回転方向は、1FL のセンサ 4 点用いて①F1 と F3, ②F4 と F6 の Z 方向加速度の差分をそれぞれセンサ間距離で除して①と②を平均して求めた。

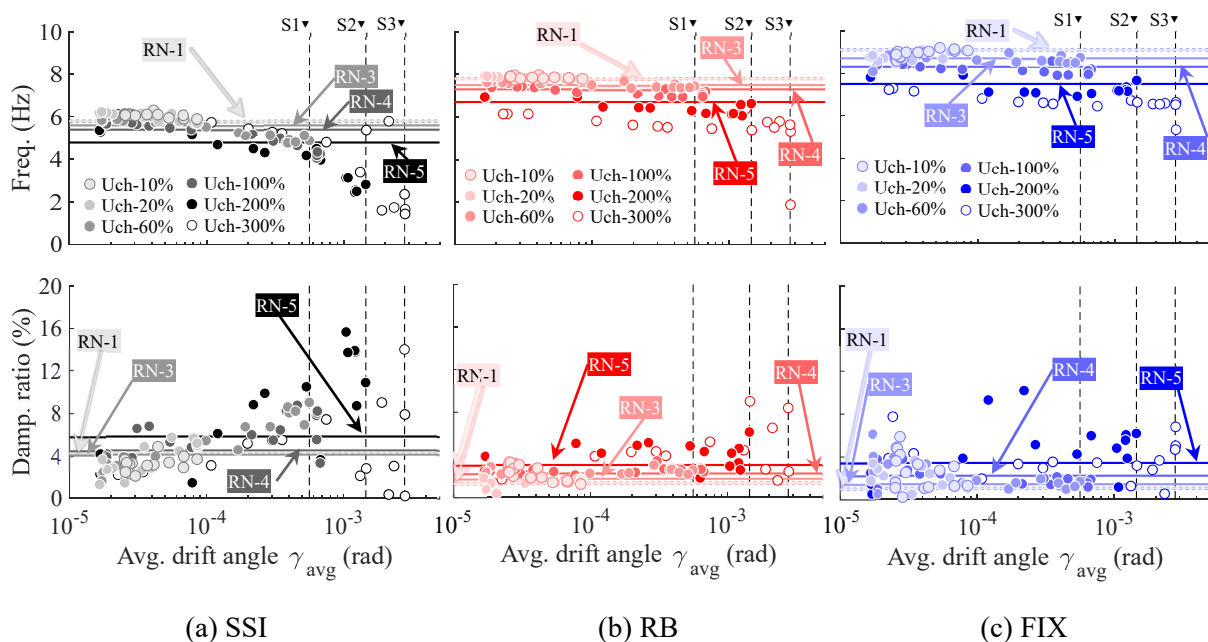


Fig. 6-15 Relations of 1st natural frequency or damping ratio and average drift angle (Upper: frequency, Lower: damping ratio)⁶⁻¹⁷⁾

Table 6-9 Identification frequencies and damping ratio subjected to RN excitations⁶⁻¹⁷⁾

RN	SSI						RB						FIX					
	Freq. (Hz)			Damp. ratio (%)			Freq. (Hz)			Damp. ratio (%)			Freq. (Hz)			Damp. ratio (%)		
	1 st	2 nd	3 rd	1 st	2 nd	3 rd	1 st	2 nd	3 rd	1 st	2 nd	3 rd	1 st	2 nd	3 rd	1 st	2 nd	3 rd
-1	5.8	16.4	31.3	4.3	3.4	1.0	7.8	28.1	47.7	1.3	1.0	0.9	9.1	28.0	47.8	1.0	1.0	1.0
-2	5.8	16.3	31.3	4.1	3.6	1.0	7.8	28.0	47.6	1.4	0.8	1.1	9.0	28.0	48.0	1.3	0.8	1.2
-3	5.6	15.8	30.5	4.1	3.8	1.2	7.5	27.3	46.9	1.7	1.1	1.0	8.7	27.3	47.0	1.4	1.1	1.0
-4	5.4	15.4	29.7	4.5	3.9	1.5	7.3	26.6	45.5	2.2	1.4	0.8	8.3	26.6	45.8	2.2	1.4	1.3
-5	4.8	14.0	28.1	5.8	4.7	1.7	6.7	25.2	42.6	3.0	2.3	1.6	7.5	25.2	43.0	3.4	2.3	2.0
-6	5.0	14.4	28.2	4.8	4.6	1.6	6.7	25.3	44.4	2.9	2.1	1.5	7.5	25.3	45.0	2.9	2.0	1.5

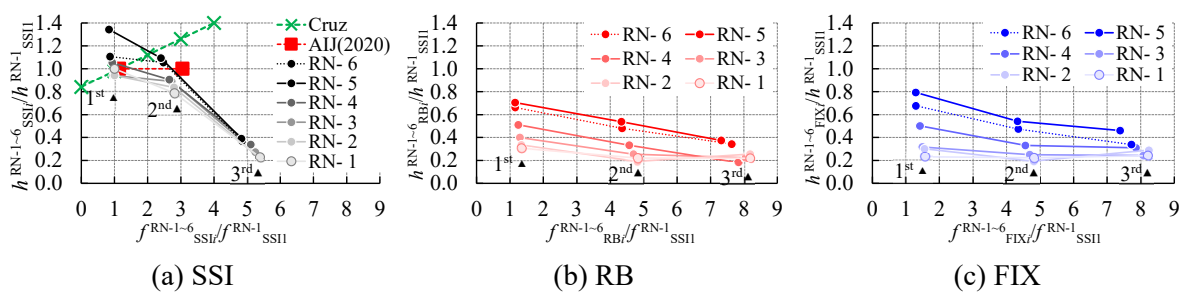


Fig. 6-16 Relations of normalized frequency and damping ratio based on those of 1st mode of the SSI system⁶⁻¹⁷⁾

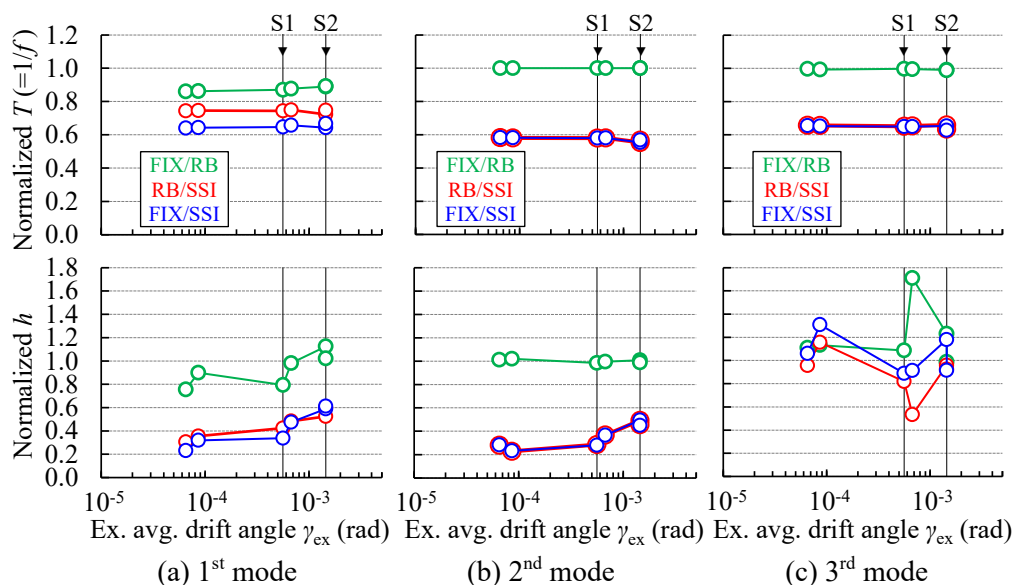


Fig. 6-17 Comparison of normalized identified natural period and damping ratio to the SSI or RB values (Upper: period, Lower: damping ratio)⁶⁻¹⁷⁾

6.4.3 振幅依存性に関する検討

3つの系を対象に振幅依存性に応じた変動を確認する。4.1節で定義した平均変形角の最大値を各算定区間について求め、同区間で推定された各振動特性との関係をそれぞれ比較する。Fig. 6-15(a)~(c)の上段に各系について同定した固有振動数、同図下段には減衰定数と平均変形角 γ_{avg} の関係を、Table 6-8に記載した杭および上部構造の損傷状態 S1~S3に対応する平均変形角 \blacktriangledown と併せてそれぞれ示す。各加振の凡例の色分けはTable 6-8に濃淡を揃え、SSI, RB, FIX系とする。主な評価対象は、Fig. 6-4に示したRN, Uchのスペクトル特性と6.3節の検討結果を踏まえ、双方ともに比較的安定して振動特性が推定可能と判断した1次モードとする。1~3次とも安定して同定が可能であったRNについては、Table 6-9に各加振時の固有振動数と減衰定数の全区間平均値を一覧で示し、Fig. 6-15には、代表で初期および損傷進行直後のRN-1,3,4,5における同定結果を実線で示す。RNにおける高次を含む振動特性の変動は、主に4.4節で考察する。

Fig. 6-15上段の1次固有振動数に着目すると、全体としてSSI, RB, FIX系の順で固有振動数が大きくなっている。これは、それぞれSSI系は水平および回転、RB系は回転の相互作用の影響を含み、FIX系は上部構造のみの影響が表れたことによる差異と考えられる。振幅に対する変化については、SSI系では γ_{avg} が 10^{-4} rad程度を超えると値が漸減し、上部構造および杭の損傷が生じる $5\sim6\times 10^{-4}$ rad (S1)を超えるとより顕著に低下する様子がわかる。一方、同図(b),(c)のRB, FIX系ではS1に達するまでは固有振動数は概ね一定に推移し、杭頭が圧壊するUch-300%を除けばSSI系に比べて大振幅時の変動も比較的小さい傾向が認められる。振幅依存性に差異が生じる要因として、SSI系では、比較的小振幅から大振幅レベルに至るま

で、地盤・杭の非線形化に伴う水平剛性の低下による変動が支配的であるのに対し、RB、FIX系では、上部構造の損傷に伴う変動が支配的であるためと考えられる。ただし、SSI系では、Table 6-9の各RNの1次の結果からもわかるように、初期の固有振動数(5.8Hz)に対して、Uchによる本加振時に大きくその値が低下した場合であっても、本加振後のRN-2~6では、大振幅時に比べて固有振動数が回復し、それらの低下率は最大20%程度に留まる。この固有振動数の最大低下率は、RBやFIX系でも概ね同様である。一般に、地盤は歪依存性が大きい材料とされ⁶⁻³⁾、大振幅加振時は杭や上部構造の塑性化とともに、大きな地盤の歪が生じた場合であっても、RN等の小振幅加振では歪が元に戻り、地盤の剛性が回復する。このため、塑性化した杭および上部構造の影響が相対的に大きくなり、各系の固有振動数の低下率が20%程度に留まったものと考えられる。

次にFig. 6-15(a)~(c)下段の減衰定数に着目する。全体として、 γ_{avg} の増加に応じて、減衰定数が増加する傾向であり、SSI系において振幅の増大に伴う1次減衰定数の変動が最も大きい点は固有振動数の傾向に類似する。また、RB、FIX系とも γ_{avg} がS1を超えS2に至るにつれて減衰定数が増大し、各Uch後のRNでも、Uch経験前に比べて値が増加する傾向が認められる(Table 6-9の各系の1次減衰定数も参照)。Table 6-9のRN-1と6で、いずれもSSI系に比べてRBとFIX系の1次の減衰定数が小さい一方で、RN-6における後者の増加率が大きいことも踏まえると、SSI系では、地盤・杭の水平変形に伴うエネルギー吸収の影響が、RBおよびFIX系では上部構造の損傷に伴う塑性化の影響が大きいものと考えられる。なお、RB系ではPC杭の塑性化による減衰定数への影響が含まれることも考えられるが、RBとFIX系の同定結果の差が比較的小さいこと、一般にPC杭の靱性が小さいことに加え、本試験体はピン支承の短杭であることから、試験体に回転変形が生じた場合は杭の軸剛性の寄与が大きく、杭のエネルギー吸収に大きく寄与する曲げ変形が比較的小さいものと推察されるため、上部構造による影響が比較的大きいと判断した。

6.4.4 実建物との相互作用の比較および影響評価

RNを対象に、Table 6-9のRN-1におけるSSI系の1次の値を用いて、同表の各系1~3次の固有振動数および減衰定数を基準化し、両者の関係を示すとともに、既往の実建物に関する評価式^{6-5), 6-8)}と比較することで高次モードを含む相互作用の影響を検討する。Uchについては、3.4節と同様に高次モードの同定精度の低下傾向が認められたため、信頼性が低いと判断し割愛する。Fig. 6-16(a)~(c)に、各系の基準化固有振動数(横軸)および基準化減衰定数(縦軸)の関係を示す。各図の色分けはTable 6-9に準じる。Fig. 6-16(a)SSI系には、相互作用を含む場合の各振動特性の評価式である式(6-27)⁶⁻⁵⁾、式(6-28)⁶⁻⁸⁾より求めた結果をそれぞれAIJ(2020)、Cruzとして併記する。

$$\bar{T}_1 = 0.017H, \bar{T}_2 = 0.0049H, \bar{h}_1 = 0.42/\bar{T}_1 + 1.97, \bar{h}_2 = \bar{h}_1 \quad (6-27)$$

$$\bar{h}_n/\bar{h}_1 = 0.14\bar{f}_n/\bar{f}_1 + 0.84 \quad (6-28)$$

ここに、 \bar{T}_1 , \bar{T}_2 および \bar{h}_1 , \bar{h}_2 は相互作用の影響を含む 1 次, 2 次の固有周期および減衰定数, H は建物高さ, \bar{f}_n , \bar{h}_n は同 n 次の固有振動数および減衰定数である。式(6-27)の評価では, 試験体高さ 4.6m より各値を求め, RN-1 の SSI 系の 1 次の値を用いて同様に基準化した。

Fig. 6-16(a)~(c)を見ると, 初期の RN-1 では基準化固有振動数 1~3 次に対して, SSI 系の基準化減衰定数は右下がりの関係, RB と FIX 系では若干右下がりか概ねフラットとなる。各本加振を経験することで, 各部の損傷の進行に伴い, 各系の 1~3 次の基準化振動数が低下するとともに, RB と FIX 系とも全体として減衰定数の 1~3 次が右下がりに分布する傾向が表れ, SSI 系の分布に類似することがわかる。一方, 同図(a)に示した実建物観測に基づく各関係を見ると, 1 次や 2 次の基準化固有振動数は本実験と概ね対応するが, Cruz では基準化減衰定数は高次になるほど右上がりの傾向を示し, 1 次と 2 次の減衰定数が概ね同等とする AIJ(2020) はフラットとなっている。両者とも実建物分析に基づく逸散減衰等による相互作用の影響を含む評価式であるが, AIJ(2020)はそれらの影響が小さい高層建物に関する知見を反映したため傾向が異なると考えられる。これに対して, 本実験では, 初期の小振幅加振においても地盤の非線形化が生じること, 杭の回転変形が伴うことで, SSI, RB 系では 1 次の減衰定数が FIX 系に比べて大きく表れる一方, 土槽内では水平および回転ともに地盤への逸散減衰が小さいと推察されることから, 高次の減衰定数が相対的に小さくなり, 両者が右下がりに, これらの相互作用の影響が入らない FIX 系ではフラットになったと考えられる。さらに, 大振幅の加振を経ることで杭および上部構造の損傷に伴うエネルギー吸収による影響が各系の 1 次モードを中心に表れることから, 全体として右下がりの傾向になったものと推察される。

最後に, 3 つの系に分離した場合の相互作用評価への影響を確認する。Fig. 6-17(a)~(c)に, 各 RN 加振時における RB および FIX 系の 1~3 次までの固有周期 (同図上段) および減衰定数 (同図下段) について, 各加振の SSI または RB 系の 1~3 次モードの同定値で基準化した場合の各比率と, 当該加振までに経験した最大の平均変形角 γ_{ex} (▼は, Table 6-8 の S1 および S2 に対応) の関係を示す。FIX/RB は回転, RB/SSI は水平, FIX/SSI は双方の影響を表す。各図上下段の固有周期および減衰定数とも, 1 次モードでは 3 者の差異が比較的顕著に認められる。1 次固有周期比では, 経験した変形角に依らず 3 者の比率が, 0.9~0.6 程度であり, 水平および回転方向の相互作用の影響は同程度である。1 次減衰定数比は, 変形角に応じて各比率が変動し, RB/SSI が 0.3~0.5, FIX/SSI が 0.2~0.6 程度に対して, FIX/RB は 0.8~1.1 程度であり, 水平方向の影響が支配的ではあるが, 回転方向でも最大 2 割程度の差がある。また, ①2, 3 次の固有周期比および②2 次の減衰定数比は, 変形角に依らず, FIX/RB の各値がほぼ 1.0 であり, 回転の影響は小さい。RB/SSI では①が 0.6 程度の比率を保つが, ②は 0.2~0.5 程度と, 経験した変形角の増加に応じてその比率が大きくなっており, ①, ②とも水平方向の影響が支配的ではあるが, ②では変形角の増加に伴い, その影響が相対的に小さくなる傾向が認められる。3 次の減衰定数については, 各部の塑性化に伴うエネルギー吸収および逸散減衰による影響とも比較的小さいことから, 3 者の比率の差が小さくなっていると考えられる。また, Table 6-9 の各系の 3 次の値の差が小さく, 6.3 節の検討も踏まえると, 刺激関数分布に

も依るものの、ノイズの影響が相対的に大きく生じることで各加振での比率にばらつきが生じた可能性が考えられるが、より詳細な評価については今後の課題としたい。

6.4.5 分析結果のまとめ

以上の大型振動台実験に対する分析結果について、本検討で新たに得られた知見を中心に傾向をまとめる。3つの系の振動特性にはいずれも振幅依存性が認められ、特に SSI 系では、比較的小振幅から大振幅レベルに至るまで、地盤・杭系の非線形化（歪依存性）の影響が支配的とみられる固有振動数の低下と減衰定数の増大が生じ、振幅依存性が RB, FIX 系に比べて大きい傾向であった。一方、RN 加振時には、SSI 系も含めて Uch による大振幅時に比べて各値の変動は小さく、小振幅加振では地盤のひずみ依存性の影響に伴う剛性低下が回復する一方で、塑性化した杭または上部構造の影響が相対的に大きく表れるものと推察される。

SSI 系において、1次モードで基準化した固有振動数と減衰定数の関係を検討した結果、既往の実建物観測による評価式^{6-5), 6-8)}では、減衰定数が高次モードほど増加するまたはフラットであるのに対して、実験では大振幅加振の経験の有無に依らず高次モードの減衰定数ほど低下する右下がりの傾向が認められた。RB と FIX 系の同関係では、初期は若干右下がりか概ねフラットであり大振幅加振を経るほど SSI 系のように比較的明瞭に右下がりとなる傾向となった。これらは、特に1次減衰定数に対して、水平方向の相互作用に伴う影響が大きく、加振を経ることで徐々に杭および上部構造の塑性化に伴う変動が各系とも表れた一方で、土槽内では地盤への逸散減衰が小さいために、3つの系とも高次の減衰定数が相対的に小さくなったものと考えられる。

3つの系に分離した場合の相互作用の影響について、経験した平均変形角に応じて各系の1~3次モードの SSI および RB 系に対する比率を確認したところ、一般によく行われる回転の相互作用を考えない場合（RB 系を FIX 系と見なすことに相当）と本報のように3つの系に分離した場合では一部の評価に差が生じた。1次固有周期比は経験した平均変形角に依らず FIX/RB が 0.8~0.9 程度の比率となり、RB 系を FIX 系と見なす場合は固有周期を 1~2 割程度過大評価する結果となる。1次減衰定数比については、水平方向に比べて回転の影響は小さいものの、経験した各変形角に応じて FIX/RB が 0.8~1.1 程度となり、同比率が 1.0 を下回る場合がある。これより、両者の大小関係が逆転する場合もみられるが、建物の損傷が比較的小さい範囲において RB 系を FIX 系と見なす場合は、減衰定数を過大評価する可能性を示す結果である。①2, 3次の固有周期比および②2次の減衰定数比は、RB と FIX 系でほぼ差がなく水平方向の相互作用の影響が支配的である。ただし、①は経験した平均変形角に依らず RB/SSI が 0.6 程度を保つのにに対して、②は経験した平均変形角の増加に応じて同比率が 0.2~0.5 程度まで増加しており、その影響が相対的に小さくなる傾向を得た。3次の減衰定数比は、各系の差が小さく各方向の相互作用の影響は小さいと考えられるが、各加振で評価がばらつく要因については更なる検討が必要である。

6.5 まとめ

本章では、部分空間法を用いて水平および回転の相互作用を含む SSI 系、同回転を含む RB 系および双方を除いた FIX 系にモード分解する手法を提案した。はじめに、SR モデルの数値解析と同定結果の比較により、手法の妥当性を検証した。3 つの系の固有振動数および減衰定数に対し概ね妥当な推定結果が得られ、水平または回転の相互作用が分離可能であること、それらの対比により各相互作用の影響が推定可能であることを確認した。続いて、地盤—建物連成系の大型振動台実験⁶⁻¹⁶⁾に同手法を適用し、相互作用が各系の振動特性へ及ぼす影響を評価した。その結果、当該実験では、水平および回転の相互作用を含む SSI 系に対して、その影響を分離して得られた FIX 系（上部構造）の減衰定数は、1~3%程度であり、先行して分析を実施した RC 耐震試験体の同定結果と概ね対応した。また、上部構造の損傷は軽微であるものの、経験した平均変形角の増加に応じて固有周期、減衰定数が増加（固有振動数は低下）する傾向も同様に対応する傾向であった。また、SSI 系の振幅依存性については RB, FIX 系に比較して大きくなる傾向、1 次の減衰定数に対して高次の減衰定数の比率が低下しやすく、逸散減衰の影響が比較的大きい実地盤上の建物と反対の傾向を得た。更に、SSI 系に対して RB, FIX 系の各振動特性の比率を取ることで、回転の相互作用を考慮しない場合と本提案法のように 3 つの系に分離した場合では差異が生じ、回転の相互作用を考慮せずに RB 系を FIX 系と見なす場合には、建物の 1 次の固有周期および減衰定数を過大に評価する可能性があることがわかった。

検討対象とした大型振動台実験は、その制約等から実建物とは一部の条件が異なり、振動特性にもその影響が表れている。より相互作用の影響が大きく表れる実地盤上の建物への適用等に関しては課題が残されており、引き続きこれらの課題を検討する必要がある。

6章の参考文献

- 6-1) 光田 真旅, 梶原 浩一, 田川 泰敬, 佐藤 栄児: 実大三次元震動破壊実験における振動台と試験体の連成, 日本機械学会論文集 (C 編), 72 巻, 713 号, pp. 30-36, 2006. 1 (DOI: <https://doi.org/10.1299/kikaic.72.30>)
- 6-2) 越前 はるか, 田川泰敬, 岡本峰基: 3 自由度電動型加振装置を用いた他軸干渉とその制御に関する研究, 日本機械学会 Dynamics and Design Conference 2010, JSME, CD-ROM 335 (in Japanese)
- 6-3) 笠井 和彦, 村田 真一郎, 加藤 史人, 引野 剛, 大木 洋司: 震動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 670 号, pp. 2031-2040, 2011.12 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.76.2031>)
- 6-4) 日本建築学会: 建築物の減衰, 2000.10
- 6-5) 日本建築学会: 建築物の減衰と振動, 2020.12
- 6-6) Luco, J. E.: Soil-structure Interaction and Identification of Structural Models, Proc. 2nd ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Power, Vol. 2, pp. 10/1/1-10/1/31, 1980.9
- 6-7) 内藤 幸雄, 谷野 達夫, 井口 道雄, 北田 義夫: 地盤と建物の動的相互作用の影響を除去した場合の建物だけの振動特性推定, 日本建築学会構造系論文集, 第 564 号, pp.39-46, 2003.2 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijs.68.39_1)
- 6-8) Cruz, C., Miranda, E.: Insights into damping ratios in buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.50, pp.916-934, 2021 (DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.3356>)
- 6-9) Jabini, A., Mahsuli, M., Farid Ghahari, S.: Probabilistic Blind Identification of Soil-Structure Systems Using Extended Kalman Filter, Proc. of the 11th National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Los Angeles, CA. 2018
- 6-10) Shirzad-Ghaleroudkhani, N., Mahsuli, M., Farid Ghahari, S., Taciroglu, E.: Bayesian identification of soil - foundation stiffness of building structures, Structural Control and Health Monitoring, Vol. 25, No. 3, pp. e2090, 2018 (DOI: <https://doi.org/10.1002/stc.2090>)
- 6-11) 福沢 暁人, 池田 芳樹, 倉田 真宏: 建物の基部と上部および周辺地表の地震記録から同定した振動モード特性に基づく地盤と鉄筋コンクリート造建物の動的相互作用の評価, 構造工学論文集, Vol. 67B, pp. 483-494, 2021.3
- 6-12) 日本建築学会: 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, 2006.2
- 6-13) 森田 高市: 強震観測データに基づく地盤・建物相互作用系動特性の同定, 構造工学論文集 B, Vol. 54B, pp. 529-534, 2008.3
- 6-14) 肥田剛典, 永野正行: 部分空間法に基づくシステム同定による建物の固有振動数と減衰定数の推定精度, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 701 号, pp. 923-932, 2014.7 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.79.923>)

- 6-15) Verhaegen, M.: Subspace Model Identification Part 3. Analysis of the Ordinary Output-error State-space Model Identification Algorithm, *International Journal of Control*, Vol. 58, No. 3, pp. 555-586, 1993 (DOI: <https://doi.org/10.1080/00207179308923017>)
- 6-16) 山添 正稔, 楠 浩一, 酒向 裕司, 岡野 創, 日比野 陽, 杉本 訓祥, 河又 洋介, 柏 尚稔: 建物－杭－地盤連成系を対象とした E-ディフェンス振動台実験 RC 造杭基礎建物の地震応答評価 その 1, *日本建築学会構造系論文集*, 第 83 巻, 第 749 号, pp. 985-995, 2018.7 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.985>)
- 6-17) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 鍋島 国彦: 大型振動台実験に基づく地盤－建物の動的相互作用を考慮した RC 造建物の振動特性の分析, *日本建築学会構造系論文集*, 第 88 巻, 第 808 号, pp. 920-931, 2023.6 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.88.920>)
- 6-18) 東城 峻樹, 中井 正一: 部分空間法を用いたスウェイ・ロッキングばねの同定と杭の損傷検出, *日本建築学会構造系論文集*, Vol.87, No.791, pp.60-71, 2022.1 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.87.60>)
- 6-19) Shibata, A., *Dynamic Analysis of Earthquake Resistant Structures*, Tohoku University Press, Sendai, 2010
- 6-20) 斎藤 知生: モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定, *日本建築学会構造系論文集*, 第 63 巻, 第 508 号, pp. 47-54, 1998.6 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijs.63.47_1)
- 6-21) 日本建築学会: 地震荷重: その現状と将来の展望, 1987.11
- 6-22) 武藤 清, 小林 俊夫: 各部別減衰振動系のモーダルアナリシス法, *日本建築学会論文報告集*, 第 204 号, pp. 37-46, 1973.2 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijsaxx.204.0_37)
- 6-23) 防災科学技術研究所: E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI): <https://doi.org/10.17598/nied.0020> より課題名「モニタリング技術検証のための RC 造フレーム・模型地盤の振動実験」

7. 結論

7.1 各章の概要

本研究では、動的解析時における応答安全性の評価精度を向上することを目的に、建築構造物の耐震設計モデルに用いられる固有周期と減衰定数について、E-ディフェンスで行われた大型振動台実験の実測データに基づきそれらの振動特性を分析した。はじめに、現行の設計規準に基づくRC造およびS造の実大建物を模擬した試験体について、弾性応答範囲から終局状態に至るまでの各振動特性を同定し、上部構造における健全性の変化に伴う各推定値の変動傾向について評価した。次に一部のRC造の試験体を対象に、振動台の回転により生じる振動台と上部構造との相互作用が振動特性に及ぼす影響について検討するとともに、その影響を補正することで、上部構造の振動特性を推定できることを確認した。最後に、上記の回転に関する補正法を地盤上の建物における回転応答に応用することで、剛土槽上における地盤-建物連成系のRC造の試験体について、水平だけでなく回転方向における相互作用の影響について推定する方法を提案した。

本研究の摘要および得られた主な知見を各章ごとに以下に示す。

1章では、本研究の概要として、研究の背景、研究の目的及び本論文の構成を示した。ここでは、現行の耐震設計時における動的解析時の固有周期および減衰定数に関する設計基準⁷⁻¹⁾あるいは慣用値（以下、基準値）を示すとともに、近年の知見より得られた振動特性の評価式^{例えば7-2)~7-4)}とそれらを比較した。これらの比較より、現行設計における各振動特性の基準値は、基礎固定の解析モデルに適用することを想定した地盤、基礎と上部構造の相互作用の影響を含む場合の振動特性の評価式^{7-2), 7-3)}と概ね対応することがわかった。一方、近年一般的になりつつある、上部構造と相互作用の影響をそれぞれに別々にモデル化する場合（SRモデルやFEM等）においては、それらの基準値を上部構造のパラメータに採用することが必ずしも適切でない可能性があることを併せて確認した。また、こうした現状を踏まえて、上部構造の振動特性を把握するとともに、相互作用を含む場合の振動特性を対比して分析する方法を提案することが有効である点を述べた。

2章では、上部構造の振動特性の分析対象として、E-ディフェンスに着目し、実測データおよび実験施設としての長所ないし短所を踏まえてその特徴^{7-2)~7-8)}を整理した。さらに、国外における大型振動台施設で行われた代表的な振動台実験^{7-9)~7-12)}を調査し、1章で示した既往の研究^{例えば7-13), 7-14)}において指摘される振幅依存性等について検討した。さらに、E-ディフェンス実験における実測データとしての特性を考慮したうえで、本論で用いる振動特性の推定に用いるシステム同定手法^{7-13)~7-25)}について検討し、その概要を示した。

上記の検討から、Eーディフェンス実験で得られる実測データについては、相互作用の影響を極力除外したうえで、実建物大の試験体の弾性範囲から終局状態に至るまでの応答を取得可能であること等が大きな利点の一つであることを確認した。また、前述の国外の振動台実験の調査結果では、耐震設計で用いられる減衰定数の基準値（RC造3%、S造2%）は各実験の値に包絡される範囲であること、振動台上の試験体においても振幅依存性が認められることがわかった。一方で、振動台の規模の制約等から、そのほとんどが縮小あるいは部分的な試験体の実験に限られており、実大規模の振動台実験に対する知見が不十分であることがわかった。また、比較的解析結果の信頼の高い時間領域でのシステム同定手法⁷⁻¹⁸⁾としてARXモデル、部分空間法を選定し、複数のEーディフェンス実験を対象として統一的な手法を用いた振動特性の分析が強く望まれることを併せて示した。

3章では、Eーディフェンスで過去に行われた加振実験のうちRC造建物を模擬した実大の試験体（一部縮小を含む）3体に関するもの^{7-26)~7-32)}を取り上げて検討を行った。ARXモデル^{7-19), 7-20)}を用いて各試験体の固有周期や減衰定数などの基本的な振動特性とその変化について、1次モードに加え、比較的検討事例の少ない2次モードまでを含めて分析した。特に、経験した最大変形と振動特性に対する影響に着目した点は本研究の特徴であるといえる。

その結果、弾性時の1次固有周期が0.2~0.6s程度の異なる周期特性を持つ試験体において、1次減衰定数はそれぞれ1~10%とややばらつく一方、2次の減衰定数はそれぞれ1~3%と概ね現行設計の基準値と同等あるいはそれ以下の値の含む結果を得た。さらに、耐震設計上は概ね弾性応答範囲と考えられる振幅レベルの小さい加振を繰り返し受ける場合に、上部構造の固有周期および減衰定数が漸増する結果を得た。加えて、振幅レベルの大きな加振を繰り返し経験する毎に、振幅依存性の変動自体にも増大傾向がみられることがわかった。これより、主要架構の比較的軽微な損傷が、RCやSRC造の実建物における経年あるいは経時に伴う各振動特性の振幅依存性による変動傾向⁷⁻¹³⁾の一因となりうることを明らかにした。

一方で、一部の試験体の1次減衰定数が大きくなったことについての詳細な分析は、以降で扱う検討課題とした。また、既往の検討を参考として、振動台と試験体との相互作用^{7-6)~7-8)}の観点から、評価対象とした試験体の重量が比較的大きいために振動台の回転が試験体の応答に影響を及ぼした可能性に言及した。

4章では、S造建物を模擬した実大振動台実験^{7-33)~7-39)}について、3章のRC造に対する検討と同様のアプローチで各試験体の弾性応答範囲から終局状態に至るまで、現行の設計規準による建物の健全性と1次、2次モードの固有周期と減衰定数に関する変化の関係について検討した。さらに、RC造とS造に関する経験した平均変形角（建物の水平変形を高さで除した場合の変形角）に対する振動特性の変化の違いについて分析した。

その結果、弾性時の1次固有周期が0.6~0.8s程度のS造の試験体において、初期の減衰定数は、1次が1~4%程度、2次が1~3%程度であり、1次と2次の差は各試験体とも比較的小さい傾向が得られた。3章で示したRC造および4章のS造の初期減衰定数については、相互作

用の影響を含む国内外における耐震設計時の推奨値^{7-2), 7-3)}と概ね同程度かそれ以下の値を含むものとなっていた。これより、近年の高層建物に関する知見を反映させた上部構造の減衰定数として提案された減衰定数の参考値⁷⁻⁴⁾は一定の合理性を示すものと考えられる。また、S造の試験体に関する固有周期および減衰定数の経験した変形角に応じた振幅依存性は、主要架構が塑性化した場合であっても比較的小さいこと、RC造のそれに比べて変化が緩慢であることがわかった。これらの傾向は、実建物において3.11地震時等で得られた振幅依存性の変動傾向^{7-13), 7-14)}の差異と概ね対応する。

なお、3章の課題として触れた振動台の回転が上部構造の振動特性に及ぼす影響について、4章では、笠井ら⁷⁻⁸⁾の提案する回転の補正方法をARXモデルのシステム同定法に準用することで、各試験体の振動特性へ及ぼす影響を検討している。その結果、S造試験体の実験においてはその影響が比較的小さいことを併せて確認した。

5章では、一部のRC造の試験体⁷⁻²⁸⁾を対象に、3章で確認された1次の減衰定数が大きい傾向について、振動台の回転が試験体の振動特性に及ぼす影響⁷⁻⁶⁾⁻⁷⁻⁸⁾に着目して検討を実施した。はじめに、質点系モデルを用いた水平1方向および水平・回転2方向の入力を考慮した実験のシミュレーション解析を実施し、さらに振動台の回転の影響を補正した場合の振動特性の推定方法⁷⁻⁸⁾をARXモデルに準用してシステム同定を行いその影響を分析した。

その結果、弾性範囲、塑性化以降の双方において、シミュレーション解析では振動台の回転入力の有無が建物の応答性状に影響を及ぼした可能性が高いことが確認された。特に弾性範囲においては、回転入力を見做し、水平方向の加振波のみを入力した場合には、振動台による入力が過大評価され、建物応答が実験に比べ大きくなることがわかった。すなわち、実際には回転入力が生じて得られた応答結果に対して、回転入力がないものとして振動特性を推定した場合、弾性範囲においては、見かけ上減衰効果を過大に評価するといえる。さらに、振動台の回転入力を補正したシステム同定法を実験に適用した場合、回転の影響を補正しない場合の1次減衰定数が10%以上となっていたのに対して、回転の影響を補正することでこれらの値が3~4%程度まで低下する結果を得た。

6章では、5章において振動台の回転が試験体の振動特性に影響を及ぼす点を踏まえて、地盤、基礎および上部構造の相互作用による影響を受ける連成系の試験体を対象に、水平方向だけでなく回転方向の相互作用が振動特性に及ぼす影響に着目した検討を実施した。検討対象は、剛土槽上に立つRC造の杭基礎建物の試験体⁷⁻⁴⁰⁾とした。ここでは、相互作用の影響を推定するため、森田による1質点系のアプローチ⁷⁻⁴¹⁾を参考に、水平および回転の相互作用を含むSSI系、または回転のみの相互作用を考慮するRB系と上部構造のみを考慮したFIX系に分けたそれぞれの多質点系における振動特性を、部分空間法⁷⁻²¹⁾⁻⁷⁻²⁴⁾により同定し、各系を対比することで相互作用の影響を評価する方法を提案した。

その結果、当該実験では、水平および回転の相互作用を含むSSI系に対して、その影響を分離して得られたFIX系（上部構造）の減衰定数は、1~3%程度であり、前章までのRC耐震

試験体の同定結果と概ね対応した。また、地盤のひずみ依存性⁷⁻⁴²⁾の影響が大きい SSI 系の固有周期および減衰定数の振幅依存性が、水平方向の相互作用を含まない RB, FIX 系に比較して大きくなる傾向、各系とも 1 次に対して高次の減衰定数の比率が低下し、一般には逸散減衰の影響によりそれらの比率が増加⁷⁻⁴³⁾または同程度⁷⁻⁴⁾となる実地盤上の建物とは反する傾向を確認した。さらに、SSI 系に対して RB, FIX 系の各振動特性の比率を取ることで、回転の相互作用を考慮しない場合と本提案法のように 3 つの系に分離した場合では差異が生じることがわかった。その影響は 1 次の固有周期と減衰定数で最も大きく、回転の相互作用による影響から、基礎固定時に比べて各値が最大 2 割程度大きくなる結果であった。

7.2 本研究で得られた成果

以上のように、本研究では、Eーディフェンスで行われた大型振動台実験^{7-26)~7-40)}に基づき、上部構造の弾性応答範囲から終局状態に至るまでの固有周期と減衰定数を同定し、その変動傾向を分析した。また、水平および回転方向の相互作用を含む場合にそれらが建築構造物の振動特性に及ぼす影響について、ARXモデル^{7-13)~7-20)}および部分空間法^{7-21)~7-24)}を用いて評価した。

これら1章から6章の知見に基づき得られた本研究の結論を以下に示す。

3章および4章では、RC造およびS造の耐震建物試験体^{7-26)~7-39)}に対してARXモデルを用いて振動特性を分析した。その結果、各試験体の1次と2次の初期の減衰定数は、RC造でそれぞれ1~10%（ただし、後述の振動台の回転による補正を考えた場合は1~4%）および1~3%程度、S造でそれぞれ1~4%および2~3%程度であった。これらは、後述の変形の増大に応じた振幅依存性や相互作用の影響に伴う値の増減を極力排除した場合の評価結果であり、実建物の観測記録から推定された上部構造として減衰定数の妥当性に資するデータである。

以上を踏まえると、耐震設計時の初期減衰定数として、基礎固定モデルにおいて現行耐震設計の減衰定数の慣用値であるRC造3%、S造2%を使用することは必ずしも否定されないものの、慣用値を一律に用いる場合に応答を過少評価する可能性があるといえる。耐震安全性評価の観点では、高層建物においては、高さ方向に応じて相互作用の影響を考慮した場合の減衰定数の評価式（時刻歴応答解析が必要となる60m以上の建物ではRC、S造とも1.5%）⁷⁻²⁾を用いる、あるいは文献7-4)において、相互作用の影響および振幅依存性等のばらつきを踏まえて提案された減衰定数の参考値（安全側確率50~70%に対して、それぞれRC造2%~1.5%、S造1.5~1%）を用いることは一定の合理性を示すものと考えられる。

固有周期と減衰定数の振幅依存性に関する検討から、RC造ではそれらの値が比較的小振幅の加振を経験した場合でも漸増し、かつ大振幅加振を経験することで、各値が段階的あるいは比例的に大きく増加する傾向であった。これに対して、S造の変化は大振幅加振（最大平均変形角が1/100 rad程度に達する）で主要架構が塑性化した場合であっても比較的緩慢な変化に留まっていた。また、当該変形に達するまでに振幅の増加に応じて減衰定数が低下する傾向も確認された。

RC造の振幅依存性の変化については、軽微な損傷の蓄積、各部の降伏等に伴う塑性化が各パラメータの変化に比較的大きく影響しているものと考えられる。これらの各試験体の振幅依存性の特徴は、RC造またはS造の実建物で得られた経年あるいは3.11地震等での経時的な振動特性の変動傾向^{7-13), 7-14)}の違いと調和的であった。経年変化については、代表的なものとして①建物重量の変化⁷⁻¹⁵⁾、②コンクリートの乾燥収縮ひびわれに伴う剛性低下⁷⁻¹⁶⁾、③小振幅加振を繰り返し受けることによる非構造部材の固定度等の変化に伴う剛性の低下⁷⁻¹⁷⁾による影響が指摘されている。このうち①と②については、固有周期の変動が頭打ちすることも指摘されており、①はS造の場合も共通する要因である。③は主として非構造部材等の影

響が指摘されており、最大変形の更新の有無が剛性低下の変動に寄与したとされる。これに対して、本論で得られた RC 造の振動特性の変動は、実建物においてもコンクリート部材の微小な損傷の蓄積が主な変動要因であった可能性、かつ同程度の変形に達することで振動特性が都度変動することを示唆するものとする。ただし、小変形に伴う損傷が無限に生じることは考にくいことから、最大変形を経験した回数等に応じて変動が頭打ちする可能性がある点は留意が必要である。

5章では、振動台と試験体の相互作用⁷⁻⁶⁾⁻⁷⁻⁸⁾に伴う振動台の回転入力試験体の振動特性に及ぼす影響を検討し、Eーディフェンスの最大積載重量1200t⁷⁻⁴⁴⁾に対して6割程度の比較的重量が大きいRC造試験体⁷⁻²⁸⁾で、その影響が顕著に認められた。実験のシミュレーション解析によると、水平方向の入力に加えて回転方向の入力を伴うことで、弾性範囲および塑性化以降の双方ともに影響が生じた。前者では、水平方向単独に入力した場合に比べて上部構造の応答が小さく、後者では応答が大きくなるよう作用しており、水平方向の入力を考慮するだけでは建物応答の再現精度が低下することを示した。

上記の影響を受けたRC造試験体の振動特性について、回転（ロッキング）入力の影響を補正したシステム同定⁷⁻⁸⁾をARXモデルに準用することで、概ね適切に上部構造が有する減衰定数を推定できることを示した。特に、弾性範囲にもかかわらず1次減衰定数が10%を超えていた分析結果が、回転を補正することでその値が3~4%となり、各評価式⁷⁻²⁾⁻⁷⁻⁴⁾と概ね対応する結果となった。これは回転入力を考慮することの重要性を示すものである。

6章では、地盤、基礎および上部構造の連成系実験に対して、①水平方向および回転方向の双方あるいは②回転の相互作用のみを含む場合と③上部構造（基礎固定）の振動特性を分離可能な振動特性の推定方法を提案・適用した。③の減衰定数は、1~3%程度であり、平均変形角とともにやや増加する傾向が得られた。前章までの RC 造の各試験体の同定結果と概ね対応していることから、提案手法により有効に上部構造としての振動特性を同定できたと考えられる。また、①~③をそれぞれ対比した結果、①では水平方向の相互作用を含むことで固有周期および減衰定数の振幅依存性が②や③に比べて大きくなることがわかった。これは、地盤のひずみ依存性⁷⁻⁴²⁾の影響と考えられる。一方、①~③ともに1次に対して高次の減衰定数の比率が低下する傾向、2次や3次では3者の差が比較的小さい傾向を確認した。これより、実建物における1次に対する高次モードの減衰定数の増減傾向が文献7-43)と7-4)で異なる点については、相互作用に伴う逸散減衰の多寡に起因すると推察される。

経験した変形角に応じた①に対する③の1次固有周期および減衰定数の比率は、4~8割程度小さくなる結果が得られた。さらに、②と③において弾性範囲で2割程の差があり、③/②の比率が小さくなった。一方で、上部構造の塑性化が進むと両者の比率は1.0から1.1程度となった。これより、実際には回転の相互作用を含む場合の振動特性に対してその影響を無視して上部構造の振動特性とみなす場合には、同部の固有周期や減衰定数を過大に評価する可能性があること、その影響は建物が経験した振幅レベルや周期特性の変化に応じて変動する可能性があることを明らかにした。

以上より、特に回転の相互作用の影響という観点では、弾性範囲においては、その影響を無視したモデル化を行う場合に建物応答を過小評価する可能性を示す一方で、建物が塑性化以降は反対の作用を示すことも考えられる。したがって、耐震設計モデルにおいて相互作用の影響を取り入れる場合には、SR モデルや地盤 FEM モデルとして相互作用の影響を切り分けて適切に考慮することが望ましいといえる。

7.3 今後の課題

上述のとおり，3章および4章で示したRC造およびS造の試験体で得られた固有周期および減衰定数の推定値およびその変動傾向より，これまで実建物の地震観測に基づき提案された耐震設計時の各パラメータの評価式⁷⁻²⁾⁻⁷⁻⁴⁾の妥当性に資する基礎資料が得られた。一方，現状では，以下の課題があるものと考えられる。

- ・ 検討対象とした試験体は，RC造およびS造ともに3体であり，標本数としては，実建物の実測データベース等⁷⁻⁴⁾と比べて数が限られている。また，実験条件等の制約から，試験体の規模や形状とも比較的単純なものに留まる。
- ・ 本研究で評価したRC造，S造の各試験体の固有周期および減衰定数は，主要架構の塑性化の影響に加えて，非構造部材の影響を含む試験体が含まれるが，その影響の程度について詳細な検討は未実施である。後述の相互作用の影響に加えて，これらの影響についても，各振動特性に及ぼす影響を定量的に検討する必要があると考えられる。
- ・ 本研究で評価した試験体は，いずれも徐々に振幅レベルを大きくした加振を受けているが，実際には竣工直後に大地震動に見舞われる建物があることも想定される。この時，同様の建物であっても，過去に経験した振幅レベルに応じて，振幅依存性やそれに伴う建物応答には差異が生じる可能性がある⁷⁻⁴⁵⁾。このため，経時/経年変化を踏まえた耐震性評価については，損傷が起きた部位の推定等の詳細評価，あるいは各変化等がないと仮定した場合の応答解析において設計クライテリアに対する余裕度が非常に小さい場合等は，何らかの配慮が必要と考えられる。一方で，経時/経年変化を全ての建物で把握することは困難なこと踏まえると，物性のばらつきを踏まえた感度解析を行うなどが現実的な方策と考えられるが，今後の検討課題としたい。
- ・ 経験した変形角に応じて，各試験体の振動特性の変動を評価した一方で，得られた振動特性を耐震設計モデルの骨格曲線に適用，モデル化する方法については議論できていない。また，塑性化後の履歴特性の違いが振動特性に及ぼす影響については未検討である。塑性化後の履歴特性については，例えばRC造においては，スリップ型や最大点指向といった各種の履歴モデルが提案されている。そのため，各試験体における履歴特性の違いに応じた固有周期や減衰定数の変動を回帰式等で示していくとともに，それらを考慮可能な履歴モデルについても併せて検討していくことが重要と考えられる。

耐震設計や動的解析時のモデルは，比較的簡易な質点系から詳細な有限要素法によるものまでその目的に応じてモデル化方法はさまざまである。実建物の耐震性評価精度の向上には，以上に挙げた非構造部材，上部構造の塑性化，後述の相互作用の影響をより定量的に把握し，それらの影響程度と解析方法に応じた精度や誤差の違いを踏まえて周期・減衰特性のモデル化方法についての議論が必要である。

さらに、5章および6章で対象とした振動台、あるいは基礎、地盤と上部構造との相互作用が及ぼす影響について、その影響の一端を示した。しかしながら、これらについても以下に示す課題が残されている。

- ・ 振動台の回転入力の影響は、弾性範囲と塑性化以降でその影響の表れ方が異なっていた。建物条件を変えた場合の実験の分析や解析的検討を行い、回転の影響の多寡や振動特性の補正方法等についてより多くの検証が必要である。
- ・ 地盤-建物連成系実験においては、入力の相互作用がほとんどなく、かつ実地盤上の杭基礎が有する杭周面あるいは杭先端の地盤抵抗から生じるエネルギーの逸散を考慮した場合と異なる振動特性が生じた可能性が高い。

以上より、本研究は、E-ディフェンスで実施された大型振動台実験のみを検討対象としており、当該振動台実験の目的や実験条件の制約から、実建物に比べて建物形状や規模に関する条件設定等が限定的された場合の知見となっている。その一例として回転(ロッキング)の影響が出やすい建物条件等を明らかにするため、相互作用の影響が大きい基礎埋め込みの大きい建物、実地盤上の各種建物等に対して検討対象を広げ相互作用の影響を評価し、分析結果の信頼性を高めていく必要がある。さらに、それらの検証を踏まえて、解析コード上や解析条件の制約等から、相互作用の影響を切り分けてモデル化できない場合(基礎固定モデルを用いることが必要等)においても安全率を担保する方策等を検討していくことが重要と考えられる。これらについては、今後の課題としたい。

7 章の参考文献

- 7-1) 建設省告示第千七百九十三号(最終改正 平成一九年 五月一八日国土交通省告示第 五九七号) : <https://www.mlit.go.jp/notice/noticedata/pdf/201703/00006623.pdf>
- 7-2) 日本建築学会 : 建築物の減衰, 2000. 10
- 7-3) Pacific Earthquake Engineering Research Center/Applied Technology Council (PEER/ATC): Interim Guidelines on Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, PEER/ATC-72-1, Redwood City, California, 2010.
- 7-4) 日本建築学会 : 建築物の減衰と振動, 2020. 12
- 7-5) 防災科学技術研究所 : E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI) , (DOI: <https://doi.org/10.17598/nied.0020>)
- 7-6) 光田 真旅, 梶原 浩一, 田川 泰敬, 佐藤 栄児 : 実大三次元震動破壊実験における振動台と試験体の連成, 日本機械学会論文集 (C 編) , 72 巻, 713 号, pp. 30-36, 2006. 1 (DOI: <https://doi.org/10.1299/kikaic.72.30>)
- 7-7) 越前 はるか, 田川泰敬, 岡本峰基 : 3 自由度電動型加振装置を用いた他軸干渉とその制御に関する研究, 日本機械学会 Dynamics and Design Conference 2010, JSME, CD-ROM 335 (in Japanese)
- 7-8) 笠井 和彦, 村田 真一郎, 加藤 史人, 引野 剛, 大木 洋司 : 震動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 670 号, pp. 2031-2040, 2011. 12. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.76.2031>)
- 7-9) Moaveni B., et al.: System Identification Study of a 7-Story Full-Scale Building Slice Tested on the UCSD-NEES Shake Table, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 137(6), pp.705-717.
- 7-10) Xiang Wang, et al.: Evolution of modal characteristics of a mid-rise cold-formed steel building during construction and earthquake testing, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol.49, pp. 1539-1558, 2020
- 7-11) Zigu Xu, et al.: A study on the seismic performance of steel-reinforced concrete frame-concrete core wall high-rise mixed structure by large-scale shaking table tests and numerical simulations, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol.42, pp. 1951-1969, 2013
- 7-12) Kuo-Chun C., Yu-Yuan L. and Chang-Y.: Shaking Table Study on Displacement-Based Design for Seismic Retrofit of Existing Buildings Using Nonlinear Viscous Dampers, J. Struct. Eng., 134(4), pp. 671-681, 2008
- 7-13) 中村 尚弘, 鹿嶋 俊英, 木下 拓也, 伊藤 真二, 宮本 泰志 他 3 名 : 振幅依存性を考慮した中低層 R C , S R C 造建物の水平 1 次振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 721 号, pp. 471-481, 2016.3 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.81.471>)
- 7-14) 中村 尚弘, 鹿嶋 俊英, 宮津 裕次, 東城 峻樹, 肥田 剛典 他 2 名 : 振幅依存性を考慮した S 造建物の水平 1 次, 2 次振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 753 号, pp. 1561-1572, 2018.11 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.1561>)

- 7-15) 荒川 利治, 谷口 竜紀, 中村 尚弘, 木下 拓也, 東城 峻樹: 高次モードを含めた鉄骨造中層建物の地震時における振動特性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 717 号, pp. 1657-1666, 2015. 11 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.80.1657>)
- 7-16) Maruyama, I.: Multi-scale review for possible mechanism of natural frequency change of reinforced concrete structures under an ordinary drying condition, *Journal of Advanced Concrete Technology* 14 (11), 691-705, pp. 2016-11-16 (DOI: <https://doi.org/10.3151/jact.14.691>)
- 7-17) 森下 真行, 齊藤 芳人, 龍神 弘明, 田沼 毅彦, 渡辺 一弘: RC 造超高層建物の長期地震観測結果に基づく動特性評価, 日本建築学会技術報告集, 第 20 巻, 第 45 号, pp. 527-532, 2014. 6 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.20.527>)
- 7-18) 肥田剛典, 飯山かほり, 中村尚弘: 時間領域および周波数領域のシステム同定法に基づく建物の地震時動特性評価 - ARX モデルおよび部分空間法, CMIF 法の同定精度の比較, 構造工学論文集, Vol.64B, 2018
- 7-19) Safak, E.: Identification of linear structures using discrete-time filters, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, pp. 3064-3085, 1991. 10
- 7-20) 斎藤知生: モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定, 日本建築学会構造系論文集, 第 63 巻, 第 508 号, pp. 47-54, 1998.6 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijs.63.47_1)
- 7-21) Verhaegen, M.: Subspace Model Identification Part 3. Analysis of the Ordinary Output-error State-space Model Identification Algorithm, *International Journal of Control*, Vol. 58, No. 3, pp. 555-586, 1993 (DOI: <https://doi.org/10.1080/00207179308923017>)
- 7-22) 肥田剛典, 永野正行: 部分空間法に基づくシステム同定による建物の固有振動数と減衰定数の推定精度, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 701 号, pp. 923-932, 2014.7 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.79.923>)
- 7-23) 宮津裕次, 曾田五月也: 部分空間法による 2 層木造軸組工法住宅の振動特性同定, 第 83 巻, 第 745 号, pp. 409-419, 2018 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.409>)
- 7-24) 日野順市, 増川智裕, 園部元康: 周波数領域部分空間法によるモード特性同定 (剰余項の考慮とモデル次数の推定について), 第 79 巻, 第 804 号, pp. 2792-2803, 2013 (DOI: <https://doi.org/10.1299/kikaic.79.2792>)
- 7-25) 武藤 清, 小林 俊夫: 各部別減衰振動系のモーダルアナリシス法, 日本建築学会論文報告集, 第 204 号, pp. 37-46, 1973.2 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijsaxx.204.0_37)
- 7-26) 長江 拓也, 田原 健一, 福山 國夫, 松森 泰造, 塩原 等, 壁谷澤 寿海, 河野 進, 西山 峰広, 西山 功: 4 階建て鉄筋コンクリート造建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 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.76.1961>)
- 7-27) 独立行政法人 防災科学技術研究所: 平成 22 年度コンクリート系建物実験 実験計画書, 2010. 11

- 7-28) 佐藤 栄児, 酒井 久伸, 福山 國夫, 古川 幸, 鎌田 崇義, 笥 淳夫, 小林 健一, 井上 貴仁, 中島 正愛: 医療施設の機能保持性能を検証するための実大震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 650 号, pp.771-780, 2010.4 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.75.771>)
- 7-29) 杉本 訓祥, 三輪田 吾郎, 増田 安彦, 勝俣 英雄: 長周期地震動を受ける超高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性能 (その 1), 大林組研究所報, No.78, 2014
- 7-30) 大林組技術研究所: 縮小 20 層 RC 建物試験体の震動実験実験計画書, 2012
- 7-31) 渋市 克彦, 栗田 康平, 三輪田 吾郎, 杉本 訓祥, 塩原 等, 勝俣 英雄, 福山 洋, 壁谷 澤 寿一: 縮小 20 層 RC 造建物試験体の長周期地震動による震動実験 (その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 657-658, 2013. 8
- 7-32) 豊田 真士, 倉本 洋, 勝俣 英雄, 福山 洋: 長周期地震動を受ける 20 層 RC 造フレームの地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 702 号, pp.1167-1174, 2014.8 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.79.1167>)
- 7-33) 吹田 啓一郎, 松岡 祐一, 山田 哲, 島田 侑子, 多田 元英, 笠井 和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性－実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1－, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 635 号, pp. 157-166, 2009. 1 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.74.157>)
- 7-34) 山田 哲, 吹田 啓一郎, 松岡 祐一, 島田 侑子: 震動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成－実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 2－, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 644 号, pp. 1851-1859, 2009. 10 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.74.1851>)
- 7-35) 島田 侑子, 吹田 啓一郎, 山田 哲, 松岡 祐一, 多田 元英, 大崎 純, 笠井 和彦: 震動台実験における倒壊挙動－実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 3－, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 653 号, pp. 1351-1360, 2011. 11 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.75.1351>)
- 7-36) 池田 芳樹: 忘却係数付き逐次最小二乗法による建物動特性の地震時変化の評価, 日本建築学会技術報告集, 第 18 巻, 第 38 号, pp. 51-54, 2012. 2 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.18.51>)
- 7-37) 笠井 和彦, 引野 剛, 伊藤 浩資, 大木 洋司, 元結 正次郎, 加藤 史人, 馬場 勇輝: 実験の全体概要および非制振状態での応答性状 3 次元震動台による実大 5 層制振鋼構造建物の実験研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 663 号, pp.997-1006, 2011. 5 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.76.997>)
- 7-38) 独立行政法人 防災科学技術研究所: 地震によって損傷を受けた鉄骨建築物の耐震安全対策に関する実験研究, 2014. 3
- 7-39) Mukai, Y., et.al.: Structural Monitoring and Diagnose for Damaged Steel Frame Structures caused by Multiple Seismic Excitations, Proc. on 6th World Conference on Structural Control and Monitoring, pp. 2407-2416, 2014. 7

- 7-40) 山添 正稔, 楠 浩一, 酒向 裕司, 岡野 創, 日比野 陽, 杉本 訓祥, 河又 洋介, 柏 尚稔: 建物-杭-地盤連成系を対象とした E-ディフェンス振動台実験 RC 造杭基礎建物の地震応答評価 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 749 号, pp. 985-995, 2018.7 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.985>)
- 7-41) 森田 高市: 強震観測データに基づく地盤・建物相互作用系動特性の同定, 構造工学論文集 B, Vol. 54B, pp. 529-534, 2008.3
- 7-42) 日本建築学会: 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, 2006.2
- 7-43) Cruz, C., Miranda, E.: Insights into damping ratios in buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.50, pp.916-934, 2021 (DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.3356>)
- 7-44) 防災科学技術研究所: [//www.bosai.go.jp/hyogo/profile/profile.html](http://www.bosai.go.jp/hyogo/profile/profile.html)
- 7-45) 東城 峻樹, 中村 尚弘: 連続して地震を受ける杭基礎建物の応答特性に関する影響評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 84 巻, 第 759 号, pp. 627-637, 2019. 5 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.84.627>)

研究実績

(1) 出版論文

- 1-1) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 土佐内 優介, 梶原 浩一, 佐武 直紀: 大型震動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 741 号, pp. 1695-1705, 2017. 11. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.82.1695>)
- 1-2) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 梶原 浩一, 佐武 直紀, 土佐内 優介: 大型震動台実験に基づく S 造中層建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 746 号, pp. 565-575, 2018. 4. (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.83.565>)
- 1-3) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 梶原 浩一, 佐武 直紀: 大型震動台実験における RC 造建物の振動特性に及ぼす振動台の回転入力に関する影響, 日本地震工学会論文集, 19 巻, 5 号, pp. 5_356-5_367, 2019 (DOI: https://doi.org/10.5610/jaee.19.5_356)
- 1-4) 東城 峻樹, 中村 尚弘, 鍋島 国彦: 大型振動台実験に基づく地盤—建物の動的相互作用を考慮した RC 造建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 88 巻, 第 808 号, pp. 920-931, 2023.6 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.88.920>)

(2) 国際会議論文

- 2-1) Tojo T., Nakamura N., Kajiwaru K., Satake N., Tosauchi Y.: Vibration Characteristics of Steel Buildings based on Large Shaking Table Tests at E-Defense, 17th World Conference on Earthquake Engineering, 2020 (<https://wcee.nicee.org/wcee/article/17WCEE/2c-0095.pdf>)

謝辞

本論文は、筆者が2017年から2021年までに株式会社竹中工務店技術研究所において行った研究成果、ならびに2021年10月から2023年9月まで2年間在籍した広島大学大学院先進理工系科学研究科博士課程後期における研究成果を取りまとめたものです。本研究の遂行及び論文の執筆に当たっては、多くの方々のご指導・ご鞭撻をいただきました。ここに深謝の意を表します。

指導教官である広島大学大学院先進理工系科学研究科教授 中村尚弘先生には、論文執筆にあたり、その方向性を指し示していただくとともに、時には厳しく適格なご助言を、時には背中を押していただく暖かいお言葉と多大なるご指導をいただきました。また、社会人特別選抜としての入学にあたり、様々なご相談に乗っていただき、入学後は、社会人学生であることにご配慮いただき、オンラインやメールでの打合せにも時間を惜しむことなくご対応いただき、研究を進めさせていただくことができました。ここに深謝の意を表します。また、同研究科 元助教（2023年4月より、神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 助教）鍋島国彦先生には本論文ならびに本論文を構成する査読論文の執筆にわたり、的確なご指摘をいただくとともに、稚拙な文章に対して細部にわたりご精読いただきました。ここに深謝の意を表します。

同研究科教授 梶原浩一先生、同准教授 三浦弘之先生、森拓郎先生には、ご多忙の中で副査として査読いただくとともに、適切かつ示唆に富んだご助言をいただきました。ここに深謝の意を表します。

本論文の作成に当たっては、国立研究開発法人防災科学技術研究所 地震減災実験研究部門 梶原浩一氏、科学技術振興機構 情報企画部 佐武直紀氏、株式会社フジタ技術センター 土佐内優介氏には本論文を構成する査読論文の執筆にあたり多くのご支援とご配慮をいただきました。また、E-ディフェンスデータ利活用検証WGの委員の方々には、本研究についてご意見をいただく機会をいただきました。ここに感謝の意を表します。

4章、5章の作成に当たっては、JSPS 科研費 18H01588（大型震動台実験のシミュレーションによる建物の終局付近までの地震応答解析法の構築）の助成を受けた研究成果を使用させていただきました。また、1章、2章の作成に当たっては、日本建築学会が出版した書籍 建築物の減衰（2000）ならびに建築物の減衰と振動（2020）の成果を参照させていただきました。ここに感謝の意を表します。

本研究は、株式会社竹中工務店 技術研究所 未来先端研究部 先端数理グループ在籍時に遂行及び論文を執筆したものです。株式会社竹中工務店 技術研究所 所長 高橋幹雄博士には学位取得の機会を与えていただきました。ここに感謝の意を表します。

また、株式会社竹中工務店 技術研究所 未来先端研究部長 櫛部淳道博士、同先端数理グループ長 鈴木琢也博士には大学での研究と仕事の両立において様々なご配慮をいただきました。株式会社竹中工務店 原子力火力本部および広島大学博士後期課程における先輩である市

原義孝博士には，進学および在学時に様々なアドバイスをいただきました。ここに感謝の意を表します。

千葉大学名誉教授 中井正一先生には，本論に取り組むきっかけとなった地盤－建物の動的相互作用に関して丁寧なご指導をいただきました。ここに感謝の意を表します。

最後に，これまで著者を常にあたたかく見守り，支援してくれた両親，苦しいときも楽しいときも著者のそばに寄り添いながら博士課程への進学を後押しし，家庭を支え続けてくれた妻 愛子，帰宅するといつも著者にかげより，その笑顔で心の支えとなってくれた長女 花緒，長男 行穂に心から感謝いたします。

2023年9月 東城峻樹