

強震記録に基づいた進化戦略による
建物の動力学的パラメータの同定

2005年度

鹿嶋俊英

強震記録に基づいた進化戦略による建物の動力学的パラメータの同定

論文要旨

本研究は、建築研究所で観測された強震記録から、建物の振動特性に寄与するパラメータを適正に評価し、耐震設計に寄与する知見を得ることにある。このため、振動モデルの動力学的パラメータの同定手法として最急降下法と進化戦略を用い、膨大な強震記録の解析を行った。

第1章では、研究の背景にある日本の強震観測を振り返り、建物の振動特性に関する研究の現状を述べた。続いて、本研究の目的と本論文の構成を説明した。

第2章では、強震記録の分析に用いる基本的な解析手法を説明し、建物の振動モデルの動力学的パラメータの同定に用いる最急降下法と進化戦略について詳細に解説した。進化戦略は、近年注目を集めている進化的計算法のひとつであり、生物の進化過程を模擬することにより最適解を求める多点探索のアルゴリズムである。多極値を持つ関数やスウェイ-ロッキングモデルを用いた数値解析の結果、進化戦略は優れた探索性能を有することが確認された。適合度を表す関数が複雑な形を示す場合でも、変数の数や1世代の個体数を調整することで、十分な探索性能を維持することができた。

第3章では、本研究で用いた強震記録を採取した建築研究所の強震観測について紹介し、最近の観測記録とその特徴を述べた。1990年代以降頻発した大地震で、建築研究所の強震観測網は貴重な記録と知見を着実に蓄積してきた。

第4章では、高密度に加速度計が設置された建築研究所新館建物の強震記録を用いて、相互作用効果を考慮した振動特性の変動に関して詳細な解析を行った。まず、158地震の強震記録から建物の1次固有振動数と減衰定数を推定した結果、経年による明らかな1次固有振動数の低下現象が認められた。次に、多質点系スウェイ-ロッキングモデルを前提に、各部の剛性と減衰定数を進化戦略により推定し、振動特性の変動要因は建物の剛性低下であることを示した。

第5章では、建築研究所が行っている全国規模の建物の強震観測の強震記録を用い、25の建物について1次固有振動数と減衰定数を最急降下法によって推定し、その特徴を分析した。その結果、すべての建物に応答振幅の増加に伴い固有振動数が低下する振幅依存性が確認された。固有振動数の低下率は、中低層のコンクリート系建物では0.03から0.14と、高層の鉄骨系建物の0.02から0.05に比べ大きいことを示した。各建物で得られた平均的な1次固有振動数と建物高さの関係は、既往の実験式と概ね調和的であったが、低層の建物では0.5倍から2倍程度のばらつきが存在する。また、いくつかの建物で、大きな地震を経験した前後の建物の振動特性の変化が観察できた。

第6章では、大きな地震動を経験した免震建物の挙動を詳細に分析した。質点系非線形モデルを用いて、大きな地震動を受けたときの応答を数値解析した結果、観測記録とよい対応を示し、免震建物は期待通りの挙動を示したことを確認した。次に、進化戦略を適用し、89地震の記録から免震層の等価剛性と等価減衰定数の推定を行った。免震層の振幅の大きな地震の免震層の応答は、最大応答変位とそのときの層せん断力から評価した等価剛性と、ダンパーの履歴吸収エネルギーから評価した等価減衰定数から推定した値とよい対応を示した。

第7章では本研究で得られた知見をまとめ、結びとした。

Identification of Dynamic Parameters of Buildings using Evolution Strategies based on Strong Earthquake Motion Records

The Summary of Dissertation

The purpose of the thesis is to contribute the progress of the seismic design of building structures by means of dynamic parameters estimated from strong motion records of actual buildings. To identify the dynamic parameters of dynamic models of buildings, non-linear optimization algorithms are adopted. The steepest descent algorithm was applied to identify a natural frequency and a damping ratio of the first natural vibration mode of buildings. The evolution strategies (ES) algorithm was utilized to estimate parameters of the special models. The chapter 1 briefly introduced the history of the strong motion observation and the research activities on dynamic characteristics of buildings in Japan. The purpose of the research in the thesis was also described in the chapter 1.

The chapter 2 explained basic analytical techniques in the thesis. The effectiveness of ES was substantiated in the chapter 2.

The chapter 3 introduced the activities on strong motion observation for buildings by Building Research Institute (BRI). The author belongs to BRI and is attending to the strong motion observation and related research work for more than 20 years. The thesis was written on the studies based on the strong motion records obtained from the BRI network.

The chapter 4 discussed the dynamic behavior of the BRI annex building. The building is densely instrumented with 11 acceleration sensors in the building and 7 sensors in the surrounding ground. The changes of the physical parameters of the building were minutely investigated using ES.

The chapter 5 statistically investigated natural periods and damping ratios of 25 buildings in the BRI network. The declining trends depending on the displacement amplitudes of the building response were recognized in all buildings.

The chapter 6 examined the non-linear response of a base-isolated building during a big earthquake in detail. The base isolation devices worked well in order to reduce the seismic force. The non-linearity of the base-isolated storey was evaluated by ES and compared with the theoretical equivalent stiffness and the damping ratio.

The chapter 7 concluded the thesis with a summary.

強震記録に基づいた進化戦略による建物の動力学的パラメータの同定

目次

第1章	序論	- 1 -
1.1	研究の背景	- 1 -
1.1.1	強震観測の歴史と現状	- 1 -
1.1.2	建物の振動特性に関する研究	- 4 -
1.2	研究の目的	- 6 -
1.3	論文の構成	- 7 -
第2章	解析手法	- 8 -
2.1	強震記録の基本的性質	- 8 -
2.1.1	スペクトル解析	- 8 -
2.1.2	加速度記録の積分	- 10 -
2.1.3	計測震度	- 13 -
2.2	地震応答解析	- 15 -
2.2.1	振動モデル	- 15 -
2.2.2	線形応答解析	- 18 -
2.2.3	非線形応答解析	- 19 -
2.2.4	相互作用モデルの地盤剛性の算定	- 20 -
2.3	動力学的パラメータの同定手法	- 24 -
2.3.1	最急降下法	- 24 -
2.3.2	進化戦略	- 25 -
2.4	進化戦略の数値解析	- 29 -
2.4.1	多極値を持つ関数を用いた数値解析	- 29 -
2.4.2	進化戦略による振動モデルを用いた数値解析	- 33 -
2.5	2章のまとめ	- 37 -
第3章	建築研究所の強震観測	- 38 -
3.1	強震観測の経緯と目的	- 38 -
3.2	観測体制	- 40 -
3.2.1	観測装置	- 40 -
3.2.2	観測地点の配置	- 41 -
3.2.3	加速度計の配置	- 42 -
3.2.4	観測対象建物	- 43 -
3.3	最近の主な観測成果	- 46 -
3.3.1	1993年釧路沖地震	- 47 -
3.3.2	1994年三陸はるか沖地震	- 47 -
3.3.3	1995年兵庫県南部地震	- 48 -
3.3.4	2003年十勝沖地震	- 49 -
3.4	第3章のまとめ	- 51 -

第4章	建築研究所新館建物の振動特性	- 52 -
4.1	新館建物と観測の概要	- 52 -
4.1.1	地盤条件	- 52 -
4.1.2	建物の概要	- 53 -
4.1.3	観測システム	- 54 -
4.2	解析に用いる強震記録	- 56 -
4.3	解析モデル	- 58 -
4.3.1	せん断1質点系モデル	- 58 -
4.3.2	せん断多質点系 SR モデル	- 58 -
4.4	振動特性の基本的性質	- 61 -
4.5	地盤と建物の相互作用を考慮した振動特性の経年変動	- 63 -
4.6	上部構造の振動特性の経年変動	- 68 -
4.7	第4章のまとめ	- 71 -
第5章	建物の振動特性の統計的性質	- 72 -
5.1	解析対象建物	- 72 -
5.2	振動特性の評価方法	- 74 -
5.3	建物の振動特性の変動	- 75 -
5.3.1	地震継続時間中の振動特性の変動	- 75 -
5.3.2	振動特性の振幅依存性	- 76 -
5.3.3	観測期間中の振動特性の変化	- 77 -
5.4	建物の特性と振動特性の関係	- 80 -
5.5	第5章のまとめ	- 82 -
第6章	免震建物の振動特性	- 83 -
6.1	建物と観測の概要	- 84 -
6.1.1	地盤の概要	- 84 -
6.1.2	建物の概要	- 84 -
6.1.3	観測システム	- 86 -
6.2	解析に用いる強震記録	- 88 -
6.3	2003年十勝沖地震の記録	- 90 -
6.3.1	観測記録の特徴	- 90 -
6.3.2	非線形地震応答解析	- 92 -
6.4	釧路合同庁舎の地震時の振動特性	- 96 -
6.4.1	解析モデルと解析手法	- 96 -
6.4.2	上部構造の振動特性	- 98 -
6.4.3	免震層の剛性と減衰定数の推定	- 98 -
6.5	第6章のまとめ	- 103 -
第7章	結論	- 104 -
謝辞		- 107 -
参考文献		- 108 -
論文目録		- 114 -

第1章 序論

本研究は、建物や周辺を対象とした強震観測によって長年に渡って蓄積された記録に、新しい観点と解析処方を用いて分析し、耐震工学上有益な新たな知見を得ようとするものである。本章では、本研究の背景にある建物の強震観測と関連研究を振り返り、本研究の目的と本論文の構成を述べる。

1.1 研究の背景

世界でも有数の地震の多発地帯に位置する日本では、建物の耐震安全性の向上を図り、人命と社会的財産の損失を防ぐことが極めて重要な課題である。建物の耐震安全性を確保する技術の開発と発展のためには、地震時に建物がどのように振舞うかを知ることが必要不可欠である。このような背景から、建物を対象とした強震観測に多大な努力が払われ、強震記録の観測技術や解析技術は大きな発展を遂げてきた。また、強震記録の分析から得られた知見は、耐震設計技術の向上に重要な役割を果たしてきた。以下に、日本の強震観測の歴史を簡単に振り返り、また建物の振動特性に関する研究の現状を概観し、本研究の背景を述べる。

1.1.1 強震観測の歴史と現状

被害が生じるほどの大きな地震動と、それを受ける建物など構造物の挙動を確実に測定することを強震観測という。日本における強震観測は1950年代に始まった。50年余の歴史は決して長いものはないが、多くの地震が発生する環境ゆえ、強震観測はその歴史の中で多くの貴重な成果を挙げてきた。以下、時系列的に強震観測の歴史を振り返る。なお、以下に登場する組織などは全て当時の呼称で表記する。

(1) 黎明

1948年の福井地震を契機に、大地震時の地盤や建物の揺れを測定することの必要性が痛感され、1951年標準強震計試作試験研究委員会が組織された¹⁾。この委員会は、東京大学地震研究所、東京大学工学部、建設省建築研究所(以下建築研究所と表記)、及び明石製作所の研究者と技術者で構成され、いかなる大地震にも耐え得る実用的な強震計の開発を目指し、文部省科学試験研究費を得て強震計の設計、試作、試験を行なった²⁾。1953年3月、標準強震計の1号機が完成し、この委員会の名称(Strong Motion Accelerometer Committee)から SMAC 型強震計と名付けられた³⁾。

続いて1956年12月、日本における強震観測の推進と観測資料の有効活用を図るために、強震測定委員会が発足した。この委員会は各所に設置された強震計を管理すると共に、収集された資料の収集、保管、編集、刊行、連絡等を行なった。その後強震計の設置が精力的に進められ、1963年にはその数は100台を越えた。以降、強震観測網の充実、強震計の改良、そして強震観測記録の活用が、関係機関によって進められてゆくことになる。

(2) SMAC 型強震計の開発

1953年に日本で最初に開発された強震計は、SMAC 型強震計と呼ばれた³⁾。SMAC 型強震計は振り子の原理を応用した機械式の強震計である。振り子の重錘の動きは梃子を使って16倍に増幅され、特殊なコーティングが施された記録紙上にサファイア針で記録される。1台の強震計で水平2成分、鉛直1成分の計3成分を記録することが可能となっており、感度は記録紙上で0.25G/cm となる。記録紙は手巻式のゼンマイを動力として毎秒1cm の速度で送られ、約0.01G の加速度で起動して3分間の記録を収集する。SMAC 型強震計は建築物が崩壊しても記録が残るように非常に頑健な構造となっており、基本的には電源を必要としない。

続いて、1954年から建設省建設技術研究補助金によって SMAC 型よりやや簡便な仕様の強震計の開発が始まり、1955年5月に完成した。この強震計は建設省(Department of Construction)の頭文字を取り、DC 型と命名された。初期の DC 型強震計は水平2成分のみを計測する仕様となっていたが、その後3成分のセンサーを実装した DC-3型も開発された。

SMAC 型強震計は非常に堅牢であったが、そのため幅74cm、奥行84、高さ56cm、重さ300kg と、大きくて重いものであった。この点を改善するために強震計の小型化、軽量化を目指して改良が重ねられ、1957年に SMAC-B 型及び SMAC-B2型、1961年に SMAC-C 型及び SMAC-C2型が開発されている。これらの強震計の重量は約100kg と、初期の SMAC 型強震計の1/3に軽量化された。SMAC-B 型及び SMAC-C 型は SMAC-A 型と同一の機構と性能を有しており、SMAC-B2型及び SMAC-C2型は記録感度を2倍に高めたものである。これらの機械式の強震計は1970年代前半まで製作されていた。なお後継機種の開発により、初期の SMAC 型がその後 SMAC-A 型と呼ばれるようになった。

これらの強震計の記録は記録紙上に波形として描かれるため、観測された記録を分析するためには特殊なデジタイザを使って記録を数値化しなくてはならない。また、記録ペン先の円弧運動、記録紙送りのむらや蛇行など様々な要因による記録の歪みの補正も必要である。このように、機械式強震計では、記録の一次処理にも多くの労力を必要とした⁴⁾。

(3) 1964年新潟地震と1968年十勝沖地震

1964年新潟地震は、新潟市を中心に大きな被害を引き起こした。建築研究所は当時、地震によって傾いた新潟市内の県営アパートに SMAC 型強震計を設置しており、その強震計は地盤の液状化現象によって地震動の特性が急変する様子を克明に捉えた。新潟地震の記録は強震観測の有用性を実証する日本で最初の例であり、強震観測の一層の普及を促すことになった。

1968年十勝沖地震では八戸港の地盤上に設置されていた運輸省港湾技術研究所の SMAC-B2型強震計が、最大加速度230cm/s²の記録を収録した⁵⁾。この記録は比較的長周期成分を含んでおり、その後高層建物の動的耐震設計の際の入力地震動として使われている⁶⁾。

(4) 電気式アナログ強震計

1970年代に入ると、強震計の数は急増し、またデジタル計算機による解析技術が普及したことにより、従来の強震計の記録処理の繁雑さと振動数特性の狭さが問題化してきた。このため、アナログ信号処理の技術を取り入れた新たな強震計の開発が進められた。1970年から1972年にかけて開発された

SMAC-M 型強震計はその一例で、この強震計はフィードバック機構(サーボ型と呼ばれることもある)を有する加速度センサーを採用し、記録媒体としてアナログカセットテープを使用している。フィードバック機構はセンサーの振り子の動きを検出し、振り子を常に中立位置に保つ仕組みであり、機械式のセンサーと比べて振動数特性を大幅に改善するとともに、センサーの大きさを非常に小さくすることが可能となる。また、信号処理部や記録部も電気回路で構成されるため、やはり小型化が可能である。この結果、SMAC-M 型強震計の重量は SMAC-B 型強震計に比べて1/3に軽量化された。回収された記録は AD 変換器によってデジタル化されて処理されるため、機械式強震計で得られた記録紙上の波形を読み取って処理する場合に比べ、記録処理の省力化と迅速化が図られた。

(5) 1978年宮城県沖地震

1978年6月12日の宮城県沖地震は、仙台市を中心に大きな被害をもたらした。この地震では、東北大学工学部建設系建物の1階と9階に設置されていた建築研究所の SMAC-M 型強震計が強震記録の採取に成功した。この記録の最大加速度は1階で 258cm/s^2 、9階で $1,040\text{cm/s}^2$ にも及ぶ大きなものであった。この値は建物の耐震設計で想定していた大地震の入力と建物の応答にほぼ相当する値で、耐震技術の検証に極めて有意義な資料となった⁷⁾。

(6) デジタル強震計

その後も強震計の進化は続き、1980年代後半にはデジタル信号処理技術の採用が始まった。例えば、1988年に開発された SMAC-MD 型強震計は、SMAC-M 型強震計と同様のフィードバック型の加速度センサーを用い、信号処理をデジタル化した強震計である。加速度計からの信号は16ビットの AD 変換器でデジタル化され、以降デジタル信号として処理されるので記録の品質の劣化がない。計測処理はソフトウェアで制御され、遅延記録や遠隔操作の機能を容易に組み込める。このため従来のアナログ式強震計に比べて、記録の品質と信頼性の大幅な向上、記録処理の省力化と迅速化を実現している。1993年釧路沖地震、1994年三陸はるか沖地震、そして1995年兵庫県南部地震と、1990年代に頻発した被害地震で得られた主要な強震記録はデジタル強震計によるものである。

(7) 1995年兵庫県南部地震

1995年兵庫県南部地震の経験は、強震観測の分野にも大きな変革をもたらした。防災科学技術研究所は全国を網羅する大規模な強震観測網 K-NET と KiK-net を整備した⁸⁾。気象庁や各都道府県はいち早く震度情報を収集するための観測点を増強し⁹⁾、全国を密に覆うネットワークを築いた。後者のネットワークでは震度を観測する計測震度計を用いているが、その機構はデジタル強震計そのものである。これらの観測地点の総数は5,000地点に迫る。ただし、これらの観測機器はすべて地盤上に設置されており、建物などの構造物の応答を知るための観測網の増強は限られたものであった。

(8) 強震観測の現状

兵庫県南部地震以降の地盤上の観測網の飛躍的な充実を受けて、地震発生の度に膨大な数の記録が収集されるようになった。例えば2003年十勝沖地震では、気象庁の震度計や K-NET の強震計が、苫小

牧の石油タンク火災の遠因となった特異な長周期地震動を克明に捕らえている^{10), 11)}。また2004年新潟県中越地震でも、気象庁、K-NET及び新潟県の観測機器は、小千谷市や川口町など甚大な被害を受けた地域の激しい地震動の記録に成功し^{10), 12)}、被害原因の究明に大きな役割を果たしている^{13), 14)}など。

一方建物を対象とした強震観測は、建築研究所などの公的機関、大学、民間建設会社など多数の組織がそれぞれの目的で取り組んでいる。特に免震構造や制振構造など新しい技術の検証を目的とする場合が多く、2003年十勝沖地震や2004年新潟県中越地震でも成果が報告されている¹⁵⁾⁻¹⁸⁾。しかしながら、建物を対象とした観測地点の絶対数は決して多いとは言えず、また観測体制や記録の活用にも様々な課題が残されており^{19), 20)}、建物の強震観測の一層の拡充が必要である。

1.1.2 建物の振動特性に関する研究

近代の建築技術の目覚ましい発展を受けて、多様な建物が建てられるようになった。地震国日本においては、建築技術の発展は耐震構造の進展と表裏をなすものである。例えば1960年代に登場し、1970年代に次々と建てられた超高層建物は、動的耐震設計技術の登場により実現した。このような背景から、実際の建物の動的特性を知り、耐震設計技術の検証や未知の現象の抽出と解明が、重要な課題となっている。このため、建物は常に強震観測の主要な対象である。以下、動的特性の議論に用いられる主要な解析手法と、建物の振動特性の研究の現状を述べる。

構造物の動的挙動を考える場合、構造物を数学モデルで記述し、その特性を議論することが一般的である。構造物のいくつかの要素に分解し、個々の要素の質量、剛性、及び減衰などの物理的特性によって構築された数学モデルは特性モデルと呼ばれ、固有振動数や減衰定数、振動モードなど振動特性を直接表すモデルはモードモデルと称される^{21), 22)}。建物の場合、特性モデルは建物を構成する柱や梁、壁や床スラブなどの部材から解析的、あるいは経験的に構築する方法が確立されており、モードモデルは特性モデルから理論モード解析によって導くことができる。

本論文で扱う強震観測は実際に建設された建物の振動現象を観測することであり、その振動現象を説明し得る数学モデルを構築し、そのパラメータを観測記録から適切に評価することが課題となる。このように加振実験などの測定結果からモデルのパラメータを求めることは実験的同定と呼ばれ、特性モデルを定めることを特性モデル同定、モードモデルを定めることを実験モード解析と称する。

特性モデル同定は、観測結果からモデルの質量、剛性、及び減衰など物理パラメータを直接評価しようとするもので、得られた結果を解析的、あるいは経験的に評価された物理量と直接比較できる。しかし、モデルの自由度が増えると、同定すべきパラメータが急速に多くなり、精度の確保が困難となる。

実験モード解析は、固有振動数や減衰定数、振動モードなど、振動特性を直接表すパラメータを同定するもので、広く普及している。伝達関数を対象としたカーブフィットが代表的な手法で、固有振動数が異なれば自由度の増加にも容易に対応できる。しかし、モデルの物理的な特性と比較したい場合は、モードモデルのパラメータから更に物理パラメータを評価する必要が生じる。

強震観測に話を戻すと、初期の強震計は最新の機器に比べて感度は低く、測定振幅範囲も狭かったため、大きな地震を狙った仕様となっていた。そのため、解析に利用できる観測記録を蓄積するためには時間を要した。このような状況から、1970年代から暫くは実験的手法による実在建物の振動特性

の調査が主流であった²³⁾。その後、強震観測記録の質の向上と蓄積の進展に伴い、地震記録からの建物の振動特性の評価が進んできた²⁴⁾。これらの検討では実験モード解析の手法を用い、振動数領域で伝達関数を推定する方法が一般的である。

近年、推定精度の更なる向上や近接する振動モードの分離などの要求から、構造物を入出力システムとして捕らえ、システムを統計的モデルあるいは伝達関数(フィルタ)とみなし、その特性を入力と出力から決定するシステム同定の手法²⁵⁾の応用が進んでいる。代表的なシステム同定の手法としては、システムを離散時間確率モデルとして記述する ARX, ARMAX モデルなどが挙げられ²⁶⁾、多入力多出力の振動系にも適用が拡張されている²⁷⁾。この同定手法は、モデルの構成が単純でブラックボックス的に適用できるが、次数の決定や物理パラメータとの対応に工夫が必要とされている²⁷⁾。

また、システムを物理的な法則に基づきモデル化し、その物理量を同定する方法もある。状態空間モデルが代表的な例で、カルマンフィルタによる同定²⁸⁾や予測誤差法による同定²⁹⁾が報告されている。物理モデルを使う場合は、物理パラメータが直接結果として得られる利点があるが、一般的に煩雑な計算が必要な場合が多く、またパラメータの数を適正に抑える必要がある³⁰⁾。

以上見てきたように、計算機環境の著しい進歩と解析技術の弛まない進展を背景に、建物の地震時挙動に関して観測記録に基づく多くの研究が行われてきた。しかしながら、実在する建物の数と多様性に比べて観測記録の量は十分とはいえず、普遍的知見を得るためには、今後もこの分野の研究の一層の進展が期待される。

1.2 研究の目的

現在強震観測は新しい方向性を模索している。建物の振動特性を調べて耐震設計を検証するだけでなく、より能動的に建物の健全性や耐震安全性を評価し、建物の所有者や利用者に有益な情報を提供しようとする試みもそのひとつである。構造物のヘルスマonitoring技術の開発はその代表的な例であり³¹⁾、多様な研究開発が行われている^{30), 32) ~35)}。このような機能が一般的になれば、強震観測の普及が進み、更なる知見の蓄積が可能となる。このためには、地震時の建物のモードパラメータの抽出のみならず、特性モデルを構成する各部の剛性や減衰性能など、物理的パラメータを観測記録から評価することも必要となる。

一方、地盤振動や最適設計の分野では、従来の数理的な解法だけでなく、ファジー理論、ニューロネットワーク、遺伝的アルゴリズムなどのソフトコンピューティングの手法がしばしば取り入れられて、成果を挙げている^{36)~42)}。しかし、構造物の応答の分野での導入例^{例えば⁴³⁾}は限られており、今後の取り組みが期待されている。

進化的計算法のひとつである進化戦略は、生物の進化過程を模擬することにより最適解を求める多点探索のアルゴリズムである⁴⁴⁾。実数を直接扱えるため、連続量で与えられるパラメータの推定に威力を発揮する。また対象のシステムを数式化して取り込む必要がなく、進化した個体の優劣が判断できればいいことから、シミュレーションによってパラメータの適合度を判断する場合でも容易に適用できる。このように工学の広い分野で応用できる可能性を有しているが、その適用例は少ない。

本論文では、建築研究所に蓄積された膨大な強震観測記録を分析し、観測対象建物の振動特性を明らかにしその特徴を議論する。このため、振動モデルとして特定モデルとモードモデルの両者を対象とし、非線形最適化の手法を同定手法として用いる。多自由度の振動モデルは特定モデルとして扱い、その物理パラメータを効率的かつ正確に推定するために進化戦略を導入し、その適用性を数値解析によって検討する。さらに、高密度に加速度計を有する建物の、地盤と建物の動的相互作用を考慮した振動モデルのパラメータを進化戦略により推定し、その変動要因を議論する。加えて、大きな地震動を受けた免震建物の非線形挙動を、進化戦略を用いて明らかにする。

筆者は、20年以上に渡り、建築研究所において強震観測及び関連する研究に従事している。1.1節で述べたように、この間に強震記録の質は大幅に向上し、解析技術も大きく進展した。本論文では筆者の長年の経験を踏まえ、蓄積した強震記録に新たな観点と解析手法を加えることにより、建物の振動特性に寄与するパラメータを効率的に同定する。更に、推定された建物の振動特性の特徴を議論することにより、耐震設計技術の進展に寄与する知見を提案することを目指している。

1.3 論文の構成

第2章では、本論文で利用する解析手法について述べる。まず、強震観測記録の基本的な性質を分析するために用いる代表的な波形分析手法を概説する。次に、振動モデルを使った地震応答のシミュレーションの方法を述べる。更に、観測記録から建物の動力的パラメータを同定するために用いた2つの非線形最適化手法、すなわち最急降下法と進化戦略を説明する。最後に、多極値を持つ関数と、地盤と建物を考慮した振動モデルを用いて数値解析を行い、進化戦略の有効性を確認する。

第3章では、本論文で使用している記録を採取した建築研究所の強震観測について、観測の背景、観測システム、及び観測体制を紹介する。更に近年観測された主な強震記録についてその特徴を述べる。

第4章では、高密度に加速度計が設置された建築研究所新館建物を対象に、振動特性の変動に関して詳細な解析を行う。まず、地盤と建物の概要、観測体制、及び解析に用いた観測記録について述べる。次に、158地震の強震記録の分析結果から、建物の1次固有振動数と減衰定数の経年変動や振幅依存性を議論し、明瞭な振幅依存性と経年に伴う固有振動数の低下減少を明らかにする。また、多質点系相互作用モデルを用いて、各部の剛性と減衰定数を進化戦略により同定し、振動特性の変動要因は、主として建物の剛性低下にあることを示す。

第5章では、建築研究所の強震観測網の25の建物について、その1次固有振動数と減衰定数を同定し、その特徴を分析する。まず、個々の建物についての固有振動数と減衰定数の経年変動や振幅依存性を検討し、大きな地震を経験することによる振動特性の変化や、振幅の増加に伴う固有振動数の変動を議論する。最後に25の建物の高さや構造種別と振動特性の関係を求め、既往の経験式と比較する。

第6章では、大きな地震動を受けた免震建物の挙動を検討する。最初に、建物と観測体制、及び解析に用いた観測記録を紹介する。次に、大きな地震動を受けた免震建物の強震記録を、免震層の非線形挙動を取り入れた地震応答解析の結果と比較し、解析モデルの妥当性を検証する。更に、89地震の記録を用いて進化戦略による免震層の等価剛性と等価減衰定数の推定を行い、免震層の非線形効果を明らかにする。

最後に第7章として、本研究で得られた結果と知見をまとめて、結びとする。

第2章 解析手法

強震記録の解析には、スペクトル解析など基本的なものから、近年のデジタル信号の処理技術やソフトウェアコンピューティングの手法を取り入れたものまで多様な手法が用いられる。ここでは本研究で扱う解析手法について概説し、この分野では新しい取り組みである進化戦略について、その適用性の検討を行う。

2.1 強震記録の基本的性質

本論文で扱う強震記録は加速度の時刻歴記録であり、その基本的性質の議論には、様々な解析手法が使われる。時間の関数である地震動を振動数領域の特性を議論するためのスペクトル解析や、加速度から速度や変位を算出するための積分、また振動モデルの地震時応答の解析など、本節では本論文で用いる基本的な解析手法を概説する。

2.1.1 スペクトル解析

強震記録などの時刻歴記録の性質の検討には、その記録を振動数成分に分解して議論されることが多い。そのための基本的手法がフーリエスペクトルを代表とするスペクトル解析である^{1),2)}。本論文でも頻繁に利用するので、その要点と本論文での取り扱い方を以下にまとめる。

(1) フーリエ変換

連続関数 $x(t)$ のフーリエ変換は下式で定義される。

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-i(2\pi ft)} dt \quad (1)$$

時間関数を扱う場合、 t は時間、 f は振動数となり、フーリエ変換は時間の関数から振動数の関数への変換操作を表す。強震記録などの時刻歴は、通常等間隔の時間刻みを持つ離散値で与えられる。 Δt の時間刻みで N 個のデータ x_m ($m = 0, \dots, N-1$) が与えられた場合、有限離散フーリエ変換は次式のようになる。

$$X_k = \sum_{m=0}^{N-1} x_m e^{-i(2\pi k \cdot \Delta f \cdot m \cdot \Delta t)} \Delta t \quad (2)$$

ここで、 Δf は振動数刻みである。時間長 T を用いれば、 $T = \Delta t \cdot N$ 、 $\Delta f = 1/T$ の関係から、下式が導かれる。

$$X_k = \frac{T}{N} \sum_{m=0}^{N-1} x_m e^{-i(2\pi km/N)} \quad (3)$$

Nyquist 振動数 $f_N = 1/(2\Delta t)$ を超えない条件から, k の範囲は $|k| \leq N/2$ となる。 N を2のべき乗に採れば, この演算は高速フーリエ変換(Fast Fourier Transform: FFT)^{1), 2)}によって容易に行える。

X_k は複素数であるが, その絶対値(振幅) $|X_k|$ を採り, フーリエ振幅スペクトル, あるいは単にフーリエスペクトルと呼んでいる。また $X(f)$ や X_k 自体をフーリエスペクトルと称することもある。

(2) フーリエ逆変換

連続関数のフーリエ逆変換は下式となる。ここでは振動数の関数から時間の関数への変換を行うことになる。

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(f) e^{i(2\pi ft)} df \quad (4)$$

これに, 前項と同様の操作を加えて離散値のフーリエ逆変換として次式を得る。

$$x_m = \sum_{k=-N/2+1}^{N/2} X_k e^{i(2\pi km/N)} \quad (5)$$

なお, $e^{i(2\pi(k+N)m/N)} = e^{i(2\pi km/N + 2\pi m)} = e^{i(2\pi km/N)}$ であるから, (5)式は下式と等価である。

$$x_m = \sum_{k=0}^{N-1} X_k e^{i(2\pi km/N)} \quad (6)$$

(3) パワースペクトルとクロススペクトル

$x(t)$ のパワースペクトルは次式で定義される。

$$P_{xx}(f) = \frac{1}{T} E[X(f)X^*(f)] \quad (7)$$

ここで $X(f)$ は $x(t)$ のフーリエ成分で, $X^*(f)$ は $X(f)$ の共役を, $E[\]$ はアンサンブル平均を表す。地震動の場合, 平均操作は困難なので, スペクトルを平滑化して, パワースペクトルの推定値とする。

同様に, ふたつの連続関数 $x(t)$ と $y(t)$ のクロススペクトルは, それぞれのフーリエ成分 $X(f)$ と $Y(f)$ から以下のように定義される。

$$P_{xy}(f) = \frac{1}{T} E[X^*(f)Y(f)] \quad (8)$$

なお, クロススペクトル $P_{xy}(f)$ は複素数であり, 各振動数成分の位相差の情報を持つ。

(4) スペクトルの平滑化

スペクトルの平滑化は, スペクトルウィンドウを定義し, 振動数領域で次式のようにスペクトルと窓関数の合積を採ることによって行う。

$$\bar{P}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} P(f)W(f-g)dg \quad (9)$$

ここで, $\bar{P}(f)$ は平滑化後のスペクトル, $P(f)$ は平滑化対象の元のスペクトル, $W(f)$ はスペクトル

ウィンドウである。本論文ではスペクトルウィンドウとして、サイドローブが少ない Parzen Window²⁾を採用する。Parzen Window は下式で定義される。

$$W(f) = \frac{3}{4}u \left(\frac{\sin \frac{\pi u f}{2}}{\frac{\pi u f}{2}} \right)^4 \quad (10)$$

u はスペクトルウィンドウのバンド幅 b から定まる係数で、 $u = 151b/280$ となる。

(5) フーリエスペクトル比と伝達関数

ふたつの時間関数を振動数領域で比較する場合、スペクトルの比を採るのが効果的である。ここでは2つの関係式を用いる。 $x(t)$ と $y(t)$ のフーリエ成分を $X(f)$ と $Y(f)$ とする時、

$$H_0(f) = |Y(f)|/|X(f)| \quad (11)$$

で求められる振動数の関数 $H_0(f)$ を、本論文ではフーリエスペクトル比と称する。フーリエ振幅の比なので $H_0(f)$ は実数である。一方、 $x(t)$ のパワースペクトル $P_{xx}(f)$ と、 $x(t)$ と $y(t)$ のクロススペクトル $P_{xy}(f)$ から、

$$H_1(f) = P_{xy}(f)/P_{xx}(f) \quad (12)$$

で求められる振動数の関数 $H_1(f)$ を、本論文では伝達関数と称する。 $x(t)$ と $y(t)$ が入出力関係にあるとき、 $H_1(f)$ は系の伝達関数の推定値となるからである¹⁾。 $P_{xy}(f)$ は複素数なので $H_1(f)$ も複素数となる。 $x(t)$ と $y(t)$ が入出力であり、出力に雑音がかかっている場合は $H_1(f)$ が伝達関数の良い推定値を与えられている³⁾。ただし、必ずしも明瞭な入出力関係のみを扱うわけではないこと、また雑音が入力側に載っているとは限らないことから、本論文では、特に断らない限りフーリエスペクトル比 $H_0(f)$ を用いる。

2.1.2 加速度記録の積分

本論文で扱う強震記録はすべて加速度記録であり、速度や変位の時刻歴が必要な場合は時間領域での積分が必要になる。本論文ではふたつの積分方法を用いている。

(1) 木下の格子フィルター

木下は、格子型デジタルフィルターの応用例として、積分器を提案している⁴⁾。積分器は、振り子型の速度計を模擬したもので、Laplace 変数 s を用いて次式に示す2次系で表現される。

$$I(s) = \frac{s}{(s^2 + 2h_0\omega_0s + \omega_0^2)} \quad (13)$$

ここで、 ω_0 、 h_0 は振り子の固有円振動数と減衰定数に相当する。この2次系の z 変換式は以下のようになる。

$$I(z) = \frac{k_0(1-z^{-2})}{1+k_1(1+k_2)z^{-1}+k_2z^{-2}}, z = e^{i\omega\Delta t} \quad (14)$$

ここで係数 k_0, k_1 及び k_2 は,

$$k_0 = \frac{6\Delta t}{12+12h_0\omega_0\Delta t + \omega_0^2\Delta t^2} \quad (15)$$

$$k_1 = -\frac{12-5\omega_0^2\Delta t^2}{12+\omega_0^2\Delta t^2} \quad (16)$$

$$k_2 = \frac{12-12h_0\omega_0\Delta t + \omega_0^2\Delta t^2}{12+12h_0\omega_0\Delta t + \omega_0^2\Delta t^2} \quad (17)$$

で与えられ, Δt はサンプリング時間間隔である。式(14)より, 同じ時間間隔で離散化された加速度記録を積分する場合, 時刻 t_n の速度 v_n は下式で算出できる。

$$v_n = k_0(a_n - a_{n-2}) - k_1(1+k_2)v_{n-1} + k_2v_{n-2} \quad (18)$$

ここで v_{n-2}, v_{n-1} は時刻 t_{n-2}, t_{n-1} の速度, a_{n-2}, a_n は時刻 t_{n-2}, t_n の加速度である。

この積分方法は安定な特性を有し, また振り子型のセンサーを模しているので, 実際の観測結果との整合を図るのが容易である。本論文では最大速度の検出などに用いている。図2.1にこの積分器の特性を示す。左が振幅特性で, 右が位相特性である。このとき, $\omega_0 = 2\pi f_0$ として $f_0 = 0.1\text{Hz}$, $h_0 = 0.6321$ を与えている。 f_0 の2倍程度以下の振動数成分では位相特性が変わってしまうので, f_0 の設定に注意が必要である。

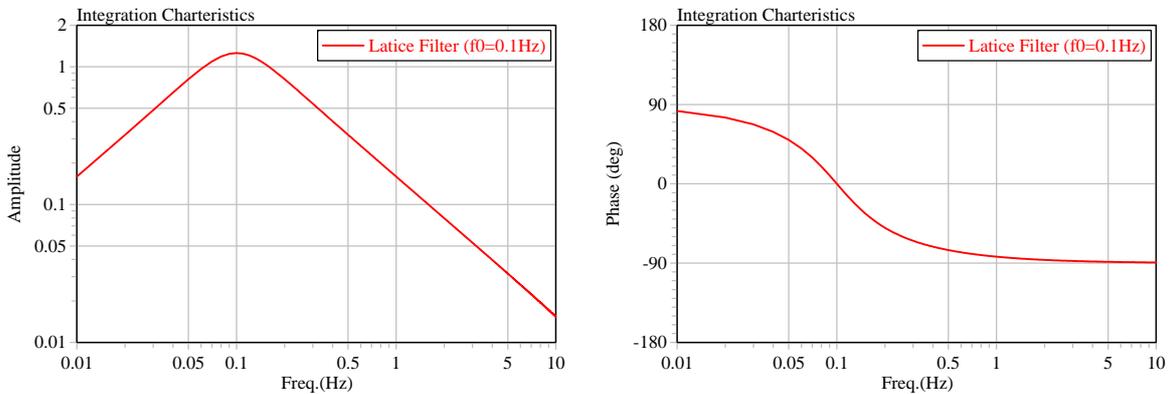


図2.1 格子型フィルター積分器の特性(左: 振幅特性, 右: 位相特性, $\omega_0=0.1*2*\pi$, $h_0=0.6321$ の場合)

(2) FFT による積分

時刻歴記録をフーリエ変換によって振動数領域に移せば, 下式によって容易に積分記録のフーリエ変換が得られる²⁾。

$$V(f) = \frac{1}{i2\pi f} A(f) \quad (19)$$

$$D(f) = -\frac{1}{(2\pi f)^2} A(f) \quad (20)$$

ここで $V(f)$ は速度の、 $D(f)$ は変位の、 $A(f)$ は加速度記録のフーリエ成分である。この後フーリエ逆変換によって速度及び変位の時刻歴を得ることができる。ただし、雑音が重畳している場合、加速度から速度への変換では f に反比例して、変位への変換では f^2 に反比例して雑音が拡大されるため、本来の信号が低振動数領域の雑音に埋もれてしまう恐れがある。これを避けるためには、低振動数成分を遮断するローカットフィルターを併用する必要がある。本論文で加速度記録から変位記録を算出する場合に、この FFT を使った積分を利用している。このとき、ローカットフィルターの遮断振動数は、事例に応じて決めている。フィルターの特性は次項に述べる。

(3) 振動数遮断フィルター

例えば時間関数から、ある振動数以下の振動数成分を除去したいとき、ローカット(ハイパス)フィルターを用いることになる。このようなフィルター処理は、時間領域で行うものと振動数領域で行うものがある。本論文で扱うように、既に取得されているデータに後から処理を加える場合は、振動数領域で加えるフィルターが、自由度が高く扱いが容易である。振動数領域のフィルター処理は、フーリエ成分にフィルター特性を表す振動数の関数を乗じることによって行える。

$$X'(f) = X(f)F(f) \quad (21)$$

ここで $X'(f)$ はフィルター後のフーリエ成分、 $X(f)$ はオリジナルの関数のフーリエ成分、 $F(f)$ はフィルター関数である。例えば $x(t)$ のフィルター波形 $x'(t)$ を求めるときは、FFT によりフーリエ変換で $X(f)$ を求め、 $X'(f)$ を計算後、フーリエ逆変換により時間領域に戻し $x'(t)$ とする。

フィルターは振動数領域の窓関数であるので、遮断振動数でのフィルター特性の急変は好ましくない。このため何らかの漸減関数が利用される。ここでは cosine 型の関数を用いる。

$$F_L(f) = 0, \quad f < f_{L0} \quad (22)$$

$$F_L(f) = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \pi \frac{f - f_{L0}}{f_L - f_{L0}} \right), \quad f_{L0} \leq f \leq f_L \quad (23)$$

$$F_L(f) = 1, \quad f > f_L \quad (24)$$

振動数 f が f_{L0} 以下では $F(f)$ は 0、 f_L 以上では 1、 f_{L0} と f_L の間は cosine 関数に従って増加する。 $F(f)$ は実数であり、フィルター操作によって元の $X(f)$ の振幅特性は変わるが、位相特性は変化しない。

同様に、ある振動数より高い振動数成分を除去するハイカット(ローパス)フィルターの特性を以下のように定める。

$$F_H(f) = 1, \quad f < f_H \quad (25)$$

$$F_H(f) = \frac{1}{2} \left(1 + \cos \pi \frac{f - f_H}{f_{H0} - f_H} \right), \quad f_H \leq f \leq f_{H0} \quad (26)$$

$$F_H(f) = 0, \quad f > f_{H0} \quad (27)$$

また、バンドパス(帯域)フィルターは、 $F_L(f)$ と $F_H(f)$ の両者を作用させればよい。通常フィルター特性が0になる振動数 f_{L0} は f_L の1/2程度、 f_{H0} は f_H の1.5倍から2倍程度に採っているが、バンドパスフィルターで1次振動成分だけ取り出す必要があるような場合は、その都度判断している。また本論文では f_L 、 f_H を遮断(カットオフ)振動数と呼んでいる。

2.1.3 計測震度

気象庁が地震の際に発表する震度は、1996年に加速度記録から演算によって算出する方式に改められた⁵⁾。従来の体感による震度階との連続性を保つ⁶⁾ために複雑な形をしているが、基本的には特殊なフィルター処理を施した3成分の加速度記録を合成し、その振幅から算出する。本論文でも地震動の大きさを計測震度で表現しているため、以下に算出手順を述べる。

計測震度 I_s は下式で定義される。

$$I_s = 2 \log a_0 + 0.94 \quad (28)$$

ここで a_0 は次式を満足する最大の a である。

$$\int_0^{T_d} w(t, a) dt \geq 0.3 \quad (29)$$

ここで $w(t, a)$ は $v(t) < a$ の時に $w(t, a) = 0$ 、 $v(t) \geq a$ の時に $w(t, a) = 1$ となる関数である。 $v(t)$ はフィルター後の3成分の合成加速度で、次式で与えられる。

$$v(t) = \sqrt{x'^2(t) + y'^2(t) + z'^2(t)} \quad (30)$$

ここで、 $x'(t)$ 、 $y'(t)$ 及び $z'(t)$ は、フィルター処理された北南(NS)、東西(EW)及び上下(UD)成分の加速度記録である。 $x'(t)$ 、 $y'(t)$ 及び $z'(t)$ は観測された加速度記録 $x(t)$ 、 $y(t)$ 及び $z(t)$ に以下の3種類のフィルターを施して求める。

$$w_T(f) = (1/f)^{1/2} \quad (31)$$

$$w_L(f) = (1 + 0.694y^2 + 0.241y^4 + 0.0557y^6 + 0.009664y^8 + 0.00134y^{10} + 0.000155y^{12})^{-1/2} \quad (32)$$

$$w_H(f) = (1 - \exp(-(f/0.5)^3))^{1/2} \quad (33)$$

ここで $w_T(f)$ は周期の効果を検討するフィルター、 $w_L(f)$ は低振動数成分を遮断するローカットフィルター、 $w_H(f)$ は高振動数成分を遮断するハイカットフィルターである。また $y = f/10$ とする。各フィルターの特性と、3つのフィルターの総合特性を図2.2に示す。3つのフィルターを合わせた総合特性は実線となり、0.6Hz 辺りが最も強調される形状をしている。フィルター処理はFFTを使って振動数領域で行う。

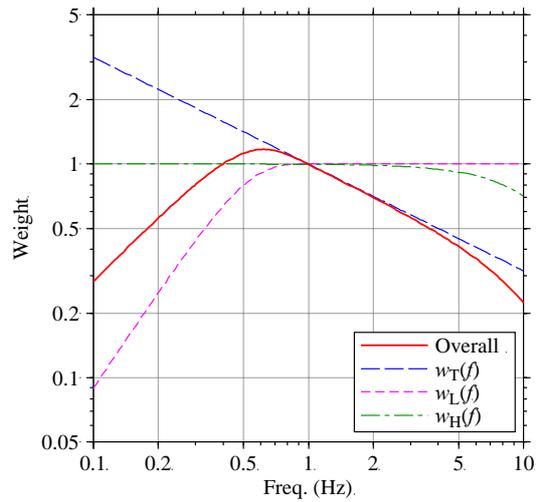


図2.2 震度算出のためのフィルター特性

(28)式から算出された値の、小数点以下2桁目を切り捨てて計測震度とする。よって計測震度は小数点以下1桁の実数値となる。また計測震度が4.4以下の場合、その小数点以下1桁目を四捨五入した整数値が震度となる。計測震度が4.5以上の場合、4.5から4.9は震度5弱、5.0から5.4は震度5強、5.5から5.9は震度6弱、6.0から6.4は震度6強、そして6.5以上は震度7とする。

2.2 地震応答解析

建物の振動特性を議論するためには、適切な振動モデルを仮定して、その物理パラメータの推定や、地震時の挙動のシミュレーションが必要となる。ここでは本研究で扱う振動モデルと時刻歴解析手法について述べる^{7), 8)}。

2.2.1 振動モデル

(1) せん断1質点系モデル

建物の基本的な振動特性を検討する場合は、1次固有振動に着目するため、図2.3に示すように、水平方向の変位のみを考慮した1質点系モデルを想定する。

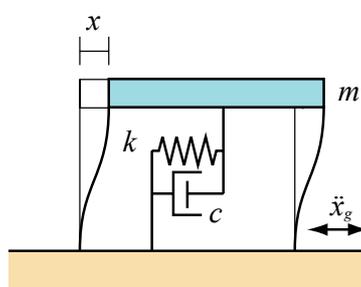


図2.3 1質点系振動モデル

この振動系は質点の質量 m 、せん断ばねの剛性 k 、ダッシュポットの減衰係数 c の3つのパラメータを有し、地動 \ddot{x}_g が作用する時の運動方程式は以下となる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (34)$$

\ddot{x} 、 \dot{x} 及び x はそれぞれ質点の応答加速度、応答速度、及び応答変位で、 \ddot{x}_g は地動の加速度である。ここで、固有円振動数 ω_0 、減衰定数 h_0 を導入することによって、運動方程式は以下のように変形できる。

$$\ddot{x} + 2h_0\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 x = -\ddot{x}_g \quad (35)$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad h_0 = \frac{c}{2m\omega_0} \quad (36)$$

結局、せん断型1質点系の振動特性は、固有円振動数 ω_0 (または固有振動数 $f_0 = \omega_0 / (2\pi)$) と減衰定数 h_0 で表される。

(2) せん断多質点系モデル

建物の高次モードの影響を考慮する場合や、各層のパラメータの検討が必要な場合は、図2.4に示す

ようなせん断多質点系モデルを考える。この場合，運動方程式は次式となる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_g \quad (37)$$

ここで， \mathbf{M} ， \mathbf{C} ， \mathbf{K} はそれぞれ質量，減衰，剛性マトリクスで， $\ddot{\mathbf{x}}$ ， $\dot{\mathbf{x}}$ 及び \mathbf{x} はそれぞれ質点の応答加速度，応答速度及び応答変位からなるベクトル，そして \mathbf{f} は $\ddot{\mathbf{x}}_g$ に関する外力の分布形で，このモデルでは， $\mathbf{f} = \{1, \dots, 1\}^T$ である。

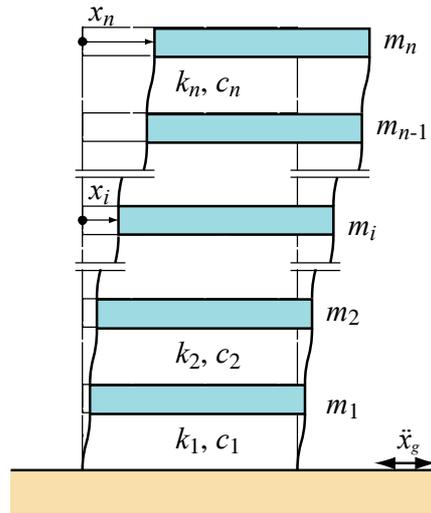


図2.4 多質点系振動モデル

各層に水平方向の自由度のみ与えるせん断質点系では，質量マトリクス \mathbf{M} 及び剛性マトリクス \mathbf{K} の要素は以下ようになる。

$$m_{i,i} = m_i, \quad i = 1, \dots, n \quad (38)$$

$$m_{i,j} = 0, \quad i \neq j \quad (39)$$

$$k_{i,i+1} = k_{i+1,i} = -k_{i+1}, \quad i = 1, \dots, n-1 \quad (40)$$

$$k_{i,i} = k_i + k_{i+1}, \quad i = 1, \dots, n-1 \quad (41)$$

$$k_{n,n} = k_n \quad (42)$$

ここで， $m_{i,j}$ は質量マトリクスの要素， m_i は質点 i の質量である。質量マトリクス \mathbf{M} は対角マトリクスである。また， $k_{i,j}$ は剛性マトリクスの要素， k_i は i 層の層剛性である。なお \mathbf{K} の他の要素は0で， \mathbf{K} は三重対角マトリクスの形となる。

減衰マトリクス \mathbf{C} は，質量マトリクス \mathbf{M} に比例する質量比例型，剛性マトリクス \mathbf{K} に比例する剛性比例型，あるいは両者を組み合わせた Rayleigh 型が用いられる。本論文では剛性比例型を採用し，下式で与える。

$$\mathbf{C} = \frac{2h_1}{\omega_1} \mathbf{K} \quad (43)$$

ここで、 h_i 及び ω_i は、1次固有振動の減衰定数と固有円振動数である。

(3) スウェイ-ロッキング(SR)モデル

地盤と建物の相互作用を考慮する場合は、せん断質点系モデルの基礎部に水平動(スウェイ)と回転動(ロッキング)の自由度を加え、図2.5の左に示すようなスウェイ-ロッキング(SR)モデルを用いる。ここで m_i 、 I_i 及び k_i は各層の質量、回転慣性及び剛性 ($i=0, \dots, 7$)、 k_R と c_R はロッキングの剛性と減衰係数、 k_S と c_S はスウェイの剛性と減衰係数、 H_i は各質点の高さである。

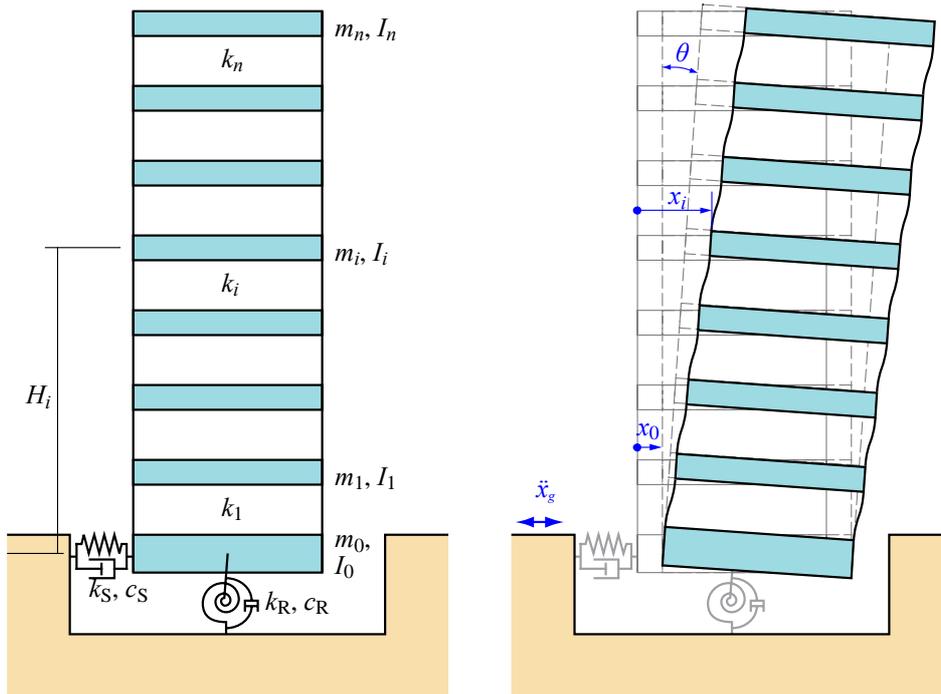


図2.5 スウェイ-ロッキングせん断型多質点系モデル

図2.5の右側に示すように、建物の元の位置からの各質点の変位を x_i とすれば、質量マトリクス \mathbf{M} 及び剛性マトリクス \mathbf{K} は、以下のようなになる⁸⁾。

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} I & 0 & \dots & 0 \\ & m_0 & & \vdots \\ & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & \dots & & m_n \end{bmatrix} \quad (44)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_R + \sum_i \sum_j k_{i,j} H_i H_j & \sum_i \sum_j k_{i,j} H_i & -\sum_i k_{i,1} H_i & -\sum_i k_{i,2} H_i & \cdots & -\sum_i k_{i,n} H_i \\ \sum_i \sum_j k_{i,j} H_j & k_S + \sum_i \sum_j k_{i,j} & -\sum_i k_{i,1} & -\sum_i k_{i,2} & \cdots & -\sum_i k_{i,n} \\ -\sum_j k_{1,j} H_j & -\sum_j k_{1,j} & k_{1,1} & k_{1,2} & \cdots & k_{1,n} \\ -\sum_j k_{2,j} H_j & -\sum_j k_{2,j} & k_{2,1} & k_{2,2} & \cdots & k_{2,n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ -\sum_j k_{n,j} H_j & -\sum_j k_{n,j} & k_{n,1} & k_{n,2} & \cdots & k_{n,n} \end{bmatrix} \quad (45)$$

ここで、 $\mathbf{x} = \{\theta, x_0, \dots, x_n\}^T$ で、 θ はロッキングによる回転角である。また、 n は上部構造の質点数、 I は回転慣性で各質点の回転慣性 I_i の総和となる。また、 $k_{i,j}$ は上部構造だけを考えた時の剛性マトリクスの要素で、 k_R はロッキング剛性、 k_S はスウェイ剛性である。なお、減衰マトリクス \mathbf{C} は、剛性マトリクス \mathbf{K} の要素 $k_{i,j}$ 、 k_R 、 k_S を建物のみの減衰マトリクスの要素 $c_{i,j}$ 、ロッキング減衰係数 c_R 、スウェイ減衰係数 c_S と置き換えたものとなる。

入力の地動加速度 \ddot{x}_g は水平動のみに作用し、回転動に影響を与えないので \mathbf{f} は $\mathbf{f} = \{0, 1, \dots, 1\}$ となる。

2.2.2 線形応答解析

1質点系の線形応答を計算する場合、Nigam と Jennings が導いた方法⁹⁾が、誤差が少なく計算も早い。本論文では応答スペクトルの計算やモーダルアナリシスによる地震応答計算にこの方法を用いている。ここで、次式の運動方程式を考える。

$$\ddot{x} + 2h_0\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 x = -\ddot{x}_g \quad (46)$$

地動加速度 \ddot{x}_g が離散値で与えられ、時刻 t_n から時刻 t_{n+1} まで直線的に変化すると仮定することにより、時刻 t_n と時刻 t_{n+1} の応答の間に下式の遷移関係が得られる。

$$\begin{Bmatrix} x_{n+1} \\ \dot{x}_{n+1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_n \\ \dot{x}_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} \\ b_{21} & b_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{g,n} \\ \ddot{x}_{g,n+1} \end{Bmatrix} \quad (47)$$

ここで、係数マトリクスの要素 a_{ij} 、 b_{ij} は下式で与えられる。

$$a_{11} = e^{-h_0\omega_0\Delta t} \left(\frac{h_0}{\sqrt{1-h_0^2}} \sin \omega'\Delta t + \cos \omega'\Delta t \right) \quad (48)$$

$$a_{12} = \frac{e^{-h_0\omega_0\Delta t}}{\omega'} \sin \omega'\Delta t \quad (49)$$

$$a_{21} = -\frac{\omega_0}{\sqrt{1-h_0^2}} e^{-h_0\omega_0\Delta t} \sin \omega'\Delta t \quad (50)$$

$$a_{22} = e^{-h_0\omega_0\Delta t} \left(\cos \omega'\Delta t - \frac{h_0}{\sqrt{1-h_0^2}} \sin \omega'\Delta t \right) \quad (51)$$

$$b_{11} = e^{-h_0 \omega_0 \Delta t} \left[\left(\frac{2h_0^2 - 1}{\omega_0^2 \Delta t} + \frac{h_0}{\omega_0} \right) \frac{\sin \omega' \Delta t}{\omega'} + \left(\frac{2h_0}{\omega_0^3 \Delta t} + \frac{1}{\omega_0^2} \right) \cos \omega' \Delta t \right] - \frac{2h_0}{\omega_0^2 \Delta t} \quad (52)$$

$$b_{12} = -e^{-h_0 \omega_0 \Delta t} \left[\left(\frac{2h_0^2 - 1}{\omega_0^2 \Delta t} \right) \frac{\sin \omega' \Delta t}{\omega'} + \frac{2h_0}{\omega_0^3 \Delta t} \cos \omega' \Delta t \right] + \frac{1}{\omega_0^2} - \frac{2h_0}{\omega_0^3 \Delta t} \quad (53)$$

$$b_{21} = e^{-h_0 \omega_0 \Delta t} \left[\left(\frac{2h_0^2 - 1}{\omega_0^2 \Delta t} + \frac{h_0}{\omega_0} \right) \left(\cos \omega' \Delta t - \frac{h_0}{\sqrt{1-h_0^2}} \sin \omega' \Delta t \right) - \left(\frac{2h_0}{\omega_0^3 \Delta t} + \frac{1}{\omega_0^2} \right) (\omega' \sin \omega' \Delta t + h_0 \omega_0 \cos \omega' \Delta t) \right] + \frac{1}{\omega_0^2 \Delta t} \quad (54)$$

$$b_{22} = -e^{-h_0 \omega_0 \Delta t} \left[\frac{2h_0^2 - 1}{\omega_0^2 \Delta t} \left(\cos \omega' \Delta t - \frac{h_0}{\sqrt{1-h_0^2}} \sin \omega' \Delta t \right) - \frac{2h_0}{\omega_0^3 \Delta t} (\omega' \sin \omega' \Delta t + h_0 \omega_0 \cos \omega' \Delta t) \right] - \frac{1}{\omega_0^2 \Delta t} \quad (55)$$

ここで、 Δt はサンプリング時間間隔、 $\omega' = \sqrt{1-h_0^2} \omega_0$ である。

a_{ij} と b_{ij} は、 ω_0 、 h_0 及び Δt から算出され、線形応答の計算では定数として扱える。これらの係数を用い、(47)式の遷移関係を順次解いて、応答時刻歴が求められる。

2.2.3 非線形応答解析

非線形の地震応答解析を行う場合は時刻毎に剛性を評価する必要があり、別の計算方法が必要となる。この場合、時刻 t_n と時刻 t_{n+1} の間の加速度応答の変化を、どのように仮定するかによっていくつかの方法が存在する^{7), 8)}。これらの方法は、Newmark によって β 法としてまとめられている¹⁰⁾。Newmark の β 法によれば、次の時刻 t_{n+1} の応答速度 \dot{x}_{n+1} 、応答変位速度 x_{n+1} は下式で与えられる。

$$\dot{x}_{n+1} = \dot{x}_n + \frac{1}{2} (\ddot{x}_n + \ddot{x}_{n+1}) \Delta t \quad (56)$$

$$x_{n+1} = x_n + \dot{x}_n \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{x}_n \Delta t^2 + \beta \ddot{x}_{n+1} \Delta t^2 \quad (57)$$

また時刻 t_{n+1} の運動方程式から次式が導かれる。

$$\ddot{x}_{n+1} = -\frac{c}{m} \dot{x}_{n+1} - \frac{k}{m} x_{n+1} - \ddot{x}_{g, n+1} \quad (58)$$

これら3個の関係式を解いて、応答を順次算出する。 β は時刻 t_n と時刻 t_{n+1} の間の加速度応答の変化の仮定により定まる係数で、 $\beta = 1/4$ なら平均加速度法、 $\beta = 1/6$ なら線形加速度法の関係式となる。

多質点系のモデルの場合は、(56)式から(58)式は以下ようになる。

$$\dot{\mathbf{x}}_{n+1} = \dot{\mathbf{x}}_n + \frac{1}{2} (\ddot{\mathbf{x}}_n + \ddot{\mathbf{x}}_{n+1}) \Delta t \quad (59)$$

$$\mathbf{x}_{n+1} = \mathbf{x}_n + \dot{\mathbf{x}}_n \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\mathbf{x}}_n \Delta t^2 + \beta \ddot{\mathbf{x}}_{n+1} \Delta t^2 \quad (60)$$

$$\ddot{\mathbf{x}}_{n+1} = -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}_{n+1} - \mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}\mathbf{x}_{n+1} - \mathbf{1}\ddot{x}_{gn+1} \quad (61)$$

例えば下式の関係を知いて、応答を計算することができる。

$$\mathbf{x}_{n+1} = \bar{\mathbf{M}}^{-1}\mathbf{f} \quad (62)$$

ここに、

$$\bar{\mathbf{M}} = \mathbf{M} + \frac{\Delta t}{2}\mathbf{C} + \beta\Delta t^2\mathbf{K} \quad (63)$$

$$\mathbf{f} = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{x}_{gn+1} - \mathbf{C}\left(\dot{\mathbf{x}}_n + \frac{\Delta t}{2}\ddot{\mathbf{x}}_n\right) - \mathbf{K}\left(\mathbf{x}_n + \dot{\mathbf{x}}_n\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{\mathbf{x}}_n\Delta t^2\right) \quad (64)$$

非線形応答では通常 \mathbf{K} を計算の時間毎に評価することになる。

2.2.4 相互作用モデルの地盤剛性の算定

建物の基礎部分にスウェイばねとロッキングばねを付加した SR モデルを用いる場合、スウェイとロッキングのばねの剛性を与える必要がある。地盤の剛性や減衰の評価は複雑で、また理論的な正解値を求めても、地盤の物性値評価や地盤構造の不均質性など種々の要因で、実現象との対応にはまだ課題が残る¹¹⁾。本論文では、観測記録からスウェイとロッキングの剛性も推定するとの立場であり、探索のための妥当な初期値が得られれば足りるので、図2.6に示すような、コーンモデルを採用した比較的簡便な手法でスウェイとロッキングの剛性を算出する^{12), 13)}。以下に算出方法を文献¹²⁾に倣って説明する。

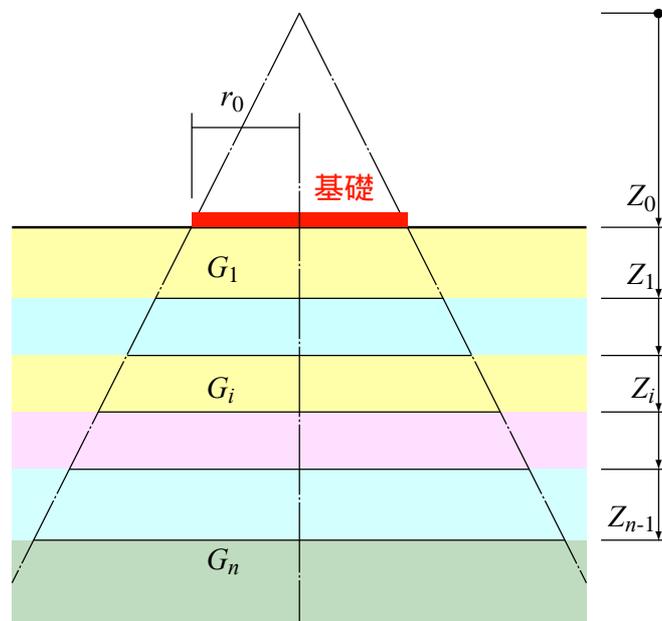


図2.6 地盤剛性算出のためのコーンモデル

(1) スウェイ剛性

直接基礎のスウェイ剛性(水平ばね定数) K_h は、基礎底面の水平方向の剛性 K_{hb} と根入れによる側面土圧の剛性 K_{he} の和で表す。

$$K_h = K_{hb} + K_{he} \quad (65)$$

基礎底面の剛性 K_{hb} は、コーンモデル^{4), 5)}を用い、一様地盤上の円形剛基礎の理論解 K_{1hb} に、多層構造を考慮した補正係数 β_h を乗じて求める。

$$K_{hb} = \beta_h K_{1hb} \quad (66)$$

K_{1hb} は基礎直下の地盤が半無限に続くと仮定したときの直接基礎の水平剛性で、下式による。

$$K_{1hb} = \pi G_1 \frac{r_{h0}^2}{Z_{h0}} \quad (67)$$

ここで、 G_1 は基礎直下の層のせん断弾性係数、 r_{h0} は水平剛性算出用の基礎の等価半径、 Z_{h0} はコーンの頂点から基礎面までの距離である。 r_{h0} と Z_{h0} は下式で与えられる。

$$r_{h0} = \sqrt{\frac{BD}{\pi}} \quad (68)$$

$$Z_{h0} = \pi r_{h0} \frac{2-\nu_1}{8} \quad (69)$$

ここで、 B 、 D はそれぞれ基礎の幅と奥行き、 ν_1 は基礎直下の層のポアソン比である。

また補正係数 β_h は多層構造を考慮する補正係数で下式による。

$$\beta_h = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{\alpha_{hi}}} \quad (70)$$

$$\alpha_{hi} = \left(\frac{G_i}{G_1} \right) \frac{Z_{hi} Z_{hi-1}}{Z_{h0} (Z_{hi} - Z_{hi-1})}, \quad i = 1, \dots, n-1 \quad (71)$$

$$\alpha_{hn} = \left(\frac{G_n}{G_1} \right) \frac{Z_{hn-1}}{Z_{h0}} \quad (72)$$

ここで、 G_i は i 層のせん断弾性係数、 Z_{h0} はコーンの頂点から i 層の底面までの距離である。

一方、根入れによる剛性 K_{he} は、地下部分の側面土圧の半分(圧縮側)を考慮し、下式によって算出する。

$$K_{he} = 0.5 K_{hb} \frac{D_e G_{he}}{r_{h0} G_{hb}} \quad (73)$$

ここで、 K_{he} 及び K_{hb} はそれぞれ基礎根入れ側面及び基礎底面の水平剛性であり、 D_e 、 G_{he} 及び G_{hb} はそれぞれ基礎の根入れ深さ、基礎根入れ側面地盤の等価せん断弾性係数、及び基礎底面の地盤の等価

せん断弾性係数である。 G_{he} 及び G_{hb} は下式で求める。

$$G_{he} = \frac{\sum_{i=1}^m G_i H_i}{\sum_{i=1}^m H_i} \quad (74)$$

$$G_{hb} = \frac{(2-\nu)K_{hb}}{8r_{h0}} \quad (75)$$

ここで、 m は側面土圧が作用する根入れ部分の層数、 G_i 、 H_i はその各層のせん断弾性係数と層厚、 ν は基礎底面下の平均ポアソン比である。

(2) ロッキング剛性

直接基礎のロッキング剛性(回転ばね定数) K_r も、スウェイ剛性とほぼ同様の手順で算出する。

$$K_r = K_{rb} + K_{re} \quad (76)$$

ここで、 K_{rb} は基礎底面の回転剛性、 K_{re} は根入れによる回転剛性である。 K_{rb} は下式による。

$$K_{rb} = \beta_r K_{1rb} \quad (77)$$

$$K_{1rb} = \frac{3 E_1 r_{r0}^3}{4 (1-\nu_1^2)} \quad (78)$$

K_{1rb} は基礎直下の地盤が半無限に続くと仮定したときの直接基礎の回転剛性、 r_{r0} は回転剛性算出用の基礎の等価半径、 Z_{r0} は回転剛性算出用のコーンの頂点から基礎面までの距離である。 r_{r0} と Z_{r0} は下式で算出する。

$$Z_{r0} = \frac{9}{16} \pi (1-\nu_1^2) r_{r0} \quad (79)$$

$$r_{r0} = \sqrt[4]{\frac{B^3 D}{3\pi}} \quad (80)$$

一方、回転剛性用の補正係数は下式による。

$$\beta_r = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{\alpha_{ri}}} \quad (81)$$

$$\alpha_{ri} = \left(\frac{E_i}{E_1} \right) \frac{Z_{ri}^3 Z_{ri-1}^3}{Z_{r0}^3 (Z_{ri}^3 - Z_{ri-1}^3)}, \quad i = 1, \dots, n-1 \quad (82)$$

$$\alpha_{rn} = \left(\frac{E_n}{E_1} \right) \left(\frac{Z_{rn-1}}{Z_{r0}} \right)^3 \quad (83)$$

E_i は i 層のヤング係数、 Z_{h0} は回転剛性用のコーンの頂点から i 層の底面までの距離である。なお、ヤ

ング係数 E_i は、ポアソン比及びせん断弾性係数と以下の関係がある。

$$E_i = 2(1 - \nu_i)G_i \quad (84)$$

一方、根入れによる回転剛性 K_{he} は、下式によって算出する。

$$K_{re} = 0.5K_{rb} \left(2.3 \frac{D_e}{r_{r0}} + 0.58 \left(\frac{D_e}{r_{r0}} \right)^3 \right) \frac{G_{he}}{G_{hb}} \quad (85)$$

2.3 動力学的パラメータの同定手法

建物の振動モデルを構築し，そのモデルを構成する動力学的パラメータを強震記録から推定することを考える。モード解析の立場から考えれば，モードモデルの固有振動数，減衰定数及び振動モードからなるモードパラメータの，あるいは特性モデルの質量マトリクス，剛性マトリクス及び減衰マトリクスからなる特性パラメータの同定問題である。この同定は，実現象を最も精度良く説明できるモードパラメータや特性パラメータを探索する，いわゆる非線形最適化の問題と捉えることができる。非線形最適化には多くの方法が存在するが^{14),15)}，本論文では，同定の対象に応じて最急降下法と進化戦略の2つの方法を用いる。以下にその2つの方法を説明する。

2.3.1 最急降下法

n 個の成分を持つ実数ベクトル $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_n)$ を変数として採る関数 $f(\mathbf{x})$ の最小化問題を考える。目的関数 $f(\mathbf{x})$ が単純な場合，単一の探索点を順次改良して行き，最適変数を探索する方法が簡明で効果的である。このとき， $f(\mathbf{x})$ が小さくなる方向へ探索を進めて行けば最小値を与える \mathbf{x} を求めることができ(降下法)，探索方向の採り方によって，最急降下法，Newton 法，準 Newton 法などいくつかのアルゴリズムが提案されている。降下法では現在の探索点 $\mathbf{x}^{(j)}$ から次の探索点 $\mathbf{x}^{(j+1)}$ を下式で与え，最小の $f(\mathbf{x})$ に達するまで \mathbf{x} の更新を反復する。

$$\mathbf{x}^{(j+1)} = \mathbf{x}^{(j)} - \alpha^{(j)} \mathbf{d}^{(j)} \quad (86)$$

ここで， $\mathbf{d}^{(j)}$ は探索の方向を与えるベクトルで， $\alpha^{(j)}$ は降下量を規定する係数(ステップサイズ)である。

最急降下法，Newton 法，及び準 Newton 法の $\mathbf{d}^{(j)}$ は下式で与える。

i) 最急降下法:

$$\mathbf{d}^{(j)} = \nabla f(\mathbf{x}^{(j)}) \quad (87)$$

ii) Newton 法

$$\mathbf{d}^{(j)} = \nabla^2 f(\mathbf{x}^{(j)})^{-1} \nabla f(\mathbf{x}^{(j)}) \quad (88)$$

iii) 準 Newton 法

$$\mathbf{d}^{(j)} = \mathbf{B}_{(j)}^{-1} \nabla f(\mathbf{x}^{(j)}) \quad (89)$$

ここで， $\nabla f(\mathbf{x})$ は偏微分係数 $\partial f / \partial x_i$ を要素とするベクトル， $\nabla^2 f(\mathbf{x})$ は2階偏微分係数 $\partial^2 f / \partial x_i \partial x_j$ を (i, j) 要素とする Hesse 行列， \mathbf{B} は $\nabla^2 f(\mathbf{x})$ の近似行列で，以下の関係を満たすように決められる。

$$\mathbf{B}^{(j+1)} (\mathbf{x}^{(j+1)} - \mathbf{x}^{(j)}) = \nabla f(\mathbf{x}^{(j+1)}) - \nabla f(\mathbf{x}^{(j)}) \quad (90)$$

最急降下法は1階偏微分係数のみを用い，計算が単純であるが，他の方法に比べ探索が遅い。Newton 法は，探索速度は速いが，Hesse 行列を求める必要があり，Hesse 行列が正定値にならない場合には適用できない。準 Newton 法はこのような Newton 法の問題点を改善し，探索速度に優れたアルゴリズム

であるが、 \mathbf{B} を求めるために工夫が必要となる。

本論文では、シミュレーションから最適解を求める事例に適用するため2階偏微分係数を求めることが困難なこと、対象とする変数の数が少なくシミュレーションにはそれほど多くの計算量を必要としないため探索速度は大きな問題ではないことから、最急降下法を採用する。具体的には、ある振動モデルを設定し、その振動モデルのパラメータを変数とし、シミュレーションと観測値が最も適合するパラメータの組み合わせを探索するアルゴリズムとして用いる。この場合、関数 $f(\mathbf{x})$ はパラメータの適合度を示す値を返す。本論文で扱う事例では $f(\mathbf{x})$ がシミュレーションの結果として評価され、微分係数を直接求めることができないので、 $\partial f / \partial x_i$ は次式の差分で近似する。

$$\frac{\partial f}{\partial x_i} \approx \frac{\Delta f_i}{\Delta x_i} = \frac{f(x_1, \dots, x_i + \Delta x_i, \dots, x_n) - f(x_1, \dots, x_i, \dots, x_n)}{\Delta x_i} \quad (91)$$

ここで、 Δx_i は x_i の微小な移動量である。この方法は $f(\mathbf{x})$ が小さくなる方向にのみ探索が進むので、正しい解を得るには探索範囲内で $f(\mathbf{x})$ の極小値が単一である必要がある。ただし、下り勾配を辿って最小値が探索できるように探索の開始点を設定できれば、複数の極小値を持つ関数にも適用可能となる。

図2.7は第5章で扱う建物の固有振動数 f_0 と減衰定数 h_0 の探索を例に、探索がどのように進むかを例示している。横軸に振動数 f 、縦軸に減衰定数 h を採り、等高線が $f(\mathbf{x})$ の値を表す。+印で結ばれた線が探索の経路である。左の図と右の図は異なる建物の事例であり、いずれの場合の大まかに探索された探索の開始点(☆印)から勾配を下り、最小値(○印の中心)へ探索点が収束してゆく様子が観察できる。なお、ステップサイズ α は、初期値を(探索開始振動数 $\times 0.05$)として与え、いずれかの変数成分の勾配 $\Delta f_i / \Delta x_i$ が反転したらステップサイズを1/4に減じている。この結果、最終的に最小の $f(\mathbf{x})$ を探し当てている。

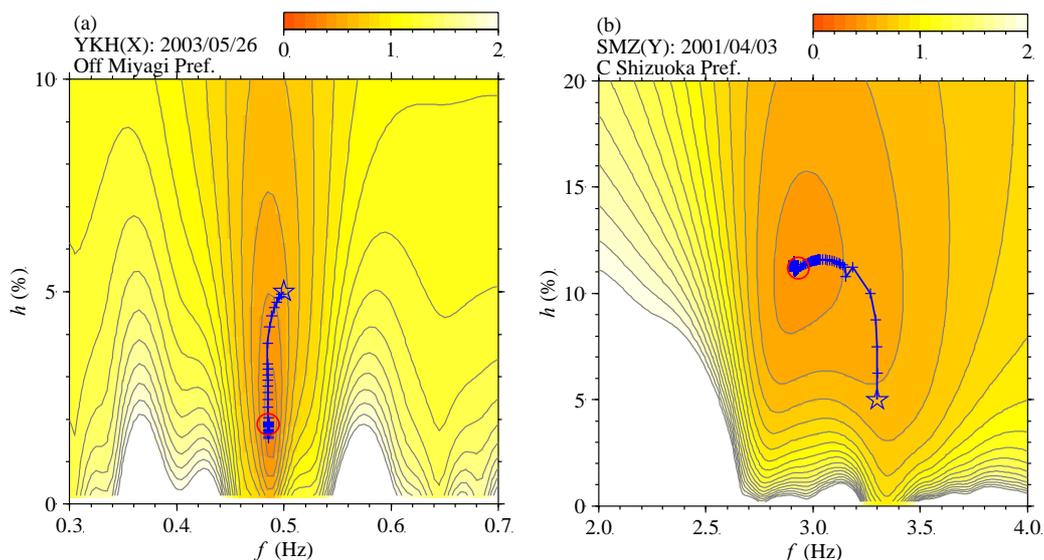


図2.7 最急降下法による最適値の探索例

2.3.2 進化戦略

進化戦略は、遺伝的アルゴリズムと同様に、生物の進化の過程から着想された多点探索のアルゴリズムである。1960年代に Rechenberg と Schwefel によって基礎的なアルゴリズムが確立され、以降改良が進められてきた^{14),16),17)}。遺伝的アルゴリズムに比べ、(i)実数を直接探索する、(ii)突然変異を主要な探索点生成の手段としている、(iii)変数間の相関を考慮できるなどの特色がある。また、適合度の評価関数を定式化する必要がなく、その優劣を判断できればいいことから、その適用範囲は広い。

進化戦略の進化の対象となる個体は、最適化対象の変数と付随するパラメータから構成される。ある世代の個体群の中から優秀な個体を選択して親個体とし、その親個体から組み換えと突然変異によって子個体を生成し次世代の個体群とする。この手順を繰り返すことによって個体の進化を模擬し、最も優れた個体を探索する。このとき親個体の個数と子個体の個数の採り方からいくつかのバリエーションが存在し、 μ 個の親個体からの λ 個の子個体を生成し、適合度の高いものから順に μ 個を次世代の親個体として残す進化戦略手法((μ, λ) -ES と表記される)が代表的なアルゴリズムとされる。

n 個の成分を持つベクトル $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_n)$ を変数とする関数 $f(\mathbf{x})$ の最小化問題を考える。ひとつの個体は変数 \mathbf{x} 、正規分布の標準偏差 $\boldsymbol{\sigma} = (\sigma_1, \dots, \sigma_n)$ 及び成分間の相関を考慮するパラメータ $\boldsymbol{\alpha} = (\alpha_{1,2}, \dots, \alpha_{(n-1),n})$ から構成される。ここで個体を $\mathbf{a} = (\mathbf{x}, \boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\alpha})$ とし、個体の集合を $\mathbf{P} = (\mathbf{a}_1, \dots, \mathbf{a}_m)$ とする。この時 \mathbf{P} に含まれる個体の数 m は親個体集合の場合 μ 、子個体集合の場合 λ である。進化戦略では以下の手順で探索を行う。

- i) 初期世代 t ($t=0$)の親個体の集合 \mathbf{P}_t を生成する。
- ii) \mathbf{P}_t より組み換えにより子個体の集合 \mathbf{P}'_t を生成する。
- iii) \mathbf{P}'_t より突然変異により子個体の集合 \mathbf{P}''_t を生成する。
- iv) \mathbf{P}''_t を評価し、適合度の高いものから μ 個の個体を選択し、次世代の親個体集合 \mathbf{P}_{t+1} とする。
- v) 終了判定を行い、条件を満たさなければ ii)へ戻る。

本論文では、上記各手順の具体的な処理は以下のように行っている¹⁷⁾。

(1) 初期の親個体の生成

探索に先立ち、何らかの方法で初期の親個体の集合を生成する必要がある。ここでは事例に応じて初期値(探索の開始点)を設定し、初期値と同じ値を持つ個体を μ 個生成して親個体とする。また標準偏差 $\boldsymbol{\sigma}$ は突然変異として変数に加えられる摂動の大きさを規定するため、概ね探索したい範囲に合致するように設定し、 $\boldsymbol{\alpha}$ には0を初期値として与える。

(2) 組み換え

(μ, λ) -ES では複数の親個体を有し、ランダムに選んだ2つの親個体を組み替えて子個体を生成する。この組み換え操作にはいくつかの方法が存在するが、本論文では変数 \mathbf{x} は成分毎にいずれかの親の値を継承することとし、付随するパラメータ $\boldsymbol{\sigma}$ や $\boldsymbol{\alpha}$ はふたつの親の成分の値の中点を子の成分の値とする。

(3) 突然変異

進化戦略ではパラメータ α の導入によって変数 x の成分間の相関を考慮することができる。以下では成分間の相関を考慮しない場合と考慮する場合に分けて手順を示す。

a) 成分間の相関を考慮しない場合

突然変異後の σ' を σ から下式によって算出する。

$$\sigma'_i = \sigma_i + \exp(\tau_0 N(0,1) + \tau N_i(0,1)), \quad (i=1, \dots, n) \quad (92)$$

ここで $N(0,1)$ 及び $N_i(0,1)$ は各々独立した標準正規乱数を表す。また τ_0 及び τ は定数である。

次に x に与える摂動 $\eta = (\eta_1, \dots, \eta_n)$ を σ' から生成し, x に加えて突然変異後の変数 x' を求める。

$$\eta_i = \sigma'_i N_i(0,1), \quad (i=1, \dots, n) \quad (93)$$

$$x' = x + \eta \quad (94)$$

b) 成分間の相関を考慮する場合

成分間の相関を考慮するためのパラメータ α を導入し, 突然変異後の α' を α から下式によって算出する。

$$\alpha'_{i,j} = \alpha_{i,j} + \beta N_{i,j}(0, N), \quad (i=1, \dots, n-1; j=i+1, \dots, n) \quad (95)$$

ここで $N_{i,j}(0,1)$ は各々独立した標準正規分布に従う乱数で, β は定数である。 ζ は, 平均が0で共分散行列が C となる n 次元の正規分布

$$N(0, C): p(\zeta) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi)^n |C|}} \exp\left(-\frac{1}{2} \zeta^T C^{-1} \zeta\right) \quad (96)$$

に従う乱数で, σ' と α' から次の手順で与えられる。

まず式(93)に従い摂動 η を作る。次に回転変換を行う行列 $R_{i,j} = \{r_{i,j}\}$ を考え, その要素を下式で与える。ただし $R_{i,j}$ の他の要素は, 対角要素が1, 非対角要素が0とする。

$$r_{i,i} = r_{j,j} = \cos \alpha'_{i,j} \quad (97)$$

$$r_{i,j} = -r_{j,i} = \sin \alpha'_{i,j} \quad (98)$$

全ての $R_{i,j}$ を η に作用させ, 下式より ζ を作る。

$$\zeta = \prod_{i=1}^{n-1} \prod_{j=i+1}^n R_{i,j} \eta \quad (99)$$

摂動 ζ を x に加えて突然変異後の変数 x' とする。

$$x' = x + \zeta \quad (100)$$

(4) 選択(淘汰)

生成された λ 個の子個体の適合度を全て評価し, 適合度の高いものから順に μ 個を次世代の親個体と

して採用する。

(5) 終了判定

最適解の $f(x)$ の値が判っていれば，探索点の $f(x)$ の値が十分に最適解の $f(x)$ の値に近づいた時点で探索を終了すればよい。最適解の $f(x)$ の値が不明な場合は，探索に十分な世代数を与えるか，世代を重ねてもそれ以上の解の改善が見込めない場合に打ち切るような工夫が必要となる。この結果，全探索を通じて最も適合度が高かった個体を最適解として採用する。2.4節の数値解析では，探索の進捗状況も議論の対象とするため，常に100世代の探索を行う。

既往の研究成果^{16),17)}に倣い，突然変異に必要な係数は $\tau_0 = 1/\sqrt{2n}$ ， $\tau = 1/\sqrt{2\sqrt{n}}$ ， $\beta = 0.0873$ とする。また基本的な子個体の数 λ は100とし，親個体の数 μ は λ の1/6程度が推奨されていることから子個体の数の15%としている。

2.4 進化戦略の数値解析

2.4.1 多極値を持つ関数を用いた数値解析

(1) 対象関数

進化戦略の特徴と適応性を探るために数値解析を行う。ここでは n 次元実数空間で複数の極値を持つ、下式の関数を仮定し、この関数を最小化する変数を探索する。

$$f(\mathbf{x}) = 1 - \exp\left(-c \left(\sum_{i=1}^n x_i^2\right)^{\frac{1}{2}}\right) \prod_{i=1}^n \frac{(\cos(2\pi x_i) + 1)}{2} \quad (101)$$

ここで、 $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_n)$ は探索対象の変数、 n は次数(変数の数)、 c は関数の形状を決める係数である。

この関数 $f(\mathbf{x})$ は0から1の値を採り、 $\mathbf{x} = \mathbf{0}$ で $f(\mathbf{x}) = 0$ となり、これが唯一の最小値である。 $n=2$ の場合について $f(x_1, x_2)$ の形状を図2.8に示す。左側(a)が $c=1.0$ の場合、右側(b)が $c=0.25$ の場合である。図からわかるように、この関数は周期的に極値を持ち、その値は $\mathbf{x} = \mathbf{0}$ からの距離に応じて大きくなる。係数 c は極値の増加率を規定し、 c の値が大きいくほど最適解(最小の極値)以外の極が浅くなり、最小化対象の関数としては性質が良い。ちなみに、2番目に浅い極値は $c=0.25$ で0.221、 $c=0.5$ で0.393、 $c=1.0$ で0.632となる。

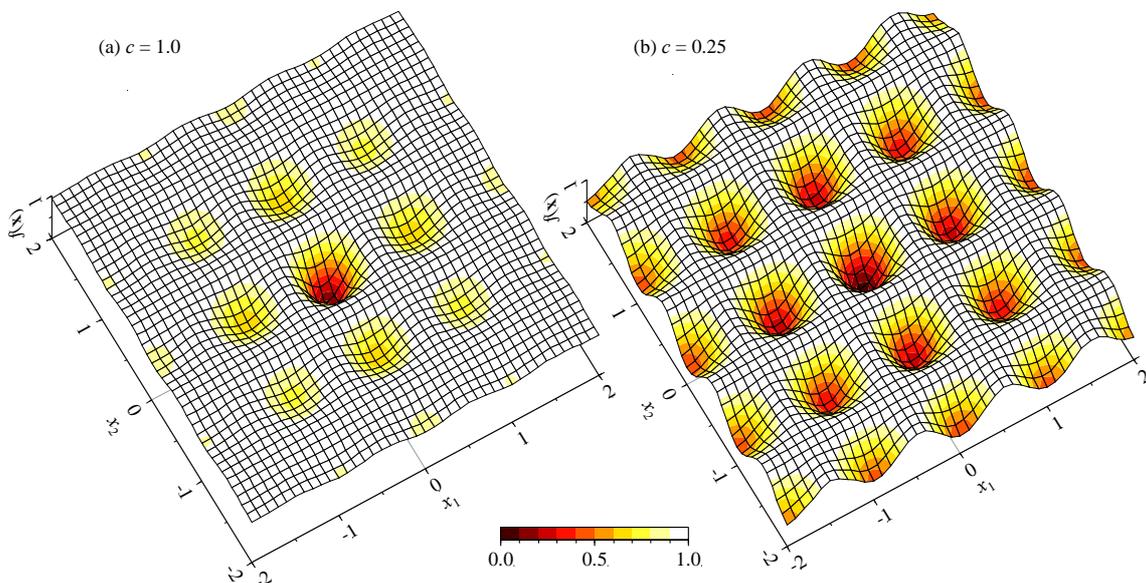


図2.8 数値実験の対象とした関数の形状($n=2$)

(2) 関数の形状と適用可能な変数の数(次数)

まず c と n を変動させた関数に対し進化戦略によって最小値の探索を行い、関数の形状と適用可能な変数の数の関係を検討する。変動の範囲は c が1.0、0.5及び0.25、 n が2から6までとした。親個体と子個体の数(μ, λ)は(15, 100)とし、初期の親個体として $\mathbf{x} = (1, \dots, 1)$ 、 $\boldsymbol{\sigma} = (1, \dots, 1)$ を与えている。図2.9は

それぞれの事例について、世代数と各世代で最も小さな $f(\mathbf{x})$ の関係を表す。成分間の相関は考慮しない(α による回転操作は行わない)。左の図(a)が $c=1.0$ の、中央の図(b)が $c=0.5$ の、右の図(c)が $c=0.25$ の場合で、線の種類が n を表す。

$c=1.0$ の場合は $n=6$ でも50世代足らずで最適値に収束しており、 n が小さいほど少ない世代数で最適値($\mathbf{x}=\mathbf{0}$)を探索している。一方 $c=0.5$ では $n=5$ の事例で、 $c=0.25$ では n が4以上の事例で最小値の探索に失敗し、他の極値に収束している。最小の極が他の極に比べて深い性質の良い関数(c が大)であれば、非常に優れた探索性能を示すが、関数が深い極が複数近在するような複雑(c が小)な形で n が大きい場合は誤った極値に収束してしまう可能性が生じる。

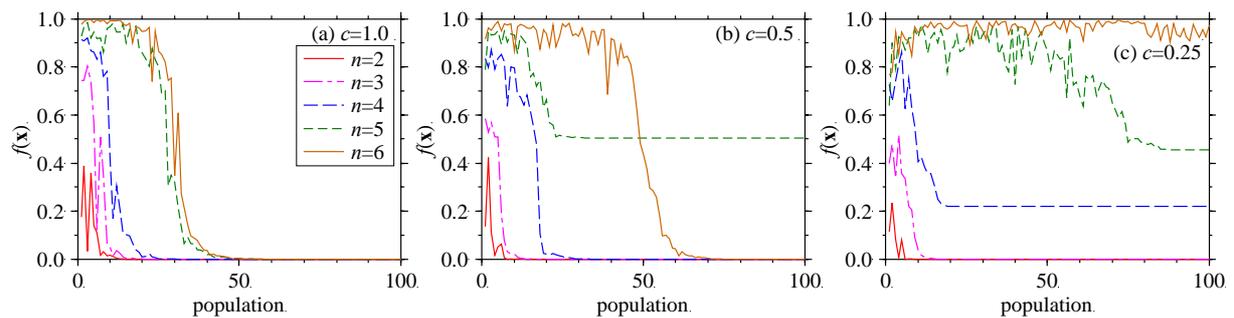


図2.9 世代数と各世代の最小 $f(\mathbf{x})$ の関係($(\mu, \lambda) = (15, 100)$, 相関考慮なし)

図2.10は世代を進むに従い探索点の分布がどのように推移してゆくかを $c=0.5$ $n=4$ の場合について示している。左上の図(a)は $x_3=0, x_4=0$ の場合の $f(\mathbf{x})$ を示している。横軸に x_1 を、縦軸に x_2 を採り、等高線が $f(\mathbf{x})$ の値を表す。色が濃い方が $f(\mathbf{x})$ の値が小さく、 $(x_1=0, x_2=0)$ で最小値となる。図の(b)から(f)には全ての子個体の x_1 と x_2 を、第1世代から第21世代まで5世代毎にプロットしている。このうち大きな印は適合度の高い順に15個の個体に対応し、次世代の親個体として採用されたものである。第6世代までは初期値 $x_1=1, x_2=1$ を中心に広範な探索を行っているが、第11世代では探索点が複数の極に収束し始める。第16世代で探索範囲が更に絞られ、第21世代ではほとんどの個体が最適解($x_1=0, x_2=0$)の周囲に集まっている。これは摂動の大きさを決める σ も進化により小さな値に収束し、探索空間が絞られてゆくことを示している。

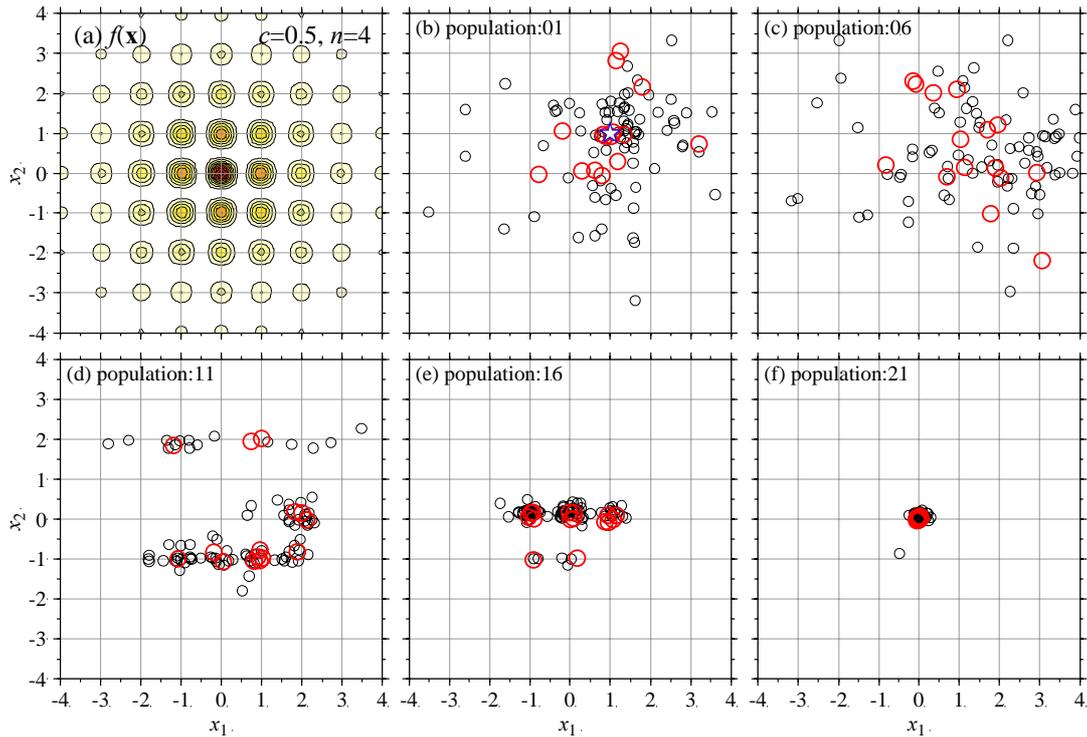


図2.10 世代毎の探索状況($(\mu, \lambda) = (15, 100)$, $c = 0.5$, $n = 4$ の場合, 相関考慮なし)

(3) 成分間の相関を考慮した場合

前項では成分間の相関を考慮しない進化戦略の性質を検討したが、本項では α を導入し、成分間の相関を考慮した場合の効果を見る。 α の初期値は $\alpha = (0, \dots, 0)$ とし、他の条件は前項と同じである。図2.11は各事例について、世代数と各世代で最も小さな $f(\mathbf{x})$ の関係を示している。図の(a)が $c=1.0$ の、図の(b)が $c=0.5$ の、図の(c)が $c=0.25$ の場合で、線種の違いが n を表す。成分間の相関を考慮しない場合(図2.9)と比べると、 $f(\mathbf{x})$ の変動が大きくなっている。これは α による回転操作によって加えられる摂動に対応する。また探索の速度(最適解を見つけるのに要する世代数)は低下しており、 $c=0.5$, $n=5$ の事例を除いて探索性能に改善は見られない。ただし、 $c=0.25$, $n=4$ の場合(図(c)の青い破線)では、途中で $f(\mathbf{x})$ が0.1程度となる探索点(図中の○印)を見つけており、これは2番目に深い極値0.221より小さい値であり、最小極値の近傍の点を探索したことを表している。このように更に摂動を加えて探索空間を広げる効果として、その値に収束はしないものの、極値の近似値を見つける可能性は上がる。

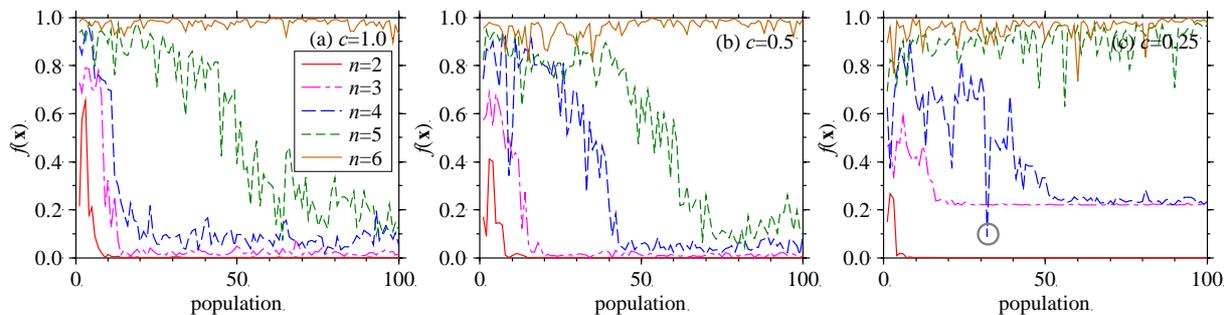


図2.11 世代数と各世代の最小 $f(\mathbf{x})$ の関係($(\mu, \lambda) = (15, 100)$, 相関考慮あり)

(4) 個体数の影響

各世代の子個体数 λ を増やすことはひとつの世代における探索空間を広げることであり、探索性能の向上が期待される。ここでは λ を100から200を増やし、その効果を検討する。なお親個体の数 μ も λ に応じて30を増やす。図2.12は $(\mu, \lambda) = (30, 200)$ とした場合の世代数と各世代で最も小さな $f(x)$ の関係を表し、図(a)は $c=1.0$ の場合、図(b)は $c=0.5$ の場合、図(c)は $c=0.25$ の場合である。図2.9と図2.12を比較すると、個体数を増やした場合、各世代における探索範囲が広がるため、最適解を見つけるまでの世代数は少なくなっている。また $c=0.25$ の場合は特に探索性能の向上が見られ、 $n=5$ の事例まで最適解を見つけることができた。しかし少ない確率ではあるものの $c=0.5$ 、 $n=4$ の事例のように、探索が誤った値に収束する可能性はまだ残されている。

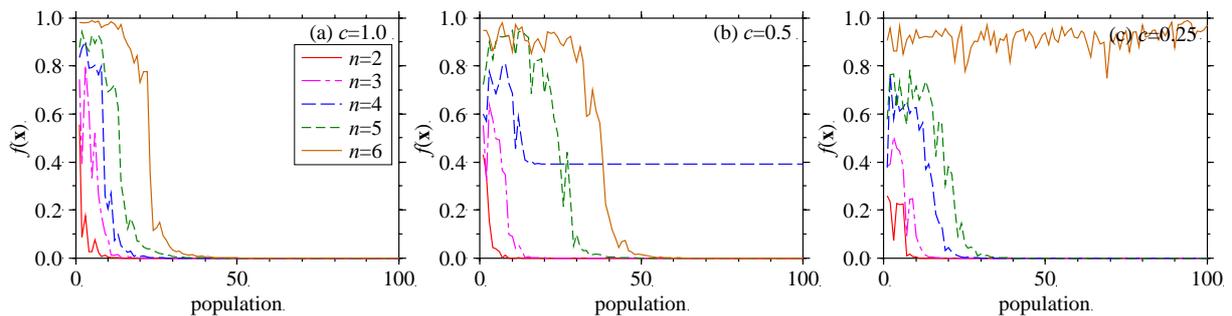


図2.12 世代数と各世代の最小 $f(x)$ の関係($(\mu, \lambda) = (30, 200)$ 、相関考慮なし)

同様に $(\mu, \lambda) = (30, 200)$ とし、成分間の相関を考慮した場合について、結果を図2.13に示す。図(a)は $c=1.0$ の場合、図(b)は $c=0.5$ の場合、図(c)は $c=0.25$ の場合で、世代数を横軸に採り、各世代で最も適合した $f(x)$ の値を縦軸としている。 $(\mu, \lambda) = (15, 100)$ の図2.11と比較すると、やはり探索の速度は落ちているが、 $c=1.0$ の場合は $n=6$ まで、 $c=0.5$ 及び $c=0.25$ の場合は $n=4$ まで探索に成功している。基本的に n が大きくなると探索できなくなり、成分間の相関を考慮しない図2.12の $c=0.5$ 、 $n=4$ のように誤った極に収束してしまうような振る舞いはない。

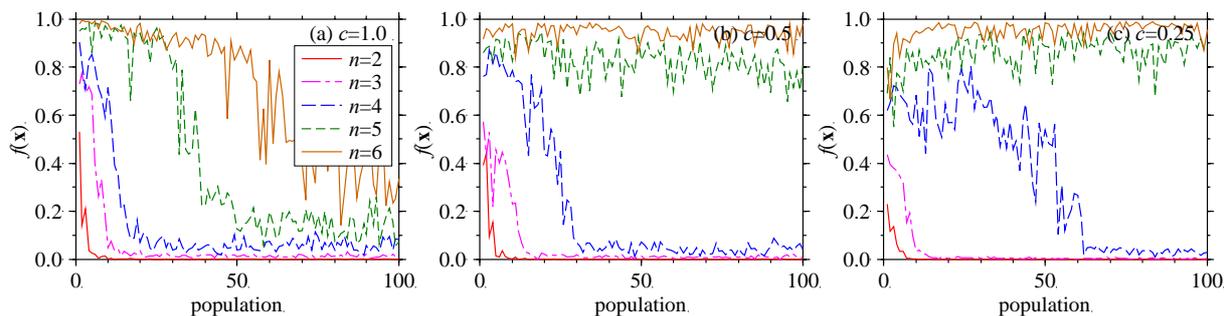


図2.13 世代数と各世代の最小 $f(x)$ の関係($(\mu, \lambda) = (30, 200)$ 、相関考慮あり)

2.4.2 進化戦略による振動モデルを用いた数値解析

(1) 対象モデル

進化戦略を建物の振動パラメータの推定に応用することを仮定して、数値解析を行う。地盤と建物の相互作用を含んだ建物を想定し、図2.14(a)に示すような基礎部にスウェイとロッキングに自由度を有し、建物を1質点に集約した振動モデル(SRモデル)を設定する。

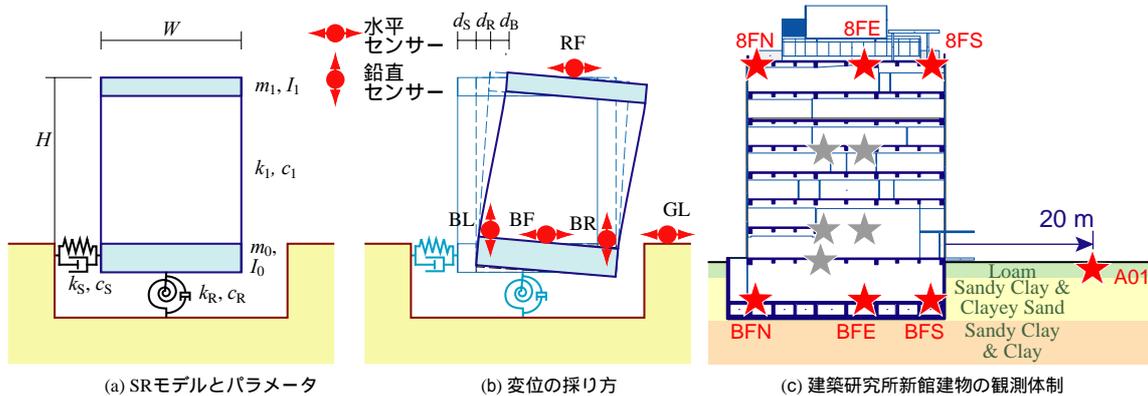


図2.14 解析モデルと建築研究所新館のセンサー配置

各部の質量(m_0 , m_1)と回転慣性(I_0 , I_1)が既知であるとすれば、未知の変数は建物、ロッキング及びスウェイの各部の剛性(k_1 , k_R 及び k_S)と減衰係数(c_1 , c_R 及び c_S)の6つとなる。なお、以降減衰は減衰定数として以下の式で表す。

$$h_1 = \frac{c_1 \omega_1}{2k_1}, \quad h_R = \frac{c_R \omega_1}{2k_R}, \quad h_S = \frac{c_S \omega_1}{2k_S} \quad (102)$$

ここで ω_1 は振動系の1次固有円振動数である。

建物頂部の変位は建物自体の変形による変位 d_B 、ロッキングによる変位 d_R 、スウェイによる変位 d_S に分解して考えることができる(図2.14(b))。これらの変位は図2.14(b)に示した5点5成分の記録から算出できる(4.3.2節参照)。

実際の建物と対応付けるために、建築研究所新館建物の NS 方向(図2.14(c)の左右方向)をモデル化する。この建物の詳細は4章で述べる。解析モデルの質量と剛性は、新館建物の上部構造の設計時に算出された質量と剛性を、1質点系に集約して設定した。また地盤の剛性は、一様地盤の弾性理論解にコーンモデルを用いた成層地盤の補正を施す簡便法(2.2.4項参照)で算定している。変数名の肩付きの T は正解値であることを表している。既往の研究成果を参考に、建物の減衰定数は3%、ロッキングとスウェイの減衰定数は5%¹⁸⁾としている。この結果 SR モデルのパラメータは表2.1の通りとなる。

表2.1 建物の振動パラメータ

	建物	スウェイ	ロッキング
質量/回転慣性	$m_1=439.5 \text{ t/(m/s}^2\text{)}$	$m_0=1.288 \text{ t/(m/s}^2\text{)}$	$I_0+I_1= 41.54 \times 10^3 \text{ tm}^2\text{/(m/s}^2\text{)}$
水平剛性/回転剛性	$k_1^T = 400.1 \times 10^3 \text{ t/m}$	$k_S^T = 5.545 \times 10^3 \text{ t/m}$	$k_R^T = 125.7 \times 10^6 \text{ tm}$
減衰定数	$h_1^T = 3\%$	$h_S^T = 5\%$	$h_R^T = 5\%$

以下、地表(GL)での加速度(入力地震動)と、建物自体の変形による変位 d_B 、ロッキングによる変位 d_R 及びスウェイによる変位 d_S が観測により得られていると仮定して、各変位から各部の剛性と減衰の推定を行う。これらの観測値は、上記の変数の正解値を用いて線形応答解析によって求める。

実際の計算では下式に示すように、 k_1, k_S, k_R, h_1, h_S 及び h_R の6つのパラメータの正解値($k_1^T, k_R^T, k_S^T, h_1^T, h_R^T$ 及び h_S^T)に対する比の常用対数を取り、最適化対象の変数 $\mathbf{x} = (x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6)$ として採用する。

$$x_1 = \log_{10}(k_1 / k_1^T), \quad x_2 = \log_{10}(k_R / k_R^T), \quad x_3 = \log_{10}(k_S / k_S^T) \quad (103)$$

$$x_4 = \log_{10}(h_1 / h_1^T), \quad x_5 = \log_{10}(h_R / h_R^T), \quad x_6 = \log_{10}(h_S / h_S^T) \quad (104)$$

進化戦略では、何らかの方法で、探索中のパラメータの適合度を判断しなくてはならない。ここでは、数値解析による各部の応答変位の、観測された変位との一致度を適合度とし、適合度を示す関数 $f(\mathbf{x})$ は以下の式で与える。結局最適なパラメータの探索は、この関数の最小化問題に帰着する。

$$f(\mathbf{x}) = \frac{w_B \int_{T_f} (d_B^s - d_B^o)^2 dt + w_R \int_{T_f} (d_R^s - d_R^o)^2 dt + w_S \int_{T_f} (d_S^s - d_S^o)^2 dt}{w_B \int_{T_f} (d_B^o)^2 dt + w_R \int_{T_f} (d_R^o)^2 dt + w_S \int_{T_f} (d_S^o)^2 dt} \quad (105)$$

ここで w_B, w_R, w_S は d_B, d_R, d_S の振幅レベルを調整するための重み係数で、各最大変位の二乗が同じになるように設定する。 d_B, d_R, d_S の肩付きの s は探索で得られたパラメータを使った数値解析による変位であることを、 o は観測された(ここでは正解値を使った数値解析による)変位であることを表す。また、 T_f は適合度を判定する時間区間で、建物頂部の変位($d_B + d_R + d_S$)が最大となる時間の前5秒と後15秒の計20秒間を採っている。

(2) 解析対象強震記録

解析の対象としたのは、表2.2に示す13個の強震記録である。これらの記録は2004年新潟県中越地震とその余震で得られたもので、最も大きな計測震度は本震で記録した3.5であり、最も大きな地表最大加速度はやはり本震の30.9cm/s²である。なお、これらの値は図2.14(c)のA01の地点に設置された加速度計の記録から算出している。

表2.2 解析対象強震記録

番号	日時	深さ (km)	M^*	計測 震度	PGA^{**} (cm/s^2)
1	2004/10/23 17:56	13	6.8	3.5	30.9
2	2004/10/23 18:03	9	6.3	2.6	7.9
3	2004/10/23 18:07	15	5.7	1.3	2.8
4	2004/10/23 18:11	12	6.0	2.3	6.6
5	2004/10/23 18:34	14	6.5	3.2	18.1
6	2004/10/23 18:57	8	5.3	1.0	2.4
7	2004/10/23 19:36	11	5.3	1.7	4.0
8	2004/10/23 19:45	12	5.7	1.9	5.0
9	2004/10/23 23:34	20	5.3	1.4	4.0
10	2004/10/25 00:28	10	5.3	1.5	3.7
11	2004/10/25 06:04	15	5.8	1.5	3.6
12	2004/10/27 10:40	12	6.1	2.4	9.3
13	2004/11/01 04:35	8	5.0	1.0	1.8

* M : 気象庁マグニチュード, ** PGA : 地表最大加速度

(3) 数値解析結果を目標とした最適化

ここでは、正解値を使った数値解析結果を最適化の目標(観測値)として、正解値の探索が可能かを検証する。前述のように進化戦略では、適合度を表す関数の形状の性質がよければ最適化対象の変数の数は6程度でも最適値の探索は可能であるが、値の近い極値が複数存在するなど条件が悪い場合は3から4程度に抑えるのが望ましい。このため、 k_1 , k_R , k_S , h_1 , h_R 及び h_S のすべてを最適化の対象にする場合(Case:1)と、 h_R , h_S を一定値に固定して k_1 , k_R , k_S 及び h_1 の4つを最適化の対象にする場合(Case:2)の2例を考える。

進化戦略のパラメータは $(\mu, \lambda) = (15, 100)$ とし、成分間の相関は考慮しない。また、終了条件は定めず、100世代の探索を行って最も適合度の高い個体を採用している。図2.15は、Case:1について、進化戦略によって求めた剛性及び減衰定数の最適値の正解値に対する比を解析対象のすべての地震についてプロットしたものである。横軸には地震番号を採っている。図(a)は剛性の比、及び図(b)は減衰定数の比であり、○印は建物、◇印はロッキング、△印はスウェイを表している。剛性の比及び減衰定数の比の正解値は1であり、図(a)の値は全て1近傍に分布していることから、各部の剛性はほぼ正確に推定できている。一方、減衰定数の比は0.3から2.0程度の範囲でばらつき、正しく推定できているとは言えない。

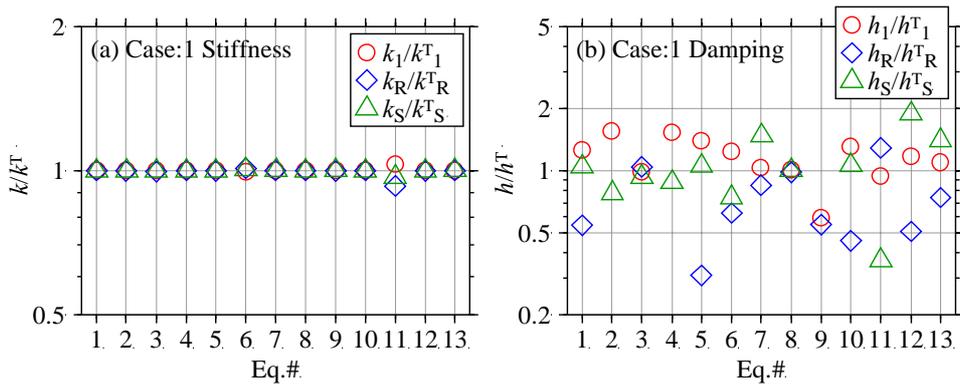


図2.15 進化戦略で推定した剛性と減衰定数の正解値に対する比(Case:1)

図2.16は Case:2について、推定された剛性及び減衰定数の最適値の正解値に対する比を、すべての地震に対してプロットしたものである。図(a)は剛性の比、及び図(b)は減衰定数の比である。記号の意味は図2.15と同じである。 h_R 、 h_S を固定した場合はどの地震でも、各部の剛性 k_1 、 k_R 、 k_S 、及び建物の減衰定数 h_1 のいずれも極めて正確に正解値の探索に成功している。

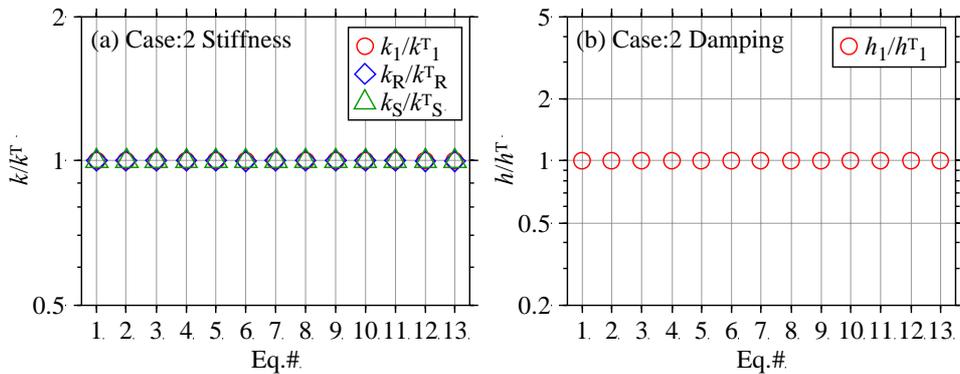


図2.16 進化戦略で推定した剛性と減衰定数の正解値に対する比(Case:2)

2.5 2章のまとめ

本章では、2.1節で強震観測記録の基本的な性質の分析に用いる各種の解析方法を概説し、2.2節では建物の地震時の挙動のシミュレーションに用いる地震応答解析手法を述べた。また2.3節で動力的パラメータの同定に用いる2つの方法を説明した。更に2.4節では進化戦略に関して、多極値を有する関数及び1質点系 SR モデルを用いて、進化戦略の性能と適用性を検証した。進化戦略の適用性については、以下のような結果が得られた。

- i) 多極値を持つ関数の最小化問題(2.4.1項)では、最小化対象の関数の極が明瞭で、性質がよい関数($c=1.0$)の場合、進化戦略は極めて高い探索性能を発揮し、変数の数(n : 関数の次数)が6と多くても問題なく機能する。一方比較的値の近い極が多数存在するような関数($c=0.5$ や $c=0.25$)に適用した場合、 n が大きいと最小値以外の極に収束する可能性が生じる。この場合、安全に進化戦略を適用できる目安は $n=3$ から $n=4$ 程度である。
- ii) 成分間の相関を考慮するパラメータ α を導入すると、導入しない場合に比べて探索空間を拡大する効果がある。しかしながら、ここで扱った関数の場合は探索の速度は低下し、探索性能の大幅な向上は認められなかった。複数の極が存在し、他の極に収束してしまう可能性がある場合には、 α を導入する意味はあるであろう。また α は本来、2つの成分間の相関を考慮する操作のためのパラメータであり、事例によっては探索効果を高める可能性がある。
- iii) 対象関数の形状が複雑な場合($c=0.5$ や $c=0.25$)、個体数を増やすことは探索性能の有効な改善手段である。一方で計算コストも増加するので、必要な個体数は事例に応じて判断する必要がある。
- iv) SR モデルを用いた数値解析(2.4.2項)では、建物、ロッキング及びスウェイの剛性と減衰定数の6つのパラメータを同時に推定すると(Case:1)、各部の剛性は妥当な値が得られるが、減衰定数の推定値はばらつく結果が得られた。
- v) 一方 Case:1において、減衰定数の推定値がばらつきながらも剛性は適切に推定できたことを考慮すれば、Case:2のようにロッキングとスウェイの減衰定数をある程度妥当な値に固定すれば、他のパラメータを精度良く推定できる。

以上の結果、次章以降の解析で進化戦略を用いる場合、最適化の対象の変数の数は4程度に抑制し、成分間の相関を考慮する場合の個体数 $(\mu, \lambda) = (30, 200)$ 、成分間の相関を考慮しない場合の個体数 $(\mu, \lambda) = (15, 100)$ とする。

第3章 建築研究所の強震観測

建築研究所は50年近くに渡り、建物の耐震設計技術の向上に資することを目的として強震観測を行っている。このために表層地盤増幅の影響、地盤と建物の動的相互作用、及び建物の地震時応答と、幅広い現象を観測の対象としている。本章では、本研究の基礎となる強震記録を収集した建築研究所の強震観測の経緯を概観し、現在の観測体制及び最近観測された代表的な記録の特徴を述べる。

3.1 強震観測の経緯と目的

1948年福井地震の教訓から始まった強震計の開発段階から、建築研究所は強震観測において主要な役割を果たしてきた¹⁾。1953年に強震計が開発されて観測への機運が高まり、総理府資源調査会は1955年に「強震測定計画に関する勧告」を行った。この勧告を受けて建設省は1956年から1957年にかけて25台の強震計を導入した¹⁾。

建設省が導入した強震計はその後建築研究所に移管され、以降建築研究所が建物を対象とした全国的な観測網を展開して行くこととなった²⁾。その当時から現在に至るまで、強震観測は建築研究所の主要な研究開発課題のひとつとなっている。

50年近い歴史の中で建築研究所の強震観測は多くの貴重な観測記録を採取している。例えば1964年新潟地震の川岸町アパートの記録は、大地震の被災地で得られた初めての記録であり、地盤の液化化による地震動特性の変化を克明に記録した。また1978年宮城県沖地震の東北大学では、9階建て建物の頂部で1Gを超える加速度を観測し、地震動の入力レベルと建物の耐震性能の観点から貴重な知見を与えてくれた³⁾。

また、建物だけでなく、建物への地震動入力に大きな影響を与える表層地盤の増幅効果も、主要な観測対象である。1980年5月に日本学会議が行った「高密度強震観測の推進について」の勧告を受け、建築研究所は1983年より仙台地域を対象とした高密度強震観測事業を開始した⁴⁾。この観測は、種々の地盤条件下で地震動の同時観測を行うことにより、表層地盤が地震動の特性に与える影響を解明する為の資料を蓄積し、より合理的・経済的な耐震設計法の開発に資することを目的としていた。この観測は、建設会社16社と設計事務所連合(13社の設計事務所構成)との共同研究として進められ、1989年には全11地点の観測網が完成した。共同研究としての観測期間は12年に及び、1999年3月に終了した。ここで得られた観測記録に基づいて表層地盤増幅の評価法の研究が行われ、設計用入力地震動の作成手法が提案されている⁵⁾。共同研究は終了したが観測施設の観測施設の維持管理は続けられ、現在もそのうち6地点で観測を継続している。

一方、1995年兵庫県南部地震の被害から、大都市域の震災対策の重要性が再認識された。多数の建物が倒壊し、まだ建物の応答に関する実現象面からの解明が不十分であること、更に都市域に潜在する地形や表層地盤の影響が極めて顕著であったことが痛感された。このような社会的要請から、1996年に建築研究所は東京を中心とする首都圏に20カ所の観測地点を新たに展開し、強震観測網を増強す

るとともに、都市圏に建つ多様な建物の振動性状、厚い沖積層の増幅効果、及び関東平野の地形的影響の把握と分析を行っている⁶⁾。

以上、建築研究所の強震観測の現在に至る経緯を振り返った。建築研究所の強震観測は、観測記録に基づく実現象の解明、及び耐震設計手法の検証と開発を通じて、建物の地震防災技術の向上に資することを目的としている。このために、表層地盤の増幅効果、地盤と建物の動的相互作用、及び多様な建物の地震応答などを観測の対象として、現在も強震観測網の整備、維持管理、観測記録の収集と分析、及び関連する研究開発を鋭意続けている²⁾。

3.2 観測体制

3.2.1 観測装置

建築研究所が使用している強震計は、16ビットまたは24ビットのデジタル強震計であり、内蔵の3成分の加速度計に加え、外部に複数の加速度計が接続できる仕様となっている。表3.1に代表的な強震計の仕様を示す。

SMAC-MD 型強震計は1988年に開発されたデジタル強震計で、建築研究所は開発段階から仕様の策定に関わってきた。3成分の変位帰還型加速度センサーを内蔵し、さらに6成分の加速度センサーを外部接続することが可能で、1台で計9成分の観測ができる。通常1台の加速度計に3成分の加速度センサーを内蔵するので、3台の加速度計による計測ができることになる。加速度計からの信号は16bitのAD変換器でデジタル化され、フラッシュメモリーカードに収録される。計測可能な加速度は最大1Gまでとなっている。これは開発当時、1Gを越える強震記録は1978年宮城県沖地震で東北大学建設系建物の9階で観測された記録のみであり、1Gを超える可能性よりも分解能の確保を優先すべきと判断されたためである。1988年の開発以来、従来のアナログ強震計を置き換える形で導入され、現在でも多くの観測地点で使用されている。

1997年に登場したSMAC-MDU型強震計はSMAC-MD型強震計の後継機として開発された機種で、最新の技術を導入し、大幅な機能の向上と強化を図っている。AD変換器は24bitとなり、トリガレベルや遅延時間など設定の自由度も向上している。

これらのデジタル強震計は標準で通信機能を有しており、現在ほとんどの観測地点では、建築研究所から電話回線を通じて強震計の管理と観測記録の回収を行っている。このためアナログ強震計の時代に比べて、保守作業の省力化と記録処理の迅速化を実現している。

表3.1 強震計の仕様

機種	SMAC-MD	SMAC-MDU
メーカー	(株)アカシ	(株)アカシ
開発年	1988	1997
加速度計	アカシ V401-BT	アカシ V403-BT
検出方式	変位帰還型	変位帰還型
測定成分数	標準3, 最大9	標準3, 最大18
測定振動数範囲	DC ~ 30 Hz	DC ~ 30 Hz
サンプリング振動数	100 Hz	100 Hz
測定加速度範囲	± 1 G	± 2 G
AD コンバータ	16 bit	24 bit
トリガレベル	0.5~32 cm/s ²	0.1~99.9 cm/s ²
トリガロジック	任意の3成分の AND/OR	任意の3成分の AND/OR
遅延時間	10秒	0~60秒
記録媒体	フラッシュメモリーカード	フラッシュメモリーカード

3.2.2 観測地点の配置

現在、建築研究所は全国の77ヶ所の観測地点に強震計を設置している²⁾。観測地点の配置を図3.1に示す。基本的な観測網は、200 km 程度の間隔で日本全国を覆うように観測地点を配置し、大地震発生時にはいずれかの観測地点で記録が得られるように配慮されている。主な観測対象は建物であるので、ほとんどの観測地点は市街地に位置する。

一方、1995年兵庫県南部地震の後に増強された観測地点を含めて、全体の約1/3の観測地点は東京を中心とした首都圏に集中している。図3.1の左上の拡大図に示すように、首都圏の観測地点は東京を中心として放射状に配置されており、各観測地点の局所的な地盤の影響のみならず、関東平野の地形的な影響も観測可能な体制となっている⁶⁾。

また、仙台市周辺には8つの観測地点を展開している(図3.1の右下の拡大図参照)。このうち6つの観測地点は、1983年に始まった高密度強震観測事業の観測地点の一部で、観測装置の一部を更新して観測を継続している。これらの観測地点では、地表上と地中に加速度計を設置しており、表層地盤の増幅が地震動に与える影響に着目した観測を行っている⁴⁾。



図3.1 建築研究所強震観測地点の配置

3.2.3 加速度計の配置

前述したように、建築研究所の強震観測の対象は建物の地震時の挙動と、それに影響を与える事象である。この観測の目的を果たすため、各観測地点の加速度計の配置には、対象に応じていくつかのパターンがある。図3.2に基本的な強震計と加速度計の配置方法を示す。通常強震計は加速度計を内蔵しており、強震計の設置場所も測定点となる。各加速度計は X, Y, Z の3成分の加速度を計測することができ、水平方向の加速度計の軸は、建物の長辺あるいは短辺方向に合わせて設置している。

図3.2の(A)は、建物の1階にのみ強震計が設置されている例である。古くからある観測地点で、小規模な建物に多い。この場合、地震動特性そのものの把握を目的としており、建物の振動特性を直接知ることはできない。しかしながら、近傍の地盤上の建物の強震記録と比較することにより、実際に建物に作用する入力地震動の特徴を捉えることができる。3.3.4節にその一例を紹介する。また、将来必要であれば、建物の頂部や地盤上に加速度計を追加するなど、観測システムを拡張する余地は残されている。

(B)は、建物の下部と上部に加速度計を設置する例である。建物の地震時応答の計測を目指した観測体制である。下部の加速度計は、地下階や1階など基礎に近い階に設置され、建物への入力として作用する地震動を計測する。上部の加速度計は、建物の最上階や屋上階(塔屋)に置かれ、建物の最も大きな応答を計測する。アナログ強震計では、2つの測定点は別々の強震計で観測されていたが、1980年代後半から導入されたデジタル強震計では複数の加速度計の記録を1台で収録できるようになり、複数の測定点の記録の同時性が確保された。

(C)は建物の上下に加え、地盤上にも加速度計を設置するものである。実際の地震時には、地盤と建物の動的相互作用によって、地盤上の地震動と建物への入力として作用する基礎位置での地震動は、その特性に違いがあることが知られている。この加速度計配置は、建物自体の地震時挙動に加え、地盤と建物の動的相互作用効果をも観測の対象とすることを意図している。

(D)は更に、地中に加速度計を埋設し、建物の地震応答及び地盤と建物の相互作用効果に加え、表層地盤の増幅特性の把握を目指す観測体制である。通常、地中の加速度計は工学的基盤と呼ばれる地層に設置される。工学的基盤とは、工学的に考慮すべき地層構造の最深層で、一般的な建物の場合、せん断波速度 $V_s=400\text{m/s}$ 程度以上の層が目安となる。超高層建物や免震建物など固有振動数が低い(固有周期が長い)場合には、考慮すべき地層構造の深さは変わってくる。

ここに示した4つの例の他にも、細長い平面形状の建物であれば建物の頂部両端に加速度計を設置し、また高層建物であれば中間階にも加速度計が追加されるなど、観測地点の状況に応じて加速度計の配置が決められている。

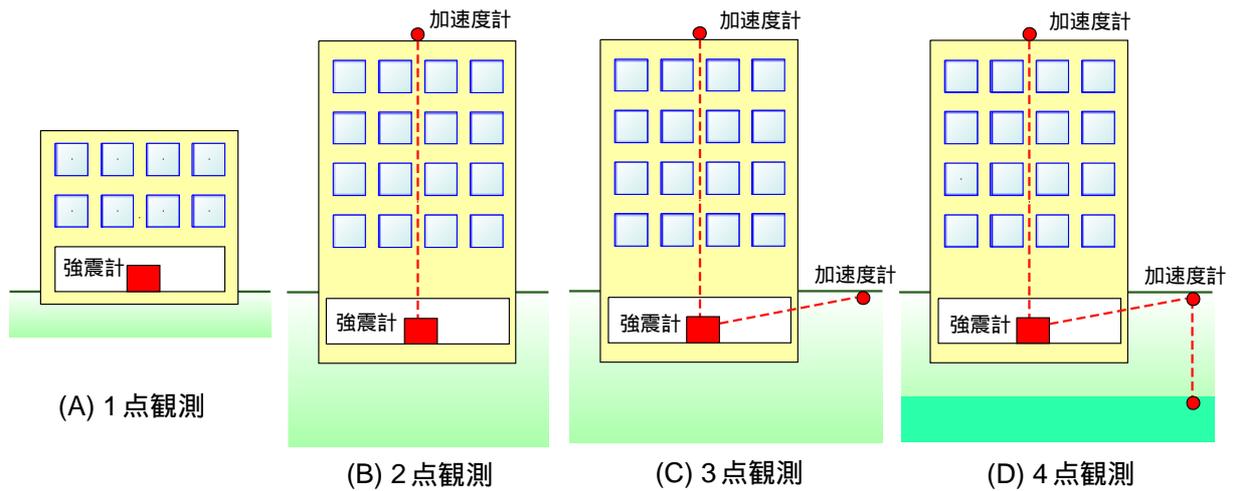


図3.2 加速度計の配置方法

3.2.4 観測対象建物

図3.3は建築研究所の77の強震観測地点を、観測体制によって分類したものである。このうち15地点は地盤を観測の対象としており、表層地盤増幅や地震動特性そのものに着目した観測である。残りの62地点で建物内に強震計が設置されており、その内訳は、図3.2の(A)に該当する建物下部のみの観測地点が12地点、(B)に該当する建物の上下の観測地点が31地点、(C)及び(D)に該当する建物と地盤を含めた観測地点が19地点となっている。

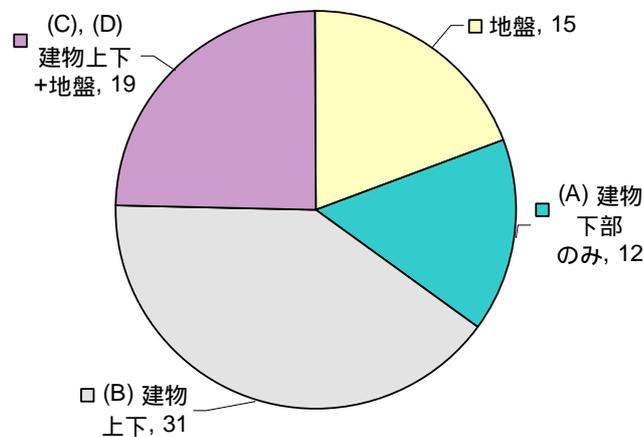


図3.3 加速度計の配置による分類

建物を対象とした62の観測地点を、階数によって分類すると図3.4のようになる。建物階数は10階建て以下の中低層建物が全体の8割以上を占めている。これは建築研究所の観測対象建物は国や自治体の庁舎が大半を占めており、庁舎における高層建物や超高層建物の需要は限られたものであることによる。16階建て以上の高層建物は全体の6%(4棟)に過ぎず、全て首都圏(東京と横浜)に立地する。

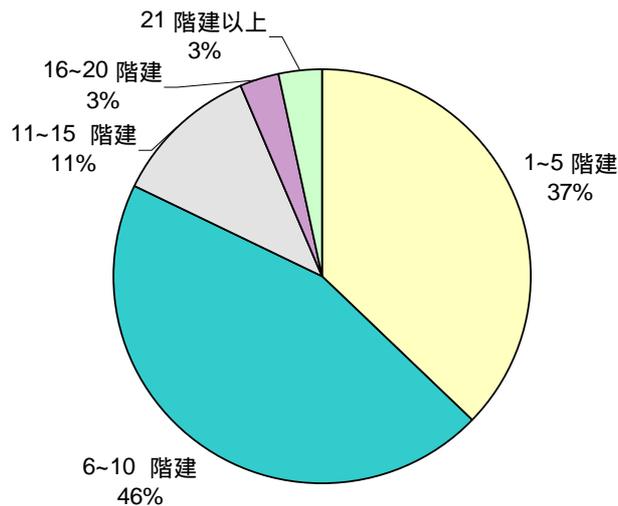


図3.4 観測対象建物の階数による分類

図3.5は観測対象建物を構造種別で分類したものである。構造種別で分類すると、鉄筋コンクリート(RC)造の建物が半数を占め、鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造を加えるとコンクリート系の建物の割合が9割近くに達する。構造種別は建物階数と密接な関係があり、第5章で扱う建物では、6階建てまでの低層建物はRC造、6階建てから14階建てまでの中層建物はSRC造、15階建て以上の高層建物はS造と明瞭に分かれている。図3.5はその結果を反映したものである。

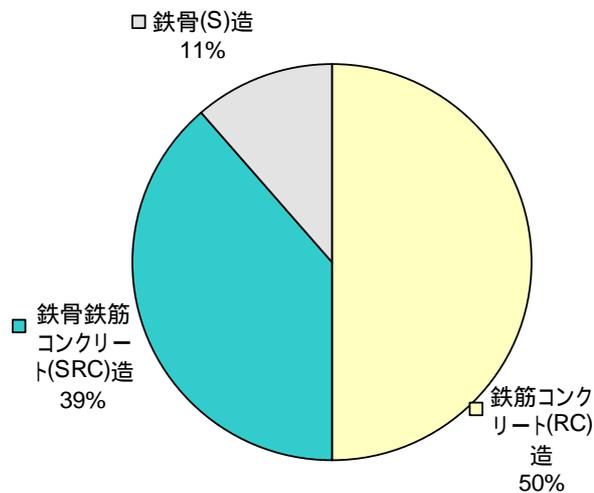


図3.5 観測対象建物の階数による分類

図3.6に観測対象建物の竣工年に分類を示す。1981年に建築基準法が大幅に改正されたため、その前後で建物の耐震性能に差があると考えられる。建築研究所の観測対象の建物は4割以上が旧基準による建物である。現実に旧基準による建物はまだ多数存在しており、その耐震性能に関わる振動性状を把握することは重要な課題である。

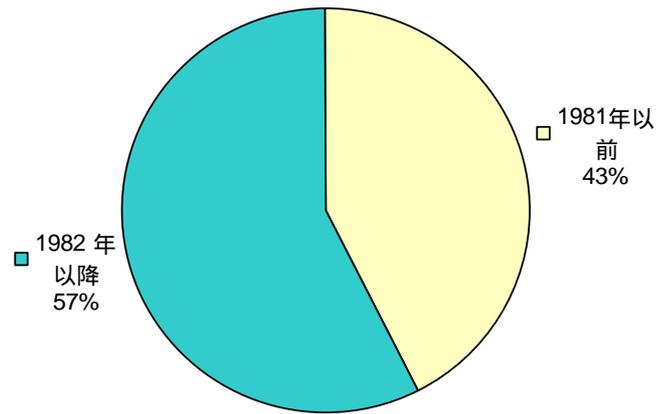


図3.6 観測対象建物の竣工年による分類

3.3 最近の主な観測成果

建築研究所の強震観測における、最近15年間の観測地点数と観測記録数の推移を図3.7に示す。◆で結んだ折れ線は観測地点数(右軸)で、そのうちデジタル強震計が設置された観測地点の数を■で結んだ折れ線で示す。観測地点数は当所40地点であったが、1996年から1998年にかけて整備が進み、3年間でほぼ倍増した。これは1995年兵庫県南部地震の影響で、強震観測に対する関心と需要が高まり、新たな観測地点の整備が進められた結果である。また1990年にはまだアナログ強震計が多数を占めていたが、1980年代後半に登場したデジタル強震計の導入が1993年に加速し、1996年にはすべての観測地点がデジタル化された。この背景にも1993年釧路沖地震や1993年北海道南西沖地震、1994年北海道東方沖地震や1994年三陸はるか沖地震など北海道から東北にかけて頻発した地震の影響がある。

一方、下方の折れ線は観測記録数の推移(左軸)で、観測された記録の計測震度によって色分けされている。計測震度は地盤上、または地盤上に加速度計がない場合は建物の最下部の加速度から気象庁の方法によって算出したものである。観測記録数の推移に着目すると、1993年から1994年にかけてのデジタル強震計の導入に伴って記録数が増加している。1993年から1994年は釧路沖地震や北海道南西沖地震、北海道東方沖地震など大きな地震が多かったことがその要因だが、デジタル強震計の導入によって小さな振幅の記録から確実に採取できるようになったことも記録数の増加に寄与している。その後、年間の観測記録数は100から200の間で推移していたが、2003年から2004年にかけて観測記録数は大幅に増えている。2003年十勝沖地震、2004年宮城県沖の地震、そして2004年新潟県中越地震と、被害を伴うほどの大規模な地震が頻発したためである。以下、最近の地震で建築研究所が観測した強震記録とその特徴をいくつか紹介する。

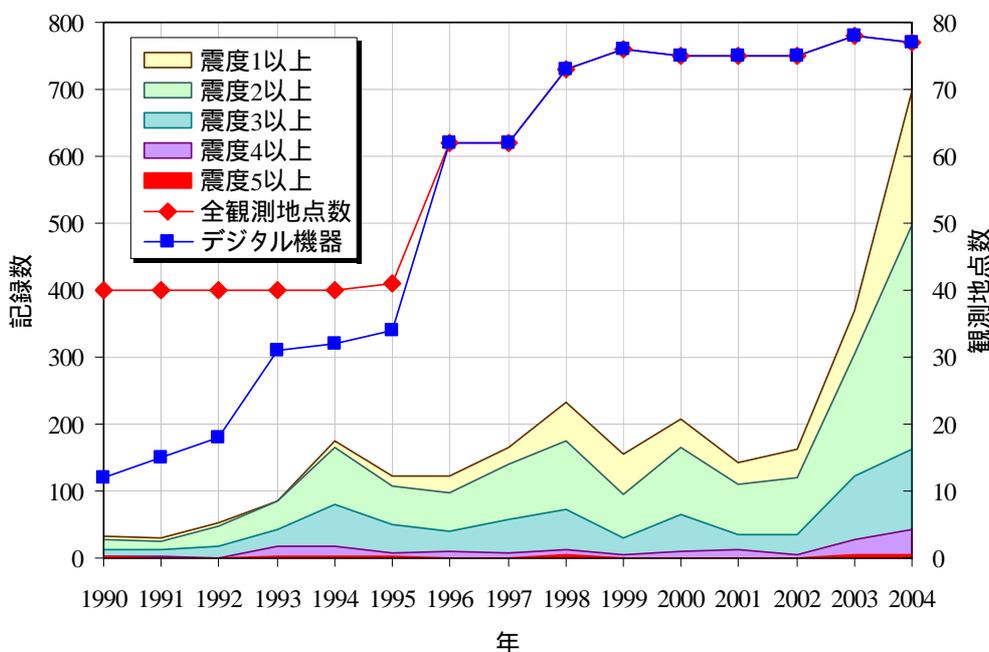


図3.7 建築研究所強震観測の観測地点数及び観測記録数の推移

3.3.1 1993年釧路沖地震

1993年1月15日に発生した釧路沖地震(M7.5, 深さ101km)で, 当時釧路地方気象台(震央距離7km)の敷地内地盤上に設置してあった建築研究所の強震計は, 711cm/s^2 もの大きな最大加速度を記録した⁷⁾。図3.8に釧路地方気象台で観測された加速度記録を示す。この地表最大加速度は, それまでに経験したことのない大きな値であったこと, 大きな加速度の割には気象台庁舎や周辺の建物の被害は軽微であったことから, この記録は地震工学分野の注目を浴び, その後関連する研究が多数行われることになる。その後深さ20m程の岩盤層への地中加速度計の埋設と, 得られた観測記録の分析が行われ, 厚さ20m程の火山灰を主体とした表層地盤の増幅効果で大きな加速度が生じると実証した^{8),~10)}。また建物被害との関連についても詳細な分析を行った¹¹⁾。

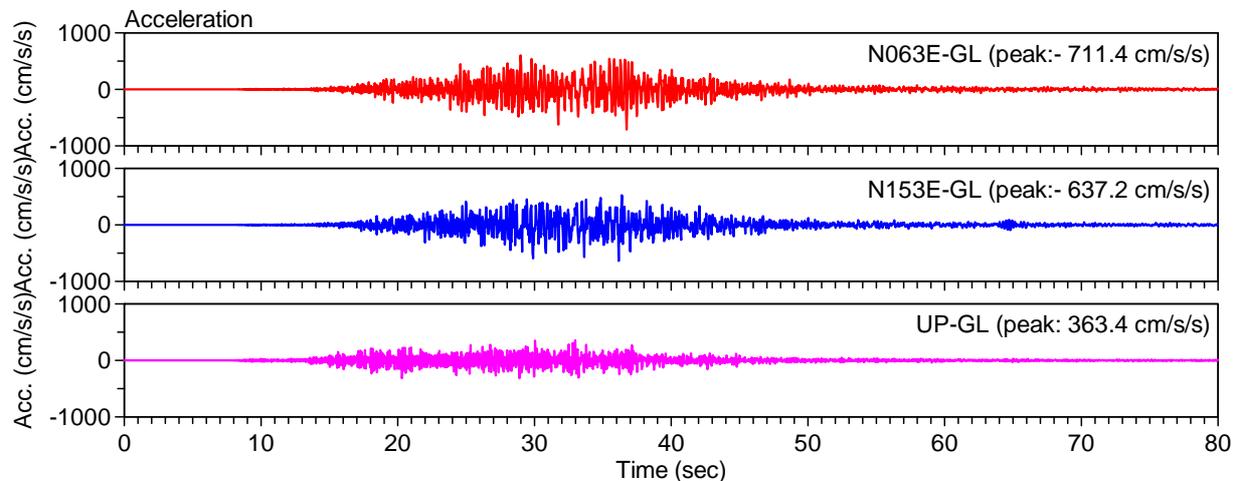


図3.8 1993年釧路沖地震による釧路地方気象台地表の記録

3.3.2 1994年三陸はるか沖地震

1994年12月28日に発生した三陸はるか沖地震(M7.6, 深さ0km)は, 八戸市を中心に大きな被害をもたらし, 八戸市庁舎の本館建物(当時)は大破した。建築研究所は市庁舎本館に隣接する新館(震央距離191km)に強震計を設置しており, 地下1階と6階に加速度計を有する。図3.9に観測された加速度記録を示す¹²⁾。上段が地下1階(B1F)の3成分, 下段が6階(06F)の3成分の記録である。この地震で得られた記録の最大加速度は地下1階で 416cm/s^2 , 建物6階で 963cm/s^2 に及んだ。強震計が設置してあった新館建物の被害は軽微であり, 現在も使用されている。一方, 大破した本館建物は免震構造を採用した新しい庁舎に建て替えられ, 建築研究所はこの新しい免震庁舎でも強震観測を行っている。

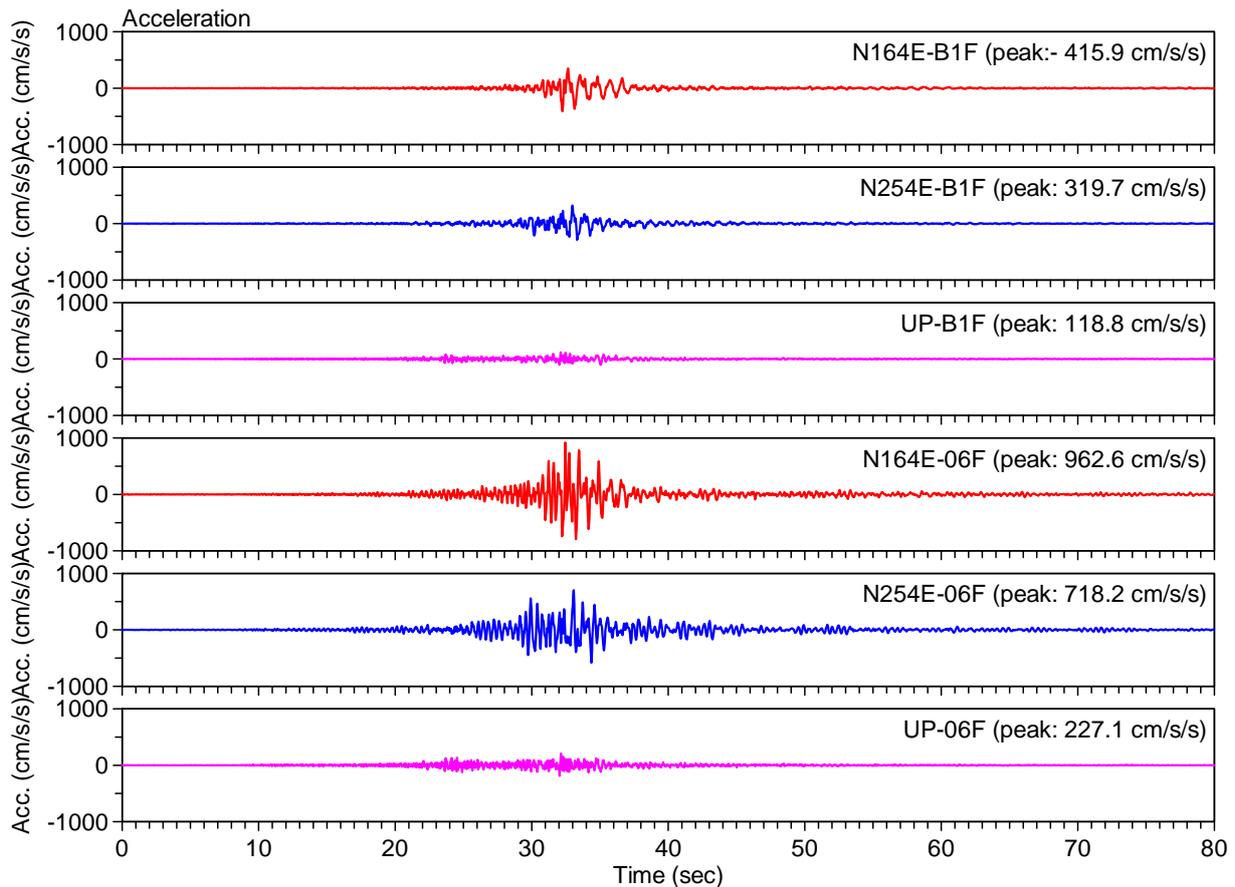


図3.9 1994年三陸はるか沖地震による八戸市庁舎新館の記録

3.3.3 1995年兵庫県南部地震

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震(M7.4, 深さ16km)は神戸市を中心に甚大な被害をもたらし、6,433人に及ぶ犠牲者を出した。建築研究所は神戸市内に観測地点を持たなかったが、大阪市内に立地する大阪第3合同庁舎(震央距離45km)でこの地震の揺れを観測した。この建物は15階建てのS造建物で、地下3階と塔屋3階(通算18階)に加速度計が設置されている。図3.10に観測記録を示す。上段が18階(18F)の、下段が地下3階(B3F)の、それぞれ3成分の加速度記録である。水平成分の最大加速度は地下3階で 80cm/s^2 程度であったが、建物18階では 412cm/s^2 に増幅している。また、神戸市内で観測された強震記録の主要動の継続時間は10秒程度であったが、大阪に建つこの庁舎では、大阪平野の地形的な影響で地震動に長周期成分が含まれること、また建物の減衰が小さいことから、長い時間に渡って建物の揺れが継続している。

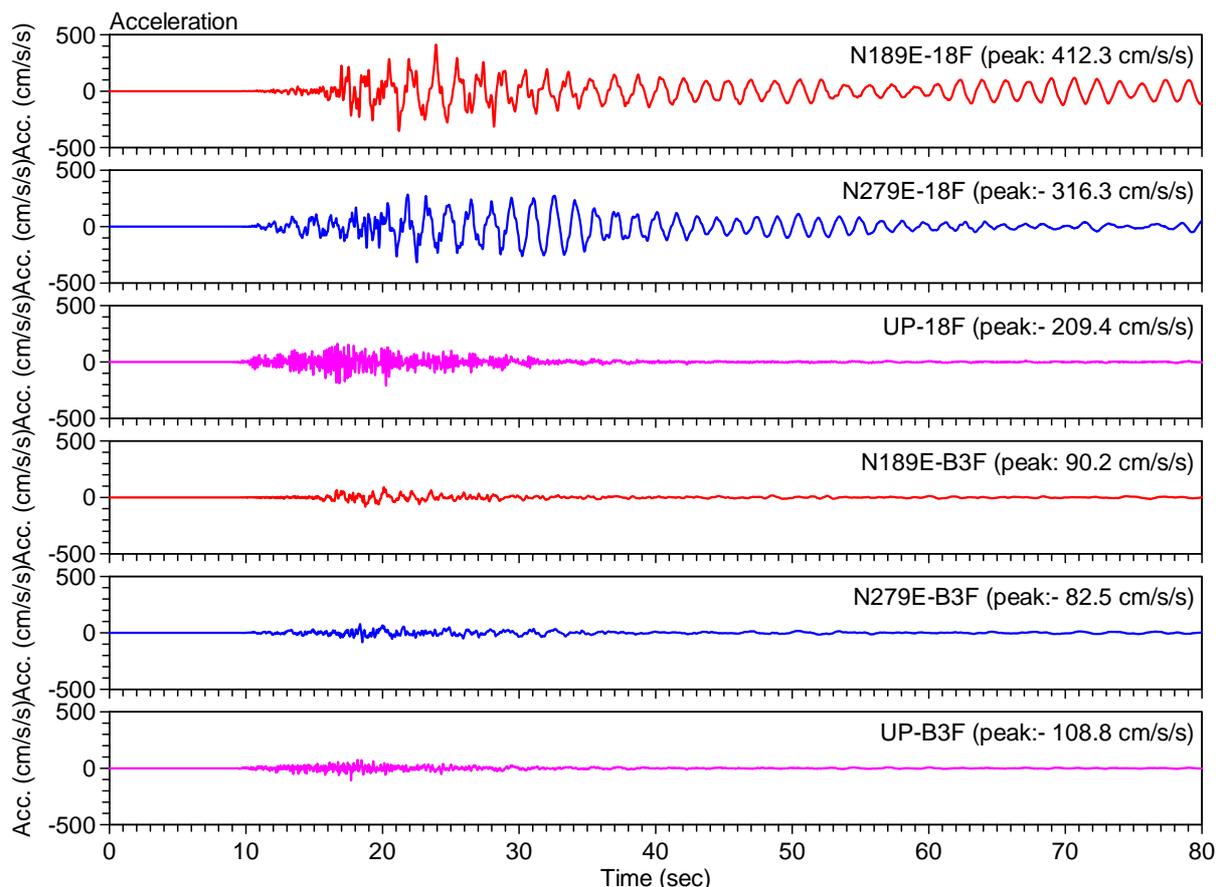


図3.10 1995年兵庫県南部地震による大阪第3合同庁舎の記録

3.3.4 2003年十勝沖地震

2003年9月26日に発生した十勝沖地震(M8.0, 深さ42km)では, 北海道の南東部の広い範囲で被害が発生した。建築研究所の観測網も多くの観測地点で記録を得たが, 中でも北海道の広尾町役場(震央距離84km)や免震建物である釧路合同庁舎(震央距離136km)で大きな加速度記録を採取した。広尾町役場では建物の1階のみに強震計を設置しているが, 同じ敷地内にある K-NET の観測記録¹³⁾と比較することにより, 建物へ入力する地震動の入力損失を議論することが可能となる¹⁴⁾。

図3.11は K-NET 広尾(観測地点コード: HKD100)及び広尾町役場内で観測された加速度記録である。上段が地盤上にある K-NET 広尾の3成分の加速度, 下段が建物の1階にある建築研究所の強震計の加速度で, 地盤上の記録の最大加速度が建物内に比べて2倍程度大きくなっている。地盤上の記録を分母に採った両者のフーリエスペクトル比を図3.12に示す。2Hz 以下の低振動数領域ではスペクトル比はほぼ1だが, 2.5Hz 付近で若干大きくなり, 3Hz 以上の高い振動数領域ではスペクトル比が著しく低下している。最大加速度の差の原因は3Hz 以上の振動数成分の低減であることが判る。これは地盤上の記録は, 表層に堆積する厚さ6m 程度の火山灰質シルト層の増幅の影響を直接受けているのに対し, 建物内の記録では建物の拘束効果と杭基礎の影響で表層地盤の影響が限定的だったからと考えられる。このような現象は建物の応答を評価する場合重要な鍵となる。なお, 釧路合同庁舎の強震観測記録については第6章で詳細に分析する。

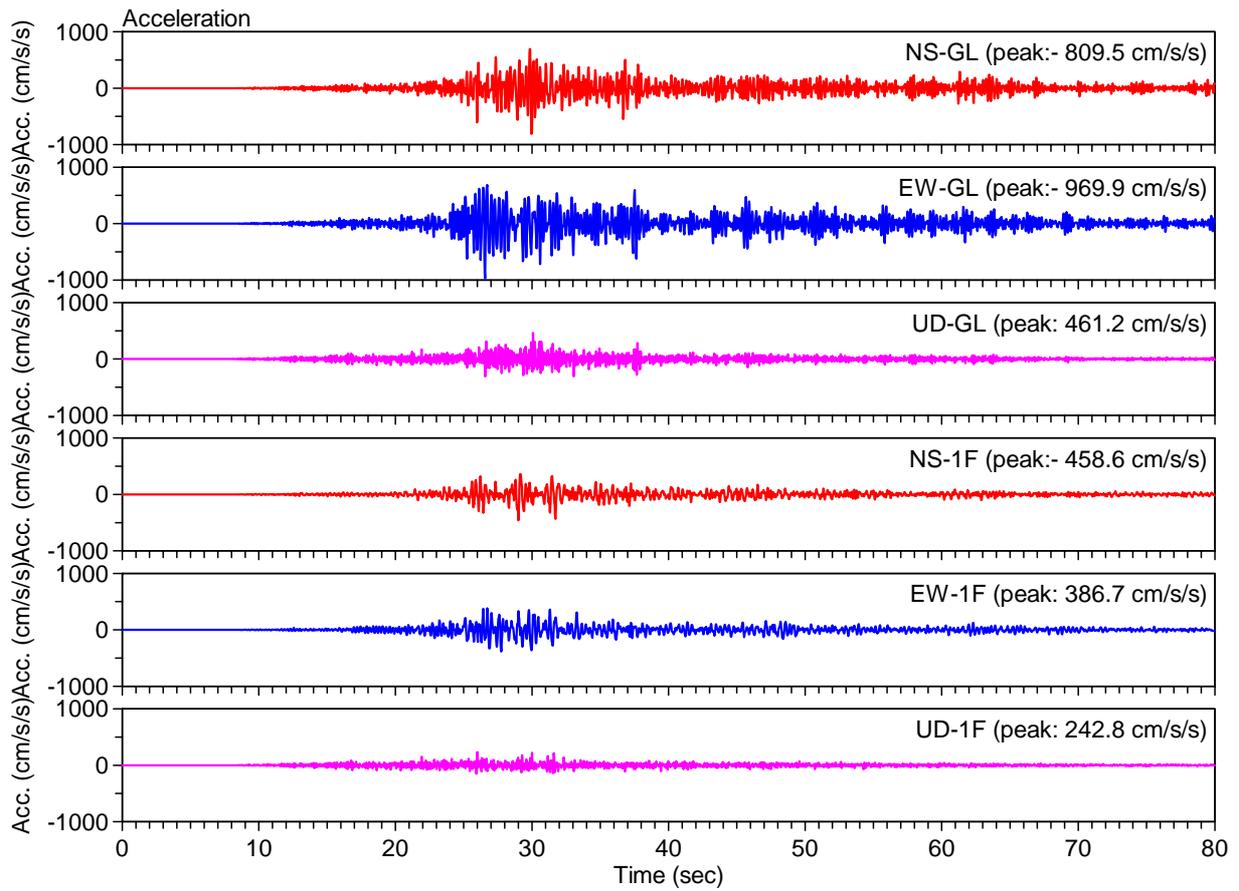


図3.11 2003年十勝沖地震による K-NET 広尾(HKD100, 上段)及び広尾町役場(下段)の記録

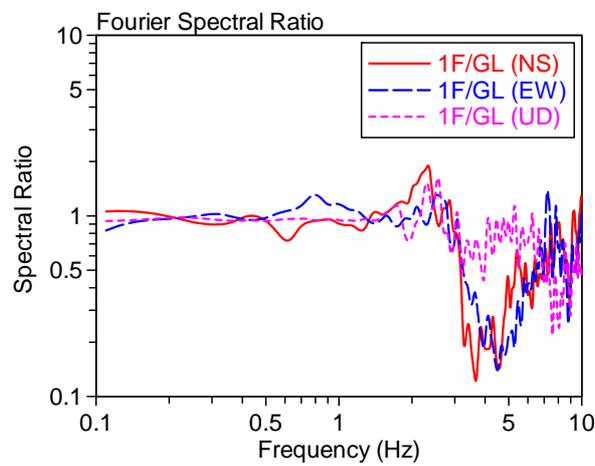


図3.12 広尾町役場の記録の K-NET 広尾(HKD100)の記録に対するフーリエスペクトル比(1F/GL)

3.4 第3章のまとめ

以上、建築研究所の強震観測の経緯と観測体制を紹介し、最近得られた主な観測記録の特徴を述べた。建築研究所の強震観測は50年近い歴史を有し、1964年新潟地震や、1978年宮城県沖地震などで、歴史的な強震記録を採取した。1990年代以降、観測装置のデジタル化や観測網の拡充が進められ、1993年釧路沖地震、1994年三陸はるか沖地震、2003年十勝沖地震など、近年被害をもたらした地震でも、着実に強震記録を得て、地震工学及び耐震工学の分野に有益な知見を提供してきた。今後とも観測網の充実と効率化を図り、観測記録の蓄積と分析を続けることにより、関連研究への更なる貢献を期待されている。

第4章 建築研究所新館建物の振動特性

建築研究所新館(以下新館と称する)建物は、茨城県つくば市に立地する8階建ての事務所建物で、1998年に竣工した。この建物では、隣の本館建物と周辺地盤を含めて、22点66成分の加速度計による極めて密な強震観測が行われており、建築研究所の代表的な観測地点のひとつである¹⁾。本章ではこの新館建物で得られた強震記録を用いて、地盤と建物の動的相互作用を考慮した振動系の特性の経年変動や振幅依存性について詳細に検討する。

4.1 新館建物と観測の概要

4.1.1 地盤条件

建築研究所は、茨城県つくば市の北部、霞ヶ浦へ流れ込む桜川と利根川支流の小貝川に挟まれた標高約30mの洪積台地上に位置する。観測施設の設置時に実施された地盤調査結果を表4.1に示す。地中88mまでは時折砂礫層を挟む粘土層と細砂層が主体となっている。深さ88mの砂礫層及び深さ42mの砂礫層を基盤層と考えたときの、鉛直入射するせん断波(S波)の基盤層から表層への伝達関数を図4.1に示す。図中には、2004年10月6日の茨城県南部地震で観測された地中の加速度記録の地表/地中89m(図4.3のA01/A89)及び地表/地中43m(同A01/A43)のフーリエスペクトル比を併せて示す。88mから上の層を考えたときには、0.8Hz、2Hz及び4Hz付近に、42mから上の層を考えた場合は1.5Hz及び4Hz弱に卓越が見られ、伝達関数とフーリエスペクトル比は両者とも良い対応を示している。

表4.1 建築研究所敷地の地盤構造

#	深さ (m)	層厚 (m)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	ρ (t/m^3)	土質
1	0.0	2.0	170	110	1.30	ローム
2	2.0	6.0	1430	200	1.30	砂質粘土/粘土質砂
3	8.0	6.0		160	1.50	砂質粘土/粘土
4	14.0	8.0	1630	260	1.80	細砂/砂質細砂
5	22.0	6.0	1500	200	1.75	砂質粘土/粘土
6	28.0	14.0	1570	270		
7	42.0	6.0	1880	460	1.90	砂礫
8	48.0	8.0	1780	340	1.75	砂質粘土/粘土
9	56.0	12.0	1690	290		
10	68.0	12.0	1790	380	1.95	砂礫/細砂
11	80.0	8.0	1600	280	1.75	砂質粘土/粘土
12	88.0			500	2.00	砂礫

注) V_p : P波速度(m/s), V_s : S波速度(m/s), ρ : 単位体積重量(t/m^3)

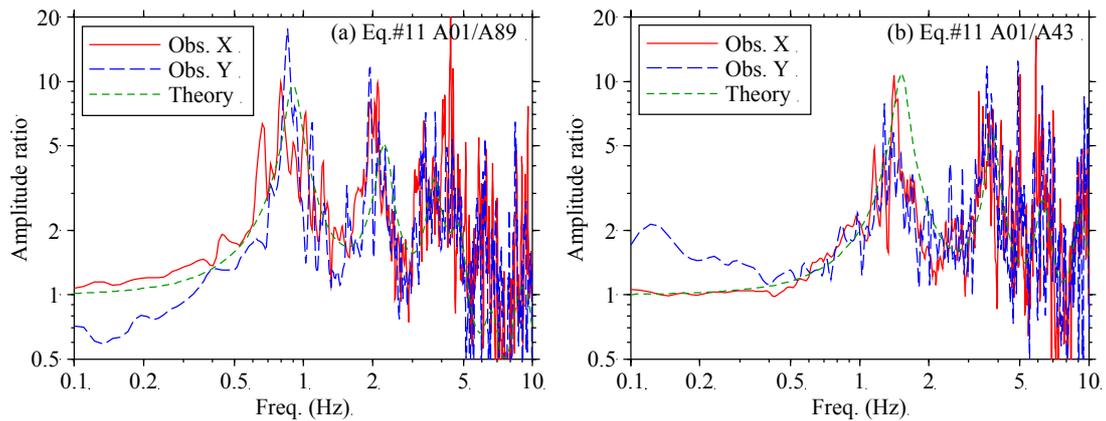


図4.1 建築研究所敷地地盤の増幅特性(左: 地表/地中89m(A01/A89), 右: 地表/地中43m (A01/A43))

4.1.2 建物の概要

1998年3月に竣工した新館建物は地下1階，地上8階建ての鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造で，地下部分は鉄筋コンクリート(RC)造，上部架構の一部が鉄骨(S)造となっている。建物の建築面積は676m²，延床面積は5,023m²で，直接基礎によって深さ8.2mの粘土層に支持されている。上部構造は，一部RC壁を有するが，主体は骨組構造である。東に隣接する本館建物とはエキスパンションジョイントを介した渡り廊下によって結ばれており，構造的には互いに独立している。写真4.1に建物外観を，図4.2に本館と新館の位置関係を示す。なお，新館建物平面の軸はほぼ東西-南北に一致しており，以下の検討では東方向をX方向，北方向をY方向として扱う。



写真4.1 新館建物外観

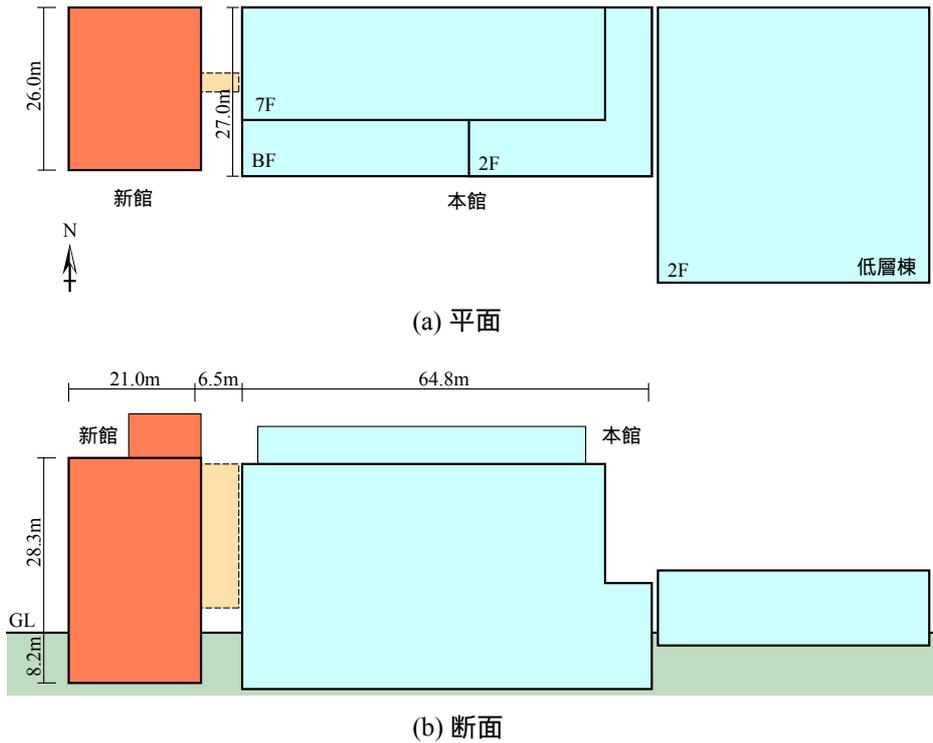


図4.2 新館及び本館の位置関係

4.1.3 観測システム

竣工と同時に稼動した観測システムは、新館建物内に11台、敷地地盤内に7台、隣接する本館建物内に4台の計22台の加速度計を有する。図4.3及び図4.4に新館及び地盤内の加速度計の配置を示す。建物より最も離れている地盤上の加速度計は南方向に約100mの距離であり、最も深い加速度計は地中深さ89mの砂礫層に埋設されている。また建物の立体的な挙動の把握を目的として、図4.4(a)及び(c)に示すように地下1階及び8階の床レベルにはそれぞれ3台の加速度計を設置している。また2階と5階の床レベルには建物の東側と西側の2箇所には加速度計がある(図4.4(b)参照)。

全ての加速度計の記録は、新館4階の強震観測室で集中収録されている。加速度計は全て変位帰還型で、加速度の直流成分から測定が可能である。24bitのAD変換器を有しており、実効分解能は18 bit、ダイナミックレンジに換算して114dB相当となる。地中89mに埋設されている加速度計(図4.3中 A89)の3成分の加速度のうち、いずれかがトリガレベル(1cm/s^2)を超えると収録を開始し、同じトリガレベルを60秒間連続で下回った時に収録を停止する。

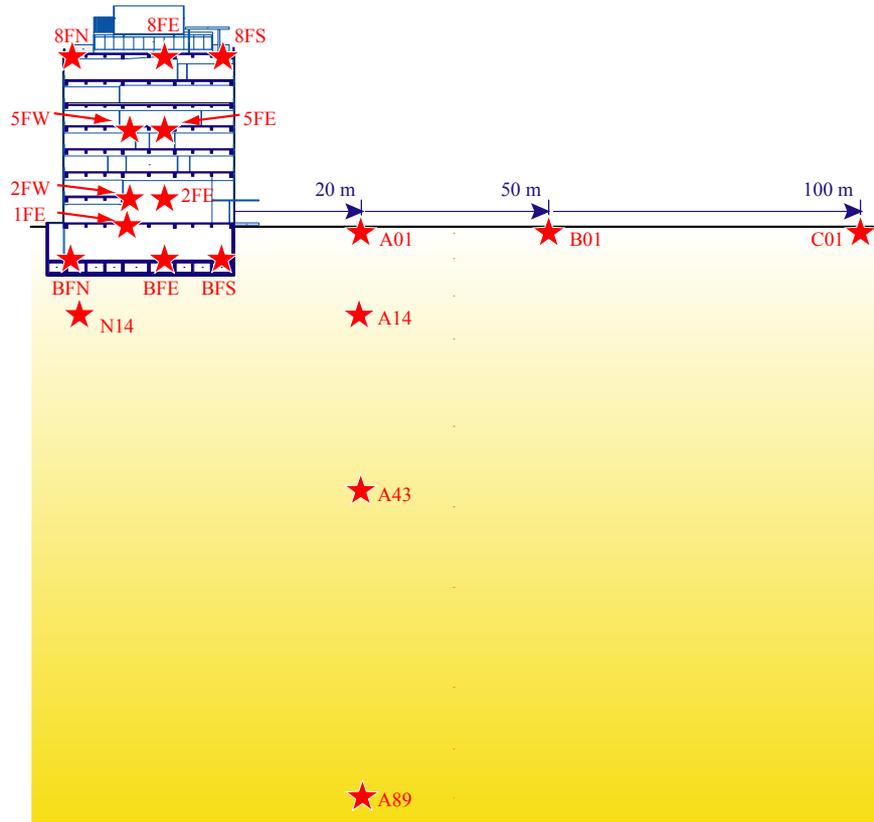


図4.3 新館建物内及び地盤内の加速度計の配置

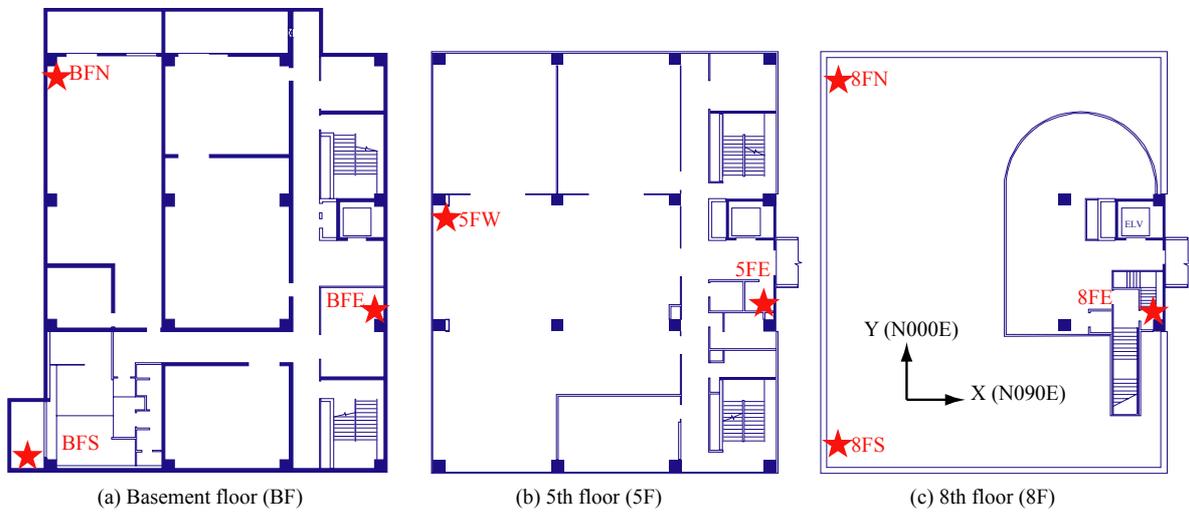


図4.4 地下1階(BF), 5階(5F)及び8階(8F)床レベルの加速度計の配置

4.2 解析に用いる強震記録

解析の対象とした記録は、1998年の観測開始から2005年8月までの間に得られた362記録のうち、地表(図4.3の A01)の記録の計測震度換算値で1.0以上の158記録である。これらの記録のうち、建物の応答振幅が比較的大きな16地震を選定し、4.5節以降の詳細解析に用いた。16記録の地震諸元と地表(A01)の記録の計測震度及び最大加速度を表4.2に、震央位置を図4.5に示す。最も大きな地表最大加速度は2002年6月14日茨城県南部の地震(表4.2の No.6)の74 cm/s²、最も大きな計測震度は2004年10月6日茨城県南部の地震(表4.2の No.11)で記録した3.8であり、現在までに建物主体構造に被害が生ずるような大きな地震動は経験していない。また、図4.5を見ると、これらの地震の震央は、宮城県沖の2つの地震と新潟県中越地方の2つの地震を除いて、全て関東地方に位置する。なお図中には建築研究所の位置を★印で示している。

なお表4.2では、X方向の8階の基礎に対する相対変位の最大値(d_{max})が1cmを超えた地震の番号(No.)は斜体で、Y方向について1cmを超えた地震のNo.は太字で記している。 d_{max} の算出方法については後述する。

表4.2 詳細解析の対象地震記録

No.	日時	震央地名	h (km)	M	Δ (km)	I_s	PGA (cm/s ²)
1	1998/06/24 23:52	茨城県南部	68	4.7	3	2.6	19.3
2	1999/03/26 08:31	茨城県北部	59	5.0	60	3.3	46.3
3	1999/04/25 21:27	茨城県北部	59	5.2	61	3.1	36.9
4	2000/04/10 06:30	茨城県南部	55	4.7	7	3.3	49.4
5	2000/07/21 03:39	茨城県沖	49	6.4	104	3.6	37.9
6	2002/06/14 11:42	茨城県南部	57	5.1	13	3.4	74.3
7	2003/05/26 18:24	宮城県沖	72	7.1	330	3.3	29.2
8	2003/09/20 12:54	千葉県南部	70	5.8	104	2.8	13.7
9	2003/11/15 03:43	茨城県沖	48	5.8	103	3.0	21.4
10	2004/04/04 08:02	茨城県沖	49	5.8	101	2.9	21.2
<i>11</i>	2004/10/06 23:40	茨城県南部	66	5.7	16	3.8	54.5
12	2004/10/23 17:56	新潟県中越地方	13	6.8	168	3.5	30.9
13	2004/10/23 18:34	新潟県中越地方	14	6.5	166	3.2	18.1
14	2005/04/11 07:22	千葉県北東部	52	6.1	66	3.4	25.9
15	2005/07/23 16:34	千葉県北東部	73	6.0	61	3.1	25.8
16	2005/08/16 11:46	宮城県沖	42	7.2	301	3.5	29.8

注) h : 震源深さ(km), M : 気象庁マグニチュード, Δ : 震央距離(km), I_s : 計測震度, PGA: 地表最大加速度(cm/s²)

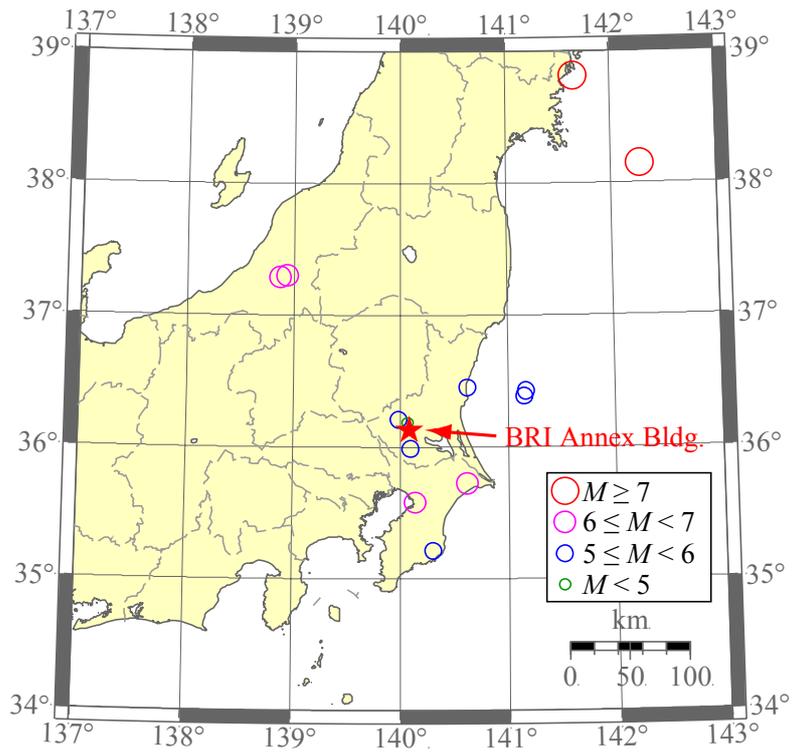


図4.5 詳細解析対象地震の震央位置

4.3 解析モデル

4.3.1 せん断1質点系モデル

建物の基本的な振動特性を検討する場合は、1次固有振動に着目するため、図4.6に示すような単純な1質点系モデルを想定する。

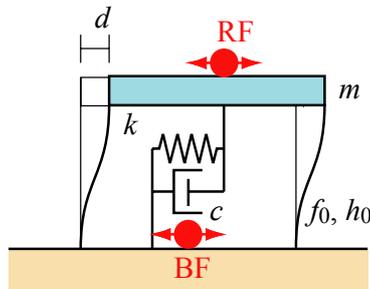


図4.6 せん断型1質点系モデル

2章でも述べたように、この振動系は質点の質量 m 、剛性 k 、減衰係数 c の3つのパラメータを有し、その振動特性は固有振動数 f_0 と減衰定数 h_0 で表される。上記モデルの頂部の相対変位 d は、図中に示した2点の測定点の水平絶対変位の差で求められる。

$$d = d_{RF} - d_{BF} \quad (1)$$

ここで、添え字 RF 及び BF は図4.6中の測定点を示す。

新館建物に適用する場合は、 X 方向の絶対変位 d_{BF} 及び d_{RF} は地下階及び8階の床面の中央の値で代表させ、図4.4に示した測定点で得られた記録から、下式で求める。

$$d_{BF} = \frac{(X \delta_{BFN} + X \delta_{BFS})}{2} \quad (2)$$

$$d_{RF} = \frac{(X \delta_{8FN} + X \delta_{8FS})}{2} \quad (3)$$

ここで、 δ は図4.4に示した加速度計から算出した絶対変位で、左添え字 X 、 Y 及び Z は方向成分、右添え字は測定点を示す。一方、 Y 方向では以下ようになる。

$$d_{BF} = \frac{(Y \delta_{BFN} + Y \delta_{BFE})}{2} \quad (4)$$

$$d_{RF} = \frac{(Y \delta_{8FN} + Y \delta_{8FE})}{2} \quad (5)$$

4.3.2 せん断多質点系 SR モデル

建物の水平方向の振動特性の変動を詳細に検討する場合、せん断多質点系モデルを用いる²⁾。新館建物は8階建てであるが、8階部分は他の階に比べて面積的、質量的に小さいので7階に集約し、また地下

1階は壁が多く変形は微小と考えられるため一体の基礎と見做し、上部構造を7質点の等価せん断モデルに置換する。また、地盤と建物の相互作用を考慮するために、基礎位置にロッキング(回転動)とスウェイ(水平動)の自由度を加え、図4.7の左に示すようなスウェイ-ロッキング(SR)モデルを想定する。ここで m_i 、 I_i 及び k_i は各層の質量、回転慣性及び剛性 ($i=0, \dots, 7$)、 k_R と c_R はロッキングの剛性と減衰係数、 k_S と c_S はスウェイの剛性と減衰係数、 W と H は建物の幅と高さである。ロッキングばねの取り付け位置は地下階の中心(基礎底面から1階床までの高さの1/2の高さ)とし、 H はロッキングばねの取り付け位置からの高さとなる。せん断多質点系 SR モデルの運動方程式については2.2.1項で述べている。

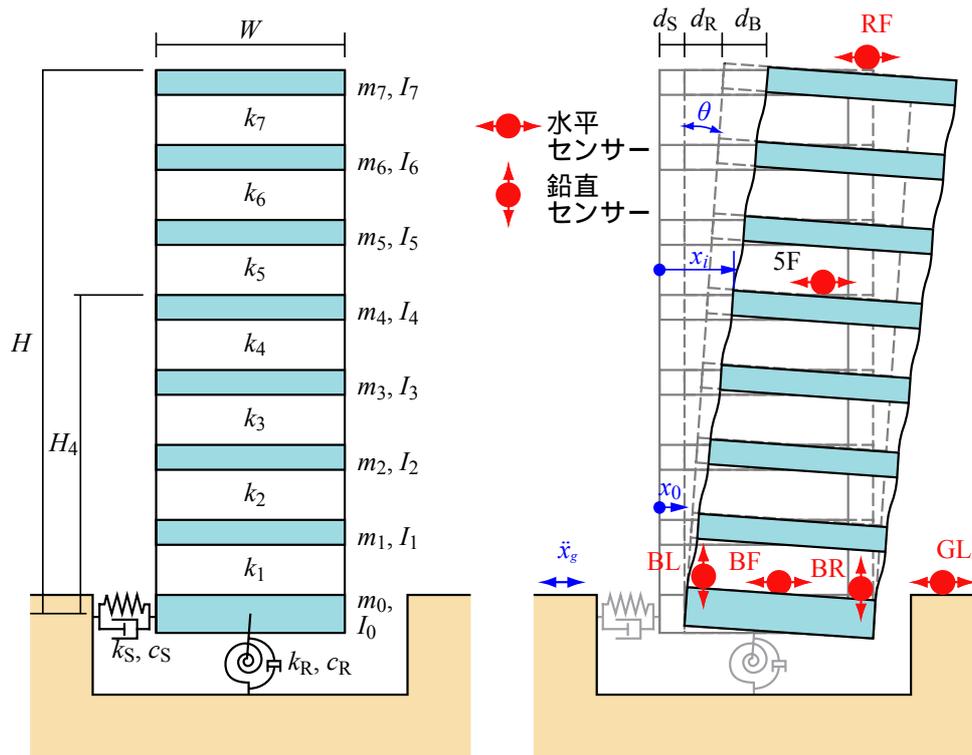


図4.7 せん断型多質点系モデル

このモデルの場合、建物頂部の変位に占めるスウェイの変位 d_S 、ロッキングの変位 d_R 、建物のせん断変形による変位 d_B は、図4.7の右側の図に示した各測定点の絶対変位から下式で算出できる。

$$d_S = d_{BF} - d_{GL} \quad (6)$$

$$d_R = (d_{BL} - d_{BR}) \frac{H}{W} \quad (7)$$

$$d_B = d_{RF} - d_{GL} - d_S - d_R \quad (8)$$

ここで d_{GL} 、 d_{BF} 及び d_{RF} はそれぞれ地表、建物基礎及び建物頂部の水平絶対変位、 d_{BL} と d_{BR} は建物基礎の左端と右端の鉛直絶対変位であり、添え字は図4.7左の測定点に対応している。なお、8階より上の階の質量は8階床レベルに集約しているため、建物頂部は図4.3及び図4.4中の8階床レベルに相当する。このモデルの各部の変位の算出には前節で求めた d_{BF} と d_{RF} に加え、 d_{BL} と d_{BR} が必要であり、地下1階の3点の上下動から算出する。X 方向では、次式ようになる。

$$d_{BL} = \frac{(z\delta_{BFN} + z\delta_{BFS})}{2} \quad (9)$$

$$d_{BR} = z\delta_{BFE} \quad (10)$$

ここで、 δ は図4.4に示した加速度計から算出した絶対変位で、左添え字 X, Y 及び Z は方向成分、右添え字は測定点を示す。一方、Y 方向では d_{BL} と d_{BR} は建物の中心軸での値が算出できないので、西端の上下動で代用して次式で算出している。

$$d_{BL} = z\delta_{BFS} \quad (11)$$

$$d_{BR} = z\delta_{BFN} \quad (12)$$

4.4 振動特性の基本的性質

対象建物の振動特性の基本的な性質を把握するため、X方向及びY方向の1次の固有振動数と減衰定数の経年変動を検討する。このため図4.6の1質点系モデルを想定し、基礎位置(BF)の記録を入力として建物頂部(RF)の相対変位応答(図4.6の d)が最も適合する固有振動数 f_0 と減衰定数 h_0 を最急降下法によって探索する。具体的な手順を以下に示す。

- i) 0.4Hz から4Hz の振動数区間を0.1Hz 刻みで予備探索し、最も適合度の高い固有振動数を見つける。予備探索では減衰定数を5%に固定する。
- ii) 前項で求めた振動数と減衰定数5%を開始点として、最急降下法によって最も適合する固有振動数と減衰定数を探索する。このとき、ステップサイズの初期値は探索開始振動数の0.05倍とし、いずれかの変数成分の勾配が反転したらステップサイズを1/4に減じている。

適合度は観測とシミュレーションの相対変位の差の二乗の積分値で評価し、下式で算定する。

$$f(f_0, h_0) = \frac{\int_{T_i} (d^s - d^o)^2 dt}{\int_{T_i} (d^o)^2 dt} \quad (13)$$

ここで、 f_0 と h_0 は振動系の固有振動数と減衰定数、 d^o と d^s はそれぞれ観測とシミュレーションから得られた頂部の基礎に対する相対変位である。観測の相対変位 d^o は、8階と地下階の中央部の水平加速度を高速フーリエ変換(FFT)によって積分し、(1)式から(5)式に従って算出する。このとき遮断周波数0.2 Hz のローカットフィルターを使用している。 T_i は適合度を判定する時間区間で、観測の相対変位 d^o が最大値となる時間を中心に、前後各10秒間の計20秒間を採っている。なお、入力を建物基礎の水平動、出力を建物頂部の水平動としているため、ここで求めた振動特性には地盤と建物の相互作用効果のうち、ロッキングの影響が含まれている(d^o 及び d^s は図4.7の $(d_b + d_r)$ に相当する)。

全記録について上記方法で求めた X 方向と Y 方向の固有振動数 f_0 と減衰定数 h_0 を図4.9に示す。上段(a)が固有振動数、中段(b)が減衰定数を表す。また図中(c)は固有振動数のうち、(a)図の A の部分の拡大図(Y 方向のみ)である。図中横軸には期日(年)を採っている。菱形(◆、◇及び◇)が X 方向に、四角(■、□及び□)が Y 方向に対応し、記号の大きさ(及び色の濃さ)は頂部の相対変位の最大値 d_{max} に対応している。 d_{max} が1cm を超える比較的大きな応答を示した地震は、表4.2の地震番号が斜体(X 方向)または太字(Y 方向)で示されたものである。

図4.8の(a)に着目して全体的な変動を見ると、経年に伴う固有振動数の低下が激しく、1998年の竣工当時1.8 Hz から1.9 Hz であった固有振動数が、7年後の2005年には1.3 Hz から1.4 Hz 程度に低下している。図4.8の(c)に着目して詳細に観察すると、大きな振幅の地震(◆と■)を経験すると、以降の中小地震(◇、◇、□や□)の固有振動数も、その地震以前に比べて低くなっている。つまり大きな振幅の地震が固有振動数の低下の原因になっている可能性が高い。また、同じ時期でも最大変位振幅が大きな記録では固有振動数が低くなる傾向が認められ、振幅に依存した変動も観察できる。なお図4.8の(b)の減衰定

数については，変動の幅が大きいものの2%前後の値を示し，経年や振幅の大きさとの明瞭な相関は認められない。

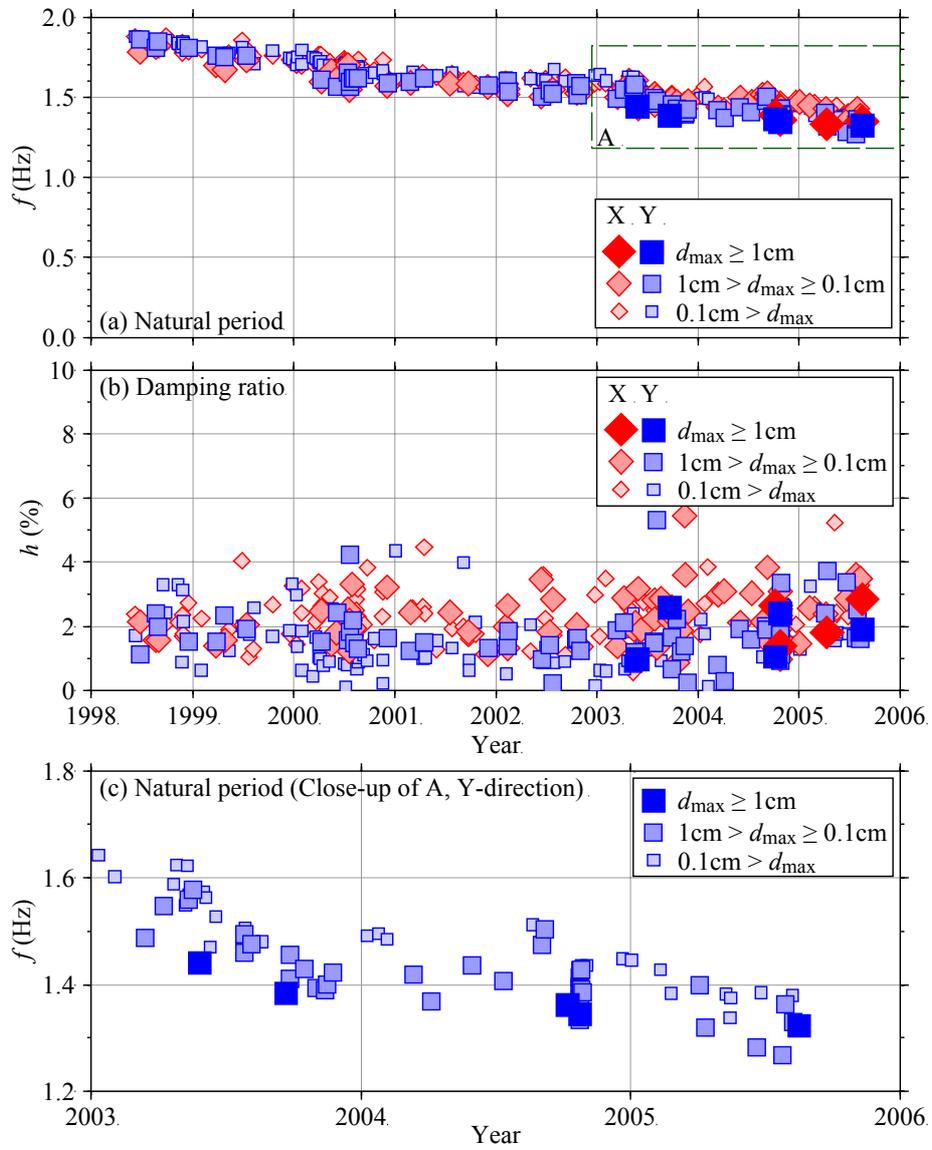


図4.8 1次固有振動数と減衰定数の経年変動

4.5 地盤と建物の相互作用を考慮した振動特性の経年変動

上述した固有振動数の低下の原因を検討するため、図4.7に示した多質点系 SR モデルを用いて、進化戦略による振動モデルの物理パラメータの最適化を行う。このため振動モデルの各パラメータに初期値を与え、初期モデルを設定する。建物の各層の質量は、設計時の地震荷重設定用に算定された値を用いる。建物の層剛性は、設計時に実施された骨組解析から得られた弾性時の層せん断力と層間変位の関係から算出した値を用いる。ロッキングとスウェイの剛性は、表4.1の地盤構造を用いて、2.2.3項で述べたコーンモデルを使った簡便法^{4),5)}で算出した値を初期値とする。これらの質量と剛性を表4.3に、このパラメータを用いて算出した3次までの固有振動モードを図4.9に示す。

表4.3 建物の振動パラメータ

層	質量 t/(m/s ²)	剛性 (×10 ³ t/m)	
		X	Y
7	114.1	79.9	73.9
6	75.9	130.2	117.3
5	78.3	145.7	129.9
4	95.0	153.7	135.8
3	79.8	168.5	150.3
2	80.1	186.4	214.2
1	85.3	295.6	1058.3
0/S	128.8	554.5	554.5
R	$xI = 2.710 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}^2 / (\text{m/s}^2)$ $xk_R = 8.932 \times 10^7 \text{ t} \cdot \text{m}$ $yI = 4.154 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}^2 / (\text{m/s}^2)$ $yk_R = 1.257 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}$		

注) $I = \sum I_i$, 左添え字は方向

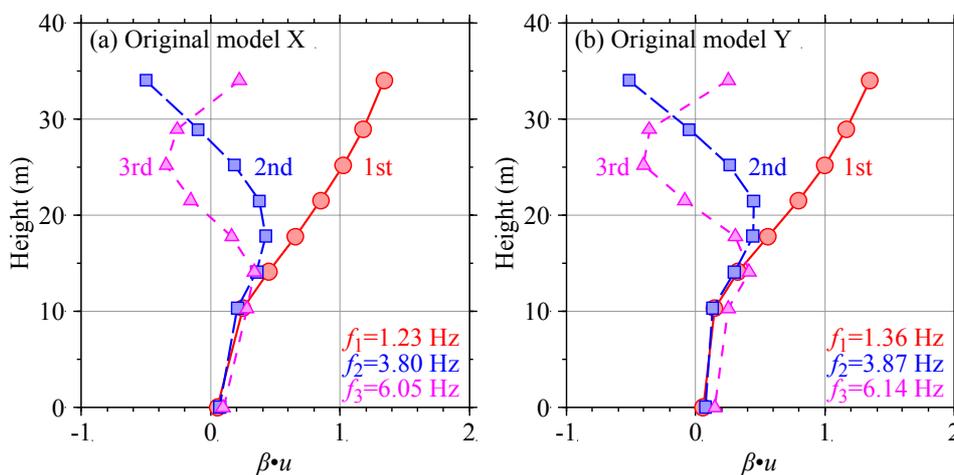


図4.9 初期の剛性を用いた SR モデルの振動モード

なお SR モデルの入力地震動は、地表と地盤のフーリエスペクトル比を検討した結果、連成系の固有振動数付近では入力損失は小さいと判断できたため、地表の記録(図4.3の A01)をそのまま用いる。

2.4節の結果より、進化戦略の適用に当たっては、最適化対象のパラメータの数を4程度に抑えるのが安

全である。そこでここでは、建物、ロッキングとスウェイの剛性(k_i , k_R 及び k_S)に、建物の1次モード減衰定数(h_1)を加えた4つのパラメータを最適化の対象とする。建物の質量は、観測期間中大きく変動はしていないので、固定とする。また、建物の剛性についてはその分布形状は変わらないものとし、初期モデルの剛性に対する比率を最適化する。ロッキングとスウェイの剛性についても初期モデルの剛性に対する比率をパラメータとし、下式のように取り扱う。

$$r_B = k_i / k_i^0, \quad (i=1, \dots, 7) \quad (14)$$

$$r_R = k_R / k_R^0 \quad (15)$$

$$r_S = k_S / k_S^0 \quad (16)$$

ここで、 k_i^0 は i 層の剛性の初期値、 k_R^0 と k_S^0 はロッキングとスウェイの剛性の初期値で、表4.3に示した値である。なお、ロッキング及びスウェイの減衰定数については地盤の振幅レベルが小さいことから材料減衰のみ考慮して5%に固定し⁶⁾、減衰係数を $c_R = 2h_R k_R / \omega_1$, $c_S = 2h_S k_S / \omega_1$ の形で与えている。ここで、 h_R 及び h_S はロッキング及びスウェイの減衰定数(5%)、 ω_1 は振動系の1次固有円振動数である。

各剛性の比や減衰定数の最適化には進化戦略を用いが、ここでは探索の範囲を広げることを意図して $(\mu, \lambda) = (30, 200)$ とし、更に成分間の相関を考慮する。結局、最適化の対象のパラメータは r_B , r_R , r_S 及び h_1 の4つで、計算過程では各値の常用対数を探っている。適合度の判定は、頂部における建物のみの相対変位(図4.7右の d_B)、頂部におけるロッキングの変位(d_R)、スウェイの変位(d_S)の3つについて、観測値と解析値の差の二乗和の積分値で行う。

$$f(r_B, r_R, r_S, h_1) = \frac{w_B \int_{T_f} (d_B^s - d_B^o)^2 dt + w_R \int_{T_f} (d_R^s - d_R^o)^2 dt + w_S \int_{T_f} (d_S^s - d_S^o)^2 dt}{w_B \int_{T_f} (d_B^o)^2 dt + w_R \int_{T_f} (d_R^o)^2 dt + w_S \int_{T_f} (d_S^o)^2 dt} \quad (17)$$

ここで、上付きの o 及び s は観測及びシミュレーションによる変位であることを示す。観測記録の変位は、各測定点の絶対加速度をFFTによって積分し、(6)式から(8)式に従い算出する。このとき、建物の1次モードに着目するため、建物の1次固有振動数を中心に0.5Hzの幅のバンドパスフィルター処理を行う。シミュレーションの変位は図4.7のモデルを用い、線形地震応答をモーダルアナリシスによって求める。 w_B , w_R , w_S は建物、ロッキング、スウェイの変位振幅の差を補正する重み係数で、各変位成分の最大振幅の二乗が同一となるように設定する。 T_f は適合度を判定する時間区間で、頂部の基礎に対する相対変位が最大となる時刻の前5秒、後15秒の20秒間を採る。この事例では、地震動の特性によって最適解の適合度が変動し、探索の終了のための目標適合度を設定するのが困難であるため、常に200世代計算し、最も適合度の高い個体を最適解として採用する。

地震No.11のY(NS)方向について、最適化されたパラメータを使ってシミュレーションを行った例を、観測記録と比較して図4.10に示す。上の4波が絶対加速度で、(a)建物頂部(RF)、(b)ロッキング、(c)建物基礎(BF)、及び(d)地表(GL)の加速度である。ロッキングによる加速度は、基礎の回転の加速度に建物高さ H を乗じて頂部の水平方向の加速度に換算した。また、下の3波が変位の時刻歴波形で、上から(e)頂部における建物変位 d_B 、(f)頂部におけるロッキング変位 d_R 、(g)スウェイ変位 d_S である。各波形の実線が観測記録、破線がシミュレーション結果である。図の(g)のスウェイ変位 d_S に観測とシミュレー

シヨンの相違が表れているが、詳細に見ると位相や主要な成分の振動数が異なっており、SR モデルでは説明できない成分の振動を含んでいると考えられる。その点を考慮すれば、いずれの波形もシミュレーションは良く観測結果を説明しており、各パラメータが適切に評価できていることが判る。

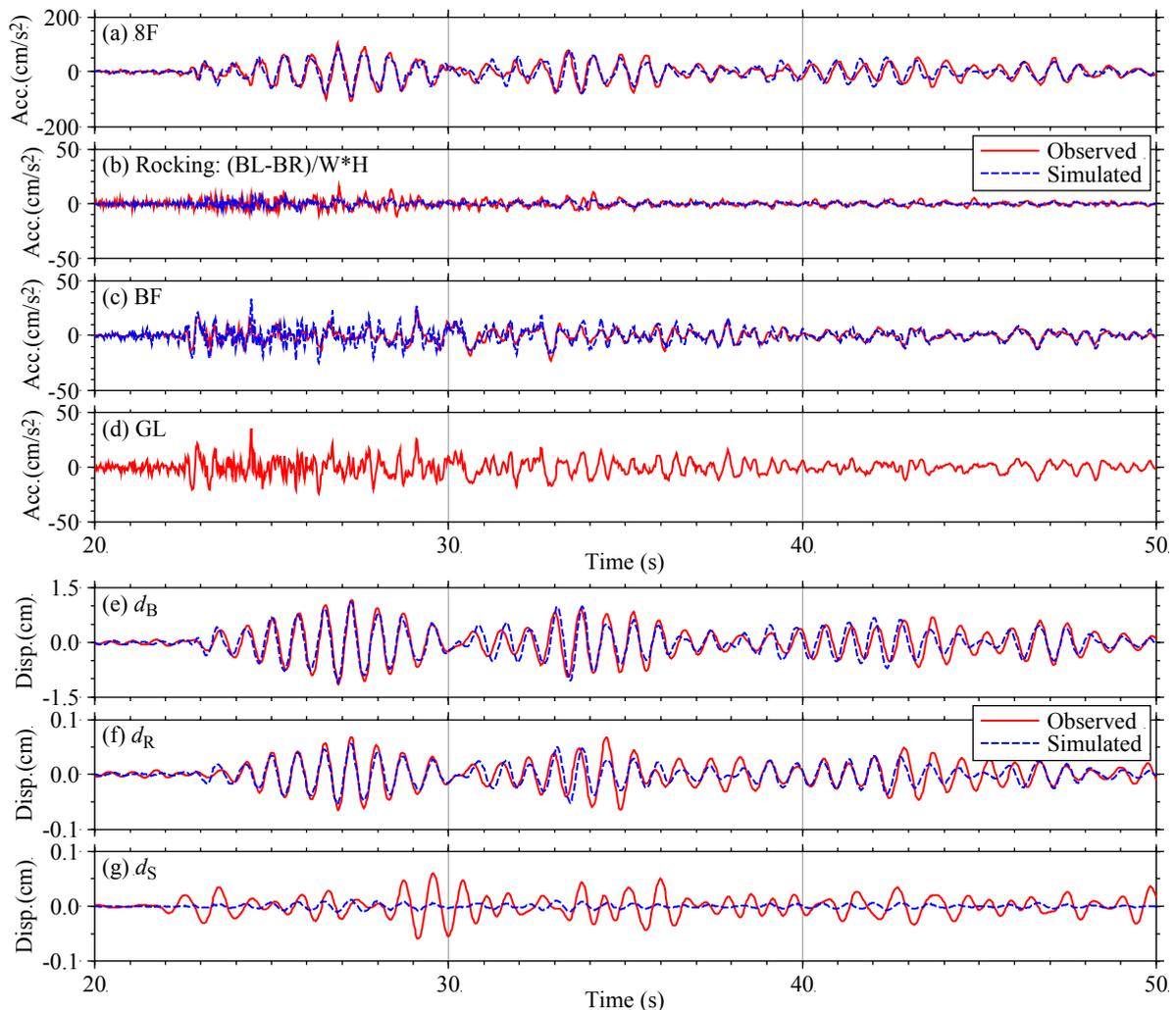


図4.10 観測記録とシミュレーションの比較

表4.1の16地震の記録に対して求めた r_B , r_R , r_S 及び h_1 を図4.11に示す。図中、左上(a)が建物剛性の比 r_B , 左下(b)がロッキング剛性の比 r_R , 右上(c)がスウェイ剛性の比 r_S , 右下(d)が建物の1次モード減衰 h_1 で、各図中の記号は、菱形(◆)は建物 X 方向の結果を、四角(□)は建物 Y 方向の結果を表す。図中の横軸には地震 No.(表4.2参照)を採っている。建物剛性の設計で想定した剛性に対する比 r_B は、竣工直後は1.7程度であったが、現在では1を割り、0.8程度となっている。ロッキング剛性の比 r_R は安定した値を示し、3前後の値となっている。一方スウェイの剛性比 r_S は、 r_R に比べてばらつき、2から10程度の値をとる。ロッキングの剛性比やスウェイの剛性比に経年に伴う変動の明瞭な傾向は認められない。建物の1次モード減衰定数 h_1 は、若干のばらつきはあるものの、概ね3%から5%の値となっており、平均値を取ると X 方向で4.1%、Y 方向で3.6%となっている。また地震 No.3, 6, 9, 10では X 方向と Y 方向の減衰定数に大きな差が表れている。この原因を特定するには別途検討が必要であるが、片方が

大きくなると他方が小さく推定されており，揺れなどの建物の立体的な挙動が影響している可能性が高い。

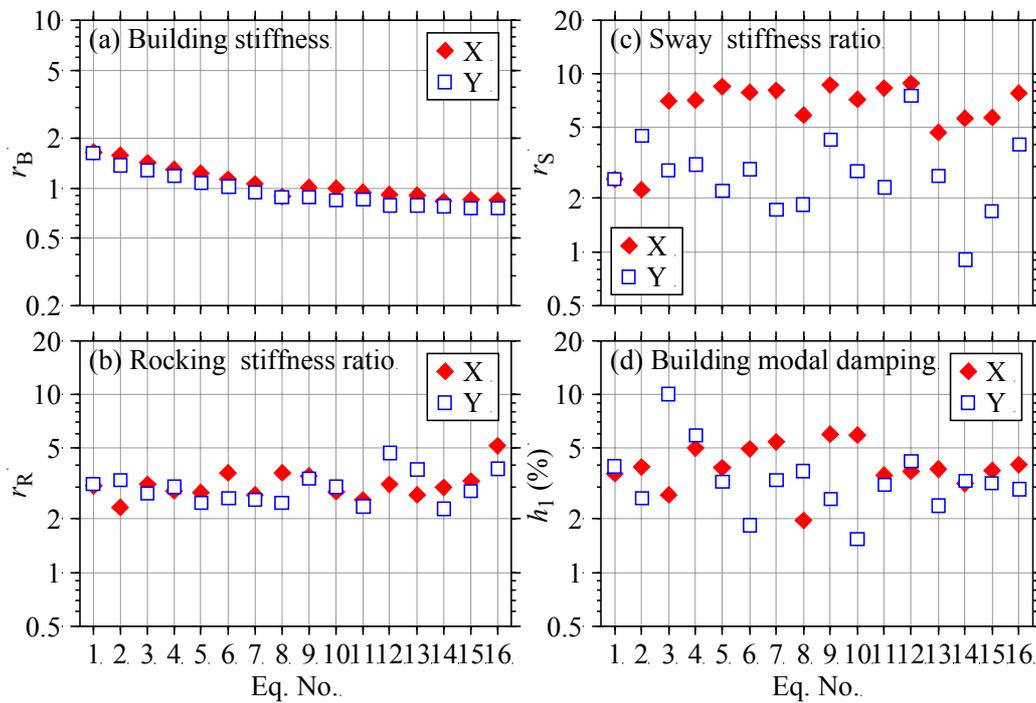


図4.11 r_B , r_R , r_S 及び h_1 の最適化結果

図4.12は最適化前後の1次固有モードの比較である。左が初期値として採用した剛性による Y 方向の1次モード，右が地震 No.11について最適化した後の剛性による Y 方向の1次モードである。この場合，建物の剛性は初期値の0.85倍，ロッキング剛性は2.33倍，スウェイ剛性は2.03倍の値が最適解として得られている。建物の各層の剛性分布は一定としているので全体的な形状は大きくは変わらないが，頂部変位に占めるロッキングの変位の割合(ロッキング率)は，初期モデルで13.4%であったものが最適化モデルでは5.4%になっている。また，スウェイ変位の割合(スウェイ率)は初期モデルが4.3%，最適化モデルが1.9%と，やはり最適化結果のほうが小さくなる。なお，地震 No.5について，波形処理から算出したロッキング率は8%から11%，スウェイ率は2%から3%であり¹⁾，最適化結果は良い対応を示している。

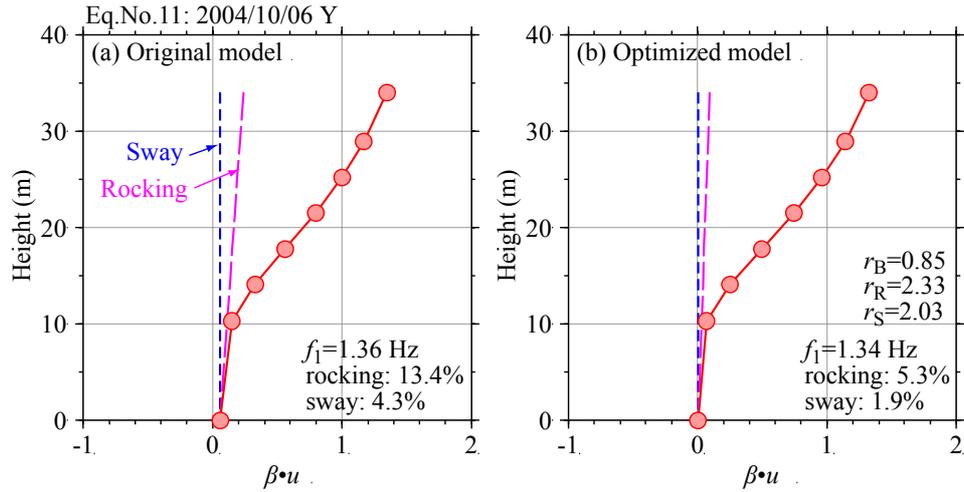


図4.12 初期剛性(左)と最適化剛性(右)による1次モードの比較

以上見てきたように、ロッキング剛性、スウェイ剛性及び建物の減衰定数に期間変動は認められず、建物の剛性に明らかな減少が見られることから、前節で述べた全体系の固有振動数の経年変動は主に建物の特性の変化に起因すると結論付けられる。観測期間中の建物の質量の大幅な変動は考えられず、建物の特性の変化は結局剛性低下に起因する。

4.6 上部構造の振動特性の経年変動

前節の解析で、観測期間中の新館建物の固有振動数の低下は、建物の剛性の低下に起因することを確認した。本節では建物の剛性を1階から4階までの下層と、5階から7階までの上層に分けてどの部分の剛性が低下しているのかを検討する。また、着目点は建物の応答の変動であるので、図4.7の解析モデルのBFを入力位置として採り、ロッキングのみを考慮したモデルを想定する。この場合、前節と同様に進化戦略を最適化手法として採用し、建物の剛性は r_{Bl} と r_{Bu} の2つのパラメータで表す。 r_{Bl} は建物の下層(1階から4階)の剛性の初期値に対する値、 r_{Bu} は建物の上層(5階から7階)の剛性の初期値に対する比率で、下式で表される。

$$k_i = r_{\text{Bl}} k_i^0, \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (18)$$

$$k_i = r_{\text{Bu}} k_i^0, \quad (i = 5, 6, 7) \quad (19)$$

ここで、各階の剛性の初期値 k_i^0 は前節と同様設計時の値を用いる。ただし、ロッキング剛性の初期値 k_{R}^0 は、前節で得られた結果 r_{R} の16地震の平均値で補正し、前節の初期値に対しX方向は3.1倍、Y方向は3.0倍して用いる。結局、最適化の対象は r_{Bl} 、 r_{Bu} 、 r_{R} 及び h_1 の4つのパラメータとなる。また、適合度は下式で評価する。

$$f(r_{\text{Bu}}, r_{\text{Bl}}, r_{\text{R}}, h_1) = \frac{w_{\text{Bu}} \int_{T_i} (d_{\text{Bu}}^s - d_{\text{Bu}}^o)^2 dt + w_{\text{Bl}} \int_{T_i} (d_{\text{Bl}}^s - d_{\text{Bl}}^o)^2 dt + w_{\text{R}} \int_{T_i} (d_{\text{R}}^s - d_{\text{R}}^o)^2 dt}{w_{\text{Bu}} \int_{T_i} (d_{\text{Bu}}^o)^2 dt + w_{\text{Bl}} \int_{T_i} (d_{\text{Bl}}^o)^2 dt + w_{\text{R}} \int_{T_i} (d_{\text{R}}^o)^2 dt} \quad (20)$$

ここで、 d_{Bu} と d_{Bl} はそれぞれ建物頂部の5階床に対する相対変位と5階床の基礎に対する相対変位、 w_{Bu} 、 w_{Bl} は前節と同様、各変位の振幅レベルの差を調整するための重みである。 d_{Bu} 、 d_{Bl} は図4.7に示した測定点の記録を使って下式で算出する。

$$d_{\text{Bu}} = d_{\text{RF}} - d_{\text{SF}} - d_{\text{R}} \quad (21)$$

$$d_{\text{Bl}} = d_{\text{SF}} - d_{\text{BF}} - d_{\text{R}} \frac{H_4}{H} \quad (22)$$

ここで、 d_{SF} は5階床(質点4)の絶対変位で、 H_4 は基礎床面からその測定点までの高さである。図4.4(b)に示したように、建物の5階には東端(SFE)と西端(SFW)に2台の加速度計が設置されているので、両者の記録の平均を採って床面中央の値としている。変位は前節と同様に加速度記録からFFTによって求めるが、この時用いたバンドパスフィルターは、高次の振動成分まで考慮するため、1.0Hzから5Hzまでの成分が通過する特性とする。

地震 No.11のY方向について、最適化の結果を用いてシミュレーションを行った波形を、観測記録と比較して図4.13に示す。上の4波が絶対加速度で、上から建物頂部(RF)、建物5階(SF)、ロッキング、及び入力である地下階(BF)の記録である。下の3波が変位の時刻歴で、上から建物頂部の5階床に対する建物の相対変位(d_{Bu})、建物5階床の基礎に対する建物の相対変位(d_{Bl})、ロッキング変位(d_{R})である。

加速度も変位も実線の波形が観測結果，破線の波形がシミュレーション結果を表す。いずれの時刻歴波形も極めてよく近似できており，最適化された各パラメータの妥当性が確認できる。

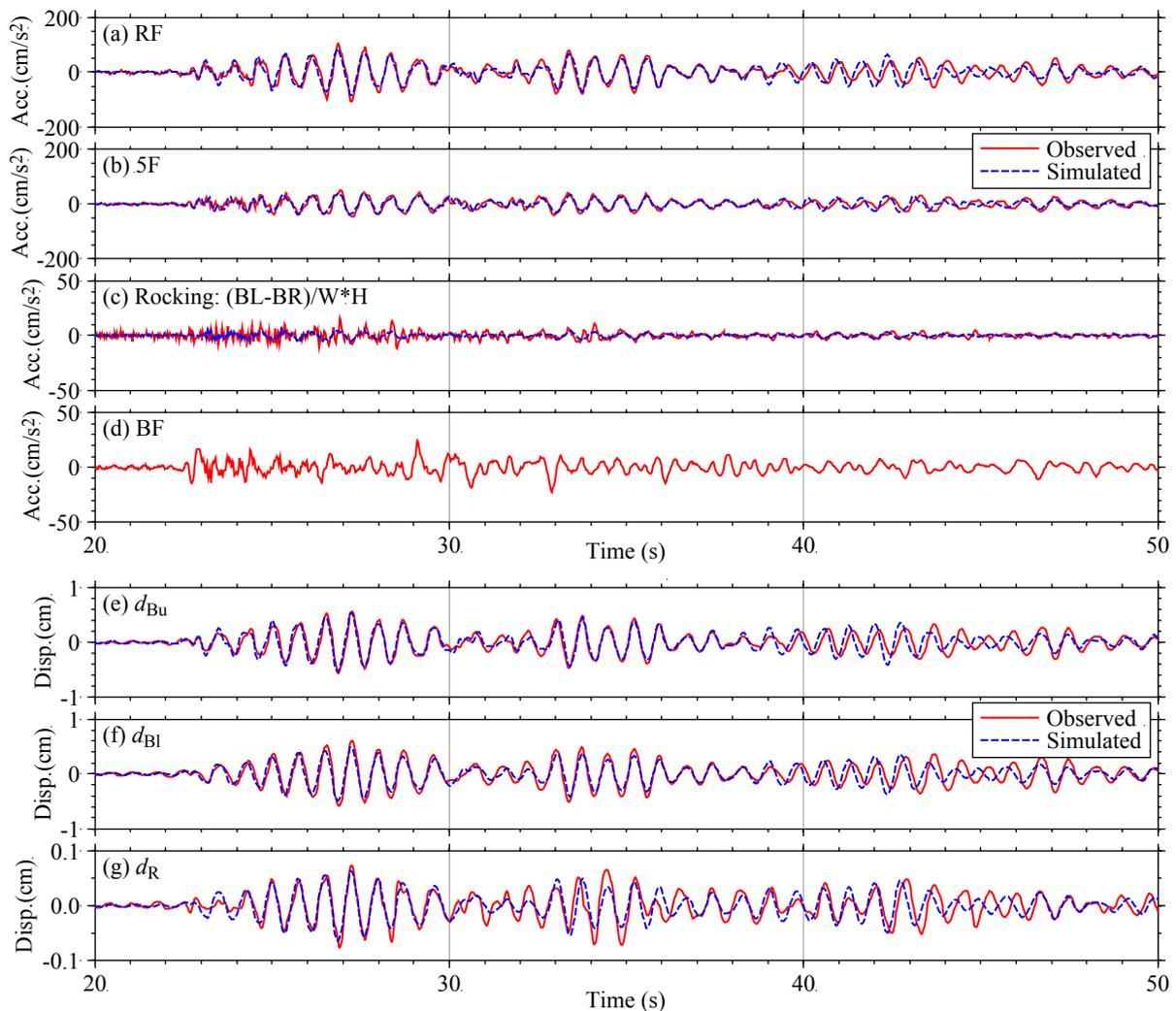


図4.13 観測記録とシミュレーションの比較

表4.1の16地震の記録について得られた r_{Bl} , r_{Bu} , r_R 及び h_1 の最適値を図4.14に示す。図中菱形(◆)は建物 X 方向，四角(□)は建物 Y 方向に対応する。左上(a)が建物上層の剛性の比 r_{Bu} ，左下(b)が建物下層の剛性の比 r_{Bl} ，右上(c)がロッキングの剛性比 r_R ，右下(d)が建物の1次のモード減衰定数 h_1 で，横軸には地震 No.を採る。

建物の上層の剛性の比 r_{Bu} と下層の剛性の比 r_{Bl} を比較すると，値は上層のほうが若干小さいが，全体的な低下の様相はよく似ている。建物の全体的な剛性が，地震 No.16の時点では地震 No.1に比べて半分程度に低下したと考えられる。

一方ロッキングの剛性は，あらかじめ初期値を前節の結果で補正しているため，1前後に分布している。また建物の1次モード減衰定数も図4.11の結果とほぼ同様の傾向を示す。

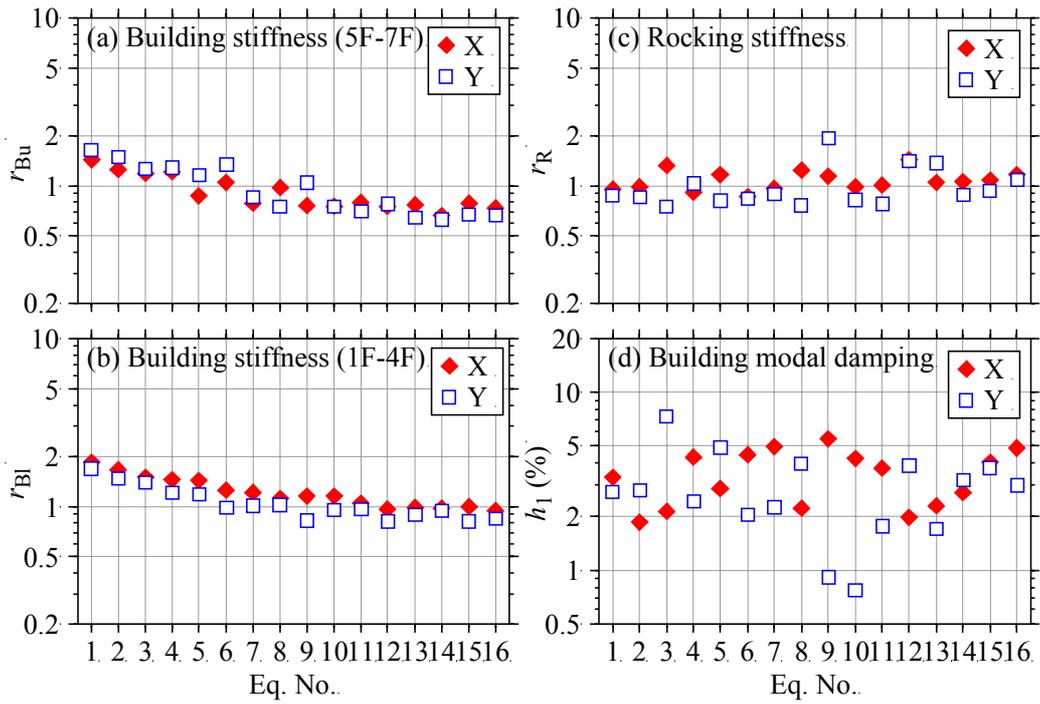


図4.14 r_{Bl} , r_{Bu} , r_R 及び h_1 の最適化結果

4.7 第4章のまとめ

建築研究所新館建物について、高密度に設置された加速度計の記録を用い、その振動特性の変動を分析し、進化戦略を適用して変動の要因を検討した。結果をまとめると以下ようになる。

- i) せん断1質点系モデルを用いた基本的な振動特性の検討では、経年による明瞭な1次固有振動数の低下が認められた。新館建物の1次固有振動数は竣工後の7年間で約0.7倍に低下している。
- ii) 変動の要因を詳細に分析するため、建物の基礎中心にロッキングとスウェイの自由度を付加したせん断多質点系スウェイ-ロッキング(SR)モデルを想定し、各部の剛性と建物の減衰定数を、進化戦略を用いて同定した。本論文の事例では各パラメータを適切に評価することができた。
- iii) せん断多質点系 SR モデルを用いた同定結果からは、ロッキング、スウェイ及び建物のモード減衰定数に増加や減少の傾向は見られず、固有振動数の低下は主に建物の特性変化によると確認された。対象建物は研究室や会議室として使われており、観測期間中に大きな積載荷重の変動はなかったことを考えると、建物の剛性が低下したものと考えられる。ここで想定したモデルを前提にすれば、建物全体の等価なせん断剛性は1/2程度に低下したと推定できる。
- iv) 建物の剛性低下の原因は詳細な調査を行わなければ特定できないが、2次部材のなじみ、構造体の微細なひび割れなどが想定される。現時点では、設計時に想定した剛性に比べて低下率は0.8程度であり、また剛性の低下が落ち着きつつある様子も窺える。今後とも振動特性の変化を注意深く見守る必要がある。

本章の解析では、建物の振動特性は中小の地震動を経験することによっても少なからず変動することが確認された。現状では、この事例が特異な例であるかを判断するための観測事例が十分に蓄積されているとは言い難い。今後観測事例を増やして、様々な現象に対する知見を蓄積し、振動特性の変動の解釈と、その幅の評価方法を確立することが重要である。

第5章 建物の振動特性の統計的性質

建物の地震時応答を評価する際、固有周期や減衰定数、振動モードなど建物の振動特性の評価は必要不可欠である。これまで多くの研究成果が報告されているが^{例えば1),2)}、振動特性の非定常性や減衰定数の合理的な評価など取り組むべき課題も多く残されている。このような課題を解決するためには現象面からの検討が重要である。

本論では建築研究所の強震観測網で得られた観測記録を用いて建物の振動特性を推定し、地震時の変動や振幅依存性、建物の高さや構造種別との関係について検討する。

5.1 解析対象建物

本章では、建築研究所の強震観測地点のうち、表5.1に示す25地点の建物を解析対象とする。表中の構造は建物の主体的な構造を示し、RC が鉄筋コンクリート造を、SRC が鉄骨鉄筋コンクリート造を、S が鉄骨造を表す。観測対象建物の多くは国や地方自治体の庁舎であり、建物の用途としては事務所が多数を占める。建物の構造種別は建物階数に依存し、6階建て以下の建物が RC 造、6階建てから14階建ての建物が SRC 造、15階建て以上の建物が S 造となっている。強震計の設置方位は建物軸に合わせてあり、本章では基準階の平面形状によって長辺方向を X、短辺方向を Y と称する。また、建物 No.23 と建物 No.24は基礎及び地下階から地上7階までが共通のツインタワー型の建物である。

解析対象とした強震記録は、1990年から2004年までの間に観測された全ての記録である。ただし、建物 No.09と建物 No.12はトリガレベルが低く設定されているため、地表で 1 cm/s^2 程度の低レベルの加速度記録から得られているが、他の観測地点と条件を合わせるため、地表の記録の計測震度相当値で1.0以上の記録を解析対象とした。また、建物 No.16の解析には2005年の記録が一部含まれている。各建物の解析に使用した記録の数と建物基部で観測された最も大きな水平最大加速度(単位: cm/s^2)を、記録数及び最大加速度として表5.1に示す。記録数は最も少ない例で3記録、最も多い例で143記録であり、延べの記録数は1,058記録に及ぶ。表5.1の各建物には建物の頂部(最上階または塔屋)と基部(1階または地下階)に加速度計が設置されており、設置階は表中に入出力として示した。

表5.1 解析対象建物一覧

建物 No.	階数			高さ (m)	構造	所在地	記録数	最大加速度 (cm/s ²)	入出力
	地上	地下	塔屋						
01	4	2	1	14.5	RC	金沢市	3	34	5F/B2F
02	5		1	24.9	RC	宮古市	40	110	6F/1F
03	6	1	1	24.8	RC	八戸市	7	416	6F/B1F
04	6	1	3	26.0	RC	秋田市	13	32	8F/B1F
05	6			30.0	RC	宮代町	82	64	6F/1F
06	6	1	2	29.3	RC	新潟市	28	71	7F/B1F
07	6		1	23.0	SRC	静岡市	28	75	6F/1F
08	6		1	29.3	SRC	松阪市	27	130	7F/1F
09	7	1	1	27.0	SRC	つくば市	143	43	8F/B1F
10	8	1	1	31.9	SRC	高松市	18	36	9F/B1F
11	8	1	2	30.7	SRC	いわき市	69	51	9F/B1F
12	8	1	1	30.9	SRC	つくば市	143	44	8F/B1F
13	9		1	34.8	SRC	仙台市	49	450	9F/1F
14	9	2	1	38.1	SRC	大分市	11	37	9F/1F
15	9	1	3	31.0	SRC	宮崎市	5	110	9F/1F
16	10	1	2	38.0	SRC	福岡市	5	81	1F/B1F
17	11	2	2	43.6	SRC	名古屋市	24	14	12F/B2F
18	11	1	2	41.9	SRC	広島市	17	117	11F/B1F
19	14		3	44.4	SRC	江東区	94	39	15F/1F
20	15	2	2	62.7	S	仙台市	35	145	15F/B2F
21	15	3	2	58.3	S	千代田区	107	13	16F/B3F
22	15	3	3	66.2	S	大阪市	8	90	18F/B3F
23	20	3	1	86.5	S	千代田区	32	23	20F/1F
24	20	3	1	86.5	S	千代田区	32	23	19F/1F
25	23	3	1	96.6	S	横浜市	38	18	23F/B2F

注) 構造の RC は鉄筋コンクリート造, SRC は鉄骨鉄筋コンクリート造, S は鉄骨造。最大加速度は地表または建物下部の値。

5.2 振動特性の評価方法

様々な建物の振動特性を共通の手法で評価し、その変動や定性的傾向を検討するため、建物の X 及び Y 方向の1次モードに着目した。具体的には各方向独立に図5.1の左に示すようなせん断1質点系モデルを仮定し、各建物の地震毎の固有振動数 f_0 と減衰定数 h_0 を最急降下法によって推定した。具体的手順は以下による。

- i) 建物頂部と基部の加速度記録から高速フーリエ変換(FFT)によって変位波形を求め、建物頂部と基部の相対変位波形を算出する。この時、遮断振動数0.3Hz のローカットフィルタを併用した。
- ii) 減衰定数を5%に固定し、その応答変位が最も適合する1質点系の固有振動数を粗く探索する。探索する振動数範囲は建物規模を勘案して0.4Hz から4Hz とし、探索の刻みは0.1Hz とした。適合度は観測された相対変位と計算した応答変位の差の二乗和で評価し、適合度を評価する時間区間は相対変位の最大値出現時刻を中心に20秒間(一部の高層建物では40秒間)とする。
- iii) 前項で得られた固有振動数と減衰定数5%を開始点とし、最も1質点系の応答変位が適合する固有振動数と減衰定数を最急降下法(2.2.1項参照)で探索する。このときステップサイズは探索開始振動数の0.05倍とし、振動数あるいは減衰定数の差分が反転したときステップサイズを1/4に減じている。

以上の手順で得られた結果は各方向の1次の固有振動数と減衰定数に対応するものである。この時、評価した振動特性には、地盤と建物の動的相互作用のうち、回転動(ロッキング)の影響を含んでいることに留意する必要がある。また、ある地震動の継続時間中の非定常性を検討する場合は、一定の幅を持つ時間窓を移動させながらその区間内の応答変位波形を適合させる、ムービングウィンドウの手法を用いる。この時、時間窓の形状は矩形とし、時間窓の幅は10.24秒とする。

図5.1の左の入力(BF)及び出力(RF)に相当する加速度計として、各建物内に設置された加速度計のうち最下階のものと最上階のものを採用している(表5.1の入出力欄)。例えば建物 No.20の場合、図5.1の右に示すように地下2階を入力位置、15階を出力位置として採っている。

なお、上記のように振動特性の評価は振動数領域で行っているが、本章の最後に既往の実験式との対応を検討するため、以下では固有振動数の逆数を採り、固有周期 $T_0 = 1/f_0$ に関して議論を進める。

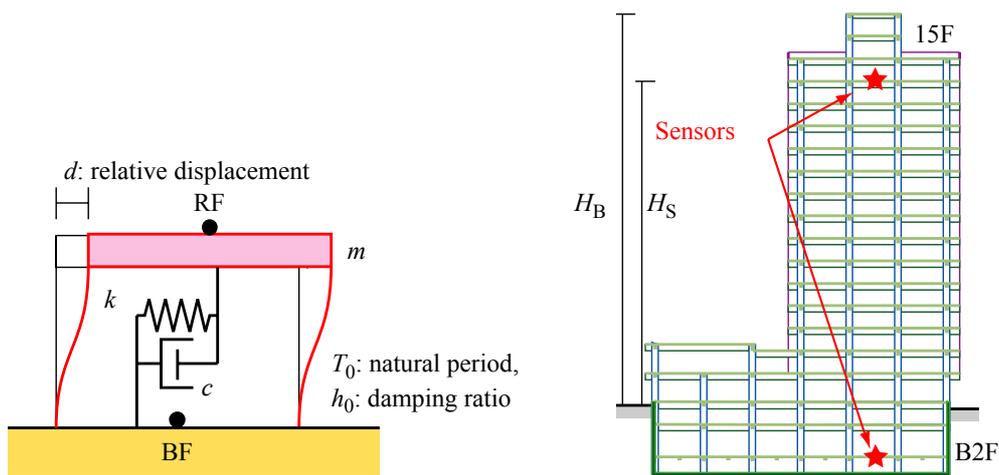


図5.1 解析モデルと観測建物の例

5.3 建物の振動特性の変動

建物の振動特性は、建物自体や周辺地盤の非線形性の影響により、地震の継続中に変動する。また、部材剛性等の歪依存性や経時変化の影響を受け、地震によって異なる振動特性を示すこともある。地震により被害を受けた建物の振動特性の変化の抽出、振動特性の振幅依存性、観測の期間中の振動特性の変化について、代表的な事例を以下に述べる。

5.3.1 地震継続時間中の振動特性の変動

図5.2は、1994年三陸はるか沖地震(M7.6)で観測された建物 No.03の振動特性の地震時変動を示している。図は上から(a)建物 Y 方向の地下1階の加速度波形、(b)6階の加速度波形、(c)6階の地下1階に対する相対変位波形、(d)固有周期及び(e)減衰定数の時間変動の推定結果である。ここで用いた相対変位の適合による評価(◆)と比較するため、地下1階と6階の加速度記録の伝達関数に、1質点系の周波数応答関数を適合させて推定した結果(□)を併せて示す。いずれの推定方法も時間窓の幅は10.24秒、時間窓の移動間隔は2秒である。

相対変位の適合による推定結果に着目すると、時間軸上で15秒から10秒間の地震動の主要動部分で固有周期が2割程度延び、揺れが収まった後も元の固有周期までは回復していない。これは地震によりこの建物が軽微な被害を受けたためと考えられる⁴⁾。また、減衰定数も揺れの激しい区間では、その前後の区間に比べて大きくなっている。なお相対変位の適合によって得られた固有周期や減衰定数は、伝達関数の適合によって推定した値と調和的であり、固有周期の変動の様子は既往の報告⁵⁾とも整合している。

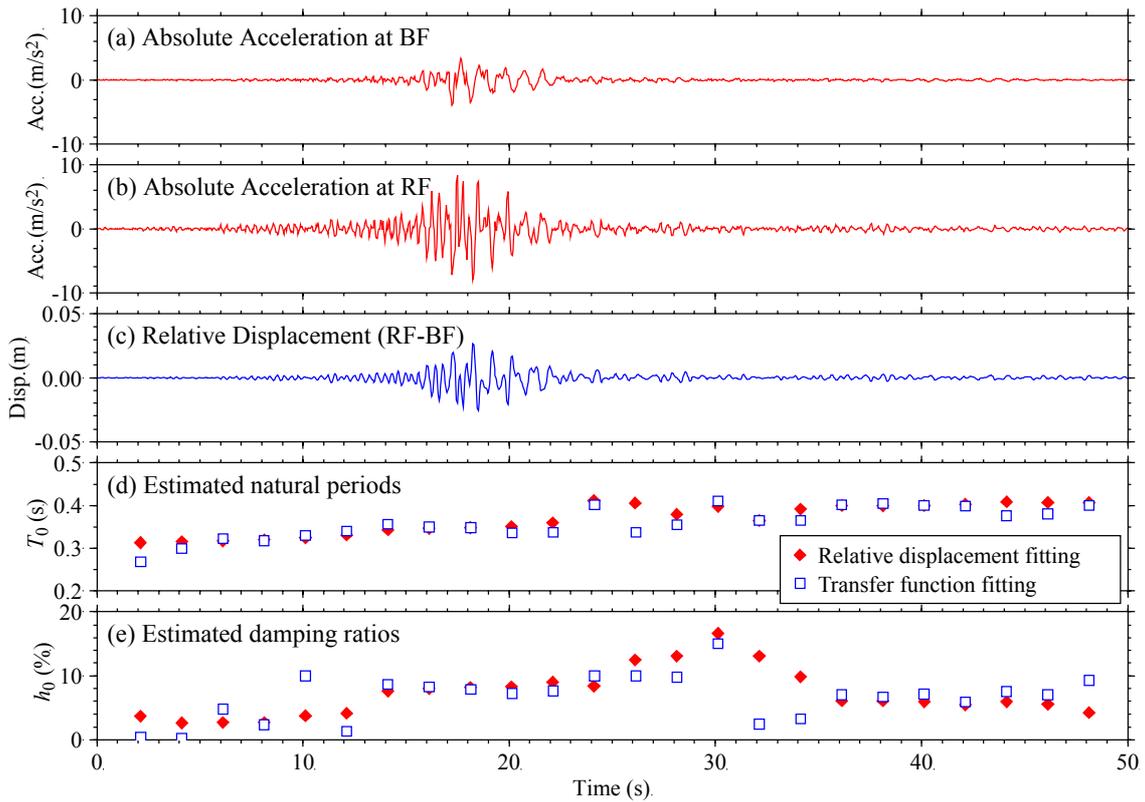


図5.2 1994年三陸はるか沖地震で観測された建物 No.03の観測波形と振動特性の地震時変動

5.3.2 振動特性の振幅依存性

本項では、固有周期の振幅依存性を検討する。建物の応答振幅は、建物頂部の基部に対する相対変位の最大値を、地表面から建物頂部の加速度計までの高さで除した最大変位角 θ_{\max} で代表させる。推定結果の一例として、建物 No.20について、最大変位角と各地震記録から推定された固有周期 T_0 及び減衰定数 h の関係を図5.3に示す。図5.3(a)の θ_{\max} と T_0 の関係に着目すると、X方向、Y方向とも固有周期 T は最大変位角 θ_{\max} の対数に対してほぼ直線に分布し、その勾配は0.1前後となっている。

一方、図5.3(b)の最大変位角 θ_{\max} と減衰定数 h_0 の関係を見ると、 θ_{\max} が $0.01 \times 10^{-3}(\text{rad})$ 以下の小さな振幅の領域ではばらついてはいるが、 θ_{\max} が $0.02 \times 10^{-3}(\text{rad})$ 以上の領域では振幅が増加するに従って減衰定数が減少する傾向が見られる。

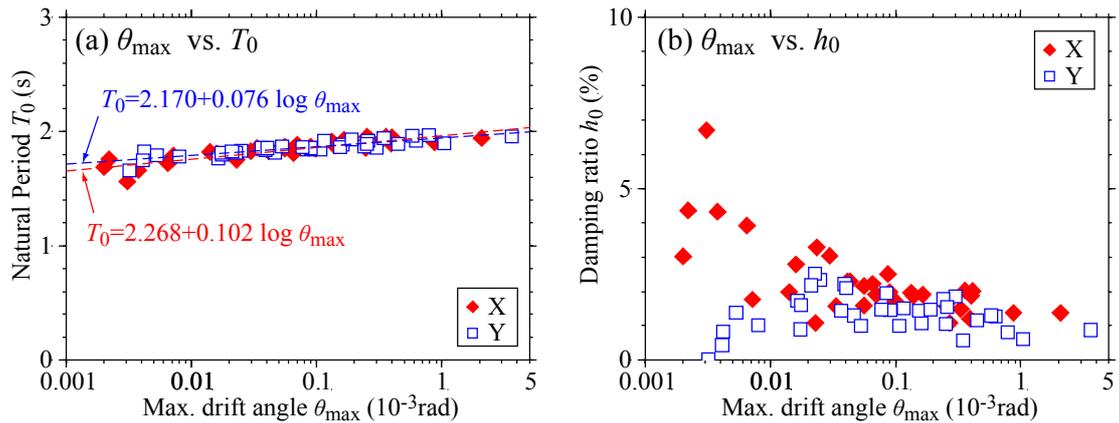


図5.3 建物 No.20の最大変位角 θ_{\max} と固有周期 T_0 の関係

全ての建物の観測記録に θ_{\max} の増加に伴い固有周期が低下する傾向が見られたため、以下の回帰式を仮定し、建物毎に回帰分析を行って、固有周期の伸びを定量的に評価した。

$$T_0 = C + R \log_{10} \theta_{\max} \quad (1)$$

ここで、 C 及び R は回帰係数である。この時、回帰係数 R は最大変位角 θ_{\max} が10倍になった時の固有周期の伸びの量を表す。各建物の固有周期の平均値 T_0^* と回帰係数 R の関係を図5.4(a)に示す。図中、菱形の記号(◆と◇)は X 方向に、四角の記号(■と□)は Y 方向に対応し、また RC 造及び SRC 造のコンクリート系の建物の記号は塗り潰し(◆と■)、S 造の建物の記号は白抜き(◇と□)で示している。

全体的に R の値はばらつき、0.01から0.12程度の値となっている。大局的には固有周期が長くなると R も大きくなる傾向が見られ、RC/SRC 造と S 造建物では周期の伸びの比率が異なっている。

図5.4(b)には、 R をその建物の平均固有周期 T_0^* で基準化して示す。 T_0^* に対する比率で見ると、低層のコンクリート系(RC/SRC 造)の建物の建物周期の伸びは大きくばらつくが、鉄骨系(S 造)の建物の周期の伸びに比べて大きめの値となっている。

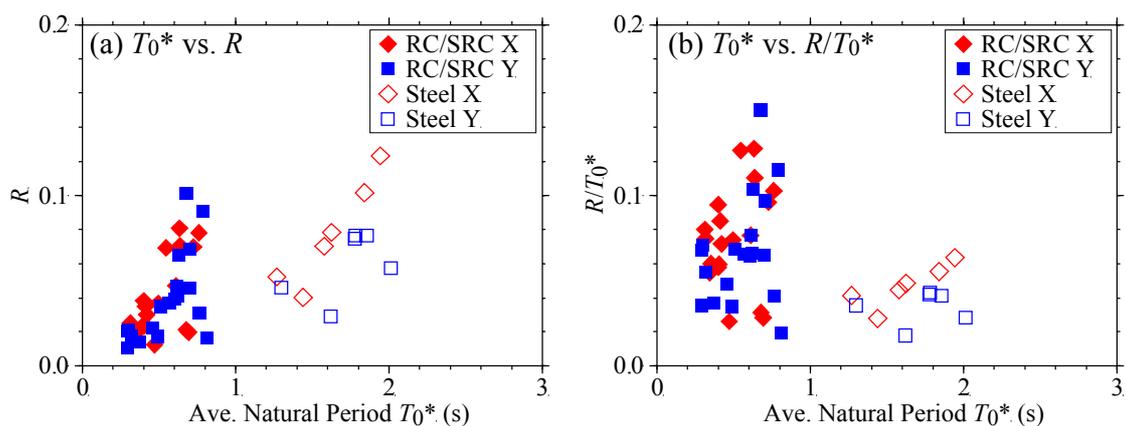


図5.4 各建物の平均固有周期 T_0^* と回帰係数 R の関係

5.3.3 観測期間中の振動特性の変化

同一の建物で長期間にわたり強震観測を続けると、その間の建物の振動特性の変化を観察すること

ができる。代表的な2例について以下に述べる。

図5.5は、建物 No.03の観測期間中の固有周期と減衰定数の経年変動を示している。図中、菱形(◆)は X 方向、四角(■)は Y 方向で、横軸には観測期日を取っている。また記号が大きく、色が濃いほど最大変位角 θ_{\max} が大きい。前述したように、この建物は1994年12月の三陸はるか沖地震を経験しており、地震以前には0.3秒程度であった固有周期がこの地震や余震で0.4秒程度に伸びており、その後0.35秒から0.37秒程度に回復している。減衰定数については若干ばらつきが大きいものの、三陸はるか沖地震やその余震では、他の振幅レベルの小さい地震と比較して大きな値となっている。この現象は大きな地震動を受けた建物の非線形挙動によって、履歴減衰が付加されたことが一因となっていると考えられる。

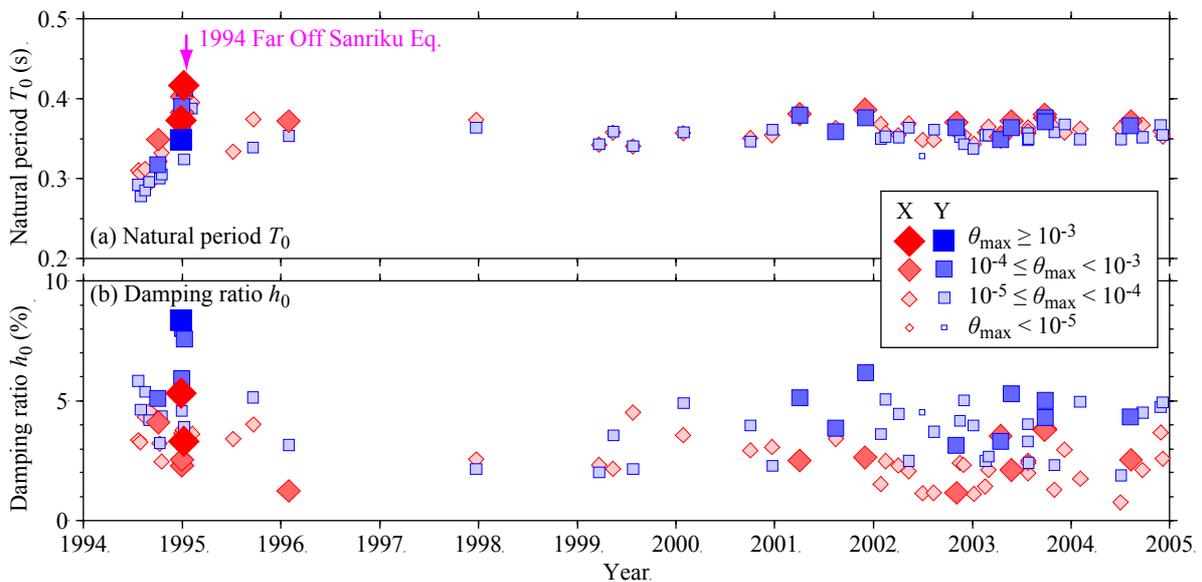


図5.5 建物 No.03の固有周期 T_0 (上図)と減衰定数 h_0 (下図)の観測期間中の経年変動

図5.6に建物 No.18の固有周期と減衰定数の観測期間中の経年変動を示す。この建物は広島市内に立地する11階建てのSRC造建物で、11階と地下1階に加速度計が設置されている。ここでの地震の頻度はさほど多くなく、15年間で観測した強震記録は17記録に過ぎない。しかし、2001年3月24日の芸予地震(M6.4、深さ60km)で、地下1階で 117cm/s^2 、11階で 397cm/s^2 の大きな地震動を経験した。ちなみにこの建物の震央距離は39km、地下1階の記録から算出した計測震度は4.8であった。図5.6からは、芸予地震の前には0.7秒から0.8秒ほどであった固有周期が、芸予地震の地震動を受けて約0.95秒に伸び、その後回復していない様子が観察できる。またこの建物では、減衰定数が比較的安定して推定されており、芸予地震の記録から得られた減衰定数は6%程度で、他の地震の場合(2%から4%)に比べて大きい。

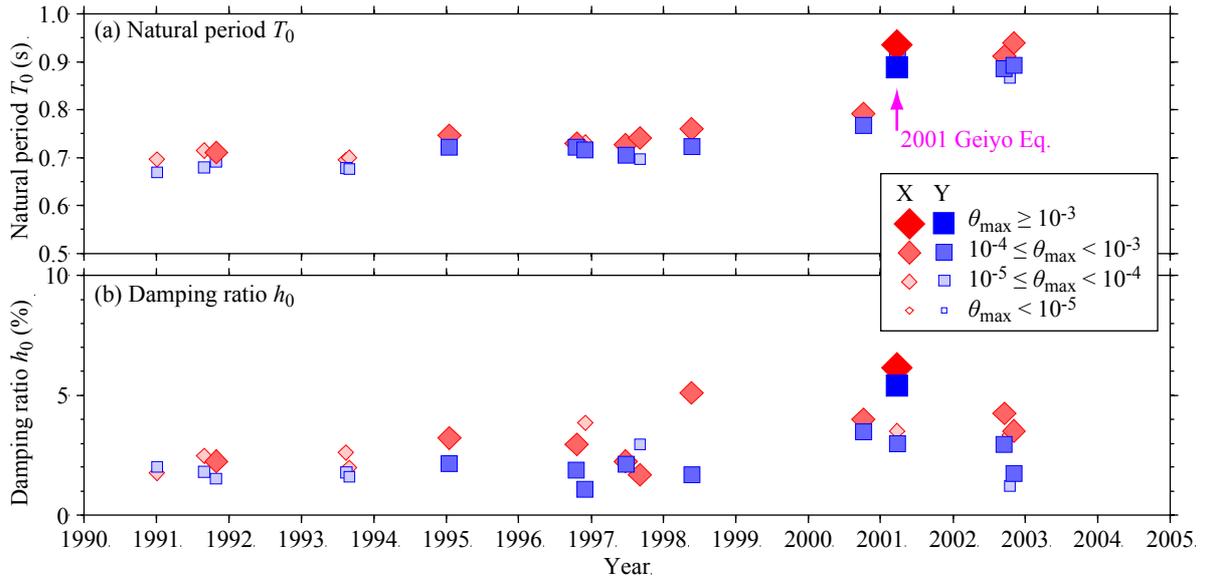


図5.6 建物 No.18の固有周期 T_0 (上図)と減衰定数 h_0 (下図)の観測期間中の経年変動

5.4 建物の特性と振動特性の関係

表5.1に示した建物について、全ての強震記録に対して求めた固有周期と減衰定数の平均値(平均固有周期 T_0^* 及び平均減衰定数 h_0^*)を図5.7に示す。図中、(a)が固有周期、(b)が減衰定数で、菱形の記号(◆と◇)は X 方向に、四角の記号(■と□)は Y 方向に対応し、また RC 造及び SRC 造のコンクリート系の建物の記号は塗り潰し(◆と■)、鉄骨(S)造の建物の記号は白抜き(◇と□)で示している。各記号とともに描画された縦棒は±標準偏差の範囲を表す。なお、図5.5及び図5.6に示した建物 No.03や No.18のように、観測期間中に大きな地震を経験して振動特性が変化した事例については、その地震以前の強震記録を用いて平均値と標準偏差を求めた。

固有周期に着目すると全体的にばらつきは少なく、いずれの建物でも安定した評価結果を得ている。一方、減衰定数は概してばらつきが大きい。RC 造及び SRC 造の場合、建物によって標準偏差が大きく異なっており、減衰定数の大きな事例では標準偏差も大きくなっている。S 造の建物では、RC 造や SRC 造よりも安定した減衰定数が得られている。全体的には建物階数(左から右へ階数の昇順で並んでいる)が多いほど減衰定数が小さくなる傾向にある。しかしながら、ここで得られた結果のみから減衰定数のばらつきの原因を推定することは困難で、その議論のためには個々の事例について詳細な検討が必要である。

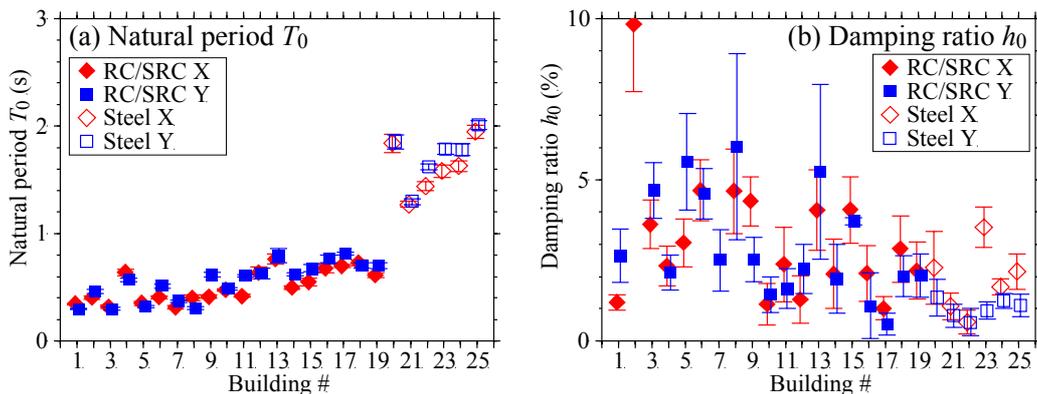


図5.7 各建物で推定された固有周期及び減衰定数の平均値と標準偏差(縦棒が±標準偏差に対応)

図5.8に建物高さ H と平均固有周期 T_0^* の関係((a)図)、及び平均固有周期 T_0^* と平均減衰定数 h^* の関係((b)図)を示す。図中の記号は図5.7と共通である。ここで、建物高さ H と固有周期 T_0 の関係を式(2)で表し、

$$T_0 = \alpha H \quad (2)$$

図の(a)に $\alpha = 0.015, 0.02, 0.03$ の時の式(2)の値を示す。 $\alpha = 0.02$ (RC 造)、 $\alpha = 0.03$ (S 造)は建設省告示に示されている略算式⁶⁾に、 $\alpha = 0.015$ (RC 造)、 $\alpha = 0.02$ (S 造)は日本建築学会が提案している関係式²⁾に対応する。

図5.8の(a)図から判るように、コンクリート系の建物の平均固有周期は概ね $\alpha = 0.015$ と $\alpha = 0.02$ の直線の間、S 造建物の平均固有周期は $\alpha = 0.02$ と $\alpha = 0.03$ の直線の間分布している。今回解析の対象とし

た建物に限れば，建築基準法の略算式は固有周期の上限に，日本建築学会の関係式は下限に近い値を示している。

一方，固有周期 T_0 と減衰定数 h_0 の関係を下式で表し，

$$h_0 = \beta / T_0 \tag{3}$$

図5.8(b)に $\beta = 0.01$ 及び $\beta = 0.02$ について式(3)の値を破線及び一点鎖線で示す。平均減衰定数の変動が大きいため関係式との対応は良くないが，コンクリート系建物では $\beta = 0.01$ と $\beta = 0.02$ の曲線の間，S造建物では $\beta = 0.02$ の曲線の周りに分布している。ちなみに，日本建築学会では β に相当する値として0.013から0.014を提示している²⁾。

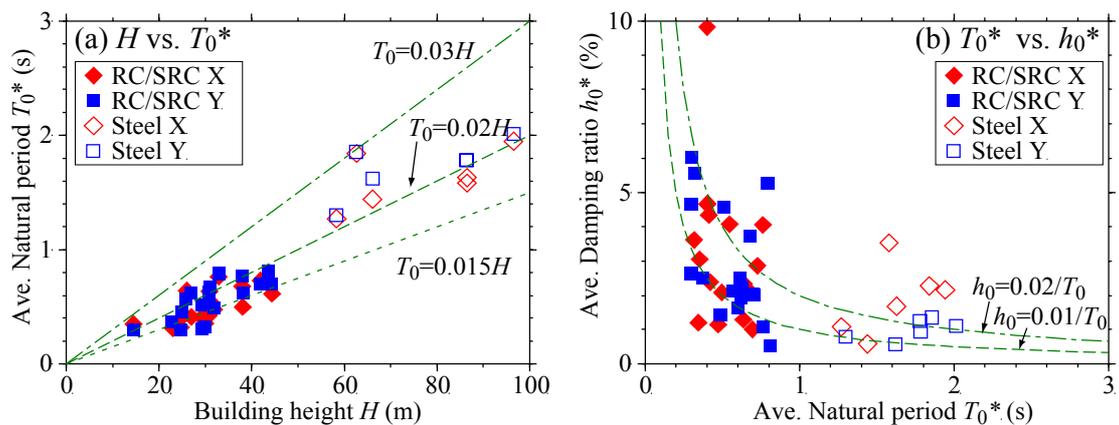


図5.8 各建物の(a)建物高さ H と平均固有周期 T_0^* の，(b)平均固有周期 T_0^* と平均減衰定数 h_0^* の関係

5.5 第5章のまとめ

建築研究所が行っている強震観測の対象建物25例について、1質点系モデルを用いて強震観測記録から水平方向の固有周期と減衰定数を推定し、その地震時及び観測期間中の経年変動や全体的な傾向について検討した。以下に結果を要約する。

- i) 観測された建物の頂部と基部の層間変位に1質点系の応答変位を適合させる方法を採用し、固有周期と減衰定数の推定を行った。ムービングウィンドウと併用すれば、地震継続時間中の振動特性の変動の検出が可能である。
- ii) 全ての観測事例で固有周期の振幅依存性が認められ、最大変位角が増大するとともに固有周期が延びる現象が確認された。最大変位角が10倍に増大した場合、固有周期は0.01秒から0.12秒程度延びている。
- iii) 長期間の観測記録を分析することにより、大きな地震を経験した前後の建物の振動特性の変化や、中小規模の地震を繰り返し経験することによる建物の振動特性の経年変動が確認された。
- iv) 固有周期は安定的に推定できるが、減衰定数は推定値のばらつきの幅が大きい。固有周期と建物高さの関係はコンクリート系の建物では $T_0=0.015H$ から $T_0=0.02H$ の間に、鉄骨造建物では $T_0=0.02H$ から $T_0=0.03H$ の間にある。減衰定数と固有周期の関係は、 $h_0=0.01/T_0$ から $h_0=0.02/T_0$ という結果が得られた。これらの関係式は、既往の研究成果と概ね調和的である。ただし、特に減衰定数の値はばらつきが大きいので、実験式を使って推定する場合は、2倍程度の幅を見込む必要がある。

第6章 免震建物の振動特性

日本における免震構造は1980年代から開発と実用化が進み^{例えば^{1)~3)}}、1995年兵庫県南部地震を契機に急速に広がった。従来の耐震設計とは発想の転換を図った新しい技術であったことから、免震建物を対象とした強震観測が積極的に行われ、多くの観測成果が報告されている^{3)~5)}。

1995年の兵庫県南部地震では、地表あるいは建物基礎での最大加速度が0.3G 前後で、免震層の層間変位が10cm を超える観測事例が2例報告された^{6),7)}。大きな地震動を受けた免震装置の効果を実際に観測した最初の例であり、その後の免震構造の急速な普及の弾みとなった。以降、2003年十勝沖地震、2004年新潟県中越地震や2005年福岡県西方沖地震など、強い地震動を受けた免震建物の実測記録が着実に蓄積されてきている^{7)~14)}。

免震建物で観測された強震記録は、波形分析による免震装置の効果の確認に使われるとともに、シミュレーションなどを通じて設計手法の妥当性の検証に用いられている^{8)~15)}。また、免震層を有する振動系の固有振動数(あるいは固有周期)や減衰定数などのモードパラメータ、免震層の等価剛性や減衰係数などの物理パラメータを同定した結果も多く報告されている^{16)~19)}など。モードパラメータの推定では、伝達関数をターゲットとしたカーブフィッティングが代表的な手法となる^{16),17)}。免震装置の非線形挙動に起因する振動特性の振幅依存性はこれらの研究の大きな関心事であるが、基本的に振動特性は積層ゴム支承やダンパーの動力学的特性に強く依存するため、強震観測記録から免震装置の履歴特性を直接同定する検討も行われている^{20)~22)}。既往の研究成果を概観すると、一般的に免震構造は期待された入力地震動の低減効果を発揮しており、積層ゴム支承や各種のダンパーなど免震装置の動力学特性を適切にモデル化することが、免震性能をより精度良く評価する鍵となる。

強震観測記録から免震建物のように非線形性の強い振動系の動力学特性を検討する場合、微小な振幅から、免震装置が非線形挙動を示すような大きな振幅まで、様々な振幅レベルの強震記録を統計的に扱うことが重要となる。しかしながら、免震構造の歴史自体が浅いことから、ひとつの建物で得られている観測記録の数に限りがあり、そのような研究成果は限られている。

釧路合同庁舎は、国のいくつかの出先機関を集約した庁舎で、1993年釧路沖地震や1994年北海道東方沖地震などの経験から、免震構造が採用された。国の庁舎としては比較的早い時期の免震であること、北海道東部は地震の発生頻度が高い地域であることを考慮し、建築研究所は2000年の竣工当時から、敷地地盤と庁舎建物を対象とした強震観測を実施している。現在までに、2003年十勝沖地震の記録を始めとして、震度4以上の記録を5つ含む、多くの貴重な強震記録が蓄積されており、小振幅から大振幅に至る様々な振幅レベルでの振動特性を連続的に議論することが可能となっている。本章では、釧路合同庁舎で観測された強震記録を用い、免震建物の非線形挙動と振動特性の振幅依存性を検討した結果を述べる。

6.1 建物と観測の概要

6.1.1 地盤の概要

釧路合同庁舎は、釧路駅の南側の沖積低地上の市街地に位置する。釧路合同庁舎で実施された地盤調査結果を表6.1に示す。厚さ2m 強の盛土の下は、砂質土層(せん断波速度 $V_S=200\text{m/s}$ 前後)及び砂礫層 ($V_S=300\text{m/s}$ 前後)で構成されており、地表面下30m 程で強固な砂岩層($V_S=830\text{m/s}$)が確認されている。

表6.1 釧路合同庁舎敷地の地盤構造

#	層厚 (m)	V_P (m/s)	V_S (m/s)	ρ (t/m^3)	土質
1	2.5	290	130	1.77	盛土, 細砂
2	4.0	600	220	1.81	粗砂
3	2.0	600	220	1.94	礫混中砂
4	12.0	1860	270	2.00	砂礫, 礫混粗砂
5	2.0	1520	180	1.69	シルト
6	8.7	1520	340	1.94	礫混粗砂
7		2500	830	2.30	砂岩

注) V_P : P 波速度(m/s), V_S : S 波速度(m/s), ρ : 単位体積重量(t/m^3)

6.1.2 建物の概要

釧路合同庁舎は釧路市の中心部に位置する地下1階,地上9階,塔屋1階,軒高43.7m,建築面積4,680 m^2 ,延べ床面積24,612 m^2 の事務所庁舎である²³⁾。天然ゴム系積層ゴム支承64基,鉛ダンパー56基,及び鋼棒ダンパー32基から構成される免震装置が,1階床梁と地下1階から立ち上がる片持ち柱の間に設置されている。積層ゴム支承の内訳は,直径800mm(800 ϕ)のものが24基,直径900mm(900 ϕ)のものが28基,直径1000mm(1000 ϕ)のものが12基となっており,設計許容水平変位は30cm,設計限界水平変位は50cmである。

建物の構造形式は,地上階が鉄骨ブレースを有する鉄骨鉄筋コンクリートのフレーム構造,地下階が鉄筋コンクリート造となっている。基礎は場所打ちコンクリート拡底杭が用いられ,地表面下30m程度で表れる砂岩層に支持されている。写真6.1から写真6.4に釧路合同庁舎建物の外観と,各免震装置の設置状況を示す。



写真6.1 釧路合同庁舎の外観



写真6.2 天然ゴム系積層ゴム支承の設置状況



写真6.3 鉛ダンパーの設置状況



写真6.4 鋼棒ダンパーの設置状況

6.1.3 観測システム

建築研究所は釧路合同庁舎及び敷地地盤を対象に、6台18成分の加速度計を配置し、強震観測を行っている。加速度計の位置を図6.1及び図6.2に示す。3台の加速度計は地表(GL)、地中深さ10 m (G10)、及び深さ34 m (G34)に設置され、G34の加速度計は、支持層である砂岩層に埋設されている。建物内の加速度計は地下1階(B1F)、1階(01F)及び9階(09F)に設置されており、B1Fと01Fの間に免震装置を有する。各加速度計の設置方位は、建物の軸に合わせて $N167^{\circ}E$ (北から時計回りに167度)に統一されており、 $N167^{\circ}E$ 成分が建物の長辺方向に、 $N257^{\circ}E$ 成分が短辺方向に対応する。本章では設計時の座標に合わせて、長辺方向($N167^{\circ}E$ 成分)を X 方向、短辺方向(加速度計の $N257^{\circ}E$ 成分を反転させた $N077^{\circ}E$ 成分)を Y 方向として扱う。

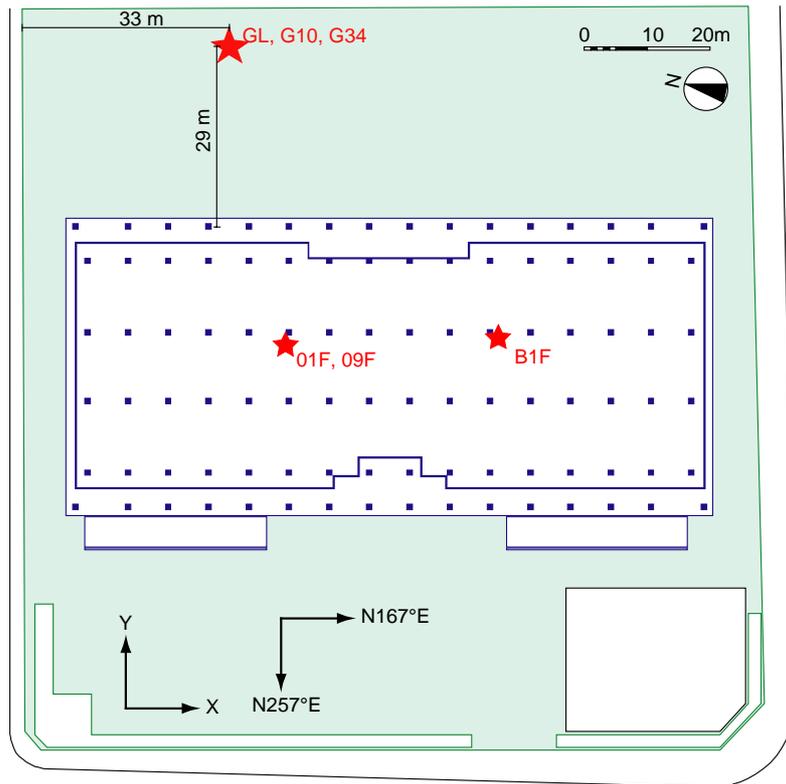


図6.1 加速度計の配置(平面)

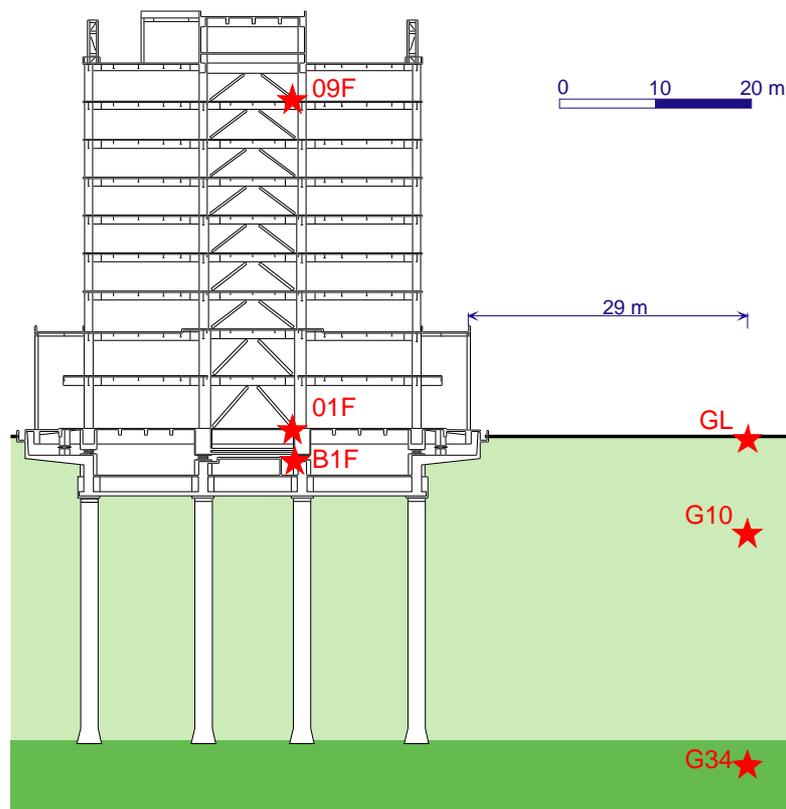


図6.2 加速度計の配置(Y方向断面)

6.2 解析に用いる強震記録

2000年9月から2005年9月までの5年間に得られた強震記録のうち、地表(GL)の記録から算出した震度が2以上(計測震度1.5以上)の89記録を解析の対象とする。図6.3に解析対象の地震の震央位置を示す。の大きさは気象庁マグニチュード(M)に対応する。また、釧路合同庁舎の位置を★印で示す。解析の対象の地震のうち多くは、北海道南東部で発生したものである。

89地震の釧路合同庁舎での震度の内訳は、震度5強が1、震度5弱が1、震度4が3、震度3が24、震度2が60となっている。図6.4には庁舎からの震央距離と観測記録の地表最大加速度(PGA)の関係を示す。PGAはGLで得られた3成分の最大加速度のうち、最も大きな値を採っている。やはり気象庁マグニチュードによっての大きさを変えている。対象とした地震のマグニチュードは4.2から8.0、震央距離は13 kmから517 kmの範囲に分布する。地表最大加速度は 3 cm/s^2 から 260 cm/s^2 の間にあり、多くの記録では 50 cm/s^2 以下である。最も大きな加速度は2003年9月26日の十勝沖地震の際に記録され⁸⁾、計測震度も5.4(震度5強)と観測期間中最も大きい。十勝沖地震で得られた強震記録については、次節に詳細を述べる。

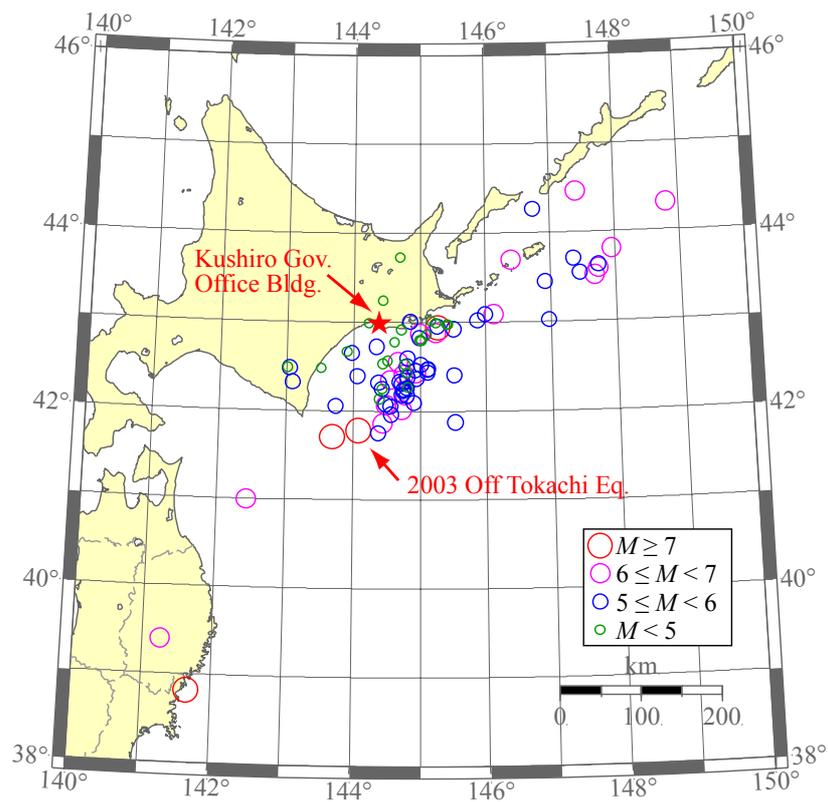


図6.3 解析対象地震の震央と観測地点の位置

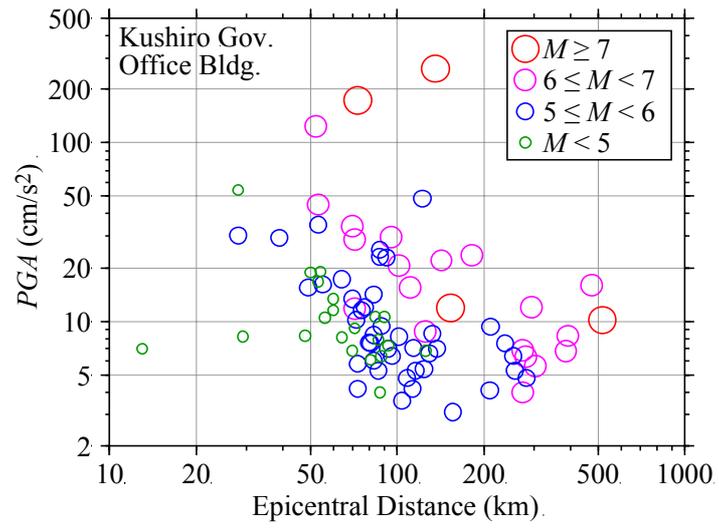


図6.4 解析対象観測記録の震央距離と地表最大加速度の関係

6.3 2003年十勝沖地震の記録

6.3.1 観測記録の特徴

2003年十勝沖地震(M8.0, 深さ42km, 震央距離136km, 以下十勝沖地震と略記)では, 釧路合同庁舎の地表面上(GL)の最大加速度で260 cm/s^2 , 計測震度に換算して5.4と大きな地震動を観測した⁸⁾。表6.2に十勝沖地震の際, 各加速度計で得られた最大加速度と最大速度を示す。GL-34m の砂岩層(G34)で130 cm/s^2 程度であった最大加速度は地表(GL)では2倍近くに増幅し, 地下1階(B1F)の最大加速度は地表の約2/3程度となっている。また免震層の上となる1階(01F)の水平成分の最大加速度は, 地下1階の1/2以下, 地表面に比べると約1/3となっている。ちなみに, 地表の最大加速度は X(N167°E)方向で37 cm/s と免震建物の設計で想定するレベル1(建物の耐用年数中に1度は経験する中程度の地震動レベル)の最大速度(25 cm/s)を上回るものであった。

表6.2 釧路合同庁舎で観測された2003年十勝沖地震の最大加速度と最大速度

系	加速度計位置	最大加速度 (cm/s^2)			最大速度 (cm/s)		
		X	Y	Z	X	Y	Z
建物系	9階 (09F)	93.8	120.6	183.6	31.2	30.8	8.3
	1階 (01F)	70.3	80.6	85.1	19.6	25.4	6.5
	地下1階 (B1F)	154.1	192.4	76.4	34.2	30.0	6.1
地盤系	地表 (GL)	210.2	259.8	106.3	37.0	33.4	7.9
	地中10m (G10)	173.3	214.4	71.9	34.3	30.9	6.9
	地中34m (G34)	137.6	134.5	61.5	27.7	27.3	5.8

注) X は N167°E 成分, Y は N077°E 成分, Z は UD(上下)成分

図6.5に, 十勝沖地震の際, 釧路合同庁舎の地表(GL)得られた加速度記録の擬似速度応答スペクトルを示す。実線が X(N167°E)方向, 破線が Y(N077°E)方向, 点線が上下(UP)方向を表し, 減衰定数は5%としている。最大の応答速度は75 cm/s 程度で, 0.5秒から2秒の中周期成分(言い換えれば0.5Hz から2Hzの中振動数成分)が優勢な, 強力な地震動であった。

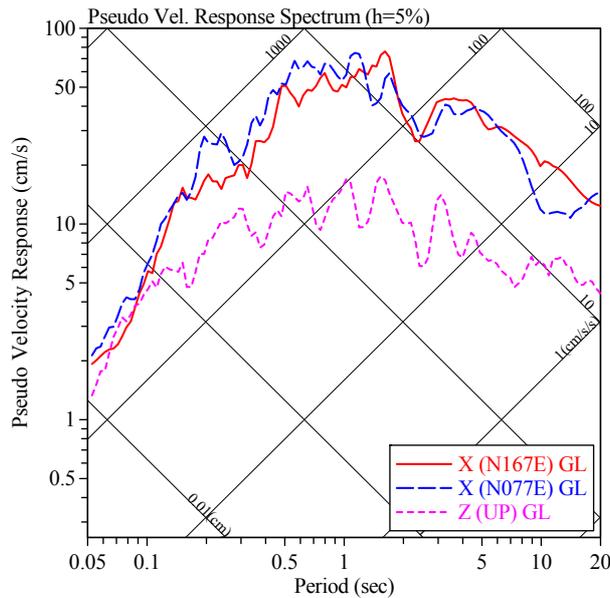


図6.5 2003年十勝沖地震で得られた地表(GL)の記録の擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)

図6.6には、GL と G34で観測された水平方向の加速度記録のフーリエスペクトル比を、表6.1の地盤構造から計算された鉛直入射するせん断波(S波)の伝達関数(GL/G34)とともに示す。実線がX方向のフーリエスペクトル比、破線がY方向のフーリエスペクトル比、点線がS波の伝達関数である。左の図(a)が2003年十勝沖地震で得られた記録のフーリエスペクトル比で、右の図(b)は十勝沖地震の直後の余震記録のスペクトル比である。ちなみにこの余震の計測震度は1.5であった。図6.6(a)を見ると、十勝沖地震本震の際の表層地盤による1次の卓越振動数は1.5 Hz から1.6 Hz 程度となっている。これに対し(b)の余震ではフーリエスペクトル比は2Hz 辺りに卓越が見られ、S波の伝達関数との対応は良く、過去の検討結果²⁴⁾とも調和的である。これは、十勝沖地震本震の大きな地震動により、表層地盤が非線形挙動を示し、直後の余震ではほぼ元の剛性を回復していることを意味する。また表6.1の地盤モデルは、小変形時の表層地盤の挙動を良く説明している。

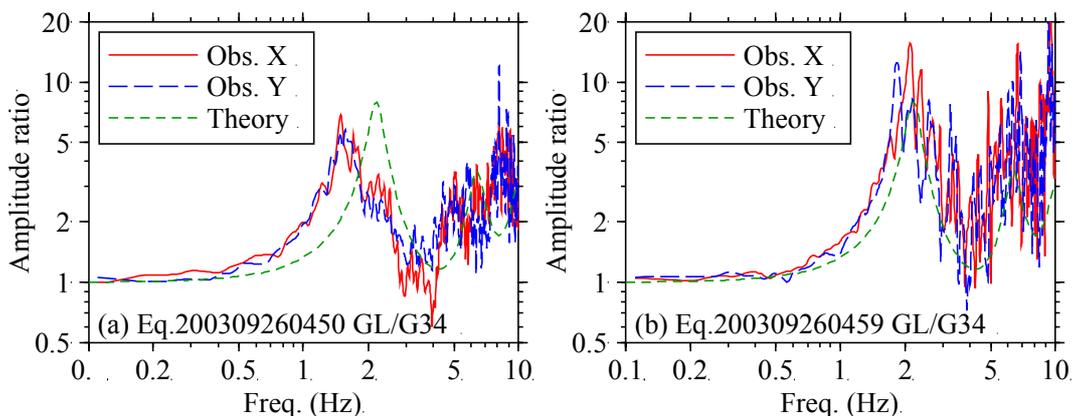


図6.6 地表(GL)と地中(G34)のSH波伝達関数と、観測記録のフーリエスペクトル比

図6.7は地表(GL)から建物系列に至る各加速度計の記録の間のフーリエスペクトル比である。(a)は

B1F/GLで地表を基準とした場合の入力損失に相当する。1.5 Hz 辺りまでの低い振動数領域ではスペクトル比がほぼ1となっており、入力の変減は認められない。半面、2Hz を超える振動数領域では、水平成分のスペクトル比が0.5倍程度に低下しており、埋め込みと基礎の拘束効果による入力損失が現れている。

(b)は免震層を挟んだ2点間のスペクトル比(01F/B1F)で、免震層や上部構造の影響で大きく波打っている。(c)は09F/01Fのスペクトル比で、上部構造の特性を表し、1Hz 付近に明瞭なピークが認められる。この上部構造の1次固有振動が図の(b)に表れた1 Hz の谷の原因である。

(d)は09F/GLのスペクトル比で、地表から建物頂部へ至る全体系の特性に相当する。0.4 Hz 辺りに全体系の1次固有振動と思われる緩やかなピークがあり、入力損失と免震装置の効果によって高振動数領域の応答は地動の1/5から1/10程度に低下している。

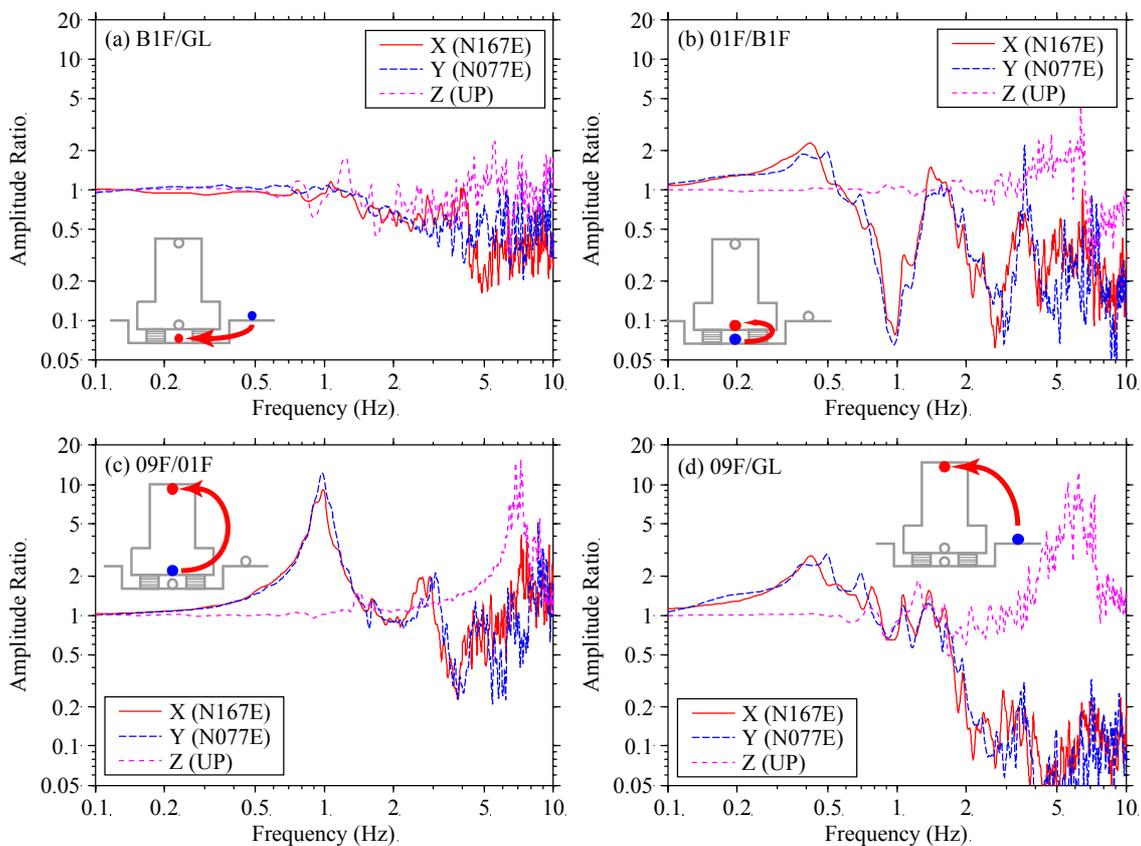


図6.7 地表から建物系列に至る記録のフーリエスペクトル比

6.3.2 非線形地震応答解析

大きな地震動を受けた免震装置の地震時挙動を検証するために、数値解析を行った。上部構造は図6.8に示すような10質点系のせん断モデルとし、質量は設計時の値を用いている。これに1階床レベルの質点と免震層が加わり、自由度は11となる。上部構造の剛性は、上部構造の1次振動数が一致するように設計時の値を調整し、履歴特性は弾性とする。各質点の質量と各層の剛性を表6.3に示す。減衰はRayleigh型とし、1次及び2次のモード減衰定数がそれぞれ3%及び5%となるように設定している。

免震装置については、積層ゴム支承は線形ばねとし、鉛ダンパーはトリリニア型の、鋼棒ダンパーはバイリニア型の履歴特性を仮定する。各装置の剛性や降伏変位は設計図書に準じ、履歴特性のパラメータは図6.9に示ようになる。

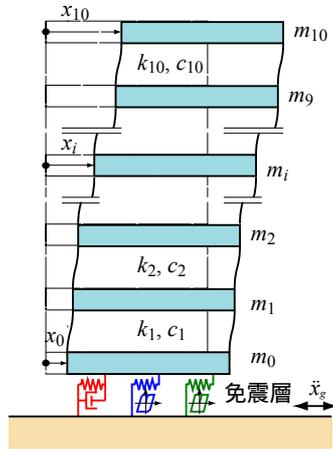


図6.8 多質点系せん断モデル

表6.3 多質点系解析モデルの質量と剛性

i	質点質量 m_i (t·s ² /cm)	剛性 k_i (t/cm)	
		X方向	Y方向
10	0.554	968	316
9	3.494	2186	1785
8	2.308	2090	2036
7	2.391	2261	2311
6	2.238	2285	2422
5	2.293	2336	2653
4	2.494	2431	2898
3	2.349	2854	3229
2	5.416	3429	3590
1	4.810	3894	4126
0	10.621		

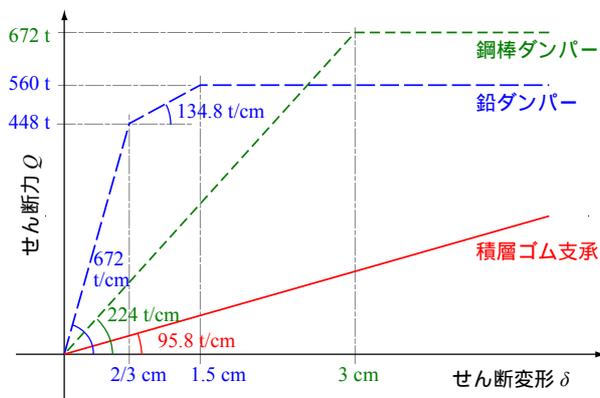


図6.9 免震装置の履歴特性

免震装置が非線形挙動する場合、2方向入力の影響が懸念されるため、X方向及びY方向をそれぞれ個別に計算する解析(1D)と、免震装置に Multiple Shear Spring (MSS)モデル²⁵⁾を導入し、水平2方向を同時に計算する2次元解析(2D)の両者を行っている。

MSSモデルでは、せん断変形する非線形部材の2方向の相互作用を考慮するため、その部材を、図6.10の右図に示すような水平面内に等間隔の角度で向きを変えた複数のせん断ばねを用いて表す。1次元解析(1D)では、同図左に示すように、X方向とY方向を独立に扱っている。

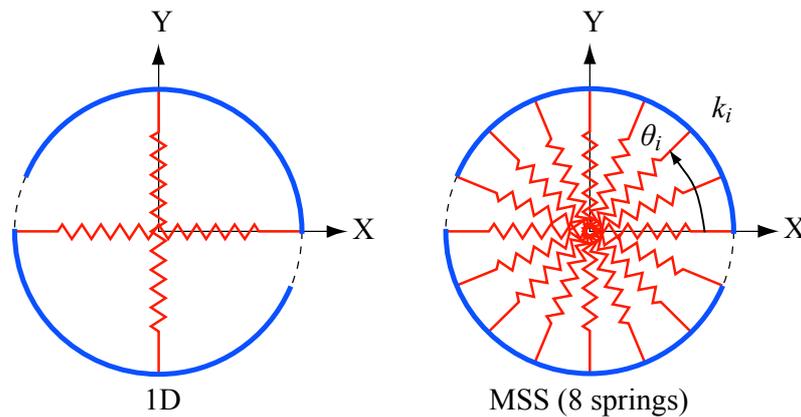


図6.10 MSSモデル

MSSに分解したばねの本数を n 、各ばねの剛性を k_i 、各ばねのX軸からの角度を θ_i とすると、X方向とY方向の力 (F_X と F_Y) と増分変位 (Δu と Δv) の関係は、下式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} F_X \\ F_Y \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^n k_i \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_i & \cos \theta_i \sin \theta_i \\ \cos \theta_i \sin \theta_i & \sin^2 \theta_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} + \sum_{i=1}^n \begin{Bmatrix} \cos \theta_i \\ \sin \theta_i \end{Bmatrix} f_i \quad (1)$$

ここで、 f_i は分割された各せん断ばねが受け持っている水平力である。ここでの解析ではばねの本数 n は8本とする。なお、MSSモデルは免震層にのみ用い、上部構造は線形で、方向間の相互作用は考慮しない。

図6.11は観測(Obs.)及び解析(Sim.)の免震層(地下1階)の相対変位である。上段(a)及び(b)に時刻歴を、下段(c)から(e)に水平面内軌跡を示す。観測記録から算出した免震装置の最大変位はX方向及びY方向ともに約10cmで、800φの積層ゴムのせん断歪($\gamma_{800\phi}$)に換算すると64%に相当する。観測結果と解析結果を比較すると、最大変位を生じる47秒から50秒辺りで1D、2Dとも変位が若干小さ目となっているが、全体的に解析結果は観測結果とよく整合している。1Dと2Dの結果の間に大きな差はないが、変位波形の後半では2Dの方が良い対応を示す。

2次元解析(2D)結果の1階(01F)及び9階(09F)の絶対加速度の時刻歴を、観測結果とともに図6.12に示す。上段(a)及び(b)は1階のX方向及びY方向、下段(c)及び(d)は9階のX方向及びY方向で、実線が観測結果、破線が解析結果(2D)に対応する。いずれの加速度波形を見ても解析結果と観測結果の一致度は高い。以上の結果から、ここで採用した解析モデルは免震装置の地震時挙動をよく説明しており、免震装置は設計で想定した免震効果を発揮したものと考えられる。

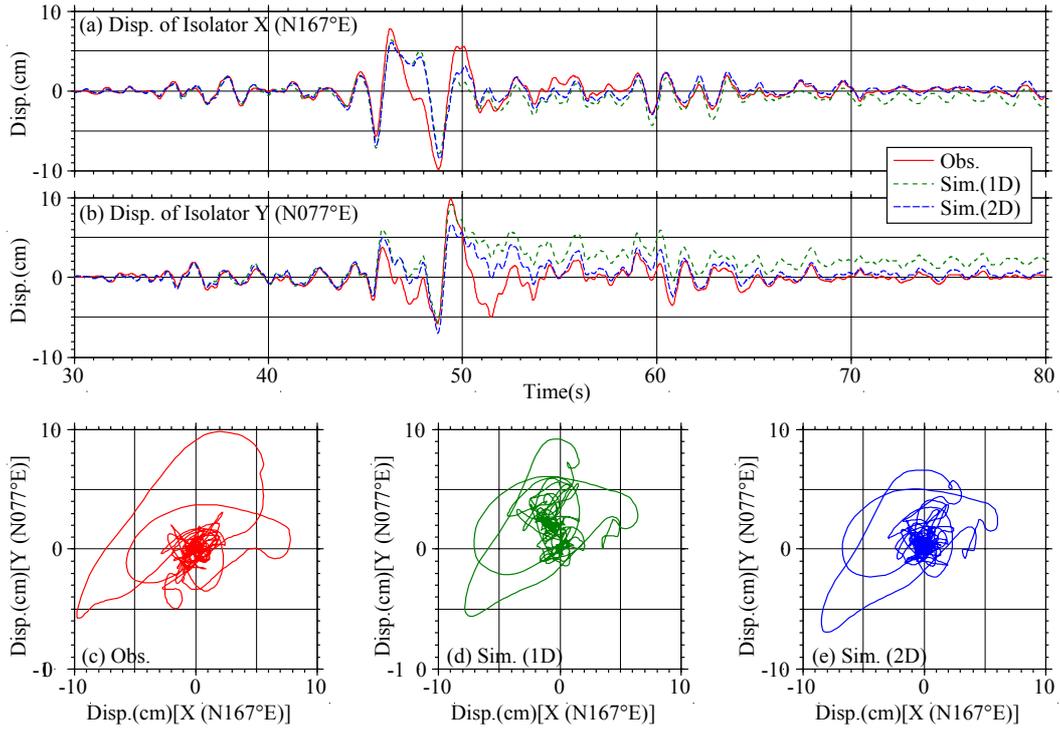


図6.11 観測結果と解析結果の免震層変位の比較

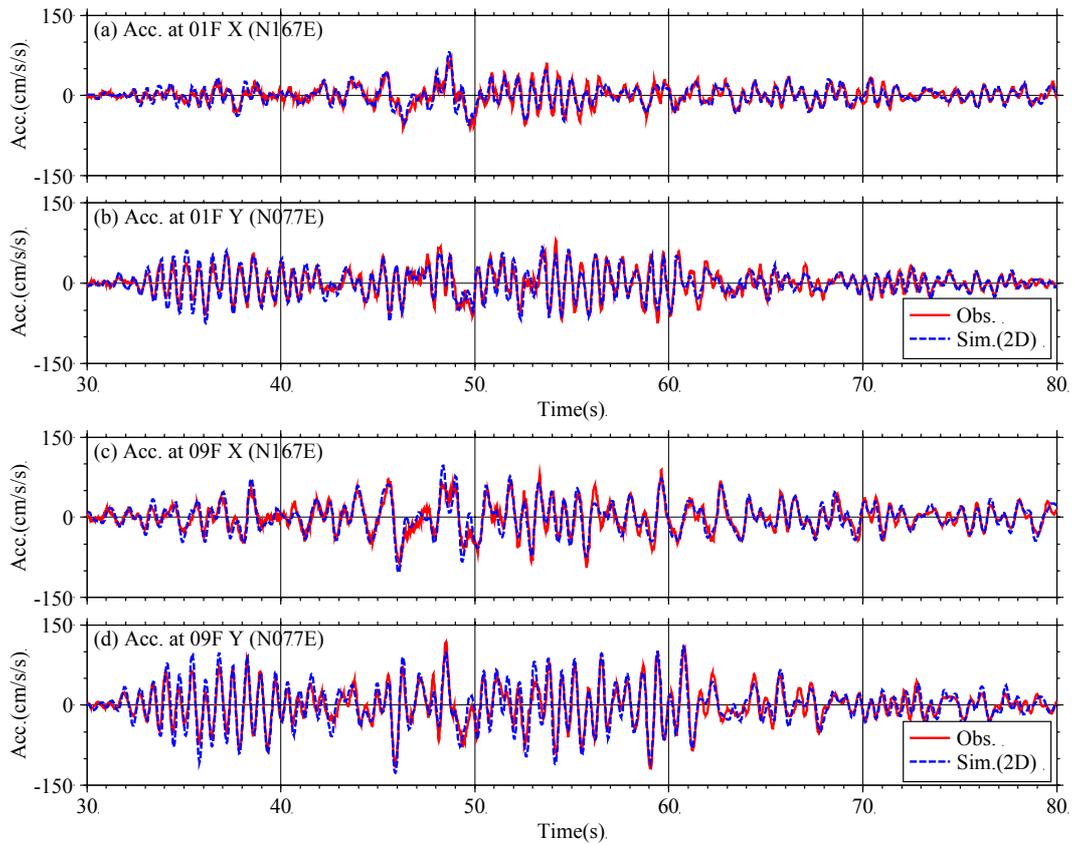


図6.12 1階(01F)及び9階(09F)の加速度応答の観測結果と解析結果(2D)の比較

6.4 釧路合同庁舎の地震時の振動特性

釧路合同庁舎の免震装置は、鉛ダンパーと鋼棒ダンパーを採用し、その履歴吸収エネルギーによる減衰効果を期待している。このため免震装置の水平方向の変位(せん断変形)とせん断力の関係は非線形であり、入力地震動の大きさによって振動特性が異なることになる。本節では、6.2節で述べた89地震の強震記録を分析することにより、釧路合同庁舎の振動特性が入力地震動の大きさにより、どのように変化するかを検討する。

6.4.1 解析モデルと解析手法

(1) 解析モデル

免震層を含めた非線形挙動を分析する前に、上部構造のみの振動特性を検討する。この場合は上部構造の1次固有振動に着目し、図6.13(a)に示すような1質点系に集約したモデルを仮定する。2章で述べたように、このモデルの振動特性は固有振動数 f_u と減衰定数 h_u で表される。

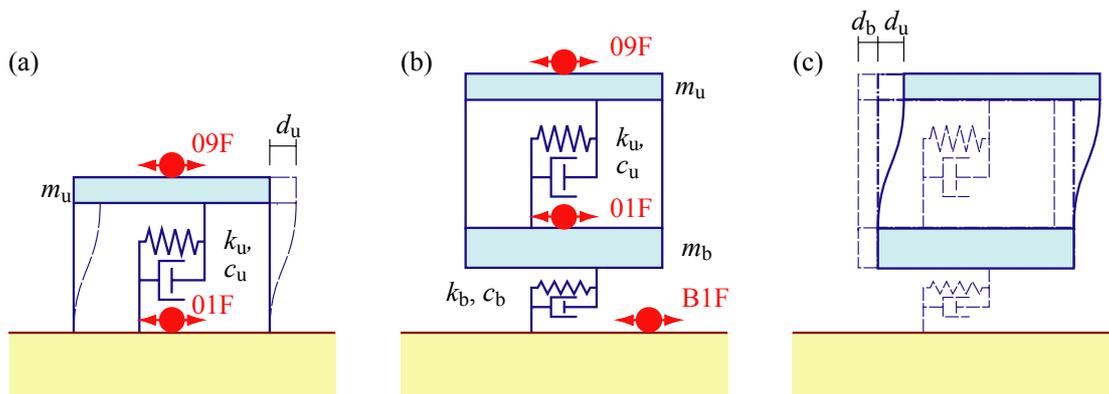


図6.13 振動特性の解析モデル

一方、免震層を含めた検討では、これに基礎部の質量と免震層の剛性と減衰を付加し、図6.13(b)のような2質点のモデルを考える。このとき、上部構造及び基礎の質量 m_u 及び m_b が既知とすれば、未知のパラメータは上部構造の剛性と減衰係数 (k_u , c_u)、免震層の剛性と減衰係数 (k_b , c_b) の4つとなる。なお、以降の解析では減衰は減衰定数として扱い、下式の関係を保定している。

$$h_u = \frac{c_u \omega_1}{2k_u}, \quad h_b = \frac{c_b \omega_1}{2k_b} \quad (2)$$

ここで h_u 及び h_b は上部構造及び免震層の減衰定数で、 ω_1 は振動系の1次固有円振動数である。

(2) 1質点系モデルの固有振動数と減衰定数の推定方法

1質点系モデルの振動特性の推定では、必要なパラメータが固有振動数 f_u と減衰定数 h_u の2つなので、単純な最急降下法(2.2.1項参照)によるパラメータの探索を行う。最急降下法では、誤った極への収束を

回避するため、解の近傍から探索を開始することが望ましい。このため適用に先立って、減衰定数を5%に固定して0.4 Hz から4 Hz の範囲を0.1 Hz 刻みで粗く全探索し、最も適合度の高い振動数と減衰定数5%を探索の開始点としている²⁶⁾。適合度は、応答変位の数値解析値と観測値の差の二乗の積分値で評価し、下式で定義する。結局下式の $f(x)$ が最も小さくなる f_u と h_u の組み合わせを求めることになる。

$$f(x) = \frac{\int_{T_f} (d_u^s - d_u^o)^2 dt}{\int_{T_f} (d_u^o)^2 dt} \quad (3)$$

ここで d_u は相対応答変位(図6.13(a)参照)で、肩付きの s は探索した固有振動数と減衰定数を使った数値解析による変位であることを、 o は観測された変位であることを表す。また、 T_f は適合度を判定する時間区間で、 d_u が最大となる時間の前5秒と後15秒の計20秒間を採っている。

(3) 2質点系モデルの剛性と減衰定数の推定方法

2質点系モデルの振動特性の推定では、剛性と減衰定数を効率よく探索する手法として、進化戦略(2.2.2項参照)を採用する。進化戦略では、パラメータの数を減らしたほうが探索の効率と精度が向上すること、また主要な着目点が免震層の特性であることから、上部構造の減衰定数 h_u は3%に固定し、推定対象のパラメータを免震層の剛性 k_b 及び減衰 h_b と上部構造の剛性 k_u の3つとする。実際の探索では、各パラメータの初期値を想定し、探索対象の変数は初期値に対する比の常用対数とする。

$$x_1 = \log_{10}(k_b / {}_1k_b), \quad x_2 = \log_{10}(k_u / {}_1k_u), \quad x_3 = \log_{10}(h_b / {}_1h_b) \quad (4)$$

ここで x_1 、 x_2 及び x_3 は探索対象の変数、 ${}_1k_b$ 、 ${}_1k_u$ 及び ${}_1h_b$ は k_b 、 k_u 及び h_b の初期値を表す。初期値の与え方は6.4.3項に述べる。

あるパラメータの組の適合性は、数値計算による免震層と上部構造の相対変位の観測変位との差の二乗積分値から評価し、適合度を表す関数 $f(x)$ を以下の式で定義する。最適なパラメータの組み合わせの探索は、この関数の最小化問題となる。

$$f(x) = \frac{w_b \int_{T_f} (d_b^s - d_b^o)^2 dt + w_u \int_{T_f} (d_u^s - d_u^o)^2 dt}{w_b \int_{T_f} (d_b^o)^2 dt + w_u \int_{T_f} (d_u^o)^2 dt} \quad (5)$$

ここで d_b と d_u は免震層及び上部構造の相対変位(図6.13(c)参照)で、肩付きの s は探索したパラメータを使った数値解析による変位であることを、 o は観測された変位であることを表す。 w_b と w_u は、 d_b と d_u の振幅レベルを調整するための重み係数で、各最大変位の二乗が同じになるように設定する。また、 T_f は適合度を判定する時間区間で、建物頂部の基礎に対する相対変位 ($d_b + d_u$) が最大となる時間の前5秒と後15秒の計20秒間を採っている。

なお、推定されたパラメータを使った数値解析は線形応答解析であり、得られた結果は最大応答振幅近傍の非線形挙動を含んだ等価な剛性と等価な減衰定数となる。

6.4.2 上部構造の振動特性

図6.13(a)のモデルを想定し、01Fの記録を入力に、09Fの記録を出力に採って最急降下法によって推定した上部構造物の1次固有振動数 f_u と減衰定数 h_u と最大相対変位 $d_{u,max}$ の関係を図6.14に示す。左の図((a)と(c))が固有振動数を、右の図((b)と(d))が減衰定数を表し、上の図((a)と(b))は横軸に観測期日を、下の図((c)と(d))は横軸に09Fの01Fに対する相対変位の最大値を採っている。菱形の記号(\diamond)はX方向に、正方形の記号(\square)はY方向に対応する。また図の(c)と(d)では、十勝沖地震以前の地震の推定値を \diamond と \square の記号で、以降の地震の推定値を \blacklozenge と \blacksquare の記号で示している。

図の(a)から判るように、当初上部構造の固有振動数は1.2 Hz程度であったが、2005年には1.0 Hz強に低下している。詳細に見ると、2003年十勝沖地震を契機に固有周期の低下が進んだと判断できる。これは図の(c)にも、十勝沖地震の前後での振幅依存性の傾向の明瞭な差異として表れている。

一方、減衰定数に関しては、固有振動数ほど明瞭な特徴は観察できないが、図の(b)や(d)を見ると、十勝沖地震の後のほうが前に比べて減衰が若干大きめに推定されている。全記録の平均を採ると、上部構造物の減衰定数はX方向で3.0%、Y方向で2.4%となる。

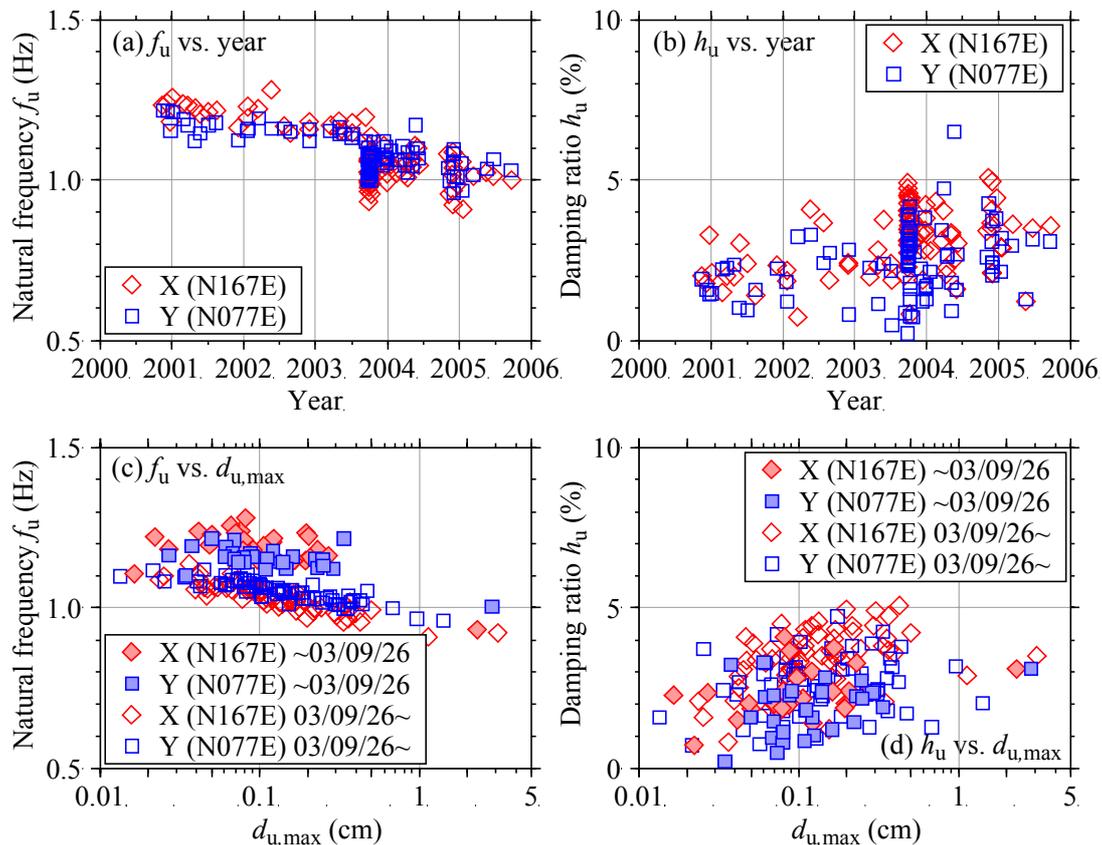


図6.14 上部構造物の1次固有振動数 f_u (左)と減衰定数 h_u (右)

6.4.3 免震層の剛性と減衰定数の推定

次に免震層の剛性 k_b 及び減衰定数 h_b と、上部構造の剛性 k_u を進化戦略によって推定する。図6.13(b)の解析モデルを想定し、各質点の質量と上部構造及び免震層の剛性の初期値は表6.4のように設定し、

(4)式の値が最も小さくなるパラメータ(k_b , h_b , 及び k_u)の探索を行う。上部構造の質量と剛性は、表6.3に示した10質点系せん断モデルのモード解析結果から、1次モードの等価質量及び等価剛性を求めて採用している。また免震層の剛性は、図6.9に示した各装置の初期剛性の和である。免震層の減衰定数の初期値は5%とし、免震層の剛性、上部構造の剛性ととも最適化の対象とする。一方、上部構造の減衰定数 h_u は、前節の上部構造に対する振動特性の推定から2.4%から3%との結果が得られているので、3%に固定する。なお、観測変位の算出に当っては、2質点系モデルの1次(初期モデルで0.7Hz)及び2次(同じく2.1Hz)の振動数成分を抽出するため、0.25Hz から2.5Hz の振動数成分が通過するバンドパスフィルターを用いている。

表6.4 2質点系解析モデルの質量と剛性

i	質点質量 m_i (t·s ² /cm)	剛性 k_i (t/cm)	
		X方向	Y方向
u	20.610	747	794
b	10.621	992	992

また、免震装置の非線形性を理論的に表すパラメータとして、等価剛性と等価減衰定数を導入する。等価剛性 k_{eq} は、鉛ダンパーと鋼棒ダンパーの最大変位 $d_{b,max}$ を生じるときのせん断変形とせん断力の関係から求めた等価剛性と積層ゴム支承の剛性の和として求める。また、等価減衰定数 h_{eq} は鉛及び鋼棒ダンパーの塑性吸収エネルギーの和と免震層全体の最大ポテンシャルエネルギーの比から算出している。すなわち、

$$k_{eq} = k_R + k_{eq,L} + k_{eq,S} \quad (6)$$

$$h_{eq} = \frac{\Delta W_L + \Delta W_S}{4\pi(W_R + W_L + W_S)} \quad (7)$$

ここで、 k_R は積層ゴムのせん断剛性、 $k_{eq,L}$ 及び $k_{eq,S}$ はそれぞれ鉛ダンパー及び鋼棒ダンパーの等価せん断剛性、 ΔW_L 及び ΔW_S はそれぞれ鉛ダンパー及び鋼棒ダンパーの塑性吸収エネルギー、 W_R 、 W_L 及び W_S はそれぞれ積層ゴム、鉛ダンパー及び鋼棒ダンパーの最大ポテンシャルエネルギーである。

ここでは鉛ダンパー及び鋼棒ダンパーの履歴は図6.15に示すような完全バイリニア型を想定し、 $k_{eq,i}$ 、 ΔW_i 及び W_i は式(8)から式(10)で与えられる。

$$k_{eq,i} = \frac{Q_y}{\delta} = k \frac{\delta_y}{\delta} \quad (8)$$

$$\Delta W_i = 4(\delta - \delta_y)Q_y = 4k(\delta - \delta_y)\delta_y \quad (9)$$

$$W_i = \frac{1}{2}\delta Q_y = \frac{1}{2}k_i\delta\delta_y \quad (10)$$

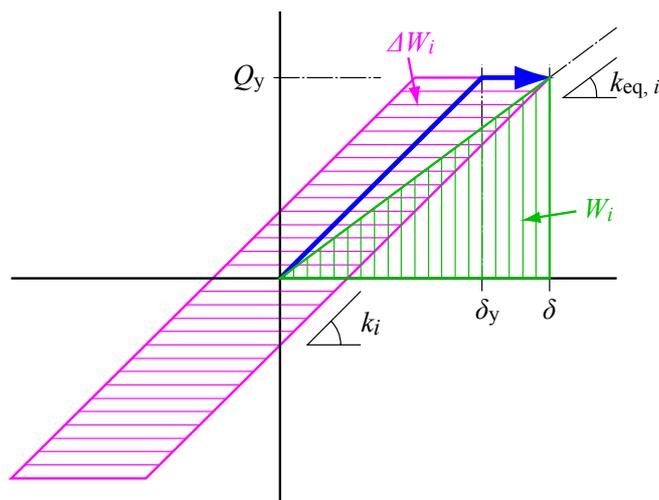


図6.15 バイリニア型履歴特性

ここで添え字 i は L(鉛ダンパー) または S(鋼棒ダンパー) である。また δ はダンパーの最大せん断変形, δ_y は降伏せん断変形, Q_y は降伏せん断力, k は初期剛性である。ここでは δ は免震層の最大変位 $d_{b, \max}$ と等しいとしている。

数値解析結果の一例として, 2003年十勝沖地震の X 方向について, 最適値として推定された剛性と減衰定数を用いた数値解析による応答変位と, 観測記録から積分して得られた応答変位の比較を図6.16に示す。図の(a)が上部構造の相対変位 d_u , 図の(b)が免震層の相対変位 d_b , 図の(c)が頂部の基礎に対する相対変位 ($d_b + d_u$) で, それぞれ実線が観測結果を, 破線が解析結果を表す。ここでやっている解析は等価剛性と等価減衰を用いた線形地震応答解析であるが, 免震装置の最大変位が10cm(800φの積層ゴムのせん断歪 $\gamma_{800\phi} = 64\%$) を超え, ダンパーが非線形領域に至るような事例でも応答変位を良く説明している。ちなみに, このとき推定された免震層の剛性は初期剛性の0.27倍, 減衰定数は34.7%であった。

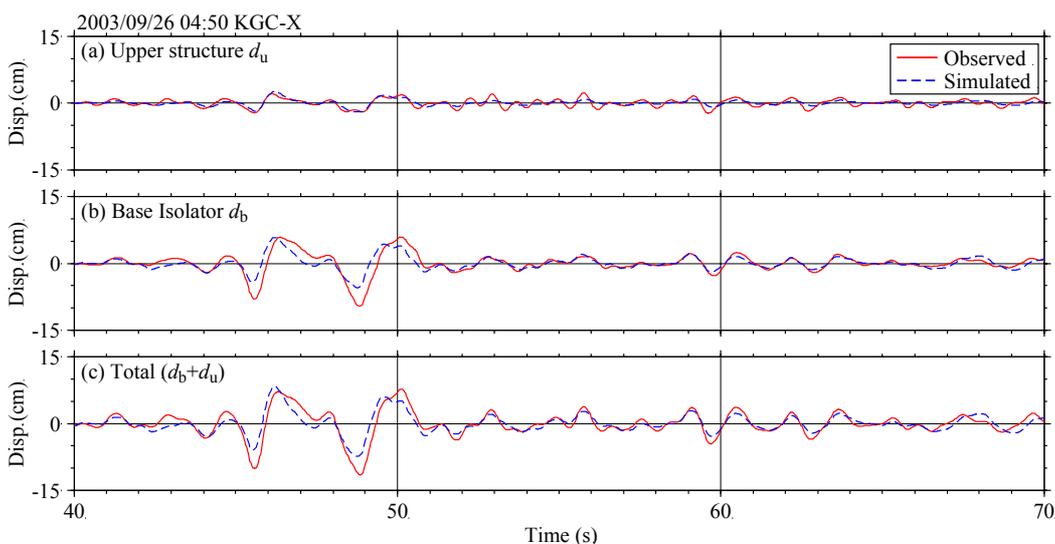


図6.16 推定された剛性と減衰を使った数値解析と観測の相対変位の比較

図6.17の(a),(b)及び(c)は、全89の強震記録から推定された $k_b / {}_1k_b$ 及び h_b と免震層の最大変位 $d_{b,max}$ の関係を表す。それぞれの図中の菱形の記号(◇)はX方向に、正方形の記号(□)はY方向に対応する。また、図の(a)の破線は免震層の理論的な等価剛性 k_{eq} の初期剛性に対する比 $k_{eq} / {}_1k_u$ と $d_{b,max}$ の、図の(b)の破線は理論的な等価減衰定数 h_{eq} と $d_{b,max}$ の関係を表している。

図(a)の $k_b / {}_1k_b$ と $d_{b,max}$ の関係に着目すると、推定された剛性の比は小振幅領域から大振幅領域まで両対数軸上で直線的に低下している。等価剛性 k_{eq} の算定では小振幅領域は線形挙動を想定しているの、最大振幅が0.2 cm(800φの積層ゴムのせん断歪 $\gamma_{800\phi} = 1.3\%$)以下の事例では対応がよくない。一方0.2 cmより大きな最大振幅の場合は剛性の推定結果と理論的な等価剛性の対応は改善され、最大振幅が約10 cm($\gamma_{800\phi} = 64\%$)の十勝沖地震では両者はほぼ一致している。

一方、図の(b)を見ると、最大変位振幅が1 cm($\gamma_{800\phi} = 13\%$)以下の小振幅領域で、観測記録から推定した免震層の減衰定数は5%から20%と大きな値を示している。設計では各ダンパーが線形領域に留まるような小さな振幅(振幅0.67cm以下)では履歴減衰を期待しておらず、その結果推定値 h_b と理論的な等価減衰定数 h_{eq} に大きな差が生じている。一方、最大変位が2 cm($\gamma_{800\phi} = 26\%$)を超える場合の h_b は、 h_{eq} とよい対応を示し、十勝沖地震では h_b は h_{eq} にほぼ一致している。

実地震時の免震装置の小振幅時の動的特性について現時点では不明な点も多いが、本事例と同じように積層ゴム支承、鉛ダンパー及び鋼棒ダンパーからなる免震装置を有する建物で、0.01cmから0.1cm程度の振幅で10%から20%の減衰定数が推定されたとの報告がある¹⁸⁾。また、やはり積層ゴム支承、鉛ダンパー及び鋼棒ダンパーを有する物件の静的加力実験結果から、0.5cmの変位で13%から18%の等価減衰定数の推定結果も報告されている²⁷⁾。設計では弾性として扱う小さな変形時(本建物の場合0.67cm以下)でも、積層ゴムや鉛ダンパーの履歴特性、あるいは上部構造と下部構造の接触部分の摩擦などの要因で、大きな等価減衰が生じている可能性がある。

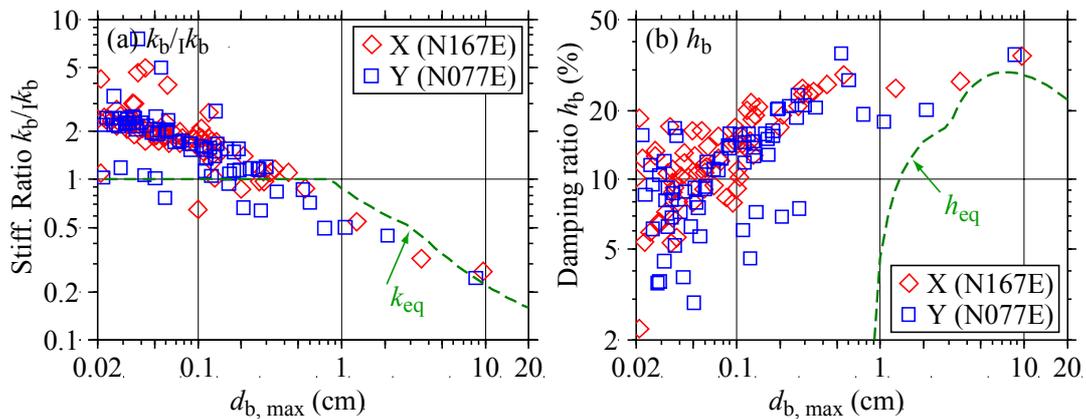


図6.17 推定された $k_b / {}_1k_b$ 及び h_b

図6.18は、全89の強震記録から推定された上部構造の推定された剛性の初期剛性に対する比 $k_u / {}_1k_u$ と免震層の最大変位 $d_{b,max}$ の関係を表す。◇及び◇の記号がX方向、■及び□の記号がY方向に対応し、十勝沖地震以前の地震の推定値を◇と■の記号で、以降の地震の推定値を◇と□の記号で示している。 $k_u / {}_1k_u$ の変化に着目すると、全体的に振幅の増加に伴い剛性が低下する傾向が認められるが、低下の割合はそれほど大きくない。小振幅時の上部構造の剛性は初期値(設計値)にほぼ一致しているが、十勝

沖地震のような大きな地震時には、剛性が初期値の0.8倍程度に低下している。また十勝沖地震後の $k_u / {}_1k_u$ は地震前の値に比べて小さくなっており、前節の結果と調和的である。

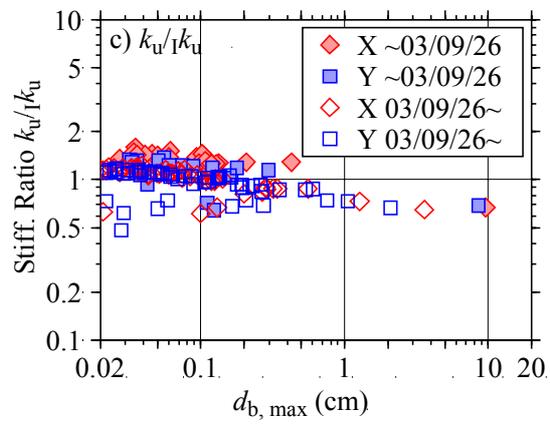


図6.18 推定された $k_u / {}_1k_u$

6.5 第6章のまとめ

北海道東部はしばしば大きな地震に見舞われる地域であり、また釧路合同庁舎は国の庁舎に免震構造が導入された草分け的な存在である。このため建築研究所は釧路合同庁舎の竣工当時から地盤と庁舎建物を対象とした強震観測を行っている。2000年の観測開始以来5年間に、2003年十勝沖地震を始めとして、多くの貴重な強震記録を得ることができた。本章で行った解析の結果を以下にまとめる。

- i) 十勝沖地震で釧路合同庁舎は、地表上の最大加速度で 260 cm/s^2 、最大速度で 37 cm/s に達する大きな地震動を受けた。PS 検層結果から得られた卓越振動数や中小の地震記録の分析結果と比べて、この地震では表層地盤の卓越振動数の低下が認められた。また免震層の最大層間変位は 10 cm を超え、地表から上部構造に至る伝達関数からは1次固有振動数の低下と大きな見かけ上の減衰効果が認められ、免震層は非線形挙動を示しているものと推察された。この結果を受けて行った多質点系せん断モデルを用いた非線形応答解析結果からは、免震装置は設計時に想定した性能を発揮したことが確認された。
- ii) 過去に観測された震度2以上の89地震の強震記録を対象とした上部構造の振動特性の推定結果からは、最大振幅の増加に伴って若干固有振動数が低下する、いわゆる剛性の振幅依存性が確認された。また、十勝沖地震の前に比べて後の記録では固有振動数の低下が見られ、大きな地震を経験することによる特性の変化が認められた。ただし、上部構造の減衰定数に明瞭な傾向は見られず、平均的な上部構造の減衰定数は 2.4% から 3% 程度と推察される。
- iii) 免震層を加えた2質点系のモデルを用いた場合の免震層の剛性と減衰定数の推定結果は、免震層の変位が 2 cm を超えるような大きな振幅の事例では理論的な値と良い対応を示した。一方、小振幅時の免震層の剛性と減衰定数は理論的な値と違いが見られる。通常耐震性の検討は大振幅時の挙動を対象として行われるため、本論文で得られた結果は、設計で想定した免震装置の挙動が妥当であることを裏付けるものである。ただし、小振幅時の振動特性、特に大きな値を示した減衰についてはその要因について、更に検討が必要である。

以上見てきたように、強震観測記録の分析によって、免震建物の剛性や減衰定数に代表される振動特性の推定を行い、その挙動を検証した。近年急速な普及を見せている免震構造ではあるが、設計でレベル1として想定している地震動(当該建築物の耐用年数中に一度以上受ける可能性が大きい地震動)を超える地震動を受けた例は限られており、実際の非線形挙動に関してはまだ十分な資料があるとは言いがたい。また、本論文で指摘したように、小振幅時の免震層の振動特性に関しても未解明の点が残されている。今後とも強震観測等を通じた資料の蓄積と分析が必要である。

第7章 結論

本研究の目的は、建築研究所において観測した強震記録を分析し、建物の振動特性に寄与するパラメータを適正に評価し、耐震設計に寄与する知見を得ることにある。このため、建物の動力的パラメータの同定手法として、最急降下法と進化戦略を採用し、進化戦略についてはその適用性を詳細に検討した。次に、これらの手法を用いて、高密度に加速度計が配置された建築研究所新館建物の地震時の振動特性を詳細に議論し、加えて25棟の一般的な建物の振動特性の地震時の変動や統計的な性質を検討した。更に、大地震を経験した免震建物の非線形挙動を、等価剛性と等価減衰の推定を通じて議論した。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

(1) 研究の背景

第1章では、本研究の背景として、日本の強震観測を振り返り、建物の振動特性に関する研究の現状を概観した。日本における強震観測は、1950年代の強震計の独自開発から始まり、建物は常に強震観測の主要な対象であった。この半世紀の間にいくつもの大きな地震を経験し、観測記録が蓄積されるとともに、計測技術や観測技術も着実に進歩してきた。また建物の振動特性に関する研究も大いに進展し、近年では先進的な解析手法の導入も進みつつある。しかしながら、建物の観測事例はまだ十分とは言えず、建物の振動特性の研究にも更に発展の余地がある。

(2) 動力的パラメータの同定手法

第2章では、本論文で用いられた地震動の特性を検討するための基本的解析手法を紹介し、建物の動力的パラメータの同定手法として、最急降下法と進化戦略を説明した。更に、特性モデルの物理的なパラメータの同定に用いた進化戦略の性質と適用性を詳細に検討した。進化戦略は、近年注目を集めている進化的計算法のひとつであり、生物の進化過程を模擬することにより最適解を求める多点探索のアルゴリズムである。実数を直接扱える、適用に制約が少ないとの特色があり、工学分野の広い事例に応用できる可能性を秘めている。

多極値を持つ関数やスウェイ-ロッキングモデルを用いた数値解析の結果、進化戦略は優れた探索性能を有することが確認された。特に探索の対象の変数の適合度を表す関数が、比較的明瞭な極を有する場合、極めて高い探索性能を発揮し、変数の数が6程度と多くても問題はない。適合度を表す関数が複雑な形を示す場合でも、変数の数や1世代の個体数を調整することで、十分な探索性能を維持することができた。

(3) 建築研究所の強震観測

第3章では、本研究で扱った強震記録の全てを収集した、建築研究所の強震観測の経緯と観測体制を紹介し、最近得られた主な観測記録の特徴を述べた。建築研究所の強震観測は50年近い歴史を有し、1964年新潟地震や、1978年宮城県沖地震などで、歴史的な強震記録を採取した。近年は観測装置のデ

デジタル化や観測網の拡充が進められ、1993年釧路沖地震、1994年三陸はるか沖地震、2003年十勝沖地震など、近年被害をもたらした地震でも、着実に強震記録を得て、地震工学及び耐震工学の分野に有益な知見を提供してきた。

(4) 建築研究所新館建物の振動特性

第4章では、高密度に加速度計が設置された建築研究所新館建物の強震記録を用いて、相互作用効果を考慮した振動特性の変動に関して詳細な解析を行った。まず、158地震の強震記録から建物の1次固有振動数と減衰定数を推定した結果、経年による明瞭な1次固有振動数の低下が認められた。新館建物の1次固有振動数は竣工後の7年間で約0.7倍に低下している。次に、建物の基礎中心位置に回転と水平の自由度を付加した多質点系スウェイ-ロッキング(SR)モデルを用いて、各部の剛性と減衰定数を進化戦略により同定した。SRモデルを前提として、振動特性の変動要因は建物の剛性低下であることを示した。

中小規模の地震によっても剛性の低下を引き起こし、1次固有振動数が変動するということは興味深い事実である。建物の耐震性能を議論する場合、基本的な振動特性は重要な意味を持つため、十分に注意を払う必要があることを指摘した。

(5) 建物の振動特性の一般的傾向

第5章では、建築研究所で行っている全国規模の建物の強震観測の記録を用い、25の建物について1次固有振動数と減衰定数を最急降下法によって推定し、その特徴を分析した。その結果、すべての建物に振幅の増加に伴い固有振動数が低下する振幅依存性が確認された。その固有振動数の低下率の定量的評価を行い、中低層のコンクリート系建物の低下率は0.03から0.14と、高層の鉄骨系建物の低下率(0.02から0.05)より大きいことを示した。各建物で得られた平均的な1次固有振動数と建物高さの関係は、既往の実験式と概ね調和的であったが、低層の建物では0.5倍から2倍程度のばらつきが存在する。略算的に建物の固有振動数や減衰定数を評価する場合は、このようなばらつきの幅に留意する必要があることを指摘した。

また、いくつかの建物で、大きな地震を経験した前後の建物の振動特性の変化を観察することができた。建物の上下のみの加速度計の記録から振動特性の変化の原因を特定することは難しいが、長期的な観測記録の分析を通じて、振動特性の状況を常時把握しておくことの重要性を指摘した。

(6) 大きな地震動を経験した免震建物の振動特性

第6章では、大きな地震動を経験した免震建物の強震記録を詳細に分析した。設計で想定された振動モデルを用いて、大きな地震動を受けたときの応答を数値解析した結果、観測記録とよい対応を示し、免震建物は期待通りの挙動を示したことを確認した。

次に、進化戦略を適用し、89地震の記録から免震層の等価剛性と等価減衰定数の推定を行い、免震層の非線形効果を検討した。免震層の振幅の大きな地震の免震層の応答は、最大応答変位とそのときの層せん断力から評価した等価剛性と、ダンパーの履歴吸収エネルギーから評価した等価減衰定数から推定した値とよい対応を示した。ただし免震層の変形が微小な領域では、線形モデルでは説明でき

ない減衰効果が見られた。このような現象は、既往の研究成果でも指摘されており、設計では弾性として扱う小振幅領域であっても、履歴減衰が存在する可能性を提示した。

初期の強震観測は、大地震時の建物の挙動を知ることが目的としていた。しかし現在では観測機器の高性能化が進み、観測記録の品質も飛躍的に向上し、また解析技術の進展も目覚しく、小さな地震の記録からも、様々な事象を抽出することができる。例えば本研究でも、中小規模の地震を受けての建物の剛性低下や、免震建物の微小振幅時の大きな減衰特性など、通常想定していない現象を確認することができた。

一方で、大きな地震動を受ける建物の挙動についても、まだ十分に知見が蓄積されているとは言い難い。今回検討した釧路合同庁舎の例では、免震装置が想定した性能を発揮したが、このような観測成果が積み重ねられ、建物の耐震安全性への信頼が向上するものと期待される。

このように、実現象の把握と理論の検証を積み重ねて耐震工学は発展してゆくものであり、その意味で強震観測の果たす役割は大きく、今後とも発展させてゆく必要がある。

筆者は、建築研究所で20年以上に渡り強震観測及び関連する研究に携わってきた。本研究で用いた強震記録は全て、筆者が管理を担当している観測地点で得られたものである。長年の記録と経験の蓄積に、新しい視点と最新の解析技術を加えて、精度の高い情報と新規な知見が得られた。今後ともこの分野で、研鑽を積む所存である。

謝辞

1978年に建築研究所へ入所し，第3研究部構造研究室に配属となった。入所2年目で建築研究所がつくばへ移転し，それと同時に構造研究室長になられたのが北川良和教授であった。それ以来，振動台実験，地震観測，及び波形解析を一から教えて頂き，また研究者の心得を伝えていただいた。北川先生と出会わなければ今の自分はなかったと思う。この研究に着手してからも，日夜を問わず熱心にご指導頂いた。長年のご指導とご鞭撻に心から感謝の意を伝えたい。

建築研究所の強震観測を長年担当してきたが，もちろん一人でできるものではない。建築研究所に在籍中の北川先生はもとより，建築研究所の大川出博士，国土技術政策総合研究所の飯場正紀博士，建築研究所の小山信博士をはじめとする職場の先輩や同僚の諸氏や，私の所属する国際地震工学センターの福田俊文センター長をはじめとするスタッフの方々の，指導，協力，議論があって成し遂げられたことは多い。ここに記して謝意を表したい。

強震観測を続けるには，観測対象建物の管理者の深い理解と協力が必要である。建築研究所の強震観測の対象は殆どが国の庁舎であり，特に，国土交通省官庁営繕部や各地方整備局の営繕部，北海道開発局の営繕部の方々には，建物の選定や強震計の設置，また関係資料の提供など多大なご協力を頂いた。関係者の方々に心からお礼を申し上げたい。

また，日本建築学会や日本地震工学会などの強震観測に関連するいくつかの研究委員会に長く参加させて頂き，委員各位から提供された情報，委員会の場での熱心な議論が，私の研究の糧となっている。関係する諸氏に謝意を表したい。

最後になってしまったが，これまで自分を支えてくれた家族の思いやりと愛情に感謝の気持ちを捧げる。

2006年2月
鹿嶋俊英

参考文献

第1章

- 1) 田中貞二: 日本における強震計の開発と初期の強震観測, ORI 研究報告94-02, 大崎総合研究所, 1994年10月
- 2) 中川恭二: 強震計の試作について, 建築技術, Vol.10, No.7, 1951年10月, pp.12-13
- 3) 高橋龍太郎: SMAC 型強震計, 地震第2輯, 第6巻第3號, 地震学会, 1953年, pp.1-5
- 4) 井合進, 倉田栄一, 土田肇: 強震記録の数字化と補正, 港湾技術研究所資料, No.286, 港湾技術研究所, 1978年3月
- 5) 土田肇, 倉田栄一, 須藤克子: 1968年十勝沖地震とその余震の港湾地域における強震記録, 港湾技術研究所資料, No.80, 港湾技術研究所, 1969年6月
- 6) 高層建築物の動的解析用地震動について, ビルディングレター, 日本建築センター, 1986年6月
- 7) 志賀敏男, 柴田明德, 渋谷純一, 高橋純一: 東北大学工学部建設系研究棟における強震応答実測とその弾塑性応答解析, 日本建築学会論文報告集, No.301, 1981年3月, pp.119-129
- 8) 青井真, 功刀卓, 安達繁樹, 藤原広之: 防災科研による強震観測網, 防災科学技術資料, 第264号, 防災科学技術研究所, 2005年3月, pp.91-97
- 9) 石垣祐三: 全国の震度観測網, 防災科学技術資料, 第264号, 防災科学技術研究所, 2005年3月, pp.99-106
- 10) 防災科学技術研究所 K-NET: <http://www.k-net.bosai.go.jp/>
- 11) 気象庁編集: 95型震度計波形データ, 2003年1月～12月, 気象業務支援センター, 2004年
- 12) 気象庁編集: 95型震度計波形データ, 2004年1月～12月, 気象業務支援センター, 2005年
- 13) 福元俊一, 山中浩明, 溜正俊, 飯場正紀, 小山信: 2004年新潟県中越地震時における小千谷 K-NET 周辺強震観測点の表層地盤増幅特性について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2005年9月, p.235
- 14) 壁谷澤寿海, 壁谷澤寿一, 瀧澤一起, 工藤一嘉, 真田靖士: 2004年新潟県中越地震における余震観測と被害調査による入力地震動の推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 2005年9月, p.719
- 15) 鹿嶋俊英, 藤田久志, 伊藤昭浩, 関弘義, 羽沢昭宗: 2003年十勝沖地震における釧路合同庁舎の地震時応答(その1～その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.265-268
- 16) 伊澤清治, 寺田均, 大西良広: 2003年十勝沖地震における釧路市内の免震病院の挙動(その1～その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.269-274
- 17) 加藤貴司, 境茂樹, 伊藤嘉朗: 2003年十勝沖地震による釧路市に建つ免震病院の応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.283-284
- 18) 太田俊也, 溜正俊, 鴉田隆, 河本慎一郎, 吉村智昭, 細澤治: 平成16年(2004年)新潟県中越地震における小千谷市内の免震建物の挙動(その1～その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2005年9月, pp.653-658

- 19) 高橋克也: 民間での強震観測の光と陰, 日本地震学会ニュースレター, Vol.12, No.6, 2001年
- 20) 鹿嶋俊英: 全国展開を可能とする観測システム, 第3回強震データの活用に関するシンポジウム資料, 日本建築学会, 2002年12月, pp.21-25
- 21) 長松昭男: モード解析入門, 学術文献普及会, 1993年7月
- 22) 安田仁彦: モード解析と動的設計, コロナ社, 1993年10月
- 23) 日本建築学会: 建築構造物の振動実験, 日本建築学会, 1978年12月
- 24) 日本建築学会: 建築物の減衰, 日本建築学会, 2000年10月
- 25) 片山徹: システム同定入門, 朝倉書店, 1994年5月
- 26) 斎藤知生, 横田治彦: 1995年兵庫県南部地震の記録を用いた建物振動特性の同定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1996年9月, p.509
- 27) 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, No.508, 1998年6月, pp.47-54
- 28) 星谷勝, 斉藤悦郎: 格調カルマンフィルターを用いた同定問題の各種振動系への応用, 土木学会論文報告集, No.338, 1983年11月, pp.59-67
- 29) 古川忠稔, 伊藤雅史, 小野聡子, 橋英三郎: 実地震観測記録を用いた2棟の免震建物動特性の同定, 日本建築学会構造系論文集, No.558, 2002年8月, pp.117-124
- 30) 中村充, 竹脇出, 安井謙, 上谷宏二: 限定された地震観測記録を用いた建築物の剛性と減衰の同時同定, 日本建築学会構造系論文集, No.528, 2000年2月, pp.75-82
- 31) 中村充, 若松邦夫: ヘルスモニタリングと地震観測, 第2回強震データの活用に関するシンポジウム, 日本建築学会, 2000年
- 32) 吉元怜毅, 三田彰: 部分空間法及び部分構造アプローチを用いた免震構造物の層剛性及び減衰の同時同定, 日本建築学会構造系論文集, No.569, 2003年7月, pp.31-36
- 33) 土本耕司, 池下俊之, 北川良和: 建築構造物の損傷劣化診断システムに関する基礎的研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2002年, p.963
- 34) 和田直晃, 土本耕司, 北川良和: 建築構造物の損傷劣化診断システムに関する基礎的研究(その2, その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2003年, pp.971-974
- 35) 和田直晃, 作山かおり, 中根寿浩, 北川良和: 建築構造物の損傷劣化診断システムに関する基礎的研究(その4, その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年, pp.833-836
- 36) 山中浩明, 石田寛: 遺伝的アルゴリズムによる位相速度の逆解析, 日本建築学会構造系論文集, No.468, 日本建築学会, 1995年2月, pp.9-17
- 37) 高橋健太郎, 吉田長行: 遺伝的アルゴリズムによる地盤の同定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1998年, p.283
- 38) 高橋健太郎, 吉田長行, 藤谷義信: 遺伝的アルゴリズムによる地震波の入射角を考慮した地盤パラメータの逆解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1999年, p.317
- 39) 護雅史, 吉田一博: 薄層法点加振解と遺伝的アルゴリズムを用いた地盤の同定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2003年, p.183
- 40) 佐藤浩章, 東貞成, 芝良昭: 遺伝的アルゴリズムによる2次元基盤構造の推定, B-2, 2003年, p.191

- 41) 元木健太郎, 山中浩明, 瀬尾和大: 点震源を用いた遺伝的アルゴリズムによる波形逆解析の試み, B-2, 2004年, p. 495
- 42) 田守伸一郎, 松谷有祐, 林善太郎: 多質点系構造物モデルにおける遺伝的アルゴリズムによる免震装置の最適選択計画, 日本建築学会構造系論文集, No. 588, 日本建築学会, 2005年2月, pp.63-70
- 43) 水野啓示朗, 松井徹哉: ニューラルネットワークによる構造物の振動応答推定, 日本建築学会構造系論文集, No.503, 1998年1月, p.53
- 44) 尾智晴: 最適化アルゴリズム, 昭晃堂, 2000年5月

第2章

- 1) 日野幹雄: スペクトル解析, 朝倉書店, 1977年10月
- 2) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994年5月
- 3) 理論地震動研究会: 地震動 その合成と波形処理, 鹿島出版会, 1994年2月
- 4) 木下繁夫: 格子型フィルタの地震観測への応用, 地震第2輯, 第39巻, 1986年, pp.1-14
- 5) 気象庁監修: 震度を知る, ぎょうせい, 1996年10月
- 6) 北川良和, 岡田恒男, 鹿嶋俊英, 関田康雄: 新しい震度階と建物被害, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 日本建築学会, 1996年, p.97
- 7) 柴田明徳: 最新耐震構造解析第2版, 森北出版, 2003年5月
- 8) Clough, R. W. and J. Penzien: Dynamics of Structures 2nd Ed., McGraw-Hill Inc., 1993
- 9) Nigam N.C. and P. C. Jennings: Calculation of Response Spectra from Strong Motion Earthquake Records, BSSA Vol.59, No.2, 1964.4, pp.909-922
- 10) Newmark N.M: A Method of Computation for Structural Dynamics, Proc. ASCE, Vol.85, No.EM3, 1959, pp.67-95
- 11) 日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, 日本建築学会, 1996年4月
- 12) 飯場正紀, 三浦賢治, 古山田耕司: 地表面基礎の静的地盤ばねの簡便法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 日本建築学会, 2000年9月, p.303
- 13) 国土交通省住宅局建築指導課他編集: 2001年版限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書, 2001年3月
- 14) 尾智晴: 最適化アルゴリズム, 昭晃堂, 2000年5月
- 15) 片山徹: システム同定入門, 朝倉書店, 1994年5月
- 16) Bäck, T., D. B. Fogel and Michalewicz ed.: Evolutionary Computation 1, Institute of Physics Publishing, 2000.5
- 17) 日本ファジィ学会編集: ファジィとソフトコンピューティング, 共立出版, 2000年9月
- 18) 飯場正紀, 三浦賢治, 古山田耕司: 地表面基礎の等価粘性減衰定数の簡便評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 日本建築学会, 2001年.9月, p.873

第3章

- 1) 田中貞二: 日本における強震計の開発と初期の強震観測, ORI 研究報告94-02, 大崎総合研究所, 1994年10月
- 2) 鹿嶋俊英: 建築研究所の強震観測, 防災科学技術研究所研究資料, No.264, 防災科学技術研究所, 2005年3月, pp.31-39
- 3) 志賀敏男, 柴田明徳, 渋谷純一, 高橋純一: 東北大工学部建設系研究棟における強震応答実測とその弾塑性応答解析, 日本建築学会論文報告集, No.301, 1981年3月, pp.119-129
- 4) 鹿嶋俊英, 北川良和, 大川出, 西出俊夫: 各種地盤における高密度強震観測とその解析, 第8回日本地震工学シンポジウム, 日本学術会議地震工学研究連絡委員会, 1990年12月, B pp.487-492
- 5) 北川良和, 大川出, 鹿嶋俊英編: 設計用入力地震動作成手法, 建築研究資料, No.83, 建築研究所, 1994年11月
- 6) 鹿嶋俊英, 大川出, 小山信, 芝崎文一郎: 首都圏地震動観測網, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 日本建築学会, 1996年9月, pp.275-276
- 7) 鹿嶋俊英, 北川良和: 釧路地方気象台の強震記録の特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 日本建築学会, 1993年9月, pp.11-12
- 8) 北川良和, 大川出, 鹿嶋俊英, 小山信, 横田崇, 勅使川原正臣: 釧路地方気象台建物と敷地地盤の振動特性(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, 日本建築学会, 1994年9月, pp.437-442
- 9) 佐々木透, 丹羽正徳, 北川良和, 鹿嶋俊英, 釧路地方気象台敷地内におけるアレイ地震観測記録の検討(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 日本建築学会, 1995年8月, pp.251-252
- 10) 鹿嶋俊英, 北川良和, 大川出, 小山信: 釧路地方気象台敷地内におけるアレイ地震観測記録の検討(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 日本建築学会, 1995年8月, pp.255-256
- 11) 杉村義広, 翠川三郎, 多才晃, 飛田潤, 壇一男, 山内泰之, 北川良和, 大川出, 鹿嶋俊英: 平成5年釧路沖地震における地震記録とその建物破壊力の検証, 建築研究報告, 第134号, 建築研究所, 1996年3月
- 12) 鹿嶋俊英, 大川出, 小山信: 八戸市役所で観測された強震記録の特性, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.2, 1998年11月, pp.2313-2316
- 13) 防災科学技術研究所 K-NET: <http://www.k-net.bosai.go.jp/>
- 14) T. Kashima : Strong Motion Network operated by Building Research Institute, Journal of Japan Association for Earthquake Engineering (JAEE), Vol.4, No.3 (Special Issue), 2004.8, pp.84-89

第4章

- 1) 鹿嶋俊英, 大川出, 小山信: 8階建 SRC 造建物における地震観測と観測記録から見た相互作用特性, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, 地盤工学会, 2002年11月
- 2) 柴田明徳: 最新耐震構造解析第2版, 森北出版, 2003年5月
- 3) 日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, 日本建築学会, 1996年4月
- 4) 飯場正紀, 三浦賢治, 古山田耕司: 地表面基礎の静的地盤ばねの簡便法, 日本建築学会大会学術講

演梗概集, B-2, 日本建築学会, 2000年9月, p.303

- 5) 国土交通省住宅局建築指導課他編集: 2001年版限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書, 2001年3月
- 6) 飯場正紀, 三浦賢治, 古山田耕司: 地表面基礎の等価粘性減衰定数の簡便評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 日本建築学会, 2001年.9月, p.873

第5章

- 1) 日本建築学会: 建築構造物の振動実験, 日本建築学会, 1978年12月
- 2) 日本建築学会: 建築物の減衰, 日本建築学会, 2000年10月
- 3) Toshihide Kashima: Strong Motion Network operated by Building Research Institute, Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol.4, No.3 (Special Issue), 2004.8, pp.84-89
- 4) 石井陽, 前田匡樹, 西川孝夫: 1994年三陸はるか沖地震による八戸市役所新館の地震応答, コンクリート工学年次論文集, Vol. 18, No.2, 日本コンクリート工学協会, 1996年, pp.215-220
- 5) 飛田潤, 杉村義弘: 八戸市庁舎新館の地震動特性の推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 日本建築学会, 1996年9月, pp.599-600
- 6) 建設省告示第1793号, 1980年

第6章

- 1) 多田英之, 高山峯夫, 山口昭一, 多田羅史郎, 他: 免震構造に関する実物研究 (その1)~(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 1983年9月, pp.887-892
- 2) 中村康一, 猿田正明, 岡田敬一, 田村和夫, 他: 免震構法に関する実証実験(その1)~(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 1987年10月, pp.767-772
- 3) 日本建築センター: 免震構造建築物 その技術開発と地震観測結果, 1992年11月
- 4) 日本建築センター: 免震構造建築物 その技術開発と地震観測結果(Part.2), 1995年9月
- 5) 日本建築センター: 免震構造建築物 その技術開発と地震観測結果(Part.3), 1997年9月
- 6) 西永雅一, 西川宏之, 甲斐誠, 他: 観測地震動記録に基づく地盤・建物の振動性状 その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1995年8月, pp.527-532
- 7) 長田勝幸, 川田公裕: 免震建物の兵庫県南部地震による効果(郵政省 WEST ビル), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1995年8月, pp.631-632
- 8) 鹿嶋俊英, 藤田久志, 伊藤昭浩, 関弘義, 羽沢昭宗: 2003年十勝沖地震における釧路合同庁舎の地震時応答 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 日本建築学会:, 2004年, pp.265-268
- 9) 伊澤清治, 寺田均, 大西良広: 2003年十勝沖地震における釧路市内の免震病院の挙動 その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.269-274
- 10) 石丸修二, 関弘義, 羽沢昭宗, 藤堂正喜, 松本喜代隆: 釧路市に建つ免震建物の静加力実験と2003年十勝沖地震時の動的挙動 その2 観測記録と建物の動的特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.277-278
- 11) 鈴木芳隆, 竹中康雄, 斎藤一, 漆崎隆: 2003年十勝沖地震における釧路市内免震事務所ビルの地震挙動について その1 地震観測記録, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.279-280

- 12) 加藤貴司, 境茂樹, 伊藤嘉朗: 2003年十勝沖地震による釧路市に建つ免震病院の応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.283-284
- 13) 太田俊也, 溜正俊, 鴫田隆, 河本慎一郎, 吉村智昭, 細澤治: 平成16年(2004年)新潟県中越地震における小千谷市内の免震建物の挙動 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2005年9月, pp.653-656
- 14) 松田泰治, 入江達雄: 福岡県西方沖地震における大名地区の免震建物の挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2005年9月, pp.663-664
- 15) 尻無濱昭三, 林郁夫, 森本仁: 2005年福岡県西方沖地震における福岡市内の免震建物の地震時挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2005年9月, pp.665-666
- 16) 中村充, 竹脇出, 安井謙, 上谷宏二: 地震観測に基づく免震建物動特性の振幅依存性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1998年9月, pp.707-708
- 17) 加藤貴司, 伊藤嘉朗, 木本幸一郎, 杉山誠: 寒冷地に建つ免震病院の地震観測(その2)地震観測記録による振動パラメータの推定と地震応答シミュレーション解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1999年9月, pp.811-812
- 18) 内山正次, 安達直人, 引田智樹, 大熊武司: 神奈川大学23号館(免震棟)の地震時挙動 その2. 免震層の地震時復元力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2002年8月, pp.569-570
- 19) 本橋元二郎, 栗田哲, 杉村義広, 豊嶋学, 林田敏弘: 地震観測記録に基づく13階建免震共同住宅の応答性状 その4. LRB の挙動とサブストラクチャー的システム同定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2003年9月, pp.507-508
- 20) 古川忠稔, 伊藤雅史, 小野聡子, 橋英三郎: 実地震観測記録を用いた2棟の免震建物動特性の同定, 日本建築学会構造系論文集, No.558, 2002年8月, pp.117-124
- 21) 沢辺浩, 本橋元二郎, 栗田哲, 杉村義広, 豊嶋学, 林田敏弘: 地震観測記録に基づく13階建免震共同住宅の応答性状 その3 水平2方向入力の影響とシステム同定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2002年8月, pp.553-554
- 22) 後藤航, 杉山佳孝, 鯉淵崇任, 他: 地震応答記録に基づいた免震装置の復元力モデルのシステム同定 その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2005年9月, pp.293-298
- 23) 塚野和臣, 伊藤昭浩, 谷口和久, 羽沢昭宗, 関弘義, 人見泰義: 寒冷地に建つ免震建物に設置された免震部材の環境温度測定, 日本建築学会技術報告集, No.16, 2002年12月, , pp.135-140
- 24) 鹿嶋俊英, 大川出, 小山信: 釧路地方気象台と釧路地方合同庁舎との地震動の特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, B-2, 2001年9月, pp.67-68
- 25) 和田章, 木下: MSS モデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, 1985年10月, pp.313-316
- 26) 鹿嶋俊英, 北川良和: 強震観測記録から推定した建物の振動特性の特徴, 日本建築学会技術報告集, No.22, 日本建築学会, 2005年12月, pp.163-166
- 27) 松本喜代隆, 関弘義, 羽沢昭宗, 藤堂正喜, 千葉脩: 釧路市に建つ免震建物の静加力実験と2003年十勝沖地震時の動的挙動 その1 竣工時における静加力実験と常時微動測定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.275-276

論文目録

1. 定期刊行誌掲載論文(主論文に関連する原著論文)

- (1.1) 鹿嶋俊英, 北川良和: 強震記録から推定した9階建免震建物の地震時挙動, 地震工学会論文集, Vol.6, No.2, 日本地震工学会, 2006年5月
- (1.2) 鹿嶋俊英, 北川良和: 強震記録に基づく進化戦略手法による建物の振動特性評価, 日本建築学会構造系論文集, No.602, 日本建築学会, 2006年4月, pp.145-152
- (1.3) 鹿嶋俊英, 北川良和: 強震観測記録から推定した建物の振動特性の特徴, 日本建築学会技術報告集, No,22, 日本建築学会, 2005年12月, pp.163-166
- (1.4) T. Kashima: Strong Motion Network operated by Building Research Institute, Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol.4, No.3, Japan Association for Earthquake Engineering (JAEE), 2004.8, pp.84-89

2. 国際会議発表

(主論文に関連する発表)

- (2.1) T. Kashima and Y. Kitagawa: Dynamic Characteristics of Buildings Estimated from Strong Motion Records, 8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, U.S.A., 2006, pp.1-10, (掲載決定)
- (2.2) T. Kashima: Dynamic Behavior of an Eight-storey SRC Building Examined from Strong Motion Records, 13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE), Canadian Association for Earthquake Engineering, 2004.8, Paper No.196, pp.1-11
- (2.3) T. Kashima, A. Itoh and H. Fujita: Dynamic Behavior of a 9-Story Base-Isolated Building during the 2003 Off Tokachi Earthquake, Japan, Third UJNR Workshop on Soil-structure Interaction, 2004.3, pp.1-12
- (2.4) T. Kashima: Earthquake Motion Observation and SSI Characteristics of an 8-Story Building in BRI, Second U.S.-Japan Workshop on Soil-structure Interaction, Building Research Institute, 2001.3, pp.143-151

(その他の発表)

- (2.5) I. Okawa, T. Kashima, K. Yamagishi and M. Watakabe: Strong Motion Recording for Buildings in Japan, Third UJNR Workshop on Soil-structure Interaction, Building Research Institute, , 2004.3, pp.1-16
- (2.6) I. Okawa, T. Kashima and S. Koyama: Earthquake Recording for SSI Study by BRI, Second U.S.-Japan Workshop on Soil-structure Interaction, Building Research Institute, 2001.3, pp.119-131

3. 国内学会発表(査読付の Full-length papers)

- (3.1) 鹿嶋俊英, 大川出, 小山信: 8階建 SRC 造建物における地震観測と観測記録から見た相互作用特性, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, 2002年11月, pp.1209-1212

4. その他国内学会発表

(主論文に関連する発表)

- (4.1) 鹿嶋俊英: 建築物における強震観測, 第4回強震データの活用に関するシンポジウム, 日本建築学会, 2005年3月, pp.3-8
- (4.2) 鹿嶋俊英: 最近の地震における建物の強震記録, 日本地震工学会大会-2004梗概集, 日本地震工学会, 2005年1月, pp.52-53
- (4.3) 鹿嶋俊英, 藤田久志, 伊藤昭浩, 関弘義: 2003年十勝沖地震における釧路合同庁舎の地震時応答(その1) 強震観測記録の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-2, 日本建築学会, 2004年8月, pp.265-266
- (4.4) 関弘義, 羽沢昭宗, 鹿嶋俊英, 藤田久志, 伊藤昭浩: 2003年十勝沖地震における釧路合同庁舎の地震時応答(その2) 観測記録と応答解析結果の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-2, 日本建築学会, 2004年8月, pp.267-268
- (4.5) 鹿嶋俊英: 全国展開を可能とする観測システム, 第3回強震データの活用に関するシンポジウム, 日本建築学会, 2002年12月, pp.21-25
- (4.6) 鹿嶋俊英: 釧路地方気象台と釧路地方合同庁舎との地震動の特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), B-2, 日本建築学会, 2001年9月, pp.67-68

(その他の発表)

- (4.7) 小山信, 鹿嶋俊英, 大川出, 飯場正紀: 小千谷市内 RC 建物における2004年新潟県中越地震余震記録の特性について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-2, 日本建築学会, 2005年9月, pp.83-84
- (4.8) 川島学, 大川出, 鹿嶋俊英, 井口道雄: 地震観測に基づく建物-地盤系動特性の総合評価に関する研究 建築研究所建物の追加検討 その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-2, 日本建築学会, 2005年9月, pp. 491-492
- (4.9) 年縄巧, 鱒沢曜, 鹿嶋俊英, 久田嘉章, 小山信: 免震レトロフィットを施した山梨県庁舎本館の低ひずみレベルでの振動特性 その1 微動観測・地震観測について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-2, 日本建築学会, 2004年8月, pp.309-310
- (4.10) 鱒沢曜, 年縄巧, 鹿嶋俊英, 久田嘉章, 小山信: 免震レトロフィットを施した山梨県庁舎本館の低ひずみレベルでの振動特性 その2 地震観測記録による応答解析結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-2, 日本建築学会, 2004年8月, pp.311-312
- (4.11) 小山信, 飯場正紀, 鹿嶋俊英: 建物の強震観測現状調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-2, 日本建築学会, 2004年8月, pp.877-878