

土木構造物の非線形応答特性を考慮した
性能設計のための地震動評価の高度化に関する研究

坂井 公俊

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 既往の研究	5
1.2.1 表層地盤の地震時挙動評価及び地盤構造の評価に関する既往の研究	5
1.2.2 強震動予測手法に基づく地震動評価に関する既往の研究	6
1.2.3 確率論的な地震動評価に関する既往の研究	9
1.3 本論文の構成	11
参考文献 (第1章)	14
第2章 深部地下構造が地震動特性に与える影響	25
2.1 概説	25
2.2 深部地下構造の変化に伴う応答スペクトルの変化	27
2.2.1 観測記録の収集	27
2.2.2 記録の補正	27
2.2.3 深部地下構造の変化に伴う応答スペクトルの変化	29
2.3 観測記録に基づく検討	31
2.4 地盤応答解析に基づく検討	37
2.5 硬質地盤の非線形挙動の影響	44
2.6 まとめ	45
参考文献 (第2章)	46
第3章 表層地盤の不整形性と地震動入射角の影響	49
3.1 概説	49
3.2 基盤傾斜, 斜め入射が伝達関数に与える影響	51
3.2.1 解析方法	51
3.2.2 伝達関数の評価結果	54
3.3 伝達関数に基づく1次元地盤構造の推定	67
3.3.1 解析手法	67
3.3.2 地盤構造の推定結果	68
3.4 考察	84
3.5 まとめ	92
参考文献 (第3章)	93

第 4 章 構造物の非線形応答特性を考慮した統計的グリーン関数法	97
4.1 概説	97
4.2 モデル化した位相特性を用いた統計的グリーン関数法	99
4.3 選択する位相特性が構造物の非線形応答に与える影響	105
4.3.1 新潟県中越地震の特性化震源モデルの構築	105
4.3.2 位相特性の変化が構造物の非線形応答に与える影響	123
4.4 位相の伝播経路特性の評価	127
4.4.1 検討方法	127
4.4.2 位相の伝播経路特性のモデル化	127
4.4.3 モデル化した伝播経路特性による構造物の非線形応答の評価	129
4.4.4 構造物の非線形応答の観点からの考察	134
4.5 位相の震源特性, サイト特性の評価	137
4.5.1 検討方法	137
4.5.2 時刻歴波形の作成	138
4.5.3 構造物の非線形応答の観点からの考察	144
4.6 まとめ	154
参考文献 (第 4 章)	156
第 5 章 非線形応答スペクトルに適合した波形の合成方法	161
5.1 概説	161
5.2 設計地震動として要求される項目	163
5.3 波形合成手法	169
5.3.1 問題設定	169
5.3.2 最適化の方法	171
5.4 提案手法の適用性	172
5.4.1 特性の異なる 2 波形を参照地震動として用いた場合	172
5.4.2 多数の強震動予測結果を参照地震動として用いた場合	180
5.4.3 土構造物と高架橋の応答を同時に対象とした場合	183
5.5 まとめ	186
参考文献 (第 5 章)	187
第 6 章 地震危険度解析に基づく生起確率付地震動波形群の合成方法	189
6.1 概説	189
6.2 確率を考慮した地震動波形群の作成方法	191
6.2.1 確率論的地震危険度解析	191

6.2.2	生起確率付地震動群の作成方法	195
6.3	東京地域における試算	197
6.4	まとめ	203
	参考文献（第6章）	204
第7章	地震リスク評価に基づく構造物の性能評価法	207
7.1	概説	207
7.2	経済性を用いた耐震性能の評価方法	209
7.2.1	新設構造物の耐震設計における経済性照査	209
7.2.2	既設構造物の耐震対策優先度評価における経済性	211
7.2.3	経済性の表現方法	212
7.3	経済性照査のための設計地震動の評価	213
7.3.1	トータルコストを用いた復旧性照査法	213
7.3.2	復旧性照査用ノモグラムの作成	216
7.3.3	考察	230
7.4	経済性評価に基づく構造物群の耐震対策優先度の設定方法	234
7.4.1	構造物群の地震対策優先度の判定手法	234
7.4.2	モデル線区における地震対策優先度判定の試算	235
7.5	まとめ	245
	参考文献（第7章）	247
第8章	結論	251
	謝辞	257
	発表論文一覧	

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

我が国の国土面積は、世界の面積の1%にも満たない小国である¹⁾。しかしながら、世界中で発生する地震のほぼ1/10が日本列島周辺で発生しており²⁾、人々の暮らしを考える上で、地震の影響を無視することはできない。我々にとって非常に大きな脅威とも言える地震に対処すべく古くからさまざまな検討が行われている。しかしながら、近年においても規模の大きな地震が発生すると、その度に大なり小なり物的被害、人的被害が発生している。そしてこの被害経験を教訓として、各種施設の耐震設計法が見直されることで、今日に至っている。

土木構造物の耐震設計法の変遷を辿る中で、1995年の兵庫県南部地震の影響は計り知れないほど大きい。兵庫県南部地震は、1995年1月17日5時46分に淡路島北部の深さ約16kmの位置を震源とする気象庁マグニチュード7.2の地震であり、死者・行方不明者が6,400名を上回るという甚大な被害を受けた³⁾。またこの地震では、最大加速度約800ガル、最大速度約100カインという非常に強い地震動が観測されている⁴⁾。この兵庫県南部地震を契機として、大規模地震が発生した場合に土木構造物はどうあるべきか、といった議論が活発に行われ、耐震設計体系が大幅に見直されることとなった。土木学会からは、土木構造物の耐震基準等に関する提言が複数回に渡って行われ、レベル1地震動とレベル2地震動の2段階の地震作用を考える設計体系が示された^{5),6),7)}。これを受け、鉄道構造物⁸⁾や道路構造物⁹⁾の耐震設計指針にもこの考え方が採用されている。

その後、積極的な耐震診断、耐震補強が推進され、地震に対する安全性、信頼性は飛躍的に向上したと考えられていた。しかしながら、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、我々に新たな教訓を突き付ける結果となった。この地震は、2011年3月11日14時46分に牡鹿半島の東南東約130km付近の太平洋の海底深さ約24kmを震源として発生したモーメントマグニチュード9.0という日本観測史上最大の地震である¹⁰⁾。この地震では10mを超えるような非常に大きな津波により、広範囲に渡り甚大な被害が発生し死者・行方不明者が18,000名を上回るという状況に陥った³⁾。政府の事前評価によると、この地域においてこのような規模の地震が発生することは想定されておらず、構造物の耐震設計、被害想定を行う際に前提条件となる対象地震の想定という視点からも東北地方太平洋沖地震は我々に大きな問題を投げかけている。さらに、このよ

うな事前の想定を上回る地震が発生する可能性を否定することができなくなった状況下で、このような大規模災害に対して我々がどう向き合っていくべきなのか、といった議論や提言が今日でも積極的に行われている^{11)~15)}。また、この地震を受けて土木構造物の耐震設計基準における設計地震動の考え方も見直しが行われている^{16),17)}。

一方、近年の土木構造物の耐震設計を考える上で、このような大規模地震の発生だけでなく、性能照査型設計の流れも無視することは出来ない^{18)~21)}。一般に性能照査型設計は、**図 1.1-1**のような階層化された体系で示すことができる²²⁾。ここで、性能照査型の設計体系における最上階層に位置する「目的」では、構造物の社会的目的が示される。次に、「機能的要求」では目的を実現するために構造物が保有しなければならない要求項目が示され、「要求水準」では、機能的要求を実現するための水準が示される。さらに、要求水準を検証する具体的な方法としての「検証方法」や、検証を満足する実務的な解としての「適合みなし仕様」が示される。

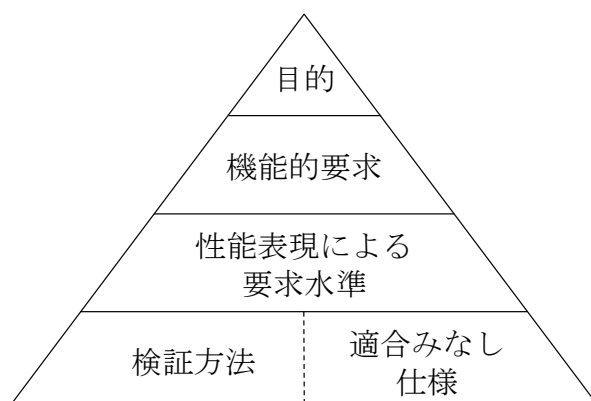


図 1.1-1 性能照査型設計の階層化モデル

要求される水準を満足することを限界状態設計法によって確認する場合には、まず「地震作用（設計地震動）」を設定し、続いて設計地震動に対する土木構造物の「応答値」を算定する。最後にこの応答値が別途設定した「限界値」以内に収まっていることを確認することで、性能を照査する。そのため、設計地震動の設定、応答値の評価、限界値の評価、という三要素は、それぞれが適切にバランスを保っている必要がある。

この時の、構造物の要求性能としては、使用性や耐久性、遮蔽性、修復性、美観、など多くの性能が考えられる。このうち上述したような大規模地震に焦

点をあてた場合、構造物に要求される基本的な性能として安全性が挙げられる。この安全性は、例えば国際規格において「許容できない危害が発生するリスクがないこと」と定義されている²³⁾。さらに土木構造物においては、この許容できない危害を「人命に重大な影響を与えないこと」と考える場合が多い^{例えは 24)}。つまり、構造全体系の崩壊は防ぐものの、構造物もしくは構造部材には大きな損傷が発生することを許容しており、構造物の非線形挙動まで立ち入った設計体系となっている^{例えは 16)17)}。そのため、「応答値」、「限界値」を算定する際に必要となる近年のコンクリート、鋼構造分野の検討では、構造部材、構造全体の崩壊までの非線形特性を高精度に推定するための検討が数多く見られる^{例えは 25)26)}。これに対応する形で、「設計地震動」においても構造物の非線形挙動を念頭においた地震作用となっている必要があるものの、現時点では地震動を評価する際に構造物の非線形応答への配慮を行っている事例はほぼ皆無である。

さらに、土木構造物に要求される地震時性能としては、安全性だけでなく、使用性や復旧性も存在する。これはレベル 1 地震動に対して無被害を要求するものであり、土木学会第三次提言において「現時点での技術的及び社会経済的条件を前提としたシビルミニマムの要求である」と解釈している⁷⁾。この設計法を適用した場合には、レベル 1 地震動として 50 年期待値に対応する地震を用いたとすると、50 年間に弾性限界を超えない確率が約 63% (ポアソン過程) になるように構造物を設計したことになるが、この確率が 63% でなければならない根拠は明らかでない。このような問題点を踏まえ、近年では、損傷レベルのような工学的指標でなく、経済性を照査指標とした設計法の導入も試みられている²⁷⁾。これはレベル 1 設計で要求される復旧性を、経済性の照査を行うことで満足させるというものであり、構造物の耐用期間内に発生する地震を全て考慮した上で、構造物の初期建設コストと地震被災コストの合計であるトータルコストが最小となるような構造物を設計する。この時、構造物の地震リスクを評価する必要があるが、当然ながらここで考慮する地震作用としても構造物の非線形挙動を念頭におく必要がある。

以上の背景を踏まえて、本論文では土木構造物の非線形応答特性を考慮した性能設計のための地震動評価に関する研究を行う。具体的には以下に示す観点から検討を進める。

- (1) 土木構造物への地震作用を考える場合、工学的基盤よりも浅い地盤の影響だけでなく、深部地盤の影響も大きい。大規模地震時の構造物の地震時挙動を高精度に評価するためには、両者の影響を適切に考慮する必要がある。そこ

でまずは、地点の深部地下構造の変化に伴う地震動特性（特に、応答スペクトル、最大加速度、最大速度）の変化について検討する。続いて、表層地盤の構造評価を行う際に、地盤の伝達関数を用いる場合がある。この際の条件として、地盤は水平成層、地震動は鉛直下方入射を仮定している場合がほとんどであるが、この仮定が崩れることによる地盤構造の推定結果に及ぼす影響を整理する。

- (2) 地震時に土木構造物に要求される性能として、複数の性能が考えられるが、ここでは安全性と復旧性に着目し、各性能を照査する際の地震動評価法の開発を行う。まず、安全性を照査するための地震動としては、従来から実施されている強震動予測手法にモデル化した位相特性の評価手法を導入することで、土木構造物の非線形挙動を評価する際にも適用可能な地震動評価手法の提案を行う。続いて、断層破壊等の地震動評価時に想定される多数の不確定性を考慮することで得られる多数の地震動群（これを参照地震動群^{21),28)}と呼ぶ）から、土木構造物の耐震設計に用いるべき設計地震動を合成する方法について検討する。
- (3) 土木構造物の復旧性を照査するためには、構造物の供用期間中に想定される地震リスクを適切に評価する必要がある。そこで、確率論的地震危険度解析の結果を満足する時刻歴波形群（これを本研究では生起確率付地震動群と呼ぶ）の評価方法の提案を行う。その上で、土木構造物の復旧性を経済性の観点から照査する実用的な設計手法について検討する。

1.2 既往の研究

1.2.1 表層地盤の地震時挙動評価及び地盤構造の評価に関する既往の研究

せん断弾性波速度が 400m/s 程度よりも小さい表層地盤の挙動は地表面位置の地震動に大きな影響を与える²⁹⁾ため、構造物を設計する場合、表層地盤の構造調査とそれに基づく挙動評価は重要な課題である。そのため工学分野において、表層地盤の挙動評価に関する検討は古くから数多く実施されている。表層地盤の挙動評価に関する検討は、主に地盤の非線形挙動が地震動に与える影響と地盤の不整形性が地震動に与える影響について実施されてきた。

地盤の地震時非線形応答特性については、地震観測に基づく検討³⁰⁾、実験的な検討^{31),32)}、数値解析に基づく検討^{33)~35)}等、現在に至るまで活発な検討が実施されている。その結果、実務的なレベルで 1 次元の地盤応答解析を実施するケースも数多く見られるようになってきた。また、従来から実務設計に多用されている R-O モデル³⁵⁾や、双曲線モデル³⁴⁾はパラメータが少ない代わりに試験結果を完全に満足できないという問題点があったが、これを改善するモデルも多数提案されている^{36)~40)}。

また、地盤の不整形性に関する検討は、表層地盤を対象としたものよりは地震基盤までを含んだ深部構造の影響について解析⁴¹⁾や実測⁴²⁾に基づき実施されている例が数多く見られる。代表的なものとしては、1995 年の兵庫県南部地震において大きな被害が発生した「震災の帯」の発生要因の一つとして、深層地盤の不整形性が影響したことが確認されている⁴³⁾⁴⁴⁾。また、その他各種解析法を用いて、不整形地盤において表面波、回折波が生成することが確認されている⁴¹⁾⁴⁵⁾⁴⁶⁾。これらの成果を受け、不整形地盤の影響を耐震設計に反映させるための検討も実施されている^{47)~49)}。さらに近年の計算機技術の発展に伴い、実務設計においても不整形性の影響を直接考慮した、2, 3 次元の地盤応答解析等も実施されるようになってきている。これらの成果により、入力地震動と地盤構造を詳細に評価した場合には、地表面位置の地震動を数値計算によって高精度に評価可能となってきた。

この時に必要な地盤の地震時挙動評価を行う際の地盤構造を評価する方法としては、工学的にはボーリング調査が用いられる場合がほとんどである。これ

は、耐震設計で考えている基盤面の定義が $V_s=400\text{m/s}$ 、N 値 50 程度であり、我が国の堆積環境においては地下 10~30m 程度で基盤面が出現するため、現実的な費用の範囲内で直接評価が実施可能であるためと考えられる。一方で地震基盤と呼ばれる $V_s=3000\text{m/s}$ 程度の地盤や地殻の構造を直接評価することは困難であるため、何らかの情報を用いて推定する場合が多い。地盤構造を推定する手法としては、人工地震探査法⁵⁰⁾、表面波探査法⁵¹⁾、常時微動探査法⁵²⁾、重力探査法⁵³⁾といった物理探査手法や、地表と地中の地震観測記録に基づく伝達関数を用いる手法⁵⁴⁾など種々の手法が提案され、利用されてきた。近年ではこれらの手法を表層地盤構造の推定に用いる例も見られる^{55),56)}。各手法による地盤構造推定結果とボーリング調査結果、もしくは得られた地盤構造を用いた地震動シミュレーション結果と地震観測記録の比較を実施することで、それぞれの手法の有効性も確認されている。

ここで、例えば微動アレー観測に基づく位相速度の分散曲線や地震動の地表/地中観測に基づく伝達関数を使用した地盤構造推定を行う際には、地盤は水平成層であるとして実施することがほとんどである。また、伝達関数に基づき評価を行う際の地震動は、鉛直下方入射という仮定に基づき実施する場合が多い。ここで設定した 2 つの仮定が崩れた場合に推定される地盤構造は、実際の直下の地盤構造を表現出来てきていない可能性も考えられる。近年では地震波の斜め入射を考えた地盤構造の評価が行われている例も見られる^{57),58),59)}が、これらは主に深部地盤を対象とした検討に限られている。地表近くの地層構成は、深層地盤と比較してより複雑であるため、2 つの仮定が成り立たない場合も多く存在すると考えられ、浅部地盤を対象とした基盤傾斜、斜め入射の影響を把握しておくことは工学的に非常に重要である。

1.2.2 強震動予測手法に基づく地震動評価に関する既往の研究

強震動予測手法による地震動評価は大別すると確率論的な地震動評価^{60),61)}とシナリオに基づく地震動評価⁶²⁾に分類される⁶³⁾。このうち前者の評価を行う場合には、地震動強さを距離減衰式によって評価する場合がほとんどである。本論文では、確率論的な地震動評価とこれに用いられる距離減衰式に関する記載は次項で行うこととし、ここではシナリオに基づく地震動評価について整理する。

シナリオに基づく地震動評価法としては、離散化波数積分法⁶⁴⁾、差分法^{65)~68)}、有限要素法^{69)~71)}等に代表される理論的手法、経験的グリーン関数法^{72),73)}、統計的グリーン関数法⁷⁴⁾⁷⁵⁾といった半経験的手法、距離減衰式を用いた経験的手法⁷⁶⁾、これらを組み合わせたハイブリッド法⁷⁷⁾という様々な手法が提案されている。

また、地震動は、震源特性、伝播経路特性、サイト特性の重ね合わせによって表現される。そのため、シナリオに基づく地震動評価を行う際にも、それぞれの特性を適切に評価する必要がある。このうち震源モデルは、有限な断層面上の時空間的なすべり関数を与えることで、断層面から観測点へのグリーン関数により畳み込み積分を行うことで、観測点の波動場を求めることが可能である。この時に与える震源スペクトルは、古くからさまざまな形が提案されている^{例えば78)}が、 ω^2 スペクトルモデル^{79),80),81)}を用いることで実際の観測記録の高振動数成分を表現出来ることが知られている。そして何よりも、強震動予測を行う際の震源特性を評価するためには、過去の大規模地震における不均質な破壊の状況を把握することが重要であり、古くから数多くの研究成果が存在する^{82)~89)}。また、これらの震源インバージョン解析の精度に関する検証や、インバージョン解析に必要な地震計の配置についても検討されている⁸⁹⁾。さらに、国内で発生する地震においても1995年の兵庫県南部地震の強震記録を説明する震源モデルの推定⁹⁰⁾やその後の大規模地震が発生する毎に複数の研究者によってすべり分布の提案⁹¹⁾⁹²⁾⁹³⁾が行われている。そしてこれらの結果を統合することで、すべり分布の特性化⁹⁴⁾が実施されている。これは主にカリフォルニアの内陸地殻内の地震や兵庫県南部地震による結果をもとに構築されたものであるが、その後の大規模地震における震源モデルの結果も踏まえ、強震動予測のための特性化震源モデルの構築方法が提案されている^{95),96),97)}。これらの結果を活用することで、強震動予測に必要な震源特性を比較的簡易な手続きで設定することが可能となっており、設計地震動評価を行う際の基本的な方法として採用されている事例もある⁹⁸⁾。

続いて伝播経路特性は、震源近傍と震源遠方での波形形状の変化を表現する際に重要な特性であり、これを表現するためには、震源と対象地点の距離とその間に存在する媒質の減衰特性を適切に評価する必要がある。減衰を測定する方法としては、ボーリングコアから供試体を作製し、これを用いた繰り返し三軸試験や、現地での検層データを用いる方法、もしくは鉛直アレー観測によるスペクトル比を逆解析する方法がある⁹⁹⁾。ただし深部構造の減衰を評価する際にボーリング調査を実施することは現実的ではなく、ほとんどの場合が地震観

測記録等に基づき減衰の提案がされている^{100)~104)}。また、伝播経路中の波動伝播を力学的に評価する手法としては、波線理論に基づく検討が実施されている事例も見られる^{105),106)}。また、ランダムな不均質媒質をモデル化した解析¹⁰⁷⁾や空洞が分布したモデルによる応答評価等から Q 値の解析を実施している例¹⁰⁸⁾も見られる。

またサイト特性については、まず水平方向に無限に連続する 1 次元成層地盤モデルに対して Propagater Matrix により評価する検討¹⁰⁹⁾に始まり、これに非線形効果を導入した事例も見られる¹¹⁰⁾。しかしながらこのような単純なモデル化では実際の観測記録において生じる現象を適切に表現できないことが確認されている¹¹¹⁾¹¹²⁾。そこで、地盤の多次元的效果を考慮可能な AL 法¹¹³⁾¹¹⁴⁾や差分法¹¹⁴⁾、有限要素法等¹¹⁵⁾の手法を用いることで、表面波の影響等も含んだサイト特性の評価が行われている事例もある。ただし、地震動評価法としてグリーン関数法を用いる場合には、このような多次元地盤を考慮したサイト特性が用いられることはほとんどなく、従来の 1 次元構造を仮定した評価が採用される場合が多い。一方で近年では、強震記録に基づいた経験的サイト増幅特性を用いることで、簡易に地盤の 3 次元的影响を含んだ地震動評価を可能としている事例も見られる¹¹⁷⁾¹¹⁸⁾。

一方でこういった地震動評価に関する検討は主に観測された記録を満足するようなモデルを構築することを目的としており、振幅特性に関する議論が中心となっている。従来から強震動予測に用いる位相特性として、対象地点における観測記録が得られていない場合には、適当な位相特性を用いる¹¹⁹⁾か、波形の包絡形状とランダム位相を組み合わせた方法によって評価する場合⁷⁴⁾がほとんどである。これに対して、位相差分分布や群遅延時間に基づいて地震波の重心位置や広がり評価が可能であるという性質¹²⁰⁾¹²¹⁾を利用し、位相特性を多数の観測記録に基づきモデル化し、非定常性を有する地震動波形の検討が行われている例もある^{122)~124)}。また近年では、グリーン関数法に用いる統計的波形を改良した方法もいくつか提案されている^{例えば 125)~127)}が、この結果が構造物の非線形挙動の観点から妥当な結果を与えるかどうかは不明である。また、これらのアプローチはいずれも地震動の震源、伝播経路、サイト特性を全て含んだ形で地震動波形の包絡形状を評価しているために、このままでは各特性の変化が構造物の非線形挙動に与える影響把握とその妥当性を確認することは容易ではない。

1.2.3 確率論的な地震動評価に関する既往の研究

確率論的な地震動評価は、前項で記載したシナリオに基づく地震動評価と比較すると、古くからより工学的な分野での検討が実施されている。これは、工学的問題が常に直面する「不確定性のもとでの意思決定」の命題を克服することを目的として開発が進められたためである¹²⁸⁾。我が国でも地震ハザードマップに関する研究は古くから行われている^{例えば129),130),131)}。歴史地震資料を整理することで、日本付近の地震ハザードを最初に作成したのは、河角によるマップである¹²⁹⁾。これは、過去に発生した300個以上の大規模地震のリストを作成した上で、これらを用いた地震危険度解析を実施することで、75年、100年、200年再現期待値の最大加速度地図を作成している。これは、1950年の建築基準法における地域係数を決定する際の基礎データとして用いられた¹³²⁾。それと同時期に、米国においてシステム論的な観点からの確率モデルに基づく地震ハザード評価法⁶⁰⁾が提案され、その後はこの考えに基づく地震ハザード評価が急速に発展することとなった^{133)~135)}。

この地震ハザード評価を行う際には、歴史地震資料を収集し対象地域における地震活動をモデル化する必要がある。過去の地震資料を集約したものとしては、宇佐美カタログ¹³⁶⁾¹³⁷⁾、宇津カタログ^{138)~141)}、気象庁地震月報などが参考になる。しかしながら日本において震源データが得られている期間は1000年程度と、地震発生間隔と比較して十分であるとは言えず、震源データのみで十分な推定結果を得ることは難しい。よって震源データの不備な点を、地震地帯構造等によって補う必要がある。この地震地帯構造の分類としては、河角¹⁴²⁾や萩原¹⁴³⁾などによるものがある。これらの成果を統合し、またさらに新たな地質調査などの結果も踏まえた全国地震活動の結果が、いくつか提案されている^{例えば144)}。

一方の地震動の大きさを評価する手法としては、限られたパラメータのみから非常に簡易に計算が可能な距離減衰式に基づき実施される場合がほとんどである。この距離減衰式による地震動評価は観測された強震記録の統計解析に基づくものであり、古くから米国、日本国内において多数の提案がされている^{例えば145)~152)}。これらは基本的には地震の規模と震源距離をパラメータとして、最大加速度、最大速度、計測震度、応答スペクトル等を簡易に表現可能としている。そのため扱いが容易であるという利点を有する一方で、詳細な震源特性、サイト特性等を考慮することができなかつた。そこでこれを解決するための方法もいくつか提案されている¹⁵³⁾¹⁵⁴⁾。これらを導入することで、地震の各特性を考慮

した上での平均的な地震動指標を評価することが可能である。

また、確率論的地震危険度解析による地震動評価は、比較的低確率の事象を扱う必要があるため、距離減衰式の平均値のみならずバラツキが有する意味が重要になってくる。このバラツキについての検討はそれほど多くはないが、地盤の非線形化に伴う振幅依存性¹⁵⁵⁾¹⁵⁶⁾やM依存性¹⁵⁷⁾、サイト依存性¹⁵⁸⁾¹⁵⁹⁾等の検討事例がある。

ここで確率論的地震危険度解析によって得られるハザード曲線は、ある再現期間に対応する地震動強さを表わしたものであり、この結果から構造物の損傷状態を評価するためには、構造物のフラジリティー曲線が必要になる¹⁶⁰⁾。これによらず動的解析によって構造物の損傷を評価するために、ハザード曲線から時刻歴波形を作成するという手法も提案されている。例えば地震危険度解析を1.2.2節で説明したシナリオに基づく地震動評価と組み合わせる手法も提案されている^{161)~163)}。これは距離減衰式を用いた地震動強さの確率分布の代わりに断層パラメータの不確実さを考慮した強震動予測によって表現するものである。この断層パラメータの不確実さとしては、破壊開始点、各セグメントのアスペリティ個数、位置、アスペリティの実効応力等が挙げられている。この手法を用いることで、シナリオ毎の各特性を反映させた地震評価が可能となるという利点を有している一方で、計算負荷が膨大になるという問題点も含んでいる。また近年では、多数の観測記録を収集し、それぞれにマグニチュードや震源距離、地震タイプ、地盤条件といった情報をタグ付けしておき、評価したい地震動のパラメータに適合する波形を選び出してくるという手法も提案されている¹⁶⁴⁾。

1.3 本論文の構成

1.2 節でまとめたように、地震動の評価に関する研究は古くから多数実施されている。しかしながらこれらの評価はあくまでフーリエスペクトルもしくは弾性応答スペクトルという議論に留まっており、構造物の耐震設計においてもっとも重要な意味を持つ、非線形挙動の観点からの地震動評価に関する研究は皆無である。そこで本研究では、土木構造物の非線形応答特性を考慮した性能設計のための地震動評価法の高度化を目標とした検討を行う。本論文の構成を図 1.3-1 に示す。

第 2 章では、深部地盤構造が地震動特性に与える影響を把握するために、地震基盤深度の変化に伴う応答スペクトル、PGA, PGV の変化の有無を確認することを目的とした検討を実施する。さらに、深部地盤の非線形挙動が工学的基盤位置の地震動に与える影響について解析的な検討を行う。

第 3 章では、地盤構造の傾斜、入射角の変化が地中―地表間の伝達関数に与える影響について解析的に整理を行う。さらにこれらの影響を無視し、水平成層、鉛直下方入射を仮定して地盤構造を推定する従来の一般的な構造同定手法を用いることで、得られる地盤構造にどのような変化が見られるのかについても考察を行うとともに、伝達関数から地盤の傾斜角推定の可能性についても言及する。

第 4 章ではまず、2004 年の新潟県中越地震を対象として、観測記録を満足する特性化震源モデルを構築する。そしてこの震源モデルを固定とし、用いる位相特性を変化させた場合に合成される地震動波形が構造物の非線形挙動に与える影響を評価することで、位相特性の重要性を確認する。その上で、地震動位相の震源特性、伝播経路特性、サイト特性の変化が構造物の非線形挙動に与える影響について考察を行うとともに、各特性のモデル化方法について検討を行う。この結果を踏まえ、強震動予測によって構造物の非線形挙動に配慮した地震動波形を評価する手法を提案する。

第 5 章では強震動予測による地震動評価結果を設計地震動に換算する方法の提案を行う。具体的には、第 4 章で提案した強震動予測手法は、構造物の非線形挙動を念頭においた地震動波形となっているが、例えばある特定の断層を対象とした地震動評価を行う場合にも、現在の地震学、地震工学の技術において

破壊開始点の位置や断層面内のすべり分布を事前に特定することは困難である。そのため、構造物の安全性照査のための地震動評価を行う場合には、これらの不確定なパラメータを複数変化させた地震動評価を実施する必要がある。そしてこの結果得られる多数の地震動波形群の中から適切な地震動を選択することになるが、その際の適切な手法はこれまで存在しなかった。そこで、これら地震動群の中から、構造物の非線形挙動として適切な解を与える地震動波形を合成する手法の提案を行う。さらに、実際の断層を想定した地震動予測結果に提案手法を適用することで、手法の妥当性を確認する。

第 6 章では、構造物の地震リスクを動的解析によって評価する際に必要な、発生確率を有する地震動波形を評価する手法の構築を行う。具体的には、構造物の地震リスクを詳細に評価する際には当然構造物の非線形挙動まで立ち入った議論が必要であり、従来から用いられているハザード曲線とフラジリティー曲線による評価ではなく、動的解析によって各構造の振動特性、非線形特性を考慮した応答評価を行うことが要求される。そこで、第 4 章において実施した検討も踏まえ、確率論的地震危険度解析の結果に準拠した時刻歴波形の合成手法の提案を行う。

第 7 章では、地震リスクを考慮した構造物の性能評価法についての検討を実施する。まず新設構造物を対象として、経済性を照査指標とした土木構造物の耐震設計法についての検討を行う。具体的には、トータルコストが最小となる周期、靱性率、降伏震度の組み合わせを予め算定しておき、この結果を必要強度スペクトルと同様の書式で記述（これを復旧性照査ノモグラムと呼ぶ）することで、従来の耐震設計の流れと同様の手続きで、復旧性の照査を実施可能な手法を提案する。また、既設線状構造物を対象として、地震リスクの観点から構造物の耐震対策優先度を設定する方法についても検討を行う。

第 8 章では、本論文により得られた結論ならびに知見をまとめる。

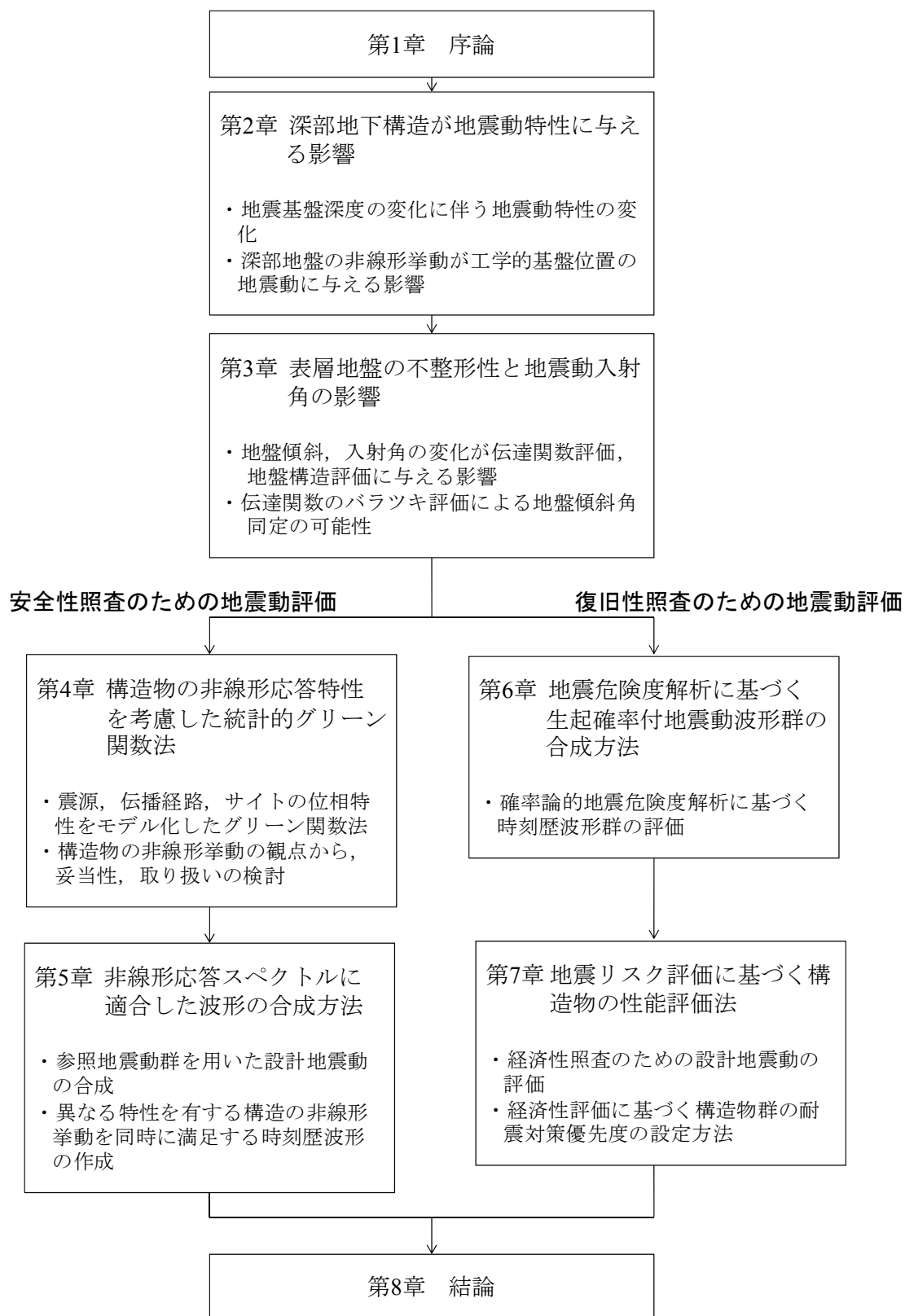


図1.3-1 本論文の構成

参考文献（第 1 章）

- 1) United Nations: Demographic Yearbook 2012, <http://unstats.un.org/unsd/demographic/products/dyb/dyb2012.htm>, 2012.
- 2) 気象庁：地震について, <http://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/faq/faq7.html>
- 3) 内閣府：平成 25 年度版防災白書, 2013.
- 4) (財)鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 鉄道総研報告, 特別第 4 号, 1996.
- 5) 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言「第一次提言」, 1995.
- 6) 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言「第二次提言」, 1998.
- 7) 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言「第三次提言」, 2000.
- 8) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.
- 9) (社)日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編), 2002.
- 10) 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報, 2011.
- 11) 東日本大震災の総合対応に関する学協会連絡会：巨大地震と大津波から国民の生命と国土を護るための基本方針, 2011.
- 12) 日本地震学会 東北地方太平洋沖地震対応臨時委員会編：地震学の今を問う (東北地方太平洋沖地震対応臨時委員会報告), 2012.
- 13) 土木学会 東日本大震災特別委員会：土木学会 東日本大震災特別委員会～1 年間の活動・成果・提言～, 2012.
- 14) 日本地震工学会：地震被害の軽減と復興に向けた提言－東日本大震災を受けて－, 2013.
- 15) 日本学術会議：南海トラフ地震に学界はいかに向き合うか, 日本学術会議主催シンポジウム, 2013.
- 16) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編), 2012.
- 17) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.
- 18) NKB : Structure for Building Regulations, NKB Research Report No.34, NKB, 1978.
- 19) 土木学会：2002 年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002.
- 20) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本, 2002.
- 21) 日本規格協会 (JSA) : ISO23469, Bases for design of structures-Seismic actions for designing geotechnical works (和訳：構造物の設計の基本－地盤基礎構造

- 物の設計に用いる地震作用), 2005.
- 22) 日本地震工学会 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会：性能規定型耐震設計 現状と課題, 鹿島出版会, 2006.
 - 23) IEC 62278 Railway applications - Specification and demonstration of reliability, availability, maintainability and safety (RAMS), 2002.
 - 24) 土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会：土木構造物耐震設計ガイドライン (案), 2001.
 - 25) 後藤芳顯, 江坤生, 小畑誠：2方向繰り返し荷重を受ける矩形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.1, pp.122-141, 2007.
 - 26) 稲葉尚文, 奥井義昭, 長井正嗣, 本間淳史, 春日井俊博, 野呂直以：2重合成 I 桁の曲げ及びせん断強度の評価方法に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.1, pp.117-132, 2010.
 - 27) 土木学会・地震工学委員会・耐震設計基準小委員会：土木構造物の耐震性能設計における新しいレベル 1 の考え方 (案), 委員会活動報告書, 2003.
 - 28) 土木構造物荷重指針連合小委員会：性能設計における土木構造物に対する作用の指針, 構造工学シリーズ 18, 2008.
 - 29) Seed, H.B. and Idriss, I.M.: Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes, *Proc. ASCE*, Vol.95, SM1, pp.99-137, 1969.
 - 30) Shima E., Modifications of Seismic Waves in Superficial Soil Layers as Verified by Comparative Observations on and beneath the Surface, *Bulletin of Earthquake Research Institute*, University of Tokyo, Vol. 40, pp.187-259, 1962.
 - 31) 國生剛治, 岩楯徹広：軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析, 土木学会論文報告集, 第 285 号, pp.57-67, 1979.
 - 32) 後藤洋三, 松田隆：せん断土槽を用いた模型地盤の振動実験 (その 1) - 中型せん断土槽と模型乾燥砂地盤の基本的振動特性および動的地盤定数について -, 大林組研究所報, No.32, pp.42-46, 1986.
 - 33) Schnabel, P. B.: SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, *EERC report*, pp.72-12, 1972.
 - 34) Hardin, B. O., and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.98, SM7, pp.667-692, 1972.
 - 35) Ramberg, W. and Osgood, W. R., Description of stress-strain curves by three parameters, *National advisory committee for aeronautics*, No.902, 1943.
 - 36) Hayashi, H., Honda, M., Yamada, T. and Tatsuoka, F.: Modeling of nonlinear stress-strain relations of sands for dynamic response analysis, 10th World Conference on Earthquake Engineering, pp.6819-6825, 1994.
 - 37) 吉田望, 辻野修一, 石原研而：地盤の 1 次元非線形解析に用いる土のせん断

- 応力-せん断ひずみ関係のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1639-1640, 1990.
- 38) 西村昭彦, 室野剛隆: GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol.25, pp.309-312, 1999.
- 39) 熊崎幾太郎, 杉山武, 上田稔, 長谷川英明: 瞬間変形係数のひずみ依存性を考慮した履歴モデル, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要, Vol.3, pp.176-177, 1998.
- 40) 室野剛隆, 野上雄太: S 字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力~ひずみ関係, 第 12 回日本地震工学論文集, pp.494-497, 2006.
- 41) Bard, P. Y. and Bouchon, M.: The seismic response of sediment-filled valleys. Part 1. The case of incident SH waves, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.70, No.4, pp.1263-1286, 1980.
- 42) 土岐憲三, 佐藤忠信, 佐藤清隆, 地震動のアレー観測に基づく不整形地盤の震動特性とその同定, 京都大学防災研究所年報, 第 27 号 B-2, pp.1-18, 1984.
- 43) 源栄正人, 永野正行: 深部不整形地下構造を考慮した神戸市の地震動の増幅特性解析-兵庫県南部地震における「震災の帯」の解釈-, 日本建築学会構造系論文集, 第 488 号, pp. 39-48, 1996.
- 44) 川瀬博, 松島信一, Graves, R.W., Somerville, P.G.: 「エッジ効果」に着目した単純な二次元盆地構造の三次元波動場解析 -兵庫県南部地震の際の震災帯の成因-, 地震第 2 輯, Vol.50, No.4, pp.431-449, 1998.
- 45) 関崇夫, 西川孝夫: 回折波を考慮した波線理論による傾斜層の地表面応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 452 号, pp.21-30, 1993.
- 46) 秋山伸一: Rayleigh 波特性方程式から導かれる固有モードを用いた不整形地盤で発生する面内波動の分析, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.267-282, 2003.
- 47) 江尻讓嗣, 後藤洋三: 基盤不整形性の影響の設計震度スペクトルへの導入に関する基礎的検討, 土木学会論文集, Vol.501, p173-182, 1994.
- 48) 田村敬一, 千葉光, 本田利器, 中尾吉宏: 不整形地盤における地震動増幅特性の簡易評価法, 日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.10, pp.869-874, 1998.
- 49) 室野剛隆, 西村昭彦, 室谷耕輔: 地震動に与える表層地盤の局所的変化の影響と耐震設計への適用性に関する提案, ローカルサイトエフェクトシンポジウム論文集, pp.183-188, 1998.
- 50) 佐々宏一, 芦田讓, 菅野強: 建設・防災技術者のための物理探査, 森北出版, 1993.

- 51) Hayashi, K. and Suzuki, H.: CMP cross-correlation analysis of multi-channel surface-wave data, *Exploration Geophysics*, Vol.35, No.1, pp.7-13, 2004.
- 52) Okada, H., The Microtremor Survey Method, Geophysical Monograph Series, No. 12, translated by K. Suto, Society of Exploration Geophysicists, Tulsa, Oklahoma, USA, 2003.
- 53) 駒澤正夫：重力探査，物理探査ハンドブック，物理探査学会，pp. 433-468, 1998.
- 54) 山本明夫，笹谷努：2003年十勝沖地震における地盤の非線形応答：KiK-net 鉛直アレー記録の活用，日本地震工学会論文集，Vol.7, No.2, pp.144-159, 2007.
- 55) 福元俊一，三町直志：建築の耐震設計におけるアレー微動探査の活用，物理探査，第59巻，第2号，pp.151-162, 2006.
- 56) 野上雄太，坂井公俊，高橋千佳，室野剛隆，盛川仁，佐藤勉：物理探査手法を用いた浅部不整形地盤構造の推定と耐震設計への適用事例，土木学会論文集 A, Vol.65, No.4, pp.1006-1015, 2009.
- 57) 堀家正則：Kik-net データを用いた地盤入射波と地盤 Q 値の同定，日本建築学会学術講演梗概集，B-2, pp.179-180, 2002.
- 58) 佐藤智美：鉛直アレーデータに基づく S 波の斜め入射を考慮した地盤の減衰定数の同定：焼き鈍し法の適用，日本建築学会構造系論文集，第 569 号，pp.37-45, 2003.
- 59) Satoh, T.: Inversion of Q_s of deep sediments from surface-to-borehole spectral ratios considering obliquely incident SH and SV waves, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.96, No.3, pp.943-956, 2006.
- 60) Cornell, C. A.: Engineering seismic risk analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, No. 5, pp.1583-1606, 1968.
- 61) Frankel, A. D., C. S. Mueller, T. P. Barnhard, E. V. Leyendecker, R. L. Wesson, S. C. Harmsen, F. W. Klein, D. M. Perkins, N. C. Dickman, S. L. Hanson, and M. G. Hopper: USGS National Seismic Hazard Maps, *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 1, pp.1-19, 2000.
- 62) 入倉孝次郎，三宅弘恵：シナリオ地震の強震動予測，地学雑誌，Vol.110, pp.849-875, 2001.
- 63) 瀨瀬一起，三宅弘恵：地下構造モデルと強震動シミュレーション，地震第 2 輯，Vol.61 特集号，S441-S453, 2009.
- 64) Bouchon, M.: A simple method to calculate Green's function for elastic layered media, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.71, pp.959-971, 1981.
- 65) Boore, D.M.: Finite-difference methods for seismic wave propagation in heterogeneous materials, *Methods in computational physics*, pp.1-37, 1972.

- 66) Virieux, J.: SH-wave propagation in heterogeneous media: Velocity-stress finite-difference method, *Geophysics*, Vol.49, No.11, pp.1933-1942, 1984.
- 67) Virieux, J.: P-SV wave propagation in heterogeneous media: Velocity-stress finite-difference method, *Geophysics*, Vol.51, No.4, pp.889-901, 1986.
- 68) Aoi, S. and Fujiwara H.: 3-D finite difference method using discontinuous grids, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.89, pp.918-930, 1999.
- 69) Ichimura, T. and Hori M.: Strong ground motion prediction using macro–micro analysis method, *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol.35, No.4, pp. 395-417, 2006.
- 70) 吉村智明, 山本優, 七井慎一, 長島一郎 : 地震動解析のための大規模 FEM プログラムの開発, 大生建設技術センター報, 第 41 号, pp.33-1-33-8, 2008.
- 71) Koketsu, K., Fujiwara, H. and Ikegami, Y.: Finite-element simulation of seismic ground motion with a voxel mesh, *Pure and Applied Geophysics*, Vol.161, No.11-12, pp.2183-2198, 2004.
- 72) Hartzell, S. H.: Earthquake aftershocks as Green's functions, *Geophysical Research Letters*, Vol.5, No.1, pp.1-4, 1978.
- 73) Irikura, K.: Prediction of strong acceleration motion using empirical Green's function, 第 7 回日本地震工学シンポジウム, pp.151-156, 1986.
- 74) Boore, D.M.: Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.73, No.6A, pp.1865-1894, 1983.
- 75) 釜江克宏, 入倉孝次郎, 福知保長 : 地震のスケーリング則に基づいた大地震時の強震動予測: 統計的波形合成法による予測, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 430 号, pp.1-9, 1991.
- 76) 翠川三郎: 地震動強さの距離減衰式, 地震第 2 輯, 第 61 卷特集号, pp.S471-477, 2009.
- 77) Kamae, K., Irikura, K. and Pitarka, A.: A technique for simulating strong ground motion using hybrid Green's function, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.88, No.2, pp.357-367, 1998.
- 78) Haskell, N. A.; Total energy and energy spectral density of elastic wave radiation from propagating faults, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.54, No.6A, pp.1811-1841, 1964.
- 79) Aki, K.: Scaling law of seismic spectrum, *Journal of Geophysical Research*, Vol.72, No.4, pp.1217-1231, 1967.
- 80) Aki, K.: Scaling law of earthquake source time-function, *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society*, Vol.31, pp.3-25, 1972.

- 81) Houston, H. and Kanamori, H.: Source spectra of great earthquakes: teleseismic constraints on rupture process and strong motion, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.76, No.1, pp.19-42, 1986.
- 82) Kikuchi, M. and Kanamori, H.: Inversion of complex body waves, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.72, No.2, pp.491-506, 1982.
- 83) Kikuchi, M. and Kanamori, H.: Inversion of complex body waves-II, *Physics of the earth and planetary interiors*, Vol.43, No.3, 205-222, 1986.
- 84) Kikuchi, M. and Kanamori, H., Inversion of complex body waves—III, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.81, No.6, 2335-2350, 1991.
- 85) Hartzell, S. and Helmlinger, D. V.: Strong-motion modeling of the Imperial Valley earthquake of 1979, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.72, No.2, pp.571-596, 1982.
- 86) Hartzell, S. H. and Heaton, T. H.: Inversion of strong ground motion and teleseismic waveform data for the fault rupture history of the 1979 Imperial Valley, California, earthquake, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.73, No.6A, pp.1553-1583, 1983.
- 87) Fukuyama, E. and Irikura, K.: Rupture process of the 1983 Japan Sea (Akita-Oki) earthquake using a waveform inversion method, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.76, No.6, pp.1623-1640, 1986.
- 88) Takeo, M.: An inversion method to analyze the rupture processes of earthquakes using near-field seismograms, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.77, No.2, pp.490-513, 1987.
- 89) Iida, M., Miyatake, T. and Shimazaki, K.: Relationship between strong-motion array parameters and the accuracy of source inversion and physical waves, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.80, No.6A, 1533-1552, 1990.
- 90) Sekiguchi, H., Irikura, K., Iwata, T., Kakehi, Y. and Hoshihara, M.: Minute locating of faulting beneath Kobe and the waveform inversion of the source process during the 1995 Hyogo-ken Nanbu, Japan, earthquake using strong ground motion records, *Journal of Physics of the Earth*, Vol.44, No.5, pp.473-487, 1966.
- 91) 池田隆明, 釜江克宏, 三輪滋, 入倉孝次郎: 経験的グリーン関数法を用いた2000年鳥取県西部地震の震源のモデル化と強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, 第561号, pp.37-45, 2002.
- 92) Yagi, Y.: Source rupture process of the 2003 Tokachi-oki earthquake determined by joint inversion of teleseismic body wave and strong ground motion data, *Earth Planets and Space*, Vol.56, No.3, pp.311-316, 2004.
- 93) 野津厚: 2005年福岡県西方沖の地震の震源モデル: 経験的グリーン関数を用

- いた波形インバージョン, 地震第2輯, 第59巻, pp.253-270, 2007.
- 94) Somerville, P., Irikura, K., Graves, R., Sawada, S., Wald, D., Abrahamson, N. and Kowada, A.: Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, *Seismological Research Letters*, Vol.70, No.1, pp.59-80, 1999.
 - 95) 入倉孝次郎, 三宅弘恵: シナリオ地震の強震動予測, 地学雑誌, Vol.110, pp.849-875, 2001.
 - 96) 入倉孝次郎: 強震動予測レシピー大地震による強震動の予測手法ー, 京都大学防災研究年報, 第47号A, 2004.
 - 97) 地震調査研究推進本部地震調査委員会: 震源断層を特定した地震の強震動予測手法 (「レシピー」), http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_yosokuchizu/g_furoku3.pdf, 2009.
 - 98) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
 - 99) 佐藤浩章, 金谷守, 大鳥靖樹: 地震観測記録に基づく地震動の減衰特性 -硬岩地盤における減衰定数の同定と地盤安定性評価に及ぼす影響-, 電力中央研究所報告, N04041, 2005.
 - 100) 加藤研一: K-NET 強震記録に基づく 1997 年鹿児島県北西部地震群の震源・伝播経路・地震増幅特性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, pp.61-68, 2001.
 - 101) 佐藤智美, 巽誉樹: 全国の強震記録に基づく内陸地震と海溝性地震の震源・伝播・サイト特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 556 号, pp.15-24, 2002.
 - 102) Petukhin, A., K. Irikura, S. Ohmi, and T. Kagawa : Estimation of Q-Values in the seismogenic and aseismic layers in the Kinki region, Japan, by elimination of the geometrical spreading effect using ray approximation, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.93, pp.1498-1515, 2003.
 - 103) Satoh, T.: Influence of fault mechanism, depth, and region on stress drops of small and moderate earthquakes in Japan, *Struct. Eng./Earthquake Eng*, Vol.27, pp.125-134, 2006.
 - 104) 佐藤智美: 伝播経路モデルの与え方, 第 34 回地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, 2006.
 - 105) Cerveny, V. and Hron, F.: The ray series method and dynamic ray tracing system for three-dimensional inhomogeneous media, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.70, No.1, pp.47-77, 1980.
 - 106) Kagawa, T., Sawada, S. and Iwasaki, Y.: A Simulation of Path Effects on Earthquake Ground Motion by Gaussian Beam Method, *4th International*

Conference on Seismic Zonation, pp.171-178, 1991.

- 107) Frankel, A. and Wennerberg, L.: Energy-flux model of seismic coda: Separation of scattering and intrinsic attenuation, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.77, pp.1223-1251, 1987.
- 108) Benites, R., Aki, K. and Yomogida, K.: Multiple scattering of SH waves in 2-D media with many cavities, *Pure and Applied Geophysics*, Vol.138, No.3, pp.353-390, 1992.
- 109) Haskell N. A.: The dispersion of surface waves on multilayered media, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.43, pp.17-34, 1953.
- 110) Seed, H. B. and Idriss, I. M.: Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, 1970.
- 111) 瀬尾和大, 翠川三郎, 佐間野隆憲: 首都圏南西部におけるやや長周期成分を対象とした地震動の観測, 第 19 回工学地震学地震工学談話会, pp.1-10, 1986.
- 112) 木下繁夫: 関東地域における地中・広域地震観測, 第 16 回地盤震動シンポジウム, pp.11-16, 1988.
- 113) Aki, K., Kenneth and Larner. L.: Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves, *Journal of Geophysical Research*, Vol.75, No.5, pp.933-954, 1970.
- 114) 堀家正則: 複数の曲がった境界を有する減衰のある媒質の地震動応答計算法への AL 法の拡張とそれを用いた堆積盆地の地震動の特性, 地震第 2 輯, Vol.40, pp.247-259, 1987.
- 115) Vidale, J.E, and Helmberger, D.V.: Elastic finite-difference modeling of the 1971 San Fernando, California earthquake, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.78, No.1, pp.122-141, 1988.
- 116) 座間信作: 不規則構造に対する地震波の挙動: その 1. 崖地形が地震動に及ぼす影響, 東京大学地震研究所彙報, Vol.56, No.4, pp.741-752, 1981.
- 117) 古和田明, 田居優, 岩崎好規, 入倉孝次郎: 経験的サイト増幅・位相特性を用いた水平動および上下動の強震動評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.514, pp.97-104, 1998.
- 118) 野津厚: 経験的グリーン関数を用いた 2003 年十勝沖地震の波形インバージョン解析, 海溝型巨大地震を考える-広帯域強震動の予測-シンポジウム論文集, 土木学会・日本建築学会, pp.29-34, 2005.
- 119) 荒川直士, 川島一彦, 相沢興: 応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震動応答解析用入力地震動波形, 土木技術資料, Vol.26, No.7, pp.392-397, 1984.
- 120) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994.

- 121) 和泉正哲, 勝倉裕: 地震動の位相情報に関する基礎的研究, 日本建築学会論文報告集, 第 327 号, pp.20-28, 1983.
- 122) 石井透, 渡辺孝英: 地震動の位相特性と地震のマグニチュード・震源距離・深さの関係, 日本建築学会学術講演梗概集 B, 構造 I, pp.385-386, 1987.
- 123) 佐藤智美, 植竹富一, 菅原良次: 群遅延時間を用いたやや長周期地震動の経験的経時特性モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 493 号, pp.31-39, 1997.
- 124) 佐藤忠信, 室野剛隆, 西村昭彦: 震源・伝播・地点特性を考慮した地震動の位相スペクトルのモデル化, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.201-213, 1999.
- 125) 香川敬生: ハイブリッド合成法に用いる統計的グリーン関数法の長周期帯域への拡張, 日本地震工学会論文集, Vol.4, No.2, pp.21-32, 2004.
- 126) 久田嘉章: 統計的グリーン関数法の震源域及び長周期帯域への拡張, 日本地震工学会大会-2004 梗概集, pp.368-369, 2004.
- 127) 包那仁満都拉, 川瀬博: 強震ネットワークデータから構築した広周波数帯域統計的グリーン関数とその南海地震への応用, 日本地震工学会論文集, Vol.7, No.2, pp.80-95, 2007.
- 128) (独) 防災科学技術研究所: 地震動予測地図の工学利用-地震ハザードの共通情報基盤を目指して-(地震動予測地図工学利用検討委員会報告書), 防災科学技術研究所研究資料, 第 258 号, 2004.
- 129) Kawasumi, H., Measures of Earthquake Danger and Expectancy of Maximum Intensity throughout Japan Inferred from Seismic Activity, *Bulletin of Earthquake Research Institute*, University of Tokyo, Vol. 29, pp.469-482, 1951.
- 130) Kanai, K., and Suzuki, T.: Expectancy of the Maximum Velocity Amplitude of Earthquake Motions at Bed Rock, *Bulletin of Earthquake Research Institute*, University of Tokyo, Vol.46, pp663-666, 1968.
- 131) 後藤尚男, 亀田弘行: 地震時における最大地動の確率論的研究, 土木学会論文集, 第 159 号, pp.1-12, 1968.
- 132) 大崎順彦: 地震と建築, 岩波新書, 1983.
- 133) 亀田弘行, 奥村俊彦: 活断層データと歴史地震データを組み合わせた地震危険度解析, 土木学会論文集, 第 362 号/I-4, pp.407-415, 1985.
- 134) 長橋純男, 柴野謙太郎: 歴史地震データ・活断層データ及び国土数値情報による地盤条件を考慮した日本列島の地震危険度マップ, 日本建築学会構造系論文集, 第 516 号, pp.113-120, 1999.
- 135) Annaka, T. and Yashiro, H.: Temporal dependence of seismic hazard in Japan, *Proceedings of the 12th World Conference of Earthquake Engineering*, Paper

No.0316, 2000.

- 136) 宇佐美龍夫：資料日本被害地震総覧，東京大学出版会，1975.
- 137) 宇佐美龍夫：新編日本被害地震総覧，東京大学出版会，1987.
- 138) 宇津徳治：1885年～1925年の日本の地震活動－M6以上の地震および被害地震の再調査，地震研究所彙報，54，pp.253-308，1979.
- 139) 宇津徳治：日本付近のM6.0以上の地震および被害地震の表：1885年～1980年，地震研究所彙報，57，pp.401-463，1982.
- 140) 宇津徳治：各種マグニチュード間の関係，東京大学地震研究所彙報，57，pp.465-497，1982.
- 141) 宇津徳治：日本付近のM6.0以上の地震および被害地震の表：1885～1980年（訂正と追加），地震研究所彙報，60，1985.
- 142) 河角広：有史以来の地震活動より見た我が国各地の地震危険度及び最高震度期待値，東京大学地震研究所彙報，29，pp.469-482，1951.
- 143) 萩原尊禮：日本列島の地震－地震工学と地震地帯構造，鹿島出版会，1991.
- 144) 佐藤良輔編著：日本の地震断層パラメーター・ハンドブック，鹿島出版会，1989.
- 145) Gutenberg, B. and Richter, C. F.: Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration: (Second paper), *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 46, pp.105-145, 1956.
- 146) Kanai, K.: An Empirical Formula for the Spectrum of Strong Earthquake Motions, *Bulletin of Earthquake Research Institute*, University of Tokyo, Vol.39, pp85-95, 1961.
- 147) Trifunac, M. D. and Brady, A. G.: Correlations of peak acceleration, velocity and displacement with earthquake magnitude, distance and site conditions, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.4, pp.455-471, 1976.
- 148) Campbell, K. W.: Strong motion attenuation relations: a ten-year perspective, *Earthquake Spectra*, Vol.1, No.4, pp.759-804, 1985.
- 149) Joyner, W. B. and Boore, D. M.: Measurement, characterization, and prediction of strong ground motion, *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Proc. Am. Soc. Civil Eng. Geotech. Eng. Div. Specialty Conf*, pp.27-30, 1988.
- 150) 福島美光：地震動強さの距離減衰式(経験式)に関する最近の研究動向，地震第2輯，Vol.46，No.3，pp.315-328，1993.
- 151) 司宏俊，翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，No.523，pp.63-70，1999.
- 152) 大野晋：距離減衰式のバリエーション，地盤震動－現象と理論－，pp.194-205，2005.
- 153) 座間新作：やや長周期帯域における加速度スペクトルの半経験的表現，

- 消防研究所報告, Vol.89, pp.1-10, 2000.
- 154) 増井大輔, 翠川三郎: 地震観測記録から抽出した地盤増幅率とみかけ入射角度との関係, 土木学会論文集 A, Vol. 63, No. 3, pp.552-560, 2007.
- 155) 翠川三郎, 大竹雄: 地震動強さの距離減衰式にみられるバラツキに関する基礎的分析, 日本地震工学会論文集, 第3巻, 第1号, pp.59-70, 2003.
- 156) Campbell, K. W. and Bozorgnia, Y.: Campbell-Bozorgnia NGA Empirical Ground Motion Model for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and SA at Selected Spectral Periods Ranging from 0.01–10.0 Seconds (Version 1.1), *NGA Special Volume of Earthquake Spectra*, 2006.
- 157) Abrahamson, N. and Silva, W.: Summary of the Abrahamson & Silva NGA ground-motion relations, *Earthquake Spectra*, Vol.24, No.1, pp.67-97, 2008.
- 158) 森川信之, 神野達夫, 成田章, 藤原広行, 奥村俊彦, 福島美光, 震源域と観測点を特定した地震動強さのばらつき—観測記録に基づく検討—, 日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.12, 1-0005, 2006.
- 159) Wang, M. and Takada, T.: A Bayesian framework for prediction of seismic ground motion, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.99, No.4, pp.2348-2364, 2009.
- 160) 日本建築学会: 地震リスク評価とリスクコミュニケーション, 2011.
- 161) (財)原子力発電技術機構原子力安全解析所: 平成14年度地震に係わる確率論的安全評価手法の整備に関する報告書=地震ハザードの試解析=, 2002.
- 162) 安中正, 香川敬生, 石川裕, 江尻譲嗣, 西岡勉: 期待損失評価のための確率論的ハザードに適合した地震動波形群の設定方法, 土木学会地震工学論文集, Vol.28, 2005.
- 163) 壇一男, 神原浩, 藤川智, 菊地優: 断層破壊のシナリオとその生起確率を考慮した地震ハザード解析に関する研究: 断層モデルによる予測地震動を建物の性能設計法に実装するために, 日本建築学会構造系論文集, 第602号, pp.119-128, 2006.
- 164) 田中浩平, 糸井達哉, 高田毅士: 地震動発生確率を付与した波形インベントリーを用いた設計地震動選定手法—地震動波形の確率論的地震ハザード評価における簡便法の提案—, 日本建築学会構造系論文集, 第667号 pp.1591-1599, 2011.

第2章 深部地下構造が地震動特性に与える影響

2.1 概説

地震ハザード解析^{例えば 1),2)}や、シナリオを想定した面的震度分布などを推定する際、地震動強さ分布を簡便に算定可能な距離減衰式を用いることがある^{例えば 3),4),5)}。この距離減衰式は主に全国の平均的な地震動として扱われており、地域毎の地震動特性の違い等は考慮されていないのが一般的である。ところが近年得られた多数の観測記録から、地域ごとに地震動の増幅、減衰特性に差があることが明らかになってきている。こういった成果をもとにして、地域ごとの地盤特性、減衰特性を反映させた補正係数を求めるといった報告も多数存在する^{例えば 6),7),8)}。

また、2.2 節に示すように、応答スペクトルの形状と地震基盤深度の間には相関があり、地震記録を観測地点の地震基盤深度で分類することで周期 0.1 秒～5 秒程度の応答スペクトルの変化が表現できることが確認されている⁹⁾。地震基盤深度の差により応答スペクトルの特性が変化するという事は、最大加速度、最大速度といった距離減衰式によって推定される地震動最大値にも基盤深度に応じた変化があるのではないかと推測も可能である。

このような地震基盤深度の違いによる地震動指標の変化に着目した研究は、これまで数多く行われている^{10)~13)}。その結果、地震基盤深度とやや長周期帯域の地震動レベルの増幅には相関があり、サイトの基盤深度を考慮することで、地震動の予測精度が向上する結果を得ている。しかしながらこれらの検討は主に数秒以上の周期帯域を対象として行われているのがほとんどであり、最大加速度、最大速度と地震基盤深度の間には明瞭な相関が見られないとしている。ただし、地盤の非線形性の影響を強く受ける加速度や速度といった比較的短周期側の地震動指標に関しては、表層地盤の条件の違いによって最大値は大きく変化してしまうために、地盤条件の差による変化の中に基盤深度による変化が埋もれてしまっている可能性も考えられる。

近年の地震観測網の急激な発展と活発な地震活動の結果、多数の地震観測記録が蓄積されている。また深層ボーリングや各種物理探査の結果を統合した全国の深部地下構造もある程度把握されてきており、表層地盤の条件を固定した場合においても、幅広い地震基盤深度を持った観測地点を多数集めることも可

能になりつつあると考えられる。そこで2.3節以降では、地震基盤深度の違いによる最大加速度、最大速度の変化を調べることを目的として、観測記録、数値解析に基づく検討を行う。なお、対象としている地盤条件は、 $V_s=400\text{m/s}$ 程度の工学的基盤面とする。

2.2 深部地下構造の変化に伴う応答スペクトルの変化

2.2.1 観測記録の収集

ここではまず、地震基盤深度の変化に応じた観測記録の応答スペクトルの変化の傾向について整理を行う。対象とする地震条件は、内陸活断層による地震の断層直上位置とし、地盤条件は、工学的基盤 ($V_s = 400 \text{ m/s}$ 程度) 位置での応答スペクトルとする。そこで検討に用いる観測記録もこれらの条件に当てはまるものである必要がある。具体的には、内陸活断層による、 $M_w \geq 6.4$ 、震源距離がある程度近い、地盤条件が良好である(工学的基盤までの深度が 10 m 以内)、大きな加速度が得られている記録を収集した。今回の地震動選定条件に適合しているものの、スペクトル形状などから地盤の非線形性の影響等が特に大きいと考えられる記録に関しては検討対象地震記録から除き、計 152 記録を用いて検討を行う。最終的に検討に用いる地震、観測記録数を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 本検討で用いた地震の一覧 (内陸活断層による地震)

No.	地震名	発震日	M_j	M_w	記録数
1	兵庫県南部地震	1995. 01. 17	7.3	6.9	10
2	鳥取県西部地震	2000. 10. 06	7.3	6.8	34
3	新潟県中越地震	2004. 10. 23	6.8	6.7	22
4	新潟県中越地震(余震)	2004. 10. 23	6.5	6.4	24
5	福岡県西方沖地震	2005. 03. 20	7.0	6.7	30
6	能登半島地震	2007. 03. 25	6.9	6.7	10
7	新潟県中越沖地震	2007. 07. 16	6.8	6.6	22
計					152

2.2.2 記録の補正

前節で得られた地震記録はそれぞれ観測地点の地盤条件、地震の規模、震源距離が異なるため、種々の補正を行い、断層直上位置での工学的基盤における応答スペクトルを求める。

まず、選定された地震記録は比較的地盤の良好なサイト (工学的基盤までの深度が 10m 以内) における記録であるが、堆積層上で得られた記録は地盤の非

線形性の影響を含んでいると考えられる。これらの記録に対して補正を施し、工学的基盤面相当の地震動を求めることとした。補正には等価線形化法による一次元の地盤応答解析（FDEL¹⁴⁾）を用いた。なお解析手法、地盤のモデル化の不確定性などを考慮して、補正を行う記録は工学的基盤までの深度が5m以上の記録とし、工学的基盤深度が0~5mの記録については、それをそのまま基盤位置での記録として取り扱った。

さらに、これらの観測記録は、比較的規模の大きな震源近傍の記録であるものの、それぞれ地震規模（マグニチュード）および震源距離が異なる。そのため、記録の補正を行う。応答スペクトルの補正は、震源深さの影響を考慮した応答スペクトルの距離減衰式¹⁵⁾を用いた。断層最短距離を求める際の地震断層の位置は、過去の震源インバージョンの結果等を参考に決定した^{16)~19)}。なお、対象とする地震規模、震源距離としては、Mw=7.0の地震が断層最短距離3kmで発生した場合と設定した。これは、鉄道構造物の標準L2地震動で想定している地震規模、距離と同一である²⁰⁾。

上記手法を用いて、全観測記録の補正を行った。図2.2-1に補正後の全観測記録の応答スペクトルを重ねて描く。これらの記録は、全て同じ地震規模、震源距離、地盤条件に補正されているものの、大きくばらついている。このバラツキの原因としては、断層最短距離は等しいものの、アスペリティからの距離が異なっていること、断層の破壊伝播の影響などを無視していること、表層地盤の非線形性の影響が完全に取り除けていないこと、工学的基盤よりも深部の地盤構造の影響により地盤増幅特性が異なること、などが考えられる。

さらに図2.2-1には平成11年版の鉄道構造物の安全性照査に用いるL2地震動スペクトルⅡの弾性加速度応答スペクトル²¹⁾も重ねて示してあるが、周期0.5秒以上においては観測記録をほぼ包絡しており、このL2地震動を用いて設計することの妥当性が確認できる。これとは逆に、周期0.5秒よりも短周期側では多くの観測記録がL2地震動を上回っている。

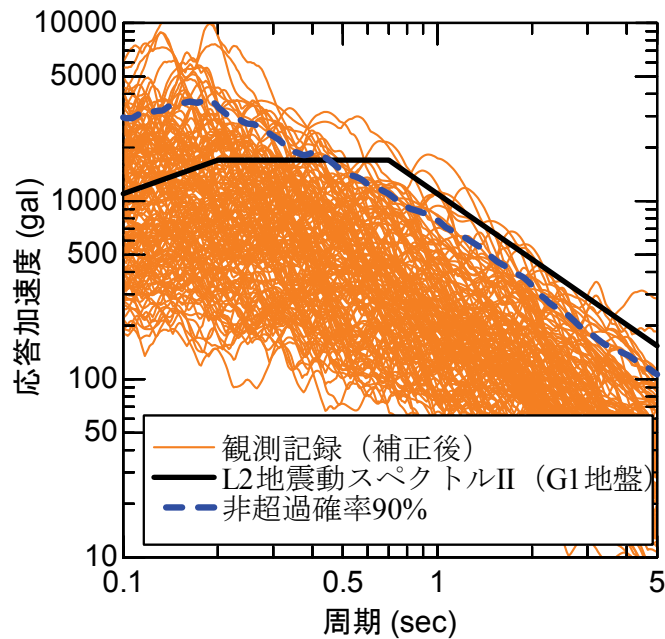


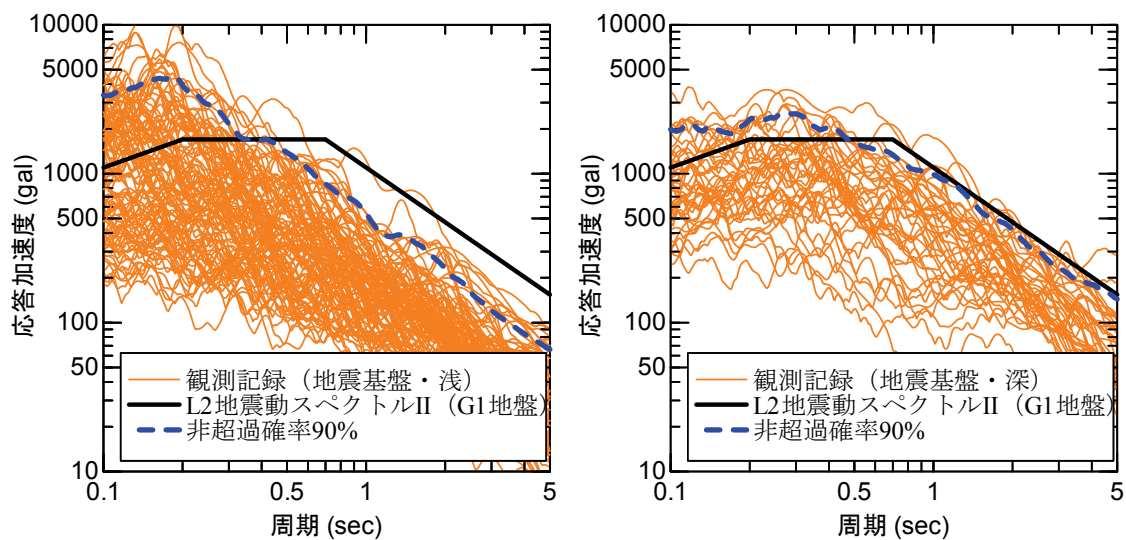
図 2.2-1 補正した観測記録と鉄道構造物の L2 地震動 (H11 年版)²¹⁾の比較

こういった現象が起こる原因の一つには、深部地下構造の影響が考えられる。従来の L2 地震動スペクトル II は主に兵庫県南部地震の観測記録をもとにして設定されていたが、この地震の強震域は地震基盤と呼ばれるせん断弾性波速度が 3km/s を超えるような地盤が非常に深いため、地震基盤から耐震設計上の基盤面へ地震波が到達する際に地盤増幅の影響を強く受けているものと考えられる。しかしながら、山間部のような地震基盤深度が浅い地域では、同規模地震であっても、地盤の増幅特性が異なるために、地表面付近の地震動としては、兵庫県南部地震のような記録とは大きく異なることが予想される。図 2.2-1 の結果はこういった深部構造の違いを無視して全結果を重ね描いているために、現在の L2 地震動とは異なる傾向を示しているのではないかと推察される。

2.2.3 深部地下構造の変化に伴う応答スペクトルの変化

ここでは、観測地点の地震基盤深度毎に記録を分類し、深部構造の変化に伴うスペクトル特性の違いを考察する。分類は、地震基盤深度が 200~500m 程度よりも浅い地点での記録と深い地点での記録で行った。ここで深度 200~500m というある程度幅を持った分類を行ったのは、地震基盤までボーリングを行っている観測点では精度の高い地震基盤深度が評価可能であるのに対し、ボーリングが地震基盤まで実施されていない観測点においては、全国の深部地盤構造

モデル²²⁾などを参考にして推定する必要があるため、地震基盤深度の評価にバラツキが生じるためである。このように、大まかに2つに分類されたスペクトルを図2.2-2に示す。



(a) 基盤深度 200～500m 以浅

(b) 基盤深度 200～500m 以深

図 2.2-2 地震基盤深度の違いによる応答スペクトル特性の変化

これらの図から、地震基盤深度の大まかな分類によって、応答スペクトルの特性が変化していることが分かる。地震基盤が浅い地域（図 2.2-2 (a)）における応答スペクトルは短周期側では大きく、周期が長くなるにつれて応答が急激に小さくなる。これとは対照的に、地震基盤が深い地域（図 2.2-2 (b)）では、浅い地域と比較すると、短周期側での応答はそれほど大きくないが、長周期側において応答が大きくなっている。以上により、地震基盤から耐震設計上の基盤面までの地盤増幅率の差によってスペクトル形状が大きく変化すること、この増幅率の違いは地震基盤深度によって大まかに評価できることが確認された。以上の結果を踏まえ、H24年版の鉄道構造物の標準 L2 地震動では、地点の地震基盤深度を考慮した応答スペクトルが設定されている²⁰⁾。

2.3 観測記録に基づく検討

前節の検討から，地震基盤深度の変化によって応答スペクトルの形状が大きく変化することが確認された．そこで本節では，地震基盤深度の違いによって最大加速度PGA, 最大速度PGVが変化するのか，ということを確認するために，観測記録に基づいた検討を行う．検討に用いる記録としては，日本周辺で発生した1996年5月～2008年9月の地震で得られた記録のうち，以下の条件を満足する記録を抽出することとした．

- ・観測された地盤のせん断弾性波速度が300m/s以上である
- ・震源距離が300km以内である
- ・司・翠川の距離減衰式⁵⁾によって推定されるPGAを1/1.4倍(硬質地盤上に補正)した結果が10gal以上である
- ・観測点における地震基盤深度が既知である

これらは，地震基盤深度が分かっている地点での工学的基盤面位置における比較的SN比が高いであろう記録を使用することを目的としたものである．その結果，77地点における1000記録が選定された．なお，観測地点，地震基盤深度の分布を図2.3-1に示すが，基盤深度の差が地域によって偏っていないことを確認している．

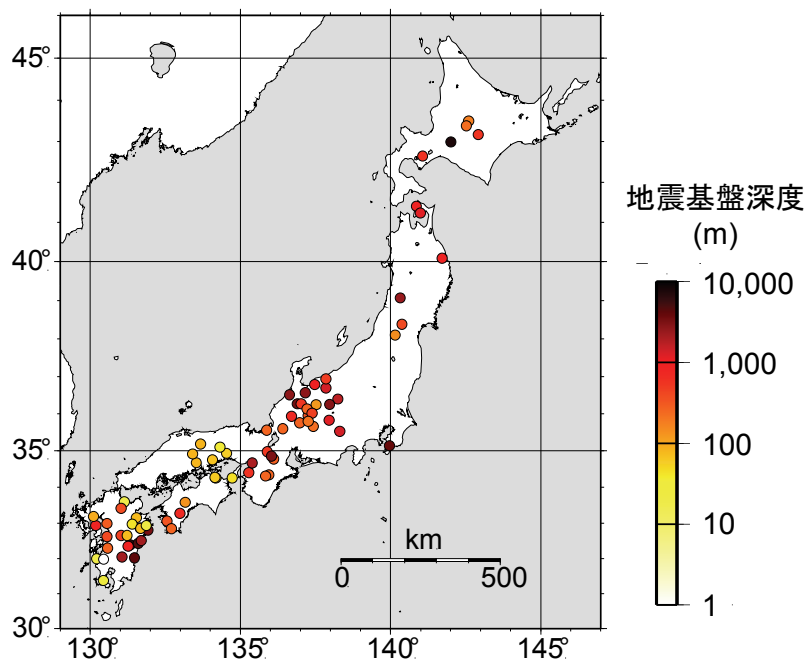


図 2.3-1 検討に用いた観測点の分布と地震基盤深度

次に選定された記録を用いて、地震基盤深度と PGA, PGV との関係性について検討を行う。本検討では最終的な目標として地震基盤深度の変化に伴う距離減衰式の補正係数の提案を目的としている。よって最終的には、距離減衰式に導入しやすい形で補正係数を提案するのが望ましい。一般的な距離減衰式は以下のような式でモデル化されることが多い。

$$\log_{10} Y = aM - bX - \log_{10}(X + d) + c \quad (2.3-1)$$

ここで Y : 地震動指標 (PGA や PGV), M : 地震規模 (モーメントマグニチュードや気象庁マグニチュード), X : 距離 (断層最短距離や等価震源距離), a, b, c, d : 回帰係数である。そこで、観測記録により得られる最大加速度, 最大速度を PGA_{obs}, PGV_{obs} と距離減衰式により推定される最大加速度, 最大速度を PGA_{att}, PGV_{att} とした場合の対数の誤差

$$\begin{aligned} & \log_{10}(PGA_{obs}) - \log_{10}(PGA_{att}) \\ & \log_{10}(PGV_{obs}) - \log_{10}(PGV_{att}) \end{aligned} \quad (2.3-2)$$

を求め、地震基盤深度に応じてこの誤差をモデル化しておくことにより、通常の距離減衰式に対して容易に補正係数を導入することが可能である。

観測記録との比較に用いる距離減衰式としては、工学的によく使用されている PGA, PGV の距離減衰式の一つである、司・翠川による距離減衰式とした。ただし、この距離減衰式において、PGV は硬質地盤上 ($V_s=600\text{m/s}$), PGA は地表面位置の値として推定されるため、それぞれ補正係数 ($1.31^{23),24)$, $1/1.4^5)$ を乗じて工学的基盤 ($V_s=400\text{m/s}$) における記録への補正を行っている。なお、震源深さが 20km よりも浅いものは地殻内地震, それ以外は全てプレート内地震として処理を行っている。

各観測記録と距離減衰式による推定値の誤差を PGA, PGV ごとに様々な指標との関係でまとめた結果を図 2.3-2, 図 2.3-3 にそれぞれ示す。図 2.3-2 の PGA に対する検討結果を見ると、まず(a)~(d)の距離減衰式による推定値, 震源距離, 地震規模, 震源深さと今回算定した誤差の間には、明瞭な相関関係が見られない。これは、各指標に対して距離減衰式の回帰係数が導出されていることから理解できる。これに対して(e),(f)の地震基盤深度を横軸にとった結果を見ると、地震基盤深度と距離減衰式からの誤差には、何らかの相関があるように見える。基盤深度を実数で表した(e)からは、右下がりの傾向が、対数軸で表した(f)の結

果からは、上に凸の傾向が見られる。これらの図にはそれぞれある一定区間ごとのデータの平均と標準偏差を実線で示しているが、この結果からもその傾向が把握できる。具体的には、地震基盤深度が 50~500m 程度の地点において観測記録の PGA が最も大きくなり、これよりも基盤が浅い場合、深い場合には小さくなる傾向を示している。

また図 2.3-3 の PGV に対してまとめた結果を見ると、(a)~(d)の結果は、PGA の場合と同様に、各指標と誤差算定結果の関係は不明である。ただし、(a)の距離減衰式による PGV を横軸にとった結果からは、多少右上がりの傾向（速度 1kine 以上では、観測記録と距離減衰式による推定値の誤差の平均はほぼ 0 であるが、それ以下の記録では徐々に観測記録が小さくなる）が見られる。この原因については、後に考察を行うが、距離減衰式の適用範囲の問題があるのではないかと推察される。(e), (f)の地震基盤深度を横軸にとった結果を見ると、PGA の結果とは異なり、基盤深度と何らかの関係性を見出すことは出来ないが、平均値分布を見ると、やや右上がりの傾向を示していることが分かる。

ここで、得られた結果と距離減衰式による推定値の関係について考察を行う。PGA については、全記録の誤差の平均が-0.1 程度と距離減衰式のバラツキの中に十分納まっていると考えられる。また、図 2.3-2(f)の結果を見ると、基盤深度 100~500m 以外の地点においては、観測記録の PGA が距離減衰式による PGA よりも小さな値となっていることが分かるが、こういった基盤深度を持ったサイトは今回用いた記録の中では非常に限られており、全体の平均をとると、誤差はそれほど大きくはなっていない。距離減衰式を作成した際の観測点情報については不明であるが、今回の観測点の配置が主に基盤深度 100~500m の地点に分布していることから、ほぼ同様の観測点配置となっていることが予想される。このように考えると、基盤深度 100~500m における観測記録は距離減衰式とほぼ一致しており、今回得られた PGA の結果はある程度妥当な結果であると考えられる。これに対して PGV の結果（図 2.3-3）では、全記録の誤差平均は-0.26 となっており、距離減衰式推定時の標準偏差と比較しても多少大きくなっている。この一つの原因としては、用いている記録の PGV が小さいためではないかと推測される。距離減衰式の回帰係数算定時には、地震動レベルの大きな近距離での記録に重みをつけた検討が行われており、比較的大きな地震動に対しての回帰結果であると考えることが出来る。このことは図 2.3-3(a)からも推測できるが、PGV のレベルが 1kine よりも小さな地震に対しては、距離減衰式による推定値よりも観測記録が小さくなっている。これは、今回用いたデータが、距離減衰式作成時に対象としていない小さな地震記録を多く含むために、PGV の結果が

距離減衰式と比較して誤差が大きくなってしまったのではないかと予測される。同様なことはPGAについても当てはまると考えられるが、今回使用した地震記録はいずれも距離減衰式による推定値が10gal以上と比較的大きな加速度を持った地震記録を対象としているために、PGAによる結果は距離減衰式の適用範囲内に収まっていると解釈することが出来る。

以上をまとめると、まずPGAについては地震基盤深度の変化に伴い、距離減衰式と比較して大小に変化する傾向があることが示唆された。2.2節の検討から、地震基盤深度が500m程度よりも深い地域では、短周期側で応答がそれほど大きな値を示さないことが分かっている。PGAは地震基盤が1000m程度よりも大きくなると、距離減衰式による平均的な値よりも小さくなる結果となっており、応答スペクトルに基づく検討結果と整合した傾向を示している。またPGVについては、基盤深度との明瞭な相関は見られなかった。ただし、以上の知見は観測記録という限られたデータに対する検討結果であり、本結果が一般的なものであるかについては疑問が残る。そこで次節では、数値計算に基づいた検討を行い、結果の妥当性を確認する。

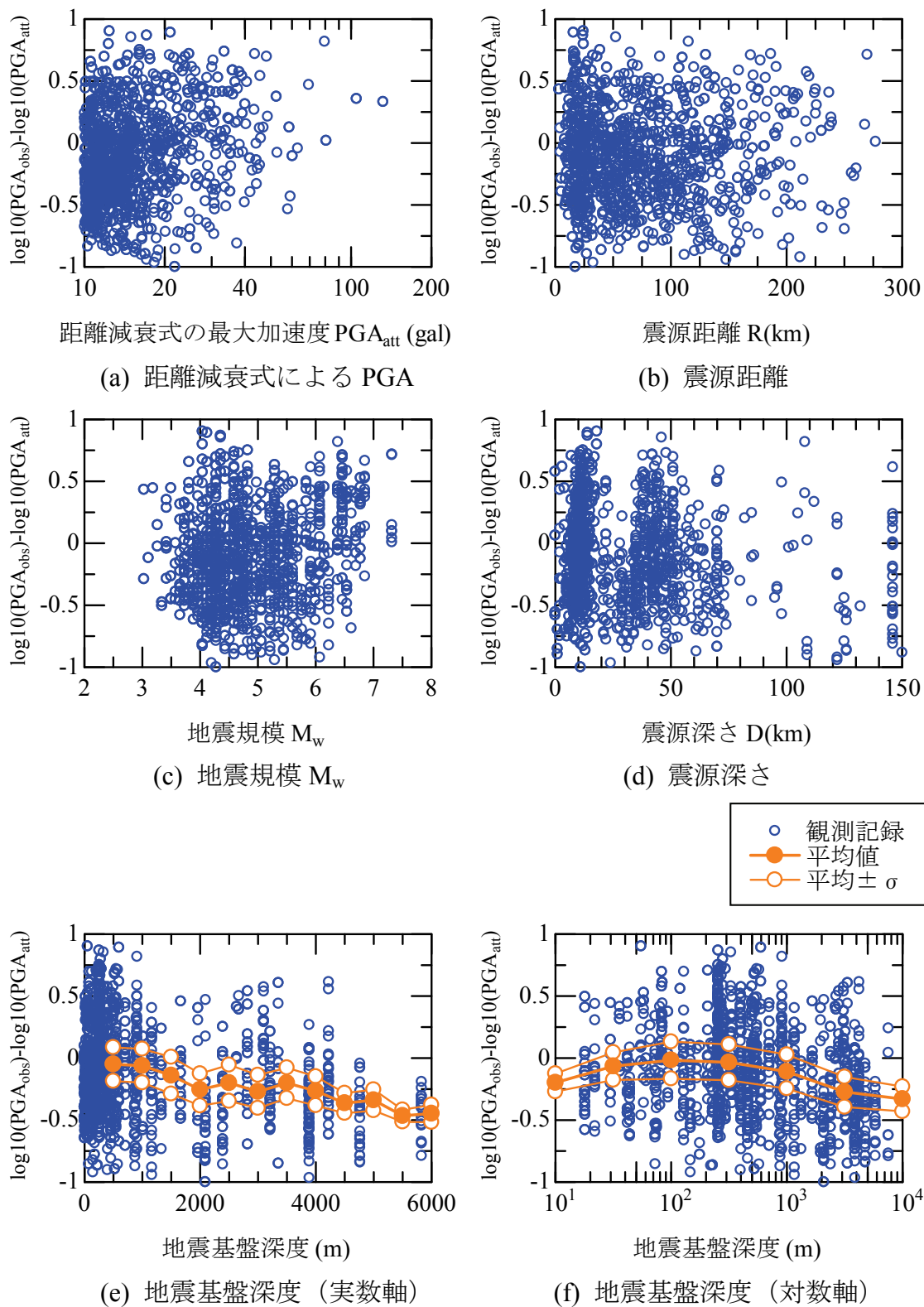


図 2.3-2 観測記録と距離減衰式による推定値の誤差 (最大加速度 PGA)

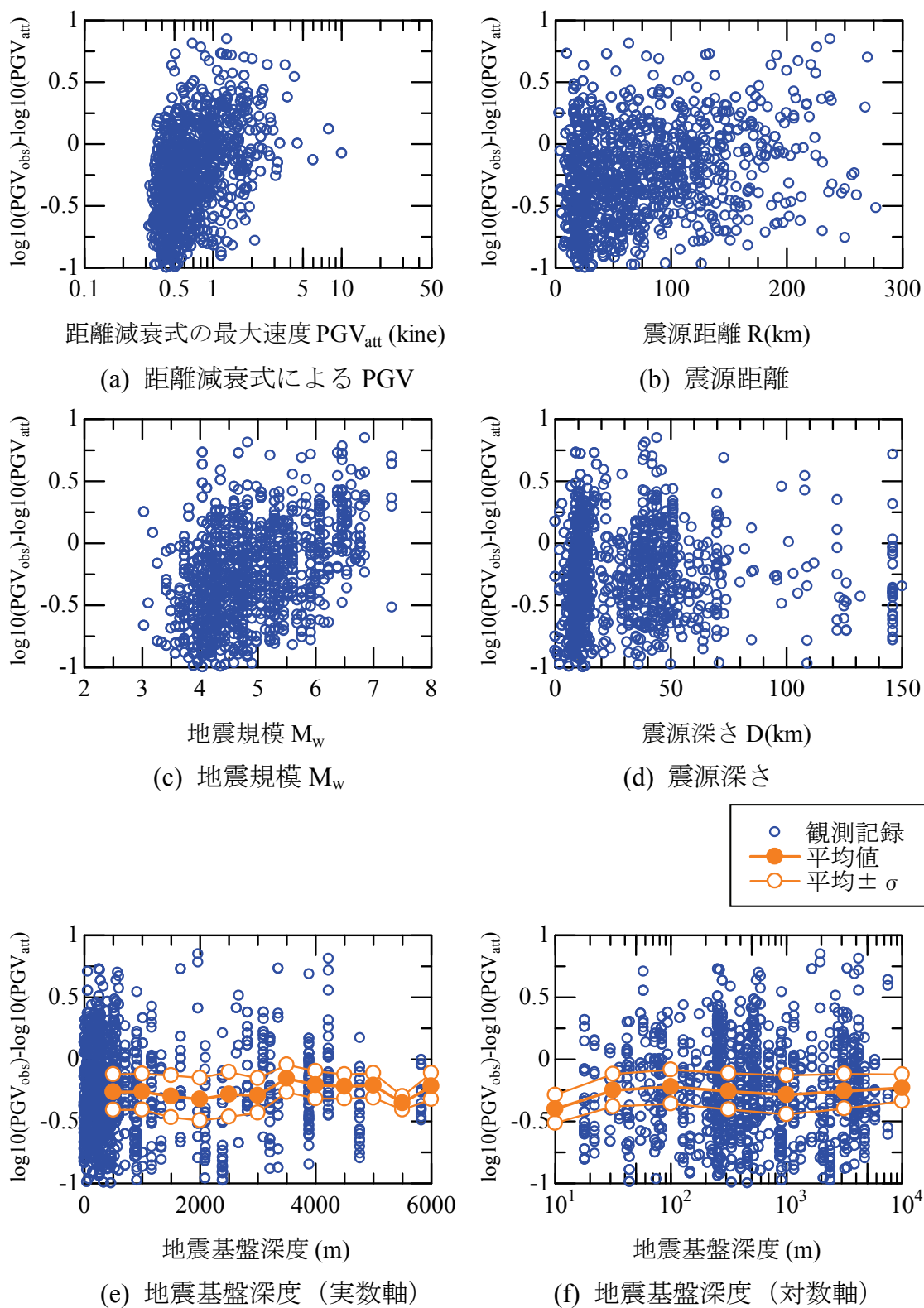


図 2.3-3 観測記録と距離減衰式による推定値の誤差 (最大速度 PGV)

2.4 地盤応答解析に基づく検討

ここでは、地震基盤位置において観測された地震記録を用いた地盤応答解析を実施し、工学的基盤位置での地震動を推定する。この際、地震基盤から工学的基盤までの堆積層厚さを変化させて解析を行うことで、地震基盤深度の変化に伴う地盤増幅の変化を確認する。

今回用いる地盤応答解析手法としては、逐次非線形解析とした。一般に工学的基盤以深の硬質地盤においては、地盤は弾性応答すると考えられており、伝達関数などを用いて工学的基盤での地震動が推定されることが多い。しかしながら後に議論を行うが、非線形解析を実施すると、入力地震動レベルの違いによって地盤増幅の程度が異なる結果が得られた。これは地盤が塑性化する影響であると考えられるため、これらの影響を適切に評価可能な非線形解析を用いることとした。

地盤の層構成としては図 2.4-1 に示す 5 ケースを想定した。なお、図 2.4-1 の左端に示した層構成 1 は、微動アレー観測によって推定された小田原市付近の地盤構造²⁵⁾をもとにして設定したものであり、その他の 4 ケースの層構成は、全国の深部地盤モデル²²⁾を参考に設定した。工学的基盤から地震基盤までの深度としては各層構成ごとに、5, 10, 50, 100, 500, 1000, 5000, 10000m の 8 パターンを設定した。なお、地盤の非線形特性は砂質土と粘性土で大きく変化することが分かっているため、全層を砂質土とした場合、粘性土とした場合の 2 種類を想定し、検討を行う。地盤の非線形構成則としては、修正 R-O モデル^{26),27)}を用いることとし、動的変形特性は、高拘束圧下における砂岩、泥岩の三軸圧縮繰り返し試験結果²⁸⁾をもとに設定している。

深部地盤における動的解析を実施する場合に、どのような減衰を用いることが適切であるかは不明な部分が多く残されている。そこで今回は、以下に示す 5 パターンの減衰を設定した地盤応答解析を実施し、この中から適切な設定方法を選択することとした。具体的には、Case 1,2 として固有値解析の結果得られた 1 次モードにおいて 1%, 3% となるような剛性比例型減衰を、Case 3,4 としては、1, 2 次モードにおいて 1%, 3% となるようなレーリー減衰を設定した。Case 5 としては、地盤のせん断弾性波速度、土質分類をパラメータとして周波数依存性を考慮した Q 値の提案式²⁹⁾に可能な限り一致するようなレーリー減衰を設定している。Case 1~4 はこれまで主に表層地盤を対象とした地盤応答解析において一

一般的に使用されている減衰である。

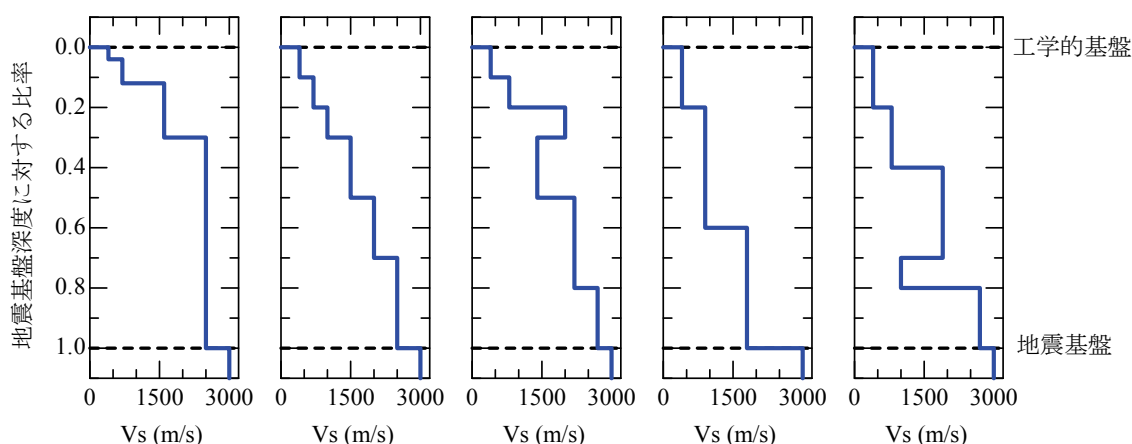


図 2.4-1 設定した地盤構造（左から層構成 1~5）

地震基盤位置に入力する地震動としては、観測点の地盤 V_s が 2500m/s 以上のサイトにおいて観測された 15 記録（30 成分）を選択した。

以上の条件に基づいて地盤応答解析を実施し、工学的基盤位置での地震動を推定した。地盤応答解析による地震動の PGA_{cal} , PGV_{cal} と、距離減衰式⁵⁾によって推定される PGA_{att} , PGV_{att} を比較する。全記録の誤差の平均と標準偏差を、設定した減衰ごとにまとめて図 2.4-2 に示す。この図より、地盤応答解析結果は距離減衰式と概ね一致していること、PGA は減衰の差による変化が大きいこと、減衰として Case5 を用いることにより PGA, PGV とともに距離減衰式と最も一致することが分かる。つまり、深部地盤における地盤応答解析は、Case5 の減衰を用いることにより、工学的基盤位置での地震動を精度よく推定できると考えられる。

この理由としては、以下が考えられる。まず、表層地盤の動的解析を行う際の減衰は、数値解析の安定を目的としている部分もあり、かつ強震動を対象とした場合には履歴減衰による効果が大きいため、初期の減衰が解析結果にそれほど大きな影響を与えない。一方で、今回のような深部地盤を対象とした場合には、初期の減衰が応答に与える影響が相対的に大きくなる。今回設定した Case5 の減衰²⁹⁾は、過去の岩盤も含む地盤の減衰評価結果を簡易にモデル化したものであり、実地盤が有する減衰を適切に表現していると考えられる。そのため従来の数値計算の安定を目的とした減衰（Case1~Case4）と比較して、平均的な応答としては、距離減衰式と最も一致度が高くなったと推察される。そこで、

以降では、地盤のせん断弾性波速度、土質分類をパラメータとして周波数依存性を考慮した Q 値の提案式²⁹⁾に出来る限り一致するようなレーリー減衰を設定した結果に基づき議論を行う。

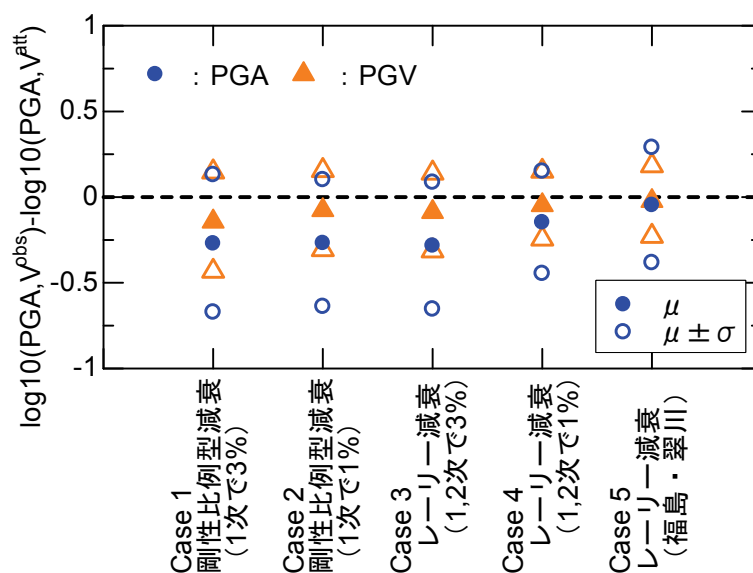


図 2.4-2 各種減衰を用いた地盤応答解析結果と距離減衰式との比較

まず、得られた PGA_{cal}, PGV_{cal} と距離減衰式によって推定される PGA_{att}, PGV_{att} の誤差を 2.3 節と同様の形で整理した。結果を図 2.4-3, 図 2.4-4 に示す。なお 2.3 節の観測記録における検討時には、距離減衰式によって推定される最大加速度 PGA_{att} が 10gal 以上の記録を収集しているが、ここではそのような分類を行っていない。そこで図 2.4-3, 図 2.4-4 には、 PGA_{att} が 10gal より大きい小さいかによってプロットの色を変化させている。

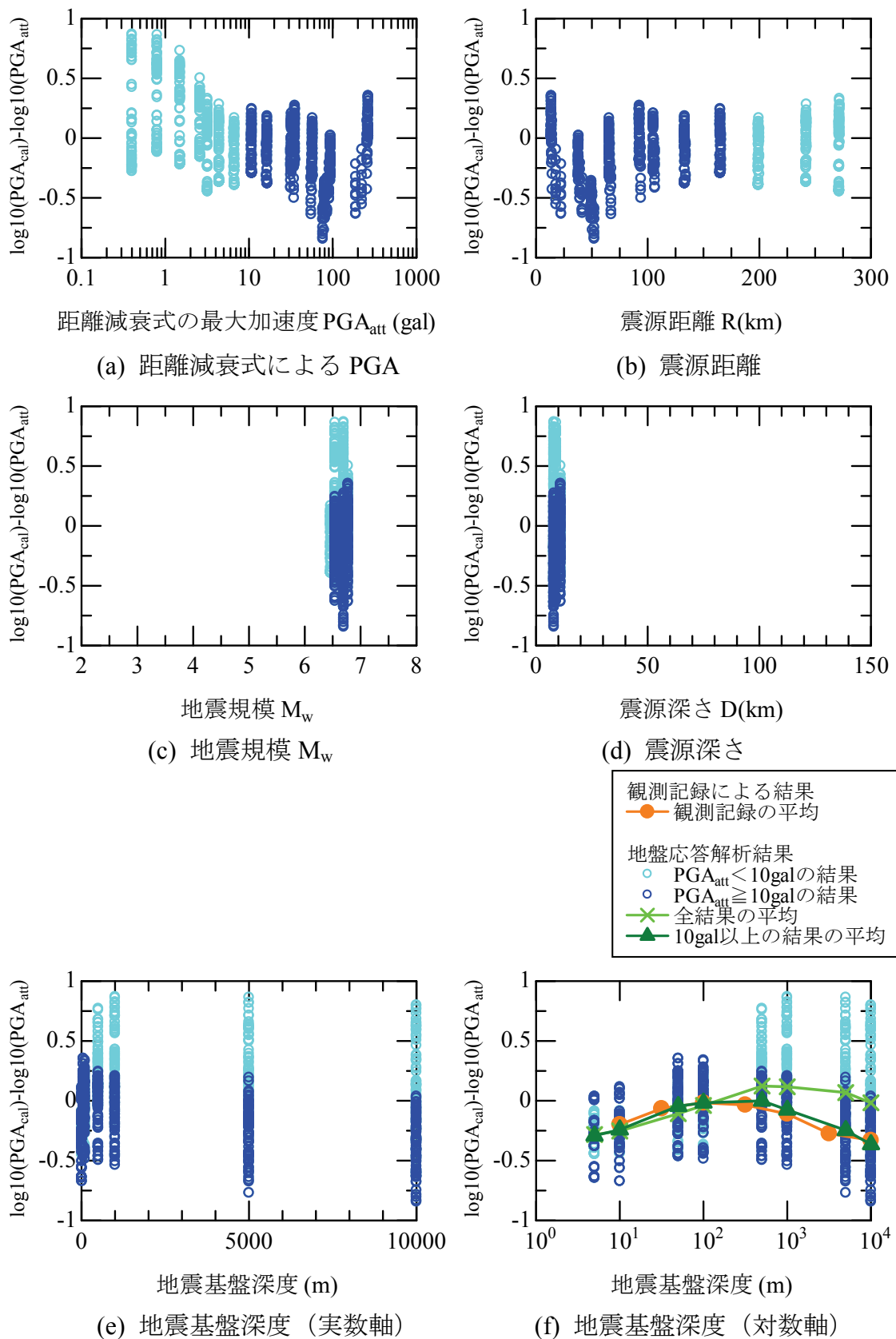


図 2.4-3 地盤応答解析結果と距離減衰式による推定値の誤差 (PGA)

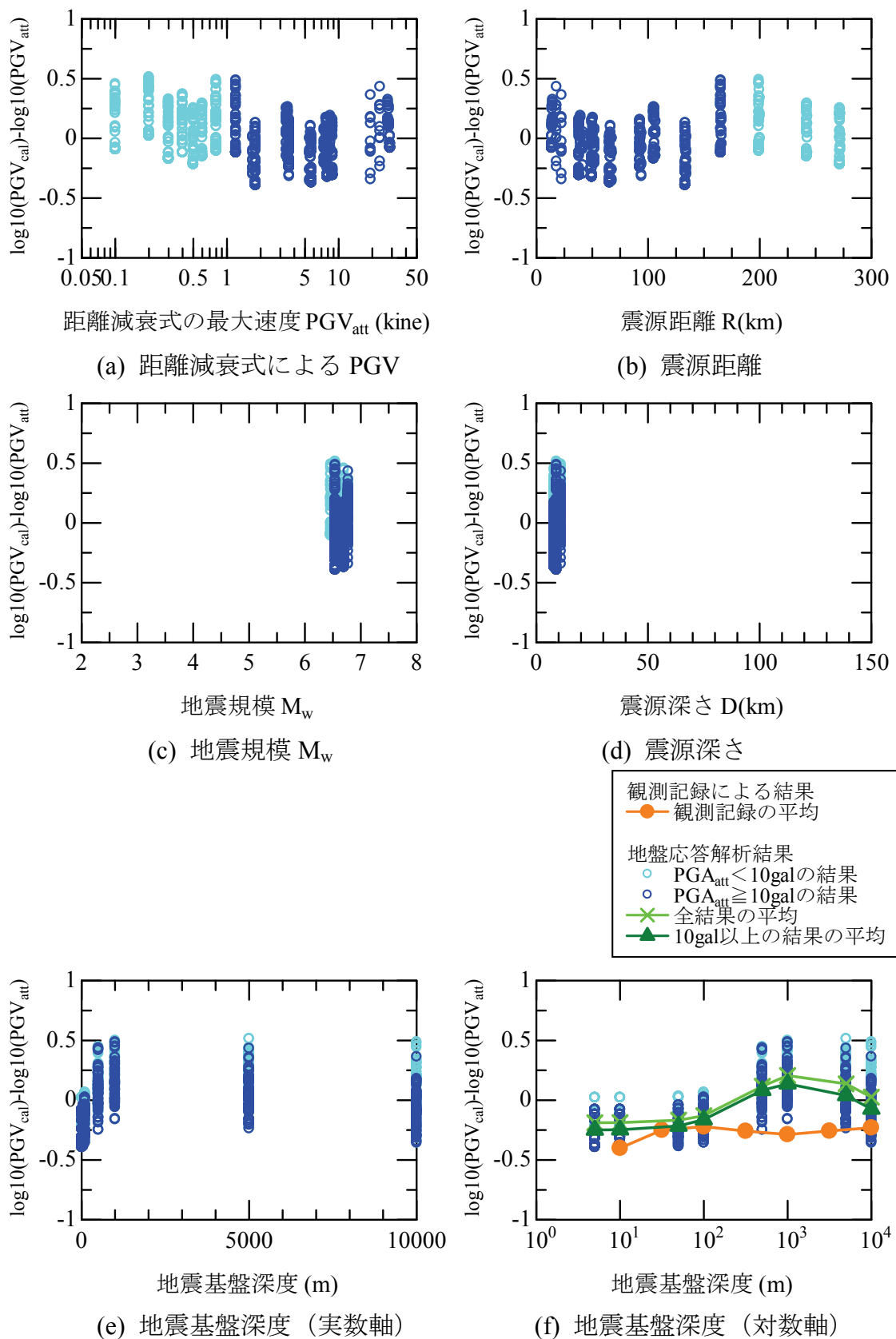


図 2.4-4 地盤応答解析結果と距離減衰式による推定値の誤差 (PGV)

まず図 2. 4-3 に示す PGA の結果について考察を行う。(a)から、 $PGA_{all} < 10gal$ の記録を用いた解析結果は、加速度が小さいほど距離減衰式よりも大きな加速度を評価している。この原因として、地盤の塑性化の影響が考えられる。加速度レベルが小さい場合には、地盤の塑性化の程度が小さいために、工学的基盤位置における応答倍率が、増大する傾向にある。そのためある程度大きな地震記録に基づいて作成された距離減衰式を 10gal 以下の地震動の予測に用いると、地震基盤から工学的基盤までの応答倍率を過小評価してしまうために、解析結果が距離減衰式よりも大きな結果となっている可能性がある。さらに、地盤の塑性化の影響は図 2. 4-3(f)の結果からも見て取れる。この図において、小さな地震動までを含んだ全解析結果の平均値(×印)と、10gal 以上の記録のみを用いた解析結果の平均値(▲印)とを比較すると、地震基盤深度が 100m よりも小さい地点において両者はほぼ一致している。ところが基盤深度が大きくなるにつれて、10gal 以上の結果の平均値は、全解析結果の平均値よりも誤差が小さくなっていることが分かる。これは加速度の大きな記録を地震基盤に入力した場合、層厚が大きくなるに従って地盤塑性化の影響が顕著になり、増幅が抑えられたためであると考えられる。以上より、地震基盤から工学的基盤までの比較的硬質な地盤であっても、塑性化の影響は無視できないと考えられる。このため 2.3 節で実施した観測記録による検討結果と比較するためには、これと同じ条件で検討が行われている $PGA_{all} \geq 10gal$ の結果のみ用いて行うのがよいと考えられる。

そこで $PGA_{all} \geq 10gal$ の結果に注目すると、(a)~(d)において、各指標と特に大きな関係性が見られない。ただし、今回用いた記録はかなり限られた条件での結果であるため、地震規模や震源深さのバリエーションが少なくなっている。ただし図 2. 3-3 の観測記録による検討結果からも各指標との相関は見られないことから、この結果は妥当であると考えられる。

図 2. 4-3 (f)において、10gal 以上の結果のみを用いた解析結果を見ると、地震基盤深度の変化に伴って、距離減衰式との誤差が徐々に変化していることが分かる。この図には観測記録の平均値算定結果も示している(●印の実線)が、これと解析結果の平均(▲印の実線)はほぼ一致している。

次に図 2. 4-4 の PGV についてまとめた結果について考察を行う。図 2. 4-4 (a)より地震動レベルの小さい解析結果では、距離減衰式による推定値よりも大きな結果となっている。これは PGA の場合と同様に、地盤塑性化の影響であることが予想される。ただし PGV についての地盤塑性化の影響は PGA と比較して小さいと考えられる(例えば³⁰)ために、入力地震動の大小による誤差の変化は比較的

小さくなっている。またこれは図 2.4-4 (f)における全解析結果の平均値 (×印) と 10gal 以上の記録を用いた解析結果 (▲印) の間にほとんど差がないことから確認できる。

図 2.4-4 (f)の地震基盤深度との関係を見ると、基盤深度 500~5000m の地点において、増幅が見られる。これは観測記録による検討結果 (●印の実線) とは異なる結果となっている。この原因としては 2.3 節で述べた以外に、速度は加速度と比較して、地盤の 3 次元的な影響を強く受けるためではないか考えることができる。今回の地盤応答解析は 1 次元で行っているが、実観測記録には地盤の 3 次元的な影響も含まれている。そのため比較的長周期側の地震動を評価する場合には、1 次元解析では適用範囲に問題がある可能性も考えられる。

2.5 硬質地盤の非線形挙動の影響

続いて、地震基盤に入力される地震動のレベル（PBA とする）が変化した場合の工学的基盤位置での地震動（PGA）の増幅率（PGA/PBA）の変化を比較することで、地盤の非線形挙動について確認する。本検討で用いた地震基盤位置における地震動のうち1記録を抽出し、最大加速度 PBA を調整した地震動を入力させた場合の、工学的基盤位置での最大加速度 PGA を地盤応答解析により推定する。用いる地盤構造、解析手法としては、2.4 節で用いたものと同様とし、減衰は Case 5 を用いた。

地盤応答解析により得られた増幅率（PGA/PBA）を地震基盤深度ごとにまとめた結果を図 2.5-1 に示す。この結果から、地震基盤深度が 50~500m の位置において増幅率が大きくなっている。また地震動レベルが大きくなるに従って、増幅率が小さくなっていることが分かる。この傾向は堆積層厚が大きいほど顕著になっており、地盤が非線形挙動をしたために、増幅率が低減していることが確認出来る。

硬質地盤の非線形挙動に関して、観測記録に基づく検討はほとんど実施されていないが、今後蓄積される強震記録に基づき、深部地盤の非線形挙動を評価する必要があると言える。

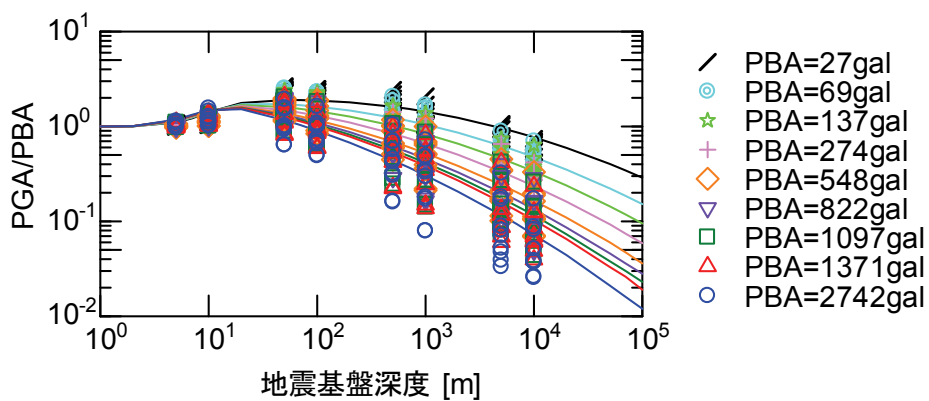


図 2.5-1 地震基盤位置に入力する地震動レベルの変化に伴う増幅率の変化

2.6 まとめ

工学的基盤における地震ハザードを評価する際には、一般的に距離減衰式が用いられるが、これに深部地盤構造の情報を付与することにより、地点特性を考慮した評価が可能となり、地震動の推定精度が向上することが予想される。そこでまず、地震基盤深度によって応答スペクトルの特性がどのように変化するかについて観測記録に基づいた検討を実施した。その結果、地震基盤の浅い地点においては、周期 0.1~0.3 秒程度の応答が非常に大きくなる一方で、周期 1 秒程度の応答はそれほど大きくなる。これとは対照的に、地震基盤の深い地点では、短周期成分の応答は小さいものの、周期 1 秒程度で大きな応答を示すことが明らかになった。

続いて、地震基盤深度の変化に伴う PGA, PGV の変化を確認することを目的として、観測記録、数値解析に基づく検討を実施した。まず観測記録に基づく検討では、工学的基盤位置の観測記録の収集を行い、観測点の地震基盤深度ごとに距離減衰式との比較を行った。その結果、地震基盤深度の変化に応じて PGA が変化すること、基盤深度 50~500m 程度のサイトで PGA が大きくなることが分かった。また、PGV と基盤深度の間には明瞭な関係が見られなかった。

観測記録に基づく検討としては、地震基盤位置の観測記録を入力として、各種層厚（地震基盤深度）を有する地盤に対して応答解析を実施することで、工学的基盤位置での地震動を推定した。その結果、地震基盤深度によって PGA, PGV が変化すること、PGA の変化の傾向は、観測記録による検討結果とよく一致することが分かった。

さらに、地震基盤における地震動が 10gal 程度と比較的小さなレベルから地盤は非線形挙動を示す可能性があること、逐次非線形解析によって深部地盤の非線形挙動をある程度適切に把握できることも確認された。地震基盤深度による地震動特性の変化と硬質地盤の非線形挙動の影響を適切に考慮することで、工学的基盤位置での地震動を従来よりも高精度に評価可能となることが期待される。

参考文献（第2章）

- 1) Cornell, C.A.: Engineering Seismic Risk Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.58, No.5, pp.1583-1606, 1968.
- 2) A. Der Kiureghian and A. H-S. Ang: A fault-rupture model for seismic risk analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.67, No.4, pp.1173-1194, 1977.
- 3) Fukushima, Y. and Tanaka, T.: A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 80, pp. 757-783, 1990.
- 4) 安中正, 山崎文雄, 片平冬樹: 気象庁 87 型強震計記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.161-164, 1997.
- 5) 司宏俊, 翠川三郎: 断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 523, pp. 63-70, 1990.
- 6) 森川信之, 神野達夫, 成田章, 藤原広行, 福島美光: 東北日本の異常震域に対応するための距離減衰式の補正係数, 日本地震工学会論文集, 第 3 巻, 第 4 号, pp.14-26, 2003.
- 7) 森川信之, 神野達夫, 成田章, 藤原広行, 福島美光: 東北日本の異常震域に対応するための最大振幅および応答スペクトルの新たな距離減衰式補正係数, 日本地震工学会論文集, 第 6 巻, 第 1 号, pp.23-41, 2006.
- 8) 片岡正次郎, 佐藤智美, 松本俊輔, 日下部毅明: 短周期レベルをパラメータとした地震動強さの距離減衰式, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No. 4, pp.740-757, 2006.
- 9) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉, 澤田純男: 深部地下構造を考慮した内陸活断層型地震の経験的評価, 土木学会地震工学論文集, 第 29 巻, pp. 98-103, 2007.
- 10) Field, E. H. : A Modified Ground-Motion Attenuation Relationship for Southern California that Accounts for Detailed Site Classification and a Basin-Depth Effect, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.90, No.6B, pp.S209-221, 2000.
- 11) Choi, Y., Stewart, J. P. and Graves, R. W.: Empirical Model for Basin Effects Accounts for Basin Depth and Source Location, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.95, No.4, pp.1412-1427, 2005.
- 12) 増井大輔, 翠川三郎: 地震観測記録から抽出した地盤増幅率とみかけ入射角度との関係, 土木学会論文集 A, Vol. 63, No. 3, pp.552-560, 2007.
- 13) 片岡正次郎, 松本俊輔, 日下部毅明, 遠山信彦: やや長周期地震動の距離減

- 衰式と全国の地点補正倍率, 土木学会論文集 A, Vol. 64, No. 4, pp.721-738, 2008.
- 14) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫: 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集, 493/III-27, pp. 49-58, 1994.
 - 15) 内山泰生, 翠川三郎: 震源深さの影響を考慮した工学的基盤における応答スペクトルの距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集, No. 606, pp. 81-88, 2006.
 - 16) 池田隆明, 釜江克宏, 三輪滋, 入倉孝次郎: 経験的グリーン関数法を用いた2000年鳥取県西部地震の震源のモデル化と強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, No. 561, pp.37-45, 2002.
 - 17) Hikima, K. and K. Koketsu: Rupture processes of the 2004 Chuetsu (mid-Niigata prefecture) earthquake, Japan: A series of events in a complex fault system, *Geophysical Research Letters*, Vol. 32, No. 18, 2005.
 - 18) Asano, K. and T. Iwata: Source process and near-source ground motions of the 2005 West Off Fukuoka Prefecture earthquake, *Earth Planets Space*, 58, pp. 93-98, 2006.
 - 19) 山中佳子: EIC 地震学ノート, No. 185, http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/sanchu/Seismo_Note/2007/EIC185.html
 - 20) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.
 - 21) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.
 - 22) 藤原広行, 河合伸一, 青井真, 森川信之, 先名重樹, 工藤暢章, 大井昌弘, はお憲生, 早川讓, 遠山信彦, 松山尚典, 岩本鋼司, 鈴木晴彦, 劉瑛: 強震動評価のための全国深部地盤構造モデル作成手法の検討, 防災科学技術研究所研究資料, 第337号, 2009.
 - 23) 翠川三郎, 松岡昌志: 国土数値情報を利用した地震ハザードの総合的評価, 物理探査, Vol. 48, No. 6, pp.519-529, 1995.
 - 24) 地震調査研究推進本部地震調査委員会: 全国地震動予測値図, 2009.
 - 25) 宮腰研, 岡田広, 笹谷努, 森谷武男, 凌甦群, 斎藤誠治: 小田原市における ESG Blind Prediction Test Sites の地下構造 —微動探査法による推定—, 地震, 第2輯, Vol. 47, pp. 273-285, 1994.
 - 26) 龍岡文夫, 福島伸二: 砂のランダム繰り返し入力に対する応力~歪関係のモデル化について(1), 生産研究 30 巻 9 号, pp.356-359, 1978.
 - 27) 龍岡文夫, 福島伸二: 砂のランダム繰り返し入力に対する応力~歪関係のモデル化について(2), 生産研究 30 巻 10 号, pp.375-378, 1978.
 - 28) 篠田昌弘, 室野剛隆: 低・高拘束圧下における繰り返し載荷時の土の変形特

- 性，第 28 回土木学会地震工学研究発表会報告集，No.176，2005.
- 29) 福島美光，翠川三郎：周波数依存性を考慮した表層地盤の平均的な Q^{-1} 値とそれに基づく地盤増幅率の評価，日本建築学会構造系論文集，第 460 号，pp. 37-46，1994.
- 30) 藤本一雄，翠川三郎：近接観測点ペアの強震記録に基づく地盤増幅度と地盤の平均 S 波速度の関係，日本地震工学会論文集，第 6 巻，第 1 号，pp.11-22，2006.

第3章 表層地盤の不整形性と地震動入射角の影響

3.1 概説

対象地点の地表面地震動を評価する場合には、工学的基盤面よりも浅い地盤構造（これを表層地盤と呼ぶ）による増幅の影響が非常に大きい。特に大規模地震による地表面応答を評価する場合、表層地盤の非線形挙動の効果を無視することは出来ない。そのため、土木構造物を設計する際には事前にボーリング調査によって地点直下の詳細な地盤構造を把握した上で、地震作用の設定、構造物応答の評価が行われている^{例えは 1),2)}。

表層地盤の非線形挙動の効果を考慮するためには、地盤応答解析を実施することで、地点毎の地盤特性を考慮した地表面地震動を推定可能である。この地盤応答解析には、大きく分けて時刻歴の逐次非線形解析と周波数領域の等価線形解析がある。このうち、SHAKE³⁾に代表される等価線形解析は、その後いくつかの改良法^{例えは 4)5)}が提案されており、その扱いの容易さから実務においても数多くの適用例が存在する。一方で、大規模地震による強震動を対象とした場合には、土のひずみレベルが 10^{-2} を超える場合もあるため、等価線形化法の適用範囲外となることもある⁶⁾。このような場合には、時刻歴の逐次非線形解析を用いることになる。逐次非線形解析を実施する際に重要となる土の応力-ひずみ関係の表現は、古くから多数の提案^{例えは 7)8)}がされ、実観測記録との比較等も精力的に実施されている。近年ではこれらのモデルを拡張し、幅広いひずみ領域において室内試験の結果を良好に満足するようなモデル⁹⁾とこのモデルに適用可能なパラメータの標準値等も提案されており¹⁰⁾、土木構造物の耐震設計を行う際の標準的な手法として逐次非線形解析が採用されている例²⁾もある。このように、精度の高い地盤構造を評価することができれば、ある程度の精度を持って地表面地震動を推定することは可能であると言える。

この地盤構造を評価する方法としては、上述したボーリング調査に基づく直接的な評価の他に、各種観測データから推定するという手法も多数存在する^{例えは 11)~13)}。これらは主に地震基盤構造等の深部地盤構造を推定する際に用いられることがほとんどであったが、近年では実務設計においても採用されるようになってきている^{例えは 14),15)}。この中の手法の一つとして、地中位置と地表位置に地震計を設置し、この2点の地震観測記録から地盤の伝達関数を算定し、これに基づき地盤構造を評価するという方法がある^{例えは 16),17)}。これは、最終的に評価し

たい地盤増幅を直接計測し，この増幅を満足する地盤構造を推定するという点で，地震増幅の観点からは非常に精度の高い結果となっていることが期待される．

ただし，2点の伝達関数から地盤構造の推定を行う際，計算を容易にするための仮定として，地盤を水平成層，地震動を鉛直下方入射とした1次元モデリングを実施する 경우가ほとんどである．しかし実際には地盤構造が複雑に傾斜している場合や地震波が斜めから入射してくる場合もある．特に，工学的に重要な $V_s=400\text{m/s}$ 程度の地盤付近は局所的な変化が存在している可能性が高く，これらの仮定を満足していないケースも多いと考えられる．結果として観測される伝達関数とこれに基づく1次元の地盤構造は実際のもものと異なる傾向を示していることも予想される．ところがこれらの仮定が成立していない影響が地盤構造の推定結果に与える影響を定量的に評価した事例はほとんど見られない．そこで本章では，地盤構造の傾斜，入射角の変化が観測される伝達関数，推定される地盤構造に与える影響について基本的な検討を行う．

3.2 基盤傾斜，斜め入射が伝達関数に与える影響

3.2.1 解析方法

本検討では，基盤傾斜，斜め入射が地盤の伝達関数に与える影響について解析的な検討を行う．そのため用いる解析手法としても，これらの影響を適切に表現可能な方法を選択する必要がある．不整形地盤を対象とした地盤応答解析の手法としては，波線理論^{例えば 18)~20)}，境界要素法^{例えば 21),22)}，Aki-Larner 法^{例えば 23)~26)}，差分法^{例えば 27)}，有限要素法^{例えば 28)~31)}等が挙げられる．これらの手法は計算の簡便さ，計算速度，計算精度等にそれぞれ特徴を有している．

本検討では，計算機容量と計算時間を要するものの，境界条件，層構成等を比較的自由に設定可能でかつ適切な計算条件を設定すれば理想的な解を得ることが可能な有限要素法（FEM）を用いることとした．解析モデルの概要を図 3.2-1 に示すが，本検討では地盤を 2 次元でモデル化している．モデル化の領域は，水平方向 900m×深さ方向 200m の範囲を対象とし，単純な 3 層構造に分割した．このうち，上部の 2 層（ $V_s=120\text{m/s}$ ， 200m/s ）を表層地盤，最下層（ $V_s=400\text{m/s}$ ）を基盤層として扱う．層厚は，地盤の傾斜角 $\theta_1=0$ 度の時に第 1 層が 20m，第 2 層が 30m とし，それ以深を全て基盤層とする．基盤層は下方に半無限に連続するとし，底面の境界条件を粘性境界（ $V_s=400\text{m/s}$ ， $\rho=2.5\text{t/m}^3$ 相当）で与える．側方境界は，水平ローラーとした．なお，地盤は全て線形弾性体として扱う．なお本検討においては 10Hz 程度までの挙動を十分な精度で評価することを考えているため，要素サイズは 1m 程度を基本としてメッシュ分割を行った．

解析は時間領域の動的解析とし，入力地震動は図 3.2-2 に示す最大加速度 1000gal のランダム波を 2E 波として入力する．加振方向は図 3.2-1 の x 方向のみとする．積分時間間隔は $\Delta t=0.0025\text{sec}$ とし，計算時間は地表位置において応答が十分小さくなるまでの時間（基本的には 60sec）とした．減衰は図 3.2-3 に示すように，5Hz で 3%となる剛性比例型減衰を設定した（ $\alpha=0$ ， $\beta=0.00191$ ）．また，観測記録は基盤上面（GL-50m，図 3.2-1 の観測点 2）と地表面（GL-0m，同観測点 1）の 2 点で得られているとする．

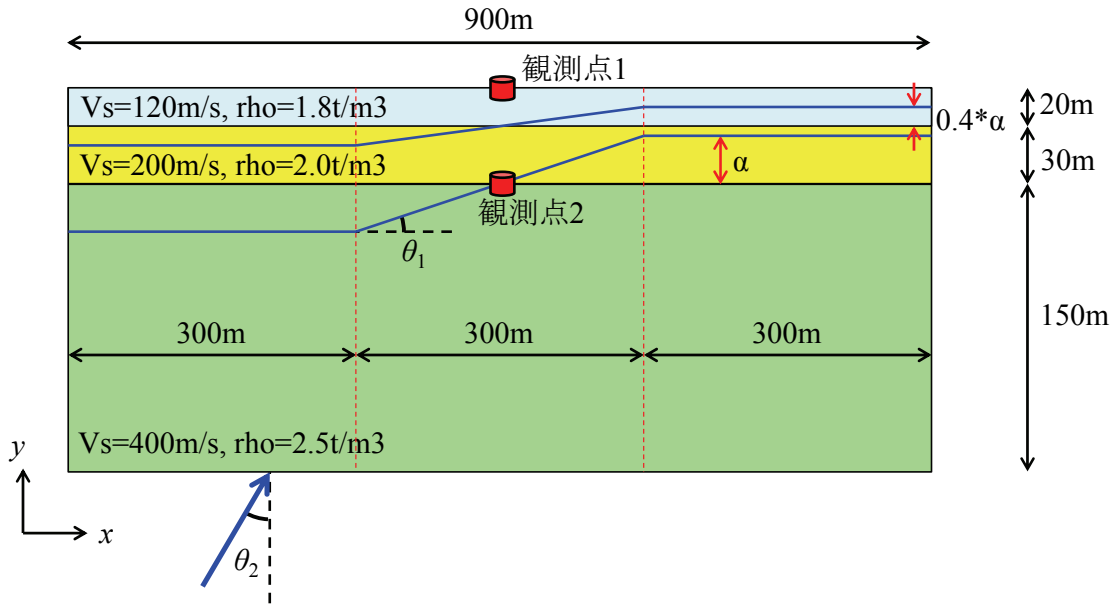


図 3.2-1 解析モデルの概要

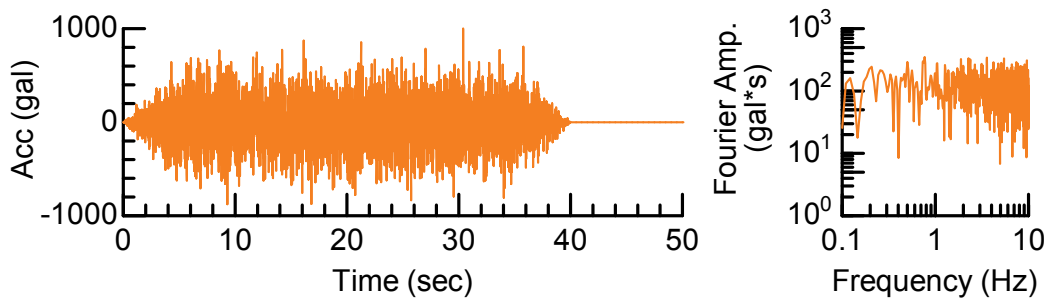


図 3.2-2 入力波の時刻歴波形, フーリエ振幅スペクトル (2E 波相当)

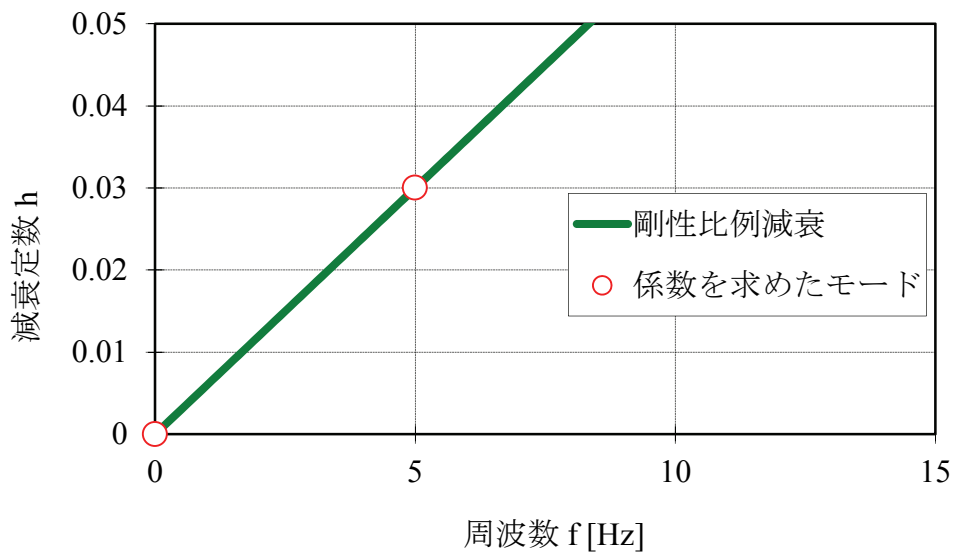


図 3.2-3 設定した減衰 ($[C] = 0.0 \times [M] + 0.00191 \times [K]$)

地盤の傾斜は、図 3.2-1 のように基盤層と第 2 層間の傾斜角 θ_1 で定義することとし、第 1 層と第 2 層間の地盤はこれに比例する形で変化させる。また、地盤の傾斜はモデル化した領域の中央 300m のみで設定し、それ以外の領域は緩衝領域として水平成層を設定した。

地震動の入射角は、図 3.2-1 の θ_2 のように定義することとし、図 3.2-2 の波形を接点毎に位相差を与えて作用させることで斜め入射を表現する。

検討を行うケースは、傾斜角 θ_1 を 5 パターン (0° (水平成層), 3° , 5° , 10° , 15°)、入射角 θ_2 を 9 パターン (0° (鉛直下方入射), $\pm 5^\circ$, $\pm 10^\circ$, $\pm 15^\circ$, $\pm 20^\circ$) 変化させた合計 45 ケースを対象とする。ただし、傾斜角 $\theta_1=0$ 度の場合は入射角の正負を反転させた場合に同一の結果となるため、マイナス方向の入力は省略している。

3.2.2 伝達関数の評価結果

前項に示した条件に従って線形動的解析を実施した。解析の結果得られた時刻歴波形（図 3.2-4）のうち、観測点 1, 2 のフーリエ振幅比を算定し、これが観測により得られた伝達関数であるとする。各ケースの伝達関数算定結果を図 3.2-5（基盤傾斜角 $\theta_1=0^\circ$ ）～図 3.2-9（基盤傾斜角 $\theta_1=15^\circ$ ）に示す。

まず、水平成層、鉛直下方入射の場合の結果（ $\theta_1=\theta_2=0^\circ$ ，図 3.2-5 (a)）と、同一の 1 次元地盤を仮定した場合の理論伝達関数を比較すると、両者の結果は完全に一致している。これより解析の妥当性、計算時間が十分であることが確認できる。

続いて、基盤傾斜角 θ_1 の変化に伴う伝達関数に着目し、地震動が鉛直下方入射する場合（ $\theta_2=0^\circ$ ，各図(a)）の比較を行う。傾斜角が大きくなるに従い、1Hz, 2Hz 辺りに存在する 1 次, 2 次モードの応答倍率最大値が小さくなるとともに、ピーク振動数が徐々に高振動数側へ移動している。特に $\theta_1=15^\circ$ のケース（図 3.2-9-1 (a)）では 1 次モードの卓越振動数が大きくずれているとともに、2 次モードのピークが不明確になっている。この結果は、過去の解析的な検討³²⁾に基づき、基盤傾斜角が 10° を上回るような地盤においては表面波の影響が大きくなるため不整形地盤として扱う、という鉄道構造物の耐震設計の考え方²⁾を支持するものである。

一方で 5Hz 以上の高次モードでは基盤傾斜に伴う変化が相対的に小さく、ピーク値、ピーク振動数はほぼ一定である。この原因の一つとして、設定している減衰の影響が考えられる。今回は図 3.2-3 に示すような高振動数側で大きな減衰を設定しているために、傾斜の影響が小さく見積もられている可能性がある。そこで、減衰が変化することによる伝達関数の変化を考察するために、 $\theta_1=3^\circ$ のケースで減衰を 1/30 倍した検討を実施した。得られた結果を図 3.2-10 に示す。減衰を小さくすることで、応答倍率が大きくなっているものの、全体的な傾向はそれほど変化していない。低振動数側ほど水平成層鉛直下方入射の理論伝達関数との差が大きく、高振動数成分では傾斜の影響が小さくなっている。そのため今回得られた基盤傾斜の影響が高振動数側ほど小さくなった理由としては、設定した減衰が原因ではないことが分かる。

地震動入射角 θ_2 の変化に伴う伝達関数の変化は、基盤傾斜角 θ_1 のそれと比較

すると相対的に小さい。ただし、 $\theta_1=0^\circ$ の場合（図 3.2-5）に着目すると、入射角が大きくなるに従い、1 次モードのピーク振動数が多少低振動数側に移動していることが分かる。さらに各モードのピーク値は複雑に変化している。例えば、1 次モードのピーク値は斜め入射に伴い小さくなっているのに対し、2 次モードでは逆に大きくなっている。これは地震動が斜め入射するために、モード毎の反射係数が変化し、見かけの剛性が変化したためにインピーダンス比が変化したように見えることが原因であると考えられる。

図 3.2-6 以降の基盤が傾斜している場合では、基盤傾斜の影響と斜め入射の影響が重なっているために得られる伝達関数は複雑に変化しているが、大まかな傾向としては、入射角の変化に伴うピーク振動数の変化は見られないものの、1 次モードのピーク値が不明瞭になるという傾向は全ての結果に共通して見られる。

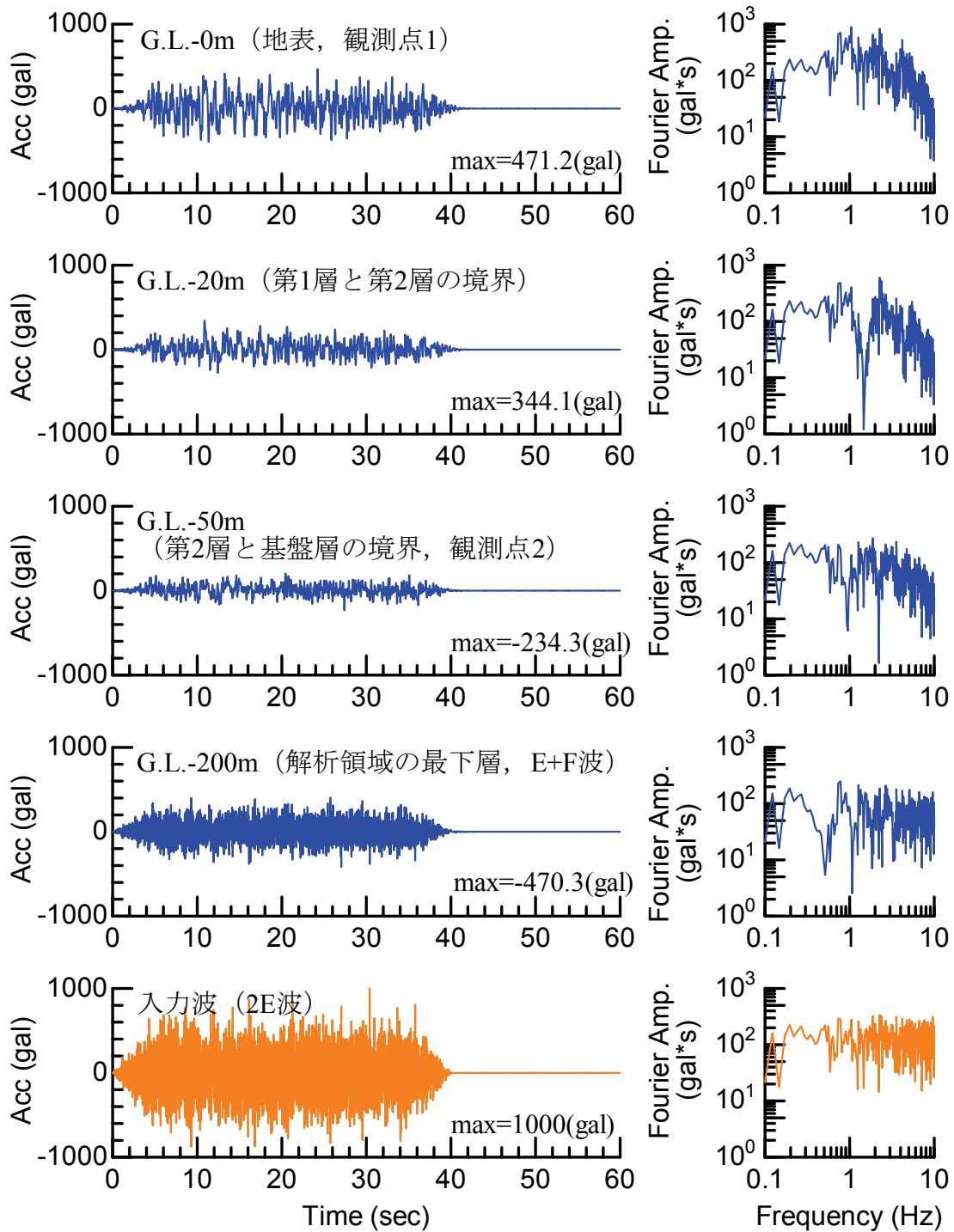


図 3.2-4 各接点での応答波形の例
(基盤傾斜角 $\theta_1=0^\circ$, 入射角 $\theta_2=0^\circ$ の場合)

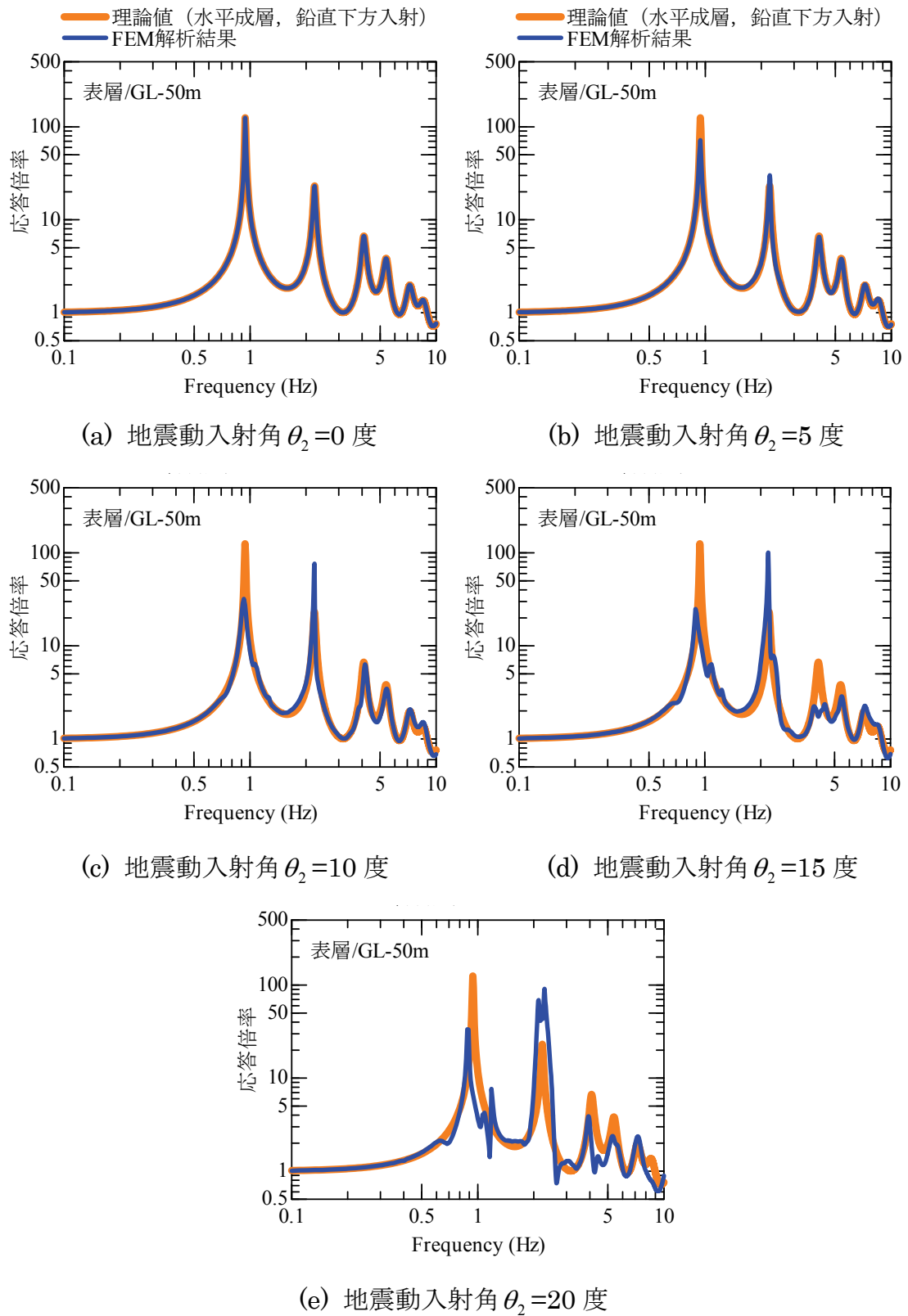


図 3.2-5 伝達関数の評価結果 (基盤傾斜角 $\theta_1 = 0$ 度の場合)

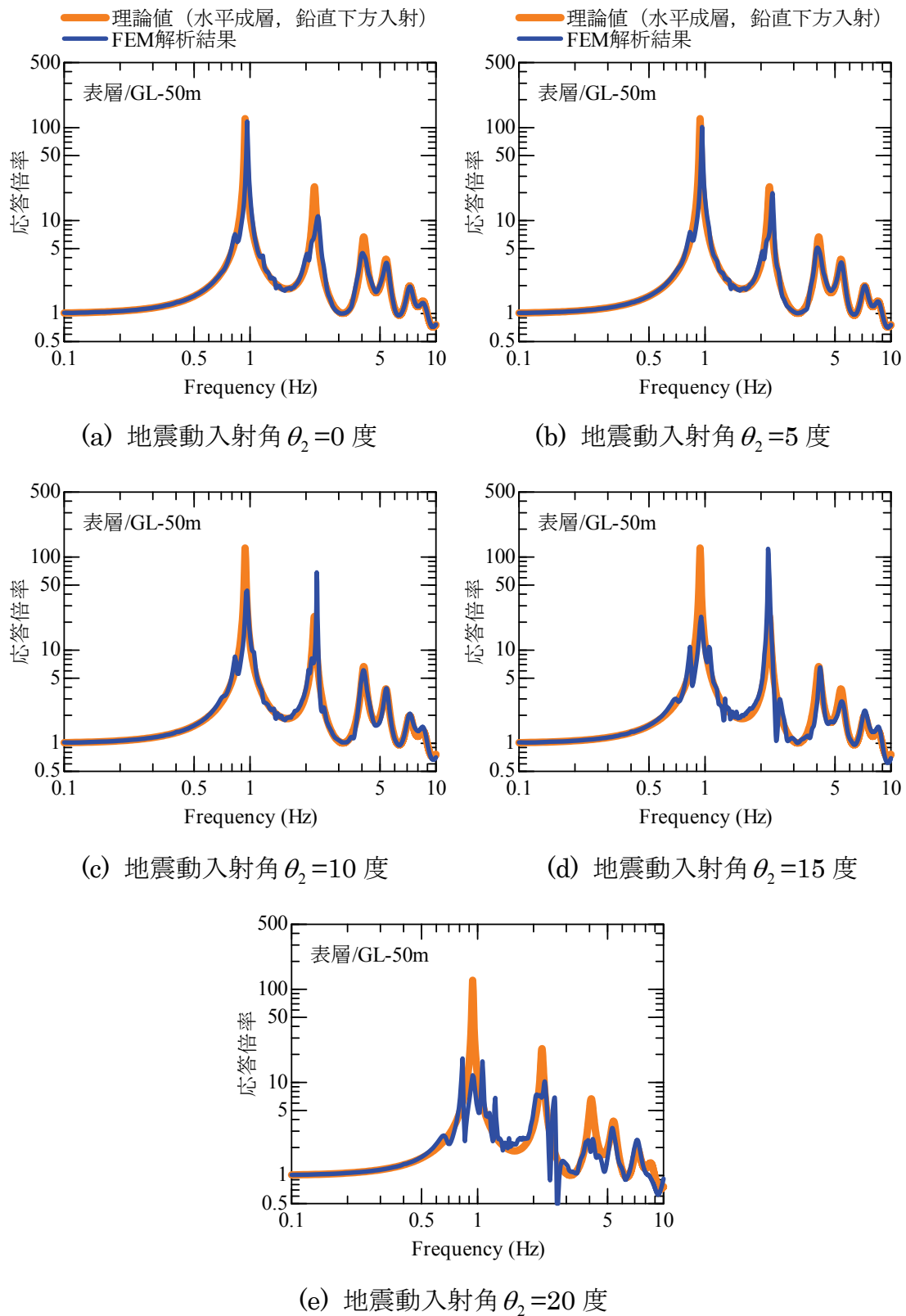
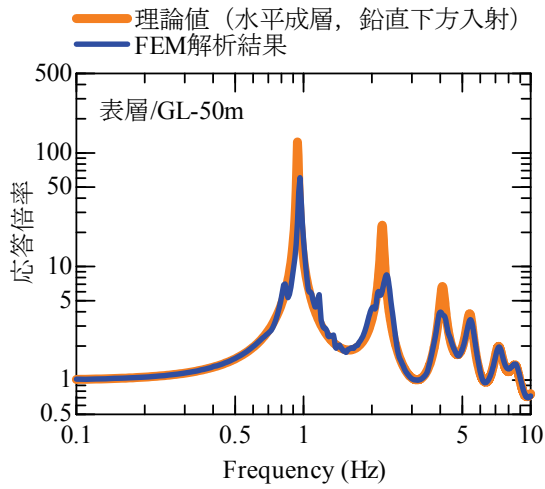
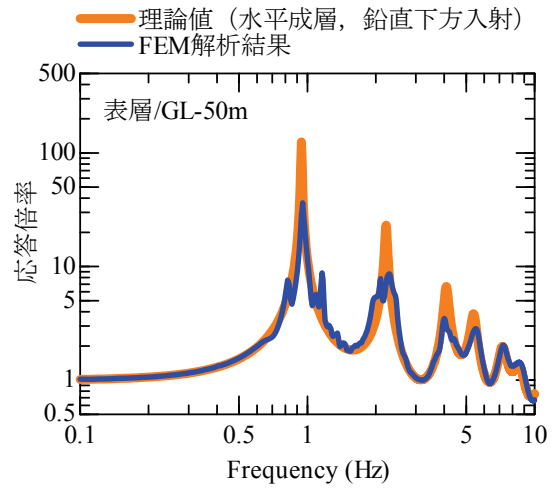


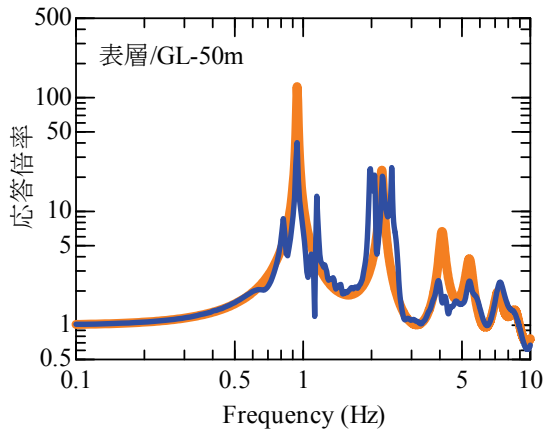
図 3.2-6-1 伝達関数の評価結果 (基盤傾斜角 $\theta_1 = 3$ 度の場合) その 1



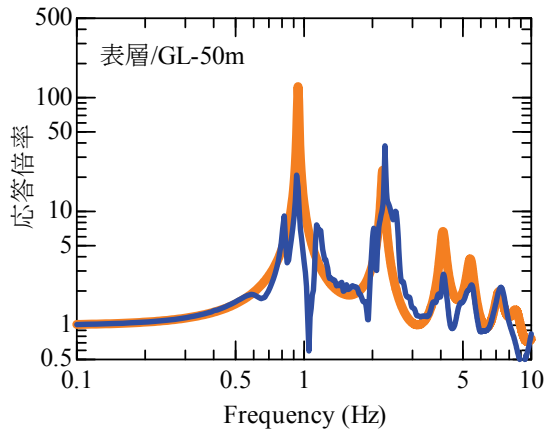
(f) 地震動入射角 $\theta_2 = -5$ 度



(g) 地震動入射角 $\theta_2 = -10$ 度



(h) 地震動入射角 $\theta_2 = -15$ 度



(i) 地震動入射角 $\theta_2 = -20$ 度

図 3.2-6-2 伝達関数の評価結果 (基盤傾斜角 $\theta_1 = 3$ 度の場合) その 2

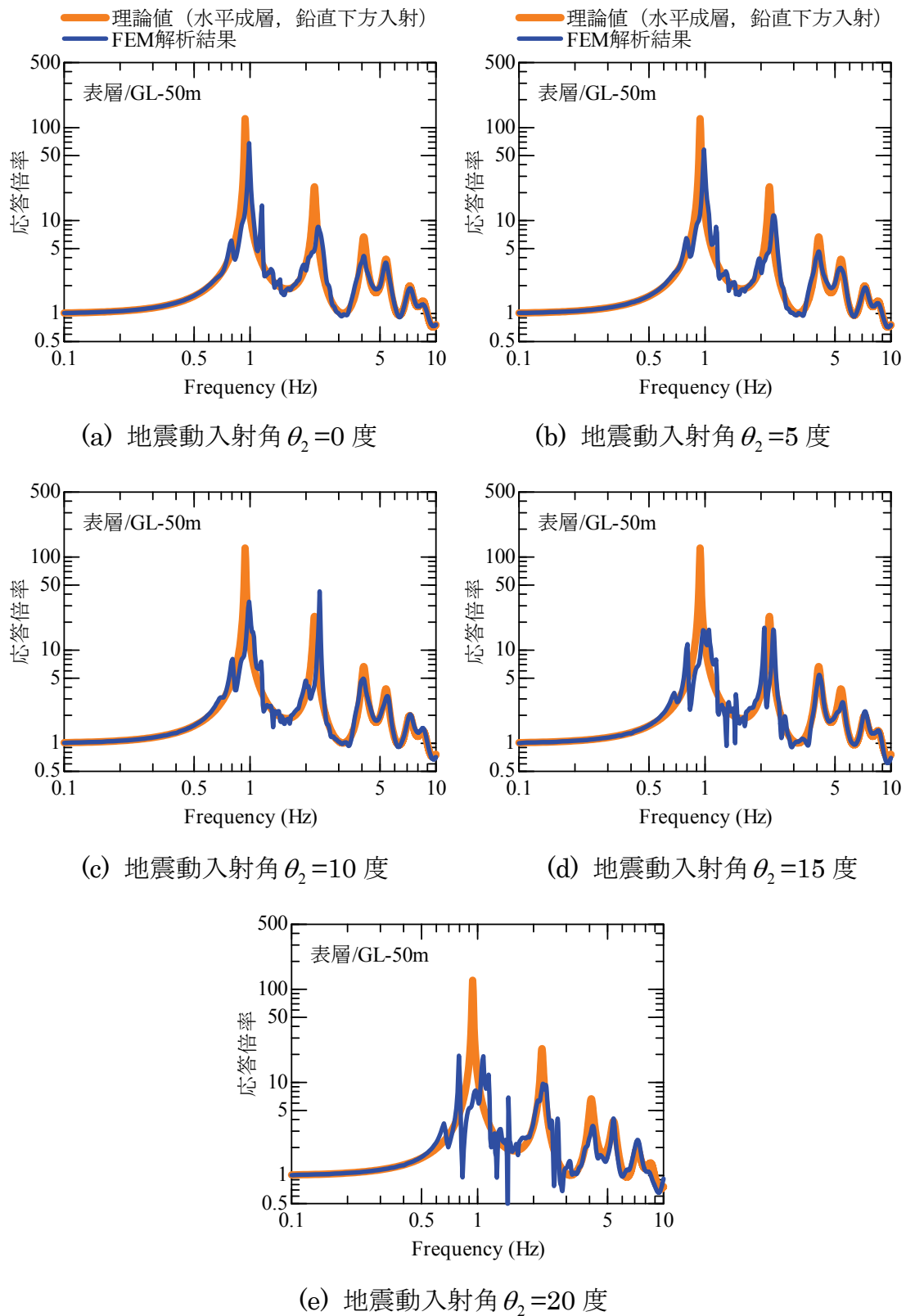
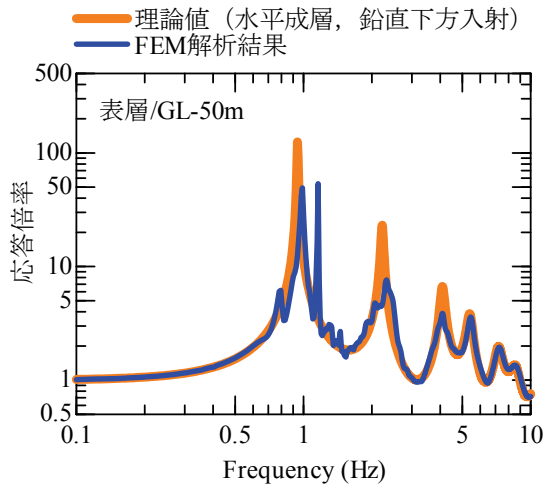
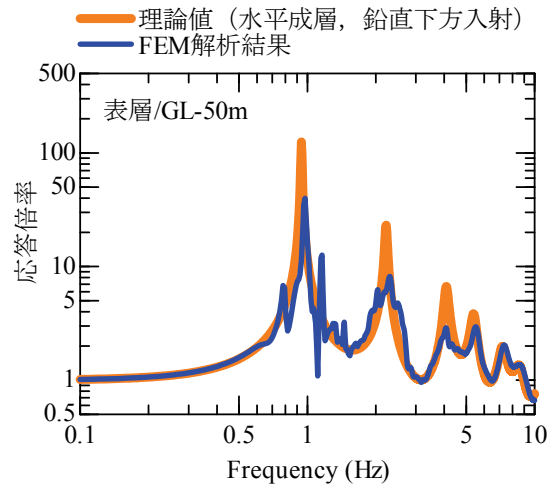


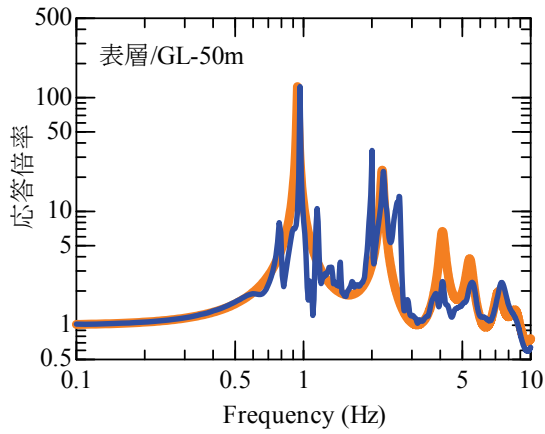
図 3.2-7-1 伝達関数の評価結果 (基盤傾斜角 $\theta_1 = 5$ 度の場合) その 1



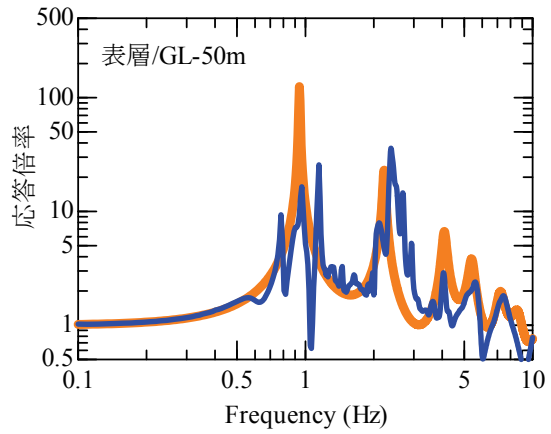
(f) 地震動入射角 $\theta_2 = -5$ 度



(g) 地震動入射角 $\theta_2 = -10$ 度



(h) 地震動入射角 $\theta_2 = -15$ 度



(i) 地震動入射角 $\theta_2 = -20$ 度

図 3.2-7-2 伝達関数の評価結果 (基盤傾斜角 $\theta_1 = 5$ 度の場合) その 2

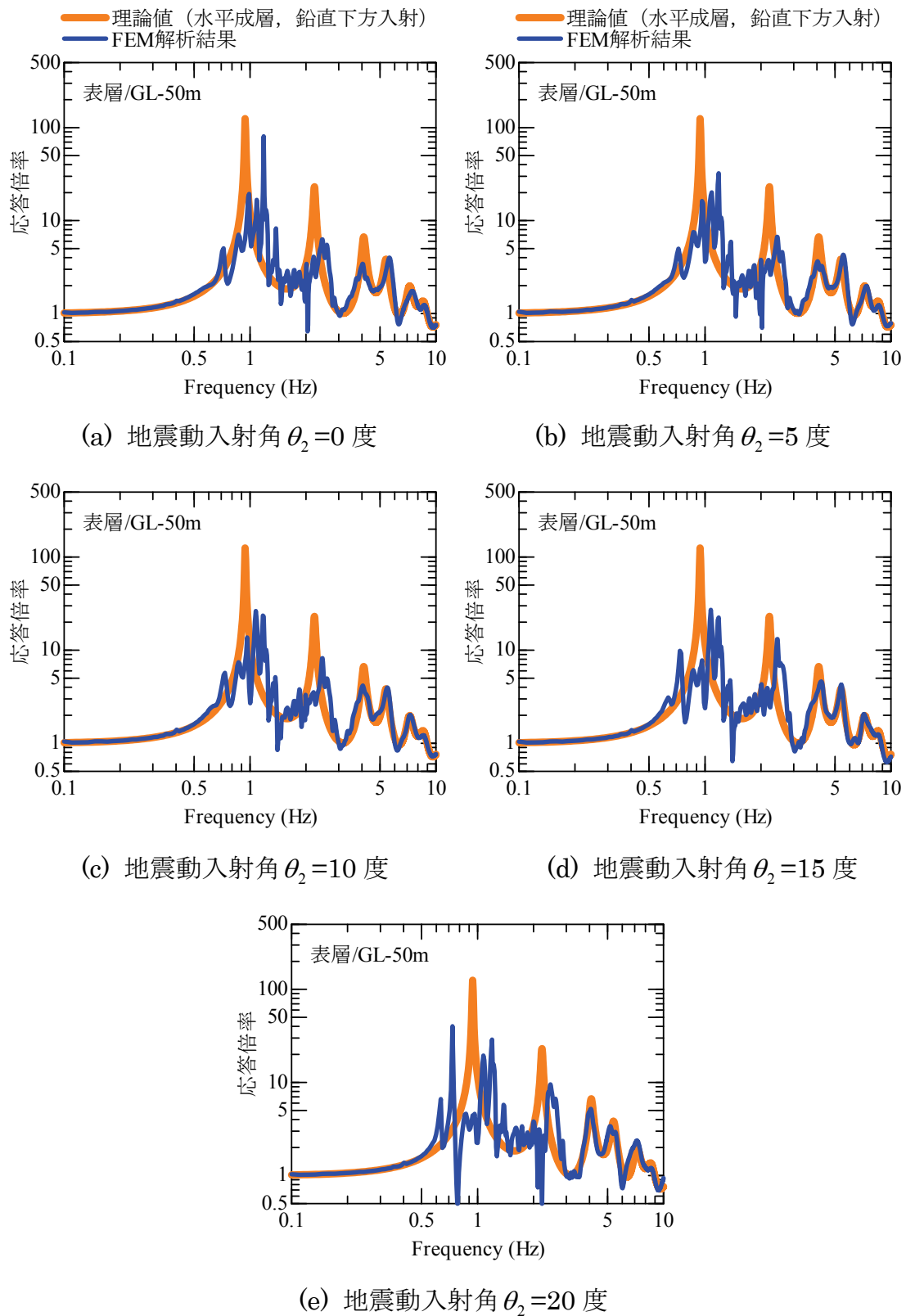
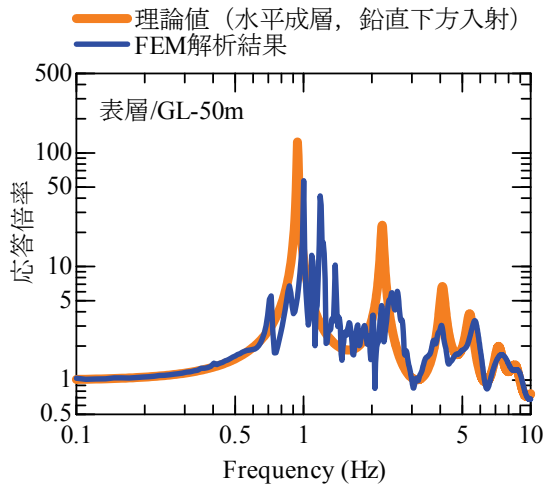
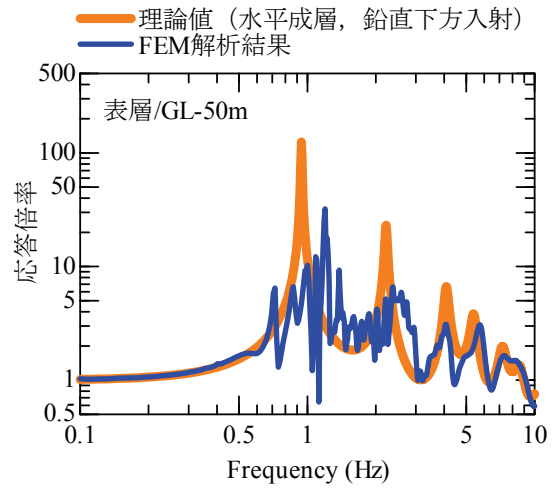


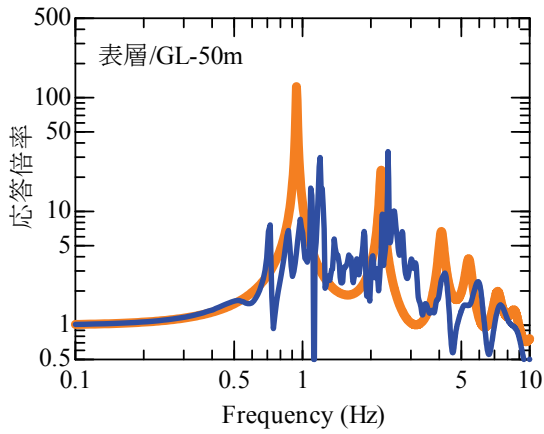
図 3.2-8-1 伝達関数の評価結果 (基盤傾斜角 $\theta_1 = 10$ 度の場合) その 1



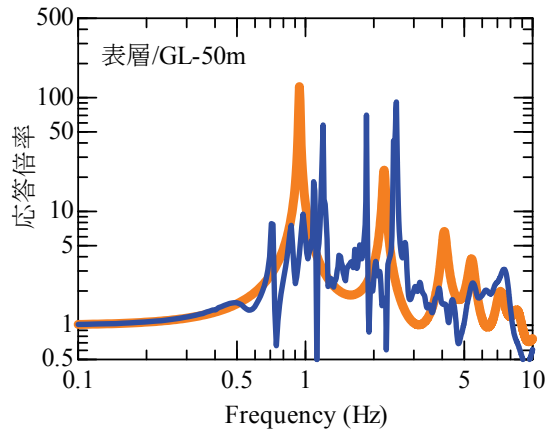
(f) 地震動入射角 $\theta_2 = -5$ 度



(g) 地震動入射角 $\theta_2 = -10$ 度



(h) 地震動入射角 $\theta_2 = -15$ 度



(i) 地震動入射角 $\theta_2 = -20$ 度

図 3.2-8-2 伝達関数の評価結果 (基盤傾斜角 $\theta_1 = 10$ 度の場合) その 2

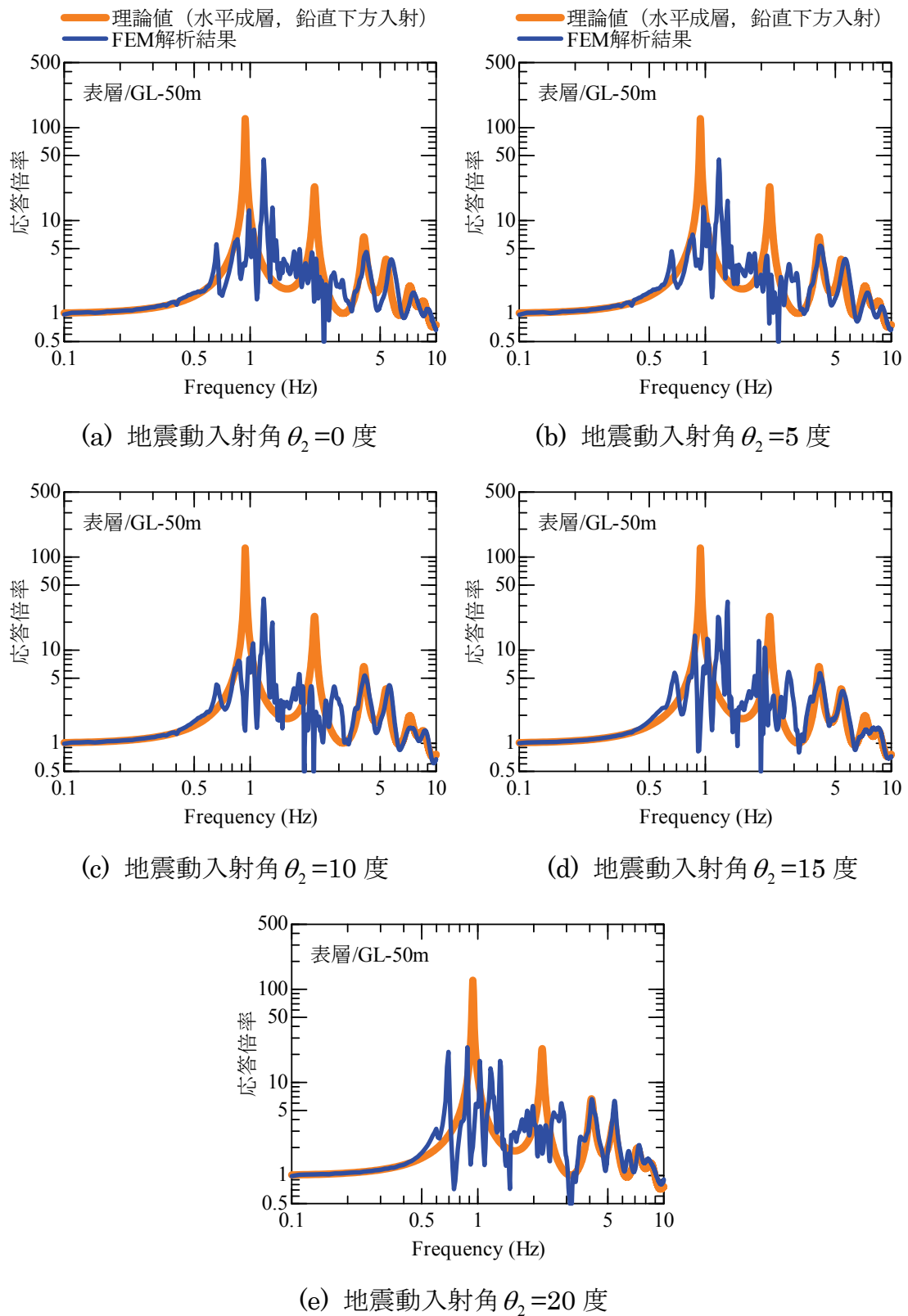
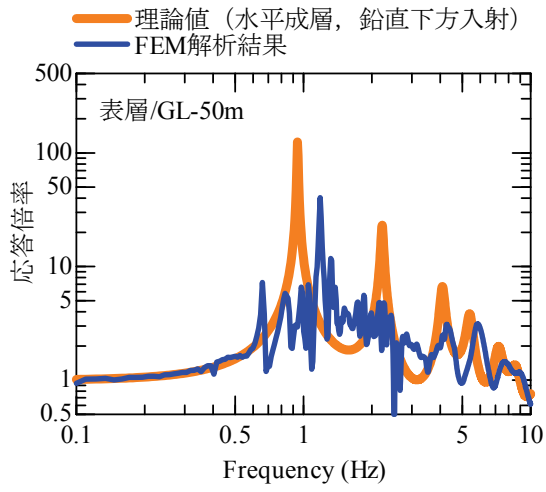
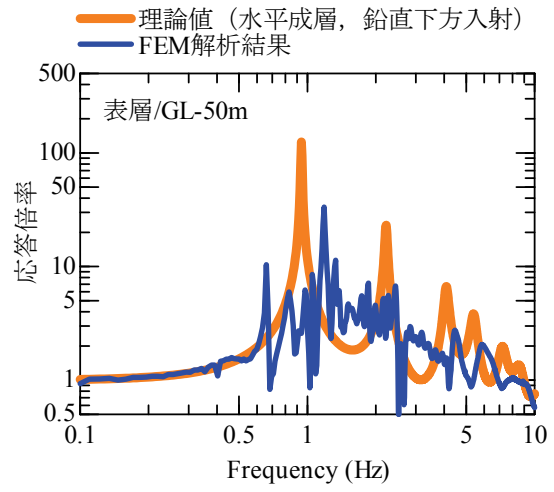


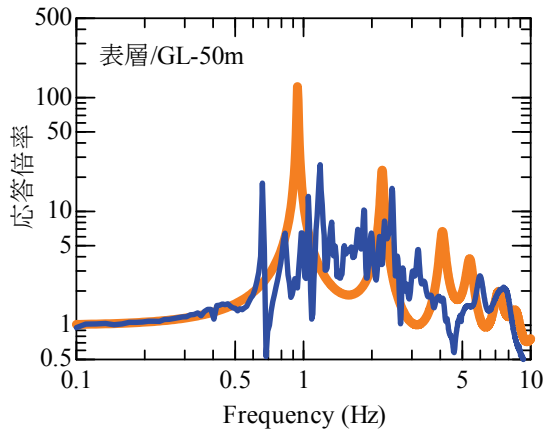
図 3.2-9-1 伝達関数の評価結果 (基盤傾斜角 $\theta_1 = 15$ 度の場合) その 1



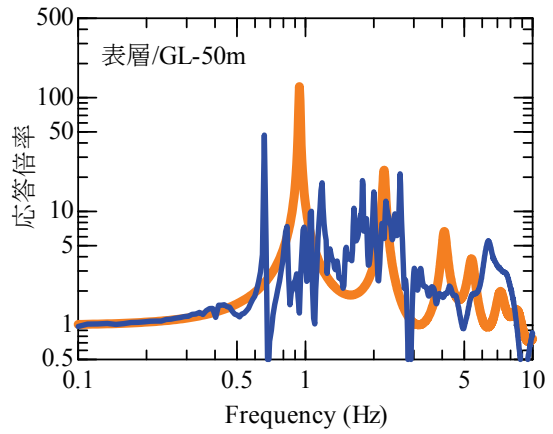
(f) 地震動入射角 $\theta_2 = -5$ 度



(g) 地震動入射角 $\theta_2 = -10$ 度

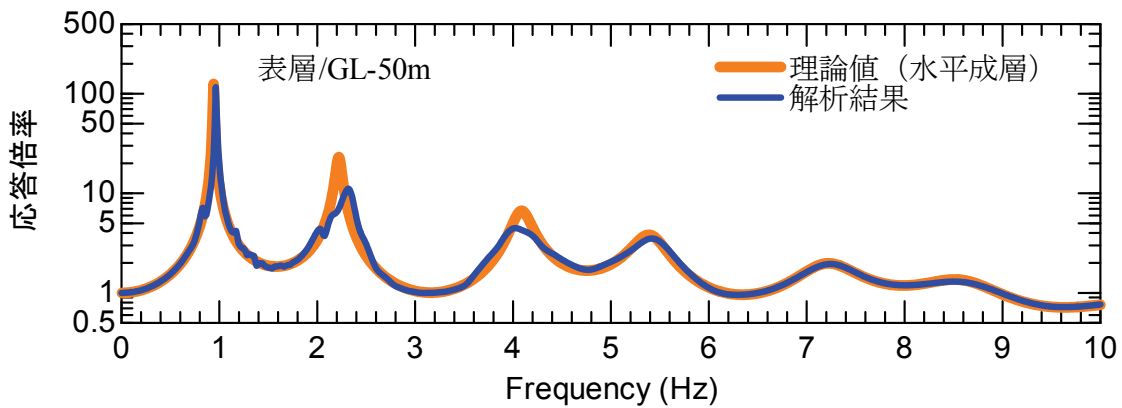


(h) 地震動入射角 $\theta_2 = -15$ 度

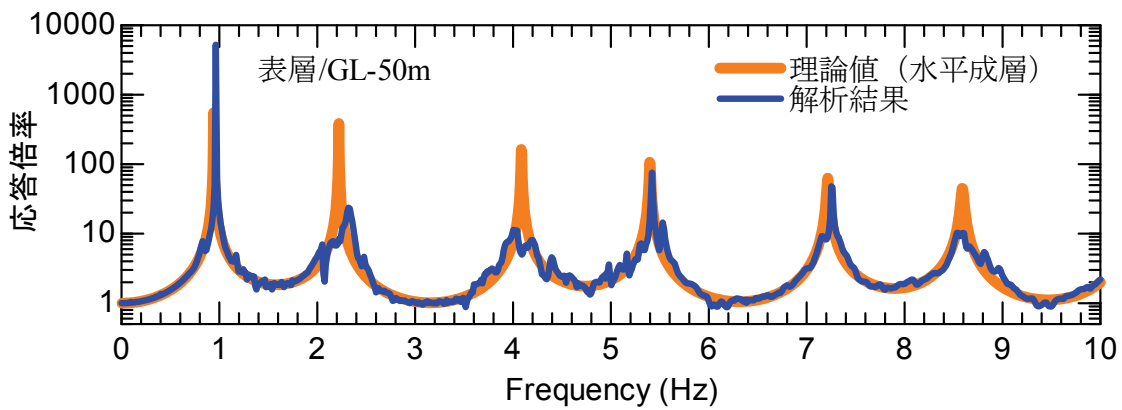


(i) 地震動入射角 $\theta_2 = -20$ 度

図 3.2-9-2 伝達関数の評価結果 (基盤傾斜角 $\theta_1 = 15$ 度の場合) その 2



(a) 図 3.2-3 の減衰を使用した場合 (5Hz で $h=3\%$)



(b) 減衰を 1/30 倍した場合 (5Hz で $h=0.1\%$)

図 3.2-10 減衰の変化に伴う伝達関数の変化
(基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=0$ 度の場合)

3.3 伝達関数に基づく 1 次元地盤構造の推定

3.3.1 解析手法

本節では、3.2 節において各種条件下で評価された地盤の伝達関数を満足する地盤構造を推定することで、地盤の傾斜、地震動の斜め入射の影響を無視することによる地盤構造推定結果の変化について考察を行う。地盤構造の推定は以下の手順に従い実施する。目的関数は以下に示す観測記録の伝達関数（3.2 節の解析結果）と推定した地盤構造による理論伝達関数の誤差を最小化するように設定する。

$$\varepsilon = \frac{1}{K} \sum_{i=1}^K \left[\frac{\log A^{obs}(f_i)}{f_i} - \frac{\log A^{cal}(f_i)}{f_i} \right]^2 \rightarrow \min \quad (3.4-1)$$

ここで、 $A^{obs}(f_i)$ ：3.2 節において得られた観測点 1 から観測点 2 までの伝達関数、 $A^{cal}(f_i)$ ：ある 1 次元地盤構造と鉛直下方入射を仮定した場合の理論伝達関数、 f_i ： i 番目の振動数、である。最適化を行う周波数帯域は、基盤傾斜の影響が比較的大きな 0.5～3Hz とする。

地盤は 2 層の表層地盤と半無限に連続する基盤層から構成されるとする。未知のパラメータは 1,2 層目間の境界深度と地盤全体の減衰とし、各層の密度、 V_s は既知とする。減衰は図 3.2-3 で設定したような剛性比例減衰とし、5Hz における減衰定数を未知数とすることで全周波数の減衰を設定する。

最適化の方法は遺伝的アルゴリズム (Genetic Algorithm, GA)³³⁾を用いる¹⁷⁾。ただし、適応度の高い解周辺を探索し、より最適な解を求めるために、ルーレット選択規則を用いる。また、局所的な解にとどまることを防ぎ、より広範囲な解を探索するために、動的突然変異を発生させる。GA の計算条件は、個体数 10、世代数 5000、交差確率 0.7 とする。以上の操作を初期乱数を変化させてそれぞれ独立に 10 回繰返し、最終的に得られた 10 個の地盤構造の中から式(3.4-1)を最も満足する地盤構造を抽出する。

3.3.2 地盤構造の推定結果

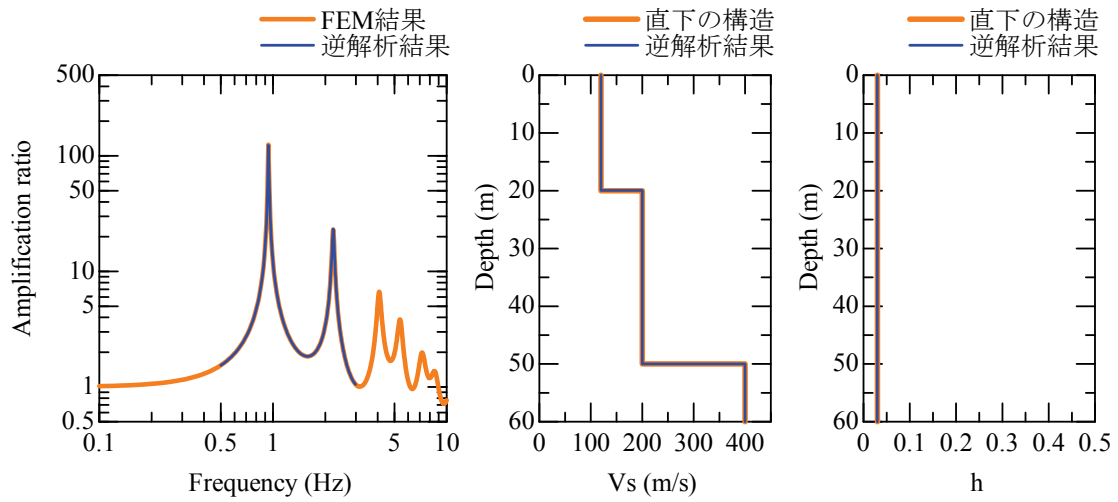
以上の条件に基づいてそれぞれの伝達関数を最も満足する1次元地盤構造を推定した。最終的に得られた地盤構造とその地盤に鉛直下方入射を仮定した加振時に評価される理論伝達関数をまとめて図3.3-1～図3.3-5に示す。また、各条件での1,2層目の境界深度,減衰定数の推定結果をまとめて図3.3-6に示す。

まず,図3.3-1(a)より,3.2節の解析で基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度,地震動入射角 $\theta_2=0$ 度とした場合には,直下の地盤構造と完全に一致した地盤を推定出来ている。これから今回用いた逆解析手法の妥当性が確認できる。また,地盤を水平成層とし,入射角を変化させた結果(図3.3-1の(a)~(e))を見ると,入射角が大きくなるに従って層境界の深度が徐々に深く推定されている。これは,入射角の増大に伴い1次モード振動数が低振動数側に移動しているためである。一方で減衰定数は入射角に依存せず,ほぼ正しい値を推定できている。

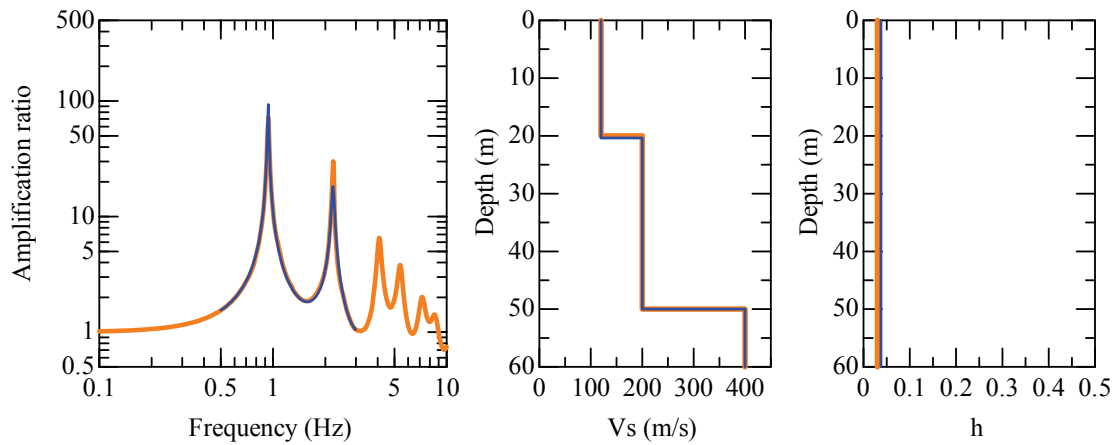
続いて,鉛直下方入射($\theta_2=0$)の場合の基盤傾斜に伴う地盤構造の変化(各図(a))に注目する。これらの結果より,基盤の傾斜角 θ_1 が大きくなるに従い,層境界の深度が浅くなるのが分かる。これは,前節で考察した通り,基盤傾斜に伴い1次モードのピーク振動数が高振動数側に移動したことに対応する。また基盤が傾斜すると,伝達関数のピークが不明瞭になっているが,その結果推定される減衰が徐々に大きくなっている。例えば傾斜角 $\theta_1=10^\circ$ のケースでは5Hzの減衰 $h=20\%$ 程度と非常に大きな値となっている。一方で,この地盤構造を仮定した場合に得られる伝達関数(図3.3-4(a))は,FEMによる結果を概ね良好に再現出来ている。つまり,基盤が傾斜している場合の地盤の見かけの減衰は,実際に地盤が有しているものよりも数倍程度大きくなる場合があると言える。

また,基盤が傾斜している場合の地震動の入射角 θ_2 の影響はそれほど大きくない。ただし,図3.3-6より大まかな傾向としては,入射角が大きくなると,層境界の深度が徐々に深くなる,減衰が多少大きくなるといった様子が見られる。まず層境界深度の推定結果は, $\theta_1=0$ 度の場合にも見られたが,斜め入射に伴う波の見かけの伝播距離が長くなるために,ピーク振動数が多少低振動数側に移動したためである。減衰については,傾斜角,入射角が多様に変化することで,散乱の影響が大きくなり,伝達関数のピーク値が小さくなったためであると考えられる。

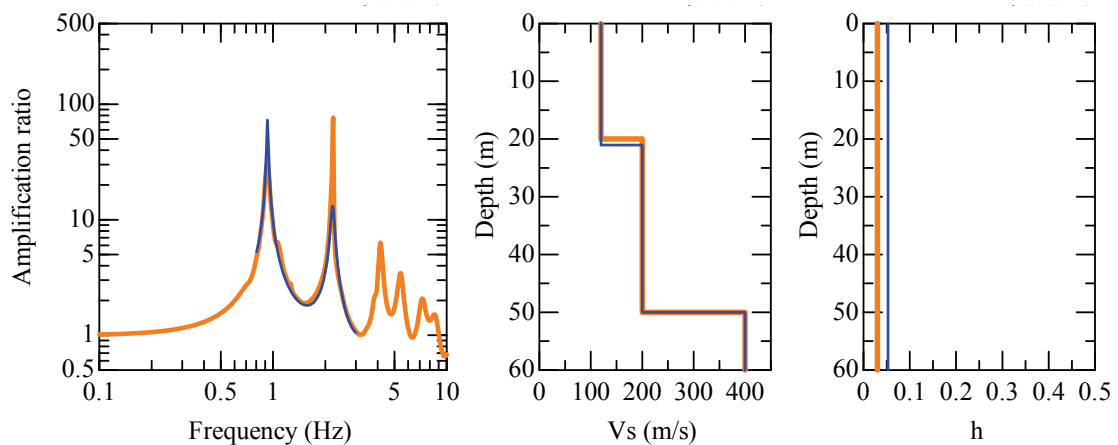
(1) 基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度の場合



(a) 基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=0$ 度

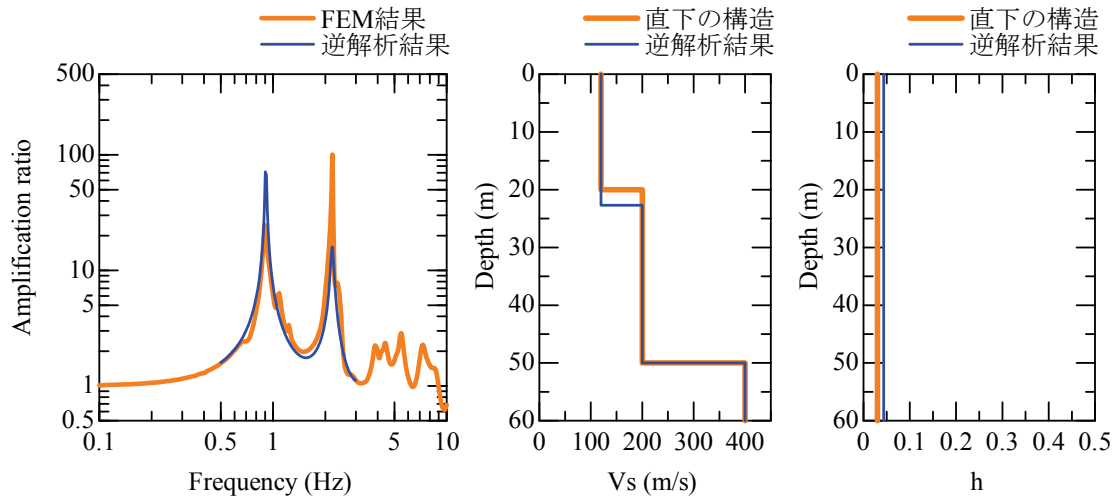


(b) 基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=5$ 度

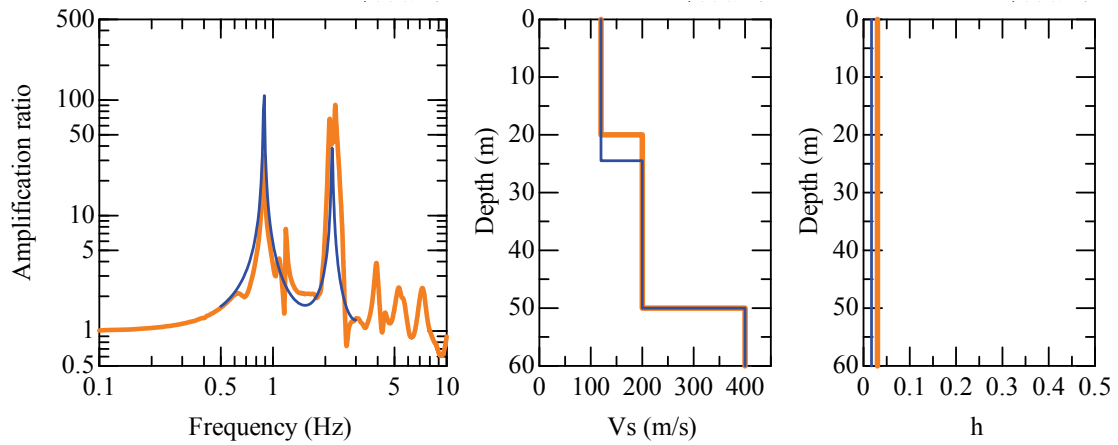


(c) 基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=10$ 度

図 3.3-1-1 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度の場合) その 1



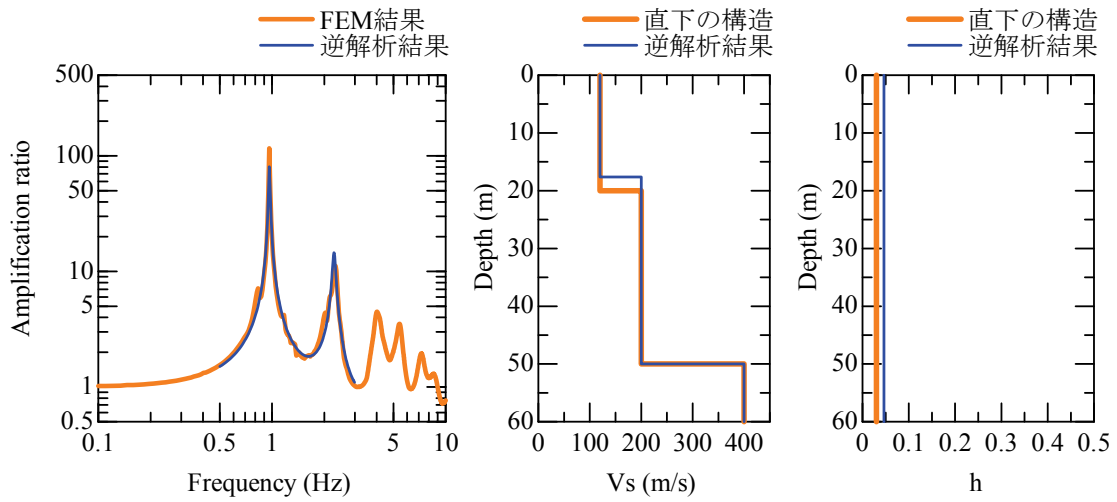
(d) 基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=15$ 度



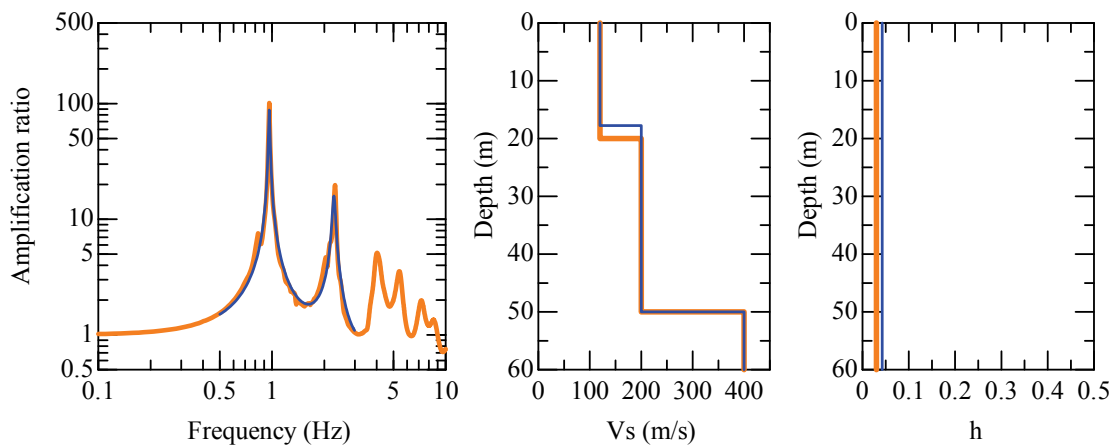
(e) 基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=20$ 度

図 3.3-1-2 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度の場合) その 2

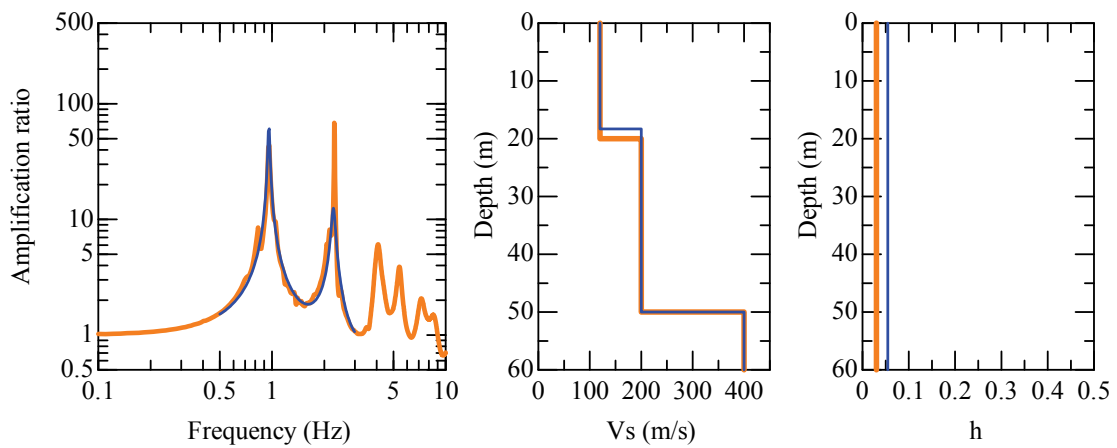
(2) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度の場合



(a) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=0$ 度

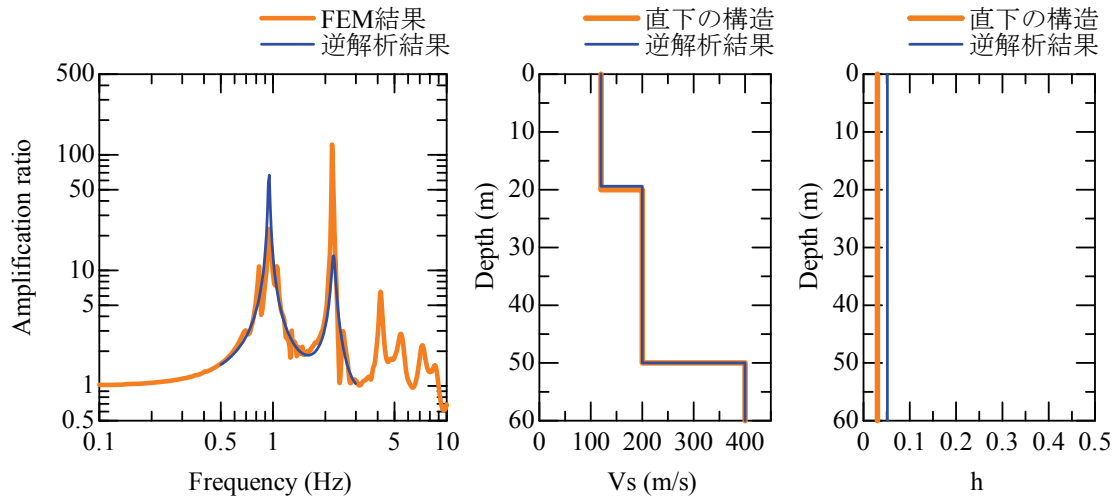


(b) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=5$ 度

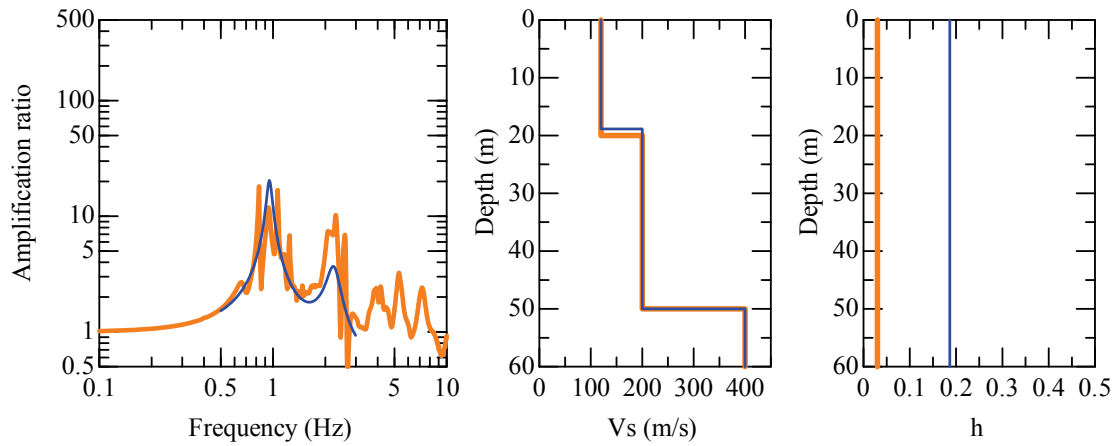


(c) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=10$ 度

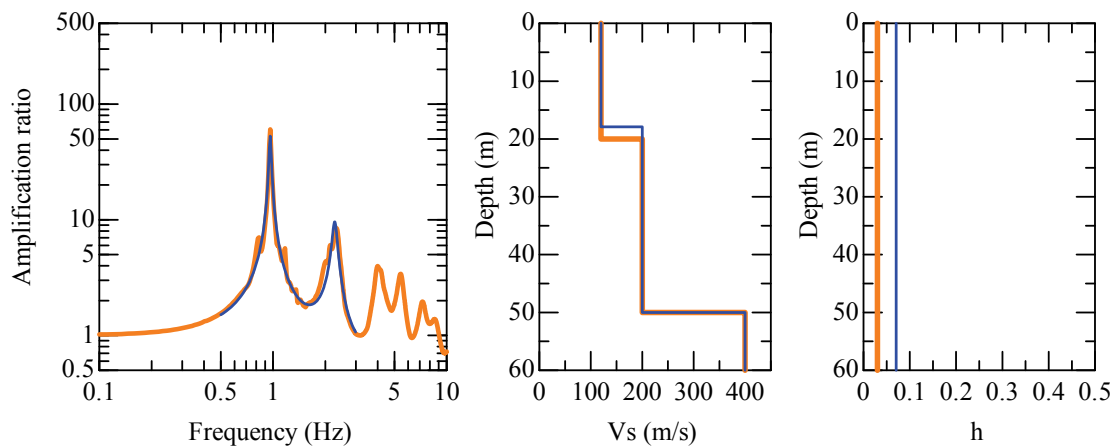
図 3.3-2-1 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度の場合) その 1



(d) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=15$ 度

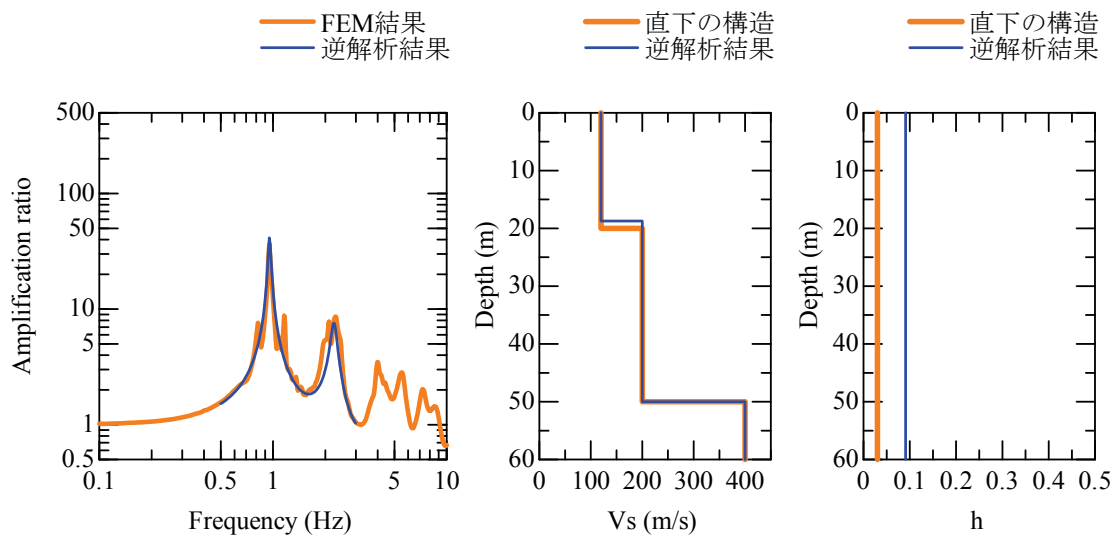


(e) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=20$ 度

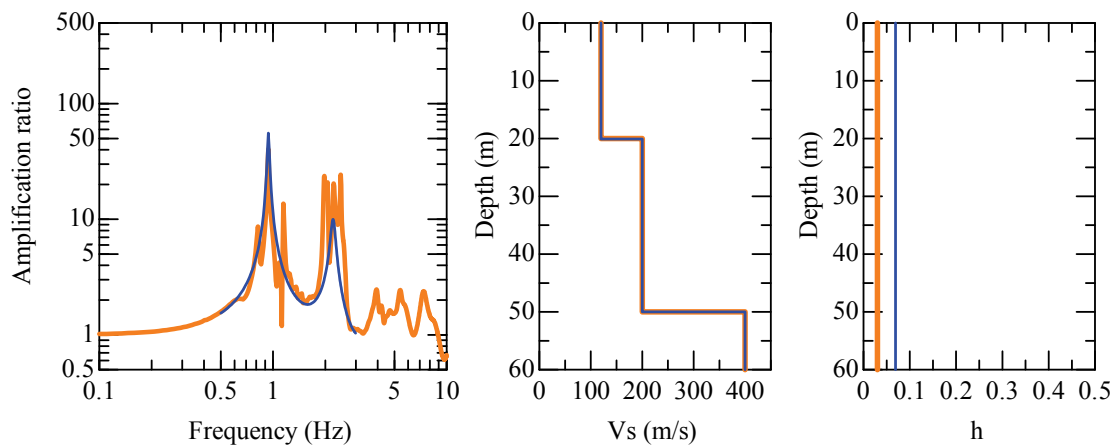


(f) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-5$ 度

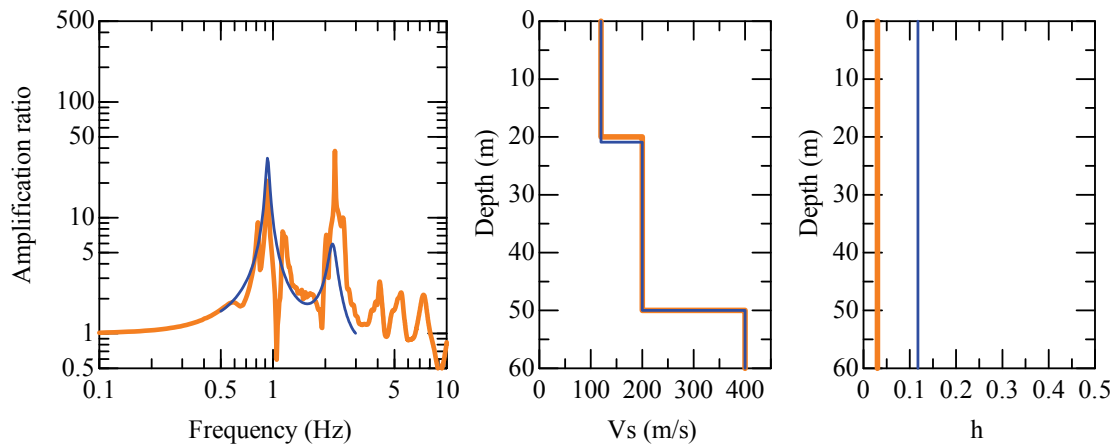
図 3.3-2-2 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度の場合) その 2



(g) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-10$ 度



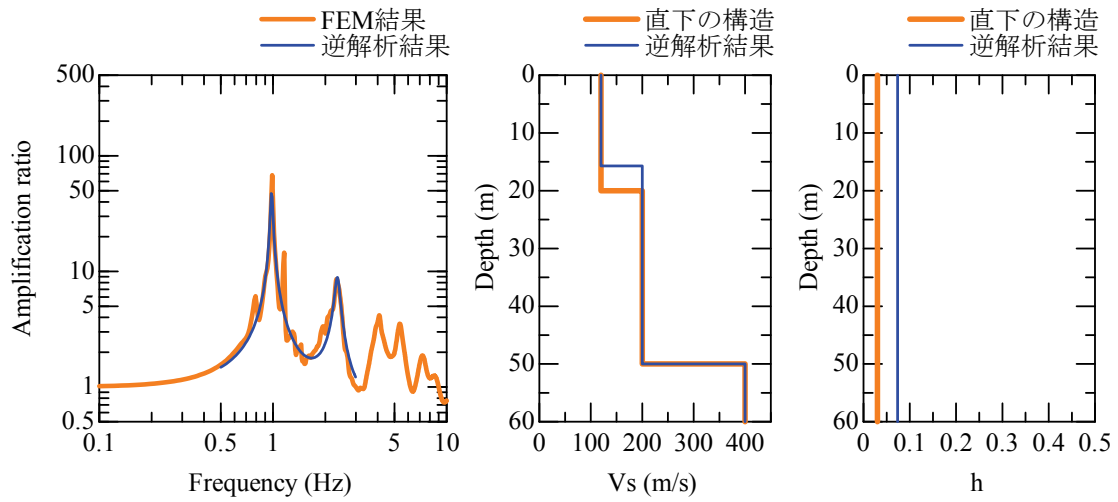
(h) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-15$ 度



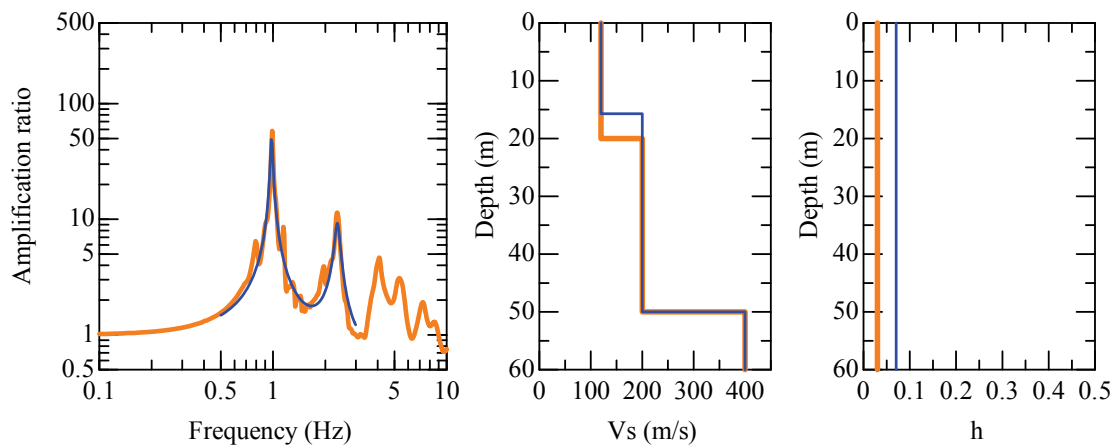
(i) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-20$ 度

図 3.3-2-3 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度の場合) その 3

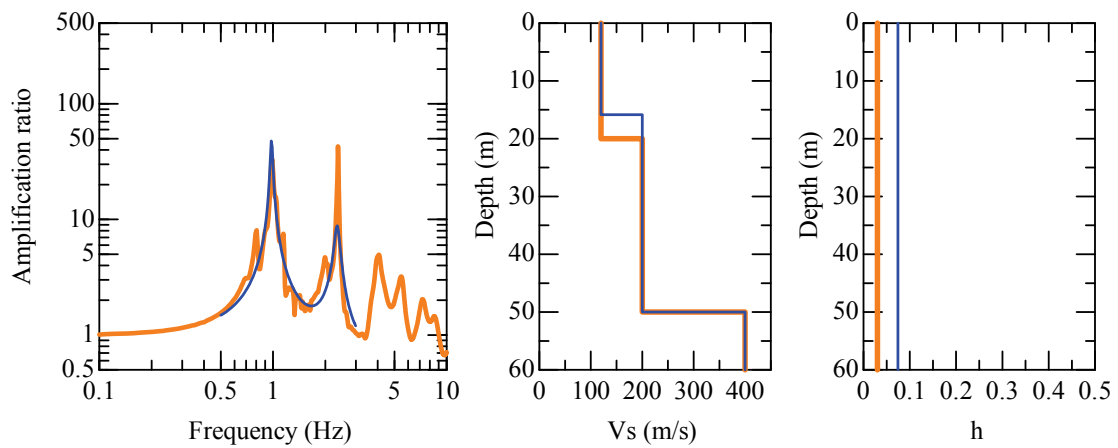
(3) 基盤傾斜角 $\theta_1=5$ 度の場合



(a) 基盤傾斜角 $\theta_1=5$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=0$ 度

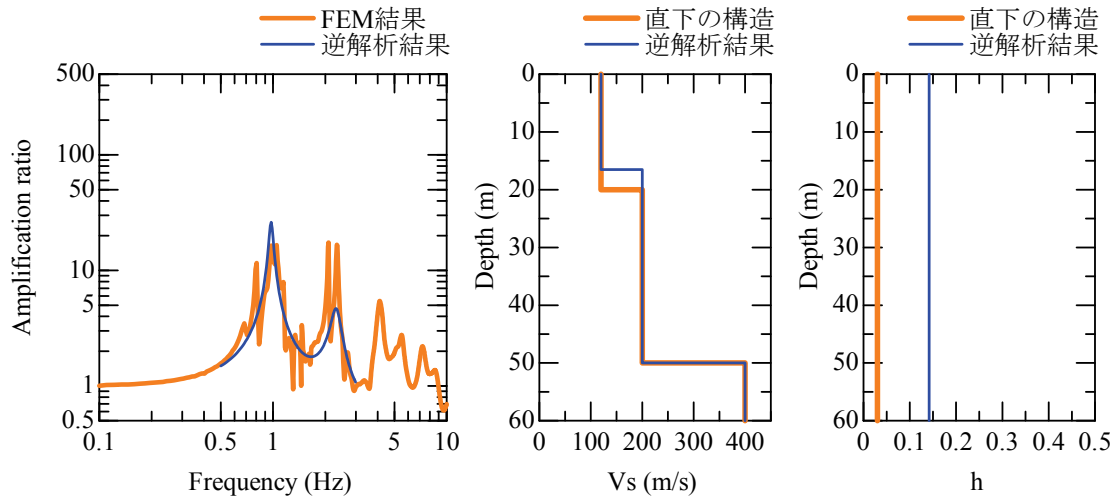


(b) 基盤傾斜角 $\theta_1=5$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=5$ 度

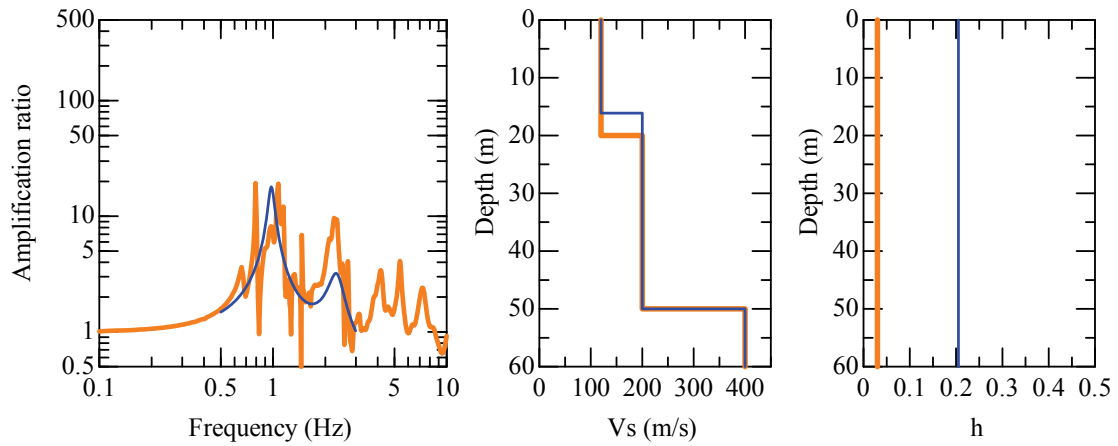


(c) 基盤傾斜角 $\theta_1=5$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=10$ 度

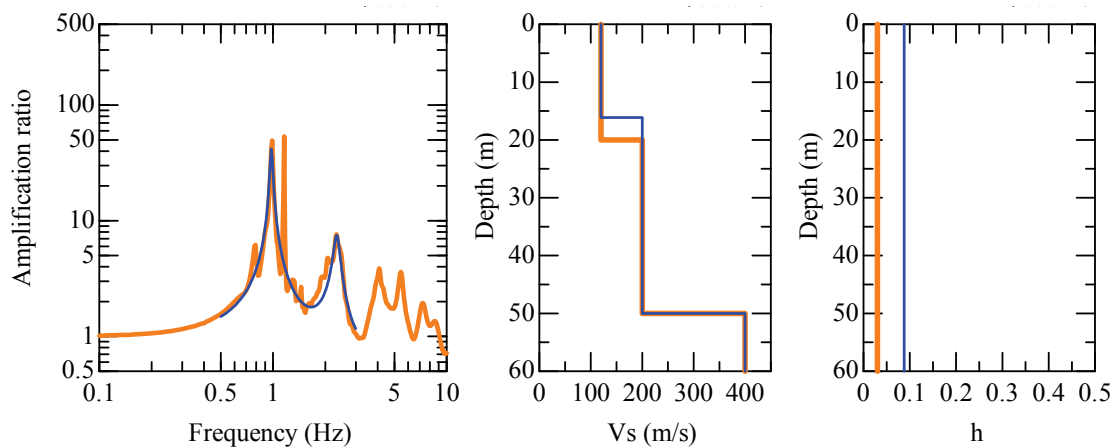
図 3.3-3-1 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=5$ 度の場合) その 1



(d) 基盤傾斜角 $\theta_1=5$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=15$ 度

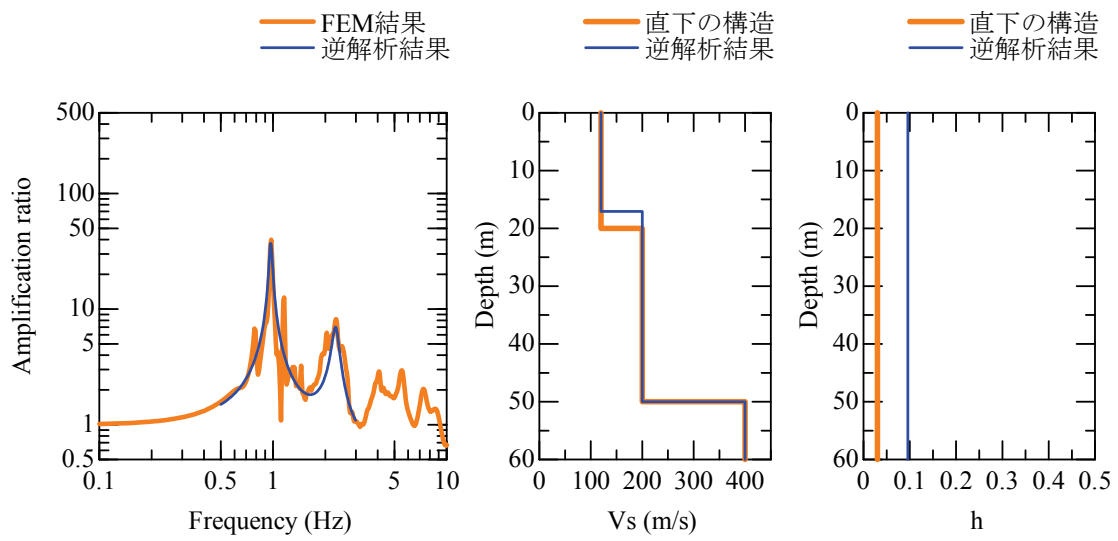


(e) 基盤傾斜角 $\theta_1=5$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=20$ 度

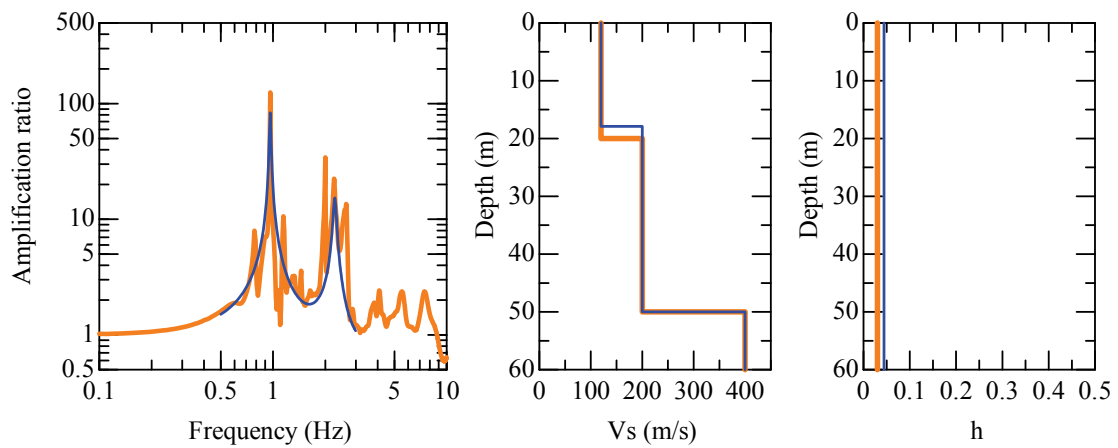


(f) 基盤傾斜角 $\theta_1=5$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-5$ 度

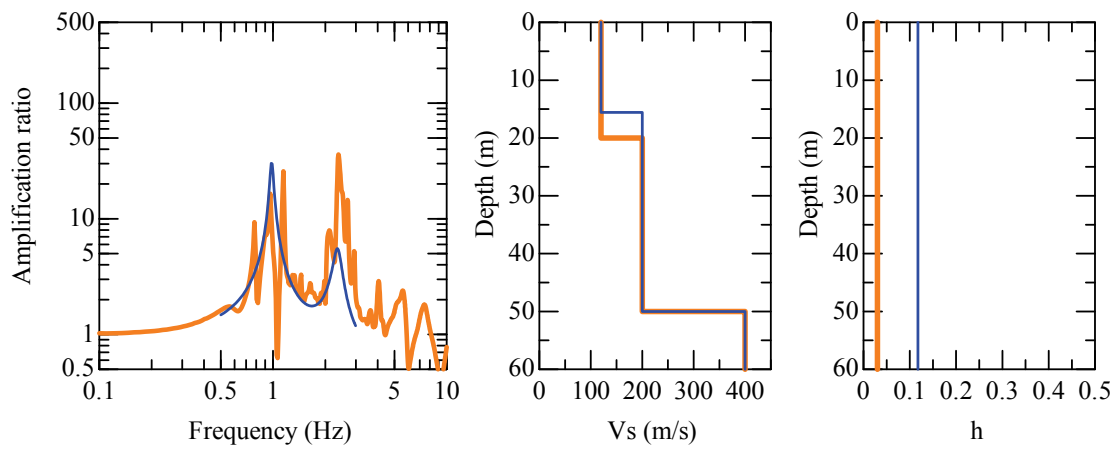
図 3.3-3-2 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=5$ 度の場合) その 2



(g) 基盤傾斜角 $\theta_1 = 5$ 度, 地震動入射角 $\theta_2 = -10$ 度



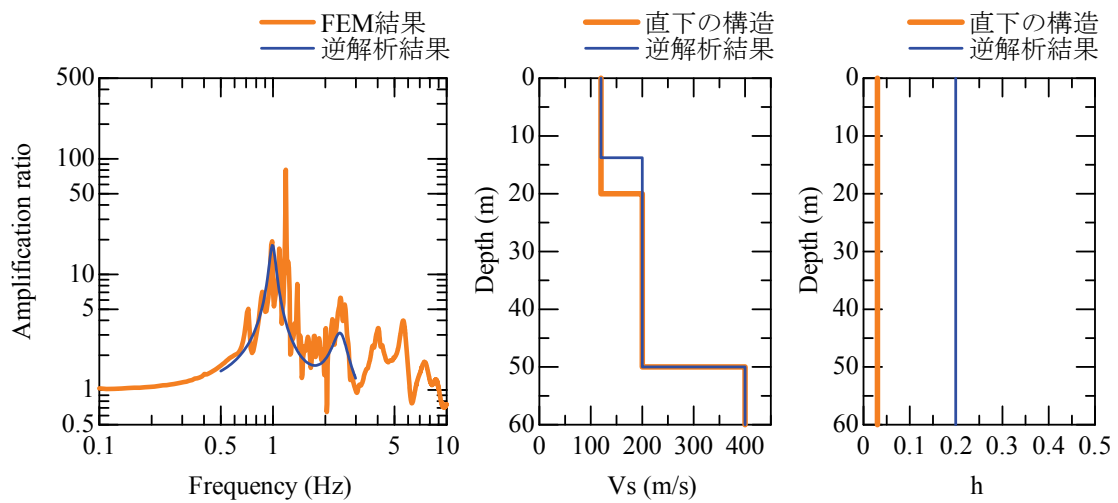
(h) 基盤傾斜角 $\theta_1 = 5$ 度, 地震動入射角 $\theta_2 = -15$ 度



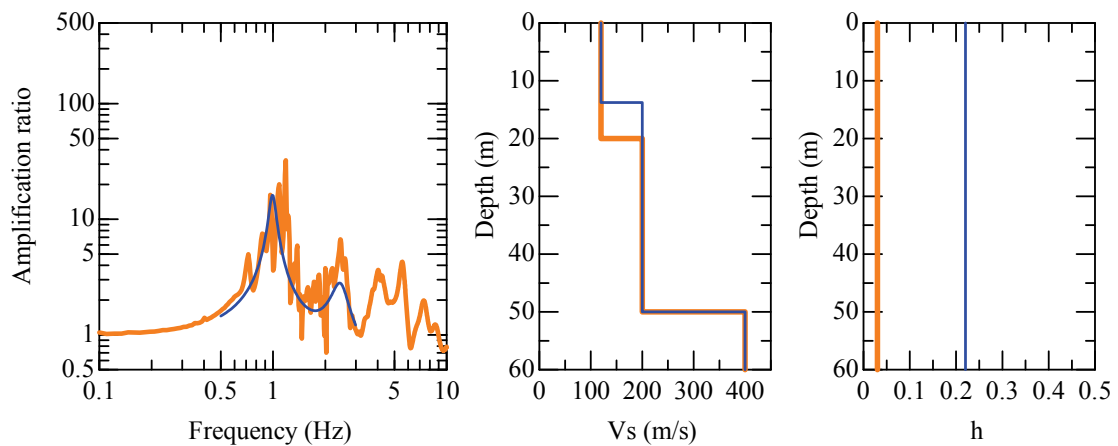
(i) 基盤傾斜角 $\theta_1 = 5$ 度, 地震動入射角 $\theta_2 = -20$ 度

図 3.3-3-3 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1 = 5$ 度の場合) その 3

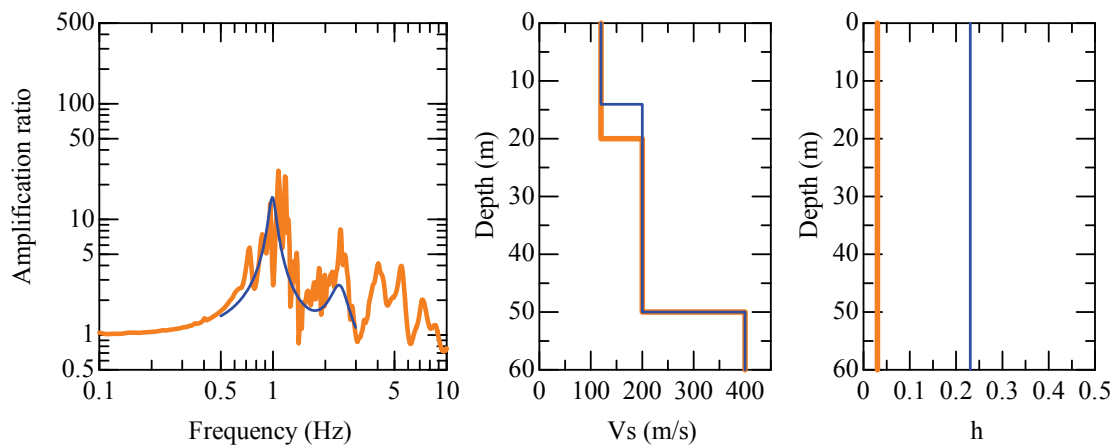
(4) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度の場合



(a) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=0$ 度

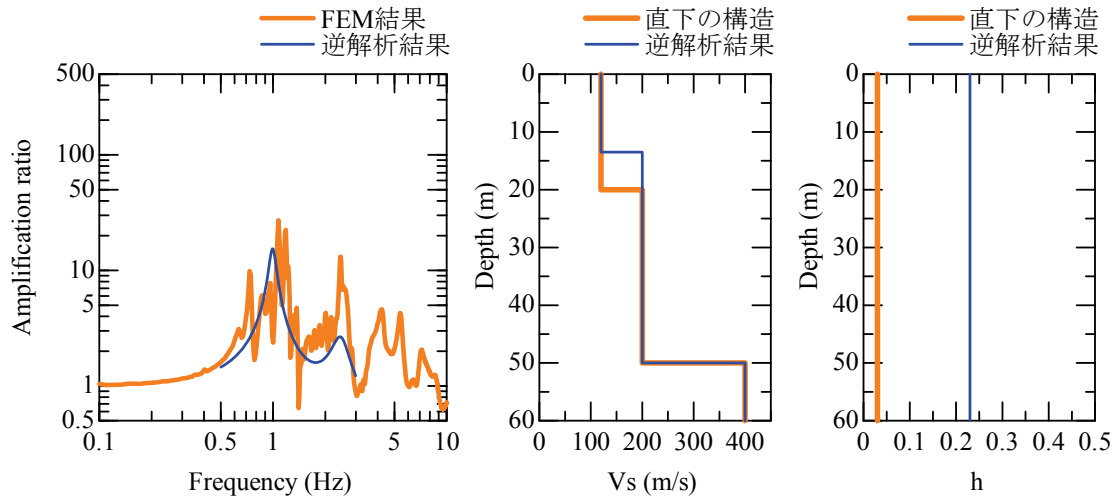


(b) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=5$ 度

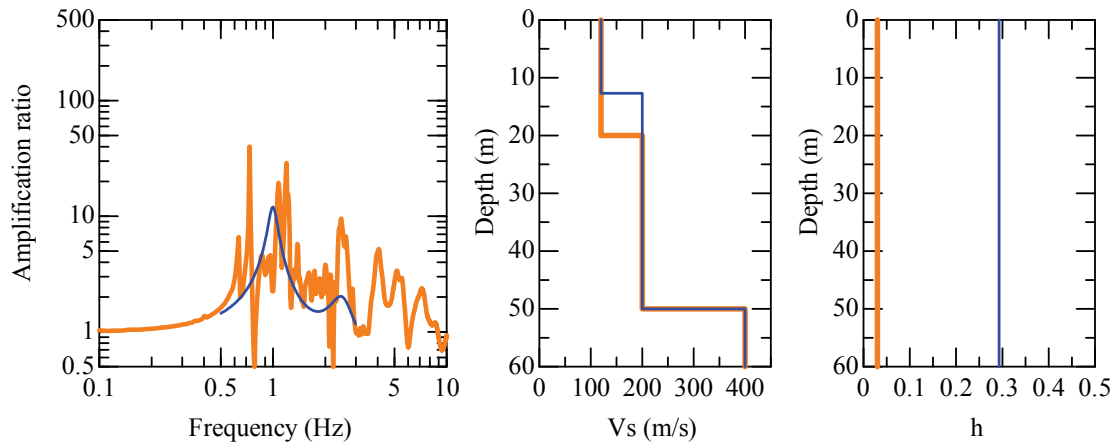


(c) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=10$ 度

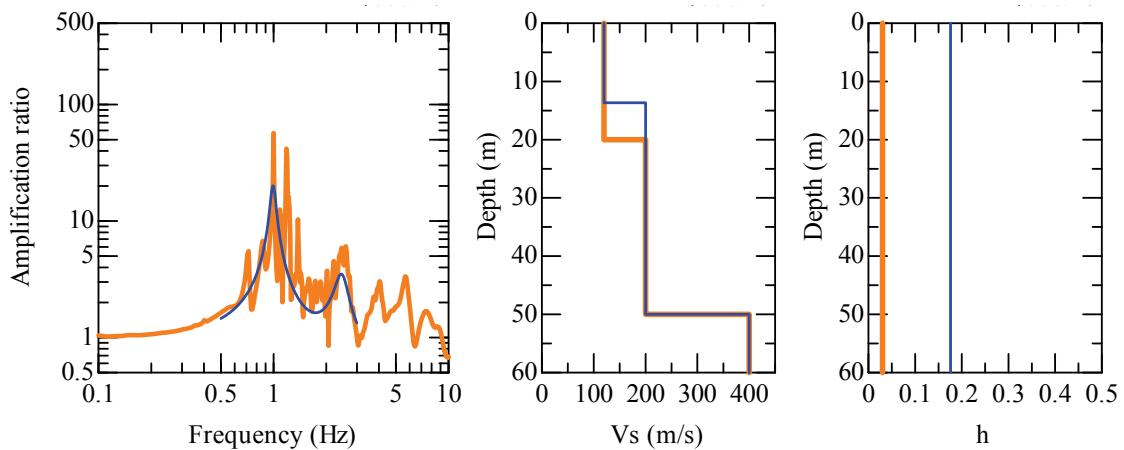
図 3.3-4-1 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度の場合) その 1



(d) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=15$ 度

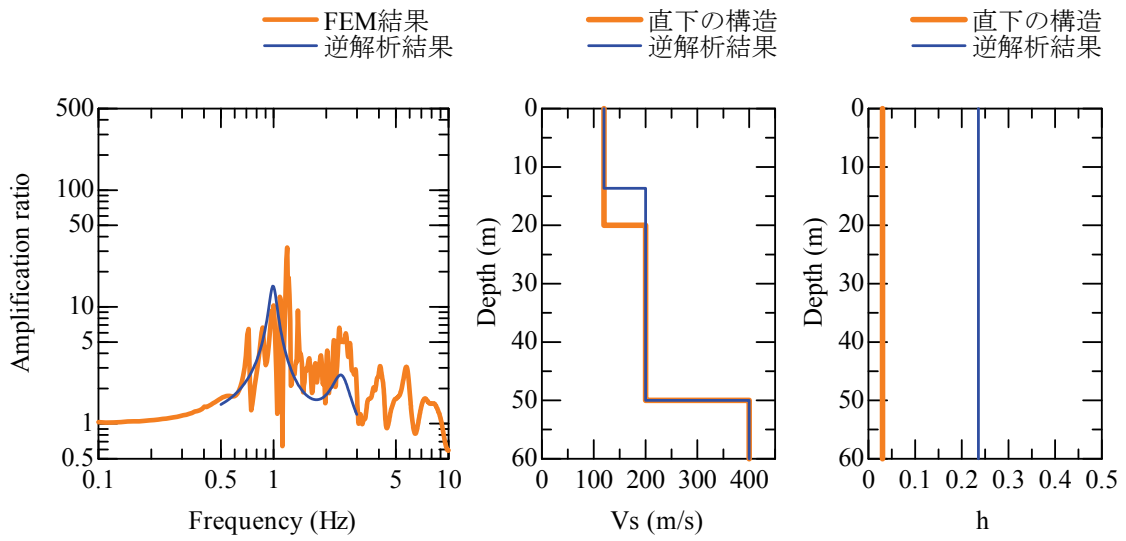


(e) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=20$ 度

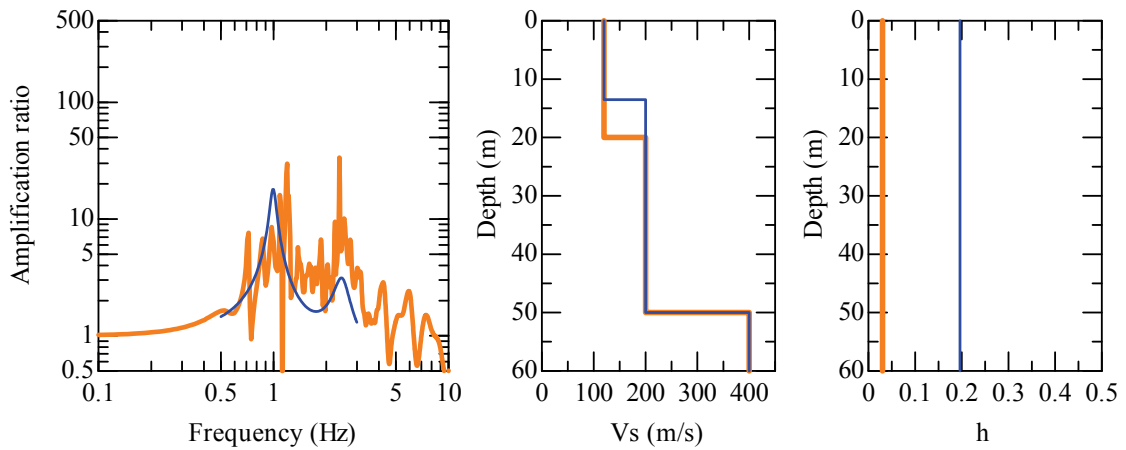


(f) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-5$ 度

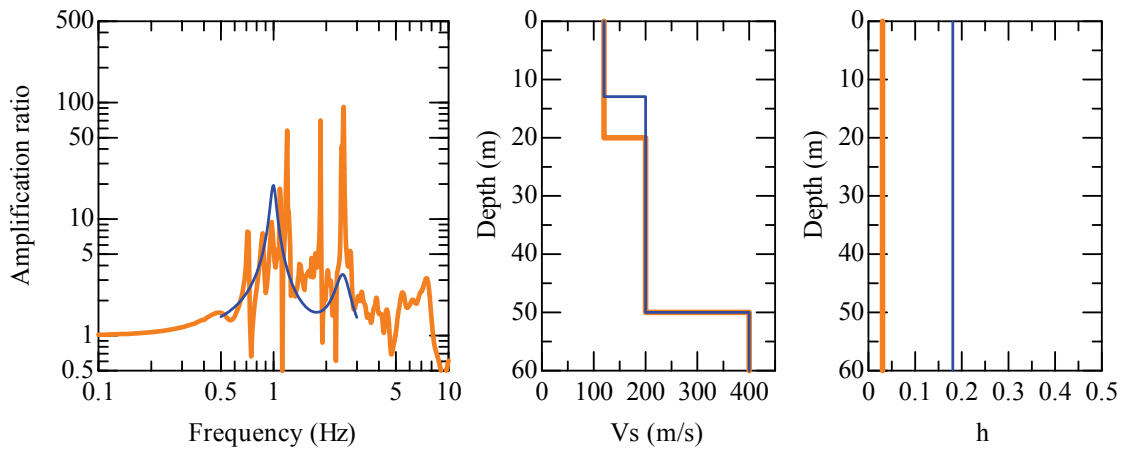
図 3.3-4-2 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度の場合) その 2



(g) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-10$ 度



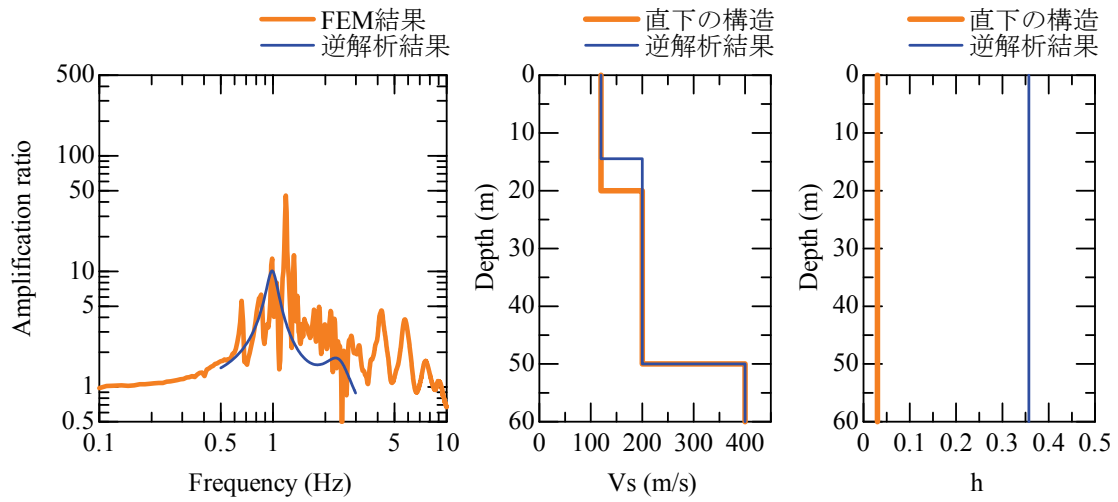
(h) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-15$ 度



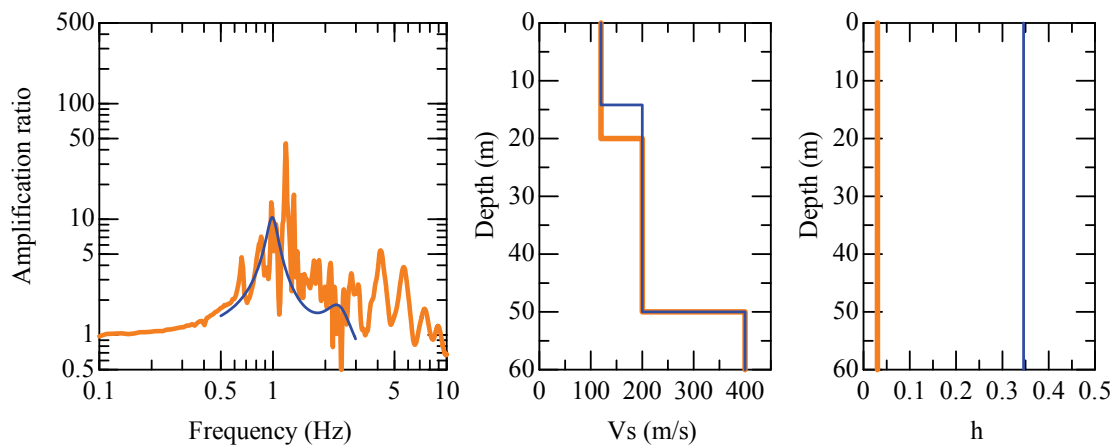
(i) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-20$ 度

図 3.3-4-3 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度の場合) その 3

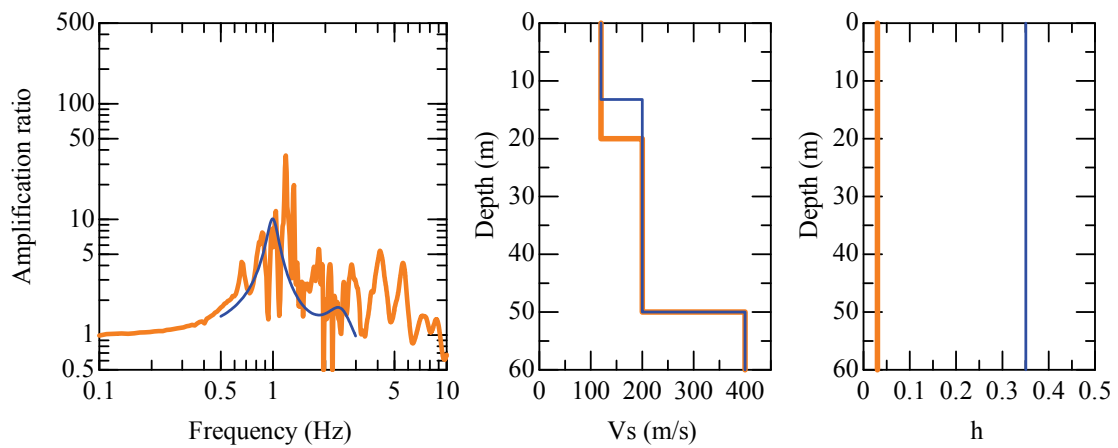
(5) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度の場合



(a) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=0$ 度

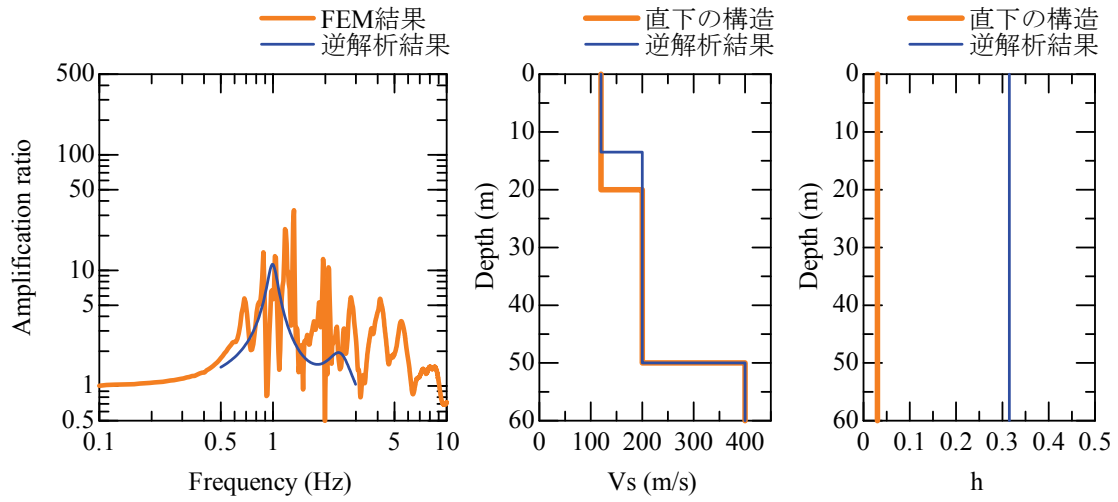


(b) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=5$ 度

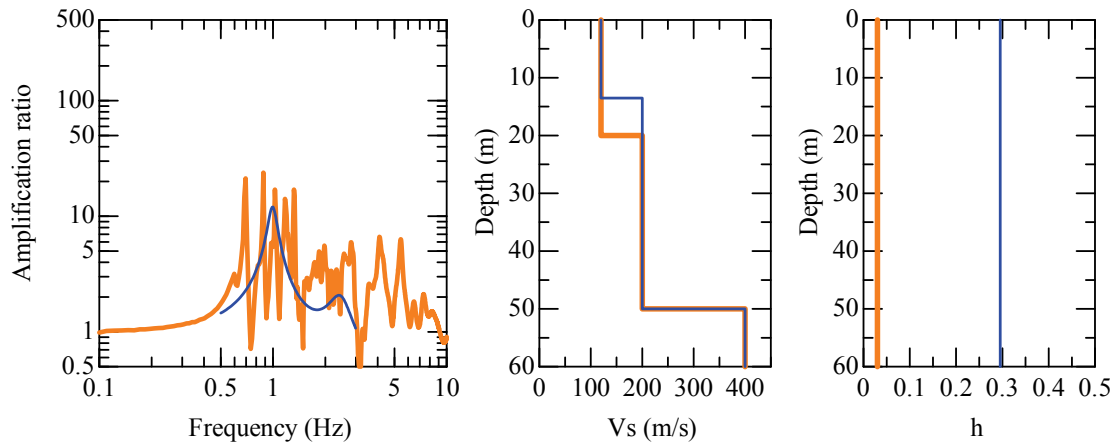


(c) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=10$ 度

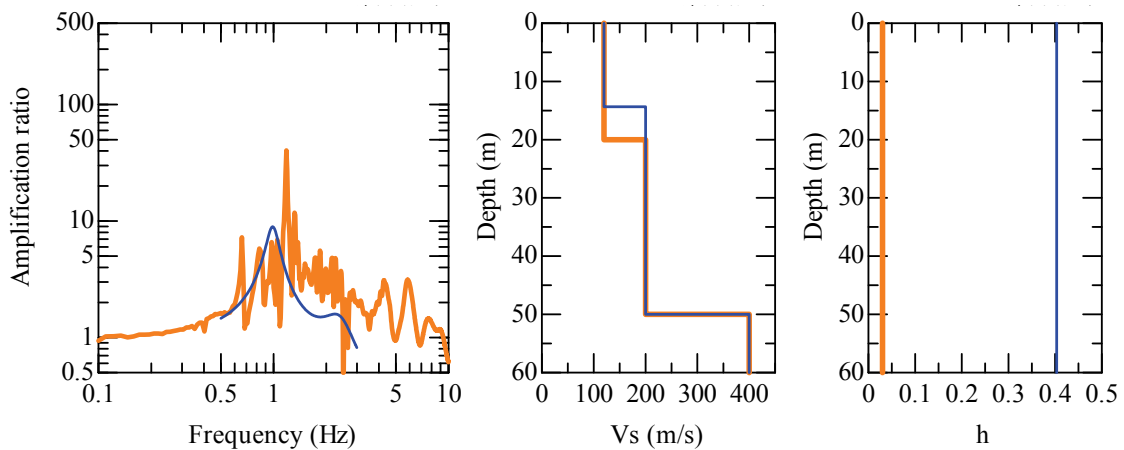
図 3.3-5-1 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度の場合) その 1



(d) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=15$ 度

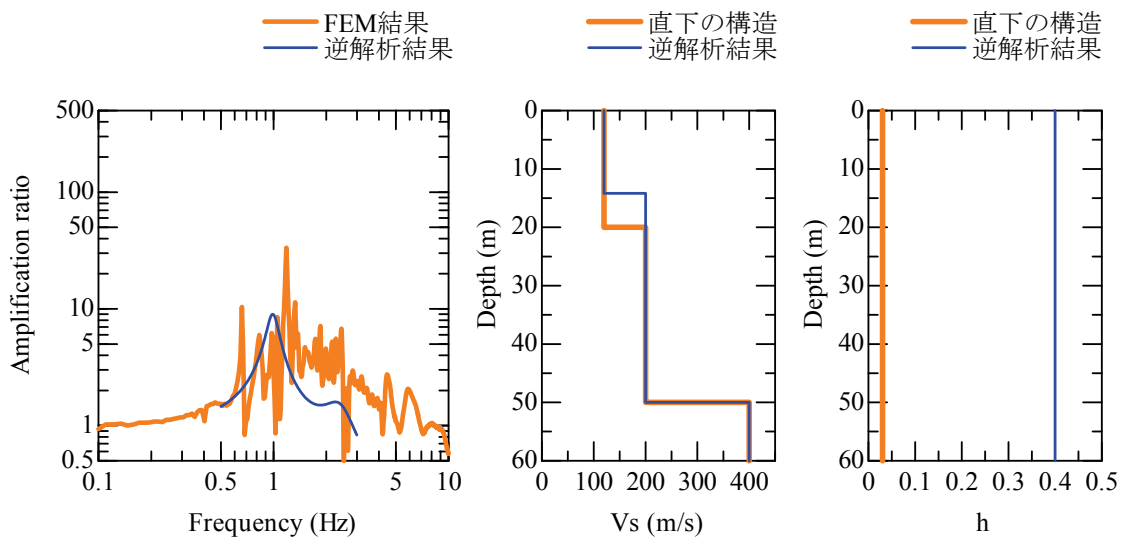


(e) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=20$ 度

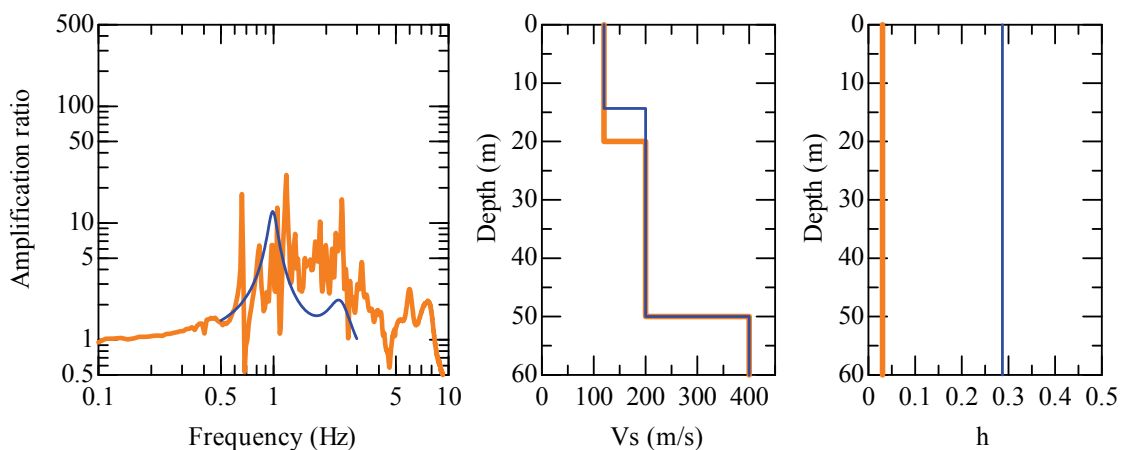


(f) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-5$ 度

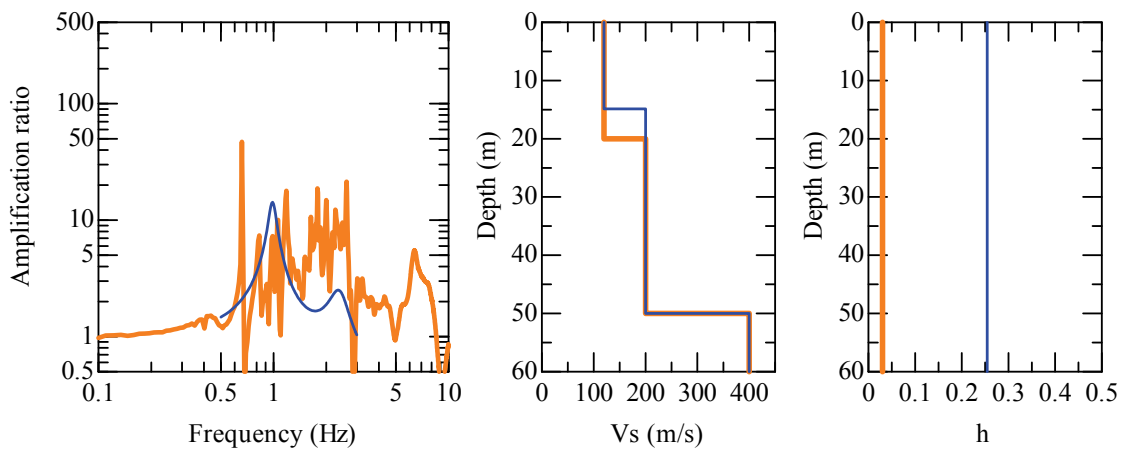
図 3.3-5-2 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度の場合) その 2



(g) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-10$ 度



(h) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-15$ 度



(i) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度, 地震動入射角 $\theta_2=-20$ 度

図 3.3-5-3 地盤構造の推定結果 (基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度の場合) その 3

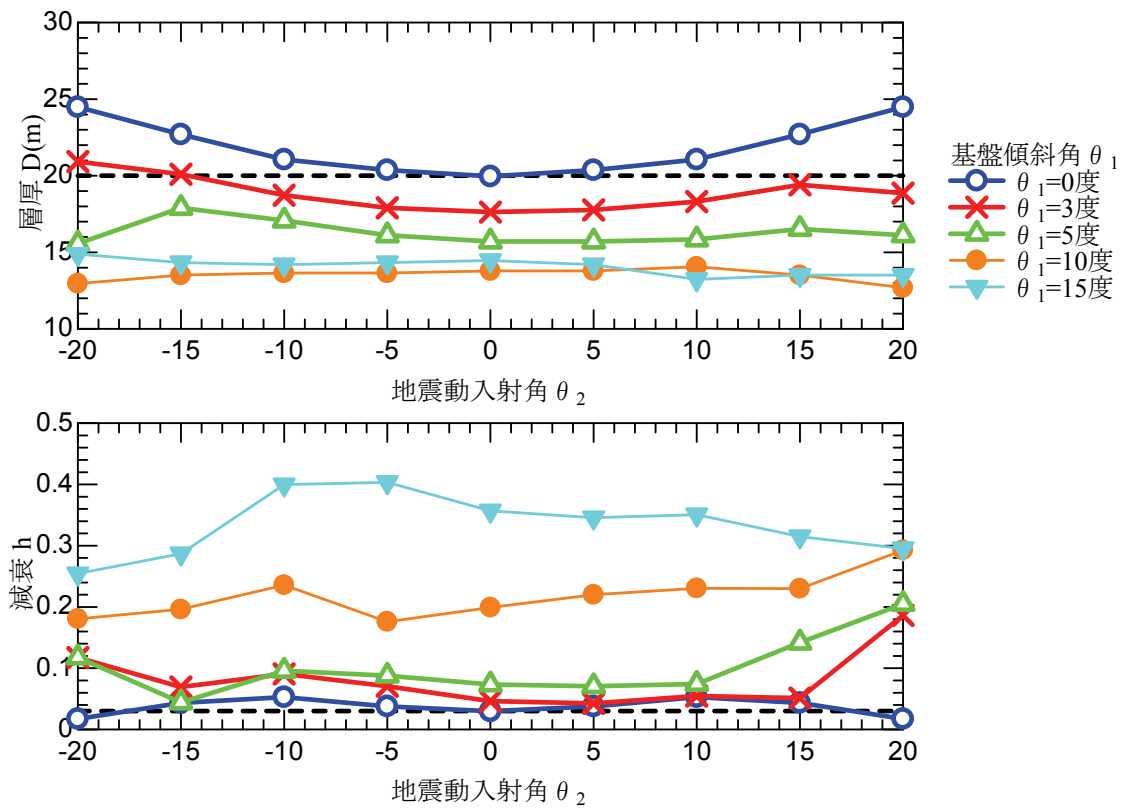


図 3.3-6 基底傾斜角，地震動入射角の変化に伴う地盤構造の推定結果総括
(上段：層境界の深度，下段：減衰 (5Hz における値))

3.4 考察

前節の検討結果から、基盤が傾斜していると 2 点で得られた伝達関数による地盤構造は実際の構造よりも層境界が浅くなること、斜め入射の地震記録を鉛直下方入射として考えると層境界の深度が逆に深くなること、減衰は両者の影響ともに実際よりも大きな値として推定してしまうこと等が明らかとなった。この結果を踏まえ、実際の伝達関数に基づく地盤構造推定において考えられる問題点、伝達関数を用いた基盤傾斜推定の可能性について整理する。

(1) 1 点のボーリング調査に基づく地盤挙動評価

上述したように、基盤が傾斜している場合には、1 次元仮定の伝達関数とは異なる特性を示す。その影響は傾斜角 $\theta_1=3^\circ$ 程度から見られる。そのため対象地点直下の詳細なボーリング調査を行ったとしても、これから得られる伝達関数は実際のものとは大きく異なる可能性も考えられる。

このうち地盤の減衰については、基盤傾斜、地震動の斜め入射に伴い、実際の地盤が有する減衰よりも大きな減衰を同定している (図 3.3-6)。そのため一般的な地盤応答解析に使用している減衰をそのまま用いることで、実務的には安全側の評価を行うことが可能である。

一方で、地震動の入射角の変化が応答の卓越振動数に与える影響はそれほど大きくないものの、基盤の傾斜角が変化すると、卓越振動数が大きく変化する。そのため、ボーリング調査によって算定された地盤の固有振動数とは異なる振動数が増幅する可能性も否定できない。これを解決するためには、今回のような 2 点間での地震観測に基づき伝達関数を評価する等、地点の地震増幅のピークを直接把握することが重要である。

(2) 観測伝達関数を用いた地盤構造の推定

本検討は全て数値計算に基づき伝達関数の算定とこれを満足する地盤構造の同定を実施した。実際に地震観測を実施し、得られた記録から伝達関数、地盤構造を評価する際には、複数の地震記録による伝達関数を平均化し、これを満足する地盤構造を推定する場合がほとんどであると考えられる^{例えば 17)}。今回の検討結果から地震動が斜め入射すると、方向の正負にかかわらず、層境界を実際よりも深く推定する可能性があることが分かっている。そのため、例えば多数

の観測記録が得られている場合に、それを平均した伝達関数が実際の地盤構造を表現しているとは限らない。

そこで今回の解析結果に対して、入射角の確率分布を仮定した場合に各条件で推定される伝達関数とそれに基づいて推定される地盤構造の試算を行う。入射角 θ_2 は標準偏差 10° の正規分布に従うとし、十分な数の地震動が観測されていると仮定する。この時推定される平均的な伝達関数を図 3.4-1 に示す。これより、基盤傾斜角 θ_1 が 0° であっても伝達関数の平均値は実際の伝達関数とは異なっていることが分かる。

続いてこれらの平均伝達関数を満足する地盤構造を推定する。逆解析の手法、条件は全て 3.3 節と同様とする。得られた結果を図 3.4-2 に示すが、基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度の場合でも層境界深度で 1m 程度、減衰 1%程度の誤差が生じており、その他のケースでは直下の構造との乖離がより大きくなっている。そのため、たとえ多数の記録が得られている場合にも、平均をとることで適切な解が得られるのではなく、各記録の入射角等の条件を詳細に把握した上で地点の伝達関数を評価することが重要であると言える。

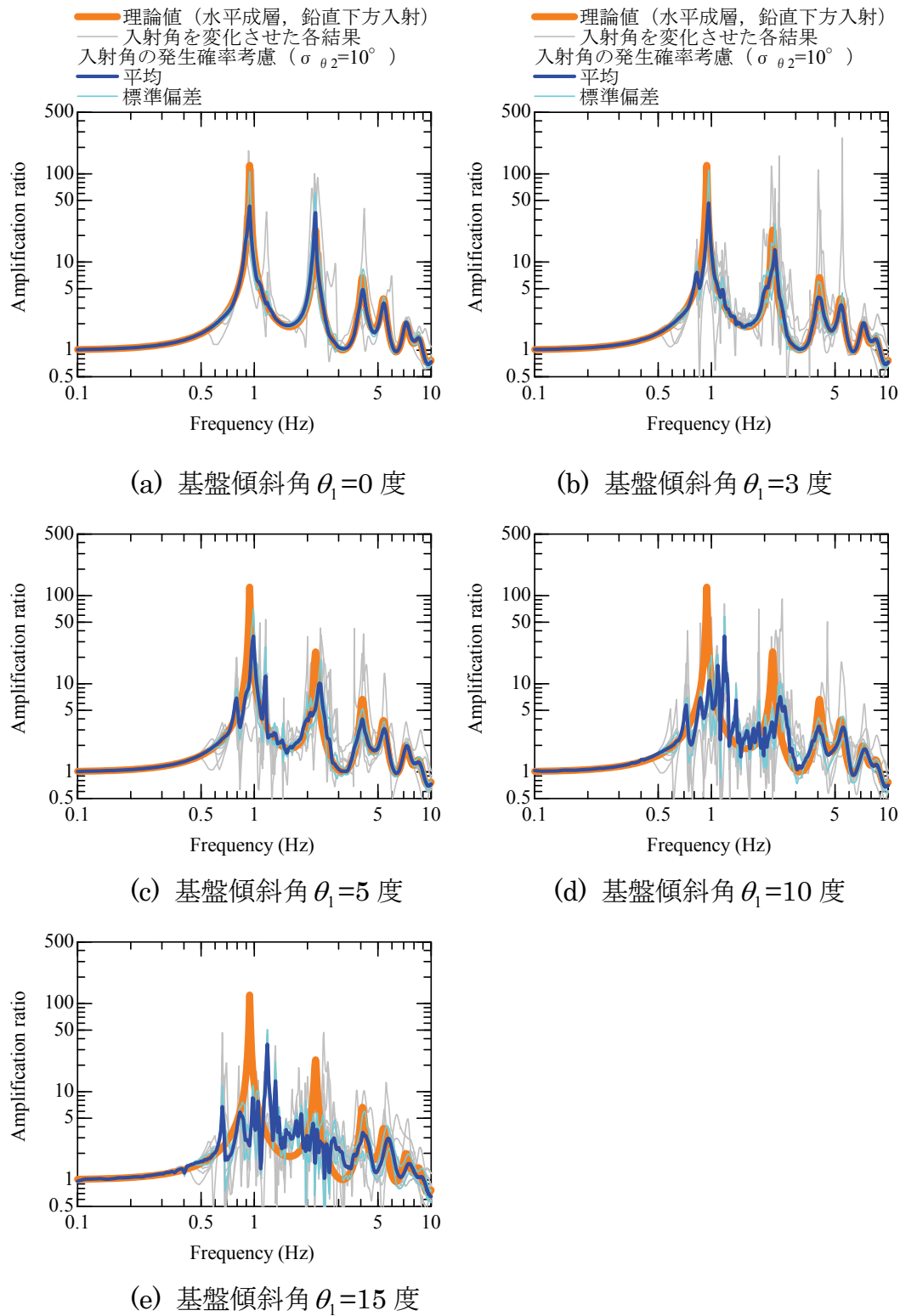
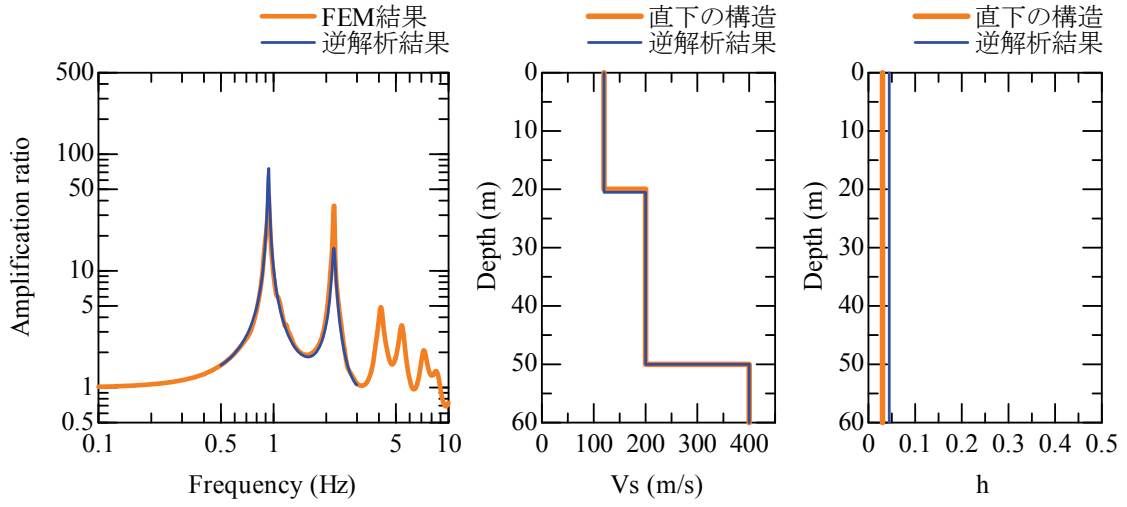
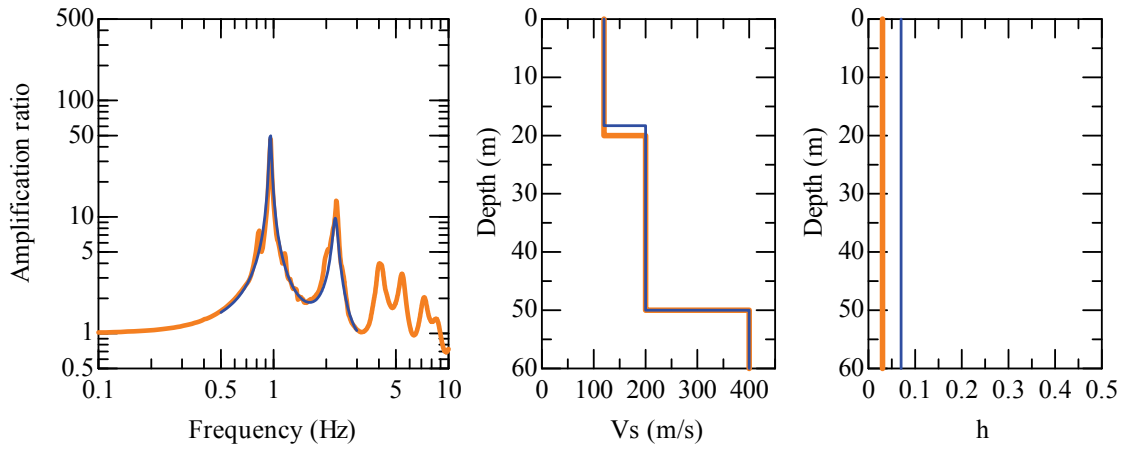


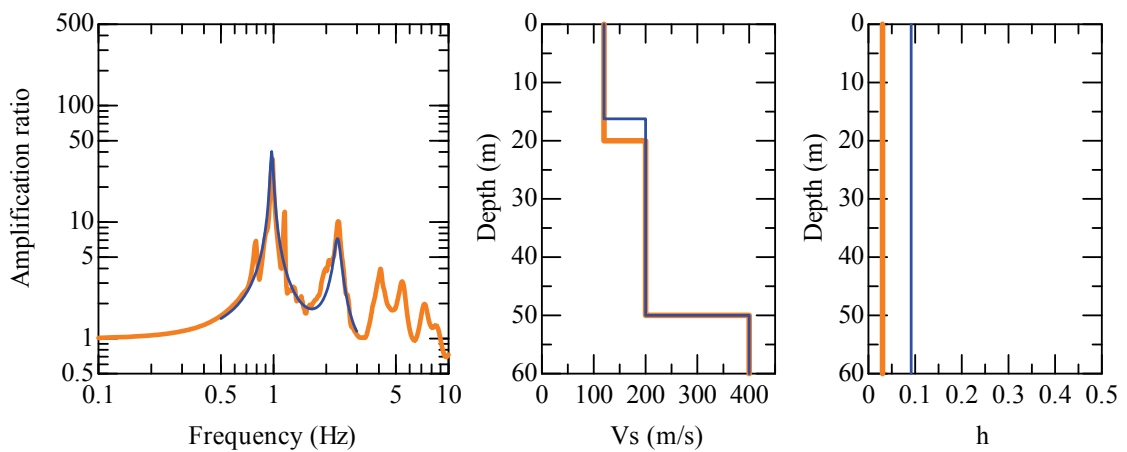
図 3.4-1 入射角の確率分布を仮定した場合の平均的な伝達関数 ($\sigma_{\theta_2}=10$ 度)



(a) 基盤傾斜角 $\theta_1=0$ 度

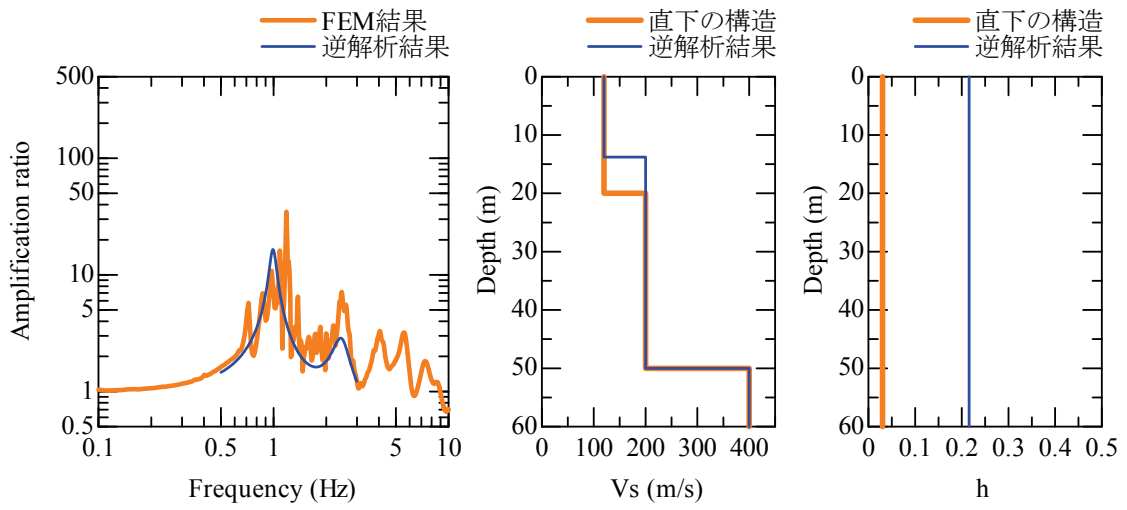


(b) 基盤傾斜角 $\theta_1=3$ 度

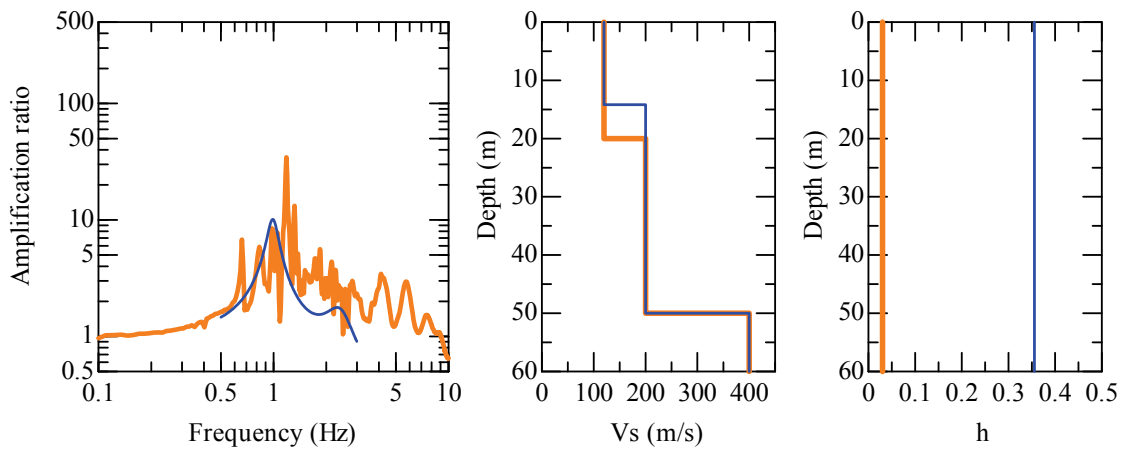


(c) 基盤傾斜角 $\theta_1=5$ 度

図 3.4-2-1 地盤構造の推定結果 (入射角の確率分布仮定 ($\sigma_{\theta_2}=10$ 度)) その 1



(d) 基盤傾斜角 $\theta_1=10$ 度



(e) 基盤傾斜角 $\theta_1=15$ 度

図 3.4-2-2 地盤構造の推定結果（入射角の確率分布仮定 ($\sigma_{\theta_2}=10$ 度)) その 2

(3) 伝達関数を用いた傾斜角推定の可能性

上述したように、地盤が傾斜することで、地点において観測される伝達関数は大きく変化する。これを言い換えると、地点の伝達関数を詳細に分析することで、地点の地盤傾斜を推定出来る可能性も考えられる。

そこでまず入射角の確率分布を仮定した際の伝達関数のばらつきを評価する。入射角 θ_2 の分布は上記(2)と同様に標準偏差 10° の正規分布に従うとし、十分な数の地震動が観測されていると仮定する。この時の基盤傾斜角 θ_1 毎の変動係数を算定した結果を図 3.4-3 に示す。ここで変動係数は振動数ごとのバラツキが大きかったため、スペクトルの平滑化を実施している。図 3.4-3 より、基盤傾斜角 θ_1 が大きくなると変動係数が大きくなる傾向がある。ただし、その変化はそれほど大きくなく、実際の観測記録に適用する場合には記録に含まれるノイズ成分により評価が困難となる可能性が高いと考えられる。

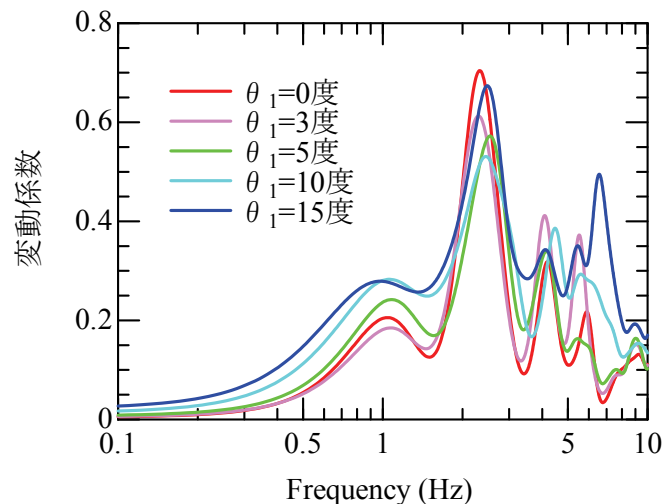


図 3.4-3 変動係数の算出結果 ($\sigma_{\theta_2}=10$ 度) 平滑化後

また、上記(1)で言及したが、地盤が傾斜しているとその地点の卓越周期が高振動数側に移動するため、地点直下のボーリングを用いた 1 次元仮定地盤の伝達関数から評価される卓越振動数とは乖離が生じる。このボーリングと実際の卓越振動数の差分を評価することで、基盤の傾斜角が評価できる可能性も考えられる。そこで、今回評価を行った各基盤傾斜角 θ_1 の卓越振動数と直下の 1 次元構造のみから評価される卓越振動数の比較を図 3.4-4 に示す。これより、基盤の傾斜角 θ_1 が大きくなるほどボーリングとの卓越振動数の差が大きくなって

いることが分かる．今回は 1 ケースのみでの結果であるが，今後，基盤の傾斜と卓越振動数の変化を定量的に評価することで，対象地点のボーリングと例えば常時微動による卓越周期の差分から地盤傾斜の有無，傾斜程度の評価の実現が期待できる．

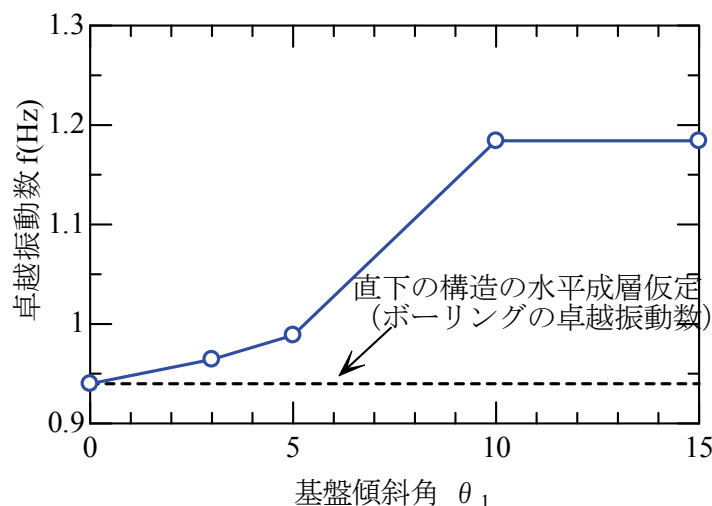


図 3.4-4 基盤傾斜角 θ_1 の変化に伴う卓越振動数の変化

これと同様に，基盤の傾斜に伴い伝達関数のピーク値が低減し，見かけの減衰定数が大きくなっている傾向が見られる．一方で，地盤の層構成が概ね等しい場合には，地盤が有する減衰は大きく変化しないと考えられる．そのため，何らかの手法を用いて水平方向に密に地盤の伝達関数が得られた場合，これから推定される見かけの減衰定数から傾斜角を評価出来る可能性も考えられる．基盤傾斜角 θ_1 の変化に伴う見かけの減衰定数の変化を図 3.4-5 に示すが，基盤の傾斜角が大きくなるに従い，見かけの減衰と地盤が有する減衰との差分が大きくなっている．そのため，水平成層と見なせる地点（もしくは推定される減衰の最も小さな地点）を基準点とし，この地点からの減衰の増分を把握することで，基盤傾斜の程度を評価可能となることも期待される．

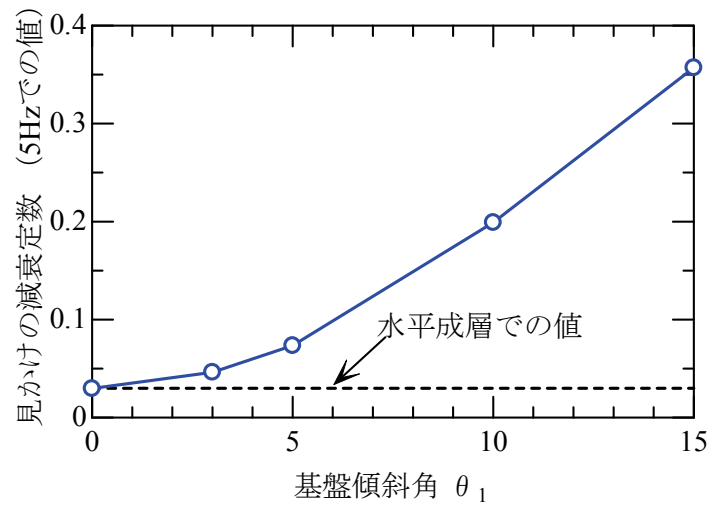


図 3.4-5 基盤傾斜角 θ_1 の変化に伴う見かけの減衰の変化
(地震動入射角 $\theta_2 = 0$ 度の場合)

3.5 まとめ

本章では、表層地盤構造の傾斜、入射角の変化が観測される伝達関数、推定される地盤構造に与える影響について検討を行った。具体的には、基盤傾斜角、地震動の入射角を変化させた複数の地盤モデルを用いた FEM 解析を実施することで、地表－地表における地盤応答の変化を評価するとともに、この伝達関数を用いた 1 次元地盤構造を逆解析によって推定した。

その結果、今回構築した地盤条件においては、基盤傾斜角が変化すると、1 次、2 次モードの応答倍率最大値が小さくなるとともに、ピーク振動数が徐々に高振動数側へ移動する。一方で 5Hz 以上の高次モードは基盤傾斜の影響が相対的に小さいことが明らかになった。また、地震動入射角が伝達関数に与える影響は基盤傾斜角の影響と比較すると相対的に小さいが、卓越振動数が多少低振動数側に移動するとともに、ピークの値がモード毎に変化する。

続いて各種条件で整理された伝達関数に基づき、基盤が傾斜していると 2 点で得られた伝達関数による地盤構造は実際の構造よりも層境界が浅くなること、斜め入射の地震記録を鉛直下方入射として考えると層境界の深度が逆に深くなること、減衰は両者の影響ともに実際よりも大きな値として推定してしまうことが確認された。

これらの結果から、ボーリング調査に基づく伝達関数を用いた場合に実際とは異なる卓越振動数を評価してしまう可能性があることや、観測された多数の観測記録の平均伝達関数を用いる際の問題点、観測された伝達関数を用いた基盤傾斜抽出の可能性についても整理を行った。

参考文献（第3章）

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），2012.
- 2) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.
- 3) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE-A computer program for response analysis of horizontally layered sites, *Report No. EERC 72-12. Univ. of California at Berkeley*, 1972.
- 4) 杉戸真太，合田尚義，増田民夫：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察，土木学会論文報告集，No. 493, pp. 49-58, 1994.
- 5) 吉田望，末富岩雄：DYNEQ：等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム，佐藤工業（株）技術研究所報，pp.61-70, 1996.
- 6) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976.
- 7) Hardin, B. O., and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.98, SM7, pp.667-692, 1972.
- 8) Ramberg, W. and Osgood, W. R., Description of stress-strain curves by three parameters, *National advisory committee for aeronautics*, No.902, 1943.
- 9) 室野剛隆，野上雄太：S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第12回日本地震工学シンポジウム論文集，2006.
- 10) 野上雄太，室野剛隆：S字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準パラメータの設定，土木学会地震工学研究発表会論文集，30，2009.
- 11) 佐々宏一，芦田譲，菅野強：建設・防災技術者のための物理探査，森北出版，1993.
- 12) Okada, H., *The Microtremor Survey Method*, Geophysical Monograph Series, No. 12, translated by K. Suto, Society of Exploration Geophysicists, Tulsa, Oklahoma, USA, 2003.
- 13) 駒澤正夫：重力探査，物理探査ハンドブック，物理探査学会，pp. 433-468, 1998.
- 14) 福元俊一，三町直志：建築の耐震設計におけるアレー微動探査の活用，物理探査，第59巻，第2号，pp.151-162, 2006.
- 15) 野上雄太，坂井公俊，高橋千佳，室野剛隆，盛川仁，佐藤勉：物理探査手法を用いた浅部不整形地盤構造の推定と耐震設計への適用事例，土木学会論文集A，Vol.65，No.4，pp.1006-1015，2009.
- 16) Satoh, T., Fushimi, M., Tatsumi, Y.: Inversion of strain-dependent nonlinear

- characteristics of soils using weak and strong motions observed by borehole sites in Japan, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.91, No.2, pp.365-380, 2001.
- 17) 山本明夫, 笹谷努: 2003 年十勝沖地震における地盤の非線形応答: KiK-net 鉛直アレー記録の活用, 日本地震工学会論文集, Vol.7, No.2, pp.144-159, 2007.
 - 18) Lee, J.J. and Langston, C.A.: Wave propagation in a three-dimensional circular basin, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 73, No.6A, pp.1637-1653, 1983.
 - 19) Sánchez-Sesma, F.J. and Esquivel, J.A.: Ground motion on alluvial valleys under incident plane SH waves, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.69, No.4, pp.1107-1120, 1979.
 - 20) 山田善一, 野田茂, 山脇司: Gaussian Beam 法を用いた不整形地盤中のやや長周期地震波の解析, 京都大学防災研究所年報, 第 29 号, B-2, pp.17-40, 1986.
 - 21) Kawase, H.: Time-domain response of a semi-circular canyon for incident SV, P, and Rayleigh waves calculated by the discrete wavenumber boundary element method, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.78, No.4, pp.1415-1437, 1988.
 - 22) Kawase, H. and Aki, K.: A study on the response of a soft basin for incident S, P, and Rayleigh waves with special reference to the long duration observed in Mexico City, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.79, No.5, pp.1361-1382, 1989.
 - 23) Aki, K., Kenneth and Larner. L.: Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves, *Journal of Geophysical Research*, Vol.75, No.5, pp.933-954, 1970.
 - 24) Bard, P.Y. and Bouchon, M.: The seismic response of sediment-filled valleys. Part 1. The case of incident SH waves, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.70, No.4, pp. 1263-1286, 1980.
 - 25) Bard, P.Y. and Bouchon, M.: The seismic response of sediment-filled valleys. Part 2. The case of incident P and SV waves, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.70, No.5, pp. 1921-1941, 1980.
 - 26) 堀家正則: 複数の曲がった境界を有する減衰のある媒質の地震動応答計算法への AL 法の拡張とそれを用いた堆積盆地の地震動の特性, 地震第 2 輯, Vol.40, pp.247-259, 1987.
 - 27) Vidale, J.E, and Helmberger, D.V.: Elastic finite-difference modeling of the 1971 San Fernando, California earthquake, *Bulletin of the Seismological Society of*

America, Vol.78, No.1, pp.122-141, 1988.

- 28) 座間信作：不規則構造に対する地震波の挙動：その 1.崖地形が地震動に及ぼす影響，東京大学地震研究所彙報，Vol.56, No.4, pp.741-752, 1981.
- 29) 座間信作：不規則構造に対する地震波の挙動：その 2.1944 年東南海地震による静岡県太田川下流域浅羽町付近の被害について，東京大学地震研究所彙報，Vol.56, No.4, pp.753-760, 1981.
- 30) 座間信作：不規則構造に対する地震波の挙動：その 3.水平方向に不均質な媒質を有する Love 波，東京大学地震研究所彙報，Vol.56, No.4, pp.761-777, 1981.
- 31) 座間信作：不規則構造に対する地震波の挙動：その 4.レーリー波，東京大学地震研究所彙報，Vol.57, No.3, pp.379-399, 1982.
- 32) 室野剛隆，西村昭彦，室谷耕輔：地震動に与える表層地盤の局所的変化の影響と耐震設計への適用性に関する提案，ローカルサイトエフェクト・シンポジウム論文集，pp.183-188, 1998.
- 33) 長尾智晴：最適化アルゴリズム，昭晃堂，2000.

第 4 章 構造物の非線形応答特性を考慮した統計的グリーン関数法

4.1 概説

断層を特定した地震動の評価手法としては、大きく分けて差分法^(例えば 1)~4)や有限要素法^{5)~7)}、波数積分法⁸⁾に代表される理論的手法、統計的グリーン関数法⁹⁾¹⁰⁾、経験的グリーン関数法¹¹⁾¹²⁾に代表される半経験的方法、距離減衰式¹³⁾に代表される経験的手法、またこれらの手法を組み合わせたハイブリッド合成法¹⁴⁾がある。このうちどの手法を用いて地震動評価を行うかは、利用できるパラメータの質と量、設計する構造物の動特性などを勘案しながら適切に選択する必要がある。

ここで、正確な地盤構造が把握できており、かつ十分な計算資源を有する場合は、理論的手法により非常に精度の高い地震動評価が期待される。しかしながら、一般的な道路、鉄道の橋梁、高架橋の耐震設計のための地震動評価を考えた場合、これら構造の固有周期は概ね 0.3~1.0 秒程度であり、現時点での深部までを含んだ地盤構造の推定精度と、メッシュ分割等に必要な計算機容量を考えると、理論的手法によってこの周期帯の地震動までを十分な精度で推定することは困難である。

一方、通常距離減衰式で得られるのは単一の地震動指標もしくは応答スペクトル等である¹³⁾。そのため、距離減衰式のみから構造物の非線形挙動までを考慮した地震動波形を高精度に予測することは現状では難しい。

結果的に、道路構造物、鉄道構造物の耐震設計を目的とした場合に有効な地震動評価手法としては、従来から用いられているようなスペクトル適合波¹⁵⁾¹⁶⁾を用いるか、もしくはグリーン関数法に代表される半経験的手法が選択される場合が多いと考えられる。この時、線状構造物の地震動評価を考える場合、評価を行うすべての地点において対象とする震源域からの地震記録が得られているとは考えにくい。そのため、経験的グリーン関数を事前予測の一般的な手法として適用するのは難しい。そのため、統計的グリーン関数法によって地震動評価を行うことが、予測精度、実現性の面から適切であると考えられる。そこで本章では、統計的グリーン関数法を基本として、構造物の非線形挙動を考慮した強震動予測手法の検討を行う。

まず 4.2 節において、震源・伝播経路・サイト特性をモデル化した位相特性と観測記録に基づく振幅の経験的サイト増幅特性を用いた統計的グリーン関数法の提案を行う。

4.3 節では、新潟県中越地震を対象として、統計的グリーン関数法を用いた特性化震源モデルの構築を行う。構築した震源モデルに対して、要素地震として用いる位相セットを変化させた場合の構造物の非線形挙動の変化について考察を行うことで、グリーン関数として用いる位相特性の重要性を確認する。

続いて 4.4 節においては、地震動位相の伝播経路特性に着目し、既往の観測記録に基づいて伝播経路特性のモデル化を行う。そしてモデル化した伝播経路特性を用いることで、震源からの距離の変化に伴う構造物の非線形挙動の変化を適切に表現可能となることを示す。

4.5 節においては、地震動位相の震源特性、サイト特性に着目し、各特性の変化が構造物の非線形挙動に与える影響について整理を行う。この結果を踏まえ、構造物の設計地震動を評価する場合の各特性の工学的な設定方法について考察を行うとともに、現状の強震動予測手法の問題点についても整理する。

4.2 モデル化した位相特性を用いた統計的グリーン関数法

4.3 節においても検討を行うが，地震動の位相特性が構造物の非線形応答に与える影響は大きい．そのため構造物の耐震設計に用いる地震動としては，地震動の位相特性に十分配慮した波形である必要がある．そこで，震源・伝播経路・サイト特性をそれぞれモデル化した位相特性と観測記録に基づく振幅の経験的サイト増幅特性を用いた統計的グリーン関数法の提案を行う．本手法の具体的な計算手順を以下に示す．

(1) 波形の重ね合わせ方法

小地震による地震動（グリーン関数） $u(t)$ が評価されている時，このグリーン関数を設定した断層面に対して次式を用いて重ね合わせる（図 4.2-1）ことにより，強震波形を作成することができる．これは通常の経験的グリーン関数法，統計的グリーン関数法と同様の重ね合わせ方法である¹⁷⁾．

$$U(t) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \frac{r}{r_{ij}} \cdot f(t) * u(t - t_{ij})$$

$$f(t) = \delta(t) + \frac{1}{n'(1 - \exp(-1))} \times \sum_{k=1}^{(N-1)n'} \left[\exp\left(-\frac{k-1}{(N-1)n'}\right) \cdot \delta\left(t - \frac{(k-1)\tau}{(N-1)n'}\right) \right] \quad (4.2-1)$$

$$t_{ij} = \frac{r_{ij} - r_0}{\beta} + \frac{\xi_{ij}}{V_r}$$

ここで， $U(t)$ ：大地震による地震動， $u(t)$ ：小地震による地震動（グリーン関数）， $f(t)$ ：大地震と小地震のすべり速度時間関数の違いを補正するための関数， r ：小地震の震源から対象地点までの距離， r_{ij} ： ij 要素から対象地点までの距離， N ：大地震の断層分割数， τ ：大地震の立ち上がり時間（ライズタイム）， n' ：波形の重ね合わせの際に現れる見かけの周期性を除去するための任意の整数， r_0 ：大地震の破壊開始点から対象地点までの距離， ξ_{ij} ：破壊開始点から ij 要素までの距離， β ：基盤のせん断弾性波速度， V_r ：破壊伝播速度である．

なお以降に記述するように今回提案する地震動評価においては，位相の震源特性・伝播経路特性を考慮したグリーン関数評価を行うため，グリーン関数は小断層毎に個別に計算を実施することになる．そのため，式(4.2-1)における $r_{ij} = r$ となる条件でのみ評価を行っていることになる．

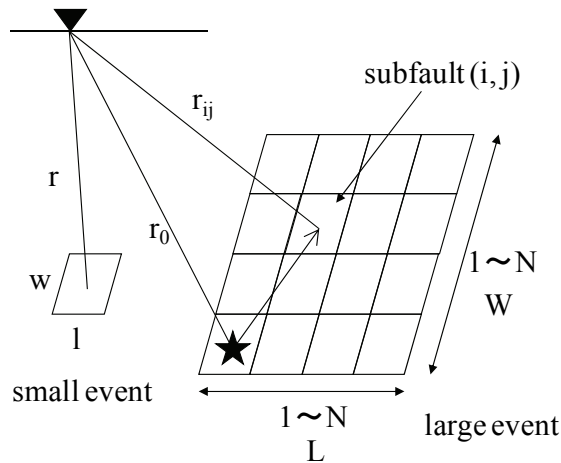


図 4.2-1 断層分割のイメージ

(2) 小地震による地震動（グリーン関数）の評価

a) 振幅スペクトルの評価

グリーン関数の振幅スペクトルは、基本的には従来の統計的グリーン関数法と同様の方法で評価する。具体的にはまず、地震基盤位置におけるグリーン関数の振幅スペクトル $A_b(f)$ は次式で表現される。

$$A_b(f) = CM_0 S(f, f_c) \frac{\exp(-\pi f R / Q_s \beta)}{R} \quad (4.2-2)$$

ここで、 M_0 ：小地震の地震モーメント， $S(f, f_c)$ ：震源スペクトル， R ：小断層から対象地点までの距離(km)， Q_s ：伝播経路におけるS波のQ値， β ：せん断弾性波速度である。また定数 C は次式で与えられる。

$$C = \frac{R_{\theta\phi} \cdot FS \cdot PRTITN}{4\pi\rho\beta^3} \quad (4.2-3)$$

$R_{\theta\phi}$ ：ラディエーションパターン係数， FS ：自由表面の影響による増幅（地表もしくは解放基盤面の場合，2.0）， $PRTITN$ ：2方向の水平成分のエネルギー分配を意味する reduction factor， ρ ：媒質の密度である。 $R_{\theta\phi}$ は全方位の平均値の場合 0.63， $PRTITN$ は一般的には $1/\sqrt{2}=0.707$ が用いられることが多い。

式(4.2-2)の震源スペクトル $S(f, f_c)$ は次式で与えられる。

$$S(f, f_c) = \frac{(2\pi f)^2}{1 + (f/f_c)^2} \quad (4.2-4)$$

f_c は小地震のコーナー周波数で Brune の式^{18),19)}により推定される。

$$f_c = 4.9 \times 10^6 \beta (\Delta\sigma / M_0)^{1/3} \quad (4.2-5)$$

ここに $\Delta\sigma$: 小地震の応力降下量(bars), β : せん断弾性波速度(km/s), M_0 : 地震モーメント(dyne-cm)である。

以上の手続きにより, 震源特性, 伝播経路特性を考慮した地震基盤位置でのグリーン関数のフーリエ振幅が推定される。これに地震基盤から想定地盤面(本検討では, 工学的基盤面)までの経験的サイト増幅特性 $G(f)$ を掛け合わせることで, 対象地点における対象地盤上でのフーリエ振幅 $A(f)$ が得られる²⁰⁾。

$$A(f) = G(f) \cdot A_b(f) \quad (4.2-6)$$

この経験的サイト増幅特性は, 対象地点における地震観測記録を用いたスペクトルインバージョン²¹⁾を用いることで評価可能である。しかしながら, 設計地震動を評価する場合に, 地点毎にスペクトルインバージョンを個別に適用し, 経験的サイト増幅特性を評価することは現実的ではない。そこで, 近年では K-NET や港湾における地震観測点を対象として地点毎のサイト増幅特性が評価されている²²⁾。また, 近年の耐震設計においては工学的基盤以浅の影響は地点毎の地盤構造を詳細に把握した上での非線形地盤応答解析によって評価する場合が多く^{例えば15)}, この時の統計的グリーン関数法によって評価する設計地震動は工学的基盤位置を対象とする必要があるが, これに対応する形で全国の工学的基盤位置におけるサイト増幅特性への変換も実施されている²³⁾。さらに, これらのサイト増幅特性既知点と地震動評価地点における地震観測, 常時微動観測結果を整理することで, 比較的容易に地点のサイト増幅特性を評価することも可能となっている^{24)~26)}など, 対象地点における経験的サイト増幅特性を比較的容易に評価することが可能である。

ここで, 式(4.2-2)に示すように, 統計的グリーン関数法に用いるグリーン関数の振幅スペクトルは, 地震動の遠地項のみを用いて計算される場合が多い。一方で, 土木構造物の設計地震動評価などを考えた場合は, 震源近傍の地震動評価は重要な意味を持つ。この場合は, 次式によって振幅スペクトルを補正することで, 近地項, 中間項の影響も考慮する²⁷⁾。

$$\begin{aligned}
A'(\omega) = A(\omega) \times & \left| 6i \left(\frac{\beta}{R\omega} \right)^3 \left\{ 1 - \exp \left[-i\omega R \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\beta} \right) \right] \right\} \right. \\
& - 6 \left(\frac{\beta}{R\omega} \right)^2 \left\{ 1 - \frac{\beta}{\alpha} \exp \left[-i\omega R \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\beta} \right) \right] \right\} \\
& + 2i \left(\frac{\beta}{R\omega} \right) \cdot \left(\frac{\beta}{\alpha} \right)^2 \exp \left[-i\omega R \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\beta} \right) \right] \\
& \left. - 3i \left(\frac{\beta}{R\omega} \right) + 1 \right|
\end{aligned} \tag{4.2-7}$$

さらに、震源の極近傍では地震動の幾何減衰の効果を $1/R$ で評価している影響で、地震動が極めて大きくなり（震源距離 $R \rightarrow 0$ では $A(f) \rightarrow \infty$ ）、実情と一致しないことが指摘されている。そこで、式(4.2-2)を以下のように修正することで、幾何減衰の補正を行うことも可能である²⁸⁾。

$$A_b(f) = CM_0 S(f, f_c) \frac{\exp(-\pi f R / Q_s \beta)}{(R + c)} \tag{4.2-8}$$

この補正項 c は、地震動評価結果と距離減衰式の比較をもとに、海溝型地震では 2.8km、内陸活断層による地震では 8.0km が用いられることがある²⁸⁾。

b) 位相スペクトルの評価

従来の統計的グリーン関数法における位相特性は、波形の包絡形状とランダム位相を組み合わせた方法⁹⁾によって評価する場合がほとんどである。近年ではこの手法を改良した方法もいくつか提案されている^{例えば 29)~31)}が、この結果が構造物の非線形挙動の観点から妥当な結果を与えるかどうかは不明である。これらのアプローチはいずれも地震動の震源、伝播経路、サイト特性をあわせた形で地震動波形の包絡形状を評価しているために、このままでは各特性の変化が構造物の非線形挙動に与える影響把握とその妥当性を確認することは困難である。

そこで本研究では、位相の震源、伝播経路、サイト特性をそれぞれ分離して個別に評価し、これらを合成することでグリーン関数を評価する手法の提案を行う。まず地震動の時刻歴波形 $O(t)$ は、震源特性 $S(t)$ 、伝播経路特性 $P(t)$ 、サイ

ト特性 $L(t)$ の積によって表現することが出来る。この時、そのフーリエ変換は式 (4.2-9) のように表わされる。

$$O(\omega) = S(\omega) \cdot P(\omega) \cdot L(\omega) \cdot \exp\{i(\phi^S(\omega) + \phi^P(\omega) + \phi^L(\omega))\} \quad (4.2-9)$$

ここで、 $S(\omega)$ 、 $P(\omega)$ 、 $L(\omega)$ はそれぞれ震源特性、伝播経路特性、サイト特性のフーリエ振幅、 $\phi^S(\omega)$ 、 $\phi^P(\omega)$ 、 $\phi^L(\omega)$ は各特性のフーリエ位相である。つまり、地震動位相 $\phi^O(\omega)$ は各特性の位相の線形和で表現される。さらに地震動の群遅延時間 $t_{gr}^O(\omega)$ は位相の微分であるためこの線形関係はそのまま保存され以下のように表現することが出来る³²⁾。

$$t_{gr}^O(\omega) = t_{gr}^S(\omega) + t_{gr}^P(\omega) + t_{gr}^L(\omega) \quad (4.2-10)$$

この群遅延時間 $t_{gr}^O(\omega)$ が振動数ごとに正規分布に従うとした時、群遅延時間の平均値 $\mu_{igr}^O(\omega)$ 、標準偏差 $\sigma_{igr}^O(\omega)$ についても次式のように震源、伝播経路、サイトの各特性に分離される。

$$\begin{aligned} \mu_{igr}^O(\omega) &= \mu_{igr}^S(\omega) + \mu_{igr}^P(\omega) + \mu_{igr}^L(\omega) \\ (\sigma_{igr}^O(\omega))^2 &= (\sigma_{igr}^S(\omega))^2 + (\sigma_{igr}^P(\omega))^2 + (\sigma_{igr}^L(\omega))^2 \end{aligned} \quad (4.2-11)$$

このうち震源特性 $t_{gr}^S(\omega)$ については、断層の破壊過程に従ったインパルス列の重ね合わせ $p(t)$ で表現することができる³³⁾。

$$p(t) = \sum_{i=1}^N a_i \delta(t - t_i) \quad (4.2-12)$$

ここで a_i はインパルス列の強度であり、距離の逆数に比例させることで、幾何減衰の効果を考えている。この時、インパルス列の群遅延時間 $t_{gr}^S(\omega)$ は次式で表現される。

$$t_{gr}^S(\omega) = \frac{-\sum_{i=1}^N a_i^2 t_i - \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N a_i a_j (t_j + t_i) \cos\{\omega(t_j - t_i)\}}{\sum_{i=1}^N a_i^2 + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N a_i a_j \cos\{\omega(t_j - t_i)\}} \quad (4.2-13)$$

伝播経路特性 $t_{gr}^p(\omega)$ は、平均 $\mu_{igr}^p(\omega)$ 、標準偏差 $\sigma_{igr}^p(\omega)$ の正規分布に従うとし、次式のように震源距離 R に比例する³⁴⁾と考へ、次式のように表現する。

$$\begin{aligned}\mu_{igr}^p(\omega) &= \beta_1(\omega) \cdot R \\ (\sigma_{igr}^p(\omega))^2 &= \beta_2^2(\omega) \cdot R^2\end{aligned}\quad (4.2-14)$$

上式における回帰係数 $\beta_1(\omega)$ 、 $\beta_2(\omega)$ は、伝播速度の逆数を意味しており、後述する 4.4 節においてモデル化する結果 (図 4.4-2)³⁵⁾を用いる。

サイト特性の群遅延時間 $t_{gr}^L(\omega)$ については、これまでに、対象地盤の振幅の伝達関数によるモデル化³³⁾、せん断弾性波速度によるモデル化³⁶⁾、地震基盤深度によるモデル化³⁷⁾など様々なモデルが提案されているが、いずれの結果にも多くのバラツキが含まれている。また、後述する 4.5 節の結果から、構造物の非線形応答の観点からは、たとへ弾性応答が同一の地震波形であっても、サイト特性 $t_{gr}^L(\omega)$ の平均 $\mu_{igr}^L(\omega)$ 、標準偏差 $\sigma_{igr}^L(\omega)$ が小さいほど、非線形応答が大きくなることが分かっている³⁸⁾。

そこで本検討では、 $\mu_{igr}^L(\omega)$ 、 $\sigma_{igr}^L(\omega)$ が比較的小さく評価されると考えられる手法³³⁾を用いることとした。具体的には、地震動の伝播を 1 次元方向のみであるとし、振幅の増幅特性 (伝達関数) の最小位相推移関数で表現できると仮定してサイト位相を算定する。この場合、伝達関数を $Y(\omega)$ とすると、サイト特性の群遅延時間 $t_{gr}^L(\omega)$ は次式で算定できる。

$$t_{gr}^L(\omega) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\ln(Y(x))}{(\omega - x)^2} dx \quad (4.2-15)$$

c) 小地震による地震動 (グリーン関数) の合成

上述した a), b) の手続きにより、工学的基盤面位置の振幅スペクトル、位相スペクトルが評価されるので、これらを用いてフーリエ逆変換することで、グリーン関数の時刻歴波形 $u(t)$ が算定される。

$$u(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) \exp(i\omega t) d\omega \quad (4.2-16)$$

4.3 選択する位相特性が構造物の非線形応答に与える影響

4.3.1 新潟県中越地震の特性化震源モデルの構築

(1) 既往の震源モデルの整理

2004年10月23日に新潟県中越地方で $M_j=6.8$ の地震が発生した。この地震では川口町において気象庁公認機器として計測震度計導入後初めて震度7を観測し、我が国としては兵庫県南部地震以来の甚大な被害を受けた^{例えは 39)}。この地震における震源過程を得るためのインバージョン解析が、複数の研究グループによって実施されており、地震学的な見地からの震源特性はある程度明らかになっていると考えられる^{例えは 40)~45)}。ところが設計地震動を作成する際などには、複雑な破壊過程が不明な震源域からの地震動予測を実施する必要があり、ある程度単純化した断層モデル（特性化震源モデル）に対して強震動予測を実施している現状がある⁴⁶⁾⁴⁷⁾⁴⁸⁾。そのため工学的には既往の地震に対する特性化震源モデルの構築を行い、これらの結果を蓄積しておくことの意義は大きい。新潟県中越地震における特性化震源モデルの提案は既に行われている⁴⁹⁾ものの、この結果は **preliminary source model** という位置づけであり、波形の再現性などにはいまだ改善の余地が残されているものと考えられる。また、推定された震源モデルが構造物の非線形挙動の観点からどのような位置づけとなっているのかについて検討されている例はほぼ皆無である。

こういった背景のもとで、本節ではまず新潟県中越地震の特性化震源モデルについて再検討を行う。震源モデルを作成する際の手法としては、対象地点のサイト増幅・位相特性を用いた統計的グリーン関数法²⁰⁾を用いたフォワードモデリングを用いる。本手法を用いた強震動の再現解析は、これまでも複数の地震に対して実施されている^{例えは 50)~53)}。さらに実務への適用もなされており^{例えは 54)}、現時点では信頼性の高い強震動予測手法の一つであると考えられる。今回はこの波形合成手法を適用し、観測記録をよく再現するような複数アスペリティモデルを作成し、既往のモデルや波形インバージョン結果との比較、考察を行う。

1

さらに、得られた震源モデルを対象とした場合に、グリーン関数の評価時に用いるサイト位相特性を変化させることで、構造物の非線形挙動がどのように変化するかを考察する。この結果に基づき、構造物の非線形挙動を念頭においた地震動評価では、適切な震源モデル、振幅特性の評価だけでなく、位相特

性についても細心の注意を払う必要があることを確認する。

(2) 特性化震源モデルの構築方法

a) 対象地点

新潟県中越地震における震源域周辺を概略的に図 4.3-1 に示す。本検討では過去に実施された経験的グリーン関数法を用いた波形インバージョンの結果⁴¹⁾をもとに特性化震源モデルの設定を行う。図 4.3-1 に実線で示された長方形と破線で示された長方形は、いずれも、波形インバージョン⁴¹⁾で用いた断層面（長さ 40km、幅 20km、走向 212°、傾斜角 47°）である。前者は気象庁発表の震源を含む断層面、後者は、この地震特有の問題である断層面位置の不確実性を考慮して、前者の断層面を東経にして 0.03° だけ西に移動させたものである。既往の研究⁴¹⁾では、これら二通りの断層面を仮定し、すべり量分布に関してほぼ同等の結果を得ている。本検討では、既往の研究で考慮されていなかった震源近傍の観測点、特に、川口町での波形の再現性を考慮し、上記二つの断層面のうち後者の断層面を採用し、震源モデルの構築を行った。

本検討では先に述べたように波形合成に経験的サイト増幅特性を用いる。そこで既往の研究²²⁾において経験的サイト増幅特性の評価されている観測点を中心として対象観測点を選定することとした。さらに震度 7 を観測した川口町役場においては、サイト増幅特性を別途評価することで、本震記録の再現を試みることとした。最終的に図 4.3-1 に示す 16 の観測点を検討の対象とした。対象観測点は震源を取り囲むように分布しており、震源モデルの妥当性を議論するのに適した観測点配置であると考えられる。これらのうち 11 の観測点は波形インバージョン⁴¹⁾にも用いられた観測点であるが、比較的震源に近い NIG019, NIG022, NIG023, NIGH12, 川口町の 5 地点は、余震記録の組み合わせの関係で、波形インバージョンでは用いられていない観測点である。これらの観測点をも対象とすることにより、震源モデルの震源近傍への適用性をより詳細に検討することができると考えられる。

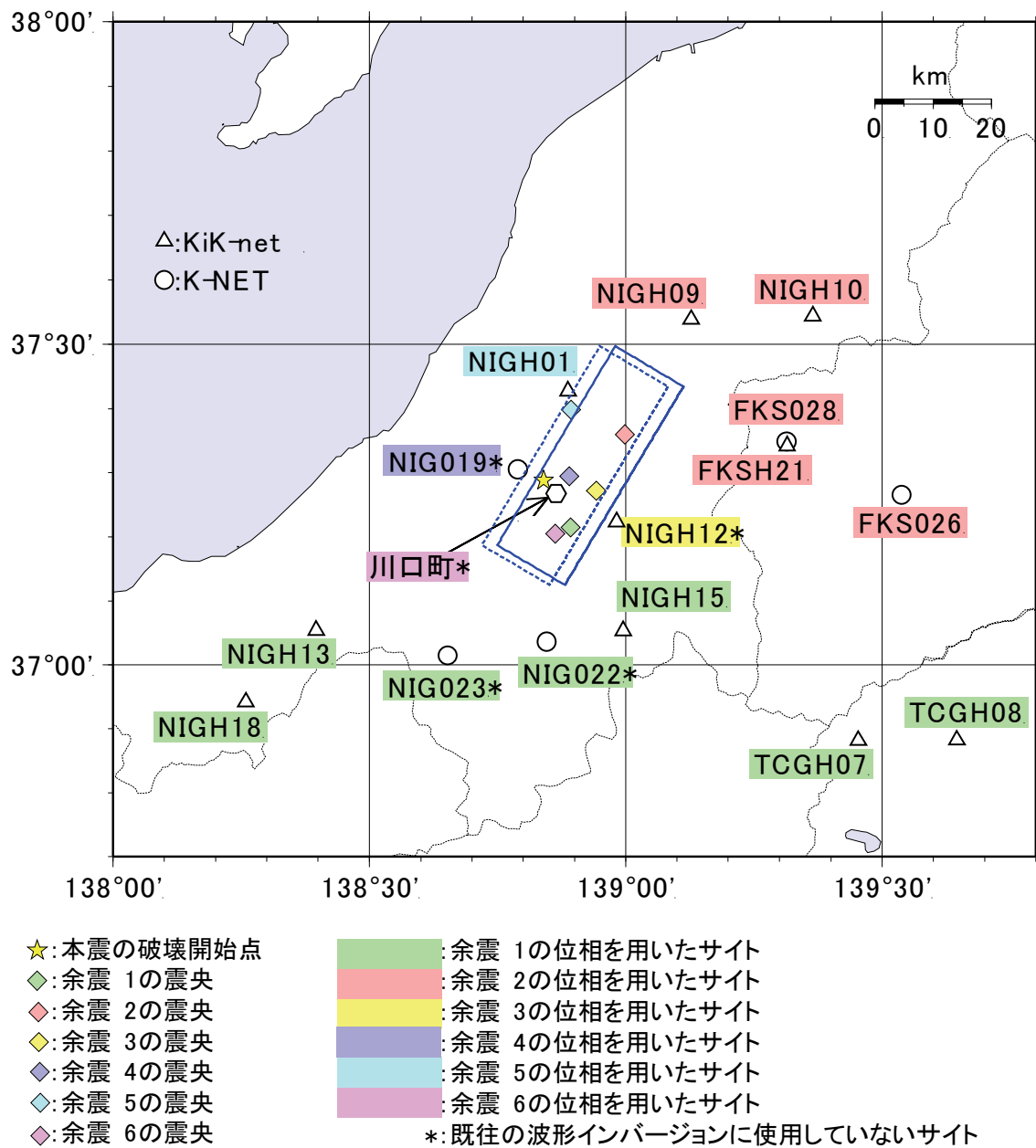


図 4.3-1 対象地点の概要

b) 計算方法

地震動を算定する手法としては、4.2節で示した統計的グリーン関数法を用いることとした。ただし、本節における位相特性は、対象地点において経験的に得られている結果をそのまま用いて波形合成を行うこととした²⁰⁾。

ここで、式(4.2-2)における基盤のせん断弾性波速度 β は3.5km/sとし、 Q_s は既

往の研究⁵⁵⁾において東日本の内陸部に対して推定されている $Q_s = 166 \times f^{0.76}$ を用いた。式(4.2-3)の $R_{\theta\theta}$ は全方位の平均値である0.63、 ρ は $2.7t/m^3$ 、 $PRTITN$ は観測記録の水平2成分の振幅比をベクトル和が1.0となるように調整した値をそれぞれ用いた。サイト増幅特性 $G(f)$ は国の主要観測点においてスペクトルインバージョンを用いて推定されているサイト増幅²²⁾を用いる。グリーン関数のフーリエ位相としては、前節で示したモデル化した位相を用いるのではなく、対象地点において観測されている中小地震の位相をそのまま用いる。以上の条件から、対象地点におけるサイト増幅特性、位相特性を反映させたグリーン関数の時刻歴波形 $u(t)$ が作成される。このグリーン関数を設定した断層面に対して式(4.2-1)を用いて重ね合わせるにより、強震波形を作成する¹⁷⁾。

震源特性の設定方法としては、既往の波形インバージョン結果⁴¹⁾を参考にした複数アスペリティモデルを設定し、上記手法に基づき地震動を計算する。アスペリティ位置や地震モーメントを試行錯誤的に変化させることで、観測波形を出来る限り満足するような震源モデルの設定をめざす。

c) サイト増幅特性

本検討において用いたサイト増幅特性²²⁾をまとめて図4.3-2に示す(川口町を除く)。これは既往の地震観測記録に対してスペクトルインバージョン²¹⁾を適用して得られたもので、地震基盤面から地表面までの増幅特性を表している。ただし、今回対象とした16地点のうち、川口町においてはサイト増幅特性が得られていないため、次のような手順で経験的サイト増幅特性を評価した。まず、2007年7月16日に発生した新潟県中越沖地震(M6.8)における、川口町とNIGH12の観測記録をフーリエ変換する。両地点は比較的近くに位置しているため、伝播経路特性はほぼ等しいと想定される。そのため両者のフーリエ振幅比をそのままサイト増幅特性の比と考え、NIGH12のサイト増幅特性に乗じることで、川口町のサイト増幅特性とした。川口町において設定したサイト増幅特性を図4.3-3に示す。

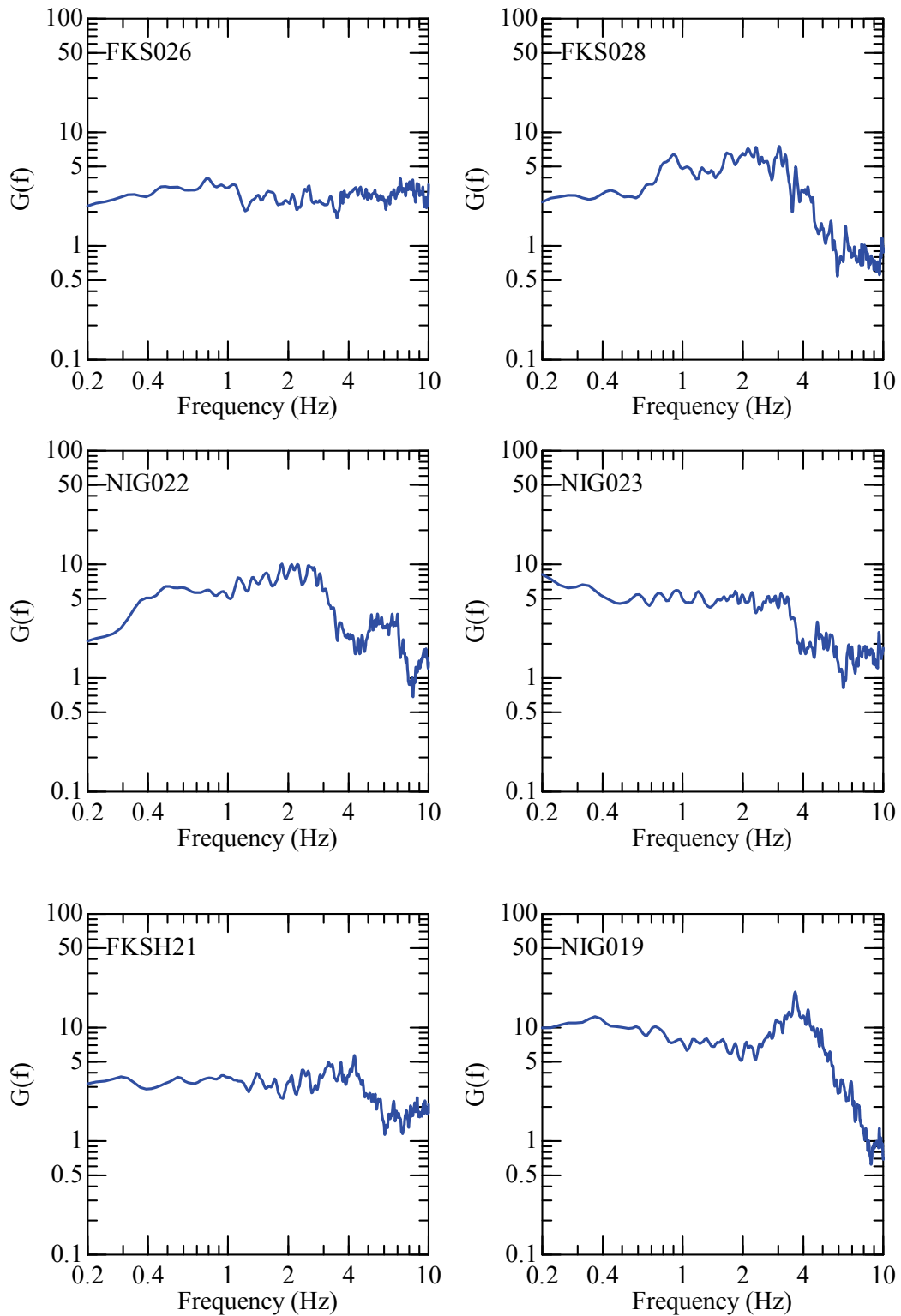


図 4.3-2-1 使用したサイト増幅特性 (その1)

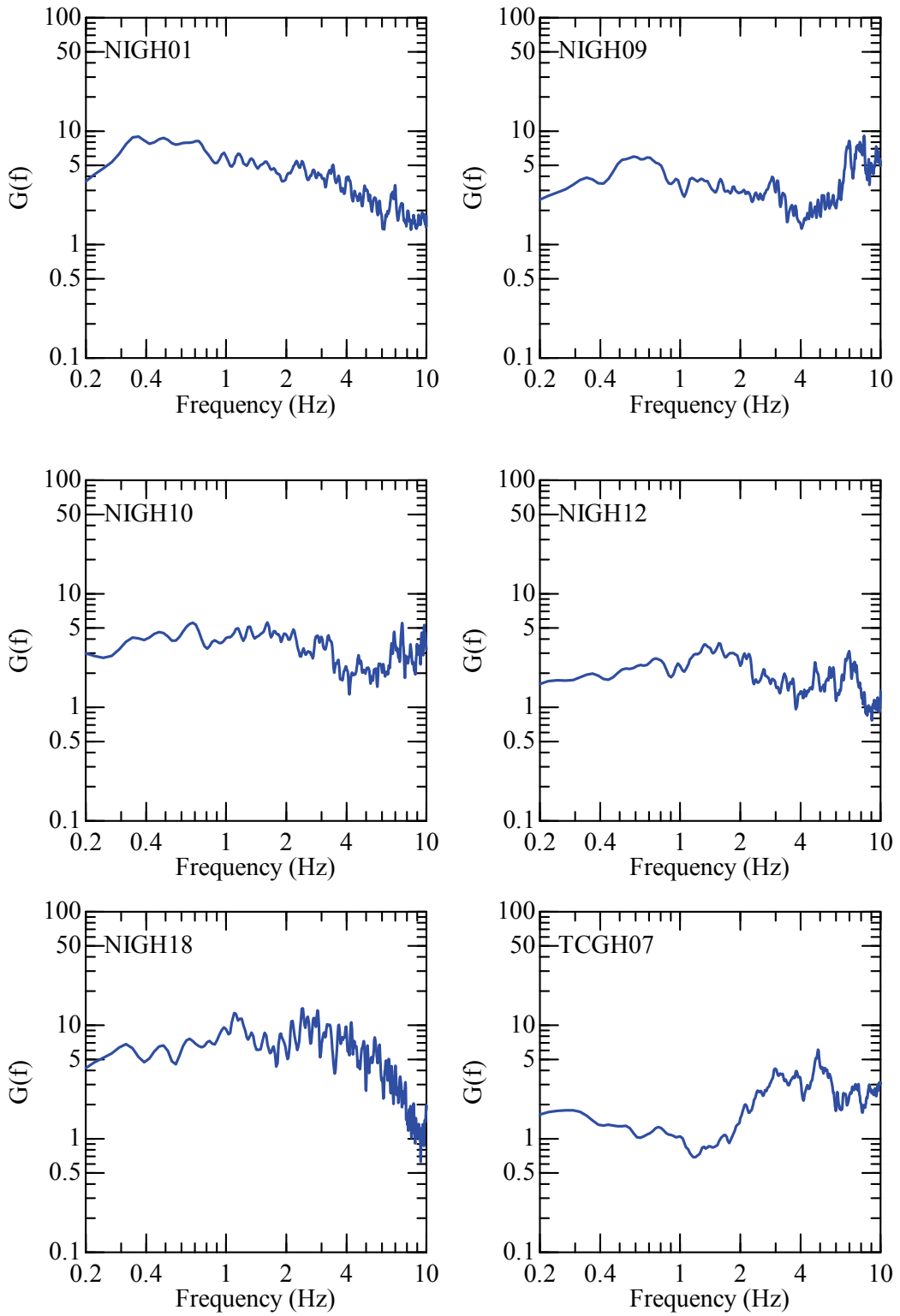


図 4.3-2-2 使用したサイト増幅特性 (その 2)

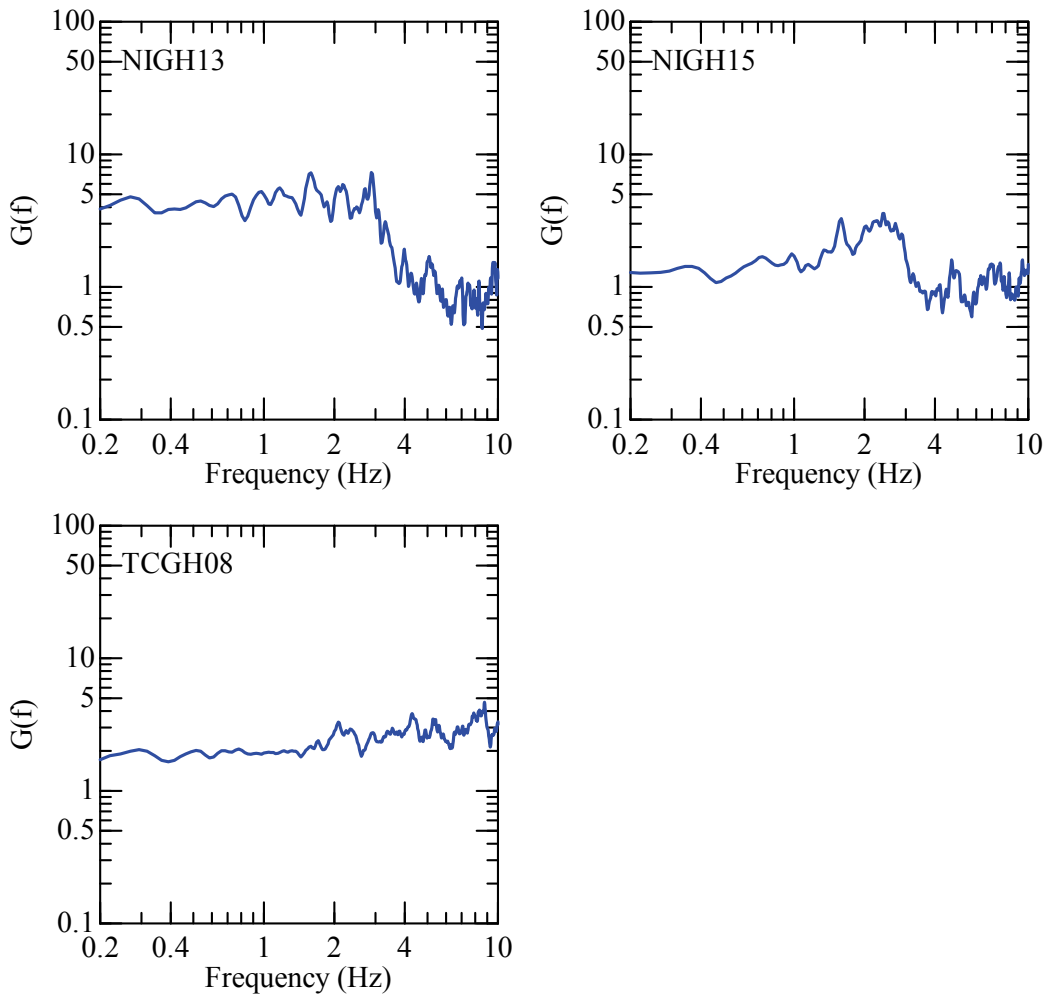


図 4.3-2-3 使用したサイト増幅特性（その3）

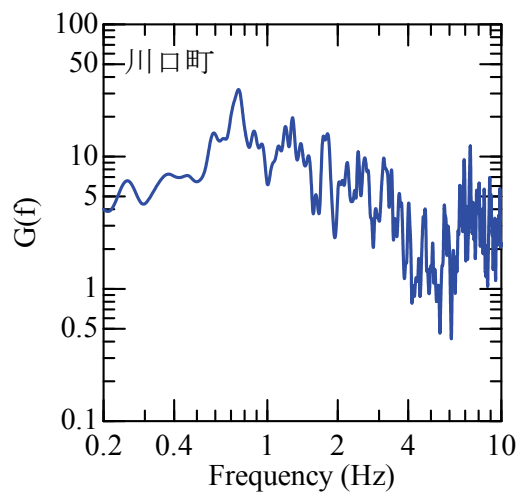


図 4.3-3 川口町におけるサイト増幅特性の評価結果

対象地域におけるサイト増幅特性の全体的な傾向としては、震源の南東側では増幅が小さく、西に進むに従い増幅が大きくなる傾向がある。この境界は山間部から平野部に差し掛かる部分に対応しており、深部構造が大きく変化していることが考えられ、この影響によりサイト特性が地点ごとに大きく変化しているものと思われる。地点毎のサイト増幅特性の差異が本震記録に与えた影響について推察される事項を以下に示す。

まず震源近傍の観測点についてであるが、震源の西側に位置する NIG019 (K-NET 小千谷)、NIGH01 (KiK-net 長岡)、川口町の増幅特性は、NIGH09 (KiK-net 下田) や NIGH12 (KiK-net 湯之谷) と比較して相対的に大きくなっている。特に NIG019 や川口町においては、広い周波数帯域において増幅が 10 倍程度と非常に大きな値を示していることが分かる。本震時に NIGH01 では 50kine 程度、NIG019、川口町では 100kine 以上の記録が観測されており、他の観測点と比較して大きな地震動となっている。震源近傍においては、断層の破壊伝播の効果やアスペリティとの相対的な位置関係によって地震動が局所的に大きくなることが想定されるが、今回の地震においては、これらの効果に加えてサイト増幅特性による地震動増幅の影響によって、局所的に大きな速度が観測されたものと考えられる。

次に比較的震源から遠方の NIGH13、NIGH18 と TCGH07、TCGH08 のサイト増幅特性についてであるが、相対的に前者の増幅が大きくなっている。これらの観測点は震源からの距離がほぼ同等であるにもかかわらず、観測された地震動レベルは大きく異なっている (NIGH13、NIGH18 で 7~10kine 程度、TCGH07、TCGH08 で 1~2kine 程度)。震源から遠ざかるにつれ破壊伝播効果等の震源特性の影響は小さくなると考えられ、震源距離にそれほど差がないため伝播経路特性もほぼ同等であると考えられる。よって両者の地震動に大きな差が現れた主な要因として、サイト特性が影響しているのではないかと推察される。

d) 位相特性

統計的グリーン関数を算定する際に用いる位相特性としては、前述したように対象地点で得られた余震記録の位相をそのまま用いることとした。対象地点の位相を用いることにより、対象地点と対象地震の間の伝播経路特性、サイト特性を合成結果に反映させることが可能になると考えられる。新潟県中越地震においては、多数の余震記録が観測されているが、この多数の余震から最適な

記録を抽出するには以下の手法が提案されている。つまり、フーリエ振幅として本震のものを、フーリエ位相として余震のものをを用いた波形を合成し、それを本震の時刻歴波形と比較して一致度の高い余震記録を選定するというものである⁴¹⁾。本検討においても同様の手続きで余震記録の選定を行った。なお、既往の波形インバージョン解析に用いられている観測点のうち NIGH01 を除く 10 観測点においては、波形インバージョンと同様の二つの余震記録（表 4.3-1 中の余震 1, 余震 2）を用いることとした。NIGH01 については余震記録の再検討を行った結果、より良好に本震記録を再現可能な余震が確認されたため、波形インバージョンとは異なる位相を用いることとした。この NIGH01 を含めた、6 観測点においては、新たに位相特性として用いる余震記録の選定を行った。

探索の条件としては、震源のメカニズムが本震と類似していること、ノイズの影響を防ぐために地震規模として比較的大きなもの ($M_j=4.0\sim 5.0$ 程度)、かつ余震記録の位相と本震の振幅を用いることで本震記録を良好に再現できること、である。その結果、新たに 4 つの余震の選択を行った（図 4.3-1, 表 4.3-1）。選択されたそれぞれの余震記録の位相を用いた波形の再現結果を図 4.3-4 に示す。各地点ともに比較的良好に本震記録を再現出来ていることが分かる。ただし NIG019 においては EW 成分で 19 秒付近のパルスを過大評価しており、それ以降の波形の再現性も低い。この原因としては、本震時の地盤の非線形挙動の影響が考えられる。既往の検討によると、NIG019 において大速度が観測された要因の一つとして、表層約 3m の有機質土の非線形挙動の影響が挙げられている⁵⁶⁾。そのため本震の位相特性も地盤の非線形挙動の影響を受けたものとなっていると考えられる。これについては、後に実施するフォワードモデリングにおいて、地盤の非線形挙動の影響を考慮することで、結果が改善することが期待される。

図 4.3-1 における今回選択された余震の震央と観測点の位置関係を見ると、それぞれの余震は震源断層の中で観測点に比較的近い地点で発生していることが分かる（ただし余震記録が 2 つしか公開されておらず選択の幅が小さい川口町を除く）。このような選定結果となった理由としては、各々の観測点における本震の地震動に対して、断層面の中で比較的観測点に近い部分が大きく寄与しており、その付近で発生した余震を採用することにより、本震と余震との間で伝播経路特性・サイト特性が共有されやすいことが挙げられる。

表 4.3-1 本検討で用いた本震、余震の震源パラメータ

	Time*	Latitude*	Longitude*	Depth*	Mj*	Strike**	Dip**	Rake**	M ₀ **
				(km)		(deg)	(deg)	(deg)	(N-m)
本震	2004/10/23 17:56:00	37°17.3'	138°52.2'	13	6.8	212	47	93	7.53E+18
余震 1	2004/10/24 09:28:04	37°12.9'	138°53.5'	12	4.8	210	53	95	9.85E+15
余震 2	2004/10/23 23:54:07	37°21.6'	138°59.9'	11	4.0	237	33	150	1.65E+15
余震 3	2004/10/23 21:44:28	37°16.3'	138°56.5'	15	5.0	230	55	94	2.31E+16
余震 4	2004/10/24 16:04:38	37°17.7'	138°53.4'	12	4.2	192	31	92	5.55E+14
余震 5	2004/10/27 15:23:22	37°23.9'	138°53.6'	2	4.0	209	49	71	4.59E+14
余震 6	2004/10/23 18:57:26	37°12.3'	138°51.8'	8	5.3	222	55	98	4.86E+16

* : 気象庁より, ** : F-netより

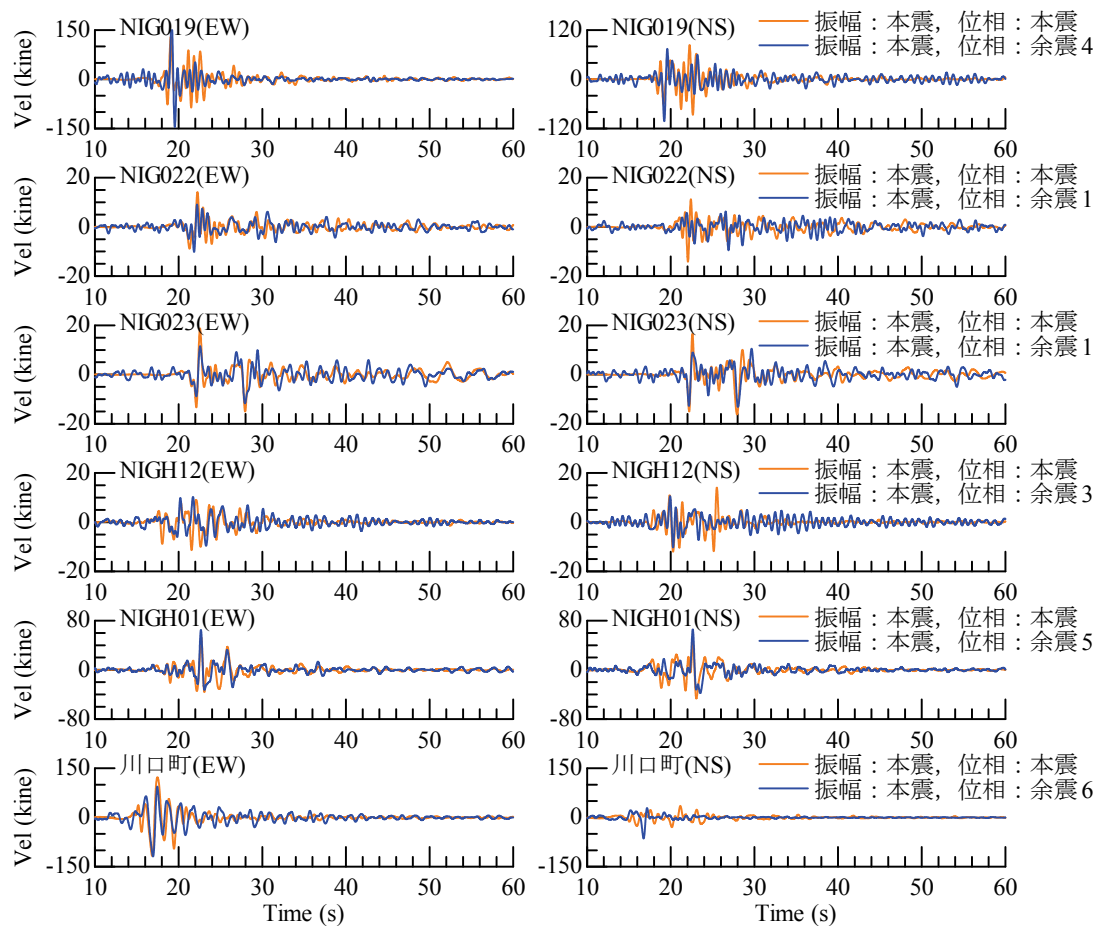


図 4.3-4 位相特性の選定 (今回新たに検討を行った 6 観測点)
(表示周波数 0.2-2.0Hz)

(3) 特性化震源モデルの構築結果

選定された経験的サイト増幅特性，位相特性を用いた統計的グリーン関数法によって，観測記録が再現されるように特性化震源モデルを設定した．その際，土木構造物の地震応答計算を行う上で特に重要となることが多い 0.2-2Hz の帯域の波形の再現性を最も重視し，次いで，広帯域（0.2-10Hz）におけるフーリエスペクトルの再現性を考慮した．得られた結果⁵⁷⁾を以下に示す．アスペリティの位置としては，波形インバージョン結果⁴¹⁾を参考に図 4.3-5 に示す 4 箇所に設定した．破壊開始点付近にサイズの異なる 2 つのアスペリティ（アスペリティ 1-1，アスペリティ 1-2 と呼ぶ），南東方向に大きなアスペリティ（アスペリティ 2），北東方向にも同程度のアスペリティ（アスペリティ 3）を配置した．後述するが，アスペリティ 1-1，1-2 は震源西側の大速度を再現するために重要な役割を持っている．各アスペリティに付与するパラメータとしては，表 4.3-2 を設定した．先述の通り，これらのアスペリティは，図 4.3-1 の破線の断層面上に設定されている．なお，破壊は震源（アスペリティ 1-1 の破壊開始点）から同心円状に広がると仮定し，各アスペリティの破壊は図 4.3-5 の各アスペリティの破壊開始点から同心円状に進行するものとした．今回設定した震源モデルの短周期レベルは $1.94\text{E}+19\text{Nm/s}^2$ である．

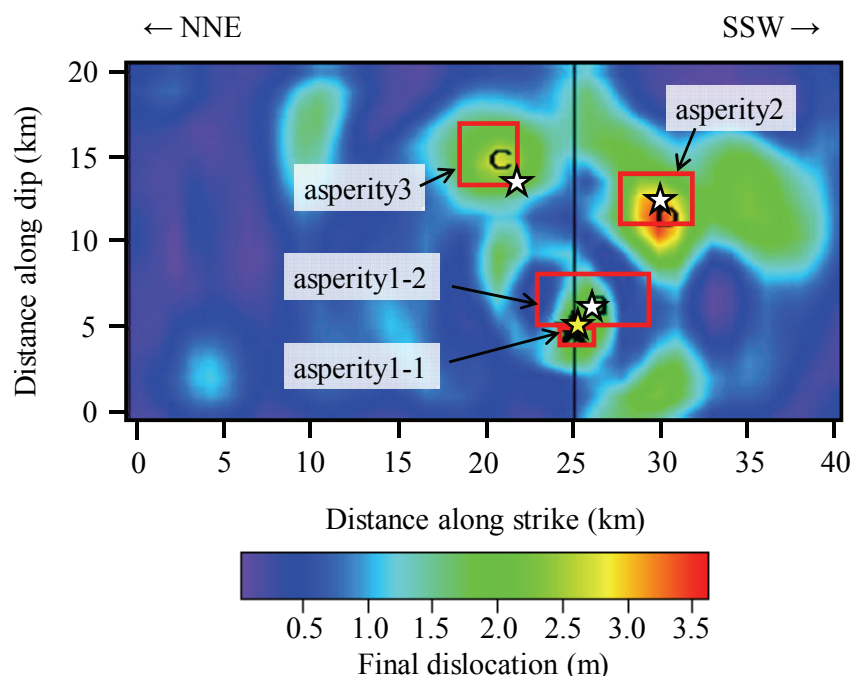


図 4.3-5 波形インバージョンで求めたすべり量のコンターと本検討によって設定した特性化震源モデル（★（黄色）が全体の破壊開始点，☆（白抜き）が各アスペリティの破壊開始点）

表 4.3-2 特性化震源モデルのパラメータ

	asperity1-1	asperity1-2	asperity2	asperity3
破壊開始点	138.840	138.841	138.859	138.913
緯度, 経度	37.288	37.277	37.225	37.289
破壊開始点 深さ(km)	13.0	12.3	7.5	7.1
サイズ(km)	2.0×1.0	6.5×3.0	4.0×3.0	3.5×3.5
M_0 (N-m)	1.5E+17	7.2E+17	4.0E+17	2.4E+17
V_r (km/s)	2.8	2.8	2.8	2.8
τ (sec)	0.09	0.27	0.27	0.31
分割数 N	3×3×3	5×5×5	5×5×5	3×3×3

また、地盤の非線形挙動の影響が大きいとされている NIG019 においては、線形時の伝達関数で工学的基盤まで一旦引き戻し、等価線形解析⁵⁸⁾によって地表面の応答を推定している。引き戻しを行う際の地盤条件は既往の研究⁵⁹⁾に従って表 4.3-3 の通り設定した。また、地表面応答を推定する際の非線形特性としては、既往の研究で本震時に生じた非線形挙動の程度が示されていることから、本検討ではこれに従い、 G/G_0 は線形時と本震時の卓越周期の比⁶⁰⁾から 0.13 に固定、減衰定数は、既往の検討⁶⁰⁾において 0.06-0.15 とされていることから、ここでは 0.10 に固定した。なお、ここで言う工学的基盤とは、表 4.3-3 の地盤における S 波速度 360m/s の地層のことである。

表4.3-3 NIG019における表層地盤モデル⁵⁹⁾

層厚 (m)	密度 (t/m ³)	S波速度 (m/s)
1.65	1.65	70
1.45	1.20	50
1.10	2.00	210
-	2.00	360

設定した震源モデルを用いて得られる結果を図 4.3-6 (時刻歴速度波形)、図 4.3-7 (フーリエ振幅) に示す。これらの結果より、全体的な傾向としての時刻歴波形の再現性は良好である。川口町や NIG023 などで見られる特徴的なパルスの振幅、周期を正しく再現出来ている。また S 波初動部だけでなく、後続位相についても観測記録との一致が見られる。これはグリーン関数の位相特性としてサイトの観測記録を用いているために、地点周辺の地下構造の影響を適切に

考慮できているためと考えられる。

フーリエ振幅についても記録との一致度は高い。図 4.3-2 のサイト増幅特性において考察した NIGH13, NIGH18 と TCGH07, TCGH08 の振幅特性の大小も非常によく再現できている。さらに TCGH07, TCGH08 において 2Hz 付近よりも高周波数側で振幅が大きくなっている傾向も、経験的サイト増幅特性を用いることで再現できている。

また、NIG019 においては、1.5-4Hz 程度の周波数帯域で振幅を過小評価しているものの速度波形のパルス、フーリエ振幅ともに観測記録を概ね良好に再現できている。図 4.3-8 には、地盤の非線形挙動を考慮しない場合の結果を示しているが、地盤を線形として計算すると、卓越周期が 5Hz 周辺に存在しており、観測記録と異なっている。さらに、速度波形も過小評価している。一方で、地盤の塑性化を考慮することにより、卓越周期やパルスの振幅など、観測記録との相違が解消されていることが分かる。18 秒付近の 1 つ目のパルスと 19 秒付近の 2 つ目のパルスの振幅と周期がともに適切に再現されており、それ以降の波形の形状も、再現性は比較的良好である。よって、NIG019 における波形の再現性に対しては、地盤の非線形の影響が大きいことが分かる。なお、18 秒付近と 19 秒付近の 2 つのパルスは、それぞれ、アスペリティ 1-1, アスペリティ 1-2 によってもたらされたものであると考えられる。

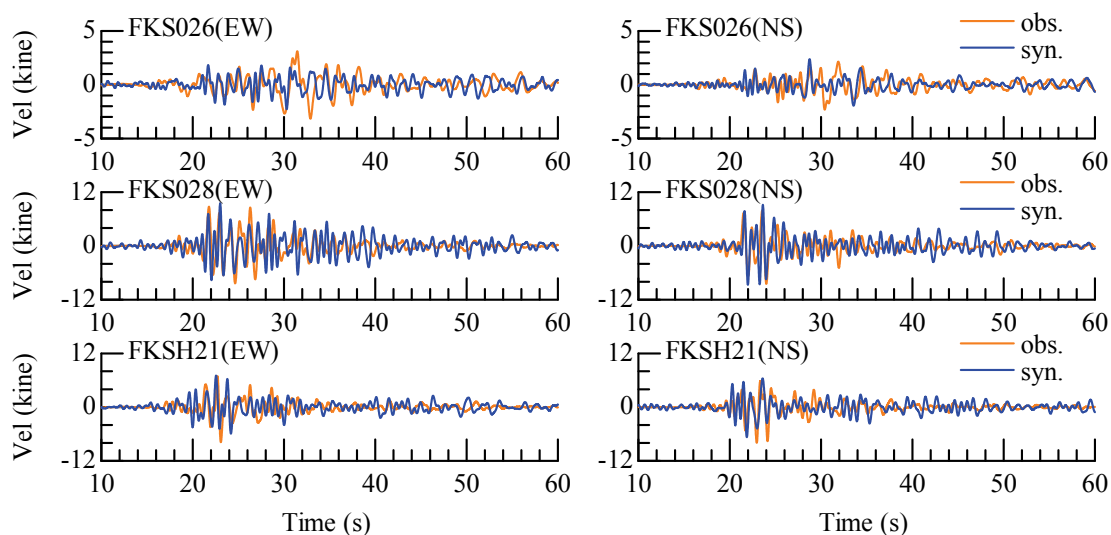


図 4.3-6-1 観測記録との比較
(速度波形 (表示周波数 0.2-2.0Hz)) (その1)

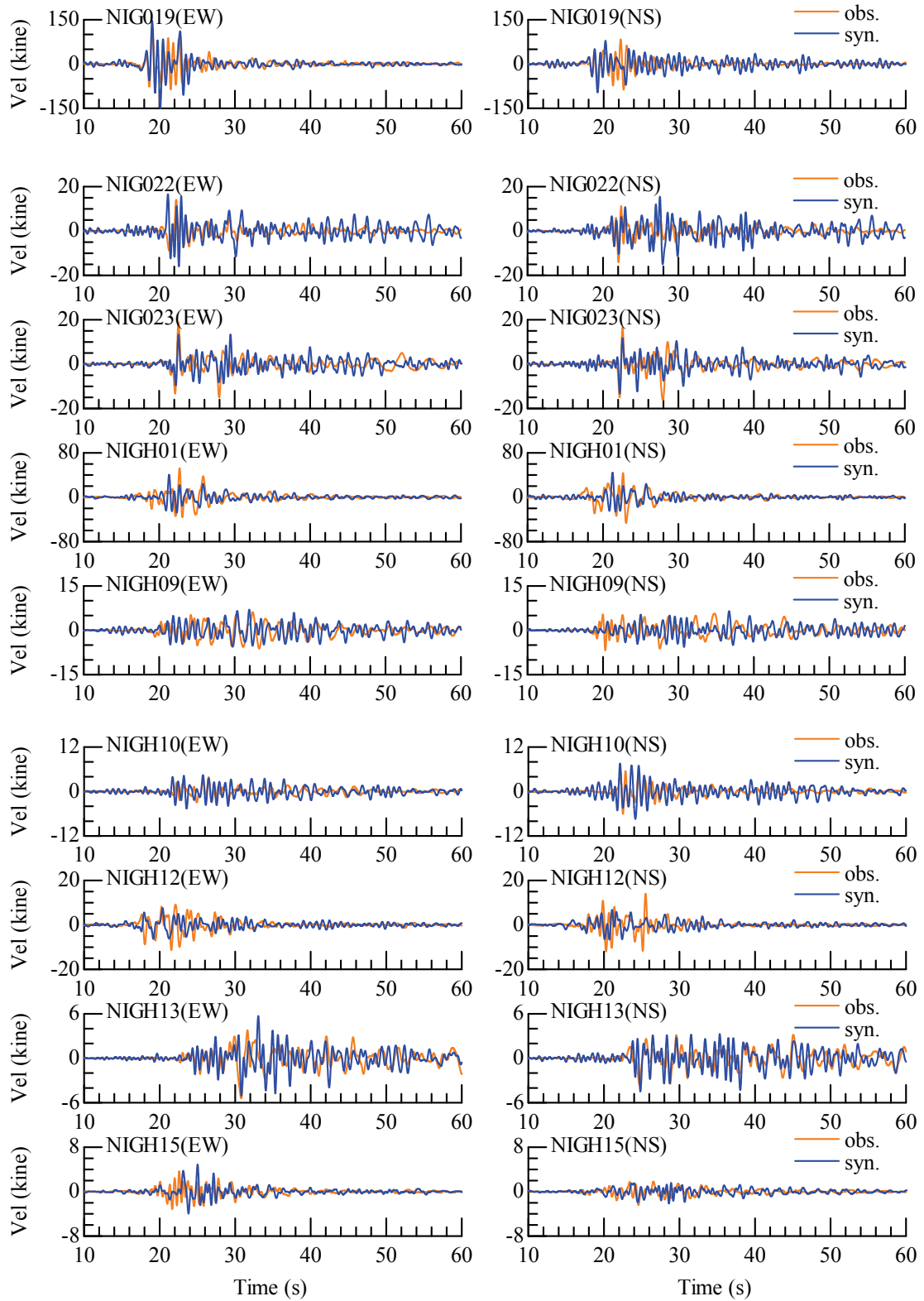


図 4.3-6-2 観測記録との比較
 (速度波形 (表示周波数 0.2-2.0Hz)) (その 2)

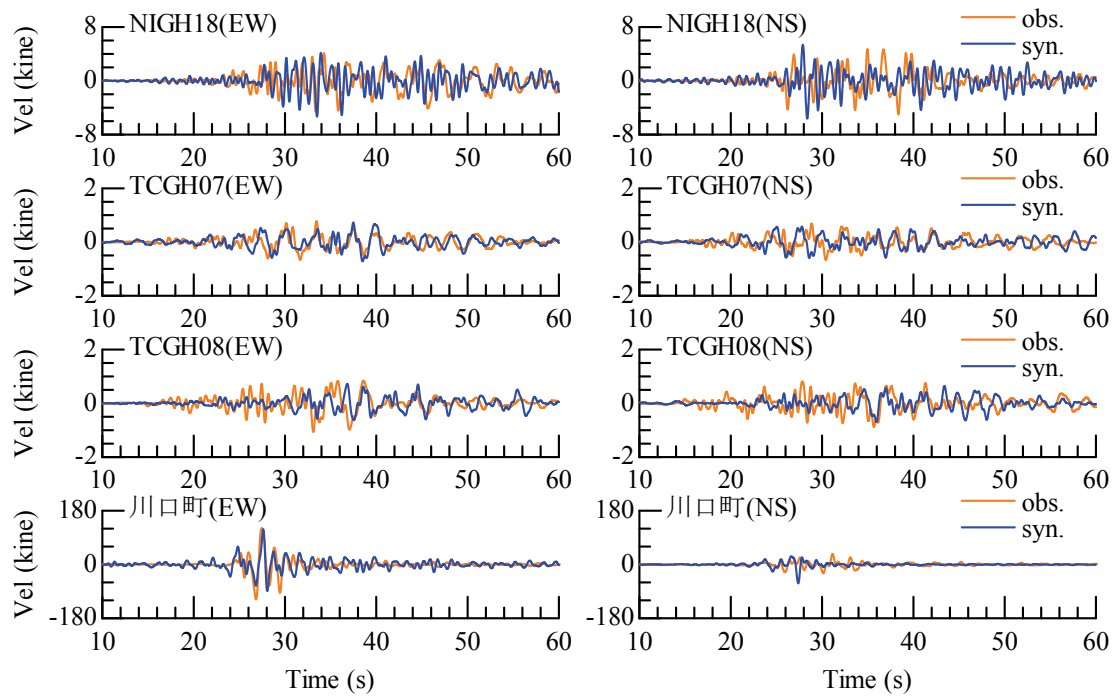


図 4.3-6-3 観測記録との比較
 (速度波形 (表示周波数 0.2-2.0Hz)) (その3)

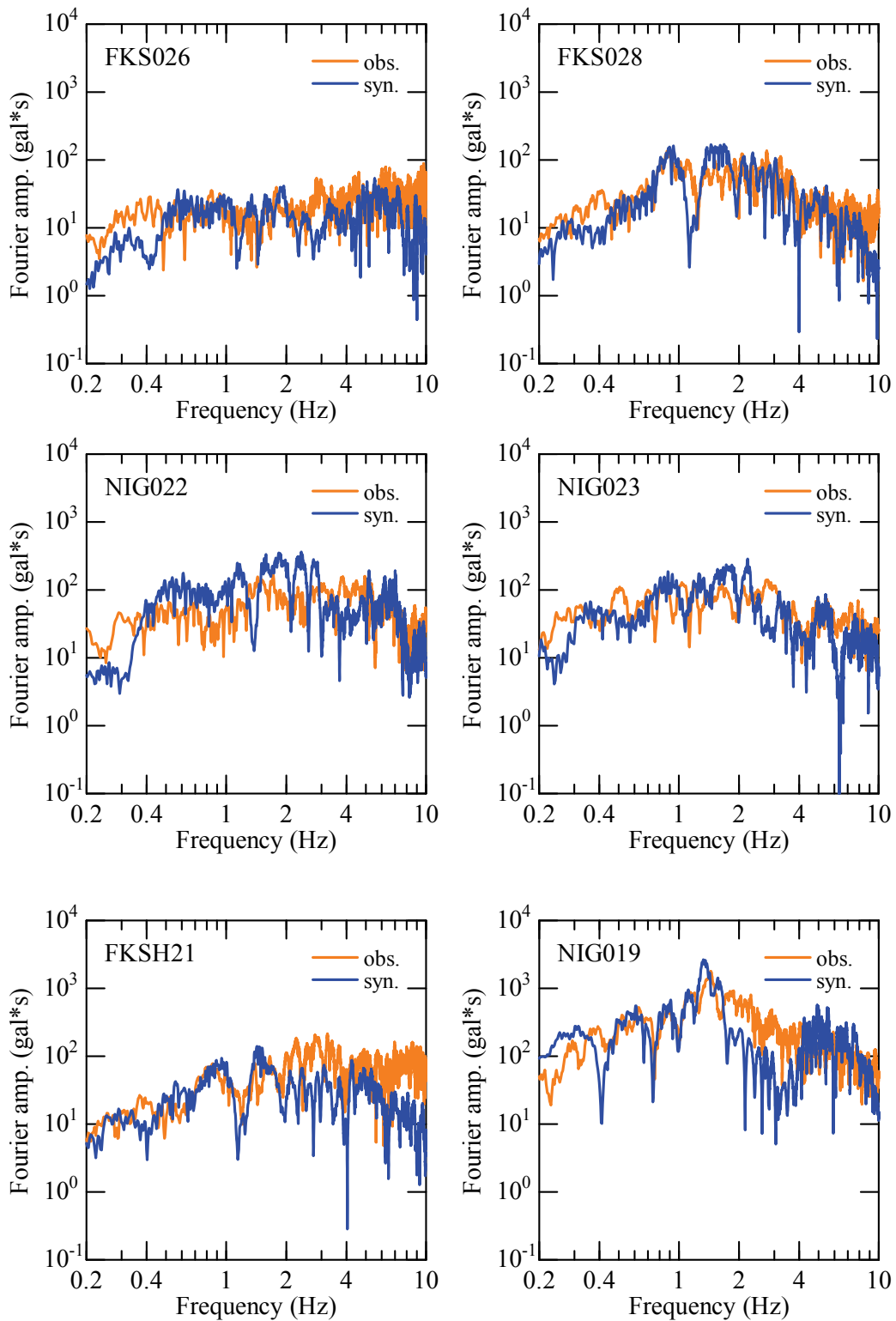


図 4.3-7-1 観測記録との比較 (フーリエ振幅) (その 1)

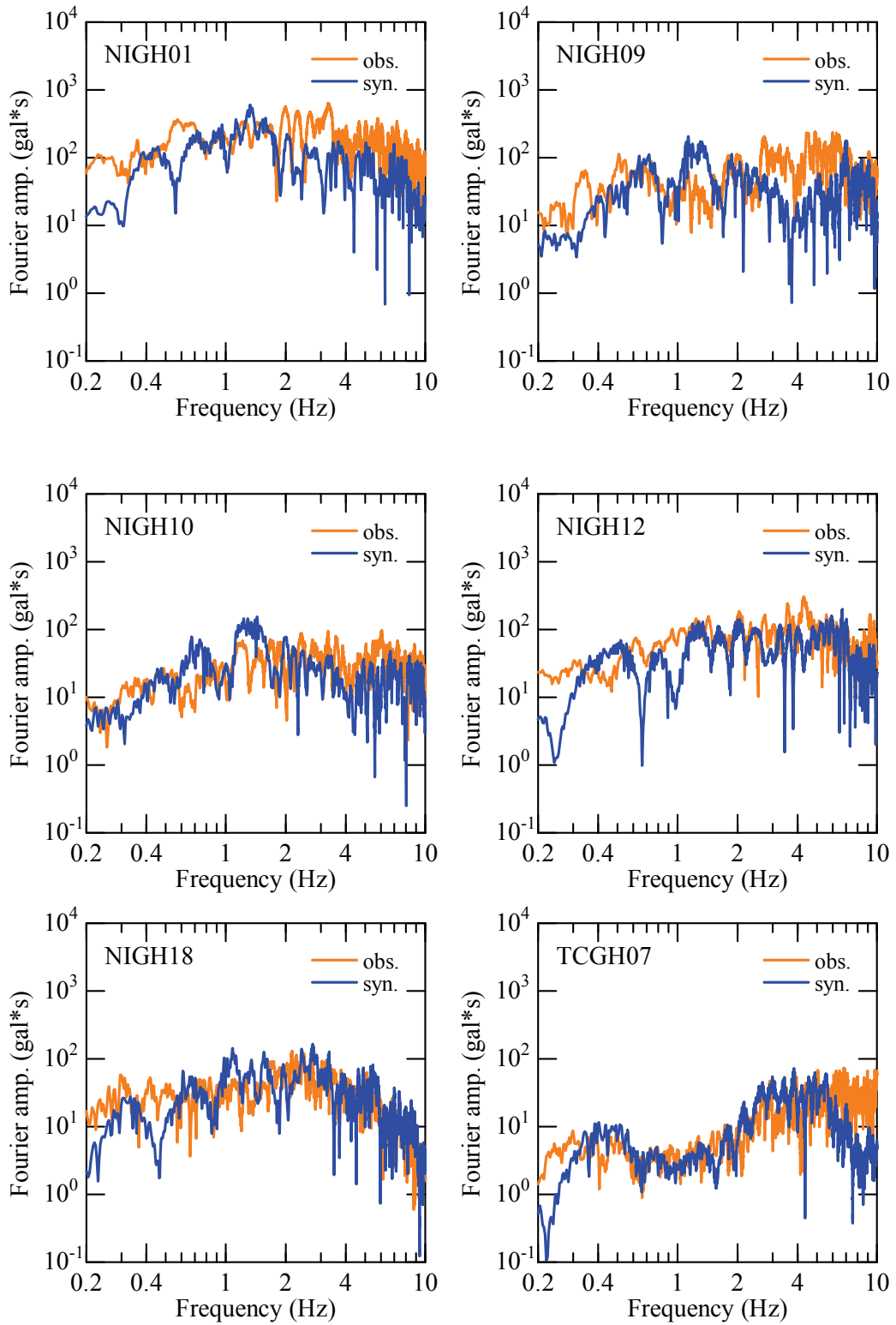


図 4.3-7-2 観測記録との比較 (フーリエ振幅) (その 2)

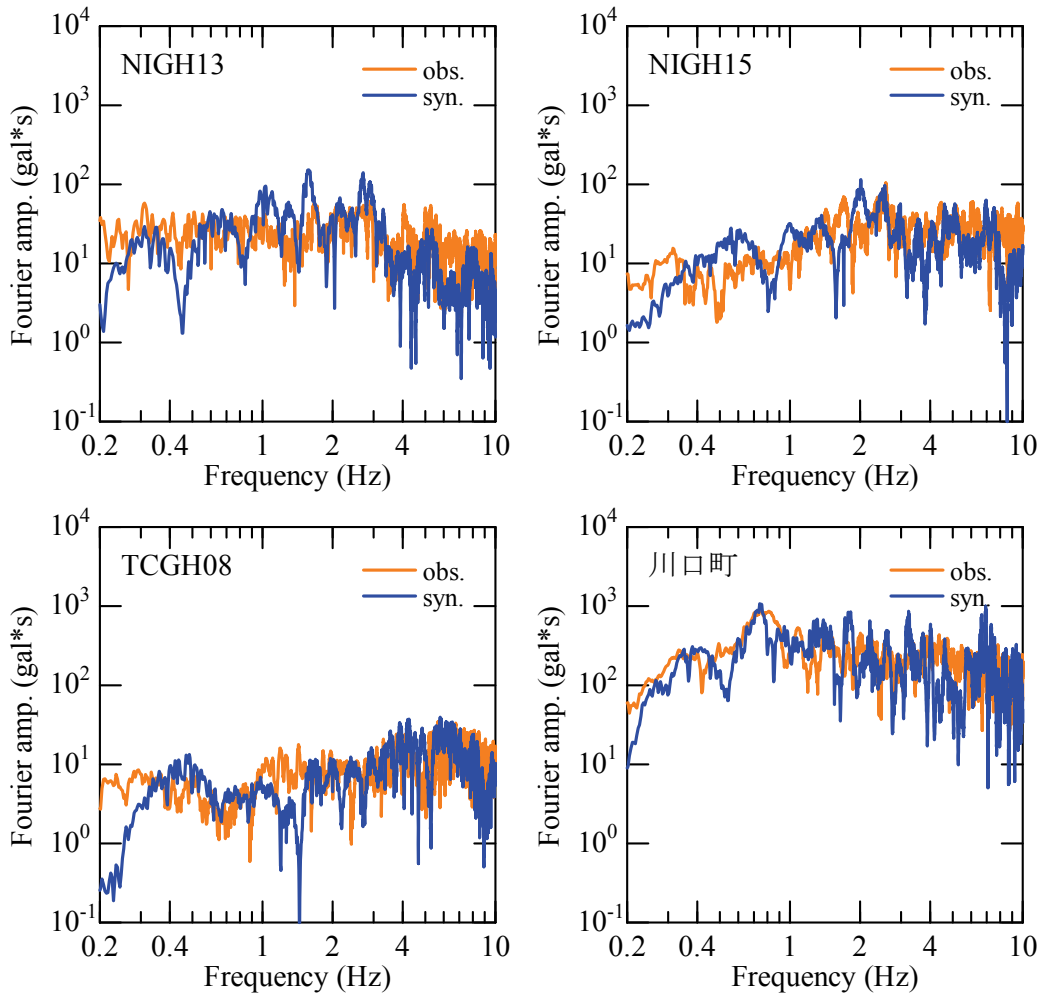
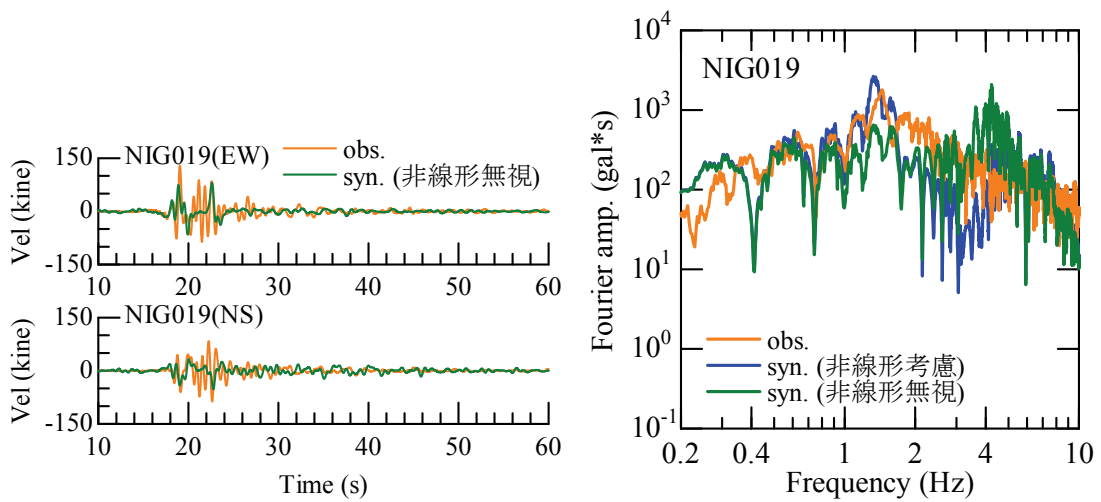


図 4.3-7-3 観測記録との比較（フーリエ振幅）（その3）



(a) 速度波形（表示周波数 0.2-2.0Hz）

(b) フーリエ振幅

図 4.3-8 地盤の非線形挙動を無視した場合の観測記録との比較（NIG019）

4.3.2 位相特性の変化が構造物の非線形応答に与える影響

本節では、地震動を計算する手法として、経験的サイト増幅・位相特性を考慮した統計的グリーン関数法を使用した。この手法は対象地点において予め地震観測を実施しておけば、設定した断層パラメータに応じて波形合成が可能となるため、比較的容易にかつサイトの情報を出来る限り反映させた地震動が算定できると考えられる。この時に用いる位相特性は、複数の観測記録の中から位相特性として用いる余震記録の選択を行っている。特に NIGH01 においては、波形インバージョン⁴⁾と異なる位相特性を用いているため、今回選択した位相特性が構造物応答にとって妥当であることを確認しておくことは重要である。また、今回は本震記録が得られている条件下で、これを可能な限り満足する特性化震源モデルを構築することが目的の一つであるが、設計地震動の評価等の事前予測を考えた場合には、このような用いる位相特性の選定をあらかじめ実施することは出来ない。そこで、用いる位相特性の変化が構造物の非線形挙動に与える影響についても考察を行う。

検討の方法としてはまず、NIGH01 において 10 月 23 日から 31 日の間に観測された 85 記録を準備する。この合計 85 個の位相特性を用いて本検討で得られた特性化震源モデルを使用した地震動予測を実施する。ここで用いるサイト増幅特性としては、NIGH01 のサイト特性をそのまま用いる。つまり観測点ごとに、適切と考えられる位相特性を用いた地震動が 1 波と、適切ではないと考えられる位相特性を用いた地震動が 84 波得られることになる。この 85 波と本震の観測記録に対して構造物の非線形応答解析を実施することにより、用いる位相特性の違いによる観測記録との構造物応答の差を確認する。

構造物の非線形応答解析の結果の表示方法としては、所要降伏震度スペクトルを用いる。これは非線形応答スペクトル⁶¹⁾の一種であり、構造物の応答塑性率ごとに固有周期と降伏震度との関係を図化したものである⁶²⁾。ある地震動に対して予め所要降伏震度スペクトルを算定しておけば、構造物の周期（弾性周期ではなく降伏周期、等価固有周期 T_{eq} ）と降伏震度 k_{ny} が分かれば、この地震動に対しての構造物の応答塑性率 μ （=最大応答変位 δ_{max} /降伏変位 δ_y ）を容易に算定可能なため、設計の場面等で用いられることが多く、特に鉄道構造物の耐震設計¹⁵⁾などでは地震応答値を求める際の基本的な手法の一つに位置づけられている。所要降伏震度スペクトルの作成条件は、鉄道構造物の RC 構造物の設計時に用いているものと同様とした。骨格はバイリニアモデル、履歴はクラフ

モデル⁶³⁾とする。第一勾配に対する第二勾配の比は 0.05，除荷時の剛性低下指数は 0.2 とし，減衰は構造物の固有周期と連動させて， $h = 0.04/T$ （ただし， $0.10 \leq h \leq 0.20$ ）で考慮した。スペクトルを算定する応答塑性率 μ は，1, 2, 4, 8 とした。

所要降伏震度スペクトルの算定結果を図 4.3-13 に示す。これより各種位相を用いた結果は大きくばらつくことが分かる。これはたとえ振幅の震源特性，伝播経路特性，サイト増幅特性として等しい情報を用いた場合においても，位相特性が異なると，構造物の非線形応答値に大きな差が現れることを表している。また，塑性率毎の所要降伏震度の変動係数を算定した結果を図 4.3-14 に示す。これより，塑性率が大きくなるほど変動係数が大きくなっていることが分かる。この結果から，構造物の非線形挙動を対象とした場合には，位相特性の選定がより重要となることが確認できる。

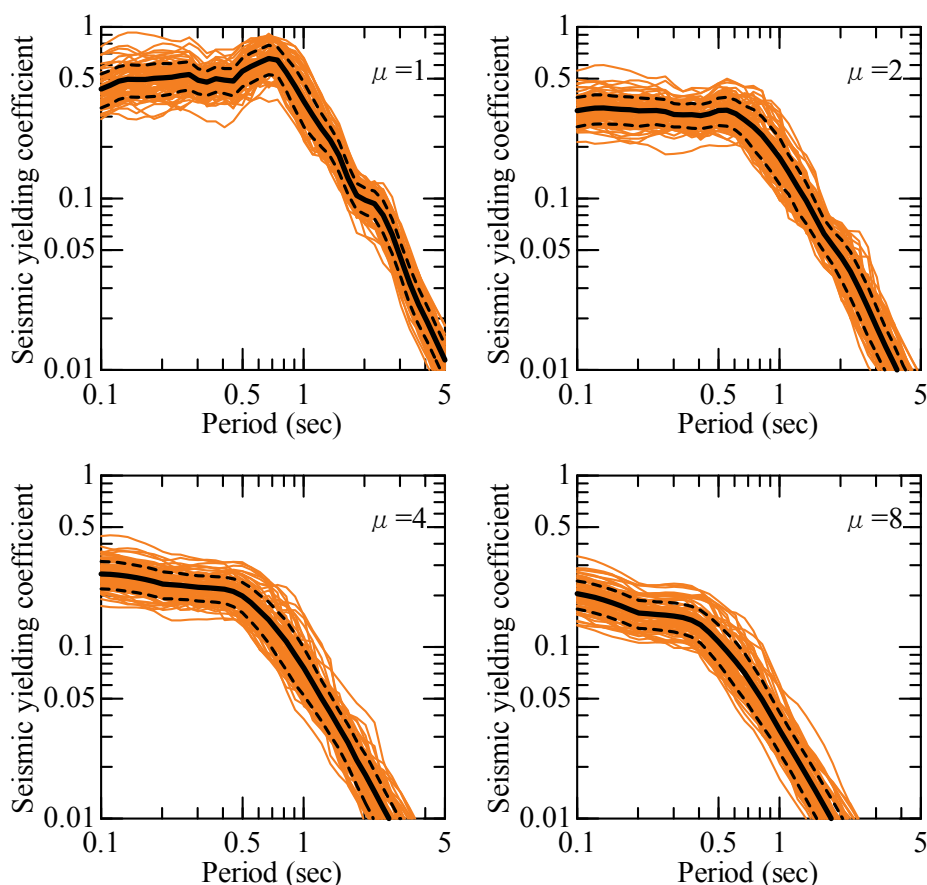


図 4.3-13 所要降伏震度スペクトルの算定結果

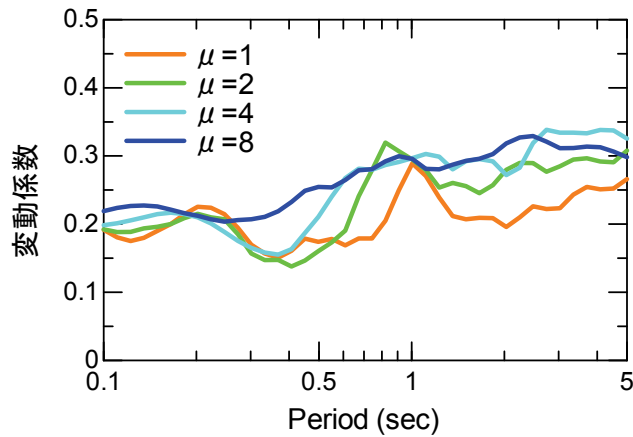


図 4.3-14 所要降伏震度スペクトルの算定結果

続いて観測記録と地震動算定結果との差を定量的に評価するために、次式で推定誤差を評価した。

$$Error_i(\mu, T) = \left| \log_{10}(Kh_i^{cal}(\mu, T)) - \log_{10}(Kh^{obs}(\mu, T)) \right| \quad (4.3-1)$$

ここで、 i : 用いる余震記録の番号 ($i=1\sim 85$) , μ : 応答塑性率, T : 周期(sec), $Error_i(\mu, T)$: i 番目の余震記録の位相特性を用いた場合の波形合成結果と観測記録の誤差, $Kh(\mu, T)$: 対象とする地震記録に対して周期 T (sec) の構造物が応答塑性率 μ となるために構造物に要求される降伏震度, である。最終的に得られた結果を図 4.3-15 に示す。なお、波形インバージョンでは余震 2 を、本検討では余震 5 を選択している。この図より、余震 2 を用いた結果は他の余震記録を用いた結果の概ね中間的な誤差を有しており、余震 5 を用いた結果は誤差が非常に小さくなっている。つまり、今回再選択した余震記録を用いた地震動予測を実施することにより、構造物の非線形応答予測精度が向上していることが分かる。

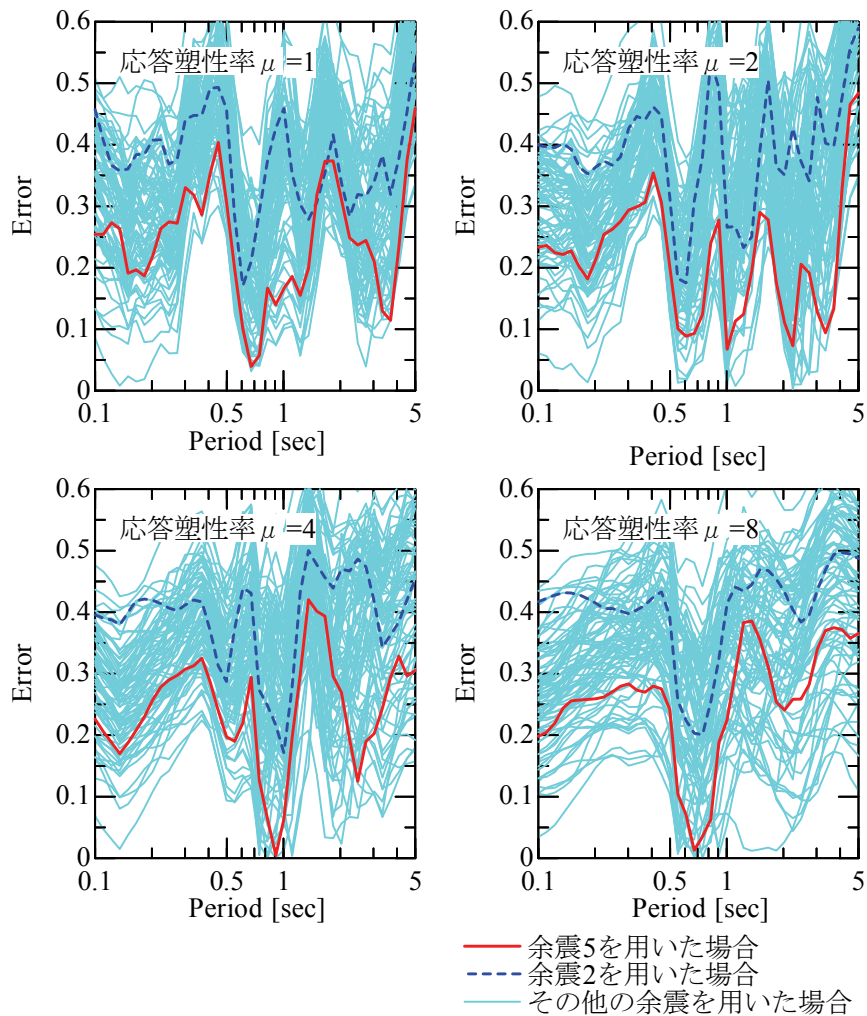


図 4.3-15 位相スペクトル選択の妥当性評価の結果
(NIGH01 EW 成分)

今回は事前に多数の余震記録が得られているために、特性化震源モデルを構築する際に適切な位相特性を選定することが可能であった。この結果、最終的に再現性の高い震源モデル、波形合成結果を得ている。しかしながら設計地震動を評価する際の波形の事前予測を対象とした場合は、このような作業は実質的に不可能であり、何らかの指標によって位相特性を選定もしくは算定することになる。この時の位相特性は、構造物の非線形挙動の観点にも十分配慮しておく必要がある。そこで次項以降では、設計地震動を評価するという観点から、適切な位相特性を設定する方法について検討を行う。

4.4 位相の伝播経路特性の評価

4.4.1 検討方法

本節では位相の伝播経路特性に着目した検討を行う。経験的グリーン関数法等によって地震動を評価する場合にも、位相の伝播経路特性については、その影響が無視されることも多いと考えられる。たとえば地震動を評価したい震源域が直下に存在する場合にも、このような観測記録が得られていることは稀であるため、遠方で観測された地震記録をグリーン関数としてそのまま用いる場合がある。しかしながらこうすることで、伝播経路特性の影響が実際とは異なるため、波動伝播に伴う分散の影響を過大に見積もってしまい、結果として構造物応答が過小評価される可能性がある。本節ではこの影響を定量的に評価するとともに、構造物の非線形挙動の観点から適切な位相伝播経路特性の評価方法を提示する。

検討の手順としては、まず伝播経路特性の群遅延時間をモデル化する。続いて、モデル化した伝播経路特性を用いた地震動シミュレーションを実施し、得られた地震動波形群を用いて構造物の非線形応答解析を実施することで、震源距離の変化に伴う構造物の非線形応答の変化の関係を整理する。一方で、観測記録の位相特性をそのまま用いた波形に対しても同様の検討を実施する。最後に両者の結果を比較することで、モデル化した伝播経路特性の妥当性を、構造物の非線形挙動の観点から検証する。

4.4.2 位相の伝播経路特性のモデル化

次式(式(4.2-14)を再掲)により表現される群遅延時間の伝播経路特性 $t_{gr}^p(\omega)$ の回帰係数 $\beta_1(\omega)$ 、 $\beta_2(\omega)$ を観測記録に基づき評価する。

$$\begin{aligned}\mu_{igr}^p(\omega) &= \beta_1(\omega) \cdot R \\ (\sigma_{igr}^p(\omega))^2 &= \beta_2^2(\omega) \cdot R^2\end{aligned}\tag{4.2-14}再掲$$

検討に用いる観測記録は、震源特性とサイト特性の影響が出来る限り小さいことが望ましい。そこで、以下の全ての条件に適合した計 44 記録を用いること

とした.

- (a) 地震規模 $3.5 < M_j < 5.5$
- (b) 観測位置の地盤 $V_s \geq 2500\text{m/s}$
- (c) 震源距離 $R \leq 150\text{km}$
- (d) 記録の最大加速度 $PGA \geq 1\text{gal}$

図 4. 4-1 に選定を行った観測記録の震源距離と地震規模, 地点の V_s の関係を示しているが, 比較的良好な地盤において得られた規模の小さな記録を震源近傍から遠方まで収集できていることが分かる.

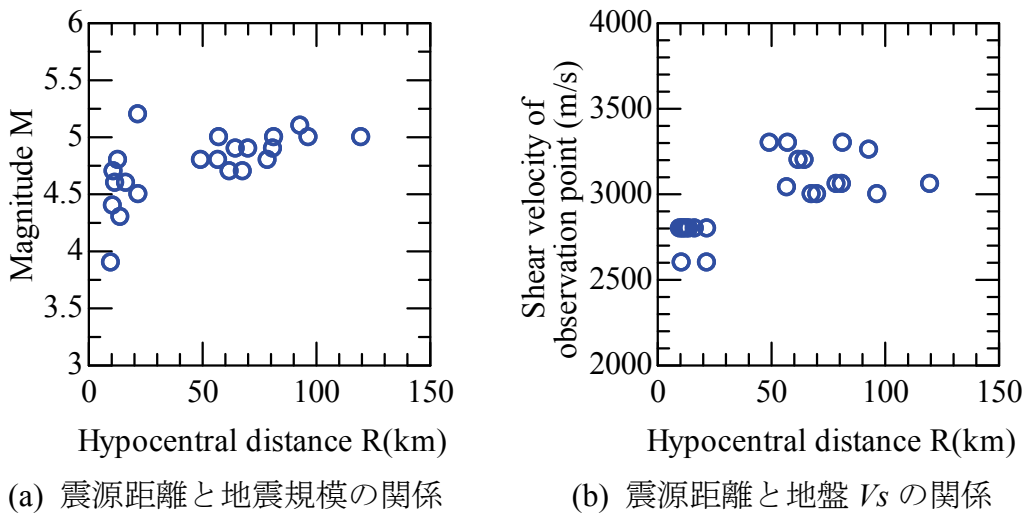


図 4. 4-1 使用した観測記録の震源距離と地震規模, 観測地点の地盤 V_s の関係

続いて, 初動到達の影響を除去するために, 各記録の S 波到達時刻を読み取り, これを時刻 0 秒とするとともに, P 波初動部にテーパ処理を施した. また, 各波形のフーリエ振幅スペクトルから SN 比が確保されている振動数を目視で読み取り, 有効な振動数のみを回帰に用いる対象とした.

以上の条件で各記録の整理を行った後に得られる群遅延時間の平均, 標準偏差から, 式(4.2-14)の係数 $\beta_1(\omega)$, $\beta_2(\omega)$ を最小二乗法によって評価した. 最終的な回帰係数 $\beta_1(\omega)$, $\beta_2(\omega)$ を図 4. 4-2 に示す. これらの値は既往の検討³²⁾とも調和的な値であり, さらに分散性減衰の影響で長周期ほど大きな値となっている等, 過去の知見と矛盾しない結果となっている.

さらに, 地域的な伝播経路特性についての検討も行ったが, 選定条件に該当

する記録が少なく、地域による明確な差は不明であった。そこで今回は、**図 4. 4-2** の回帰係数を全国の平均的な値として用いることとする。

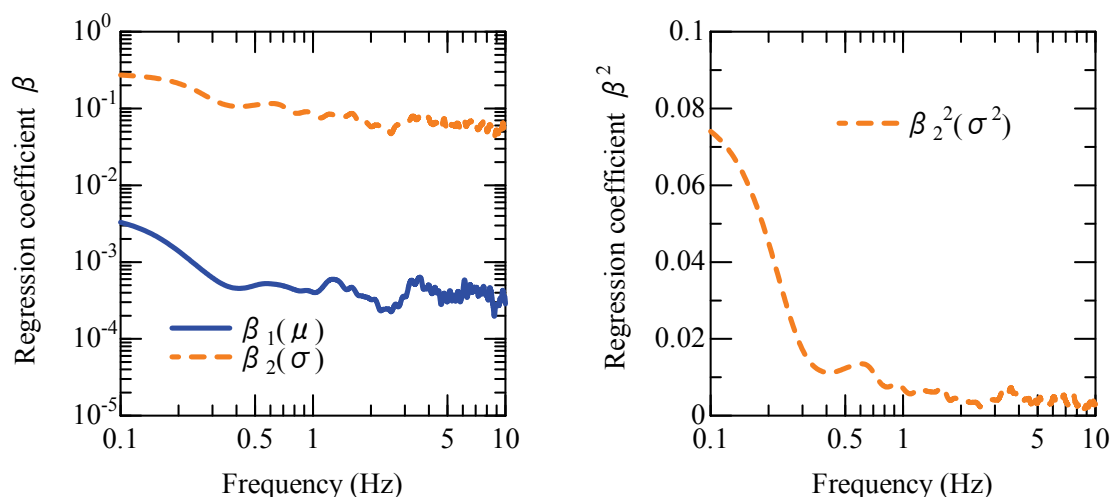


図 4. 4-2 評価された回帰係数 $\beta_1(\omega)$, $\beta_2(\omega)$

4.4.3 モデル化した伝播経路特性による構造物の非線形応答の評価

(1) 地震動波形の計算手順

式(4.2-14), **図 4. 4-2** によりモデル化した $t_{gr}^p(\omega)$ を用いて、統計的グリーン関数法による地震動シミュレーションを実施する。対象とする地震規模は $M_w 7.0$ とし、巨視的、微視的震源パラメータは既往の成果⁴⁸⁾に基づき設定した。観測点は断層を取り囲むように断層最短距離 120km までの範囲で多数配置した (**図 4. 4-3**)。アスペリティ位置、破壊開始点位置等の断層の破壊過程を 10 ケース設定するとともに、それぞれの条件毎に位相の伝播経路特性を評価する際の初期乱数を 10 パターン考慮した。

得られた波形の例を**図 4. 4-4** に示すが、震源から離れるにしたがって、地震動の継続時間が長くなっていることが分かる。これは位相の伝播経路特性を考慮しているためである。また、最終的に得られた地震動波形が距離減衰式⁶⁴⁾と調和的な傾向となっていることも確認済である (**図 4. 4-5**)。

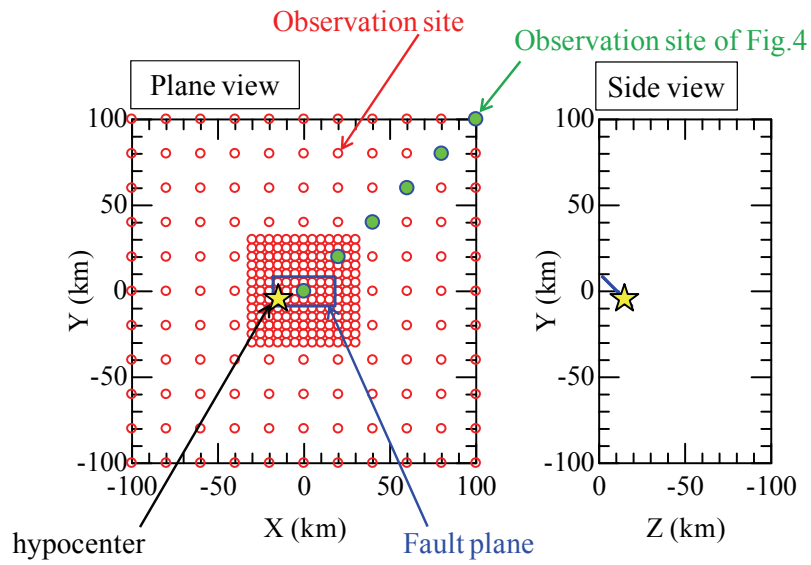


図 4. 4-3 設定した震源断層と地震動評価地点の位置関係

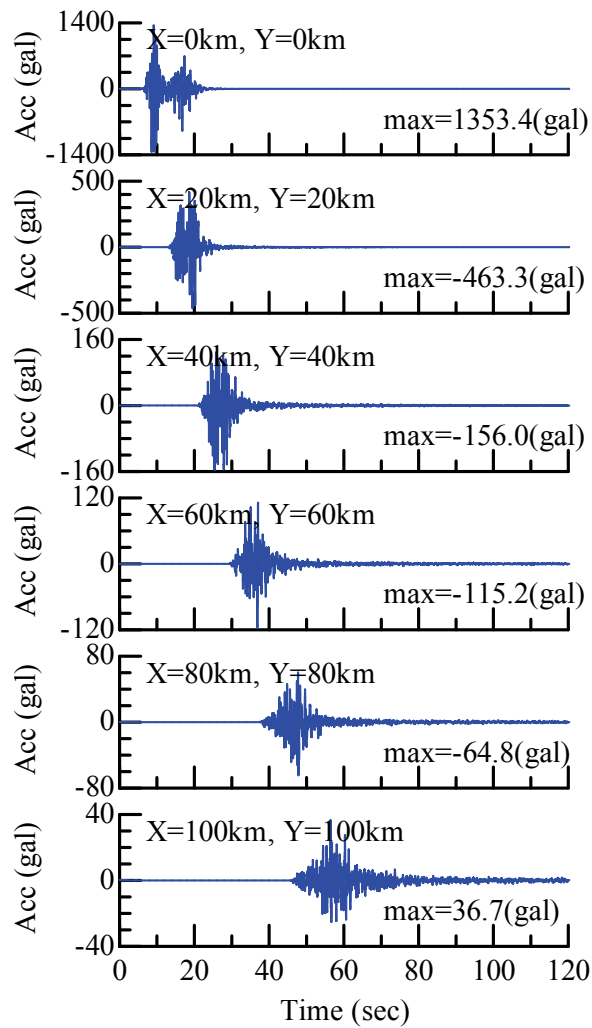
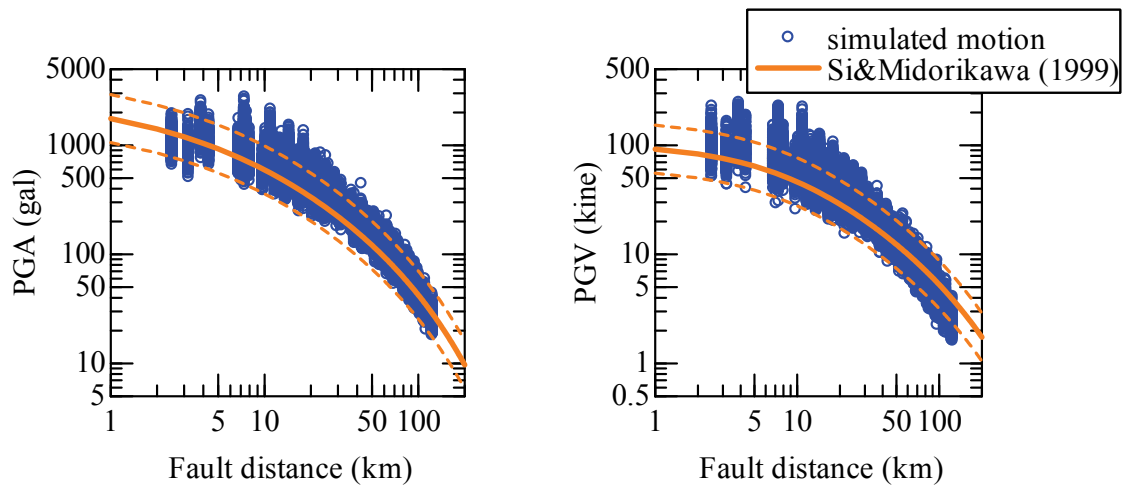


図 4. 4-4 計算された地震動記録の例



(a) 最大加速度 PGA

(b) 最大速度 PGV

図 4.4-5 評価された地震動最大値と距離減衰式の比較

ただし、本検討は式(4.2-14)、図 4.4-2 で表現した位相伝播経路特性のモデル化結果が構造物の非線形応答に与える影響を評価することが目的であるため、振幅については共通した値を用いることとする。具体的には、得られた全波形をフーリエ変換し、振幅スペクトルを図 4.4-6 と入れ替えた後にフーリエ逆変換することで、振幅スペクトルが同一で、位相スペクトルのみ異なる波形群を評価した。以降では、この波形群を用いて検討を実施する。

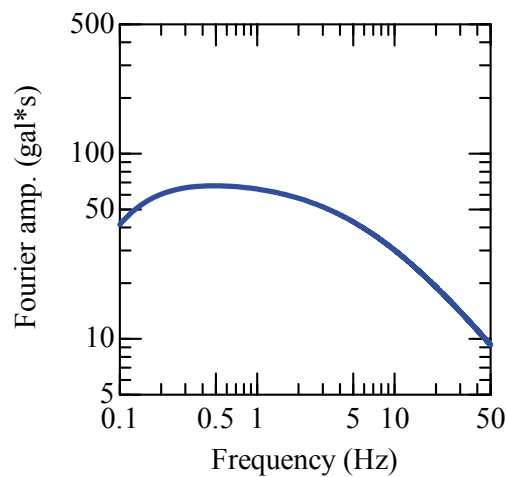


図 4.4-6 各波形に共通に設定した振幅スペクトル

(2) 構造物の非線形応答の評価

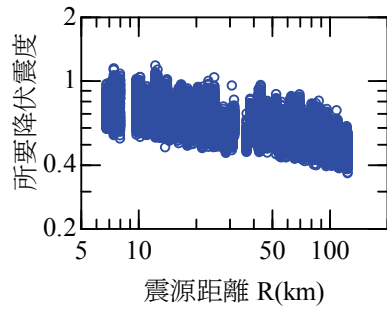
上記(1)で得られた同一の振幅を有する地震動波形群を用いて、震源距離の変化に伴う構造物の非線形応答量の変化を評価する。非線形応答は、所要降伏震度スペクトルで表現することとした。スペクトルの計算条件は、4.3.2 項における条件と同一である。また、各記録に対して所要降伏震度スペクトルを計算した周期 T_{eq} (0.05~5 秒) を対数軸で 4 分割し、各区分の平均震度を震源距離に対してそれぞれ表示する。得られた結果を図 4.4-7 (応答塑性率 $\mu=1$, 弾性応答時), 図 4.4-8 ($\mu=4$, 非線形応答時) に示す。

これらの結果より、振幅スペクトルが等しいにもかかわらず、震源距離が大きくなるにしたがって、所要降伏震度が小さくなっていることが分かる。これは伝播距離が大きくなることによるエネルギーの分散の影響である。ただし、応答塑性率の変化による勾配の変化についてはこの結果のみからは不明である。そこで、応答スペクトルの距離減衰式を次式のように定義⁶⁵⁾し、塑性率毎に距離係数 $b(T)$ を評価した。

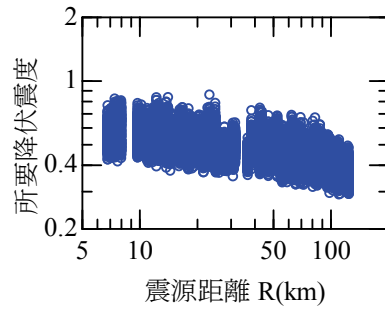
$$\log_{10} R_A(T) = a(T) \cdot M_w + b(T) \cdot \log_{10} R + c_j(T) \quad (4.4-1)$$

ここで、 $R_A(T)$: 周期 T 秒の構造物の応答加速度 (= 降伏震度 $\times 980$)、 M_w : モーメントマグニチュード、 R : 震源距離、 a, b, c : 回帰係数である

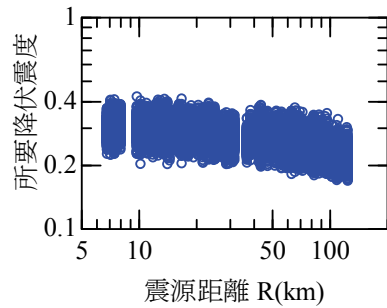
距離係数 $b(T)$ の評価結果を図 4.4-9 に示す。これらの結果から、評価を行った全塑性率、全周期において距離係数 $b(T)$ はマイナスの値を示しており、震源からの距離が大きくなると、位相伝播経路特性の影響で、構造物の非線形応答量が小さくなることが分かる。これは、経験的グリーン関数法などを実施する際に、評価対象とする震源域よりも遠方で発生した地震の記録を用いた場合には、構造物の非線形応答にとって影響の小さな波形となる可能性を示している。また、距離係数 $b(T)$ を塑性率毎、周期毎に比較すると、構造物の応答塑性率が大きいほど、周期が長いほど、震源距離の変化に伴う構造物の非線形応答量の変化が大きいことが分かる。このような構造物を対象とした地震動評価を実施する場合には、位相の伝播経路特性の取り扱いに細心の注意を払う必要があると言える。



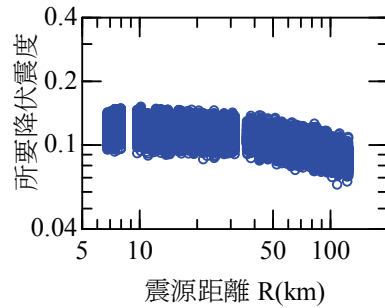
(a) $T_{eq}=0.05\sim0.158$ 秒



(b) $T_{eq}=0.158\sim0.5$ 秒

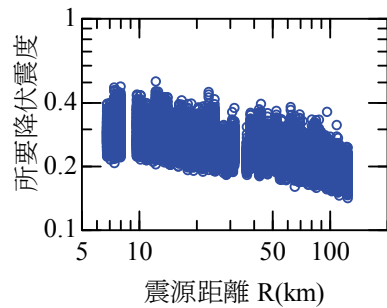


(c) $T_{eq}=0.5\sim1.58$ 秒

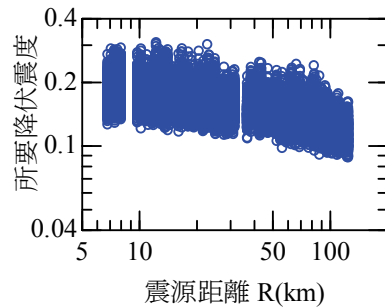


(d) $T_{eq}=1.58\sim5.0$ 秒

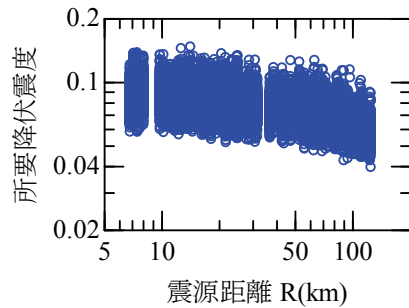
図 4.4-7 構造物応答の距離減衰特性
(応答塑性率 $\mu=1$ (弾性応答) の場合)



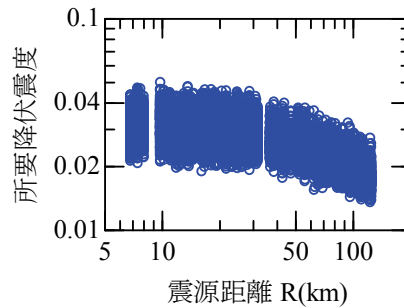
(a) $T_{eq}=0.05\sim0.158$ 秒



(b) $T_{eq}=0.158\sim0.5$ 秒



(c) $T_{eq}=0.5\sim1.58$ 秒



(d) $T_{eq}=1.58\sim5.0$ 秒

図 4.4-8 構造物応答の距離減衰特性
(応答塑性率 $\mu=4$ の場合)

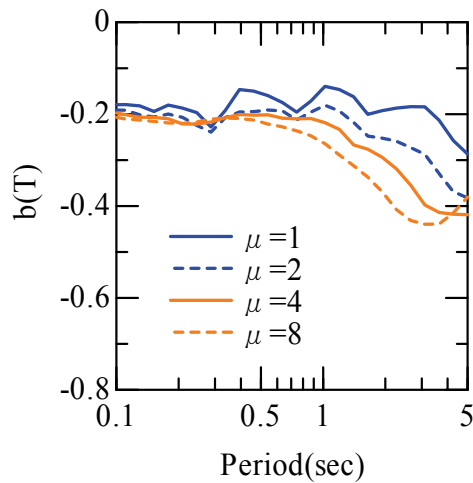


図 4.4-9 伝播経路特性の係数 $b(T)$ の評価結果
(モデル化した $t_{gr}^p(\omega)$ を用いた場合)

4.4.4 建造物の非線形応答の観点からの考察

続いて、観測記録の位相特性をそのまま用いて建造物応答の距離減衰特性を評価するとともに、4.4.3 項で得られた地震動評価結果との比較を行うことで、モデル化した伝播経路特性の検証を行う。検討に用いた観測記録は以下の条件で収集し、最終的に 17,430 波を抽出した。

- 地震規模 $M_j \geq 6.8$ の地震 (本震)。また、これら地震の直後に発生した、比較的規模の大きな余震も用いることとし、1つの本震に対して複数の余震を選択した。
- 震源距離 $R \leq 300\text{km}$
- 最大加速度 $PGA \geq 1\text{gal}$

検討に用いた観測記録の地震規模と震源距離の関係を図 4.4-10 に示す。これより、広い地震規模、震源距離にわたる観測記録を収集していることが分かる。続いて、地震条件の変化に伴う位相特性の変化のみに着目するため、これらの全観測記録に対して、振幅スペクトルを図 4.4-6 に入れ替えた時刻歴波形を作成し、所要降伏震度スペクトルを算定した。なお、スペクトル作成の条件等は全て 4.4.3 項と同様である。

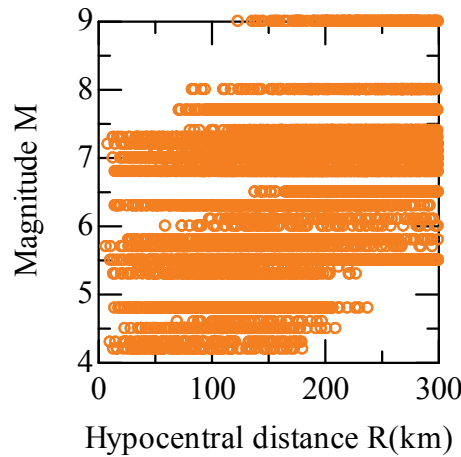


図 4.4-10 収集した観測記録の地震規模－震源距離の関係

得られた所要降伏震度スペクトルに対して式(4.4-1)を用いて回帰係数 $a(T)$, $b(T)$, $c(T)$ の算定を行った。まず、地震規模に関する回帰係数 $a(T)$ の評価結果を図 4.4-11 に示す。これより、 $a(T)$ は、ほぼ全周期帯域でマイナスの値をとっていることが分かる。地震規模が大きくなると、破壊継続時間が大きくなる。そのため、地震動の継続時間が長くなる。これにより、単位時間当たりのエネルギーが小さくなり、結果として構造物の応答が小さくなったものと考えられる。

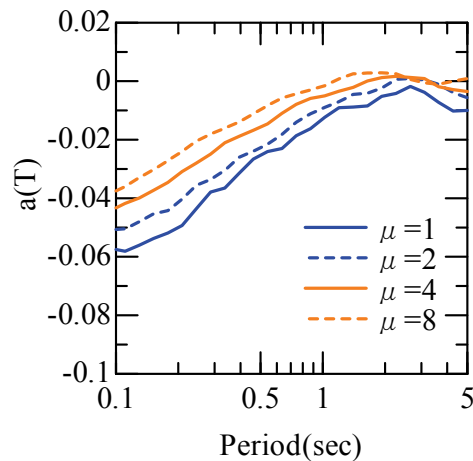


図 4.4-11 震源特性の回帰係数 $a(T)$ の評価結果

続いて、距離係数 $b(T)$ の評価結果を図 4.4-12 に示す。この図には、図 4.4-2 の $t_{gr}^p(\omega)$ に基づいて評価された距離係数 $b(T)$ も記載している。両者の結果を比較すると、周期 1 秒よりも短周期では、観測記録から直接評価した $b(T)$ と今回の結果はほぼ同一の値を示している。一方で、周期 1 秒よりも長い領域では、塑性率が大きくなるにつれて両者の差が大きくなっている。長周期成分において

両者の回帰係数 $b(T)$ が異なる結果となった原因としては、観測記録から $b(T)$ を算定する際に、記録ごとの SN 比の確認を行っていないため、長周期側での信頼性が低くなっていることや、長周期成分においては波動伝播の影響がより複雑になるため、式(4.2-14)による表現に限界があること、等が考えられる。

また振幅の影響も含んだ応答スペクトルの距離係数 $b(T)$ は -3.0 ~ -1.0 程度となっており⁶⁵⁾、地震動の距離減衰に与える位相の寄与度は 1 ~ 2 割程度と無視できない大きさであることも分かる。つまり、位相の伝播経路特性の影響を無視し、例えば震源遠方で得られた観測記録の位相をそのまま用いて地震動評価などを行った場合には、震源近傍で $t_{gr}^p(\omega)$ の効果を過大に考慮してしまい、結果として構造物の応答を過小評価する可能性があるといえる。

以上の結果から、少なくとも周期 1 秒よりも短い構造物の非線形応答を表現するために、式(4.2-14)、**図 4.4-2** の伝播経路特性 $t_{gr}^p(\omega)$ を用いることは適切であるといえる。一般的な道路、鉄道高架橋の周期は概ね 1 秒程度よりも短周期側であるため、このような構造を対象とした場合には、今回のモデルを適用することで、非線形応答評価にも耐えうる設計地震動の評価が可能となる。

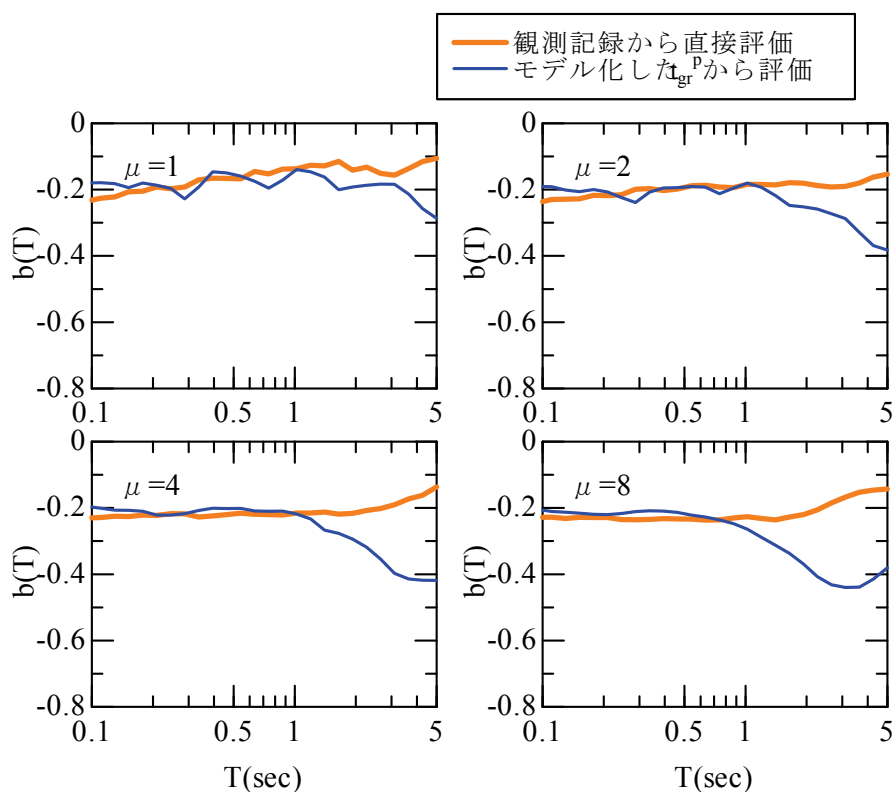



図 4.4-12 伝播経路特性の係数 $b(T)$ の比較

4.5 位相の震源特性，サイト特性の評価

4.5.1 検討方法

本節では，地震動位相の震源特性，サイト特性に着目し，各特性の変化と構造物の非線形挙動の変化の関係について整理を行う．この結果を踏まえ，構造物の設計地震動を評価する場合の各特性の工学的な設定方法について考察を行うとともに，現状の強震動予測手法の問題点についても整理する．

具体的な検討方法としては，対象とする地震規模，震源距離，地盤条件の中で起こりうる地震動位相をシミュレートする．この地震動位相を有し，かつ同一の弾性加速度応答スペクトルを有する時刻歴波形を作成する．得られた時刻歴波形を用いた構造物の非線形応答解析を実施することで，構造物応答の変化の議論を行う．このようなスペクトル適合波に基づく構造物の非線形応答の評価は，過去に実施されている例がある^{例えば³³⁾66)}．本検討も基本的にはこれらと同様の方法で評価を行うが，より幅広いパラメータを用いた検討を実施し，各特性と構造物の非線形応答特性の関係を詳細に考察する．さらにこれらの結果を踏まえて設計地震動を評価する際の各特性の取り扱い方法についても整理を行うことを目的としている．

ここで，今回対象とする地震としては，鉄道構造物の標準地震動で想定している地震規模，震源距離の組み合わせ¹⁵⁾を設定した．具体的には，内陸活断層の地震として， $M_w7.0$ の地震が直下で発生する場合の地震動（これを以降ではスペクトルⅡと呼ぶ）と，海溝型の地震として， $M_w8.0$ の地震が距離60kmの地点で発生する場合の地震動（同，スペクトルⅠ）の2タイプの地震を対象とする．また対象地盤は，工学的基盤面（耐震設計上の基盤面， $V_s=400\text{m/s}$ 程度）とする．これらの想定地震に対する弾性加速度応答スペクトルとして， 4.5-1 に示すスペクトルが提案されている⁶⁷⁾．

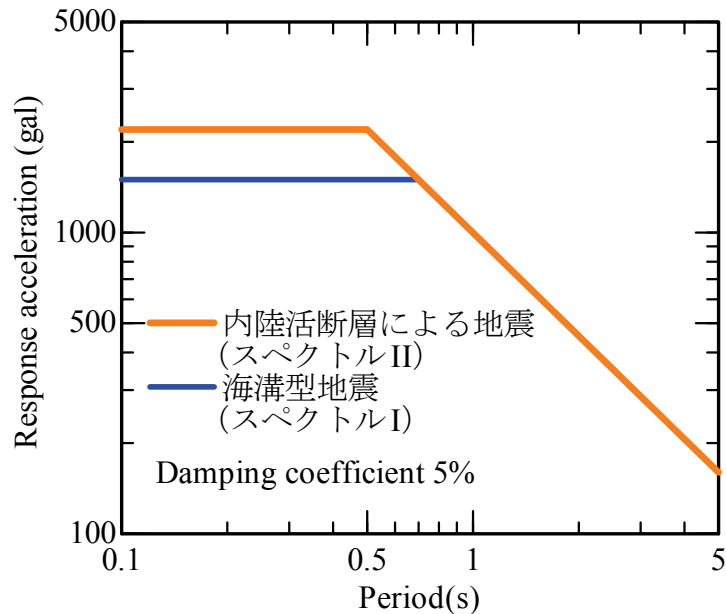


図 4.5-1 基準として設定した弾性加速度応答スペクトル⁶⁷⁾

4.5.2 時刻歴波形の作成

(1) 震源特性の設定

位相の震源特性は、次式（式(4.2-13)を再掲）のように断層の破壊過程に従ったインパルス列の重ね合わせで表現することとしている。

$$t_{gr}^S(\omega) = \frac{-\sum_{i=1}^N a_i^2 t_i - \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N a_i a_j (t_j + t_i) \cos\{\omega(t_j - t_i)\}}{\sum_{i=1}^N a_i^2 + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N a_i a_j \cos\{\omega(t_j - t_i)\}} \quad (4.2-13) \text{再掲}$$

つまり、たとえ同一地震規模、同一震源距離の地震を想定した場合においても、断層の破壊過程と対象地点の位置関係によって位相の震源特性が大きく変化することが想定される。そこで今回は、図 4.5-2（スペクトル II）、図 4.5-3（スペクトル I）に示すように、複数の断層の破壊過程と観測点を設定した。

スペクトル II では観測点を断層の周りに 8 地点配置（Site A~H）し、6 パターンのアスペリティ、破壊開始点の位置（Case 1~6）を設定し、計 8×6=48 パターンについて震源特性の評価を行った。断層は傾斜角 90 度とし、断層上面を地表

面から深さ 3km の位置に設定した。その他巨視的震源特性および微視的震源特性については、過去の内陸活断層による地震をもとに提案されている手法⁴⁸⁾に基づき設定している。アスペリティは 2 つ設定し、破壊開始点付近に大きなアスペリティ 1 と、それより上部にサイズの小さなアスペリティ 2 を配置した。破壊は破壊開始点より同心円状に 2.8km/s で広がり、アスペリティ内の破壊は全体の破壊開始点に最も近いコーナーから同心円状に進行するものとした。また今回の位相モデル化は、断層タイプ、震源からの放射特性等は無視しているため、断層設定の際にこれらの条件は考慮していない。

スペクトル I では図 4.5-3 のように 90km×100km の震源域が傾斜角 18° で陸地に向かって沈み込むような状況を想定し、アスペリティのサイズ、配置として 2 ケースを設定した。これは過去に発生した M8 級の地震である 2003 年十勝沖地震における特性化震源モデル⁶⁸⁾を基本として設定したものである。観測点は陸地側に 21 地点 (Site A~U) 配置し、計 2×21=42 パターンの震源特性を評価した。断層の破壊伝播等については、スペクトル II の場合と同様の条件で設定している。

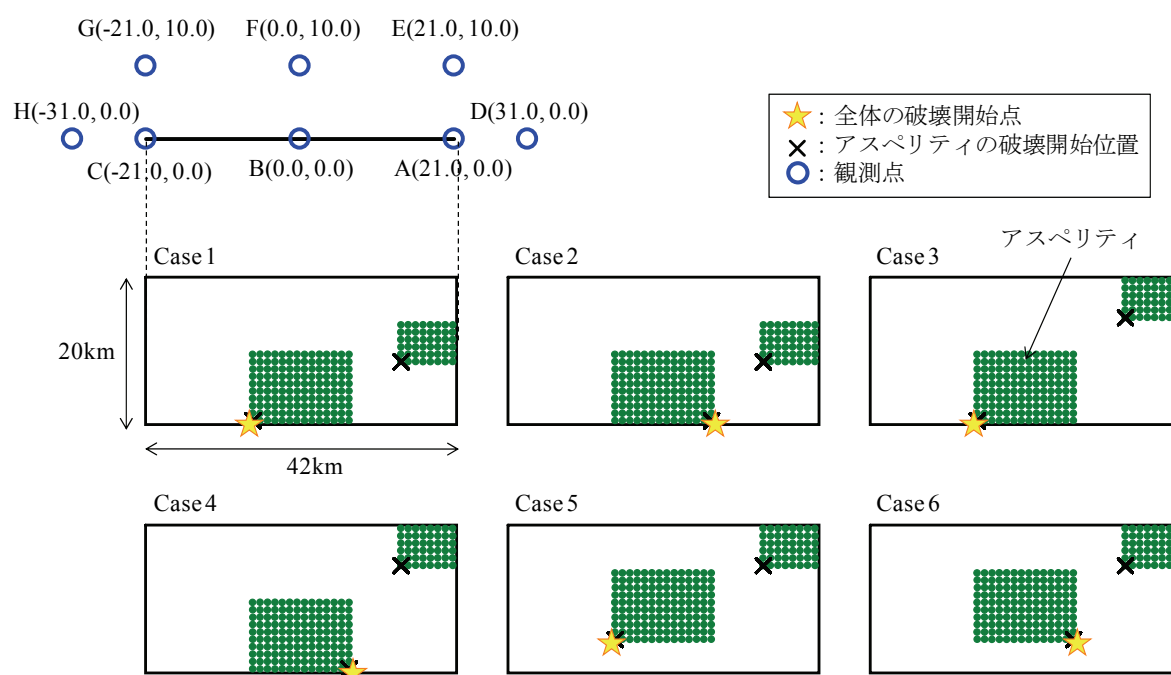


図 4.5-2 観測点，断層の破壊開始点，アスペリティ位置の配置
(スペクトル II)

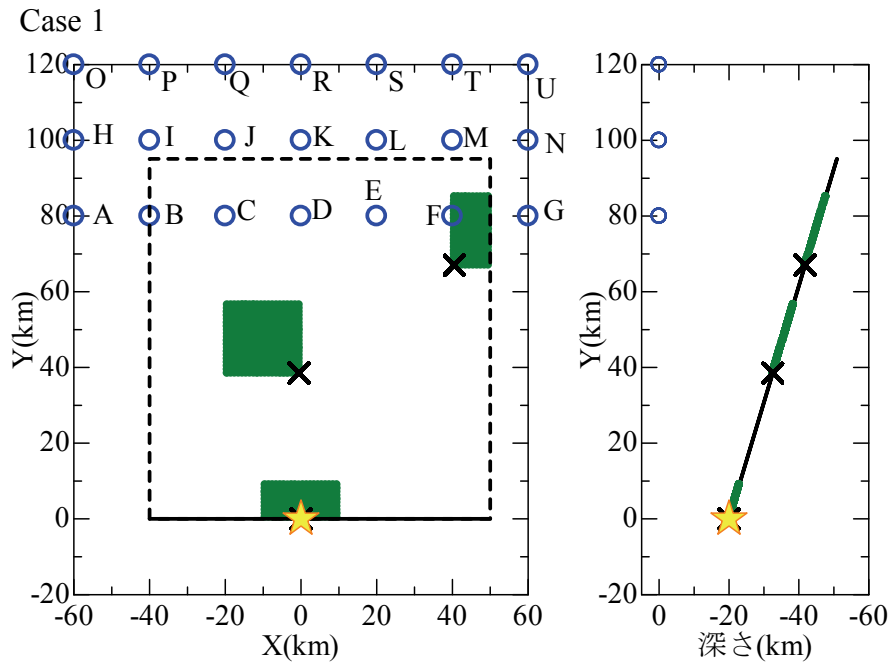


図 4.5-3.1 観測点，断層の破壊開始点，アスペリティ位置の配置
(スペクトル I) (ケース 1)

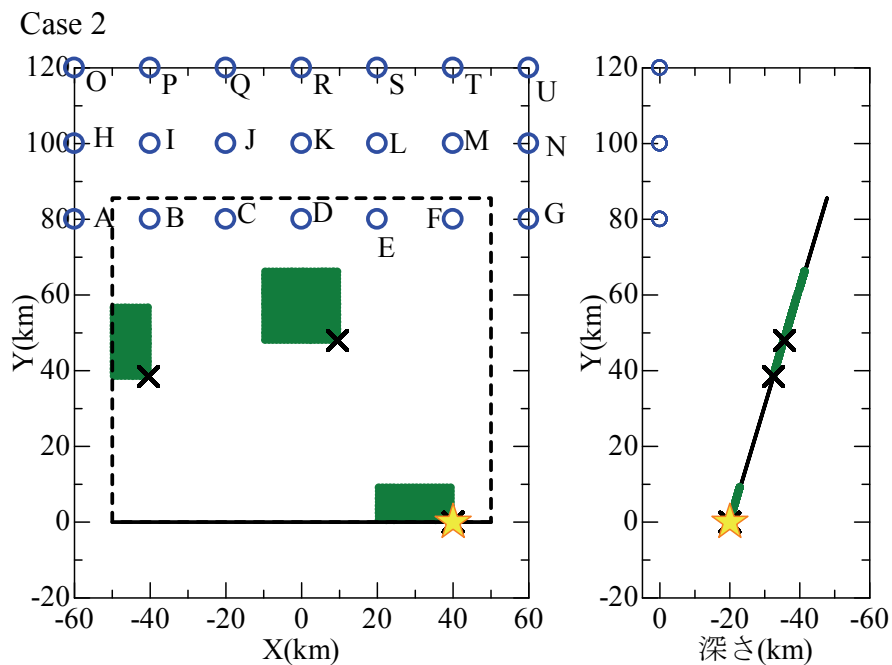


図 4.5-3.2 観測点，断層の破壊開始点，アスペリティ位置の配置
(スペクトル I) (ケース 2)

以上の条件設定により得られる震源特性は、想定される地震の全条件を網羅しているものではないが、震源域の設定に対してある程度広がりを持った観測点の設定をしていることから、断層傾斜と観測点の位置関係や断層の破壊伝播効果のある程度の範囲で検討したものと考えている。

震源特性の評価例として、スペクトル II における Case4, Case5 において算定されたインパルス列の算定結果をまとめて図 4.5-4 に示す。この結果から、本手法によって破壊の指向性を適切に表現できていることが分かる。例えば Site C では Case4 のアスペリティ 1 は破壊が向かってくる方向, Case 5 では破壊が遠ざかる方向に位置している。その影響を受けて、Case 4 では継続時間が短く、Case 5 では継続時間が長くなっている。また、Case 5 の Site A や Site D はアスペリティ 1, 2 ともに破壊が向かってくる方向に位置しているため、インパルス列としても一つにまとまった形状をしていることが分かる。こういった影響を受けて、最終的に得られる時刻歴波形の継続時間や波形の形状等が変化することが期待される。

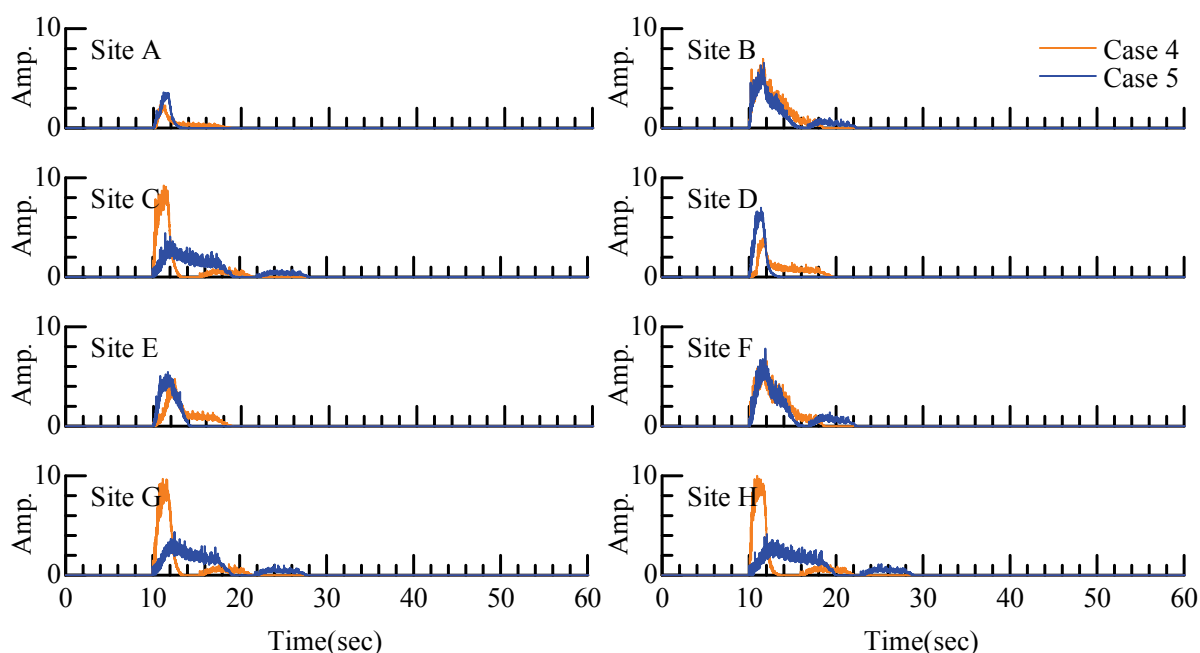


図 4.5-4 位相の震源特性の評価例 (スペクトル II)

さらにスペクトル I におけるインパルス列の評価例を図 4.5-5 に示すが、断層サイズの違いによって、スペクトル II における結果と比較してインパルス継続時間が長くなっていることが分かる。これより、地震規模が大きくなることによる地震動継続時間の増大を適切に表現出来ていることが期待される。

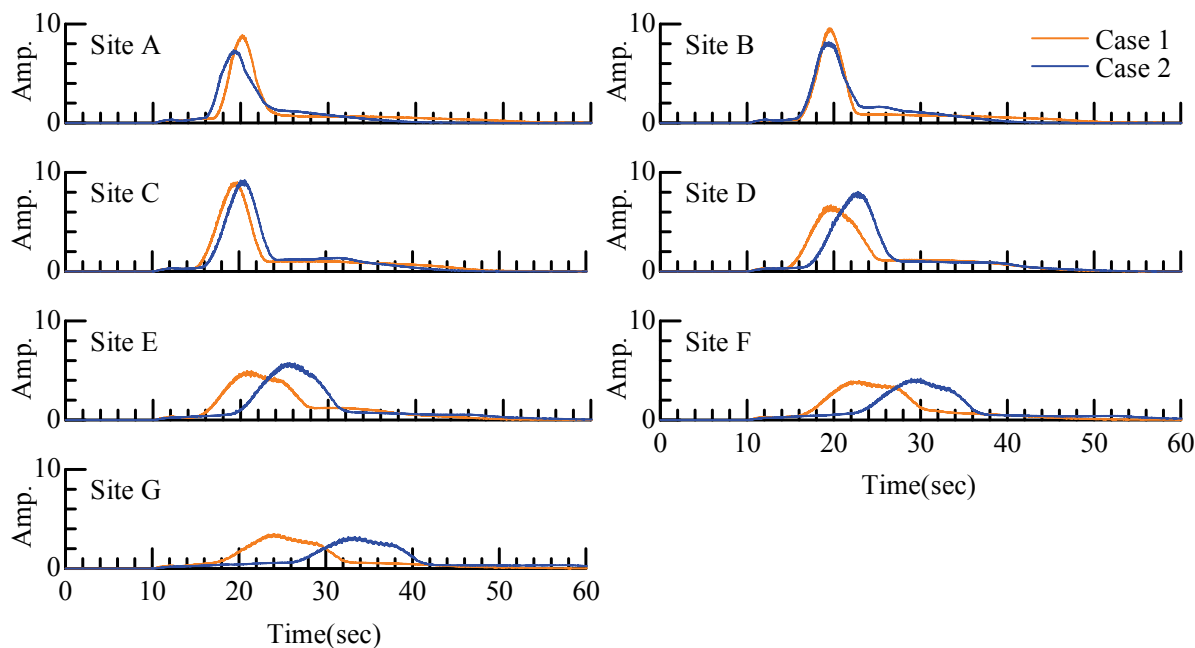


図 4.5-5 位相の震源特性の評価例 (スペクトル I)

(2) サイト特性の設定と地震動合成の条件

サイト特性については、以下のように設定した。既往の検討において、サイト特性の群遅延時間は、対象地盤のせん断弾性波速度と関連付けてモデル化されている³⁶⁾。しかしながら、この結果は大きなバラツキを持っていることが分かっている。そのため観測記録に基づき評価されたサイト特性の平均的な値を使用することが、設計地震動評価の観点から必ずしも適切ではない可能性も考えられる。

そこで今回は、既往の提案式³⁶⁾によって評価される $\mu_{igr}^L(\omega)$ と $\sigma_{igr}^{L^2}(\omega)$ を基本としつつ、両者を同時に一定数倍した 10 パターンに対して地震動評価、構造物応答評価を実施することで、位相サイト特性の変動が構造物応答に与える影響を把握することとした。また、設定した $\mu_{igr}^L(\omega)$ と $\sigma_{igr}^{L^2}(\omega)$ となる正規分布に従った群遅延時間を発生させる際には、各条件ごとに 10 通りの初期乱数を設定した。

続いて、伝播経路特性は 3.2 節でモデル化した結果を用いる。具体的には、式 (4.2-14) で表わされるように、平均値 $\mu_{igr}^p(\omega)$ 、標準偏差 $\sigma_{igr}^p(\omega)$ とともに震源距離 R に比例すると仮定した上で、振動数毎の回帰係数 $\beta_1(\omega)$ 、 $\beta_2(\omega)$ を図 4.4-2 で与えた。この震源距離 R については、図 4.5-1 に示す L2 地震動の弾性加速度応答スペクトル設定時に想定している震源距離 (スペクトル II : 3km, スペクトル I :

60km)⁶⁷⁾を用いて評価した。ここでスペクトル II は、Mw=7.0 の地震が直下で発生した場合を想定しているが、今回の計算における震源距離は 3km に設定している。これは地表面数 km には地震を発生させにくい領域があるとされており(例えば⁶⁹⁾、地表に断層面が現れている場合でも、この範囲では応力降下がほとんど発生していないことが指摘されていることを考慮したものである。

最終的に発生させた群遅延時間のセットは、スペクトル II では 4800 セット(震源特性 6 ケース×観測点 8 ケース×サイト特性の変化 10 ケース×サイト特性の初期乱数 10 ケース)、スペクトル I では 4200 セット(震源特性 2 ケース×観測点 21 ケース×サイト特性の変化 10 ケース×サイト特性の初期乱数 10 ケース)である。

以上の流れに従うことで、各ケースの位相スペクトル $\phi^o(\omega)$ を設定した。続いて振幅特性は図 4.5-1 の弾性加速度応答スペクトルにフィッティングさせることで与える。フィッティングの方法としては、フーリエ振幅スペクトルは非減衰の速度応答スペクトルと概ね一致するという関係⁷⁰⁾を用いて初期のフーリエ振幅スペクトル $A_0(\omega)$ を設定し、繰り返し計算により振幅を調整することで、目標応答スペクトルに適合させた⁷¹⁾。得られた時刻歴波形の例を図 4.5-6 (震源特性の影響)、図 4.5-7 (サイト特性の影響)に示す。これらの結果より、各特性の影響を受けて波形の最大加速度や継続時間が大きく変化していることが分かる。

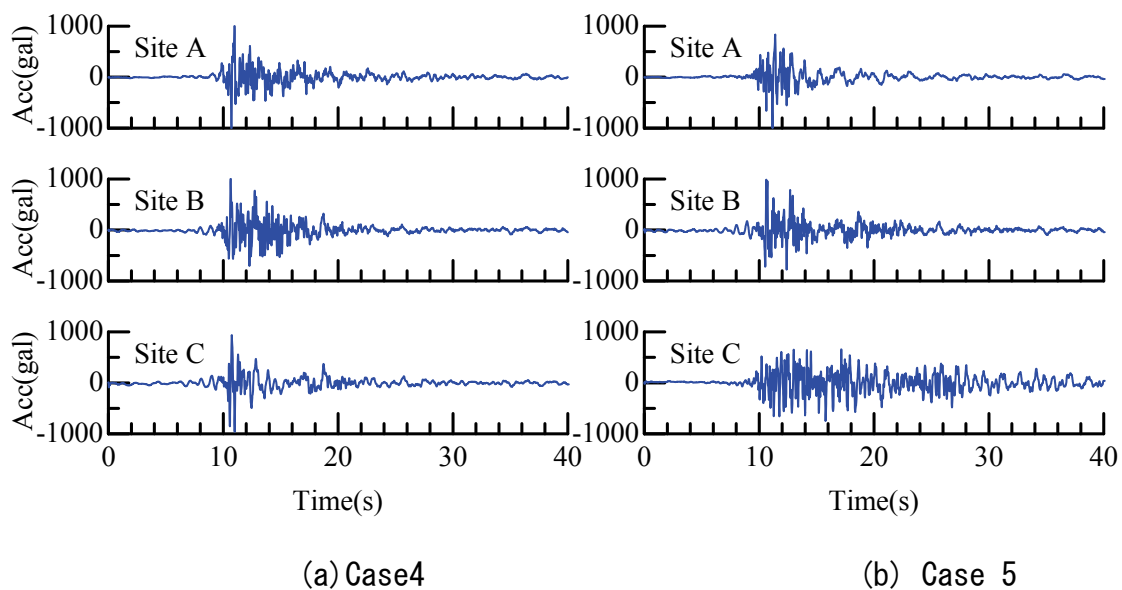


図 4.5-6 震源特性の違いによる波形形状の変化の例
(スペクトル II, サイト特性 0.25 倍)

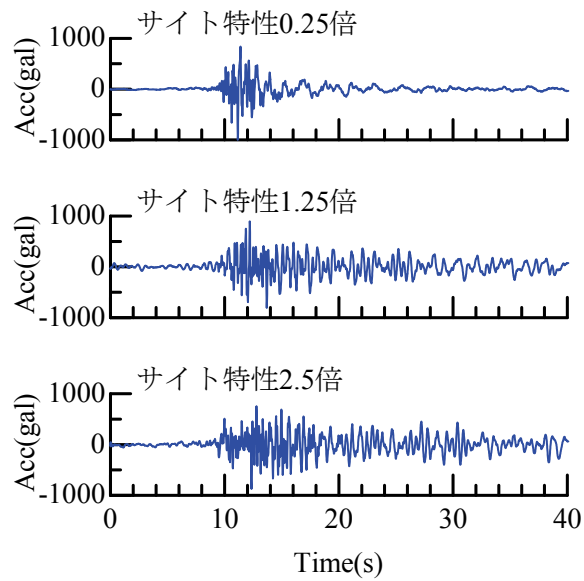


図 4.5-7 サイト特性の違いによる波形形状の変化の例
(スペクトル II, Case 5, Site A)

4.5.3 構造物の非線形応答の観点からの考察

前節で設定された多数の時刻歴波形は全て同一地震規模，震源距離，地盤条件を想定した，同一弾性加速度応答スペクトルを有する地震動である．つまり弾性加速度応答スペクトルを基準として設計地震動を選択した場合には，いずれの波形も選択される可能性のある地震動であると言える．この各種波形が構造物の非線形応答にどのような影響を与えるのか考察を行う．

検討を行う手法として，各波形の所要降伏震度スペクトル⁶²⁾を算定し，構造物を所要の性能（応答塑性率）に収める際に要求される降伏震度の違いを評価することとした．所要降伏震度スペクトル作成条件としては前節までと同様である．計算する応答塑性率 μ は，1（弾性），2, 4, 8 の4種類とした．

(1) 全ての位相特性の変化を含んだ構造物の非線形応答の変動

全ケースの所要降伏震度スペクトルを算定し，まとめたものを図 4.5-8（スペクトル II），図 4.5-9（スペクトル I）に示す．これらの図より以下のことが分かる．

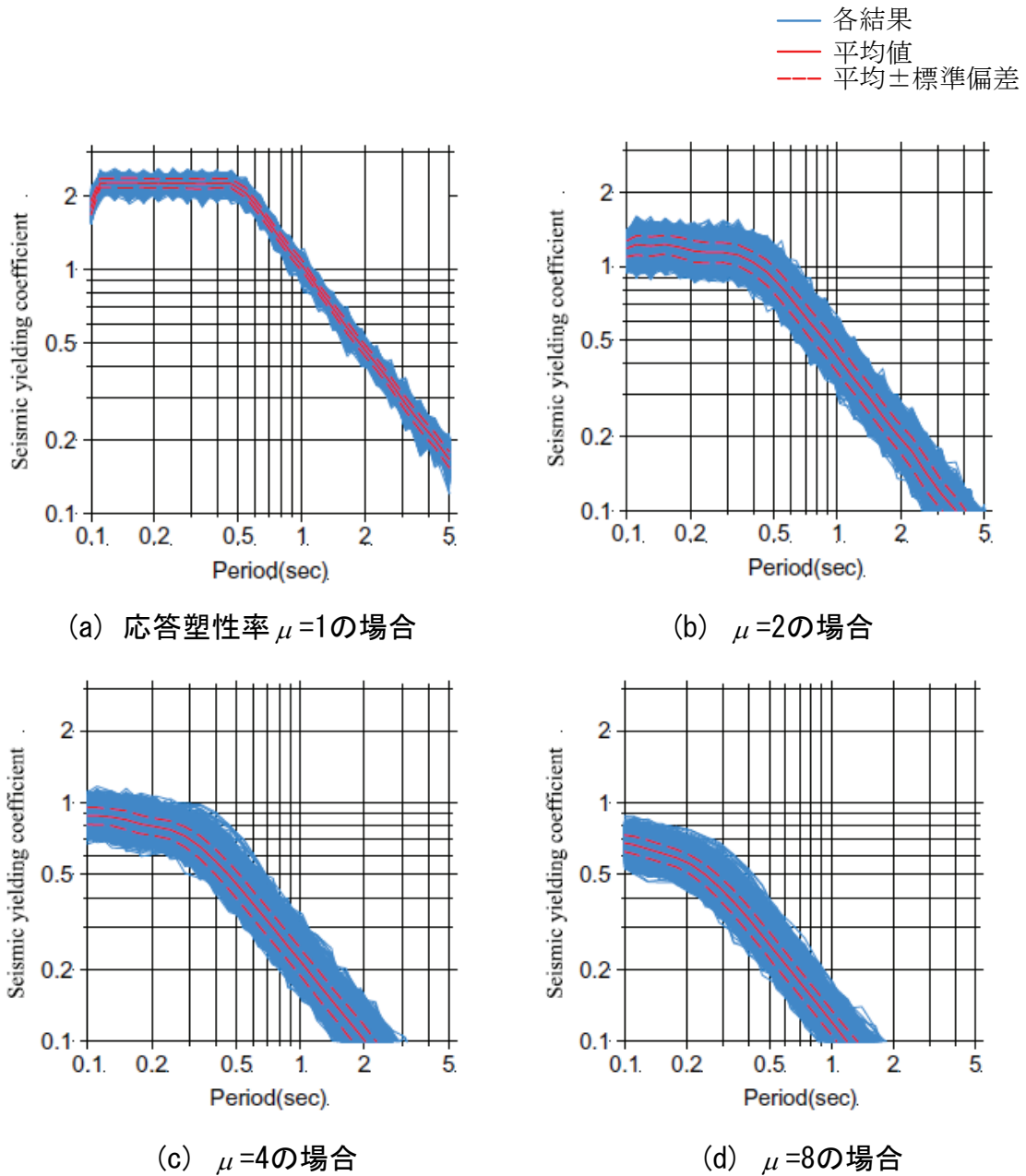


図 4.5-8 所要降伏震度スペクトル算定結果 (スペクトル II)

まず各図(a)の $\mu=1$ の結果であるが、平均値は図 4.5-1 の弾性加速度応答スペクトルとほぼ一致するものの、それぞれのスペクトルは多少の差が生じている。これは弾性加速度応答スペクトルにフィッティングさせる際に、完全には一致させておらず、目標値との誤差をある程度許容 (実際には 5%) しているために発生したバラツキである。このバラツキは $\mu > 1$ の結果に対しても含まれていることに注意が必要である。そのため、位相特性の影響を考察する際には、この振幅特性のバラツキ (弾性応答時に有するバラツキ) を差し引いて検討を行う。

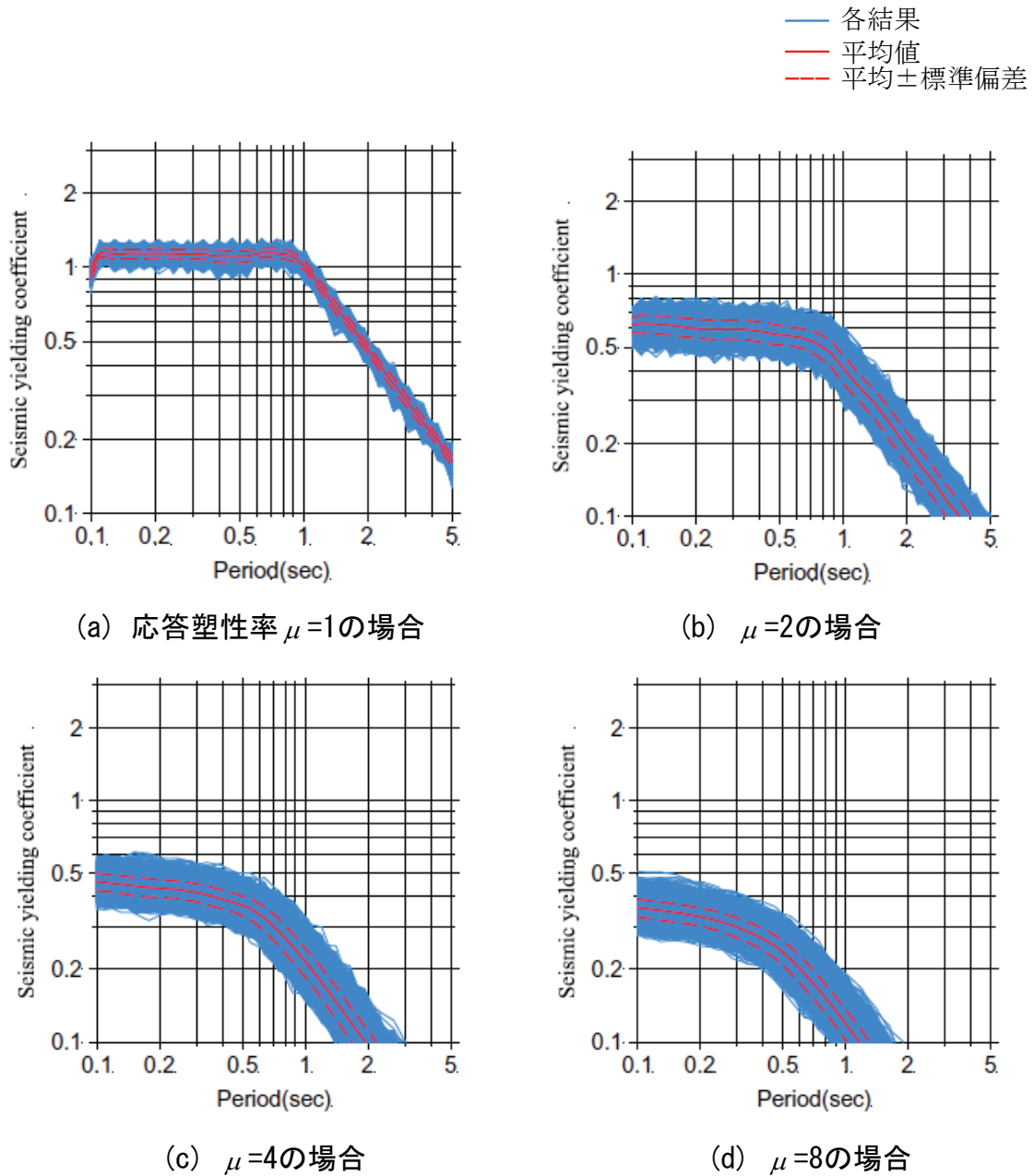


図 4.5-9 所要降伏震度スペクトル算定結果 (スペクトル I)

各図の(a)~(d)を比較すると、(a)の $\mu=1$ の結果と比較して、(b)~(d)の $\mu=2\sim 8$ の結果は応答の変動が大きくなっている。例えば図 4.5-8 (c)を例に挙げて見ると、周期 0.5 秒、 $\mu=4$ の構造物を設計する場合に構造物に要求される降伏震度は0.35~0.70までの範囲を持っている。これが、たとえ同一地震条件、応答スペクトルを設定した場合にも、位相の各特性の変化によって構造物の非線形応答に生じてしまう変動である。

続いて応答塑性率，周期の変化に伴う応答の変動を定量的に表現するために，各応答塑性率 μ において周期ごとの変動係数を算定した（図 4.5-10(a), (b)）．この図において，(a)がスペクトル II の結果，(b)がスペクトル I の結果である．前述したとおり， $\mu=1$ の変動係数（約 0.05）はスペクトルフィッティング時の誤差であり，構造物が非線形化することによる変動係数の変化は，これを差し引いた値で評価する必要がある．図 4.5-10 より， $\mu=1$ とその他の結果で変動係数に大きな差があるが， $\mu=2,4,8$ の結果にはそれほど違いは見られない．この結果は，構造物が非線形応答する場合，その応答量の大小にかかわらず，応答の変動は一定であることを示唆している．

この変化をもう少し詳細に分析するために，スペクトル II の全波形に対して， μ を 1.0~2.0 まで 0.1 刻みで変化させて再計算した結果を図 4.5-10 (c)に示す．これより μ が 2.0 以下の比較的小さい領域では応答の変動は一定ではなく，応答塑性率が大きくなるにしたがって徐々に変動係数が大きくなっていることが分かる．このように，応答塑性率が大きくなることで応答の変動が増大するが，その増大は，ある段階で頭打ちになる，という傾向は大変興味深い結果である．これは降伏点を少し上回った場合の応答でバラツキが大きくなることを示唆しているが，この現象の細かなメカニズムについては今後さらに検討を行う必要がある．ここで，一般的な鉄道構造物の L2 地震時における応答塑性率は概ね 4.0~6.0 程度であると考えられるが，この範囲で想定される応答の変動は一定であると考えても問題ない．さらに図 4.5-10 より，構造物の周期が長くなるほど位相の変化に伴う応答の変動が大きくなる可能性があることも分かる．

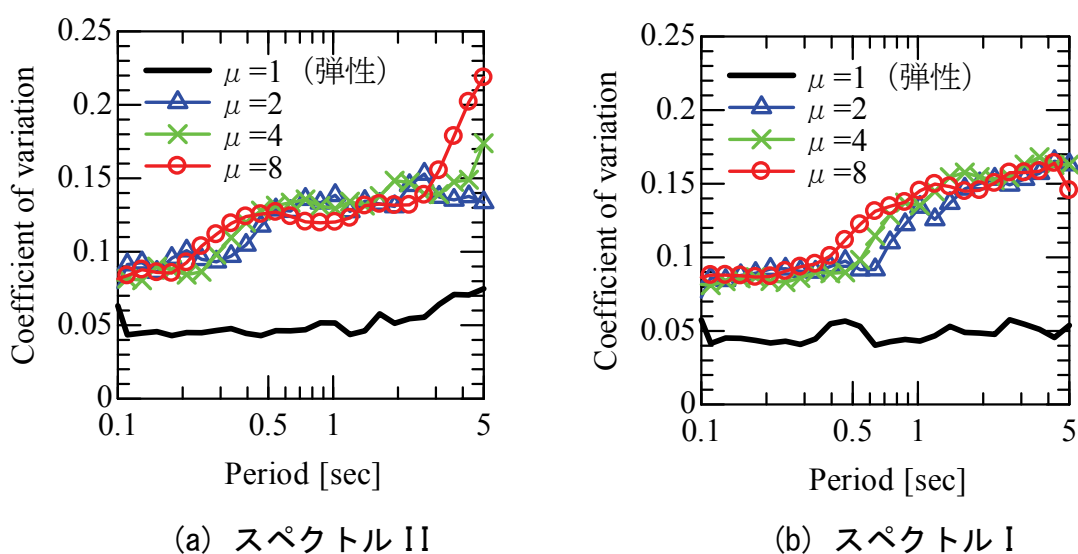
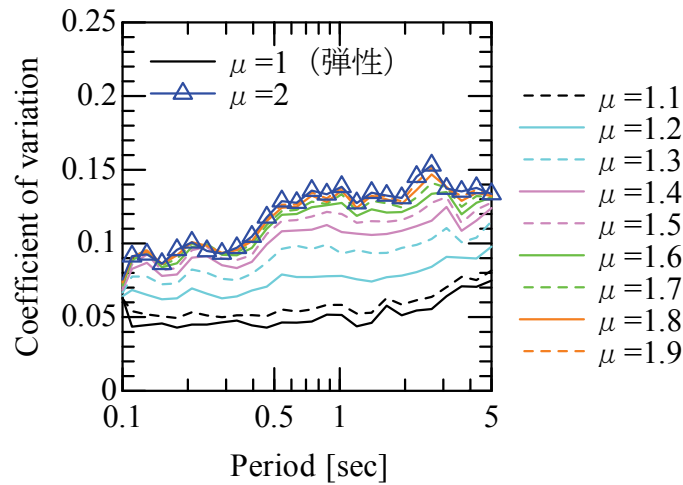


図 4.5-10-1 応答塑性率の変化に伴う変動係数の変化（その 1）



(c) スペクトル II ($\mu=1.0\sim 2.0$ の詳細)

図 4.5-10-2 応答塑性率の変化に伴う変動係数の変化 (その 2)

(2) サイトの位相特性の変化が構造物応答に与える影響

本検討においては、位相のサイト特性の変化を群遅延時間の平均 $\mu_{igr}^L(\omega)$ と標準偏差 $\sigma_{igr}^{L^2}(\omega)$ を基準の値から定数倍することによって表現している。ここではこのサイト特性の違いが構造物応答にどのような影響を与えるのかについて考察を行う。

整理の方法としては、まず提案値からの倍率毎に所要降伏震度スペクトルを区分する (10 分類)。次にスペクトルを計算した周期 (0.05~5 秒) を対数軸で 4 分割し、各倍率、各応答塑性率、周期区分ごとに所要降伏震度の平均値を求める。得られた平均所要降伏震度を倍率 0.25 の結果でそれぞれ基準化し、サイト特性の変化に伴う所要降伏震度の変化を求める。得られた結果のうち、スペクトル II によるものを図 4.5-11 に示す。スペクトル I における結果は、これと同様の傾向を示しているため省略する。図 4.5-11 の縦軸は、所要降伏震度比の値が大きいほど降伏震度の大きな構造物が要求されるとともに、同一条件の構造物においては応答が大きくなることを意味する。

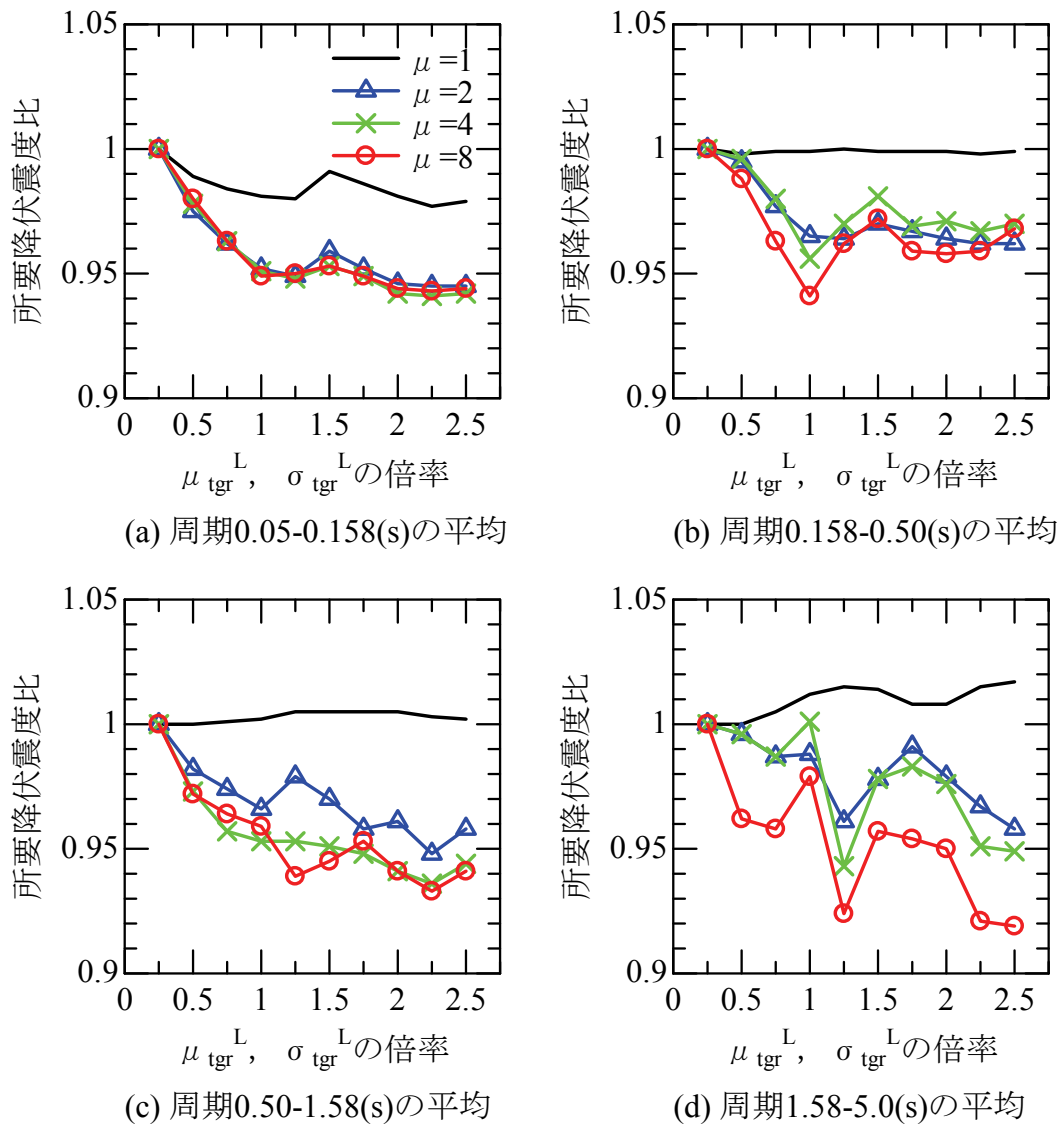


図 4.5-11 位相のサイト特性のバラツキが構造物の所要降伏震度に与える影響 (スペクトル II)

図 4.5-11 より、応答塑性率 $\mu=1$ (弾性) の場合、周期、倍率によらず概ね 1.0 となっていることが分かる。これは全条件において弾性加速度応答スペクトルにフィッティングさせているため当然の結果である。またこの結果より、フィッティング時の降伏震度の誤差平均値として、最大 0.02 程度が存在していることも分かる。

続いて応答塑性率 $\mu=2,4,8$ の結果を見ると、全体的に群遅延時間の倍率が大きくなるほど所要降伏震度比が小さくなっていることが分かる。この傾向は構

造物の周期，応答塑性率 μ の大小にかかわらず概ね同様である．これは構造物を非線形の領域まで考慮して設計する際には，今回想定した範囲の位相のサイト特性の変化によって，要求される降伏震度が 5%程度変化することを示唆している．この値は前述した $\mu=1$ の時の誤差 (0.02) と比較して，明らかに大きな値である．また，周期が長いほど，応答塑性率が大きいほど，位相サイト特性の変化に伴う所要降伏震度比の変化が大きくなることが分かる．つまり，大きな非線形挙動に期待するような構造物を設計する場合には，サイト特性の設定時に十分な配慮を必要とする．

このように，位相のサイト特性として使用する $\mu_{igr}^L(\omega)$ ， $\sigma_{igr}^{L^2}(\omega)$ の値が小さいほど，構造物の非線形応答の観点からは影響が大きくなる．4.2 節において提案した地震動評価手法におけるサイト位相特性は，振幅の増幅特性の最小位相推移関数で表現している (式(4.2-15))．これは，地震動の伝播を 1 次元方向のみであるとしていることに相当しており，対象地点の地盤特性を考慮した上で，群遅延時間の値が相対的に小さくなるような位相スペクトルを設定している．つまり，式(4.2-15)を用いて位相スペクトルの評価を行うことで，構造物の非線形挙動に影響の大きな地震動波形の算定が可能であり，設計地震動の評価という観点からは，適切な位相特性となっていると言える．

(3) 震源の位相特性の変化が構造物応答に与える影響

続いて位相の震源特性の変化が構造物応答に与える影響について考察を行う．上記(2)の検討結果から，位相のサイト特性は構造物応答に影響を与えることが分かっているため，ここではサイト特性を固定 (基準値の 0.25 倍) して検討を行う．断層の破壊ケースとしては，スペクトル II では図 4.5-2 の Case 5，スペクトル I では図 4.5-3 の Case 2 とした．対象地点は，スペクトル II では全地点，スペクトル I ではサイト H~N とした．結果の整理方法は上記(2)における図 4.5-11 と同様である．ただし，ここでの基準降伏震度 (所要降伏震度比 1.0) は，サイト特性を 0.25 倍とした場合の全地点での所要降伏震度の平均値とした．得られた結果を図 4.5-12 (スペクトル II)，図 4.5-13 (スペクトル I) に示す．

これらの結果より，地点ごとに所要降伏震度比が大きく変化していることが分かる．ただし応答塑性率 $\mu=1$ の場合は(a)の構造物周期が短い場合を除いて変動は小さく， $\mu>1$ の場合は応答塑性率の大小にかかわらずサイトごとの所要降伏震度比は概ね一致している．

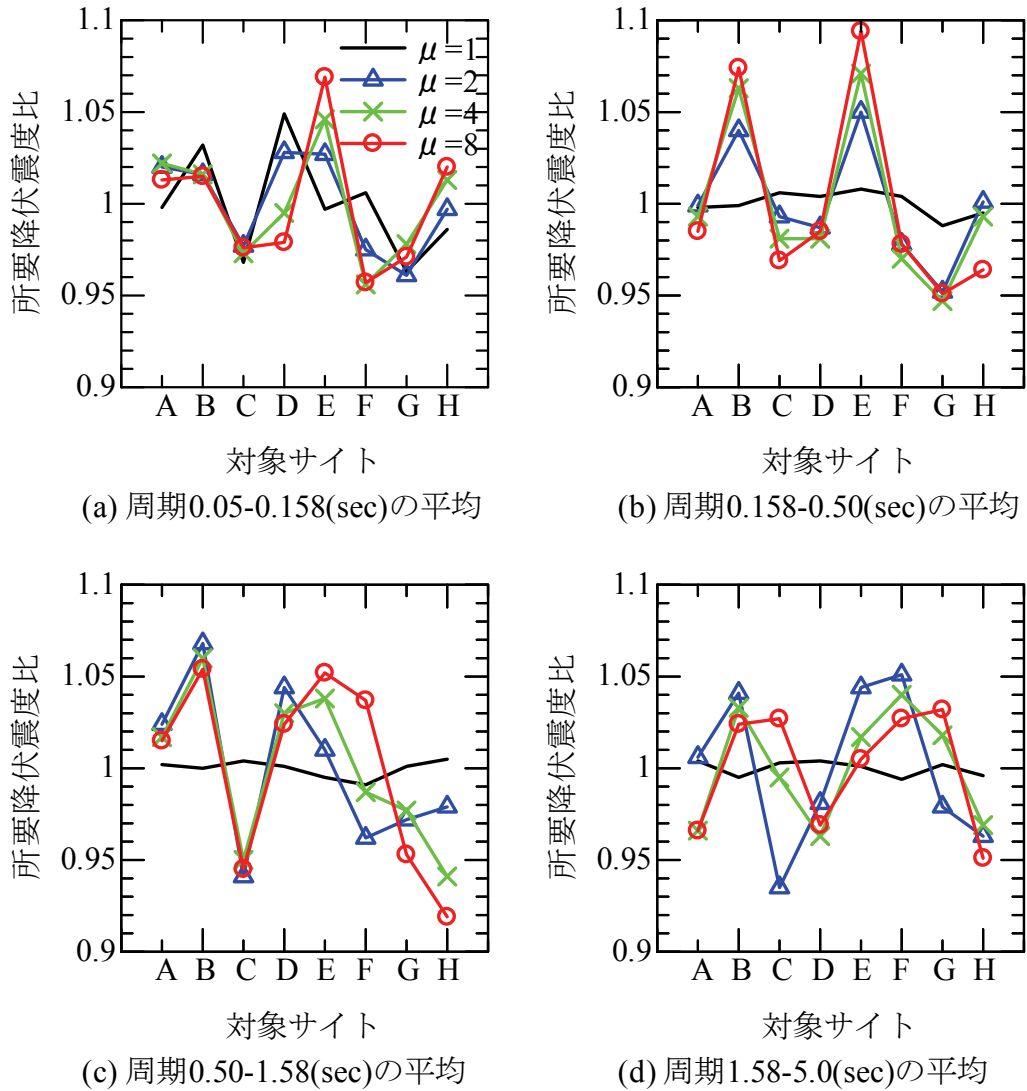


図 4.5-12 位相の震源特性のバラツキが構造物の所要降伏震度に与える影響 (スペクトル II)

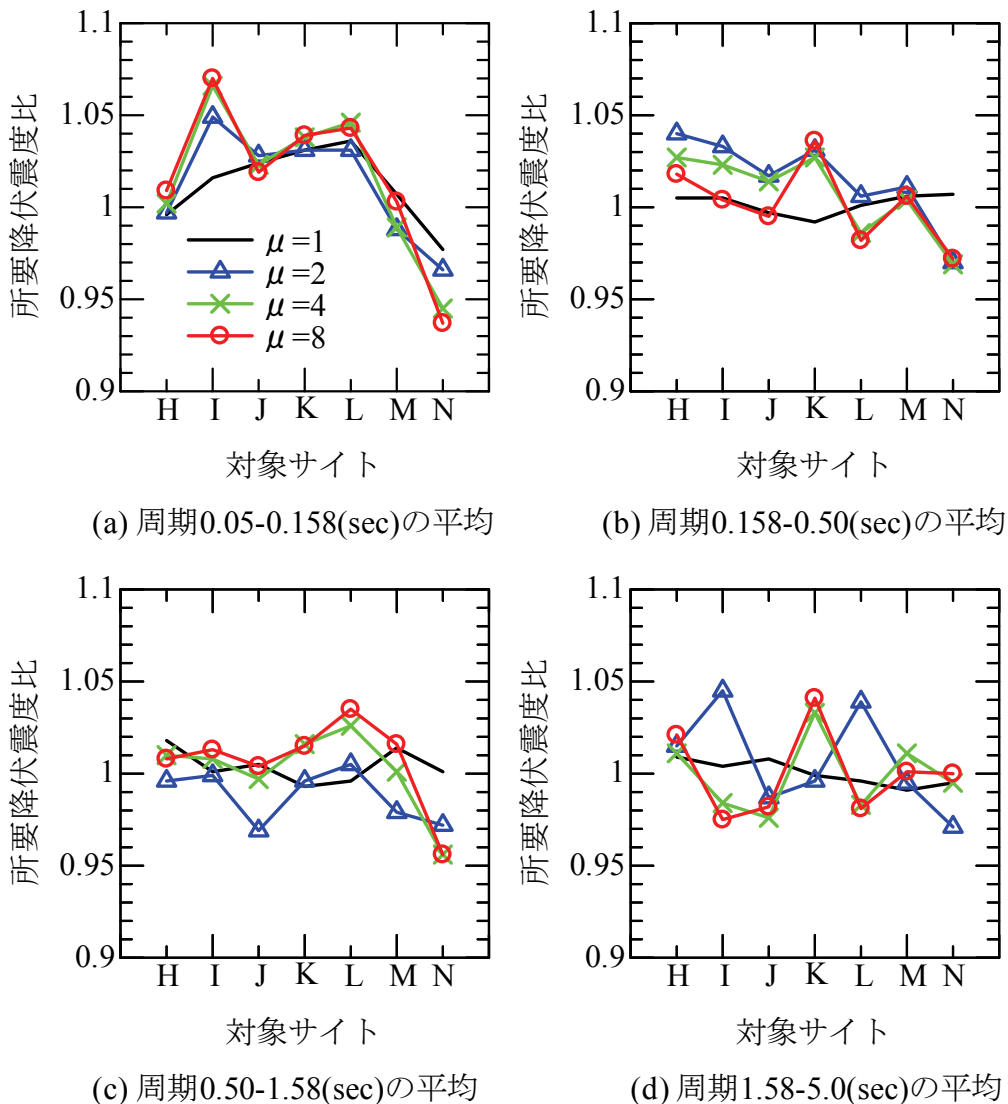


図4.5-13 位相の震源特性の変化が構造物の所要降伏震度に与える影響 (スペクトルI)

また図4.5-12のスペクトルIIでは、周期ごとに変動があるものの、相対的にSite B, D, E, Fといった地点では所要降伏震度比が大きく、Site C, G, Hでは小さくなる傾向が見られる。前者は破壊が進行する方向であり、図4.5-2の震源特性を示すインパルス列の継続時間が短い地点、後者は破壊が遠ざかる方向に位置し、インパルス列の継続時間が長い地点である。また図4.5-13のスペクトルIでは、大まかな傾向として右下がりの傾向を示している。Site Hは破壊が向かってくる方向、Site Nは破壊が遠ざかる方向である。これらの傾向はサイト位相特性における検討結果と同様に、波形の継続時間、群遅延時間が短くなるほど非線形応答量が大きくなる傾向があることを示している。これは今回想定した

ような耐力劣化を起こさない範囲の構造物応答を考えた時には、累積的な変形の増大よりもエネルギーの集中した 1 波による応答の影響がより大きいためであると考えられる。ただし、スペクトル I の地点毎の変化はスペクトル II と比較して小さく、断層サイズ、震源距離の違いによって、震源特性の影響度合いが変化することも確認できる。

この結果は、工学的には震源距離、地盤条件、弾性応答量が等しい場合にも、断層との位置関係による位相特性の変化によって、構造物に要求される降伏震度が 1 割程度変化することを示唆している。一般に設計地震動を評価する場合には、多数想定されるシナリオのうち、構造物に影響の大きなシナリオを設定し、波形合成を実施する。ここで、振幅特性の観点から構造物の非線形挙動に影響の大きなシナリオは、対象地点においてディレクティビティの影響が大きくなるようにアスペリティ、破壊開始点を配置した場合であると考えられる。今回の結果から、このようなシナリオの場合は位相特性の観点からも構造物の非線形挙動に影響の大きな地震動となっていることが期待されるため、基本的には従来と同様の考え方で震源特性と対象地点の関係を設定すれば、振幅、位相ともに設計地震動として適切な波形となっていると考えられる。

また、近年の大規模地震を対象とした特性化震源モデルの構築結果を概観すると、従来提案されていた特性化震源モデルの評価方法と比較して、アスペリティサイズが小さくなる結果が多く見られる。4.3 節において得られた新潟県中越地震を対象とした特性化震源モデルにおいても、アスペリティサイズは全断層面積の 12%程度と従来から提案されている 22%⁴⁸⁾よりも小さい。アスペリティサイズが小さくなると、本手法におけるインパルス継続時間が短くなる傾向がある。上述した考察にあるように、インパルス継続時間が短いほど、構造物の非線形挙動に与える影響は大きくなる。そのため、大きめのアスペリティを設定することは、構造物の非線形挙動にとっては適切ではないと言える。今後は、設計地震動を評価する際の位相スペクトル、震源特性の設定という観点から、アスペリティサイズの見直しを行う必要性も考えられる。

4.6 まとめ

本章ではまず，経験的サイト増幅・位相特性を考慮した統計的グリーン関数法により，2004年の新潟県中越地震を対象とした特性化震源モデルの構築を行った．さらに構造物の非線形挙動の観点から，適切な位相スペクトルを設定する必要があることを確認した．つまり，構造物の耐震設計を念頭に置いた強震動予測を行う場合には，適切な位相スペクトルを設定し，構造物の応答が過小評価となることのないよう注意する必要がある．

そこで，土木構造物の非線形挙動を考慮した強震動予測手法の提案を行った．基本的な考え方は統計的グリーン関数を採用しているが，グリーン関数に与える位相特性としては従来の包絡関数によるものではなく，位相の各特性を理論的，経験的にモデル化したものを用いる．各特性の評価結果が構造物の非線形挙動の観点から適切であることを個別に確認するとともに，工学的な取扱いを整理した．

まず，地震動位相の伝播経路特性に着目し，位相の伝播経路特性のモデル化を行うとともに，モデル化した位相の伝播経路特性が構造物の非線形応答に与える影響について評価した．その結果，モデル化した伝播経路特性を用いた地震動シミュレーションによる構造物の非線形応答は，周期1秒よりも短周期側において過去の観測記録による結果と調和的であった．一般的な道路，鉄道高架橋を対象とした場合には，今回提案した位相伝播経路特性を使用することで，非線形応答評価にも耐えうる設計地震動の評価が可能となる．

続いて，地震動位相のサイト特性が構造物応答に与える影響は，使用する $\mu_{igr}^L(\omega)$ ， $\sigma_{igr}^{L^2}(\omega)$ の値が小さいほど，構造物の非線形応答量が大きくなる．提案した地震動評価手法におけるサイト位相特性は，地震動の伝播を1次元方向のみであるとしていることに相当しており，対象地点の地盤特性を考慮した上で， $\mu_{igr}^L(\omega)$ ， $\sigma_{igr}^{L^2}(\omega)$ が相対的に小さくなるような位相スペクトルを設定している．つまり，本手法を用いた位相スペクトルの評価を行うことで，構造物の非線形挙動に影響の大きな地震動波形の算定が可能であり，設計地震動の評価という観点からは，適切な位相特性となっている．

最後に，地震動位相の震源特性が構造物応答に与える影響は，ディレクティビティの影響が大きい地点ほど非線形応答が大きくなる傾向があることを示し

た．この震源特性の差によって構造物に要求される性能として降伏震度が1割程度変化する可能性があることも明らかにした．設計地震動を評価する際の震源特性として，破壊伝播効果が大きくなるようにアスペリティ，破壊開始点を設定することで，振幅特性だけでなく位相特性の観点からも適切な評価がされることを確認した．また，設計地震動評価という観点から，特性化震源モデルを見直す必要性についても言及した．

以上のように，提案手法を用いることで，構造物の非線形挙動という観点からも適切な地震動波形の評価が可能であり，設計地震動を設定する際の地震動算定手法として本手法の展開が期待される．

参考文献（第4章）

- 1) Boore, D.M.: Finite-difference methods for seismic wave propagation in heterogeneous materials, *Methods in computational physics*, pp.1-37, 1972.
- 2) Virieux, J.: SH-wave propagation in heterogeneous media: Velocity-stress finite-difference method, *Geophysics*, Vol.49, No.11, pp.1933-1942, 1984.
- 3) Virieux, J.: P-SV wave propagation in heterogeneous media: Velocity-stress finite-difference method, *Geophysics*, Vol.51, No.4, pp.889-901, 1986.
- 4) Aoi, S. and Fujiwara H.: 3-D finite difference method using discontinuous grids, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.89, pp.918-930, 1999.
- 5) Ichimura, T. and Hori M.: Strong ground motion prediction using macro-micro analysis method, *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol.35, No.4, pp. 395-417, 2006.
- 6) 吉村智明, 山本優, 七井慎一, 長島一郎: 地震動解析のための大規模 FEM プログラムの開発, 大成建設技術センター報, 第41号, pp.33-1-33-8, 2008.
- 7) Koketsu, K., Fujiwara, H. and Ikegami, Y.: Finite-element simulation of seismic ground motion with a voxel mesh, *Pure and Applied Geophysics*, Vol.161, No.11-12, pp.2183-2198, 2004.
- 8) Bouchon, M.: A simple method to calculate Green's function for elastic layered media, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.71, pp.959-971, 1981.
- 9) Boore, D.M.: Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.73, No.6A, pp.1865-1894, 1983.
- 10) 釜江克宏, 入倉孝次郎, 福知保長: 地震のスケーリング則に基づいた大地震時の強震動予測: 統計的波形合成法による予測, 日本建築学会構造系論文報告集, 第430号, pp.1-9, 1991.
- 11) Hartzell, S. H.: Earthquake aftershocks as Green's functions, *Geophysical Research Letters*, Vol.5, No.1, pp.1-4, 1978.
- 12) Irikura, K.: Prediction of strong acceleration motion using empirical Green's function, 第7回日本地震工学シンポジウム, pp.151-156, 1986.
- 13) 翠川三郎: 地震動強さの距離減衰式, 地震第2輯, 第61巻特集号, pp.S471-477, 2009.
- 14) Kamae, K., Irikura, K. and Pitarka, A.: A technique for simulating strong ground motion using hybrid Green's function, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.88, No.2, pp.357-367, 1998.
- 15) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,

2012.

- 16) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)，2012.
- 17) 入倉孝次郎，香川敬生，関口春子：経験的グリーン関数を用いた強震動予測手法の改良，日本地震学会講演予稿集，No.2，B25，1997.
- 18) Brune, J.N.: Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquake, *Journal of Geophysical Research*, Vol.75, pp.4997-5009, 1970.
- 19) Brune, J.N.: Correction, *Journal of Geophysical Research*, Vol.76, pp.5002, 1971.
- 20) 古和田明，田居優，岩崎好規，入倉孝次郎：経験的サイト増幅・位相特性を用いた水平動および上下動の強震動評価，日本建築学会構造系論文集，Vol.514，pp.97-104，1998.
- 21) 岩田知孝・入倉孝次郎：観測された地震波から震源特性・伝播経路特性及び観測点近傍の地盤特性を分離する試み，地震第2輯，第39巻，pp.579-593，1986.
- 22) 野津厚，長尾毅：スペクトルインバージョンに基づく全国の港湾等の強震観測地点におけるサイト増幅特性，港湾空港技術研究所資料，No.1112，2005.
- 23) 坂井公俊，室野剛隆，川野有祐：耐震設計上注意を要する地点の簡易抽出法に関する検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.70，2014.
- 24) 長尾毅，山田雅行，野津厚：堆積層が薄い地点におけるサイト増幅特性の簡易評価法の検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.66, No.1, pp.1-11, 2010.
- 25) 秦吉弥，中村晋，野津厚：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した2008年岩手・宮城内陸地震における河道閉塞地点での地震動の評価，日本地震工学会論文集，Vol.11，No.5，pp.41-52，2011.
- 26) 長尾毅，山田雅行，野津厚：深層地盤構造と常時微動の活用によるサイト増幅特性の評価に関する研究，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 69, No. 4, pp.I-252~I-259, 2013.
- 27) 野津厚：統計的グリーン関数法に近地項と中間項を導入するための簡便な方法，第12回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.190-193，2006.
- 28) 中央防災会議首都直下地震対策専門調査会地震ワーキンググループ：中央防災会議「首都直下地震対策専門調査会」(第12回)地震ワーキンググループ報告書，2004.
- 29) 香川敬生：ハイブリッド合成法に用いる統計的グリーン関数法の長周期帯域への拡張，日本地震工学会論文集，Vol.4，No.2，pp.21-32，2004.
- 30) 久田嘉章：統計的グリーン関数法の震源域及び長周期帯域への拡張，日本地震工学会大会-2004梗概集，pp.368-369，2004.
- 31) 包那仁満都拉，川瀬博：強震ネットワークデータから構築した広周波数帯域

- 統計的グリーン関数とその南海地震への応用, 日本地震工学会論文集, Vol.7, No.2, pp.80-95, 2007.
- 32) 澤田純男, 盛川仁, 土岐憲三, 横山圭樹: 地震動の位相スペクトルにおける伝播経路・サイト特性の分離, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.915-920, 1998.
 - 33) 佐藤忠信, 室野剛隆, 西村昭彦: 震源・伝播・地点特性を考慮した地震動の位相スペクトルのモデル化, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.201-213, 1999.
 - 34) 澤田純男, 片岡慶太, 盛川仁: 波線理論に基づく伝播経路の位相スペクトル特性, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.511-516, 2002.
 - 35) Sakai, K., Murono, Y., Sawada, S.: A study for modeling path and site effects in consideration of spatial variation of earthquake ground motions, *Safety, Reliability and Risk of Structures, Infrastructures and Engineering Systems*, 2013.
 - 36) 室野剛隆, 川西智浩, 坂井公俊: 位相のインバージョンに基づく地震波形合成法, 鉄道総研報告, Vol.23, No.12, pp.5-10, 2009.
 - 37) 坂井公俊, 室野剛隆: 地震動のサイト位相特性簡易評価のための検討, 第66回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2011.
 - 38) 坂井公俊, 室野剛隆: 位相特性の変化が構造物の非線形応答に与える影響把握のための基礎的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 4, pp.I_67-I_78, 2012.
 - 39) 土木学会 新潟県中越地震被害調査特別委員会編: 平成16年新潟県中越地震被害調査報告書, 2006.
 - 40) 山中佳子: K-net, KiK-net のデータを用いた2004年10月新潟県中越地方の地震 (Mj6.8, Mj6.5, Mj6.1), EIC 地震学ノート No.154+, http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/sanchu/Seismo_Note/2004/EIC154a.html, 2004.
 - 41) 野津厚: 2004年新潟県中越地震の震源モデル—経験的グリーン関数を用いた波形インバージョン—, 地震第2輯, 58, pp.329-343, 2005.
 - 42) Honda, R., S. Aoi, N. Morikawa, H. Sekiguchi, T. Kunigi and H. Fujiwara: Ground motion and rupture process of the 2004 Mid Niigata Prefecture earthquake obtained from strong motion data of K-NET and KiK-net, *Earth Planets Space*, 57, pp.527-532, 2005.
 - 43) 堀川晴央: 再決定震源と強震記録による2004年中越地震の断層モデル, 地球惑星科学関連学会2005年合同大会, S079-P004, 2005.
 - 44) Hikima, K. and K. Koketsu: Rupture processes of the 2004 Chuetsu (mid-Niigata prefecture) earthquake, Japan: A series of events in a complex fault system, *Geophys. Res. Lett.*, 32, 18, L18303, doi:10.1029/2005GL023588, 2005.
 - 45) Asano, K. and T. Iwata: Source rupture process of the 2004 Chuetsu, Mid-Niigata

- Prefecture, Japan, earthquake inferred from waveform inversion with dense strong-motion data, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 99, pp.123-140, 2009.
- 46) Somerville, P., Irikura, K., Graves, R., Sawada, S., Wald, D., Abrahamson, N. and Kowada, A.: Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, *Seismological Research Letters*, Vol.70, No.1, pp.59-80, 1999.
 - 47) 入倉孝次郎：強震動予測レシピー大地震による強震動の予測手法ー，京都大学防災研究年報，第47号A，2004.
 - 48) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピー」），http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_yosokuchizu/g_furoku3.pdf，2009.
 - 49) Kamae, K., T. Ikeda and S. Miwa : Source model composed of asperities for the 2004 Mid Niigata Prefecture, Japan, earthquake ($M_{JMA}=6.8$) by the forward modeling using the empirical Green's function method, *Earth Planets Space*, 57, pp.533-538, 2005.
 - 50) 野津厚：2003年十勝沖地震の特性化震源モデル構築の試みー周期1-5秒の地震動を対象としてー，海溝型巨大地震を考えるーシンポジウム論文集，pp.29-34，2005.
 - 51) 野津厚，山田雅行，長尾毅：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した盆地生成表面波のシミュレーションー九州地方のカルデラを例としてー，土木学会論文集A，第62巻，第4号，pp.891-905，2006.
 - 52) 野津厚：新潟県中越沖地震に関する適用例，第36回地盤震動シンポジウム，pp.59-70，2008.
 - 53) 野津厚，長尾毅，山田雅行：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法の改良ー因果性を満足する地震波の生成ー，土木学会論文集A，第65巻，第3号，pp.808-813，2009.
 - 54) （社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
 - 55) 佐藤智美，巽誉樹：全国の強震記録に基づく内陸地震と海溝性地震の震源・伝播・サイト特性，日本建築学会構造系論文集，No.556，pp.15-24，2002.
 - 56) 藤川智，先名重樹，藤原広行，大井昌弘：2004年新潟県中越地震の強震観測点における表層地盤の地震動増幅，日本地震工学会論文集，第6巻，第3号，pp.27-42，2006.
 - 57) 坂井公俊，野津厚：2004年新潟県中越地震の特性化震源モデルと経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動シミュレーション，日本地震工学会論文集，第11巻，第3号，pp.40-58，2011.
 - 58) 杉戸真太，合田尚義，増田民夫：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地

- 盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.49-58, 1994.
- 59) 時松孝次, 関口徹, 三浦弘之, 翠川三郎: 強震記録から推定した K-NET・JMA 小千谷における表層地盤の非線形性状, 日本建築学会構造系論文集, No.600, pp.43-49, 2006.
- 60) 時松孝次, 関口徹: K-NET・JMA 小千谷の強震記録に見られる土の非線形性状と室内試験から求めた動的変形特性との関係, 日本建築学会構造系論文集, No.603, pp.63-68, 2006.
- 61) Veletsos, A. S., N. M. Newmark and C. V. Chelapati : Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions, *Proc. of 3rd World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. II*, pp. 663-680, 1965.
- 62) 西村昭彦, 室野剛隆, 齋藤正人: 所要降伏震度スペクトルの作成と耐震設計への適用, 地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol. 3, pp. 43-48, 1999.
- 63) Clough, R. W. and S. B. Johnston : Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第 2 回日本地震工学シンポジウム梗概集, pp.227-232, 1966.
- 64) 司宏俊, 翠川三郎: 断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 523, pp. 63-70, 1990.
- 65) 佐藤智美, 佐藤俊明, 川瀬博, 植竹富一: 地震観測記録の応答スペクトルとフーリエスペクトルの回帰係数の違いとその解釈, 日本建築学会構造系論文集, 第 506 号, pp.83-92, 1998.
- 66) 佐藤忠信, 室野剛隆, 西村昭彦: 観測波に基づく地震動の位相スペクトルのモデル化, 土木学会論文集, No.640/I-50, pp.119-130, 2000.
- 67) 坂井公俊, 室野剛隆, 澤田純男: 地震基盤深度を考慮したレベル 2 地震動の簡易評価, 第 12 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.317-322, 2009.
- 68) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会: 「全国を概観した地震動予測地図」報告書 分冊 2, 2005.
- 69) 武村雅之: 日本列島における地殻内地震スケーリング則 - 地震断層の影響および, 地震被害との関連 -, 地震第 2 輯, Vol. 51, No. 2, pp. 211-228, 1999.
- 70) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994.
- 71) 荒川直士, 川島一彦, 相沢興: 応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形, 土木技術資料, 第 26 巻, 第 7 号, 1984.

第5章 非線形応答スペクトルに適合した波形の合成方法

5.1 概説

近年の土木構造物の耐震設計に用いる地震作用として、対象とする震源域を特定した強震動予測手法により評価する機会が多くなっている^(例えば 1),2)。しかしながらこの強震動予測手法において評価される地震動波形には、破壊開始点、アスペリティの位置や位相算定時の乱数セットの設定、その他各震源パラメータの設定等の多様なバラツキ、不確実性が含まれている^(例えば 3)4)。そのため、1回の計算によって得られる地震動波形は多数想定される母集団のうちの1サンプルでしかなく、これをそのまま用いて耐震設計を行う場合には、十分な注意を要する⁵⁾。具体的には、これらの不確実性を全て考慮した上で、モンテカルロシミュレーション等により想定される多数の地震動群を作成する、という考え方も一つの手法として取り得る選択肢として考えられる。

一方で、例えば土木構造物の耐震設計においては、設計地震動を工学的基盤面 ($V_s=400\text{m/s}$ 程度の硬質地盤) において設定し、それより上層の地盤の影響、構造物の応答は地点毎の時刻歴動的解析によって評価することを原則とした流れとなっている場合もある⁵⁾。つまり上述したモンテカルロシミュレーションに基づいた多数の地震動群が与えられた場合には、設計者は地盤、構造物挙動の評価として膨大な計算を実施する必要がある、実務的に現状の設計手続きにおいては到底対応不可能な要求を課することになりかねない。

このような中で、ISO⁶⁾においては reference earthquake motion (参照地震動) と seismic action (地震作用) を明確に分離して定義している。参照地震動は構造物の耐震性能評価のために規定する地震動であり、地震作用は、参照地震動に基づいて次の段階で規定することになっている。そのため工学的基盤面位置において算定された多数の地震動群を参照地震動と定義した場合、この位置で何らかの手法を用いて適切な地震作用 (設計地震動) を選定することも考えられる。こうすることで、実務上現実的な作業量で、各種不確実性を考慮した上での断層を特定した強震動予測手法に基づいた構造物の耐震設計が可能となる。

強震動予測に基づく地震動波形の中からある目的に沿った地震動を抽出するという検討は、これまでいくつか実施されている^(例えば 7)~9)。しかしながら強震動予測に基づく地震動波形の中から1波を選択するという手法^(例えば 7)8)では、目標

とする規準（例えば参照地震動群の平均値）との乖離が大きくなる場合も存在する。また、参照地震動群の中から情報量という指標を用いてある規準を満足する複数波を選択する手法も提案されている⁹⁾が、これはある単一の構造を対象とした場合にのみ適用可能な方法であり、例えば延長の長い道路、鉄道構造物などを対象とした場合には、地点毎の構造特性を個別に勘案して、設計地震動群を選択するという作業が必要となる。

以上を踏まえ本章では、参照地震動群の中から適切な設計地震動 1 波を算定する手法について検討を行う。またこの時に対象とする構造は、ある単一の構造のみとするのではなく、振動特性の異なる複数の構造形式、幅広い断面諸元に対しても適用可能なものとする。

検討の流れとしては、まず 5.2 節において設計地震動として備えているべき項目について整理を行う。その結果として、複数の振動特性を有する構造物が連続するような線状構造物等を対象とした場合、参照地震動群の中から 1 波を選択するという方法は適切ではなく、何らかの手法によって複数波を選択するか、もしくは設計地震動として有すべき条件を満足した時刻歴波形 1 波を新たに合成する必要があるということを示す。続いて 5.3 節において設計地震動を合成する手法について提案を行い、5.4 節において手法の妥当性を確認する。

提案手法の特徴としては、①構造物の設計時に重要な指標である非線形応答量を目標とした波形合成を行っている。さらに②高架橋、盛土といった振動特性の異なる複数の構造物を対象とした設計地震動を 1 波抽出することができる。また、③波形合成を行う際の要素地震としては、参照地震動群のみを用いているため、地震規模等の変化に伴う経時特性、サイト増幅特性などの影響を含んだ上で、因果性を満足する地震動波形を評価することができる点にある。

5.2 設計地震動として要求される項目

ここではまず設計地震動として要求される項目について整理を行う。なお、本検討において対象とする構造物は道路、鉄道のような線状土木構造物（主に橋梁・高架橋，土構造物）とする。

(1) 振動特性の異なる構造物への対応

道路、鉄道構造物には、橋梁・高架橋，盛土・擁壁等の土構造物，開削トンネルなど多様な振動特性を有する構造が存在する。このうち、橋梁，高架橋，開削トンネルの応答値は、地震時の瞬間的な最大応答値，盛土・擁壁等の土構造物は地震動の継続に伴う累積変形量を用いて主に性能照査が行われている。例えば鉄道構造物においては、一般的な場合の応答値算定手法として、前者が非線形応答スペクトル法¹⁰⁾，後者がニューマーク法^{11),12)}という取扱いの大きく異なる方法を用いている。そのため一方の構造物の応答値を算定するために適切な地震動が、もう一方の構造にとっては適切ではない地震動であることも十分考えられる。実際、鉄道構造物で用いられている標準地震動¹³⁾は、主に橋梁・高架橋を対象として設定されており、土構造物の応答値を算定するための地震動は、これに適切な補正を施したもの¹⁴⁾が用いられている⁵⁾。

しかしながら同一地点において用いられる設計地震動は、たとえ構造形式が変化した場合にも同一であることが望ましく、こうすることで設計時の取り扱いが容易になるという利点もある。そのため、設計地震動が具備する条件としては、これら振動特性，応答値算定手法の大きく異なる異種構造物の応答を考慮した時刻歴波形となっていることが挙げられる。

(2) 幅広い周期帯域，非線形応答量への対応

橋梁・高架橋を例にとった時、トンネルや斜面付近に建設される構造物の高さは、場合によっては1~3m程度と非常に低い構造となることがある。一方で、長大橋梁，河川橋梁等の特殊な構造を考えると、高さ20mやそれ以上の構造も存在する。またこれと同様に、それぞれの構造が有する降伏耐力，変形性能もバリエーションに富んでおり、たとえ同一構造形式であったとしても、その周期特性や同一地震が作用した場合の非線形程度はさまざまであると考えられる。

当然ではあるが、例えばある一つの指標（例えば、ある構造に対する弾性応答値など）が同一の波形であっても、これとは異なる周期特性を有する構造に対する弾性応答値は大きく異なる場合がある。さらに構造物の塑性化までを考慮するとこの分岐は多種多様にわたる。そのため、最終的に算定される設計地震動は、これら周期特性、非線形特性の異なる構造に対しても適用可能な時刻歴波形となっていることが望まれる。

(3) 参照地震動群から 1 波を選択することの限界

各種不確定性を考慮した強震動予測を多数回実施することで、複数の地震動波形群（参照地震動群）が得られる。それぞれの参照地震動は、それぞれある単独のシナリオを想定した場合に想定される 1 つのサンプル波形となっており、この中から代表的な 1 波を設計地震動として用いることができれば、その時刻歴波形が有する背景も明快となる。過去の強震動予測に基づく地震動評価においても、複数シナリオの地震動波形の中から、何らかの指標を用いて地震動波形 1 波を選択するケースが多いと考えられる^{例えは 7),8)}。そこで、ここでは参照地震動群の中から適切な 1 波を取り出すことを試みるとともに、この場合の問題点を確認する。

まず、対象とする参照地震動群は、Mw6.8 の地震が近傍で発生した場合の地震動評価結果とする⁴⁾。波形合成手法の詳細については省略するが、これは第 4 章に示したように、地震観測記録に基づくサイト増幅特性^{15),16)}、モデル化された位相特性^{17),18)}を用いた統計的グリーン関数法¹⁹⁾に基づき波形合成が実施されたものであり、アスペリティ、破壊開始点位置、断層破壊のゆらぎ等の不確定性を考慮した 1000 ケースの地震動評価を行っている。得られた地震動波形の例を図 5.2-1 に、全波形の弾性加速度応答スペクトルを重ね描いたものを図 5.2-2 に示す。まず図 5.2-1 の時刻歴波形では、アスペリティの配置によって波形の包絡形状に多少の変化が見られるものの、最大加速度レベル、継続時間は概ね同様の傾向を示している。一方で図 5.2-2 の弾性加速度応答スペクトルは、周期毎に最大と最小の比率は 5 倍程度と大きくばらついており設計地震動としてどの波形を選択するかによって設計される構造断面が大きく異なることが予想される。

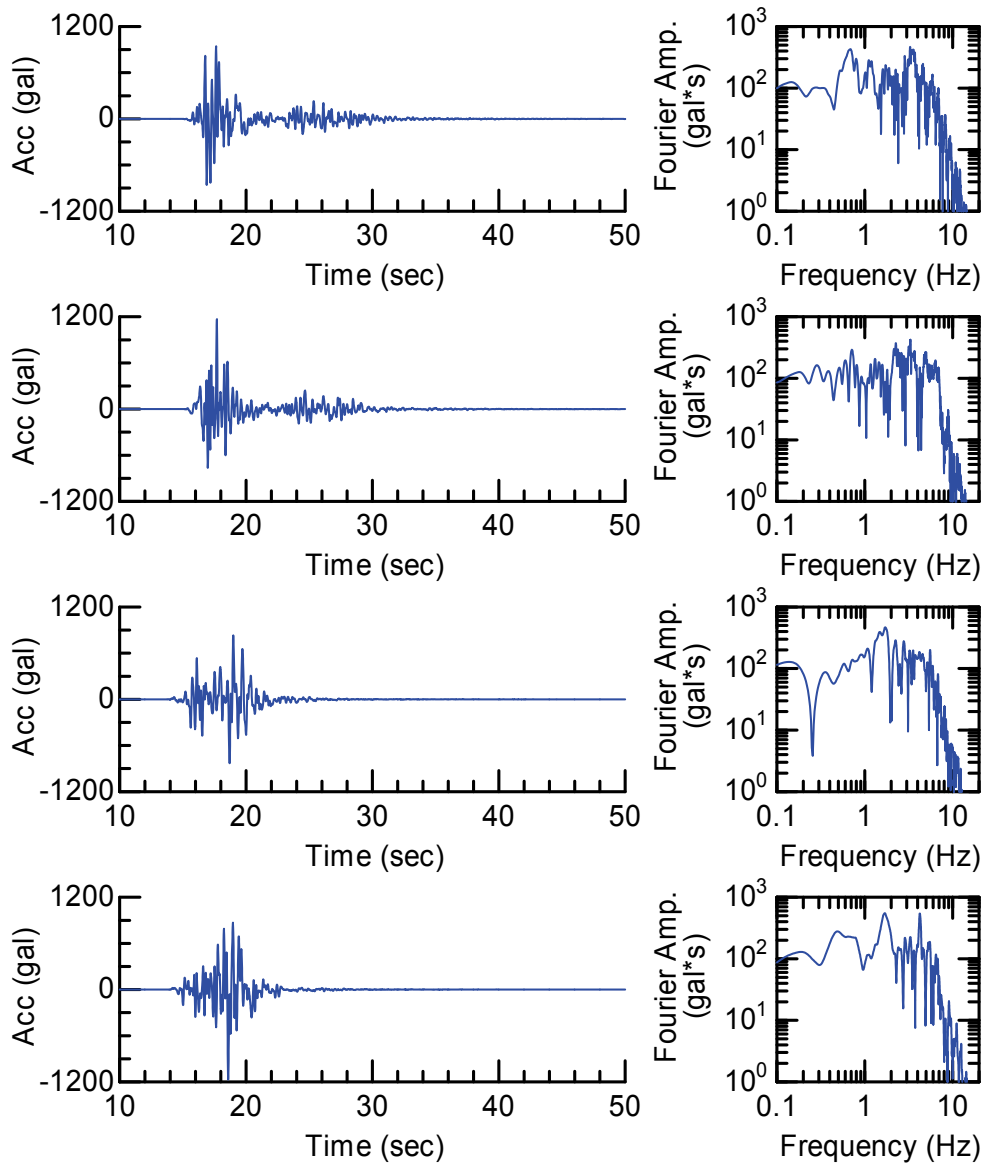


図 5.2-1 強震動予測手法によって得られた参照地震動の例
(時刻歴波形, フーリエ振幅スペクトル)

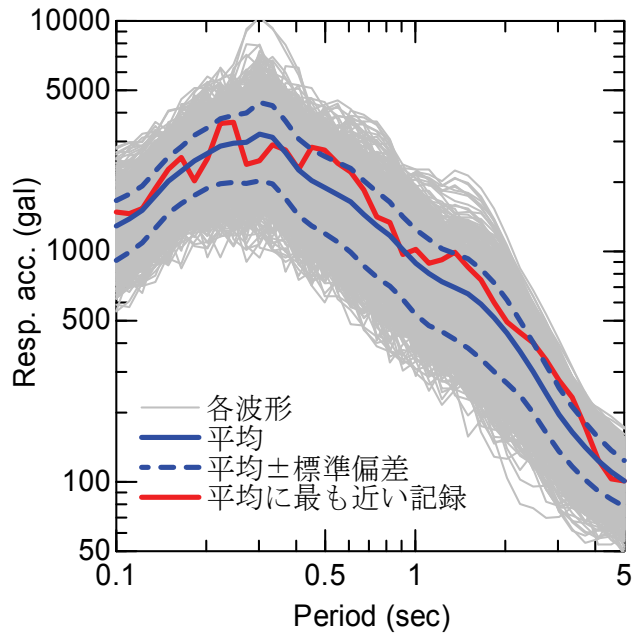


図 5.2-2 参照地震動群の弾性加速度応答スペクトル (h=0.05)

ここで例えば各参照地震動の中から、これらの平均的な応答を示す地震動を抽出することを試みる。対象とする周期帯域は図 5.2-2 に示す 0.1~5.0 秒とし、周期の分割は対数軸で等間隔となるように調整した。この各周期においてそれぞれの波形の応答スペクトルと平均応答スペクトルとの誤差の 2 乗平均を算定し、これが最も小さくなる 1 波を抽出した。最終的に抽出された時刻歴波形を図 5.2-3 に、この波形を用いて評価される弾性加速度応答スペクトルも図 5.2-2 に赤線で示している。この結果より、選定された波形は大まかな傾向として応答スペクトルの平均に近い応答を示しているものの、そのバラツキは周期によって大きく、全波形の平均+標準偏差よりも大きな応答を示す周期帯も存在する。

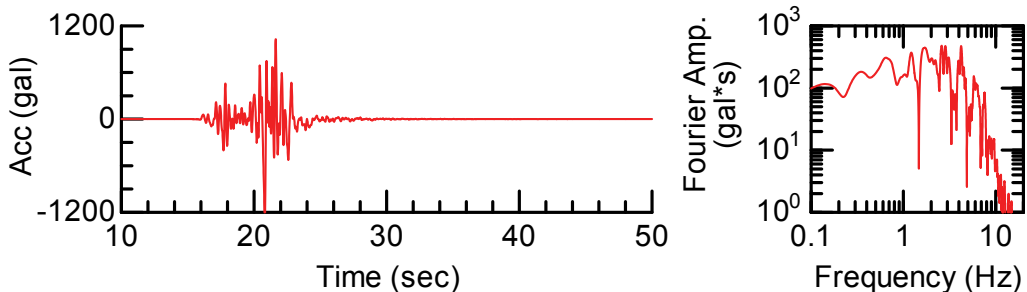


図 5.2-3 弾性加速度応答スペクトル群 (図 5.2-2) の平均に最も近い地震動波形

さらに第4章でも示したが、構造物はこのような大規模地震時には非線形挙動をするため、この時の非線形応答値で議論することの方がより重要である。また、応答スペクトル（弾性、非線形）は主に橋梁・高架橋のような最大応答値を照査指標として用いる構造に対して有効であり、盛土等の土構造物のような累積的な変形によって損傷が発生する構造に対しては適用することが出来ない。そこで、所要降伏震度スペクトル、盛土の変形量の観点から、抽出された波形の位置づけについても整理を行う。

まず、高架橋の非線形応答値については、所要降伏震度スペクトルで整理することとした。所要降伏震度スペクトルは、鉄道構造物のRC高架橋をイメージした条件⁵⁾で計算を実施する。具体的には、構造物全体系の非線形特性としてCloughモデル²⁰⁾ ($\alpha = 0.10, \beta = 0.20$)を用い、減衰は構造物の周期に依存する形で設定した ($h = 0.04/T (0.10 \leq h \leq 0.20)$)。対象とする応答塑性率 $\mu (= \delta u / \delta y)$ は1(弾性)、3, 6, 9の4タイプとした。この条件に基づき得られた結果を図5.2-4に示す。続いて盛土の変形量は、既往の検討²¹⁾で定義されている基準化滑動変形量 δ^b を、盛土の降伏震度 K_y を変化させた複数ケースに対して算定した。最終的に得られた δ^b と K_y の関係を整理したものを図5.2-5に示す。

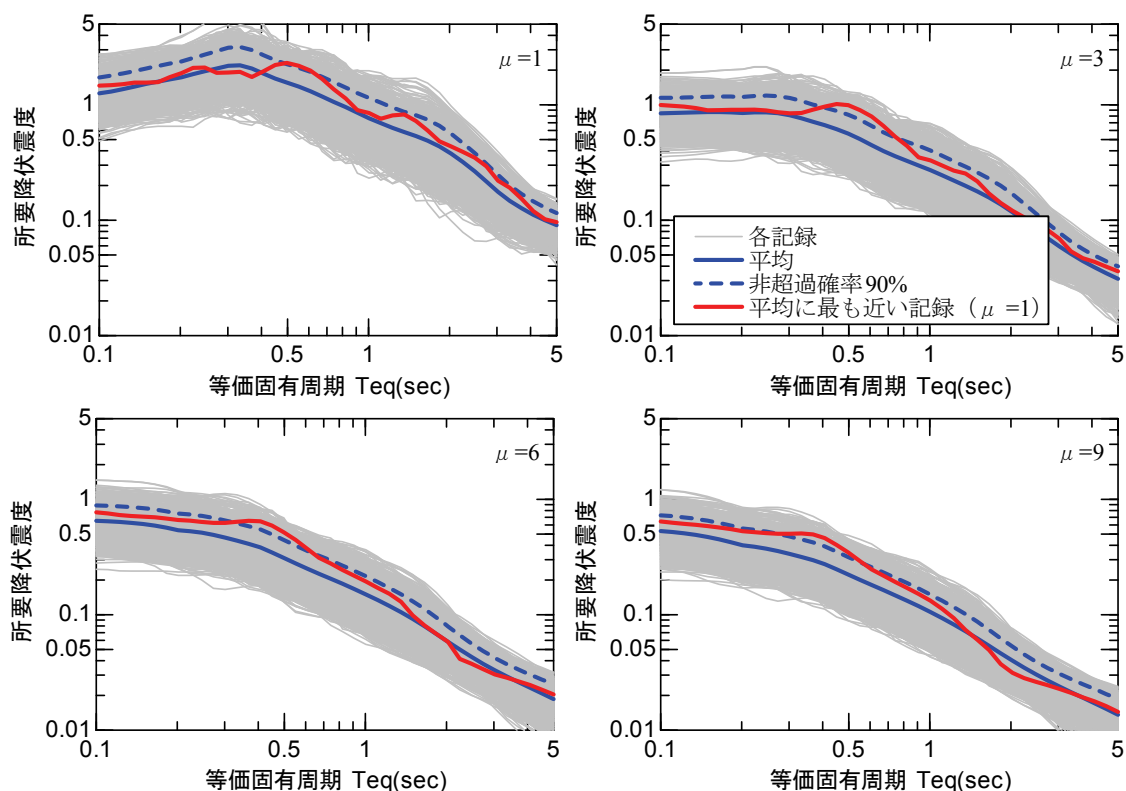


図 5.2-4 参照地震動群と抽出波形の関係（所要降伏震度スペクトル）

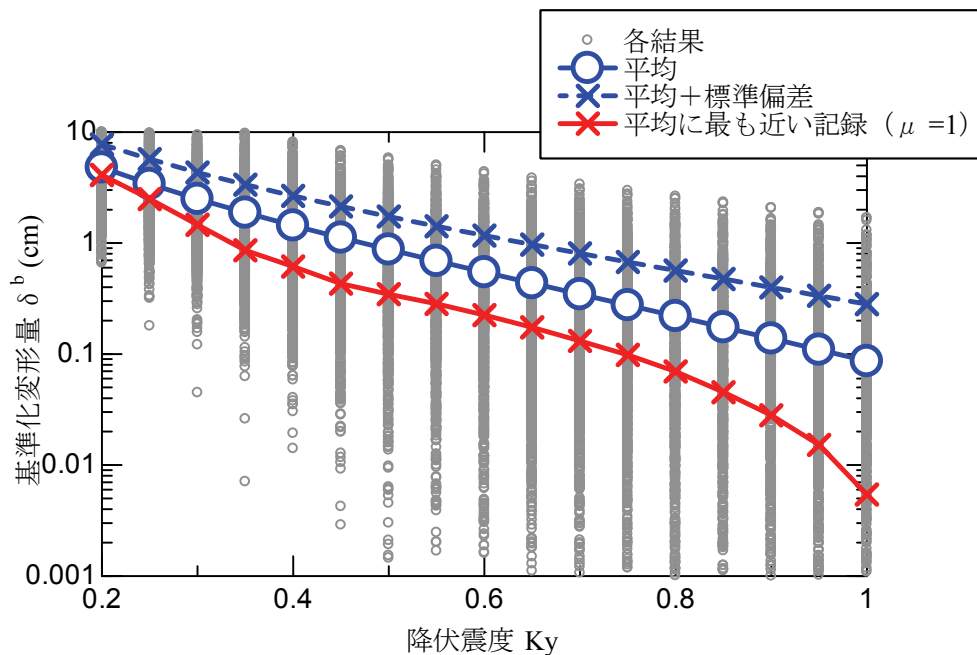


図 5.2-5 参照地震動群と抽出波形の関係（土構造物の変形量）

これらの結果より，構造物の非線形程度，応答特性の違いによって，抽出された波形の位置づけが大きく変化することが分かる．具体的には，例えば周期2秒の高架橋を考えた場合，弾性応答時（図 5.2-2）には抽出した波形は参照地震動群の平均よりも大きな応答となるが，構造物が大きく塑性化（ $\mu=9$ ）した場合，波形群の平均よりも小さな応答を示している（図 5.2-4）．また，土構造物を考えた場合，抽出された波形は参照地震動群の平均よりも大幅に小さな応答となる（図 5.2-5）．このように，参照地震動群から一つの地震動波形を抽出した場合，構造諸元や応答特性が変化した場合には，予め想定したようなレベルの地震動とはなっていない可能性が高いと考えられる．

以上をふまえ，次節では，構造物の諸元（周期，降伏震度），振動特性の異なる構造形式の応答を考慮した場合にも，適切な応答値を与える時刻歴波形 1 波を参照地震動群に基づいて合成する手法の提案を行う．

5.3 波形合成手法

多数の参照地震動群から、構造物の非線形挙動を考慮した上での設計地震動 1 波を合成する手法の提案を行う。具体的な手順は以下に示すが、各参照地震動群のウェーブレット係数を加重平均することで、各波形の特性を含んだ上での時刻歴波形を合成する。合成波形によって算定される構造物の応答値が目標応答値に最も近くなる各波形の重み係数を評価する。

5.3.1 問題設定

(1) 構造物の応答値 $[D(y)]$ の定義

ある地震動 y が作用した場合の構造物の応答値を $[D(y)]$ と定義する。ここでの構造物の応答値は、高架橋だけに限定したものではなく、任意の構造形式の構造を含めた応答を意味している。また応答が線形であるか、非線形であるかも問わない。

例えば高架橋と盛土を対象とした場合の応答値 $[D(y)]$ は、以下のようなベクトルで表現する。

$$\begin{aligned}
 [D(y)] = & \left[K_{hy}(\mu_1, T_1, y), K_{hy}(\mu_1, T_2, y), \dots, K_{hy}(\mu_1, T_k, y), \right. \\
 & K_{hy}(\mu_2, T_1, y), K_{hy}(\mu_2, T_2, y), \dots, K_{hy}(\mu_2, T_k, y), \dots, \\
 & K_{hy}(\mu_l, T_1, y), K_{hy}(\mu_l, T_2, y), \dots, K_{hy}(\mu_l, T_k, y), \\
 & \left. \alpha \cdot \delta^b(Kh_1, y), \alpha \cdot \delta^b(Kh_2, y), \dots, \alpha \cdot \delta^b(Kh_j, y) \right]
 \end{aligned}
 \tag{5.3-1}$$

ここで、

$K_{hy}(\mu_l, T_k, y)$: 周期 T_k 秒の高架橋に地震動 y を入力した場合に、応答塑性率が μ_l となるような高架橋の降伏震度

$\delta^b(Kh_k, y)$: 降伏震度 Kh_k の盛土に地震動 y を入力した場合の基準化滑動変形量 (m)

α : 高架橋応答と盛土応答の評価指標、パラメータ数、重みを補正するための係数 (今回は $\alpha=1$ とする)

である。

(2) ウェーブレット変換

ある時刻歴波形 $x^{(i)}(t)$ を考える. ここで i は, L 個の時刻歴波形 (参照地震動群) の i 番目の波形であることを意味している ($i=1,2,3,\dots,L$). この波形をウェーブレット変換すると次式のように表わせる.

$$x^{(i)}(t) = \sum_{j=1}^M \sum_{k=0}^{N-1} a_{j,k}^{(i)} \cdot \psi_{j,k}(t) \quad (5.3-2)$$

$$\psi_{j,k}(t) = 2^{j/2} \psi(2^j t - k) \quad (5.3-3)$$

ここで, $N = 2^j$ である. $\psi(t)$ はアナライジングウェーブレットであり, 今回は周波数領域でコンパクトサポートな直行ウェーブレットである Meyer によるもの²²⁾を用いる.

$$\begin{aligned} \psi(\omega) &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \sin\left(\frac{\pi}{2} \nu\left(\frac{3|\omega|}{2\pi} - 1\right)\right) \exp\left(\frac{j\omega}{2}\right) && \frac{2\pi}{3} \leq |\omega| \leq \frac{4\pi}{3} \text{ の場合} \\ \psi(\omega) &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cos\left(\frac{\pi}{2} \nu\left(\frac{3|\omega|}{2\pi} - 1\right)\right) \exp\left(\frac{j\omega}{2}\right) && \frac{4\pi}{3} \leq |\omega| \leq \frac{8\pi}{3} \text{ の場合} \\ \psi(\omega) &= 0 && \text{それ以外の場合} \end{aligned} \quad (5.3-4)$$

(3) 波形合成

L 個の時刻歴波形 $x^{(i)}(t)$ を用いて, 次式により時刻歴波形 $y(t)$ を合成する.

$$y(t) = \sum_{j=1}^M \sum_{k=0}^{N-1} \beta_{j,k} \cdot \psi_{j,k}(t) \quad (5.3-5)$$

$$\beta_{j,k} = \sum_{i=1}^L W_j^{(i)} \cdot a_{j,k}^{(i)} \quad (W_j^{(i)} \geq 0) \quad (5.3-6)$$

ここで, $W_j^{(i)}$: i 番目の波形の j 次における重み係数である.

(4) 目的関数の設定

式(5.3-5)で評価される時刻歴波形 $y(t)$ による応答値 $[D(y)]$ が, 予め設定した目

標応答値 $[D^{target}]$ に十分近くなるような重み係数 $W_j^{(i)}$ を算定する。また、重み係数 $W_j^{(i)}$ が小さくなるという Tikhonov の正則化法による拘束²³⁾ も与える。具体的には目的関数を次式で定義する。

$$\text{目的関数} : \varepsilon = |D^{target} - D(y)|^2 + \lambda^2 |W|^2 \rightarrow \min \quad (5.3-7)$$

ここで、最適な正規化パラメータ λ を算定するためには、GCV²⁴⁾、L カーブ法²⁵⁾ 等が用いられるが、今回は簡易的に一律 $\lambda=0.01$ を用いた。

5.3.2 最適化の方法

式(5.3-7)の目的関数 ε を最適化する方法としては、ヒューリスティックアルゴリズムの一つである遺伝的アルゴリズム (Genetic Algorithm, GA)²⁶⁾ を用いることとした。GA は初期モデルの制約が少なく、かつロバスト性が高いために、観測記録等を説明する地盤構造の推定等に数多く適用されている^{例えば²⁷⁾}。また第3章においても伝達関数を満足する地盤構造評価手法として GA を用いている。本章における GA の各種計算条件を以下に示す。

まず、適応度の高い解周辺を探索し、より最適な解を求めるために、ルーレット選択規則を用いる。また、局所的な解にとどまることを防ぎ、より広範囲な解を探索するために、動的突然変異を発生させる。重み係数 $W_j^{(i)}$ の範囲は、 $0 \leq W_j^{(i)} \leq 1$ とし、これを 8 ビットで離散化する。GA のパラメータとして、個体数 20、交差確率 70% とする。また、世代数 1000 とする。以上の操作を初期乱数を変化させてそれぞれ独立に 10 回繰返し、最終的に得られた 10 個の波形の中から式(5.3-7)の目的関数を最も満足する波形を抽出する。

また参照地震動群が多数存在する場合には、未知数が多くなるため効率的な収束が期待できない可能性がある。そこで、次節に示す参照地震動群として 1000 波を用いた検討においては、事前に各地震動を用いた応答と目標応答の誤差を算定し、誤差の小さな 100 波を予め選定している。そしてこの 100 波を選択された参照地震動群として波形合成を行うこととする。

5.4 提案手法の適用性

本節では、提案した波形合成手法を実際の時刻歴波形群に適用することで、適用性の確認を行う。まず、経時特性、周波数特性の大きく異なる観測記録 2 波に対する高架橋の応答（線形応答、非線形応答）を対象として検討を行う。続いて、実際の強震動予測によって評価された多数の参照地震動群を用いた検証を行う。最後に振動特性の大きく異なる盛土の応答も含めた最適化を実施することで、本手法によって得られる地震動波形 1 波が複数の振動特性の異なる構造を対象とした場合にも適用可能であることを確認する。

5.4.1 特性の異なる 2 波形を参照地震動として用いた場合

まず、特徴の異なる 2 波形（兵庫県南部地震 JMA 神戸、釧路沖地震 JMA 釧路）（図 5.4-1～図 5.4-3）を参照地震動として設定し、目標としたスペクトルをターゲットとして提案手法を適用することで、手法の妥当性の確認を行う。

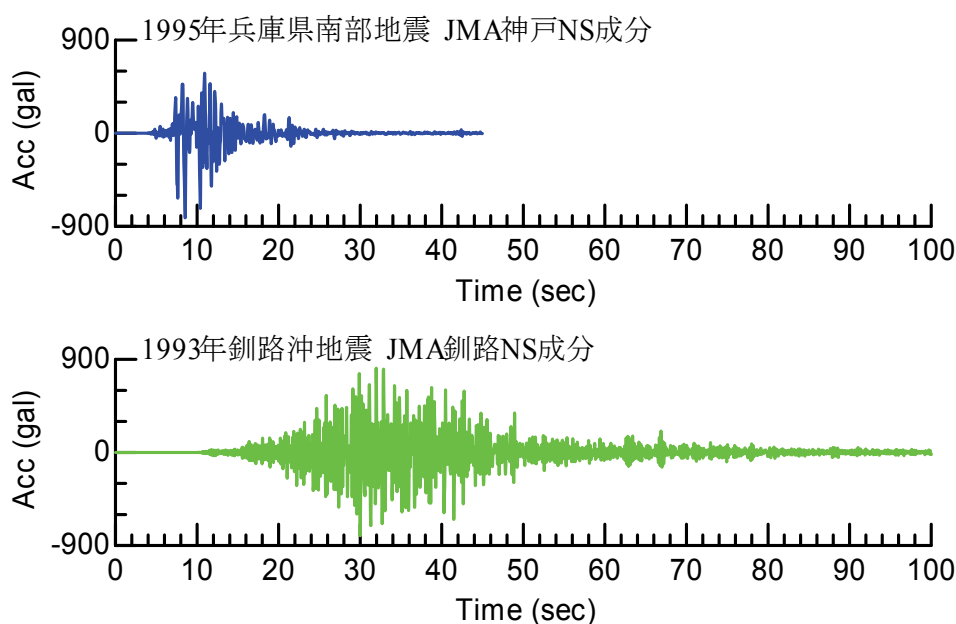


図 5.4-1 参照地震動の時刻歴波形
(上段：兵庫県南部地震 JMA 神戸，下段：釧路沖地震 JMA 釧路)

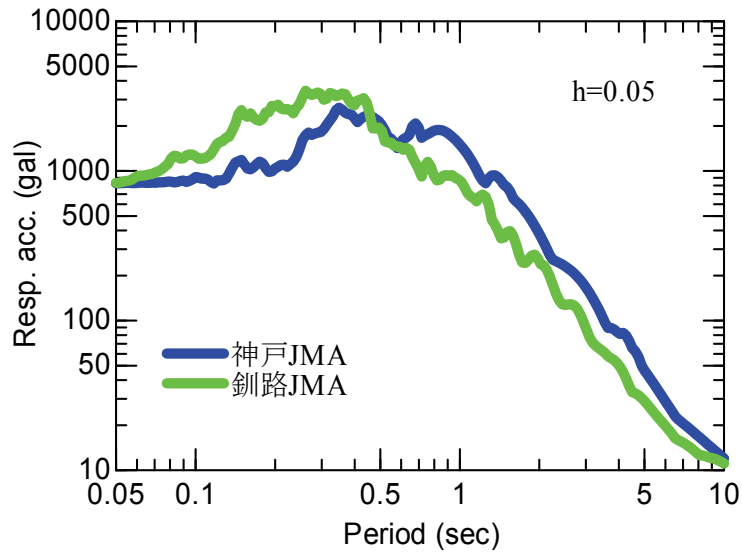


図 5.4-2 参照地震動の弾性加速度応答スペクトル

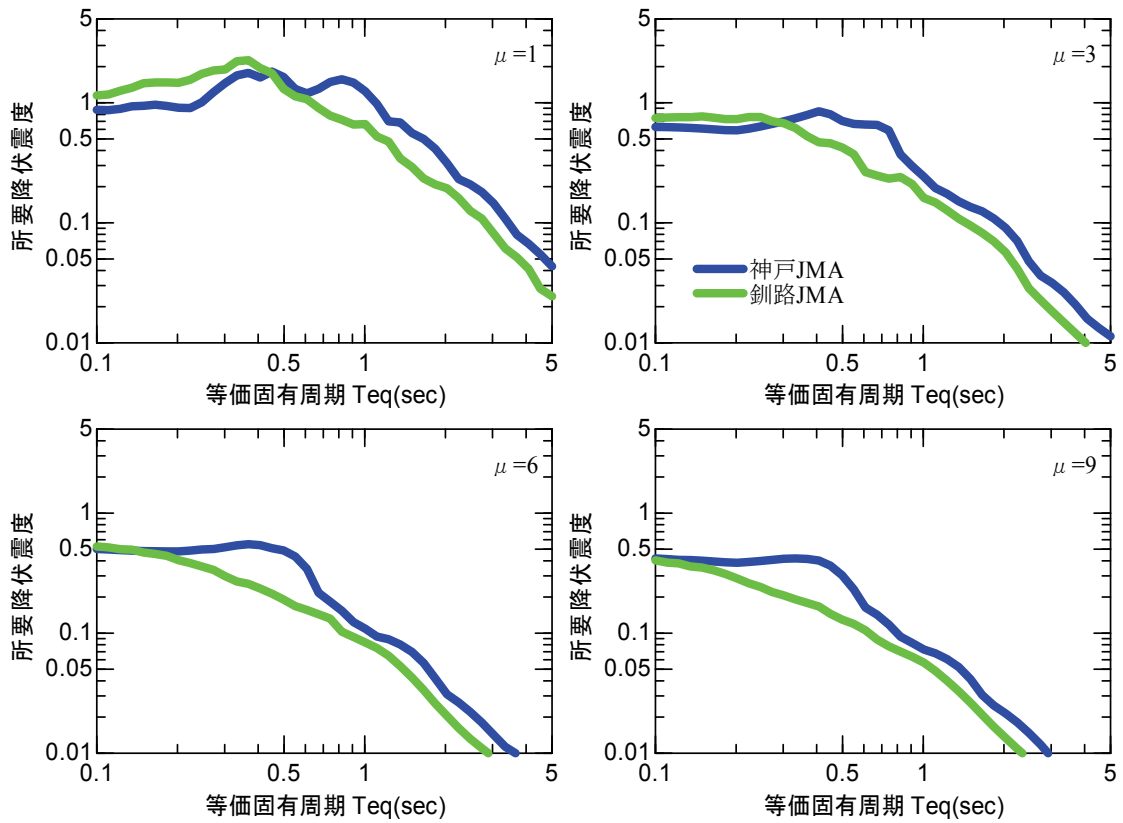


図 5.4-3 参照地震動の所要降伏震度スペクトル

(1) 構造物の弾性応答のみを代表応答値とした場合

まずは弾性加速度応答スペクトル ($h=0.05$) のみを目標スペクトルとして設定した場合の手法の適用性を確認する. 式(5.3-1)における代表応答値 $[D(y)]$ は, ここでは弾性加速度応答スペクトルの形で記述することとし, 神戸 JMA の応答スペクトル $RA_1(t)$ と釧路 JMA の応答スペクトル $RA_2(t)$ から次式により設定した.

$$RA_{target}(t) = 0.6 \times RA_1(t) + 0.4 \times RA_2(t) \quad (5.4-1)$$

具体的なスペクトルを図 5.4-4 に示すが, これは神戸 JMA と釧路 JMA の弾性応答を 6:4 で荷重平均したスペクトルである. 周期 0.05 秒から 10 秒までを対数軸で均等に 200 分割したものを構造物の応答値 $[D(y)]$ とする.

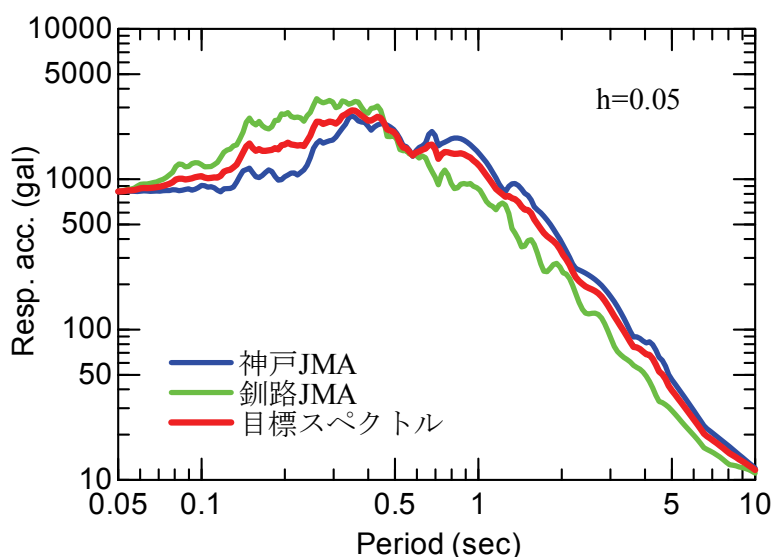
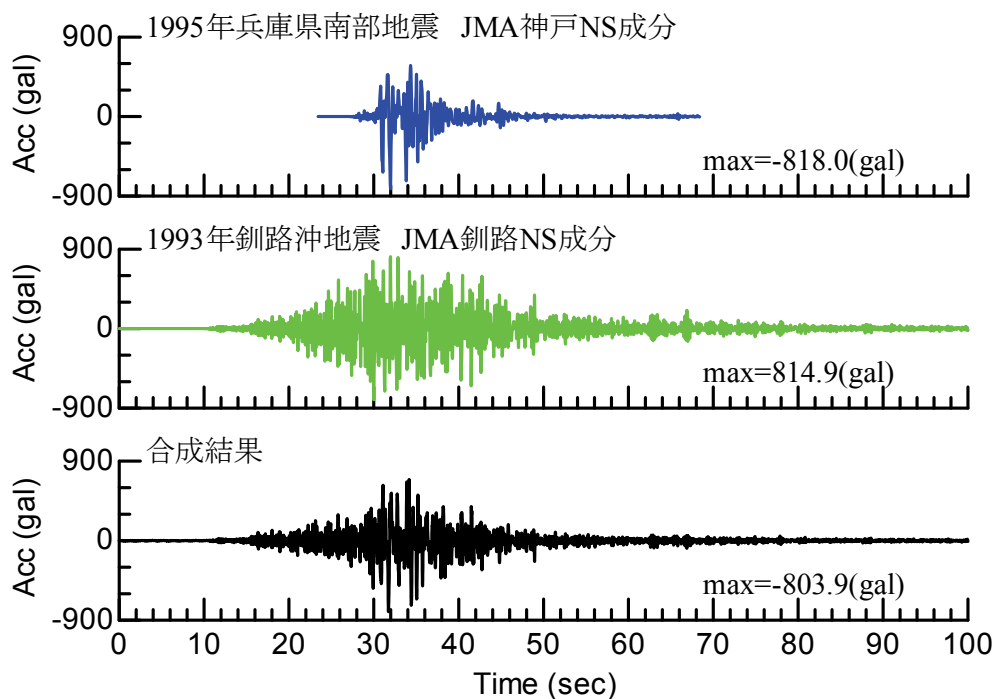


図 5.4-4 参照地震動の弾性加速度応答スペクトル

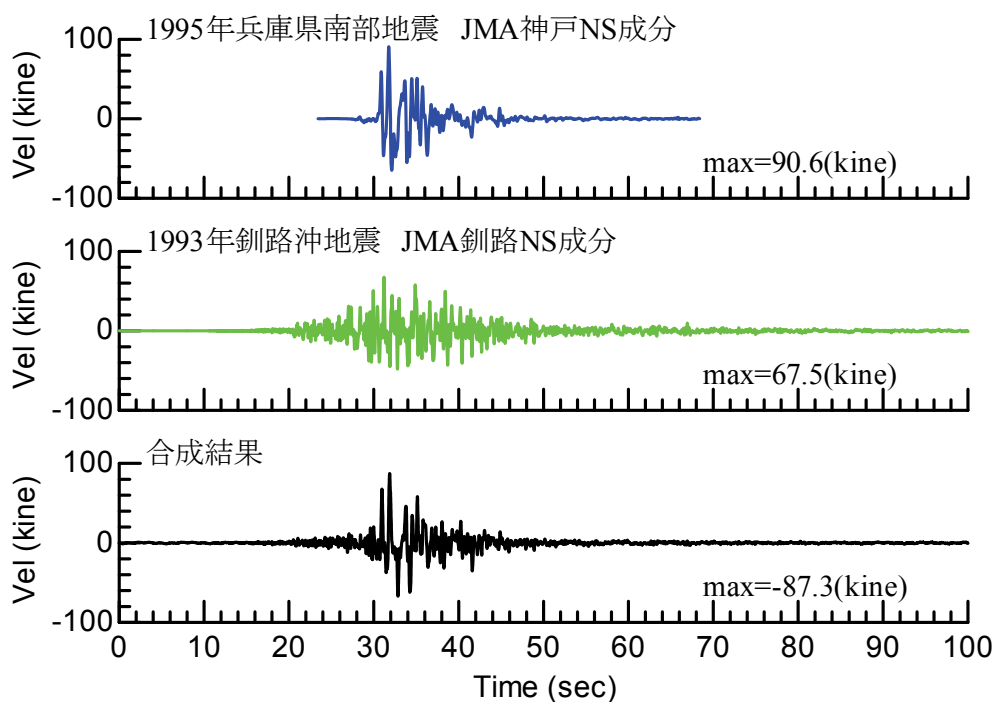
最適化を実施する前に最大加速度の出現時刻を両波形で一致させるように, 時間軸を移動させている. また, 最適化を行う際にウェーブレット次数 j は 18 次まで考慮することとし, データ数 $N=262144$ として元波形には後続の 0 を加えている. ただし対象とする周期は 0.05~10 秒であるため, この周期帯以外の成分は, 応答にそれほど影響を与えないと考えられる. そこで計算を効率化させることを目的として, サポート周期として対象周期以外となるウェーブレット次数における最適化は実施しないこととし, これらの次数における重み係数は 0.5 を固定で与えることとする.

この条件に基づきターゲットの応答スペクトルを満足する波形の探索を行っ

た. 最終的に得られた時刻歴波形を図 5.4-5 に, この時刻歴波形から算定される弾性加速度応答スペクトルを図 5.4-6 に示す.

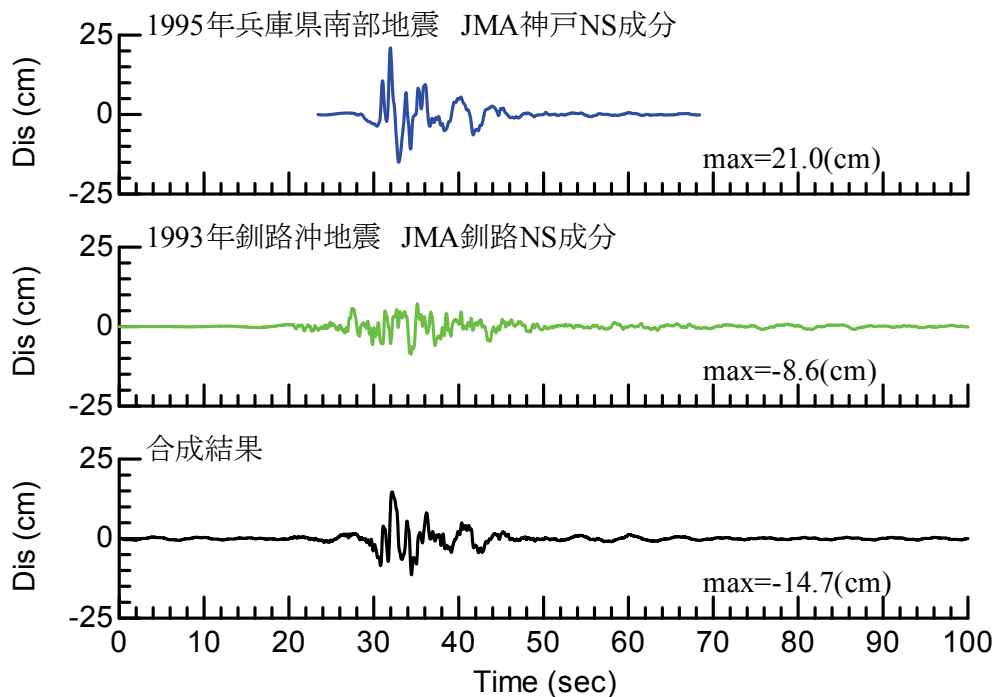


(a) 加速度波形



(b) 速度波形

図 5.4-5-1 合成された時刻歴波形 (その 1)



(c) 変位波形

図 5.4-5-2 合成された時刻歴波形 (その2)

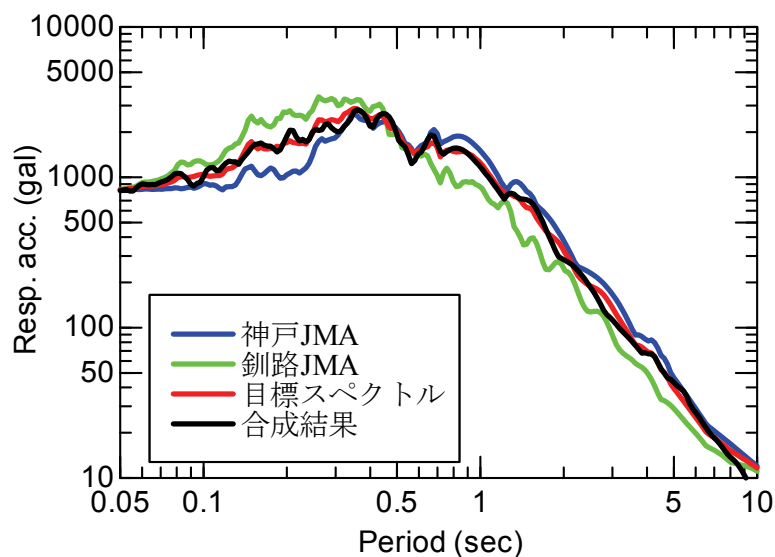


図 5.4-6 合成された時刻歴波形の弾性加速度応答スペクトル (h=0.05)

まず図 5.4-6 を見ると、合成された時刻歴波形は広い周期帯域において目標とする弾性加速度応答スペクトルを良好に表現していることが分かる。また、元波形の応答スペクトルは、短周期成分では釧路 JMA の応答が大きく、長周期成分では逆に神戸 JMA の方が大きくなっているが、合成波形の加速度、速度、

変位波形はその傾向を適切に反映した結果となっている。具体的には、加速度波形では波形の形状として JMA 釧路の影響を強く受けている。逆に、変位波形では波形の形状として神戸 JMA に類似した形状を示している。このように、提案手法を用いて波形合成を行うことで、目標とするスペクトルの周波数ごとに影響の大きな地震波の特徴を含んだ地震動波形が得られることが分かる。

(2) 構造物の非線形応答を代表応答値とした場合

続いて、非線形応答スペクトルを目標値とした場合の波形合成を行う。非線形応答スペクトルは、5.2 節で示した結果と同様に、鉄道 RC 高架橋を対象として作成する。対象とする周期は、構造物の固有周期が 0.1~5.0 秒とし、その間を対数軸で均等に 40 分割して与えた。応答塑性率 μ は、1 (弾性時) ,3,6,9 の 4 種類のスペクトルを全て用いる (図 5.4-3)。目標スペクトルは上記(1)と同様に、神戸 JMA を 0.6 倍、釧路 JMA を 0.4 倍したものを足し合わせた所要降伏震度スペクトルとした (図 5.4-7)。その他の計算条件は全て上記(1)と同様である。

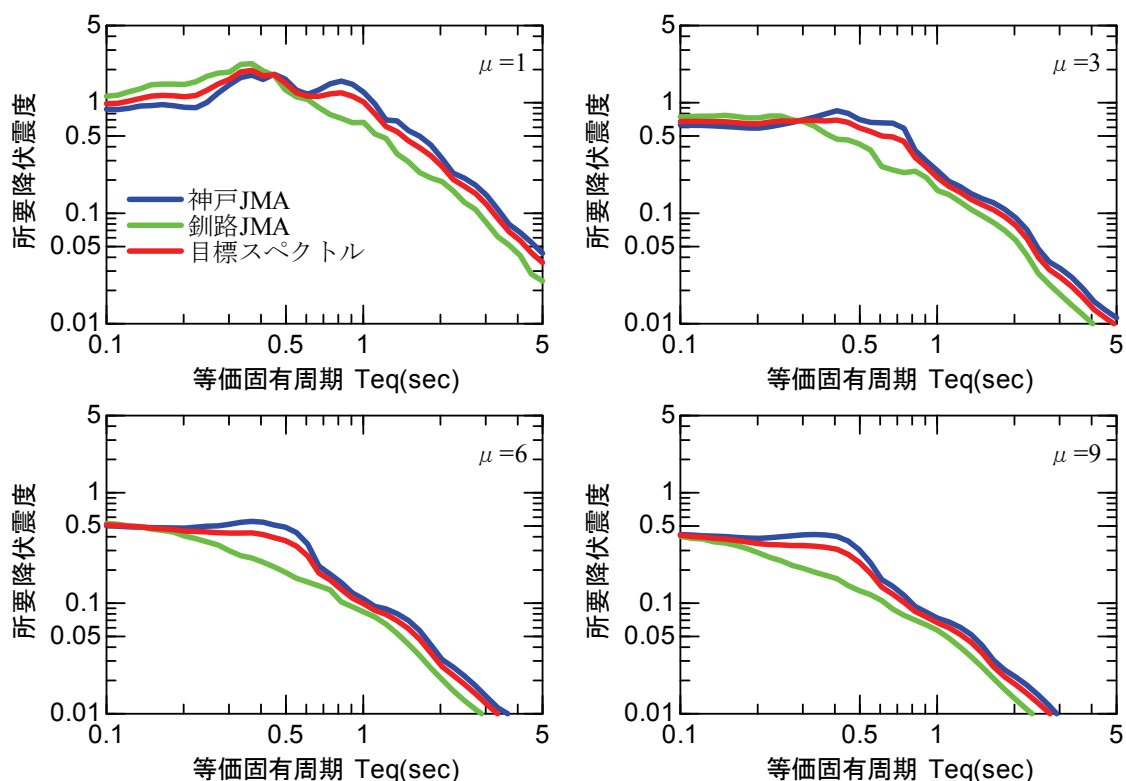


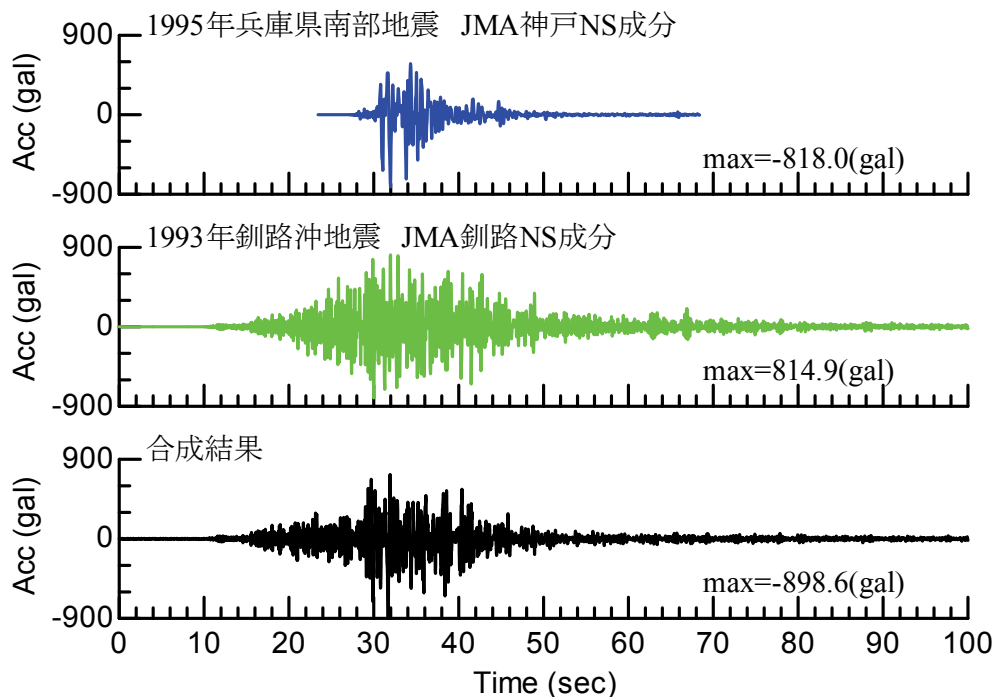
図 5.4-7 参照地震動の所要降伏震度スペクトル
(2 波を参照地震動とした場合)

ただし、最適化時に対象とする周期帯は、構造物の非線形化に伴う振動周期の長周期化を考慮する必要がある。具体的には、次式により構造物の非線形応答時の卓越周期を簡易的に算定し、これをサポートする周期帯域までを対象として最適化を実施する。

$$T' = T_{eq} \times \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha(\mu - 1)}} \quad (5.4-2)$$

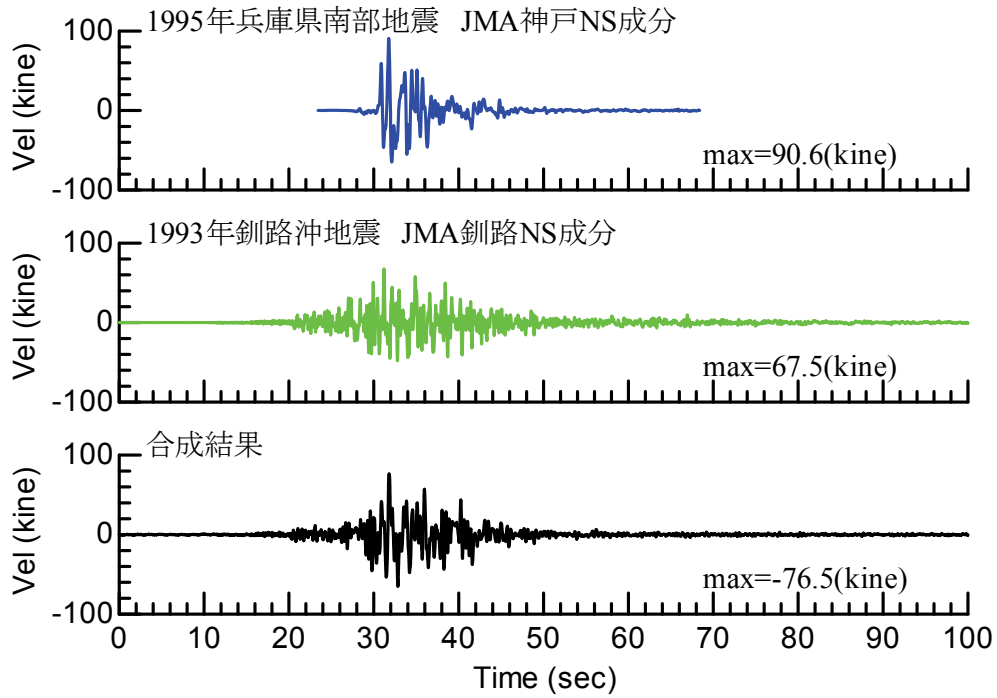
ここで、 T_{eq} は構造物の固有周期、 μ は応答塑性率、 T' は構造物の振動卓越周期である。具体的には、対象とする構造物の周期のうち最も短いものが周期 0.1 秒の構造が弾性応答 ($\mu = 1$) した場合 ($T' = 0.1$ 秒)、最も長いものは周期 5 秒の構造が応答塑性率 9 となった場合 ($T' = 11.2$ 秒) であるため、この範囲 (0.1~11.2 秒) をサポートするウェーブレット次数を対象とした最適化を実施する。

上記の条件に基づき波形合成を実施した結果、得られた波形を図 5.4-8、図 5.4-9 に示す。

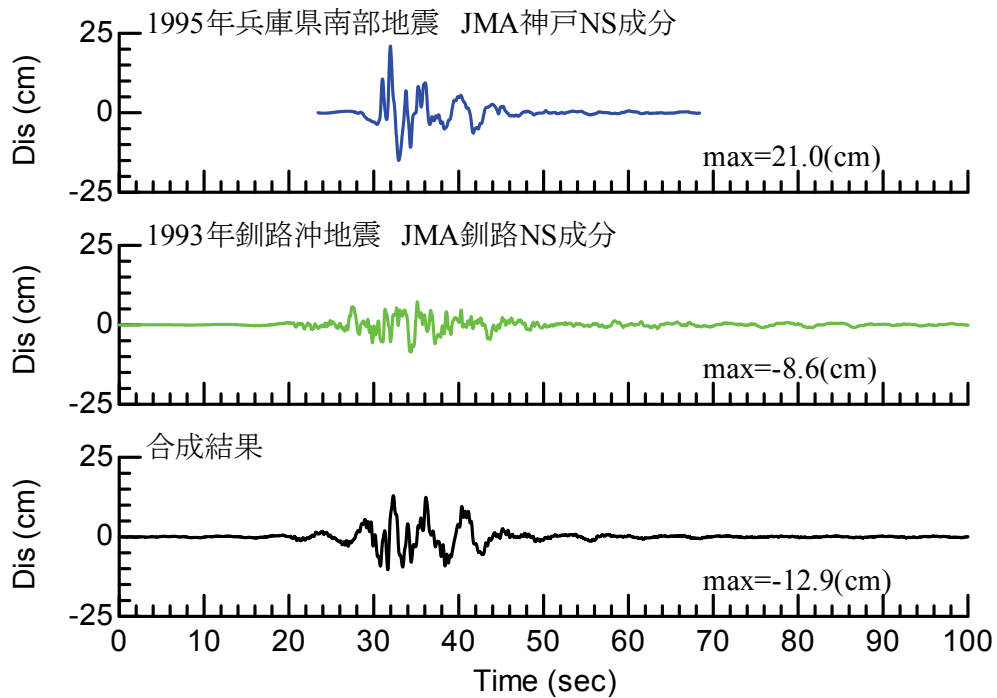


(a) 加速度波形

図 5.4-8-1 合成された時刻歴波形 (その 1)



(b) 速度波形



(c) 変位波形

図 5.4-8-2 合成された時刻歴波形 (その2)

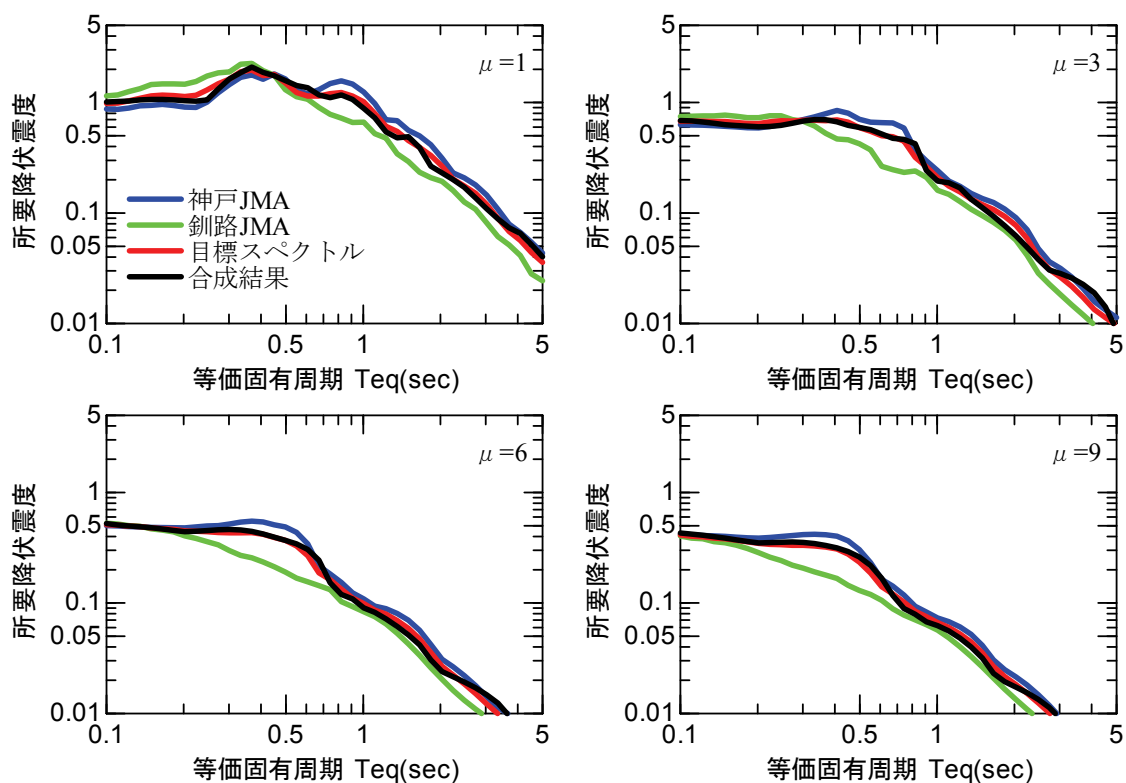


図 5.4-9 合成された時刻歴波形の所要降伏震度スペクトル

これらの結果より，提案した手法によって得られた時刻歴波形は，ターゲットとするスペクトルを良好に再現していることが分かる（図 5.4-9）．また，時刻歴波形の特徴としては，弾性スペクトルのみを対象とした場合と同様に，元の 2 波形の特徴をあわせ持った地震動となっている．つまり，本手法によって得られる時刻歴波形は，参照地震動の振幅，位相特性の特徴を有しているとともに，ターゲットとする非線形スペクトルに良好に一致している．

5.4.2 多数の強震動予測結果を参照地震動として用いた場合

続いて，実際の強震動予測結果から得られる多数の参照地震動群を対象として本手法を適用し，設計地震動の合成を試みる．対象とする参照地震動群は，5.2 節で検討に用いた合計 1000 ケースの時刻歴波形とした．各波形の弾性加速度応答スペクトルを図 5.2-2 に示しているが，それぞれの波形は大きくばらついている．

波形を合成する手法は、上記(2)の2波を用いた場合と同様である。ただし、最適化を実施する際に対象とする波形群としては、1000波全てを用いるのではなく、各波形による応答と目標スペクトルとの差を事前に算定し、この差が小さな100波のみ選択して用いることとした。また、対象とする構造物の応答値 $[D(y)]$ は、参照地震動群の所要降伏震度スペクトル（応答塑性率 $\mu=1,3,6,9$ ）の平均値とした。各波形の所要降伏震度スペクトル、目標とする所要降伏震度スペクトルをまとめて図5.4-10に示す。

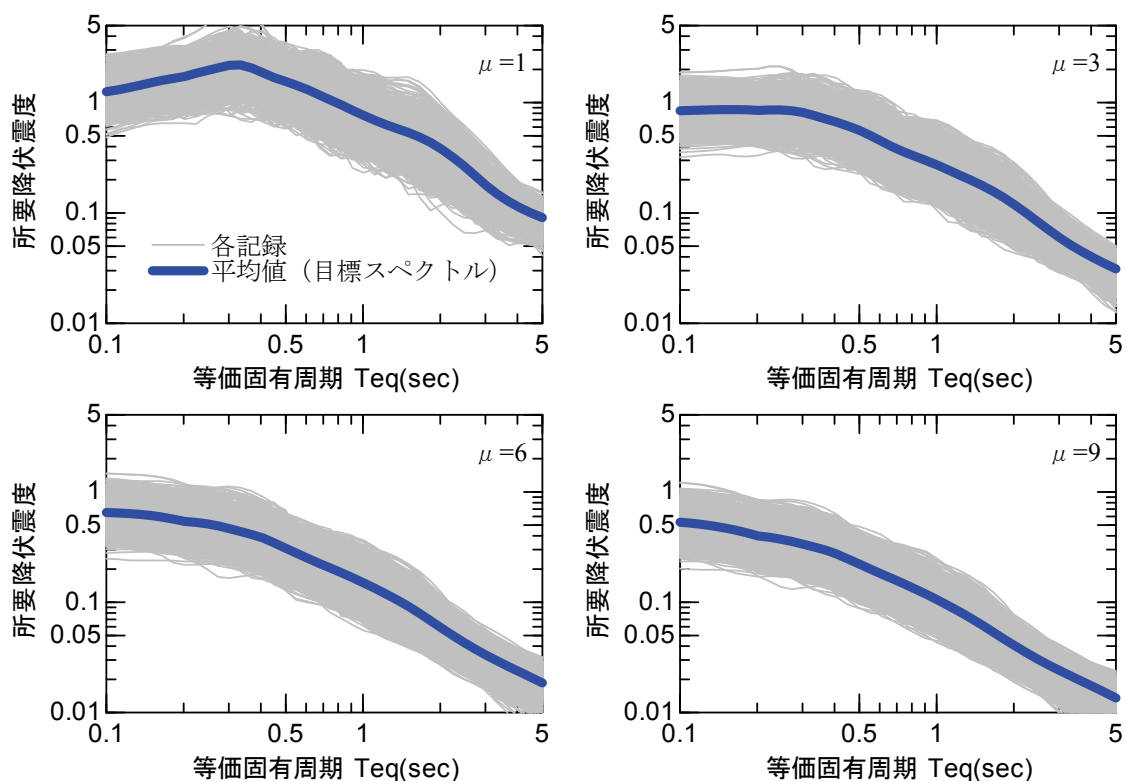


図 5. 4-10 参照地震動の所要降伏震度スペクトル
（多数の強震動予測結果を参照地震動とした場合）

以上の条件に基づき、最適な重み係数を算定した。最終的に得られた時刻歴波形を図5.4-11に、この波形の所要降伏震度スペクトルを図5.4-12に示す。これを見ると、合成された時刻歴波形は、幅広い周期帯域、非線形応答量（応答塑性率）に対して目標スペクトルを適切に表現している。さらに、参照地震動群の中から弾性応答スペクトルに近い1波を選定した結果（図5.2-4）と比較すると、明らかに今回合成された波形の方が目標スペクトルとの一致度が高いことが分かる。また、最終的に得られた時刻歴波形（図5.4-11）も継続時間が短くかつ強震動予測実施時に設定した2つのアスペリティの影響を表現できて

おり，対象とする震源域，地点の影響を含んだ地震動波形となっていると言える．つまり，本手法によって波形合成を行うことで，地点の地震環境，震源の破壊過程の不確定性を考慮した上で，構造物の非線形応答量の観点からも適切な設計地震動の評価が可能となる．

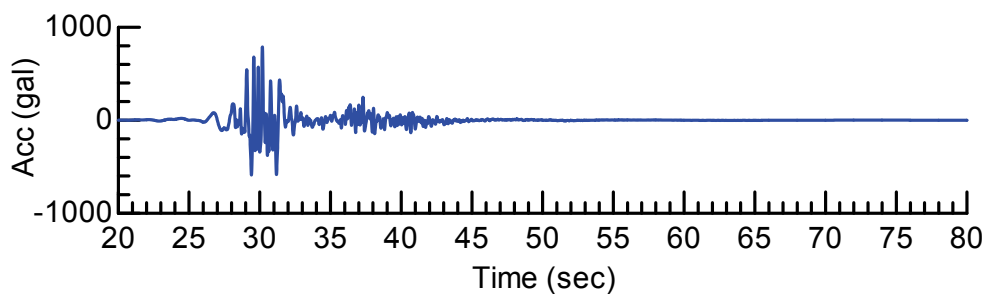


図 5.4-11 合成された時刻歴波形

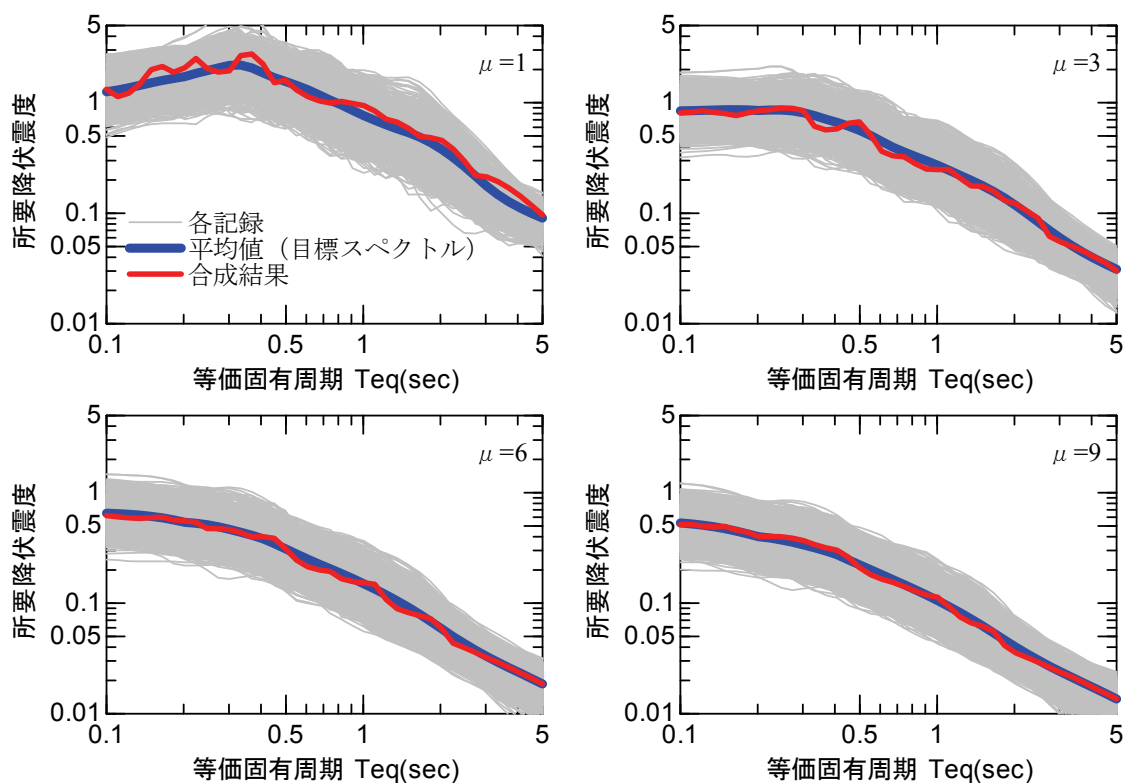


図 5.4-12 合成された時刻歴波形の所要降伏震度スペクトル

5.4.3 土構造物と高架橋の応答を同時に対象とした場合

上記 5.4.2 項の検討は、構造物の応答値 $[D(y)]$ を評価する構造形式として高架橋のみを対象としていた。一方で、土構造物はこれとは振動特性が異なり、かつ応答の評価法も大きく異なる。そのため前述したように、高架橋の応答にとって適切な地震動波形が土構造物の応答にとって適切な波形とはなっていないことも十分考えられる。しかしながら例えば両構造が隣接する場合に、各々の設計地震動が異なるということは好ましい状況ではなく、可能であれば用いる設計地震動は両者の特性を考慮した上で同一の波形として選定されることが望ましい。そこで、構造物の応答値 $[D(y)]$ に土構造物の変形量も加味した波形合成を実施することで、複数の振動特性を対象とした場合の提案手法の適用性を確認する。

目標とする構造物の応答値 $[D(y)]$ のうち、高架橋の応答は 5.4.2 項と同様に参照地震動 1000 波の平均応答値 (図 5.4-10) を用いる。土構造物の応答値も、これと同様の参照地震動 1000 波を用いた基準化変形量²¹⁾の平均値を対象とする。なお、盛土の降伏震度 K_y は 0.2~1.0 までを 0.05 刻みで算定する。実際に与えた土構造物の目標応答値を図 5.4-13 に示す。

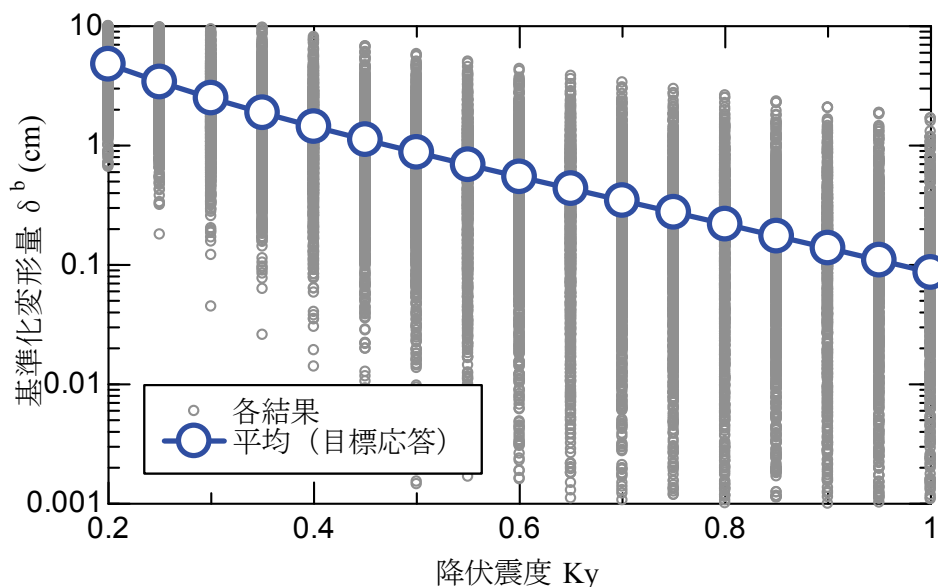


図 5.4-13 参照地震動の基準化変形量

重み係数を算定する手法も基本的には5.4.2項と同様とする。ただし、今回用いた土構造物の変形量評価手法¹¹⁾¹²⁾では、土構造物の振動特性は考慮していない。そのため、最適化を行うウェーブレット係数を構造の周期特性から限定するという手法をそのまま用いることは出来ない。一方で、今回の土構造物の変形量算定法は、地震動の加速度波形をダイレクトに用いるため、波形の短周期成分の影響が非常に大きくなると考えられる。そこで、土構造物の応答も含んで検討を行う際には、高架橋を対象とした場合の対象周期帯よりも短周期側のウェーブレット係数も対象として最適化を実施することとする。

以上の条件に基づき、最適な重み係数を算定した。最終的に得られた結果を、**図 5.4-14** (時刻歴波形)、**図 5.4-15** (所要降伏震度スペクトル)、**図 5.4-16** (土構造物の基準化変形量) に示す。まず、**図 5.4-15** の所要降伏震度スペクトルは、土構造物の影響を無視した場合 (**図 5.4-12**) と概ね同程度の一致度を示している。また**図 5.4-16** より、今回得られた時刻歴波形は、土構造物の応答の観点からも適切な波形となっていることが分かる。

ここで、土構造物の応答は波形の短周期成分の影響が非常に大きいため、得られる波形の形状 (**図 5.4-14**) としては、短周期成分が大きく卓越したような波形となっており、加速度が非常に大きくなっている。そのためこの波形は実際の地震動波形と多少の乖離があると考えられる。ただし、この時刻歴波形を用いて構造物の応答値算定、性能照査を行うことで、構造物諸元の変化、構造形式の違いによらず、1波の応答解析のみで目標とする性能 (ここでは全波形の平均的な応答に対する性能) を満足する構造を設計可能であるため、設計地震動として要求される条件を具備していると言える。

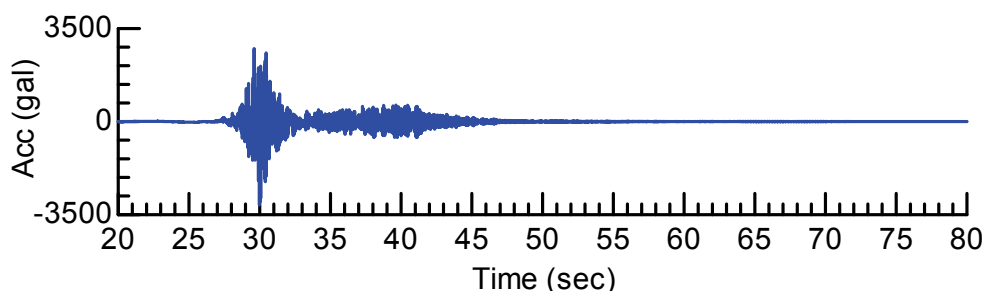


図 5.4-14 合成後された時刻歴波形

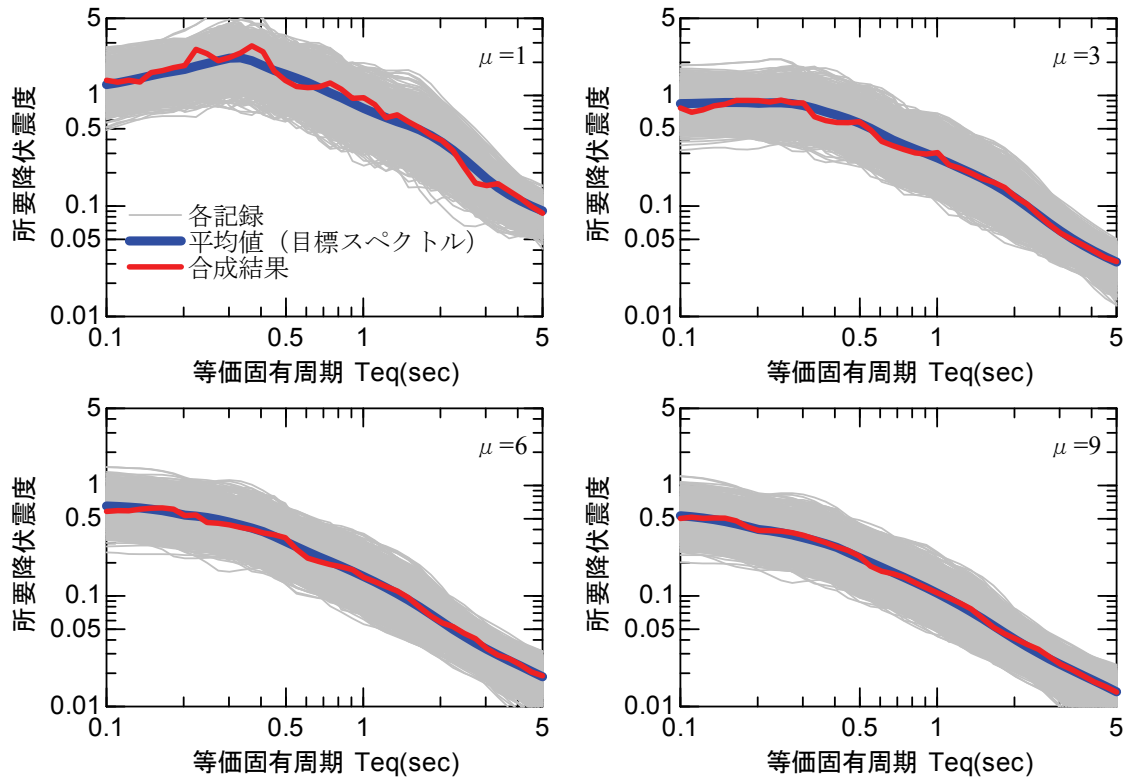


図 5.4-15 合成された時刻歴波形の所要降伏震度スペクトル

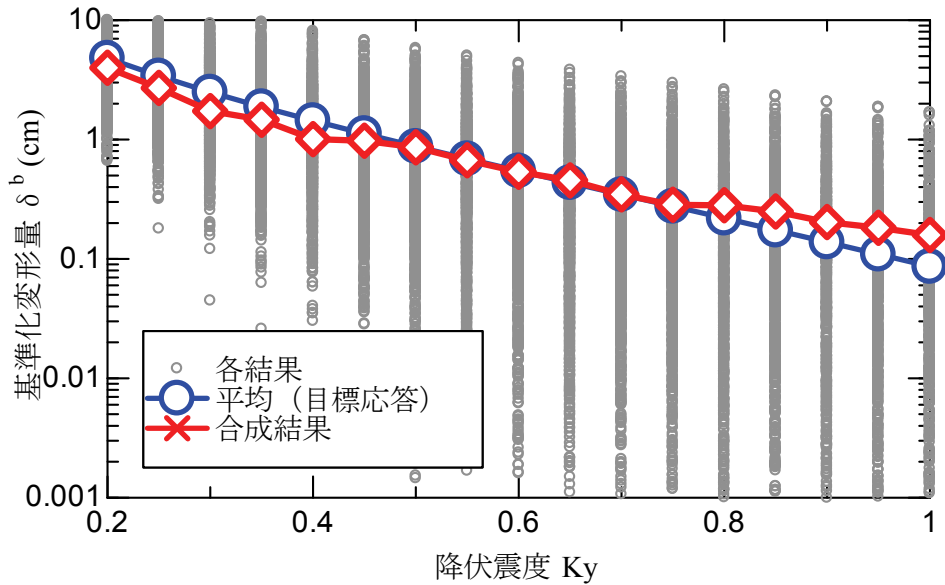


図 5.4-16 合成された時刻歴波形の基準化変形量

5.5 まとめ

第 4 章で提案した地震動評価手法を用いることで、構造物の非線形挙動を考慮した地震動波形が得られる。しかしながら依然として、断層の破壊過程等の各種パラメータは多くの不確定性を含んでおり、これらを全て考慮した場合には、バラツキの大きな多数の地震動波形が評価される。この地震動波形群の各波形を参照地震動と考え、これらの各特性を反映した中で、構造物の非線形挙動の観点から適切な設計地震動を評価する手法を提案した。

具体的には、目標とする非線形応答スペクトル、その他各指標に適合するような時刻歴波形を各参照地震動群のウェーブレット係数を適切に重ね合わせることで評価する。重ね合わせを行う際の重み係数は、遺伝的アルゴリズムを用いることで、ロバストかつ現実的な時間で決定することが可能である。提案した手法を実際の強震動予測に基づく地震動波形群に適用することで、幅広い指標（高架橋の固有周期・非線形応答量、土構造物の滑動変形量）を全て考慮した上で、適切な時刻歴波形を合成可能であることを確認した。本手法を用いることで、同一地点に存在する土木構造物に対して、同一の設計地震動 1 波による応答値算定、性能照査のみで適切な耐震設計が可能となる。

参考文献（第5章）

- 1) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 2) 小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：首都高速道路における長大橋耐震補強の基本方針と入力地震動，土木学会論文集，No.801/I-73，pp.1-20，2005.
- 3) 山田雅行，先名重樹，藤原広行：強震動予測レシピに基づく予測結果のバラツキ評価の検討～震源パラメータのバラツキについて～，日本地震工学会論文集，第7巻，第1号，pp.43-60，2007.
- 4) 坂井公俊，室野剛隆，日野篤志：鉄道構造物の安全性照査のための地震動評価例 ～立川断層帯による地震を対象として～，第48回地盤工学研究発表会発表会講演集，2013.
- 5) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），2012.
- 6) ISO TC 98/SC3/WG10: Basis for design of structures - Seismic actions for designing geotechnical works, 2005.
- 7) 南海トラフの巨大地震モデル検討会：南海トラフの巨大地震モデル検討会中間とりまとめ，2011.
- 8) 大阪府：大阪府自然災害総合防災対策検討（地震被害想定）報告書，2007.
- 9) 宮本崇：想定される地震動の集合が有する情報量を反映した設計地震動の合成，東京大学博士論文，2012.
- 10) 西村昭彦，室野剛隆，齋藤正人：所要降伏震度スペクトルの作成と耐震設計への適用，地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，Vol. 3，pp. 43-48，1999.
- 11) Newmark, N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.12, No.2, pp.139-159, 1965.
- 12) 舘山勝，龍岡文夫，古関潤一，堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.12，No.4，pp.7-12，1998.
- 13) 坂井公俊，室野剛隆：位相特性の変化が構造物の非線形応答に与える影響把握のための基礎的検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.68, No.4, pp. I_67-I_78, 2012.
- 14) 田上和也，坂井公俊，室野剛隆，松丸貴樹，渡辺健治，神田政幸：盛土の滑動変形量算定のための設計地震動に関する検討，土木学会鉄道工学論文集，2011.
- 15) 野津厚，長尾毅，山田雅行：スペクトルインバージョンに基づく全国の強震

- 観測地点における基盤サイト増幅特性とこれを利用した強震動評価事例, 日本地震工学会論文集, Vol.7, No.2, pp.215-234, 2007.
- 16) 坂井公俊, 室野剛隆: 地震・常時微動記録を用いた鉄道構造物の L2 地震動評価, 基礎工, Vol.41, No.9, pp.41-43, 2013.
 - 17) 佐藤忠信, 室野剛隆, 西村昭彦: 震源・伝播・地点特性を考慮した地震動の位相スペクトルのモデル化, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.201-213, 1999.
 - 18) Sakai, K., Muro, Y., Sawada, S.: A study for modeling path and site effects in consideration of spatial variation of earthquake ground motions, *11th International Conference on Structural Safety & Reliability*, 2013.
 - 19) 釜江克宏, 入倉孝次郎, 福知保長: 地震のスケーリング則に基づいた大地震時の強震動予測, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 430 号, pp.1-9, 1991.
 - 20) Clough, R. W. and S. B. Johnston: Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第 2 回日本地震工学シンポジウム梗概集, pp.227-232, 1966.
 - 21) 坂井公俊, 室野剛隆, 京野光男: 鉄道盛土の地震被害簡易推定手法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.3, pp.542-552, 2012.
 - 22) Meyer, Y.: Orthonormal Wavelets, Inverse Problems and Theoretical Imaging, pp 21-37, 1989.
 - 23) Tikhonov, A. N.: On the problems with approximately specified information, Ill-posed problems in the Natural sciences, 1987.
 - 24) Wahba, G.: Practical approximate solutions to linear operator equations when the data are noisy, *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 14(4), pp.651-667, 1977.
 - 25) Hansen, P. C.: Truncated singular value decomposition solutions to discrete ill-posed problems with ill-determined numerical rank, *SIAM Journal on Scientific and Statistical Computing*, 11(3), pp.503-518, 1990.
 - 26) 長尾智晴: 最適化アルゴリズム, 昭晃堂, 2000.
 - 27) 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, Vol.468, pp.9-17, 1995.

第 6 章 地震危険度解析に基づく生起確率付地震動波形群の合成方法

6.1 概説

構造物の地震時性能を表現する指標として、我が国の現在の道路、鉄道構造物の耐震設計では、ある想定地震動に対して崩壊する、崩壊しないといった考え方が採用されてきた^{1),2)}。一方で、構造物の耐用期間内に想定される全ての地震に対してどの程度破壊する確率を有するのか、という信頼性設計の考え方も提案されている^{例えは³⁾}。信頼性設計を行う際の一つの指標として考えられる地震による構造物の損傷確率は、一般的には地震危険度解析^{例えは^{4),5)}}によって得られるハザード曲線と構造物のフラジリティー曲線が揃っていれば、両者の結果を積分することで、比較的容易に評価することができる^{例えは⁶⁾}。

このうち、確率論的な地震動評価は、兵庫県南部地震以降、多数の地震調査が実施された結果として、活断層の位置や発生間隔等の情報が飛躍的に蓄積、公開されており、電力などの分野においては、これらの成果が活用されている^{例えは^{7),8)}}。さらに米国では、原子力発電所施設の確率論的な地震安全性評価(地震 PSA)や、土木・建築構造物の設計地震動設定に確率論的な概念が積極的に取り入れられている例もある⁹⁾。

一方で、構造物のフラジリティー曲線は、既往の地震被害に基づく評価や解析的な評価に基づいて評価することができる^{例えは^{10)~12)}}。しかしながら、例えば延長の長い道路、鉄道路線などの多様な振動特性を有する構造物に対して損傷確率を評価する場合には、それぞれに対応したフラジリティー曲線を事前に算定しておく必要がある。また例えば高架橋の上に建設された電柱などのような付帯構造の損傷確率や土木構造物上を走行する車両の安全性等を評価しようとした場合には、高架橋の応答も含んだ形でのフラジリティー評価が必要となり、簡易な形式での表現が困難になると考えられる。

これらの問題を解決するためには、地震作用としてハザード曲線ではなく確率を有した時刻歴波形を用いた動的解析を直接実施する方法が考えられる。時刻歴波形を用いることで、あらゆる構造に対して応答値、損傷程度の評価を行うことが出来るとともに、付帯構造物に対しても高架橋の応答波形をそのまま入力として扱うことで、容易に損傷評価が可能となる。

さらに、例えば同じ最大加速度の地震を想定した場合においても、その地震を発生させる断層のマグニチュードや震源距離が異なると、地震動の周波数特性や経時特性は大きく変化することが分かっている。そのため、地震動のピーク値で表現するよりも、時刻歴波形を用いた動的解析を実施することで、構造物の損傷程度はより正確に表現可能となることが期待される。また、時刻歴波形を工学的基盤位置で規定することで、表層の地盤特性を陽な形で含んだ地震動評価が可能になるため、同一地点においても地盤条件の違いによる地震リスクの変化なども明確に表現できると考えられる。

以上をふまえ本章では、地震危険度解析に基づいて、想定した地震動強度を引き起こす可能性が高い断層とその発生確率を特定し、その想定断層から引き起こされる地震動群（生起確率付地震動群）をシミュレートする手法について検討を行う。このような生起確率付地震動群を評価する方法は、過去に提案されている例もある¹³⁾。しかしながらこの手法では、地点毎に詳細な震源モデルを複数構築した上で、強震動予測による地震動評価を多数回繰返し実施する必要がある。そのため例えば道路や鉄道といった多数の施設が連続する線状土木構造物を対象とした場合には、現実的な計算回数とならない可能性が高い。そこで本検討では、従来から一般的に用いられている確率論的地震危険度解析の結果を満足する地震動波形を、振幅の距離減衰式と第4章でモデル化した位相スペクトルから簡易に評価する方法の構築を目指す。これにより、多数の構造物群を対象とした評価を行う場合にも比較的容易に地震動波形群を算定し、これに基づき個別構造毎の損傷確率を算定することが可能となる。

検討の手順としては、まず6.2節において、確率論的地震危険度解析とこれに適合した地震動波形の作成方法について説明した後、6.3節で提案手法の適用例として、サンプル地点におけるハザード曲線、生起確率付地震動群を算定する。

6.2 確率を考慮した地震動波形群の作成方法

6.2.1 確率論的地震危険度解析

ここでは対象地点におけるハザードカーブを評価するための確率論的地震危険度解析の基本的な流れを整理する。確率論的地震危険度解析では、まず地震活動のモデル化を行った後、各震源域における地震の発生確率、地震が発生した場合の地震動強度の確率分布を算定する。これを全震源域にわたって統合することで、地震動強度とその発生確率を関連付けたハザードカーブが評価される。

(1) 地震活動のモデル化

活断層調査結果や、過去の地震観測、解析結果に基づいて、断層位置、地震活動度のモデル化を行う。地震活動のモデルを作成する際に必要な過去の地震活動を集約したものは幾つか存在する^{例えば 14), 15)}が、本検討では地震調査研究推進本部による結果⁷⁾をもとに以下の3種類の地震活動に対してモデル化を行った。

- (a) 活断層による地震 (計 346 地震)
- (b) 海溝型地震 (計 33 地震)
- (c) 背景領域による地震 (計 54 領域)

実際にモデル化した震源域を図 6.2-1 にそれぞれ示す。なお、ここで定義した背景領域とは、活断層調査を行っても断層位置を特定することが困難な比較的小規模(概ね M6.5 以下)の地震のことを指す。この背景領域による地震は、日本列島をいくつかの地帯構造に区切り、その領域内でランダムに地震が発生するとしている¹⁶⁾。

これらの震源域に対してそれぞれ、断層の幅、長さ、走向、傾斜角といった位置情報や、地震が発生した場合のマグニチュード、地震の発生間隔、過去の発生履歴、地震発生確率モデルといった地震の規模、発生に関する情報を設定し、データベースとして整理した。

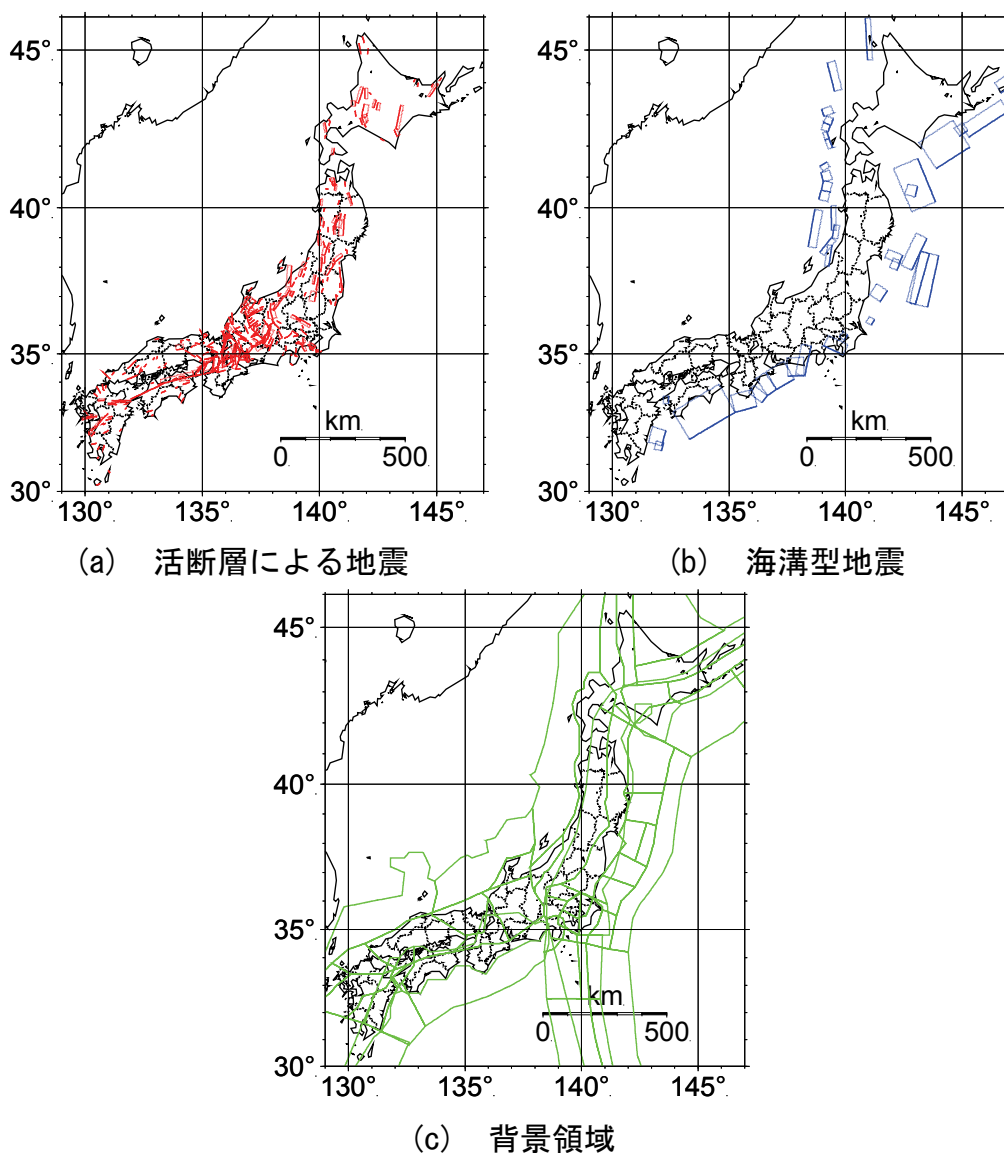


図 6.2-1 地震活動のモデル化

(2) 地震発生確率の算定

上記(1)によって評価された全ての地震発生域を考慮した上で、対象地点において対象期間 (t 年間) に少なくとも一度は地震動強度 Y (最大加速度, 最大速度, etc) が y を上回る確率 $P(Y \geq y; t)$ は, 次式で算出される.

$$P(Y \geq y; t) = 1 - \prod_{k=1}^n \{1 - P_k(Y \geq y; t)\} \quad (6.2-1)$$

ここで, $P_k(Y \geq y; t)$ は k 番目の地震発生域において対象期間に少なくとも一度は地震動強度 Y が y を上回る確率であり, 以下の式(6.2-2), 式(6.2-3)で表現される.

a) 内陸活断層による地震および海溝型地震の場合

既往の地震調査結果に基づき、過去の地震が発生してからの経過時間を無視する場合には、地震が定常ポアソン過程に従って発生するとし、過去の発生履歴を考慮する場合は、非定常な地震発生確率に従って発生するとして設定した。

まず、地震の発生が定常ポアソン過程に従うとした場合に、 $P_k(Y \geq y; t)$ は次式で表現される。

$$\begin{aligned} P_k(Y \geq y; t) &= 1 - \exp\{-\nu_k(Y \geq y) \times t\} \\ &= 1 - \exp\left\{-\nu(k) \sum_i \sum_j P(Y \geq y | r_i, m_j) P_k(r_i) P_k(m_j | r_i) \times t\right\} \end{aligned} \quad (6.2-2)$$

ここで、 $\nu_k(Y \geq y)$ は k 番目の地震によって地震動強度 Y が y を超える確率、 $\nu(k)$ は k 番目の地震の年発生確率(1年あたりの発生回数)、 $P(Y \geq y | r_i, m_j)$ は距離 r_i の位置に存在する地震域において、地震規模 m_j の地震が発生した場合に、地震動強度 Y が y を上回る条件付確率である。

次に、地震の発生が非定常であるとした場合には、 $P_k(Y \geq y; t)$ は次式で表現される。

$$\begin{aligned} P_k(Y \geq y; t) &= P(k; t) P(Y \geq y | k) \\ &= P(k; t) \sum_i \sum_j P(Y \geq y | r_i, m_j) P_k(r_i) P_k(m_j | r_i) \end{aligned} \quad (6.2-3)$$

ここで $P(k; t)$ は k 番目の地震が対象期間において発生する確率であり、BPT分布(Brownian passage-time distribution)による更新過程で評価される^{17),18)}。地震の発生間隔が平均 μ 、ばらつき α のBPT分布に従う場合、確率密度関数は次式で表現できる。

$$f(t; \mu, \alpha) = \left(\frac{\mu}{2\pi\alpha^2 t^3}\right)^{1/2} \exp\left(-\frac{(t-\mu)^2}{2\mu\alpha^2 t}\right) \quad (6.2-4)$$

BPT分布、ポアソン分布の試算例として、平均発生間隔1000年の地震を想定した場合の、現在からの経過時間に伴う地震発生確率の変化を図6.2-2に示す。

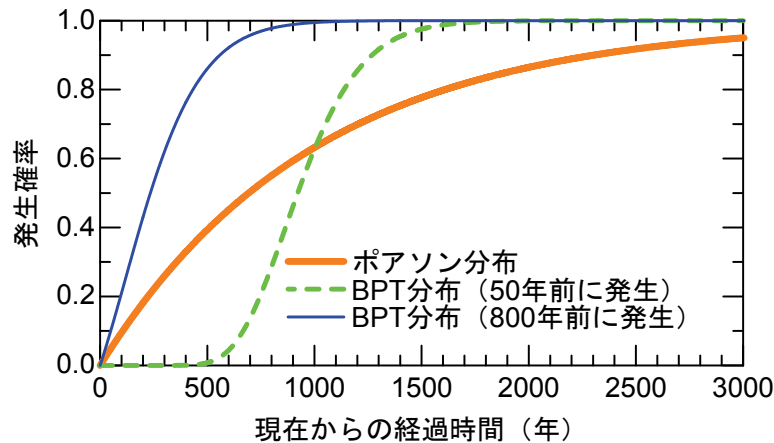


図 6.2-2 地震発生確率の試算例 ($\mu=1000$, $\alpha=0.24$)

b) 背景領域による地震の場合

背景領域による地震においては，発生位置と地震の規模をそれぞれ独立事象として扱い，発生時系列は全て定常ポアソン過程として表現する．発生位置は，背景領域内においてランダムに発生するものとした¹⁶⁾．また，地震が発生した場合の規模の確率分布は，領域ごとに設定された最大マグニチュード m_{\max} と最小マグニチュード m_{\min} の間の規模を持つ地震が，次式で表現される Gutenberg-Richter の関係式¹⁹⁾に従って発生すると仮定する．

$$\log_{10} N(m) = a - bm \quad (6.2-5)$$

ここで， m は地震規模 ($m_{\min} \leq m \leq m_{\max}$)， a, b は歴史地震データより推定される係数である．

以上より，背景領域において地震が発生した場合の位置と規模が設定されたので，式(6.2-2)を用いて各領域からの $P_k(Y \geq y; t)$ が算定される．

(3) 地震動強度の算定 (距離減衰式)

前述した式(6.2-2)，式(6.2-3)における， $P(Y \geq y | r_i, m_j)$ を求めるには，地震動の距離減衰式を用いる．構造物の地震リスクは，対象地点直下の地盤条件の影響を強く受ける．そのため，確率論的地震危険度解析によって得られる結果も，対象地点における表層地盤の影響を考慮可能となっていることが望ましい．そこで今回はまず $V_s=400\text{m/s}$ 程度の工学的基盤面において地震動を評価すること

とした。

ある地震が発生した場合の地震動の大きさを表現する距離減衰式としては、最大加速度の距離減衰式²⁰⁾に表層地盤の影響²¹⁾と深部地盤の影響²²⁾を考慮したものを用いることとした。これらの距離減衰式を使用することで得られる地震動の定義位置は、工学的基盤面 ($V_s=400\text{m/s}$ 程度) となる。

6.2.2 生起確率付地震動群の作成方法

(1) 貢献度の算定，地震発生震源域の選択

続いて，地震動波形を作成する際の震源の情報を抽出する。まず，加速度 $a(\text{gal})$ の地震における各震源域からの貢献度²³⁾は，次式で算定する。

$$C(X_k, a) = \frac{P_{X_k}(A > a; t)}{\sum_i P_{X_i}(A > a; t)} \quad (6.2-6)$$

ここで， $C(X_k, a)$ は，加速度 $a(\text{gal})$ の地震における k 番目の震源域 X_k の貢献度， $P_{X_i}(A > a; t)$ は対象地点で t 年間に震源域 X_i から $a(\text{gal})$ 以上の地震が発生する確率である。算定された貢献度に従って，想定した地震動が発生する震源域を特定する。具体的には，ある加速度レベルの地震動を複数波作成する場合に，貢献度の割合に従って各震源域からの地震発生数を割り振る。

(2) 選択された断層からの地震動作成

震源域の地震規模，震源距離から，振幅特性，位相特性を距離減衰式により設定することにより，条件を満足する地震動群を作成する。

a) 目標応答スペクトル，初期の振幅スペクトルの設定

目標とする応答スペクトルは，応答スペクトルの距離減衰式²⁴⁾を用いて，選定した震源域から想定される加速度応答スペクトル (減衰定数 5%) の形状を設定する。

次に振幅の初期情報を設定する。フーリエ振幅スペクトルは非減衰の速度応答スペクトルと概ね一致するという関係²⁵⁾を用いて、初期のフーリエ振幅スペクトル $A_0(\omega)$ を設定する。ここで、非減衰の速度応答スペクトルは、式(6.2-7)によって得られる減衰定数 5%の加速度応答スペクトルを補正²⁶⁾することにより推定する。

b) 位相スペクトルの設定

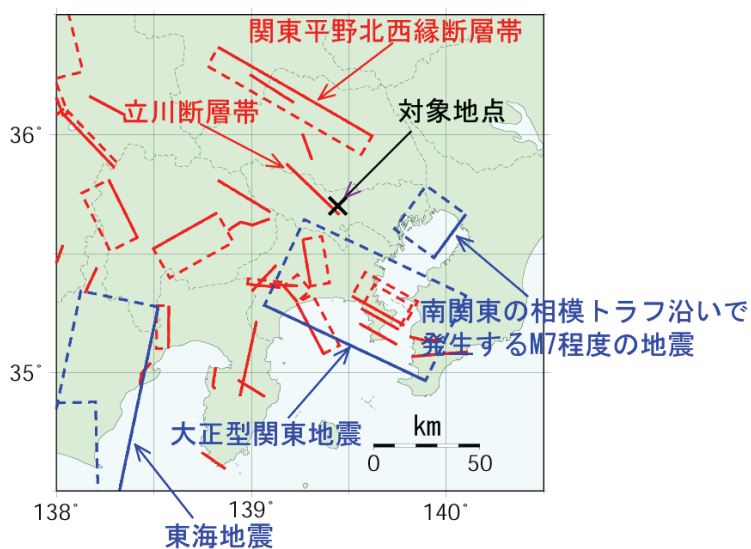
位相特性としては、第 4 章で提案した震源、伝播経路、サイト特性を考慮した位相スペクトルを用いることで、構造物の非線形応答を考慮した適切な値を設定することが可能である。この時、震源特性については、それぞれの震源域毎に巨視的、微視的な震源パラメータを設定する必要があるが、これは特性化震源モデル²⁷⁾を用いることで、ある程度自動的に評価することが可能である。

c) 生起確率付地震動群の合成

上記 a), b) の作業により、目標応答スペクトル、初期振幅スペクトル、位相スペクトルが決定した。そこで、繰り返し計算により振幅を調整することで、目標応答スペクトルに適合させた。最後に得られた応答スペクトル適合波の最大加速度を想定地震レベルに調整することで、地震動波形を作成する。さらに、この地震動波形には、地震危険度解析によって推定した発生確率が付与される。

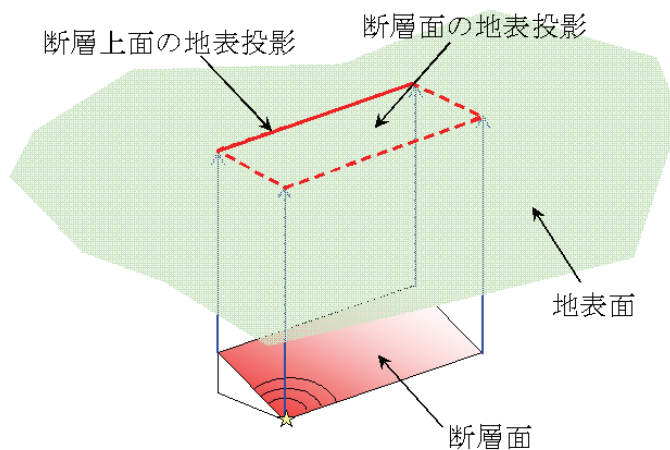
6.3 東京地域における試算

本手法の適用例として、サンプル地点（鉄道総研，北緯 39.7029° ，東経 139.4430° ）を対象に地震危険度解析，生起確率付地震動群を算定する．検討対象地点と断層の位置関係を図 6.3-1 に示すが，対象地点は立川断層帯の東側に位置していることが分かる．



(a) 対象地点の概略

図中の断層の表記について



(b) 図における矩形表記の説明

図 6.3-1 対象地点と断層の位置関係概略

(1) 確率論的地震危険度解析

対象地点において確率論的地震危険度解析を実施した。なお、構造物の設計耐用期間は100年間であると考え、地震動を評価する期間は100年に設定した。得られたハザードカーブを図6.3-2に示す。この結果より、ある加速度を持った地震動の発生する確率が分かる。例えば、今回の地点においては500gal以上の地震が発生する確率は概ね20%程度となっている。また、この図には、モデル化した3種類の地震活動（内陸活断層による地震、海溝型地震、背景領域による地震）のそれぞれの超過確率も同時に示している。この結果を見ることで、対象地域においてどのような地震活動が大きな影響を及ぼすのか、といった考察が可能となる。

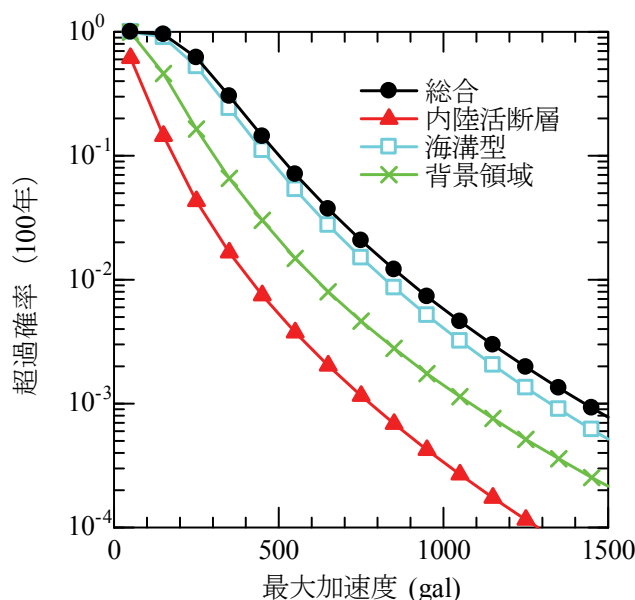


図 6.3-2 ハザードカーブの評価結果
(東京地点, 再現期間 100 年)

図6.3-2の結果は、「 t 年間に a (gal)を超える地震が発生する確率(超過確率)」を示したものがある。これより t 年間に a_1 (gal)から a_2 (gal)の地震が発生する確率(発生確率) $P(a_2 > A > a_1; t)$ は次式で得られる。

$$P(a_2 > A > a_1; t) = P(A > a_1; t) - P(A > a_2; t) \quad (6.3-1)$$

ここで a_1 (gal)から a_2 (gal)の地震をある加速度 a (gal) ($a_2 > a > a_1$)の地震で代表させるとすると、式(6.3-1)による結果は、「ある地点において t 年間に a (gal)の地震が発生する確率(発生確率)」を意味する。東京地点における発生確率の

算定結果を図 6.3-3 に示す。想定地震動レベルが小さい 100gal の場合を除いて、地震動レベルが大きくなるに従い発生確率が小さくなっていることが分かる。

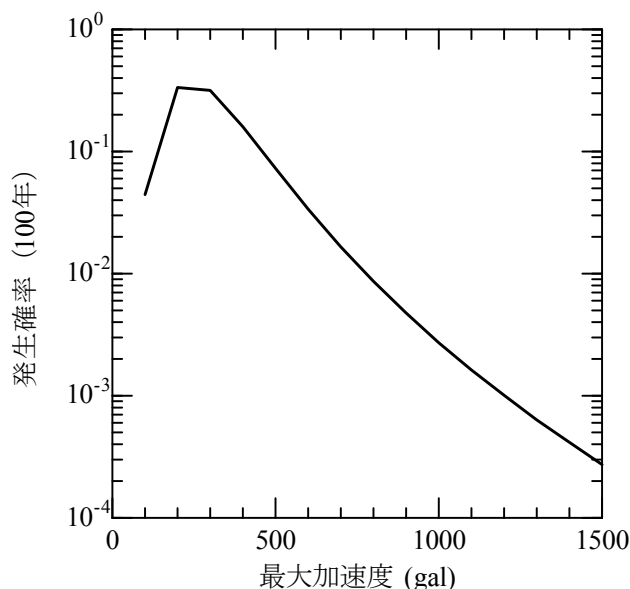


図 6.3-3 発生確率の評価結果
(東京地点, 再現期間 100 年)

続いて、東京地点における貢献度の評価結果を図 6.3-4 に示す。超過確率の算定時にも述べたが、この地点においては、海溝型地震による貢献度が相対的に高くなっていることが分かる。また、最大加速度が 700gal よりも小さなレベルでは、南関東で発生する M7 程度の地震の貢献度が最も高くなっているが、それ以上のレベルにおいては、大正型関東地震の貢献度が高くなっている。前者の地震は再現期間約 25 年、後者は 219.7 年とされている⁷⁾。つまり、全体的な傾向として、地震動レベルの小さな範囲では高頻度中小規模地震、地震動レベルが大きくなると低頻度巨大地震の貢献度が高くなっていることが分かる。

今回の結果においても言えることだが、内陸活断層の地震は数千～数万年に一度発生し、海溝型地震は数十～数百年に一度発生するということが過去の活動履歴より分かっている。一方で内陸活断層からの地震は、海溝型地震と比較すると距離が近い場合もあるため、一度発生した場合の地震動レベルが非常に大きくなる可能性が高い。これらの影響を受けて、全体的な傾向としては、高い確率（小さな加速度レベル）を想定した場合には海溝型地震の貢献度が高く、低い確率（大きな加速度レベル）を想定した場合には内陸活断層の地震貢献度が高くなっている。

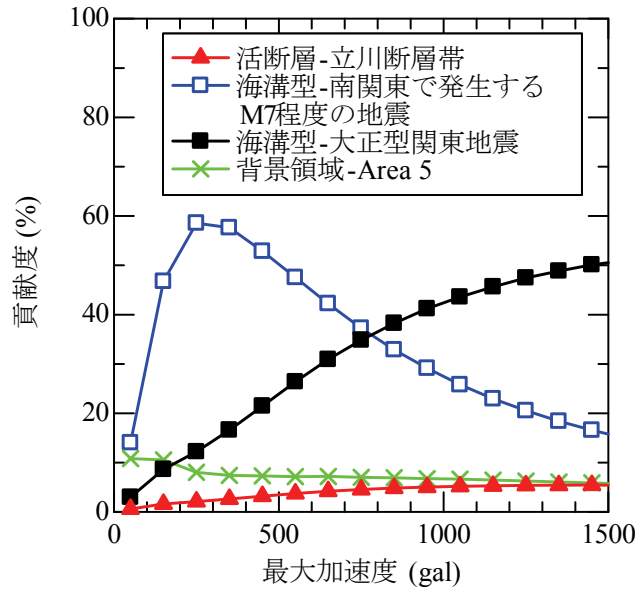


図 6.3-4 貢献度の評価結果（東京地点，再現期間 100 年）

(2) 生起確率付地震動群の作成

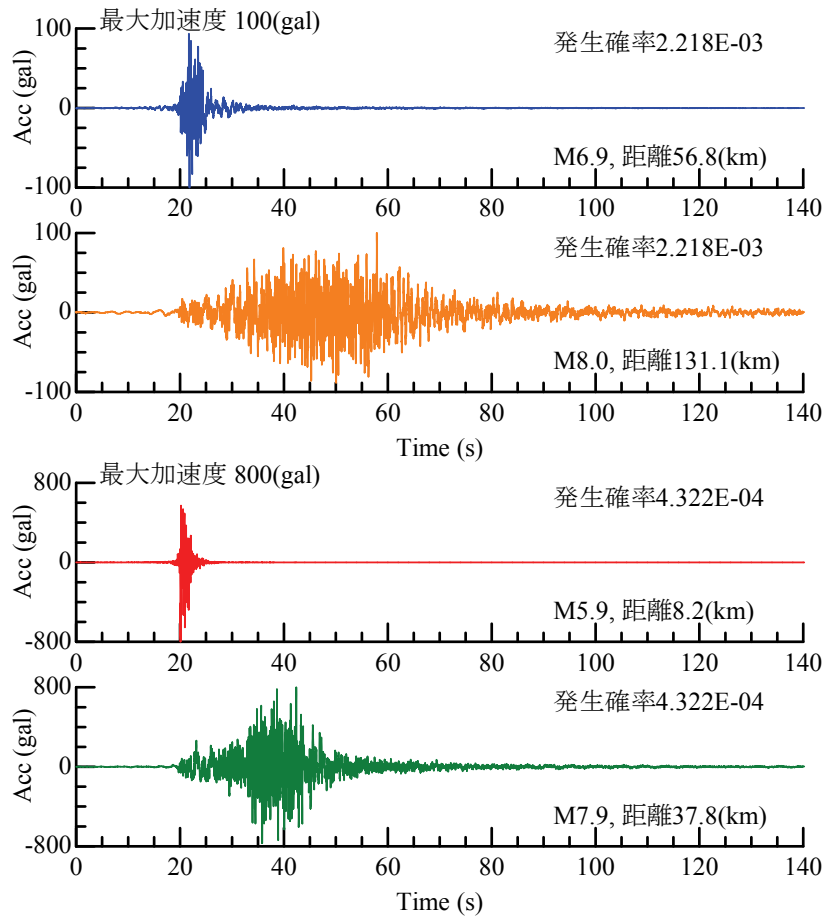
地震危険度解析，貢献度の算定結果に基づき，生起確率付地震動群を作成する．まず図 6.3-4 の貢献度より，各地震動を発生させる震源域を特定する．今回は加速度として 100～2000gal まで 100gal 刻み，各加速度ごとに 20 波ずつの合計 400 波を生起確率付地震動群として設定し，前述した手法により各震源域からの波形合成を行った．この際，貢献度に応じた波形の割り振りは，D'Hondt method を用いる¹³⁾．波形の割り当て結果を表 6.3-1 に示す．

続いて波形合成を行う際の手法としては，6.2.2 項による手法を用いたが，この時に必要となる震源特性は特性化震源モデル²⁷⁾に基づき設定する．さらにサイト増幅特性は全国の平均的な値²⁸⁾を用いた．最終的に算定された生起確率付地震動群の例を図 6.3-5 に示す．これより，同一加速度レベルの地震動であっても，想定される震源域の地震規模，対象地点と震源との距離が各地震動ごとに異なるため，経時特性が異なった結果となっていることが分かる．具体的には，地震規模，震源距離が大きくなるほど継続時間が長くなっている．また，地震動群の応答スペクトルから，地震規模が大きいほど長周期側が卓越する傾向となっていることが分かる．これらは既往の地震観測記録から得られている知見と同様の傾向を示している．

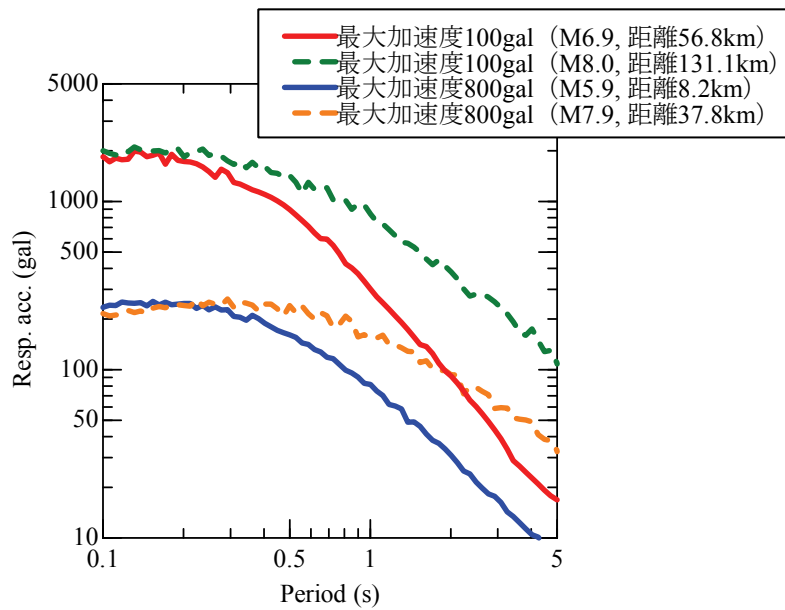
ここで得られた生起確率付地震動群は、工学的基盤位置での地震動であるため、対象地点の地盤情報を用いた地盤応答解析を実施することにより、地表面位置における生起確率付地震動群として設定することが可能となる。

表 6.3-1 貢献度に基づく波形の割り当て（東京地点，再現期間 100 年）

PGA (gal)	100年 発生 確率	波形 出力	断層					合計	
			活断層	海溝型		背景領域			
			立川断 層帯	南関東 で発生 するM7 程度の 地震	大正型 関東 地震	想定東 海地震	陸域 No.9		フィリ ピン海 No.5
100	1.02×10^{-1}	貢献度	0.00	0.29	0.08	0.14	0.13	0.19	1.00
		出力数	0	7	2	3	3	5	20
200	2.95×10^{-1}	貢献度	0.00	0.49	0.17	0.07	0.12	0.07	1.00
		出力数	0	11	4	1	3	1	20
300	2.25×10^{-1}	貢献度	0.07	0.52	0.23	0.00	0.12	0.00	1.00
		出力数	1	12	5	0	2	0	20
400	1.40×10^{-1}	貢献度	0.11	0.48	0.26	0.00	0.12	0.00	1.00
		出力数	2	11	5	0	2	0	20
500	8.45×10^{-2}	貢献度	0.16	0.44	0.28	0.00	0.12	0.00	1.00
		出力数	3	9	6	0	2	0	20
600	5.16×10^{-2}	貢献度	0.21	0.39	0.28	0.00	0.12	0.00	1.00
		出力数	4	8	6	0	2	0	20
700	3.20×10^{-2}	貢献度	0.26	0.34	0.27	0.00	0.13	0.00	1.00
		出力数	5	7	6	0	2	0	20
800	2.09×10^{-2}	貢献度	0.31	0.30	0.25	0.00	0.14	0.00	1.00
		出力数	6	6	5	0	3	0	20
900	1.37×10^{-2}	貢献度	0.36	0.26	0.23	0.00	0.15	0.00	1.00
		出力数	7	5	5	0	3	0	20
1000	9.34×10^{-3}	貢献度	0.40	0.23	0.21	0.00	0.16	0.00	1.00
		出力数	8	5	4	0	3	0	20
1100	6.35×10^{-3}	貢献度	0.44	0.20	0.20	0.00	0.16	0.00	1.00
		出力数	9	4	4	0	3	0	20
1200	4.63×10^{-3}	貢献度	0.47	0.18	0.18	0.00	0.18	0.00	1.00
		出力数	10	4	3	0	3	0	20
1300	3.40×10^{-3}	貢献度	0.49	0.16	0.16	0.00	0.20	0.00	1.00
		出力数	10	3	3	0	4	0	20
1400	2.45×10^{-3}	貢献度	0.51	0.14	0.14	0.00	0.21	0.00	1.00
		出力数	11	2	3	0	4	0	20
1500	1.74×10^{-3}	貢献度	0.53	0.12	0.13	0.00	0.22	0.00	1.00
		出力数	12	2	2	0	4	0	20
1600	1.48×10^{-3}	貢献度	0.55	0.11	0.12	0.00	0.23	0.00	1.00
		出力数	12	2	2	0	4	0	20
1700	1.10×10^{-3}	貢献度	0.56	0.10	0.10	0.00	0.24	0.00	1.00
		出力数	11	2	2	0	5	0	20
1800	8.62×10^{-4}	貢献度	0.56	0.09	0.09	0.00	0.26	0.00	1.00
		出力数	12	1	2	0	5	0	20
1900	6.76×10^{-4}	貢献度	0.56	0.08	0.08	0.00	0.28	0.00	1.00
		出力数	12	1	1	0	6	0	20
2000	4.98×10^{-4}	貢献度	0.57	0.07	0.08	0.00	0.28	0.00	1.00
		出力数	12	1	1	0	6	0	20



(a) 時刻歴波形



(b) 弾性加速度応答スペクトル

図 6.3-5 生起確率付地震動群の例（東京地点，再現期間 100 年）

6.4 まとめ

本章では地震危険度解析に基づいて、想定した地震動強度を引き起こす可能性が高い断層とその発生確率を特定し、その想定断層から引き起こされる地震動群（生起確率付地震動群）をシミュレートする手法の提案を行った。また、提案手法の適用例として、東京地点において確率論的地震危険度解析、生起確率付地震動群を作成した。

本手法は、従来の地震危険度解析をベースとしており、これに基づき応答スペクトルの距離減衰式とモデル化した位相スペクトルから比較的簡易に時刻歴波形を作成することが可能である。これにより、多数の構造物群を対象とした評価を行う場合にも現実的な計算時間で波形群を算定し、これに基づき個別構造毎の損傷確率を算定することが可能となる。また、ここで得られる時刻歴波形は、工学的基盤位置で定義されているため、各地点の地盤条件の違いによる構造物の損傷程度の違いを陽な形で表現することができる。さらに、構造物天端における応答波形を保存しておくことで、電柱や車両等の土木構造物上の施設の地震リスクも容易に評価することが可能となるため、インフラシステム全体でのリスク評価が実現できる。

参考文献（第6章）

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），2012.
- 2) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.
- 3) ISO: ISO2394 General principles on reliability for structures, 1998.
- 4) Cornell, C.A.: Engineering Seismic Risk Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.58, No.5, pp.1583-1606, 1968.
- 5) A. Der Kiureghian and A. H-S. Ang: A fault-rupture model for seismic risk analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.67, No.4, pp.1173-1194, 1977.
- 6) 日本建築学会：地震リスク評価とリスクコミュニケーション，2011.
- 7) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：全国地震動予測値図，2009.
- 8) 中島正人：確率論的地震ハザード解析システムの開発－地震ハザード再分解機能の実装－，電力中央研究所報告，N05051，2006.
- 9) Leyendecker, E.V., R.J.Hunt, A.D.Frankel and K.S.Rukstales: Development of Maximum Considered Earthquake Ground Motion Maps, *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.1, pp.21-40, 2000.
- 10) 林康裕，宮腰淳一：兵庫県南部地震における被害率曲線，災害部門 PD，地震動の特性と建築物の被害－経験と予測－，pp.15-20，1998.
- 11) 長谷川浩一，翠川三郎，松岡昌志：地域メッシュ統計を利用した広域での木造建築物群の震害予測：その2 建築年代別木造建築物の被害関数の作成と震害予測例，日本建築学会構造系論文集，No.505，pp.53-59，1998.
- 12) 坂下克之，志波由紀夫：複数の破壊モードを考慮した土木構造物の地震時損傷確率評価手法の提案，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.69, No.4, I_667-I_677，2013.
- 13) 安中正，香川敬生，石川裕，江尻讓嗣，西岡勉：期待損失評価のための確率論的ハザードに適合した地震動波形群の設定方法，土木学会地震工学論文集，Vol.28，2005.
- 14) 佐藤良輔編著：日本の地震断層パラメター・ハンドブック，鹿島出版会，1989.
- 15) 松田時彦，塚崎朋美，萩谷まり：日本陸域の主な起震断層と地震の表－断層と地震の地方別分布表－，活断層研究，Vol.19，pp. 33-54，2000.
- 16) 土岐憲三，佐藤忠信，清野純史，藤村和也：歴史地震データと活断層データに基づく近畿地方の地震危険度解析，京都大学防災研究所年報，第34号 B-2，pp.1-13，1991.
- 17) Matthews, M.V., W.L. Ellsworth and P.A. Reasenberg: A Brownian Model for

- Recurrent Earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.92, No.6, pp.2233-2250, 2002.
- 18) 島崎邦彦：大地震発生の長期的予測，地学雑誌，110，pp. 816-827，2001.
 - 19) Gutenberg, B. and C.F. Richter: Frequency of earthquakes in California, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.34, pp.185-188, 1944.
 - 20) 司宏俊，翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，Vol. 523，pp. 63-70，1990.
 - 21) 坂井公俊，室野剛隆，桐生郷史：地表位置の距離減衰式から工学的基盤位置の地震動を推定する簡易手法，構造工学論文集，Vol.57A，pp.149-154，2011.
 - 22) 坂井公俊，室野剛隆：地震基盤深度を考慮した距離減衰式の補正係数，土木学会地震工学研究発表会論文集，30，1-0009，2009.
 - 23) 亀田弘行，石川裕，奥村俊彦，中島正人：確率論的想定地震の概念と応用，土木学会論文集，No.577/I-41，pp.75-87，1997.
 - 24) 内山泰生，翠川三郎：震源深さの影響を考慮した工学的基盤における応答スペクトルの距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，No. 606，pp. 81-88，2006.
 - 25) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994.
 - 26) 川島一彦，相沢興，高橋和之：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法－(その5)減衰定数による地震応答加速度スペクトルの補正式の開発－，土木研究所資料，第2001号，1983.
 - 27) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」），http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_yosokuchizu/g_furoku3.pdf，2009.
 - 28) 坂井公俊，室野剛隆，川野有祐：耐震設計上注意を要する地点の簡易抽出法に関する検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），2014（印刷中）.

第7章 地震リスク評価に基づく構造物の性能評価法

7.1 概説

我が国の道路構造物，鉄道構造物に代表される線状土木構造物の耐震設計では，構造物の地震リスクを陽な形で算定し，そのリスクに基づいて性能照査を行うことはこれまで実施していない^{1),2)}。一方で，例えば鉄道構造物の弾性限を照査するために用いている L1 地震動の定義は，「設計耐用期間に数回程度発生する地震動」となっており，地震の発生確率を含んだ表現形式をとっている²⁾。さらに，標準的な L1 地震動に地域別補正係数を考慮することで，地震発生頻度の地域性に配慮した設計体系を採用しているなど，国内の道路，鉄道構造物の耐震設計においては，性能をリスクという形で直接的な表現はしていないものの，間接的には「リスク」を意識した記載を行っている。

一方で，海外の耐震設計体系に目を向けると，古くから構造物の性能と地震動の再現期間を対応付ける考え方を採用している^{例えば3)4)}。また，国際基準においても構造物の損傷確率，破壊確率を直接考慮した設計の考え方がいくつか提案されている^{5),6)}。

さらに近年の学会等における議論では，上述した L1 地震動に対する弾性設計の問題点も指摘されている⁷⁾。L1 地震動として 50 年期待値に対応する地震を用いたとすると，構造物の弾性限を上回る地震が発生する可能性が 37%となる。ところがこの 37%の根拠は不明である上に，構造物に被害が出た時にこれがどの程度の影響を与えるのか，といったことは考慮されていない。このような，L1 地震動に対する設計をより明確にすることを目的として，構造物の供用中に作用するすべての地震を考えた上で，トータルのコストが最小となるように構造物を設計するという考え方も提案されている。

これとは別に，既設構造物の耐震補強を考える場合にも，地震リスクの考え方は非常に有用である。具体的には，構造物の損傷確率とそれに伴う損失を定量的に示すことで，地震対策を実施することの投資効果が評価できる⁸⁾。つまり，耐震設計だけでなく，対策の要否，対策箇所，対策レベルを定量的に判断する際にも，地震リスクの活用が期待される。

以上をふまえ本章では、地震リスクを考慮した構造物の性能評価法について検討を行う。まず、7.2節では地震リスクに基づく経済性を耐震性能の評価指標として用いることの合理性を新設構造物の耐震設計、既設構造物の耐震対策優先度の観点から整理する。また、本検討における経済性の表現方法も示す。

続いて7.3節では新設構造物を対象として、経済性を照査指標とした土木構造物の耐震設計法についての検討を行う。前述したように、近年では経済性を照査指標として復旧性を照査する新しい設計法の提案がなされているが、設計実務上は困難を極める。そこで、トータルコストを照査指標とし、その最小化を目指すための実務的な設計法を提案する。具体的には、トータルコストが最小となる周期、靱性率、降伏震度の組み合わせを予め算定しておき、この結果を必要強度スペクトルと同様の書式で記述（これを復旧性照査ノモグラムと呼ぶ）することで、従来の耐震設計の流れと同様の手続きで、復旧性の照査が行えるようにする⁹⁾。

7.4節では既設線状構造物を対象として、地震リスクの観点から構造物の耐震対策優先度を設定する方法について検討を行う。従来の地震リスク評価はハザード曲線と脆弱性曲線を用いて実施する場合はほとんどであるため、例えば高架橋上に建設された電柱のような付帯設備も含んだ耐震優先度を評価することは困難であった。そこで、第6章において検討した生起確率付地震動群を利用し、振動特性の異なる複数の構造や付帯構造も含めて共通の指標で対策効果を表示することで、対策の優先度を簡易に判定できる手法の検討を行う。

7.2 経済性を用いた耐震性能の評価方法

7.2.1 新設建造物の耐震設計における経済性照査

1995年の兵庫県南部地震以降、土木学会では3度にわたり「耐震基準等に関する提言」を行っている^{10),11),12)}。この中では二段階設計法が採用されており、土木建造物の耐震性能照査で考慮する地震動として二段階の地震動を考慮することが示されている。つまり、建造物の供用期間内に1~2度発生する確率を有する地震動（レベル1地震動）と、現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動（レベル2地震動）^{12),13)}である。

この2つの地震動に対して、建造物にはそれぞれ異なる性能が要求されている。レベル1地震動に対しては、すべての建造物に対して損傷を受けないという耐震性能を保有させる。レベル2地震動に対しては、ある程度の損傷が発生し残留変位が生じてても、地震後比較的早期に修復可能な耐震性能を保有させるか、最悪な場合でも、建造物全体系の崩壊が生じないようにしている。

この提言を受け、多くの土木建造物の設計基準が改定され、二段階設計法を採用している^{例えば 1),2),14)}。鉄道建造物²⁾においても、基本的にはこれと同様の考え方を踏襲しており、L1地震動とL2地震動の2つのレベルの地震動を想定地震として考え、L1地震動に対しては弾性限照査（耐震性能I）、L2地震動に対しては重要度に応じて、耐震性能II（地震後に補修を必要とするが早期に機能が回復できる）、または耐震性能III（建造物全体系が崩壊しない）を満足するように規定されている。

このように、中小地震に対しては機能保持、大地震に対しては崩壊防止という二段階設計法が支持されている背景には、L2地震動に対して、建造物全体系が崩壊しないように設計されていたとしても、L1地震動に対する設計で、弾性限界を規定することにより、中小の地震で被害をコントロールすることが必要であるという設計哲学がある。しかし、これらの考え方に対して、近年いくつかの問題点が指摘されている。

例えば、レベル2地震動に対しては以下のような問題が提起されている。

- (1) レベル2地震動に対しては、「早期に機能が回復できる」性能とある。これは概念的には理解できるが、具体的にはどれくらいの期間を想定するのか明

確でない。

(2) 「大地震時には橋梁に被害が生じてもやむを得ない」という考え方は、大地震に対して被害が生じないように建設するための投資は無駄であるという経済的な制約に起因する。しかし、近年では国民が求める耐震性能と設計体系との間に乖離があることが指摘されている。例えば既往の検討^{15),16)}では、一般市民を対象に、国民が求める橋梁の耐震性はどの程度かについて調査した結果、ほとんどの国民が上記のような性能には満足せず、レベル2地震に対しても被害が出ないように橋を建設するべきだと考えていることが明らかになっている。

(3) この乖離を無くすためには、構造物の被災程度を表わす各種指標から、復旧期間や復旧費用等、国民から見てわかる指標への変換が必要と思われる。

一方、レベル1地震動に対しては以下のような問題が提起されている。

(1) 土木学会第三次提言では、レベル1地震動に対して無被害を要求性能とすることは、「現時点での技術的及び社会経済的条件を前提としたシビルミニマムの要求である」と解釈している¹²⁾が、レベル1地震動において無被害であることが持つ本質的な意味については不明な部分が多い⁷⁾。例えば、上記の設計法を適用した場合には、レベル1地震動として50年期待値に対応する地震を用いたとすると、50年間に弾性限界を超えない確率が約63%（ポアソン過程）になるように構造物を設計したことになる。ところがこの確率が63%でなければならない根拠は明らかでない。また、弾性限界を超えた場合、その被害がどのようなものとなるかについて一切考慮されていない。実際には、無被害の確率よりも、被害が出たときにどれぐらいの被害となって、その復旧にどれぐらいのコストと日数を要するか、ということが重要となる。

(2) また、国土交通省が策定した「土木建築にかかる設計の基本」では、使用限界（弾性限界）、終局限界に加えて、これらの間に新たに修復限界を設け、これに対する照査を行うことを提案している¹⁷⁾。この中では、修復性は、「想定される作用により生じることが予測される損傷に対して、適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲で修復を行えば、構造物の継続使用を可能とすることができる限界の状態」と定義されている。このことは、頻繁に弾性限界を超えることによって、点検・復旧コスト、さらには供用停止に伴う経済的被害が過大にならないように構造物を設計することを意図しており、広義の意味では経済性の照査が求められているとも言える。

以上の問題点を踏まえ、近年では、損傷レベルのような工学的指標でなく、経済性を照査指標とした設計法の導入も試みられている。土木学会耐震基準小委員会では、従来のレベル1地震動と弾性設計を組み合わせた設計枠組みに変わる新たな耐震設計法の提案が行われている⁷⁾。これはレベル1設計で要求される復旧性を、経済性の照査を行うことで満足させる、というものである。構造物の耐用期間内に発生する地震を全て考慮した上で、構造物の初期建設コストと地震被災コストの合計であるトータルコストが最小となるような構造物を設計する。これはISOにおいても今後発展の可能性がある一つの方向性として位置づけられている⁶⁾。このトータルコストを考慮した検討も近年ではいくつか実施されている^{18),19),20)}。さらに水道施設の耐震設計においても経済性照査を用いた設計が可能となっている²¹⁾。このような観点から、7.3節では新設構造物の耐震性能照査において、経済性の概念を陽な形で取り入れることを考える。

7.2.2 既設構造物の耐震対策優先度評価における経済性

道路や鉄道といった線状構造物は、土木施設だけでなく様々な施設・要素が複雑に組み合わさることで一つのシステムを構成している。例えば鉄道を例に挙げると、高架橋、橋脚、土構造物等から構成される土木構造物、駅施設等の建築構造物、軌道、電車線柱（以下、電柱）、車両など多様な特性を有する構造物が存在している。これらの地震対策は、各種施設ごとに独立に実施されており、そのため各々が保有する耐震性能も異なっている。しかし、システム全体の地震時安全性向上を目標とした場合には、各施設の耐震性能、耐震対策効果を共通の指標で評価する必要がある。さらに、限られた予算の中で効果的な耐震補強を実施するには、補強の優先順位や工法の選択について合理的な方針を設定する必要がある。従来の補強の優先順位決定は過去の地震被害等に基づいた技術者の経験的な判断による部分が大半を占めていると考えられ、システム全体を含んだ形での客観的、定量的な判断指標は整備されていない。

一方で、システム全体の地震リスクを評価する際には、これに対応した形での地震作用を設定する必要がある。この問題を解決するため、6章において、確率論的地震危険度解析に基づいた地震波形（生起確率付地震動群）のシミュレーション手法の提案を行っている²²⁾。この生起確率付地震動群を用いることで、動的解析によって各種施設の損傷確率を算定可能であり、さらに動的解析を実

施することで、鉄道構造物の場合は土木構造物上端の応答波形も得られるため、その上に建設されている駅建屋、電柱、軌道、車両等の施設の地震リスクを評価することも可能である。つまりこの生起確率付地震動群を用いることで、複数の構造からなるシステム全体の地震リスクを共通の指標で評価することは可能であると考えられる。そこで7.4節では、各種鉄道システムの地震リスクを算定し、ライフサイクルコストという共通の指標に基づいた耐震対策優先度判定法の検討を行う。

7.2.3 経済性の表現方法

本章における構造物の経済性は、初期建設コストと補強に伴うコスト、設計耐用期間内に想定される地震に対する復旧コスト、これに伴う間接被害の期待値の和を考慮したトータルコストにより評価する。具体的には、構造物のトータルコスト TC は次式によって表現する。

$$TC = C_I + C_R + \sum P_f \cdot C_f \quad (7.2-1)$$

ここで、 C_I : 初期建設コストであり材料費および施工費を考慮したもの、 C_R : 補強に伴うコスト、 P_f : 構造物の損傷確率、 C_f : 地震による損失コスト ($C_f = C_{RE} + C_{TD}$)、 C_{RE} : 直接復旧コスト ($C_{RE} = b \times C_{RE0}$)、 C_{RE0} : 直接復旧コストの基準値であり理想的な条件下での値、 b : 施工環境を表現するための倍率、 C_{TD} : 供用停止に伴う損失コストである。

新設構造物を対象とした場合には補強シナリオを想定しないため、 $C_R = 0$ である。また、既設構造物を対象とした場合には、対象構造物が今後必要とするコストのみを評価対象とするため、初期建設コストは考慮せず、 $C_I = 0$ となる。

7.3 経済性照査のための設計地震動の評価

7.3.1 トータルコストを用いた復旧性照査法

(1) 復旧性照査の考え方

地震に対する構造物の復旧性とは、地震後に妥当な期間および経費で構造物の機能を回復できる性能と解釈することができる¹⁷⁾。この場合、妥当な期間および経費で機能を回復できる、という性能を工学的に表現する指標として、「トータルコスト (TC) の最小化」と解釈することにした (図 7.3-1)。

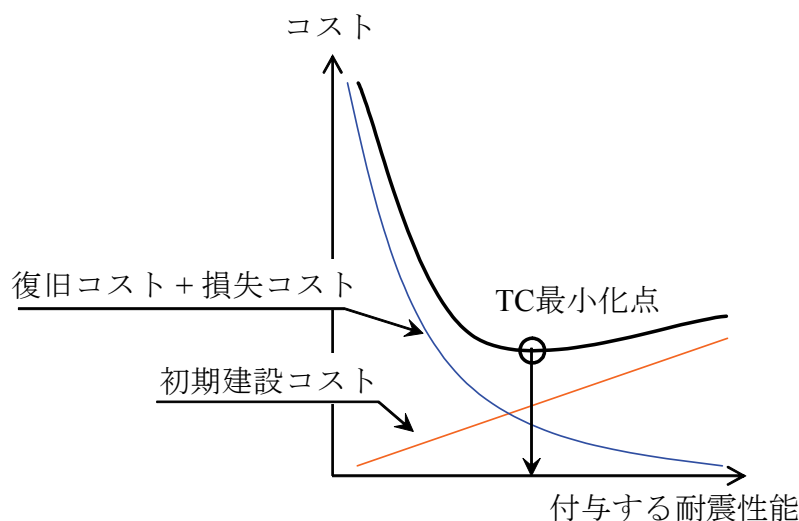


図 7.3-1 トータルコストを用いた復旧性照査の概念図

しかしながら実際にトータルコストを照査指標とした設計を行う際には、対象地点の地震動を評価するための確率論的地震危険度解析、構造物断面の設計、設計された構造物を用いた地震応答解析、地震損傷確率の算定、トータルコストの算定、といった流れを経由する必要がある⁷⁾。さらに得られたトータルコストが最適であるかを確認するためには、多数の構造設計に対して同様の作業を複数回繰り返す必要がある。そのため設計者には、設計に関する技術、知識だけでなく、地震の発生確率や損失コストの考え方などの周辺知識と大規模な数値計算を行うための解析技術が要求される。このため、上記作業を実務設計において建設地点ごとに原則に従って実行し、経済性の照査を行うことは現状ではハードルが高い。

そこで本節では、設計労力を簡素化した上でトータルコストが最小となる構造物の設計が可能となる手法の提案を行う。具体的には、予め多数の条件を持った構造物に対して上記作業を実施することにより、トータルコストが最小となるような性能（構造物の周期、降伏震度、靱性率）の組み合わせを算定しておき、その結果を所要降伏震度スペクトル²³⁾と同様の表記に従い、ノモグラムとして提示する。このノモグラムを用いることにより、実際の設計においては従来とほぼ同様の手続きによって経済性を照査指標とした設計が可能となると考えられる。さらに得られたノモグラムに対して考察を行うことにより、現在の耐震設計の枠組みの中で建設される構造物と経済性を考慮した場合の構造物との連続性、差異について議論を行う。

ここで、第三次提言においても、構造物の要求性能は、損害回避便益と耐震化費用に基づく費用便益分析を基礎として決定するべきであるとされている¹²⁾。ただし、レベル2地震動に対しては、単に地震発生確率と損害回避額の積をもって損害回避便益を評価するのでは不十分であり、被害のカタストロフィックな効果などを考慮に入れることが不可欠であるとされている。そこで、本検討では以下の前提条件を置いて、議論を進めるものとする。

- ・前提条件1：地震時に要求される構造物の性能としては、安全性と復旧性とする²⁾。
- ・前提条件2：レベル2地震動に対しては安全性（構造物全体としての崩壊をせない）を最低限の要求性能として確保することとする。その上で、重要な構造物等においては、復旧性を考慮するものとし、その場合に以降で提案する照査方法を適用することとする。

つまり、復旧性照査を行なう前段階でレベル2地震動を用いて構造安全性の確認を行っているため、地震損失に利用者の死亡による影響は考慮していない。さらに、地震時直接復旧コスト以外の間接コストとしては、一般に供用停止に伴う営業損失と社会に及ぼす経済損失が考えられるが、本検討では鉄道事業者が被る直接的な損失のみを対象として、前者のみ考慮することとした。将来的には後者も含めた形での社会インフラとして要求される性能についての検討を行う必要があるが、これについては今回の対象外とした。

(2) 復旧性照査の原則的な手順

トータルコスト TC を用いた復旧性照査の原則的な手順を図 7.3-2 に示す。このフローに従って復旧性照査の流れを説明する。

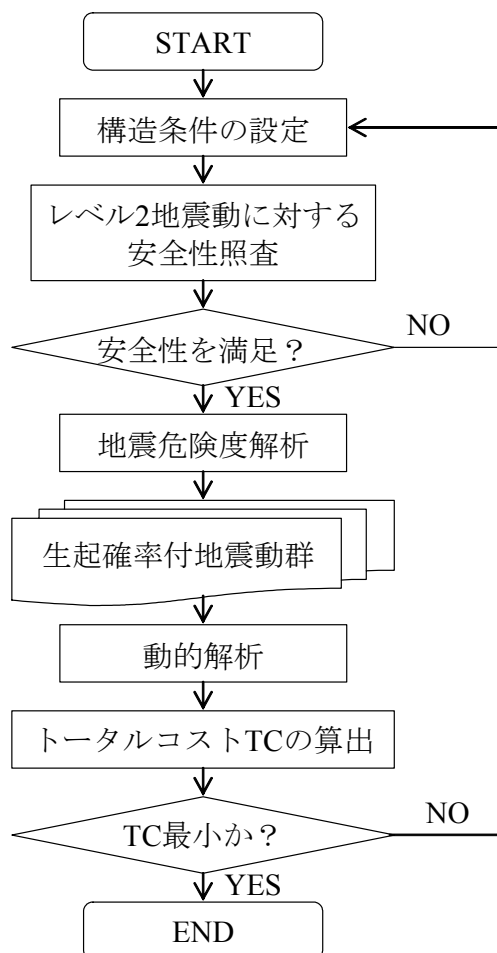


図 7.3-2 復旧性照査の原則的な流れ

第一段階として、建設地点の制約条件などを踏まえて構造形式、構造細目、断面諸元等を設定する。設定された構造物に対して、復旧性照査の前提条件であるレベル 2 地震動において構造物の安全性を満足することを確認する。安全性を満足していない場合には、断面諸元を変更し、再度レベル 2 地震動に対する安全性をチェックする。安全性が確認された後、構造物の耐用期間内に発生する地震動の期待値を地震危険度解析²⁴⁾によって求める。地震危険度解析結果をもとに、6 章で示した手順により生起確率付地震動群^{25),22)}を作成し、構造物への地震作用として与える。得られた全地震動群を用いて、設定された構造物に対する動的解析を実施することで、各地震動に対する構造物の応答値を算出

し、これから構造物の損傷確率を算定する。最後に損傷確率と各損傷状態における損失コストから地震損失コストを算定し、初期建設コストと合計することによりトータルコストを求め、設計された構造物のトータルコストが最小になっていることを確認する。

ここで、構造物の損傷確率を算定する方法として、地震動のハザード曲線と構造物のフラジリティー曲線を用いる方法も考えられる。この方法では一般的に、地震動はある一つの指標（例えば最大加速度、最大速度、計測震度など）を用いて表現され、構造物の損傷もこれに対応した形で与えられる。しかしながら構造物の損傷程度は、地震動のピーク値で表現するよりも、震源距離や地震規模によって変化する経時特性、周波数特性を含んだ時刻歴波形を用いて表現する方が、より正確に表現できると考えられる。また、基盤位置での時刻歴波形を規定することにより、建設地点の地域特性、表層の地盤特性を含んだ検討が可能になるため、同一地点における地盤条件の違いによる構造条件の変化なども明確に表現されると考えられる。そこで本検討では、構造物の損傷確率を算定する際の手法として、生起確率付地震動群と構造物の動的解析のセットを用いることとした。

7.3.2 復旧性照査用ノモグラムの作成

(1) 復旧性照査用ノモグラムの提案

全ての構造物に対して、7.3.1 項で示した原則的な手順で復旧性を照査しようとする、設計者には構造工学だけでなく地震学、地震工学に対する高度な知識・技術が要求されるとともに、多数の動的解析等が必要となるために、従来よりも多大な労力を必要とする。そのため原則に従った形でトータルコストが最小となるような構造物を実務において設計することは現段階では不可能であると考えられる。

そこで本項では、設計労力を簡素化した上で復旧性を満足した構造物の設計が可能となるような手法の提案を行う。具体的には、予め複数の地点において、パラメトリックスタディーによってトータルコストが最小になるような構造物の固有周期と降伏震度、靱性率の組み合わせを算定しておき、その結果をノモグラムとして提示する。これを復旧性照査用ノモグラムと呼ぶこととする。復旧性照査用ノモグラムの作成手順を図 7.3-3 に示す。

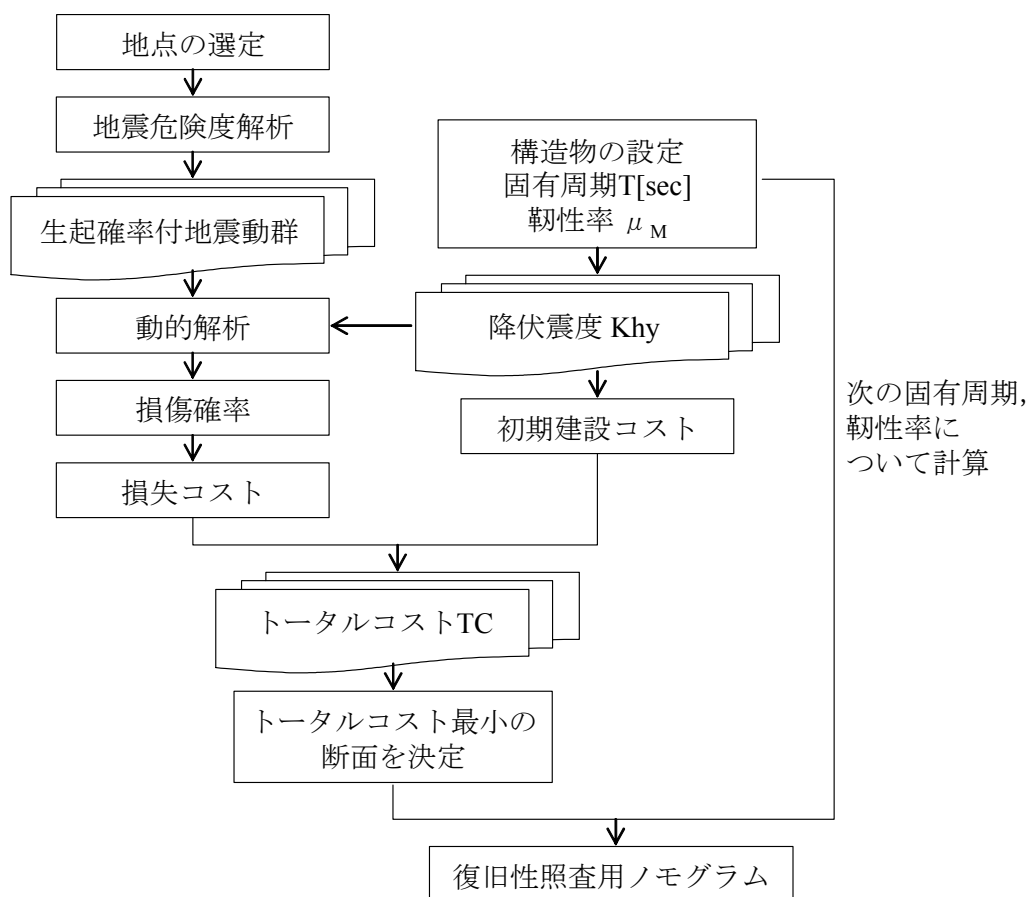


図 7.3-3 復旧性照査用ノモグラム作成手順

まず対象地点を選定し、地震危険度解析、生起確率付地震動群の作成を行う。構造物の固有周期 T と靱性率 μ_M を固定し、降伏震度 K_{hy} を変化させた複数の構造条件に対して生起確率付地震動群を入力とした動的解析を実施、それぞれの構造物の損傷確率を算定する。これら構造物の初期建設コスト、損失コストを算定することで、トータルコストを求める。このうちトータルコストが最小となるような構造物の降伏震度を一つ選定する。この作業を構造物の周期、靱性率を変化させて多数実施し、結果を一つの図にプロットすることにより、ある構造物の周期、靱性率を確定させたときに構造物に要求される最適な降伏震度を簡便に推定することが可能となる。

なおここでの靱性率 μ_M は図 7.3-4 に示す構造物の荷重—変位関係の中で、降伏変位 δ_Y から最大荷重を示す変位 δ_M を除した値 ($\mu_M = \delta_M / \delta_Y$) である。ちなみに、現在の鉄道構造物の耐震設計における安全性の限界値は、構造物を構成するいずれかの部材が降伏荷重を維持できなくなる変位 δ_N で定義されている。

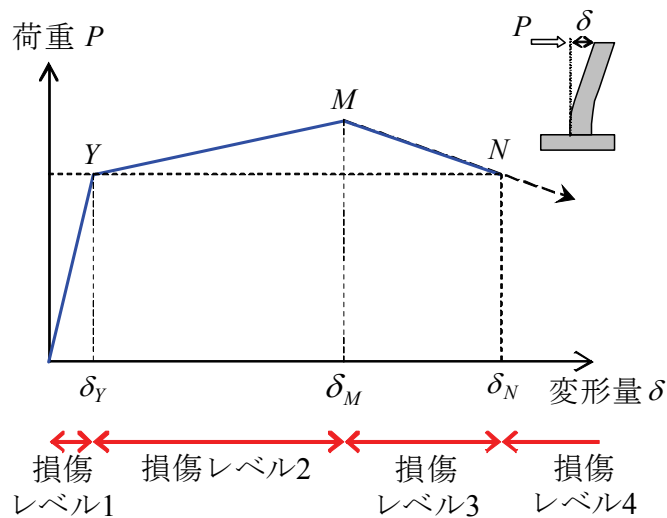


図 7.3-4 構造物の荷重－変位関係の例

以降では具体的な例として、複線用 RC 壁式橋脚を対象とした復旧性照査用ノモグラムを作成する。復旧性照査用ノモグラムは構造物の形式だけでなく、対象とする地域の地震活動度の違いによっても変化することが予想される。そこで対象地点としては地震活動度の異なる 8 地点（札幌，仙台，新潟，東京，名古屋，大阪，広島，博多）を設定し，各地点において復旧性照査用ノモグラムを算定することとした。以降では具体的な作成手順について説明を行う。

(2) 生起確率付地震動群の作成

構造物への入力地震動となる生起確率付地震動群を作成する。地震動の発生確率は対象とする地点，期間によって変化する。対象地点としては前述した 8 地点とし，対象期間は標準的な鉄道構造物の設計耐用期間²⁾である 100 年とした。また，評価を行う地震動群の数としては，加速度を 15 段階（100~1500gal まで 100gal 刻み）とし，加速度毎に 20 波ずつ作成することとした。

ここで得られた生起確率付地震動群は，工学的基盤位置での地震動であるため，対象地点の地盤情報を用いた地盤応答解析を実施することにより，地表面位置の地震動を求める。工学的基盤以浅の地盤条件としては図 7.3-5 に示す地盤を設定した。この地盤の固有周期は 0.40 秒であり，鉄道構造物を設計する際の地盤種別としては普通地盤（G3 地盤）に分類される。そのため今回得られる復旧性照査用ノモグラムは，G3 地盤用のノモグラムである。なお，地表面位置での地震動はたとえ地盤の密度，速度構造が同じであったとしても，土質分類

が異なると大きく変化することが知られている。そこで、本検討では土質分類として全層砂質土と粘性土とした場合の 2 タイプを設定した。地盤応答解析の手法としては、図 7.3-5 の地盤を 1 次元にモデル化した逐次非線形解析を用いた。地盤の非線形構成側としては、修正 R-O モデル^{26),27)}を用いることとし、動的変形特性は多数の試験結果より得られた回帰式²⁸⁾をもとに設定した。最終的に計算した地震動の数は、15 (加速度刻み) × 20 (各加速度毎の刻み) × 2 (地盤条件) = 600 波である。

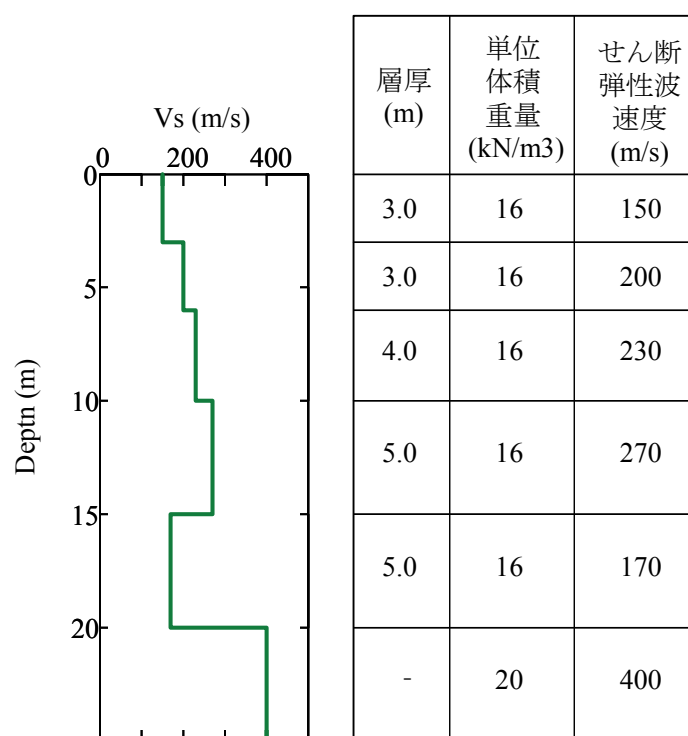


図 7.3-5 工学的基盤以浅の地盤構造

(3) 構造物の初期建設コスト C_I の算定

各種条件を有する構造物を設計し、初期建設コスト C_I の算定を行う。対象とした構造形式は、複線用 RC 壁式橋脚 (スパン $L=29\text{m} \times 2$ 連, 橋脚高さ $H=8\text{m}$) である。このプロトタイプの構造に対して、降伏震度 K_{hy} を 4 ケース (0.3, 0.4, 0.6, 1.0), 靱性率 μ_M は降伏震度ごとに 3 ケース設計することとし、合計で 12 断面の設計を行った。また設計時の制約として、上部工が基礎よりも先行降伏するといった条件を設けることとし、降伏震度, 靱性率の評価は鉄道構造物の耐震設計標準²⁾に従って算定している。最終的に得られた降伏震度ごとの構造断面を図 7.3-6 に示す。降伏震度が大きくなるに従い、柱寸法が大きくなっていることが分かる。

降伏震度 K_{hy}	線路方向	直角方向
0.3	<p>場所打ちコンクリート杭 $\Phi=1000, L=19,000$</p>	<p>場所打ちコンクリート杭 $\Phi=1000, L=19,000$</p>
0.4	<p>場所打ちコンクリート杭 $\Phi=1000, L=19,000$</p>	<p>場所打ちコンクリート杭 $\Phi=1000, L=19,000$</p>
0.6	<p>場所打ちコンクリート杭 $\Phi=1000, L=19,000$</p>	<p>場所打ちコンクリート杭 $\Phi=1000, L=19,000$</p>
1.0	<p>場所打ちコンクリート杭 $\Phi=1300, L=19,000$</p>	<p>場所打ちコンクリート杭 $\Phi=1300, L=19,000$</p>

図 7.3-6 各降伏震度に対して設計された構造物の一般図

次に、得られた各種構造断面の初期建設コスト C_I を算定する。考慮した費用としては、材料費、施工費、排土処理等にかかる費用である。最終的に得られた初期建設コスト C_I を図 7.3-7 にまとめて示す。これより構造物の降伏震度が大きくなるに従って、コストが高くなっていることが分かる。また、構造物の靱性率の変化は、建設コストにそれほど影響を与えないことも分かる。この理由としては、まず構造物の降伏震度を上昇させるためには、断面寸法を大きくする必要があるため、全体のコストに与える影響が大きい。一方で、同一の降伏震度の構造における靱性率の上昇は、断面寸法はそのまま、帯鉄筋を増加させることのみで対応可能であるためである。

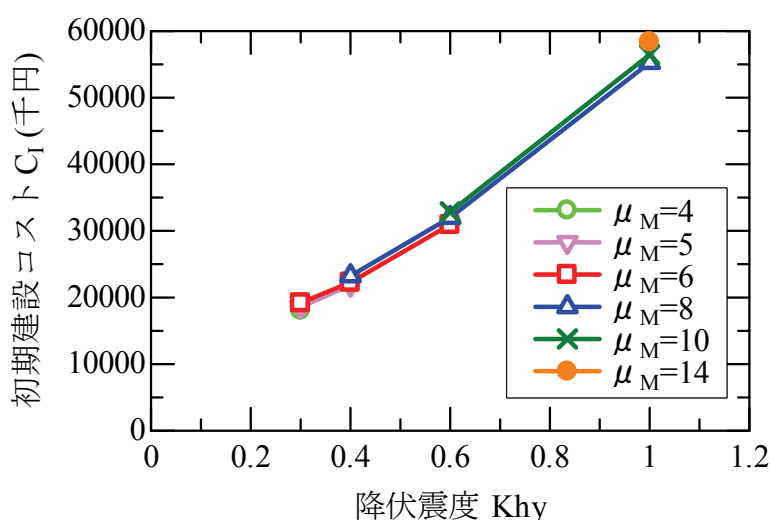


図 7.3-7 初期建設コスト C_I の算定結果

本検討の復旧性照査用ノモグラムを算定する際には、図 7.3-3 に示したように、構造物の条件を網羅的に変化させた検討を行うため、この初期建設コスト C_I を一般化しておく必要がある。そこで図 7.3-7 に示した初期建設コスト C_I を降伏震度 K_{hy} 、等価固有周期 T_{eq} 、靱性率 μ_M をパラメータとした回帰式を作成した。その結果、次式を得た。

$$C_I = (44929 \times K_{hy}^2 + 16843 \times K_{hy} + 5319) \times T_{eq}^{\frac{1}{1.5}} \times \left(1 + \frac{\mu_M - 2.5}{2.5} \times 0.12 \right) \times 1000 \quad (7.3-1)$$

この回帰式より得られる C_I は、図 7.3-7 の結果を誤差 0~2% 程度で再現しており、十分満足のいく精度で初期建設コストを算出していると考えられる。

(4) 構造物の直接復旧コスト C_{RE} の算定

構造物が地震損傷を受けた場合の直接復旧コスト C_{RE} は、式(7.2-1)に示したように、理想的な条件下での直接復旧コスト C_{RE0} に、施工条件を考慮するための倍率 b をかけることで表現することとした。

理想的な条件下での直接復旧コスト C_{RE0} は、損傷レベル、損傷箇所、補修方法によって大きく変化する。ただし、既往の地震被害から経験的に、基礎が損傷した場合には、その補修に莫大な費用が掛かることが分かっているため、今回の構造物の損傷箇所は橋脚躯体や柱、梁に限定することとした。初期建設コスト C_I を算定する際の各種構造物の設計において、上部工が基礎よりも先行して降伏する条件の構造を設計しているため、本対象構造は地震時に主に上部工が損傷するものと考えられる。なお、基礎が損傷する場合の議論は後ほど行う。

鉄道構造物の地震時損傷レベルとしては、図 7.3-4 に示すように構造物の変形状態と関連付けて設定されている²⁾。そこで、これらの各損傷レベルに対して適用される補修工法を選定し、表 7.3-1 のように設定した。初期建設コスト算定時に設計を行った図 7.3-6 の構造断面に対し、表 7.3-1 の各工法を実施する際の補修領域を求め、これをもとに C_{RE0} を算定した。直接復旧コスト C_{RE0} の算定結果を図 7.3-8 に示す。これより、損傷レベルが大きくなると補修範囲が広がるために、復旧コストも大きくなっている。さらに構造物の降伏震度が高くなると、構造断面が大きくなるため、同一損傷レベルを想定した場合には、復旧コストが高くなることがわかる。

表 7.3-1 損傷レベルに対して想定した補修工法

損傷箇所	損傷程度			
	損傷レベル 1	損傷レベル 2	損傷レベル 3	損傷レベル 4
梁	無補修	足場工 ひび割れ注入工	足場工 ひび割れ注入工 かぶり修復	架け替え
柱、躯体	無補修	足場工 ひび割れ注入工	足場工 ひび割れ注入工 かぶり修復 埋戻工*)	架け替え

*) 橋脚下端や柱下端が損傷した場合

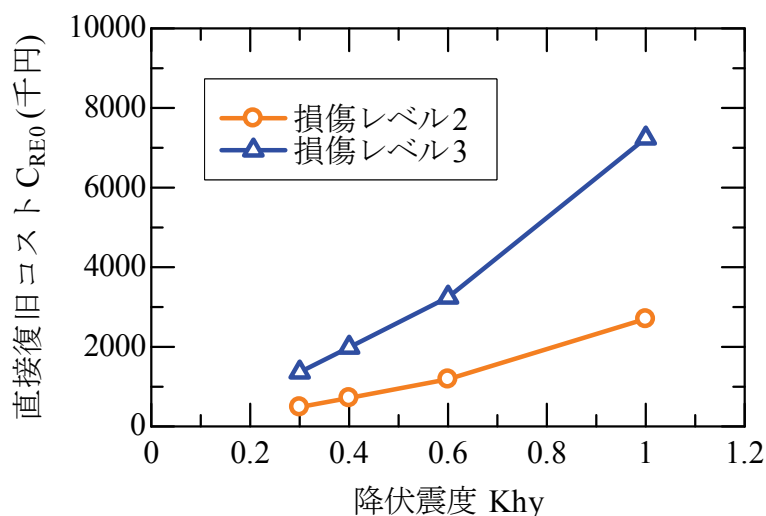


図7.3-8 理想的な条件下での直接復旧コスト C_{RE0} の算定結果

最後に初期建設コストと同様に、幅広い検討に用いることが出来るよう、図7.3-8の直接復旧コストを降伏震度の2次式により回帰することで、次式を得た。なお、構造物の靱性率が変化しても断面寸法は変化しないため、復旧コストと靱性率は無関係として設定している。また、損傷レベル4については架け替えとし、初期建設コストの10倍を設定した。

$$\text{損傷レベル1の場合： } C_{RE0} = 0 \quad (7.3-2.1)$$

$$\text{損傷レベル2の場合： } C_{RE0} = (2024 \times k_{hy}^2 + 509 \times k_{hy} + 167) \times 1000 \quad (7.3-2.2)$$

$$\text{損傷レベル3の場合： } C_{RE0} = (5215 \times k_{hy}^2 + 1561 \times k_{hy} + 462) \times 1000 \quad (7.3-2.3)$$

$$\text{損傷レベル4の場合： } C_{RE0} = 10 \times C_I \quad (7.3-2.4)$$

上式による推定結果は誤差0~3%であり、十分な精度で復旧コストを表現できていると考えられる。

また、上記結果は理想的な条件下での復旧コストであり、実際の復旧には工事用道路の確保や地震時の復旧用資材等の確保により多くのコストを要するものと考えられる。そこで、これらの影響を考慮するための倍率 b を設定する。本検討では兵庫県南部地震において要した直接復旧コスト²⁹⁾と上式により得られる C_{RE0} の比が概ね10倍であったため、 $b=10.0$ として設定した。

(5) 損失コスト C_{TD} の算定

直接復旧コスト以外の地震損失コスト C_{TD} としては、地震被害による供用停止によって発生する運輸収入の減額のみを想定することとした。この損失額（減収額）は、供用停止日数と 1 日あたりの運輸収入とを乗じることにより算定されるが、その一般的な値を精度よく見積もるのは現状では困難である。そこで本検討では、供用停止に伴う損失は直接復旧コストの倍数 ($C_{TD} = k \times C_{RE}$) で算定することにした。この倍率は、兵庫県南部地震による直接復旧コストと営業損失の関係²⁹⁾を参考にして、 $k = 2.0$ とした。ただしこの倍率は、地域性、被害規模等の影響を強く受けるものと思われるが、定量的に把握するのは非常に困難である。ここでは 1 つの事例として $k = 2.0$ としたが、この数値については今後精査を行う必要があると思われる。

(6) 復旧性照査用ノモグラムの作成

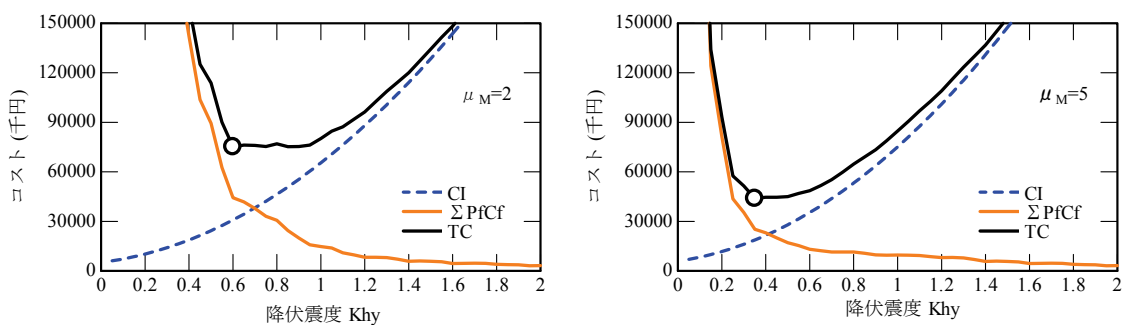
(a) トータルコストの算定

これまでの検討により、構造物への入力地震動（生起確率付地震動群）、構造物の建設コスト、地震によって損傷を受けた際の復旧コスト（直接復旧コスト、損失コスト）が得られた。そこで、想定した構造物に地震動群を入力することで、各構造物のトータルコストを算定する。

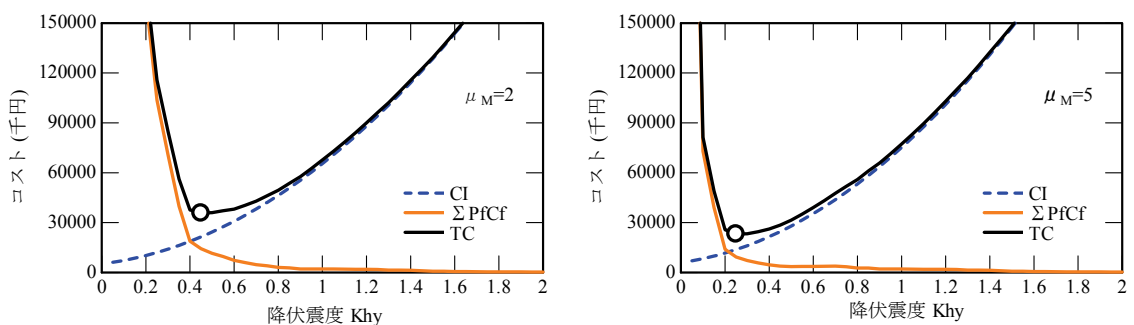
各地震による応答値、損傷レベルを算定するためには、逐次非線形解析によって地震応答を求めた。等価固有周期 T_{eq} 、降伏震度 K_{hy} を持つ 1 質点系で表現し、骨格はバイリニアモデル、履歴はクラフモデル³⁰⁾とする。基本的には鉄道構造物の設計において一般的に用いられている値²⁾を用いている。ただし減衰定数は周期に依存させず一定の 0.05 を用いた。これらの条件の下で各地震動ごとの最大応答塑性率を算定し、損傷レベルごとの限界塑性率と比較することで、損傷レベルを算定する。さらに各地震動には発生確率が付与されており、全地震動群の結果を統合することによって、構造物の設計耐用期間内における各損傷レベルの発生確率 P_f が算定される。これと初期建設コスト（式(7.3-1)）、復旧コスト（式(7.3-2)）を用いて式(7.2-1)よりトータルコストを算定した。

トータルコスト算定結果の例として、東京地域、広島地域における等価固有周期 $T_{eq} = 1.0$ 秒、靱性率 $\mu_M = 2.0, 5.0$ の場合の結果を図 7.3-9 に示す。この図において(a)は東京地域、(b)は広島地域、(c)はこれら 4 つの図のトータルコストのみ

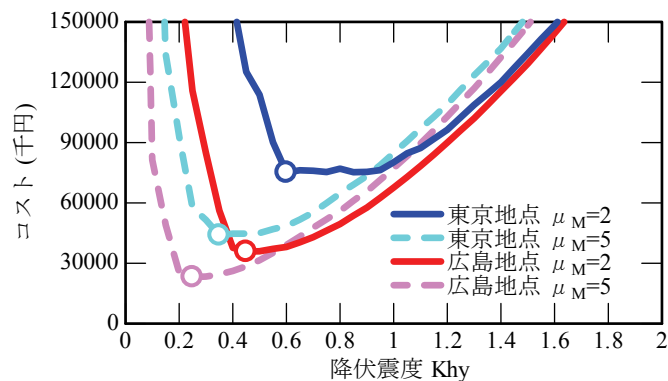
を重ねて描いた結果である。まず、一つの図に着目する（例えば東京地域の $\mu_M=2.0$ の結果（図 7.3-9 (a)の左））と、構造物に付与する降伏震度が大きくなると、初期建設コストが大きくなっている。これとは逆に、損失コストは降伏震度が大きいほど小さくなっている。この 2 つを合計させたトータルコストは下に凸の形状をしている。よって本手法によって構造物の等価固有周期，靱性率を固定した際のトータルコストが最小となる構造物の降伏震度が選定できることが分かる。各図において○印で示した点が、トータルコストが最小となる点（最適な降伏震度）である。



(a) 東京地点（左： $\mu_M=2.0$ ，右： $\mu_M=5.0$ ）



(b) 広島地点（左： $\mu_M=2.0$ ，右： $\mu_M=5.0$ ）



(c) 東京地点と広島地点のトータルコスト比較

図 7.3-9 トータルコストの算定例 ($T_{eq} = 1.0$ 秒)

また、同一地点（例えば東京地点）において構造物の靱性率を変化させた結果を比較（図 7.3-9 (a)の左と右を比較）すると、靱性率が大きくなることにより、初期建設コストが大きくなっている。これに対し、靱性率が大きくなった影響で損傷確率、復旧コストが小さくなっている。靱性率が大きくなることによる復旧コストの減少額は初期建設コストの増加額よりも大きくなっているために、図 7.3-9 (c)にあるように靱性率が大きくなるとトータルコストが小さくなっていることが分かる。さらにトータルコスト最小となる降伏震度も小さくなることも見て取れる。つまり靱性率の大きな構造物を設計することで、トータルコストが小さく、さらに降伏震度も抑えた構造物が選択されることになると考えられる。

東京地点と広島地点のトータルコスト算定結果の比較（図 7.3-9 (a)と(b)の比較）からは、以下のことが分かる。まず、初期建設コストには地震活動度の影響は無関係であるため、地域によらず同一額である。これに対し東京地点では、広島地点と比較すると地震活動度が高いため、損傷確率が大きくなっている。これに伴い復旧コストとそれによる損失コストが大きくなるために、図 7.3-9 (c)にあるようにトータルコストとしても東京地点が広島地点よりも大きな結果となっている。さらに構造物の等価固有周期、靱性率を固定した際にトータルコスト最小となる降伏震度も大きくなっている。これはつまり地震活動度が高い地域ほど降伏震度の大きな構造物が選択されることを意味している。

(b) 復旧性照査用ノモグラムの算定

上記(a)の結果より、構造物の等価固有周期、靱性率を固定した場合の、最適な降伏震度が 1 つ選択されることが分かった。そこで、等価固有周期、靱性率を広範囲にわたって多数変化させ、各条件における最適な降伏震度を選定した。この降伏震度選定結果をまとめて図 7.3-10 に復旧性照査用ノモグラムとして示す（靱性率 $\mu_M=1, 2, 4, 8$ の場合）。なお、これらの各図には、鉄道構造物の耐震設計時に用いている L2 地震動スペクトル II の所要降伏震度スペクトル²⁾も示しているが、これについては後ほど考察を行うこととし、本節ではそれぞれの地域における復旧性照査用ノモグラムの算定結果について考察する。

まず、それぞれの地域におけるノモグラムは周期の変化によって多少の凹凸が見られるものの、概ね滑らかな曲線形状をしており、あたかも地震動の加速度応答スペクトルや非線形応答スペクトルのような形状となっていることが分かる。これは生起確率付地震動群の周期特性が概ね 0.5 秒程度で大きくなるよう

な地震動となっているため、この周期帯域に存在する建造物の損傷確率が大きくなり、結果として建造物に要求される降伏震度が大きくなったためであると考えられる。

また前節の考察から、同一周期の建造物では、靱性率 μ_M が大きいほど降伏震度が小さくなるという結果を得ているが、この結果からも、靱性率 μ_M が小さくなるほどノモグラムが下側に位置するという結果になっていることが見て取れるため、同様の傾向となっていることが分かる。さらに地震活動度が高い地点（例えば、東京、名古屋、大阪地点）では地震活動度の低い地点（例えば、札幌、福岡）と比較して、同一周期、靱性率を持った建造物に要求される降伏震度が大きくなっており、これも前節の結果と一致している。

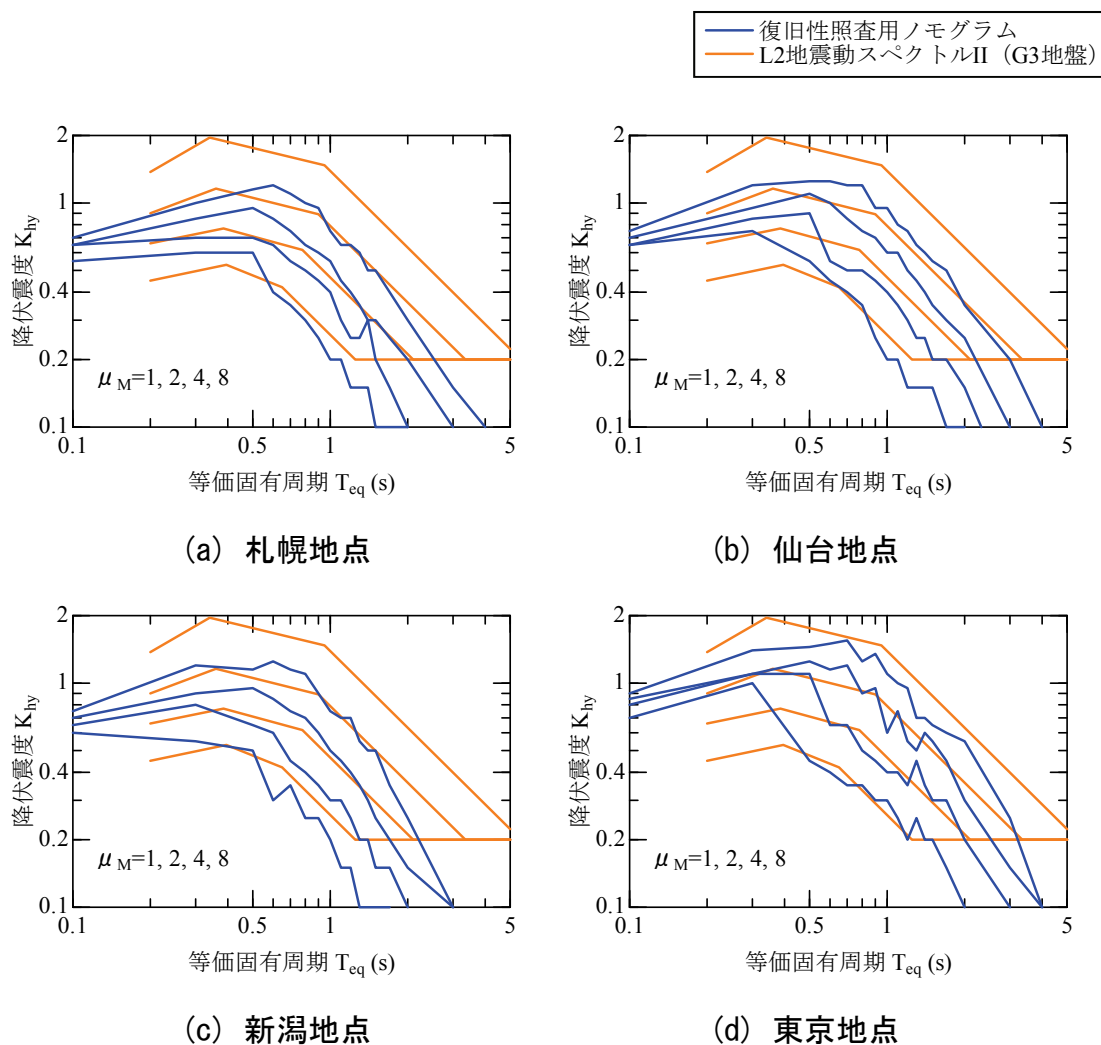


図 7.3-10-1 復旧性照査用ノモグラム算定結果（その1）

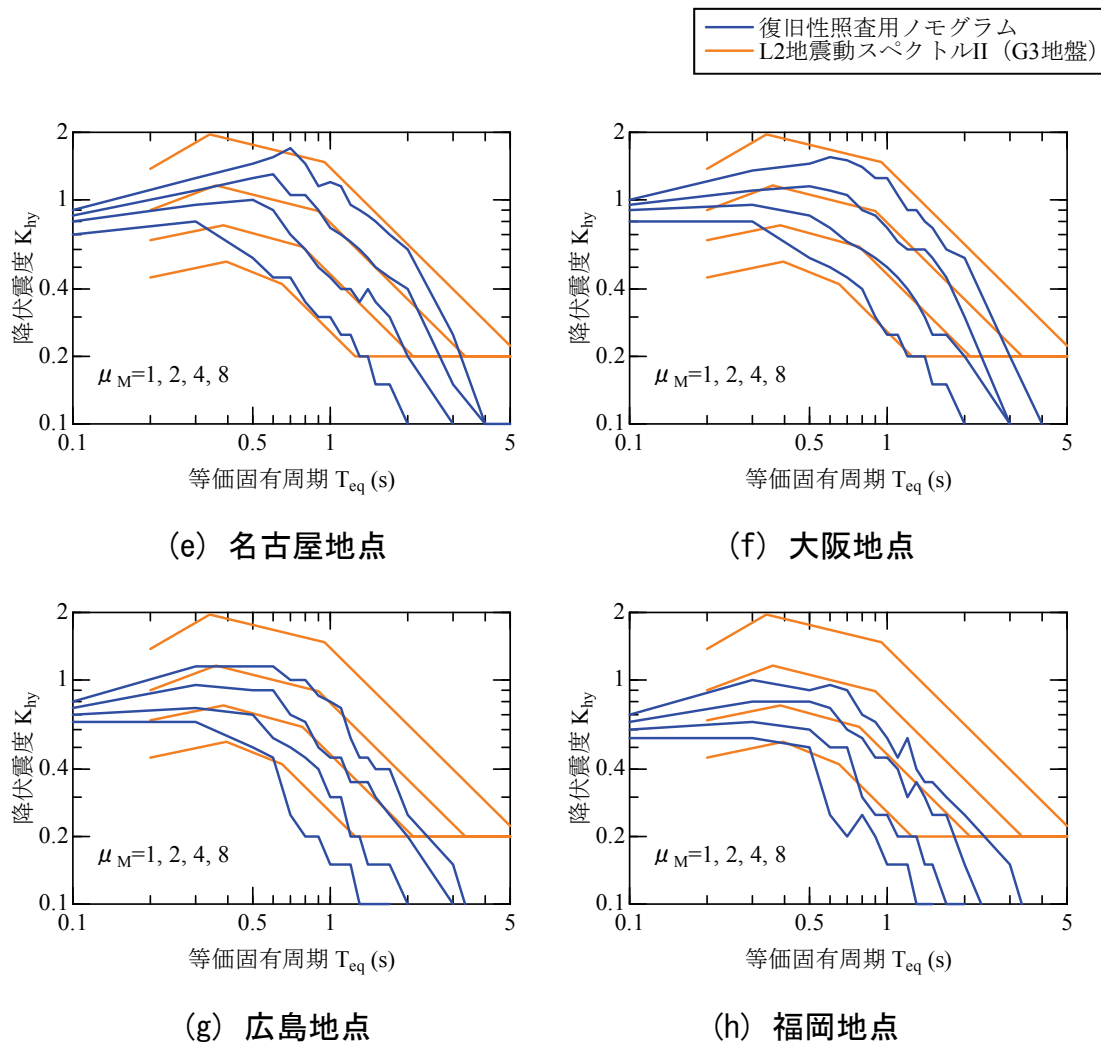


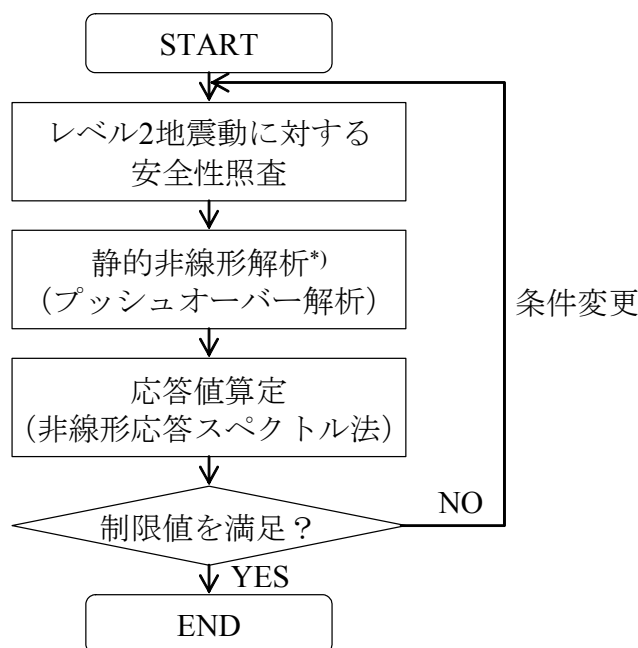
図 7.3-10-2 復旧性照査用ノモグラム算定結果 (その2)

(7) 復旧性照査用ノモグラムを用いた照査の手順

復旧性照査用ノモグラムを用いた照査の手順を図 7.3-11 に示す。この復旧性照査用ノモグラムはトータルコストが最小となる周期、降伏震度、必要靱性率の組み合わせを表現した結果であるため、ある地震時の最大応答塑性率を示す非線形応答スペクトルとは本質的に異なるものである。しかしながら、横軸、縦軸がそれぞれ周期、降伏震度となっており、両者から必要靱性率（非線形応答スペクトルの場合は応答塑性率）を算定することが可能であり、所要降伏震度スペクトルと同様に扱うことが出来る。

具体的には、まず本照査の前提条件である L2 地震動において構造安全性を確認する。その後、静的非線形解析を実施して、構造物が保有する性能（固有周

期 T_{eq} , 降伏震度 K_{hy} , 靱性率 μ_M) を把握する。最後に復旧性照査用ノモグラムを用いて非線形応答スペクトル法²³⁾により応答値 (応答塑性率) を算定する。復旧性照査用ノモグラムにより得られた応答塑性率 μ が構造物の保有する靱性率 μ_M を上回らないことを確認することで、復旧性の照査を行う。もし応答塑性率 μ が靱性率 μ_M を上回った場合、断面を変更して再度安全性のチェックから行い、下回った場合は復旧性を満足する構造物となり照査を終了する。



*) 静的非線形解析は、安全性照査の際にほとんどの場合実施している

図 7.3-11 復旧性照査用ノモグラムを用いた復旧性照査の流れ

ここで一般的な鉄道構造物の場合、安全性の照査における応答値算定手法としては、レベル 2 地震動の所要降伏震度スペクトルを用いた非線形応答スペクトル法が用いられることがほとんどであり、この際に既に静的非線形解析は実施されている。そのため復旧性照査において新たに実施する手続きとしては、復旧性照査用ノモグラムに対して応答値の算定、性能照査を行うだけでよい。つまりこの復旧性照査用ノモグラムを用いることで、従来の設計手順とほぼ同様の手続きによってトータルコストを照査指標とした復旧性の照査を行うことが可能となる。結果として、この復旧性照査用ノモグラムは、経済性を照査指標とした時の設計地震動の一つとして捉えることができる。

7.3.3 考察

(1) 地震活動度の高い地域と低い地域の比較

図 7.3-10 の復旧性照査用ノモグラムは、東京、大阪、名古屋などの地震活動度の高い地域と、札幌、福岡などの地震活動度の低い地域で明らかに異なっている。具体的には同一周期、靱性率の構造物に要求される降伏震度は、地震活動度が高い地域ほど大きくなっている。このことは、今回検討を行ったトータルコストに基づく復旧性照査を導入した場合、地震活動度の高い地域では、地震活動度の低い地域と比較して、構造物の周期や降伏震度が同等であっても、より性能の高い構造（高靱性率）が選択されることを意味している。これより、トータルコストを照査指標とした復旧性照査を導入することで、地域の地震活動度に応じたきめ細かい設計が可能となると言える。

(2) L2 地震動との比較

鉄道構造物の耐震設計では、L1 地震動において無損傷であること（図 7.3-4 における Y 点を超えないこと。耐震性能 I）と、L2 地震動において安全性を確保すること（同、N 点を超えないこと。耐震性能 III）を確認している。さらに新幹線鉄道および大都市旅客鉄道等の重要度の高い構造物においては、L2 地震動においても早期に機能回復をすること（耐震性能 II）が要求されている。既往の実験的検討³¹⁾によると、軸方向鉄筋が座屈した場合（応答塑性率が μ_M を超えた場合）、たとえモルタルによって断面の修復を行ったとしても、損傷前の性能には回復しないことが指摘されている。つまり、L2 地震動において早期に機能回復をするためには、応答塑性率を μ_M 以下に留める必要があると考えられる。これは本検討における復旧性照査の流れと同様の流れで設計を行っていることになる。そのため鉄道構造物の設計時に用いられている L2 地震動と、本検討によって得られた復旧性照査用ノモグラムとをスペクトルの大きさを比較することにより、トータルコストを照査指標とした復旧性照査を実施した場合の構造物の諸元が、従来の設計によって得られる構造物とどのような関係にあるのか考察する。

図 7.3-10 には L2 地震動スペクトル II の所要降伏震度スペクトルと各地点の復旧性照査用ノモグラムを重ねて描いている。一般的な高架橋の等価固有周期は 0.4~1.2 秒程度、靱性率は 4~6 程度であると考えられる。よって特にこの範囲

に着目して両者の結果を比較すると、以下のことが言える。

まず、地震活動度の高い仙台、東京、名古屋、大阪地点においては、復旧性照査用ノモグラムと L2 地震動がほぼ一致している。このためこれらの地域においては、L2 地震動において早期の機能回復を要求している従来の耐震設計によって得られる構造断面と、本手法によるトータルコストを考慮した構造断面は、ほぼ等価な結果を与えると言える。

これに対し地震活動度が相対的に低い札幌、新潟、広島、福岡地点では、得られた復旧性照査用ノモグラムは L2 地震動よりも下回っていることが分かる。これは地域ごとの地震活動度の差によるものであると考えられるが、現在の耐震設計においてもこの地震活動度の差を表現することを目的として図 7.3-12 に示す地域別係数を導入している²⁾。これによると、新潟、広島は地域 B (係数 0.85) であり、札幌、福岡は地域 C (係数 0.70) となっている。そこで今回検討した 8 地域のうち地域 B, C に属する 4 地域の復旧性照査用ノモグラムと地域別係数を考慮した L2 地震動を比較した結果を図 7.3-13 に示す。この図から、地震活動度の低い地域における復旧性照査用ノモグラムは、L2 地震動に地域別係数を考慮することで所要降伏震度スペクトルとの一致度が向上していることが見て取れる。ただし、札幌を除く 3 地点の L2 地震動は周期 0.6 秒程度よりも長周期成分においてノモグラムよりも大きな値を取っている。これは、L2 地震動の地域別係数が全国の地震危険度を 3 段階に分類し、それを 1.0, 0.85, 0.7 という係数で大まかに区分している³²⁾ため、地震活動度の低い地域ではその発生確率の違いを完全には考慮できていないためであると考えられる。

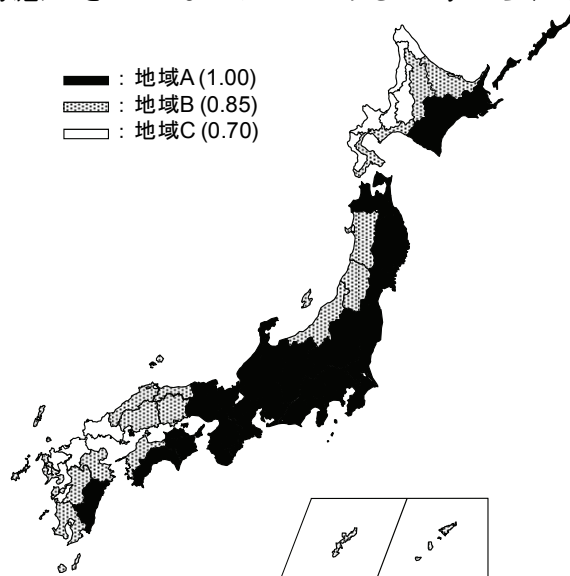
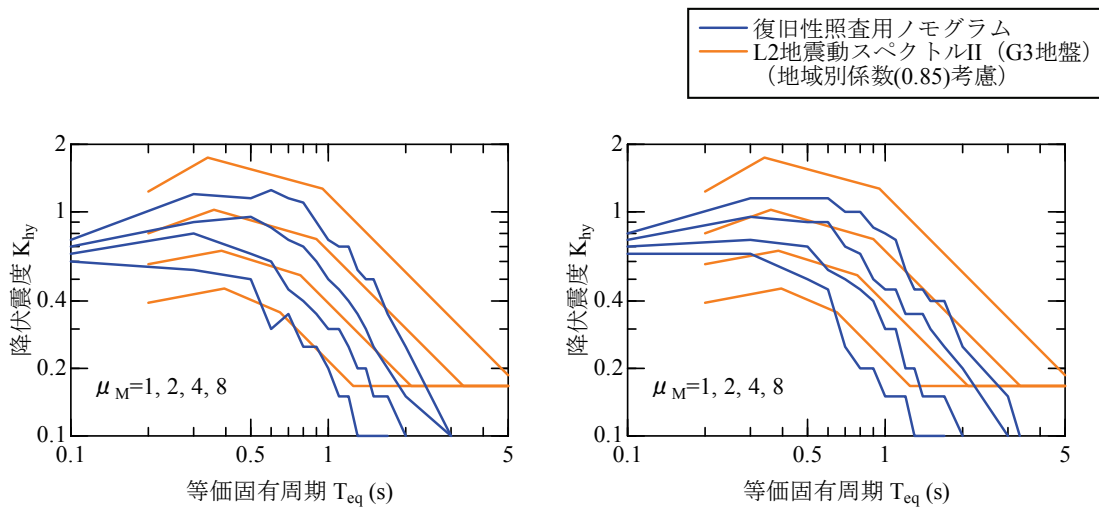


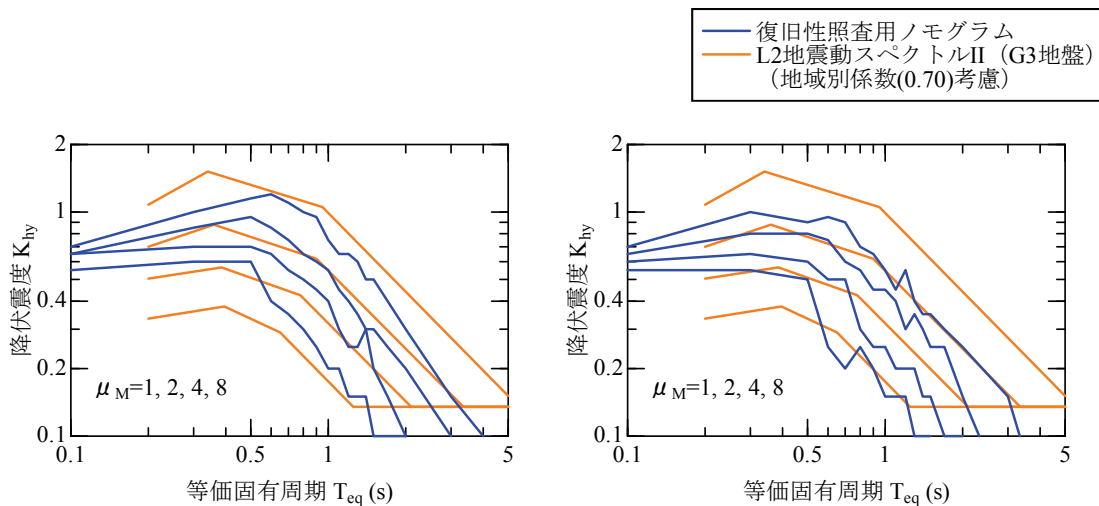
図 7.3-12 地域別係数²⁾



(a) 新潟地点 (地域 B)

(b) 広島地点 (地域 B)

図 7.3-13-1 復旧性照査用ノモグラムと地域別係数を考慮したL2地震動の比較 (地域 B の場合)



(c) 札幌地点 (地域 C)

(d) 福岡地点 (地域 C)

図 7.3-13-2 復旧性照査用ノモグラムと地域別係数を考慮したL2地震動の比較 (地域 C の場合)

以上のことはつまり、従来の鉄道新幹線の構造物において、「地域別係数を考慮した L2 地震動において早期に機能回復をする」という地震動と制限値の組み合わせが、トータルコストを照査指標とした復旧性照査という観点からも概ね妥当な結果を与えていることを示唆している。これは過去の地震被害や地震活動の地域性等を通じて経験工学的に構築されてきた現在の設計体系に合理的な意味づけを与えるという点で非常に重要な結果である。

(3) 損傷部位の違いによる比較

今回の検討では構造物を設計する際の制約として、上部工が基礎よりも先に降伏するという条件を与えている。これは基礎が損傷することで莫大な復旧費用がかかることを念頭に設定した条件であり、現在の一般的な構造物を設計する際にも基本的には推奨されている考え方である。ここでは基礎が損傷した場合の復旧性照査用ノモグラムの試算を行い、上部工先行降伏時のノモグラム算定結果との比較を行う。

既往の調査によると、基礎が損傷した場合の補修費用は、狭隘空間での施工のために、多くのコストを要することが報告されている³³⁾。そこで、基礎が損傷した場合に10倍の復旧コストを要すると考えて復旧性照査用ノモグラムを作成した。なお、初期建設コストは上部工先行降伏の構造物の結果をそのまま用いている。これらの条件のもとで得られた東京地域での復旧性ノモグラム算定結果を図7.3-14に示す。基礎が損傷すると復旧コストが大きくなるために、柱先行降伏の構造物と比較して、同一周期、靱性率を持った構造物に要求される降伏震度は大きくなっている。つまり復旧性を考えた場合、損傷部位を気中部に集中するように設計を行うことで、合理的な設計となっていることが確認された。この結果も現在の耐震設計の枠組みを支持する結果であると言える。

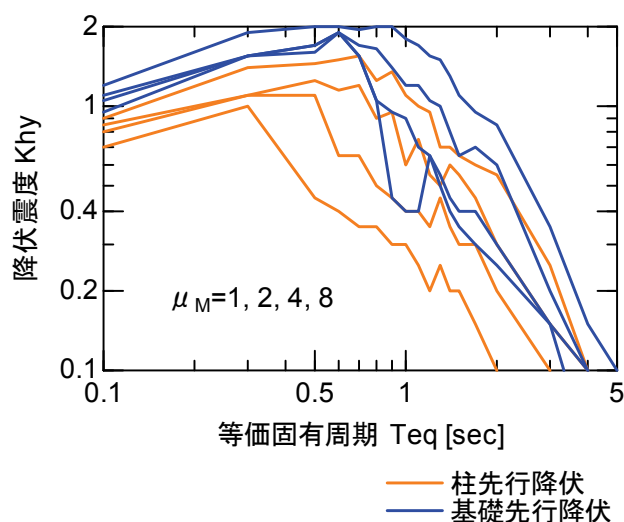


図 7.3-14 損傷部位の違いによる復旧性照査用ノモグラムの変化
(東京地点)

7.4 経済性評価に基づく構造物群の耐震対策優先度の設定方法

7.4.1 構造物群の地震対策優先度の判定手法

線状構造物のシステム全体の地震安全性を向上させるためには、弱点箇所の耐震性能向上や、効率的な耐震対策優先度の判定を行う必要がある。従来の地震対策は、各種施設ごとに実施されており、システムとしてどの箇所に対策を実施することが最適な補強対策となるかといった判断を行うことは困難であった。そこで本節では、複数の施設、設備から構成されるシステムの耐震性能、補強効果を同じ指標で評価するために、耐震補強前後のライフサイクルコストの差分 (DLCC : Difference of Life Cycle Cost) ⁸⁾に基づいた優先度判定手法の検討を行う。

まずシステムのトータルコスト (TC) を式(7.2-1)によって定義する。ここで、今回の TC には維持管理費等は含めないこととしている。この場合、地震対策前後の TC の差 DLCC は次式で表現できる。

$$DLCC = TC_0 - TC_R = \left(\sum_{i=1}^{N_0} P_{fi}^0 C_{fi}^0 \right) - \left(C_R + \sum_{i=1}^{N_R} P_{fi}^R C_{fi}^R \right) \quad (7.4.1)$$

ここで、 TC_0 : 耐震補強を行わない場合のトータルコスト、 TC_R : 耐震補強を行った場合のトータルコスト、 N_0 : 耐震補強を行わない場合の限界状態の数、 N_R : 耐震補強を行った場合の限界状態の数である。

様々な補強対策に対して DLCC を算定し、比較することで、DLCC が大きいものほど補強効果が大きく、優先的に実施すべき補強対策であると判断できる。DLCC の算定手順を図 7.4-1 に示す。

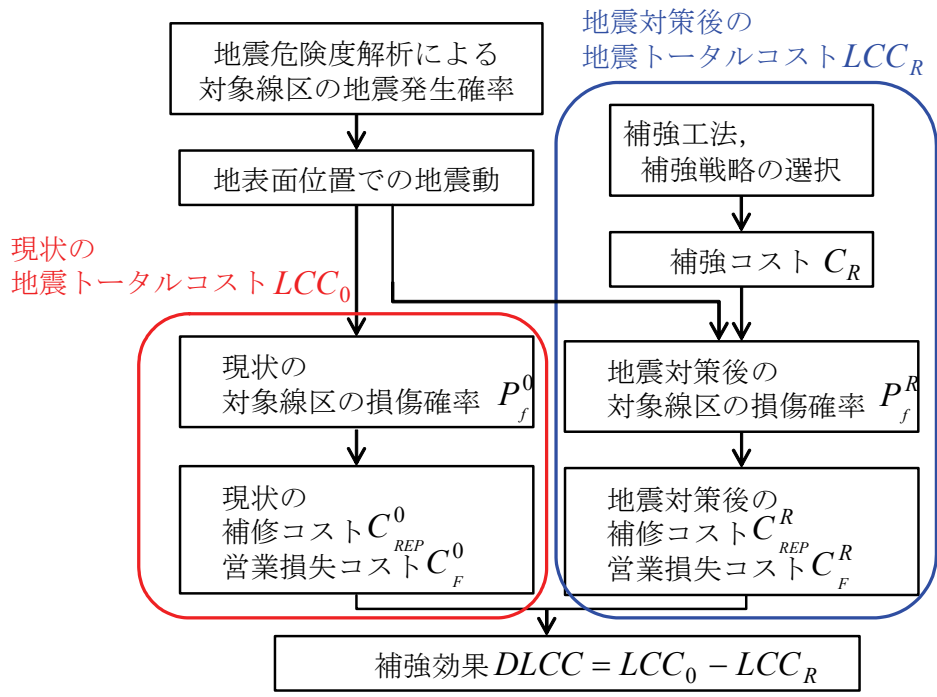


図 7.4-1 DLCC 算定フロー

7.4.2 モデル線区における地震対策優先度判定の試算

(1) モデル線区の構築

今回はモデル線区として延長 10km の地盤，橋梁，盛土，電柱からなる鉄道システムを構築した。橋梁，盛土の高さ分布，地盤の固有周期の概略を図 7.4-2 に示す。さらに橋梁においては降伏震度，等価固有周期，各損傷レベルに至る限界変形量，破壊形態（せん断破壊型，曲げ破壊型），盛土においては，降伏震度，円弧すべりを発生させる際の円弧半径，各損傷レベルに至る限界変形量をそれぞれ設定している。また電柱においては，高さ 10m のコンクリート柱を 50m 間隔で一様に配置し，周期，降伏震度，損傷に至る限界変形量を設定した。なお，橋梁，盛土の損傷は設計標準²⁾にあるように 4 段階に分類し，それぞれの限界値を設けているが，電柱については，損傷，無損傷の 2 段階で設定した。このモデル線区を対象に，各種補強を考えた DLCC の算定，最適な耐震対策の判定を行う。

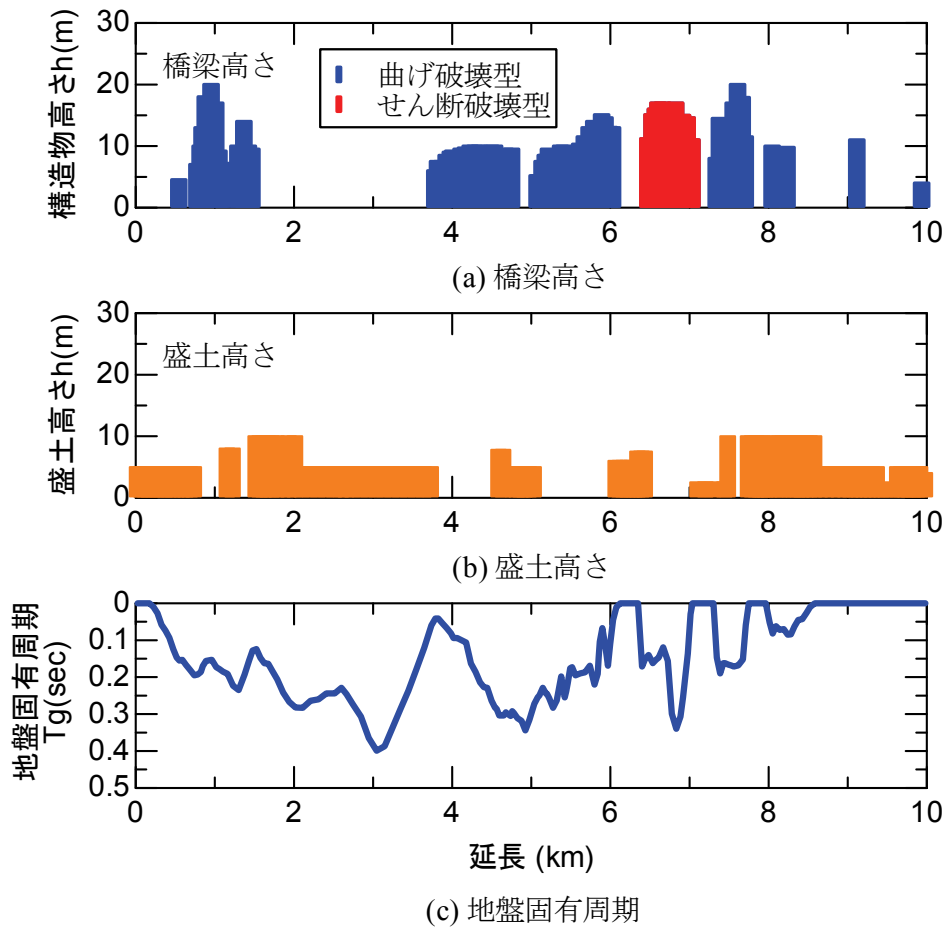


図 7.4-2 モデル線区の概略

(2) 地震作用の設定

モデル線区の地震リスクを評価するための地震動群を設定する。ある一つの再現期間を想定した場合においても、対象とする地域の地震活動度が異なれば、想定される地震動レベルは大きく異なる。そこで本検討では、地震活動度の高い地域（地域 A）と低い地域（地域 B）の 2 地域を想定し、確率論的地震危険度解析を実施した。地震危険度解析を行う際には、想定する地震動レベルとしてどの程度の再現期間を想定するか検討する必要があるが、今回は地震動の発生確率として 30 年間に 3%の確率で発生する地震動とした。これは既往の地震動マップにより試算されている地震発生確率のうちの一つであり、再現期間としては 1000 年に 1 度の地震に相当する³⁴⁾。今回の地域において算定された地震加速度は、地域 A では 760gal，地域 B では 334gal である。このように周辺の地震環境（断層の有無，各断層の規模，発生確率）の違いによって、想定される地

震動レベルが大きく変化するため、地域毎に要求される耐震対策が変化することが予想される。

次に地震危険度解析結果を満たす時刻歴波形（生起確率付地震動群）を、シミュレートする。この生起確率付地震動群作成手法としては 6 章における手法を用いる。最終的に得られた地震動群の例を図 7.4-3 に示す。

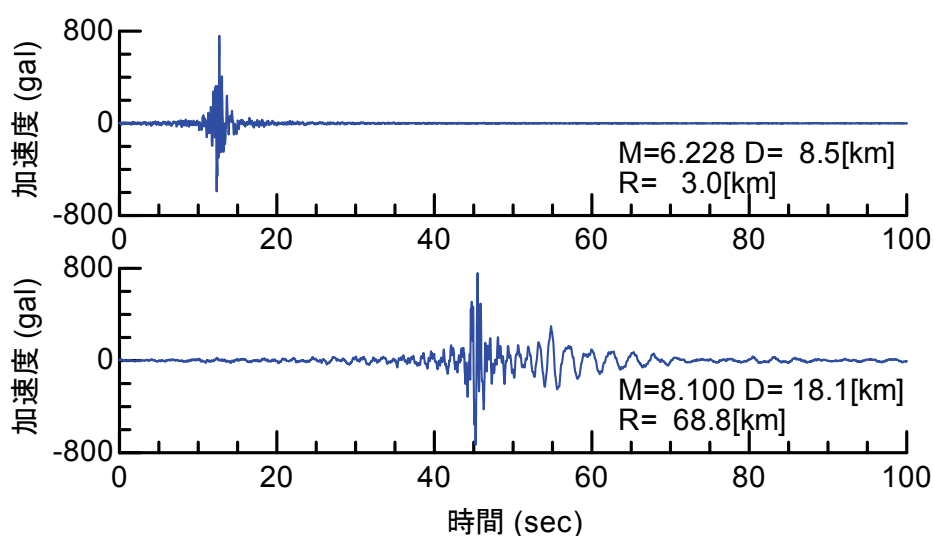


図 7.4-3 生起確率付地震動群の例（地域 A）

ここで得られた生起確率付地震動群は、工学的基盤（耐震設計上の基盤面、せん断弾性波速度 $V_s=400\text{m/s}$ 程度の連続地層）位置での地震動であるため、対象地点の地盤情報を用いた地盤応答解析を実施することで、地表面位置の地震動を求める。地盤応答解析としては、逐次非線形解析を用いた。地盤の非線形構成則としては、GHE-S モデル³⁵⁾を用いることとし、動的変形特性は多数の三軸圧縮繰り返し試験結果をもとに設定された標準的な値^{28),36)}をもとに設定している。減衰は、地盤のせん断弾性波速度、土質分類をパラメータとして周波数依存性を考慮した減衰（Q 値）の提案式³⁷⁾に出来る限り一致するようなレーリー減衰を設定している³⁸⁾。

以上の条件で、基盤位置での地震動群を入力とした地盤応答解析を実施することにより、地表面位置での地震動群の推定を行った。地域 A において得られた地表面位置地震動の最大加速度の平均値、標準偏差をまとめて図 7.4-4 に示す。これらの結果より、地盤応答解析を実施することで、地盤条件に応じた地震動の増幅、減衰の影響を適切に評価できていることが分かる。

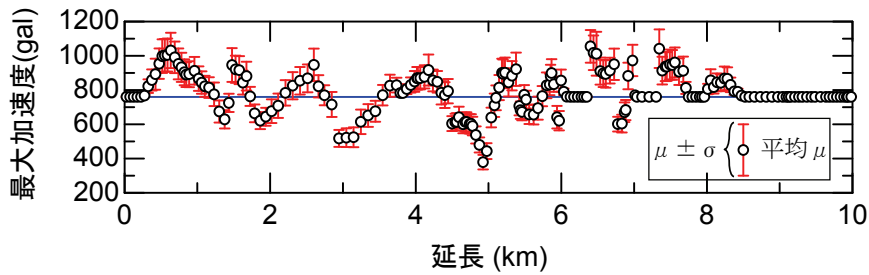


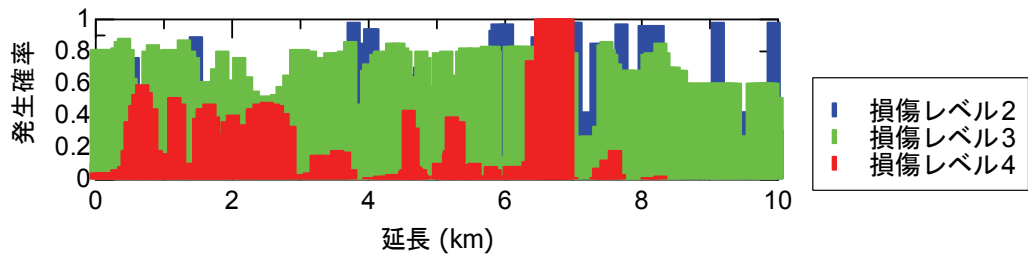
図 7.4-4 地表面位置での最大加速度分布（地域 A）

(3) 各種施設の損傷確率算定

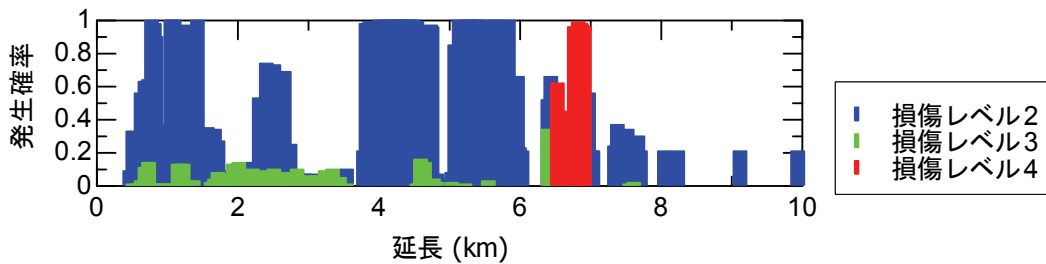
上記(2)で得られた地表面位置での地震動群を構造物に入力することで、応答値を推定する。応答値算定手法を簡単に説明する。橋梁は 1 自由度系にモデル化を行い、逐次非線形動的解析を用いる。非線形構成則は骨格として Bi-linear モデル、履歴法則として Clough モデル³⁰⁾ ($\alpha=0.20, \beta=0.05$) を用い、減衰定数は 10%とした。盛土はニューマーク法³⁹⁾により滑動変形量を算定する。電柱の応答は、橋梁と同様に 1 自由度系にモデル化した動的解析によるものとし、橋梁上に存在する場合は橋梁の応答波形を、盛土上に存在する場合は地表面波形をそれぞれ入力として用いる。さらに高架橋上に建設された電柱は、高架橋の回転成分の影響で損傷が大きくなることが分かっている。そこで、高架橋の回転挙動の補正係数⁴⁰⁾を考慮することとした。

以上の手続きにより、各地震動群に対する橋梁、盛土、電柱の地震応答値を推定する。これと各損傷レベルの限界応答値を比較することで、各損傷レベルの発生確率を算定する。得られた損傷確率を図 7.4-5 に示す。

まず、せん断破壊型の橋梁では、構造物のじん性能に期待できないため、損傷が発生すると同時に大被害となる可能性が高い。そのため、損傷レベル 4 となる確率が非常に大きくなっている。また、地震活動度の高い地域 A では、地震動レベルが相対的に大きいため、損傷の程度も大きくなっている。



(a) 地震活動度の高い地域（地域 A）



(b) 地震活動度の低い地域（地域 B）

図 7.4-5 構造物の損傷確率

(4) 補修コスト，補強コストの設定

トータルコストを算定するために必要な，補修コスト，営業損失コストの設定を行う．また，各種補強を設定するための補強工法の抽出，これに必要な補強コストについても設定する．

(a) 補修コスト，営業損失コストの設定

地震被害を受けた場合の補修コスト，営業損失コストを設定する．本検討では前節の検討や既往の災害復旧誌をもとに，表 7.4-1，表 7.4-2 のように仮定した．なお営業損失コストは，表 7.4-2 の停止日数に 1 日の運輸収入を乗じることで，算定可能である．今回は路線の 1 日の運輸収入として 10 億円と仮定した．

表 7.4-1 設定した補修コスト（それぞれ一箇所辺りのコスト）

損傷レベル	盛土*	橋梁*	電柱*
1	—	—	—
2	—	0.1	—
3	—	0.3	—
4	0.2	2.0	0.01

単位：億円

表 7.4-2 設定した営業損失コスト（停止日数）

損傷レベル	盛土	橋梁	電柱
1	—	—	—
2	0.5	1	—
3	3	5	—
4	6	90	2

単位：日

(b) 補強工法の設定

橋梁，盛土，電柱の補強工法，補強効果，補強コストを設定する．本検討では 1 つの事例として表 7.4-3 に示すような工法を設定し，各工法を適用した場合の損傷確率についても算定している．これ以外の補強工法を採用することも可能であり，この場合についても同様の手順で，耐震対策優先度を判定することが出来る．

表 7.4-3 設定した補強シナリオ

補強箇所	補強工法	補強効果	補強コスト
橋梁	鋼板巻き立て	靱性能上昇	100 万円/本
盛土	グラウンドアンカー	応答値低減	1.5 万円/m
橋梁上の 電柱	ダンパー	応答値低減	10 万円/本

(5) DLCC 算定および耐震対策優先度判定

(a) 地震活動度の高い地域（地域 A）の場合

(i) 第一段階目の補強

地震活動度が相対的に高い地域 A における DLCC 算定結果を図 7.4-6 に示す．これによると，まず対象路線の地震による補修費，営業損失を合計したトータルコストは約 1300 億円であることが分かる．これに対して橋梁，盛土，電柱のそれぞれに地震対策を実施した結果を示しているが，補強費は最大でも 10 億円程度（他と比べて小さいため図には表れていない）であり，現状のトータルコストと比較して非常に小さい．

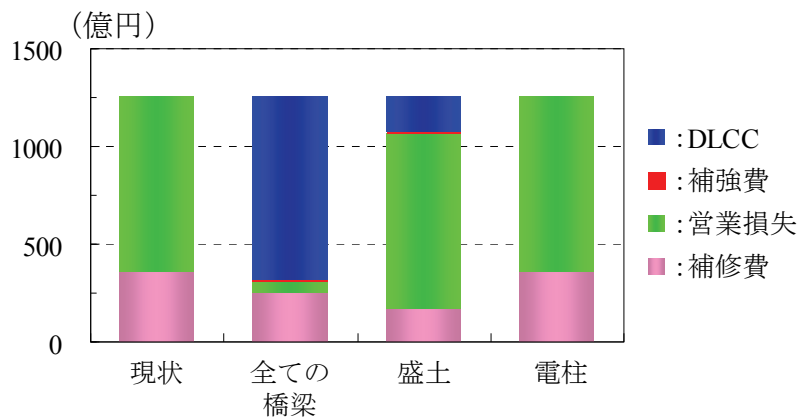


図 7.4-6 各構造の地震対策効果の算定結果
(地域 A, 第一段階)

一方で橋梁、盛土の地震対策を実施することで、被害の発生確率を大幅に低減できるため、補修費等は低くなっている。その結果として、DLCCは全ての対策でプラス（電柱補強でも0.7億円程度のプラス）となっており、いずれの対策も有効であるという結果となった。その中でも橋梁に地震対策を実施することで、DLCCが最大になっている。つまりこの地域では橋梁から地震対策を実施することが最適であると言える。

なお、橋梁については、2タイプの破壊形態（せん断破壊型、曲げ破壊型）を有する橋梁をまとめて検討を行っている。そこでこれら破壊形態の違いによる対策効果を調べるために、それぞれの破壊形態を有する橋梁のみを補強した場合のDLCCの算定を行った。得られた結果を図7.4-7に示すが、今回の地域では曲げ破壊型の橋梁を補強するよりも、せん断破壊型の橋梁の補強を行う方がよりDLCCが大きくなるため、効果的な対策であると言える。

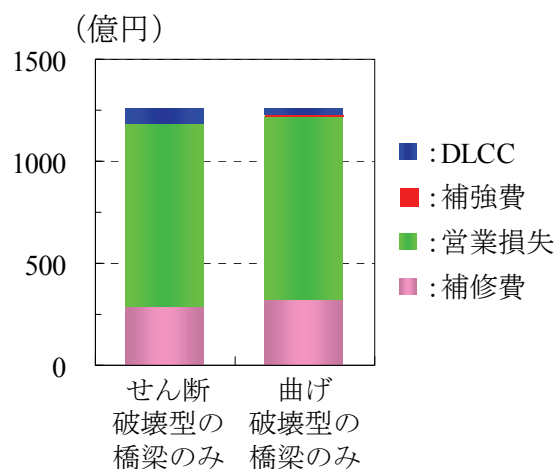


図 7.4-7 破壊形態の異なる橋梁毎の地震対策効果

つまり、地域 A における第一段階目の地震対策としては、せん断破壊型を有する橋梁の補強を実施し、その後曲げ破壊型を有する橋梁の補強を実施することが有効であるという結果を得た。

(ii) 第二、第三段階目の補強

続いて地域 A において橋梁の地震対策が終了した後に実施すべき対策を調べるため、第一段階目の対策（せん断破壊型、曲げ破壊型の橋梁の補強）実施後のトータルコストに対する各種対策効果の算定を行った。得られた結果を図 7.4-8 に示すが、橋梁上の電柱の対策よりも、盛土の対策を実施することで、DLCC が大きくなることが分かる。よってこの地域では第二段階目の対策として盛土の補強が有効であると言える。

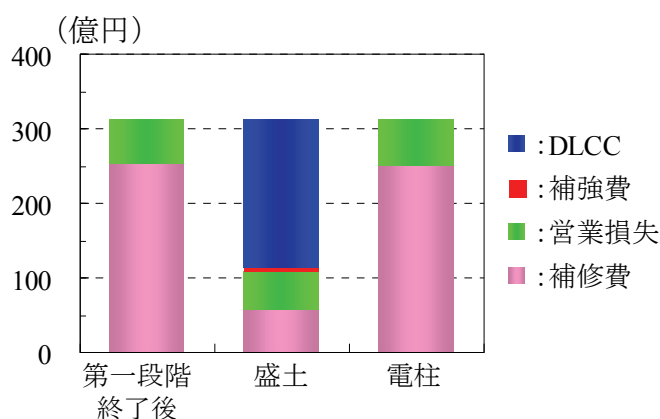


図 7.4-8 DLCC 算定結果 (地域 A, 第二段階)

さらに橋梁上の電柱であるが、この図では表現されていないものの DLCC は 0.7 億円程度のプラスとなっている。つまり電柱の対策を実施することで、トータルコストが低減する結果となっており、第三段階目の対策としては、橋梁上の電柱の補強を実施する、という結果が得られた。

(b) 地震活動度の低い地域 (地域 B) の場合

(i) 第一段階目の補強

地震活動度の相対的に低い地域 B における DLCC 算定結果を図 7.4-9 に示す。地域 B では想定される地震動のレベルが低いために、各種施設の地震リスクは低い。その結果、現状のトータルコストは地域 A と比較して小さくなっている (地域 A : 1260 億円, 地域 B : 970 億円)。また、各種対策を実施した際の DLCC は、地域 A と同様に橋梁の対策を実施した場合が最大となっている。一方で、盛土の対策を第一段階目の対策として実施した場合には、DLCC がマイナスとなる。これは、路線全体の停止日数に与える影響として、橋梁の被害によるもの

が大半であるため、たとえ盛土の対策を実施したとしても、営業損失には変化がなく、結果として投資効果がマイナスになったためである。つまり地域 B では第一段階目の対策として盛土の補強を実施したとしても、有効な結果は期待できないことになる。

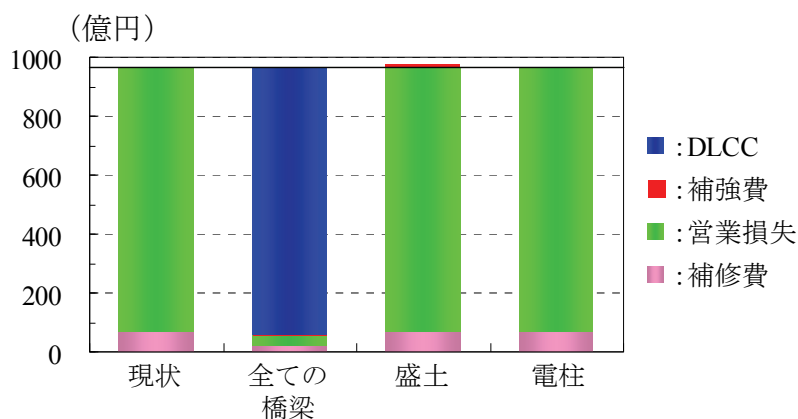


図 7.4-9 DLCC 算定結果 (地域 B, 第一段階)

橋梁の対策のうち、破壊形態毎の DLCC 算定結果を図 7.4-10 に示す。これより、せん断破壊型の橋梁に対策を行うと DLCC が非常に大きくなるのに対し、曲げ破壊型の橋梁への対策は DLCC がマイナス (-2.63 億円) となる。これは地域 B では想定される地震レベルが低いため、曲げ破壊型の橋梁の損傷確率も低くなっている (図 7.4-5 (b))。そのためにたとえ対策を実施しても損傷確率が変わらないため、対策効果がマイナスとなった。

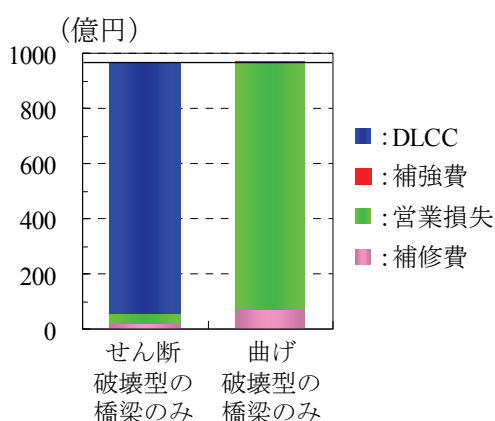


図 7.4-10 破壊形態の異なる橋梁毎の DLCC 算定結果

以上の結果より、地域 B においては第一段階目の地震対策としては、せん断破壊型を有する橋梁のみ補強を実施することが有効であるという結果を得た。これは地域 A における第一段階目の地震対策 (せん断破壊型 → 曲げ破壊型の順に全橋梁を補強) とは異なる結果となっており、地点の地震活動度によって

有効な対策が異なることが明らかになった。

(ii) 第二，第三段階目の補強

地域 B における第二段階目の対策を検討するため，せん断破壊型の橋梁を補強した状態のトータルコストを初期状態として，各対策を実施した場合の DLCC を算定する．(1)で述べたが，全橋梁（せん断破壊型+曲げ破壊型）に対策を実施したトータルコストは，せん断破壊型の橋梁に対策を実施したトータルコストよりも大きくなるのが分かっているため，曲げ破壊型の橋梁に対する検討は実施していない。

得られた結果を図 7.4-11 に示すが，盛土，橋梁上の電柱ともに対策を実施することで DLCC がプラスとなっている．図 7.4-9 において第一段階目の対策として盛土を選択した場合には DLCC がマイナスであったが，第二段階目の対策ではプラスとなっている．この原因としては，第一段階目の対策では地震時の営業停止に占める影響のほとんどが橋梁であったために，盛土の対策効果がほぼゼロであり，投資効果としてはマイナスとなっていた．ところが橋梁の補強を実施することで，盛土の損傷が路線全体の営業停止に与える影響が相対的に大きくなり，対策を実施することで営業損失が大幅に低減された．その結果として盛土対策の DLCC がプラスとなった．つまり適切な対策の検討を行う場合には，各段階での初期状態からの変化を適切にモデル化する必要があると言える．

また，図 7.4-11 の各種対策を実施した場合の結果の中で，DLCC が最も大きいのは盛土の補強である．そのため第二段階目の対策としては盛土，第三段階目の対策としては橋梁上の電柱が選択された．

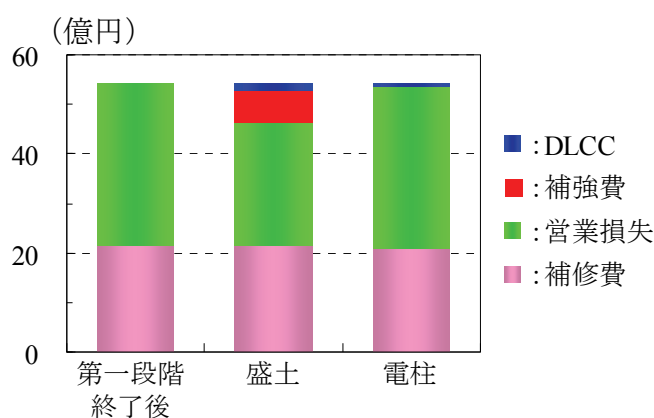


図 7.4-11 DLCC 算定結果（地域 B，第二段階）

7.5 まとめ

本章では、地震リスクを考慮した構造物の性能評価法についての検討を実施した。具体的には、まず新設構造物を対象として、レベル1地震動に対して弾性設計を行うという現在の土木構造物における一般的な耐震設計手法に変わる枠組みとしての、トータルコストを照査指標とした復旧性照査法に関する検討を行った。

従来から提案されている手法を用いてトータルコストを照査指標とした設計を実務において行うことは、現状では困難である。そこで設計労力を簡素化した上で復旧性を満足した構造物の設計が可能となるような手法の提案を行った。具体的には、予め多数の諸元に対してトータルコストが最小となるような周期、靱性率、降伏震度の組み合わせを算定しておき、それらの結果を復旧性照査用ノモグラムとして出力した。この復旧性照査用ノモグラムを用いることで、設計を行う際には従来の耐震設計の流れと同様の手続きで、トータルコストを照査指標とした復旧性の照査を実施可能である。

復旧性照査用ノモグラムの例として、複線用RC壁式橋脚を対象としたノモグラムを全国8地点で算定した。その結果、地域の地震活動度の高低によって、最終的に得られる復旧性照査用ノモグラムが変化することが明らかになった。これより、本手法を用いることで、地域の地震活動度に応じたきめ細かい復旧性照査が可能となることを確認した。さらに、得られた復旧性照査用ノモグラムと現在の耐震設計において使用されている地震動、制限値とを比較することで、両者の結果はほぼ同等の結果を得ることを確認した。これは過去の地震被害等を通じて経験工学的に構築されてきた現在の耐震設計に物理的な意味づけを与えるという点で重要な結果であると言える。

続いて、既設線状構造物を対象として、地震リスクの観点から構造物の耐震対策優先度を設定する方法についても検討を行った。具体的には、システム全体の地震対策の優先順位を客観的・定量的に評価可能な手法として、DLCCに基づく地震対策優先度設定手法の検討を行った。本手法では地震を確率論的に評価し、この地震動評価結果を元に各施設の損傷確率、対策前後のライフサイクルコストを計算することで、対策の有効性を評価する。

本手法の適用例として、モデル線区に対して各対策を実施した場合のDLCC

を算定し、対策優先順位の設定を行った。その結果、たとえ同一地盤、同一構造が並んだ路線であっても、地震活動度が異なると、有効な対策が変化することが確認された。つまり本手法を用いることで、線区の輸送密度、輸送量、地震活動度、地盤条件、構造形式、設計年代などの各種条件を反映させた上で、路線ごとに適切な地震対策を選定可能となることが期待される。

参考文献（第7章）

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），2012.
- 2) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.
- 3) Kennedy, R. P. and M. K. Ravindra: Seismic fragilities for nuclear power plant risk studies, *Nuclear Engineering and Design*, Vol.79, No.1, pp.47-68, 1984.
- 4) Frankel, A. D., et al.: USGS national seismic hazard maps, *Earthquake spectra*, Vol.16, No.1, pp.1-19, 2000.
- 5) ISO: ISO2394 General principles on reliability for structures, 1998.
- 6) ISO TC 98/SC3/WG10: Basis for design of structures - Seismic actions for designing geotechnical works, 2005.
- 7) 土木学会・地震工学委員会・耐震設計基準小委員会：土木構造物の耐震性能設計における新しいレベル1の考え方（案），委員会活動報告書，2003.
- 8) 佐藤忠信，吉田郁政，増本みどり，金治英貞：ライフサイクルコストを考慮した道路橋の補強戦略，土木学会論文集，No.784/VI-66，pp.125-138，2005.
- 9) 坂井公俊，室野剛隆，佐藤勉，澤田純男：トータルコストを照査指標とした土木構造物の合理的な耐震設計法の提案，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.68，No.2，pp.248-264，2012.
- 10) 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言「第一次提言」，1995.
- 11) 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言「第二次提言」，1998.
- 12) 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言「第三次提言」，2000.
- 13) 土木学会・地震工学委員会・耐震基準小委員会：土木構造物の耐震設計ガイドライン（案）-耐震基準作成のための手引き-，委員会活動報告書，2001.
- 14) (社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 15) 川島一彦：専門家が描く性能目標は国民のニーズと一致しているか？，pp.166-167，日本地震工学会大会，2005.
- 16) 宮路健太郎，川島一彦：市民から見た橋梁の耐震性能目標，土木学会 地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.303-310，2006.
- 17) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002.
- 18) 大住道生，運上茂樹：トータルコストに基づく土木構造物の要求耐震性能の設定法に関する一検討，土木技術資料，Vol.41，No.10，pp.50-55，1999.

- 19) 一井康二：トータルコストに基づく耐震設計の提案と試算（重力式岸壁の例），日本地震工学シンポジウム論文集，Vol.11，pp.2371-2376，2002.
- 20) 阿部淳一，杉本博之，渡邊 忠朋：地震リスクを考慮した設計地震動強度算定に関する研究，土木学会論文集 A，Vol.63，No.4，pp.780-794，2007.
- 21) （社）日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，2009.
- 22) 坂井公俊，室野剛隆：地震危険度解析に基づく生起確率付地震動群の作成方法，鉄道総研報告，第 24 巻，第 5 号，pp.11-16，2010.
- 23) 西村昭彦，室野剛隆，齋藤正人：所要降伏震度スペクトルの作成と耐震設計への適用，地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，Vol. 3，pp. 43-48，1999.
- 24) Cornell, C.A.: Engineering Seismic Risk Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.58, No.5, pp.1583-1606, 1968.
- 25) 安中正，香川敬生，石川裕，江尻譲嗣，西岡勉：期待損失評価のための確率論的ハザードに適合した地震動波形群の設定方法，土木学会地震工学論文集，Vol.28，2005.
- 26) 龍岡文夫，福島伸二：砂のランダム繰り返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について(1)，生産研究，30 巻 9 号，pp.356-359，1978.
- 27) 龍岡文夫，福島伸二：砂のランダム繰り返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について(2)，生産研究，30 巻 10 号，pp.375-378，1978.
- 28) 安田進，山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性，第 20 回土質工学研究発表会，pp.539-542，1985.
- 29) 阪神淡路大震災鉄道復興記録編纂委員会編：よみがえる鉄路，山海堂，1996.
- 30) Clough, R. W. and Johnston, S. B. : Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第 2 回日本地震工学シンポジウム梗概集，pp.227-232，1966.
- 31) 仁平達也，谷村幸裕，岡本大，田所敏弥：震害を受け補修したラーメン高架橋柱の部材特性，鉄道総研報告，Vol.22，No.3，pp.5-10，2008.
- 32) 王海波，西村昭彦，長縄卓夫：基盤入力地震動の考え方と応答スペクトルの設定，鉄道総研報告，Vol.13，No.2，1999.
- 33) 足立幸郎，庄司学：兵庫県南部地震で被災を受けた都市高速道路橋の復旧費に関する検討，第 27 回土木学会地震工学論文集，2003.
- 34) 藤原広行ほか：「全国地震動予測地図」作成手法の検討，防災科学技術研究所研究資料，2010.
- 35) 室野剛隆，野上雄太：S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集，2006.
- 36) 野上雄太，室野剛隆：S字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準

- パラメータの設定, 土木学会地震工学研究発表会論文集, 30, 2009.
- 37) 福島美光, 翠川三郎: 周波数依存性を考慮した表層地盤の平均的な Q-1 値とそれに基づく地盤増幅率の評価, 日本建築学会構造系論文集, 460, pp. 37-46, 1994.
 - 38) 坂井公俊, 室野剛隆: 地震基盤深度を考慮した距離減衰式の補正係数, 土木学会地震工学研究発表会論文集, 30, 2009.
 - 39) Newmark, N. M: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique* 15, pp.139-160, 1975.
 - 40) 坂井公俊, 今村年成, 室野剛隆: 電車線柱と橋梁の相互作用の簡便な耐震評価手法の提案, 土木学会第 63 回年次学術講演会概要集, I-127, 2008.

第 8 章 結論

近年の土木構造物の耐震設計では、断層を特定した強震動予測手法に基づく地震動評価の結果を設計地震動として用いる機会が多くなっている。また、東北地方太平洋沖地震の発生以降、南海トラフで発生する巨大地震における震源域の見直しなどもされており、これらの大規模地震を想定した耐震設計、耐震診断時に強震動予測手法が適用される機会がさらに増すものと考えられる。

このような大規模地震が発生した場合、震源近傍の鉄道高架橋や道路橋といった土木構造物には何らかの損傷が発生することが想定される。そのため評価される設計地震動はこれら構造の非線形挙動に十分に配慮した上での地震動波形であることが要求される。また、強震動予測手法による地震動評価は、各段階で不確定性を含んでおり、これらの不確定性を網羅した地震動を算定した場合には、地点における地震動波形が膨大な数となることも考えられる、しかしながらこの多数の地震動波形群の全てを用いて構造物の耐震設計を行うことは非現実的であり、合理的な手法により設計地震動を選択もしくは作成する必要がある。

一方、近年の学会等の議論において、レベル 1 地震動に対して損傷させない、もしくはレベル 2 地震動に対して早期復旧を実現する、という従来の設計地震動と構造物の要求性能の組み合わせが見直され始めている。具体的には、レベル 2 地震動に対して崩壊させないという最低限の性能を満足させた上で、その後損傷レベルのような工学的指標ではなく、経済性を照査指標とした設計法が提案されている。しかしながら、実際にトータルコストを照査指標とした設計を行う際には、設計者が対象地点の地震動を評価するための確率論的地震危険度解析、多数の構造物断面の設計、設計された構造物を用いた地震応答解析、地震損傷確率の算定、トータルコストの算定、コスト最小の構造断面の選択、といった流れを経由する必要がある、現状では実務設計への適用は困難であった。

このような背景の中、本研究では、土木構造物の安全性、復旧性照査を行うための設計地震動評価の高度化を目的とした手法の開発を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

(1) 深部地盤構造が工学的基盤位置の地震動に与える影響評価（第2章）

工学的基盤における地震ハザードを評価する際には、距離減衰式が用いられるが、これに深部地盤構造の情報を付与することで、地点特性をより考慮した評価が可能となり、地震動の推定精度が向上することが予想される。そこでまず、地震基盤深度によって応答スペクトルの特性がどのように変化するかについて観測記録に基づいた検討を実施した。その結果、地震基盤が300m程度よりも浅い地点においては、周期0.1~0.3秒程度の応答が非常に大きくなる一方で、周期1秒程度の応答はそれほど大きくなる。これとは対照的に、地震基盤の深い地点では、短周期成分の応答は小さいものの、周期1秒程度で大きな応答を示すことが明らかになった。

続いて、地震基盤深度の変化に伴うPGA, PGVの変化を確認することを目的として、観測記録、数値解析に基づく検討を実施した。その結果、同一地震規模、震源距離を想定した場合であっても、地震基盤深度が300m程度の地点においてPGAが最も大きくなり、それ以外の地点においては、地震基盤深度が大きくなるに従って、徐々に加速度が小さくなる傾向を示すことを確認した。さらに、硬質地盤の非線形挙動を考慮した検討を行い、工学的基盤以深であっても地震動レベルの変化に伴い増幅倍率が変化することを解析的に確認した。地震基盤深度による地震動特性の変化と硬質地盤の非線形挙動の影響を適切に考慮することで、工学的基盤位置での地震動を従来よりも高精度に評価可能となることが期待される。

(2) 表層地盤の不整形性と地震動入射角の影響評価（第3章）

表層地盤構造の傾斜、入射角の変化が観測される伝達関数と、この伝達関数から推定される地盤構造に与える影響について検討を行った。その結果、まず基盤が傾斜している場合には、地中と地表面の2点で観測された記録に基づく伝達関数を用いて、水平成層、鉛直下方入射を仮定した1次元地盤構造を推定すると、層境界の深度が実際よりも浅く評価されてしまう。また、地震動が斜め入射した場合の地中、地表観測記録に基づく伝達関数から1次元地盤構造を推定すると、層境界の深度を実際よりも深く評価してしまふことが明らかになった。さらに地盤の見かけの減衰は、基盤傾斜、斜め入射ともに実際に地盤が有する値よりも大きな値を推定してしまふことも確認された。

以上の結果から、地盤傾斜や斜め入射が想定される場合にボーリング調査に基づく 1 次元地盤構造から卓越周期を算定すると、実際とは異なる卓越周期を評価してしまう可能性があることを指摘した。また、観測された多数の観測記録の平均伝達関数を用いる際の問題点や、観測された伝達関数を用いた基盤傾斜抽出の可能性についても整理を行った。

(3) 土木構造物の非線形挙動を考慮した強震動予測手法の開発（第 4 章）

経験的サイト増幅・位相特性を考慮した統計的グリーン関数法により、2004 年の新潟県中越地震を対象とした特性化震源モデルの構築を行った。さらに構造物の非線形挙動の観点から、位相スペクトルの重要性を確認した。この結果から、構造物の耐震設計を念頭に置いた地震動評価を行う場合には、構造物の応答が過小評価となることのないよう十分配慮された位相スペクトルを用いる必要があることを指摘した。

そこで、土木構造物の非線形挙動に配慮を行った強震動予測手法の提案を行った。基本的な考え方は経験的サイト増幅を考慮した統計的グリーン関数を採用しているが、グリーン関数に与える位相特性としては、従来から一般的に用いられている包絡関数によるものではなく、位相の震源・伝播経路・サイト特性をそれぞれ理論的、経験的にモデル化したものを用いる。各特性の評価結果が構造物の非線形挙動の観点から適切であることを個別に確認するとともに、工学的な取扱いについて整理を行った。

まず、地震動位相の伝播経路特性に着目し、位相の伝播経路特性のモデル化を行うとともに、モデル化した位相の伝播経路特性が構造物の非線形応答に与える影響について評価した。その結果、モデル化した伝播経路特性を用いた地震動シミュレーションによる構造物の非線形応答は、周期 1 秒よりも短周期側において過去の観測記録による結果を良好に再現することを確認した。そのため、一般的な道路、鉄道高架橋を対象とした場合、今回提案した位相伝播経路特性を使用することで、構造物の非線形挙動把握にも耐えうる設計地震動の評価が可能となる。

続いて、地震動位相のサイト特性が構造物応答に与える影響は、使用する $\mu_{igr}^L(\omega)$, $\sigma_{igr}^{L^2}(\omega)$ の値が小さいほど、構造物の非線形応答量が大きくなることを確認した。今回提案した地震動評価手法におけるサイト位相特性は、地震動の

伝播を1次元方向のみであるとしていることに相当しており、対象地点の地盤特性を考慮した上で、 $\mu_{igr}^L(\omega)$ 、 $\sigma_{igr}^{L^2}(\omega)$ が相対的に小さくなるような位相スペクトルを設定している。つまり、本手法を用いた位相スペクトルの評価を行うことで、構造物の非線形挙動に影響の大きな地震動波形の算定が可能であり、設計地震動の評価という観点からは、適切な位相特性となっている。

最後に、地震動位相の震源特性が構造物応答に与える影響は、ディレクティビティの影響が大きい地点ほど非線形応答が大きくなる傾向があることを示した。さらに同一地震規模、震源距離、弾性加速度応答スペクトルを想定した場合にも、震源特性の設定方法の違いによって、構造物に要求される降伏震度が1割程度変化する可能性があることも明らかにした。これらの結果から、設計地震動を評価する際の震源特性として、破壊伝播効果が大きくなるようにアスペリティ、破壊開始点を設定することで、振幅特性だけでなく位相特性の観点からも構造物の非線形応答にとって適切な評価がされることを確認した。また、設計地震動評価という観点から、特性化震源モデルを見直す必要性についても言及した。

以上のように、提案手法を用いることで、構造物の非線形挙動という観点からも適切な地震動波形の評価が可能であり、設計地震動を設定する際の地震動算定手法として本手法の展開が期待できる。

(4) 多数の参照地震動群から設計地震動を評価する手法の開発（第5章）

上記(3)の手法を用いることで、構造物の非線形挙動を考慮した地震動波形が得られる。しかしながら依然として、断層の破壊過程（たとえば、破壊開始点、アスペリティの配置）等の各種パラメータを設定する際には多くの不確定性を含んでおり、これらを全て考慮した地震動評価を実施した場合には、バラツキの大きな多数の地震動波形が算定されるが、これを全て使用した構造物の設計は現実的ではない。そこで、この多数の地震動波形群の各波形を参照地震動と考え、これらの各特性を反映した中で、構造物の非線形挙動の観点から適切な設計地震動1波を評価する手法を提案した。

具体的には、目標とする非線形応答スペクトル、その他各指標に適合するような時刻歴波形を各参照地震動群のウェーブレット係数を適切に重ね合わせることで評価する。重ね合わせを行う際の重み係数は、遺伝的アルゴリズムを用

いることで、ロバストかつ現実的な時間で決定することが可能である。提案した手法を実際の強震動予測に基づく地震動波形群に適用することで、幅広い指標（高架橋の固有周期・非線形応答量，土構造物の滑動変形量）を全て考慮した上で，適切な時刻歴波形を合成可能であることを確認した。本手法を用いることで，同一地点に存在する複数の土木構造物に対して，多数の参照地震動を全て考慮するのではなく，同一の設計地震動 1 波のみによる応答値算定，性能照査だけで適切な耐震設計が可能となる。

(5) 土木構造物の地震リスク評価のための地震動波形群評価法の開発（第 6 章）

確率論的地震危険度解析によって得られるハザードカーブから，各震源域の振幅，位相特性を有する地震動波形を作成する手法を提案した。本手法は，従来の地震危険度解析をベースとしており，これに基づき応答スペクトルの距離減衰式と上記(3)によってモデル化した位相スペクトルから比較的簡易に時刻歴波形を作成することが可能である。

本手法を用いることで，多数の構造物群を対象とした地震リスク評価を行う場合にも，現実的な計算時間で波形群を算定し，これに基づき個別構造毎の損傷確率を算定することが可能となる。また，ここで得られる時刻歴波形は，工学的基盤位置で定義されているため，各地点の地盤条件の違いによる構造物の損傷程度の違いを陽な形で表現することができる。さらに，構造物天端における応答波形を保存しておくことで，電柱や車両等の土木構造物上の施設の地震リスクも容易に評価可能なため，インフラシステム全体での統一的な地震リスク評価の実現が期待される。

(6) 地震リスクを活用した構造物の性能評価法の検討（第 7 章）

地震リスクを考慮した構造物の性能評価法についての検討を実施した。具体的には，まず新設構造物を対象として，経済性を照査指標とした土木構造物の耐震設計法についての検討を行った。具体的には，予め多数の諸元に対してトータルコストが最小となるような周期，靱性率，降伏震度の組み合わせを算定しておき，それらの結果を復旧性照査用ノモグラムとして出力した。この復旧性照査用ノモグラムを用いることで，設計を行う際には従来の耐震設計の流れと同様の手続きで，トータルコストを照査指標とした復旧性の照査が可能とな

る。復旧性照査用ノモグラムの作成例として、複線用 RC 壁式橋脚を対象としたノモグラムを全国 8 地点で算定した。その結果、地域の地震活動度の高低によって、最終的に得られる復旧性照査用ノモグラムが変化することを明らかにするとともに、従来の設計との連続性も確認した。また、本手法を用いることで、地域の地震活動度の違いに応じたきめ細かい復旧性照査、構造物の設計が可能となることを確認した。

続いて、既設線状構造物を対象として、地震リスクの観点から構造物の耐震対策優先度を設定する方法について検討を行った。具体的には、システム全体の地震対策の優先順位を客観的・定量的に評価可能な手法として、DLCC に基づく優先度設定手法の検討を行った。本手法では地震を確率論的に評価し、この地震動評価結果をもとに各施設の損傷確率、対策前後のライフサイクルコストを計算することで、対策の有効性を評価する。これをモデル線区に対して適用することで、地域の地震活動度の違いによって適切な補強戦略が異なる可能性があることを指摘した。本手法を用いることで、線区の輸送密度、輸送量、地震活動度、地盤条件、構造形式、設計年代などの各種条件を反映させた上で、路線ごとに適切な地震対策を選定可能となる。

謝辞

本論文は、著者が平成 18 年に（公財）鉄道総合技術研究所に入所し、鉄道構造物における耐震設計法開発のための研究に携わるとともに、京都大学防災研究所教授 澤田純男先生の御指導のもと行った研究成果をとりまとめたものです。この間、大変多くの方々から御指導、御鞭撻、御協力を賜りました。

澤田純男先生には、著者が京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻に入学するチャンスを頂いただけでなく、研究者としての基本的な心構えから、研究の進め方、論文の書き方にいたるまで、実に多くの御指導、御示唆を頂きました。衷心より御礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科教授 清野純史先生、京都大学大学院工学研究科准教授 古川愛子先生には、本論文をまとめるにあたって、論文全体の構成から細部に至るまで御指導を頂きました。京都大学大学院工学研究科 准教授 高橋良和先生には、構造物の応答評価という観点から、設計地震動に要求されている事項について御指導を頂きました。京都大学防災研究所助教 後藤浩之先生には、本論文をまとめるにあたり、懇切丁寧な御指導をして頂きました。とくに第 3 章の表層地盤の挙動評価においては、解析条件の設定から考察まで、長時間に渡る議論にお付き合い頂きました。心より御礼申し上げます。

東京工業大学大学院総合理工学研究科教授 盛川仁先生には、著者の修士課程在籍時から、基礎的な数学・物理に関する指導から研究の進め方、考え方、アプローチの仕方についての御指導、御鞭撻を頂くとともに、日々の生活面でも大変お世話になりました。また、筆者が学位論文をまとめるにあたって行き詰っている時に、研究室ゼミに誘って頂いたり、数多くの貴重な御意見、励ましの御言葉を頂きました。

筆者がこれまで 8 年間研究活動を行ってきた鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部耐震構造研究室長の室野剛隆博士には、耐震設計のイロハを懇切丁寧に御指導頂くとともに、本研究を遂行する機会を与えて頂きました。また、長時間に渡る議論にもお付き合い頂くとともに、親身になって公私とも様々な相談に乗って頂きました。

私が研究者、技術者として今日まで努力を続けることが出来たのは、澤田先

生、盛川先生、室野室長という三名と出会えたことが非常に大きいと考えております。これからも引き続き皆様の姿を見習い、自己研鑽に努める所存です。

本論文の多くは、鉄道構造物の耐震設計基準を改訂するための研究活動の一環として行ったものであり、「耐震設計標準に関する委員会（委員長：京都大学名誉教授 佐藤忠信先生）」ならびに「鉄道構造物耐震基準検討委員会（委員長：佐藤忠信先生）」では多くの御議論を頂きました。この中で佐藤忠信先生、横浜国立大学大学院教授 小長井一男先生、東京大学生産技術研究所教授 古関潤一先生には多くの御指摘を頂き、御指導賜りました。また、ジェイアール東日本コンサルタンツ 石橋忠良博士、棚村史郎博士、レールウェイエンジニアリング 青木一二三博士、ジェイアール総研エンジニアリング 西村昭彦博士には、土木構造物の耐震設計の基本的な考え方から設計地震動のあるべき姿について多くの御議論を頂くとともに激励の御言葉を頂きました。電力中央研究所 佐藤清隆博士、港湾空港技術研究所 菅野高弘博士、国土技術政策総合研究所 運上茂樹博士には、鉄道施設以外の土木構造物における設計地震動の考え方について御指導頂くとともに、多数の重要な御意見を頂きました。

港湾空港技術研究所 野津厚博士には、統計的グリーン関数法の基本から、現在の強震動予測手法、設計地震動の評価手順について懇切丁寧に御指導頂きました。特に第 4 章の新潟県中越地震の特性化震源モデルの構築は、野津厚博士に手とり足とり御指導頂きながら行ったものです。電力中央研究所 中島正人博士には、確率論的地震危険度解析について長時間の御議論を頂くとともに、最新の研究動向について御指導頂きました。また、研究が行き詰っている際に暖かい激励の御言葉を頂きました。国土交通省 国土技術政策総合研究所 片岡正次郎博士には、道路構造物の設計地震動の改訂動向、考え方についてご指導頂くとともに、標準地震動をどのように設定するか、という問題について長時間の御議論にお付き合い頂きました。中央復権コンサルタンツ 今村年成様には、第 7 章の各種耐震性能を有する構造物を設計する際に多大な御協力を頂きました。

大林組 江尻譲嗣博士、中央開発 王寺秀介博士、ジェイアール東日本コンサルタンツ 桐生郷史博士、野上雄太博士には日頃の業務において大変お世話になるだけでなく、数多くの激励の御言葉を頂きました。

東京大学大学院新領域創成科学研究科教授 本田利器先生、日本大学工学部教授 中村晋先生、鳥取大学大学院工学研究科教授 香川敬生先生、埼玉大学大学

院理工学研究科准教授 齊藤正人先生，大阪大学大学院工学研究科助教 秦吉弥先生，東電設計 安中正博士，長大 矢部正明博士，ニュージェック 山田雅行博士には，学会等において数多くの御指摘，御議論，御指導を頂くとともに，それぞれの立場からの設計地震動の考え方についてアドバイス頂きました。Drexel University の Aspasia Zerva 教授，台湾国立中央大学の Huei-Tsyr Chen 教授，山梨大学工学部助教 宮本崇先生には，海外出張という多忙なスケジュールの中，筆者の研究内容について長時間の御議論を頂くとともに，激励の御言葉を頂きました。

東京大学地震研究所教授 堀宗朗先生，東京大学地震研究所准教授 市村強先生には，地震工学委員会想定地震動研究開発小委員会のメンバーに著者を加えて頂き，最新の地震動シミュレーション技術について多くのことを勉強させて頂きました。

鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部長の舘山勝博士，研究開発推進室 佐藤勉博士には，本研究を遂行する上で常に暖かい励ましを頂きました。研究室で共に研究をさせて頂いた岡本大博士，羅休博士，豊岡亮洋博士，井澤淳博士，川西智浩様，上田恭平博士，本山紘希様，田中浩平博士，宇佐美敦浩様，酒井大央様，西村隆義様，田上和也様，加藤尚様，仲秋秀祐様，京野光男様には日頃から御議論にお付き合い頂くとともに，多くの御支援，励ましを頂きました。

本論文で用いた強震記録は，気象庁，防災科学技術研究所をはじめとする多数の機関で得られたものです。観測および記録の公開に携わった関係各機関に感謝致します。

その他にも数多くの方々から御指導，御鞭撻を頂くことにより本論文をまとめることができました。ここにその全ての方のお名前を挙げることはできませんが，皆様の知遇を受けたことは著者にとって大変幸運でした。

最後に，これまで著者を支えてきてくれた両親，いつも著者の心の癒しになってくれた長女の翠，そして著者を心より理解し，時に厳しく時に優しく最後まで励ましてくれた妻の鈴子には心から感謝します。

ありがとうございました。

発表論文一覧

査読付き論文集

- 1) 坂井公俊, 室野剛隆: 土木構造物の性能照査のための本震一余震波形群の評価に関する基礎的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), 2014 (印刷中).
- 2) 坂井公俊, 室野剛隆, 川野有祐: 耐震設計上注意を要する地点の簡易抽出法に関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), 2014 (印刷中).
- 3) Sakai, K., Murono, Y., Sawada, S.: A study for modeling path and site effects in consideration of spatial variation of earthquake ground motions, *Safety, Reliability and Risk of Structures, Infrastructures and Engineering Systems*, 2013.
- 4) 坂井公俊, 室野剛隆: 位相特性の変化が構造物の非線形応答に与える影響把握のための基礎的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.4, pp. I_67-I_78, 2012.
- 5) 坂井公俊, 室野剛隆, 京野光男: 鉄道盛土の地震被害簡易推定手法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.3, pp.542-552, 2012.
- 6) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉, 澤田純男: トータルコストを照査指標とした土木構造物の合理的な耐震設計法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.2, pp.248-264, 2012.
- 7) 坂井公俊, 野津厚: 2004 年新潟県中越地震の特性化震源モデルと経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動シミュレーション, 日本地震工学会論文集, 第 11 巻, 第 3 号, pp.40-58, 2011.
- 8) 坂井公俊, 室野剛隆: 鉄道構造物の耐震設計で用いる設計地震動の時刻歴波形に関する検討, 土木学会鉄道工学論文集, Vol.15, pp.164-169, 2011.
- 9) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉, 澤田純男: 深部地下構造を考慮した内陸活断層型地震の経験的評価, 土木学会地震工学論文集, 3-0005, 2007.

国際会議 (アブストラクト査読)

- 10) Sakai, K., Murono, Y., Sawada, S.: A new seismic design method for railway structures considering total cost, *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- 11) Sakai, K., Murono, Y., Sato, T., Sawada, S.: Evaluation of earthquake response spectra considering depth of seismic bedrock, *14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.

報告論文等その他

- 12) 坂井公俊, 室野剛隆: 地震動観測記録に基づいた L2 地震動の考え方と設定方法, 基礎工, 第 41 巻, 第 5 号, pp.31-35, 2013.
- 13) 坂井公俊, 室野剛隆, 日野篤志: 鉄道構造物の安全性照査のための地震動評価例 ～立川断層帯による地震を対象として～, 第 48 回地盤工学研究発表会講演集, 2013.
- 14) 坂井公俊, 室野剛隆, 澤田純男: 伝播経路特性のモデル化が構造物応答に与える影響把握, 第 62 回理論応用力学講演会概要集, 2013.
- 15) 坂井公俊, 室野剛隆: 鉄道システムの地震リスク評価のための地震動波形群の作成, オペレーションズ・リサーチ, Vol.57, No.8, pp.433-439, 2012.
- 16) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉: 鉄道施設の地震対策優先度判定を支援する, RRR, Vol.69, No.3, pp.22-25, 2012.
- 17) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉: 近年の地震記録に基づいた L2 地震動の考え方とその設定方法, 鉄道総研報告, Vol.25, No.9, pp.5-12, 2011.
- 18) 坂井公俊, 室野剛隆: 地震動のサイト位相特性簡易法化のための検討, 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集, 2011.
- 19) 坂井公俊, 室野剛隆: 鉄道構造物における設計地震動の時刻歴波形の設定に関する検討, 第 14 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol.14, pp.295-302, 2011.
- 20) 坂井公俊, 室野剛隆, 川野有祐: 鉄道盛土の地震時滑動変形量の簡易算定法構築に関する基礎的検討, 第 46 回地盤工学研究発表会講演集, 2011.
- 21) 坂井公俊, 室野剛隆: 地震動位相のサイト特性評価のための基礎的検討, 第 46 回地盤工学研究発表会講演集, 2011.
- 22) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉: 鉄道施設の地震対策優先度判定法, JREA, Vol.54, No.6, 2011.
- 23) 坂井公俊: 鉄道施設の合理的な耐震対策に関する研究, RRR, Vol.68, No.5, p.33, 2011.
- 24) Sakai, K., Murono Y.: Evaluation of Earthquake Ground Motion Together with Probability of Occurrence Based on Seismic Hazard Analysis, *Quarterly report of RTRI*, Vol. 52, No.1, pp.39-44, 2011.
- 25) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉: ライフサイクルコストを用いた鉄道施設の耐震対策優先度判定法, 鉄道総研報告, Vol.25, No.2, pp.5-10, 2011.
- 26) 坂井公俊, 室野剛隆: 位相の不確実性が構造物応答に及ぼす影響に関する基礎的検討, 第 13 回日本地震工学シンポジウム講演論文集, 2010.

- 27) 坂井公俊, 室野剛隆 : 確率論的地震危険度解析に基づく時刻歴波形作成手法の検討, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, 2010.
- 28) 坂井公俊, 室野剛隆 : 地震危険度解析に基づく生起確率付地震動群の作成方法, 鉄道総研報告, Vol.24, No.5, pp.11-16, 2010.
- 29) 坂井公俊, 室野剛隆, 澤田純男 : 経済性を考慮した復旧性照査法に関する提案, 第 13 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol.13, 2010.
- 30) 坂井公俊, 室野剛隆 : 硬質地盤の非線形挙動が工学的基盤位置の地震動特性に及ぼす影響, 土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集, 2009.
- 31) 坂井公俊, 室野剛隆 : 地震基盤深度を考慮した距離減衰式の補正係数, 第 30 回土木学会地震工学研究発表会, 2009.
- 32) 坂井公俊, 室野剛隆, 澤田純男 : 地震基盤深度を考慮したレベル 2 地震動の簡易評価, 第 12 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol.12, 2009.