

第30回地盤震動シンポジウム(2002)

# 設計用地震動は工学的基盤で決められるか？

—地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか(その1)—

2002.10.29

社団法人 日本建築学会  
構造委員会 振動運営委員会  
地盤震動小委員会

### ご案内

本書の著作権・出版権は（社）日本建築学会にあります。本書より著書・論文等への引用・転載にあたっては必ず本会の許諾を得てください。

コピーも私的利用の範囲を超えることは法律で禁じられています。

社団法人 日本建築学会

The 30th Symposium of Earthquake Ground Motion (2002)

# **Can We Define the Design Earthquake Motion at the Engineering Bedrock?**

How to Apply the Results of Earthquake Ground Motion Research  
to the Seismic Design (Part 1)

October 2002

Tokyo

The Research Subcommittee on the Earthquake Ground Motion

The Architectural Institute of Japan



## 第30回地盤震動シンポジウム (2002)

### 設計用地震動は工学的基盤で決められるか？ —地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか(その1)—

## 目 次

1. 主旨説明	萩尾堅治 ……	7
2. 現状と課題のレビュー		
2.1 改正建築基準法に至る地震外力の考え方 —設計適用の観点から見た現状と課題—	加藤研一 ……	13
2.2 地盤増幅特性の評価 —研究成果から見た現状と課題—	川瀬 博・佐藤智美 ……	25
2.3 工学的基盤での入力地震動評価のための深部地盤構造の探査	山中浩明 ……	37
3. 特別講演		
地震動予測に地下深部構造はなぜ必要か?	瀬尾和大 ……	47
4. 具体例で考える		
4.1 免震病院を対象とした入力地震動の策定例 —震源近傍の 強震動、及び、深部地盤構造を考慮した入力地震動策定—	久田嘉章・翠川三郎・山中浩明・鱒沢 曜 ……	55
4.2 名古屋市における強震動予測事例 —濃尾平野の3次元堆積盆地モデルの作成と適用—	早川 崇 ……	69
4.3 過去の地震の被害事例からみた地盤増幅の影響 —1923年関東地震による東京での地震動の特徴—	武村雅之 ……	81
4.4 構造物応答から見た設計用地震動の決め方	境 有紀 ……	93
5. 資料		
第29回地盤震動シンポジウム記録 ……		101

**The 30th Symposium of Earthquake Ground Motion (2002)**

**Can We Define the Design Earthquake Motion at the Engineering Bedrock?**

– How to Apply the Results of Earthquake Ground Motion Research to the Seismic Design (Part 1) –

**CONTENTS**

<b>1. Preface</b> .....	7
by Kenji Hagio	
<b>2. State-of-the Arts</b>	
2.1 Basic Concepts of Seismic Load in the Revised Building Standard Law – The Present State and the Future Problems in Application of Practical Design – .....	13
by Kenichi Kato	
2.2 Evaluation of Site Amplification Characteristics – Recent Achievements and Remaining Problems in Research – .....	25
by Hiroshi Kawase and Toshimi Satoh	
2.3 Exploration and Construction of Deep Subsurface Structural Model for Estimation of Strong Ground Motion at Engineering Bedrock .....	37
by Hiroaki Yamanaka	
<b>3. Special Lecture</b>	
Why is the Deeper Underground Structure so Important to Predict Earthquake Ground Motions? .....	47
by Kazuoh Seo	
<b>4. Case Studies</b>	
4.1 Evaluation of Input Ground Motion for a Base-Isolated Hospital Building – Considering Near-Source Strong Ground Motions and Deep Sedimentary Layers – .....	55
by Yoshiaki Hisada, Saburo Midorikawa, Hiroaki Yamanaka and Yoe Masuzawa	
4.2 Site-Specific Strong-Motion Prediction for Structural Design in Nagoya Region, Central Japan – Modeling 3D Velocity Structure of the Nobi Basin and Its Application – .....	69
by Takashi Hayakawa	
4.3 Local Site Effects Deduced from a Detailed Seismic Intensity Distribution in Tokyo Metropolitan Area during the 1923 Great Kanto Earthquake .....	81
by Masayuki Takemura	
4.4 How to Decide Design Input Ground Motions from a Standpoint of Structural Responses .....	93
by Yuki Sakai	
<b>5. Appendix</b> .....	101

## 1. 主旨説明



## 第 30 回地盤震動シンポジウム (2002)

「設計用地震動は工学的基盤で決められるか？」

—地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか (その 1) —

の開催にあたって

主旨説明

### Preface

萩尾 堅治\*

Kenji Hagio

#### 1. はじめに

地盤震動シンポジウムは今回で第 30 回の節目を迎えることになる。地盤震動の問題については、過去の地震災害経験から、構造物の地震被害には、明らかに地域的な偏りがあること、地盤の硬軟によって構造物の被害程度や、被害を受ける構造物種別が異なることが知られており、地盤震動小委員会は、このような構造物被害をもたらす地震動の特性が、地盤特性、構造物特性とどのような関係にあるのか、まずは地震動記録を持ち寄り、その特性を検討してみようということから始められた。以来、今回にいたるまで、この問題に関わる建築、土木、地震学といった広い視野で地盤震動問題を論ずるメンバーにも恵まれ、地震防災と地盤震動に関わるもろもろの問題について情報を持ち寄り、これを整理して 1 年に一度シンポジウムで議論する活動が続いた。最初の 10 年目の 1983 年には、それまでの議論を踏まえて「地震動と地盤」を出版し、次の 10 年目の 1993 年にはさらに積み重ねた議論を新たな目でまとめ直し「Earthquake Ground Motion and Soil Conditions」として出版した。そして、今回の 30 回を迎えることができ、来年には、3 番目の出版物「地盤震動」を予定している。

さて、このような節目の時期に際して、今回のシンポジウムは、これまでとは少し取り組み方を変えて、新たな活動へのスタートを切ることにした。

#### 2. シンポジウムへの新たな取り組み

過去のシンポジウムで取り上げられたテーマは、第 1 回の「建築物の設計に考慮すべき地震動」に始まり、表 1 に示すように歪レベル、やや長周期地震動、地震危険度、構造物の耐震性能、地震動観測、減衰評価、地盤条件、微動、都市直下の地震、地震動予測、地震動の面的・即時的評価、地域的特性、震源近傍の強震動、改正基準法の地震動規定、その他、国内外の被害地震の地震動など、その時期の研究の動向を考慮しながら地盤震動に関わるトピックスをタイミングよく取り上げ、議論の場

---

\* 大成建設株式会社 原子力部、工学博士 Dr. of Eng., Nuclear Facilities Dept. TAISEI CORPORATION

を設けてきた。そして、シンポジウムは地盤震動研究の集約の場であると同時に新たな研究への端緒となり、耐震設計実務へ研究成果の橋渡しの場である一方、実務家からの要求を知り研究の方向付けをする場でもあった。

しかし、最近の情報システムの充実により、研究情報はシンポジウムの場を待つまでもなく求めさえすれば早期に交換できることから、シンポジウムの企画は、それらを十分把握した上で深い議論を導けるものでないと、意義が薄れると懸念されるようになった。その結果、委員の多くが、1年の期間は短く、委員の検討が不十分なまま、テーマの選択やシンポジウムの形を整えることに追われていると感じ、新たな取り組み方として、シンポジウムの企画期間を長くし、隔年開催を考えるか、あるいは、数年にわたる長期テーマの下で系統立てた内容を順次取り上げ、毎年のシンポジウムでまとめて行くべきだと考えるようになった。一方、企画に無理があっても、毎年シンポジウム開くことの意義は軽視すべきではないという意見もあり、今後は長期テーマを掲げ、その個別要素を系統立てて取り上げ、焦点を絞ることによって、十分な検討と密度の濃い議論を期待して行くことにした。この選択の背景には、当シンポジウムで兵庫県南部地震を4年にわたってとりあげ、非常に充実した議論を展開できたという経験がある。

以上の経緯の後、新たな取り組み方で臨む長期テーマについては、昨年のシンポジウムで提起された複数の意見、すなわち、法としての限界がある基準法の地震動規定を補い、地震動評価のあるべき姿を学会あるいは委員会が示して欲しいという要望に取り組むのが最適と考え、「地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか」を取り上げることにした。

### 3. 地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか

現在、建築基準法の改正にともない告示スペクトルに基づく入力地震動が設計に用いられているが、その地震動規定の内容については現状の地震動に対する認識からみると不十分な面のあることが、昨年のシンポジウムで議論された。

その一方で、中央防災会議や地震調査推進本部では最近の高度な地震動予測手法に基づく東海地震や南海地震などの強震動予測が行われており、その情報が一般にも公開されるようになってきている。それによると、地震動評価の考え方は建築基準法と乖離しており、また、評価結果も建築基準法とは異なる場合があり、今後、このような両者の違いをどのように受け止め、どのように対応して行くかは、設計用地震動のあり方を考える上で大きな課題になりつつある。

地盤震動小委員会としては、このような現状を踏まえて、今後5年程度を目標に、設計用入力地震動作成上の諸問題を順次取り上げてシンポジウムを開催し、地盤震動研究に基づく設計用入力地震動像をまとめて行くことにした。当面その内容としては、深層構造、震源、表層地盤、地域係数、総合評価を考えている。また、各項目については、シンポジウム後もこれに関する研究の知見をどのように設計用地震動評価にとりこむか、あるいはとりこまざるべきか、現時点での判断を加えてまとめてゆく方針である。各項目で議論される事項は、毎年のシンポジウム企画の中で検討されて行くことになる。本年度の地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか（その1）ではその端緒として、浅い構造

を含めて地盤の深層構造が地震動に及ぼす影響を、設計用地震動を考える観点から取り上げることとした。

#### 4. 設計用地震動は工学的基盤で決められるか

本年度のシンポジウムでは、深層構造研究に関連する問題を取り上げ、これをいかに耐震設計に活かして行くかについて議論することとし、タイトルを「設計用地震動は工学的基盤で決められるか？」とした。

午前の部では、この問題についての現状と課題を3つの観点から考えることとした。まず、設計適用の観点からは、設計基準、免振（高層）構造物、表面波などの問題について考える。次いで、研究成果の観点からは、実体波と表面波、1次元と3次元の関係、エッジ効果など、地盤増幅特性はどこまで分ってきており、どのような場合にどのような評価が必要かを考える。更に、対応方法の観点からは、微動探査を含めた地下構造の探査法や、地下構造同定に用いるシミュレーションの仮定とパラメータにふれ、地盤構造を如何に知り、如何に用いるかについて論じる。

午後の部では、最初に、当小委員会のOBである瀬尾和大教授に特別講演をお願いし、深い地盤構造と設計用入力地震動について、長年にわたる関東平野の深い地盤構造と地震動特性の関係に関する研究、高層建築や免震建築の評定にかかわられたご経験を踏まえたお話を聴かせていただくことになっている。

これに続く午後の部では、具体的な例を上げて、今回のテーマを論じることとし、まず、微動観測により深層地盤構造を探査し、設計入力を策定した静岡の免震病院の例と、総合的な評価により、3次元地下構造を評価し、設計入力を策定した名古屋の例を紹介して、それぞれの策定方法について議論する。次いで、過去の地震災害事例から見た地盤構造の影響について紹介し、これが如何に耐震設計を考える上で活かせるかを考える。最後に、構造物応答の観点から見た設計用地震動の決め方について、深層構造を考慮すべき構造物、表層地盤のみで評価できる構造物、表面波を考慮すべき構造物等を取り上げて論じる。

これに続く総合討論では、以上の議論をふまえて、今回のテーマである「設計用地震動は工学的基盤で決められるか？」について、シンポジウムに参加された方々全体から広く意見を求め、現時点での見極めをつけて行く予定である。

表1 過去の地盤震動シンポジウム一覧

開催日	回期	タイトル
1972.08.31	第1回	建築物の設計に考慮すべき地震動
1973.11.30	第2回	ストレン・レベルによる地震動
1975.01.14	第3回	地盤における観測地震波とその考察 -1974年伊豆半島沖地震について-
1976.01.12	第4回	強震動におけるやや長周期成分について -耐震解析用地震動の再検討-
1977.02.18	第5回	地盤種別と地震動
1978.03.28	第6回	地震動研究の現状と展望
1979.03.29	第7回	最近の被害地震に見られる地盤震動の諸問題
1980.03.28	第8回	地震危険度研究に関する最近の動向
1981.04.03	第9回	構造物の耐震性能を考慮した入力地震動研究の諸問題
1982.04.06	第10回	設計用地震動研究の現状と展望
1983.07.15 1983.07.19	第11回	地震動研究の蓄積とその活用(東京) 地盤震動と耐震設計の現状(大阪、共催:建築学会近畿支部)
1984.06.26	第12回	地盤震動にかかわる今日の課題 -日本海中部地震をめぐって-
1985.07.09	第13回	地震動観測のあり方とその利用
1986.07.11	第14回	メキシコ地震を探る -日本の事例と比較して-
1987.08.27	第15回	地盤における地震動の減衰評価 -地殻・上部マントルから表層地盤まで-
1988.07.14	第16回	地盤条件が地震動に与える影響 -観測記録からの考察-
1989.07.13	第17回	微動の工学的利用について -その現状と可能性-
1990.07.13	第18回	やや長周期地震動 -現時点で予測はどこまで可能か-
1991.07.26	第19回	都市直下の地震と地盤震動
1992.12.11	第20回	地震動予測 -設計のための地震動予測をめざして-
1993.11.19	第21回	釧路沖地震 -蘇る過去の教訓と今日的課題-
1994.10.31	第22回	地震動研究のための新たな展開 -面的・即時的評価への取り組み-
1995.10.13	第23回	1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究
1996.10.30	第24回	1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究(その2) -大阪平野について考える-
1997.10.31	第25回	1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究(その3) -震源域での強震動予測と耐震設計について考える-
1998.10.22	第26回	1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究(その4) -強震動予測の将来展望-
1999.10.25	第27回	地域的特性を顧慮した地震動予測
2000.11.02	第28回	震源近傍の強震動と設計用入力地震動 -トルコ・コジャエリ地震、台湾・集集地震の経験を踏まえて-
2001.10.31	第29回	改正基準法の地震動規定を考える -地盤震動研究から見た限界耐力評価法の評価と課題-

(日本建築学会ホームページ [http://news-sv.aij.or.jp/kouzouy/s4/past\\_sympo.htm](http://news-sv.aij.or.jp/kouzouy/s4/past_sympo.htm) より)

## 2. 現状と課題のレビュー



# 改正建築基準法に至る地震外力の考え方

## －設計適用の観点から見た現状と課題－

Basic concepts of seismic load in the Revised Building Standard Law

- The present state and the future problems in application of practical design -

加藤研一\*

Kenichi KATO

Basic concepts of seismic load are reviewed in chronological order from the seismic coefficient method proposed by Prof. Sano in 1916 to the seismic regulation issued in the Revised Building Standard Law in 2000. The present state and the future problems are also indicated when applying the seismic regulation to the practical design.

### 1. はじめに

1998年6月に建築基準法が改正され、新しい構造規定が2000年6月から施行された。この新规定では数々の新しい考え方が提示されており、地盤震動の観点から見ると、工学的基盤での地震動の設定と表層地盤の増幅率の算定法が大きく改正された。しかしながら、従来の地震荷重レベルとの連続性を維持するため、工学的基盤での地震動レベルは新耐震設計法の2種地盤における地震力レベルに基づいて設定されている。また、実際の運用に際しては新耐震基準と並列されるなど、今までの地震外力レベルから大きく逸脱しないように規定されている。新规定による地震外力の現状を理解し、課題を抽出するには、耐震基準の変遷を調査し、どのような過程を経て基準の改定に至ったかを知ることが重要と思われる。

1891年濃尾地震による甚大な被害の発生に端を発し、その翌年に震災予防調査会が文部省内に設置され、地震・建築・土木関係者により地震工学に関する精力的な研究が開始された。当時はレンガ造が主流であり、鉄筋コンクリート造や鉄骨造の建設以前の時代であった。その後20世紀に入ると、これらの構造物は度重なる地震被害を経験し、震災の教訓を生かしながら耐震基準が改定されている。本報は、地震工学の始まりから約百数十年間を対象とした地震外力規定の変遷の足取りを振り返る。その際、各時代の耐震基準の詳細は文献1)～7)に記述されているので割愛し、どのような歴史的・社会的背景と設計思想に基づいて地震外力が規定されたかを中心にまとめた。改正建築基準法に関する解説は、昨年(2001年)の地盤震動シンポジウムに詳しく記述されている。

### 2. 佐野利器による震度の提案

1916年(大正5年)に佐野利器博士は「家屋耐震構造論」を発表し、震度kの提案が行われている。

$$k = a/g \quad (1)$$

aは最大加速度、gは重力加速度を示す。mを建物質量とすれば、建物に作用する地震力Fは下式で表せる。

$$F = ma = k*W \quad (2)$$

ここでWは建物重量を表す。すなわち、建物の重量の何割かの力を水平方向に地震力として加えて設計する方法であり、その後の耐震設計法の最も基本的な考え方が示された。

「震度」と表される学術用語は様々な使われ方をされている<sup>8)</sup>。気象庁による震度階(0～VII)と区別するために、(1)式で定義される震度を水平設計震度と呼ぶ。なお、地震による地盤震動の強さを(1)

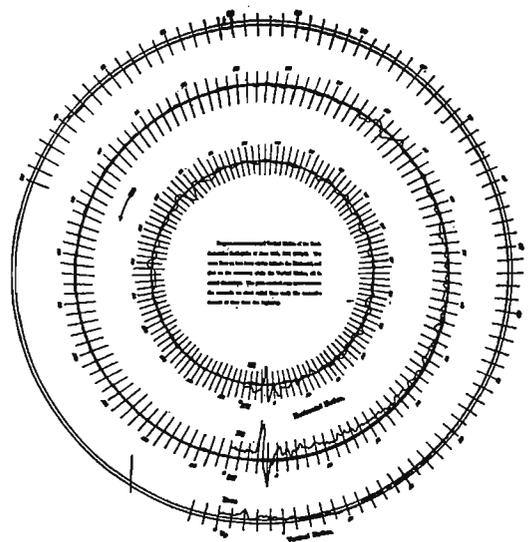


図1 ユーイング型地震計による  
1894年東京地震の強震記録<sup>3)</sup>

式を用いて表す場合もあり、その際は地盤震度と称することとする。

当時の状況を振り返ると、明治時代に招聘されたミルンやユーイングらにより、機械式地震計が発明され、図1に示すように日本最初の強震記録が得られている。ちなみに、この地震は1894年の東京地震であり、日本被害地震総覧によると、M7.0、震源は東京湾北部、死者24人となっている。強震記録は得られ始めているものの、地震そのものの発生原因については定説がない時代であった。このような状況にありながら、地震が建物に及ぼす複雑な効果を(2)式に示した設計震度の概念により等価な静的水平力に置き換え、地震力を巧みな形で規定しているのが佐野震度法の特徴である。

「家屋耐震構造論」には水平設計震度以外にも興味深い記述が多々ある。例えば、“構造物に破壊的打撃を与える地動の周期は1秒ないし1.5秒であるから、構造物がこれに共振しないようにその剛性を定める”とある。この指摘は兵庫県南部地震以後に再認識された“やや短周期地震動”の重要性<sup>(9)</sup>に通じる趣旨である。また、地盤状況や家屋の重要度に応じて設計震度を増減させる地盤係数・用途係数的な考え方も既に指摘されている。以上のように、現在の耐震設計の基本が佐野利器によって大正時代の初期に築かれたと言える。

### 3. 市街地建築物法と関東地震

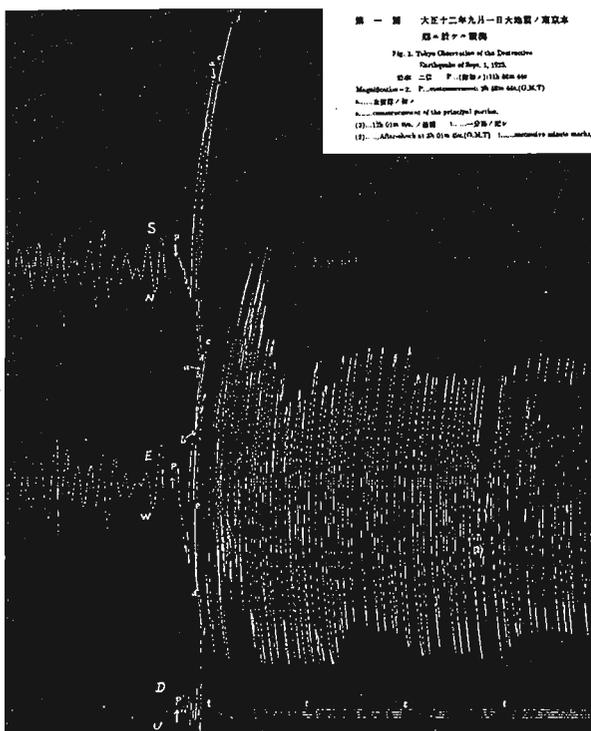
建築構造法規が日本で初めて施行されたのは、1920年公布の市街地建築物法である。この法律の施行規則の中に強度計算の条項があり、構造計算をするに際して①設計用の荷重を定め、②この外力による骨組各部の応力度を計算し、③この値が定められた材料許容応力度以下になるよう断面を定める、いわゆる許容応力度設計法が確立された<sup>2)</sup>。

1920年の施行規則の設計荷重は重力のみである。佐野自身も市街地建築物法の作成に深く関与していたが、地震による水平力は採用されなかった。その理由は定かではないが、水平力の実用的応力計算法が未発達であり、一律に国の法令で制定するには早すぎたと推測されている<sup>1)</sup>。水平力の実用的応力計算法が導入されたのは、1922年の内藤多仲博士の「架構建築耐震構造論」による撓角撓度法、1933年の武藤清博士の「横力分布係数法(D値法)」が紹介されてからである。

内藤多仲は8階建ての日本興業銀行ビル(1923年完成)を設計している。このビルは地震力として水平震度が1/15すなわち0.067を採用し、さらに柱と梁の間に鉄筋コンクリート造の耐震壁を入れ、鉄骨の周りは鉄筋コンクリートで包み、耐震壁を持つ鉄骨鉄筋コンクリート造として設計されている。また、大阪高島屋と大阪商船本社の水平震度は1/20として設計されている。

その後1923年に関東地震が発生し、死者・行方

(a) 原記象



(b) 振り切れる直前の水平面内軌跡

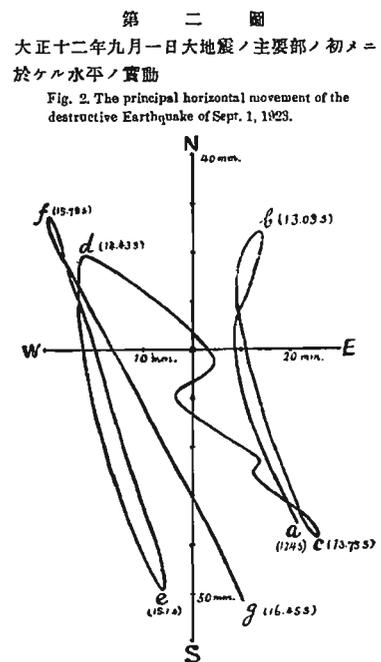


図2 今村式2倍強震計による1923年関東地震の東京本郷における強震記録<sup>10)</sup>

不明者約 14 万人，全・半壊約 25 万棟，焼失約 45 万棟の大被害を与えた。構造物の被害は，れんが造，石造が最も大きく，木造がこれに次ぎ，鉄筋コンクリート造，鉄骨造という順序であった。

関東地震の翌年，1924 年に市街地建築物法が大きく改正され，日本で初めて地震力規定が設けられ，耐震計算が義務づけられた。概要は以下のとおりである。

- 1) 設計用地震力  $F$  は  $F=k \times W$  により求める
- 2) 水平設計震度  $k$  は 0.1 以上とする
- 3) 材料の許容応力度は，材料の破壊に対して 3 倍の安全率をもつものとする
- 4) 建築物の高さは 100 尺 (31m) 以下とする

この規定を世界最初の耐震設計法規と位置づける文献も多い。柴田<sup>7)</sup>によれば，世界で最初の耐震規定はイタリアで 1908 年メッシナ地震の後で定められたもので，水平設計震度は 1 階で 1/12，2 および 3 階で 1/8 という値が既に規定されていた。

水平設計震度を 0.1 以上と規定した経緯については，多分に経験則に基づいている。当時内務省において条文を書き上げた北沢五郎博士が，震度談として設定にいたる状況を紹介している<sup>3)</sup>。内容を要約すると（括弧内は著者が挿入），

当時今村博士が地震学教室におられ，（地盤）震度は東京下町で 0.3 であったということがいわれていたと記憶する。〔中略〕耐震計算としては，下町の（地盤）震度を 0.3 として，破壊の一步手前にあるようにするには，（水平設計震度）0.1 で計算して許容強度を採ればよいという（佐野先生の）お考えであったと思う。〔中略〕しかし，将来東京・横浜に起こりうる地震の（地盤）震度は，どの程度かという推定については各委員も困られたようであったが，結局今村・中村両博士の予想を求めることになり，〔中略〕最後に両博士から出た案は東京 0.3 横浜 0.35 ということであり，佐野先生の御提案は調査会が同意したことになった。

すなわち，建物の構造材は一般に許容応力度を用いて設計され，許容応力度は通常安全率を 3 に採っているから，水平設計震度 0.1 で設計された建物は地盤震度 0.3 の地震に耐え得るとの考えである。先に示した水平設計震度 1/15 で設計された日本興業銀行ビルは，窓際のタイルが 2, 3 枚落ちただけで，ほとんど無被害であったことも関連している。

以上より，水平設計震度 0.1 の設定経緯には東京・横浜における揺れの強さの推定が重要な役割を果たしている。当時，今村式 2 倍強震計（変位計）が本郷に設置されており，図 2 (a) に示す 1923 年関東地震の地震動を記録している<sup>10)</sup>。主要動部分は

南北方向と上下方向で描針がはずれているが，図 2 (b) に示した振り切れる直前の水平方向の軌跡より，全振幅が 8.86cm，周期 1.35 秒と読み取られている。全振幅とその周期から単弦運動を仮定すると加速度振幅は 96cm/s/s となり，この記録より関東地震における東京山の手地の地盤震度が 0.1 程度であったと推定されている<sup>10)</sup>。

9 月 1 日の本震に続き，多くの余震が発生した。那須信治博士は東大本郷地震学教室を基準観測点とし，東京市内 32 箇所の比較観測点を選定して地震計をある期間設置し，得られた地震記象を基準観測所における値と比較して両地点における地盤震度の比を求めている<sup>10)</sup>。いわば，地盤条件と地震動の関係を観測結果に基づいて評価する試みである。地震計としては周期 5 秒の大森式簡単微動計が用いられた。おおよその傾向として，下町軟地地盤（浅草，本所，深川，神田の一部など）の地盤震度は，基準観測点（本郷）の地盤震度の 0.5～3 倍の範囲にある。この結果に加え，今村明恒博士は実地の観察を総合して図 3 に示す東京市街地震度分布図を作成している<sup>10)</sup>。山の手地の洪積台地上で地盤震度 0.1，下町の沖積地盤上で 0.15～0.2，深川区の埋立地で 0.25 前後の分布が示されている。東京

第五十六圖 東京市街地震度分布圖  
Fig. 56. Map showing distribution of seismic intensity in Tokyo.

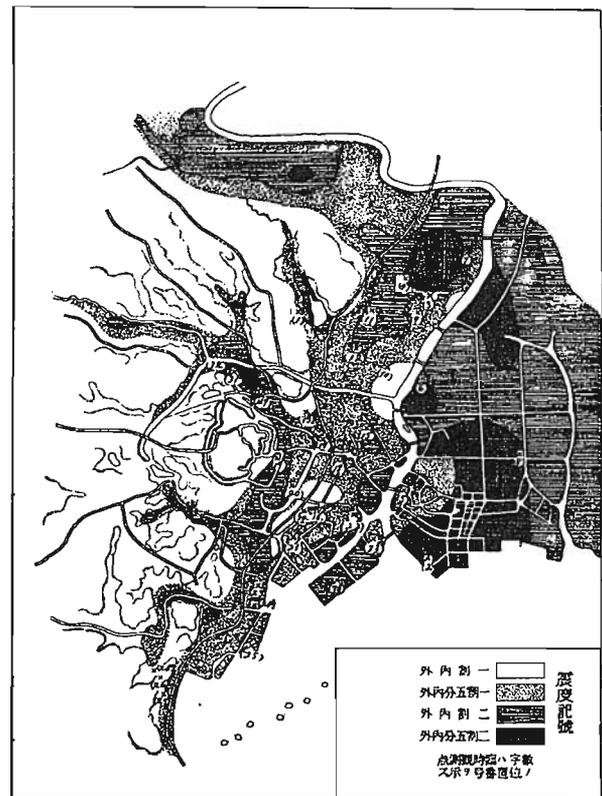


図 3 今村による 1923 年関東地震の東京市街地盤震度分布図<sup>10)</sup>

下町の地盤震度が0.3程度と推定された根拠と思われる。

以上の検討は、変位記録から換算した加速度値を用いるなど、多くの仮定が積み重ねられている。横田・他(1989)<sup>11)</sup>は図2に示した今村式2倍強震計の地震記録を数値化し、飽和波形を可能な限り修復してEW成分の加速度値は約190gal、NS成分はそれ以上と推定している。諸井・武村(2001)<sup>12)</sup>は図3に示した震度分布図を一律1.8倍すると、物部や宮野により評価された墓石の転倒震度と住家全潰率の関係を良く説明すると指摘している。このことは、図3の基準とした本郷の地盤震度を0.18と見なすことに対応し、横田・他の結果とも整合している。太田・他(1993)<sup>13)</sup>や壇・他(2000)<sup>14)</sup>は波形合成法を用いて関東地震における東京市内の強震動を評価し、400~500galの結果を得ている。以上のように、近年評価された強震動の振幅は、今村らが推定した地盤震度よりやや大きい傾向にある。武村(2002)<sup>15)</sup>は東京市内の被害分布を再調査し、詳細な震度階マップを作成している。先に指摘したように、水平設計震度0.1の設定経緯には東京・横浜における揺れの強さの影響が大きい。従って、現在の地震・地震工学の知識や知見を生かし、関東地震の揺れを再検討することは重要である。

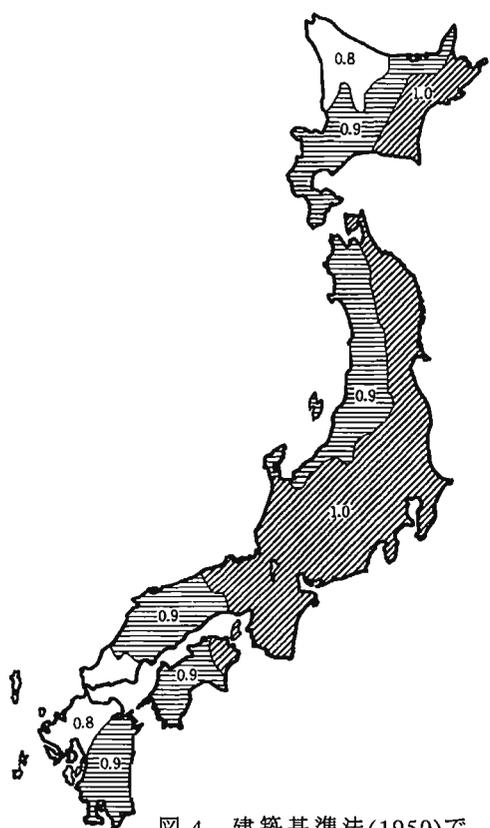


図4 建築基準法(1950)で考慮された地域係数<sup>3)</sup>

### 3. 建築基準法の制定(1950)

市街地建築物法の適用地域は東京、大阪、名古屋、京都、神戸、横浜の6つの大都市のみであった。1948年福井地震が発生し、福井市および福井平野の諸地域に大きな被害をもたらしたが、福井地方の構造物には地震力が考慮されていなかったと推定される。全国的に耐震規定が適用されるのは1950年に公示された建築基準法(1950)からである。その特徴として、以下の点が挙げられる<sup>2)</sup>。

まず、設計対象を自重等の長期荷重を受ける場合と、地震や風のように短期荷重を受ける場合の2つに分け、双方に対してそれぞれ安全となるように構造断面を決める2段階の設計法が採用された。

設計用の荷重は起こりうる最大をとり、安全率は材料強度の側から荷重の側に移し、材料強度の許容値は使用しうる限界一杯におさえる設計思想とした。この思想により、許容応力度が約2倍に引き上げられている。

次に、起こりうる最大の設計荷重を設定する必要があるが、水平設計震度として $k=0.2$ 以上が標準として定められた。市街地建築物法時代が $k=0.1$ 以上であったのに対し、設計震度 $k$ は2倍に引き上げられた。同時に、許容応力度も約2倍に引き上げられているため、構造物に作用する地震力は従来レベルを継承したことになる。日本において加速度計



図5 東京地盤種別図<sup>3)</sup>

表1 建築基準法(1950)で考慮された地盤・構造係数<sup>3)</sup>

地盤	木造	鉄骨	鉄筋、鉄骨鉄筋組	ブロック造、積造
1 岩盤、硬厚砂礫、第3紀層以前	0.6	0.6	0.8	1.0
2 洪積層	0.8	0.8	0.9	1.0
3 沖積層	1.0	1.0	1.0	1.0
4 埋立地、厚い泥質沖積層	1.5	1.0	1.0	1.0

SMACによる本格的な強震観測が開始されたのは1953年からであり、建築基準法の設定当時(1950)は、地震動そのものの性質もよくわからない時代であった。従って、水平設計震度をどのように設定すべきかを議論するのに十分な資料が不足しており、関東地震後の先達の判断をそのまま踏襲したのが実情である<sup>1)</sup>。

一方、従来にはない新しい考え方も導入されており、その1つが地域係数(マクロゾーン)である。全国一律に水平設計震度を設定するのではなく、地震活動度に応じて図4に示す地域差を考慮している。地域係数を設定する際に基になった河角マップは、より大きな地域差が示されているが、当時の判断により図4では最大2割の差に抑えられている。

地盤分類(マイクロゾーン)と構造種別によって決まる係数も導入されており、その値を表1に示す。東京を例にとり、地盤種別図を図5に示す。同一の構造物に対しては、沖積地盤は岩盤に比べて1.25~2.5ほど大きな地震力を考慮することになる。翠川・他(1992)<sup>16)</sup>は1987年千葉県東方沖地震における首都圏の強震記録を解析し、地盤増幅率を評価した。1種地盤(岩盤)を基準にすると、2種、3種地盤(沖積層)の最大加速度は約1.4倍となっている。最大速度については1種地盤に比べて2種地盤で約1.7倍、3種地盤で約2.4倍となっている。大野・他(2001)<sup>17)</sup>によるカリフォルニアの強震記録に基づく検討からも同程度の地盤増幅率が得られている。表2の地盤係数は強震観測が開始する以前に提案されているが、その値は現在の知見ともほぼ整合している。

以上の2点は1952年に公布された建設省告示第1074号によって定められた。なお、構造設計者の混乱を避けるため、建築基準法の制定以後9年間は市街地建築物法の規定を構造計算の特例として残し、両方の構造計算を可能としている。

市街地建築物法(1924)から建築基準法(1950)における地震力は、(2)式に示した設計震度の概念を用いて等価な静的水平力に置き換えられている。もともと地震力とは、建築物の基礎に地震波が入力されて上部構造が揺れ、その慣性力(質量×応答加速度)として建築構造物に加わるものである。従って、地震力を設定するには構造物の応答の概念が必要となるが、関東地震以後の建築物は整形で窓が小さく、壁量も多かったため、地動とほとんど同じに揺れる剛構造物と考えてよかった。むしろ、震度法による耐震規定が建築物の剛性・強度を高くして、外力に対して変形しにくい剛構造を指向していた<sup>1)</sup>。

当時、構造物の応答の概念がなかったわけではなく、1927年頃から約10年間にわたって「建築雑誌」や新聞紙上で展開された柔剛論争において激しい議論が行われている。

柔剛論争とは建築物の安全性確保の考え方に関する議論である。地震に対する建築物の被害を防止するには、建築物の剛性・強度を高くし、固有周期を短くした剛構造とすべきことを主張した佐野利器らによる剛構造論者と、逆に、剛性を低くして固有周期を長くした柔構造として地震動との共振を避けるべきことを主張した真島健三郎博士らによる柔構造論者とが論争し、建築界以外にも多くの関心を集めた。外力に対する構造物の応答は2次の微分方程式で表されるが、自由振動や調和振動の外力に対する理論解は既に求められていた。しかし、当時は地震動の加速度記録がなく、また地震動のように不規則非定常の外力に対して微分方程式を人間の手で解くことは不可能であった<sup>1)</sup>。理論式は確立されていても、そこに与える外力が不明であり、計算ツールもない時代であるため、学術的な決着はつかなかった。その後、棚橋諒博士は柔構造と剛構造の優劣を論ずるのではなく、建築物の耐震性は水平力によって構造物に変形し、破壊までに貯え得るポテンシャルエネルギー量にあるとする新たな考えを示している。柔剛論争をきっかけとし、終戦後に梅村魁博士や小堀鐸二博士らによる振動論の研究が進められた<sup>1)</sup>。

#### 4. 新耐震設計法(1981)

1953年に開始されたSMACによる強震観測網により、日本においても大地震の加速度記録が蓄積され始め、地震動の性質も徐々に明らかになってきた。また、電子計算機も発達し、地震動に対する建築物の揺れを計算によって知ることができるようになった。その結果、入力地震波に対し、短周期構造物には入力波の2倍以上の最大加速度が入りうるが、長周期構造物には入力波の最大加速度より小さい加速度しか入らないという一般的特性が明らかになってきた。柔剛論争で議論された内容が、実記録を通して解明されると共に、加速度記録の蓄積と電子計算機の発達により、経験を主体としてきた耐震設計から理論に基づく設計に切り換ろうとした時代である。

地震動入力と構造物応答の性質に基づき、地震国においても超高層建築物が建設される道筋がつけられ、法規的には1964年に高さ制限が撤廃された。1968年には霞ヶ関ビルが竣工している。一般構造物については、建築基準法(1950)の制定以後、剛構

造を指向した静的震度法による設計体系が継続されてきた。しかしながら、次第に設計が自由になり、整形で窓が小さく壁が多い従来のデザインとはかけはなれたものが登場し始めた。構造的性質が変化すると、剛構造を指向した従来の設計体系を再考する必要性が生じてきた。1950年以後、1964年新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震が発生し、構造物被害を伴った。崩壊等の被害を受けた建築物は、構造的強度、柱や耐力壁等のつりあいやねばり、終局的な耐力を有しておらず、静的震度法のみでは地震に対して必ずしも万全ではないことが明らかとなった<sup>2)</sup>。

以上の背景の下、1980年に「建築基準法施行令の一部を改正する政令」が公布され、1981年6月より新耐震基準が施行された。主な改正点は以下のとおりである。

- 1) 中地震と大地震に対する2段階設計
- 2) 地震力を地盤種別と建物周期で規定
- 3) 剛性率や偏心率など構造計画に関する規定
- 4) 建築物の変形制限を規定
- 5) 塑性域までを含めた終局的な耐震設計

従来、水平設計震度0.2を用いて一律に地震力を規定していたが、1)の思想は建築物の耐用年限中にしばしば起こる中地震に対して建築物の損傷を防止するとともに、数10年から100年に1度の確率で起こる比較的大規模な地震に対してひび割れ等の損傷を受けても建築物を崩壊させず人命を保護することである。具体的な地震力は以下のように規定された。

$$Q_i = W_i \cdot C_i \quad (3)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (4)$$

ここに、

$Q_i$ :  $i$ 層の水平せん断力

$W_i$ :  $i$ 層以上の階の全重量

$Z$ : 地震地域係数 1.0~0.7

$R_t$ : 振動特性係数

$A_i$ : 高さ方向の  $C_i$  の分布係数

$C_o$ : 標準せん断力係数

従来、水平設計震度は剛構造物を念頭において設定されていたのに対し、(3)式の  $C_i$  には構造物の応答の概念が取り入れられている。すなわち、建築物の基礎に地震波が入力されて上部構造が揺れ、そ

表2 設計用地震力とクライテリアの比較

法規と適用構造物	地震動強さ		設定位置
	(中地震)	(大地震) 関東地震 東京下町の地盤震度0.3 最近の強震動評価結果	
市街地建築物法(1924) 建築基準法(1950) (100尺以下)		設計震度 $k=0.1$ 材料安全率3倍 設計震度 $k=0.2$ 材料安全率1.5倍	地表
新耐震設計法(1981)	1次設計[ $C_o=0.2$ ] (80~100gal)	2次設計[ $C_o=1.0$ ] (300~400gal)	地表
超高層(60m超)	レベル1設計 (200~250gal) (20~25kine)	レベル2設計 (400~500gal) (40~50kine)	礫層
改正建築基準法(2001)	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">             損傷限界検討用 告示波: 64gal           </div> <div style="text-align: center;">             安全限界検討用 告示波: 320gal           </div> </div> <p style="text-align: center;">地盤による増幅</p>		工学的基盤 $V_s=400m/s$
一般建物(60m以下) 超高層(60m超)	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">             損傷限界検討用 告示波: 64gal           </div> <div style="text-align: center;">             安全限界検討用 告示波: 320gal 又はサイト波           </div> </div> <p style="text-align: center;">地盤による増幅</p>		
建築センター運用規定 超高層(60m超)	併用	併用	礫層
	損傷限界検討用 観測波: (200~250gal) (20~25kine)	安全限界検討用 観測波: (400~500gal) (40~50kine)	
	許容応力度設計	弾塑性設計	

の慣性力として建築構造物に加わる水平せん断力を地震外力として直接規定している。

$C_0$ の値として、1次設計の許容応力度検用は0.2以上、2次設計の保有水平耐力検用は1.0以上が設定されており、前者は先に述べた中地震に、後者は大地震に対応している。建築物全体を1質点系にモデル化し、地震動を入力させると、その応答値は2.5~3倍となる。従って、大局的な捉え方をすれば、中地震は80~100gal、大地震は300~400galの地震動入力を想定していることになる<sup>2)</sup>。当時は体感により震度階が決められており、80~100galはV(強震)の弱い方、300~400galはVI(烈震)以上に相当する。

$C_0=0.2$ は旧法の水平設計震度 $k=0.2$ を継承して設定されたものと推定される。しかしながら、 $k=0.2$ を設定した当時は剛構造が念頭にあったため、設計思想としては200gal前後の地震入力を考えていたことになる。 $C_0=0.2$ と $k=0.2$ の持つ意味が異なることに注意する必要がある。 $C_0=1.0$ の設定根拠としては、関東地震に対する下町の地盤震度0.3を想定している。以上に示した地震外力の考え方をまとめて表2に示す。

次に、2)に指摘した地盤種別についてまとめる。異なる地盤上で得られた強震記録が蓄積されるようになると、これらを統計的に処理して平均的な地震動の性質を求めようとする努力がなされた。各種地盤の規準化加速度応答スペクトルを図6に示す。硬質地盤(第1種)は短周期成分が相対的に優勢で、軟弱地盤(第4種)は長周期成分が優勢であることがわかる。なお、図6より短周期側の応答倍率が2.5~3程度になることが確認できる。この種の図を包絡して振動特性係数 $R_t$ が設定され、その値を図7に示す。 $R_t$ は地盤種別ごとに構造物に入力する地震力の大きさを建物の固有周期の関数で表現

している。表2に示したように、旧法においても地盤・構造種別の組み合わせで係数が提案されているが、建物の固有周期の概念はなかった。構造物の振動特性が地震力規定に導入されたことが特徴である。

$R_t$ の形状を見ると、0.4秒以上では硬質地盤ほど地震力を低減できるようになっており、先に述べた地震動入力と構造物応答の性質が直接取り込まれている。一方、0.4秒以下の短周期帯域では地盤種別によらずに $R_t$ が一定値となっている。2種地盤を基準として図6に示した規準化加速度応答スペクトルの周期0.4秒以下を見ると、1種地盤ではやや大きめ、3・4種地盤(新耐震では3種地盤に相当)では小さ目の振幅となっている。このことは、1種地盤の $R_t$ は過小評価、3種地盤の $R_t$ は過大評価を意味している。 $R_t$ の設定経緯については北川先生の特別講演があり<sup>19)</sup>、1978年宮城県沖地震において硬質地盤上の短周期構造物に被害が見られなかったことから1種地盤の $R_t$ を低めに設定した。逆に、軟弱地盤の地震時挙動はよくわからない点も多いので3種地盤の $R_t$ を持ち上げたと話されている。

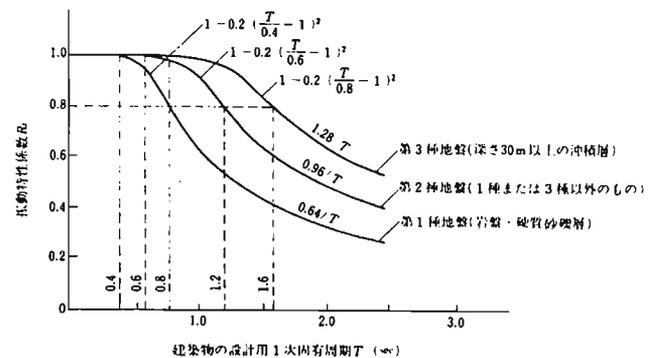


図7 新耐震設計法(1981)における振動特性係数 $R_t$ <sup>2)</sup>

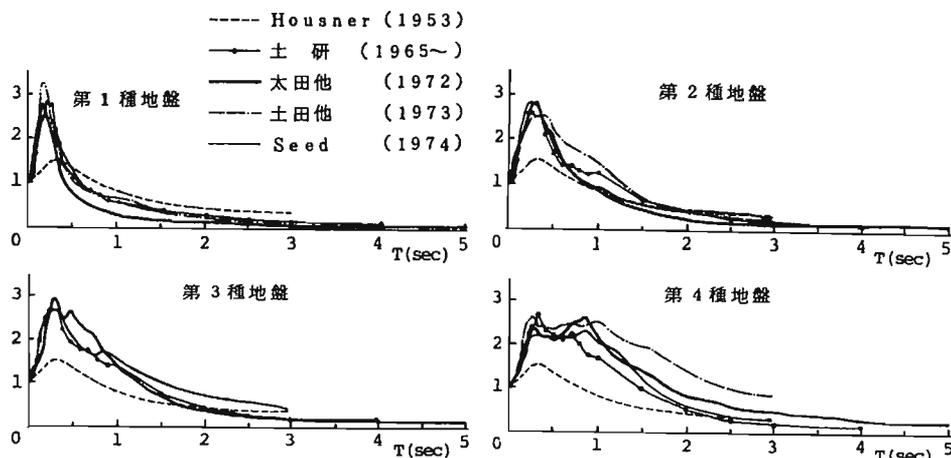


図6 各種の規準化加速度平均応答スペクトル( $h=5\%$ )<sup>13)</sup>

3)は高さ方向や水平方向に極端な剛性の偏りを防ぐため、4)は中地震時( $C_0=0.2$ )に非構造部材の破損、落下を防止するために設定された。5)は建築物の耐用年限中に一度出会うかどうかの大地震( $C_0=1.0$ )に対し、構造物のねばり強さで抵抗する機構を構造特性係数  $D_s$  の導入により取り入れている。

以上は高さ 60m 以下の構造物に対する規定であるが、60m を超える構造物に対しては大臣認定となり、時刻歴地震応答解析が用いられる。解析には主にエルセントロ・タフト等の既往波を 20~25cm/s に基準化したレベル 1 地震動と、40~50cm/s に基準化したレベル 2 地震動が用いられ、前者は弾性設計、後者は弾塑性設計が行われる。これらの地震波の最大加速度  $A$  と最大速度  $V$  の比 ( $A/V$ ) は約 10 より、大まかに捉えればレベル 1 は 200~250gal 相当、レベル 2 は 400~500gal 相当の入力を支持層である礫層で想定していることになる。レベル 1, 2 地震動を、一般構造物と比較して表 2 に併記する。60m を超える構造物は一般構造物に比べ、入力の大さきや設計クライテリアの面で 1 ランク上を目指した設計と言える。

その後、1995 年に兵庫県南部地震が発生し、阪神・淡路地区に甚大な建物被害を及ぼしたが、新耐震以後の構造物被害率は、新耐震以前に比べて小さい傾向にある(例えば 20)。

### 5. 改正建築基準法(2000)

2000 年 6 月から新しい構造規定が施行された。これまで、1924 年市街地建築物法、1950 年建築基準法、1981 年新耐震設計法と耐震規定の改正が行われているが、その背景には被害地震の教訓や、建築構造の変化に対する設計体系の再考など、地震に対する建築物の安全性確保を主眼としていた。これに対し、2000 年の法改正は「性能規定化」の推進を目的としている。国際基準との調和、設計された建築構造の性能の明確化、仕様書的技術基準のしほりを緩和し、高度化する技術に対応しやすくすることを目指すなど<sup>21)</sup>、いわば社会的ニーズが引き金になったと思われる。

新規定では、高さ 60m 以下の建築物を対象として数々の新しい設計法(限界耐力計算、限耐法と略す)が提示されている。

- i) 工学的基盤での地震動の設定
  - ii) 表層地盤の増幅率の算定
  - iii) 地盤と建物の相互作用の考慮
  - iv) 建築物の荷重-変形関係に基づく等価周期・等価粘性減衰定数の算定
  - v) 応答スペクトルを用いた応答値の評価
- i) は施行令第 82 条の 6, ii)~v) は告示 1457 号の規定である。なお、従来法(許容応力度計算)の適用も施行令第 82 条により認められている。限界耐力計算の要素技術は昨年度の地盤震動シンポジウ

図 8 設計思想と地震力規定の比較 (文献 24 に加筆)

	市街地建築物法(1924) 建築基準法(1950)	新耐震設計法 (1981)	限界耐力計算法 (2000)
設計思想	剛構造指向	耐力+靱性	耐力+靱性+減衰
地震力規定	設計震度 $k$	せん断力係数 $C_0$	工学基盤*地盤増幅*相互作用
概念図			

ムや解説書<sup>21), 22)</sup>に詳しい記述があるので省略し、以下に従来法との相違点を地盤震動の観点から述べる。

これまでは(3)式を用いて建物に生じる力を規定していたのに対し、限耐法では建物への入力を工学的基盤における加速度応答スペクトルで規定し、更に上記 ii) と iii) を考慮して地震荷重を設定している。概念を図 8 に示す。工学的基盤とは地下深所において十分な層厚と剛性を有し、せん断波速度が約 400m/s 以上の地盤と告示 1457 号で定義されている。

地震動レベルは損傷限界耐力計算用と安全限界変位計算用の 2 段階が設定されており、前者が新耐震における 1 次設計、後者が 2 次設計に対応する。安全限界変位計算用の工学的基盤における減衰定数 5% の加速度応答スペクトルを図 9 に示す。最大加速度は 320gal,  $0.16 \leq T < 0.64$  の帯域は加速度応答値が一定で 800 gal,  $0.64 \leq T$  の帯域は速度応答値が一定で約 80kine となっている。ここで、T は周期(sec)を表わす。損傷限界耐力計算用は図 9 の 1/5 に設定されている。この工学的基盤の加速度応答スペクトルに表層地盤の増幅率  $G_s(T)$  を乗じて地表の地震動レベルが評価される。告示 1457 号では  $G_s$  の評価法を地盤種別に基づく簡易法と、工学的基盤以浅を等価 2 層系地盤にモデル化して増幅率を求める精算法の 2 種類が規定されている。後者を用いる場合は、地盤と建物の相互作用を考慮し、地震動レベルを 0.75 倍まで低減可能である。次に、構造物を 1 自由度系モデルに縮約し、応答加速度 ( $S_a$ ) - 応答変位 ( $S_d$ ) の関係を表す図上で構造物の応答値を求め、各階に作用する水平力が損傷限界耐力、保有水平耐力以下になることを確認する。以上が、限耐法の設計体系である。

工学的基盤における地震動スペクトルは、従来の

地震荷重レベルとの連続性を維持するため、図 9 に示したように新耐震設計法の 2 種地盤における地震力レベルに基づいて設定されている。また、簡易法の  $G_s$  を用いる場合は、地表における地震動レベルは新耐震設計法の地震力レベルとほぼ等しくなる。工学的基盤で地震動が規定されているが、簡易法の  $G_s$  を用いる限りは、新耐震設計法の地震荷重レベルがそのまま継承されている。新耐震は建築基準法(1950)のレベルを、建築基準法は市街地建築物法(1924)のレベルを継承し、その設定根拠をさかのぼると、表 2 に示したように最終的には今村による関東地震における東京下町の地盤震度 0.3 に行き着くことになる。

工学的基盤で地震動を策定することは、重要構造物を対象として 1980 年代から実施されている。そのメリットとして、建設地点固有の地盤増幅特性を考慮できること、地盤と建物の相互作用を考慮できることが挙げられる。金山(2002)<sup>23)</sup>は工学的基盤で地震動を規定する際の留意点として、過去の地震に対する技術の知見とのつながりを指摘している。こ

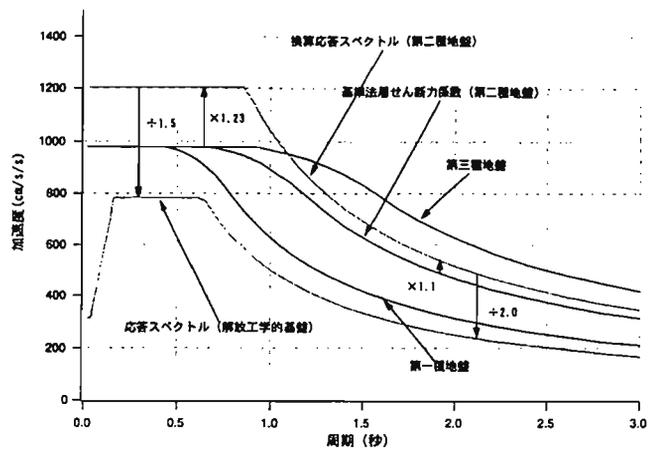


図 9 工学的基盤における加速度応答スペクトルの設定過程<sup>21)</sup>

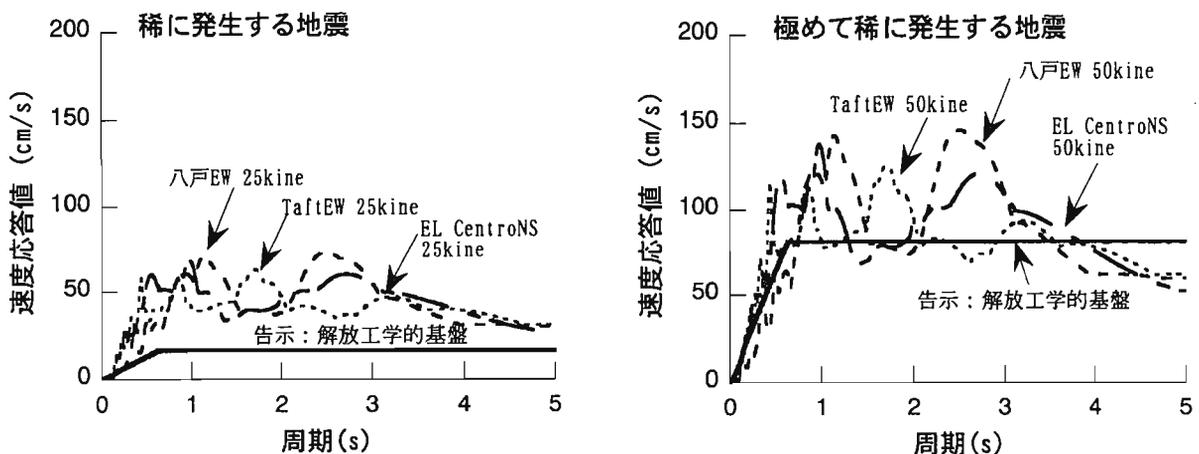


図 10 入力地震動の比較

れまでレビューしてきたように、基規準の改正は大地震に対する被害状況や観測記録に基づいているが、これらは地表レベルでの現象と解釈がベースになっている。従って、基盤から地表に至る伝達系(地盤応答, 相互作用を含む構造物応答)の見積もりを誤ると、実現象とはかけ離れた入力を設定することになり<sup>23)</sup>, 設計に際しては十分の配慮が必要である。

以上は高さ60m以下の構造物を対象としたが、60mを超える超高層建築物は告示1461号に規定されている。従来は60m以下と60mを超える建物で異なるレベルの入力が与えられていたが(表2), 改正基準法では高さに係わらずに図9に示した工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いることとなり、地震荷重が統一されたことは意義深い。さらに、告示第四号イただし書きにより、敷地の周辺における断層、震源からの距離その他地震動に対する影響及び建築物への効果を適切に考慮して定める場合においては、この限りではないと記述されている。最新の強震動評価手法を用いて作成したサイト波を、設計に反映できる点において進歩と言える。しかしながら、日本建築センター等の指定確認検査機関による運用状況を見ると、稀に発生する地震動は告示波+観測波25kine, 極めて稀に発生する地震動は告示波+観測波50kine, またはサイト波+観測波50kineとなっており、規準化した既往観測波による確認も必須となっている。事実、入力地震動を比較した図10や表2を見ても、稀に発生する地震動の告示波のレベルは小さく、従来の地震荷重との整合から観測波による確認が組み入れられたと思われる。

以上に示したように、改正建築基準法(2000)には新しい設計法が示されている反面、過去の地震荷重との連続性から多くの制約があるのが現状である。

## 6. まとめと課題

佐野利器による震度法の提案から、改正建築基準法に至る地震外力の考え方の変遷をレビューした。これまでの法改正は被害地震の教訓や、建築構造の変化に対する設計体系の再考など、地震に対する建築物の安全性確保を主眼としていたのに対し、今回の法改正は「性能規定化」の推進を目的とした、いわば社会的ニーズが引き金になったと思われる。その結果、工学的基盤における地震動の設定や、地盤応答、相互作用の考慮など、新しい設計法が示されているものの、基本的には従来の地震荷重レベルを引き継いでいる。その設定根拠をさかのぼると、最終的には今村による関東地震における東京下町

の地盤震度0.3に行き着くため、現在の地震・地震工学の知識や知見を生かし、過去の大地震の揺れを再検討することは、現状の地震荷重を理解する上でも重要な課題と思われる。

兵庫県南部地震以後、K-NETやKiK-netに代表される高密度地震観測網が全国規模で整備され、急速な勢いで強震観測記録が蓄積されている。また、計算機の能力も飛躍的に発展し、都市規模の地下構造探査と相まって、断層震源を考慮した3次元盆地の地盤応答解析からサイト波を評価することも実用化の段階にある。これらの成果を設計サイドに提示し、告示で規定された要素技術を吟味することも地盤震動小委員会を含む委員会活動の役割と思われる。その際、重要となるのが、複雑な実現象を如何に簡略化して設計に取り入れるかにあると思われる。佐野利器は一連の柔剛論争の中で次のように述べている。“諸君、建築技術は地震現象の説明学ではない。現象理法が明でも不明でも、之に対抗する実技である、建築界は百年、河の清きを待つ余裕を有しない”。現象説明に重点を置き、専門化・細分化した地震工学分野にとって、必要な物の見方と思われる。

## [謝辞]

本文をまとめるにあたり、鹿島小堀研究室金山弘雄博士・小鹿紀英博士から様々な資料を提供していただいた。関東地震に関する武村雅之博士、諸井孝文氏との議論は有益であった。

## [参考文献]

- 1) 大橋雄二, 日本建築構造基準変遷史, 日本建築センター, 318p, 1993.
- 2) 梅村魁, 新しい耐震設計-建築基準法新耐震設計基準-, 373p, 1981.
- 3) 久田俊彦, 地震と建築, 鹿島出版会, 269p, 1974.
- 4) 大河原春雄, 建築法規の変遷とその背景, 鹿島出版会, 278p, 1982.
- 5) 水原旭, 関東大地震と耐震構造, 鹿島出版会, 342p, 1976.
- 6) 長橋純男, 耐震基準の変遷, 日本建築学会, 地震荷重-内陸直下地震による強震動と建築物の応答, 226-235, 2000.
- 7) 柴田明德, 地震工学と国際協力, 第4回耐震工学研究会講演資料集, 3-10, 2000.
- 8) 金井清, 震度と表わる学術用語に就いて, 地震工学ニュース, No.181, 2001.
- 9) 川瀬博, 強震動特性と地下構造-兵庫県南部地震における震災帯の生成メカニズム-, 第26

- 回地盤震動シンポジウム, 9-20, 1998.
- 10) 震災予防調査会報告 第百号(甲), 353p, 1925
  - 11) 横田治彦・片岡俊一・田中貞二・吉沢静代, 1923年関東地震のやや長周期地震動—今村式2倍強震計記録による推定, 日本建築学会構造系論文報告集, 第401号, 35-45, 1989.
  - 12) 諸井孝文・武村雅之, 1923年関東地震に対する東京市での被害データの相互比較と地震動強さ, 日本建築学会構造系論文集, 540, 65-72, 2001.
  - 13) 太田外氣晴・丹羽正徳・武村雅之・清田芳治・増田潔・大川潤, 東京湾内埋立地における高層建築物の動的設計について, 日本建築学会構造系論文報告集, 第443号, 53-63, 1993.
  - 14) 壇一男・渡辺基史・佐藤俊明・宮腰淳一・佐藤智美, 統計的グリーン関数による1923年関東地震(Mjma7.9)の広域強震動評価, 日本建築学会構造系論文集, 530, 53-62, 2000.
  - 15) 武村雅之, 過去の地震の被害事例からみた地盤増幅の影響—1923年関東地震による東京での地震動の特徴—, 第30回地盤震動シンポジウム, 2002.
  - 16) 翠川三郎・松岡昌志・作川孝一, 1987年千葉県東方沖地震の最大加速度・最大速度にみられる地盤特性の評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第442号, 25-32, 1992.
  - 17) 大野晋, 高橋克也, 源栄正人, カリフォルニア強震記録に基づく水平動・上下動の距離減衰式と日本の内陸地震への適用, 日本建築学会構造系論文集, 第544号, 39-46, 2001.
  - 18) 太田外氣晴・安藤治彦, 地盤種別と地震動の平均特性, 第5回地盤震動シンポジウム, 1977.
  - 19) 北川良和, 地盤震動研究と基準法改正—設計用入力地震動の観点から—, 第29回地盤震動シンポジウム, 57-66, 2001.
  - 20) 藤堂正喜, 強震動特性と構造物の応答—1995年兵庫県南部地震による建築物の被害と挙動に学ぶ—, 第26回地盤震動シンポジウム, 21-26, 1998.
  - 21) 国土交通省建築研究所編著, 改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景, ぎょうせい, 256p, 2001.
  - 22) 独立行政法人建築研究所監修, 改正建築基準法の免震関係規定の技術的背景, ぎょうせい, 418p, 2001.
  - 23) 金山弘雄, 地震時挙動の検証精度と耐震・制震設計—応答の幅に対応する技術の姿勢について—, 震災予防, 187, 2002 (掲載予定)
  - 24) 菅野忠・小鹿紀英, 耐震設計と限界耐力法, 改正建築基準法「構造の性能規定化」を解く, 彰国社, 64-76, 2000.



# 地盤増幅特性の評価—研究成果から見た現状と課題

## EVALUATION OF SITE AMPLIFICATION CHARACTERISTICS

### —RECENT ACHIEVEMENTS AND REMAINING PROBLEMS IN RESEARCH—

川瀬 博\*, 佐藤智美\*\*

Hiroshi KAWASE and Toshimi SATOH

A review on the recent studies on site amplification characteristics is reported. First the authors introduce papers in which site amplification characteristics based on the K-Net data are extracted and are tried to be explained by one-dimensional (1-D) soil amplification. At several sites with relatively hard bedrock layers we can obtain good matching between the observed amplification characteristics and the 1-D theoretical amplification by shallow (~20m) layers. However, for sites with soft bedrock formations it is impossible to explain large amplification observed in a relatively low (below 2Hz) frequency range. To fill the gap we need to introduce deeper structures that contribute low frequency amplification. Next the authors show how we can explain observed site amplifications by introducing three-dimensional (3-D) basin structures. Finally they show how much variations we should expect in design spectra if we define them on the hypothesized outcrop of the engineering bedrock based on the strong motion simulation studies for Tottori and Fukuoka. It is concluded that despite of the basic need to define design spectra on the engineering bedrock, it is scientifically dangerous and economically irrational to neglect the amplification of deeper underground structures and source dependent variability.

#### 1. はじめに

地震動は「震源特性」「伝播経路特性」「サイト特性」の3つの性質のコンボリューションで表されることは強震動研究者の間では広く認識されている。従ってある地点での設計用入力地震動を考える場合、これら3つの特性の寄与を反映すべきというのは論理的帰結であろう。特に被害に直結する震源近傍の地震動の場合、距離が短く伝播経路特性のみならず影響は大きくないので、そのレベルと特徴は「震源特性」と「サイト特性」で規定されると考えてよい。

さて、本報告に与えられた使命は、そのサイト特性に関して「どこまでわかってきたのか」について、研究成果に基づいて整理することにある。その意味ではサイト特性がその主たる対象であるが、そもそも「設計用入力地震動はどのように設定するのが合理的か」という大命題の中での設問である以上、必ずしもサイト特性の議論だけに限定しないで「強震動特性は震源とサイトによってどのように影響されるか」というより広い設問に対する最新の研究成果が示唆するものを提示したいと考えた。残念ながら時間の制約で紹介する内容にいささか偏りがあり、よいレビューとはいえないかもしれないが、適宜関連文献を参照されるようお願いしたい。

以下では、はじめに地震動を規定するのに適した基盤レベルを議論するために、観測事実即してどこに基盤レベルを仮定すればどのようなサイト特性が得られ、どの程度観測事実を説明できるかを伊藤・他(2000)および松尾・川瀬(2002)の結果に基づいて考察する。次に観測サイト特性を精度よく再現するのに必要な地下構造の二・三次元的形状を評価した論文をいくつか紹介し、それがどのような違いをもたらすのかについて整理する。さらに実際の強震動評価や予測の際には、こうした三次元盆地構造の影響と震源プロセスの影響とは混然一体となるため、地震動を定義する基盤レベルを考える際には震源への配慮も必要となる。そういう観点から最近の研究結果が示唆することについて考察する。最後にこれらを元に設計用地震動の定義方法についての私見を述べる。

#### 2. 地盤増幅を評価する基盤レベル

##### 2.1 K-Net の分離解析から得られたサイト特性

伊藤・他(2000)は強震動予測のために必要な統計的グリーン関数を合理的に作成するという目的のために全国1,000点に配置されている防災科学技術研究所の強震観測網 K-net の九州地方のデータを用いて統計的経時特性と統計的スペクトル特性を抽出した。その方法はフーリエスペクトルを対象とした通常のスペクトルインバージョンであるが、その際に何らかの拘束条件が必要となる。彼らは K-net の 20m までの地盤情報から S 波速度が約 1km/sec 程度の岩盤が存在するサイト特性の少ない観測点を1つ選び、さらに一次元重複反射理論を用いてその表層の影響をはぎ取り推定基盤波とすることによってこれを露頭岩盤上の観測点と見なし、この基準観測点に対して自由地表面の拘束条件を与えた。

解析対象としたデータとしては、1996年9月から1999年3月までの K-net データのうち、気象庁マグニチュード  $M \geq 4.5$ 、震源距離  $X \leq 300\text{km}$ 、震源深さ  $h \leq 60\text{km}$ 、観測地点数  $\geq 20$  という条件でまず 25 地震を選び、さらに観測地点として九州本土の全県および山口県の離島を除く K-net 観測点 142 地点を選んだ。結果として選ばれた解析地震—地点ペアは 1,278 × 2 成分 (NS, EW) である。彼らの解析の特徴は経時特性もスペクトル特性と同様の方法で統一的に求めていることであるが、ここではスペクトル特性が重要なので経時特性については省略する。ただし観測波の全区間を用いているのが特徴である。またスペクトル特性は前述のように震源項、伝播経路項、およびサイト項からなるが、ここではサイト項についてのみ紹介する。

彼らが分離で得たサイト特性を図1に示す。これは二段階目の回帰により得られたサイト係数  $C_1(f)$  を基準観測点のサイト係数  $C_1(f)$  で基準化し、サイト特性  $G(f) = 10^{c_1(f) - c_1(f)}$  の形で表したもので、基準観測点に対する増幅特性である。K-net には PS 検層による 20m までの地盤情報があるので、彼らはそれから得られた 1 次元重複反射理論による理論値も細線で重ね書いている。モデル化した地盤構

\* 九州大学大学院人間環境学研究院 教授・工博

\*\* 清水建設と泉研究室 研究員・工博

Professor, Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu Univ., Dr. Eng.  
Researcher, Izumi Institute, Shimizu Corporation, Dr. Eng.

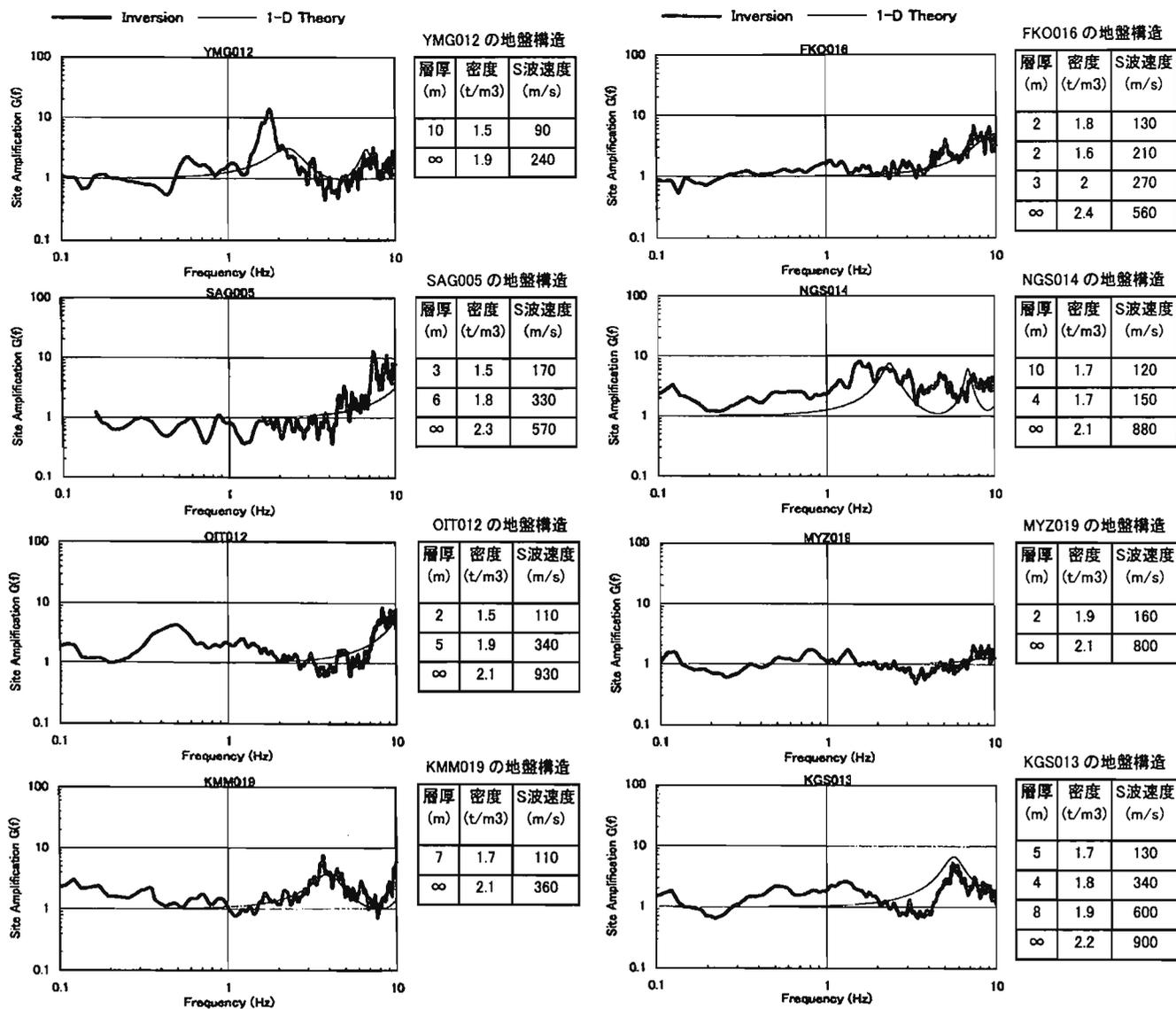


図1 伊藤・他(2000)がスペクトルの分離によって得たサイト特性(太線)と表層モデルの一次元重複反射理論による増幅率(細線)の比較

造はそれぞれの図の右側に示されている(Q値は一律25)。分離されたサイト特性はS波速度1,070m/sの露頭岩盤相当の基準観測点に対する増幅率であり、理論値はモデル化した最下層の地盤への入射波の2倍に対する増幅率であって、両者は直接対応していない。しかし全体としてみるとその特性はそれなりに似ており、この結果は基盤のS波速度にかかわらずサイト特性は表層20mまでの一次的地盤増幅で概ね説明できることを示しているように見える。しかし最下層の柔らかい地点(YMG012など)では一次ピークの形状に大きな差があり、岩盤と最下層の間の増幅が重要であることを示している。また1Hz以下の増幅特性が説明できない地点が何点か存在している。

## 2.2 分離サイト特性を説明する地下構造

その後、松尾・川瀬(2002)は同様のデータセットを用いて分離したサイト特性を説明する地下構造を同定することを試みた。彼らはS波主要動部のみのスペクトルに着目し、初動以降をマグニチュードに応じてM≤6は5秒間、M≤7は10秒間、M≤8は15秒間(前後に

2秒のテーパ付きで)切り出した。その結果、安定した $\omega^{-2}$ 型震源スペクトルとQ値特性を得た。以下の地盤構造の同定はこうして得られたサイト特性をターゲットに実施している。

同定はサイト特性とS波の一次元重複反射理論より求まる理論増幅率がフィットするように層厚とS波速度をパラメータとする遺伝的アルゴリズム(GA)により行っている。先に示したようなK-NET観測点でボーリング調査されている表層20mまでの構造は正しいものとして、それよりも深い構造を同定した。なおこのボーリング調査された表層部分だけを用了地盤モデルを初期モデルと呼んでいる。最初の同定の際には、モデルの基盤として基準観測点の露頭基盤速度、すなわちS波速度1,070m/secを有する層を仮定した。その仮定のもとで得られたモデルを2nd stepモデルと呼んでいる。具体的にはボーリングデータの最下層の層厚、およびその層と基盤層の間に仮定した3層の、層厚とS波速度を同定パラメータとした。密度はS波速度の経験的関数として与えた。図2に同定のターゲットとした分離したサイト特性(実線)を、初期モデルの理論増幅特性(破線)

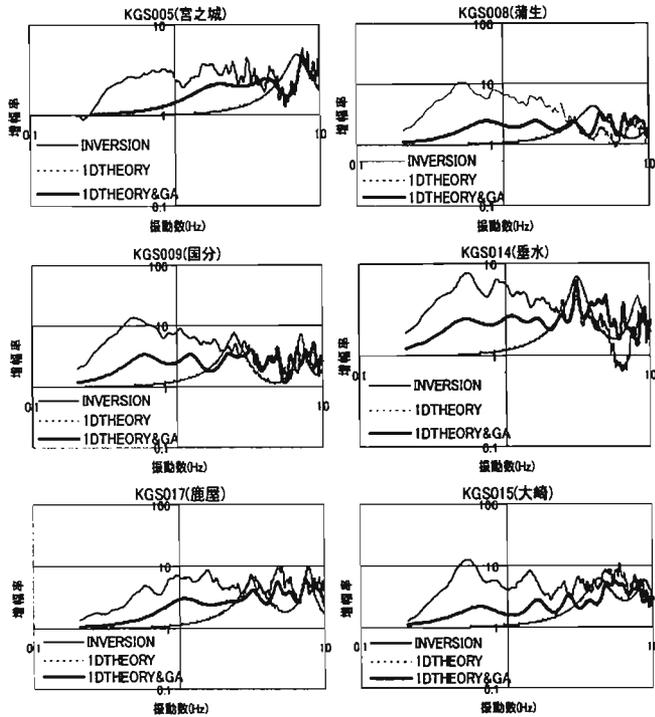


図2 分離で求めたサイト特性(INVERSION)と表層構造だけの理論増幅率(1D THEORY)、およびGAで求めた構造の増幅率

および同定モデルの理論増幅特性(太実線)と比較して代表地点6点について示す。この図から明らかなように、2nd stepモデルでは初期モデルではうまく対応していない概ね2Hz以上の高振動数域をよく説明できていることがわかる。しかし2Hz以下の低振動数域では依然として過少評価となっている。このことは基準とした観測点MYZ005における基盤相当のS波速度は、ボーリングデータが示している表層のS波速度1,070m/secよりも実際はかなり速い(硬い)ものであることを示唆している。

そこで松尾・川瀬(2002)では、さらに深い構造として、S波速度1,070m/secの層の下に、2,800m/secまでの層を2層仮定し、その層厚をGAにより各観測点毎に求めた。これを最終モデルと呼ぶ。図3に代表地点4点について、分離したサイト特性(INVERSIONと表記)と、K-NETのボーリングデータだけの初期モデル(INITIAL)、上述のS波速度1,070m/secの層までを最適化したモデル(2nd step)、および最終モデル(FINAL)の理論増幅特性とを比較して示す。また得られた最終モデルの地盤構造を図4に示す。よりS波速度の大きな層を考えることにより、低振動数から高振動数まで観測サイト特性をよく説明できる地盤モデルが得られることがわかる。基盤深さは600m前後の値が得られている。これを言い換えると、構造物にとって重要なやや短周期(振動数で1Hz前後)の地震動スペクトルを正確に表現するためには、表層20mまでの浅い部分の構造だけでは不十分なことは当然ながら、S波で1km/secの工学的基盤としては相当硬い層までの構造でも十分とはいえず、いわゆる地震基盤相当のS波速度3km/sec程度の層までの構造が必要だということである。図2・図3から、工学的基盤と地震基盤との増幅率の違いは振動数によって異なるが最大2倍程度は考えておく必要がある。これは基盤速度のインピーダンスコントラストを考えれば妥当な違いである。

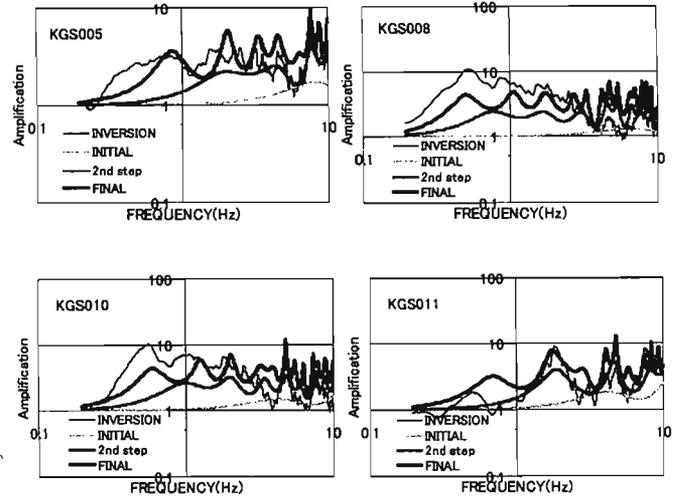


図3 分離で求めたサイト特性(INVERSION)と表層構造だけの理論増幅率(INITIAL)、基盤層を1km/secとしてGAで求めた構造の増幅率(2nd step)、および2.8km/secとした構造の増幅率(FINAL)

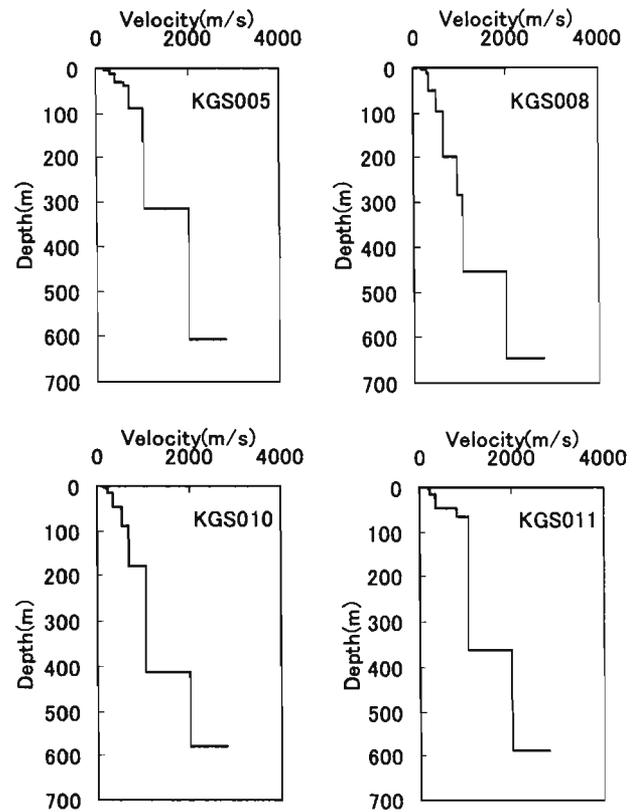


図4 基盤層のS波速度を2.8km/secとした場合(FINAL)にGAで同定されたS波速度構造

### 3. 深い地盤の形状効果

地盤構造が地震動に与える影響には様々なものがあるが、特に地盤が単純な成層構造をしておらず、二次元あるいは三次元的に閉じた境界を有していたり、その層厚が急変していたりすると(残念ながら実地盤はいたるところでそうなっているのであるが)、そこで波動は変形させられ、最も主要な成分である直達S波以外の波動成分が

発生して空間的に複雑な増幅のパターンを生じる。浅い地層の二・三次元効果については基本的に深い地層のそれと相似(ただし波長を同一とした周波数あるいはサイズの換算を考える必要がある)なので、ここではよく調べられている深い地層における形状効果についての研究成果をレビューしておく。

### 3.1 関東平野の場合

Sato et al. (1999)は、関東平野において、既往の地下構造モデルに基づき三次元構造モデルの初期モデルを作成し、3D-FDM(Graves, 1996)を用いて 1991 年小田原地震(MJ5.1)の強震波形を再現するように三次元速度構造モデルのチューニングを行っている。そして、その構造を用いて 1923 年関東地震の強震動シミュレーションを行っている。その際、3D-FDM の他、1次元平行成層モデルを仮定した FDM により強震動シミュレーションを行い、1次元モデルと3次元モデルによる工学的基盤( $V_s=600\text{m/s}$ )におけるシミュレーション波形の違いについても議論している。

図5には、1991年小田原地震の震央位置、1923年関東地震の断層位置、強震観測点位置を三次元構造モデルの基盤深さ分布とともに示す。図6には、1例として小田原地震の際のHNGでの、1次元モデルと3次元モデルに基づく工学的基盤での理論変位波形を観測変位波形とともに示す。いずれも、0.1-0.3Hzのバンドパスフィルター波であり、振幅レベルは対応する transverse 成分の最大振幅値で基準化して表示されている。HNGは、関東平野のほぼ中心部に位置し、地震基盤深さは約3km程度と深い。観測波形には、直達実体波に続いて、直達実体波の振幅と同レベルかより大きい振幅を持つ表面波と考えられる後続波が卓越しており、これが3次元モデルではほぼ再現されている。これに対して、1次元モデルでは、実体波の部分は再現されているものの、後続波の部分は再現できない。以上のように、関東平野内では、工学的基盤においても、より深い地下構造を反映したやや長周期の表面波の影響が大きいことが確認できる。

### 3.2 仙台平野の場合

筆者ら(Sato et al., 2001)は、仙台平野を対象として、一般建造物の被害に影響が大きい1Hz前後のやや短周期領域を含む0.2-1.67Hzのバンドパスフィルター波を用いて、一次元モデルと三次元モデルによる工学的基盤( $V_s=500\text{m/s}$ )でのシミュレーション波の比較を行っている。三次元モデルによる計算は不等間格子の3D-FDM(Pitarka, 1999)を、それぞれの観測点直下の構造を平行成層と仮定した一次元モデルによる計算は波数積分法(Saikia, 1994)を用いている。三次元速度構造モデルは、主にアレー微動記録(佐藤・他, 1998)及び単点微動記録を用いて作成した初期モデルを、Sato et al.(1999)と同様の考え方で、1998年宮城県南部地震(MJ5.0)の強震記録を再現するようにチューニングを行って作成している。

図7には、1998年宮城県南部地震の震央位置とSato et al.(2001)の推定したメカニズム解及び強震観測点位置を示す。1998年宮城県南部地震は長さ21kmの北西落ちの逆断層である長町-利町線(科学技術庁, 1997)の深部で発生したと考えられている(海野・他, 1999)。長町-利町線は長町-利町断層帯の一部であるが、この断層帯は日本の主要な活断層の中では発生確率はやや高く、断層が動いた場合のマグニチュードは7.0-7.5と想定されている(地震調査推進

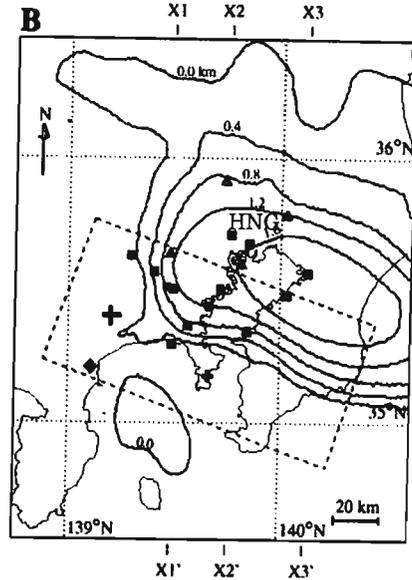


図5 関東平野の地震基盤の深度分布と1991年小田原地震の震央位置、1923年関東地震の断層位置、強震観測点位置(Sato et al. (1999)にHNGを加筆)

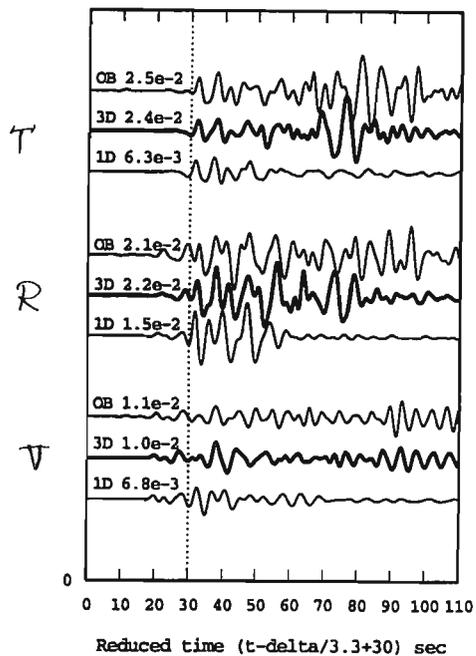


図6 1991年小田原地震のHNGでの観測波、3次元モデルに基づくシミュレーション波、1次元モデルに基づくシミュレーション波の比較。いずれも0.1-0.3Hzのバンドパスフィルターをかけた変位波形で、数字はその最大振幅値。上、中、下段は、それぞれ、Transverse成分、Radial成分、Vertical成分。(Sato et al., 1999)

本部, 2002)。四角の範囲が三次元モデル作成領域であり、三次元モデルの長さ・幅は上記の関東平野の約1/7程度である。この領域の地震基盤深さ分布を図8に示す。基盤構造には、神戸のような急変はなく、海岸に向かって浅くなる特徴があり、基盤深さは最深部で

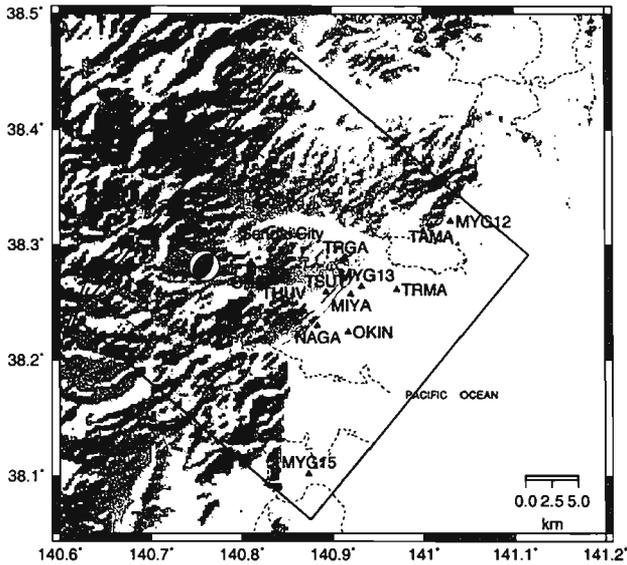


図7 1998年宮城県南部地震の震央位置と Satoh et al. (2001) の推定したメカニズム解及び強震観測点位置。四角の範囲が仙台平野の三次元モデル作成領域。地図の濃淡は標高(国土地理院の標高データを使用)。

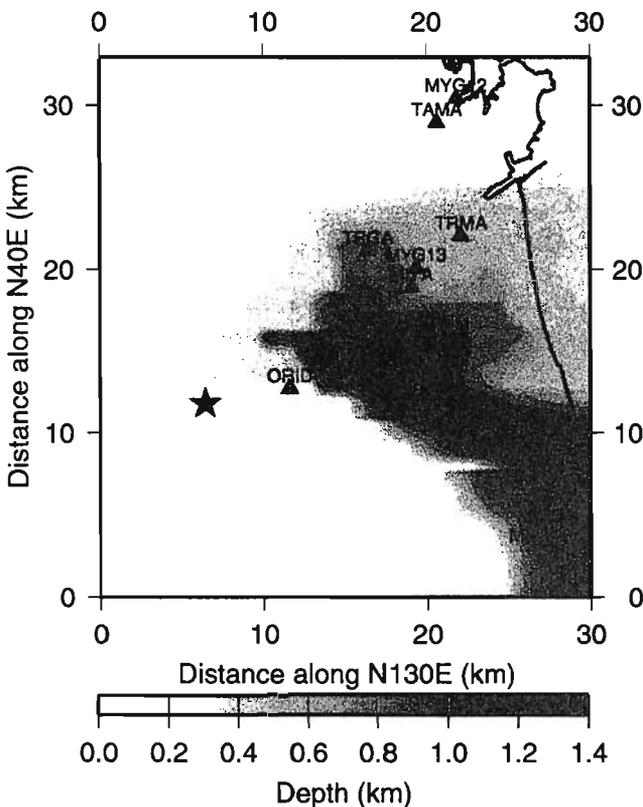


図8 地震基盤の深度分布(図7の四角の領域内で40°傾斜)。★は1998年宮城県南部地震の震央位置(Satoh et al., 2001)

約1.3kmである。図中の観測点のうち、以下では、THUV、TSUT、TRMAでの結果を例として示すが、これらの観測点直下の基盤深さは、それぞれ、1.15km、1km、0.5kmである(Satoh, 2002)。図9には、一次元モデルと三次元モデルに基づく工学的基盤での理論変位波形を観測変位波形とともに示す。いずれも、0.2~1.67Hzのバンドパス

フィルター波であり、同一観測点の9つの波形は振幅レベルも直接比較できる。なお、TRMAは工学的基盤で浅い地盤増幅が大きい観測点であるため、理論波形の振幅はやや小さい。観測波形には、直達S波到達直後から後続波が卓越しており、この後続波は一次元モデルでは再現できないが、三次元モデルではほぼ再現されている。

この一次元モデルに基づく波形に対する三次元モデルに基づく波形のスペクトル比(3D/1D)を計算した結果を図10に示す。1Hz前後のやや短周期領域で、水平成分のスペクトル比が2倍以上となっており、観測点によっては5倍を越えている。図11には、S波の鉛直下方入射を仮定した地震基盤( $V_s=3\text{km/s}$ )から工学的基盤までの一次元理論地盤増幅率と、地震基盤から工学的基盤までの経験的地盤増幅率(佐藤・他, 1994; 佐藤・他, 1998)の比較を示す。経験的地盤増幅率(=サイト増幅率)は多数の中小地震記録の水平2成分のS波初動から40秒間を用いて $\omega^{-2}$ モデルからの残差として求められているため、後続波も含んでいる。図10と図11を比較すると、一次元理論地盤増幅率と経験的地盤増幅率の差が大きい周波数では、3D/1D比も大きいことがわかる。したがって、経験的地盤増幅率が一次元理論地盤増幅率より大きくなっている主な原因は、3次元構造を反映した後続波の影響であると考えられる。このように、仙台平野では、工学的基盤においても、やや短周期領域において、より深い三次元地下構造を反映した後続波の寄与が大きいことがわかる。仙台市の中心部にあるTSUTのRadial成分の波形はS波初動から4秒後に周期1秒程度の明瞭な後続波が出現することが特徴であるが、利府-長町断層帯が動いた場合に、このような後続波とアスペリティからの直達S波速度パルスとの増幅的干渉が起こることがあれば、一般建造物の被害の大きさに影響してくる可能性がある。

### 3.3 神戸市域の場合

神戸市の直下の地盤が六甲山断層系の活動により急激に深くなる明瞭な盆地端部構造をしており、そのためにあのような震度7の被災集中地域が形成されたことは最早客観的な事実であり、多くの解説を要しないと思われる。ここではそのエッジでの特異な増幅のメカニズムとその寄与度を解明した川瀬・他(1998)およびエッジ形状による影響をパラメトリックスタディで明らかにした中道・川瀬(2000)の結果を紹介する。

まず図12には川瀬・他(1998)がエッジで生成される盆地生成表面波および回折波の寄与を明らかにするのに用いた単純な二次元盆地構造を示す。彼らはこの盆地構造に鉛直下方からSV波を入射させ、地表面の振幅を計算した。その際、盆地側の下にエネルギー反射層を入れてエッジで生成される波動だけを取り出した Basin-S-cut model と、岩盤側の下にエネルギー反射層を入れて直達S波だけを取り出した Rock-S-cut model を作成し、全波動透過の場合と比較した。図13がその振幅分布を示したものである。なお上段は用いた入射波形で、これは川瀬・林(1996)がJMA神戸の観測記録から逆算した基盤波(最大速度55cm/sec)である。得られた振幅分布のうち、Simple modelと表記されている全波動透過の場合(太実線)では、エッジから1km弱の地点で最大値約220cm/secをとることがわかる。一方、直達S波だけを取り出した場合(太点線)にはその収束値は150~160cm/sec程度で約60cm/secのエッジ生成波の寄与があったことになる。実際エッジ生成波だけの振幅(太破線)は60cm/sec程度とな

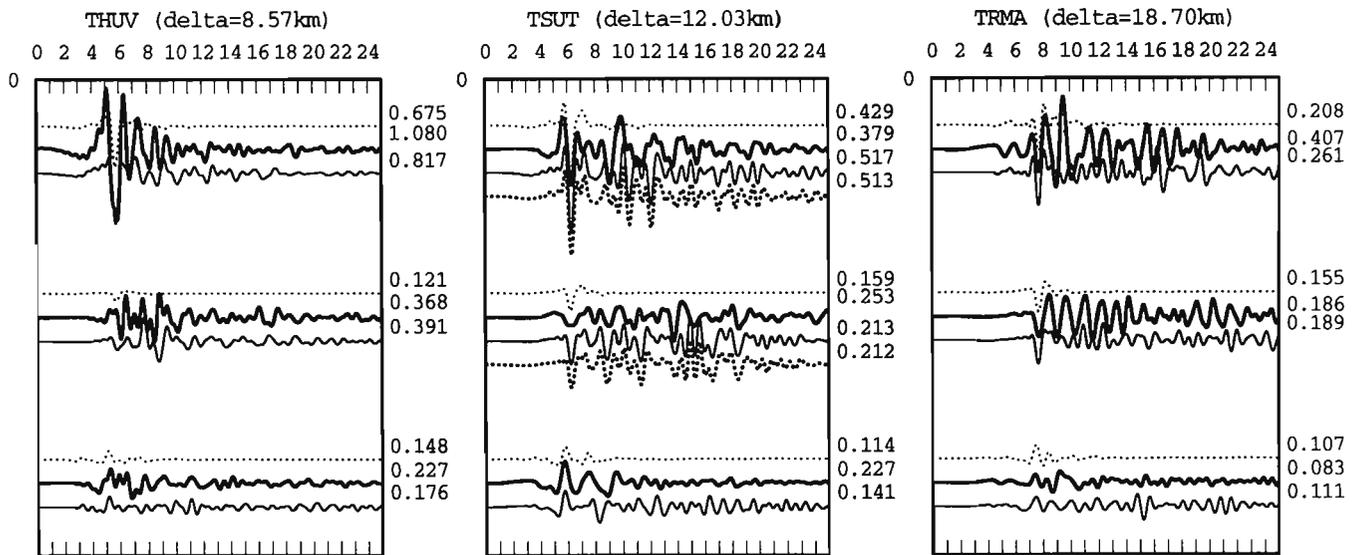


図9 仙台平野内の3観測点での1998年宮城県南部地震の観測波(太線)、3次元モデルに基づくシミュレーション波(細線)、1次元モデルに基づくシミュレーション波(点線)の比較。いずれも0.2-1.67Hzのバンドパスフィルターをかけた変位波形、数字はその最大振幅値。上、中、下段は、それぞれ、Radial成分、Transverse成分、Vertical成分。(Sato et al., 2001)

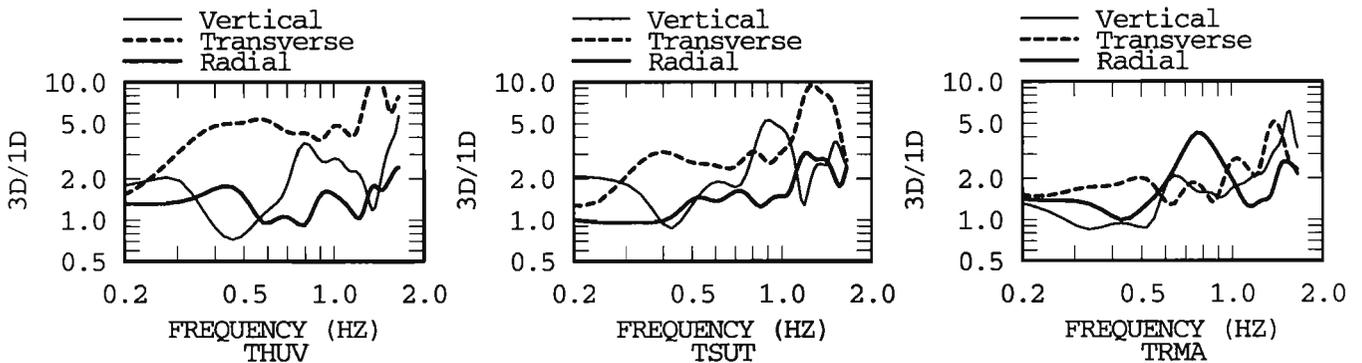


図10 図9に示した1次元モデルに基づくシミュレーション波に対する3次元モデルに基づくシミュレーション波のスペクトル比。バンド幅0.2HzのParzen windowで平滑化。

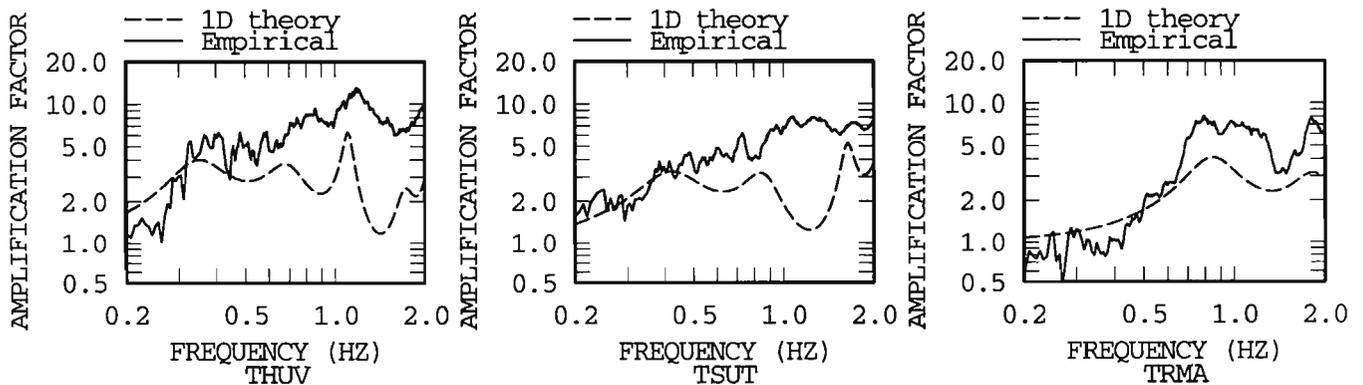


図11 地震基盤から工学的基盤までの1次元理論地盤増幅率と経験的地盤増幅率(佐藤・他, 1994; 佐藤・他, 1998)の比較。1次元理論地盤増幅率計算の際の地盤構造は図9の計算に用いたものと同じ。

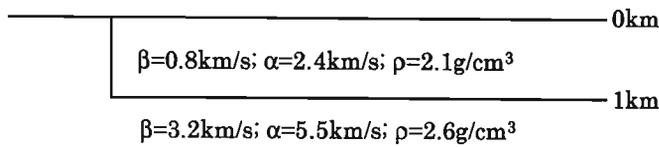
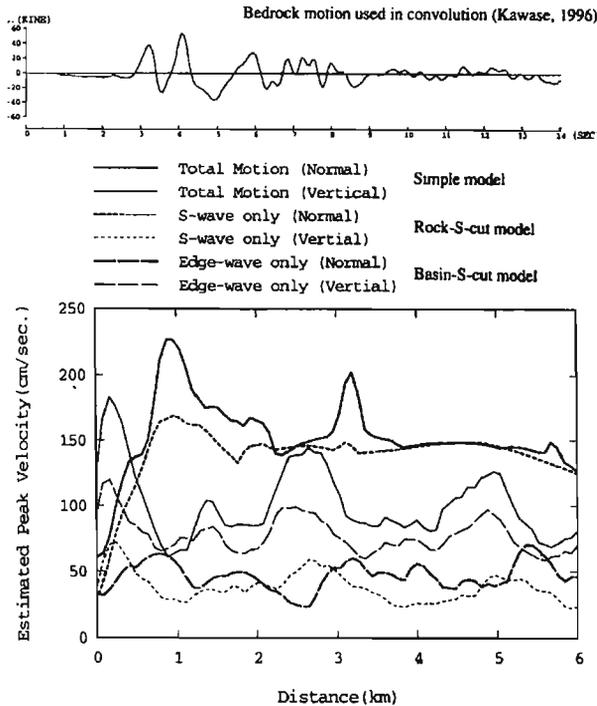


図 1 2 川瀬・他(1998)が用いた単純な二次元地盤モデル



Peak Velocity along the surface of a simple 2-D basin  
図 1 3 単純な二次元地盤モデルの地表面での最大速度応答分布  
(全体応答・盆地側 S 波応答・岩盤側 S 波応答)

っている。このようにエッジ生成波の寄与は入射波振幅とほぼ同程度で、盆地による直達 S 波の一次的増幅が仮に 2.5 倍だとすればその 4 割程度の余分な増幅を考える必要があることがこの図からわかる。

中道・川瀬(2000)では、SV 波場に比べ単純な干渉効果が得られる SH 波場で、やはり二次元の盆地端部の傾斜角がエッジ効果にどのような影響を与えるかについて検討している。用いたモデルは図 1 4 に示すように、盆地幅を 10km とし、盆地内の S 波速度を 1.0km/sec、周辺岩盤の S 波速度を 2.5km/sec としたもので、盆地端部の傾斜角を 26.6°、45°、90°、135° (逆断層形) とした 4 つのモデルを考え、それぞれ Model A, B, C, D としている。入射波は最大振幅 1.0m/s とした Ricker wavelet で、特性周波数は 0.5Hz としている。なお地盤の減衰は考慮していない。

Model A~D の地表面最大速度応答分布を図 1 5 に示す。明らかに傾斜角が大きくなるにつれてエッジ近傍での増幅率が增大している。しかし、その量は盆地中央部分のフラットなレベル(これがほぼ一次元地盤の応答レベルに相当する)に対してそれほど大きなものではない。今、エッジ近傍のピーク値を一次元増幅レベルで除したものをエッジ効果率とすると、それは表 1 に示したように 90° でも 4 割弱、135° でも 5 割には届かない。このようにエッジ形状はそれなりの影響があるものの、増幅率で見ると直角の場合を考えておけば概ね推定できると考えておいて大きな問題はない。

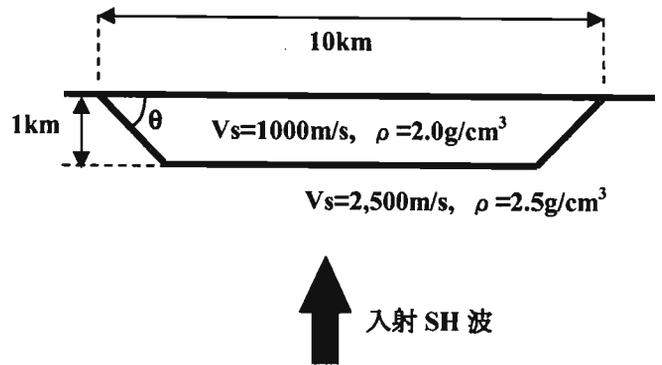


図 1 4 中道・川瀬がパラメトリックスタディに用いた盆地構造

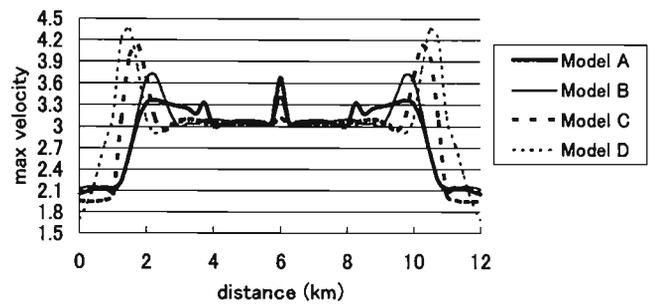


図 1 5 傾斜角の違う 4 つのモデルの地表面最大速度応答

表 1 傾斜角を変えた 4 つのモデルの最大振幅とそれを一次元モデルの振幅で基準化した場合の増大率であるエッジ効果率

	最大振幅	1次元モデル	エッジ効果率
Model A	3.36	3.0	12%
Model B	3.72	3.0	24%
Model C	4.12	3.0	37%
Model D	4.36	3.0	45%

#### 4. 基盤地震動の空間変動

以上見てきたのは地盤の影響によりどのような違いが強震動特性にもたらされるかであるが、実際の設計用入力地震動を考える場合には先に建設サイトが決めるので、そのサイトに対する強震動を予測する必要がある。この場合経験的に与えられるある入力を考えるのであれば強震動特性はもっぱら地盤の増幅で決まることになるが、ある特定の震源を想定した場合には地盤の影響と震源との位置関係による影響とは容易に分離できない。言い換えると現実味のあるシナリオ型の強震動予測を考える場合には、震源からの放射波場の特徴を反映した基盤地震動の空間変動も考慮する必要がある。ここでは設計用の地震動をどのように設定すべきかという点に着目して、基盤地震動に与える震源の影響を整理する。

##### 4.1 内陸地震の震源域の強震動

震源近傍の地震動は破壊方位性パルスで特徴づけられることはす

でに2年前のシンポジウムで詳細に報告している(川瀬, 2000)。破壊方位性パルスとは比較的小さなアスペリティ内のすべりによる震動が破壊伝播方向で短い時間内にコヒーレントに重なり合うことによって生じる大振幅パルスであり、震源域の強震動を特徴づけるものである。破壊方位性パルスの生成は内陸地震に限られるものではないが、大被害に直結するほど大振幅でやや短周期域のパルスを生成するのはほぼ内陸地震に限られると考えられる。このやや短周期のパルスは大被害をもたらすのに十分な構造物破壊力を有するものであることも川瀬(2000)で解説されている。同時にこの破壊方位性パルスの生じる領域は極めて限られた領域で、従って空間変動は非常に大きいことも判明している。これはコヒーレントな波動の重なり合いが生じる方向は、丁度レンズによる焦点効果が狭い範囲に波動を集めるように、限られた範囲となるからである。図16には2km×2kmの単一アスペリティ(底辺の深さ16km)による地震基盤上の計算最大速度の変動分布を示す。異なる線種は異なるすべり継続時間を与えたものである。この図から、最大値はピークすべり速度に比例すること、また最大値をとる領域は比較的狭くせいぜい±5km程度しかないことがわかる。また、ここでは図は省略するが、アスペリティの深さが浅くなるとこの分布はさらにシャープになり、より狭い領域だけが最大振幅となることわかってきている。これは破壊方位性効果が大きくなる領域がその地点から震源を見たときの見附長さに比例するからである。このように、基盤であってもその地震動のレベルは震源との位置関係で大きく変動することを正しく認識すべきである。

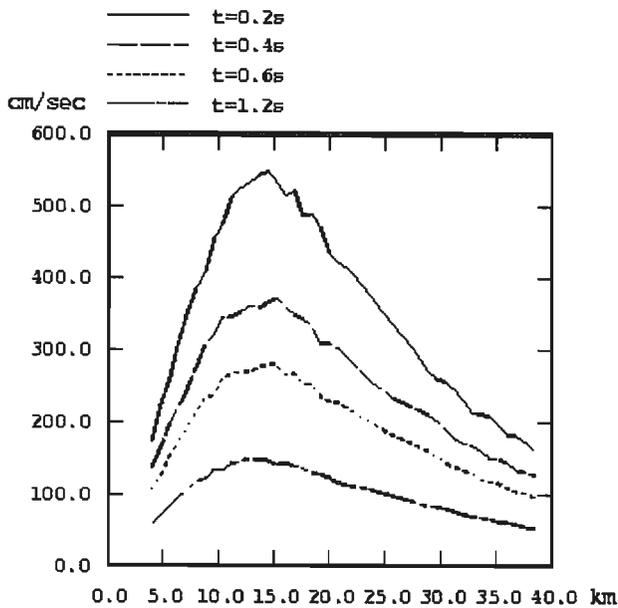


図16 異なるすべり継続時間を与えた2km×2kmの単一アスペリティによる地震基盤上の計算最大速度分布。横軸はアスペリティの発震点側からの距離。

#### 4.2 鳥取県西部地震の強震動分布

鳥取県西部地震においても我々は松島・川瀬(2000)と同様に、単純なアスペリティだけで構成される震源モデルを仮定して、そのすべり速度関数を観測記録から同定し、震源域での強震動を再現している(川瀬・斎藤, 2002)。図17には岩田・他(2001)の逆算震源過

程をもとに抽出した2つのアスペリティを示す。このアスペリティそれぞれに図18に示したすべり速度関数を仮定した。

この震源モデルから三次元有限差分法(Graves, 1996)により地表面での強震動を計算し、その最大速度分布を図化した。その際に地盤を風化層を有する一様な岩盤構造とした場合と兵庫県南部地震の神戸市域と同じ盆地構造とした場合の2ケースを求め比較する。前者が実際の鳥取県西部地震の震源域での最大速度分布にほぼ対応すると考えられる。結果を図19に示す(aが岩盤を仮定したケースでbが神戸地盤を仮定したケース)。この図から地盤が岩盤でも最大速

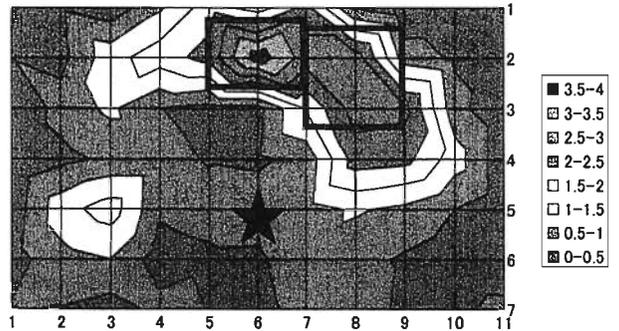


図17 岩田・他(2001)の求めたすべり量分布とここで用いた2つのアスペリティ(右がアスペリティ1、中央が2)

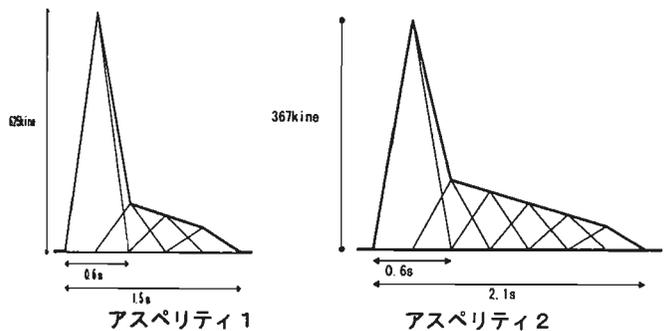
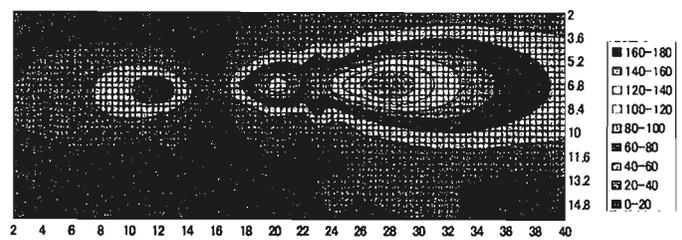
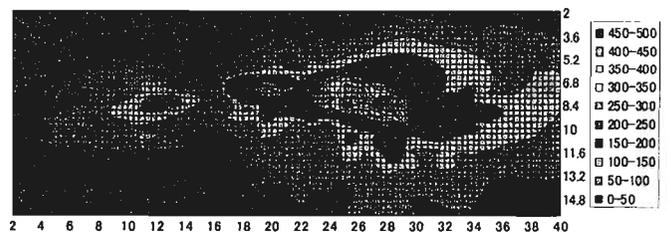


図18 得られたすべり速度関数



(a) 地盤モデルが風化層を有する一様岩盤構造の場合



(b) 地盤モデルが神戸市直下の盆地構造の場合

図19 同定した震源モデルによる地表最大速度分布

度は 140cm/sec に達する部分があること、しかしその領域はかなり限られており、そこをはずれば急激に小さくなるのがわかる。これは鳥取県西部地震の場合にはアスペリティが浅いので、その直上(正確にはその破壊進行方向延長上)だけで破壊方位性パルスが大きく形成されるためである。地盤が盆地構造をしていた場合には図 19 (b)に示したように、地盤によって(a)に示した入射 S 波がさらに増幅されるので極めて大きな最大速度値(400cm/sec 以上)となる。これは線形性を仮定しているのである意味では当然のことであるが、仮に非線形性でこれが半分になったとしても 200cm/sec 以上ということであり、浅い部分にアスペリティがある震源に対してさらに地盤による増幅がある場合には如何に危険であるかがわかる。なおここでモデル化している神戸の地盤は一番表層でも 400m/sec の大阪層群最上層(第三紀)であり、いわゆる工学的基盤に相当する。福音は、浅い震源ではこうした極端に大きな地震動を与える地域は限定されていることであり、地盤構造により異なるであろうが図 19 (b)の場合では岩盤の場合よりさらに狭い範囲に限定されている。

### 4.3 仮想福岡地震の強震動分布

発生している現象は物理的には全く同一であるが、読者の理解を促進するためにさらに強震動レベルの空間変動の実例を示す。最近我々はハイブリッド法による広周波数帯域の強震動予測を仮想福岡地震(警固断層地震)に対して適用した(中道・川瀬, 2002)。そこでは兵庫県南部地震の松島・川瀬(2000)の 4 アスペリティモデルを基本に 4 ケースの異なる震源破壊プロセスを考えている。図 20 にその 4 つのシナリオを示す。表 2・表 3 には盆地および周辺岩盤の構造を示す。ここでシナリオ 1 は松島・川瀬(2000)の兵庫県南部地震と同じケースで(ただし傾斜角は全て  $90^\circ$  とする)、シナリオ 2 はその裏返し版、シナリオ 3 は大小のアスペリティ位置を入れ替えたもの、シナリオ 4 はシナリオ 3 の小さいアスペリティを浅くしたものである。用いた三次元地下構造モデルを図 21 に示す。なおハイブリッド法でのマッチング周波数は 1.75Hz としている。この結果得られた S 波速 600m/sec の工学的基盤上での最大速度分布を 4 つのシナリオについて図 22 に示す。この図から震源の破壊プロセスによって最大速度の基盤レベルでの分布は大きく異なること、何度も述べた破壊方位性パルスは破壊の進行方向に形成されるのでその方向で地動が大きくなるのがわかる。特にアスペリティの浅いシナリオ 4 では福岡市中心部に当たる断層北端部の狭い領域で 100cm/sec を超える最大速度が得られており、4.2 の鳥取県西部地震のシミュレーションでも明らかになった浅いアスペリティと盆地構造の両者が組み合わさった場合の危険性をここでも確認することができる。実際の地表面での地震動はこれにさらに表層の増幅が加わったものとなり、それから予想される被害は甚大なものとなる。このように工学的基盤で強震動を定義しようとしても、そのレベルは場所によって大きく異なり、その的確な評価には工学的基盤よりも深い地盤の影響と震源との位置関係で決まる地震基盤レベルでの入力の変動の両方を考慮する必要がある。

表 2 盆地内部の地盤構造

層	Vp(km/sec)	Vs(km/sec)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	Q 値	層厚比
1	1.90	0.60	1.90	30	0.09
2	2.60	1.10	2.10	50	0.29
3	3.50	1.70	2.30	80	0.62

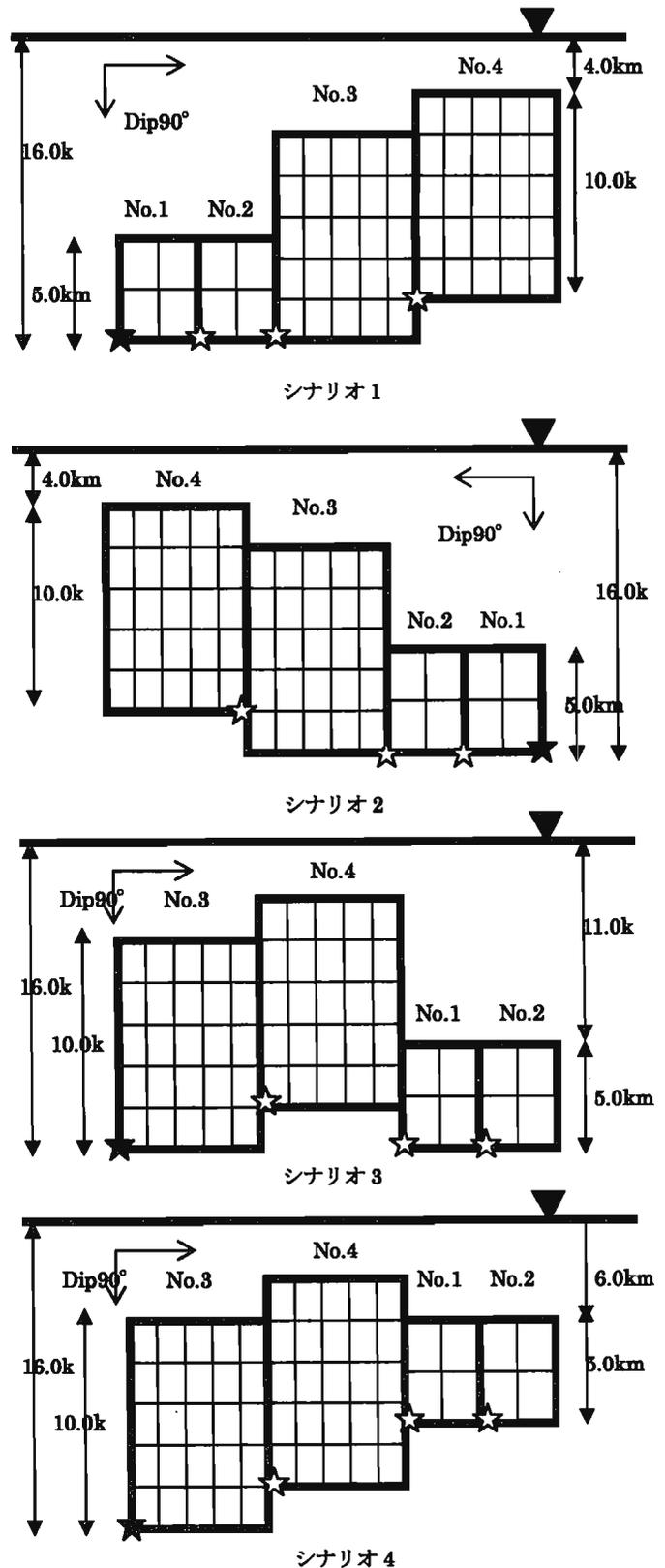


図 20 仮定した 4 つの震源破壊過程のシナリオ (★は全体の発震点, ☆はアスペリティごとの破壊開始点)

表 3 岩盤及び地殻上部の地盤構造

層	Vp(km/sec)	Vs(km/sec)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	Q 値	深さ(km)
1	3.20	2.00	2.10	100	0.10
2	5.15	2.85	2.50	200	2.00
3	5.50	3.20	2.60	400	5.00
4	6.00	3.46	2.70	600	18.00
5	6.70	3.87	2.80	700	$\infty$

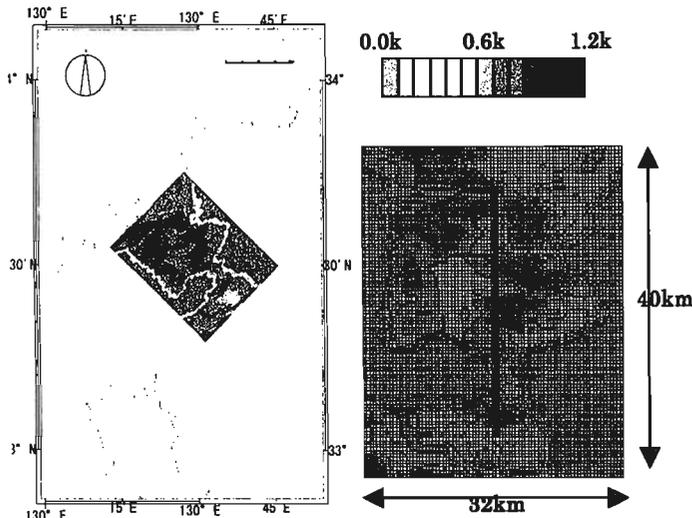


図 2 1 仮想福岡地震の解析領域および基盤深さコンター

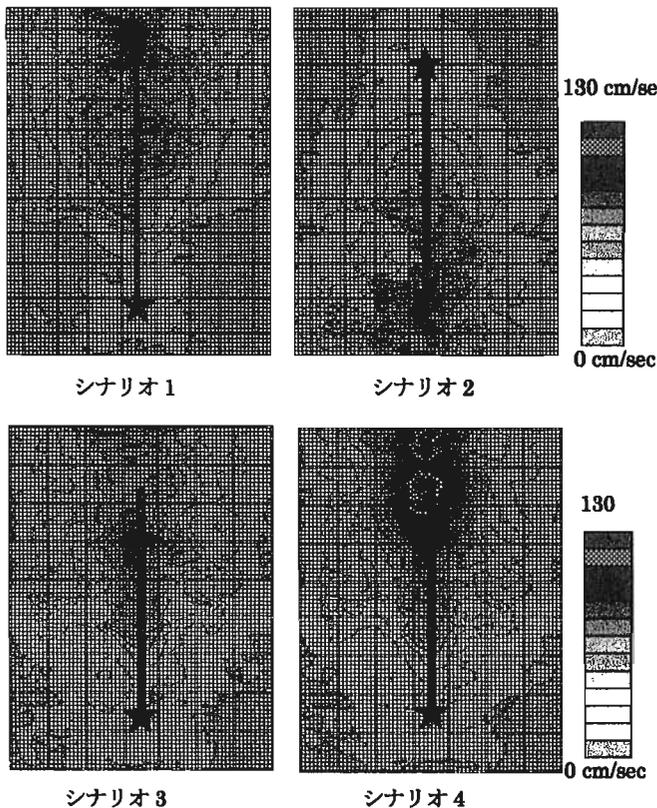


図 2 2 モデル最上層 ( $V_s=600\text{m/sec}$ ) における最大速度コンター

### 5. 強震動の定義方法のあるべき姿

現行の耐震設計に用いられている設計用入力、弾性時固有周期の応答スペクトルやそれに準じた等価水平荷重で規定されており、観測地震動や予測地震動ではない。設計用入力と設計用モデルとは天秤の左右の皿のそれぞれに載せられているのであって、結果として出来上がる建物が安全ならば、必ずしもそれぞれが実入力と実構造物とに対応している必要はないが、性能保証型設計や限界状態規定型設計のような、客観的な合理性に基づいた(アカウンタブルな)設計法の高度化を志向するのであれば、入力とモデルを現実のそれに近づける必要がある。兵庫県南部地震から我々が学んだことは、地震動の性質は震源の性質と地盤の性質に依存して、場所によって

大きな違いがあるということである。本報告でも示してきたように、所謂工学的基盤から上の表層の増幅を考えるだけでも、何も考えないよりはずっとよいが、その影響と同程度もしくはそれ以上の影響がより深い地盤構造によってもたらされることは疑いようがない。特に一般構造物の大破・崩壊といった大被害には、周期 1 秒を中心とするやや短周期域のスペクトルレベルが重要であることは様々な検討で明白にされつつあり(例えば川瀬(2000), 境(2000), 川瀬・長戸(2001)参照)、だとするとつばら周期 0.5 秒以下の短周期域(= 2Hz 以上の高振動数域)に影響が現れやすい表層だけを考慮するのはなく、やや短周期域およびそれより長周期域のスペクトル特性(特に「破壊方位性パルス」の振幅)に大きな影響を与える地震基盤から上の深い地下構造も含め評価する必要がある。

現実問題として深い地下構造に関する情報は少なく、故にしばしば「わかっていないものは考慮できない」という主張がなされるが、地下構造は以下に論じる震源と異なり、ずっとそこに在り続けるものであり、時間とお金さえかければ必ず明らかになるものである。リスク等価の考えからすれば、現時点では未だ入力のレベルを拘束するに足る詳しい情報がないのであれば最大限の入力を与えて安全側に設計すべきであり、逆に詳しい情報を収集しそれを反映するものには見込むべき余裕をさげることを許すというのが本来のあり方であろう。現状では工学的基盤であればどこでも一律(地域係数を除き)となっており、それがどういう工学的基盤を想定したものであるかは明らかではないが、もしそのレベルが最大限の余裕を見込んだものだとすれば、基盤深さの浅いあるいはゼロである山間地や丘陵地では過大なレベルということになるし、そのレベルが平均値あるいは最小値だとすれば多くの堆積盆地では過小評価ということになる。もちろんレベルだけの問題ではなくて卓越周期の違いも考慮すべきであるが、やや短周期域だけに注目すればそれはあまり大きな問題ではないと考えている。これは深い地盤ではインピーダンスコントラストが表層にくらべ小さいので、もともと増幅のピークがシャープではなく、深さがある程度あればやや短周期域でのピークは高次モードとなってさらに個々の卓越周期は見え難くなるからである。

このようなことから、一般構造物に対する設計法として、地震動をどうしても工学的基盤で定義したいのであれば、それをまず盆地周辺サイトでのレベルとして定義し、盆地内のサイトにおいては直下の地震基盤までの深さの関数として増幅倍率(これを地域係数に対して「盆地係数」と呼ぼう)を与えることにすれば第一次近似としては十分ではないかと我々は考えている。地震基盤の S 波速度は 3km/sec 程度でほぼ一定であり、工学的基盤の S 波速度も 0.4km/sec ~ 0.6km/sec 程度でほぼ一定なので、「盆地係数」を深さだけの関数とし個々の盆地の S 波速度構造によらない一定値とするのはそれなりに合理的であろう。

さらにエッジでの増幅は、定量的な結論を出すにはもっと多くのパラメトリックスタディをする必要があるが、これまでの知見から例えば盆地のエッジ近傍(エッジから深さの 0.5 倍~2 倍の領域などと定義できる)では上記の盆地係数をさらに 1.4 倍すること(これを「エッジ係数」と呼ぼう)などと規定すればよい。なお 3.1 と 3.2 に示したようにやや長周期域の盆地生成表面波が問題となる高層建築や免震建築ではこうした振幅係数でなく、波形の継続時間に考慮し

て入力を作成すべきである。

一方震源との位置関係による工学的基盤面上での空間変動に関しては、これまで見てきたように、ある場所をとって異なるシナリオを見た場合、あるいは同じシナリオで同じ震源距離の2点を見た場合、いずれも極めて大きなものだということがわかる。この大きな空間変動は、断層近傍での大振幅領域が比較的小さなサイズの断層面上のパッチ(アスペリティ)から放出される破壊方位性パルスによって規定されていることから、不可避なものであり、最新の活断層情報を用いたシナリオ型強震動予測においてもその正確な位置を事前予測することは困難である。しかし、震源がそういう性質を持っていることのよい点は、こうした破壊方位性パルスが大振幅となる領域は極めて限られており、その出現可能範囲はパッチがどこにあるとも事前に予測できることである。従って、極めて大胆に言えば、内陸で活断層の存在が事前にわかっている場合には、その活断層までの見附距離に応じた倍率を与え(これを「断層係数」と呼ぼう)、それをもって工学的基盤のレベルを増大させればよい。ただし、破壊方位性パルスの卓越周期は断層全体サイズでスケールされるので、それを反映させることが望ましい。カリフォルニアでは断層までの距離が短い範囲において Near Fault Rupture Directivity Factor として経験的な応答スペクトル倍率として与えることが提案されている (Somerville et al., 1997) が、そこでは断層面上での小パッチによる破壊方位性パルスという考え方がなく、倍率は長周期ほど大きな値となっている。内陸地震のマグニチュードの範囲が限られる日本の場合、こうした長周期ほど大きくなる経験的特性を入れるくらいならむしろやや短周期域全体をかさ上げする方が妥当だと我々は考える。もちろん強非線形を余儀なくされる震源域に建つ建物の設計法として、現行規定のような等価一自由度系の等価線形的なパラダイムが適切とは思えないが(なぜならそのモデルには弱層に変形が集中することが反映されないから)、第一次近似としてそこに「断層係数」を導入することは、工学的基盤波はどこでも同様としている現状に比べれば、あるべき方向への大いなる飛躍クォンタムリープと言えよう。ただしその前に、現行の工学的基盤のスペクトルレベルとして設計用に与えられているものが、地震動としてどういうものに対応しているか、すなわちどれくらいのマグニチュードの地震をどれくらいの距離で観測した場合に相当するのかを十分に分析し再評価する必要があることはいうまでもない。

## 6. むすび

本報告では、直下の地盤構造によるサイト増幅はどのような影響を強震動にもたらすのか、そして基盤レベルでみたとき震源域ではどの程度の空間変動を考える必要があるのか、について最新の研究成果をもとに解説した。最後にそれらを踏まえ、現行の耐震設計のパラダイムの中にどのような形でそれらの影響を反映すべきかについて私見を述べた。いつも同じことを申しあげて恐縮であるが、最も重要なことはこうして明らかにされた客観的事実を如何に現実の建物の耐震安全性に反映していくかということである。いくら真実から目をそむけつづけても彼らはまた我々を訪れる。第二・第三の大震災が生じる前に、事実をありのままに受け入れ、それに対する本質的な対策を立てるべき時に来ている。

## 参考文献

- Graves, R. W., 1996, Simulating seismic wave propagation in 3D elastic media using staggered-grid finite differences, Bull. Seism. Soc. Am., 86, 1091-1106.
- 伊藤茂郎・久原寛之・川瀬博, K-Net データから抽出した地震動の統計的性質とそれを用いた波形合成用グリーン関数の生成, 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, 34-41, 2001. 5.
- 岩田知孝・三宅弘恵・関口春子・松元康広, 2001, 2000 年鳥取県西部地震の震源近傍強震動シミュレーション, 2001 年地球惑星科学関連合同大会, S3-021.
- 地震調査推進本部, 2002, [http://www.jishin.go.jp/main/w\\_050\\_f.htm](http://www.jishin.go.jp/main/w_050_f.htm).
- 科学技術庁, 1997, 長町-利府断層帯に関する調査, 平成 7 年度・平成 8 年度地震調査研究交付金成果報告会予稿集, 30-34.
- 川瀬博, 2000, 震源近傍における入力地震動評価, 第 28 回地盤震動シンポジウム, 震源近傍の強震動と設計用入力地震動, 日本建築学会, 85-96.
- 川瀬博・林康裕, 1996, 兵庫県南部地震の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, 第 480 号, 67-76.
- 川瀬博, 松島信一, Robert W. Graves, Paul G. Somerville, 1998, 「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, 第 50 巻, 431-449.
- 川瀬博・長戸健一郎, 2001, 鳥取県西部地震の震源域で観測された強震動とその構造物破壊能, 日本建築学会研究報告九州支部, 第 40 号・1 構造系, 221-224.
- 川瀬博・齊藤悠輔, 2002, 矩形パッチモデルによる理論波形と観測波形の比較に基づいたすべり速度関数の抽出と震源域の強震動特性, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, pp. 6 (印刷中).
- 松尾秀典・川瀬博, 2002, K-NET データによるサイト特性と理論増幅特性の比較に基づいた S 波速度構造の推定とそれを用いた強震動シミュレーション, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, pp. 6 (印刷中).
- 松島信一・川瀬博, 2000, 1995 年兵庫県南部地震の複数アスペリティモデルの提案とそれによる強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, 第 534 号, 33-40.
- 中道聡・川瀬博, 2000, 2 次元盆地構造における盆地生成表面波の発生とそれに伴う「エッジ効果」に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 構造 II, 279-280.
- 中道聡・川瀬博, 2002, 福岡市における三次元地下構造を考慮したハイブリッド法による広周期帯域強震動予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 560 号, 83-91.
- Pitarka, A., 1999, 3D elastic finite-difference modeling of seismic motion using staggered grids with nonuniform spacing, Bull. Seism. Soc. Am., 89, 54-68.
- 境有紀, 2000, 過大な地震力を受ける建物の応答と破壊力の指標, 第 28 回地盤震動シンポジウム, 震源近傍の強震動と設計用入力地震動, 日本建築学会.
- Saikia, C. K., 1994, Modified frequency-wavenumber algorithm

- for regional seismograms using Filon's quadrature : modeling of Lg waves in eastern north America, *Geophys. J. Int.*, 118, 142-158.
- Sato, T., R.W. Graves, and P.G. Somerville, 1999, 3-D finite-difference simulations of long-period strong motions in the Tokyo metropolitan area during the 1990 Odawara earthquake ( $M_j$  5.1) and the great 1923 Kanto earthquake ( $M_s$  8.2) in Japan, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 89, 579-607.
- 佐藤智美・川瀬博・佐藤俊明, 1994, 観測記録から同定した地震動の統計的特性と地盤の非線形性を考慮した強震動予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 463 号, 27-37.
- 佐藤智美・川瀬博・松島信一・杉村義広, 1998, アレー微動観測に基づく仙台市とその周辺地域での地下深部 S 波速度構造の推定, 日本建築学会構造系論文集, 第 503 号, 101-108.
- Satoh, T., H. Kawase, T. Sato, and A. Pitarka, 2001, Three-dimensional finite-difference waveform modeling of strong motions observed in the Sendai basin, Japan, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 91, 812-825.
- Satoh, T., 2002, Empirical Frequency-Dependent Radiation Pattern of the 1998 Miyagiken-Nanbu earthquake in Japan, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 92, 1032-1039.
- 海野徳仁・岡田知巳・松澤暢・堀修一郎・河野俊郎・仁田交市・長谷川昭・西出則武, 1999, 長町・利府断層の最深部で発生した 1998 年 9 月 15 日の地震 ( $M_s$  5.0) について, 地球惑星科学関連学会合同大会予稿集, CD-ROM, Sk-042.
- Somerville, P.G., N.F. Smith, R.W. Graves, and N.A. Abrahamson, 1997, Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity, *Seismological Research Letters*, 68, 199-222.

# 工学的基盤での入力地震動評価のための深部地盤構造の探査 Exploration and construction of deep subsurface structural model for estimation of strong ground motion at engineering bedrock

山中浩明\*1  
Hiroaki YAMANAKA

Exploration and construction of subsurface structural model used in estimation of strong ground motion at engineering bedrock are reviewed in this paper. First, geophysical exploration techniques for deep sedimentary layers over a basement having an S-wave velocity of about 3 km/s are explained with a focus of microtremor array exploration that is the most promising technique with reasonable costs. I also show results of estimation of subsurface structural model from earthquake data that are rapidly increasing. Then, issues in construction of a model used in strong motion estimation are discussed. Finally, examples of estimation of ground motion at engineering bedrock are shown using the case studies in the Kanto basin.

## 1. はじめに

1998年に改正された建築基準法では、S波速度0.4km/s程度を有する工学的基盤で加速度応答スペクトルが与えられ、対象地点の表層地盤の影響を考慮する道筋が新しく設けられた。そこでの表層地盤での増幅特性の評価にはいろいろな議論があるが(森, 2001)、兎にも角にも表層地盤の特性については考慮されるようになった。また、断層での地震波発生から地盤における波動伝播の物理的モデルに基づいた地震動評価手法を用いることも可能ではあるが、現実的には工学的基盤で与えられた応答スペクトルを用い、工学的基盤から地震基盤に至るまでの深い地盤の影響は、ほとんど考慮されない場合が多いであろう。

こうした工学的基盤以深の地下構造が地震動に及ぼす影響は、1970年代にやや長周期地震動や断層モデルに関する研究が始められて以来、多くの研究者により指摘され続けていることである。近年、高層住宅や免震建物の急増により、やや長周期帯域まで信頼性の高い入力地震動の必要性は次第に大きくなってきている。さらに、決定論的手法と統計的手法を組み合わせたハイブリッドな地震動計算手法も開発され(例えば、入倉・三宅, 2001)、断層破壊から地盤増幅までの物理的過程をモデル化して地震動を評価することも多くなった。それに応じて、震源を含む深さまでの地下構造のモデルを設定しなければならなくなるが、地下構造の探査には費用や作業などの困難があり、入力地震動評価の実務において探査を行い、適切な地下構造モデルを作ることはあまり多くはない。しかしながら、1995年兵庫県南部地震以降、深部の地盤構造の重要性が再認識され、地震調査推進本部の支援によるプロジェクトなど各方面で地下構造探査が実施され、工学的基盤での入力地震動評価のための地震基盤に至るまでの堆積平野の地下構造データは着実に増加しつつある。

ここでは、S波速度3km/s程度を有する地震基盤に至る

までの深部地盤構造の探査および工学的基盤での地震動評価におけるそのモデル化について概観し、問題点と今後の課題について述べる。

## 2. 地下構造探査手法—微動アレイ探査を中心に—

地震動評価に必要な深部地盤構造のモデルパラメータは、P波・S波速度、密度、Q値である。どのような形で必要とされるかは、地震動シミュレーションでのモデル化の考え方による。不均質な地盤モデルが最も現実に近いと思われるが、わが国の堆積平野での深い地盤には顕著な不整合面がある場合がほとんどであり、複数の均質な層により表現されることが多く、それらの境界面の形状が必要となる。しかし、平野の堆積環境によっては不整合面が少なく、堆積層で弾性波速度が漸増するようなモデル化が行われる地域もある(Magistrale et al, 1996)。

地盤構造のパラメータのうちで、密度は比較的变化が小さく、モデル作成時の仮定の影響は少ない。また、地震動評価ではS波が対象となり、P波とS波には両者を結ぶ関係式もあるので、地下構造のモデル化で最も重要なパラメータは、S波速度とQ値の分布であると言える。当然、地震動予測の対象地点直下の地震基盤までのこれらのパラメータ分布が最も重要であることに間違いはない。しかし、盆地端部や地下構造が急変する地域では、2次元的な地下構造の影響を考慮しなければならない。さらに、継続時間の長いやや長周期成分まで考えると、2次元の影響でも不十分であり、広域の地下構造の3次元性までモデル化する必要がある。

地下構造探査のなかで最も精度と分解能が高い手法は、反射法地震探査である。反射法に関する技術開発は1920年代から始められているが、1960年代のデジタル計算機の登場により加速し、現在では技術的に完成度の高い段階にある。実際に、兵庫県南部地震の震源域での地下構造探査

\*1 東京工業大学・大学院総合理工学研究科

では、大阪平野の周縁部での複雑な地下構造を見事にイメージングすることに成功し、その後の強震動評価に大いに活用されている。一方、屈折法地震探査はさらに古くから用いられている探査手法であり、近年の計測技術の進歩により高密度なデータが得られ、反射法的な処理やトモグラフィ的な逆解析も行われることもある。しかし、基本的には初動走時に基づいた解析手法であり、堆積層内部の層構成は単純に仮定されることが多い。図1は、同じ測線上で行われた反射法および屈折法地震探査の結果である(川崎市, 2000)。反射法による断面には多くの層からの反射波が見られ、堆積層を5層(P波速度1.9~3.5km/s)と解釈されている。しかし、反射法では基盤速度については精度が低い。これは、基盤面より深い面での反射波が顕著に認められないことによる。一方、屈折法による断面では基盤速度が得られているが、堆積層内部は均質な2つの層としてモデル化されている。人工地震によるS波速度探査はS波振源やP-S変換波を用いて検討されているが、地下1km以上の深部についてはまだ実験段階である。

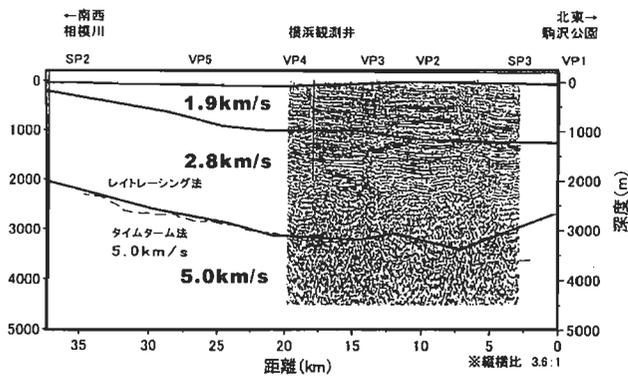


図1：反射法と屈折法地震探査による断面の比較 (川崎市, 2001)

地下構造の変化を空間的に理解するために、重力異常データも用いられている。堆積層は周囲の岩盤に比べてより小さい密度を有しており、いくつかの補正をした後の標準的の重力からの差が重力異常値となる。重力異常値の空間的分布を逆解析することによって2・3次元密度構造を推定することができる。その際にはコントロールポイントでの地下構造情報が必要となり、精度の高い深度分布の推定には孔井や反射法などによる信頼できる参照データが不可欠である。図2は関東平野での重力異常から得られた基盤の3次元構造であり(駒澤・長谷川, 1988)、後述する3次元モデルに比べると、ここでの基盤(厳密には、重力基盤)は全体的に浅くなっている。重力探査では堆積層部分が比較的単純な地層構成でモデル化されることが多いが、3次元地下構造モデル構築の際の各種物理探査データの補間には非常に有益なデータとなる(例えば、福和・他, 2002)。しかも、観測密度の差はあるが、わが国のほとん

どの地域では重力異常データが得られており、地震動評価のための初期的なモデルの作成時には有効である(吉村・前田, 2000)。こうした重力異常データの利点を生かして、人工地震の走時初動データと組み合わせた同時逆解析により3次元基盤構造を推定する試みもある(Afimar and Kohketsu, 2002)。

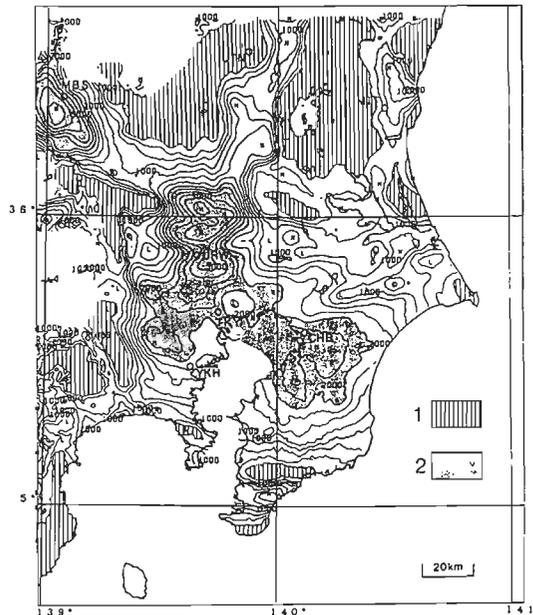


図2 重力基盤深度図(駒澤・長谷川, 1988)。1は深度200m以浅, 2は2000m以深。

微動を用いた地下構造の推定は、地震工学の分野で古くから研究されているテーマである。卓越周期や2点間のスペクトル比などが地下構造の変化と関係があることは確かではあるが、観測データの解釈に任意性があり、常に信頼性があるというわけではない。また、近年、よく用いられている1点の微動の上下動と水平動のスペクトル比(H/V比)にしても振幅まで含めると、同様の問題点が残されている。こうした微動の活用には、物理的背景が明確でないということもあり、調査の仕様や見積もりを事前に立てにくく、堆積層の物理探査のひとつの手法として実務的に位置づけるには至っていない。しかし、既存の地下構造探査データの内挿などには活用できることもある(例えば、若松・他, 1996)。さらに、H/V比から2次元の地下構造モデルを推定しようとする試みもある(上林, 2002)。

1980年代より、微動のアレイ観測による表面波の位相速度の推定・逆解析手法はいくつかの平野でS波速度構造探査として適用性が検討されている(例えば、Horike, 1985; 岡田・他, 1990)。すでに、基本的な解析手法は確立されており、実務の場でもS波速度探査手法として多用され始めている。現状において1次元構造ではあるが、比較的安価に地震基盤までのS波速度を推定できる唯一の方法と

いってもよいだろう。

微動アレイ探査では、位相速度の推定と逆解析の2つが中心的な作業となる。位相速度の推定では、周波数-波数スペクトル法 (FK 法) と空間自己相関関数法 (SPAC 法) がある。前者は、任意の観測点配置のアレイ記録に適用でき、地震のアレイ記録の分析にも用いられている。位相速度は周波数-波数スペクトルのピークから得られる。一方、SPAC 法は円形アレイによって観測された微動に含まれる表面波成分の相関係数の空間的变化から位相速度を求めるものであり (Aki, 1957), 岡田らのグループによって微動アレイ探査の重要な技術として確立された (岡田・他, 1990)。最近、SPAC 法より簡便な拡張も検討されている (例えば, Morikawa et al, 1999)。FK 法に比べて、SPAC 法では同じサイズのアレイでの微動記録からより長い周期の位相速度まで得られることが指摘されている (例えば, 宮腰, 1995)。しかし、観測点配置が円形アレイという制約があり、2つの方法にはそれぞれ長所短所がある。通常の微動アレイ探査では上下動の観測が行われ、レイリー波の位相速度を推定することになるが、水平成分を観測することによりラブ波の位相速度を推定することも可能である。観測とデータ処理に煩雑さはあるが、逆解析に用いるデータ数が増すことになり、信頼性は向上することになる。

上記のようにして得られる表面波の位相速度は最適化手法により1次元地下構造モデルに逆解析される。前述のように、地下構造パラメータのうちでS波速度と層厚が理論位相速度への感度が高いので、これらが未知数として扱われることが多い。また、理論分散曲線の計算では、深部地盤構造を対象とした場合には、基本モードを仮定するケースが多いが、表層をターゲットにした場合には、高次モードの影響も考えることもある。表面波の位相速度の逆解析は古くから地震学上の研究テーマであり、いろいろなアルゴリズムが提案されている。最も一般的な逆解析手法は、最小2乗法によるものである (例えば, Horike, 1985)。位相速度の理論解がパラメータに対して非線形であるために高次の項を無視した線形化が行われ、初期モデルを仮定し、繰り返し計算によって最終的な解が得られる (局所的最適化)。こうした逆解析では、解の初期モデル依存性や繰り返し計算時の不安定さなどの実際上の問題点がある。これらを回避するために、擬似線形化によらない大局的最適化手法が用いられている。位相速度の逆解析で使われている大局的最適化手法の主なもの、モンテカルロ法、遺伝的アルゴリズム (GA)、焼きなまし法 (SA) などである。モンテカルロ法は与えられた地下構造モデルの変動範囲をしらみつぶしに探索していくもので、1960年代に提案されたが (Press, 1968), その後あまり活用されていなかった。しかし、近年の計算機性能の向上によって効率的なモンテカルロ法の一種としてGAやSAが登場し、位相速度の逆解析にも適用されている (山中, 2002)。GAは大局

解近傍の解集団の探索能力には優れているが、厳密な最小解を見つけることは得意ではない。一方、SAでは探索過程の初期には大局的探索を行い、後半には局所的探索を行うことができるので、GAに比べて厳密な最小解を探索する能力が高い。図3は、位相速度の逆解析における各種アルゴリズムの性能を比較しており、両者の特徴が収束速度の違いとして理解できる。両者の長所を取り入れたハイブリッドな逆解析アルゴリズムがより効果的な探索には有効であろう。

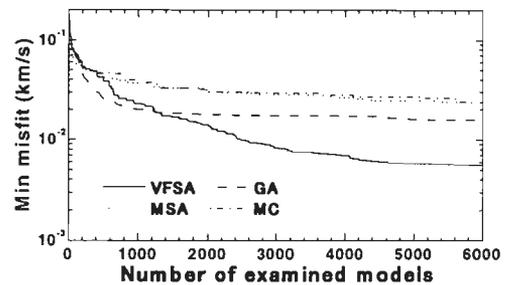


図3：位相速度の逆解析における SA と GA の比較 (山中, 2001)。各線は繰り返し回数による誤差の変化を示す。VFSA：最速 SA, GA：遺伝的アルゴリズム, MSA：単純 SA, MC：モンテカルロ法

これらの大局的最適化手法を用いたとしても、位相速度の逆解析におけるS波速度と層厚のトレードオフの本質的問題を厳密に解決することはできない。通常は、S波速度か層厚のどちらかの探索範囲を狭くするか、もしくは固定することによってトレードオフの問題を回避している。また、位相速度以外の測定データとの同時逆解析も有効である。例えば、黒瀬・山中 (2002) は、微動による位相速度と地震記録のレシーバー関数を同時に逆解析し、ユニークな地下構造モデルが推定できることを示している。さらに、多地点で観測された位相速度の同時逆解析も有効である (馮・他, 2001)。この方法は各地点ではS波速度が類似しているという拘束条件を与えるものであり、1次元モデルの組み合わせではあるが、広域の3次元モデルの構築を行うことも可能である。

微動アレイ探査では微動という自然現象を用いているために、微動のパワーの小さい部分では位相速度が得られないことがある。とくに、周期数秒以上より長周期側ではパワーが急激に低下するので (悪天候時にはそうでもないが)、長周期での位相速度の推定が難しくなる。逆解析時には、これは深部のS波速度の信頼性の低下をもたらす。とくに、基盤のS波速度を決めることが難しく、先駆的に与えて逆解析する場合も多い。

以上のように、微動アレイ探査は位相速度の推定と逆解析の2つの技術開発により地震基盤に至るまで堆積層のS波速度探査手法として確立されつつあり、最近の地震調

査推進本部による平野部地下構造調査プロジェクトでも微動アレイ探査を行うことが一般的になってきた。微動アレイ探査は、計測および解析プロセスの簡素化や自動化により探査に関するコストの面でも大きな進展があり、個々の建築物の入力地震動評価の際の地下構造モデル設定のために適用される実務例も増えており、今後のさらなる活用が期待される。

### 3. 地震記録による地下構造の推定

最近、強震観測点の数が急速に増加し、多くの地震記録がインターネットを通じて公開されている。それらのデータを用いて地下構造の推定が行われている。物理探査のように任意の地点での地下構造モデルの推定に使えるわけではないが、微動アレイ観測で不得意な基盤や深い部分でのS波速度構造の推定が可能であり、有益な情報となる。さらに、地震記録の解析によって、現時点において一般的物理探査では推定が難しい耐震工学的に必要な周期帯域での減衰定数やQ値の推定が可能である。

地震記録がアレイで得られている場合には、かなり長周期までの表面波の位相速度を推定することもできるが、現状の強震観測点の密度ではまだ十分ではない。しかし、1地点の地震記録でも表面波成分の群速度を用いることによって震央と観測点の間の平均的な地下構造を推定することは可能である（例えば、植竹・他、1997）。

1地点での地震記録から地下構造を求める場合には、実体波を用いる場合が多い。最も基本的なパラメータである初動の到着時間を岩盤サイトのそれを比較することにより、地下構造に関する情報を得ることができる。解析自体は単純ではあるが、初動走時は精度よく得られる。図4は、関東地方での堆積層によるS波の初動走時遅れ時間を示しており（枇谷・山中、2000）、その分布は堆積層の厚さと調和的であることが示されている。こうした研究を進展させてトモグラフィ解析によって地下構造を構築することもできる（例えば、Hauksson and Haase, 1997）。

地殻構造の解明で実績のあるレシーバー関数は堆積層構造の推定にも適用されている。基本的には、レシーバー関数はP波初動から後続する変換波の部分の動径成分と上下成分の比を時間領域で表現したものであり（Langston, 1977）、それを逆解析することによって地下構造を推定する。周波数領域で逆解析する方法（小林・他、1998）やSP変換波の走時遅れだけに着目する方法なども提案されている（小林・他、1998）。図5は、横浜市での高密度地震データから得られたSP変換波の走時差によって基盤構造を推定した結果である（三浦・翠川、2001）。

波形そのものを逆解析し、地下構造を推定する試みもある。初動部分のみであれば、観測点近傍の地下構造をモデル化した平行層によって近似することもでき、初動波形の比較から地下構造を推定することができる（Sato et al,

1998）。さらに、波形全体を用いた逆解析によって2・3次元地下構造モデルを推定する試みもあるが（Aoi et al., 1995）、現状では研究段階である。後述する地震動シミュレーションの結果を用いた地下構造モデルの修正とも関係し、今後の重要な研究テーマである。

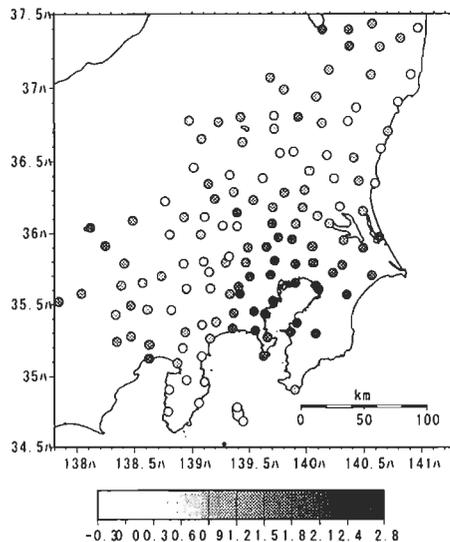


図4：KNET記録のS波の初動残差の分布（枇谷・山中、2000）。走時残差は地殻構造における理論走時と観測走時の差を示す。

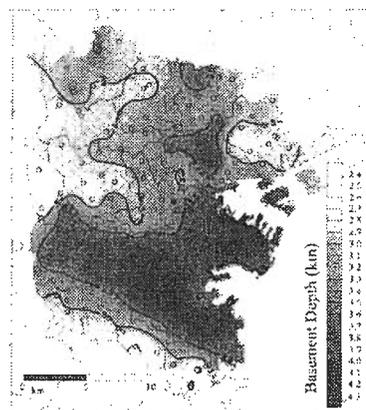


図5：PS変換波の走時から推定した横浜市の基盤構造（三浦・翠川、2001）

### 4. 堆積平野の3次元地下構造モデルの構築

前述のようなハイブリッドな地震動評価手法では、やや長周期帯域をカバーする決定論的手法として平野の3次元の地下構造の影響を考慮できる差分法がよく用いられている。以下では、3次元差分法による地震動シミュレーションにおける地下構造のモデル化について関東平野を例にして説明する。

ここ数年の間に、前述の平野部地下構造探査プロジェクトによって関東平野での地下構造調査は飛躍的に増加した。とくに、反射法地震探査や微動アレイ探査の数は、1980年代に首都圏で夢の島発破実験が行われていた当時から見ると、格段の差がある。それに応じて、地震基盤に至る

までの堆積層の3次元構造モデルがいくつか提案されている。これらに関しては、嶺嶺(2002)に紹介されているので参考になる。そのうちで強震動シミュレーションに最もよく用いられているのは、物理探査やボーリング資料などを用いた地質学的検討によって構築された3次元地質構造モデル(鈴木, 1999)であろう。このモデルでは、3つの堆積層(下総層群, 上総層群, 三浦層群)と先新第三紀基盤の境界面の深さ分布が示されており、地震動評価用の3次元モデルを比較的作りやすい形になっている。しかし、これらの図は地質境界区分を示したもので、弾性波速度は示されておらず、地震動評価では仮定しなければならない。強震動評価により重要なS波速度の3次元モデルが微動アレイ観測の結果に基づいて提案されている(山中・山田, 2002)。図6には、鈴木(1999)と山中・山田(2002)の堆積層モデルが比較されている。S波速度(以下、 $V_s$ ) 3.0km/sの地震基盤の上に4つ堆積層があるモデルであり、図のそれぞれの等高線は、 $V_s$ 0.5km/s層の厚さ( $V_s$ 1.0km/s層の上面深度)、 $V_s$ 1.5km/s層の上面深度、 $V_s$ 3.0km/sの地震基盤深度の分布を示している。鈴木(1999)によるモデルとの最も大きな違いは、下総層群に対応する $V_s$ 0.5km/s層が関東平野全域に層厚200から400mで分布していることである。さらに、この表層のS波速度にも地域性があり、平野中央部の下町低地では小さく、横浜の丘陵地域では大きくなっている。

そのほか、均質な堆積層と基盤からなる比較的単純な3次元モデルも提案されているが(例えば、Kohketsu and Higashi, 1992; 駒澤・長谷川, 1988)、そうした均質な堆積層モデルは地震動評価に必ずしも十分であるわけではなく(山田・山中, 2001a)、より現実に近い堆積層のモデル化が必要となる。

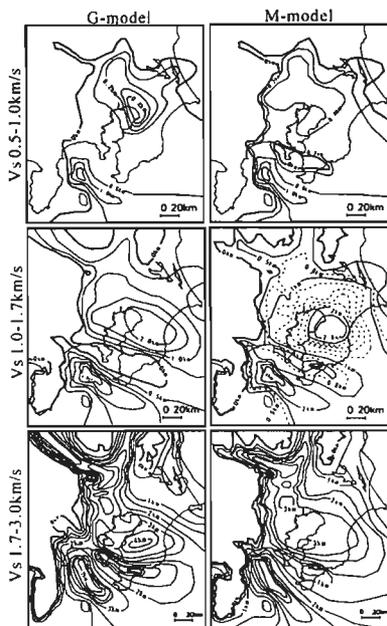


図6: 鈴木(1999)による(Gモデル)と山中・山田(2002)による(Mモデル) 関東平野の堆積層の3次元モデル

こうした3次元地下構造モデルは、有限の地点での探査結果を内挿して、複数の均質な層の境界面深度のコンター図によって表現されることが多い。その際にかなり平滑化されてしまうことがある。とくに、基盤の断層や平野端部などの地下構造が急激に変化する地域では、適切にモデル化されていない場合もあることに注意が必要である。数値計算用の離散的モデルにする際にはいくつかの仮定が行われて、オリジナルのコンターの図が厳密にモデル化できるわけではない。関東平野のような大規模な平野での工学的基盤での地震動シミュレーションでは、現在のところ400m程度の離散化間隔の差分格子でモデル化される場合が多い。その場合には、アルゴリズムにもよるが、表層部分は0, 400, 800mなどと離散化され、コンター図に忠実にモデル化することが難しくなる。図7の例は、離散化間隔が40mと400mの場合に得られる差分格子モデルを示しており(山田・山中, 2000)、両者に大きな違いが生じていることがわかる。これらの2次元モデルでの地震動シミュレーションの結果が図8に示されている。離散化間隔400mの場合にはモデルが単純すぎて、後続位相がより長い時間にわたり出現している。

モデル化の際にさらに重要な点は、減衰の設定である。前述のように、やや長周期帯域のQ値についてはあまりデータがなく、シミュレーションでは試行錯誤的に決められているのが現実である。Q値は計算結果の絶対振幅を大きく支配するだけに、地震記録からのQ値の推定について今後の研究に期待するところは大きい。

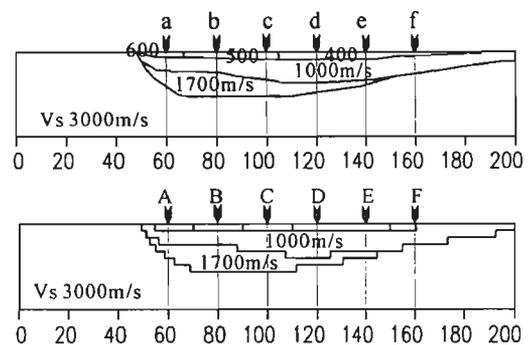


図7: 差分格子間隔による地下構造の離散化の差異。上は格子間隔40mで、下は格子間隔400mでモデル化

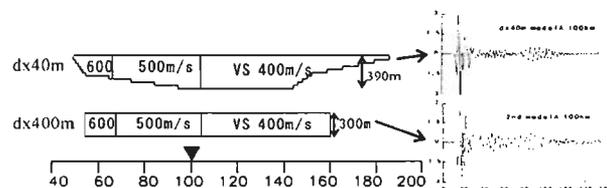


図8: 差分法における表層部分の離散化の違いが計算波形に及ぼす影響(山田・山中, 2000)。左は図7の2つのモデルの表層部分の拡大図であり、右は鉛直S波入射の場合の2次元SH場差分法による計算波形。

## 5. 地震動シミュレーションとモデルの検証

上述のように、現状でも地下構造モデルには仮定しなければならない部分も多く、想定地震による強震動を予測する際には地下構造モデルの妥当性の検討を行う必要がある。Sato et al(1999)は、モデルキャリブレーションとして想定地震の震源域付近での小地震のシミュレーションを行い、観測記録との比較によって地下構造モデルの妥当性を確認している。図9は、Sato et al(1999)で用いられている関東平野の3次元モデルである。いくつかの地下構造調査の結果および小地震のシミュレーションの結果を元に作られている。図6の他のモデルに比べると、比較的単純な境界面となっている。さらに、表層のS波速度が0.6km/sと大きめではあるが、平野全域に分布しており、山中・山田(2002)のモデルに近い。図10には、計算波形と観測記録が比較されており、観測記録の大局的傾向はよく再現されている。山田・山中(2001a)は、小地震のシミュレーションを関東平野の複数の地下構造モデルを用いて行い、微動アレイ探査によるS波速度データに基づくモデルが最も観測記録をよく再現することを示している。しかし、地域によっては別のモデルが観測記録をよく説明できる場合もあり、それぞれのモデルのよい点を統合していく必要がある。同様のテストはLos Angeles 盆地でも行われているが(Wald and Graves, 1998)、ひとつの最良のモデルを決めることはなかなか難しい。

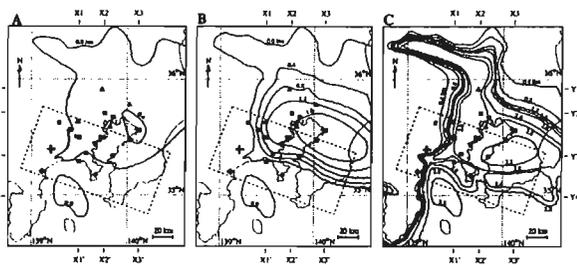


図9：Sato et al(1999)のシミュレーションで用いられた関東平野の堆積層の3次元モデル。左は0.6km/sの厚さ、中は0.84km/s基底深度、右は基盤深度。

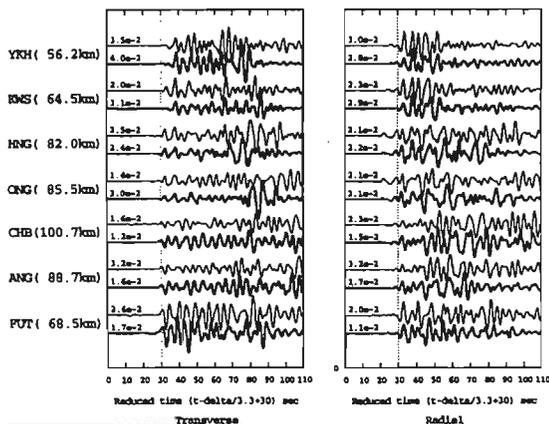


図10:小地震の3次元シミュレーション結果と観測記録の比較(Sato et al., 1999)

計算結果と観測記録に十分な一致がみられない場合には、モデルの修正を行うことになる。S波初動部分だけに限れば、前述のように平行層近似の仮定によりモデル修正も難しくはないと考えられる。後続位相を含めた波形全体を用いるモデル修正の考え方は今後の重要な研究課題である。

こうしたモデルの妥当性の検討は、複数の地震を用いて確認することも重要である。中小地震でも震源の位置により地下構造の差異の影響の現れ方が異なることが指摘されている(山田・山中, 2001b)。図11は、浅い地震(伊豆大島近海の地震)とやや深発地震(浦賀水道の地震)について図6に示した2つのモデルを用いた場合のシミュレーションによる速度波形の包絡関数の差の積分値を示している。やや深発地震の場合にはS波が卓越し、地下構造の差が著しい地域で、シミュレーション結果の差異も大きい。一方、浅発の地震の場合には表面波が卓越し、伝播経路における地下構造の差異の影響が蓄積し、震源から遠く観測点ほど、2つのモデルによる地震動の差異が大きくなる傾向がある。

こうした中小地震のシミュレーションによる3次元地下構造モデルの検証はいくつかの地域で行われているが(例えば、堀家・川辺, 2002)、残念ながら、それらのモデルでもあらゆる地震の観測記録をまだ十分に説明できるものではなく、各種データの統合による標準モデルの作成と多くの研究者による多面的なモデルのパリテーションを今後進める必要がある。

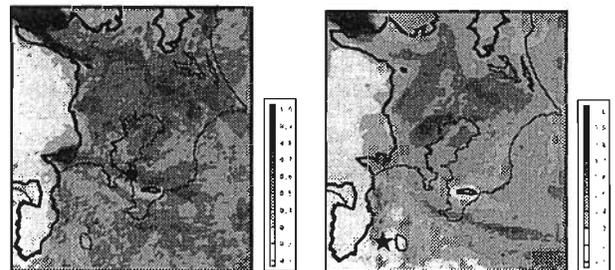


図11:図6の2つの地下構造モデルを用いたシミュレーションによる包絡波形の差の積分値(正規化してある)の分布。深い地震(左側)と浅い地震(右側)。(山田・山中, 2001b)。

つぎに、上で述べたような地下構造モデルの違いがM8クラスの関東地震についてはどのように影響してくるかを考えてみる。上で述べたような調査研究の成果を考慮して関東平野堆積層の3次元構造の効果を検討した工学的基盤での関東地震による強震動の評価がいくつか行われている。とくに、Sato et al(1999)では、前述のように平野部の3次元地下構造モデルの妥当性の検討を行った上で、関東地震による強震動評価を行っている。Sato et al(1999)に

よる関東地震の強震動の評価結果が図12に示されている。震源域の富津では、1次元と3次元モデルの差は少なく、震源特性が支配的である。しかし、本郷では、はじめの40秒間は富津と同様であるが、60秒以降では両者の差は著しく、地下構造の3次元性の影響が強い。したがって、M8クラスの地震の震源域では、地下構造モデルの差異の影響は少ないといえる。こうしたことは、地下構造モデルの差異についても同様である。例えば、図6に示した2つのモデルでの関東地震のシミュレーション波形の比較は図13のごとくであり(山田・山中, 2002)、地下構造によるシミュレーション結果の差が大きくなるのは、断層面からやや離れた関東平野の北部地域である。

以上のように、地下構造の影響は震源の位置や規模にもよるものであり、1つの中小地震での検証結果がすべての場合に当てはまるわけではないことは留意しておくべきである。

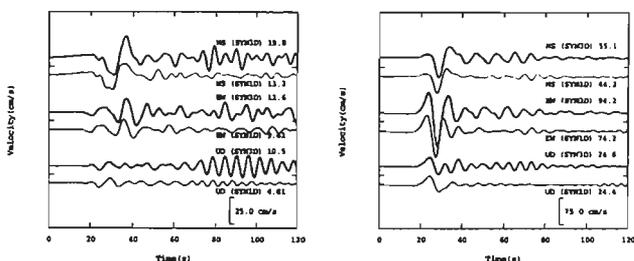


図12: 図11のモデルを用いた関東地震の評価結果(Sato et al, 1999)。左は横浜, 右は富津での計算例。



図13: 図6の2つの地下構造モデルを用いたシミュレーションによる関東平野の包絡波形の差の分布。(山田・山中, 2002)。

## 6. まとめ

大規模な堆積平野の地下構造の3次元性の影響を考慮した工学的基盤上での地震動の評価はすでに技術的には可能なレベルとなり、自治体の被害想定や耐震設計における入力強震動予測の実務でも先端的な試みとして使われ始めている。最近の地震調査推進本部による地下構造調査などによって、こうした試みを支援するデータは着実に蓄積されつつある。さらに、地下構造探査手法、とくに、微動アレイ探査では安価で信頼性も高い要素技術も開発され

ており、個々の建物の入力地震動評価の実務でも深い地盤構造の探査が行われている例もでてきている。今後、こうした個々の建物での地下調査を推進し、それによる地下構造データを蓄積するための社会的な仕組みを作る必要がある。

現時点でも、わが国の主要な堆積平野では、すでに地震基盤に至る3次元地下構造モデルが複数提案されている。しかし、これらの3次元モデルでも依然として仮定しなければならないパラメータも残されている。したがって、構築された3次元モデルを共有化し、多くの中小地震のシミュレーションによる検証・修正および戦略的地下構造探査を実施し、より信頼性のある地下構造のマスターモデルを必要がある。

## 謝辞

この原稿をまとめるに際して、東京工業大学山田伸之博士、同大学院生の枇谷亜紀君には資料を提供していただきました。記して感謝致します。

## 参考文献

- Afinimar and K. Kohketsu (2002) Exploration of 3-D basement structure around Osaka Basin by joint inversion of refraction and gravity data, 地球惑星科学関連学会 2001 年合同大会 予稿集, Sg-004
- Aki, K. (1957) Space and time spectra of stationary stochastic waves with special reference to microtremors, Bull. Earthq. Res. Inst., 35, 415-457.
- Aoi, S. et al (1995) Waveform inversion for determining the boundary shape of a basin structure, Bull. Seism. Soc. Am., 85, 1445-1455.
- 馮・他 (2001) 微動アレイ探査における多地点同時逆解析, 物理探査学会第104回学術講演論文集, 35-39
- 枇谷亜紀・山中浩明 (2000) K-net 強震記録の初動走時解析による堆積層構造の推定に関する研究, 地球惑星科学関連学会 2000 年合同大会予稿集, Sw-007
- Hauksson, H. and J. Haase (1997) Three-dimensional Vp and Vp/Vs in the Los Angeles basin and central Transverse Ranges, California, earthquake, J. Geoph. Res., 102, 5423-5454.
- Horike, M. (1985) Inversion of phase velocity of long-period microtremors to the S-wave velocity structure down to the basement in urbanized areas, J. Phys. Earth, 33, 59-96.
- 堀家正則・川辺秀憲 (2002) 大阪平野の地盤探査とそのモデル化, 月刊地球, 号外 No.37, 102-107
- 福和伸夫・他 (2002) 濃尾平野の地盤探査とそのモデル化, 月刊地球, 号外 No.37, 108-118.
- 入倉孝次郎・三宅弘恵 (2001) シナリオ地震の強震動予測, 地学雑誌, 110, 849-875.

- 川崎市 (2001) 川崎市地下構造調査成果報告書
- 小林喜久二・他 (1998) 地震動初期微動部の水平／上下スベクトル振幅比の逆解析による深部地盤構造の推定法, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, 1, 1083-1088.
- 小林喜久二・他 (1998) 深い地盤構造評価のための PS 変換波の検出方法に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, 505, 45-52.
- Kohketsu, K and S. Higashi (1992) Three-dimensional topography of the sediment/basement interface in the Tokyo metropolitan area, central Japan, Bull. Seism. Soc. Am., 82, 2328-2349.
- 額綱一起 (2002) 関東平野の地下構造調査とそのモデル化, 月刊地球, 号外 No.37, 96-101.
- 駒澤正夫・長谷川功 (1988) 関東地方の重力基盤に見える断裂構造, 地質学論集, 31, 57-74
- 黒瀬 健・山中浩明 (2002) レシーバー関数と表面波位相速度の多地点同時逆解析による堆積層の S 波速度構造の推定, 地球惑星科学関連学会 2002 年合同大会予稿集, S049-002
- Langston, C.A. (1977) The effects of planar dipping structure on source and responses for constant ray parameter, Bull. Seism. Soc. Am., 67, 1029-1050
- Magistrale, H. et al (1996) A geology based 3D velocity model of the Los Angeles basin sediments, San Andreas fault, Bull. Seism. Soc. Am., 86, 1161-1166
- 三浦弘之・翠川三郎 (2001) 次元深部地下構造がやや長周期地震動の特性に及ぼす影響 - 横浜市とその周辺地域における検討 -, 地震, 54, 381-395
- 宮越 研 (1995) 微動探査法による表面波位相速度推定の基礎的研究, 北海道大学学位論文.
- 森伸一郎 (2001) 改正建築基準法による表層地盤増幅の評価法における諸問題, 第 29 回地盤震動シンポジウム, 67-80
- Morikawa, H. et al (1999) Estimation of phase velocity from microseisms observed at two sites, Earthquake Geotechnical Engineering, 119-124.
- 岡田 廣・他 (1990) 広域・深層地盤探査のための長周期微動探査法, 物理探査, 43, 402-417.
- Press, F (1968) Earth models obtained by Monte Carlo inversion, J. Geophys. Res., 5223-5234
- Sato, T et al (1999) Three-dimensional finite-difference simulations of long-period strong motions in the Tokyo Metropolitan area during the 1990 Odawara earthquake (Mj5.1) and the Great Kanto earthquake (Ms8.2) in Japan, Bull. Seism. Soc. Am., 89, 579-607.
- 鈴木宏芳 (1999) 首都圏における深部地質構造と地震活動, 地学雑誌, 108, 336-339
- 上林宏敏 (2002) 3 次元堆積盆地モデル構築のための微動 H/V 比を用いた不規則地下構造の外挿, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 2, 207-208
- 植竹富一・他 (1997) やや長周期表面波の群速度の逆解析による地下構造の推定と地震動評価への応用, 日本建築学会構造系論文報告集, 496, 37-43.
- 若松邦夫・他 (1996) 微動からみた大阪平野の地盤震動特性, 第 24 回地盤震動シンポジウム, 21-34
- Wald, D.J and R. W. Graves (1998) The seismic responses of the Los Angeles basin, California, Bull. Seism. Soc. Am., 88, 337-365.
- 山田信之・山中浩明 (2000) 差分法による大規模平野での地震動シミュレーションにおける表層のモデル化, 2000 年度秋季大会日本地震学会講演予稿集, A75
- 山田伸之・山中浩明 (2001a) 地震動シミュレーションのための関東平野南西部の 3 次元地下構造モデルの比較, 地震, 53, 313-324
- 山田伸之・山中浩明 (2001b) 強震動シミュレーションのための関東平野における 3 次元 S 波速度構造モデルの構築, 地球惑星科学関連学会 2001 年合同大会予稿集, 2001
- 山田伸之・山中浩明 (2002) 地下構造モデルの違いが関東地震の強震動シミュレーション結果に及ぼす影響, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, 掲載予定
- 山中浩明・山田伸之 (2002) 微動アレイ観測による関東平野の 3 次元 S 波速度構造の構築, 物理探査, 55, 26-38.
- 山中浩明 (2001) 焼きなまし法による位相速度の逆解析 - 遺伝的アルゴリズムとの性能比較 -, 物理探査, 54, 197-206
- 山中浩明・山田伸之 (2002) 3 次元差分法による強震動シミュレーション, 月刊地球, 号外 No.37, 162-169
- 吉村智明・前田寿郎 (2002) 重力異常を用いた 3 次元地盤モデルの構築と地震波伝播シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, 533, 75-82

### 3. 特別講演



# 地震動予測に地下深部構造はなぜ必要か？

## WHY IS THE DEEPER UNDERGROUND STRUCTURE SO IMPORTANT TO PREDICT EARTHQUAKE GROUND MOTIONS?

瀬尾 和大  
Kazuoh SEO

Historical review about recent advance characterizing earthquake ground motions will be made very quickly from the earthquake engineering point of view. Most of improvements in building codes have been made through the damage experience due to major earthquakes. The 1995 Kobe earthquake was just one of such cases. Questions might be what we have learned from the earthquake, and how we can apply such experiences into individual specific fields. In the author's impression, subsurface ground structure looks very honest to modify and characterize earthquake ground motions. Therefore all we have to do now is to survey the structure as much as we can.

### 1. はじめに

地震動災害を軽減するためには、地震活動度、震源特性・地震波動の伝播特性・地盤の増幅特性、建物の地震時挙動など、それに関わるあらゆる問題を総合的に考える必要がある。なぜなら結果としての建物あるいは地域の耐震性能は、これらの検討項目に対する予測精度の積で規定されるので、このうち一つでも予測精度が極端に低いものがあれば、建物あるいは地域の耐震性能は保証されないことになる。しかし、いずれの検討項目にも不明の点は多い。時たま大きな地震災害が発生して、尊い犠牲を払いながらある検討項目が注目されると、その点についての新たな知見を得て改善が試みられる。そのようなことを繰り返しつつ、予測精度を向上させるための努力は少しずつ試みられてきた。その証拠に、基本的な耐震法規は殆どと云ってよいほど震災を契機として改正されており、災害の程度が大きいほどこの傾向は顕著であった。例えば、古くは濃尾地震・関東地震・福井地震などの例があり、近年では新潟地震・十勝沖地震・宮城県沖地震にその例を見ることができる。そしてごく最近の兵庫県南部地震も、まさにそのような大災害であった。

さて、今回の地盤震動シンポジウムでは『設計用地震動は工学的基盤で決められるか？』とのテーマで進められようとしているので、ここでの話題も地震動予測、とりわけ地下深部構造との関連の話題を取り上げることにしたい。そして、その結果が「工学的基盤で地震動特性が規定できる訳がない」との結末に至ることは主催者側でも先刻

ご承知のことと推察されるので、心おきなくこの問題に触れさせて頂きたい。

### 2. 「地震動の複雑さ」と「複雑さの中の秩序」

実は1985年に『地震動観測のあり方とその利用法』と云うテーマで第13回地盤震動シンポジウムが開催された時に「深い地盤の震動特性を探る」との題材で報告の機会を頂いたことがある[1]。悪戦苦闘の末に学位論文というトンネルをくぐり抜け、フィールドワークに最も熱中していた頃のこと、勿論、解析技術も文章それ自体も今から見たら大変お恥ずかしいものではあるが、少なくとも地震動と地盤との関係についてのものの考え方と云う意味では、それほど間違ったことは云っていなかったのではないかと考えている。ここでは重複を避けるが、要は、同じ震源から供給された同じ観測点の地震記象は例え複雑であっても互いによく似ていることから、地震記象の複雑さは決して「でたらめ」ではなく、ある種の秩序（ルール）に従って複雑にならざるを得なかったのではないか、その秩序は主に伝播経路に当たる地下構造によって形成されるのではないか、そうであるならば、地下構造をきちんと知らない限り地震動の予測はできないであろう、と云うようなことであった(図-1)。このように確信できた背景としては、1975年から開始された東京都夢の島爆破実験の存在が大きかった。

### 3. 夢の島爆破実験

話は少し後戻りするが、1968年十勝沖地震の際

に八戸港湾で観測された加速度強震記録には、それまでに例を見ないような周期 2.5秒の長周期成分が認められ、大いに注目されると言うことがあった。その原因を調査するために爆破震源を用いた屈折法探査や分散性表面波の解析が実施され、 $V_p$ 5km/s、 $V_s$ 2.8km/s程度の基盤層がGL-400mに存在すること、2.5秒の周期はこの基盤層以浅の地盤の増幅特性で説明できることなどが確認された。地震探査はその当時すでに普及しており、大規模の地下探査も行われていたが、注目すべき点はその意義が工学分野にも認識されたことであった。

同様の探査を東京で試みる機会はそれから間もなくやってきた。1975年から開始された東京都による夢の島爆破実験がそれである。実験計画の経緯についてはここでは割愛させて頂くが[2]、薬量500kgの爆破によって半径50kmが探査可能範囲となり、首都圏のほぼ全域を包含する地域の基盤構造が、ややマクロであるにしても、約15年を費やして明らかにされた意義は大きかった。その結果、八戸の基盤層に対応する基盤層は東京の場合にはGL-2.3kmに存在し、この構造による表層地盤の基本周期は8秒にも達することが判った。ほぼ同時期には、国立防災科学技術センター(当時)の岩槻・下総の微小地震観測井において基盤層に達するまでの掘削とPS検層が実施されており、1978年には伊豆大島近海で発生した浅発の地震群によって実際に周期8秒の地震動が観測されるなど、相互に関連の深い出来事が相次いだ。さらに、爆破すなわち人工的に発生させた地震の記録は、測線上で高密度に観測されるため、地震波が地下構造を伝播する様子が非常に良く理解できた。そして考えられたのは、結局のところ自然地震も同じで、その性質を伝播経路の地下構造を抜きにして議論することは出来ないのではないかと云うことであった。

#### 4. 後続の地震波が1分も道草を食う理由

1984年には長野県西部地震が発生し、震源近傍では御嶽山の山腹崩壊によって大規模な土石流災害を起こすと云う大事件があり、震源域で石が飛んだと云うことでも注目された。その頃は、地震動のやや長周期成分を理解する上では気象庁の1倍強震計の地震記象が頼りであったので、当然のこととして、その地震の記象紙を集めてながめていた。その地震記象は図-2 [3]に示すようなものであったが、この頃はすでに東京のやや長周期成分には驚かなくなっていたので、それよりも熊谷気象台の異常さが注目された。それは主要動に匹敵する大きさの波群がもう一つ、1分も遅れて現れているもので、他地点の地震記象と比較して見

なければ、同規模の地震が2回連発したと考えても不思議はない代物であった。当初は筑波山からの反射波ではないかと考えたが、振幅の大きさや1分と云う時間差を説明することはできなかった。この後続位相の問題はその後、当時大学院生だった小山信氏(建築研究所)の学位論文となって日の目を見ることになったが、その結論は、軽井沢から前橋を經由して熊谷付近で関東平野に繋がる深い谷筋に沿って導かれた一種のラブ波であるとするものであった[4, 5]。また、その当時は烏海勲先生がすでに大阪平野や福井平野で地震動のあとゆれの問題に注目されており「関東平野でもやっぱりそうか」と云う訳で同好の士に加えてくださり、その後、福井では随分お世話になった。この熊谷での地震記象の解釈に悩まされていた最中に、次に述べるメキシコ盆地の長周期問題が持ち上がってきた。

#### 5. メキシコ盆地の長周期と関東平野の長周期

1985年にミチョアカン地震が発生し、震源から350kmも離れたメキシコ市で大きな被害が発生した。メキシコ市は周囲を火山に囲まれた盆地内であって、被害地域で観測された強震記録は周期2~3秒が卓越していた。このことから、盆地構造によって生成された長周期の地震動が被害を与えたのだと云う情報が広く知れ渡った。その後の調査では、盆地の最上層に $V_s$ 50m/s程度の軟弱粘土層(含水率300%)が25~40mの厚さで堆積していることが周期2~3秒の卓越周期を生じた原因であることが判明した。つまりメキシコの場合には、長周期とは云いながらも数10mの浅い超軟弱地盤がその発生原因であり、八戸で400mの表層地盤全体で2.5秒の周期を励起し、関東平野で2.3kmの堆積地盤によって8秒の周期が注目されている状況とは全く事情が違っていることが確認された[3]。その後もメキシコ盆地では、強震動評価や微動観測など様々な視点からの調査研究が行われ、サイトの地盤震動特性を知ることが地震防災上非常に重要であるとの認識が国際的にも共有されるようになった。後になって、ESG(表層地質が地震動に与える影響)研究が開始されたのは、この地震災害が世界各地の地震学・地震工学に携わる研究者に注目されたことが契機となっている。

#### 6. 地盤震動から見たサンフランシスコとロサンゼルス

1989年にロマプリエタ地震が発生し、1994年にはノースリッジ地震が発生したことで、はからずも、サンフランシスコとロサンゼルスでの地盤震動特性を比較する機会があった[6, 7]。双方の地域に

において、被害のあった地区とそうでなかった地区で微動特性を比較した結果は図-3に示すごとくであった。すなわちサンフランシスコでは、被害が生じたのはマリーナ地区に代表されるように軟弱地盤に限られており、距離がいくらかも離れていない丘陵地区では全く被害を受けておらず、その違いは微動特性から明瞭に判別することができた。一方、ロサンゼルス近郊のノースリッジ地区では、被害の有無に関わらず微動特性に大きな違いは認められなかった。従って、軟弱地盤に慣れているわが国の研究者からすれば、サンフランシスコの地盤環境は非常に理解し易く、ロサンゼルスの地盤環境は非常に判りにくい、と云うのが率直な印象であった。興味深いのは、このような地盤環境の違いがそれぞれの地域における研究者の学風にも強く影響しているのではないかと考えられる点である。例えば、サンフランシスコを研究の主たるフィールドとするUSGSやUCバークレーの研究者はサイトの地盤特性を大変重視しているのに対して、ロサンゼルスを基盤とするUCLAやCALTECHの研究者は、サイト特性よりも震源特性や距離減衰の方にどちらかと云えば興味があるように思われる。かなり飛躍するかも知れないが、昔から大先輩の先生方に聞かされてきた「わが国と米国の研究者相互のミスマッチ」の理由についても、このように考えれば納得し易いし、メキシコ大学の地震工学者がロサンゼルスで学位を取得し、その知見をメキシコ盆地に適用しようとしたのは大変不幸なことではなかったかと、勝手に推察している次第である。

## 7. エルセントロ・タフト・八戸

建物を耐震設計する立場に立って振り返ってみると、確かに当初は、地震動の特性を予測することなど不可能であったに違いなく、被害経験の蓄積によって地震力を類推する以外に方法はなかったであろうと考えられる。1960年代に建物の地震応答解析手法が開発・普及された当時、インプットすべき地震動として1940年インペリアルバレー地震のエルセントロや1952年カーンカウンティ(テハチャピ)地震のタフトで観測された強震記録が利用されたのは、他に信頼できる強震記録が存在しなかったからに違いない。前述の八戸港湾で得られた強震記録は、当初は躊躇されながらも(応答量が大きすぎて)次第に普及し、やがて耐震設計用の地震動として不可欠の存在になっていった。これも当然のプロセスとして理解されよう。しかし、それらの強震記録が1990年代に入ってからもお第一級の設計用地震動として利用され続けてきたのは問題であった。いったい、どれほどエル

セントロやタフトの地盤特性が把握され、八戸と東京の基盤構造の違いが理解されていたのか大いに疑問である。さすがに兵庫県南部地震以降は、このような状況は実務においても次第に解消されつつある[8,9]。余談ながら、サンフランシスコで第8回世界地震工学会議が開催された際に、エルセントロ・タフトツアーを企画したことがある。著名な強震記録が観測された場所を確認しておくことは、その記録の利用者にとって重要なことであり、沢山の方が企画に乗ってくださるのではないかと考えたからである。結果的にはわずか3名しか集まらなかったけれども、参加してくださった方々の熱意には逆にこちらの方が良い勉強をさせて頂いたと思っている。

## 8. 兵庫県南部地震の教訓と今後への期待

1995年兵庫県南部地震による大震災を経験してから、このような災害を防止・軽減するための施策が各方面で立案され、その多くは現在も実施段階に置かれている。大都市域の堆積平野を対象とした地下構造調査もその一環として実施されているものであり、これに先行して、全国規模での強震観測ネットの敷設と活断層調査が実施されている。

### 8-1. 強震観測網の展開

まず、防災科学技術研究所のK-NETに代表される強震観測施設の全国展開は画期的な試みであり、観測情報が短時間のうちに公開されるころにも大きな利点がある。開設後すでに幾度となく被害地震の強震記録が速報されており、これによって、近辺の強震記録を確認してから被害調査に出かけると云う、従来では考えられなかった新しい調査研究のスタイルが生まれつつある。問題点を挙げるとすれば、一つは、K-NETが短期間のうちに準備されたためか、設置場所の地形・地盤環境が好ましくない場合があることである。現地を確認しないで観測記録の特性を議論することには場合によっては危険が伴うことに利用者側でも常に注意しておく必要がある。もう一つは、余りにも簡単に強震記録が入手できることから、ややもすると独自で地震観測をしようとする意欲が損なわれはしないかと云う点で、特に大学の教育・研究に従事する立場としては油断は禁物であろう。

### 8-2. 活断層調査

活断層調査も毎年の報告会に見られるように多数の調査結果が公開されており[10~13]、兵庫県南部地震以前には考えられなかったことである。調査方法は大きく2つに分類され、地表付近に活

断層の存在が予想される地域では、トレンチ調査とボーリング調査を主体とした地質・地形学的検討によって、また、盆地・平野内の堆積層が厚い地域では反射法を主体とする地下探査によって、地震履歴もしくは地層の不連続や段差構造を確認しようとしている。地震は地表付近の活断層のみによって発生する訳ではないので種々の困難はあるが、結果として地層構成や地下構造が明らかにされれば、それも貴重な成果の一つであると評価したい。

### 8-3. 地下構造調査

地下構造調査は、やや遅れて1998年から開始されている。いくつかの地域で調査を試みることに、方法論を確認しようとするのが当初の目的であり、引き続いてより広い地域への応用も考えられている。

堆積平野・盆地の地下構造調査を目的とした爆破震源による屈折法探査は、すでに以前から関東平野・濃尾平野・大阪平野などで試みられていたが、パイロサイズを振動源とする反射法探査や微動アレイ探査は比較的最近になって開発された技術である。さらに深層のボーリング調査・地震観測・重力測定などの資料も含めて、地下構造調査の方法論がいくつかの地域で論じられてきた[14~16]。表-1に示した比較対照表は、あくまでも筆者の主観によって、地下探査手法毎の特質についての整理を試みたものである。

次に、上記の結果から推奨される地下構造調査の実施手順としては、図-4に示すフロー図を参考までに提示しておきたい。まず、堆積平野・盆地の構造をマクロに把握するための屈折法探査が望まれるであろう。前述のように、関東平野・濃尾平野・大阪平野などの地域では、完全ではないにしても、以前からこの種の調査は試みられていた。マクロな構造が知られていれば、次の反射法探査による詳細調査の計画立案は比較的円滑に進むものと期待される。もちろん調査規模については予算の問題があるので、予算規模に応じた最善の策が講じられることが基本となる。微動アレイ探査は、S波速度構造が期待でき経費をさほど必要としないと云う利点によって、最大限活用されるべきであろう。また、深層ボーリングデータや強震観測データなどが調査地域に存在するのであれば、それらはレファレンスポイントとして非常に重要な意味を持つので、是非とも活用されなければならない。

### 8-4. 今後の展開

上記のようなことが漸く判りかけてきた段階で

耐震設計の現状を見ると、種々の実務上の問題があることに気が付く[17]。例えば、つい最近建設省(当時)は、地震動(地震力)を評価する際の基準を工学的基盤( $V_s400\text{m/s}$ 程度の層)に設定し、それ以深の地下構造に関する情報は事実上必要なしとする耐震法規に改定している。省庁間の情報交流がどの程度行われているのか筆者は知らないが、一方において、地震対策の一環として地下構造調査を推進しようとしていることとの間には大きな矛盾を感じざるを得ない。兵庫県南部地震の苦い経験を教訓として、大災害に至った問題点の一つ一つを克服してゆこうとするのであれば、これから解決すべき検討課題についての共通認識を持つことが先決であり、次に省庁間の障壁を超えた共同作戦が必要であろう。さらには、国・地方自治体・民間などで、誰がどの部分を負担するかについての役割分担が明確にされなければならない。例えば地下構造調査に関して云えば、すべてを国の交付金に期待することは到底不可能であろう。それならば、どの部分までを国が負担し、地方自治体は何をする必要があり、民間には何を期待するのかを明示できないものだろうか? 兵庫県南部地震以降活発になった地下構造調査の重要性に関する前向きな機運を、何とか持続させたいものである。

### 謝辞

このような発言の機会を与えて戴いたことに対して、まずもって本シンポジウムを企画・準備された主催者各位に深甚なる謝意を表したい。また、本稿を作成するに当たっては、参考文献[15]の中で以前に報告させて頂いた内容を下敷きにして、大幅な加筆・修正を行った。記してご関係各位に厚く御礼を申し上げる次第である。

### 参考文献

- [1] 瀬尾和大：深い地盤の震動特性を探る，日本建築学会第13回地盤震動シンポジウム，pp.27-34，1985.7
- [2] 首都圏基盤構造研究グループ：夢の島人工地震実験資料集，1989.7
- [3] 瀬尾和大：地下構造に基づく地震記象の解釈，日本建築学会第14回地盤震動シンポジウム，pp.63-68，1986.7
- [4] 小山信・瀬尾和大・佐間野隆憲：熊谷地方気象台の地震観測記象に認められる顕著な後続位相，日本建築学会構造系論文報告集，第440号，pp.133-139，1992.10
- [5] 小山信・瀬尾和大・佐間野隆憲：波線追跡法によるLove波伝播経路の推定，日本建築学会構造系論文報告集，第442号，pp.141-146，1992.12
- [6] 日本建築学会：1989年ロマプリータ地震災害調査報

- 告, 1991.7
- [ 7 ] 日本建築学会：1994年ノースリッジ地震災害調査報告, 1996.3
  - [ 8 ] 瀬尾和大：サイトの地盤特性を反映した設計用入力地震動の設定は可能か?, 建築技術, No. 593, pp. 142-147, 1999.7
  - [ 9 ] 江藤公信・元木健太郎・瀬尾和大：高層建築・免震建築に利用される設計用入力地震動の現状とこれからの課題, 日本建築学会技術報告集, 第15号, pp. 77-82, 2002.6
  - [10] 科学技術庁：平成7年度・平成8年度地震調査研究交付金成果報告会予稿集, 1997.9
  - [11] 科学技術庁：第2回活断層調査成果報告会予稿集, 1998.11
  - [12] 科学技術庁：第3回活断層調査成果報告会予稿集, 1999.11
  - [13] 科学技術庁：第4回活断層調査成果報告会予稿集, 2000.11
  - [14] 科学技術庁：第1回堆積平野地下構造調査成果報告会予稿集, 2000.3
  - [15] 文部科学省：第2回堆積平野地下構造調査成果報告会予稿集, 2001.3
  - [16] 文部科学省：2001年活断層調査成果および堆積平野地下構造調査成果報告会予稿集, 2001.11
  - [17] 瀬尾和大：南関東において『極めて稀に発生する地震動』とは?, (社)日本免震構造協会第2回技術報告会梗概集, 2000.10
  - [18] 瀬尾和大(研究代表者)：地震時の地盤震動特性評価のための微動の活用に関する研究, 平成5~7年度科学研究費補助金試験研究(B)(1)研究成果報告書, 1997.3
  - [19] 瀬尾和大(研究代表者)：長大構造物の耐震安全性に関わるやや長周期地震動の特性予測に関する研究 - M8級南関東地震で予測されるやや長周期地震動の特性評価とその問題点-, 平成6~8年度科学研究費補助金基盤研究(A)(2)研究成果報告書, 1998.3
  - [20] 瀬尾和大：南関東の地下構造はどこまで明らかにされたか?, 東京工業大学 地震工学研究グループ 地震工学研究レポート, No. 75, pp. 9-18, 2000.8

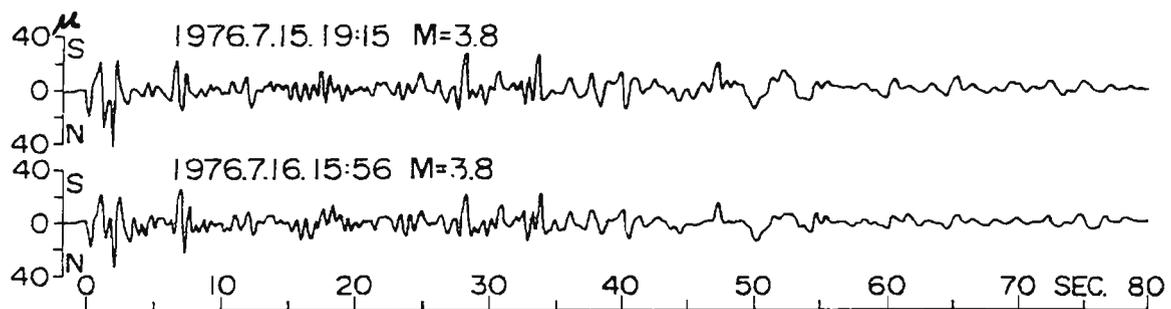


図-1 気象庁(大手町)における山梨県東部地震(1976)の余震の変位記象

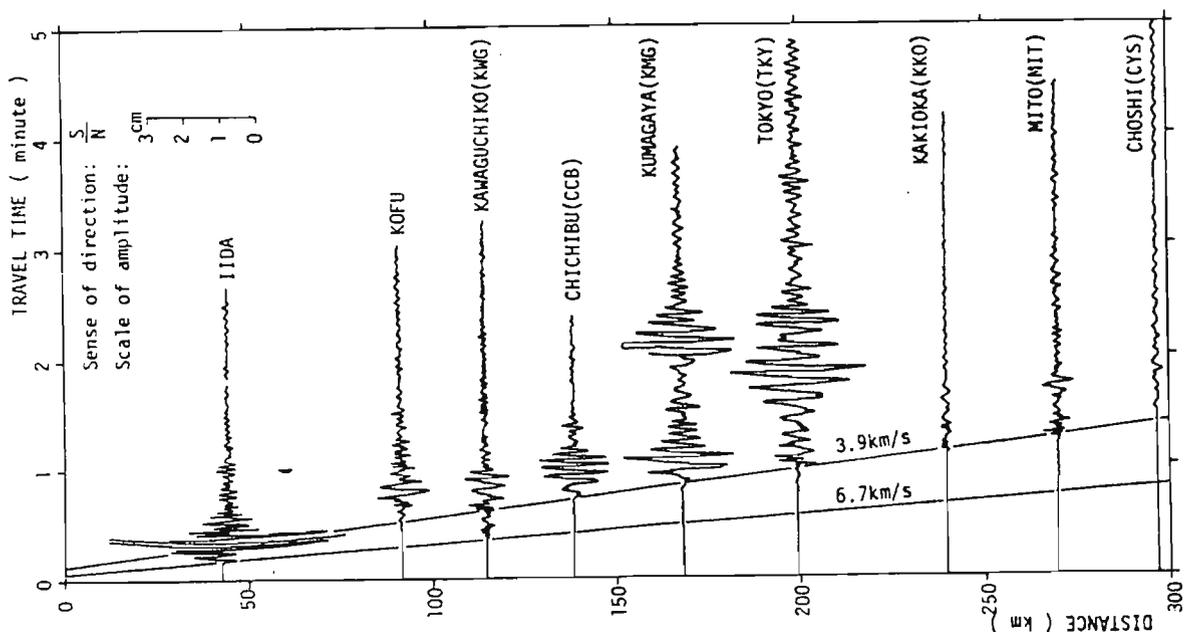


図-2 気象庁1倍強震計による長野県西部地震(1984)の変位記象の走時ダイヤグラム

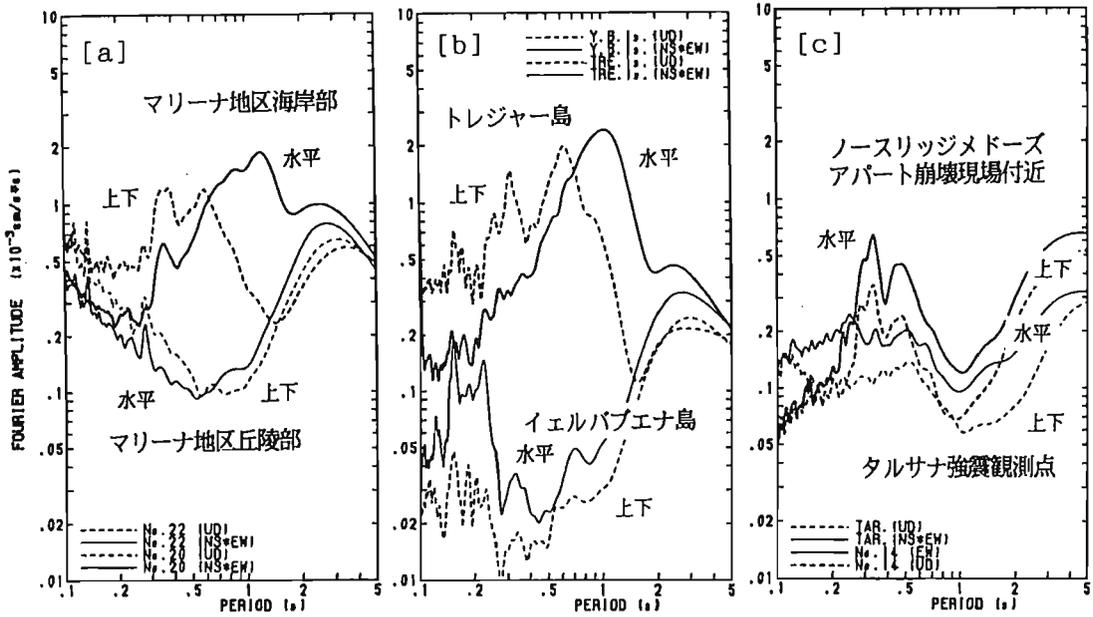


図-3 サンフランシスコとロサンゼルスにおける微動特性の比較

表-1 地下構造調査手法の相互比較の試み

	基盤構造	表層形状	Vp	Vs	経費	備考
屈折法	◎	△	◎	—	○	○マクロ ●都市で実施困難
						○
反射法	○	◎	◎	—	△	○3D 構造把握
						×
微動アレイ	×	○ (点情報)	○	◎	◎	○S波速度・簡便・安価 ●基盤速度の精度, 平均値
深層ボーリング (PS検層)	◎ (点情報)	◎ (点情報)	◎	◎	×	○確実性 ●点情報, 深部はコスト高
重力測定	△	△	—	—	○	○マクロな把握, 情報量 ●ごく深部までの積分値

注記 ◎最適 ○適 △やや適~やや難 ×難 —不可 ○利点 ●欠点

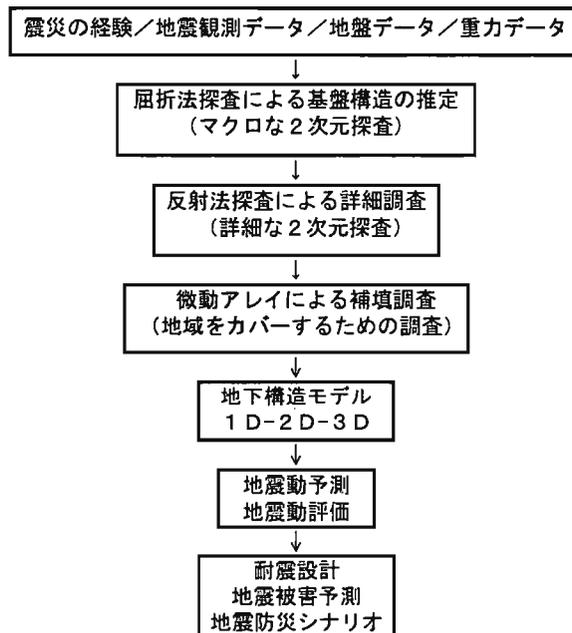


図-4 地下構造調査について考えられる手順

## 4. 具体例で考える



## 免震病院を対象とした入力地震動の策定例

### — 震源近傍の強震動、及び、深部地盤構造を考慮した入力地震動策定 — Evaluation of Input Ground Motion for a Base-Isolated Hospital Building Considering Near-Source Strong Ground Motions and Deep Sedimentary Layers

久田嘉章\*, 翠川三郎\*\*・山中浩明\*\*\*, 鱒沢 曜\*\*\*\*

Yoshiaki HISADA\*, Saburo MIDORIKAWA\*\*, Hiroaki YAMANAKA\*\*\*, Yoe MASUZAWA\*\*\*\*

Near-source strong ground motions from the hypothetical Tokai earthquake were evaluated in order to apply to the seismic design of a base-isolated hospital building in the Shizuoka prefecture. Microtremor array observations were also carried out to estimate S-wave velocity structure under the building site. Three methods were used to evaluate the ground motions: an empirical method (Kobayashi-Midorikawa, 1982), a semi-empirical method (Irikura, 1986), and a theoretical method (Hisada, 2000; Kamae et al., 1998). Because of the forward and backward directivity effects, the theoretical method exhibited the maximum and minimum ground motions at longer periods, while the empirical and the semi-empirical methods showed about the average. It was confirmed that the base-isolated building satisfied the safety design criteria for all the estimated ground motions.

#### 1 はじめに

本論文では、平成14年9月に開院した静岡県立静岡がんセンター・病院本棟における入力地震動策定を紹介する(平成11年日本建築センター評定)。本病院は図1に示すように、静岡県駿東郡長泉町に位置し、平常時のがん治療に加え、震災時には災害拠点として機能することが期待されている。このため病院本棟は免震構造として設計された。

本サイト周辺には図2に示すように仮想東海地震をはじめに、富士川河口断層帯、神縄・国府津-松田断層帯などが大規模なA級活断層帯が存在している。震源近

傍の強震動には長周期パルス波や、地表断層による大変位(fling)などが発生するため、免震建築が耐震建築と比べ必ずしも安全となる保証はない(例えば久田、2001)。また長周期強震動には深部地下構造が大きく影響するため、工学的基盤よりも深い地盤特性も適切に評価して入力地震動を設定する必要がある。

以上のことから、本建物の入力地震動の策定には、微動を用いた深部地盤構造を調査し(山中担当)、経験的手法・半経験的手法(翠川担当)、及び理論的手法(久田担当)による地震動評価を行い、それをもとにした



図1 静岡県立静岡がんセンターの遠景(左)とサイト位置(右)

\* 工学院大学建築学科 助教授・工博 Associate Prof., Dept of Architecture, Kogakuin Univ. Dr. of Eng.

\*\* 東京工業大学人間環境システム専攻 教授・工博 Prof., Dept. of Building Environment, Tokyo Inst. of Tech.

\*\*\* 東京工業大学環境理工学創造専攻 助教授・工博 Associate Prof., Dept. of Env. Science and Technology, Tokyo Inst. of Tech.

\*\*\*\* 株式会社 横河建築設計事務所 建築設計部 工修 Dept of Architecture, Yokogawa Architects & Engineers, Inc.

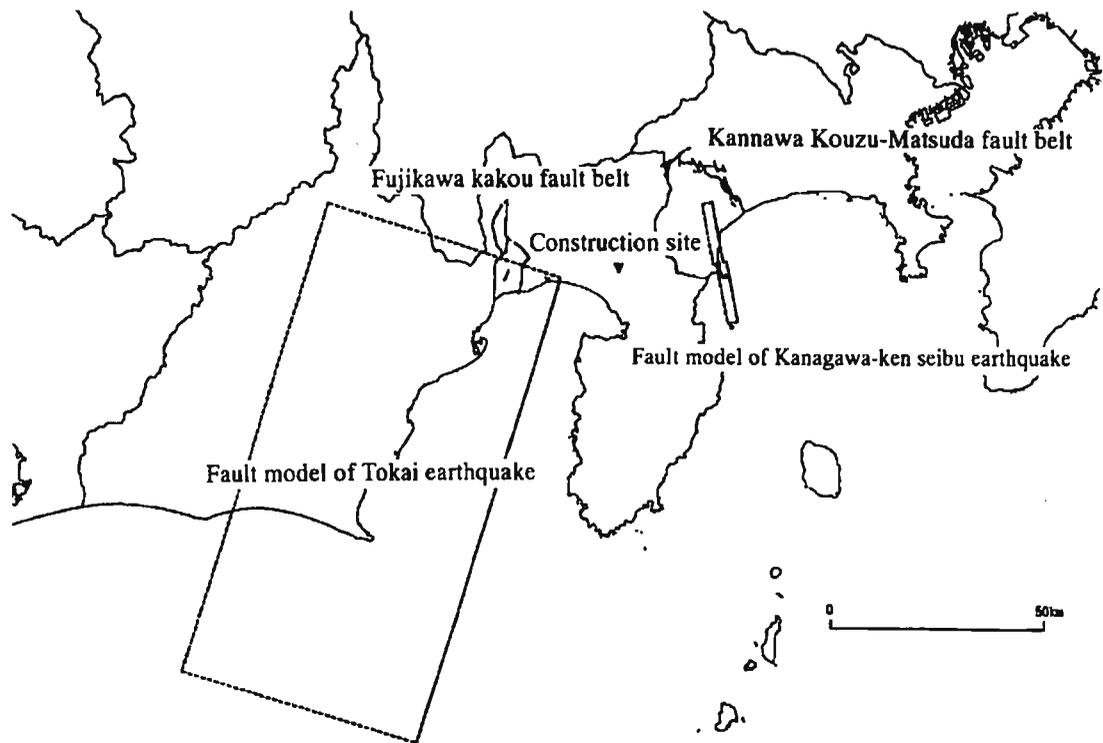


図2 建設サイト、及び入力地震動策定の祭に参考にした想定震源

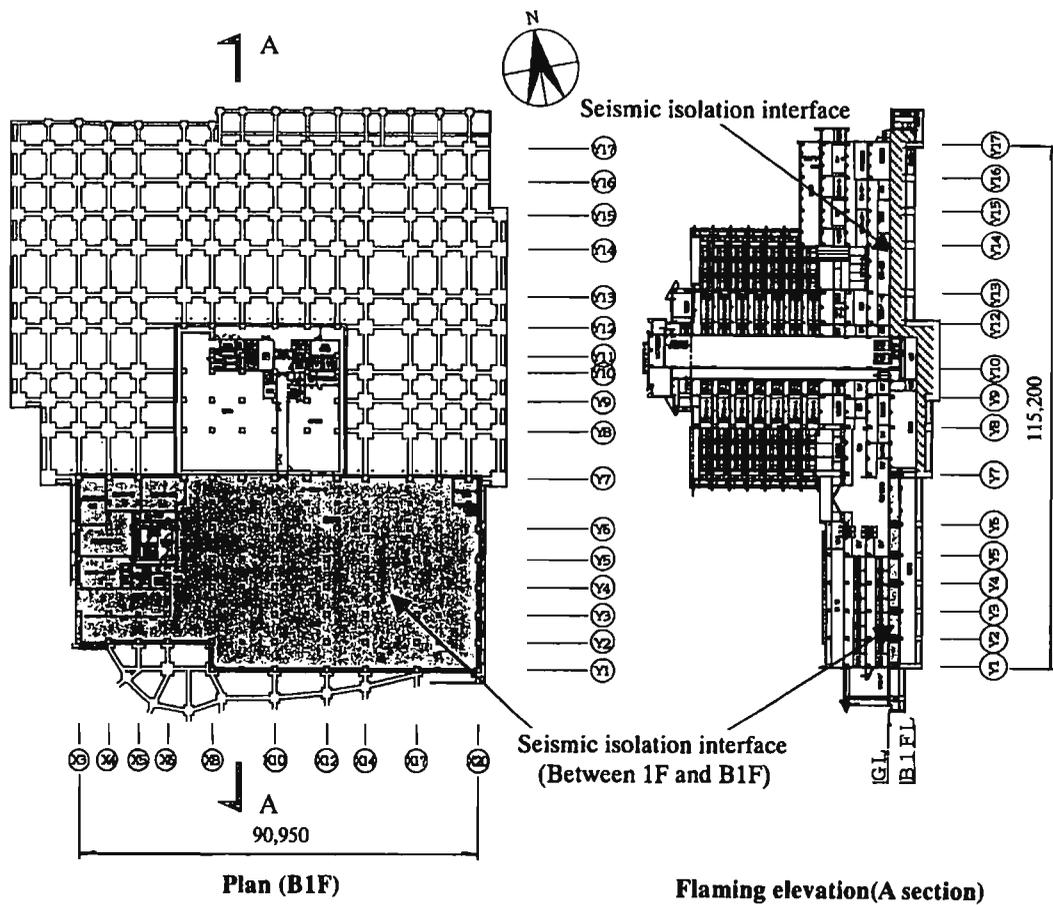


図3 地下1階（免震層）の平面図及び断面図

構造的・機能的安全性の確認を行った（鱒沢担当）。ここでは主として微動アレイ観測による地盤構造推定と各手法を用いた地震動策定について紹介する。

## 2 想定地震と構造計画概要

静岡がんセンターは、図1、2に示すように富士山麓の愛鷹火山南東部に位置し、静岡県の地震地域係数は1.1以上のB地域に相当する。当サイトで考慮すべき震源モデルとして、図2に示すように仮想東海地震、仮想神奈川県西部地震、さらに富士川河口断層帯、及び神縄・国府津－松田断層帯による地震などが考えられる。この中で建設サイトに最も大きな影響を及ぼす地震として、仮想東海地震（M8）を対象とした入力地震動策定が行われた。仮想東海地震は、平成13年に中央防災会議から新しい想定震源域が公表されているが、ここでは建設サイトに近く、より影響のより大きいと考えられる石橋モデル（1976）を用いている。表1に使用した震源パラメータを示す。

当センターの病院本棟は、地震時の災害拠点として病院機能を維持させるため免震構造として計画されている。病院本棟は鉄骨鉄筋コンクリート・一部鉄骨造で、地下1階、地上11階、軒高53.45m、建築面積・延べ床面積はそれぞれ約14,763 m<sup>2</sup>、64,155 m<sup>2</sup>である。架構はブレース付きラーメン構造（一部耐震壁）、基礎は杭基礎である。

図3に示すように免震部材は1階床下及び地下1階床下に設置し、一部は1階と地下1階の中間に設置した。免震部材は積層ゴムとすべり支承を併用し、減衰機構は鋼棒ダンパーと鉛プラグを用いている。基礎固定での設計用1次固有周期は短辺で0.91秒、長辺で0.86秒であり、免震層を含めた等価線形モデルによる1次固有周期は、免震層変位の1cmレベルで1.42秒、10cmレベル（レベル1）で2.42秒、20cmレベル（レベル2）で2.90秒、40cmレベル（余裕度検討レベル）で3.33秒である。

表1 仮想東海地震の震源パラメータ（石橋モデル）

緒元	設定値
地震規模	M8
断層北東端位置（°）	(35.14 N、138.73 E)
断層の最浅端深さ（km）	2
走行（°）	N198E
傾斜角（°）	34
長さ（km）	115
幅（km）	70
平均すべり量（m）	4
平均すべり角（°）	71

## 3. 微動のアレイ観測によるS波速度構造の推定

サイトでは多くのボーリング調査や深さ60mまでの

PS検層などが行われている（株式会社横河建築設計事務所、1998）。それらによると当地では愛鷹火山の噴出によるローム層が地表より約20mまで堆積し、以深は凝灰角礫岩層で構成されている。一方、長周期強震動の特性を調べる上で重要な地震基盤までの地盤構造は殆ど知られていない。そこで本研究ではまず微動のアレイ観測を実施し、S波速度3 km/s程度の地震基盤までのS波速度構造を推定した。

微動観測は加速度計（アカシ JEP-6A3）の上下成分を用いた。アレイ観測は、建設サイトの隣にある長泉高校を中心としたアレイ（大、中、小）と、長泉高校の校庭内と建設サイト敷地内にて十字アレイで行った。大、中、小アレイでは観測点間の距離をそれぞれ、0.5～2.2 km、0.3～0.9 km、0.08～0.25 kmとし、三角形の中心・頂点・各辺の midpoint での合計7点で実施した。十字アレイでは7点の観測点を0.04～0.23 kmの観測点間の距離で行った。解析方法は、約330秒の記録のフーリエスペクトルから使用する周波数範囲を決め、Capon（1969）のf-k（周波数－波数）スペクトルから各周波数の微動の位相速度と到来方向を決定した。さらに各データセットに対して周期ごとの位相速度を求め、その平均値をRayleigh波の1次モードの位相速度とみなし、分散曲線を求めた。速度構造の推定は、山中・石田（1995）の遺伝的アルゴリズム（GA）を用いて、観測された分散曲線との比較から最適解を検索した。その際、各層で密度は固定し、P波速度はS波速度から狐崎他（1990）の関係式

$$V_p = 1.11 * V_s + 1.29 \dots\dots (1)$$

を用いてS波と連動させた。S波速度や層厚に関し、様々な条件で逆解析を実施した。

表2aは、建設サイトで行われたPS検層のS波速度を用い（表の\*印）、他のS波速度と層厚を変化させる検索条件を示している。この条件から得られた最適解を表2bに、観測による分散曲線との比較を図4に示す。図より観測から得られた平均値（○印）と理論分散曲線（実線）と良く対応していることが分かる。

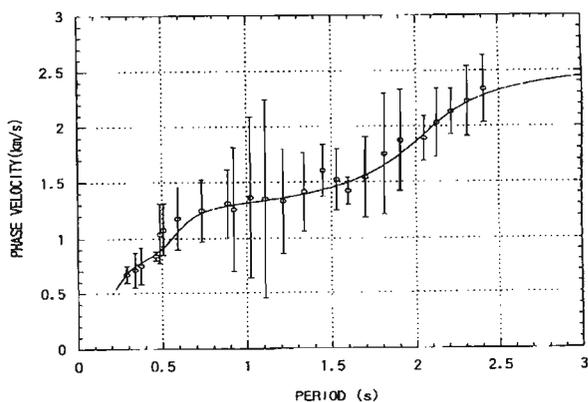


図4 観測（○印）と理論（実線：表2bを使用）による分散曲線（レイリー波基本モード）

表 2a : 地盤逆解析の探索条件 (S波速度を固定し、層厚を変化させた場合 : \* 印はP S検層結果による)

層	Vs(km/s)	層厚(km)	密度(g/cm <sup>3</sup> )
1	0.16 *	0.001~0.02	1.7
2	0.25 *	0.001~0.02	1.7
3	0.60 *	0.01~0.05	1.7
4	0.91 *	0.01~0.30	1.8
5	1.0~2.2	0.01~2.00	2.0
6	2.5~3.5	-	2.5

表 2b : 表 2a の探索条件における逆解析結果

層	Vs(km/s)	層厚(km)	密度(g/cm <sup>3</sup> )
1	0.16	0.004	1.7
2	0.25	0.016	1.7
3	0.60	0.043	1.7
4	0.91	0.17	1.8
5	1.55	1.14	2.0
6	3.30	-	2.5

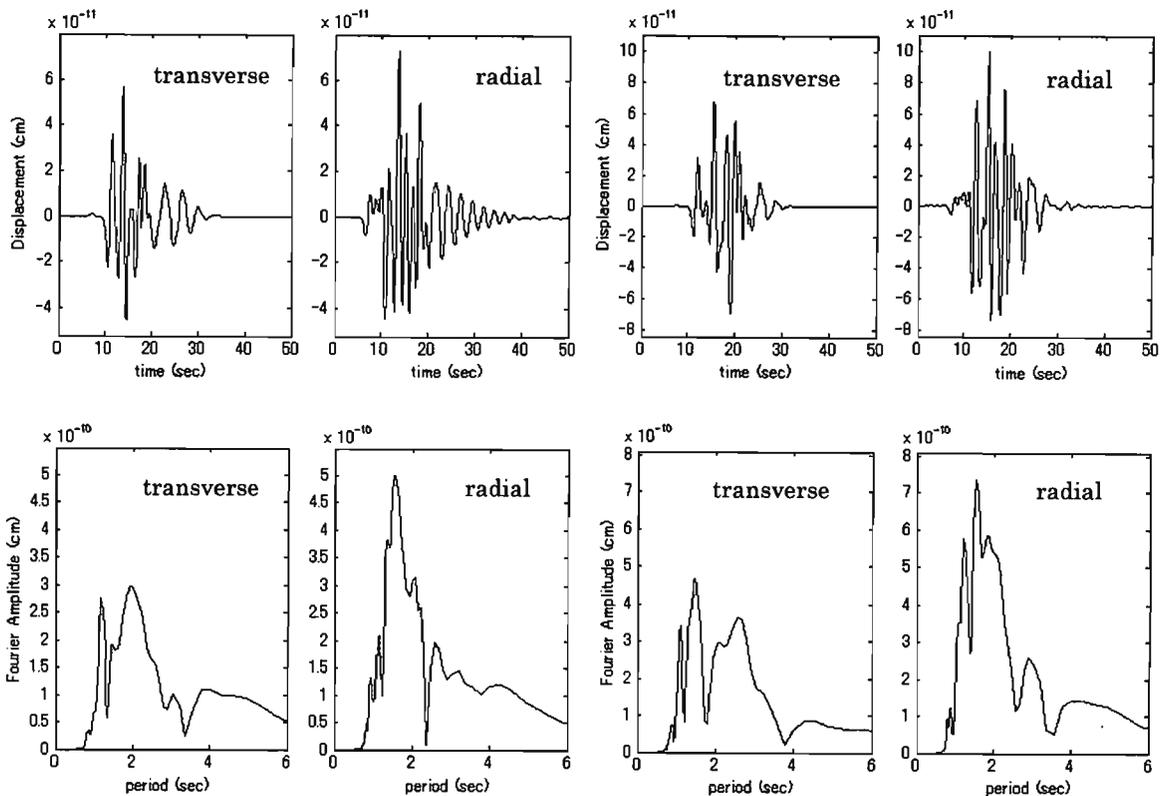
表 3a : 本解析で用いる地盤モデル (山中モデル)

層	密度(g/cm <sup>3</sup> )	Vp(km/s)	Vs(km/s)	層厚(km)	Qp	Qs
1	2.0	1.7	0.6	0.043	100	50
2	2.1	2.3	0.91	0.17	160	80
3	2.2	2.9	1.55	1.14	300	150
4	2.4	5.5	3.0	2.00	400	200
5	2.8	6.5	3.8	-	400	200

表 3b : 工藤他 (1978) を参考にした地盤モデル

(P波速度は推定、1・2層は山中モデルと同じ)

層	密度(g/cm <sup>3</sup> )	Vp(km/s)	Vs(km/s)	層厚(km)	Qp	Qs
1	2.0	1.7	0.6	0.043	100	50
2	2.1	2.3	0.91	0.17	160	80
3	2.2	2.9	1.45	1.00	300	150
4	2.5	3.8	2.3	1.00	350	175
5	2.5	5.0	2.5	2.00	360	180
6	2.8	6.0	3.7	15.0	400	200
7	3.0	6.8	3.9	-	400	200



(a) 山中地盤モデルによる結果

(b) 工藤地盤モデルによる結果

図 4 工藤モデル (左) と山中モデル (右) によるグリーン関数の比較 (周期 2 秒の Ricker 震源)

(距離 30 km, 深さ 5 km 上 : 変位波形、下 : 速度フーリエ振幅スペクトル)

入力地震動策定のために微動観測による深部地盤構造の探査が行われることはまれである。そこで微動観測による地盤構造と、既存の結果から推定した地盤構造とで、地震動特性にどのような差が出るのか理論グリーン関数

を計算し比較した (久田, 1997)。伊豆半島ではいくつかの地下構造に関する研究が行われている。まず工藤他 (1978) は 1978 年伊豆半島東方沖地震の余震観測による S 波走時および本震の強震記録解析から伊豆半島

北部のS波速度構造を推定している。また人工地震によるP波速度構造も推定されている(Asano et al., 1982)。ここでは微動観測をもとにした地盤構造モデル(山中モデル、表3a)と、工藤他(1978)による最適モデル(C-Model)を用いて、グリーン関数を計算した(工藤モデル、表3b)。なお工藤モデルには表層地盤として山中モデルによる工学的基盤を加えている。震源は観測点から水平距離30 km、深さ5 kmの位置に、周期2秒のRicker波を発生する点震源とした。図4に2つの地盤モデルによるtransverse成分とradial成分の変位波形、及び速度のフーリエ振幅スペクトルを示す。工藤モデルは山中モデルに比べ堆積層が厚いため地震動の振幅が大きい、基盤とのコントラストが小さいため分散が明瞭でなく、波形の継続時間は短い。従って対象サイトにおける長周期強震動の評価には、適切な深部地下構造を用いる必要があることが分かる。

#### 4 半経験的手法と経験的手法とによる入力地震動策定

半経験的手法と経験的手法を用いて仮想東海地震を対象とした静岡がんセンターでの入力地震動を作成した。半経験的手法はIrikura(1983, 1986)、岩崎他(1986)による手法を用いた。要素地震波を得るために、静岡がんセンターに隣接する長泉高校で1998年5月より強震

観測を実施した。その結果、1998年6月房総半島沖地震(M5.6、深さ50 km、Amax=1.4 gal)、1998年6月茨城県南西部地震(M4.7、深さ70 km、Amax=1.4 gal)などの記録を得た。一方、静岡がんセンターから約3 km南東に位置する長泉消防本部では静岡県震度情報ネットワークの計測震度計が設置されており、1997年10月遠州灘地震(M5.0、深さ30 km、Amax=5.8 gal)、1998年5月伊豆半島東方沖地震(M5.4、深さ10 km、Amax=19.5 gal)、1998年6月房総半島東方沖地震(M5.6、深さ50 km、Amax=0.9 gal)などの強震記録が得られている(図5)。このうち、1998年6月房総半島沖地震では長泉高校と長泉消防本部とで共通の強震記録が得られている。そこで図6に示すように両者の記録を比較してみると、長泉高校では表層地盤に起因する0.4秒の顕著な卓越周期が見られたが、それ以外の周期成分の強震動は類似であった。長泉高校の地盤は溶岩層の上に15m程度のローム層(N値5程度)が堆積し、一方、消防本部の地盤は溶岩層の上に5m程度の砂礫層(N50以上)が堆積している。従って長泉高校での0.4秒の卓越周期は表層地盤の特性を反映していると考えられる。従って静岡がんセンターの工学的基盤における要素地震波として長泉消防本部における強震記録を使用することにした。

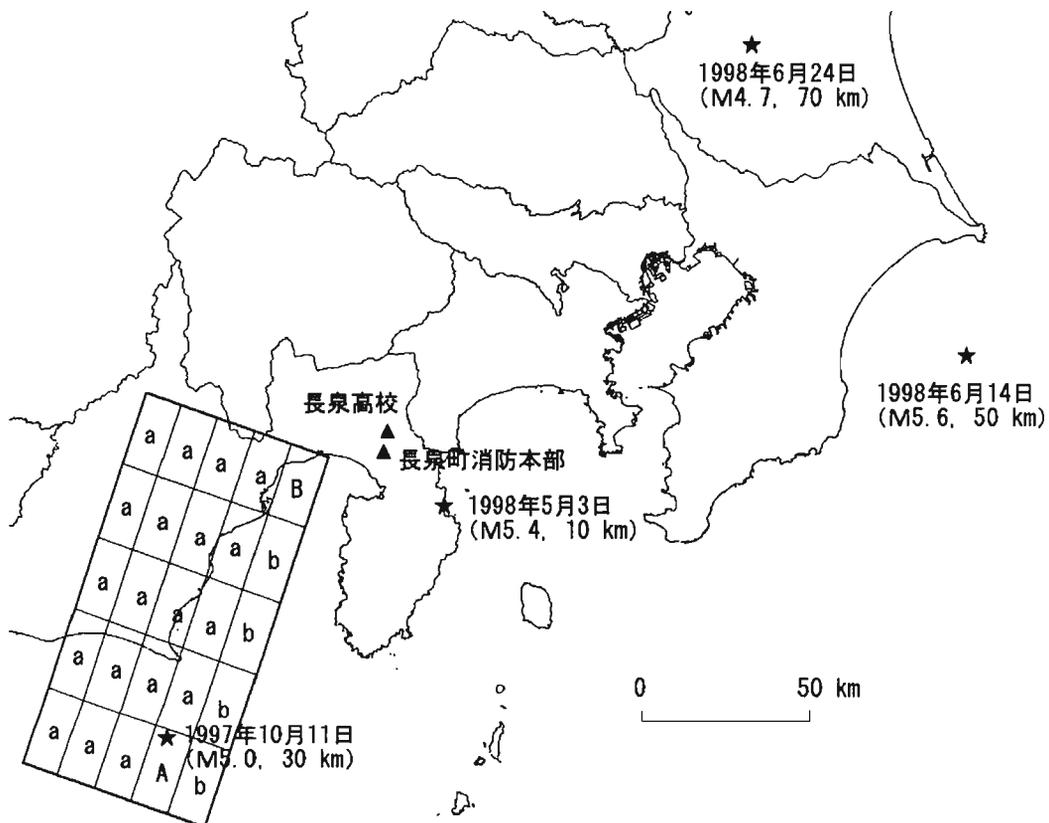


図5 半経験的手法のために検討した中小地震と長泉高校・長泉町消防本部の強震観測点(仮想東海地震の断層面、及び小断層における地震タイプ)

要素地震は、仮想東海地震の震源域にある1997年10月遠州灘地震(M5.0、深さ30km)と、震源域ではないものの浅い震源による長周期強震動を考慮するため1998年6月房総半島東方沖地震(M5.4、深さ10km)とを使用した(図7)。

仮想東海地震の断層パラメータは表1の値を用い、断層面を図5に示すように25個の小断層に分割した。1997年10月遠州灘地震の記録を用いて、図5にある小断層Aによる地震(M6.6相当)の記録を合成し、一方、1998年6月房総半島東方沖地震を用いて小断層Bによる地震(M6.6相当)の記録を合成した。その際、大地震の応力降下量を50barとし、推定されている小地震の応力降下量から大地震と小地震の応力効果量の比をそれぞれ3.5と2.5とした。図5に示した小断層のうち、a要素にはA地震を、b要素にはB地震を使用し、東海地震による記録を合成した。その際、破壊は断層面の西南端の要素から開始するとし、破壊伝播速度を2.7km/s、地震波の伝播速度を3.7km/sとした。図8に合成波形(EW成分)と応答スペクトルを示すが、最大加速度が約350gal、最大速度は約25cm/s、速度応答で100cm/s前後であった。

一方、経験的手法ではKobayashi and Midorikawa(1982)による手法を用いた。半経験的手法と同じく図5による要素分割を行い、始めに地震基盤(S速度3km/s相当)における応答スペクトルと包絡波形を合成する。次に地震基盤から工学的基盤までの増幅率を表3aの山中モデルを用いて重複反射理論により評価した。図8に合成波形と応答スペクトルを示すが、最大加速度が約500gal、最大速度は約35cm/s、速度応答で50~100cm/s前後であった。

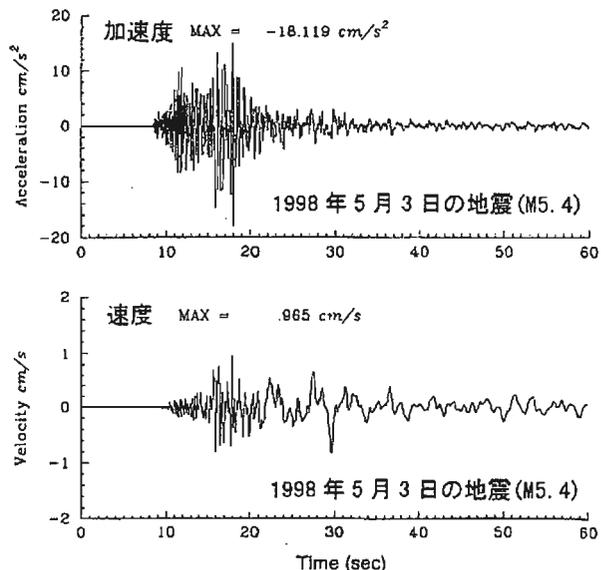
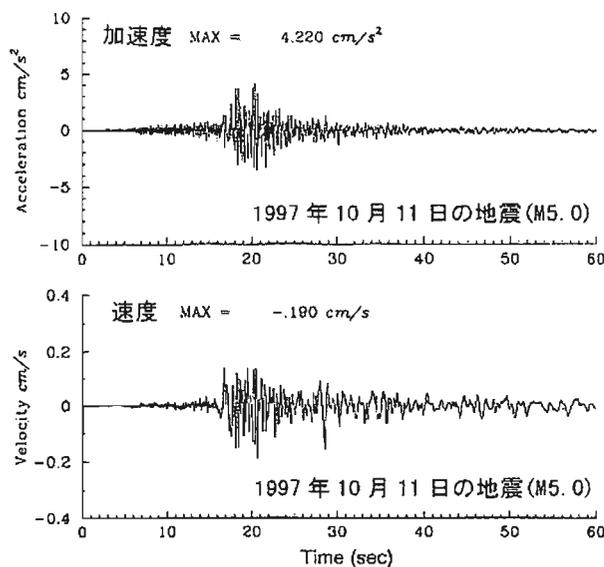


図7 半経験的手法のために用いた1997年10月遠州灘地震と1998年5月伊豆半島東方沖地震による長泉町消防本部における強震記録

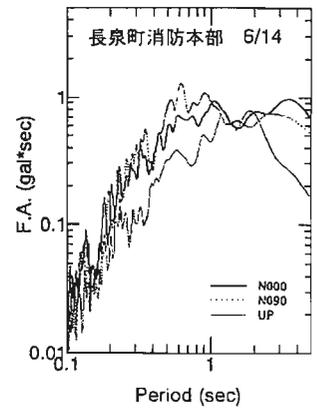
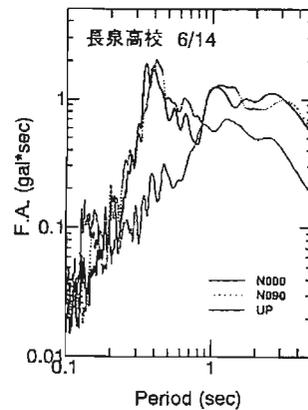
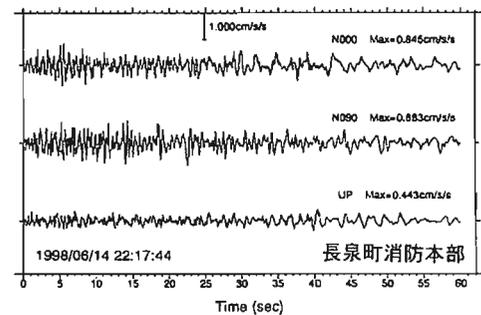
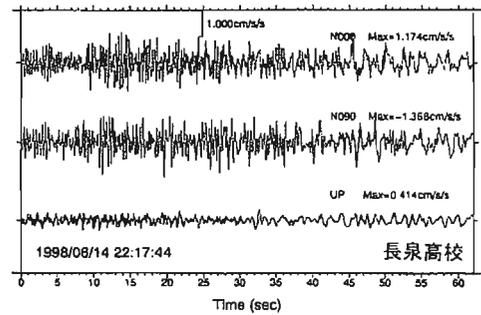


図6 1998年房総半島沖地震における長泉高校・長泉町消防本部における強震記録(上)と振幅スペクトル(下)

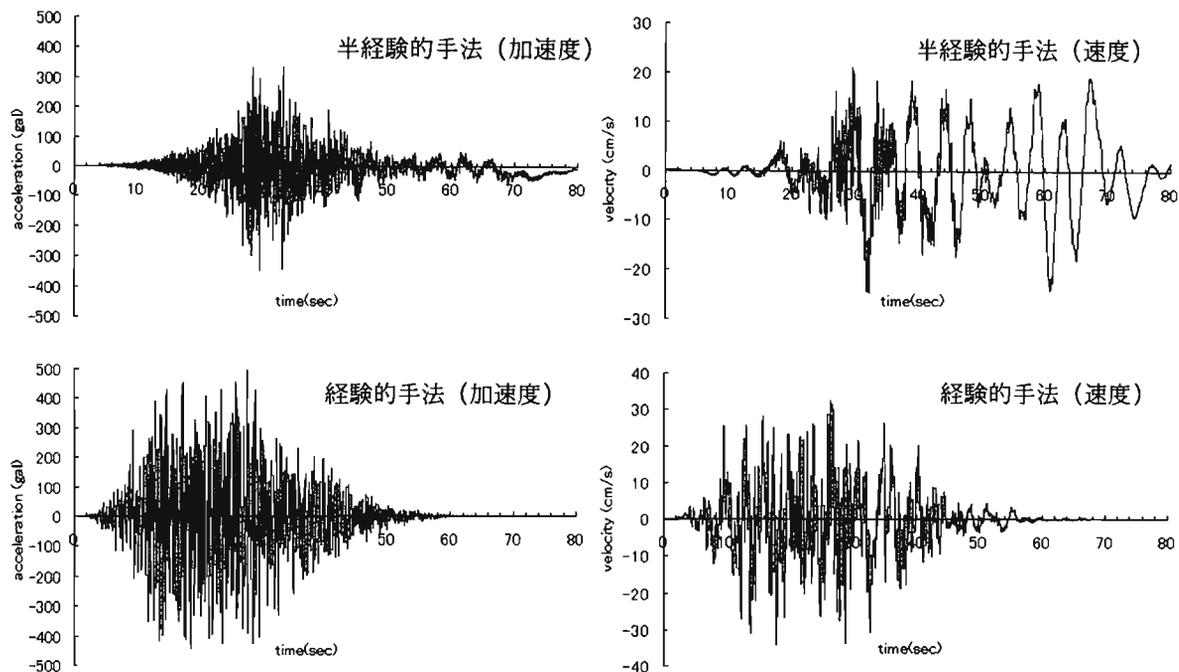


図 8 a 半経験的手法 (E W成分) と経験的手法による強震動

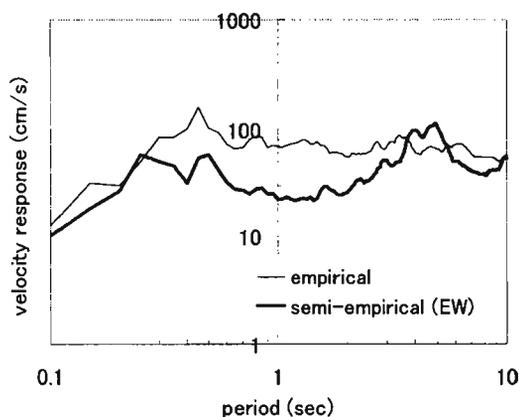


図 8 b 半経験的・経験的手法による速度応答スペクトル

## 5 理論的手法と統計的グリーン関数法による入力地震動策定

次に長周期強震動 (周期約 1 秒以上) の作成に理論的手法を、短周期強震動 (周期約 1 秒以下) には統計的グリーン関数法を用いて、両者を加え合わせたハイブリッド手法による入力地震動策定を行った。理論的手法では、震源アスペリティーと破壊伝播効果に起因する長周期パルス波や、断層の食い違い変位に起因する大変位効果 (fling) など、近年明らかにされてきた様々な震源近傍における震源特性に加え、深部地盤構造による波動伝播特性も考慮することができる利点がある。

理論的手法に用いる震源パラメータには、対象とする地震の条件に近い過去の地震のパラメータを用いる場合や、経験式によるパラメータを用いる場合などがある。

M 8 クラスの海洋型地震を対象とした場合、震源逆解析による使用できるの震源パラメータは長周期の記録 (通常、周期 3 ~ 4 秒以上) であるため、工学的に必要な短周期ではそのままでは適用はできない。そこで、震源近傍で強震記録が得られ、東海地震と同じ M 8 クラスの海洋型逆断層タイプの地震である 1985 年メキシコ地震と 1985 年チリ地震を用い、短周期まで適用可能な震源パラメータを構築し、仮想東海地震に適用した。

理論的手法のための震源モデルとして Hisada (2001)、久田 (2002) を使用する。このモデルでは、断層面上のすべりや破壊開始時間の空間分布には空間波数 ( $k$ ) の 2 乗に逆比例するモデル ( $k^2$  モデル) を仮定する。破壊開始時間の  $k^2$  分布によって破壊フロントが乱れるため、震源逆解析による M 8 地震の震源パラメータをそのまま用いても、 $\omega^2$  モデルに従った短周期成分を励起することができる。一方、周期 1 秒以下の短周期成分には Kamae et al. (1998) による統計的グリーン関数法を用いる。これは Brune (1970) の点震源モデルを断層面の小断層に分布させ、Irikura (1986) の方法で重ね合わせる手法である。

上記の手法を 1985 年メキシコ地震と 1985 年チリ地震に適用し、震源近傍で観測された強震記録を再現する震源パラメータを構築した。図 9 は 1985 年メキシコ地震の断層モデルと強震観測点 (4 地点) とすべり分布モデルである。断層モデルは Somerville 他 (1991)、及び Mendoza and Hartzell (1989) を参考に構築し、理論的手法のための破壊開始時間の分布には、図 10 に示すような  $k^2$  分布を用いた。 $k^2$  分布は、断層面を 8.3 km x 6.7

km の小断層に分割し、各小断層で平均破壊伝播速度に  $1\sigma$  が  $1\text{ km/s}$  の正規分布を持つランダムな破壊伝播速度を与えることで生成した。一方、図 10 には参考のため一定の破壊伝播速度 ( $V_r = 3\text{ km/s}$ ) による破壊開始時間の分布も示している。すべり速度関数は継続時間が単純に 1 秒の三角形関数とした。地盤モデルは Somerville 他 (1991) による表 4 a に示す構造を用い、グリーン関数は、観測点が断層直上にあることから最下層の構造による全無限体のグリーン関数を計算し、重複反射理論による増幅率を乗じて地表での波形を合成した。理論的手法は周期 1 秒以上、統計的グリーン関数法には周期 2 秒以下で計算し、周期 1~2 秒で交差するフィルターをかけて両者を加え合わせた。図 1 1 に一例として観測点 CAL における理論速度波形と観測波形の比較を、図 1 2 には加速度フーリエスペクトルの比較を示す。理論波形には図 1 0 で示した 2 つの破壊開始時間のモデルによる計算結果を示している。滑らかな破壊開始時間分布を用いると周期 1 秒以上の長周期強震動の励起が不足する。一方、 $k_2$  分布モデルではメキシコ地震で顕著に見られた周期 2 秒前後で卓越する長周期強震動が再現されている。なお本地震を対象に、最新の  $k_2$  モデルを用いて再度シミュレーションを行っている (久田 1999、Hisada

2000)。

同様に図 1 3 は 1985 年チリ地震の断層モデルと観測点位置 (4 地点) とすべり分布モデル、図 1 4 は破壊開始時間の分布である。この場合、断層面を  $1.4\text{ km} \times 1.2\text{ km}$  の小断層に分割し、各小断層で平均破壊伝播速度に  $1\sigma$  が  $1\text{ km/s}$  の正規分布を持つランダムな破壊伝播速度を与え、 $k_2$  分布の破壊開始時間を生成した。表 4 b の地盤モデルを用い、生成した理論速度波形と観測波形の比較を図 1 5 に、スペクトルの比較を図 1 6 に示す。観測波形は広い周期帯域で良く再現されている。

表 4 a : メキシコ地震に使用した地盤モデル

$\rho$ ( $\text{g/cm}^3$ )	$V_p$ ( $\text{km/s}$ )	$Q_p$	$V_s$ ( $\text{km/s}$ )	$Q_s$	Thick ( $\text{km}$ )
2.50	4.6	200.0	2.7	100.0	0.4
2.68	5.8	200.0	3.4	100.0	5.6
2.78	6.4	200.0	3.7	100.0	-

表 4 b : チリ地震に使用した地盤モデル

$\rho$ ( $\text{g/cm}^3$ )	$V_p$ ( $\text{km/s}$ )	$Q_p$	$V_s$ ( $\text{km/s}$ )	$Q_s$	Thick ( $\text{km}$ )
1.80	3.0	200.0	1.50	100.0	1.0
2.36	5.5	200.0	3.17	100.0	5.1
2.50	6.0	200.0	3.48	100.0	8.6
2.79	6.5	200.0	3.80	100.0	-

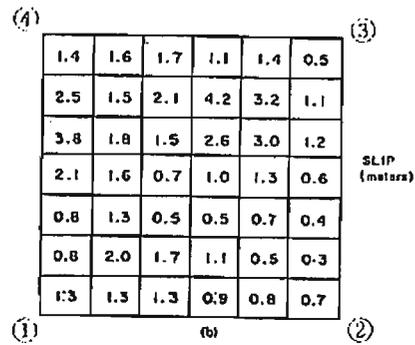
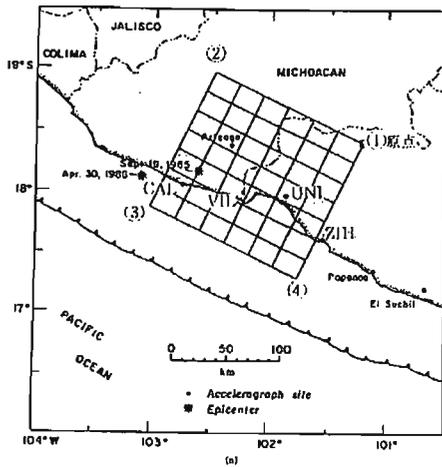


図 9 1985 年メキシコ地震の断層モデルと強震観測点 (左) とすべり分布モデル (上)

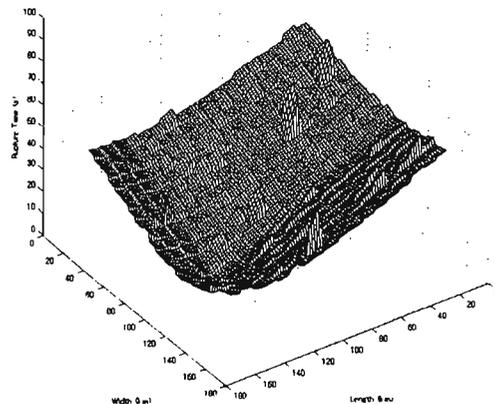
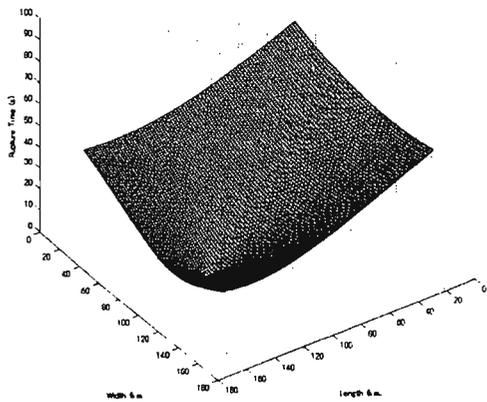


図 10 1985 年メキシコ地震の破壊開始時間分布 (左: 破壊伝播速度が一定の場合、右:  $k_2$  分布の場合)

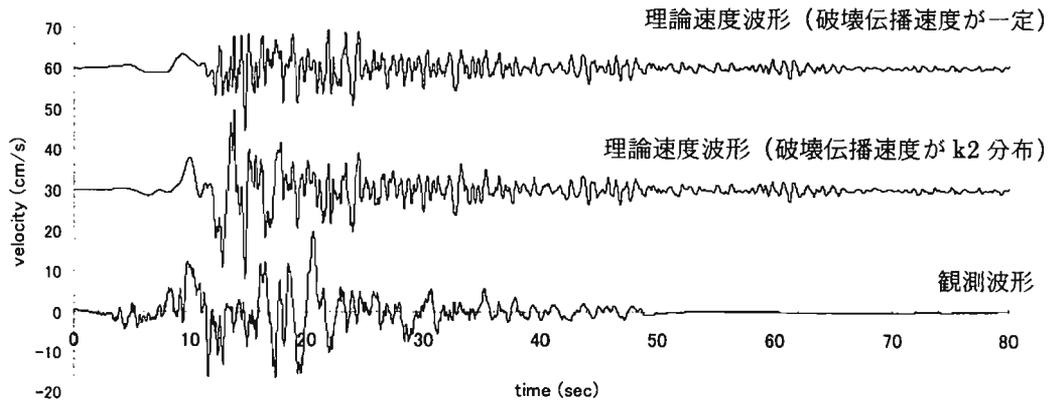


図 1.1 CAL における理論速度波形 (NS 成分、上: 破壊伝播速度が一定の場合、中:  $k_2$  分布の場合) と観測波形 (下)

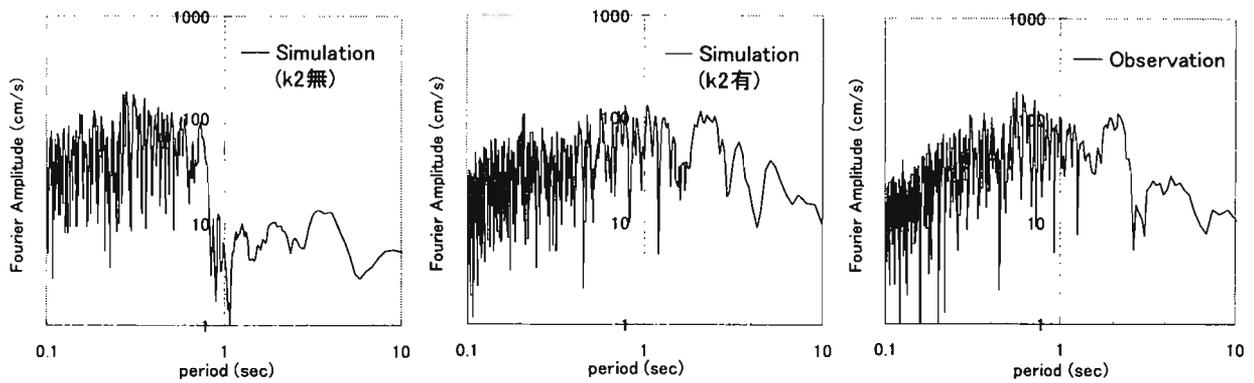


図 1.2 CAL における理論的手法による加速度フーリエスペクトル (NS 成分、左: 破壊伝播速度が一定の場合、中:  $k_2$  分布の場合) と観測波形のフーリエスペクトル (右)

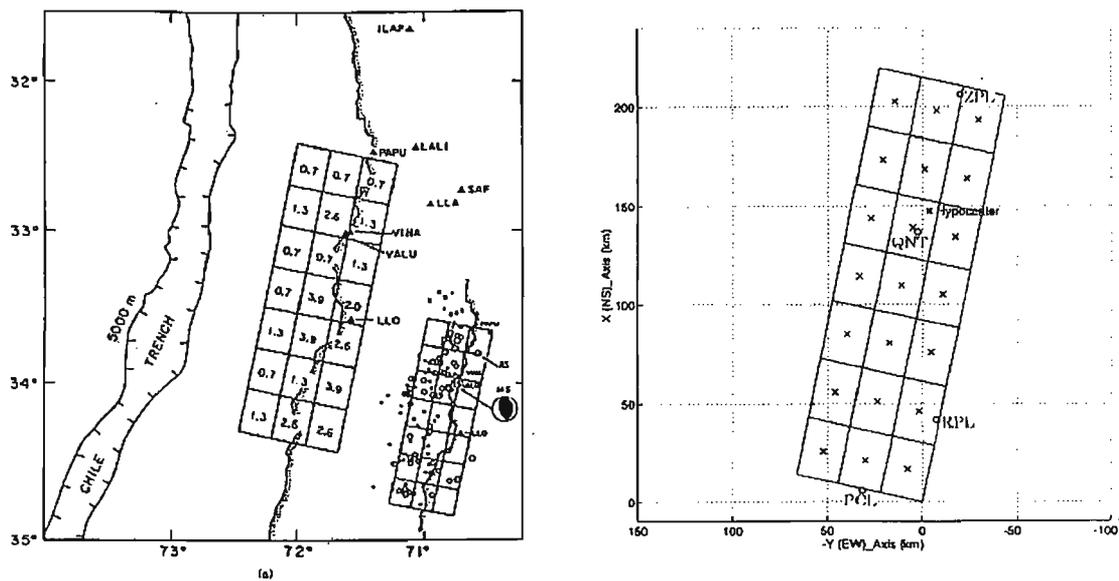


図 1.3 1985 年チリ地震の断層モデルとすべり分布モデル強震観測点の位置

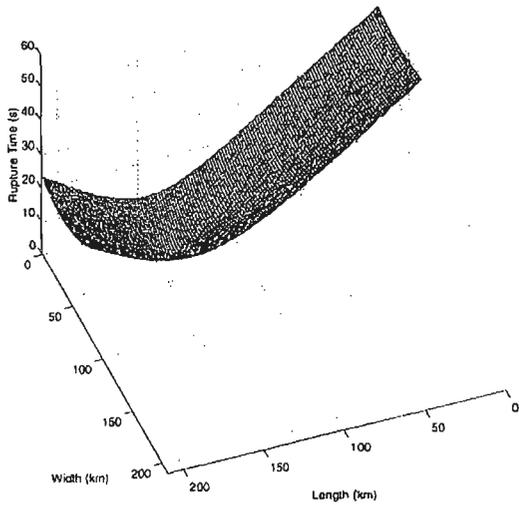


図 1 4 1985 年チリ地震で用いた破壊開始時間分布

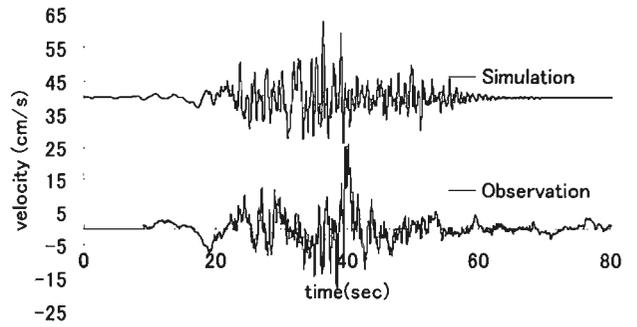


図 1 5 RPL における理論速度波形 (上) と観測波形 (下、NS 成分)

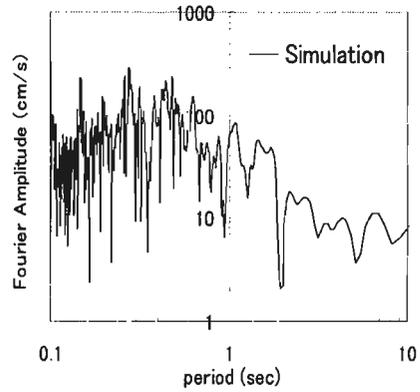
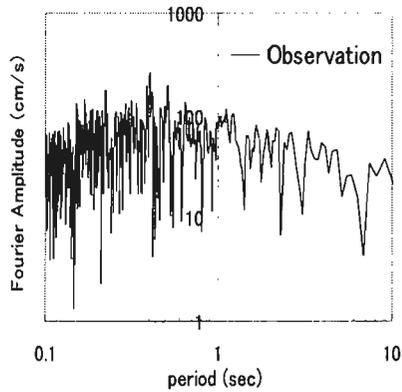


図 1 6 RPL における理論的手法による加速度フーリエスペクトル (左: 破壊伝播速度が一定の場合、中:  $k_2$  分布の場合) と観測波形のフーリエスペクトル (右)

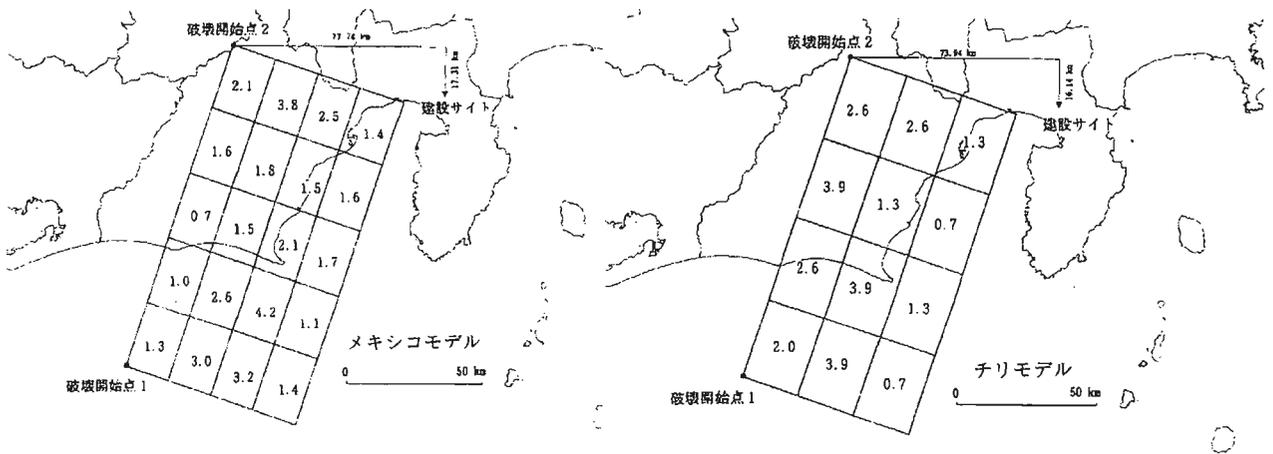


図 1 7 仮想東海地震に適用したメキシコ地震モデル (左) とチリ地震モデル (右)

構築したメキシコ地震とチリ地震の震源パラメータを長泉町の静岡がんセンターにおける理論地震動に適用した。図17と表5に使用した2種の断層モデルとすべり分布を示す。破壊開始点は断層面の下端部とし、破壊が観測点に近づく場合(破壊開始点1)と離れる場合(破壊開始点2)の2ケースを考慮した。地盤構造は微動観測をもとにした表3aの成層地盤を用い、半無限成層地盤モデルのグリーン関数を使用した(久田, 1997)。

図17に計算した速度波形(NS成分)を示す。Forwardとbackwardのdirectivity効果により、理論波形の性状は大きく異なっている。すなわち破壊フロントが観測点に近づく場合(破壊開始点1)、継続時間が短いものの、大きな振幅となっているのに対し、破壊フロントが離れ

る場合(破壊開始点2)、継続時間は長いものの、短周期の卓越する小さな振幅の波形となる。図18に速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示すが、前者は後者に対して周期1~2秒以上で大きな応答を示している。

一方、巨大地震の震源近傍では、断層変位に伴う静的項の寄与である大きな変位成分にも注意すべきである(久田, 2001)。そこで変位波形を計算し、結果の一例を図18に示す(メキシコ地震タイプ)。本地震の場合、観測点が下盤側で断層面からも十数km離れているため、永久変位は10cm程度とその影響はあまり大きくは無かった。図の破壊開始点1のケースに見られる50cm近い大きな変位は、forward directivity効果による長周期パルス波である。

表5 使用した仮想東海の震源パラメータ

断層モデル	石橋モデル	メキシコ型モデル	チリ型モデル
断層長さ (km)	115	125	120
断層幅 (km)	70	80	75
走向角 (°)	N198E	N198E	N198E
傾斜角 (°)	34	34	34
断層すべり (m)	4.0	0.7~4.2	0.7~4.2
断層面下端深さ (km)	41	45	45
断層面上端深さ (km)	1.9	0.3	3.1
すべり角 (°)	71	70	70
破壊開始点深さ (km)	41	45	45
破壊伝播速度 (km/s)	3.0 (一定)	3.0 (ばらつき考慮)	3.0 (ばらつき考慮)
k2分布を生じさせる小断層サイズ	-	8.3 x 6.7 km <sup>2</sup>	1.4 x 1.2 km <sup>2</sup>

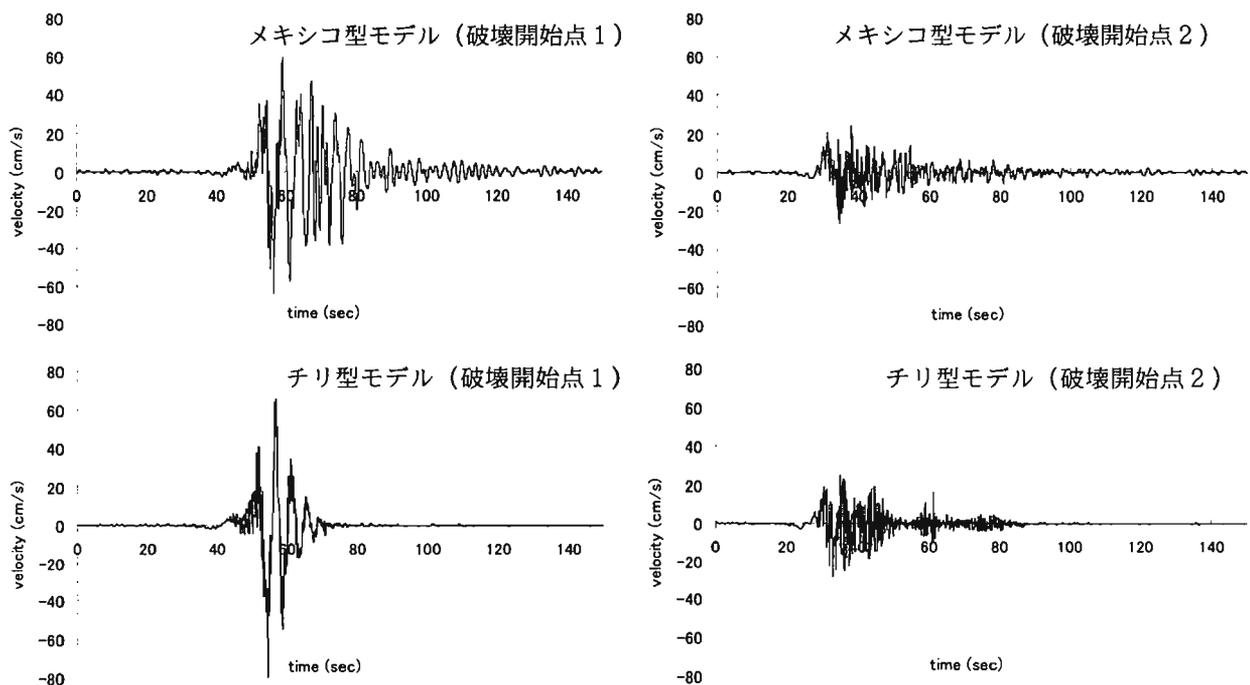


図17 東海地震を想定したメキシコ型モデル(上)とチリ型モデルに(下)による長泉町での速度波形(NS成分、左:破壊開始点1、右:破壊開始点2)

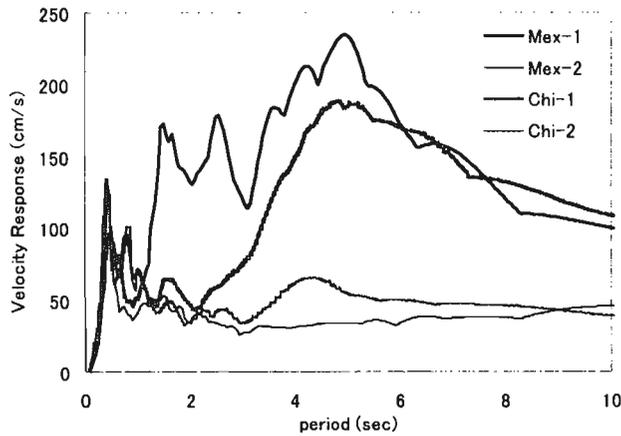


図 18 東海地震による長泉町での速度応答スペクトル

Mex-1: メキシコ型・破壊開始点 1  
 Mex-2: メキシコ型・破壊開始点 2  
 Chi-1: チリ型・破壊開始点 1  
 Chi-2: チリ型・破壊開始点 2

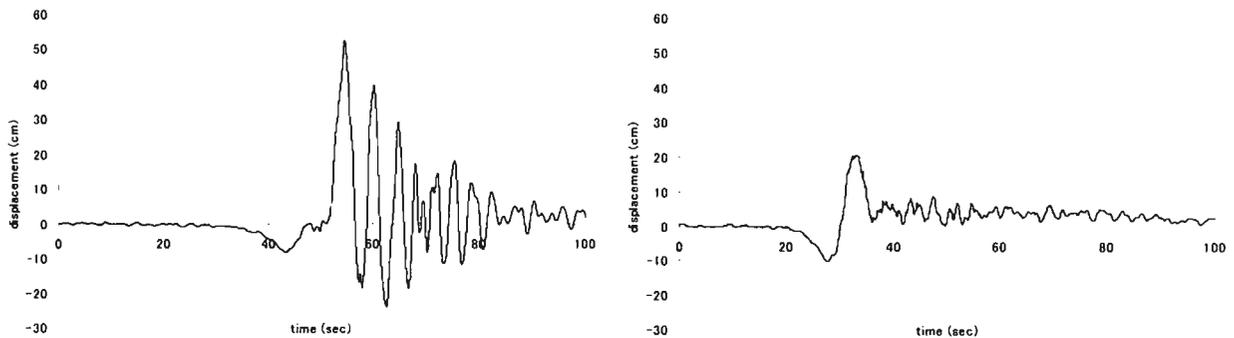


図 19 仮想東海地震（メキシコ地震モデル）による長泉町での変位波形  
 （NS成分、左：破壊開始点 1、右：破壊開始点 2）

## 6 各手法による結果の比較

上記に示した 3 手法、すなわち経験的手法（小林一翠川手法）、半経験的手法、理論的手法（理論手法と統計的グリーン関数法）で得られた地震動を比較検討する。表 6 と図 20 に、3 手法による波形の最大振幅値と速度フーリエスペクトル ( $h=5\%$ ) を示す。理論的手法による結果は震源のパラメータの値で大きく変動するが、経験的手法と半経験的手法の結果は比較的安定し、理論的手法によるばらつきに対して中間程度の値を示している。特に免震構造の応答に影響する長周期成分に着目すると、最も大きな値は、理論的手法を用い forward directivity 効果が現れているメキシコ型地震によるものであり (MEX1)、逆に最も小さな値は backward directivity 効果によるメキシコ型地震によるものであった (MEX2)。従って、経験的手法や半経験的手法により経験的な地震動特性を把握し、理論的手法により最悪条件や結果のばらつきを評価できたことは有効であった。

## 7 おわりに

静岡県長泉町に建設された静岡県立静岡がんセンターの設計にあたり、地域における地震動特性を評価するため東海地震を想定した地震動予測を行った。まず微動

アレイによる地盤構造探査を行い、建設地における地震基盤までの地盤構造モデルを構築した。地震動策定は、経験的手法・半経験的手法・理論的手法を用い、最悪条件や結果のばらつきを考慮して行った。その結果、forward directivity 効果による長周期パルス波が当病院の免震構造に最も大きく影響することを確認した。最後に計算した全ての地震動を用い、静岡がんセンターの構造的・機能的安全性の確認を行った（詳細は文献 Masuzawa et al., 2000 を参照されたい）。

一方、2000 年台湾集集地震の後、大規模な地表断層運動による大変位・大速度の波形が注目され、免震建築の安全性が危惧されている（例えば、久田、2001）。当病院の場合、逆断層地震の下盤側に位置し、さらに断層から 10 数 km 離れているため、断層運動による永久変位の影響は大きくはなかった。もし当病院が上盤側の地表断層の近傍で建設されていたら、想定される最悪の地震動（台湾地震の石岡 TCU068 など）では免震建築は成り立たなかった可能性が大きい。今後は巨大地震の震源近傍、特に地表断層が現れた場合の強震動特性の解明が急がれる。同時に、それに対応できる耐震（免震・制振）構造の開発も望まれる。一方、理論的手法を用いた場合、想定される地震動の最悪条件が評価できる利点があるものの、

断層面の大きさ、破壊開始点やアスペリティーの深さや位置、破壊開始時間の分布、すべり関数、グリーン関数などの設定により、いくらでも最悪な地震動が作れることも強調したい。現在、レシビ（例えば、入倉・三宅、2002）などで理論地震動の作成法が標準化されつつあるが、経験的な震源パラメータやそれによって作成された強震動には考慮すべき大きな結果のばらつきが無視される可能性があることに注意すべきである。結果のばらつきは本来確率的に評価されるべきであり、より合理的な耐震設計を行うために、今後、確率論を基礎としたリスクマネジメント手法などを採り入れていく必要性を痛感した。

### 謝辞

本研究では静岡県都市住宅部営繕課、静岡県健康福祉部県立病院課がんセンター準備室の皆様のご協力を頂きました。また静岡県総務部防災局観測調査室には地震観測データを提供して頂きました。一方、県立長泉高校では長い間強震観測点を提供頂き、貴重な記録を得ることができました。微動観測アレイの実施では、長泉町役場土木建築課と長泉高校の皆様のご協力を頂き、東京工業大学の栗田勝実氏、山田伸之氏 他、多くの大学院生と共同で実施しました。

表6 各手法による地震波の比較

手法名		加速度 (gal)	速度 (cm/s)	変位 (cm)
半経験的手法		350	25	16
経験的手法		498	36	13
理論的手法 (メキシコ型1)	NS	393	64	52
	EW	353	64	29
	UD	166	52	36
理論的手法 (メキシコ型2)	NS	348	27	20
	EW	332	31	18
	UD	178	18	20
理論的手法 (チリ型1)	NS	481	80	56
	EW	542	69	36
	UD	274	47	43
理論的手法 (チリ型2)	NS	457	29	21
	EW	350	39	18
	UD	350	22	14

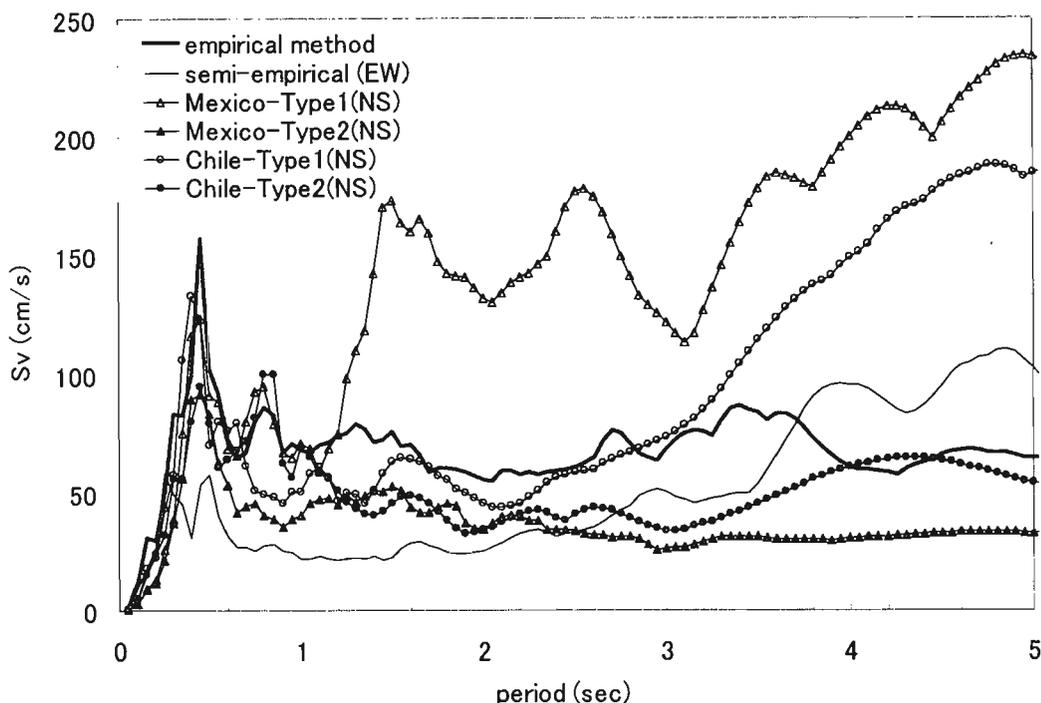


図20 仮想東海地震による各種法（半経験的手法、経験的手法、理論手法）による速度応答スペクトル（5%減衰）の比較

## 参考文献

- Asano, S. et al., Crustal structure in Izu peninsula, central Japan, as derived from explosion seismic observations, 1. Mishima-Shimoda profile, *J. Phys. Earth*, Vol.30, pp367-387, 1982
- Boore, D.M., Stochastic simulation of High-frequency ground motions based on seismological models of radiated spectra, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 73, pp.1865-1894, 1983
- Brune, J. N., Tectonic stress and spectra of seismic shear waves from earthquakes, *J. Geophys. Res.*, 75, 4997-5009, 1970
- Capon, J., High-resolution frequency wavenumber spectrum analysis, *Proc. IEEE*, Vol 57, 1408-1418, 1969
- 久田嘉章、成層地盤における正規モード解及びグリーン関数の効率的な計算法、日本建築学会構造系論文集第501号、pp.49-56、Nov.1997
- Hisada Y. A hybrid method for predicting strong ground motions at broad-frequencies near M8 earthquakes in subduction zones, *Proc. of the 12th World Conference on Earthq Eng*, CD-ROM, 2000
- 久田嘉章、震源近傍の強震動 - 改正基準法の設計用入力地震動は妥当か? -、第29回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、pp99-110, 2001
- Hisada Y.: A theoretical omega-square model considering the spatial variation in slip and rupture velocity, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.90, No.2, pp.387-400, 2001
- 久田嘉章、k-2モデルによる強震動評価、月間地球/号外、No.37, pp.179-186, 2002、pp99-110, 2002
- Irikura, K., Prediction of Strong Acceleration Motion using Empirical Green's Function, *Proc. 7<sup>th</sup> Japan Earthq. Engng. Sym.*, pp.151-156, 1986
- 入倉孝次郎、三宅弘恵、予測のための震源のモデル化、月間地球/号外、No.37, pp.62-77, 2002
- 石橋克彦、東海地方に予想される大地震の再検討 - 駿河湾地震の可能性、地震予知連絡会会報、17、pp.126-132, 1997
- 岩崎好規・他、震源放射特性を考慮した小地震の重ね合わせによる震源近傍本地震動の合成、第7回日本地震工学シンポジウム、1986
- Kamae, K., K. Irikura, and A. Pitarka (1998), "A Technique for Simulating Strong Ground Motion using Hybrid Green's Function", *Bull. Seismo. Soc. Am.*, Vol.88, No.2, pp.357-367.
- 狐崎 長琅 他、地震動予測のための深層地盤 P・S波速度の推定、自然災害科学 Vol.9, No.3, pp.1-17, 1990
- Kobayashi H. and M. Midorikawa, A semi-empirical method for estimating response spectra of near-field ground motions with regard to fault rupture, *Proc. 6<sup>th</sup> European Conf. On earthq. Engng.*, pp.161-168, 1982
- 工藤一嘉・他、伊豆半島のS波速度構造、東京大学地震研究所彙報、第53号、pp779-792, 1978
- Masuzawa Y. et al., Seismic design of a base isolated building in the vicinity of a hypothetical M8 earthquake in subduction zone, *Proc. 12th World Conf. On Earthq. Engng.*, CD-ROM, 2000
- Mendoza, C. and S. H. Hartzell (1989), "Slip Distribution of the 19 September 1985 Michoacan, Mexico, earthquake: Near-Source and Teleseismic Constraints", *Bull. Seismo. Soc. Am.*, Vol.79, pp.655-669.
- Somerville, P.G., M. Sen, and B. Cohee, Simulation of Strong Ground Motions Recorded during the 1985 Michoacan, Mexico and Valparaiso, Chile Earthquakes, *Bull. Seismo. Soc. Am.*, Vol.81, pp.1-27, 1991
- 山中浩明・石田 寛、遺伝的アルゴリズムによる位相速度の逆解析、日本建築学会構造系論文集、No.468, pp.9-17, 1995
- 株式会社横河建築設計事務所、平成10年度静岡県がんセンター(仮称)建築工事・基本計画書(建設地での地震動評価)、1998

# 名古屋市における強震動予測事例

## — 濃尾平野の3次元堆積盆地モデルの作成と適用 —

### Site-Specific Strong-Motion Prediction for Structural Design in Nagoya Region, Central Japan Modeling 3D velocity structure of the Nobi basin and its application

早川崇\*

Takashi HAYAKAWA

This report describes the results of multi-years project in which site-specific design ground motions are investigated in Nagoya city, conducted by Aichi input ground motion research conference. Recent seismological knowledge and site specific data were take into the account for modeling source path and site. We constructed a 3D velocity structure model of the whole Nobi basin and calculated long period ground motions for several scenario earthquakes using 3D finite difference method. We showed that the predicted long period ground motions were different in the narrow Nagoya city due to rapture characteristics of the fault and the sediment of 3D basin.

#### 1 はじめに

本報告では、愛知県設計用入力地震動研究協議会が行った名古屋地域の設計用入力地震動作成プロジェクト<sup>1)</sup>で実施した強震動予測<sup>2)</sup>の概要を紹介する。本プロジェクトでは財団法人愛知県建築住宅センターが事務局となり、同センターから委託を受けた株式会社大崎総合研究所が応用地質株式会社中部支社の協力のもと具体的な検討作業を行った。本プロジェクトの検討方針や検討結果は財団法人愛知県建築住宅センターに設置された設計用入力地震動検討部会ならびに各種ワーキンググループにおいて審議、指導された。強震動予測にはハイブリッド法を用い、地震学の新しい成果を多く取り入れ、かつ名古屋地域の地域性を出来る限り反映したものとなっている。とくに地震基盤から工学的基盤までの堆積層(以下、深層地盤)に関しては、濃尾平野を包含する約100km四方の盆地構造を強震動予測用に初めて3次元でモデル化し、深層地盤の地震動増幅に関しては詳細な検討を行っている。本報告の主たる目的は、設計用入力動の基礎資料となる名古屋市での強震動予測の紹介であるが、本シンポジウムの主旨を踏まえて、1)堆積盆地構造の3次元モデル化手法の紹介、2)3次元盆地構造が予測された地震動に与える影響について焦点をあてる。

#### 2 愛知県設計用入力地震動研究協議会

愛知県及び名古屋市では、免震建物の急増や耐震設計の性能設計化の動向を受けて、一部の設計者・行政担当者・研究者の中から、地域特性を踏まえた設計用入力地

震動の策定が急務であり、行政が主導できないのであれば、自分たちで地域の設計用入力地震動を策定すべきであるという機運が盛り上がった。その後1年ほどの準備期間を経て、平成11年に上記協議会が発足した。協議会の活動内容は、1)愛知県における設計用入力地震動の研究、2)1)に関する情報の提供、3)性能設計に関する情報の交換、4)免震・制震構造に関する情報の交換などであり、地震動策定に加え、地域における耐震設計技術の底上げに寄与しようとしている。

会員は、出資を行った正会員、特定行政庁と建築関連協会からなる公益会員、学会会員から構成される。平成14年7月時点での正会員数は74である。正会員の内訳は、設計事務所51、建設会社13、コンサルタント会社6、住宅メーカ1、ガス電力会社2、大学1となっている。

#### 3 地震動策定方針

設計用入力地震動の策定に当たっては以下の基本方針の下、検討を実施している。

1) 一般建物ばかりでなく固有周期が長い免震・制震建物に対する設計用入力地震動の作成を行う際の基礎的資料とするために、周期0.1秒から10秒を含む広帯域の地震動を計算する。

2) 求める地震動は安全側の包絡波ではなく、想定される最も起こりえる地震動波形とする。

3) 想定すべき地震の設定は、地域の被害地震や活断層などに関する最新の知見に加え、確率論的想定地震<sup>3)</sup>の考え方に基づいて抽出された地震を合わせた合理的判断

により行う。

4) 地震動計算に用いる震源モデルに、断層破壊の非一様性を反映させる。

5) 地震動計算に用いる地盤モデルに、濃尾平野の3次元堆積盆地構造を反映させる。

6) 地震基盤(S波速度約2.5 km/s以上)、工学的基盤(S波速度約0.4 km/s以上)および地表の地震動を推定する。既往の地盤震動特性の見知<sup>4)</sup>に基づき市内を7ブロックに分け、各代表地点で地震動を推定する。

7) 地表の地震動の計算では、浅層地盤の非線形挙動を考慮し、逐次非線形地盤応答解析を実施する。

これらの基本方針では、地震の震源や地盤のモデル化において、地域性をできる限り反映させた3)、4)、5)に大きな特徴がある。

#### 4 強震動計算地点

地震動の計算地点は名古屋市内の7ブロック(An, As, B, C, D, E, F)<sup>4)</sup>を代表する9地点である。これらの9地点の位置と3文字コードを図1に示す。ブロックAnとAsは新第三紀層が露頭している名古屋市東部の丘陵地、ブロックBは名古屋市中心部の洪積台、ブロックCは沖積層で覆われた三角州、ブロックD、E、Fは、名古屋市西部から南部にかけての埋立地である。地震動の計算地点の選定に際しては、上記7ブロックの地盤特性を代表し、かつ浅層地盤の増幅特性を評価する上で最低限必要なボーリングデータがあることを考慮した。

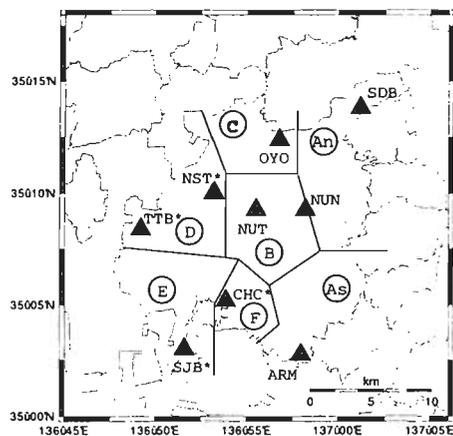


図1 地震動の計算地点

#### 5 想定地震

まず名古屋市周辺において過去に発生した主な被害地震と活断層<sup>5), 6), 7), 8)</sup>をリストアップし、名古屋市周辺の地震活動の特徴を把握した。その結果、名古屋市周辺の地震活動は下記のように大別された。

A: 1944年南海地震(M7.9)などフィリピン海プレートの沈み込み帯で発生する巨大地震

B: 1891年濃尾地震(M8.0)など内陸活断層の活動による大規模な地震

C: 1945年三河地震(M6.8)のような内陸の浅い所で発生する中規模地震

D: フィリピン海プレートの上面もしくはその内部で発生する中規模地震や詳細不明の地震

つぎに確率論的想定地震<sup>3)</sup>の考え方に基いて名古屋地区に影響の大きい想定地震を複数選定した。構造物の長寿命化などを考慮して西暦2000年から100年間の地震ハザードに対して寄与する度合いを指標として、個々の活断層や地震活動度の順位付けをして想定地震の選定に用いた。対象とする確率レベルは西暦2000年から100年間の地震動強さの超過確率が2~63%(2%, 63%は再現期間約5000年および100年に対応)の範囲とした。

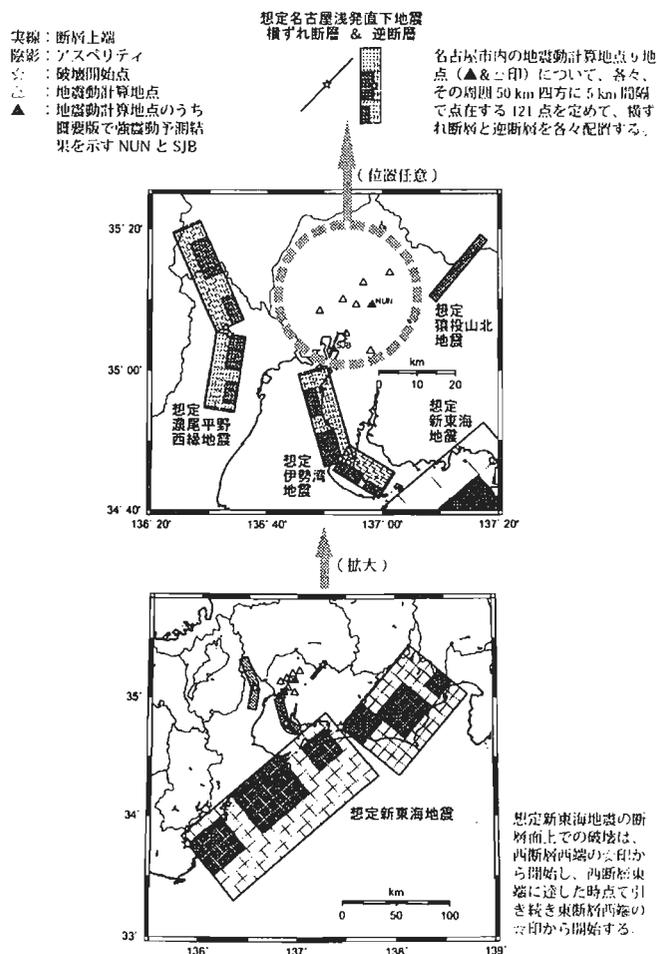


図3 地震動計算地点と

想定地震の断層モデルの地表面投影図

最終的には、発生した場合の名古屋地域への影響の大きさも考慮して、

- (1) フィリピン海プレートの沈み込み帯で発生する巨大地震
- (2) 特定の活断層の活動に起因する3つの地震

(3) 活断層の存在が知られていないところでも発生する可能性のある地殻内地震

の図3に示す計5地震を選定した。(2)の地震は、具体的には、養老-桑名断層系、伊勢湾断層(内海断層も含む)、猿投山北断層に起因する3つの地震とした。選定された3つの活断層で今後100年間に地震が発生する確率は、養老-桑名断層系が1%程度、伊勢湾断層が1.4%程度、猿投山北断層が1.6%程度と推定される。図3に想定地震を示す。

## 6 強震動評価手法

最近では、想定地震による地震動を、長周期地震動は理論的方法で、短周期地震動は半経験的方法で求め、そののち、両者を時刻上で重ね合わせるハイブリッド法が提案されており、本強震動予測でも、ハイブリッド合成法を用いた。具体的にはそれぞれの想定地震で、表1の方法と接続周期を用いた。理論的方法において、主に3次元有限差分法<sup>9)</sup>を用いたのは、濃尾平野の3次元堆積盆地構造やフィリピン海プレートの沈み込み帯を反映させるためである。半経験的方法において、統計的グリーン関数法<sup>10)</sup>を採用したのは、経験的グリーン関数法が適用できるような適切な小地震記録がなかったことによる。

広帯域ハイブリッド法を用いた地震動の具体的な計算フローを図4に示す。工学的基盤の長周期地震動は、理論的方法である3次元有限差分法あるいは波数積分法で直接計算した。一方、工学的基盤の短周期地震動は、S波主要動を対象とした統計的グリーン関数法で地震基盤波を計算し、それにS波の1次元重複反射理論で計算した地震基盤から工学的基盤までの地震波の増幅特性を考慮して求めた。次に、ハイブリッド法の考え方にしたがって、接続周期で互いに交差するマッチングフィルターでフィルター処理された長周期地震動と短周期地震動の重ね合わせを時間領域で行い、広帯域の工学的基盤波を求めた。

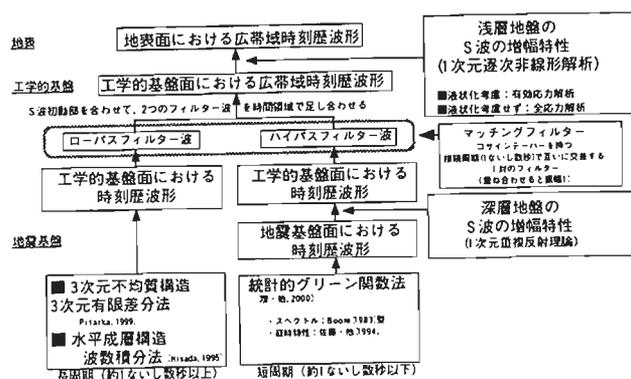


図4 広帯域ハイブリッド法による強震動計算のフロー

表1 地震動の計算方法と接続周期

想定地震	長周期 (理論)	短周期 (半経験)	接続周期 (秒)
想定新東海地震	3次元有限差分法	統計的グリーン関数法	3.0
想定濃尾平野西縁地震			2.5
想定伊勢湾地震			
想定猿投山北地震	波数積分法 <sup>11)</sup>		1.0
想定名古屋浅発直下地震			

## 7 断層のモデル化

断層のモデル化に際して下記の基本方針に則った。

- ・周期0.1秒から10秒を含む広帯域の地震波の主要な励起源と考えられる固着域に着目し、固着域が存在する地震発生層内のすべり破壊過程をモデル化する。

- ・最も可能性の高いシナリオを採用する。この観点から、想定地震に固有な特性がより多く含まれた調査研究成果を利用する。統計的な検討結果を利用する場合にも、最も発生可能性の高い値を採用する。特に、すべり分布に関する予測結果がない場合は、同じ場所で繰り返し起こる地震のすべり分布の特徴は同じ<sup>12)</sup>する。

断層パラメータは、巨視的パラメータと微視的パラメータに分けられる。前者には、巨視的断層面の幾何学的形状(断層長さL、幅W、傾斜角 $\delta$ )と平均すべり量D、地震モーメントM0、短周期レベルA、破壊開始点、破壊伝播様式、破壊伝播速度がある。後者には、アスペリティの個数と位置、各アスペリティと背景領域のすべり量とすべり方向、実効応力、すべり時間関数がある。断層の複雑な破壊過程の予測が困難なことを踏まえ、既往研究成果<sup>13)、14)、15)、16)</sup>に基づき、アスペリティと背景領域を経験的に特性化した断層モデルを用いる。

本論では深層地盤の地震動増幅が大きな焦点である。そのため、3次元盆地構造を反映した3次元有限差分法による成分が多く含まれるように後述する接続周期が短い想定濃尾平野西縁地震、想定伊勢湾地震、想定猿投山北地震を紹介する。

### 7.1 断層の活動に起因する想定地震の断層モデル

第1ステップでは、単位変位量あるいは累積変位量の大きなところが固着域に対応すると考え、それを含むように起震断層を設定する。震源断層長さが活断層長さに対応するかどうかは現状では十分解明されていないが、起震断層の設定に際しては、活断層に起因するマグニチュード7程度以上の大きな地震を考える上で両者は等しいと仮定する。複数の活動セグメントが連動するかどうかは、トレンチ調査による地表の単位変位量が既知の場合

合、変位量と断層長さとの経験的な関係を用いて判断する。地震発生層の深さは、地震活動の深さ分布や地殻の温度構造等により定める。第2ステップでは、 $\delta$ は活断層のセンス(傾斜方向・傾斜角などの特徴)や反射法探査結果、地震活動等に基づいて定める。地表に過去の活動の痕跡が残されている活断層で起こる大きな地震なので、 $W$ は地震発生層の上端から下端までを貫くもの(開放型断層)と考えて算定する。地表の単位変位量が既知の場合、それに基づいて $D$ を設定した上で、 $S$ と剛性率を用いて $M_0$ を算定する。更に、この $M_0$ と $S$ との関係が既往の $M_0 \sim S$ 関係<sup>17)</sup>の範囲内にあることを確認する。一方、地表の単位変位量が不明の場合には、 $L$ から $D$ を推定する方法と、震源メカニズムに応じた $M_0 \sim S$ 関係<sup>18)</sup>を用いて $S$ から $D$ を算定する方法のいずれか適切な方法により算定する。第3ステップでは、単位変位量や累積変位量が大きいく所付近の地中にアスペリティを置く。破壊伝播性状に関連したパラメータは、活断層線の分岐形状と破壊伝播性状との経験的な関係に関する研究<sup>19)</sup>や破壊開始点が主破壊領域の下端付近にある場合が多いこと<sup>20)</sup>に基づき設定する。表2に巨視的な断層パラメータを、図5にアスペリティ配置および破壊開始点を示す。

表2 想定地震の断層パラメータ

	想定濃尾平野西縁地震		想定伊勢湾地震		想定筑波山北地震	
モーメントマグニチュード $M_w$	7.2		7.1		6.7	
気象庁マグニチュード $M_j$	7.7		7.5		7.0	
地震モーメント $M_0$ [dyne-cm]	$8.1 \times 10^{26}$		$4.7 \times 10^{26}$		$1.2 \times 10^{26}$	
短周期レベル $A$ [dyne-cm/s <sup>2</sup> ]	$2.3 \times 10^{26}$		$1.9 \times 10^{26}$		$1.2 \times 10^{26}$	
	北断層	南断層	北断層	南断層		
断層長さ $L$ [km]	28	20	25	14	21	
断層幅 $W$ [km]	16	16	16	16	14	
平均すべり量 $D$ [m]	3.2	2.7	2.4	1.8	1.2	
滑り方向 $\delta$ [deg]	270 (逆断層) 同左		270 (逆断層) 同左		350 (右横ずれ断層)	
傾斜角 [deg]	60 同左		60 同左		80	
上端深さ [km]	3 同左		3 同左		3	

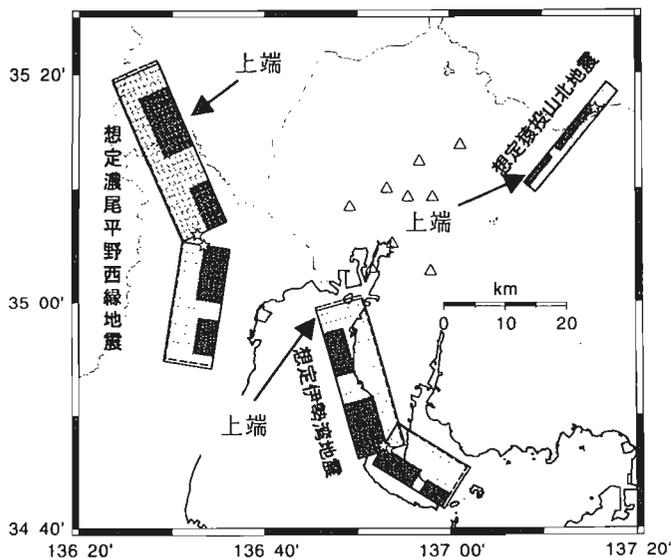


図5 アスペリティ位置及び破壊開始点  
(濃い部分がアスペリティ、☆は破壊開始点)

## 8 地下構造のモデル化

### 8.1 モデル化の範囲および方針

モデル化すべき地下構造の範囲には、想定地震の断層面から放射された、強震動に寄与する主要な地震波が強震動計算地点に到達するまでに辿る経路が含まれる必要がある。従って平面的には断層面と盆地構造が含まれる範囲を、深さ方向には地殻内あるいは地殻下のモホ不連続面を地震波が伝播するため、断層面とモホ不連続面を含む地表から深さ40 km程度以浅の範囲をモデル化した。図13にモデル化範囲(平面)を示す。

### 8.2 伝播経路のモデル化

既往の研究等を参考に設定した伝播経路を図6に示す。これらのパラメータは理論的方法で必要となるものである。短周期成分の振幅に大きく影響する統計的グリーン関数法で用いる $Q$ 値は、理論的方法で用いる $Q$ 値とは独立に、内陸活断層による地震では伝播経路を考慮した $Q$ 値( $Q_s=37f^{0.87}$ )<sup>21)</sup>を設定した。

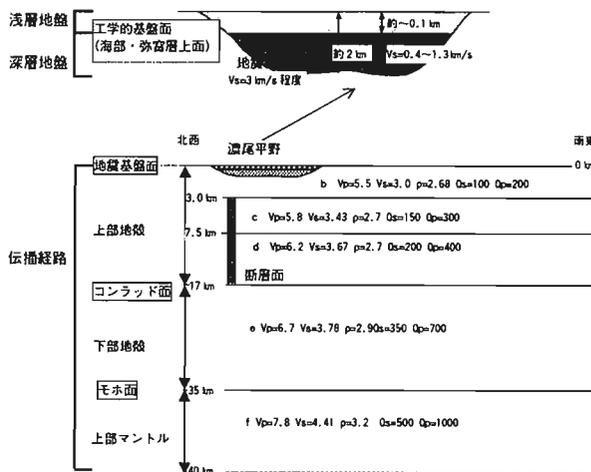


図6 地下構造モデルの区分けと伝播経路モデル

### 8.3 深層地盤のモデル化

#### 8.3.1 濃尾平野における既往調査および地下構造の概略

地震基盤の3次元形状に関しては屈折法探査<sup>22)</sup>や重力探査<sup>23)</sup>により地震基盤の形状が概ね把握されていた。近年では愛知県の地下構造調査<sup>24)</sup>によるPS検層、反射法探査、アレー微動探査や微動および地震動の水平動/上下動のスペクトル振幅比(以後、 $H/V$ スペクトル)の分布等の検討<sup>25)</sup>がなされ、速度構造のデータが蓄積されつつある。平野規模での3次元地下構造の作成には、補間が可能な程度に速度構造が複数地点で得られている必要があるが、濃尾平野ではまだ不十分であるのが現状である。

既往の調査によると、地震基盤の形状は伊勢湾北部を最深部とし濃尾平野、伊勢湾、三河湾を囲む山地で地震基盤が露頭している。濃尾平野では基盤が東から西に向かって直線的に沈み込んでおり、西端は養老断層で逆断層を形成して地表に露頭する。図7に本モデル化で推定された地震基盤形状を示す。地震基盤上面の堆積層は第四紀層と第三紀層に大別され、さらに第三紀層は東海層群と中新統に分けられる。既往の調査を参考にすると各地層の物性は表3のように推定される。

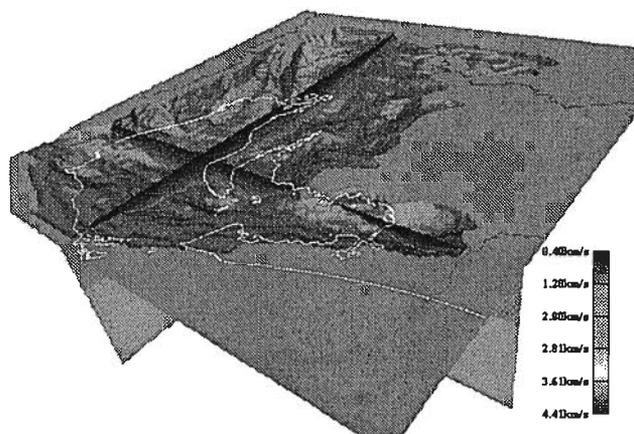


図7 濃尾平野の地震基盤形状および深層地盤の東西、南北断面

### 8. 3. 2 全体方針

図8に3次元速度構造作成のフローを示す。まず面的に豊富な重力異常データを用いて3次元密度構造を作成する。この密度構造は3層モデルであること、反射断面やボーリングデータで積極的に拘束したことが特徴で、重力だけではなだらかになってしまう逆断層形状が正確にモデル化されている。

3次元速度構造は密度構造に速度を付与して作成する。速度に関するデータセットとしては、1)点や線でしか存在しないが速度構造が推定できる詳細な速度情報が得られるデータ（反射法、アレー微動、PS 検層）、2)面的に存在するが粗い速度情報しか得られないデータ（微動と地震動のH/Vスペクトルおよびレシーバー関数）、の2種類に大別できる。以上の特徴を考慮して、1)から面的に拡張するための速度構造の特性を把握し、2)から面的に拡張した速度構造を検証する手順を採用した。

### 8. 3. 3 3次元密度構造の作成

図9に重力データを使った3次元深層地盤構造の作成<sup>26)</sup>の流れを示す。まず地域により、大深度ボーリング、弾性波探査結果に粗密があるので、3次元2層密度モデルにより既存資料をシミュレートし、中・古生層上面境界を仮設定する。次に、このように求めた中・古生層の平面的広がりを考慮し、既往の大深度ボーリング調査地点や弾性波探査の測線が比較的多く存在する測線で基準地質断面図を作成する。このように設定した基準地質断面の各層厚と残差重力値との相関関係を1次回帰式で評価した上で、断層を拘束条件とした2次元3層密度構造解析を多数行ない、濃尾平野・伊勢湾域の3次元3層密度構造モデルを設定する。なお、上記の相関関係を評価する際には「ひと塊りの堆積盆地においては堆積環境は概ね同じであり、残差重力値と各堆積層の層厚とは比例関係にある」という仮定に立脚している。

表3 既往の調査を参考にした弾性波速度

	第四紀層	東海層群	中新統	地震基盤
Vs(km/s)	0.36	0.7	1.3	3.0
Vp(km/s)	2.0	2.1	2.8	5.5

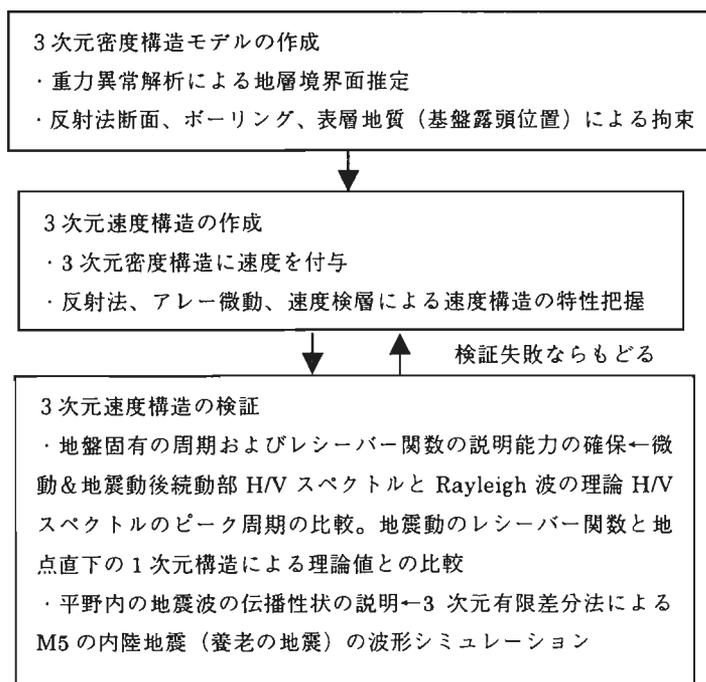


図8 3次元速度構造作成の全体フロー

### 8. 3. 4 3次元速度構造の作成

まず最も単純な速度の付与として各層に単一の速度（表3）を付与した。図10は地点直下の1次元構造を用いて算定したRayleigh波基本モードの理論H/V曲線のピーク周期（以後、理論ピーク周期）と、微動または鳥取県西部地震動の後続波群から算定したH/Vスペクトルのピーク周期（以後、観測ピーク周期）の比較である。図10より地震基盤が深いP1、P2では観測ピーク周期に対して理論ピーク周期が非常に長いことが分かる。平野内で層厚比はおおよそ一定であるため、各層内で弾性波速度が一定とした場合、地震基盤深さに比例して観測ピーク周期は増大する。しかし実際には観測ピーク周期は頭打ちとなり、単一の速度では基盤が深い平野西部の観測ピーク周期を説明できない。このことは今回の密度構造

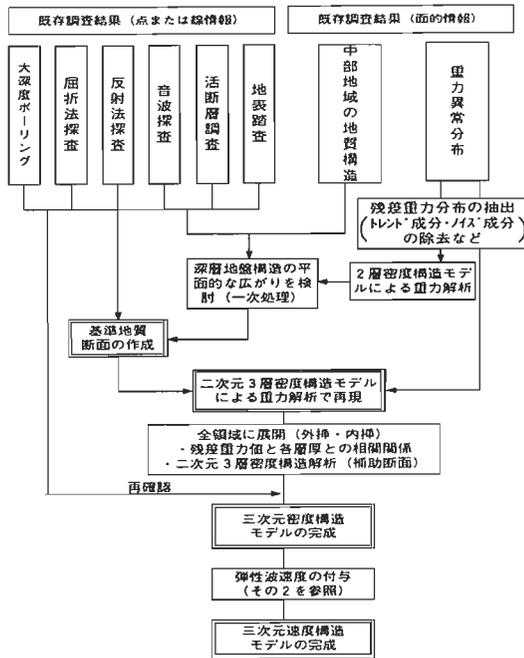


図9 三次元密度構造作成のフロー

モデルが画期的な3層モデルであるが、地盤の固有周期を説明するにはさらに細かい速度分布の情報が必要であることを意味する。

図11に示す平野東西方向の反射法断面<sup>20)</sup>をみると、同一地層内であってもP波速度は深度に応じて増大する傾向が認められる。これは上載圧により間隙率が小さくなった結果と考えられる。このような速度増大は地震基盤が深い地点の平均速度の増大となるため、前述した平野西部の観測ピーク周期を説明できる可能性が高い。そこで第四紀層と第三紀層毎に間隙率を介した深度~P波速度の回帰式を土質力学に基づいた既往の式を参考にして設定し、反射法による区間速度の回帰により係数を求めた。その結果以下の式が得られた。

$$\text{第四紀層 } V_p \text{ (km/s)} = 0.811Z^{0.158} \quad 1)$$

第三紀層

$$V_p = aZ^{1/6} (\alpha \Psi + \beta) = 0.204 * Z^{1/6} \Psi + 0.756Z^{1/6} \quad 2)$$

Z = 地表からの深度(m)、

$\Psi$  = 第三紀層上面からの深度を同層厚で基準化した深度  
第三紀層の回帰式では地表からの上載圧を  $Z^{1/6}$  で考慮し、さらに第三紀層内固有の  $V_p$  補正を一次式  $(\alpha \Psi + \beta)$  で表している。図12に代表地点での回帰曲線を示す。Vsは濃尾平野のデータの回帰による  $V_p$  の一次式から算定する。

### 8. 3. 5 速度構造の検証

密度構造に前述の回帰式による速度を付与し、単一の速度の場合と同様に理論ピーク周期を算定した。図10に理論ピーク周期と観測ピーク周期の比較を示す。同図から濃尾平野全域ではほぼ理論と観測のピーク周期が一致

しており、濃尾平野において1次固有周期分布を説明できる3次元速度構造モデルが作成できたと考えられる。図13に3次元有限差分法による養老の地震のシミュレーションを示す。観測波と計算波の対応は良好で、平野内を伝播する後続位相までも良好に再現されている。

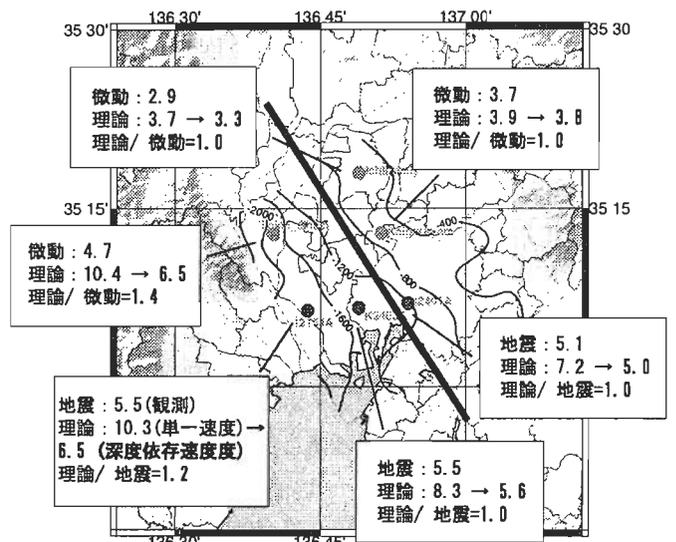


図10 H/Vスペクトルのピーク周期の観測と理論の比較

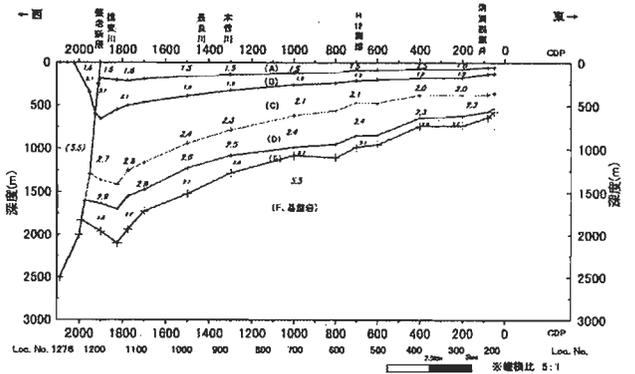


図11 愛知県による反射法断面

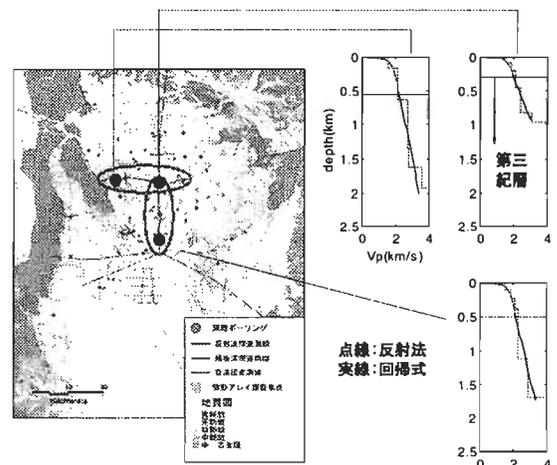


図12 反射法によるVp構造と回帰式の比較

## 9 予測された強震動と深層地盤による増幅

### 9.1 予測された地震動

図 14(a) に想定濃尾平野西縁地震、想定伊勢湾地震、想定猿投山北地震による CHC 地点で予測された解放工学的基盤面での速度波形を示す。CHC を選んだ理由は後述するスナップショットで 3 次元地下構造の影響が比較的強く認められるからである。想定猿投山北地震は CHC からの震源距離が想定伊勢湾地震より離れており、さらにマグニチュードが最も小さい地震であるにもかかわらず、CHC においては最も振幅が大きい地震となった。図 14(b) に擬似速度応答スペクトルを示す。速度応答スペクトルの 1 秒以下の短周期では告示スペクトルの稀に発生する地震動（損傷限界検証用）と極めて稀に発生する地震動（安全限界検証用）の間に収まる。一方やや長周期域では約 5 秒のピークが共通して認められ、その振幅に関しては地震間で大きく異なる。5 秒のピーク周期は図 14(c) の地震基盤～工学的基盤間の S 波増幅率の一次ピークと対応している。

### 9.2 やや長周期強震動にみられる 3 次元盆地構造の影響

図 15 に想定濃尾平野西縁地震、想定伊勢湾地震、想定猿投山北地震のスナップショットを示す。同スナップショットは 3 次元有限差分法による周期 2.0 秒以上の速度波形で NS、EW 成分のうち計算地点付近で振幅が大きい方の成分を用いて描いた。スナップショットの時刻は破壊終了後付近と、予測地点での主要動の発生時刻付近とした。ただし想定濃尾平野西縁地震に関しては明確な主要動がないため、濃尾平野内を伝播する大きな振幅領域 A' が名古屋市に接近した時刻とした。また想定猿投山北地震に関しては波動伝播がより見やすいようにカラーマップを変えて表示している。

想定濃尾平野西縁地震のスナップショットをみると、破壊開始の 10 秒後では破壊開始点を中心とした円周上に大きな振幅の領域がみられる。同時刻での A、B の大振幅領域は盆地内を伝播し、破壊開始の 45 秒後ではそれぞれ A'、B' の領域となる。名古屋市は A'、B' 領域の中間に位置し大きな振幅は免れているが、堆積層にトラップされた波群が認められる。

想定伊勢湾地震のスナップショットを見ると、破壊開始の 10 秒後では破壊開始点を中心とした大きな振幅の領域（C 領域）がディレクティブティの影響で北側に偏在している。この大振幅の波が北側断層の破壊方向である北側で形成された後、破壊開始の 23 秒後では分散や地下構造の影響を受けてその波面や振幅分布はより複雑になっている（C' 領域）。

想定猿投山北地震のスナップショットを見ると、ディ

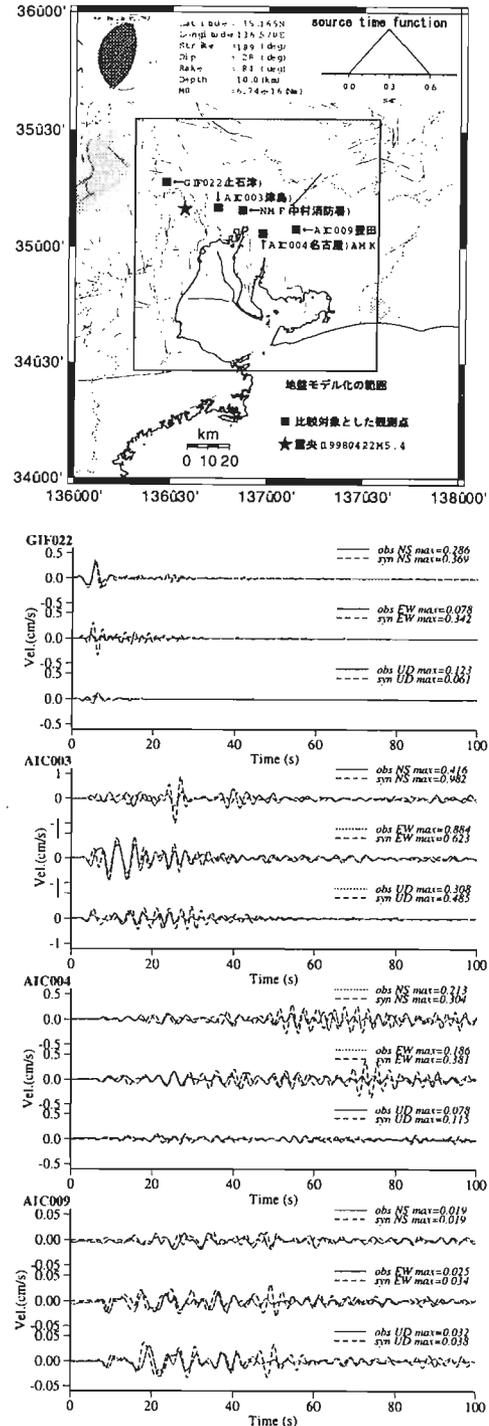


図 13 3次元有限差分法による養老の地震のシミュレーション（周期 2.5 秒以上）

レクティブティによる大振幅領域の形成（D 領域）は想定伊勢湾地震と同様である。特徴的なことは、より顕著なディレクティブティ効果による大振幅領域の集中と、その領域の一部が盆地入射とともにほぼ真西に伝播方向を変えて名古屋市南部に到達している（領域 D'）ことである。

以上、スナップショットから想定伊勢湾地震および想定猿投山北地震では、断層近傍ではディレクティブティ

による大きな振幅の波群が断層の破壊伝播方向に放射された後、その伝播方向や振幅分布は3次元盆地構造の影響を大きく受けることを示した。

つぎにCHCにおいてやや長周期の速度応答スペクトルがもっと大きい想定猿投山北地震について詳細に検討する。図16に想定猿投山北地震の名古屋市周辺でのNS成分の速度波形を示す。また同地震動の粒子軌跡を図17に示す。図16、図17のP12地点はCHCである。図16の波形の分布から、東の地震基盤上の地点では振幅が小さく継続時間も短い、盆地内に向かって振幅が増大し、継続時間も伸びることがわかる。図17の粒子軌跡をみるとP9では断層と直交方向に大きく震動しており、断層に近く横ずれ断層の破壊方向上に位置することから、Near-Fault Rupture Directivity Effect 効果<sup>27)</sup> (以後NFRD効果)の影響であることがわかる。スナップショットを描いた27秒付近では、スナップショットでみられたほぼ真西に伝播する波群が通過する名古屋市南部のP11~P13、P16~P18、P24~P23では名古屋市中部または北部と比較して著しく振幅が大きい。その結果、名古屋市でもかなり振幅分布が変化している。図18にP18を中心とした1km間隔の3×3格子アレーのFK解析から推定した位相速度を示す。図18にはP18点直下の一次元地下構造から求めた理論位相速度も示した。FKパワースペクトルは粒子軌跡の主軸方向(E122N)の成分から算定し、振幅が卓越する周期3秒~6秒までを計算した。図18から地震波の位相速度はLove波の理論位相速度とほぼ一致することから、ほぼ真西に伝播する地震動は主にLove波で構成されていることがわかる。図17の粒子軌跡をさらに仔細にみるとP19→P18→P17、P24→P23→P22にかけて主軸が南北へと角度が増している。これらのことからLove波が地震基盤のくぼみ(図17中L)に向かって進行方向を変えていると考えられ、これが原因で名古屋市南部ではやや長期地震動の振幅が非常に大きいものとなっている。この例を模式的に描いたのが図19である。まずNFRD効果による大振幅領域が断層近傍で発生し、これが地震基盤形状や深層地盤により進路の変更と増幅をうけて、予測地点の周辺での大振幅領域が決定される。このようなことは断層および堆積盆地の3次元構造をモデル化してはじめて検討が可能であり、3次元盆地構造を評価する意義を示唆していると考えられる。

## 10 まとめ

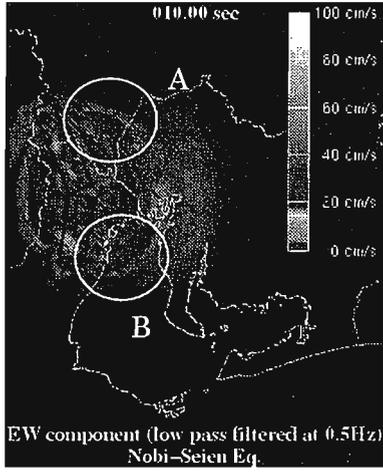
愛知県設計用入力地震動研究協議会が行った名古屋地域の強震動予測の概要を紹介した。今回の強震動予測の新しい試みは、1) 想定地震の選定において、確率論的想定地震の考え方に基づいて、名古屋地区への影響の大きい複数の地震を選択したこと、2) 強震動に支配的な地震波を多量に放射するアスペリティのモデル化が重要であ

るとの最新の知見のもとに断層パラメータを設定したこと、3) 強震動予測のための濃尾平野の3次元堆積盆地モデルとして最初のモデルを完成させたこと、である。今回実施した3次元堆積盆地モデル作成の一連の手順は重力、反射法探査、単点地震観測、微動計測によるデータを有効に組み合わせたものであり、他の地域で強震動予測用の地盤モデルを作成する上で標準的な方法となりえると考えられる。今後地下構造モデルに関してはデータの蓄積に伴い改良を進めてゆく予定である。予測の結果、想定猿投山北地震では断層破壊特性や3次元盆地構造により名古屋市内でもやや長周期地震動の大きさが変わることを示し、3次元盆地構造のモデル化の重要性を指摘した。今後の課題として、将来起こる地震のアスペリティや破壊開始点の位置が本予測で設定したものと異なる可能性も十分に考えられ、断層破壊過程のシナリオに関しては、必要に応じて可能性のある複数のケースを想定することも重要と考えられる。また、強震動予測のための断層パラメータの設定方法に関しては、地震学や測地学などの最新の知見を取り込み、物理的にも矛盾がないような設定方法を目指した研究が進められているところでもあり、これらの最新の研究成果を適宜、柔軟に反映させていくことが重要と考えられる。

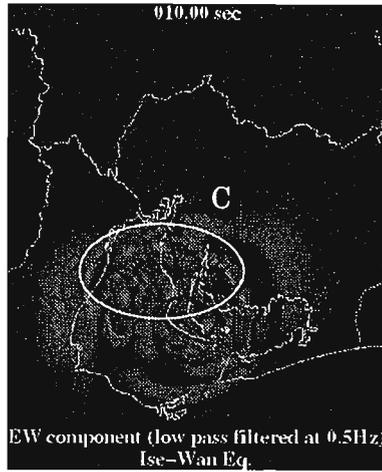
## 謝辞

今回の強震動作成は、愛知県設計用入力地震動作成事業の一環として、設計用入力地震動作成検討部会およびワーキングの意見を踏まえて実施したものであり、事業関係諸氏に心より感謝します。大崎総合研究所の佐藤俊明氏をはじめとした諸氏、名古屋大学の福和伸夫教授には本論を書くにあたって貴重なアドバイスを頂きました。池田善孝氏、野崎京三氏をはじめとした応用地質(株)の諸氏には濃尾平野の3次元密度構造を作成して頂きました。検討部会およびワーキングで貴重なご意見を頂いた名古屋工業大学の久保哲夫教授、豊田工業高等専門学校の今岡克也助教授、京都大学の釜江克宏助教授、愛知県立大学の鈴木康弘助教授、名古屋大学の山岡耕春助教授、(財)地域地盤環境研究所の香川敬生氏、(社)愛知県建築士事務所協会の代表である ANDO 構造設計の安藤誠氏、(社)日本建築家協会の代表である O.D.A. の小田一之氏、(社)日本建築構造技術者協会の代表である(株)竹中工務店の後藤匡氏と(株)日建設計の白瀬陽一氏、(社)愛知県建築士会の代表である鹿島建設(株)の市橋直人氏、事務局を担った(財)愛知県建築住宅センターの半澤洋二、飯吉勝巳(現愛知県建築部)、大西稔(現愛知県建築部)、塗師栄一(現愛知県建築部)、寺本光治、壽賀貴浩の各氏に心よりお礼申し上げます。

想定濃尾平野西縁地震



想定伊勢湾地震



想定猿投山北地震

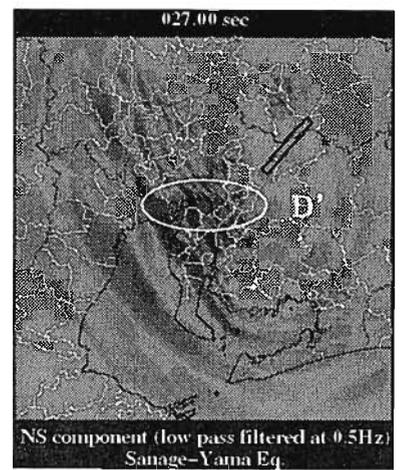
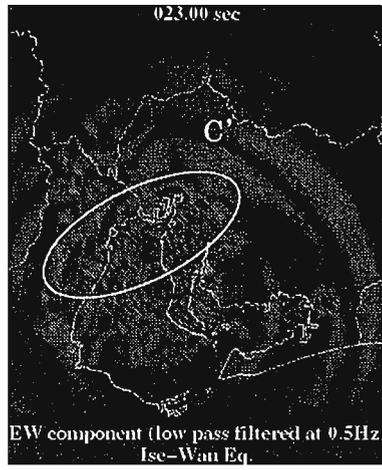
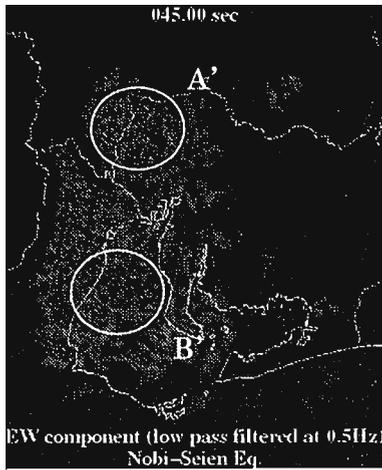
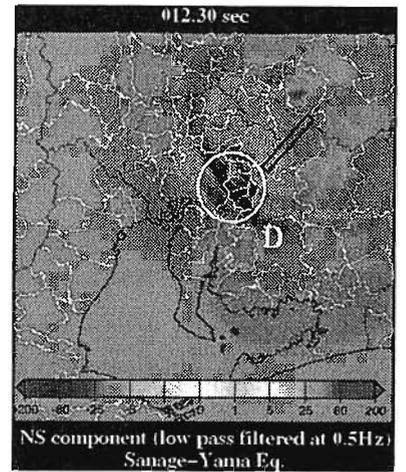


図 15 スナップショット

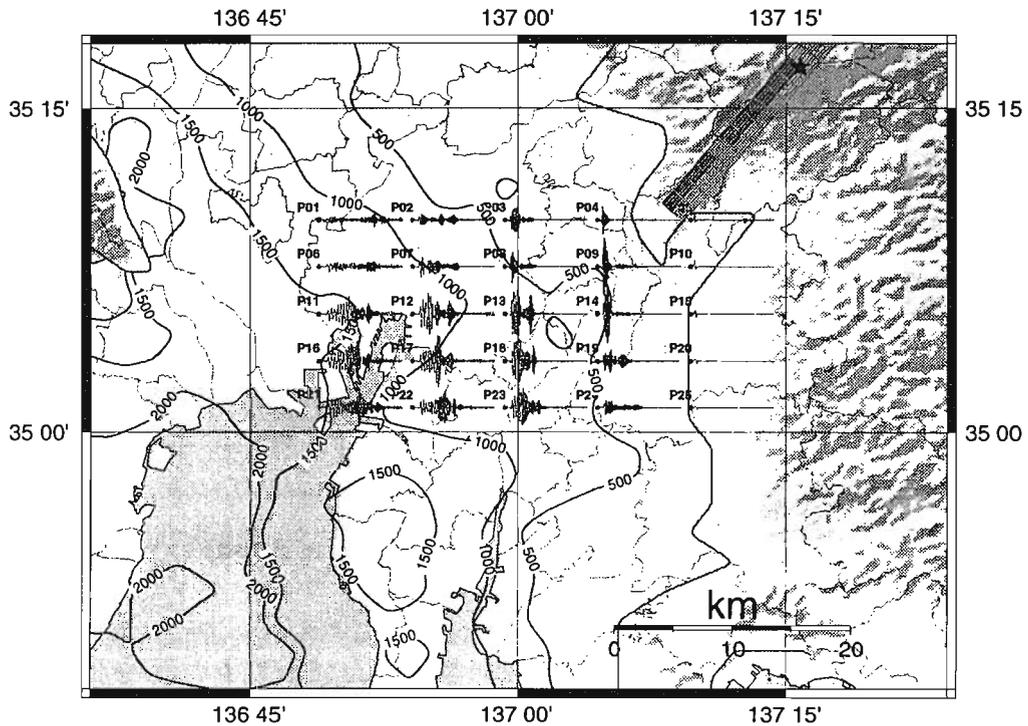
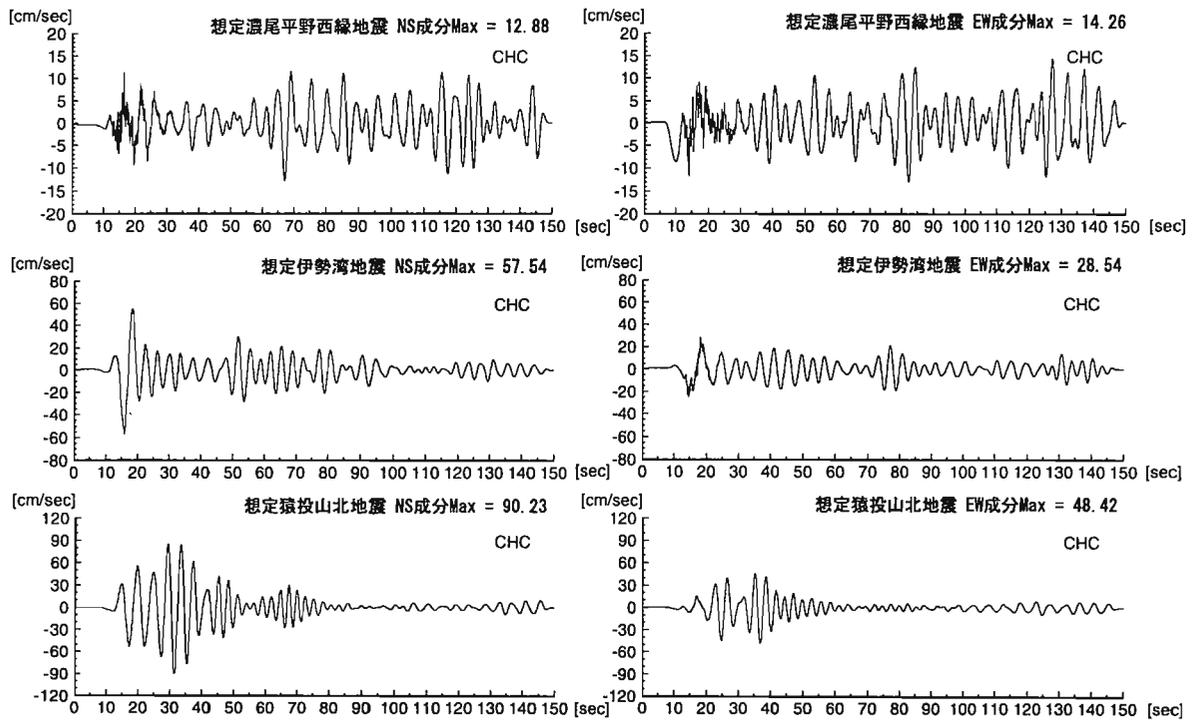
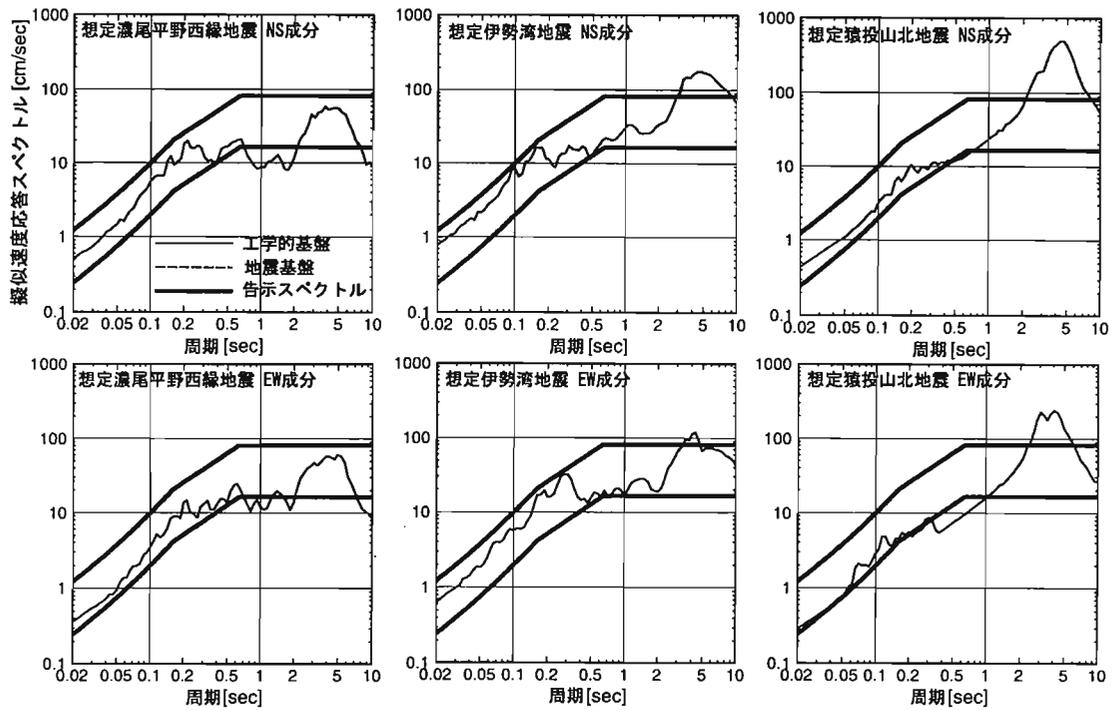


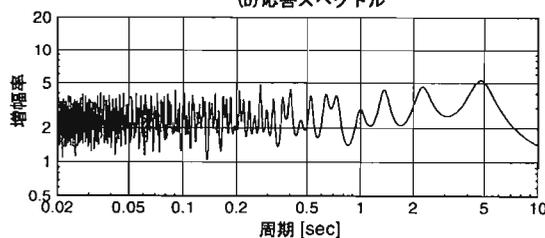
図 16 想定猿投山北地震の速度波形 NS 成分



(a) ハイブリッド合成法速度波形



(b) 応答スペクトル



(c) 地震基盤から工学的基盤までの増幅率

図 14 CHC における想定濃尾平野西縁地震、想定伊勢湾地震、想定猿投山北地震の予測された強震動

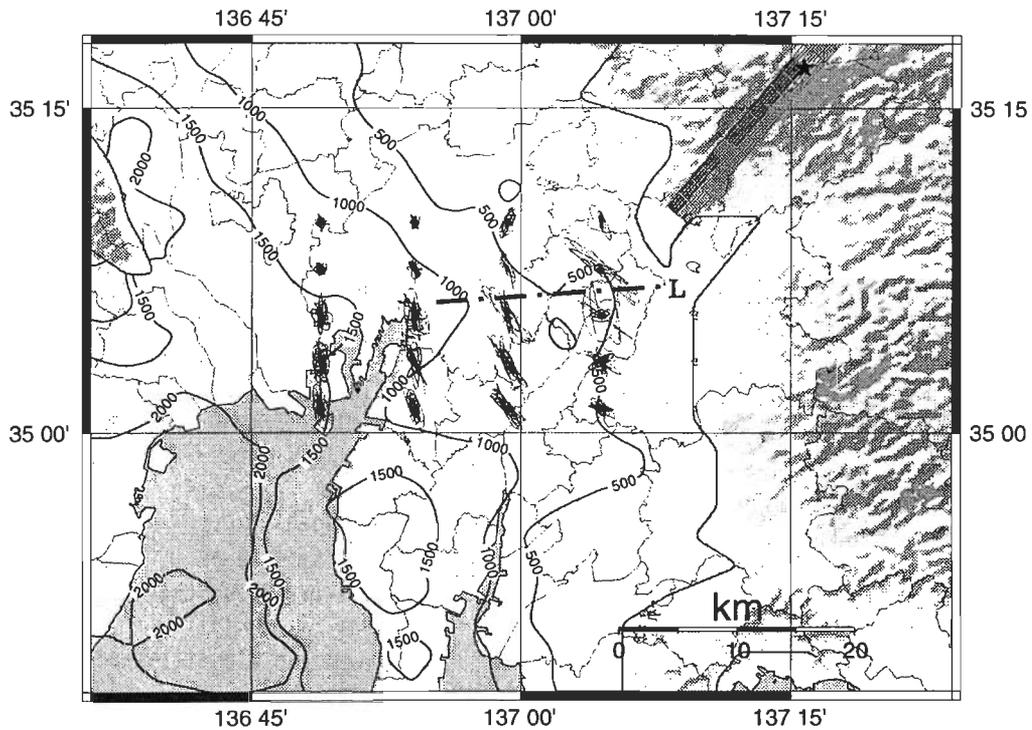


図17 想定猿投山北地震の水平面の粒子軌跡

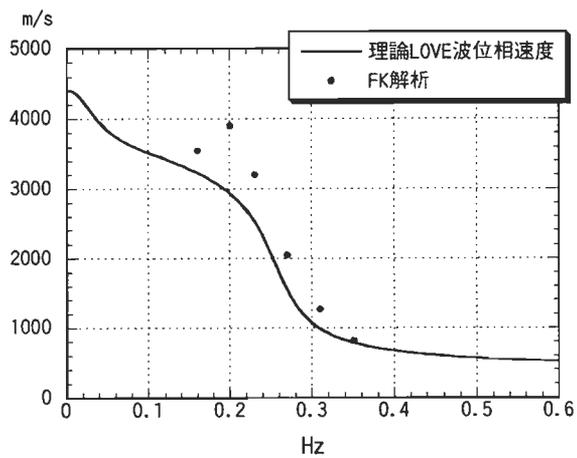


図18 P18地点でのFK解析より推定した地震波の位相速度と同地点直下の一次元地下構造より算定した理論位相速度との比較

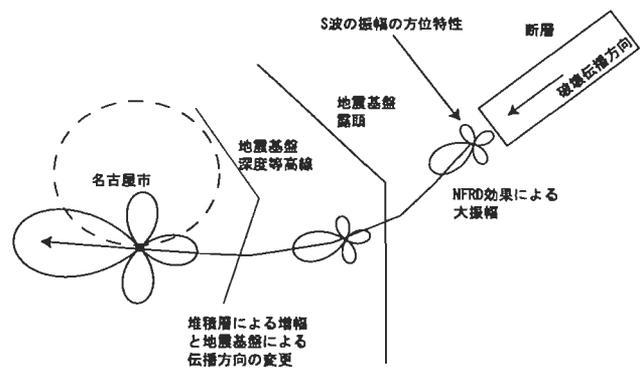


図19 想定猿投山北地震による名古屋市南部の長周期地震動の生成メカニズム

参考文献

- 1) 福和伸夫・久保哲夫・飯吉勝巳・大西稔・佐藤俊明・他(2001), 愛知県名古屋を対象とした設計用地震動の策定(その1~7), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造II, pp.81-94.
- 2) 愛知県設計用入力地震動研究協議会(2002): 愛知県設計用入力地震動の作成-想定地震による強震動予測-報告書
- 3) 亀田弘行・石川 裕・奥村俊彦・中島正人(1997): 確率論的想定地震の概念と応用, 土木学会論文集, 第577号/I-41, pp.75-87.
- 4) 福和伸夫・飛田潤・中野優・高橋広人・飯田正憲・石田理永(2000): 名古屋市域の地盤・強震動・微動記録のコンパイルと震動性状区分, 日本建築学会技術報告集, 第10号, pp.41-46.
- 5) 愛知県(1997): 愛知県活断層アトラス
- 6) 地震調査委員会編(1998): 日本の地震活動<追補版>
- 7) 宇佐美龍夫(1996): 新編日本被害地震総覧[増補改訂版], 東京大学出版会
- 8) 松田時彦(1990): 最大地震規模による日本列島の地震分帯図, 地震研究所彙報, Vol.65, pp.289-319.
- 9) Pitarka, A. (1999): 3D Elastic Finite-Difference Modeling of Seismic Motion Using Staggered Grids with Nonuniform Spacing, Bull. Seism. Soc. Am., 89, 54-68.
- 10) 壇一男・渡辺基史・佐藤俊明・宮腰淳一・佐藤善美(2000): 統計的グリーン関数法による1923年関東地震(MJMA7.9)の広域強震動評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第530号, pp.53-62.
- 11) Hisada, Y. (1995): An efficient method for computing Green's functions for a layered half-space with sources and receivers at close depth (part2), Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 85, pp. 1080-1093.
- 12) Schwartz, D.P. and Coppersmith, K.J. (1984): Fault behavior and characteristic earthquakes - examples from the Wasatch and San Andreas fault zones. JGR, 89, 5681-5698.
- 13) Somerville, P., K. Irikura, R. Graves, S. Sawada, D. Wald, N. Abrahamson, Y. Iwasaki, T. Kagawa, N. Smith and A. Kowada: Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, Seism. Res. Lett., Vol.70, No.1, pp.59-80, 1999.1
- 14) 入倉・釜江(1999): 1948年福井地震の強震動-ハイブリッド法による広周期帯域強震動の再現-, 地震, 第2輯, 52, 129-150.
- 15) 石井 透・佐藤俊明・Paul G. Somerville(2001): 強震動評価のための不均質断層モデルの主破壊領域の抽出, 日本建築学会構造系論文集, No.527, pp.61-70.
- 16) 壇一男・渡辺基史・佐藤俊明・石井 透(2001): 断層の非一様すべり破壊モデルから算定される短周期レベルと半経験的波形合成法による強震動予測のための震源断層のモデル化, 日本建築学会構造系論文集, No.545, pp.51-62.
- 17) 渡辺基史・佐藤俊明・壇一男(2000): 内陸地震の断層パラメータの相似則(その2), 日本地震学会講演予稿集, B06
- 18) 渡辺基史・佐藤俊明・壇一男(2000): 「沈み込み帯に発生する地震の断層パラメータの相似則」, 日本地震学会講演予稿集, P103
- 19) 中田 高・島崎邦彦・鈴木康弘・佃 栄吉(1998): 「活断層はどこから割れ始めるのか? - 活断層の分岐形状と破壊伝播方向 - 」, 地学雑誌, Vol.107, pp.512-528.
- 20) 古和田明・田居優・岩崎好規・入倉孝次郎(1998): 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, 514, pp.97-104.
- 21) 梅田康弘・伊藤 潔(1998): 不均質地殻内で成長する大地震予知のためのモデル, 地震, 第2輯, 第50巻別冊, pp.263-272.
- 22) 正木和明・谷口仁士・飯田汲事(1982): 名古屋地域の深部地盤構造 II, 第2回名古屋鍋田爆破および第1回豊橋田原爆破実験, 愛知工業大学研究報告, 17B, pp.159-171.
- 23) Iida, K. and Aoki, H. (1985): Gravity anomalies and the corresponding subterranean mass distribution with special reference to the Nobi plain and its vicinity Japan, Inst. Of Earth Science, Faculty of Science, Nagoya University, pp.113-142
- 24) 愛知県(2000): 平成11年度地震関係基礎調査交付金濃尾平野の地下構造調査成果報告書, 愛知県(2001): 平成12年度地震関係基礎調査交付金濃尾平野に関する地下構造調査(反射法地震探査・総合解析等) 成果報告書
- 25) 堀啓輔・大河内靖男・福和伸夫・他(2001): 多点の強震記録を用いた濃尾平野の面的な深部地盤構造推定その1H/Vスペクトルとレシーバー関数の適用, 建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.71-72.
- 26) 福和伸夫・佐藤俊明・早川崇・池田善考・野崎京三(2002): 濃尾平野の地下構造調査とそのモデル化, 地球, 号外No.37号, pp.108-118.
- 27) Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W. and Abrahamson, N.A. (1997): Somerville, P.G., N.F. Smith, R.W. Graves, and N.A. Abrahamson (1997): Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity, Seismological Research Letters. 68, 180-203 Seism. Res. Lett., 68, 199-222.

# 過去の地震の被害事例からみた地盤増幅の影響 —1923年関東地震による東京での地震動の特徴—

Local Site Effects Deduced from a Detailed Seismic Intensity Distribution in  
Tokyo Metropolitan Area during the 1923 Great Kanto Earthquake

武村 雅之

Masayuki TAKEMURA

Detailed seismic intensity distribution was re-evaluated from the data of damage wooden houses during the 1923 Kanto earthquake in Tokyo Metropolitan area. The seismic intensities of most blocks were less than 5+ in JMA scale on the Yamanote terrace. They were 6+ or 7 in the east side of Sumida River in the Shitamachi lowland, while they were less than 6- in the west side even in the Shitamachi lowland because there is a buried diluvial terrace under this region. The other areas where the seismic intensity was 6+ or 7 were located along the line of Kanda-Zinbo-cho, Otemachi, and Hobiya. According to the old map before more than 500 years, this line was corresponding to the old creek of Kanda River and the Hibiya inlet, where a valley was buried under the ground and alluvial soil was accumulated very thick. We concluded that the damage of wooden houses in Tokyo was just determined by whether the alluvial soils were quite accumulated or not in shallow subsurface structures. On the other hand, it has been indicated in relation to the difference of dominant period of ground that the damage of earthen buildings was larger on the diluvial terrace with low seismic intensity than on the alluvial lowland with high seismic intensity. The truth of this indication was also re-examined in the present study.

## 1. はじめに

1923年関東地震から来年で80年が経過する。最近の研究<sup>1)</sup>によれば、関東地震による死者は約10万5千人、家屋の全潰全焼流失は29万3千棟におよび、特に東京府では約7万人が死亡した。その95%は東京市を中心とした大火災によると推定されている。このような大火災は、地震動の強さを家屋の被害から知る上で大きな障害となるが、幸い東京市では火災で建物が焼失するまでの時間に、各警察署が主に木造建物に関して被害状況を調査し、その結果を警視庁がまとめた資料がある。これらは震災予防調査会報告100号甲にまとめられ、町丁目別、建物階数別・用途別に、焼失区域、非焼失区域に分けて被害の建物棟数が細かく記載され、今日に伝えられている。このため、今までからこのデータを用いて、東京市内の揺れの分布が調査されてきており<sup>2)3)4)</sup>、相対的な地域別の特徴については殆ど蛇足を要しないと思われるが、いずれも評価の条件が詳細に書かれていないこと、結果の表現が評価当時の技術レベルに依存しており、今日地震防災に生かそうとしたときには、より明解な資料が要求されることから、最近、新たに近年の調査結果や新しく発掘された資料なども加えて震度評価が行われた<sup>5)</sup>。その結果を元に、東京都心部での揺れの強さと地盤との関係を紹介したい。

地盤と揺れとの関係に関しては、下町の地盤が良くな

いところでは木造家屋の被害が多いが、山の手の地盤が良いところでは逆に土蔵の被害が多いという有名な話もある。建物の固有周期と地盤の固有周期との関係で被害の程度が変わるという例としてよく引用されてきた話である。しかしながら、この指摘は震災後すぐになされたというよりは、10年以上を経てから盛んに言われるようになったもので、ちょっと話が出来すぎているように思われる。震災後80年の節目にあたり、その真相についても最近の調査結果を紹介したい。

河角<sup>3)</sup>は、「当時の物価水準で数10億とか100億以上とか言われた大被害の上に立つ貴重な経験を、震災に見舞われたことのない他地方、さらには、最近直下地震の発生が懸念されている首都圏の地震防災に資したい」と述べているが、私も全く同感である。

## 2. 東京都23区中心部における震度分布の特徴と解釈

### 2.1 東京市の被害

関東地震当時の東京は、東京市とよばれ、15の区より成り立っていた。図1の左側の図は、当時の東京市15区と現在の東京都23区との比較である。東京市15区は現在の23区に比べ、面積で1/8程度、人口で1/4程度であるが、人口密度は2倍を超え、人口の集中が如何に大きかったかが分かる。そのことが、関東地震で大きな被害を出した1つの原因ではあるが、一方で、人口集中による建物の

# 東京都23区と東京市15区の比較ならびに各区の全潰率と震度

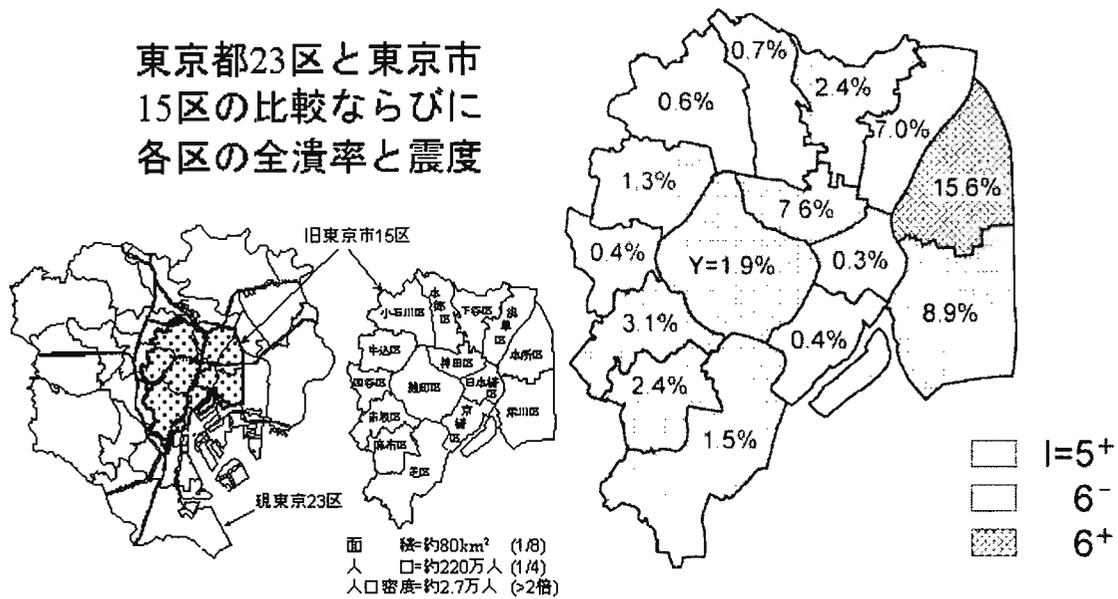


図1 東京市15区の平均震度と現東京都23区の比較

表1 関東地震による東京市15区の木造住家被害のまとめ。文献6)による。

15区	住家総棟数	住家全潰棟数			住家半潰棟数			焼失	全潰率 (%)	半潰率 (%)	焼失率 (%)
		非焼失	焼失	合計	非焼失	焼失	合計				
麹町区	12183	27	207	234	30	79	109	4618	1.92	0.89	37.91
神田区	16335	1	1239	1240	4	610	614	15355	7.59	3.76	94.00
日本橋区	18109	0	60	60	0	241	241	18109	0.33	1.33	100.00
京橋区	19539	0	76	76	0	51	51	16804	0.39	0.26	86.00
芝区	25379	93	291	384	111	207	318	11227	1.51	1.25	44.24
麻布区	13722	335	0	335	149	0	149	114	2.44	1.09	0.83
赤坂区	11198	181	171	352	114	122	236	1253	3.14	2.11	11.19
四谷区	9708	42	1	43	56	0	56	407	0.44	0.58	4.19
牛込区	18075	236	0	236	378	0	378	0	1.31	2.09	0.00
小石川区	22218	128	1	129	84	0	84	659	0.58	0.38	2.97
本郷区	17813	119	9	128	180	11	191	4703	0.72	1.07	26.40
下谷区	28777	82	616	698	72	639	711	19606	2.43	2.47	68.13
浅草区	30463	29	2102	2131	60	1978	2038	29244	7.00	6.69	96.00
本所区	27337	185	4065	4250	15	4389	4404	25970	15.55	16.11	95.00
深川区	21320	0	1896	1896	0	1542	1542	18122	8.89	7.23	85.00
(合計)	292176	1458	10734	12192	1253	9869	11122	166191	4.17	3.81	56.88

多さが、詳細な震度分布を評価できる重要な要素となっている。

表1は、最近諸井・武村<sup>6)</sup>が見直した15区の木造住家の全半潰・焼失数である。当時の全潰は、呼んで字の如くで、二階家は一階の軒が地に着くような状況、平家は屋根が地に着くような状況で、今日の定義に比べると相当きびしく、半潰もそれに順じてきびしい基準で判定されたものと思われる。

被害の内訳を見ると、神田、日本橋、京橋、浅草、本所、深川など下町の各区で焼失率が85%以上と非常に高いことが分かる。また、全潰率、半潰率もこれら下町で総じて大

きいが、その中で日本橋、京橋が、山の手の各区程度に小さいことが注目される。図1の右側の図は、各区の全潰率を示し、同時に対応する震度を表示したものである。

以下、震度に関するすべての結果において、震度は木造住家の全潰率Yと以下のような関係があると考えた<sup>5)</sup>。

震度7：Y ≥ 30%，震度6強(6+)：30% > Y ≥ 10%，

震度6弱(6-)：10% > Y ≥ 1%，

震度5強(5+)：1% > Y ≥ 0.1%，震度5弱(5-)：0.1% > Y

なお、東京市全域で震度5弱以上と仮定した。

## 2.2 震度分布の特徴

図2に東京市15区内において町丁目毎に評価した震

1923年関東地震による  
旧京市15区の震度分布  
(木造住家被害を中心に)

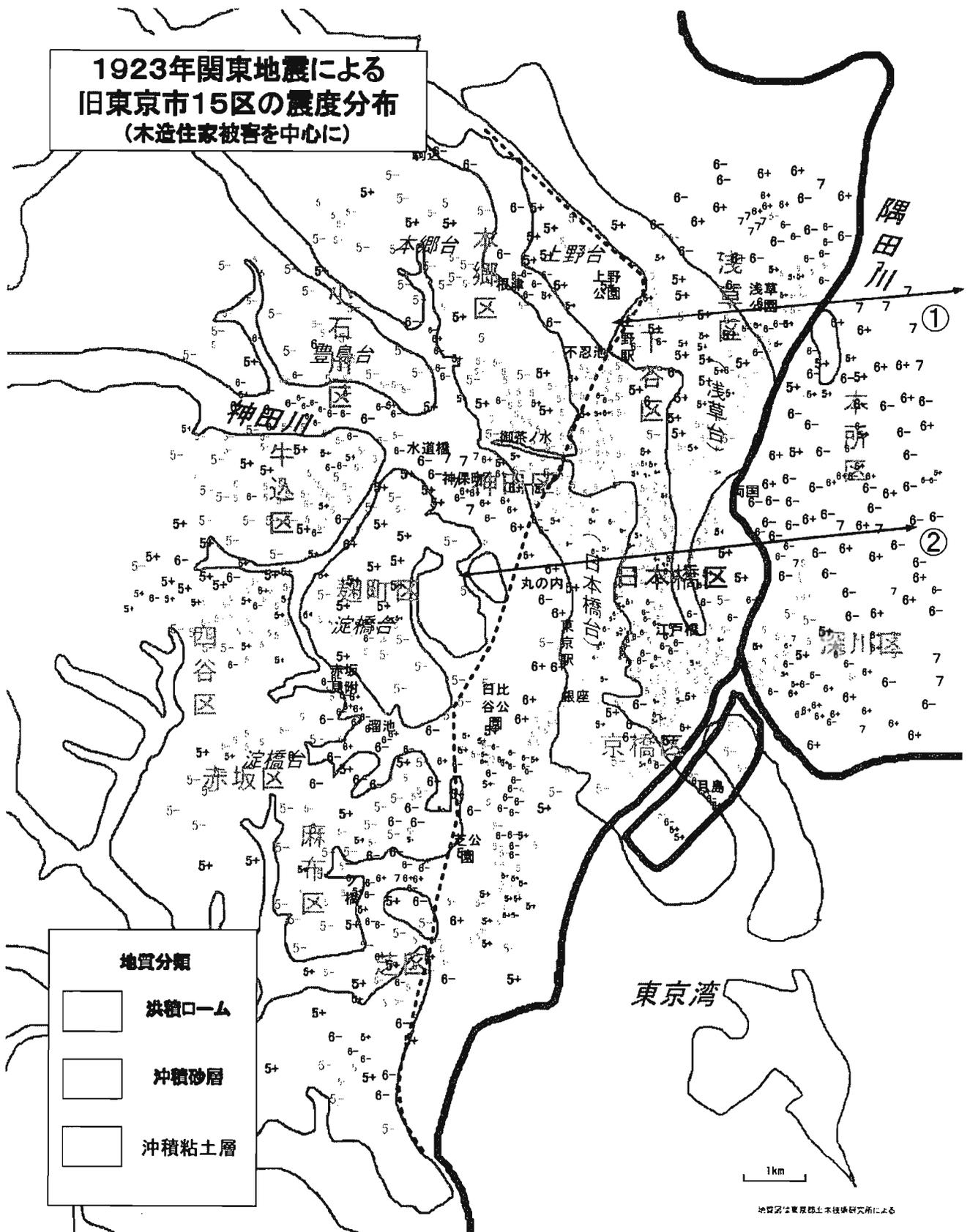


図2 地質図上にプロットした町丁目毎の震度。地図は文献7) をもとに作成した。

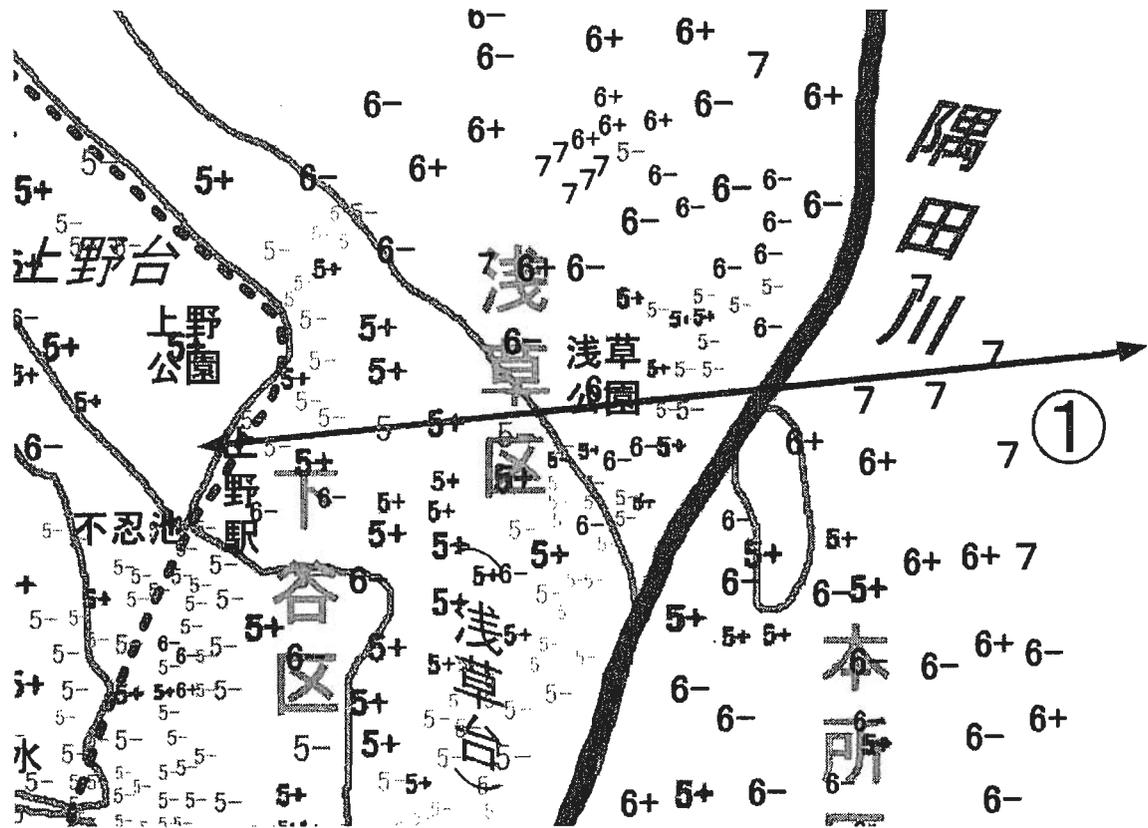


図3 浅草公園周辺の拡大図

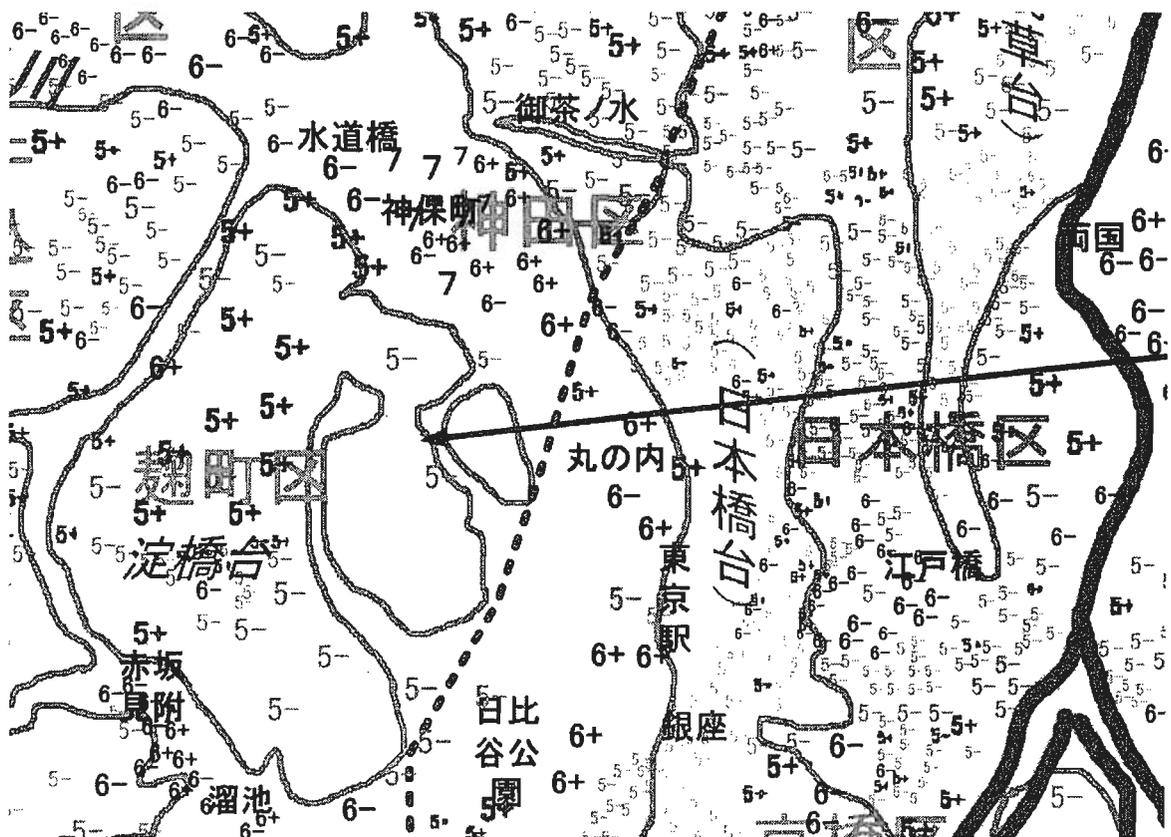


図4 丸の内周辺の拡大図

度<sup>5)</sup>を地質図上<sup>7)</sup>にプロットした結果を示す。当時の東京市において、町丁目は1600近くあり、その大半で震度を評価することができた。地図のスケールと比較してみると、1 kmの間に、多い所で5点、少ないところで2点程度震度が評価され、およそ200mから500mの間隔で、震度分布が作成されていることになる。地図には、当時の東京市15区の位置、主な地名、主要な河川である隅田川と神田川の位置、さらには東京湾の位置などが示されている。

地図の中央部、麴町区と書かれたあたりが皇居である。その東隣りに丸の内を挟み東京駅が確認できる。その北方、点線が大きく曲がるあたりが上野公園で、その東側に隣接して上野駅がある。上野公園から、東方に目を転ずると、浅草公園があり、そのすぐ東に流れているのが隅田川である。また、皇居の南東部に隣接するのが日比谷公園、さらにその南にあるのが芝公園である。15区は、先に説明したように中心部の麴町区にはじまり、渦巻状の時計まわりで、北から東にかけて神田区、日本橋区、東京駅の東の京橋区、さらに芝公園付近が芝区、その西側が麻布区、さらに、皇居の西側から北側にかけて、赤坂区、四谷区、牛込区、小石川区、本郷区とつづき、上野公園を含む下谷区、さらには隅田川までが浅草区、隅田川以東は、北が本所区、南が深川区となっている。

点線は、後で詳しく説明する台地部と低地部の境界を示し、この線を挟み西側がいわゆる山の手、東側が下町にほぼ対応する。震度分布の特徴を下町と山の手に分けて概観すると次のようになる。

下町は主に隅田川を東西に挟む地域である。隅田川の東側の本所区、深川区は総じて震度が高く、ほとんどが震度6-以上で、震度6+から7の地域も多い。これに対して隅田川の西側の浅草区と下谷区では、上野公園と浅草公園を結ぶ線より北側では震度が高いが、南側では震度が低いことが分かる。図2の内、浅草公園を中心とする地域を拡大して図3に示す。この震度の低い領域はさらに南に下って日本橋区や京橋区へと続いている。震度が比較的低い日本橋区の中では、東京駅の東側の江戸橋付近で震度6-程度のやや高い地域があることが分かる。現在の日本橋川の河口付近である。

下町では、このように震度の高い地域が面的に広がっている。これに対し、山の手では震度の高い地域が線状に分布する特徴がある。その中で、もっとも顕著に震度が高い地域は、日比谷公園の南側から東側を通り東京駅の西側の丸の内、さらには皇居を反時計まわりに回るように、神田区の西部、神田神保町から水道橋にのびる帯である。特に神田区西部では震度7に達する地域もある。さらにこの帯は、西にのび震度6-が細長く分布している。震度6-が帯状に分布する地域は神田川の流れに対

応する。図4に丸の内周辺を拡大して示す。

再度、日比谷公園を基点に震度分布を見ると、皇居の南の縁に沿って溜池から赤坂見附にかけての地域で震度6+が帯状に分布するのが分かる。また、芝公園の南側から西側にかけても震度6+の分布する地域が見られ、この帯は麻布一の橋付近から南に折れて震度6-の帯へとつながっている。これらは現在の古川の流れに対応する。さらに、震度6+には達しないが、上野公園の南側の不忍池から北に向かって根津から駒込にかけて震度6-が帯状に続くのも認められる。

### 2.3 地盤構造との関連

東京の地形は図2の点線を挟み、大きく下町の沖積低地と山の手洪積台地に分かれ、山の手台地は谷を隔てて、上野台、本郷台、豊島台、淀橋台などに別れている。台地の名前も図2に斜体で示した。山の手で、震度の高いところが帯状に分布するのは、このような台地を分ける谷に沿って震度の高い地域が分布するため、不忍池から根津、駒込と延びる帯は上野台と本郷台を分ける谷、震度が特に高かった神田区西部の神保町から水道橋にかけては、本郷台と淀橋台の間の谷底の低地に対応する。

図2の凡例にあるように、点線より西側の山の手では白く見えるローム層におおわれた洪積台地とその間の谷を埋める灰色の沖積粘土層、東側の下町では、中間色と灰色で示された有楽町層と呼ばれる沖積砂層や沖積粘土層が卓越することが分かる<sup>7)</sup>。中間色の沖積砂層が分布する地域は古地形では砂州が発達していた地域にあたる。

さらに詳しく下町の地下構造を見るために、図2の①と②の線に沿って求めた表層地盤の東西断面を図5に示す<sup>7)5)</sup>。①は上野公園と浅草公園を結ぶ線の直ぐ南の断面である。図の左端に僅かに見える高まりは、上野台を示している。色の濃い部分が洪積層、白っぽい部分が沖積層である。上野台の縁から墨田川にかけては、同じ低地でも沖積層が10m以下で非常に薄く、その下にすぐ台地上と同じ洪積層が現れることが分かる。この部分は上野台地の延長上で、最終氷期が終了した約1万年前から6千年前の急激な温暖化の時期に海の進入によって上野台地が波によって削られてできた波触台地であると考えられ、浅草波触台地と呼ばれている。地下構造から見れば、この埋没台地の縁に当たる隅田川より東では、軟弱な沖積粘土層が急に厚くなり、沖積層の基底は-30m近くに達し、この縁が地震動の強弱を分ける境界を形成しているものと推定される。

図2にはこの埋没台地の位置を浅草台として示しているが、かっこを付けたのは埋没していることを示すためである。図から分かるように埋没台地の場所は、地表

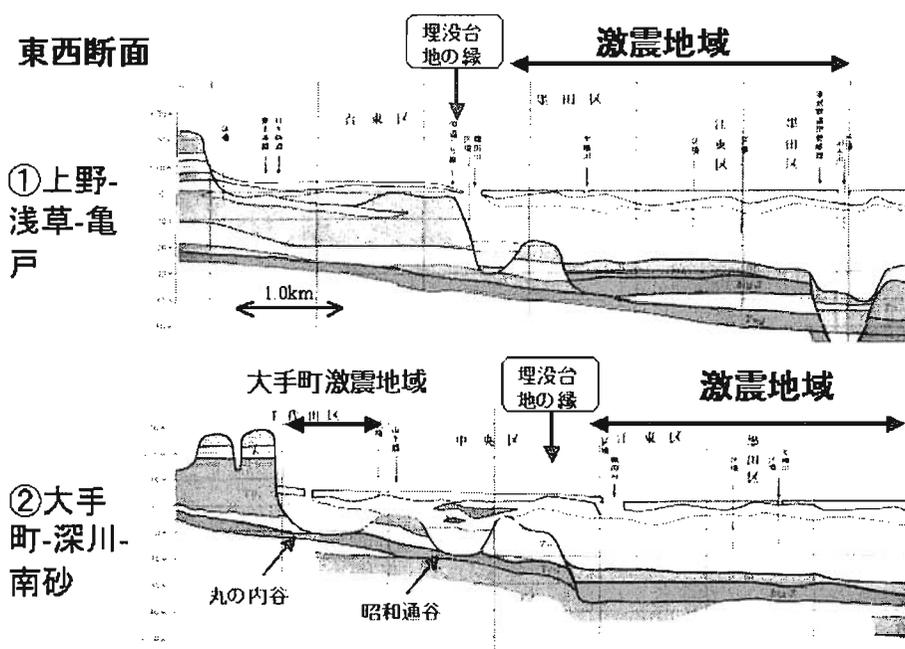


図5 表層地盤の断面と激震域（震度の高い地域）との関係。文献7)の図に加筆。表層の白っぽい部分が沖積層（有楽町層）、濃い色が洪積層に対応。詳しくは文献7)を参照。図は文献5)による。

では砂地盤が卓越する場所で、以前に砂州が発達していたところに対応する。上野公園と浅草公園を結ぶ線より南側の隅田川西岸地域は隅田川以東に比べて震度が低い、その原因はこのような地下の埋没台地の存在によるものと思われる。

さらに南方の大手町から南砂に至る断面②を図5に示す。この断面でも隅田川に沿った位置に埋没台地の縁を確認することができるが、この断面にはその西側にさらに二条の沖積基底の谷を見つけることができる。西側の谷が丸の内谷、東側が昭神通谷と呼ばれている地形である。2つの谷に挟まれた沖積基底の高まりは日本橋台地と呼ばれ、本郷台地の延長線上にできたやはり埋没波触台地である。図2に日本橋台の位置を示すが、浅草台と同様、表層は砂が卓越する地層でできている。銀座など日本橋区から京橋区にかけての震度の低い地域はほぼこの台地上にあることが分かる。

図2で、日本橋台の両側の灰色で示された沖積層が深く主に粘土層で形成されている部分が図5の丸の内谷と昭神通谷に対応する。昭神通谷は浅草台地と日本橋台地を地下で分け、不忍池から根津、駒込へと続く谷底低地に繋がっている。日本橋区で比較的震度が高いと指摘した江戸橋付近はほぼ昭神通谷の位置に対応する。

一方の丸の内谷は皇居の東側から北側にかけて反時計まわりにのび水道橋付近で神田川に繋がっている。先に指摘した日比谷から大手町、神田神保町にかけての震

度が極めて高い地域は、まさにこの灰色の帯に対応する地域である。

この他に震度の高い地域として先に指摘した、溜池から赤坂見附付近、芝公園の南の麻布一の橋付近なども灰色の沖積粘土層が分布する地域によく対応する。このように関東地震の際の東京都23区中心部の地震動の強さは、深さがせいぜい50m以内の極表層の地盤構造に大きく支配されていることが分かる。

#### 2.4 江戸の古地形との関連

以上のような震度分布の特徴を江戸の古地形との関連で見るとさらに興味深いことが分かる<sup>5)</sup>。図6は、古文書資料をもとに推定された1460年ころの江戸の地形である<sup>8)</sup>。太田道灌が江戸城を築いたのが1457年である。参考に明治初年ころの海岸線も点線に入れてあるが、いずれも現在とはかなり様相が異なっている。

いくつか特徴的な点を上げると、まず第一は、現在の皇居の東側では、丸の内付近にまで、日比谷の入江が入り込み、現在の銀座付近は江戸前島と呼ばれる半島状の砂州であったことである。第二は神田川（当時は神田川とは呼ばれていない）の流路が大きく異なっていたことである。神田川は、現在井の頭公園の池に発し、東京をほぼ東西に流れ、早稲田、水道橋を通り、御茶ノ水付近で本郷台と駿河台を分け、両国付近から隅田川に流れ込んでいる。しかしながら、江戸時代以前は平川と呼ばれ、本郷台を突



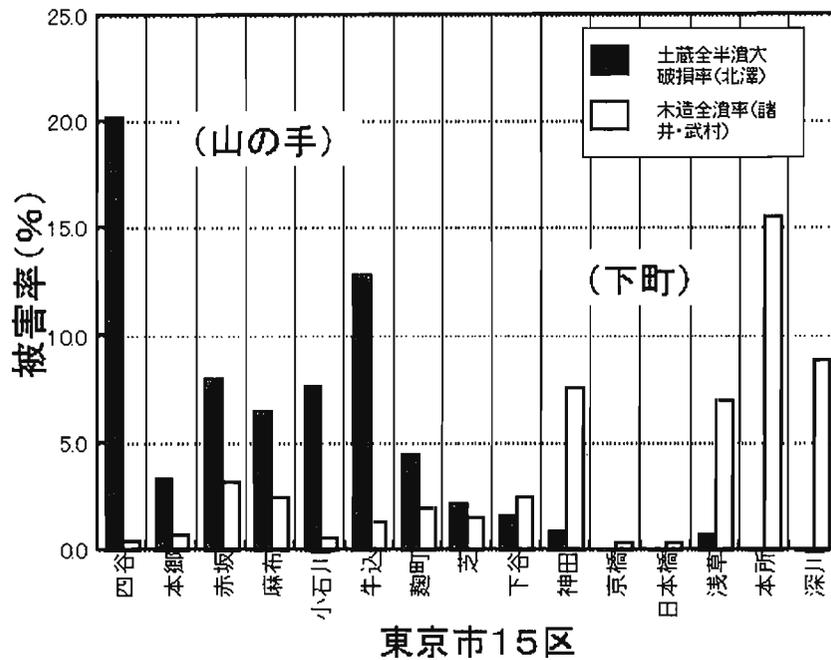


図7 北澤データ(表2)による土蔵の被害率と木造住家の全潰率の比較

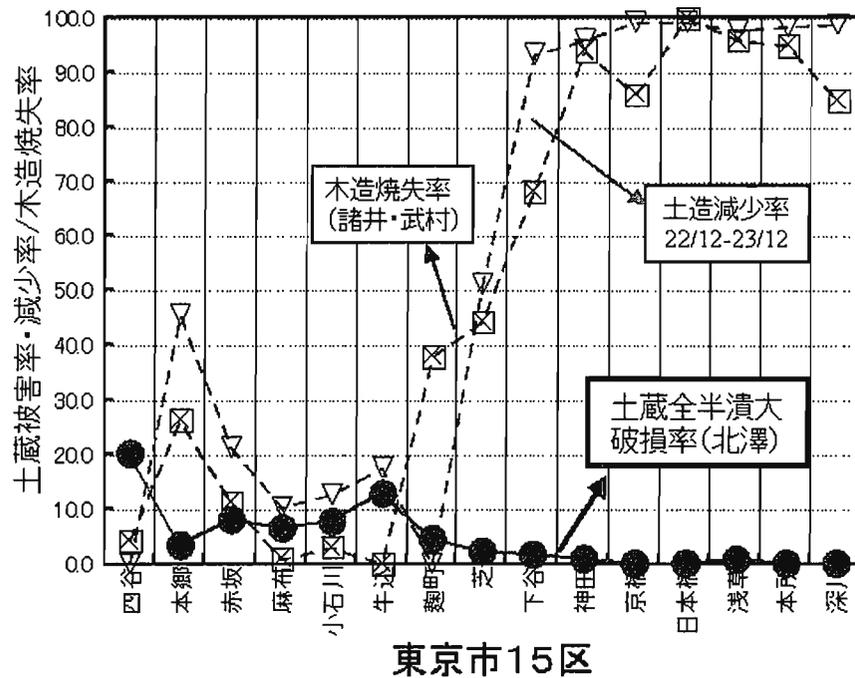


図8 北澤データ(表2)による土蔵の被害率と、大正12年の土造建物の減少率および木造住家の焼失率の比較

動周期が短いと言われている低層の煉瓦造やRC造の建物にも同じ傾向があるとの指摘にもつながっている<sup>9)</sup>。もし、そうだとすれば、木造住家以外の多くの構造物は、山の手の方が被害が大きくなることになり、木造住家の被害から求められた震度分布を参考に、来るべき地震に対する被害想定をすることも許されなくなるのではな

いか。そんな素朴な疑問を抱くのは私だけではあるまい。そこで事の発端を調べてみると、この有名な土蔵の話が論文にまとめられたのは1935年のことで、関東地震より実に12年も後のことである。斎田時太郎<sup>10)</sup>の論文がもとになっている。データは、木造住家の被害と同様に地震後数年以内にまとめられた震災予防調査会報告100

号に収められているもので、こちらは丙の上巻にまとめられている。まとめたのは北澤五郎<sup>11)</sup>であるが、当の本人はそのような指摘はしていない。

そこで、北澤のデータに立ち戻って見ると、このデータには区別と、警察の所轄官署別の2種類の表がある。斎田が用いたのは区別のデータである。表2にそのデータを再録する。もとのデータは階数別（主に1-3階建）に被害が集計され、総数も階数別に示されているが、ここではそれらを足し合わせた値を示した。表を見ると分かるように、データが震災による分と震火災による焼け跡の残存分に別れている。たぶん、このように分けたのは焼失地域では震災による被害か火災による被害かの区別がつかないどころか、全潰や半潰したものは、その所在すら分からなかったからではないだろうか。震災による分が全潰、半潰、大破損という分類になっているのに、焼け跡では残存分しか勘定されていないのはそのためではないだろうか。

斎田は、震災による分のうち2階建に限って全ての被害を足し合わせ、震災前の総数で割って上記の結論を得たが、当時の土蔵の多くは2階建で、全ての階数のデータを足し合わせても、結果はそれほど大きく変わらない。このためここでは表2の様に、全ての階数の合計に対し被害率を計算し、斎田の結果の再現とした。

このようにして北澤のデータから再現した土蔵の被害率と、表2で求めた木造の全潰率を区毎に並べると図7のようになる。区は分かりやすいように、平均的な沖積層の厚さが薄い順に左から右に並べられている。したが

って、芝、下谷付近を境に左側が山の手、右側が下町ということになる。このデータから見る限り、確かに斎田の指摘通り、土蔵と木造住家の被害率は山の手と下町で逆転することになる。

### 3.2 火災の影響

斎田の結果で、最も気になるのは、下町のほとんどを占める焼失区域における土蔵の被害の取り扱いである。表2の表現から見て焼け跡での全潰、半潰、大破損した土蔵がデータに含まれていない可能性を感じるからである。

関東地震当時の東京市は最初に指摘したように、超過密都市で、人口問題に悩んでいた。そのこともあってか、毎年、建物の実態調査を行い、構造種別、用途別にその結果が区毎に集計されている<sup>12)</sup>。そのデータをもとに、関東大震災を挟む、1922年（大正11年）12月から1923年（大正12年）12月の間に土蔵が区毎にどの程度減少したかを知ることができる。その際、ここで対象としている土蔵が、構造的な意味での土造に対応するのか、用途別にそのうちの倉庫に対応するのかということでも厳密には結果が変わる。字から判断すると倉庫のようにも思えるが、北澤による表2の震災前の土蔵の総数は1922年（大正11年）12月の土造の総数にきわめて近いことから、ここでは減少率を求める際には土造の値を採用した。倉庫の値に限っても減少率の傾向はほとんど変わらないことも同時に確認している。

図8にこのようにして求めた土造の減少率を、先に求めた土蔵の被害率と比較して示す。逆三角形が減少率、

表3 安政江戸地震による土蔵および木造建物の被害数。データは文献13)による。

関東地震の土蔵被害数は表2の震災分の合計に対応。

15区(沖積層厚順)	番組	崩れ土蔵(合計)	建物被害(軒)(合計)	関東地震土蔵被害
四谷	20番新宿・高田辺	1	4	111
本郷	12本郷辺*	6	185	31
赤坂				33
麻布	10番麻布辺/19渋谷・目黒辺	0	34	33
小石川	14番小石川辺	19	742	45
牛込	15番市ヶ谷・赤坂・四谷辺	39	337	91
麹町				15
芝	8番芝辺/9番芝白銀辺/番外品川	178	526	27
下谷	13湯島・下谷辺*	138	4278	16
神田	11内神田辺	32	154	30
京橋	5京橋北*/6番銀座辺*/7番八丁堀・霊岸島	39	358	0
日本橋	1番日本橋北/2番両国橋辺/4番日本橋南	87	359	0
浅草	3浅草/21番浅草阿部川辺/番外吉原	43	1306	13
本所	16番本所南部三笠町辺/18番本所北部の郷辺	138	5522	0
深川	17番深川辺	785	4903	0
(合計)		1505	18708	445

\*2番両国橋辺のデータから、建物被害数の棟と軒の比率を2.8軒/棟と定め、棟から軒相当に変換した

### 安政江戸地震との比較

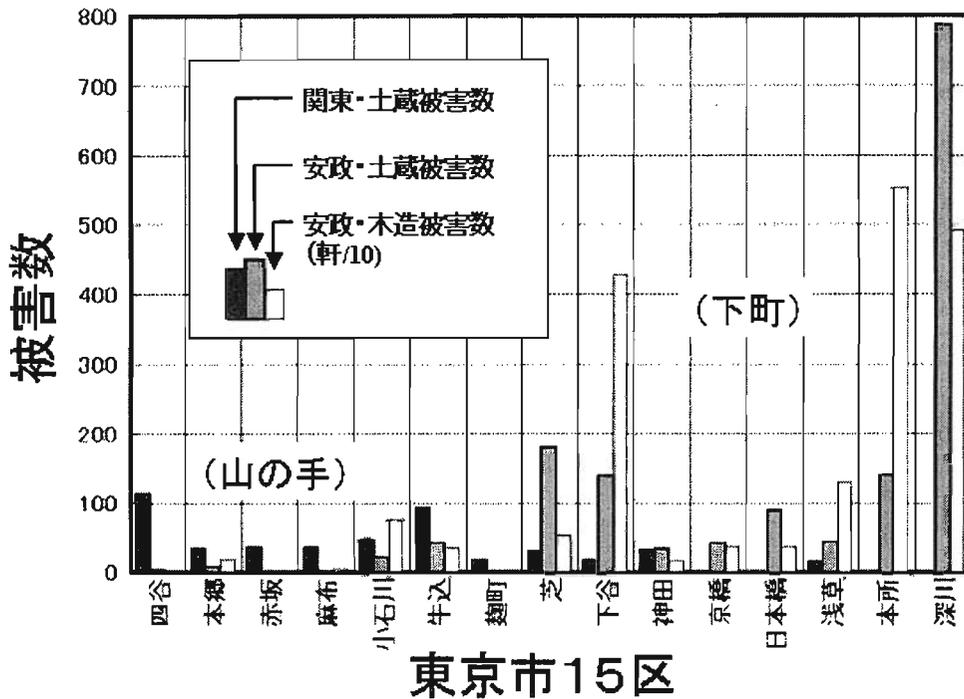


図9 北澤データ(表2)による関東地震の土蔵の被害数と、表3による安政江戸地震の土蔵ならびに木造建物の被害数の比較。木造被害数は1/10して表現してあるのに注意。

黒丸が被害率である。図には四角印で木造住家の焼失率も示されている。土造の減少率のうち、麹町区は唯一数の増加があり、減少率はマイナスの値となるが、グラフの関係上減少率0%にプロットしてある。

図から一目で分かることは、土造の減少率が木造住家の焼失率と非常に良い相関があることである。これに対し、土蔵の被害率は焼失率と逆に非常にきれいな逆相関の関係にある。山の手、下町という大きなくくりで見た場合もちろんであるが、例えば、山の手でも焼失率が比較的高い本郷では、逆に土蔵の被害率は低くなっている。このような土蔵の被害率と焼失率との関係は、焼失地域において、焼失する前に震災によって全潰、半潰、大破損という大きな被害を受けた土蔵のデータが欠落している可能性を示唆するものである。加えて、図で示すように土造の減少率がほぼ100%である下町の各区で、震災による土蔵の被害率がほぼ0%であることが事実であるとすれば、ほとんど全ての土蔵が火災のみによって無くなったことになる。いかに激しい火災であったとはいえ、本来燃えにくく造られていたはずの土蔵が、震災によらずすべて火災のみによって失われたということも不自然ではないだろうか。

### 3.3 安政江戸地震の場合

関東地震の際の土蔵のデータはこれ以外に知られていないので、下町での被害データの欠落については推測の域を出ない。しかしながら、安政江戸地震の際の土蔵の被害に関するデータからも、その推測が裏付けられようである。安政の江戸地震は、関東地震のほぼ70年前に幕末の東京(当時はもちろん江戸)を襲った地震で、当時の江戸は大きな被害を蒙った。武家の被害は定かではないが、町方の被害については、撰要永久録という書物に相当詳しい被害統計が記載されている。その記録を野口<sup>13)</sup>や北原<sup>14)</sup>がまとめており、ここではそのデータを用いることにする。

安政江戸地震でも東京で火災は発生したが、その規模は関東地震とは比べものにならない位のものであったため、建物被害の大半は震災によるものと思われる。当時はもちろん15区は存在せず、番組とよばれる地域分けがなされ、被害も番組毎に集計されている。もちろん番組と15区はその境界線も異なっているが、位置関係を考慮して、15区に対応付けをして、データを作成した。表3がそのデータである。15番組を牛込区に対応づけたた

め、赤坂区に対応する番組がなくなった。また江戸城とその周辺の武家屋敷で構成される麹町区にも対応する番組はない。表3には土蔵の他に住家を指すと思われる建物被害(ほとんど木造)の数も示されている。建物被害には単位が軒数のものと棟数のものがあり、正確な違いはよく分からないが、表の脚注に示す方法で全てのデータを軒数単位に統一した。なお表3の関東地震土蔵被害という欄の数字は表2での震災分の合計と同じである。

図9に、表3の値を区毎に比較する。安政江戸地震当時の建物の総数が分からないので、被害率に直すことができない。このため実数で比較する以外方法はない。安政江戸地震の建物被害(木造被害)数が他に比べて実数が非常に多いので、図には1/10した値をプロットした。図で黒く見える棒が関東地震の土蔵被害数、真中の中間色が安政江戸地震の土蔵被害数、白く見えるのが安政江戸地震の木造建物の被害数の1/10の値である。まず、木造の被害に注目すると、図7に示すように関東地震の場合と同様に、下町で多く山の手で少ないことが分かる。また、下町でも日本橋区、京橋区の被害が少ないのも関東地震の際の特徴とよく似ている。地震の震源は異なっても、地盤の影響によって同じようなところに被害が出ることを示す好例である。

これに対し、土蔵については、安政江戸地震の際の被害数は、深川を中心に下町でもかなり多く、逆に山の手で少なくなる傾向がある。この傾向は関東地震の際のデータと逆の傾向である。つまり安政江戸地震の際には、下町でも多数の土蔵が壊れていたことを示している。このような事実から考えても、少なくとも関東地震の際に下町で土蔵が震災によりほとんど壊れなかったとする斎田の結論は不自然であると言わざるを得ない。

#### 4. まとめ

1923年関東地震について、東京都の中心部(旧15区)の震度の再評価の結果を紹介した。結果は、従来からの指摘<sup>2)3)4)15)</sup>と大局的にそれほど変わるものではないが、古地形や表層地質、深さが30-50m以内の表層地盤構造と震度分布が明瞭な相関を持つことを示すことができた。主な特徴をまとめると以下ようになる。

- ①東京都心部の山の手台地上では震度が低く、大半は5強以下であった。
- ②これに対し、6強~7という高い震度は隅田川の現在の墨田区や江東区、また台東区の北部などの下町低地に広がっている。
- ③ところが同じ下町低地でも、台東区南部から中央区にかけては震度が低い。これらの地域では、浅草台地、日本橋台地と呼ばれる波蝕台地が地下に埋没してい

るため沖積層厚が薄いためである。

- ④山の手地域でも谷底低地と呼ばれる地域は震度が高い。その中でも日比谷から大手町、神田神保町、水道橋へ続く一帯は特に震度が高い。ここは江戸時代以前に日比谷入江や神田川の前身の平川、さらには大池とよばれる沼地があった場所である。
- ⑤同様の場所は、溜池から赤坂見附、古川沿いの東麻布、麻布一の橋付近にもある。

実地震の被害記録によって、このように広範囲にしかも詳しく表層地盤と震度との関係が検討できるケースは関東地震の東京市を除いて他に無い。本稿の結果が地震防災にとっての表層地盤構造の重要性の再認識につながり、表層地盤構造に関する全国的なデータベース構築の取り組みに弾みをつけることになれば幸いである。

一方、関東地震の東京市においては、山の手台地上と下町低地上での木造住家と土蔵をめぐる有名な振動特性の違いについての話があるが、検討の結果、土蔵の方が地盤条件の差の影響を受けにくいという程度のことはあったとしても、従来言われているように両者の被害が逆転するようなことは不自然ではないかと推察するに至った。“土蔵の話”が、建物を設計する上で地盤の振動特性を考慮すべきであるという耐震設計上の重要なポイントの一つを世の中に広める上で果たした役割は大きく、そこで語られている内容は本質的には決して間違っている訳ではないが、この話の延長線上として、軟弱地盤なるが故に短周期建造物の全てが安全であるかのごとき誤解を与えるとすれば問題である。

このような行き過ぎた解釈を防ぐ意味からも関東地震の際に起きた事実を解明することは必要である。今後さらに、“土蔵の話”との関連で語られることの多かった煉瓦造やRC造などの被害も検討した上で結論を出すべきことかもしれないが、取りあえず従来の“土蔵の話”には多少注意が必要であることを指摘しておくことにする。

本稿は、(財)地震予知総合研究振興会発行の「地震ジャーナル」に投稿中の原稿をシンポジウム用に多少書き換えたものである。なお、本稿の内容は、鹿島小堀研究室の諸井孝文主管研究員との共同研究に負うところがある。

#### 参考文献

- 1) 諸井孝文・武村雅之、2002、1923年関東地震による被害要因別の死者発生数、第11回日本地震工学シンポジウ

△論文集（投稿中）。

- 2)今村明恒,1925,関東大地震調査報告,震災予防調査会報告,100号甲,21-66.
- 3)河角廣,1951,東京の震害分布と地盤に就いて,建築雑誌,66,8-15.
- 4)望月利男・楢木紀男,1993,地震被害のデータベース化とその活用,総合都市研究,51,5-15.
- 5)武村雅之,2002,1923年関東地震による東京都中心部(旧15区内)の詳細震度分布と表層地盤構造,日本地震工学会論文集(投稿中).
- 6)諸井孝文・武村雅之,2002,関東地震(1923年9月1日)による木造住家被害データの整理と震度分布の推定,日本地震工学会論文集(投稿中).
- 7)東京都土木技術研究所,1969,東京都地盤地質図23区内.
- 8)正井泰夫,1980,都市環境としての大江戸の水系と海岸,筑波大学地球科学系人文地理学研究VI,92-95.
- 9)河角広編,1973,地震災害,共立出版,防災科学技術シリーズ,276pp.
- 10)齋田時太郎,1935,耐震及び耐風家屋,普及,講座防災科学,岩波書店,285-323.
- 11)北澤五郎,1926,木造被害調査報告,震災予防調査会報告,100丙上,1-53.
- 12)東京市役所,1924,1925,第20,21回東京市統計年表.
- 13)野口武彦,1997,安政江戸地震—災害と政治権力,ちくま新書,筑摩書房,238pp.
- 14)北原糸子,2000,地震の社会史—安政江戸地震と民衆,講談社学術文庫,講談社,352pp.
- 15)貝塚爽平,1979,東京の自然史,紀伊国屋書店,239pp.

# 構造物応答から見た設計用地震動の決め方

How to decide design input ground motions from a standpoint of structural responses

境 有紀  
Yuki SAKAI

I investigated the influence on structural responses by the difference of shear wave velocity at the bedrock. I made strong ground motions at ground surfaces by equivalent linear response analyses of level ground and carried out earthquake response analyses of structures using single-degree-of-freedom systems and RC frame buildings under the input of strong ground motions at ground surfaces. I found that response spectra in the case of bedrock shear velocity 800m/s were far larger than those in the case of shear velocity 400m/s not only in the long period region but also in the region from 1 to 2 s which affected the damage of most buildings. The spectral difference corresponded to from 2 to 3 times of the maximum response drift angle by the earthquake response analyses using RC frame buildings. These results mean that we have to consider deep underground structures.

## 1. はじめに

改正された建築基準法では、せん断波速度 400m/s 程度の解放工学的基盤における加速度応答スペクトル（告示によって規定されているので、以下、告示スペクトルと呼ぶ）を基に、表層地盤の非線形増幅特性を考慮し、地表面での加速度応答スペクトル（以下、地表スペクトル）を算定する。

地表における地震動を伝搬経路（距離減衰）と表層地盤の増幅特性に分離して評価する場合の地震基盤として、どの程度のせん断波速度の層を用いるべきかについては、ある地域を対象として、基盤面に入射する波がほぼ同じと見なせるか、という観点から議論がなされている。例えば、太田・嶋<sup>1)</sup>は、川崎市を対象として基盤面設定を試み、せん断波速度 700m/s の層の上面を適当としている。

ここでは、ある地域における入射波の同一性という観点ではなく、構造物の応答という観点から、基盤の設定位置について検討を行った。具体的には、工学的基盤と地震基盤に対応するものとして、せん断波速度 400m/s 程度（以下、Vs400）と 800m/s 程度（以下、Vs800）に設定したときの地表動を作成し、それぞれについて一自由度系を用いた地震応答解析を行って、地表スペクトルの周期特性の違いについて検討する。そして、構造物の地震応答解析を行って、基盤を告示に示された Vs400 とする場合、どの程度の周期の構造物まで適用可能か、どの程度の周期の構造物を対象とするのであれば、Vs800 まで考慮する必要があるか、について検討した。

## 2. 地表動の作成

まず、基盤を Vs400 と Vs800 とした場合の地表動を作成した。具体的な作成手順を以下に示す。

(1) 基盤を Vs400 とする場合を想定し、告示スペクトルにフィ

ットするように位相ランダムで解放基盤動を 10 波作成する。レベルは、極めて稀に発生する地震動を対象とする。波形の例を図 1 に、解放基盤動の弾性加速度応答スペクトルを図 2 に示す。時刻歴包絡関数は、文献<sup>2)</sup>のレベル 2 のものを用いた。

(2) 日本全国 10 地点の地盤の 1 次元成層構造（表 1）を用い、(1)で作成した基盤動を入力とした等価線形時刻歴地震応答解析（以下、地盤応答解析）を行い<sup>3)</sup>、地表動を各地盤モデルについて 10 波作成する。基盤面は、表 1 の種別で EB となっている層の上面とし、EB となっている層の最も浅い層が半無限とした。地盤の非線形性については、基盤は弾性、表層は等価線形とし、告示に示された等価剛性、等価減衰を用いた。密度は、粘性土が 1.6(t/m<sup>3</sup>)、砂質土が 1.9(t/m<sup>3</sup>)、岩盤はせん断波速度

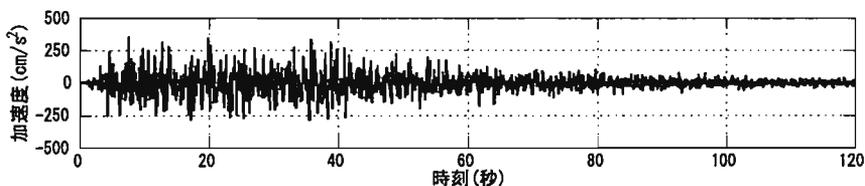


図 1 解放工学的基盤波の波形例

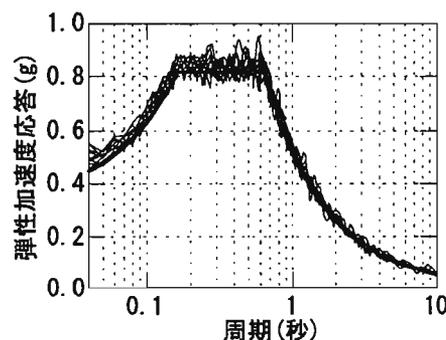


図 2 告示の解放工学的基盤スペクトルとこれにフィットするように作成した基盤動の弾性加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）

Vs が 400～800(m/s) の場合が 2.0(tf/m<sup>3</sup>)、800(m/s) 以上の場合が 2.2(tf/m<sup>3</sup>)<sup>4)</sup>とした。

(3) 次に Vs800 を想定した解放基盤動を作成する。作成方法は、(1)で作成した Vs400 を想定した解放基盤動の振幅と時刻刻みを変化させて、これを表 1 の 10 の地盤モデルの Vs800 相当 (種別 SB) の上面に入力し、表層 (種別 GS) を取り除いた地盤応答解析を行い、種別 EB の上面の地震動 (位相 10 通り、地盤モデル 10 通り、全部で 100 波) のスペクトルの平均が、告示スペクトルに最も近くなるように、振幅と時刻刻みを決定し、Vs800 相当上面における解放基盤動とした。地盤の非線形性、密度などの解析仮定は(2)

と同じとした。即ち、基盤面は表 1 の種別で SB となっている層の上面とし、その層を半無限弾性とした。また、佐藤・川瀬<sup>9)</sup>による地震観測結果を用いた工学的基盤層の非線形特性の同定結果が、告示に示された砂質土のものとはほぼ対応する今津・福武<sup>9)</sup>の砂礫の室内試験結果を回帰した式とはほぼ対応していることから、表 1 の種別 EB、即ち Vs400 以上の地盤の等価線形特性も告示に示されたものを用いた。

振幅と時刻刻みを変化させることは、応答スペクトルを縦軸と横軸に拡大あるいは縮小すること、即ち、告示スペクトルを表現する式(1) (告示スペクトルは式(1)で  $A=320(\text{cm/s})$ 、 $T_c=0.64(\text{秒})$ とのおいた場合に相当する) で地動最大加速度  $A$ 、コーナー周期  $T_c$  を変化させることに相当する。Vs800 相当上面における解放基盤スペクトル (以下、Vs800 基盤スペクトル) の式(1)における  $A$  と  $T_c$  は、 $A=490(\text{cm/s})$ 、 $T_c=0.29(\text{秒})$ となった。

$$S_A = \begin{cases} \left(1 + \frac{6T}{T_c}\right) A & , T \leq 0.25T_c \\ 2.5A & , 0.25T_c \leq T \leq T_c \\ 2.5 \frac{T_c}{T} A & , T_c \leq T \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 $S_A$ : 弾性加速度応答スペクトル (減衰定数5%)、 $T$ : 周期 (秒)、 $A$ : 地動最大加速度、 $T_c$ : コーナー周期 (秒) である。

Vs400 (告示スペクトル) と Vs800 基盤スペクトルを図 3 に併せて示す (Vs800 縮小は後述)。Vs400 (告示スペクトル) に比べて Vs800 基盤スペクトルは、卓越周期が短い反面、最大加速度応答は大きいことがわかる。

(4) 基盤面を表 1 の種別で SB となっている層の上面とし、その層を半無限弾性として、(2)と同様に表 1 の地盤モデルを用いて (3)で作成した基盤動を入力とした地盤応答解析を行い、地表動を各地盤モデルについて 10 波作成する。解析仮定は(2)(3)と同

表 1 地盤モデル

・六ヶ所				・磐ヶ沢				・豊橋				・四日市			
深さ	Vs	土質	種別	深さ	Vs	土質	種別	深さ	Vs	土質	種別	深さ	Vs	土質	種別
4	200	S	GS	2	110	S	GS	4	180	S	GS	4	140	S	GS
60	530	S	EB	8	200	S	GS	20	250	S	GS	12	270	S	GS
∞	940	R	SB	18	370	S	GS	68	430	S	EB	30	610	S	EB
・宇都宮				30	470	C	EB	104	570	S	EB	∞	780	R	SB
深さ	Vs	土質	種別	50	330	S	EB	176	610	S	EB	・丹原			
4	100	C	GS	80	490	S	EB	∞	810	S	SB	深さ	Vs	土質	種別
22	580	S	EB	142	610	S	EB	・常滑				8	130	S	GS
∞	980	R	SB	∞	750	S	SB	深さ	Vs	土質	種別	32	390	S	GS
・袋井				・米沢				4	210	C	GS	64	590	S	EB
深さ	Vs	土質	種別	深さ	Vs	土質	種別	18	260	S	GS	∞	750	R	SB
8	210	S	GS	4	190	C	GS	72	450	C	EB	・川内			
25	320	S	GS	10	250	S	GS	140	570	C	EB	深さ	Vs	土質	種別
82	520	S	EB	18	510	S	EB	216	670	C	EB	4	180	C	GS
194	590	S	EB	50	600	S	EB	∞	730	C	SB	26	290	S	GS
290	670	S	EB	122	680	S	EB					62	450	S	EB
∞	780	S	SB	∞	860	R	SB					∞	690	R	SB

深さ: 地表から該当層の下面までの深さ (m)、Vs: せん断波速度 (m/s)、土質 (S: 砂質土、C: 粘性土、R: 岩盤)、種別 (GS: 表層、EB: 工学的基盤 (Vs400 相当)、SB: 地震基盤 (Vs800 相当))

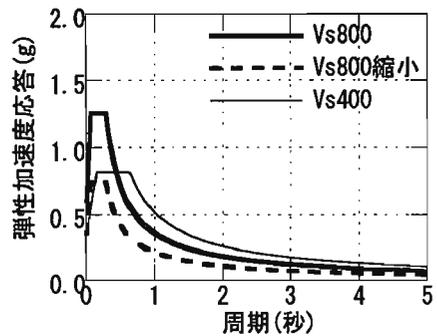


図 3 Vs400 程度 (告示スペクトル) と Vs800 程度の解放基盤スペクトル (減衰定数 5%)

じである。

以上の手順により、Vs400、Vs800を基盤とした場合の地表動が表1の10の地盤モデルそれぞれについて位相が異なる10波ずつ作成されたことになる。

### 3. 一自由度系を用いた地震応答解析

作成した地表動を入力地震動として、まず、一自由度系を用いた弾性地震応答解析を行った。減衰定数を 5%とし、地表スペクトル (基盤動の位相が異なる 10 波の平均とした) を、基盤を Vs400、Vs800 とした場合を比較して図 4 に示す。また、基盤を Vs800 とした場合の地表スペクトルの、Vs400 とした場合に対する比を図 5 に示す。

全体的に、基盤を Vs800 とした場合が Vs400 とした場合を大きく上回った。注目すべきは、問題になると予想される長周期領域だけではなく、むしろ建物頻度の高い中低層建物に最も影響を及ぼす 1～2 秒程度<sup>7)</sup>において、基盤を Vs800 とした場合が Vs400 とした場合を大きく上回っていることである。図 5(1)を見ると、1～2 秒程度において、基盤を Vs800 とした場合の地表

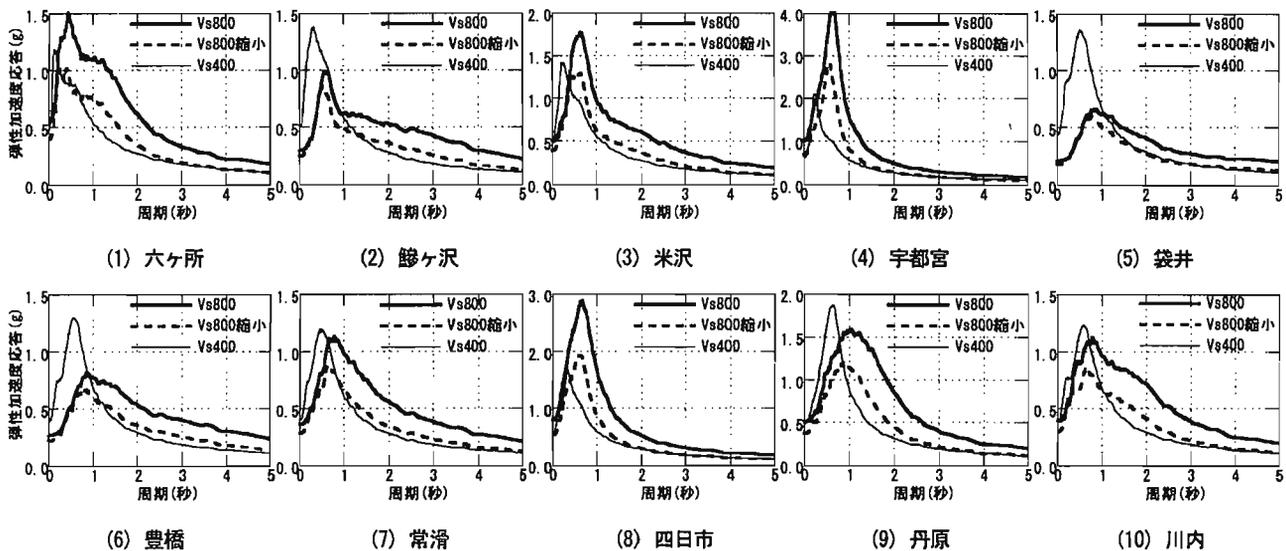


図4 地表における応答スペクトル（減衰定数5%）の比較

スペクトルは、平均的に見ても Vs400 とした場合のほぼ2倍にも達することがわかる。

次に、基盤を Vs400、Vs800 とした場合の地表スペクトルの周期特性のみを比較するために、地表スペクトルの全体的なレベルがほぼ同じになるように、具体的には地動最大速度が等しくなるように Vs800 における解放基盤スペクトルの式(1)における A を縮小した場合（以下、Vs800 縮小）についても検討した。基盤動の位相 10 通り、地盤モデル 10 通りの計 100 通りの地表動の地動最大速度の平均が等しくなるように Vs800 における解放基盤スペクトルを縮小した結果、Vs800 における解放基盤スペクトルの式(1)における A は、 $A=291(\text{cm/s})$  となった。 $T_c$  は Vs800 と同じ 0.29(秒)である。Vs800 縮小の解放基盤スペクトルを図3に、縮小した Vs800 における解放基盤スペクトルを用いた地表スペクトルと、基盤を Vs400 とした場合の地表スペクトルに対する比もそれぞれ図4、図5(2)に示してある。

これを見ると、基盤を Vs800 縮小とした地表スペクトルが基盤を Vs400 とした場合を上回る周期帯は、0.5 秒以上のほぼ全域であり、その比は建物頻度の高い中低層建物に最も影響を及ぼす 1~2 秒程度<sup>7)</sup>で最も大きくなっている。

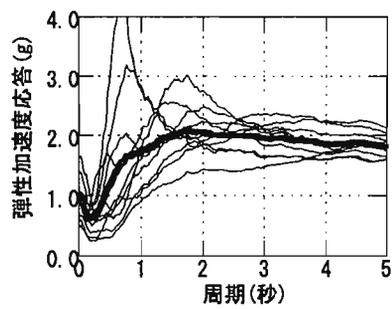
ここで、基盤を Vs400、Vs800 とした時の、式(2)(3)による表層地盤の1次周期  $T_{1g}$  を求め、両者をプロットして図6に示す。

$$T_{1g} = 4H/V_{se} \quad (2)$$

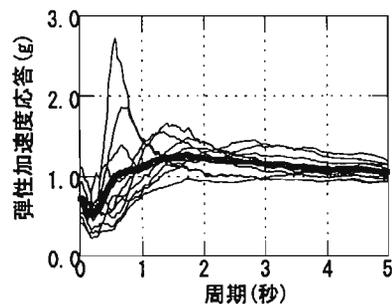
$$V_{se} = (\sum V_{si}d_i)/H \quad (3)$$

ここで、 $V_{si}$ : 表層地盤各層のせん断波速度(m/s)、 $d_i$ : 表層地盤の各層の層厚(m)、 $H$ : 表層地盤全体の厚さ(m)である。

両者は 3~4 倍も異なり、基盤を Vs400、Vs800 とした時の1次固有周期を単純平均すると、それぞれ 0.26 秒、0.91 秒となり、表層地盤の非線形性を考えると、基盤を Vs800 とした方が建物頻度の高い中低層建物に最も影響を及ぼす 1~2 秒程度<sup>7)</sup>の成分が増幅されることが予想される。



(1) Vs800/Vs400



(2) Vs800 縮小/Vs400

図5 基盤を Vs800 とした場合の地表スペクトルの、基盤を Vs400 とした場合の地表スペクトルに対する比(太線は平均)

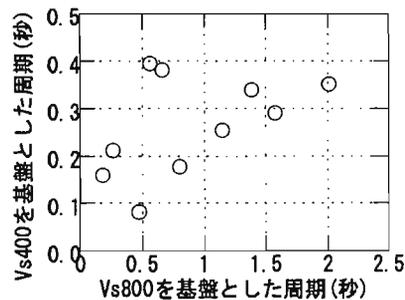


図6 Vs400、Vs800 を基盤としたときの表層地盤の1次周期

#### 4. フレーム地震応答解析

3.で示された、基礎をVs400、Vs800とした場合の地表スペクトルの差が、実際の建物の地震応答でどれだけの差になるかを検証するために、フレームの弾塑性地震応答解析を行った。

##### 4.1 建物の設定

整形な鉄筋コンクリート純フレーム構造 10 棟を対象とし、用途は集合住宅と事務所、階数は5~60階とした(表2)。建物名称は、最初のアルファベットが用途 (Apartment, Office)、次の数字が階数を表す。スパン、階高はそれぞれ、集合住宅が5x5m、2.8m、事務所が8x6m、3.7mとした。高層建物の低層部には高強度コンクリートを用いた。スラブ厚は全建物共通で15cmとした。

##### 4.2 建物の設計方法

建物の設計は、地震を想定した水平荷重により行った。各階の重量を1.2ton/m<sup>2</sup>として求め、水平荷重による応力は外力分布をAi分布とし、梁と1階柱脚にひび割れによる剛性低下を考慮した線形応力解析によって求めた<sup>9)</sup>。梁、1階柱脚の剛性低下率はそれぞれ0.3、0.7とした<sup>9)</sup>。梁にはスラブによる剛性の増大を考慮し、コンクリートの剛性は、RC規準<sup>9)</sup>に示された式(コンクリート強度36MPa以上はNewRC式)を用いた。

まず弾性モード解析を行い、各建物の周期を求めた。1次周期を表2に示している。そして1次周期を基に、設計用ベースシア係数を2通り設定した。

Case 1: 設計用スペクトルをそのまま建物耐力とするケース、即ち、高層建築技術指針の下限式<sup>10)</sup>を用い、純フレームの設計用ベースシア係数の下限値0.25<sup>9)</sup>を上回る場合(主として中低層建物)はこの値とした場合(式(4))。これは、改正建築基準法(簡便法)の第2種地盤のものとはほぼ対応する。

Case 2: 実際の地震被害と整合するように建物耐力を決めるケース、即ち、中低層建物の余剰耐力を考慮に入れるため、地震応答解析でよく使われる地動最大速度50cm/sに規準化した、いくつかの入力地震動による縮約一自由度系の応答塑性率が2.8(対応するフレームの梁端最大応答塑性率4に対応)に収まるように設定した必要耐力スペクトルの包絡線を定式化した式(5)<sup>11)</sup>、ただし式(4)を下回る場合は式(4)とする。

$$C_B = \frac{0.18}{T_1}, \text{ただし } C_B \leq 0.25 \quad (4)$$

$$C_B = \frac{0.18}{T_1^{1.8}}, \text{ただし } C_B \leq 0.6 \quad (5)$$

ここで、C<sub>B</sub>: 設計用ベースシア係数、T<sub>1</sub>: 建物の弾性1次周期である。

設計用ベースシア係数を表2に示している。また、Case1, Case2, 式(4), (5)の関係を図7に示す。

1階柱脚以外の柱端の設計用応力は、動的増幅係数<sup>9)</sup>によって割り増し、最終的な部材の設計用応力は、学会規準の最小主筋量の規定、接合部の上下で柱主筋が通し配筋なることを考慮して設定し、設計用応力を以て降伏モーメントとして配筋は

表2 解析建物

建物名称	柱せい (cm)	梁せい (cm)	梁幅 (cm)	F <sub>c</sub> (MPa)	T <sub>1</sub> (秒)	C <sub>B</sub>	
						Case1	Case2
A05	60~70	60~70	30~40	24	0.32	0.25	0.60
A10	70~80	70~80	40~50	24	0.48	0.25	0.58
A15	70~80	70~80	50~60	24~36	0.67	0.25	0.36
A30	70~80	70~80	50~60	24~70	1.14	0.16	0.16
A60	80~90	80~90	60~70	24~120	1.62	0.11	0.11
O05	75~85	75~85	50~60	24	0.47	0.25	0.60
O10	80~90	80~90	50~60	24~36	0.82	0.23	0.26
O15	80~90	80~90	50~60	24~54	1.16	0.16	0.16
O30	90~110	90~110	60~70	24~80	1.56	0.12	0.12
O60	100~120	100~120	70~80	24~120	2.36	0.077	0.077

F<sub>c</sub>: コンクリート強度、T<sub>1</sub>: 弾性1次周期、C<sub>B</sub>: ベースシア係数

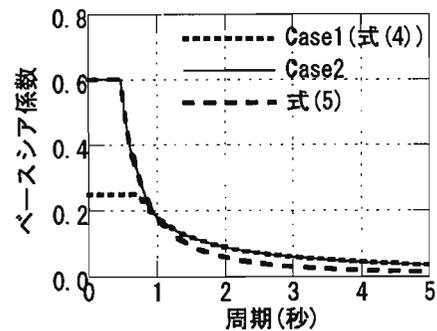


図7 設計用スペクトル

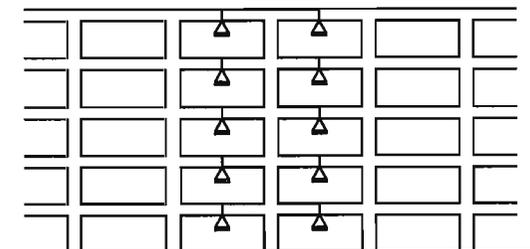
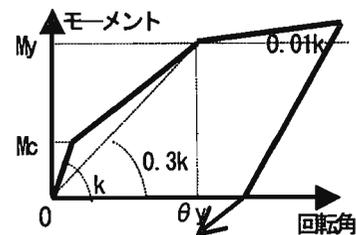


図8 フレーム解析モデル(5層建物)



My: 降伏モーメント、Mc: ひび割れモーメント(=1/3My)、k: 弾性剛性、θy: 降伏回転角

図9 履歴モデルのスケルトンカーブ

行わなかった。

##### 4.3 建物のモデル化と解析方法

建物は、無限均等平面フレームから柱1本とそれに付く梁を、梁の中央から切り出したモデルとした(図8)。なお、事務所建物では、スパン8mの方向を対象フレームとした。

部材は端部に剛域を持った線材に置換し、剛域は接合部が剛

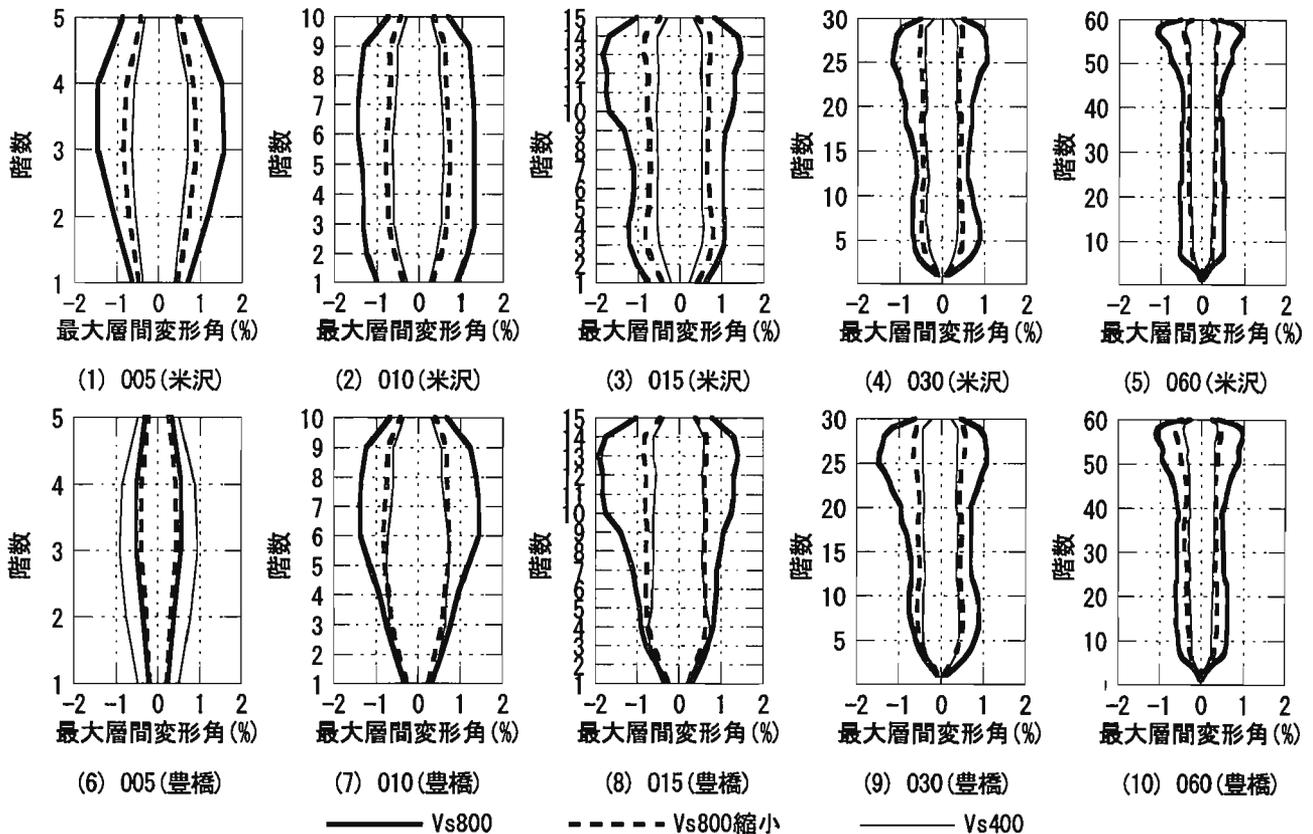


図 10 最大層間変形角 (設計用スペクトル: Case 2、事務所建物、表層地盤: 米沢、豊橋、基盤動の位相 10 通りの平均)

となるように設定した。部材の塑性曲げ変形は部材端の回転バネに集中させ、履歴モデルは Takeda モデル<sup>12)</sup>を用いた。そのスケルトンカーブを図 9 に示す。降伏モーメントは設計用モーメントとし、ひび割れモーメントは降伏モーメントの 1/3、降伏時の剛性低下率は 0.3、降伏後の剛性は弾性剛性の 0.01 倍、Takeda モデルの除荷剛性低下指数は 0.4 とした。P- $\Delta$ 効果、軸方向変形は考慮せず、1 階柱脚は固定、各階の質量は床レベルに集中させ、1.2ton/m<sup>2</sup>として算定した。

応答解析手法は、数値積分を Newmark- $\beta$ 法 ( $\beta=1/4$ )、時間刻みを 0.005 秒とし、減衰は弾性時の 1 次減衰定数が 0.05 となる瞬間剛性比例型とした。

入力地震動は、基盤スペクトル 3 通り (Vs800、Vs800 縮小、Vs400 (図 3))、基盤動の位相 10 通り、表層地盤 10 通りの計 300 波を、建物種別 2 通り、階数 5 通り、設計用スペクトル 2 ケース (図 7) の計 20 棟の建物に入力した。

#### 4.4 応答解析結果

応答解析結果 (最大層間変形角、基盤波の位相 10 通りの平均) をベースシア係数が Case2、事務所建物の 5 棟 (5~60 階建)、表層地盤が米沢と豊橋の場合を例として図 10 に示す。

表層地盤が豊橋の場合の建物 O05 を除き、最大層間変形角は、Vs800 を基盤とした場合が、Vs400 とした場合より遙かに大きくなっている。しかも、基盤を Vs400 とした場合は、設計限界変形角のほぼ 1% (全体層間変形角 1/120<sup>8)</sup> を最大層にして 1/100 と読み替えた) を下回っている、Vs800 を基盤とした場合は

これを上回っているケースが多い。このことは、基盤を Vs400 と想定して設計限界変形に達しなくても、基盤を Vs800 と想定すると設計限界変形を越えることが多い、ということであり、その差は非常に有意なものである。地動最大速度が等しくなるように Vs800 における基盤スペクトルを縮小した場合 (Vs800 縮小) も、その差は大きくはないが、表層地盤が豊橋の場合の建物 O05 を除いた全てのケースで Vs400 を基盤とした場合を上回っている。

表層地盤が豊橋の建物 O05 で Vs400 の方が応答が大きくなったのは、豊橋の地表スペクトル (図 4(6)) が 1 秒以下の周期帯において Vs400 の方が大きく、更に、応答層間変形角が小さく等価周期が短くなったためと考えられる。しかしこのようなケースは数少なく、ほとんどが米沢のような全ての建物で Vs800 を基盤とした場合が Vs400 を基盤とした場合を上回るケースだった。

最大最大層間変形角 (最大最大とは最大層間変形角が最大となる層のもの、という意味) が Vs800 と Vs400 あるいは、Vs800 縮小と Vs400 でどちらが大きくなったかを表 3 に示す。ほとんどのケースで基盤を Vs800 とした場合が Vs400 とした場合より大きくなり、Vs800 縮小ですら Vs400 より大きくなっているケースが多い。また建物の最頻周期帯 (0.2~0.5 秒)<sup>7)</sup> に属する A05、O05、A10 の中低層 3 棟に限っても基盤を Vs400 とするより Vs800 とする方が最大層間変形角が大きくなるケースが多い。

全体的な傾向を見るため、最大最大層間変形角を基盤動の位

相 (10 通り)、表層地盤 (10 通り) で平均した値を、設計用スペクトルが Case 1、2 の場合について、横軸に建物の弾性 1 次周期を取って、図 11 に示す。平均的に見ても応答層間変形角は、基礎を Vs800 とする場合は Vs400 とする場合の 2~3 倍で、Vs800 縮小でさえ、1.2~1.3 倍程度となっている。

5. まとめ

基礎をせん断波速度 400m/s 程度と 800m/s 程度に設定したときの地表動を等価線形時刻歴地震応答解析により作成し、これを入力地震動とした一自由度系およびフレーム構造の地震応答解析を行って、基礎を設定するせん断波速度の違いが、構造物の地震応答に与える影響について検討した。

その結果、基礎をせん断波速度 800m/s 程度とした場合の地表における応答スペクトルは、400m/s 程度とした場合を大きく上回り、長周期だけではなく、建物頻度の高い中低層建物に最も影響を及ぼす 1~2 秒程度においても大きく上回ることがわかった。その差は、建物の応答層間変形角にして 2~3 倍にもなる。このことは、深部地下構造を考慮に入れて設計用地震動を設定することが重要であること示している。

謝辞

東京大学地震研究所工藤一嘉先生には、数多くの貴重な助言をいただきました。1 次元地盤の地震応答解析プログラムは、吉田望氏、末富岩雄氏作成の DYNEQ<sup>3)</sup>を、地盤データは防災科学技術研究所の KIK-NET 観測点のものを使用させていただきました。フレーム構造の地震応答解析プログラムは、東京大学地震研究所壁谷澤寿海先生が開発された DANDY<sup>13)</sup>を一部修正して使用させていただきました。各位に深く感謝の意を表します。

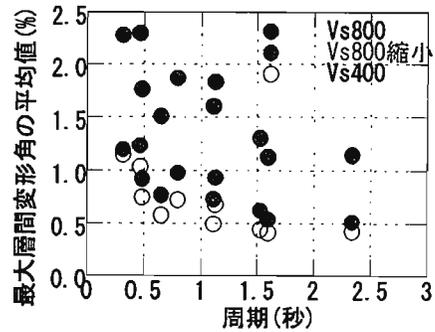
参考文献

- 1) 太田裕, 嶋悦三, 地震基礎について(1), 災害科学論文集, 4, 251-252, 1975.
- 2) 建設省建築研究所, 日本建築センター, 設計用入力地震動作成手法技術指針(案)本文解説編, 設計用入力地震動研究委員会平成3年度成果報告書, 1992.
- 3) 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, 61-70, 1996.
- 4) 土田肇, 井合進, 建築技術者のための耐震工学, 山海堂, 1991.
- 5) 佐藤智美, 川瀬博, 地盤の 2 次元性と非線形性を考慮したポアホール地震観測記録に基づく地盤の増幅特性のシミュレーション 足柄平野久野地区の鉛直アレーで観測された弱震動と強震動の分析, 日本建築学会構造系論文集, No.468, 39-49, 1995.
- 6) 今津雅紀, 福武毅芳, 砂礫材料の動的変形特性, 第 21 回土質工学研究発表会, 509-512, 1986.
- 7) 境有紀, 綱織一起, 神野達夫, 建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 555 号, 85-91, 2002.
- 8) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997.
- 9) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート造構造計算規準・同解説, 1999.
- 10) 梅村魁, 超高層建築の構造審査実績の分析, ビルディングレター, 日本建築センター, No.16, 1970.

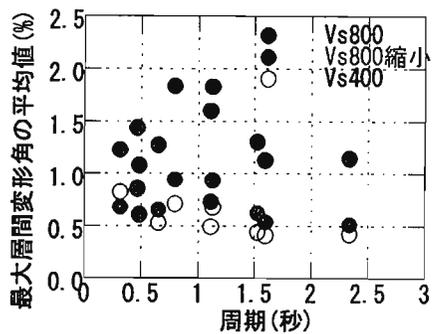
表 3 基礎の Vs を変えたときの最大層間変形角の大小関係

Case 1		Case 2	
種別	A O A O A O A O A O	種別	A O A O A O A O A O
階数	5 51010151530306060	階数	5 51010151530306060
地盤	Vs800 vs Vs400	地盤	Vs800 縮小 vs Vs400
六ヶ所	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □	六ヶ所	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □
鎌ヶ沢	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □	鎌ヶ沢	■ ■ ■ □ □ □ □ □ □ □
米沢	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □	米沢	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □
宇都宮	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □	宇都宮	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □
袋井	■ ■ □ □ □ □ □ □ □ □	袋井	■ ■ ■ □ □ □ □ □ □ □
豊橋	■ ■ □ □ □ □ □ □ □ □	豊橋	■ ■ ■ □ □ □ □ □ □ □
常滑	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □	常滑	■ □ □ □ □ □ □ □ □ □
四日市	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □	四日市	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □
丹原	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □	丹原	■ □ □ □ □ □ □ □ □ □
川内	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □	川内	■ ■ □ □ □ □ □ □ □ □

※ ■: Vs800 < Vs400      ■: Vs800 縮小 < Vs400  
□: Vs800 > Vs400      □: Vs800 縮小 > Vs400



(1) Case 1



(2) Case 2

図 11 最大最大層間変形角の平均値の比較

- 11) 境有紀, 剛性を考慮に入れた高層鉄筋コンクリート造建物の耐震設計法, コンクリート工学年次論文報告集, 第 14 巻 第 2 号, 1992.
- 12) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST5, pp.2557-2573, 1970.
- 13) Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S. and Aoyama, H., Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Test Structure, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B), Vol. XXXVII, No. 2, 1983.

## 5. 資料



第29回地盤震動シンポジウム(2001)

## 改正建築基準法の 地震動規定を考える

地盤震動研究から見た  
限界耐力計算の評価と課題

構造委員会 振動運営委員会 地盤震動小委員会

標記シンポジウムが、日本建築学会地盤震動小委員会の主催で2001年10月31日(水)10:00~17:30、建築会館ホールにて約220名の参加者を集めて開催された。司会は午前の部:山中浩明(東京工業大学)・高井伸雄(北海道大学)、午後の部:前田寿朗(早稲田大学)・小山信(国土技術政策総合研究所)、総合討論:川瀬博(九州大学)・小林喜久二(竹中工務店)が担当した。

まず地盤震動小委員会主査の萩尾堅治(大成建設)より主旨説明があった。午前の部は主として耐震規定の解説として3題の講演があった。

緑川光正(建築研究所)は「改正建築基準法における耐震規定の考え方」と題して、構造関係規定の概要、限界耐力規定の概要、改正建築基準法の背景を説明した。

飯場正紀(建築研究所)は「限界耐力計算における入力地震動・地盤増幅に関する技術的背景」と題して、地震動と表層地盤増幅の考え方と設定方法を説明した。

北村春幸(東京理科大学)は「設計実務から見た新規定—耐震設計をどこに導こうとしているのか」と題して、既往の設計用地震荷重との比較、兵庫県南部地震での被害建物の検討、限界耐力計算法の問題点を述べた。

昼食休憩後、北川良和(慶應義塾大学)により「地盤震動研究と基準法改正—設計用入力地震動の観点から」と題して特別講演があった。過去において研究とのギャップに悩みながら指針等を作成した事例を多く紹介した。

午後の部は議論編として、地盤震動研究からみた

改正基準法の問題点と課題を議論した5題の講演があった。

森伸一郎(愛媛大学)は「改正建築基準法による表層地盤増幅の評価法における諸問題」と題して、表層地盤増幅特性の評価法の特徴とその問題点について述べた。

永野正行(鹿島建設)は「工学的基盤より深部の地盤増幅—2次元、3次元地盤の影響は無視できるか」と題して、主に神戸に見られるような盆地端部の断層地形が地震動増幅に与える影響について、増幅のメカニズムと基本特性や国内の複数の断層地形を用いた増幅事例を述べた。

野畑有秀(大林組)は「告示スペクトルは工学的基盤のスペクトルとして見なせるか?」と題して、告示スペクトルから想定される地震の像と、工学的基盤スペクトル特性を決める要因として工学的基盤以深の堆積層による影響について述べた。

久田嘉章(工学院大学)は「震源近傍の強震動—改正基準法の設計用入力地震動は妥当か?」と題して、震源近傍の強震動特性の紹介および告示スペクトルとの比較を行った。震源近傍の強震動をランダム位相、長周期パルス、大変形の3つのタイプにわけて、改正建築基準法の地震動と比較した。

境有紀(東京大学)は「地震動の破壊力から見た改正基準法による設計用入力地震動」と題して、告示スペクトルを建物破壊力の観点から評価した。

以上の講演の後、改正建築基準法の問題点、適用上の留意点、今後の改善方向に関して総合討論が活発に行われた。特に性能設計において設計者の裁量に任すべきものと、法で定めるべきものの切り分けに関して主催委員会、講演者や会場から多くの意見が寄せられた。また実務からみた改正建築基準法に対する現状の問題点の指摘があった。

最後に地盤震動小委員会幹事の山田眞(早稲田大学)が、各講演のキーポイントの指摘をおこない、地盤震動小委員会による耐震設計法の考え方や評価法を発信することが今後望まれており、重要であるとまとめた。

●早川 崇/清水建設



第30回地盤震動シンポジウム (2002)  
設計用地震動は工学的基盤で決められるか？  
—地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか(その1)—

---

2002年10月

編集 社団法人 日本建築学会  
著作人

〒108-8414 東京都港区芝5丁目26番20号

TEL 03-3456-2051

FAX 03-3456-2058

<http://www.aij.or.jp/>

印刷所 株式会社 エーヴィスシステムズ

---

