第11回地盤震動シンポジウム

地震動研究の蓄積とその活用

1983.7.15

日本建築学会　構造委員会
振動分科会　地盤震動小委員会

The 11th Symposium on Ground Vibrations (1983)

Studies of earthquake ground motions and their applications to the aseismic design

— In memory of the decadal activity —

July 1983
Tokyo

Sponsored by Architectural Institute of Japan

第11回地盤震動シンポジウム（1983）
地震動研究の蓄積とその活用

目　　次

〔Ⅰ部〕講　　演

Ⅰ－1　地震動研究の蓄積とその活用
　　－主旨説明にかえて－　　太田外気晴（鹿島建設技研）…… 1

Ⅰ－2　地震と地震動　　鈴木　保典（東大）…… 5

Ⅰ－3　地震特性と地震動　　萩尾　堅治（大成建設技研）…… 13

Ⅰ－4　設計入力と地震動　　横田　治彦（清水建設研）…… 19

Ⅰ－5　サイスミック　ゾーネィション　　鏡味　洋史（北大）…… 25

〔Ⅱ部〕話 題 提 供

1．地震動予測の試みとその応用

1.1　埼玉県における地震動予測の試み　　嶋　悦三（東大生研）…… 31

1.2　土木分野における工学的地震動予測とその問題点　　亀田　弘行（京大）…… 37

1.3　産業施設の耐震設計と地盤動　　柴田　碧（東大生研）…… 47

1.4　建築構造設計の分野から　　青柳　司（日建設計）…… 49
　　寺本　隆幸（　〃　）

〔Ⅲ部〕パネルディスカッション「地盤震動からみた地震防災への諸問題」

The 11th Symposium on Ground Vibrations (1983)

Studies of earthquake ground motions and their applications to the aseismic design — In memory of the decadal activity —

I-1 Introduction 1
by Tokiharu Ohta

I-2 Earthquakes and earthquake ground motions 5
by Yasunori Suzuki

I-3 Characteristics of soil layers and earthquake ground motions 13
by Kenji Hagio

I-4 Earthquake input motions for aseismic design 17
by Haruhiko Yokota

I-5 Seismic zonation 25
by Hiroshi Kagami

1.1 Estimation of seismic force due to the future earthquake 31
by Etsuzo Shima

1.2 Earthquake motion prediction for civil engineering structure 37
by Hiroyuki Kameda

1.3 Aseismic design industrial facilities and ground motions 47
by Heki Shibata

1.4 From a viewpoint structural engineering 49
by Tsukasa Aoyagi and Takayuki Teramoto

［Ⅰ部］ 講　　演

第11回地盤震動シンポジウム
日本建築学会 1983.7.15

地震動研究の蓄積とその活用
—主旨説明にかえて—

太田外気晴*

§1 地盤震動シンポジウムと10周年記念出版物

地盤震動小委員会は1972年に日本建築学会の振動分科会の下に設置された。当時は新潟地震（1964年）において砂の液状化が大規模に発生し，また十勝沖地震（1968年）で広域にわたって強震地動の記録が多数得られて，地盤震動の問題がクローズアップされ初めた時期であった。

それ迄の強震観測は構造物の地震時挙動に関する実態把握と理論的説明に重点が置かれ，地盤上における強震動観測の例も少なかったが，上記その他の地震を経験して，構造物の耐震設計を考えるにはまず地盤震動の性質を明らかにしなければならない事が認識されつつあった。そして，折しも日本の経済成長に伴なって超高層ビルや臨海地帯におけるぼう大な建設工事が進められ，それに関連して構造物の耐震性能向上の資料を得る目的で行われた地中地震観測が盛んになり初めてきた時期でもあった。元来，耐震設計における地震動は設計の根幹をなすともいえる重要事項であることから，それなりに重点がおかれ研究されてきたが，各種強震動観測の資料が急速に蓄積されるに及んで，より積極的な研究を進める機が熟していたといえよう。

地盤震動小委員会はこの様な背景下で，学会として地盤震動問題をより大きくとり上げて研究を進め，将来は耐震設計用の入力地震動を定める際の問題点に答えることを目標に，活動を初めることとなった。それに際しては地震学の専門家に多数御参加頂いて研鑽を深め，また委員会活動の最大の行事として，委員会でまとめられた知見を広く会員に伝えるシンポジウムを年1回開催し，研究者と実務家との討議の場をもってきた。このシンポジウムも回を重ねて昨年10回を数えるに至り，1つの節目の時期を迎えることとなった。そこでこの10年をふり返り，また将来の展望も含めた10周年記念出版物，題して「地震動と地盤－地盤震動シンポジウム10年の歩み」を刊行することとなった。この様に1冊の本としてまとめるとなれば自づから一つの体系を必要とすることから，広く最新の研究も含め充実させるべく，本委員会以外の方々にも1部御協力頂くこととし，33名の方々に御執筆頂いた。

§2 第11回地盤震動シンポジウム

本年の第11回シンポジウムはこの記念出版物の上梓を機に，本に立脚したテーマとすべく，「地震動研究の蓄積とその活用」とすることになった。本シンポジウムの第I部はこの本の内容紹介と，併せて個人的見解を含む御講演を御願いすることにした。参考のため，記念出版物の目次と執筆者を表1に示す。第II部では他学会や

表1　地震動と地盤 －地盤震動シンポジウム10年の歩み－ 目次と執筆担当

1章　まえがき　太田　外気晴
2章　地震および地震波動
　2．1　地震の特性　大塚　道男
　2．2　地震波動　鈴木　保典
　2．3　震源の特性　武村　雅之，鈴木　保典
3章　強震地動
　3．1　地震動強さの推定　村松　郁栄，望月　利男
　3．2　強震動と最大動予測式　石田　勝彦
　3．3　強震地動と断層モデル　小林　啓美，翠川　三郎，瀬尾　和大
4章　地盤特性と地盤震動
　4．1　地震基盤　入倉　孝次郎
　4．2　弾性波探査　服部　定孝
　4．3　地盤の動力学特性　太田　外気晴，原　昭夫
　4．4　表層地盤における地震動の増幅　太田　外気晴，萩尾　堅治
　4．5　波の種類と地盤震動　工藤　一嘉，塩野　計司
　4．6　不規則な地盤構造の地盤震動　多賀　直恒
5章　地震動観測
　5．1　地震動観測一般　大沢　胖
　5．2　従来の地震動観測とその記録　長能　正武，角田　智彦，森岡　敬樹，山崎　裕
　5．3　地震動観測の新しい試み　田中　貞二，岡田　成幸
6章　サイスミック・ゾーネィション
　6．1　地震危険度評価　服部　定孝
　6．2　マイクロゾーネィションの意義とその実例　鎌味　洋史
　6．3　地震防災とマイクロゾーネィション　太田　裕
7章　設計用入力地震動
　7．1　耐震設計と入力地震動の考え方　鈴木　有，長橋　純男
　7．2　やや長周期地震動と耐震設計　横田　治彦，山原　浩
　7．3　短周期地震動と耐震設計　石田　勝彦
　7．4　構造物の耐震性能と入力地震動　田治見　宏
　7．5　入力地震動研究の動向　北川　良和
8章　結び　太田　外気晴
付録　最近の被害地震における観測結果例　勝倉　裕
（1974年～1978年の4つの被害地震）

*：鹿島技研，工博

建築構造設計の実務家からの立場で地震動予測の話題の提供を御願いし，更にパネル・ディスカッションでは第Ⅰ部と第Ⅱ部を総合して，地盤震動からみた地震防災への諸問題について御討議頂くこととなった。

記念出版物の内容は第Ⅰ部の講演番号2～5に期待するとして，こゝでは図1を参照しながら概括する。図1は地層構造と地震断層および地震波の伝播，地表層での増幅等々を示し，各種の地形や地盤上における構造物に関して，耐震設計のための地震動強さが設定される位置が広範囲にわたることを示している。将来の耐震設計は「震源から建物頂部まで」が標榜[1]される様に，地震動研究はこの図の全体に及ぶものといえ，記念出版物「地震動と地盤」はこれらを網羅したつもりである。

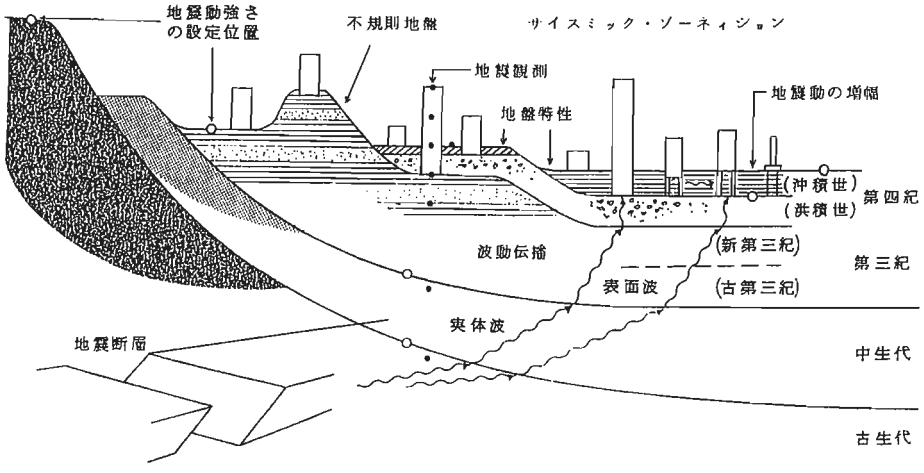


図1　地震と地盤震動研究や設計に関する各種の分野の概念図

§3　地盤震動研究と1983年日本海中部地震

1983年5月26日の日本海中部地震（M＝7.7）は東北日本の西側にかなりの被害をもたらした。この地震の特徴的な点を概観して，記念出版物はこれで良かったか否かをふり返ることは，本シンポジウムのテーマにそった具体例として有効であろう。そこで今回の地震について，主として地盤震動の特徴的な点を示し，問題点を洗ってみる。ここで津波は除いて議論を進めることにする。

1)　地震の被害概況

日本海中部地震の特徴的な被害をまとめて表2に示すが，これからわかる様に，地変にかかわる被害が目立つ地震であった。

以下，a)地震の規模，b)地震動強さ，c)構造物の被害と地盤震動について，記念出版物その他と比較しながら検討する。

表2　日本海中部地震の特徴的な被害の概要　（津波は除く）

		対　象	被　害
a	地　盤	田畑，埋土	噴砂，液状化，他
b	建築物	RC造，S造	土間コンの陥没等，構造部材中小破，二次部材
		住家，外構等	地変による被害大，ブロック塀転倒
c	土木構築物	護岸，道路，築堤	陥没，地割れ
d	コンビナート	貯油タンク	浮屋根の発火(短時間に消化)，流出

$M_a = \log A_{max} + 1.73 \log X + C_2$

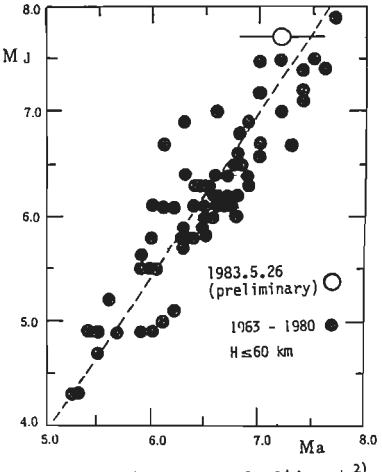


図2　加速度による地震規模(武村)[2]

2) 特徴的な諸問題

a) 地震の規模

図2には後述する各地の加速度最大値A_{max}によるマグニチュードM_a[2]を気象庁のマグニチュードM_Jと比較して示す。この図によればA_{max}の回帰式によるとM_a= 7.2となり，加速度的な実力は相対的にない（又はM_Jが大きく評価された傾向にある）ことがわかる。これは最近，マグニチュードは便利ながら限界があることの議論に通じよう。[3]

b) 地震動強さ

水平方向の加速度最大値A_{max}と震央距離の関係を図3に示すが，A_{max}の勾配は極めて急である。また上下方向はここでは略すが，水平の約1／2である。これらのデータは港湾技研[4]，土研[5]，弘前大[6]，電中研[7]，岩盤強震アレー観測委員会[8]，他[9]による暫定値である。

A_{max}の急速な減小の程度を調べるため記念出版物にまとめられた同種の式と比較して図中に示す。直線的な部分の勾配は多くの式が$1/X^{1.7}$，X：距離，に近いが，この地震は$1/X^{3.5}$に近く，きわ立っている。但し他の式は平均的な傾配であるため，個々の地震について調べた結果[10]を検討してみると1964年，襟裳岬沖地震の勾配が急であるが，それにしても$1/X^{2.5}$程度である。この様に$1/X^{3.5}$にもなる理由は現段階では不明ながら，震源の特性，伝播波の周期特性や経路の性質が関係しているようが，今後検討に値する問題であり，各方面からの研究が期待される。[11]（不老不死（深浦南，電中研），弘前大の加速度記録は25~30秒で一度小さくなっている。震源機構との関係が注目される。）

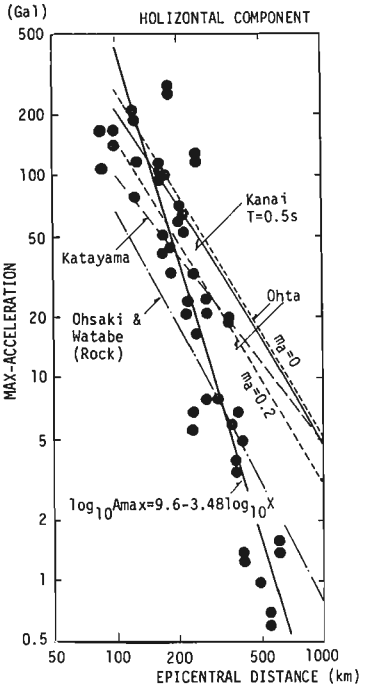


図3 加速度最大値と震央距離の関係

c) 構造物の被害と噴砂・液状化

建物廻りの舗装面が陥没した被害（液状化，埋土の転圧不足），土木構築物の常識的な被害を除いて，構造物または地盤の被害については次の2点についてふれる。即ち噴砂による建物被害と，液状化一般である。

まづ噴砂による建物被害の最も顕著な例として男鹿工業高校実習棟（PC杭支持）の土間の沈下（50~60cm）があげられる。これと対照的な床の相対的な隆起の例が青森県武田小学校（布基礎[12]）である。地盤は共に湿地上の埋土で，表層で振幅が増幅される條件下にある。被害状況の差は杭の有無と元の地盤の相異（武田小はあしがやの根の層有）が原因したのか否か，現段階では不明であり，今後の検討が望まれよう。

次に噴砂や液状化であるが，新潟地震ほどの大規模な被害に至らなかった理由として，秋田県の代表的地盤における砂層は比較的浅い位置にあることに原因していよう，との見方がある。[13]埋土の最も大規模な例である大潟村では，地盤が非線形領域に入ったであろうと考えられる長周期成分（約3秒）を含む加速度記録が得られており，今後の研究に期待が持たれる。但し，液状化地盤において，しまった地層中における強震記録は現在までに得られていないので，今後の観測網の充実が望まれる。

3) 検討

記念出版物に示した地震動研究の蓄積をふまえて，日本海中部地震を例にして「蓄積された研究と活用」に問題はないかどうかを整理してみる。その意味で今後の課題といえる事項を列挙すると次の通りである。

i) 加速度最大値の震央距離に対する減小が極端に急勾配である理由の解明

ii) 地中地震計による軟弱地盤表層の塑性応答，特に液状化地点の現象把握（要観測網の充実）と研究の促進

iii) 各地域の地震防災と地震予知の連携と研究の促進（秋田県の地震防災研究は4年前より開始）

iv) 構造物の耐震性向上のためのきめ細かな知識の普及，基準の見直し，質の高い設計と施工の実施

以上のうち，i)は新事実の把握，ii)，iii)は必要性を認めつつ，難問であったり，実施に限界があり，理想的状態

に至ってない事項であろう。iii)は，構造物の耐震性が施工まで含めた総合的な質の良さで決まる例が多く，被害地震の度毎にくり返される事項である。

以上，日本海中部地震に基づく特徴的な点について速報的に述べ，記念出版物と対応して議論を進めてきた。今回の地震に関する本格的な研究はこれから行われるであろうことから，ここでの議論は自づから限られる。§3で特にふれなかったものの，既知の問題点や常識的な報告も多くあった。

§4 結び

第11回地盤震動シンポジウムの開催に際して，10周年記念出版物の刊行とテーマの設定に関する主旨説明を行い，併せて日本海中部地震を例として記念出版物を見直した。この本は地震学の領域までを含み，過去のシンポジウムや最も進んだ諸研究も盛り込んだもので，広く活用されることを期待している。

然し，勿論完璧ではなく，加速度最大値の急速な減小に関する新事実の論理的説明や，砂の液状化に関する直接的現象把握のための観測網の整備や関連する研究の推進など，今後の課題も指摘できる。

今回の地震に関連した視点以外に，本に示した今後の課題は i)模擬地震動，ii)高密度強震観測，iii)地盤と構造物の相互作用に関係するもので，共に最終目標である耐震設計に一歩近づくテーマで，近い将来検討したい。

本シンポジウムでは地盤震動，構造物の耐震性，地震防災等の問題について，折からの日本海中部地震の話題も有意義な範囲内で交えながら（さけ得ないであろうから），活発な議論が行われることを期待したい。

§5 謝辞

記念出版物の刊行にあたって多数の方々に短期間で御執筆を御願いし，無事上梓にこぎつけ，地盤震動シンポジウムの題材に供することができた。この様な本の出版を企画することになったのも，ひとえにシンポジウムに御参会頂いた方々の熱意と励ましに負うところが多い。ここに厚く御礼申し上げます。

また日本海中部地震の強震記録は，注4)～9)に示した各研究機関の方々のたゆまぬ努力の賜であり，ここに引用させて頂くことを快諾賜わった。強震観測事業は報われることの少ない，地道なものであるが，地震発生後には組織外への早急な情報伝達が要求される。記録の分析結果は広く耐震研究の進歩に貢献するため大いに活用されることが望ましいとも考え，図3は関係者の汗と脂の結晶として，感謝の念をもってここに掲載させて頂いた。

参考文献及び注

1) 地盤震動小委員会：第9回地盤震動シンポジウムの会告，建築雑誌，No 1175，昭和56年2月
2) 武村雅之，太田外気晴：加速度振幅から見た地震規模，鹿島技研年報，第31号，昭和58年6月
3) 地震動と地盤－地盤震動シンポジウム10年の歩み－，2.1節，2.3節，日本建築学会，1983年
4) 倉田栄一，福原哲夫，野田節男：昭和58年（1983年）日本海中部地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No 458 （1983年9月刊行予定）
5) 土木研究所（川島一彦他）：土木学会の委員会資料，昭和58年6月
6) 弘前大学理学部地球物理学科，地震観測センター，佐藤祐，佐藤魂夫
7) 国生剛治他：1983年日本海中部地震被害調査報告，電中研調査報告，昭和58年8月刊行予定
8) 委員長：表俊一郎，及び9) 岩盤鉛直アレー地震観測委員会（委員長：表俊一郎），電力共通研究，事務局は共に鹿島建設技研－太田外気晴，足立憲秀，高橋克也，越田洋，武村雅之，柳圓成人，石田寛
10) 太田外気晴，清田芳治：加速度の平均的距離減衰と地震による加速度レベルの相異，日本建築学会大会学術講演梗概集，PP 499 ～ 500（昭和54年9月）に関連する手元資料
11) 小林啓美，瀬尾和大：1983年5月26日，日本海中部地震の断層モデルによる地震最大加速度振幅の計算値，及び転倒墓石による推定値等との比較，日本建築学会耐震連絡委員会資料，昭和58年6月6日
12) 東洋一，遠藤利根穂，津村浩三：日本海中部地震被害調査，日本建築学会耐震連絡委員会資料，昭和58年6月6日
13) 望月利男：秋田県の資料に基づく注8)の委員会における発言，昭和58年6月11日

第11回地盤震動シンポジウム
日本建築学会 1983.7.15

地震と地震動

鈴木保典

§1. 序

「地震動と地盤」の第2章・第3章を中心に，縦断的にテーマを整理し，問題点を指摘するのが課題であるが，第2章・第3章を節毎に紹介するだけで紙面が尽きてしまった。

§2. 内容紹介

第2章の「地震および地震波動」では，地震の特性（2.1），地震波動（2.2），震源の特性（2.3）の3節に分けて，主として地震学の立場から地震について説明している。第3章の「強震地動」は，地震動強さの推定（3.1），強震動と最大動予測式（3.2），強震地動と断層モデル（3.3）の3節でもっぱら地震工学の立場から強震動を取り扱っている。以下2.1節から3.3節までを簡単に紹介する。図や表の番号は「地震動と地盤」中の番号も付記しておいた。

2.1 地震の特性　この節では，地震の大きさを表わす種々の量（2.1.1），地震活動（2.1.2），活断層（2.1.3），地震先行現象と予知（2.1.4）について述べている。

2.1.1 地震の尺度　地震の大きさを表現する量として (1)マグニチュードがある。ローカルマグニチュードM_L，表面波マグニチュードM_S，実体波マグニチュードM_B，気象庁マグニチュードM_{JMA}，河角マグニチュードM_Kの説明がなされている。最初の4つのマグニチュードは地震記象から読み取った振幅（や周期）から求めるのに対して，最後のM_Kは（気象庁）震度から求める点が特徴的である。M_SやM_BはM_Lに，またM_{JMA}はM_Sに一致するように定められたのであるが，これらの間に系統的なずれがあることが指摘されている。（なお，この点に関して2.3.3を参照のこと）。(2)マグニチュードと関係付けられているパラメータとして，地震発生の頻度分布N，余震域の直径L，地震波動エネルギーE，地震体積V，地震断層長さL，地震断層の変位量U，地殻変動域の代表的長さLが挙げられている。これらの内同じ文字Lで表わされているパラメータが3つあるが，マグニチュードMとの関係式がほとんど同じであるという理由からであろう。(3) 波動エネルギーEの導び方が簡単に説明され，グーテンベルクとリヒタの有名な式 $\log E = 1.5M + 11.8$ もかなりの不確定要素を含むという注意がされている。(4) 地震モーメントM_0について，「M_0は物理的な基礎を持つことにおいて地震の大きさを表わすのに適切な量であるが，災害の程度を表わすパラメータとして適当なものであるかどうかは一考を要する問題である。」と述べている。（2.3.1.を参照のこと）

2.1.2 地震活動　地震活動を表わす言葉として (1)サイスミシティを取り上げ，単位面積の地殻から単位時間当り放出される地震動のエネルギーの量を基準にしてサイスミシティマップを作ると，地震エネルギーの収支はほとんど大地震に支配されているので，防災計画にこのマップを役立てる時，特に次の2点に注意すべきである。i)大地震の震源域は，一辺が数十～数百kmに及ぶので，これを震央という1点で代表させると歪が混入する。ii)大地震の発生には何世紀にもまたがる長周期の変動があるから，データの期間が問題となる。図1はプレート境界地盤の活動期と不活発期が繰り返している様子を示している。

表1（原表2.1.1）
東海道～南海道沖（図6.11）の巨大地震発生年

年	代	A	B	C	D	E
天武天皇（白鳳）		←	684……→		?	?
仁	和	←	887……→		?	?
康和・永長		←	1099	←——1096……→		
正	平	←	1361	(1360)	?	
明	応			←——1498→		F?
慶	長	←	1605……→			F?
宝	永	←——1707——→				
安	政	←	1854	←——1854——→		
昭	和	←	1946 ・ 1944	→		

地震工学の立場からは，ある場所がどのくらいの頻度で強い地震動を経験しているかを示すデータの方が有用かもしれない。例えば，図2は，江戸開府以来東京が経験した被害地震の発生を示したものである。(2) 地震発生の癖では，地震の震央が移動していく例と，図3に示すように巨大地震の帯を地震区に分けた例が取り挙げられる。図3の地震区について，津波の記録や地震動災害の記録から推察される活動史は，表1に示す通りである。

2.1.3 地震と断層　活断層（第4紀に活動した断層）の変位速度による3つのクラス分けと，地震の発生間隔について説明している。

2.1.4 地震の発生に先立つ現象　(1)地震活動の空白域，(2)地盤の昇降・傾斜，(3)地震波速度の変化，(4)その他，(5)日本の地震予知体制と地震工学，が簡略に述べられている。

2.2 地震波動

この節では地震波動の基本的性質（2.2.1～2.2.3）と，断層モデルによる単純な媒質での理論地震記象（2.2.4）について説明している。

2.2.1 実体波　弾性体の内部を伝播する実体波には，P波とS波という2種類の波がある。(1)平面波，(2)球面波，(3)平面境界での平面波の反射・屈折（(a)自由表面，(b)二つの半無限媒質間の境界）について基本的な事項を説明している。（入射角のiと震源単位のiとを特に区別していないが混同することは無かろう。）

2.2.2 表面波　(1)レイリー波，(2)ラブ波，(3)その他の境界波について簡単な記述がある。（さらに複雑な媒質での表面波については，4.5を参照のこと）

2.2.3 地震波線理論　(1)波線パラメータp，(2)走時曲線，(3)速度分布（ヘルグロッツ・ヴィーヘルト法），(4)実体波の振幅について簡単に述べている。

2.2.4 くい違い理論に基づく理論地震記象　(1)くい違い理論　では，断層面を境にして変位・応力成分に差がある場合に対して，それと等価な力系を導いている。結論はよく知られているように，応力不連続には単一力が，変位不連続（特にすべり）には複双力源（ダブル・カップル力系）が等価である。図4に示した断層(点)震源には，図5の上下の各単双力源（シングル・カップル）を合わせた複双力源が対応している。(2)理論地震記象　では，無限・半無限媒質中の断層からの地震波計算手法について簡単に触れ，例として1933年三陸地震に対する両媒質の計算波形と観測波形を図6に示している。（波形計算例としては，2.3および3.3を参照のこと）

2.3 震源の特性

この節では　震源スペクトル（2.3.1），震源パラメータ（2.3.2），マグニチュードと断層モデル（2.3.3）の説明がなされている。

2.3.1 震源スペクトル　(1)震源のスペクトルの定義は，地震波の変位スペクトル(の絶対値)を $|U(\omega)| = R_{\theta\phi}/(4\pi\rho V_c^3)\cdot(1/r)\cdot M_0(\omega)$ と表わした時の$M_0(\omega)$である。ここに$R_{\theta\phi}$は滑りの方向性による方位分布（radiation pattern），V_cは考えている変位成分に依りP波またはS波速度である。重要なことは，ωが0に近づいた極限で　$M_0(\omega)$は　地震モーメント$M_0=\mu\bar{D}S$ に一致することである。μは剛性率，$\bar{D}$は平均最終くい違い量，Sは断層面積である。　(2)伝播性有限震源の効果は，震源スペクトルにコーナー周波数（スペクトルの折れ曲り周波数）が生じ，短周期領域のスペクトル振幅が減少することと，破壊の進行方向に対してコーナー周波数が変化する（破壊の進む方向でコーナー周波数は大きく，反対方向では小さい）ことである。　(3)震源スペクトルの形状；図7,8のハスケルモデルの震源スペクトルは，L，W，Tに対応する3つのコーナー周波数を持ち，低周波（長周期）領域で平坦であるが，高周波（短周期）領域で最終的にはω^{-3}に比例する。　図9,10に示す佐藤・平沢モデルでは，震源スペクトルは1つのコーナー周波数を持ち，短周期領域で最終的にω^{-2}に比例する。　(4)観測スペクトルとの関係　実体波について観測スペクトルを$G(\omega)$とおけば，$|G(\omega)| = R_{\theta\phi}/(4\pi\rho V_c^3)\cdot M_0(\omega)\,|H_M(\omega)\cdot H_{CR}(\omega)\cdot H_{INS}(\omega)|$ と表せる。ここにH_M, H_{CR}, H_{INS} はマントル，地殻，計器の伝達関数を表わす。

2.3.2 震源パラメータ　断層の長さL，幅W，すべり量$\bar{D}$（以上3つが静的パラメータ），破壊伝播速度V_R，すべり速度V_{se}（以上2つが動的パラメータ）という震源パラメータの評価法及びその例が記述されている。((1)～(3))
(4)震源スペクトルのスケーリング則とは，地震モーメントM_0（震源スペクトルの低周波領域での振幅レベルに等しい）がコーナー周波数の3乗に反比例するという関係をいう。この関係によりM_0のみで規定される震源スペクトルは，1つの平均像を与える意味で重要である。図11,12にスケーリング則を適用した震源スペクトルを示す。

2.3.3 マグニチュードと断層モデル　(1)マグニチュードの評価；気象庁マグニチュード（1978年宮城県沖地震），表面波マグニチュード（1978年伊豆大島近海地震）の決定例について，どちらの場合も標準偏差が0.3であ

る。 (2)地震モーメントとの関係；M_S と M_0 との関係から，少くとも周期20秒以上では単純な断層モデル（ハスケルモデルや佐藤・平沢モデル）によって，実際の地震の震源スペクトルが表現出来る。 (3)マグニチュード間の関係と震源スペクトル；右の表2は各種マグニチュードの決定周期を示している。マグニチュードはその決定周期での震源スペクトル振幅を表わすと考えれば，各マグニチュードが地震により一致しないことがあることは説明出来る。各種マグニチュード間の関係を制約条件として，周期20秒以下の比較的短周期領域でのスケーリングモデルの例として図13がある。

表2（原表2.3.3）各種マグチュードとその決定周期

マグニチュード		決定周期(秒)
表面波マグニチュード	M_S	約 20
気象庁マグニチュード	M_J	1～5
実体波マグニチュード	m_B	4～12
ローカルマグニチュード	M_L	1秒前後?

3.1 地震動強さの推定　この節は 震度および震度階（3.1.1），墓石転倒・木造建物被害による地震動強さの推定（3.1.2）から成り立っている。

3.1.1 震度および震度階 (1)定義では，震度(階)の定義と，地震工学的意義について述べている。 (2)種々の震度階とその説明文；震度階の歴史を簡単に述べて，以下現在使用されている(a)気象庁震度階，(b)改正メルカリ(MM)震度階，(c)M.S.K.震度階の説明(文)を載せている。この内(a)に関する例は表3である。また気象庁の震度決定の注意事項や，震度には「その付近一帯を代表する値」という意味を持たせていないこと等が述べられている。(3)各種震度階の対応および震度と地震動の加速度および速度との関係では，図14が示されている。この対応関係は平均的に成り立つことと，著者が調べた地動速度との対応も同図に付け加えたことが述べられている。 (4)震度の通信調査では，河角による12階級の（MM震度階に準ずる）震度階を，「日本式12階級震度階」と呼んでいる。最近の通信調査の特徴として，密度の高い震度分布図の作成（地盤の特性が出てくる）と，人々の対応状況の調査（地震時の緊急対策につながる）の2点がある。 (5)震度分布の利用例；陸の被害地震についての図（ここには示さない）と，海の大地震と陸の大地震2つを合わせた図15より，「震度Ⅵの地震動(被害)は，余震域の真上にだけ生ずる」と結論付けている。また震度Ⅳ，Ⅴ，Ⅵの各面積とマグニチュードMとの関係式の利用法についても言及している。 (6)震度判定基準の一貫性について；木造住家被害率と震度Ⅵの下限との関係を調べて，「気象庁震度Ⅵの下限は，河角の日本式12階級震度9の下限に対応しており，10でないことは確かである。また気象庁の判定には相当の精度の一貫性が保たれている。」と結論付けている。外国の2つの地震から，「気象庁震度Ⅵの下限はMM震度，MSK震度共に9の下限に対応する。」「気象庁震度Ⅵが日本式12階級震度10の下限に相当するという見解が最近の通信調査に見られるようであり，判定基準の相異は無いようにしておきたい。」 (7)震度と被害との関係；人体感覚を判定の基調としている気象庁震度と被害との間に一義的な対応関係が定め難く，場合によっては大きなずれを生ずることが起る。

3.1.2 墓石の転倒・木造建物の被害による地震動強さの推定 (1)概要；大森，物部の考え方を幾つかの地震の資料に適用し，最適なP（全壊率）－K（水平震度）関係を求めるとともに，得られたK（水平震度）が実際に作用したであろう地震動加速度といかなる量的関係をもつかについて主として望月ほかの単体の動特性の理論を用い，強震記録波に対する単体の動的臨界加速度との比較により検討し，結論として，墓石による推定加速度を実地動の最大加速度に変換するための近似実験式を提案している。 (2)墓石による震度と木造建物全壊率の関係；図16は6つの地震に対する平均的なP－K関係を示す。濃尾地震のP－K関係は大森によるものであるが，Kを過少評価しているという保証を，福井・濃尾西地震の住家全壊率と震死者との関係から得ている。 (2)震度と震源距離・地形（地盤）の関係；震度Kと震源距離X（断層面からの最短距離）の関係を，(a)関東地震に対して7種類の地形別に求めたのが図17である。地形区分の内最も地震基盤に性状が近い山地地形のK－X関係を用いて，地形効果を補正し，近似的な露出地震基盤でのK分布を求めた所，ほとんど方向性が得られなかったので，ここのXは工学的見地からK分布を検討する際の妥当な震源距離を表わしている。(b)福井地震に対しては，4種類の地盤に対し同様の操作を施した。 (4)墓石(転倒)による推定加速度と強震計による最大加速度の比較；強震動加

度入力波を入力して，単体（高さH，幅B）の挙動を理論計算により調べて，最大加速度A_{max}とそれに対する臨界（動的）転倒加速度の比と，K＝B/Hの関係をプロットしたものが図18である。一般の被害地震を対象とする際，上位グループに対応する図中の式のみを採用しても妥当であろう。

3.2　強震動と最大動予測式　　この節は最大動予測式(3.2.1)とその相互比較(3.2.2)，地震動の継続時間(3.2.3)と主軸の概念(3.2.4)，強震動のスペクトル特性(3.2.5)とから成り立っている。

3.2.1　最大動の予測式　　最大動の予測式として19ケが表になっているが，その内(1)河角，(2)金井，(3)岡本，(4)グーテンベルク・リヒター，(5)エスティバ・ローゼンブルース，(6)シュナベルとシード　の各式について解説している。

3.2.2　最大動予測式の相互比較　　M＝7について最大加速度・速度の予測結果を比較している。また予測式による最大加速度と地震記録の比較例として図19がある。

3.2.3　地震動の継続時間　　Mのみの関数として継続時間を求める実験式，トリフナックの定義，ハウスナーとジェニングスの振幅包絡線が説明されている。

3.2.4　地震動主軸の概念　　地震動を確率事象として取り扱い，三次元地動の3成分が互いに独立であるような軸（主軸）について地震動の特性を考える方法および結果が紹介されている。

3.2.5　強震動のスペクトル特性　　スペクトル特性を，観測地動スペクトルの特性と地震基盤での強震動スペクトル特性に分けて考察する。ここで地震基盤のS波速度は約3km/sと考える。　(1)地盤上の強震動スペクトル；平均応答スペクトル（地盤移動を考慮した）の研究を紹介している。　(2)基盤での強震動のスペクトル；地震動のスペクトルを多数の地震について平均すれば，地盤の増幅特性と相似のスペクトル特性が得られるという仮定に基づく研究を紹介している。地震基盤における地震動の速度応答スペクトルS_{V0}を，マグニチュードM，震源距離xを用いて　$\log_{10} S_{V0} = aM - b\log_{10} x - c$　の形に小林・長橋は整理した。周期Tの関数としてa,b,cを図20に示す。石田は基盤における加速度フーリエスペクトルについて，断層モデルから期待されるように，ある周期より短かい周期範囲でフラットになっていることを示した（図21）。田中他はやや長周期範囲におけるスペクトルを，震央距離の違う2つのグループに分けた観測波形について求め，図22の結果を得ている。

3.3　強震地動と断層モデル　　この節では地震波の発生・伝播と強震地動(3.3.1)と，断層モデルによる強震地動(3.3.2)とが扱われている。

3.3.1　地震波の発生・伝播と強震地動　　(1)震源における断層運動；Mによるスケーリングモデルからの基盤での加速度スペクトルを図23に示す。前節3.2.5の図20に示したa,b,cを用いて基盤での速度応答スペクトルを計算した例として図24がある。　(2)震源域の拡がり；大地震では震源を点とみなすことは出来ない。地震波の強さ分布は同心円状にならず断層に沿って伸びている。また最大加速度の値にもある極値があり，応力降下量に比例する。　(3)破壊の伝播と震源域近傍での地震動；破壊が伝播することにより，地震動の強さ・継続時間が観測点方位により異なってくる。震央は必ずしも震度分布の中心にあるわけではない。　(4)伝播経路と地震波の減衰では幾何減衰と内部減衰が説明されている。　(5)地震基盤の設定と地盤による地震波の増幅特性；理想的な地震基盤として地殻の最上層（$V_p \approx 5$km/s）をとるのが望ましい。やや長周期（領域）での地震動を評価する際に深い地盤構造も知る必要があるが，短周期に着目した場合は深部地盤構造はさほど重要でないことが図25からわかる。

3.3.2　断層モデルによる強震地動　　(1)地盤を一様なものと考えた場合；無限または半無限媒質での断層モデルによる理論波形は，観測した変位波形のS波初動部をよく説明する。しかし単純な断層運動を仮定していて，短周期の波が発生しにくいから速度・加速度波形については観測を説明できない。断層運動の複雑さを考慮した研究や単純なモデルに対する結果に補正をして短周期成分の最大振幅やスペクトルを求めた研究を紹介している。(2)地盤構造を考慮した場合；観測波形もよく説明する研究もあるが，対象とする周期範囲は2～3秒以上である。短周期領域を対象として経験式に基づく半経験的なアプローチから地震のスペクトルや最大加速度値を計算した研究（翠川・小林）があり，その計算例を図26に示す。

§3．シンポジウム当日は　マグニチュード，短周期地震動モデルを中心に話を進める予定である。

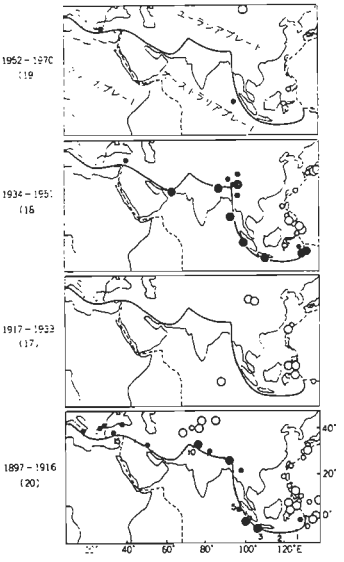


図1（原図2.1.6）．ユーラシアプレートとオーストラリアプレートの境界地震を，ほぼ20年間毎にプロットしたもの。

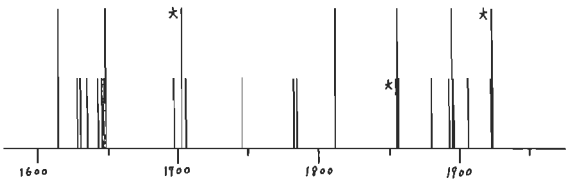


図2（原図2.1.7）．江戸幕府が出来て以来，東京が地震被害を受けた年．長い棒は大被害を示す。

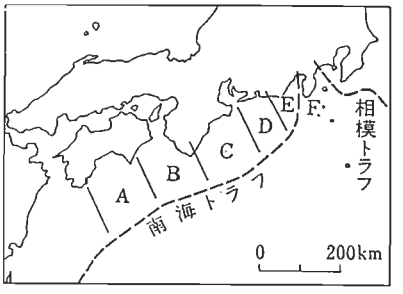


図3（原図2.1.9）．東海道－南海道沖における大地震の震源域．

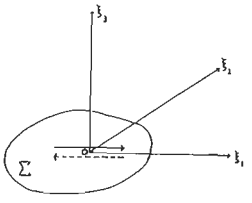


図5（原図2.2.13）$\xi_1\xi_2$面内の断層面Σ．ξ_3の正の側がξ_1の正の方向，ξ_3の負の側がξ_1の負の側に変位する．

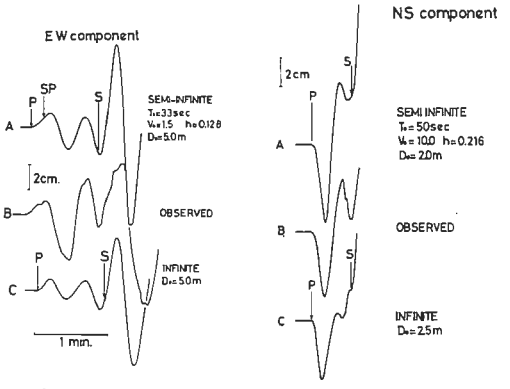


図6（原図2.2.16）．1933年三陸地震の観測波形（中段）と，断層モデルによる理論記象（上段―半無限，下段―無限媒質）

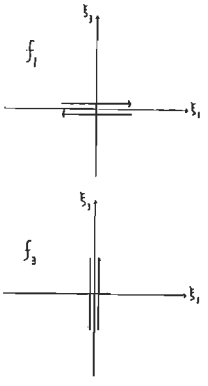


図6（原図2.2.14）．図5の変位くい違い（すべり）に等価な力系．f_1とf_3を合わせて複双力源である．

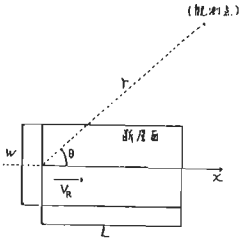


図7（原図2.3.1）．ハスケル・モデル．

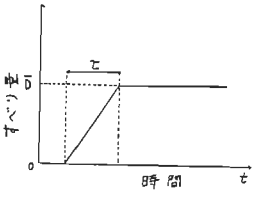


図8（原図2.3.2）．ハスケルモデルのすべり関数

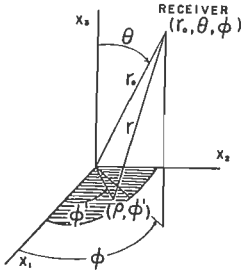


図9（原図2.3.3）佐藤と平沢のモデル.

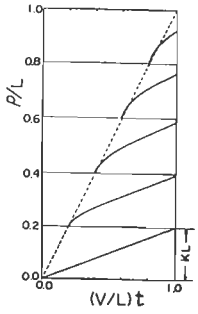


図10（原図2.3.4）佐藤と平沢のモデルのすべり関数

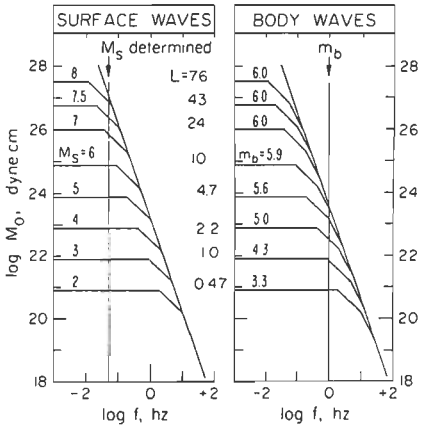


図11（原図2.3.11）ハスケル・モデルを用いたスケーリング・モデル.

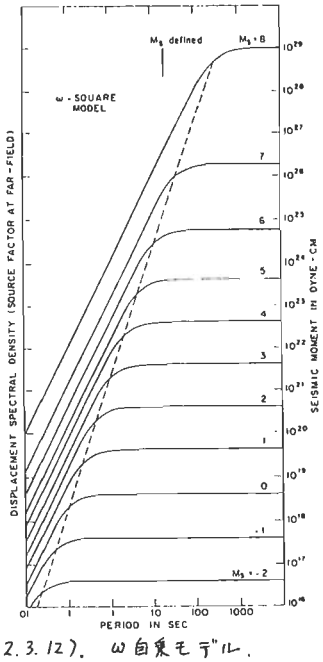


図12（原図2.3.12）. ω自乗モデル.

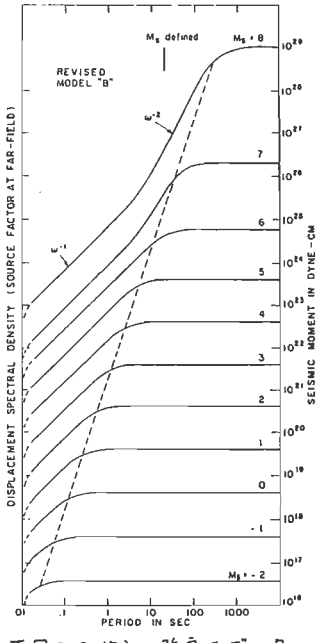


図13（原図2.3.15）改良モデルB.

表3（原表3.1.1）気象庁震度階

階級	説明	参考事項
0	無感．人体に感じないで地震計に記録される程度．	吊り下げ物のわずかにゆれるのが目視されたり，カタカタと音がきこえても，体にゆれを感じなければ無感である．
I	微震．静止している人や，特に地震に注意深い人だけに感ずる程度の地震．	静かにしている場合にゆれをわずかに感じ，その時間も長くない．立っていては感じない場合が多い．
II	弱震．大ぜいの人に感ずる程度のもので，戸障子がわずかに動くのがわかる程度の地震．	吊り下げ物の動くのがわかり，立っていてもゆれをわずかに感じるが，動いている場合にはほとんど感じない．眠っていても目をさますことがある．
III	強震．家屋がゆれ，戸障子がガタガタと鳴動し，電燈のようなつり下げ物は相当ゆれ，室内の水面の動くのがわかる程度の地震．	ちょっと驚くほどに感じ，眠っている人も目をさますが，戸外に飛び出すまでもないし，恐怖感はない．戸外にいる人もかなりの人に感じるが，歩いている場合感じない人もいる．
IV	中震．家屋の動揺が激しく，すわりの悪い花びんなどは倒れ，室内の水はあふれ出る．また，歩いている人にも感じられ，多くの人々は戸外に飛び出す程度の地震．	眠っている人は飛び起き，恐怖感を覚える．電柱・立木などのゆれるのがわかる．一般の家屋の瓦がずれるのがあっても，まだ被害らしいものではない．軽い目まいを覚える．
V	強震．壁に割れ目が入り，墓石・石どうろうが倒れたり，煙突・石垣などが破損する程度の地震．	立っていることはかなりむずかしい．一般家屋に顕著な被害が出はじめる．軟弱な地盤では割れたりくずれたりする．すわりの悪い家具は倒れる．
VI	烈震．家屋の倒壊は30%以下で，山くずれが起き，地割れを生じ，多くの人々は立っていることができない程度の地震．	歩行はむずかしく，はわないと動けない．
VII	激震．家屋の倒壊が30%以上に及び，山くずれ，地割れ，断層などを生じる．	

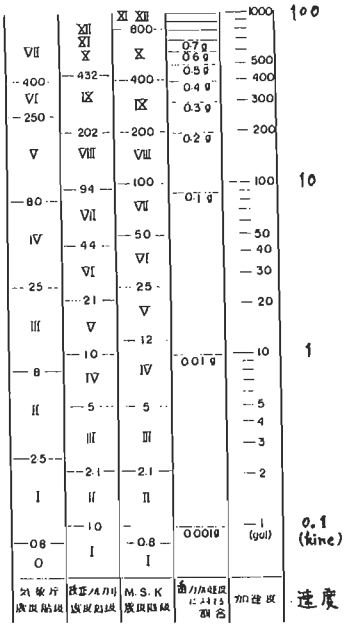


図14（原図3.1.1）各種震度階の対応

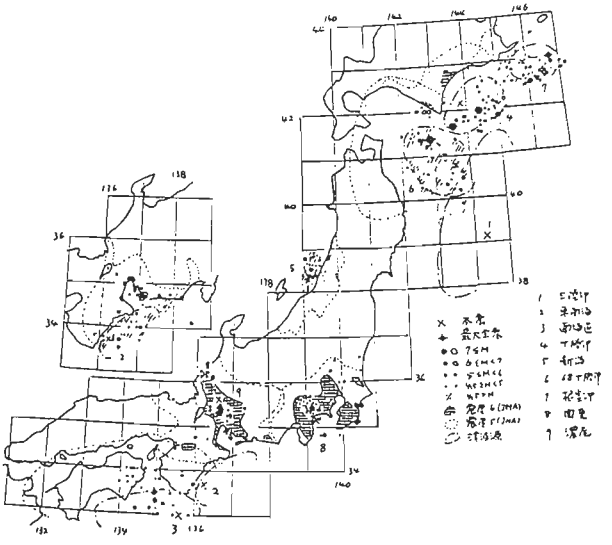


図15（原図3.1.3）大地震の余震域と震度Ⅴおよび Ⅵの地域

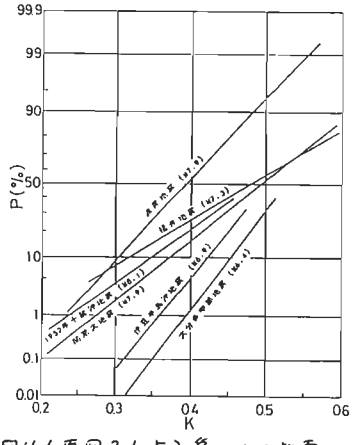


図16（原図3.1.5）幾つかの地震における木造建物全壊率Pと震度Kの関係（濃尾地震M7.9，福井地震M7.3，1952年十勝沖地震M8.1，関東大地震M7.9，伊豆半島沖地震M6.9，大分県中部地震M6.4）

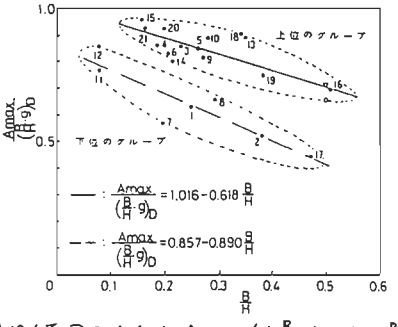


図18（原図3.1.10）$A_{max}/(\frac{B}{H}g)_D$ と B/H の関係

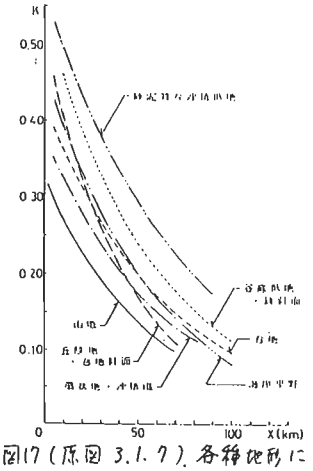


図17（原図3.1.7）各種地形におけるK－X関係

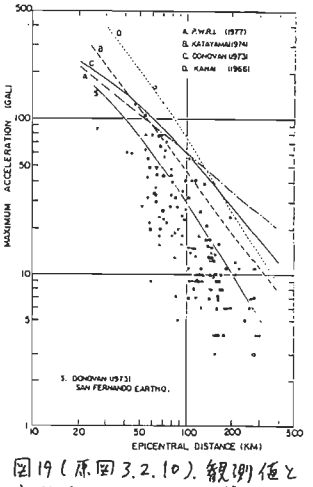


図19（原図3.2.10）観測値と実験式（M=7.0）の比較

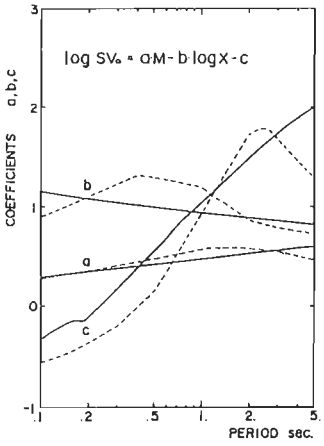


図20(原図3.2.21). 係数a, b, cの周期に対する変動.

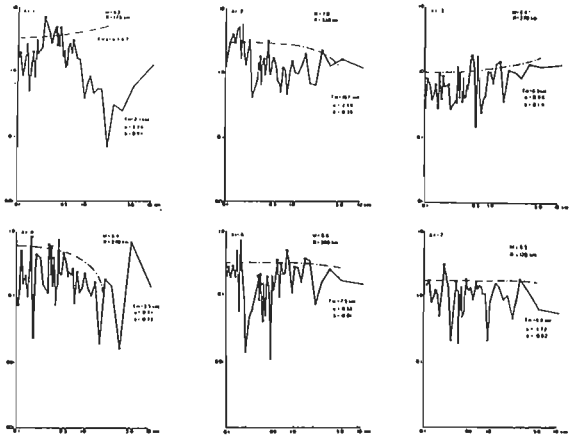


図21(原図3.2.25). 地震基盤における加速度フーリエスペクトル

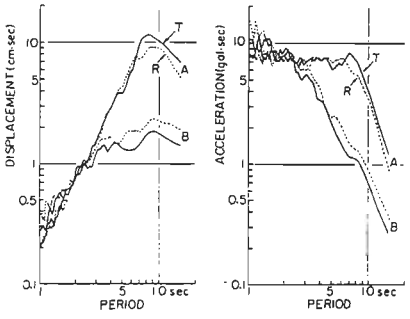


図22(原図3.2.27). Aグループ(Δ≧100km)とBグループ(Δ≦60km)の地震記録の平均加速度(変位)フーリエスペクトル.

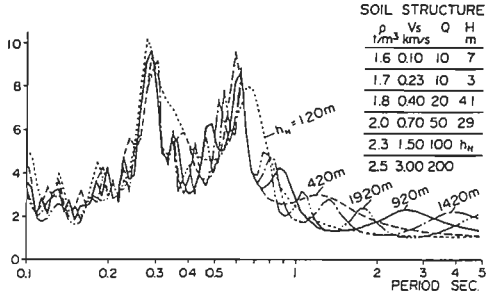
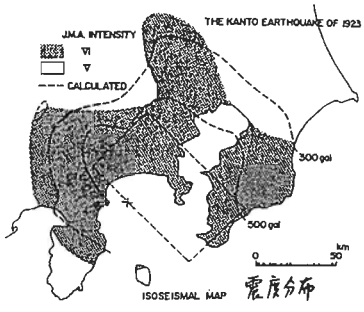


図25(原図3.3.10). 地盤構造の最下層の層厚による SH波の増幅率の変化.



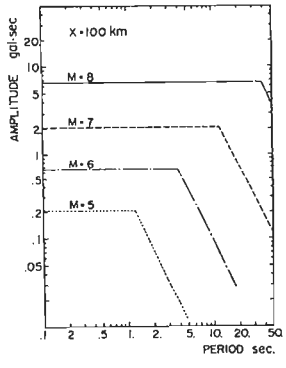


図23(原図3.3.2). スケールモデルによる基盤でのフーリエ加速度スペクトル.

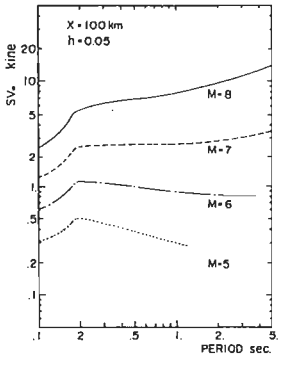


図24(原図3.3.3). 強震記録に基づく経験式から得られた基盤での速度応答スペクトル.

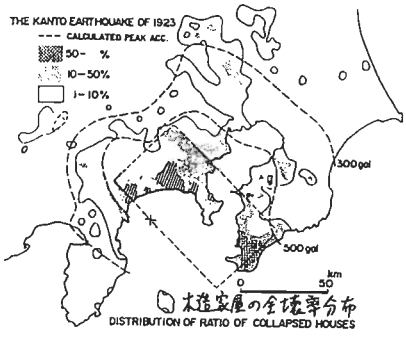


図26(原図3.3.17). 1923年関東地震の震度分布・被害分布と計算された最大加速度分布との比較.

東京大学 理学部

第11回地盤震動シンポジウム
日本建築学会 1983.7.15

地盤特性と地震動

萩尾　堅治

はじめに

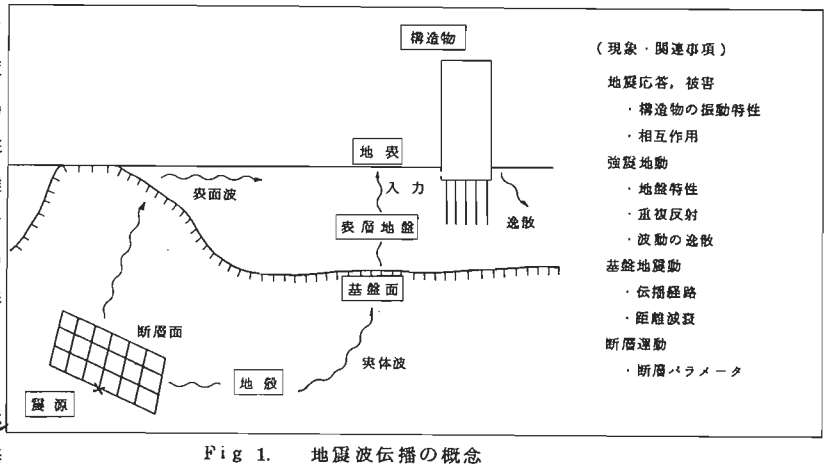
地盤震動シンポジウム過去１０年の歩みから地盤震動研究の変遷を省みると，研究の対象とする地震動の問題が多様化してきたこと，また，これにともなってとりあつかう空間的領域が拡大してきたことに驚かされてしまう。例えば，実体波のＳＨ波を中心とした議論からＳＶ波の影響や表面波を考慮した議論へ，ごく表層の地盤特性から深い地盤構造を対象とした問題へ，点震源から断層モデルへ，成層地盤から不整形地盤へ，さらに現象の捉え方も一点観測から群列（アレー）観測へと，地盤震動研究におけるこのような傾向は枚挙にいとまがない。

これら研究の多様化と拡大により，震源から構造物の応答に至るまで一通りの議論ができるようになってきた。もちろん，すべての現象が等しく解明されたわけではなく，解析的な説明がつかないまま経験的な統計式に頼っている部分や，逆に，解析手法が先行している段階にあり未だ実証の機会を得るに至らない部分もあるが，適当な仮定条件の設定と部分的な議論の粗さを許せば，一通りの筋道はできているといえよう。

地震動と地盤の問題は，地震動を構造物への入力地震動として捉えその性質を明らかにしようとしてきた工学分野と，発震機構や波動の伝播現象など地震現象そのものの解明に力を注いできた地震学分野の学際的領域に位置づけられるものであり，共通の研究対象である。　前述の研究の多様化と拡大も，当シンポジウムなどの場を通して両分野が互に刺激しあって研究を進めてきた結果であろう。この小文では，地盤特性と地震動の関係について，シンポジウム１０周年記念出版「地震動と地盤」の内容を紹介しつつ，主として現象面からこれを捉えてきた研究の経過と現在の動向について考えてみる。

§1. 地震波伝播現象における地盤特性と地震動のかかわりあい

まず，地盤特性と地震動とのかかわりあいが地震現象の中でどのように位置づけられるかを明らかにしておこう。Ｆｉｇ 1. は，地震波の伝播経路の模式図である。既に明らかにされているように，地震現象は地球内部に蓄えられたひずみエネルギーが断層運動という一種の破壊運動によって解放され，波動エネルギーとして地殻を四方八方へ伝わり地盤，構造物を振動させる現象である。このような伝播過程を経た地震動の最終的な性質は，地盤や構造物などの地震被害の様子や，地震観測の記録から捉えられるが，この影響因子としては，震源における断層運動に帰因する震源特性，地殻中の伝播経路の特性，地表の観測点近傍の地形や，地盤の性質などが考えられる。金井ほか[1)2)]は，地表での地震動の性質について，基盤層における地震特性と基盤層の上にある軟弱な層による地震動の伝達特性とに分けそれぞれ独立な量として推定することを検討した。この場合，地表での地震動は，基盤での地震動と表層による伝達関数の重畳で表現できると考え，基盤震動は地表層近傍の局地的な地盤構造による変形を受けていないものと定義された。



Ｆｉｇ 1.　地震波伝播の概念

以来，このような基盤の概念の登場によって地震動は基

盤地震動と地表での地震動に分けて考えられ，両者を関係づけるものが地盤特性としてとらえられるようになってきた。「地震動と地盤」でも，領域区分はほぼこの考え方に従い，第2章地震および地震動では震源と波動伝播に関する問題を，第3章強震地動では地表における強震動の問題を，そして第4章地盤特性と地盤震動では基盤設定および基盤地震動と地盤特性の問題について述べている。

§2. 地震被害分布と地盤

地表における強震動の性質が地形や地盤の硬軟によって異なることは，関東大地震や福井地震の被害分布の研究から明らかにされてきた。Fig. 2は，関東大地震における木造建物の被害率と沖積層の厚さとの関係を示したものである[3]。地震被害は，そこに到達した地震動の性質と被害を受けた構造物の振動特性，耐力等の関係による最終的な結果であり，構造物にたいする地震動の強さを示すものである。また，震度も地震動の強さを表わす一つの尺度であるから，被害率から推定される地震動の強さを震度で表わし，震度の分布から地震動強さと地盤の関係を浮び上がらせることができる。宮野ほかは[4)5)]，この考え方に基づき地震被害と地盤との関係を調べた。

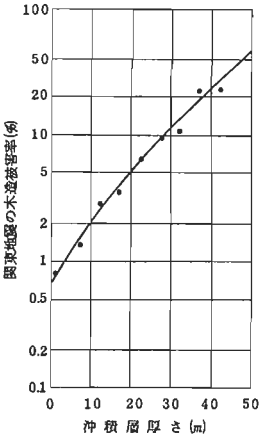


Fig. 2 関東大地震の木造被害率

まず，濃尾地震（1891），関東大地震（1923），福井地震（1948），十勝沖地震（1952），伊豆半島沖地震（1974），大分県中部地震（1975）の資料を基にして，墓石転倒調査の行われている地域について，推定される震度Kと木造建物の全壊率Pの関係を調べた。その結果，マグニチュードの小さな伊豆半島沖地震，大分県中部地震を除く福井地震程度（M＝7.3）以上の地震については，ほぼ同様のP－K関係が成立することを確認した。

次いで，関東大地震について，墓石転倒調査の行われていない地域についても前述のP－K関係を適用して被害率Pから推定震度Kの広い範囲にわたる分布を求めた。さらに，被災地の地形を次の7種に分類し，

1） 山地　　5） 海岸平地
2） 扇状地，沖積錐　　6） 谷底低地，緩斜面
3） 台地　　7） 砂泥質な沖積低地
4） 丘陵地，台地斜面

被災地点と断層面との最短距離を震源距離Xとして，地形ごとにK－X関係を次式で整理し，Fig. 3の結果を得た。

$$\log K = a + bX \quad (a,\ b\text{は地形ごとに定まる定数})$$

各地形間のK－X関係の差は，そのまま各地形における地盤の平均的な増幅率を示したものとみることができる。例えば，山地地形が地震基盤に近いK－X関係を示すものとみなせば，最も震度の大きな曲線を示す砂泥質な沖積低地の地震動強さは，表層地盤によって，2倍以上に増幅されていることになる。

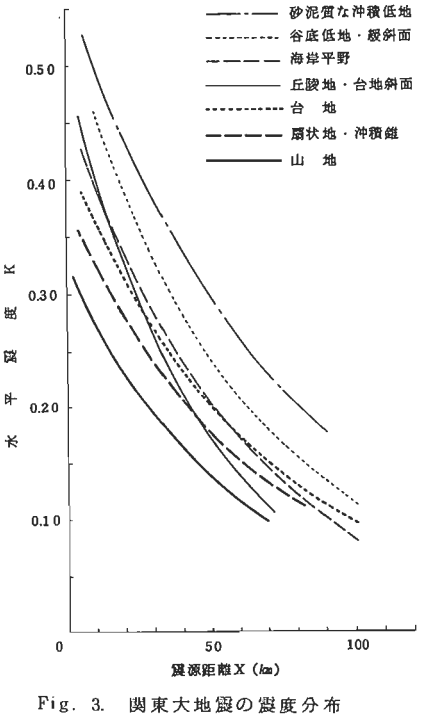


Fig. 3. 関東大地震の震度分布

Fig. 4は，同様な分析手法を福井地震に適用して求めた震度分布である。この場合，地盤分類はN値30を下廻る表層の厚さHに応じて次のように定めている。

Ⅰ） H＜5m
Ⅱ） 5m≦H＜10m（ただし泥炭層ではH－3～4m）
Ⅲ） 10m≦H＜30m（同上　H＝5～10m）

Ⅳ) H≧30m

K－Xの関係は，両対数グラフ上の2直線

$K = a_i \cdot X^{b_i}$（a_i，b_iは地形ごとに定まる定数，$i=1, 2$）

で表わしている。結果を見ると，震源近傍の一定範囲の震度は，表層の厚さにかかわらず0.6～0.7で頭打ちとなり，その境界となる震源距離は，地盤Ⅰで2.5Km，地盤Ⅱで4Km，地盤Ⅲ，Ⅳでは5Kmと地盤が悪くなる程遠方におよんでいる。また，境界距離以遠での各地盤別のK値は表層が厚い程大きく増幅率の大きいことを示している。

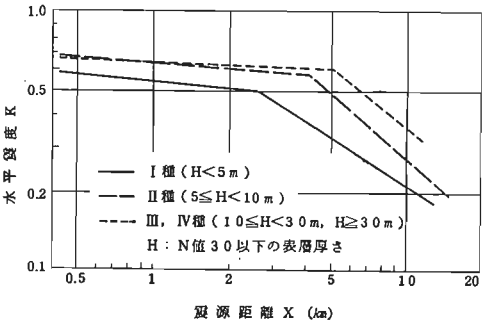


Fig. 4　福井地震の震度分布

さて，以上の研究における地震動の強さは，水平震度すなわち，加速度の大きさで表わされている。しかし，この震度は墓石の転倒や，建物の被害率に基づき間接的に求められたもので，そこには加速度の大きさばかりではなく，周期特性，継続時間等の他の要因も反映されていると考えられる。地震動の強さを加速度の大きさだけの単一の尺度で表わすことに難かしさのあることが認識されている現在，地震動特性のいくつかの要因を反映しているこのような震度は，地震動の強さを総合的に表わす優れた尺度として，評価を新たにする必要があろう。

§3. 強震観測記録と地盤種別

強震計による地震動観測は，米国では1934年より，日本では1953年から開始された。その後，新潟地震，十勝沖地震，宮城県沖地震などの大地震を経て多数の貴重な強震記録が得られるにおよび，地盤の性質によって強震地動の周期特性に差異のあることが分析されてきた。Fig.5に太田ほかの研究[6]による地盤種別ごとに平均化した強震地動の加速度応答スペクトルを示す。地盤種別は，建築基準法旧法の関連規定に準じた次の4種としている。

第1種：岩盤，砂質砂礫層等の主として第3紀以前の地層が地表近くに露出しているもの

第2種：ローム，砂礫層，砂まじり硬質粘土層等の主として洪積地盤

第3種：砂層，シルト層，粘土層等の2，4種以外の地盤

第4種：沖積層の厚さがおよそ25m以上ある極めて軟弱な地盤

スペクトルの特性は，硬質地盤では相対的に短周期成分が，軟弱地盤では長周期成分が優勢であることを示している。Fig. 6は，土研[7,8]，土田[9]，Seed[10]等の同種の研究結果を比較したものである。

いずれの研究結果も共通して前述のスペクトル特性の傾向を示しているが，地盤種別ごとに個々の研究結

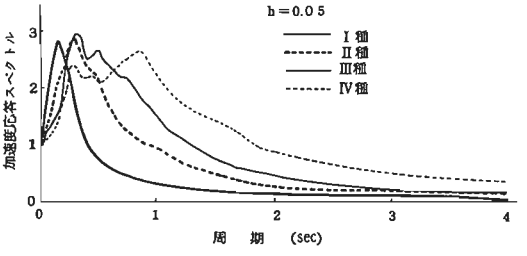


Fig. 5　平均加速度応答スペクトル（h=0.05）

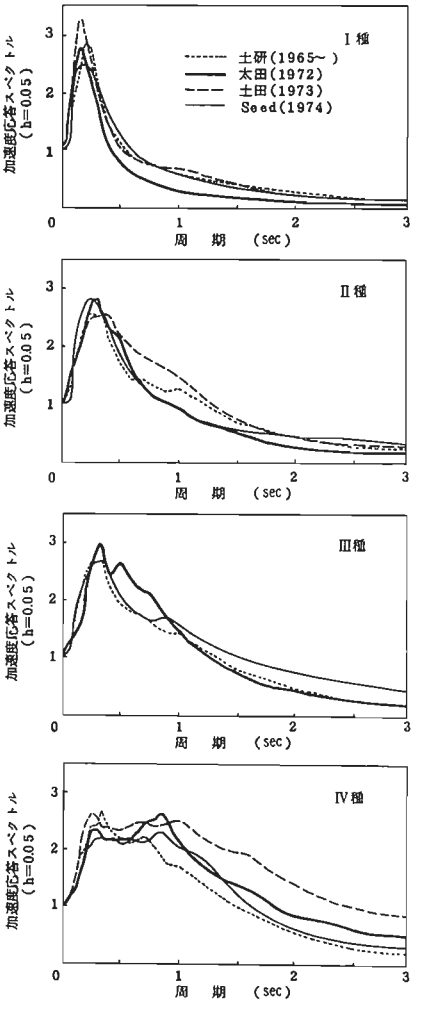


Fig. 6　加速度応答スペクトルの比較（h=0.05）

果を比較すると互にかなりのバラツキをもっていることが分る。太田はこの研究の中で，第1種地盤に限ってみてもマグニチュードと震源距離によってスペクトル特性に差のあることや，平均化における標準偏差の大きさも指摘しており，地盤種別だけをパラメータとして，標準スペクトルを考える場合には，かなりの偏差を覚悟しなければならないといえよう。

なお，現行の建築基準法では，これらの研究結果を反映し，Fig. 7のような振動特性係数（R_t）の形で応答スペクトルに地盤種別に応じた幅をもたせるようにしている。この場合の地盤分類は従来の4種から3種の大まかな分類に切替えている。

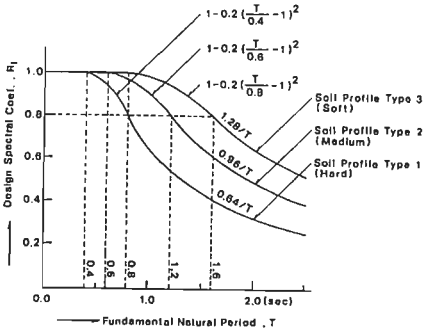


Fig. 7　振動特性係数（R_t）

第1種：岩盤，硬質礫層，その他主として第3紀以前の地層によって構成されているもの。

第2種：第1種又は第3種に規定されている以外のもの

第3種：腐食土，泥土その他これらに類するもので構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれを含む）で，その深さがおおむね30m以上のもの，沼沢，泥海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね3m以上であり，かつ，これらで埋立てられてからおおむね30m以上経過していないもの。

?

§4. 強震地動における基盤地震動特性と表層地盤の増幅特性の分離

小林，長橋[11]は，地表で観測された地震動の周期特性から，その観測点固有の定常的性質と地震毎に異なる非定常的性質を分離することができれば，前者から地盤の増幅特性を，また，後者から地震基盤における地震動の性質を知ることができるとし，この分離を試みた。スペクトルとしては，水平2成分による2次元応答スペクトル（速度応答スペクトル，h＝0.05）を考え，基本的な仮定として次の条件を設けている。

1）地表で観測された地震動の速度応答スペクトルは $Sv(T)=Svo(T)\cdot G(T)$ で表わすことができる。ここに，$Svo(T)$ は地震基盤からの入射波の速度応答スペクトル，$G(T)$ は地盤の増幅特性である。

2）$Svo(T)$ の第1近似は，金井式を参考にしてスペクトルが周期によらず一定のものとして求めるが，最終的には $\log Svo(T)=a(T)\cdot M-b(T)\cdot \log X-C(T)$ なる関係で表わされる。ここにMは地震の規模，Xは震源距離である。

手法の詳細は省略するが，結局，物理的な地震基盤を定めることなく，地表で観測された地震動の周期特性のみからFig. 10に示す各地点の増幅特性を求めている。また，Fig. 9は，増幅特性を求める時に対として得られる基盤からの入射波の応答スペクトルの回帰式の定数である。

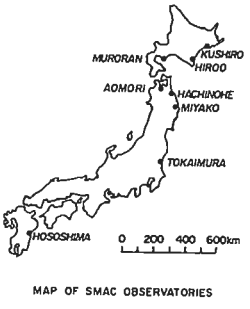


Fig. 8　強震計観測点

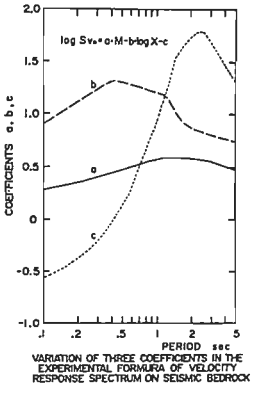


Fig. 9　基盤地震動の速度応答スペクトル回帰式の定数

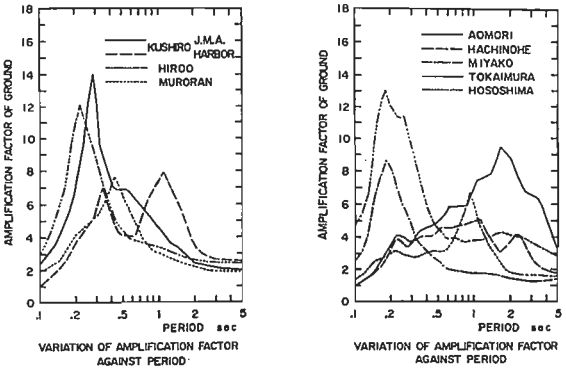


Fig. 10　地盤の増幅率

§5. 地中地震観測と表層地盤の伝達特性

構造物への入力地震動の特性においては，表層地盤の増幅特性が支配的であり，地震時における地盤特性の解明が地震動そのものの理解に不可欠である。この認識から，地盤と構造物の同時観測を含む地中地震観測は近年めざましい発展をとげてきた。その結果，微小歪レベルに限れば，実測および，これを裏づけとする線形理論解析によって表層地盤の増幅特性は，かなり明確に把握できるようになってきた。

Fig. 11は，表層の硬さの異なる2地点における最大加速度の深さ方向の分布を比較したもので[12]，軟らかい表層における急激な加速度の増幅が分る。Fig. 12は，軟弱地盤の伝達関数の実測結果と解析モデルによるシミュレーション結果を比較したものである。このように実測結果との比較により，解析モデルの妥当性を検証し地盤のモデル化に必要な物性値を求める研究は数多く行われているが，必ずしも容易ではない。これは，地盤の剛性，減衰等の動的性状が歪レベルに依存し，その評価が難かしいことによる。

剛性については，地盤資料の室内実験結果や弾性波探査などで得られるS波速度，あるいは，地層，地質分類，N値，深さなどをパラメータとする回帰式より得られるS波速度から計算されるが，必ずしも実測結果の周期特性に一致せず修正を余儀なくされるケースが多い。減衰については，減衰定数が振動数に比例するVoigt型，逆比例するMaxwell型，振動数に無関係に一定値をとる履歴型の他，これらを組み合せたものや振動モード毎に個々の減衰定数を与えるモード別減衰定数などが用いられている。1層地盤波動モデルの伝達関数の減衰別比較をFig.13に示す。各々の減衰定数は1次固有振動数1Hzにたいする値を共通（$h_1 = 0.05$）にしてある。Fig.13は，質点系モデルにモード別減衰を適用した解析例である。

実地盤のモデル化を通して推定された地盤の平均的な減衰値は，成層モデルに限られるがQ値で10～30，Voigt型とした場合1000/ω～3000/ω程度，下層逸散を考えない質点系モデルでは，1次にたいして3～20%の高次減少型を示すものが多い。Fig.14に解析例[13]を示す。

以上は，歪レベルの小さな中小地震に基づく表層地盤特性の研究について述べたが，大地震時の地盤は大きな歪に達すると著るしい塑性化や液状化を生じ中小地震の挙動とは異なるものと考えられている。地盤の非線形挙動については，解析モデルによる応答解析から推定された例[14]もあるが，いずれも基本とする地盤の非線形性については，地盤資料の室内実験に一方的に頼っているのが現状である。この点から，地中における強震記録の収集およびこれらに基づく地震時の地盤の非線形挙動の実測が切望される。

§6. 深い地盤構造を考えた地盤特性

地盤の増幅特性は，本来，地震基盤の設定と対にして論じられるべきものであるが，地表面で観測される地震動への関心が主として短周期領域へ向けられていた時点では，SH波の重複反射によるごく地表面近傍の増幅が支配的であり，深い地盤構造を考える必要もなく，基盤の設定もさほど厳密には

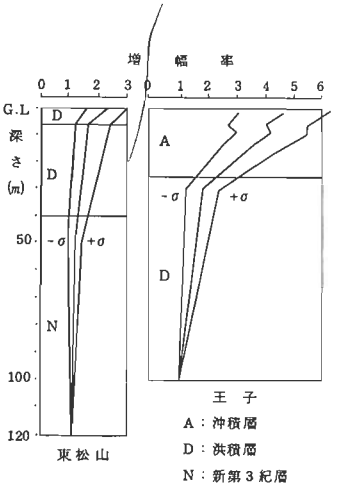


Fig.11 最大加速度の深さ分布

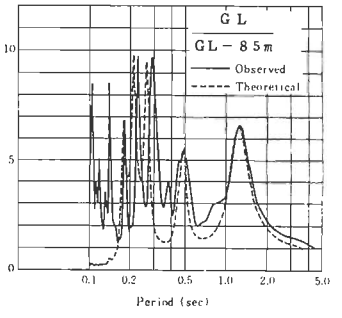


Fig.12 実地盤の伝達関数

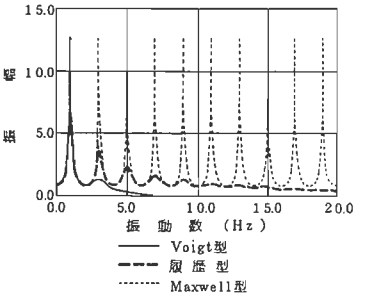


Fig.13 波動モデルの伝達関数

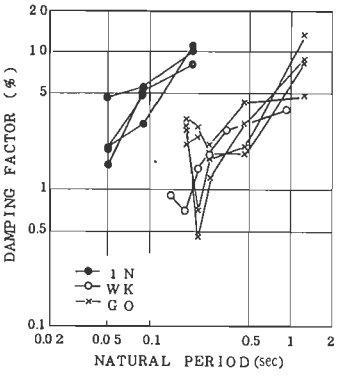


Fig.14 軟弱地盤の減衰定数

論じられなかった。しかし，長大構造物の出現や，タンクのスロッシングの問題などから，比較的長い周期領域での増幅特性が問われるにつれ，地中深部や，平面的広がりを考慮する必要性が生じてきた。このような背景から，地震基盤の定義の見直しや，基盤層にいたる深い地盤構造や地震動の伝播経路を考える広域的な増幅特性の研究が進められつつある。基盤層の設定については，ほぼ共通した議論がなされており，入倉のまとめによれば，

1) 1～10秒の長周期成分の地震動指定を目的とした地震基盤は，より一般化した広い地域を対象として設定する必要があり，そのためには，古生層または花崗岩（P波速度5～6Km/sec，S波速度約3Km/sec）の上面を地震基盤面と考えるべきである。
2) 1秒以下の短周期成分を対象とした基盤については，多くの研究者によって，種々の観点から定義の試みがなされ，S波速度にして700m/sec程度の地層を目安としている。

基盤岩からの深い増幅特性については，木下他の岩槻（深さ3.5Km）と下総（深さ2.5Km）の深井戸の観測例が報告されている[15]。広域にわたる研究としては，関東平野南部を対象とした地下数キロメートルに及ぶ地盤構造の解明と伝播経路の研究（瀬尾[16]）や，京都盆地における露頭岩盤に対する平野部の増幅特性の研究（入倉[17]）がある。いずれも，深い地盤構造を解明し，本来の地震基盤を明確にした上で地盤の増幅特性を考えようというものである。このような広域を対象とした地盤特性を考えるとなると，SV波や表面波に対する考慮やその識別，基盤からの入射波の角度，地表における地形の影響など，その要因は複雑化し，これらを解明してゆくためには，各研究者間の協力がますます必要とされる。また，研究規模も拡大することを考え合わせれば，今後の地盤震動研究は，広い範囲での研究者間の一貫した方針に基づく進め方が必要となるであろう。

参考文献

1) 妹沢克惟・金井清：地震波によって土地の固有振動が勝起される可能性，地震研究所彙報
2) Kanai, K：Relation Between the Nature of Surface Layer and the Amplitudes of Earthquake Motions, Bull. of the ERI. Univ. of Tokyo, Vol.30, Part1, PP.31−37, 1952.
3) Takeyama, K., Hisada, T. and Ohsaki, Y., "Behavior and Design of Wooden Building's Subjected to Earthquakes", Ⅱ WCEE, Tokyo, 1960.
4) 宮野道雄：1923年関東大地震における震度と震源距離・方向性・地形の関係，土木学会論文報告集，第319号，PP43−53，1982
5) 望月利男・宮野道雄・小泉敏一：初井地震における震度と電源距離・地盤の関係，第6回日本地震工学シンポジウム，PP1945−1952，1982.
6) 太田外気晴・安藤治彦：地盤種別と地震動の平均的特性，第5回地盤震動シンポジウム，PP.27−34，1977.
7) 高田考侶・大久保忠良・栗林栄一：橋梁の耐震設計に関する研究（1），土木研究報告，No.128，PP1−22，1965，その他
8) 建設省建築研究所：新耐震設計法（案），建築研究報告，No.79，1977
9) 土田盛・倉田栄一・石坂徳三　林聡：各種地盤における平均応答スペクトル，港湾技研技術報告，Vol.12, No.4, PP171−199, 1972年12月
10) Seed, H. B., C. Ugas and J. Lysmer: "Site−dependent Spectra for Earthquake−resistant Design", Report No. EERC・74−12, Univ. of Calif. Berkeley, PP. November 1974.
11) 小林啓美・長橋純男：地表で観測された地震動の周期特性から求めた地盤の増幅特性と地震基盤における地震動の性質，日本建築学会論文報告集第240号，PP.79−92，1976年2月.
12) 浜俊一郎・太田外気晴：岩盤における強震アレー観測，第7回日本地震工学シンポジウム，1982年.
13) 河村壮一：各種地盤での地表・地中地震動特性，第5回地盤震動シンポジウム，日本建築学会，PP.45−48，1977年.
14) Hagio, K., "The Dynamic Behaviour of a Plant Tower Considering Soil Effect in Large Strain Level, Proc, of 7 WCEE Vol. 5, PP.253−260, 1980.
15) Kinoshita, S., K. Itoh, T. Mikoshiba and H. Suzuki：Observation of Earthquake Responce of Thick Sedimontary Layels," Proc of the 6th JEES', PP.169−176, 1982.
16) 瀬尾和大・首都圏の異種地盤で比較観測された広周期帯域の地震動について，第7回地盤震動シンポジウム，日本建築学会，PP.35−40，1979年3月.
17) 入倉孝次郎：表層地盤による地震波の増幅特性への基盤岩地形の影響，第5回地盤震動シンポジウム，日本建築学会，PP45−52，1979年2月.

大成建設株式会社技術研究所

第11回地盤震動シンポジウム
日本建築学会 1983.7.15

設計用入力地震動

清水建設㈱研究所　横田治彦

1. はじめに

第11回地盤震動シンポジウムの第1部として「地震動と地盤－地盤震動シンポジウム10年の歩み－」の内容の紹介と若干の私見を述べよとの命題を与えられた。「地震動と地盤」は，この10年間にシンポジウムで取りあげたテーマを中心に，さらにその関連の研究にまで手を広げて紹介しており，非常に幅広い内容を含んでいる。特に設計用入力地震動の研究に関しては，本小委員会の最も大きな目的にも当る部分であり，数多くの研究を密度濃く取り扱っている。浅学非才の小生がとりまとめるには荷が重く，四苦八苦しているところに5月号の『建築雑誌』に「耐震設計の動向－新耐震設計法をこえて」と題する特集が組まれ，その中で設計用地震入力についても多くの先生方の見解が述べられていた。この原稿をまとめるに当って大いに参考にさせていただいた。

「地震動と地盤」では第7章で設計用地震入力をとりまとめており，それに関連のある地震動観測を第5章でまとめている。これらの章が既にまとめであるために，その内容をさらに圧縮してここに紹介するのは難しく，簡単な紹介にとどめさせていただいた。是非「地震動と地盤」の本文を一読されて，設計あるいは研究の参考にしていただきたい。

2. 設計用入力地震動について

「地震動と地盤－地盤震動シンポジウム10年の歩み－」の中で，設計用入力地震動について述べているのは，第7章の「設計用地震入力」の章である。

第7章の構成は以下のようになっている。

7. 設計用地震入力
- 7.1 耐震設計と入力地震動の考え方
  - 7.1.1 設計荷重の規定にみる入力地震動の考え方
  - 7.1.2 構造物の破壊規範と設計用入力地震動
  - 7.1.3 耐震設計で想定している最大地震動
  - 7.1.4 過去の地震における最大地震動
  - 7.1.5 "平均像的"断層モデルによる最大地震動
  - 7.1.6 断層モデルによる短周期地震動の予測
  - 7.1.7 入力地震動研究と地震荷重の評価
- 7.2 やや長周期地震動と耐震設計
  - 7.2.1 やや長周期地震動の工学的意義
  - 7.2.2 地震記録に見られるやや長周期地震動
  - 7.2.3 地下構造とやや長周期地震動
  - 7.2.4 断層モデルによる検討
- 7.3 短周期地震動と耐震設計
  - 7.3.1 地盤種別と地震動
  - 7.3.2 短周期地動の強さの評価
  - 7.3.3 耐震設計用模擬地震動
  - 7.3.4 断層モデルによる予測地震動と設計への適用

7.4　建築物の耐震性能と入力地震動

7.4.1　応答計算に用いられている復元力特性

7.4.2　非線形応答を考慮した設計用スペクトル

7.4.3　入力地震動が非線形応答スペクトルに及ぼす影響

7.4.4　震害解析における耐震性評価と入力地震動

7.5　入力地震動研究の動向

7.5.1　入力地震動を考えるうえでの要点

7.5.2　研究の動向

7.1では，耐震設計と入力地震動の考え方について全般的な記述がなされており，設計荷重としての入力地震動の考え方，構造物の破壊規範から見た設計用入力地震動，耐震設計で想定している最大地震動と過去の地震において実際に記録された最大地震動，断層モデルによって推定される地震動などについて概要を紹介している。

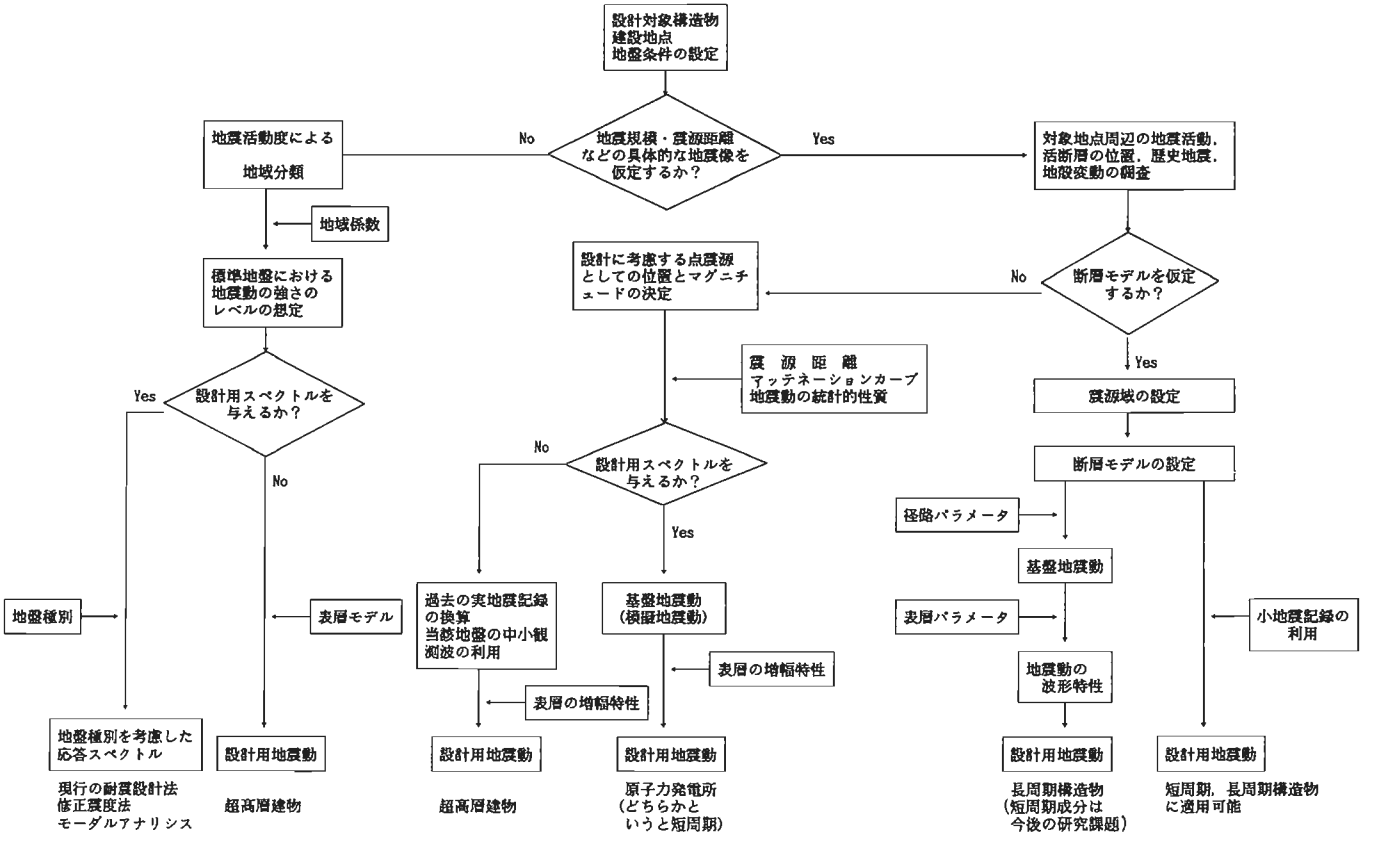
7.1.1では，入力地震動を構造物へ作用する地震荷重という形でとらえた耐震設計の歴史を述べている。関東地震後の1924年に改訂された市街地建築物法に初めて取り入れられた，「震度法」による耐震規定が1950年には建築基準法にとってかわり，その後の改訂を経た後1981年の建築基準法施行令の大幅な改訂に至った経緯が紹介されている。また，その中で設計震度の考え方や設計で想定している地動の大きさについても言及している。

さらに「高層建築技術指針」の策定と高層建物の動的解析に用いる設計用入力地震動の考え方および問題点についても触れている。

構造物の耐震設計の立場から見た設計用地震入力は，はじめは建物に水平に作用する地震外力として経験的にとらえられた。その後，建物の振動特性，表層地盤の増幅特性，地震の最大振幅，地震波の周波数特性，地震活動度，深い地下構造，断層のメカニズムなどについての研究が進むにつれて合理的な設計法が研究され，設計用地震入力のとらえ方が非常に複雑かつ多様なものとなっている。設計用地震入力を考える手順が複雑かつ多様化しているのは，多種多様な形態を有した構造物について，最も合理的かつ経済的な地震入力を想定することにより，構造物の耐震性のばらつきを少なくするため，震源から建物の基礎までの諸パラメータを多く採用するためである。

山原[1]によれば，「設計とはそれぞれの時代の社会的合意のバランスのうえに成立つものであり，決して完全なものを追求する行為ではない」としながらも，「設計者はそれぞれの時代の研究に無関心ではあり得ない。社会は絶えずより完全なもの，より経済的なものを求める。それに応えるため，設計者は既往の研究成果をできるだけ吸収し，設計に応用することにより，社会↔設計↔研究のループが継続される。」としている。実用化の途中にある設計用入力地震動の評価手順をも含めて，現在行われている手法をまとめると，おおよそ図－1に示すようなフローチャートが考えられる。以下このフローチャートに沿って，設計用入力地震動の問題点について考えてみよう。

まず，構造物を設計する対象となる建設地点とその地盤条件が設定されている。ここからスタートするわけであるが，まず最初に地震規模（マグニチュード），震源距離などの具体的な地震像を仮定するか，それとも特定の地震を仮定せずに，地震活動度などを参考とした地域分類によって地震動の大きさを決めて行くかによって，その後の手順が大きく変わってくる。具体的な地震像を想定しない方法を(1)としよう。具体的な地震像を想定する場合（例えば関東大地震とか想定東海地震など）には，対象地点周辺の地震活動，活断層の位置，歴史地震，地殻変動の調査などを行う。ここで，断層モデルを仮定しないで，マグニチュードと震源距離を仮定する方法を(2)とし，断層モデルを仮定する方法を(3)としよう。田治見[2]によれば，設計用入力地震動の組立てにおおよそ以上の3手順が考えられるとしている。図－1は，田治見によって示された各手順の相違点がどこにあるのかを明らかにする目的で，筆者が描き直したものである。方法(1)，(2)，(3)の手順をさらに分析すると，設計用入力地震動を応答スペクトルで与えるのか，時刻歴の波形として与えるのかによってさらに手順が異なってくる。



図－1　設計用入力地震動の設定手順

入力地震動に関する研究は，図－1の各ステップに相当する項目を解明するべく行われており，現状では研究の進んでいる問題と今後の研究課題とが混在している。7.1.2から7.1.7の各節では，それぞれの手順および項目についてその現状と問題点について述べている。

手順(1)は，地域係数による地域分類により，標準地盤の地震動強さを想定し，地盤種別，建物の振動特性などを考慮して設計用応答スペクトルを与えるもので，現行の耐震設計法に相当している。修正震度法，モーダルアナリシスなどによっても耐震設計が可能となる。したがって，入力地震動としての，加速度または速度振幅の最大値は単なる参考値と考えられている。しかし，新耐震設計法では，地域係数1.0の地域では地動の最大加速度を300～400 Gal と想定している。手順(1)のうちで，設計用入力地震動を時刻歴波形で与える方法は，高層建築物の設計などで実際に行われている方法で，土木構造物の耐震設計などにも一般的に用いられている。この場合の地動の最大振幅の決定には，各種の実験式などが使われるが，既往の設計例などからある種の世間相場があることも否定できない。

高層建物の設計では，手順(2)に従って過去の強震記録や当該観測地点の地中地震観測記録を比例拡大して用いる方法もある。いずれの場合にも，表層地盤の増幅特性などを適正に評価する必要がある。手順(2)で設計用スペクトルを与えて模擬地震動を作成する方法は，原子力発電所の耐震設計において用いられている手法で，設計用入力地震動として時刻歴波形を得る。

手順(3)は，断層モデルを設定する方法で，地震学的な知識を必要とする。地震の発生を予想して震源位置，断層の走向，傾斜，長さ，深さ，移動量，破壊伝播速度などを仮定することは，現在のところは地震学の分野の仕事であり，設計者が判断するには荷が重すぎる。しかしながら，断層モデルを用いた設計用地震入力の研究は，近年工学サイドからも積極的に研究が進められており，近い将来には実用的な手法として設計にも応用されると考えられている。震源の断層から設計対象の構造物の基礎までの発震機構，伝播機構，表層の増幅機構などの諸要素を十分に考慮して，設計用地震入力を設定することは，最も合理的な方法といえる。設計用入力地震動を設定する手順の各ステップに採用されている経験式，実験式，解析モデルは，それぞれにばらつきがあり，互いに組み合わせることによって，さらに大きなばらつきが生ずることも考えられる。したがって，ある手順で求めた設計用入力地震を実際に発生した大地震の観測結果と比較してその妥当性を確認したり，他の手順で求めた設計用入力地震と比較検討するなどの作業が必要であろう。現在の段階では，設計者は未知の領域の多々あることを承知しながら最終的な工学的判断を下さざるを得ない。

7.2と7.3はそれぞれ「やや長周期地震動と耐震設計」，「短周期地震動と耐震設計」というテーマになっている。やや長周期地震動は約1秒から10数秒程度までの基本固有周期を持っている構造物の耐震設計に関係するもので，短周期地震動は基本周期1秒以下の構造物に関係する。やや長周期地震動を考える場合には，表層地盤の増幅特性より，深い地下構造の影響が大きく，また，実体波だけではなく表面波成分を考慮する必要がある。やや長周期成分の地震動を評価するために，過去に記録された強震記録中に見られるやや長周期成分の強さを見直す研究がいくつか紹介されている。7.2では，さらに地下構造とやや長周期地震動の関係，断層モデルを用いたシミュレーション解析によってやや長周期成分を評価することがある程度可能であり，今後の研究によって工学的目的にも利用できる可能性があることを述べている。

短周期地震動は，深い地下構造よりもむしろ表層の増幅特性の影響を大きく受けると考えられており，地形の影響なども大きいことから確定論的なアプローチが困難である。大地震の記録だけではなく，中小地震の記録も「やや長周期領域」に比較して多いために統計的なアプローチをする場合が多い。現行の耐震設計法における地盤種別ごとの振動特性係数（Rt）も統計的な処理によって得られた平均応答スペクトルの特性を工学的判断のもとに再整理した結果である。このほかにも土木構造物を対象とした応答スペクトル，原子力発電所，道路橋を対象にした応答スペクトルなども提案されている。

設計用の応答スペクトルから模擬地震動と呼ばれる時刻歴波形を作成する方法が原子力構造物の設計などで採

用されている。7.3.3では 模擬地震動の作成方法についても述べている。

断層モデルを用いて，設計用入力地震動の設定は，長周期成分のシミュレーションだけでなく短周期成分のシミュレーションを可能とするように研究が進められている。短周期地震動特性を断層モデルから説明しようとする試みは，既にいくつか提案されており，7.3.4に紹介されている。

最近は，前震・余震などの中小地震記録を用いて，本震の地震波形を予測する方法が入倉・村松[3)]によって提案されており，工学的に利用できる手法として期待されている。

7.4では，建築物の耐震性能と入力地震動について述べられている。建築物の弾塑性的性質を考慮した地震応答からみた，設計用入力地震動の評価について幅広く紹介されている。7.4については，本文以上に平易に内容を紹介することは，小生の能力を越えるので本文を参照されたい。

7.5では，入力地震動研究の動向として，入力地震動を考えていく上でのポイントとして (1)地震動パラメータ (2)震央域での地震動 (3)入力地震動パラメータ (4)上部表層による増幅 (5)入力地震動における地盤－構造物の動的相互作用 の5項目にわたって，さらに詳細に解説している。これらのポイントは，図－1における設計用入力地震動設定の手順の重要な要素でもあり，それ自体が入力地震動研究の大きなテーマとなっている。より合理的な設計用入力地震動を設定するために，上記の研究がさらに前進し，社会↔設計↔研究のループがより充実することを期待したい。

3. 地震動観測について

設計用入力地震動を考える上で，断層から建物基礎までのメカニズムを研究するためにも，地震動に関する統計的処理を行うにしても，観測記録を直接入力地震動として採用するにしても，地震観測は非常に重要な意味を持っている。第5章の地震観測では，設計用入力地震動研究に密接な関係がある諸事項について，詳細な紹介が行われている。その内容を紹介すると，

5. 地震動観測
- 5.1 地震動観測一般
  - 5.1.1 地震観測の変遷
  - 5.1.2 強震観測
  - 5.1.3 地中地震観測
- 5.2 従来の地震動観測システムとその記録
  - 5.2.1 地震動観測の概要
  - 5.2.2 強震計による観測
  - 5.2.3 強震計以外による地震動観測
  - 5.2.4 地震動データの処理
- 5.3 地震動観測の新しい試み
  - 5.3.1 新しい地震観測システム
  - 5.3.2 群列（Array）方式による地震観測
  - 5.3.3 高密度強震観測

となる。工学的な目的から実施されている地震観測は，設計用入力地震動の考え方が多様化したのに伴って，目的が多様化し，それぞれの目的に沿って，観測システムも変化している。観測システムは，周期帯の拡大，分解能の向上，ダイナミックレンジの拡大，絶対時刻の記録，地震波初動からの記録などの改良が加えられており，観測点の配置も点から面へと拡大している。多チャンネルの同時記録が常識となり，また広い地域の群列（Array）方式による観測も各地で行われている。これらの観測は徐々に成果をあげており，地震動の伝播のメカニズムも明らかになりつつある。しかしながら設計用の入力地震動研究にとって重要な大規模地震の強震記録は，

なかなか得られない。強震観測網の整備が進むにつれて，貴重なデータも飛躍的に増えると考えられるので，今後の成果に期待したい。

4. まとめ

設計用入力地震動の考え方，設定方法は，近年の研究によってだいたい出揃ったと考えられる。しかしながら，理学の分野ではログスケールで済む研究が，工学ではリニアスケールで話をしなければならず，理学では許されるばらつきが工学では許されない場合が多い。

今後の研究によって，そのばらつきが少しでも減少するように，データの集収，解析を進め，より合理的な設計用入力地震動を考えることが必要と思われる。

参考文献

1) 山原　浩：「設計面から見た地盤震動研究の動向と今後の展望について」　日本建築学会第6回地盤震動シンポジウム資料集　pp 51－56，1978

2) 田治見　宏：「設計用地震力の諸問題」日本建築学会，建築雑誌，pp 36－41，1983.5

3) 入倉孝次郎：「地震動予測」日本建築学会第10回地盤震動シンポジウム，pp 15－24，1982

第11回地盤震動シンポジウム
日本建築学会 1983.7.15

サイスミック ゾーネィション

北海道大学 工学部 鐘味 洋史

§1. はじめに

地盤震動シンポジウム10周年記念出版物「地震動と地盤」の第6章として，サイスミックゾーネィションという章が設けられており，次の3つの節から成っている。

6．1．地震危険度評価
6．2．マイクロゾーネィションの意義とその実例
6．3．地震防災とマイクロゾーネィション

サイスミックゾーネィションという言葉は比較的新しい言葉であり，これに該当する適切な日本語の術語がまだなく，そのまま用いられているのが現状である。小論ではまず，サイスミックゾーネィションの持つ意味，関連して用いられているテクニカルタームについて若干の整理を試みる。次いで各節に述べられている内容を概説しておく。最後にマイクロゾーネィションの実例として，本章では特にとり上げなかった，秋田市およびその周辺について既往の研究を紹介しておく。今回の1983年日本海中部地震に関する調査・研究に何らかの参考となれば幸いである。

§2. サイスミックゾーネィションの意味

サイスミックゾーネィションはサイスミックマクロゾーネィション（Seismic macrozonation）とサイスミックマイクロゾーネィション（Seismic microzonation）との総称であるが，場合によってはどちらか一方のみを指す場合もしばしば見られる。ゾーネィション（zonation）はもともと地域分けをする（zone）の名詞であり，ゾーニング（zoning）と同じ意味と理解される。サイスミックゾーネィションの場合には地震に関する地域区分ということになる。マクロとマイクロは対になる言葉であり，対象とする地域の大小とともに，地域区分をする際の視点の大小を表わす。通常サイスミックマクロゾーネィションは広いあるまとまった地域，例えば各国ごと，を対象として，将来予測される地震動強さに応じて地域区分することを意味している。過去の地震発生状況にもとづく系統的評価，あるいは将来の地震の起り方に対する地震学の最近の知見をとり入れた評価によって地域区分がなされる。これらの地域区分は，構造物の設計震度に関する基準作成のための基本的資料となっている。

一方サイスミックマイクロゾーネィションはもう少し狭い限られた地域，例えば都市あるいはそれらの集合体である都市圏を対象にしている。そしてそこでの地震を受ける危険度（マクロゾーネィションによる評価）が同一であるとしても，地域内でそれぞれ異なるであろう地震動強さ，各種被害のうけやすさの程度，あるいは想定される被害，等々の分布を詳細に事前に評価していくことがサイスミックマイクロゾーネィションであり，地図上に表現される。この場合，被害は構造物のみでなく，地盤そのものの被害（斜面崩壊，液状化など），さらに1つの被害から次の被害へと拡大・伝播していく2次・3次被害なども当然含んでいる。またこれらのことがらを構造物単体の問題としてでなく，それらの集合体として捉え，地域全体として議論していく点も，サイスミックマイクロゾーネィションの大きな特色の1つである。

以上，マクロ・マイクロという対比で整理してみたが，一方これらをまとめて地震危険度評価ということもできる。この危険度に対応する英語として，hazard と risk があり，これらの訳語として一般に用いられている。hazard と risk は一般の辞書を引く限り，余り大きな差はなさそうである。しかし地震工学および関連分野ではこれを区別して用いるようになってきている。hazard は地震の発生に関わる危険度（マクロゾ

ーネイション）を意味し，riskは実際の構造物などの被災危険度を表わしている。最近（1979年）国連の下部機構のUNDROでは自然災害一般に適用させ術語の定義を次に示すように行っている。

HAZARD　Probability of occurrence of a potentially damaging phenomenon

VULNERABILITY　Probability of loss to a given element at risk, expressed on a scale from 0 (no damage) to 1 (total loss)

RISK　Expected degree of loss due to a particular phenomenon

すなわち，ハザード（hazard）は，自然現象そのものの発生危険度を表わし，それに構造物などの弱さの特性，バルナラビリティ（vulnerability）をかけ合せることによって，被害発生の危険度，リスク（risk）が表現される。バルナラビリティは弱さを表わす指標であり，対象とするものごとに自然災害の強さに対する損傷率で表わされ，それをバルナラビリティ関数（vulnerability function）と呼んでいる。地震の場合，横軸に地震動強さ，縦軸に損傷率・被害率といった形で表現される。物部の震度と全壊率の関係などはその例である。バルナラビリティ関数は，各構造種別ごと，各被害種別ごとに求められる。一方，地盤の問題については，被害発生の危険度の表現にサセプテビリティ（susceptibility）という言葉が用いられ，例えば liquefaction susceptibility, landslide susceptibility はそれぞれ，液状化の山地崩壊の発生危険度を示す。

Hazard，Riskは現在適切な邦訳が確定しておらず，ときに単に危険度と訳されたり，本来 hazard というべきところを risk と称したりする例もまま見うけられる。適切な邦訳を与えるべきか，英語のまま日本語化するのかはターミィノロジィの問題として議論されるべきであろう。

§3. 地震危険度評価

第1節の地震危険度評価では，将来発生する地震動の予測という観点でまとめられており，主として地震発生の危険度の評価（マクロゾーネイション）について述べている。まず最初に理想的な地震危険度評価について述べている。ここで理想的な地震危険度評価として，(1) 発生時期および (2) 振動の諸特性（最大振幅・振動継続時間，振動数特性，位相特性等）が問題としている地点の基盤面における地震動に関して正確に予測され，更に (3) 地盤特性が正しく考慮され，地表での地震動が推定されなければならないとしている。そしてこの理想的な評価に対して，現状がどうであるか，それらの成果が地震地域係数としてどのように法規面にとり入れられているかが述べられている。

次に地震危険度解析法の比較・検討について，統計確率的方法，決定論的方法に分け述べている。統計・確率的方法をさらに2つに分けて説明している。1つは地震資料として長期間の資料を利用するもので，他の1つは短期間の資料しか入手できない場合に用いる方法である。前者は日本のように長期間の歴史地震資料が得られる場合であり，後者は比較的短期間（1～2年）の計器観測による資料から推測する場合である。いづれも任意の再現期間の期待最大地震動という形で表現される。この統計確率的方法の問題点・長所を次のように挙げている。

・<u>統計確率的方法の問題点</u>　i) 地震活動が時間的に定常であるとして，地震空白域を考慮していないこと，ii) 震源を点として取り扱っていること，iii) 地震動の特性のうち最大動のみを問題としていること

・<u>統計確率的方法の長所</u>　i) 1つの国というような広い地域を均質に評価でき，国全体の防災対策や，耐震基準の基礎資料となる，ii) 世界のどの地域に対しても比較的簡単に適用できる。

一方，決定論的方法は地震活動（余震域・周期性），活断層の分布や地殻変動等を考慮し，将来発生するであろう地震の震源域を推定することから進められる。この方法の問題点，長所として，

・<u>決定論的方法の問題点</u>　i) 短周期成分（1秒以下）の地震波を求めるのに特別の考慮が必要，ii) 計算に用いる断層パラメータに多くのあいまいさが伴う，iii) 適用できる地域が限られる。

・<u>決定論的方法の長所</u>　i) 一連の手続きが地震学ないし地球物理学観点から合理的であること，ii) 最大値のみでなく他のいくつかの特性を含んだ地震動を推測できること。

次に，原子力発電所の設計用地震入力の推定も，地震危険度評価の1項目と考え，その手法について言及している。最後に地震危険度研究の今後の方向についてまとめを行っている。

§4．マイクロゾーネイションの意義とその実例

次の第2節ではマイクロゾーネイションについて述べている。まず，目的・意義から始め，マイクロゾーネイションの手法を説明している。手法は，地盤特性の評価と被災危険度の評価に分け述べられており，最初に地盤特性の評価について，種々の方法を実例とともに紹介している。大別すれば，(1)既往の地震を利用するもの（被害の分布，震度分布など），(2) 解析的方法（S波の重複反射による増幅の計算），(3) 観測に基づく方法（微動観測，地震の比較観測）である。被災危険度の評価法については，各種構造物の被害分布の推定からはじめ，地震火災等の2次・3次災害の推定について言及している。そして従来のゾーニングマップが地表の地震動強さという自然現象のみに着目して進められてきらいがあることを指摘し，人工的環境，例えば家屋の密集度，土地の利用状況，人口分布，交通状況等々をとり入れたゾーニングマップを作っていく必要があることを述べている。

日本各地で行われているマイクロゾーネイションの実例をいくつか次に紹介している。地域ごとに，東京，川崎，仙台，大阪，名古屋，清水，熊本の順にゾーニングマップを示しながら，用いられている手法とともに紹介している。

次に，世界でのマイクロゾーネイション研究の動向を，これまで3回開催されている国際マイクロゾーネイション会議の内容を紹介して，概説している。第1回目は米国シアトルで1972年に開かれ，マイクロゾーネイションに関する問題を単に工学的側面からだけでなく幅広い関連分野を含めたものになっている。それらの範囲は地震学・地質学から地震工学，地盤工学，建築・土木構造学，さらに都市計画，社会学，経済学，保険，政治の問題も含まれており，内容も回を重ねるごとに多彩になっている。具体的にマイクロゾーニングマップとして示されているもののいくつかを紹介し，各回の会議の概要を述べている。

§5．地震防災とマイクロゾーネイション

第3節では上記のタイトルでマイクロゾーネイションを主に地震防災の立場から整理しまとめている。まず最初に新しい言葉であるマイクロゾーネイションについて，その歴史的背景，もっ意味を述べ，その守備範囲が従来の地震工学に比べてはるかに幅広い学問分野であることを指摘している。そしてマイクロゾーネイション研究として扱われているものは非常に多く多岐にわたっているが，わが国でしばしばみられるように，これらが余りにも個別的に，ときには排他的に議論されるのみであると，地域がもっ地震危険度を総合的にとらえて地震からの安全確保を実現していくというマイクロゾーネイション研究のあるべき姿からほど遠いものになってしまうことを警鐘している。

次に，地震被害発生のシステムのモデルを示し，マイクロゾーネイションとの関わりで述べている。まず，地震被害について，［地震被害］＝f［地震入力，地域特性］，というかたちで表わし，すなわち地震被害は地震の強さと地震受容器（earthquake recepter）としての地震環境によって一義的に決まるものと仮定している。そしてさらに，地震被害を直接的なものから間接的なものに分け，地域特性もこれに対応して区分して，式を組み立て，一つの被害が他の被害に結びついていく被害連関のモデルを提案している。そしてこの連関モデルに基づきマイクロゾーネイションを進めていくべきであるとしている。すなわち，個々のマイクロゾーネイションが先にあるのでなく，地域地震被害因果系列の確立が先行すべきで，これによって対象とする被害が，先行被害との関わりにおいて明確になり，関与すべき地域特性量が鮮明になり，どのようなマップを整えるべきかが初めて適確となる。このような観点に立った，マイクロゾーニングマップの作成の手順が具体的に示されている。

最後に，それまで述べられたことをまとめ，地震防災との関わりで整理している。まず地震防災計画の目的として地震時の(1)潜在危険を減らすこと，(2)災害による作用の結果を軽減すること，(3)災害連鎖をたち切るこ

と，(4)被災範囲を局所に止めること，(5)救急・救助作業を容易にすること，(6)被災後の初期段階における住民生活を守ること，(7)復興・再建活動を容易にすること，等々をあげ，これらの目的達成のため事前（長期・短期），事後（直後・恒久）計画が立案・実行され，マイクロゾーネイション研究の成果が，それぞれの計画段階で有効利用されるべきであるとしている。そして具体的な手法について述べられている。また関連事項として，マイクロゾーネイションがこれまで，個々の地方行政体単位で独立に行われすぎていること，地震危険度を示すゾーニングマップの多くが調査時点（＝現時点）のものであり，都市の発展（危険性の増加）を見こした将来のゾーニングマップの必要性があることを指摘している。

§6. おわりに

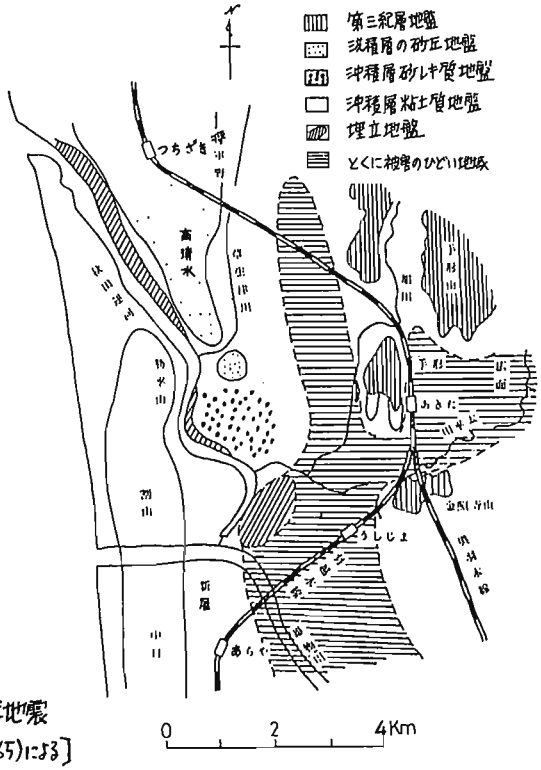
以上，第6章，サイスミックゾーネイションについて，概要を筆者なりにまとめてみた。著者は各節ごとに異っており，節間の重複や細かい点で整合しないところもあり，また筆者の理解の至らぬ点も多々あると思われ，片よった見方となっているかも知れない。これを契機にサイスミックゾーネイションについての議論が進められれば幸である。

附．秋田市および周辺のサイスミックマイクロゾーネイションの例

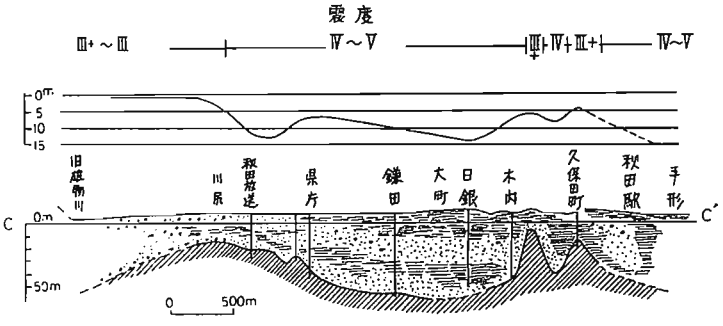
秋田市および周辺地域のサイスミックマイクロゾーニングの結果のいくつかを紹介しておく。秋田地方はこれまで多くの被害地震の経験がある。

1964年6月16日の新潟地震では市内でも所によりかなりの被害を生じている。加納・沓沢（1965）は市内の詳細調査をもとに，震害分布，震度分布と地盤の関係を明らかにしている。図－1は震害のひどかった地域と地盤の関係を示したものであり，図－2は東西断面における地盤と震度の関係を示したものである。

1964年12月11日の男鹿半島沖の地震（M=6.3）の秋田市内の詳細震度分布を，橋本（1969）が図－3のように求めている。



図－1　秋田市の地盤区分と1964年新潟地震における震害分布図［加納・沓沢(1965)による］



図－2　秋田市東西断面における沖積堆積物，震度（新潟地震）およびN値曲線（N=10）の深さの側方変化［加納・沓沢(1965)による］

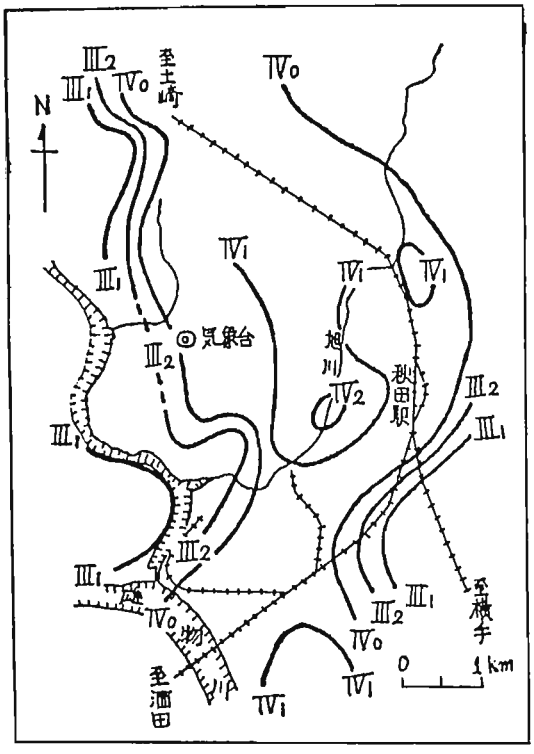


図-3　1964年12月11日，男鹿半島沖の地震の震度分布図［橋本（1969）による］

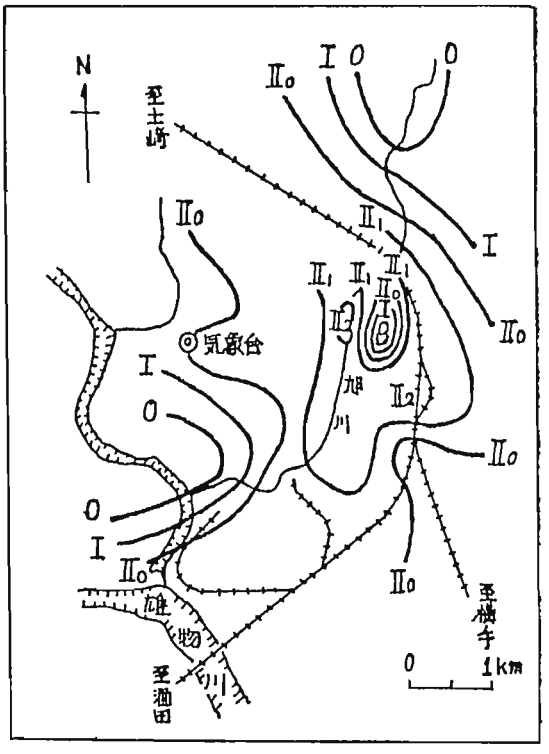


図-4　1965年2月16日，金華山沖の地震の震度分布図［橋本（1969）による］

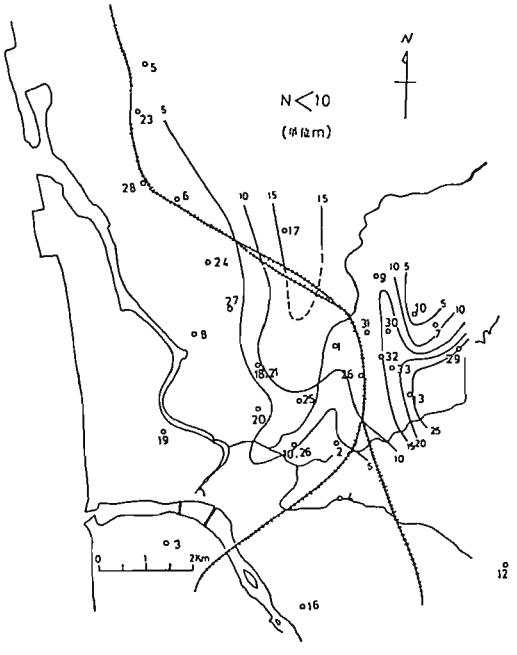


図-5　N値が10以下の地盤の等層厚曲線［東畠・野越（1979 b）による］

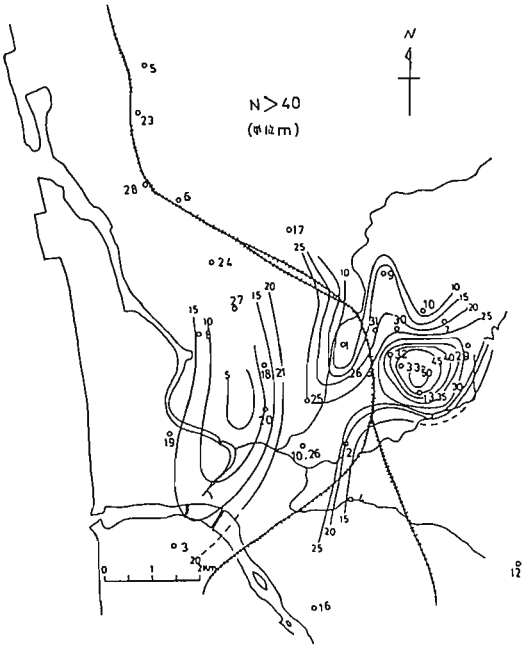


図-6　N値が40以上の地盤までの等深曲線［東畠・野越（1979 b）による］

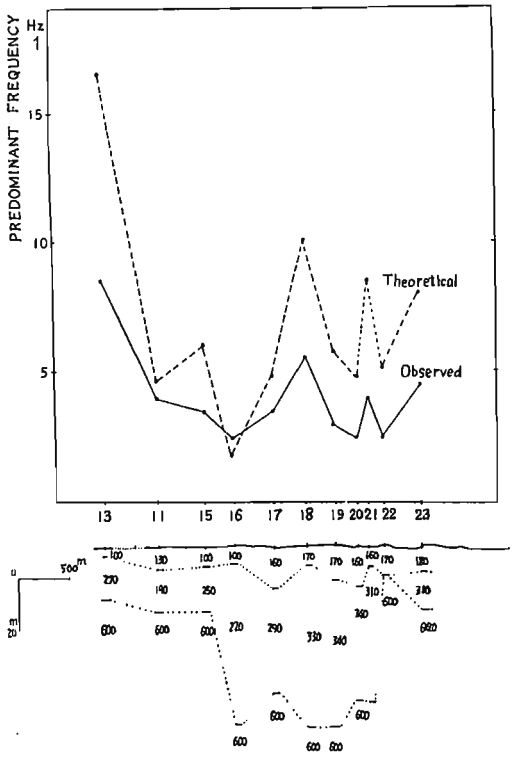


図-7　東西断面に沿う，地下モデル構造および微動の卓越周波数［東富・野越(1979b)による］

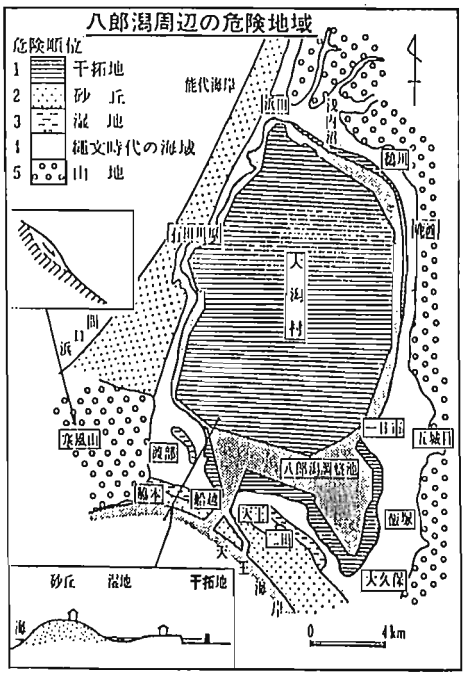


図-8　八郎潟周辺の危険地域
［守屋（1978）による］

1965年2月16日の金華山沖の地震についても，橋本（1969）は市内の詳細震度分布図を図-4のように求めており，震源が前述の男鹿半島沖地震とほぼ180°異なり，全般的な震度も弱いが，震度分布の傾向が似ていることを指摘している。

一方，秋田市内の地盤に関する研究は，東富・野越（1979a,b）によって詳しく調査されている。図-5,6はボーリング資料から求めた，N値10以下の地盤の等層厚線，N値40以上の地盤までの等深度線を表わしている。また微動観測を行っており，東西断面に沿っての卓越周波数の変化が地盤構造とよく一致していることを示している（図-7）

市外の八郎潟周辺について，守屋（1978）は地盤の状況，過去の地震被害などから図-8に示す危険度マップを作成している。

［文　献］

橋本公司（1969）秋田市の震度分布について，験震時報，32，3,4号，PP 145－150.

加納　博・沓沢　新（1965）新潟地震による秋田市における震害とその地質的考察，秋田大学地下資源研究施設報告，31号，PP 37－45.

守屋喜久夫（1978）古地図が教える地震危険地帯，日刊工業新聞社，PP38－43.

東富一雄・野越三雄（1979a）秋田市周辺の地盤特性，第16回自然災害科学総合シンポジウム論文集，PP 353－354.

東富一雄・野越三雄（1979b）東北地方地盤災害資料の解析研究 ―特に秋田市を中心として―，自然災害科学資料解析研究，6，PP 109－119.

［II部］　話題提供

「地震動予測の試みとその応用」

第11回地盤震動シンポジウム
日本建築学会 1983.7.15

埼玉県における地震動予測の試み

嶋 悦三

1 はじめに

合理的な耐震設計は、その構造物を考えている場所が将来遭遇するであろう地震力の的確な見通しの上に初めて達成されるものである。この目的のためには、震源からどのように地震波が放出されるのか、そしてどのような経路を伝ぱして基盤に到達するのか、地表層でどのような変形を受けて我々が観測する地震動になるのかを詳しく知る必要がある。しかしながら、現時点では、上記のことには解明すべきことがあまりにも多く、決定論的な議論ができるまでには至っていない。

筆者は、第8回地盤震動シンポジウムにおいて、任意地点での地震動がどこまで推定できるかについてのべた。現在でもその事情はそれ程異なっているとは思えないので、かなり重複する点もあろうが、今回は、埼玉県における地震被害想定の基礎調査として行った地震動予測を紹介し、参考に供したい。

2 埼玉県における地震動予測

埼玉県では、最近の人口の増加がめざましく、特に県南では著しい人口集中がおこっている。このため一旦地震におそわれるならば、宮城県沖地震に見られたような都市型の地震災害が発生し大災害をもたらすおそれがある。このため、県は、昭和55, 56年の2年間にわたり、「埼玉県地震被害想定策定委員会」を設け、その指導のもとに、地震被害予測調査に着手した。ここでは、被害想定の基礎となった地震動予測がどのように行われたかを紹介する。

図1はこの調査の流れを示したものである。以下それに従ってのべることにする。

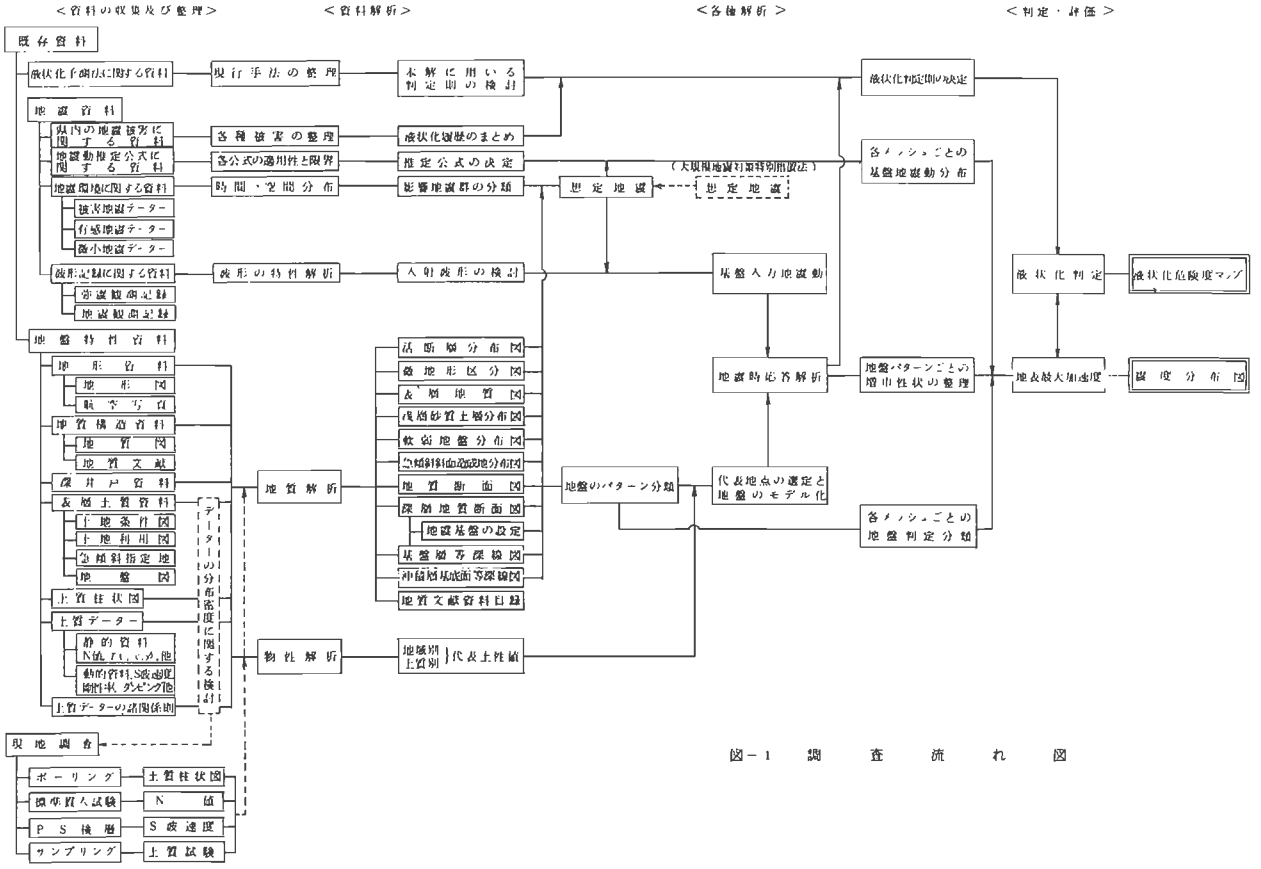
2・1 埼玉県の地質

埼玉県は東西107km, 南北58kmの台形状の地域であり、西部の秩父山地には、古・中生界の堆積岩、変成岩などの岩石が分布しており、その東部は丘陵地で、新生界第3系あるいは、さらに新しい下部洪積統の堆積岩からなる。さらにその東部は関東平野となり、台地と低地になる。台地は、ローム、粘土、砂、砂礫からなる上部洪積統の堆積層からなる。低地は、荒川、中川、利根川流域に発達しており、沖積の粘土、腐植土、砂、礫からなっている。図2は、東西、南北の地質断面を示したものである。このような断面図は、県内で収集された約7000本のボーリング資料を参照して、5km間隔で、東西11、南北19の地質断面がつくられた。地表付近での地震波の挙動を知る上で必要欠くべからざるデータとなるからである。ところが、ボーリング・データは県下に一様に分布しているものではなく、県の西部・北部のように、データが極めて少ないところもあれば、低地の中にはデータがせまい地域に集中しているところもある。そこで、県内の地形・地質を代表するような10地点を選んで、PS検層をはじめとする、地球物理学的調査ならびに土質試験を行ない、参照することとした。

2・2 地盤分類

高々数十米しか離れていない2地点でも震害の度合、つまり地震動の強さが著しく異なる場合があることはよく知られている。しかしながら、本例のように、非常に広い地域の地震動を予測するには、もっと大局的に見る必要がある。現実の地盤は、地層の種類と層厚が複雑に変化しているものであり、これを詳しく調べていけばきりがない。そこで、本調査では、地震基盤面として、N値50以上の洪積層相当層の上面を設定することとし、その上の地盤構成をいくつかのパターンに分類することとした。すなわち、地盤を、山地部洪積台地部、扇状地、河岸段丘部、沖積台地部、ふぼれ谷、後背湿地部の5種類にわけ、それぞれを、地層の種類および層厚により、いくつかのパターンに細分類し、結局60の地盤パターンを考えた。表1がこの分類である。このうち山地のパターンは基盤相当層、あるいはこれより固い地盤であることから除き、残りの57パターンについては、地層別にS

埼玉県地震被害想定地質関係調査詳細フローチャート



図－1　調査流れ図

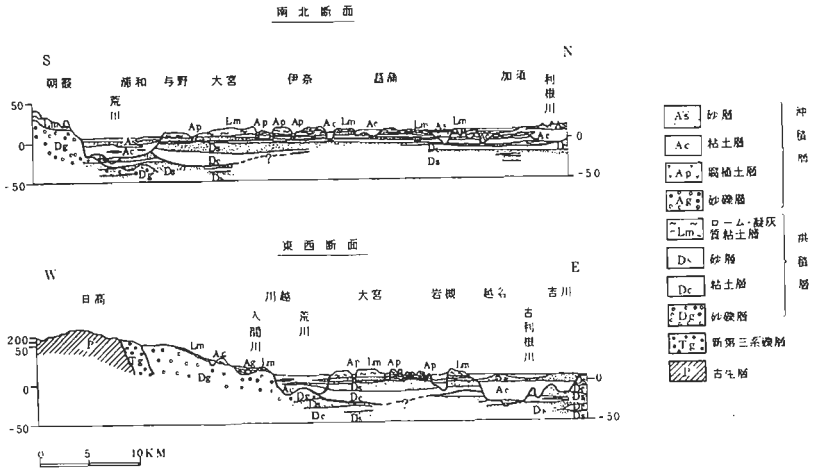


図2　地質断面図の例

波連度を与えて、地盤のレスポンスを計算した。そして、このレスポンスが似ているものをあつめて、12パターンに整理した。すなわち、埼玉県の地盤は、山地の3パターンを含め、15パターンですべて説明されることとなった。

2.3　地震環境

2.3.1　微小地震

微小地震がある線状に発生している場合には、そこに伏在する活断層が存在している可能性があるといわれている。文献調査によれば、県下ではそのような場所はみあたらなかった。

2.3.2　過去の被害地震

理科年表から、埼玉県下に被害を与えたと思われる地震を調べた。古い地震については必らずしも埼玉県で被害があったかどうか不明のものもあるが、こゝでは金井の推定公式を採用し、基盤で3kine以上のものを取り上げることとした。その結果、歴史上最も古い818年の地震から現在までに18ケの被害地震を経験したと推定された。しかし、その大部分（15ケ）は江戸時代以降の地震であって、更にその内明治以降のものが9ケを数える。このように時代と共に被害地震が増えて来ていることに注意する必要がある。被害地震のうち、県下に最大の被害をもたらした1923年の関東地震のように、プレート境界に発生したと思われるものが4つある（内1つは南海トラフに関連したものである）。あとは江戸、小田原周辺に発生した。M7クラスの中規模地震によるもらい災害的な地震であり、埼玉県直下に発生し、死者を出す程の大きな被害を与えたものは、1931年の西埼玉地震のみである。1968年の埼玉県中部の地震もいわゆる直下地震であったが、これは震源が深かったこともあり小被害ですんでいる。

	記号	模式地	模式柱状図	パターン数	備考
山地		秩父山地	P, T, Dg2	3	先第三系、第三系、洪積層
台地部	L	入間郡武蔵町	L	3	1) D～～大宮タイプ上部に粘質土Dc、下部に粘性土Dsが分布する。2) 礫質土、粘性土の層あるいは、N値の低い層3) 礫質土、粘性土の層
		大宮市和土	L, D～～1	1	
		加須市	L, D 2	3	
		加須市志多見	Ac, L, D 3	1	
河川沿いの低地	G	鴻巣市	Ag	2	
		深谷市	Ac, Ag	1	
		大間市	Ag, Ac	1	
沖積台地	Aa	油布市	Ac	1.4	1) 从盤の直上に中間層が分布する場合 中間層は、全て洪積粘土であり、以下の三通がある。 A 大宮タイプ B 礫質土、粘性土の層 C N値の低い層
	Ab	大里郡妻沼町	Ac, As～～1	1	
	Ac	川越市	Ac, As, Ac 1	1.0	
	Ad	三郷市	As～, Ac 1	1.0	
沖積台地	Ae	北埼玉郡川里村	Ap 1	1	
		行田市	Ac, Ap 1	1	
		与野市	Ap, Ac 1	1	

表1　地盤分類

した。なお、河角マップに代表される期待値は、新潟地震に対応できなかったので意味がないとの説をなすものがある。内陸で発生する地震は再来周期が大変長いと考えられている。河角マップの期待値が、新潟でそれほど大きくなかったのはそのためであり、新潟地震のデータを含めたとしても期待値は殆んど変らない筈である。新潟地震と同じ震源をもつ地震は当分発生しないと考えられるから、経済面からみても河角マップを非難するのはあたっていないのである。

2.4 基盤での地震動の推定

基盤での地震動を推定する手法としては、現在のところ3つの方法が考えられる。第1は、地震の規模と震源距離から、実用公式を用いて地動を推定する最も古典的な手法である。第2は、今回の例のように過去に起った地震の再来を考える様な場合、過去のデータから地震動を推定して、震源距離と共にどの様に地動が減少していくかを調べ、地盤のデータを比較することから、被害データのない地域にも地震動の推定を拡げていくという手法である。この手法では、過去の地震の被害データがかなり多くないと使えない。第1の手法は震源域内では使えないが、この手法では適用出来るので有利である。第3は、断層モデルを設定し、地下構造を考慮して、任意地点での地震動を理論的に計算する方法である。この手法では、断層の形状、破壊速度、ライズ・タイム、等のパラメータに現時点ではまだまだ任意性があるのが大きな問題である。

そこで、ここでは第1および第2の手法をとることにした。ただし、第1の方法をとる場合はどの実用公式を用いるかが大きな問題となる。そこでいくつかの実用公式と最近の関東地方に発生した比較的規模の大きな地震

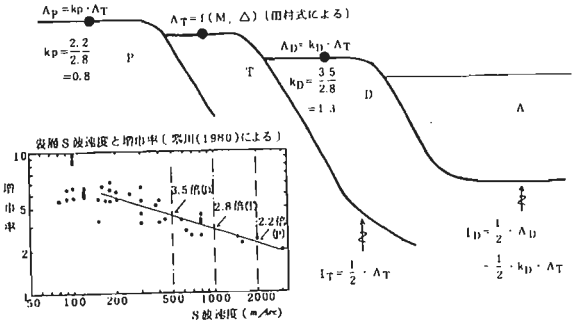


図3 基盤入力算定の概念図

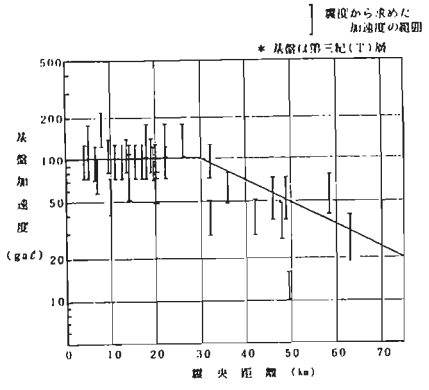


図4 西崎・地震の基盤入力推定図

の観測データを比較した結果、田村他（1979）の式を用いて、地動を推定することにした。ところでこの地動は第3紀層上面の値であることから、他の地盤への入力は、嶋（1977）、翠川・小林（1980）による、S波速度と増幅率の関係を用いて、補正することとした。その概念的な説明図を図3に示す。また第2の方法による例を図4に示す。

2・5　地表での地震動の推定

基盤入力から地表での地震動を推定するにあたって、さきにのべた地盤パターンについて、地震時における地盤の非線形性挙動を考えたレスポンスを求めるため、東海地震と南関東地震については、1968年十勝沖地震の八戸港湾における記録を、また西崎玉地震については、1940年 Imperial Valley 地震の El Centro の記録を用いることとした。ただし、レスポンス計算には各観測点での地表の影響を取り除いた波形を用いた。これで得られた増幅率を入力地震動にかけあわせることにより、地表での地震動が得られることになる。

ところで、今までほっきりのべなかったが、地震動の予測は、約1km×1kmのメッシュについて行なうことにした。細かく見れば、この中に前にのべた15の地盤パターンのいくつかが混在することがおこり得る。しかし、

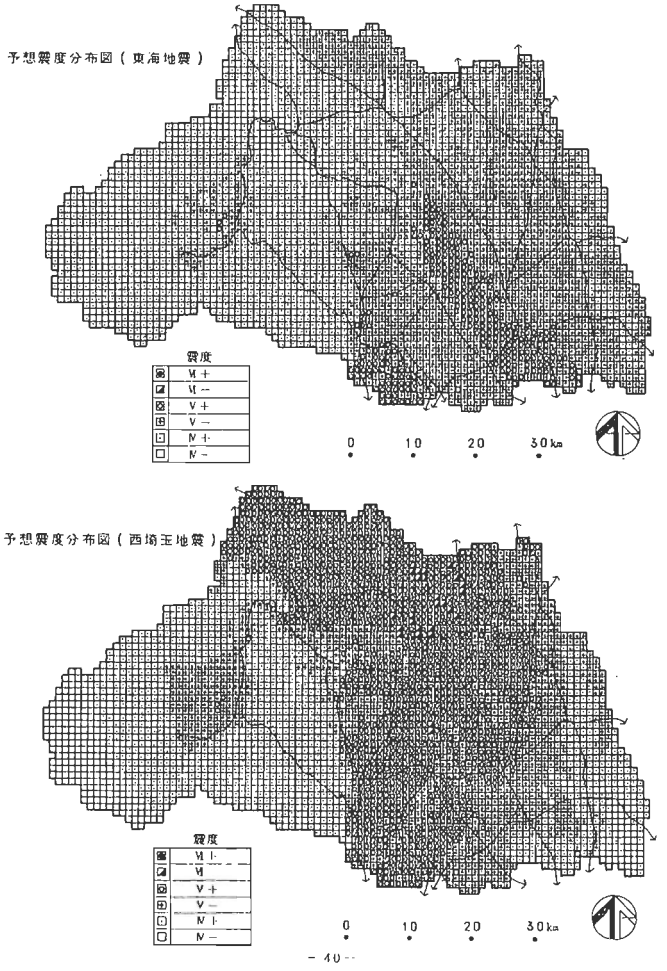


図5　予想震度分布の例

大勢を見る見地からは、これを一つのパターンで代表させる必要がある。そこで次に示す様な優先度をもたせて各メッシュの地盤パターンを決定した。

優先度1：面積比率の大きいパターンをとる。

2：人口の多い地区のパターンをとる。

3：増幅率を考えた最悪のパターンをとる。

埼玉県の全メッシュ3,859はこのような方法により15パターンに分類されたのである。

図5に地震動の予測例を示す。ただし、これは計算された地動を、翠川・小林(1980)による、最大加速度と震度階の関係を用いて震度階で表現されている。

3 おわりに

以上、埼玉県で行われた地震動予測の大略についてのべてきた。このような実例が、将来のよりよい予測手法開発につながる討論のきっかけともなれば、筆者の望外の喜びとするところである。

最後に、本調査委員会で、終始熱心に討論して頂いた諸先生および無理な注文にも答えて実務を遂行された応用地質調査事務所の担当者の方々に心より御礼申し上げる。

文　献

埼玉県地震被害想定策定調査報告書　昭和55年度概要報告書，昭和56年3月，埼玉県

埼玉県地震被害想定策定調査報告書　昭和57年3月，埼玉県

東京大学地震研究所　教授

第11回地盤震動シンポジウム
日本建築学会 1983.7.15

土木分野における工学的地震動予測とその問題点

亀田弘行*

1. はじめに

土木工学が対象とする構造物は多種多様である。耐震工学上検討の対象となるものを列挙すると，橋梁・高架橋，トンネル（特に沈埋トンネル），盛土・堤防，ダム，液体貯蔵タンク，地下埋設管路，護岸・桟橋などがあり，構造物の形状・規模・材料は多岐にわたっている。また，重要施設においては，構造物を支持する基礎地盤・岩盤や，後背地の地山の地震時安定性などが問題とされる。

「地震動予測の試みとその応用」を土木工学の分野から取上げるのが本稿の課題である。地震現象と地震動そのものの見方は他の工学分野と大きな違いはないはずであるから，土木分野特有の考え方は，荷重作用としての地震動を評価する段階で現れることになり，必要とされる地震動の情報もそれによって規定される。

以上のような観点から，こうした課題に関する筆者なりの考え方を述べ，問題点の指摘を行いたい。上記のような多様な構造物を対象とする土木分野における諸問題のすべてを網羅することは筆者の能力の及ぶところではなく，いくつかのテーマに的を絞って議論を進めることとする。

2. 最大地動推定の統計・確率モデル

ここでは，地震動強度を最も端的に表す最大地動に着目し，その推定のための統計・確率モデルについて論ずる。稀現象である強震地動を統計確率モデルにより推定することは，データ収集の面で困難を伴うことが多いが，その適用範囲を誤らなければ，統計・確率モデルは実データの特性を直接反映するという点で，工学的に有用な情報を与えてくれる。以下，最大地動のアテニュエーション（距離減衰）とマイクロゾーニングの2つの面から検討を加える。

a. 最大地動のアテニュエーション特性　強震記録の集積とともに，最大地動のアテニュエーション特性を求める統計解析が盛んに行われ，わが国の強震地動についていくつかの統計モデルが提案されている。[1)~4)] こうした方法の問題を文献4)に従って論ずる。

地動の最大加速度をVとすると，地震のマグニチュードMと着目地点までの震央距離Δを用いて，AとVのアテニュエーション特性は次のように表される。

$$\left.\begin{aligned} A &= U_a \bar{A}(M, \Delta) \\ V &= U_v \bar{V}(M, \Delta) \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ただし，$\bar{A}(M, \Delta)$と$\bar{V}(M, \Delta)$はそれぞれA，Vのアテニュエーション式，U_aとU_vは，予測誤差を表す確率変数で，メディアン＝1なる対数正規変量として扱う。工学的には，強震データから$\bar{A}(M, \Delta)$と$\bar{V}(M, \Delta)$を算出するのみでなく，予測誤差の指標としてのU_a，U_vの変動係数ができるだけ小さいモデルとする工夫が必要であろう。

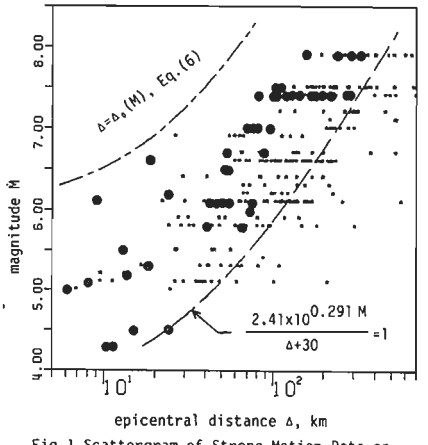


Fig.1 Scattergram of Strong Motion Data on Magnitude and Epicentral Distance.

Fig. 1は，わが国でこれまでに得られた主要な強震データに関するマグニチュードMと震央距離Δの散布図である。工学上の問題としては，(1)これらの中からどのようにデータを選択するか，および(2)耐震工学上重要な同図左上（大M－小Δ）でのデータの欠如をどう扱うか，の2点が重要となる。

まず(1)に関しては，Fig. 1の全データ（346成分）による加速度のアテニュエーション式が30gal以上の値をとる領域（同図中の実線より左上）のみのデータを用い，さらにこの領域でも加速度が30gal以上のデータのみを用いると，結局採用されるデータはFig. 1の●印のみとなり，合計91成分となる。これにより，$\bar{A}(M, \Delta)$，$\bar{V}(M, \Delta)$

は全データの平均よりは大きい値の方へずれるが，工学的には安全側であるし，これによってU_a，U_vの変動係数は約59%となり，このようなデータの選択を行わない従来の研究における80～100%と比べて，予測幅を狭くすることができる。こうして得られたアテニュエーション式をTable 1 の(a)欄に，U_a，U_vの変動係数をTable 2の(a)

Table 1 Attenuation Equations

		(a) $\Delta \geqslant \Delta_0$ (M)	(b) $\Delta < \Delta_0$ (M)
peak acc.	$\bar{A}(M, \Delta)$, gal	$349 \times 10^{0.232M} / (\Delta + 30)^{0.959}$ ..... (2)	330 ..... (4)
peak vel.	$\bar{V}(M, \Delta)$, kine	$2.65 \times 10^{0.360M} / (\Delta + 30)^{0.893}$ ..... (3)	$2.52 \times 10^{0.144M}$ ..... (5)

*Δ and Δ_0 (M): in kilometers

**Eqs. (4) and (5) apply only for $M > 6.0$. When $M \leqslant 6.0$, Eqs. (2) and (3) should be used for all values of Δ.

欄にそれぞれ示した。

次に，(2)の問題に関しては，強震記録以外の資料により対処せざるを得ない。ここでは，震央域での最大地動は場所により一様と考える。震度階Ⅵ以上の領域を震央域と考え，村松[5]による震度分布とマグニチュードの関係を援用すると，M>6.0では震央域の平均最大加速度はほぼ330galとなる。この結果と式(2),(3)の整合性を持たせるようモデル化を行うと，震央域ではアテニュエーション式はTable 1 の(b)欄のような形をとる（ただしM＞6.0）。加速度はM，Δによらない定数であるが，速度はMとともに増加する。震央域の範囲を示すΔ_0(M)は次式で与えられる。

Table 2 Attenuation Uncertainties

	(a): Eq. (1) δ_U	(b): Eq. (8) δ_{U_1}
peak acc.	0.593	0.481
peak vel.	0.594	0.502

$$\Delta_0(M) = 1.06 \times 10^{0.242M} - 30 \quad , \quad \text{km}; \quad M > 6.0 \qquad \cdots\cdots (6)$$

わが国以外で得られた震央域での強震データを式(4),(5)と比較した結果については，文献4)によられたい。

b. マイクロゾーニングのための地盤条件の表現　地盤条件が地震動強度に大きな影響を持つことから，マイクロゾーニングの技法が必要とされ，各種の方法が発達してきたが[6),7)]ここでは，上記のアテニュエーションモデルと結びつけ，その予測精度を向上させる形で地盤条件をとり入れる方法について述べる。地盤条件に関する情報としては，多くの建設現場で一般的に利用できる標準貫入試験によるN値柱状図を有効に活用することを考える。

まず，地表近傍の地盤の影響を表すために，次のような地盤パラメータS_nを定義する。[4)]

$$S_n = 0.264 \int_0^{d_s} \exp\{-0.04N(x)\} \exp(-0.14x)\, dx - 0.885 \qquad \cdots\cdots (7)$$

ただし，N(x)は深さx(単位m)におけるN値，d_sは柱状図の最大深さである。N(x)が小さいほどS_nは大きい値をとるから，S_nは地盤の軟弱さを表す指標と考えてよい。$N(x) \equiv 0$のとき$S_n = 1$，$N(x) \equiv 19$のとき$S_n = 0$，$N(x) \equiv 50$のとき$S_n = -0.630$となる。

強震観測地点のS_nを算出し，U_a，U_vとの関係を示したのがFig.2である。同図より，U_a，U_vともにS_nとともに増加することがわかる。これにより，S_nによって地盤条件の影響をとり入れると，式(1)は次のように書き改められる。

$$\left.\begin{aligned} A &= U_{1a} C_a(S_n) \bar{A}(M, \Delta) \\ V &= U_{1v} C_v(S_n) \bar{V}(M, \Delta) \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots (8)$$

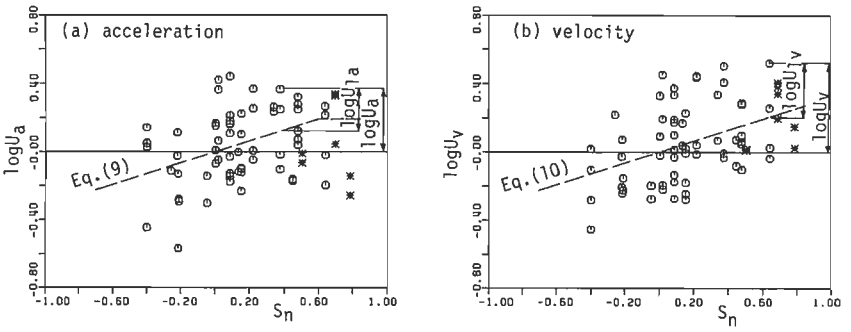


Fig.2 Effect of Site Parameter S_n in Reduction of Attenuation Uncertaities.

ただし，$C_a(S_n)$，$C_v(S_n)$は地盤条件による補正係数，U_{1a}，U_{1v}は補正後になお残る予測誤差を表す確率変数（対数正規，メディアン＝１）である。$C_a(S_n)$，$C_v(S_n)$ は次式で与えられる。

$$C_a(S_n) = \begin{cases} 2.09^{S_n} & , \quad S_n \leqq 0.6 \\ 1.56 & , \quad 0.6 < S_n < 1 \end{cases} \qquad \cdots\cdots (9)$$

$$C_v(S_n) = 2.23^{S_n} \qquad \cdots\cdots (10)$$

$S_n \to 1$ なる極端な場合（軟い地盤）には$C_a = 1.56$，$C_v = 2.23$ である。また，$S_n = -0.630$ の場合（堅い地盤）には$C_a = 0.629$，$C_v = 0.603$ となり，地表面から構造物支持地盤への地震動の低減率の目安を与えよう。

以上の方法により地盤条件をとり入れると，式(8)のU_{1a}，U_{1v}の変動係数はTable 2 の (b)欄のように，同表(a)欄の値より減少し，地盤の情報を加味することにより，地震動の予測精度が向上することがわかる。

ここで用いたN値柱状図は地表近傍の 10～30 m程度における詳細な地盤情報を与えるものである。実際には，これに加えて更に深い地盤の条件（例えば岩盤までの深さ）も地震動強度に影響を与えようが，地盤資料の精度も異なり，別途に検討が必要である。この点に関する強震記録の分析を現在実施中である。[8]

3. 非定常地震動の予測

a. 非定常スペクトルによる地震動のモデル化と予測[9]　非定常地震動の合理的な予測法を確立することは，動的応答解析における入力地震動の評価のために重要である。特に，構造特性の劣化過程を含む非弾性応答では，時間の経過とともに低振動数成分が卓越することが多い地震動の特性をとり入れることが重要である。ここでは，このような点に着目した非定常スペクトルによる地震動予測モデルの概要を論ずる。詳細については文献 9)によられたい。

まず，地震動加速度の非定常スペクトル$G_x(t, w)$ の時間軸上の特性をFig. 3のようなモデル関数で表示する。同図におけるα_m，t_s，およびt_pは，注目する成分波動の強度，到着時刻，および継続時間をそれぞれ表す。これらのパラメータの推定値の振動数への依存性を示したのがFig. 4 である。その中で，t_pとt_sの振動数依存性が，スペクトル特性の非定常性を表す。これらの特徴をモデル化し，さらに地盤条件に関する情報量によって予測精度を向上させるような，３段階（レベル－Ⅰ～レベル－Ⅲ）の地震動予測モデルを作成した。

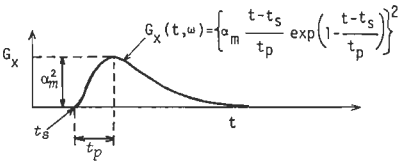


Fig.3 Time Varying Function for $G_x(t,\omega)$.

i）レベル－Ⅰ（マグニチュードMおよび震央距離Δを与える場合）：Fig. 5 に異なる M，Δの組合わせに対する予測地震動の例を示した。

ii）レベル－Ⅱ（M，Δ および地盤のN値柱状図が与えられた場合）：Fig. 4 (a)の$\hat{\alpha}_m(f)$を，前記 2. b. と同様に，地盤の軟弱さを表すパラメータS_nを用いて補正する。

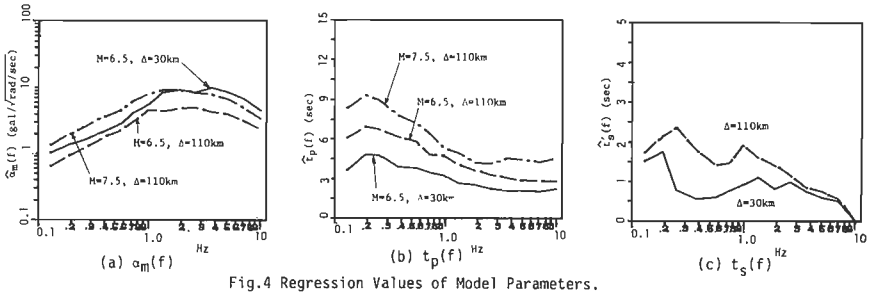


Fig.4 Regression Values of Model Parameters.

iii) レベル－Ⅲ（M，Δ，N値柱状図および地盤の伝達関数が与えられた場合）：地盤の伝達特性を用いて，レベル－Ⅱモデルで得られる$\alpha_m(f)$の振動数特性を，注目地点に合致したスペクトル特性を持つように修正する。

各レベルにおける地震動を発生させ，各ケース10個のサンプル波による最大地動の平均値(μ)と変動係数(δ)をTable 3に示した。モデルのレベルによって平均最大地動が変化するのみでなく，高レベルほど変動係数が小さくなり，予測精度が向上することがわかる。

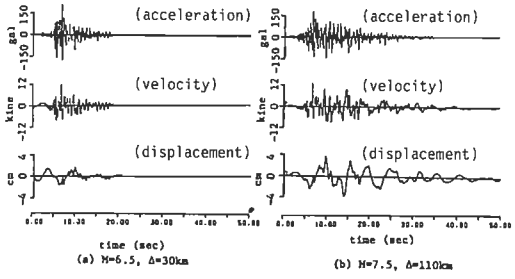


Fig.5 Sample Earthquake Motions (level-I model).

b. 大規模断層破壊による地震動予測への応用　Fig. 1でみたように，極値的な巨大地震の震央域での強震記録（大M，小Δ）がわが国では未だ得られていないが，耐震工学ではこの領域に関する地震動予測の問題を避けて通ることはできない。そこで，巨大地震が大規模断層の逐次破壊で発生することを利用し，小規模な断層破壊による地動を重合わせて巨大地震による地動を推定しようとする試みが盛んになっており，工学的に重要な加速度波の予測にもこの手法の適用が試みられている[10)~12)]。断層の分割と重合わせの方法，重合わせるグリーン関数としての基本波の選定などがこの手法の基本的な問題点である。ここでは，工学的応用を目的として，上記3.a.の非定常地震動の予測モデルを応用した方法[10),11)]について述べる。

Table 3　Statistics of Sample Earthquake Motions
(M = 7.5, Δ = 110 km)

Site	Model level	A (gal)		V (kine)		D (cm)	
		μ	δ	μ	δ	μ	δ
——	I	150	0.44	12.9	0.48	3.76	0.46
Hachinohe	II	225	0.38	19.0	0.39	5.52	0.34
	III	189	0.22	21.0	0.25	6.86	0.25
Hososhima	II	209	0.38	16.7	0.40	5.08	0.34
	III	196	0.23	23.0	0.27	5.72	0.24

断層分割モデルはFig. 6のようである。基本波としては，3.a.の予測モデルにおいてM＝6，Δ＝0としたときの非定常スペクトルを用いる（レベルⅠ～Ⅲいずれも可）。8個の地震（M=6.1～7.9）による48個の強震記録とM＝6の予測モデルとのパワーの比（0.55～2.6 Hz）から，断層の分割数N_GをFig. 7中の実験式のように定める。断層は一定の破壊伝播速度で順次破壊するものとし，観測地点までの走時をも考慮して観測地点での非定常スペクトルを重合わせにより求める。これにより地震動のシミュレーションを行う。

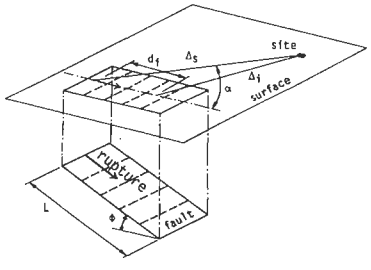


Fig.6 Fault Model.

Fig.8 は，1968年十勝沖地震における八戸における強震記録を本方法（モデルーⅢを使用）で模擬し，応答スペクトルを比較したものである。また，Fig. 9 は断層破壊が向う側（● 印）と遠ざかる側（○ 印）での最大地動のアテニュエーション特性を示したものである。

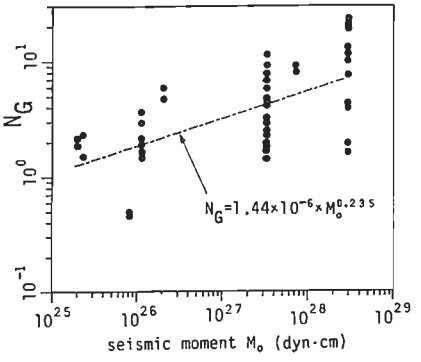


Fig.7 Relation between Number N_G of Superposition and Seismic Moment M_0.

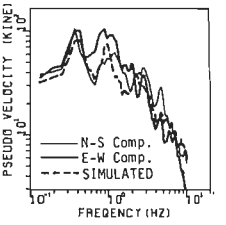
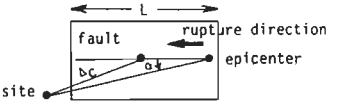


Fig.8 Response Spectra for Simulated and Recorded Motions (Hachinohe, 1968).



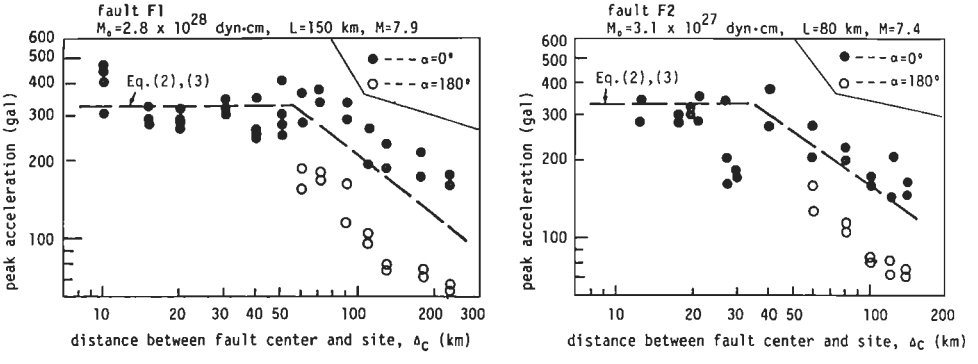


Fig.9 Near-Source Attenuation of Simulated Peak Acceleration.

4. 地震動の地点間相関

最近の被害地震では，上・下水道，ガスおよび電力供給施設など，いわゆるライフライン系の被害による都市型震害が問題となっている。これらライフライン系の構造上の特徴として，埋設管路が多く使われていること，都市の全域を包含する広い地域にわたるネットワークを構成することが挙げられる。このことから，ライフライン系の耐震工学的問題を扱う場合には，単独構造物を対象とする場合と異なり，以下に述べるような観点からの地震動予測が必要とされる。それらは今後のアレー観測などの成果にまつべき点も多いが，これまでの試みを紹介して問題提起としたい。

a. 地震時の地盤ひずみ[13] 埋設管路の地震時ひずみは，水平方向の波動伝播による地盤ひずみに起因するものと，地盤の局所的な不均一性による相対運動に起因するものとに大別される。ここでは前者の問題を扱った解析を取上げる。

ある1地点における地動変位d(t)が与えられており，その付近の地盤を地震波が水平方向に伝播する（見掛け上の水平方向伝播を含む）波数をk（振動数ωの関数）とすると，距離Dだけ隔った2地点間（Dを相関距離と呼ぶ）の平均ひずみは次式で与えられる[14]。

$$\varepsilon(D,t) = \frac{1}{D}\int_{-\infty}^{\infty} F(i\omega)\sin\frac{kD}{2}\,e^{i\omega t}\,d\omega \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (11)$$

ただし，F(iω)はd(t)のフーリエ変換である。

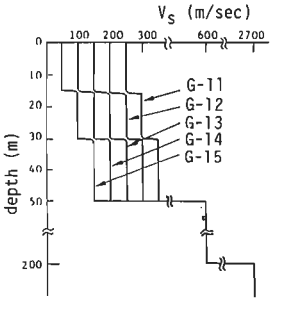


Fig.10 Typical Soil Layer Models.

以下簡単のため，d(t)はRayleigh波によるものとして議論を進める。埋設管の地震応答では管体の軸ひずみが優勢であり，縦波であるRayleigh波の影響が大きいとされることによる（ただし地盤と管体の間にすべりを生ずる場合は横波の影響も無視できない[15]）。

Fig.10のような層構造を持つ5種類のモデル地盤を考え，そのRayleigh波の基本モードから波数k(ω)を算出する。さらに3.a.の非定常地震動予測モデルからd(t)を求めて式(11)から平均ひずみを推定する。結果の一例をFig.11に示した。また，各地盤モデルに対する最大ひずみと最大地動の例をTable 4に示した。これらの結果において，D＝5mの場合は実質的に局所ひずみを与えると考えてよい。

Table 4 Simulated Peak Ground Strains and Peak Ground Motions (M = 6.8, Δ = 15 km)

	$\epsilon \times 10^{-4}$ (D=5m)	$\epsilon \times 10^{-4}$ (D=100m)	V (kine)	A (gal)
G-11	4.8	1.6	13.3	190.2
G-12	10.7	2.1	18.7	229.7
G-13	17.7	3.6	30.3	301.1
G-14	32.8	6.2	40.3	343.0
G-15	149.4	9.8	52.4	371.3

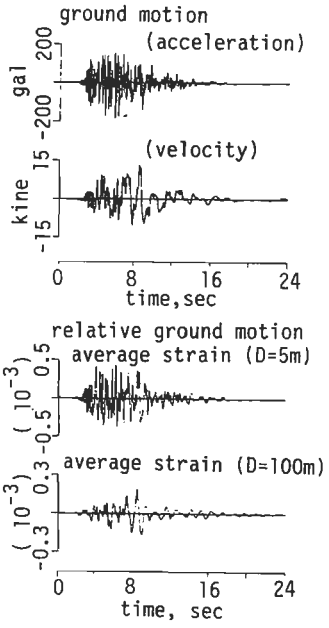


Fig.11 Simulated Ground Motion and Average Strain (Model G-11: M=6.8, Δ=15km).

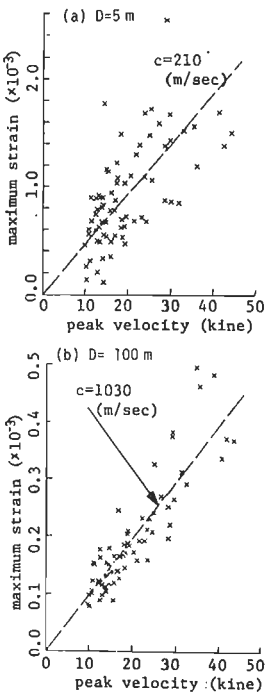


Fig.12 Simulated Ground Strain and Velocity (Kyoto; M=6.8, Δ=15km).

正弦波が水平方向に速度cで伝播する場合，地盤ひずみは $\epsilon = V/c$ で与えられる。京都盆地の平地部の各地点について上記の方法で ϵ とVの関係を求めるとFig.12のようになった。平均的なcを求めると同図中の破線のようになるが，D＝5mの場合には地表付近の地盤条件の局所的変化の影響を受けるため，かなりばらつきが大きい。

b. 最大地動の地点間相関係数[4] ライフライン系の震害予測を行う場合に，従来の研究では異なる地点での最大地震動はすべて確率統計的に独立であるとして扱われてきた。しかしながら，将来起るべき未知の地震については，この仮定は妥当ではない。この点の説明のため，式(8)をさらに次のように書改める。

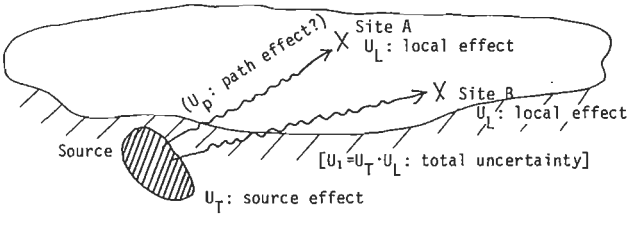


Fig.13 Illustraion of Spatilly Correlated Peak Ground Motions.

$$\left.\begin{aligned} A &= U_{Ta} U_{La} C_a(S_n) \bar{A}(M, \Delta) \\ V &= U_{Tv} U_{Lv} C_v(S_n) \bar{V}(M, \Delta) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (12)$$

これは式(8)において $U_{1a} = U_{Ta} U_{La}$，$U_{1v} = U_{Tv} U_{Lv}$ と置いたものである。U_{Ta}，U_{La}，U_{Tv}，U_{Lv} はいずれもメディアン＝1なる対数正規変量とする。

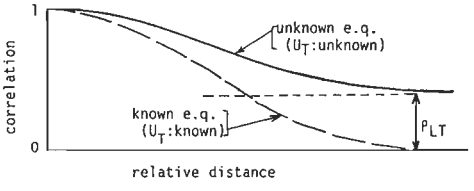


Fig.14 Illustration of Spatial Correlation for Unknown and Known Earthquakes.

Fig.13に説明したように，式(12)の U_T は震源の特性を反映する確率変量で，(マグニチュードの割に地震動が全体として強い，または全体として弱いといった)地震の「くせ」を示すと考える。一方 U_L は，地盤パラメータ S_n では説明し切れない局所的な条件の影響を反映する確率変量である。この他，伝播経路の影響を示す変量も当然考えられるが，問題が複雑になり過ぎるので，ここでは U_T と U_L の2つに分解して考える。

Table 4 Separation of Uncertainty and Spatial Correlation

	δ_{U_T}	δ_{U_L}	ρ_{LT}
peak acc.	0.285	0.388	0.351
peak vel.	0.330	0.378	0.432

上記のようなU_TとU_Lの性格から，ある地震によって地動を経験する地域内の異なる地点間で，U_Tは高い相関を示し，U_Lは独立に近い傾向を持つと考えられる。従って，U_TとU_Lの積として与えられるU_1は，中間的な部分相関を有することになる。ここでは簡単のため，異なる地点間でU_Tは完全相関，U_Lは無相関とすると，異なる地点間でのU_1の相関係数は次式で与えられる。

$$\rho_{LT} = \delta^2_{U_T} / (\delta^2_{U_T} + \delta^2_{U_L}) = (\delta_{U_T} / \delta_{U_1})^2 \qquad \cdots\cdots (13)$$

式(13)に表れる諸量の値をTable 4に示した。それらの算出過程は文献4)によられたい。

こうして得られたρ_{LT}は，地点間の距離が十分大きい場合の値を与えるもので，Fig.14のように，地点間相関の下限の推定値と言える。距離が小さくなると当然U_Lの相関も高くなり，地点間相関係数は1に近づく。また，すでに発生した（過去の）地震を論ずる場合には，U_Tの値を既知としうる場合が多いから（1978宮城県沖地震では$U_T \cong 2.3$），その場合の確率変量はU_Lのみとなり，地点間相関はFig.14の破線のようになる。

地震動の地点間相関を考慮することによるライフライン系の解析結果への影響については文献16)を参照されたい。

5. 静的地震荷重の評価（地動継続時間の影響の定量的評価）[17), 18)]

動的耐震設計が発達した今日においても，中小規模の土木構造物の大部分については，簡便な震度法または修正震度法による耐震設計が行われる。道路橋示方書耐震設計編など，一般土木構造物の耐震規定における設計震度の値は，(I)過去の地震活動，(II)強震記録から得られる地盤種別ごとの強震地動の特性，(III)構造物の構造特性と過去の震害経験に対する判断，などを総合的に考慮して定められており，それは必ずしも作用する地震動の最大加速度を意味しないのは周知のとおりである。

設計震度の決定に関連が深い地震動特性としては，強度・振動数特性・継続時間の3つがあげられる。そのうち前2者はすでに耐震規定にとり入れられているが，最後の継続時間については定量的・客観的評価法が確立されていないため，強震記録を静的震度に直接変換する方法が不明で，これまで集積されてきた貴重な強震記録の持つ情報が十分に生かされていないうらみがあった。強震地震動のうち構造設計に有効な加速度レベルを探ろうとする考え方は，有効加速度（EPA：effective peak acceleration）としてこれまでも論じられているが[19)~21)]，継続時間の扱いが定性的または間接的であるため，設計震度を直接評価するには至っていなかったと考えられる。

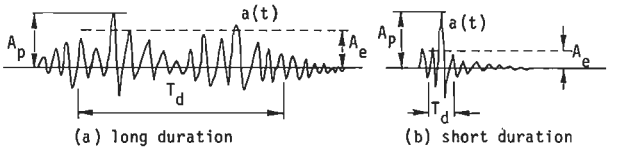


Fig.15 Ground Motion Accelerograms and Illustration of EQA.

以上の観点から，強震地動を工学的な静的震度に変換する方法[17), 18)]を以下に論ずる。変換の結果を地動加速度として表現したものを「等価加速度」(EQA：equivalent ground acceleration）と呼ぶことにする。地震動の継続時間T_dとの関連からは，Fig.15に示したように，最大加速度A_pが等しい2つの地震動があるとき，T_dが大きい(a)の地震動の方がT_dが小さい(b)の場合より大きな破壊力を持つから，等価加速度A_eも(a)の方が(b)の場合より大きい値をとる。

a. 等価加速度の定式化　最大地動がA_pなる強震地動の等価加速度A_eを次式のように表現する。

$$A_e = C_e(T_d, T_o, h, \text{structural capacity})A_p \qquad \cdots\cdots (14)$$

ここにC_eは最大加速度から等価加速度への変換係数で，等価加速度係数（EQA factor）と呼ぶことにする。また，T_dは地動の継続時間，T_o，hはそれぞれ構造物の固有周期および減衰定数である。structural capacity は構造物の耐震性能を一般的に表現しており，具体例については後述する。このように，等価加速度係数は地動の動特性と構造物の特性・性能から決めるべきものであり，その合理的な算出法を見い出すことが，主要な課題である。ここでは文献17)，18)に従って，その考え方を論ずる。

構造物の震害は，地動に対する構造物の最大応答がいかなる値になるか，および大きな応答値がどれだけ持続するか，という2つの要素で決まると考えられる。前者は動的応答の過渡特性の問題であり，後者はくり返し荷重下での逐次破壊機構の問題であるが，いずれも入力地震動の継続時間T_dの影響を受ける。これら2つの影響を分けて考え，式(14)を次のように書き改める。

$$C_e(T_d, T_o, h,\ \text{structural capacity}) = \gamma(T_d, T_o, h)\,\eta_a(T_d,\ \text{structural capacity}) \qquad \cdots\cdots (15)$$

ここに，γを最大応答係数，η_aを平均有効応答係数と呼び，以下のように定式化を行う。ただし，T_dの定義には Vanmarcke，Lai[22]の簡略式を用いる。

最大応答に対する地動継続時間の影響は応答倍率スペクトルの形状への影響として評価できる。Fig. 16 (a)に，類似の地盤条件（第2種地盤）のもとで得られた2つの強震記録に対する加速度応答倍率ξ_Aの値を示した。継続時間T_dが大きい記録No.16（釧路，1973）のξ_Aが，T_dが小さい記録No.15（鹿島，1971）のξ_Aと比べて，特に長周期領域で大きくなる。前者では応答が十分発達するのに対し，後者では過渡特性によって応答が未発達のまま終息するためと考えられる。このように，ξ_Aに対する地動継続時間の影響は相対的なものであるから，ある標準加速度応答倍率スペクトル$\xi_A^{(s)}$を考え，これとの相対関係で，最大応答係数γを次式で定義する。

$$\gamma(T_d, T_o, h) = \xi_A / \xi_A^{(s)} \qquad \cdots\cdots (16)$$

Fig. 16 (a)には第2種地盤に対する$\xi_A^{(s)}$を示した。また同図(b)にγの値を示した。他の地盤条件については文献17), 18)によられたい。

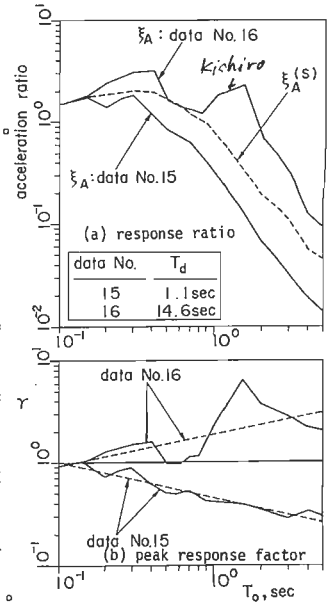


Fig.16 Acceleration Response Ratio and Peak Response Factor γ (soil cond. =2, h=0.05).

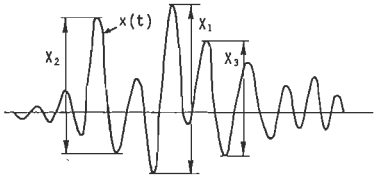


Fig.17 First, Second, Third, etc. Largest Response Excursions.

次に，平均有効応答係数η_aは，Fig. 17の応答曲線（変位，加速度など。ここでは変位応答による結果のみ示す）の最大全振幅X_1，2番目の全振幅X_2，……を用いて以下のように定義する。すなわち，いま応答の最大塑性率がμで，一定振幅μのもとで，構造物がn_e回の応答のくり返しに耐えうるとき，

$$\eta_a(T_d, \mu, n_e) = \int_{T_1}^{T_2} \eta(T_o) X_1(T_o)\,dT_o \Big/ \int_{T_1}^{T_2} X_1(T_o)\,dT_o \qquad \cdots\cdots (17)$$

ただし，$T_1 = 0.1$ sce，$T_2 = 5$ sce とし，$\eta(T_o)$は疲労モデルとのアナロジーから次式で与える。

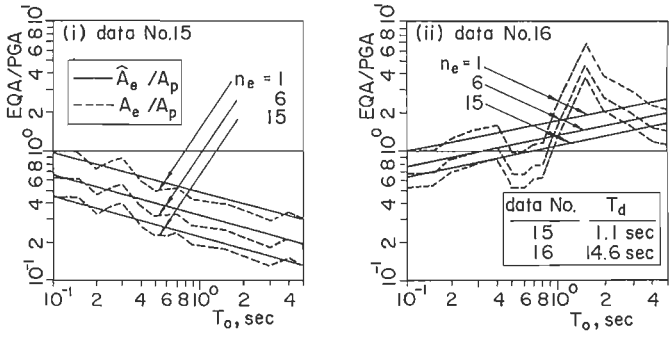


Fig.18 Examples of EQA and Its Statistical Estimate by Model-I (μ=3).

$$\eta(T_o) = \eta(T_o;\ T_d, \mu, n_e) = \left(\frac{1}{n_e}\sum_{i=1}^{n_d} X_i^q\right)^{1/q} \Big/ X_1 \qquad \cdots\cdots (18)$$

以上のように定義されるγ，η_aを用いて，式(14), (15)から等価加速度を算出した結果をFig. 18の破線で示した。また，以上の所論より，耐震設計の対象となるべき応答加速度S_eを有効応答加速度と呼ぶことにすると，S_eは次式で表される。

$$S_e = \xi_A^{(s)} A_e \qquad \cdots\cdots\cdots \quad (19)$$

Fig. 19 の破線はこのようにして算出されたS$_e$の値を示したものである。

非弾性応答を対象とする場合には，式(19)の $\xi_A^{(s)}$ には等価線形系に対する応答倍率を用いればよい。

b.　等価加速度の統計的推定モデル

以上に述べた等価加速度および有効応答を電卓と数表のみから推定する統計モデルを開発した。詳細は文献 18) に譲り，ここではその結果のみを示すこととする。推定モデルは 2 種類あり (Model －Ⅰ，Ⅱ)，それぞれ以下のような特徴を持つ。

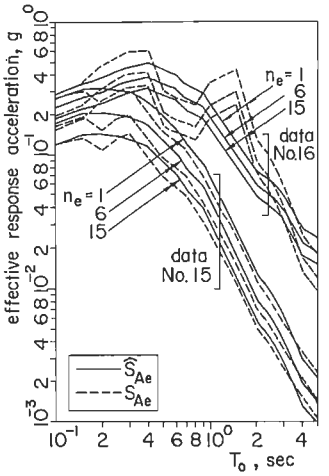


Fig.19 Effective Response Acceleration and Its Statistical Estimate by Model-I (h=0.05, μ=3).

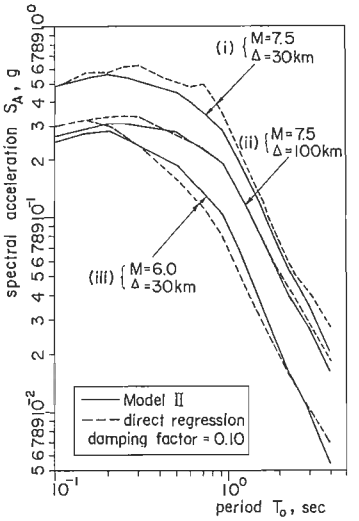


Fig.20 Effective Response Accelerations (μ=1, n_e=1) from Model-II and Those from Direct Regression.

Model－Ⅰは，与えられた強震記録のA$_p$，T$_d$，地盤条件と構造特性 (T$_0$，h，μ，n$_e$) のみから等価加速度を評価するためのモデルで，これによる等価加速度の算出結果の例をFig. 18 の実線，有効応答加速度の例をFig. 19 の実線でそれぞれ示した。いずれの場合も原記録から直接算出した結果 (破線) とよく対応している。

Model－Ⅱは，地震のマグニチュード，震央距離および地盤条件 (S$_n$で与える) と構造特性から等価加速度を評価するもので，A$_p$の算出には上記 2.の最大加速度のアテニュエーション・マイクロゾーニングモデルを用い，継続時間T$_d$については，別途導いたマグニチュードと震央距離との関係式を用いる。Fig. 20の実線は，Model－Ⅱによる平均的な地盤条件 (S$_n$＝0) での有効応答加速度の推定値で，μ＝1，n$_e$＝1 の場合であるから，通常の加速度応答スペクトルに他ならない。同図の破線は，直接マグニチュードと震央距離に対して応答スペクトルの回帰分析を行った結果で，同図のM－Δの組合わせの範囲で，両者はよい対応関係にある。

Fig. 19，20 において，Model－Ⅰ，Ⅱによる計算では，地震動のスペクトル特性を与える標準応答倍率 $\xi_A^{(s)}$ は，同一の地盤条件のもとではすべて同一の値を用いている。従って，同図中で，強震記録の違いやMとΔの組合わせの違いによる有効応答スペクトルの形状の違いは，主として地震動の継続時間の違いに起因するものと考えてよい。このことからも，地震荷重評価において地動継続時間を考慮することの重要性がわかる。ここに述べた等価加速度の考え方は，そのための定量的手法への指針を与えるものと考えられる。

6.　地震危険度解析における地震発生モデル[21)]

工学的応用を目的とする地震危険度解析においては，地震発生の独立性を仮定して，ポアソン過程による地震発生モデルが用いられることが多い。しかし，現実には大地震によりエネルギーが解放されると，その地域はしばらく静穏期に入り，その後に再び活動期に入るというような大まかなサイクルがあり，再生過程的な挙動を示す。このような観点から近畿地方の地震活動を，南海トラフでの巨大地震を再生過程で，内陸部の地震を非定常ポアソン過程でモデル化すると，京都での期待最大加速度はFig. 21のようになる[21)]。同図のCase 1

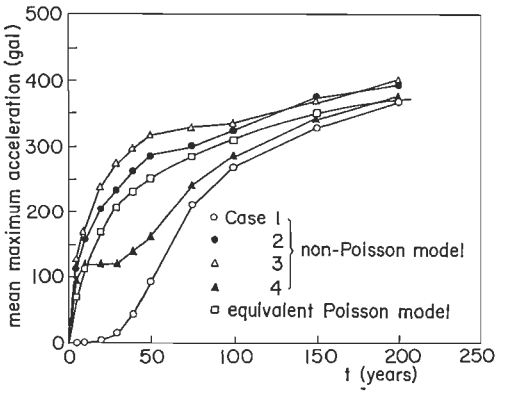


Fig.21 Expected Value of Maximum Acceleration in Kyoto for Future Period.

～4は，静穏期の開始時点，静穏期の終了時点，活動期の開始時点，および巨大地震発生直後から，それぞれ将来をみた場合である。期間が100年を越えると，いずれの場合もポアソン型モデルと同様の結果を与えるが，それ以下では，どの時点から将来をみるかで地震危険度は大変違うことになる。従って，ポアソン型モデルから得られる結果の解釈，適用には多くの注意が必要であろう。

7. むすび

以上述べたほか，やや長周期領域の地震動の問題，信頼性評価による耐震設計のための地震荷重評価など，紙数の関係で触れ得なかった問題も多い。それらについては別の機会に譲りたい。

参　考　文　献

1) Katayama, T., "Statistical Analysis of Peak Accelerations of Recorded Earthquake Motions," Seisan Kenkyu, Univ. of Tokyo, Vol. 26, No. 1, Jan. 1974, pp. 18–20.

2) 佐伯光昭・片山恒雄・岩崎敏男：わが国の地盤上で得られた加速度記録の特性，土木学会第32回年次学術講演会，第I部，1977. 10, pp. 304－305.

3) 川島一彦・相沢　興・高橋和之：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法（その3），土木研究所資料，No.1864, 1982. 9.

4) Kameda, H., Sugito, M., and Goto, H., "Microzonation and Simulation of Spatially Correlated Earthquake Motions," Third International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, 1982, Vol. III, pp. 1463–1474.

5) 村松郁栄：震度分布と地震のマグニチュードとの関係，岐阜大学教育学部研究報告 ―自然科学―，4巻3号，1969, pp. 168－176.

6) 第8回地盤震動シンポジウム，日本建築学会，1980. 3.

7) Proceedings of International Earthquake Microzonation Conference, Second: San Francisco, 1978; Third: Seattle, 1982.

8) 杉戸真太・亀田弘行・後藤尚男・西尾佳郎：最大地動のアテニュエーションモデルにおける地盤条件の影響，土木学会関西支部年次学術講演会，1983. 5, I－81.

9) Kameda, H., Sugito, M., and Asamura, T., "Simulated Earthquake Motions Scaled for Magnitude, Distance, and Local Soil Conditions," 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istambul, Vol. 2, Sept. 1980, pp. 295–302.

10) 後藤尚男・杉戸真太・亀田弘行・奥村俊彦：大規模断層破壊による地震動の推定，京都大学防災研究所年報，25号B，1982. 4, pp. 33－52.

11) Goto, H., Sugito, M., Kameda, H., and Okumura, T., "Synthetic Ground Motion for Great Earthquakes from Superposed Evolutionary Process Model," Sixth Japan Earthquake Engineering Symposium, Oct. 1982, pp. 89–96.

12) 飯田昌弘・伯野元彦・井上涼介・紺野幾仁：中小地震記録からの大地震加速度波形の合成，第16回地震工学研究発表会，土木学会，1981. 7, pp. 41－44.

13) Goto, H., Sugito, M., Kameda, H., and Isoda, A., "Microzonation of Ground Strain for Estimation of Earthquake Damage to Buried Pipelines," Third International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, 1982, Vol. III, pp. 1653–1664.

14) Takada, S., Wright, J. P., and Ohiro, H., "Simulation of Travelling Seismic Waves for Lifeline Engineering," 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Vol. 1, Sept. 1980, pp. 41–48.

15) Kameda, H., and Shinozuka, M., "Simplified Formula for Axial Strains of Buried Pipes Induced by Propagating Seismic Waves," Memoirs, Fac. Eng., Kyoto Univ., Vol. 44, Part 2, April 1982, pp. 287–308.

16) 亀田弘行・後藤尚男：水道管路網の震害予測と地震時信頼度解析，第19回自然災害科学総合シンポジウム，1982. 11, pp. 187～190.

17) 亀田弘行・大沢一郎：設計地震荷重に対する地震動継続時間の影響，第6回日本地震工学シンポジウム，1982. 12, pp 1425－1432.

18) Kameda, H., and Kohno, K., "Effect of Ground Motion Duration on Seismic Design Load for Civil Engineering Structures," Memoirs, Fac. Eng., Kyoto Univ., Vol. 45, No. 2, April 1983, pp. 140–184.

19) Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," ATC Publication, ATC3–6, June 1978.

20) Blume, J. A., "On Instrumental versus Effective Acceleration, and Design Coefficients," 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Aug. 1979, pp. 868–882.

21) 渡部　丹・藤堂正喜：設計用模擬地震動に関する研究（その1），日本建築学会論文報告集，303号，1981. 5, pp. 41－51.

22) Vanmarcke, E. H., and Lai, S.-S. P., "Strong-Motion Duration and rms Ampliende of Earthquake Records," Bull. Seism. Soc. Amr., Vol. 70, No. 4, Aug. 1980, pp. 1293–1307.

23) Kameda, H., and Takagi, H., "Seismic Hazard Estimation Based on Non-Poisson Earthquake Occurrences," Memoirs, Fac. Eng., Kyoto Univ., Vol. 43, Part 3, July 1981, pp. 397–433.

（＊京都大学助教授・工博）

第11回地盤震動シンポジウム
日本建築学会 1983.7.15

産業施設の耐震設計と地盤動

東大生研 第二部
柴田 碧

1. 耐震設計の要件

1・1 重要度分類
1・2 設計地震動
1・3 損傷様式
1・4 損傷機構
1・5 振動特性
1・6 応答推定
1・7 許容応力
1・8 制限事項

2. 設計地震動

2・1 地震動振幅
2・2 振動特性
2・3 経時特性
2・4 支持条件
2・5 建屋特性

3. 損傷様式

3・1 形状と損傷様式
3・2 支持構造物と損傷様式
3・3 設計レベルと損傷様式
3・4 多次元地震動と損傷様式

4. 損傷機構と地震動

4・1 衝撃的地震動
4・2 振動的地震動（応答のゆらぎと擬共振）
4・3 やゝ長周期地震動
4・4 鉛直地震動とゝ水平地震動

4・5　ねじり地震動
4・6　瞬時損傷と地震動
4・7　累積性損傷と地震動
4・8　進行性損傷と地震動

5.　産業施設耐震設計で必要とする情報

5・1　局所震度分布の推定と測定
5・2　断層直上の地震動とその振幅
5・3　断層機構と鉛直地震動
Q5・4　地震動初期の大ゆれ
5・5　液状化分布の事前推定
5・6　表面波地震動の局所分布推定
5・7　表面波地震動による地表変状と人間行動
5・8　やゝ長周期地震動
5・9　簡易地震動測定装置の開発

6.　話題に関連する主な地震

6・1　関東地震－1923
6・2　秋田男鹿地震－1964
6・3　新潟地震－1964
6・4　十勝沖地震－1968
6・5　San Fernando 地震－1971
6・6　伊豆半島沖地震－1974
6・7　Romania (Varancea) 地震－1977
6・8　Volvi 地震－1978（ギリシャ）
6・9　Coalinga 地震－1983（カリホルニヤ）
6・10　日本海中部地震－1983

以上

第11回地盤震動シンポジウム
日本建築学会 1983.7.15

建築構造設計の分野から

正会員 青柳 司*、 同 寺本隆幸**

わが国では、地域によって地震の発生する様相が異なるため、地域ごとに地震予測を行うことは、建物の耐震設計上きわめて関心が高い。本論文は、このような観点から、建築構造設計の分野において行った地震予測に関する検討例を紹介し、引き続き、東京近辺の高層建物の設計用地震入力の設定について考察を試みるものである。

1. 地震予測に関する検討例

本例は、静岡県袋井市に建設された工場建家の耐震設計に関して検討を行ったものである。建物は全部で5棟あり、主たる建物規模は、鉄筋コンクリート造5階建、延床面積7,000m²程度である。敷地は、わが国でも有数の地震発生地域に属していて、かつ地盤が軟弱であるため、建家の耐震設計にとくに配慮が必要とされた。さらに、工場が食品製造工場という性格上、緊急時の対応ならびにその後の早期操業再開といった面からも慎重な設計が要求された。このような理由から、耐震設計を行うに当たって、敷地周辺の過去の地震記録から想定した地震に基づいて作成された模擬地震動をもとに、敷地地盤の振動特性を考慮して振動応答解析を行った。地震規模、震央距離のちがいから模擬地震動を3波作成し、それらによる解析結果から、建家の構造計画の基本方針および耐震設計レベルを決定した。図1—1は、本例における耐震設計方針作成フローであるが、地震入力レベルの設定に当たって特に次の3項目を考慮した。①過去の地震記録と想定される地震規模、②敷地地盤の振動特性、③建家の振動特性。以下、各ステップごとに設定された条件および検討結果を述べる。

STEP 1：過去の地震記録と想定される地震規模

過去の地震記録[1]をもとに、敷地より半径150km以内で発生したM6以上の地震を図1—2に示す。本敷地に顕著な影響を与えた地震は、大きく2つのグループに分類することができる。1つは太平洋のトラフ沿いに震源をもつ海洋型のもの、もう1つは主に中央構造線沿いに発生した直下型と呼ばれる内陸型のものである。海洋型はM8以上の大地震が多いのに比べ、内陸型はM6クラスの地震であることがわかる。このような傾向から、耐震設計上想定される地震規模として次の2つのタイプを考えた。タイプⅠ(海洋型、M8.5、Δ=80km)、タイプⅡ(内陸型、M6.5、Δ=30km)。各地震の震源深さは、余震域

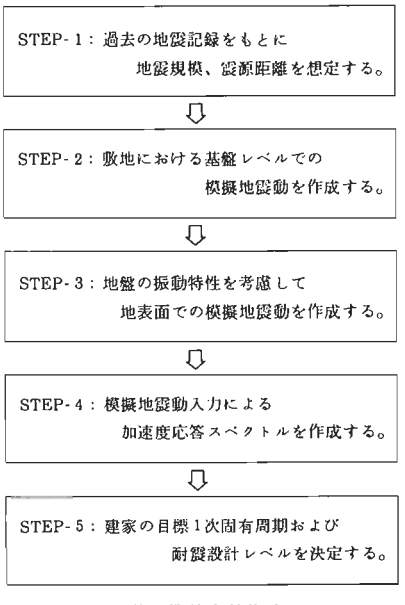


図1—1 耐震設計方針作成フロー

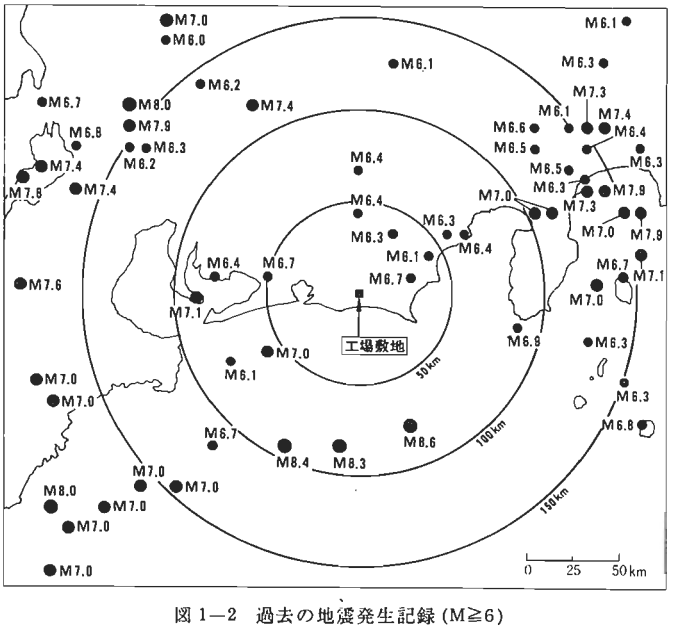


図1—2 過去の地震発生記録(M≧6)

と等価な体積を有する球体の半径の1/2[2]と仮定して求め、震源距離としてそれぞれ90km(タイプⅠ)、30km(タイプⅡ)を設定した。

STEP 2：基盤における模擬地震動

想定した地震の基盤における模擬地震動を次のような方法により作成した。まず、地震規模および震央距離から、地震動の卓越周期、パワースペクトル分布を仮定し、定常ランダム振動としての波形を作成する。次に、時刻歴による非定常性を考慮するため、定常ランダム振動に各地震規模に応じた継続時間をもつ確定強度関数をかける。得られた波形から入力レベルに相応した振幅をもつ模擬地震動を作成する。

●地震動の卓越周期とパワースペクトル分布

地震動は、発生機構や伝達経路により周波数特性が種々異なったものになることはよく知られているが、本例ではこの傾向を加味するため、海洋型と内陸型それぞれ別々に、地震動の卓越周期とパワースペクトル分布を仮定した。地震動の卓越周期は、図1—3[3]を参考にして、タイプⅠ、タイプⅡそれぞれ0.55秒、0.3秒とし、パワースペクトル分布については、種々の提案の中から田治見による分布[4]を用いた。パワースペクトルの分布形を図1—4に示したが、タイプⅡについては特性のないパワースペクトル分布としてのホワイトノイズも併せて考慮した。

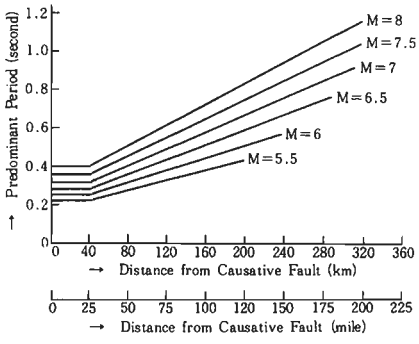


図1—3 Predominant Periods for Maximum Accelerations in Rock[3]

●確定強度関数

種々の提案式のうち、図1—5の三角関数による式を採用した。また、各遷移時刻についてはJenningsの提案[5]および久田、安藤の提案[6]を参考にして表1—1のように仮定した。

●基盤における入力レベルの設定

入力レベルは(1—1)式の金井式[7]により加速度として評価した。

$$\left.\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{T}10^B \\ B &= 0.61M-\left(1.66+\frac{3.60}{x}\right)\log_{10}x+\left(0.167-\frac{1.83}{x}\right) \end{aligned}\right\} \quad (1\text{—}1)$$

ここに、a_0：基盤での加速度(gal)、M：地震のマグニチュード

x：震源距離(km)、T：地震動の周期(sec)

(1—1)式中のTを地震動の卓越周期として算定した場合の想定された地震による敷地基盤での入力レベルを表1—2

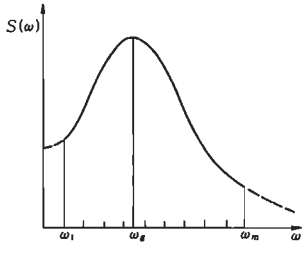


図1—4 パワースペクトル分布(田治見[4])

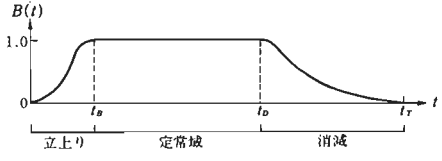


図1—5 確定強度関数

表1—1 確定強度関数における各遷移時刻

タイプ	地震規模	t_B (sec)	t_D (sec)	t_T (sec)
Ⅰ	M 8.5	4.0	35.0	70
Ⅱ	M 6.5	2.0	4.0	20

表1—2 想定した地震と敷地での基盤入力レベル(加速度)

地震名称	想定した地震の諸元				金井式による基盤入力レベル		模擬地震動の最大速度値	備考
	地震規模	震源深さ h (km)	震央距離 Δ (km)	震源距離 x (km)	加速度 a_0 (gal)	速度 v_0 (kine)	v_{max0} (kine)	
KT	M 8.5	35	80	90	185	16.2	38.5	タイプⅠ(田治見分布)
NT	M 6.5	0	30	30	90	4.3	14.8	タイプⅡ(田治見分布)
NW	M 6.5	0	30	30	90	4.3	9.3	タイプⅡ(ホワイトノイズ)

に示す。表中v_0は金井式による速度レベル$\left(v_0=\frac{1}{2\pi}10^B\right)$、$v_{max0}$は作成された模擬地震動の最大速度値(周期10秒、減衰$h=1/\sqrt{2}$の一質点振子の最大速度応答値をもって評価したもの)であり、参考値として示した。

STEP 3：敷地地表面における模擬地震動

敷地地盤のボーリング調査結果およびPS検層により得られた各層のS波速度を図1—6に示す。この地層構成をもとに基礎での模擬地震動を入力波として、重複反射理論により地表面での模擬地震動を作成した。また、S波速度が600m/s以上あるGL—50mを解析上の基盤として設定した。図1—7に重複反射理論により得られた基盤に対する地表面の増幅特性を示す。

なお、地盤の減衰はQ値で評価し、その値は各層ともS波速度の1/10を採用した。このようにして得られた模擬地震動の波形を図1—8に示す。KT、NTはそれぞれ田治見によるパワースペクトル分布をもつタイプⅠ、タイプⅡの波形であり、NWはホワイトノイズに基づくタイプⅡの波形である。各模擬地震動に関する諸数値を表1—3に示したが、基盤に対する地表面の加速度増幅率は3～5倍となっている。

STEP 4：加速度応答スペクトル

地表面での模擬地震動を入力波とした1質点系の加速度応答スペクトルを図1—9に示す。減衰の評価に当たっては、地下逸散減衰効果と地盤の塑性化に伴う減衰等を考慮して、減衰定数を10%と仮定した。

STEP 5：建家の目標固有周期と耐震設計レベルの設定

新耐震設計法における大地震時の建家応答レベルが弾性で1.0Gを基準としていることから、図1—9に第2種、第3種地盤でのR_tに基づいた新耐震設計法レベルの応答曲線を示した。建家周期0.2秒～0.9秒において、模擬地震動による応答曲線は、この新耐震設計法レベルを大きく超えていることがわかる。この結果から以下のような構造設計方針を作成した。

① 建家の1次固有周期は0.2秒以下を目標とする。

② 保有耐力上、新耐震設計レベルの1.25倍の割増を行う。

したがって、構造計画に当たっては、生産設備計画上支障が生じないように、外周壁を主体構造とした耐震壁架構を採用した。

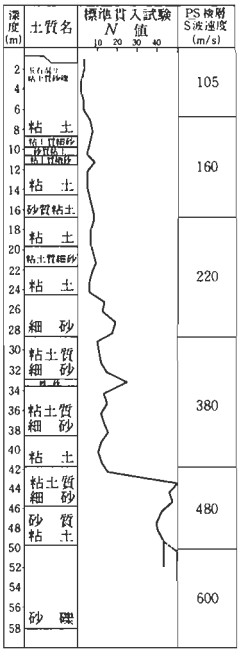


図1—6 敷地の地盤構成とS波速度

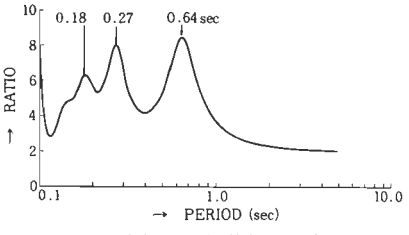


図1—7 地盤の増幅特性(加速度)

表1—3 敷地地表面における模擬地震動の諸元

地震名称	地表面における模擬地震動		増幅率(地表面/基盤)	
	最大加速度 a (gal)	最大速度値 v_{max} (kine)	加速度 a/a_0	速度値 v_{max}/v_{max0}
KT	700	113	3.78	2.94
NT	423	42.1	4.70	2.84
NW	277	24.8	3.08	2.67

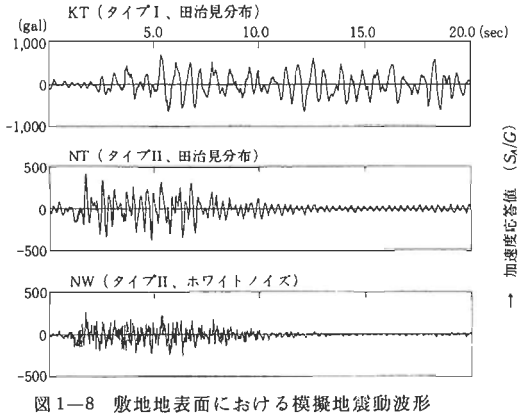


図1—8 敷地地表面における模擬地震動波形

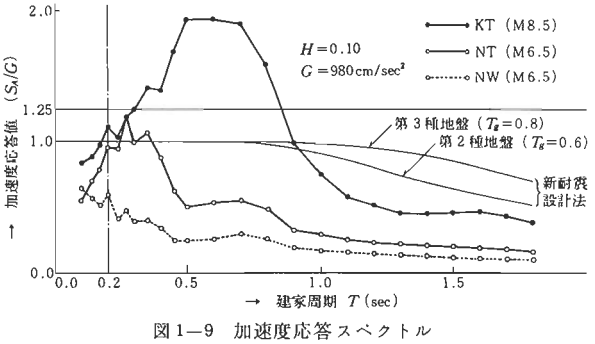


図1—9 加速度応答スペクトル

2. 東京近辺の高層建物の設計用地震入力

筆者等は、約10年ほど前から高層建物の動的検討の際に入力地震動のレベルを速度評価によって25kine、50kine に設定し、それぞれ弾性、弾塑性の挙動を検討してきた。これらの値については設定当初はもちろんのこと、その後毎回設計物件を重ねるたびにその時点で検討可能な範囲で研究の成果等を反映させ見直しを加えてきたつもりである。最近では新耐震法令の実施や、当シンポジウムにおける震源モデルから敷地までを結んだ地震入力推定の話題等により新たな比較データも増えたので、設計用地震入力として、a.規準・指針等の数値、b.研究論文の方法を用いて推定される値、そしてc.筆者等が従来から設計建物の動的検討の際に設定している値の比較を行って再検討してみた。

地震入力に関する研究は、筆者等のような実務に携わる者にとっては難解なものも多く充分理解できているとは言い難い。しかしながら、設計用地震入力についてある値を設定する上での検証方法として、あえていくつかの研究成果を採用させていただいた。

なお地震入力の大きさは、速度応答スペクトルS_Vのレベルで比較を行う。設計時には減衰2%のS_Vを用いているが、ここでは他との比較の便宜上5%のS_Vを用いる。なお地域的には東京近辺に限るものとした。

a. 規準・指針等の数値

i) 高層建築技術指針(1973年) 日本建築学会

弾性設計用のベースシア係数C_Bとして下記を定めている。

$$C_B=\frac{0.15}{T}\sim\frac{0.30}{T}$$

これをS_Vに換算すれば、

$$S_V=\frac{T}{2\pi}\times C_B\times 980\,\mathrm{cm/sec^2}=23\sim 47\,(\mathrm{cm/sec}) \qquad \cdots\cdots (2\text{—}1)$$

この値の適用範囲としては 1sec≦T≦6sec 程度と考えられる。

ii) 地震荷重案(第1案)(1976年) 日本建築学会

最大級の地震に対する検討用速度応答値として下記を定めている。

$$V_D=Z\cdot G\cdot S\cdot D\cdot V_0$$

ここに、 Z: 地域係数、東京近辺 $Z=1.0$ とする。

G: 地盤種別により定まる係数

旧3種地盤に対する値は$G=1.5$ $T_C=0.8$sec

S: 図2—1の関数 $T\geqq T_C$ の範囲では $S=1.0$

D: 減衰性により定まる係数

鉄骨造1.0、鉄筋コンクリート造0.8

ここでは$D=1.0$をとるものとする。

V_0: 基準速度応答スペクトル 85cm/sec

これをS_Vで表わすと、

$$S_V=1.0\times 1.5\times 1.0\times 1.0\times 85\,\mathrm{cm/sec}=128\,(\mathrm{cm/sec}) \qquad \cdots\cdots (2\text{—}2)$$

この値は弾塑性検討用の入力であり、適用範囲としては 0.8sec≦T≦3sec 程度と考えられる。

iii) 建築基準法施行令 (1981年施行)

設計用ベースシア係数として下式が定められている。

$$C_B=Z\cdot R_t\cdot C_0$$

ここに、 Z: 地域係数、東京近辺 $Z=1.0$ とする。

R_t: 建物周期と地盤の影響係数、新告示による2種地盤とすると、

$$R_t=\frac{1.6T_C}{T}、T_C=0.6 \qquad ただし、T\geqq 2T_C の範囲$$

C_0: 標準せん断力係数 0.2以上 (許容応力度設計時)

〃 1.0 (必要保有水平耐力算定時)

$$C_B=1.0\times\frac{1.6\times 0.6}{T}C_0=\frac{0.96}{T}C_0$$

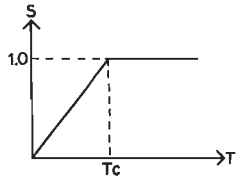


図 2—1

これをS_Vで表わすと、

$$C_0=0.2 \text{ に対し } S_V=\frac{T}{2\pi}\times\frac{0.96}{T}\times 0.2\times 980\,\text{cm/sec}^2=30\,(\text{cm/sec}) \quad \cdots\cdots (2\text{—}3\text{—a})$$

$$C_0=1.0 \text{ に対し } S_V=\frac{T}{2\pi}\times\frac{0.96}{T}\times 1.0\times 980\,\text{cm/sec}^2=150\,(\text{cm/sec}) \quad \cdots\cdots (2\text{—}3\text{—b})$$

ただし、これらの適用範囲としては、高さ60m以下の建物となっているため$T=0.03H$から判断して、

$$1.2\text{sec}<T\leqq 1.8\text{sec}$$

と考えられる。

b. 研究論文の方法を用いて推定される値

東京近辺に被害をもたらした過去の大地震の震源の分布は図2—2のようになっており、これらの地震のマグニチュードと震源距離に対して金井式によって計算した東京の最大加速度分布は図2—3のようになる。

これらの図から判断して、東京近辺では設計に際し考慮すべき地震としては、

M8　$\Delta=75$km　　M7　$\Delta=25$km　　（Δ：震央距離）

程度を想定しておけばよいと考えられる。

ちなみに、この2つの想定地震に対して金井式を用い、東京での最大加速度を計算すれば$T_G=0.6$秒として、

M8　$\Delta=75$km で　$a_{max}=426$gal

M7　$\Delta=25$km で　$a_{max}=448$gal

となり、ほぼ400～450galの大地震を想定していることになっている。

この2つの想定地震規模に対応して以下の3つの方法により、地震入力の大きさを速度応答スペクトルS_Vのレベルで推定する。

i)　小林・長橋（1976年）による場合

小林・長橋[8]は過去の強震計記録データから観測点の地盤の特性をとりのぞいたものについて、基盤スペクトルS_{V_0}をマグニチュードMと震源距離xの関数として、

$$\log_{10}S_{V_0}(T,h=0.05)$$
$$=a(T)\cdot M-b(T)\log_{10}x-c(T)$$

で表わし、回帰分析の結果、$a(T)$、$b(T)$、$c(T)$の値を定めている。

a、b、cはTに対して単純な数式で表現できる値ではないが、ここでは$0.2\text{sec}\leqq T\leqq 3.0\text{sec}$の範囲で$\log_{10}T$に関する1次式で近似して、前述の2つの想定地震に対する基盤スペクトルを求めた。これに基盤から地表までの地盤の増幅特性をかけて地表でのS_Vを求めることになるが、地盤の増幅特性としては、後で述べる方法と精度をそろえるため、東京近辺での平均的数値としてピークを均して一律に5倍として代表させることとする。なお、$x\fallingdotseq\Delta$とした。

結果は後にまとめて図に示す。

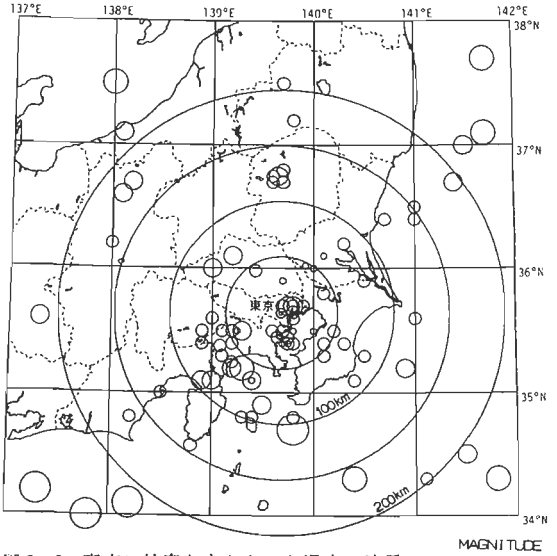


図2—2　東京に被害をもたらした過去の地震
（震源データは宇佐美によった）

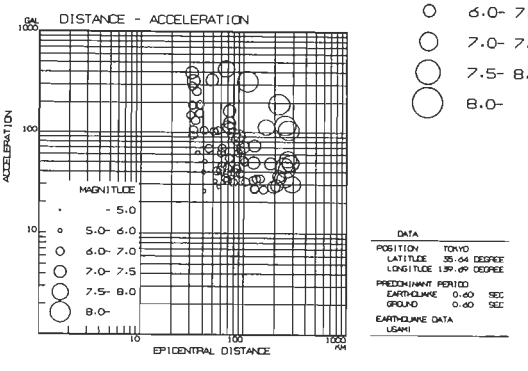


図2—3　東京における過去の地震の推定加速度

ii) 太田・鏡味(1976年)による場合

太田・鏡味[9]は、震源の断層モデルを単純横ずれ断層と仮定し、幅のある数値の中から実際の数値として適当と判断される値を採用しながら変数を減らし、複雑な理論式を条件付きで簡略化している。その結果震源の断層から r(km) だけ離れた場所の基盤におけるS波の加速度スペクトル強度の半実験式を導き出し、さらに東京における基盤から地表までの地盤の増幅特性を平均的に一律5倍として地表の値を求め、建物のベースシア係数として、

$$C_B=2.1\times10^{0.5M-3}/rT$$

となることを示している。

この式により前述の想定地震に対する値を求めると、$r\fallingdotseq\Delta$ として

$$C_B=\frac{0.28}{T}\ (\mathrm{M8、}\ r=75\mathrm{km})\qquad C_B=\frac{0.266}{T}\ (\mathrm{M7、}\ r=25\mathrm{km})$$

これを S_V で表示すれば次のようになる。

$$S_V=\frac{T}{2\pi}\frac{0.28}{T}\times980(\mathrm{cm/sec^2})=44(\mathrm{cm/sec})\qquad\cdots\cdots(2\text{—}4\text{—}a)$$

$$S_V=\frac{T}{2\pi}\frac{0.266}{T}\times980(\mathrm{cm/sec^2})=42(\mathrm{cm/sec})\qquad\cdots\cdots(2\text{—}4\text{—}b)$$

この式の周期範囲は、$T\geqq1$sec のやや長周期成分に対してと考えられる。

iii) 工藤(1978年)による場合

工藤[10]は太田・鏡味が用いた震源モデル、各種実験式を前提として、同様の方法により断層から r(km) 離れた場所での表面波(Love波)の加速度スペクトル強度の半実験式を求めている。このとき地下構造のモデルとしては東京付近の地下構造を用いており、表面波の場合重要なパラメータとなる震源深さ(ここでは断層の中点の深さ)については平均像として10kmと仮定し、計算を行っている。その結果、建物のベースシア係数として表示したものが、

$$C_B=3.2\times10^{0.5M-4}/\sqrt{r}\,T$$

となることが示されている。

この式により前述の想定地震に対する値を求めると、$r\fallingdotseq\Delta$ として

$$C_B=\frac{0.37}{T}\ (\mathrm{M8、}\ r=75\mathrm{km})\qquad C_B=\frac{0.202}{T}\ (\mathrm{M7、}\ r=25\mathrm{km})$$

これを S_V で表示すれば次のようになる。

$$S_V=\frac{T}{2\pi}\frac{0.37}{T}\times980(\mathrm{cm/sec^2})=58(\mathrm{cm/sec})\qquad\cdots\cdots(2\text{—}5\text{—}a)$$

$$S_V=\frac{T}{2\pi}\frac{0.202}{T}\times980(\mathrm{cm/sec^2})=32(\mathrm{cm/sec})\qquad\cdots\cdots(2\text{—}5\text{—}b)$$

この式の周期範囲も $T\geqq1$sec のやや長周期成分に対してと考えられる。

c. 動的検討に用いる地震入力の強さ

筆者等は高層建物の動的検討の際に各検討用地震波の強さを速度評価によってレベルをそろえ、25kine入力に対しては建物が弾性限度内、50kine入力に対しては建物各部が塑性化はしても安定した復元力領域内の変形にとどまっていることを確認することとしている。

i) 速度評価

1次固有周期が0.4秒をこえる建物に対する地震波の破壊力の大きさは、最大加速度の値よりも最大速度の値のほうがよりよい尺度となることが、小林・長橋[11](1973年)によって示されている。強震計によって観測されるのは加速度波形であるため、これをもとに最大速度を求める必要が出てくる。筆者等は最大速度を求める方法として、小林・長橋の手法に準じ、地震計(速度計)の特性を持たせた振り子に加速度波形を入力し、その応答最大速度値を地震波の最大速度とする評価法を採用している。なお振り子の特性としては1次固有周期 $T_1=10$ 秒、減衰定数 $h=1/\sqrt{2}$ を使用している。

ii) 25kine、50kineの入力レベル

高層建物の動的検討用地震波として比較的よく使用される4波について25kine、50kine時の最大加速度値を表2—1に示す。また各々の速度応答スペクトル S_V を求め図2—4、図2—5に示した。

表 2—1　検討用地震波の例

	地震波名称	方向成分	地震発生年月日	最大加速度値 (gal)			記録長さ
				原記録	25kine 時	50kine 時	(秒)
1.	EL CENTRO CALIF.	NS	1940. 5. 18	342	259	518	54
2.	TAFT CALIF.	EW	1952. 7. 21	176	257	514	55
3.	TOKYO 101	NS	1956. 2. 14	74	256	512	12
4.	SENDAI TH 030	NS	1978. 6. 12	259	156	312	41

注：1. と 2. は、C.I.T.のディジタル値を使用した。

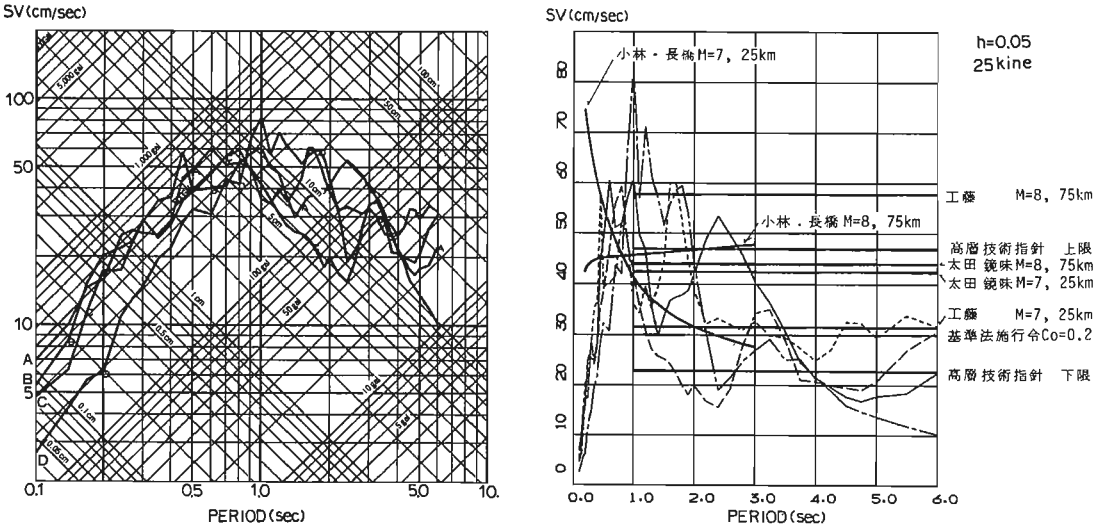


図 2—4　25kine時の応答スペクトルと各種規準・指針および論文より推定した S_V レベルの比較

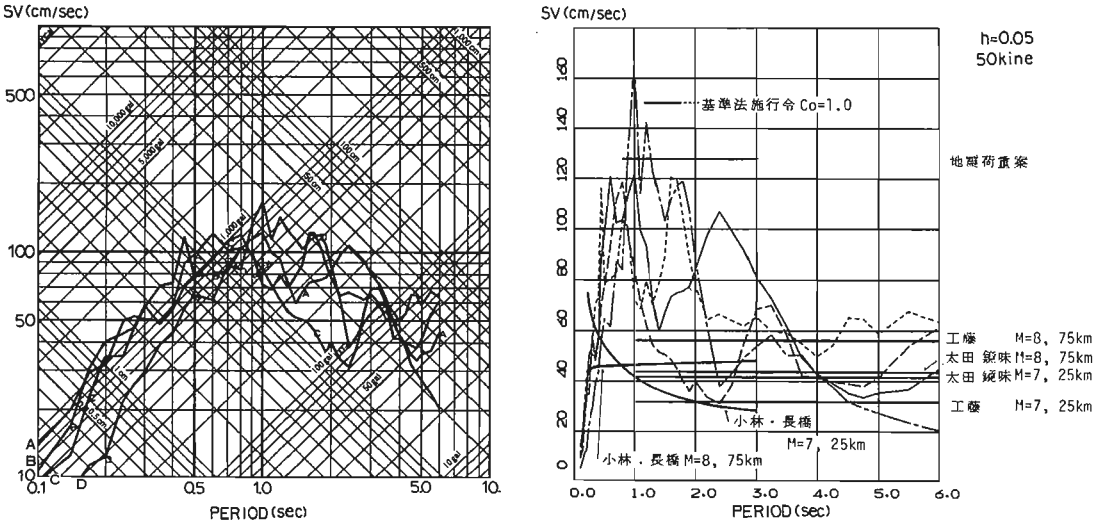


図 2—5　50kine時の応答スペクトルと各種規準・指針および論文より推定した S_V レベルの比較

A ——— A　EL CENTRO　NS 1940. 5.18
B ——— B　TAFT　EW 1952. 7.21
C ——— C　TOKYO 101　NS 1956. 2.14
D ——— D　SENDAI TH030　NS 1978. 6.12

———　EL CENTRO　NS 1940. 5.18
- TAFT　EW 1952. 7.21
— — — — — — — — — — TOKYO 101　NS 1956. 2.14
—·—·—·—·— SENDAI TH030　NS 1978. 6.12

d. まとめ

以上の結果、それぞれのS_Vを比較すると図2—4および図2—5のようになる。これらの図より東京近辺で想定される地震入力の大きさの程度と、各種規準・指針等の規定している設計用地震入力の大きさ、および速度評価による各種検討用地震波の25kine、50kine時のS_Vレベルの相互関係が把握できる。これらの図から読みとれることとして以下のことがいえる。

- ここにあげた検討用地震波の25kine時のS_Vのピーク値レベルは、周期1～3秒の範囲では約50～80cm/secであり、M8、75kmまたはM7、25kmの地震の際の東京近辺での入力レベルの推定値40～70cm/secに相当する強さを有している。
- 同じく25kine時のS_Vのピーク値レベルは周期3～6秒の範囲についてみれば30cm/sec以下となっており、上記の想定地震から得られる推定入力値レベルが30～60cm/secとなっているのに対し、やや小さくなっている。
- 検討用地震波50kine時のS_Vのピーク値レベルは周期1～3秒の範囲では100～160cm/sec程度であり、新耐震法令のC_0＝1.0(2次設計)や、建築学会の地震荷重案(第1案)などが考えている入力レベルにほぼ相当している。
- 表2—1に示した地震波群はS_Vのピーク周期が少しづつずれておりセットで使用すれば波形によるS_Vの谷間を補いあうことができる。

従って建家周期1～3秒程度の高層建物の動的検討用として表2—1の地震波群の25kineレベルは、東京近辺で想定されるM8、75kmまたはM7、25kmの地震の入力レベルにほぼ相当しているといえる。さらに推定の際の数値の幅を考えれば50kineによる検討も必要であるといえよう。建家周期が3秒をこえるような建物の検討用地震波については継続時間も含めてレベルの設定を別に考慮する必要があるといえる。

3. 謝辞

図2—2で使用した地図は大阪市立大学理学部地学教室、弘原海清先生によって作成された日本地図データ「JMAP」を用いて作図したものである。この旨を付記し感謝の意を表する。

参考文献

1) 活断層研究会編 "日本の活断層—分布図と資料" 1980、東京大学出版会
2) Ohsaki, Y., Watabe, M., Tohdo, M., " ANALYSES ON SEISMIC GROUND MOTION PARAMETERS INCLUDING VERTICAL COMPONENTS " 7WCEE, 1980
3) Seed, H.B. and Idriss, I.M., " Rock Motion Accelerograms for High Magnitude Earthquakes, Report No. EERC 69-7, Earthquake Engineering Center, University of California, April 1969
4) H. Tajimi " Statistical Method of Determining the Maximum Responses of Building During an Earthquake " 2WCEE, 1960
5) Jennings, P.C., Housener, G.W. and Tsai, N.C. " Simulated Earthquake Motions, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, April 1968
6) Hisada, T. and Ando, H. " On Relationship between Duration and Magnitude of Earthquake Motion at Bedrook " Kajima Inst. Const. Tech. 1973
7) 金井清 " 地震動の振動特性に関する実験式 " 第2回日本地震工学シンポジウム, 1965
8) 小林・長橋 " 地表で観測された地震動の周期特性から求めた地盤の増幅特性と地震基盤における地震動の性質 " 昭和51年2月、日本建築学会論文報告集(以下学会論報と略す)
9) 太田・鏡味 " 耐震工学上考慮すべき地震波の周期の上限と振幅の下限 " 昭和51年11月、学会論報
10) 工藤 " 長周期地動—強震地動の表面波に関する検討— " 1978年3月28日、第6回地盤震動シンポジウム、日本建築学会
11) 小林・長橋 " 重層建築物の耐震設計を対象とした地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅 " 昭和48年8月、学会論報

(* 株式会社日建設計大阪本社副代表、** 東京本社構造部長)

MEMO

MEMO

MEMO

MEMO