155
ISSN 0386 — 5878
土研資料第2120号

土木研究所資料

動的解析用入力地震動の設定法

昭和59年3月

建設省土木研究所
地震防災部・振動研究室

Copyright © 1983 fiscal year by P.W.R.I.
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.
この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。
したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

まえがき

地震応答解析により構造物の耐震性を検討する際には，入力地震動を適切に選定することが重要である。入力地震動としては，古くはエルセントロの波形が，また，最近では1978年宮城県沖地震による開北橋周辺地盤上の記録等過去の代表的な強震記録が用いられる事例が多い。しかしながら，地震動の特性は地震の規模，伝播特性，構造物建設地点周辺の地形・地盤条件等により複雑に変化するとともに，現状ではどの程度の耐震性を確保すればよいかという耐震性の目標水準に対する研究が十分ではないことから，入力地震動の強度および特性を選定するに際して，一定の手順化された考え方が提示されていないのが現状である。

本小文は，上記の観点から，動的解析の目的を分類し，これに基づいて入力地震動に必要とされる事項を整理するとともに，当該構造物周辺の既往地震活動と構造物に最も大きな影響を与える地震の両者から，動的解析に用いる入力地震動を一定の手順に従って設定する手法を提示しようとするものである。これにより，判断すべき項目は残しつつも，一定の方式で各所の入力地震動を設定することができると期待される。

昭和５９年３月

建設省土木研究所地震防災部振動研究室
室　　長　荒川直士
主任研究員　川島一彦

目　　次

まえがき

1. 動的解析の目的別分類と既往の入力地震動の設定法 …… 1

1.1 動的解析の目的別分類と入力地震動 …… 1

1.2 既往の入力地震動の設定法 …… 3

2. 入力地震動スペクトルの設定法 …… 5

2.1 入力地震動スペクトルＬ１およびＬ２ …… 5

2.2 入力地震動スペクトルＬ１の設定法 …… 7

2.3 入力地震動スペクトルＬ２の設定法 …… 12

3. 入力地震動波形の設定法 …… 21

3.1 概　　説 …… 21

3.2 振幅特性の調整法 …… 21

3.3 振幅特性を調整した波形とこれによる動的解析 …… 23

3.4 振幅特性を調整する波形の選定基準 …… 24

4. 試　算　例 …… 31

4.1 基盤地震動の試算例 …… 31

4.2 構造物下部構造位置における地震動の試算例 …… 32

4.3 構造物下部構造重心位置における地震動の試算例 …… 33

5. まとめ …… 43

謝　　辞 …… 44

参考文献 …… 45

付属資料Ⅰ　加速度応答スペクトルの期待値算定法 …… 51

付属資料Ⅱ　加速度応答スペクトルの推定式 …… 57

1. 動的解析の目的別分類と既往の入力地震動の設定法

1.1 動的解析の目的別分類と入力地震動

一般に，動的解析は震度法で設計計算された構造物の耐震性を，構造物が地震時に経験するであろう実際の動的挙動を再現することにより，詳細に検討する際に行われる。すなわち，震度法における耐震計算は動的な地震力を静的な荷重に置きかえるとともに，構造物を簡単な系に置きかえて行うため，こうした仮定が実際の状況と一致しにくい構造物に対して動的解析により耐震性を確認しようとするものである。

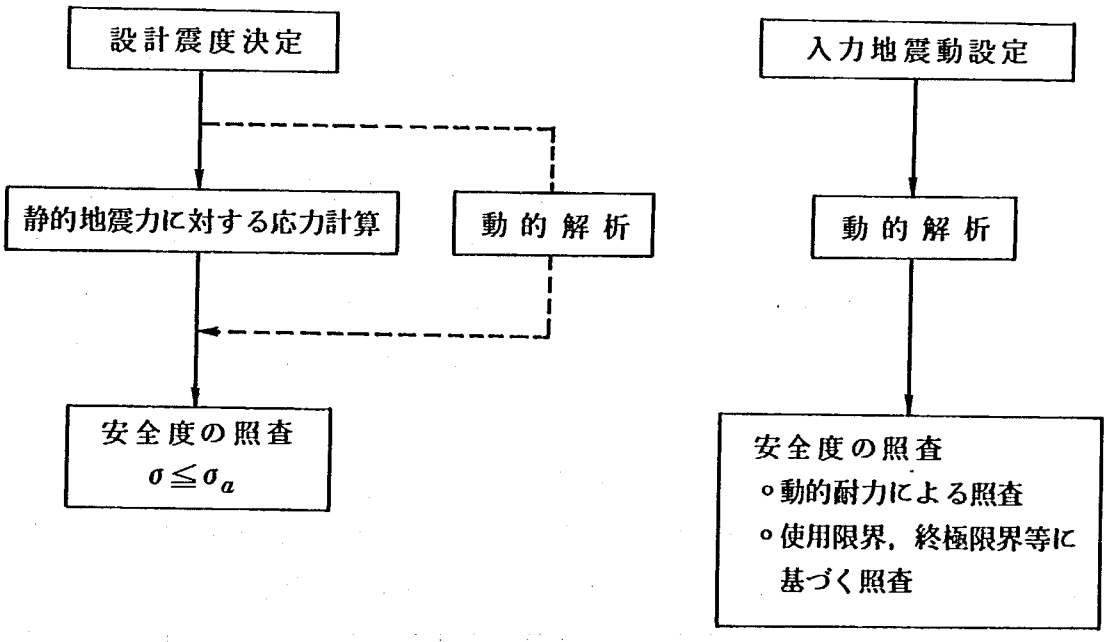
現行の震度法による設計計算の過程を分類すると，以下の3ステップから構成されている。

i） 設計震度 k_H の決定（外力の決定）

ii） 静的地震力 $k_H W$（W：構造物の該当する部分の重量）によって生じる断面力，応力度 σ 等の計算（応力計算）

iii） 一般には応力度 $\sigma \leqq$ 許容応力度 σ_a で代表される応力度の照査（安全度の照査）

このような震度法による設計計算のうち，どの部分を動的解析で検討するかによって，現在一般に行われている動的解析は以下のように大きく2種類に分類することができる（図－1.1参照）。



(a) 静的応力計算の確認用動的解析　　(b) 動的設計のための動的解析

図－1.1 動的解析の目的別分類

1） 静的応力計算の確認用動的解析

図－１・１(a)に示すように震度法による設計計算のステップ２（応力計算）のみを動的解析で検討しようとする際の動的解析をここでは静的応力計算の確認用動的解析と呼ぶ。この場合には，地震力の大きさは設計震度により与えられるため，動的解析の入力地震動は静的地震力と等価な効果を持つことが期待される。動的解析では安全度の照査基準として断面力の最大値を用いる場合が多いため，入力地震動についても最大値，すなわち一般には最大加速度 a_{max} に着目して最大加速度を以下のように与える場合が多い。

$$a_{max} = k_H \times 980 \ \text{〔gal〕} \qquad (1 \cdot 1)$$

ここで重要なのは，静的応力計算の確認用動的解析においては，個々の箇所における断面力の値も重要ではあるが，それ以上に震度法で求められた断面力の分布と動的解析による断面力の分布に著しい相違があるか無いか，あるとすればどのような箇所において動的応答を考慮することにより断面力が集中しやすいかを調査することに検討の重点が置かれている点である。したがって，このような場合には，極端に言えば入力地震動の強度は必ずしも重要ではなく，各種の周期特性を包含した数種類の地震波形を用いた動的解析から，その構造物に最悪な状態を見つけ出すことに重点が置かれていると言うことができる。

2） 動的設計のための動的解析

動的設計とは上述した震度法の３要素（地震外力の設定，応力計算，安全度の照査）を全て動的に検討しようとするものであり，図－１・１(b)に示すように，ⅰ）入力地震動の設定，ⅱ）動的解析，ⅲ）動的耐力および変形特性に基づく安全性の照査の３項目から構成される。このうちのⅱ）として行う動的解析をここでは動的設計のための動的解析と呼ぶ。動的設計は，一般に，地震に対してどの程度まで構造物が抵抗できるようにしておく必要があるかという耐震性の目標を与えて構造物の耐震性を照査する場合に用いられる場合が多く，入力地震動は周期特性のみならず強度特性も明確なものでなければならない。したがって，この場合には，入力地震動は以下の事項に基づき決定する必要がある。

$$\text{入力地震動} = f\,(\,\mathrm{EQ},\ \mathrm{GC},\ \mathrm{ST},\ \mathrm{p}\,) \qquad (1 \cdot 2)$$

ここで，EQ，GC，STは，それぞれ，当該構造物周辺の地震発生条件，地盤条件，構造条件であり，また，pはその構造物の耐震性に考慮すべき安全度の指標である。

震度法における耐震計算では，地震発生条件EQおよび考慮すべき安全度の指標pは標準設計震度 k_0 および重要度別補正係数 ν_{IMP}（一部は，荷重の組み合わせおよび安全率に含まれる）として，また，地盤条件GCおよび構造条件STは，それぞれ地盤別補正係数 ν_{GO} および構造特性別補正係数 β（修正震度法）として与えられる。したがって，前述の静的応力計算の確認用動的解析では式（１・２）の各項を一々検討しなくても，たとえば式（１・１）のように設計震度 k_H をもとに入力地震動の強度が与えられることになる。これに対して動的設計のための動的解析では，入力地震動を個々の地点の地震発生条件，地盤条件，構造条件に合わせて忠実に定めることができるため，よ

り当該構造物の特性に見合った正確な耐震性の評価が可能となる。しかしながら一方では，考慮すべき安全度の指標pのように，現状では考え方がはっきりしない事項もあるため，こうした点につき責任技術者の適切な判断が必要とされる。

1.2　既往の入力地震動の設定法

現在までに実施された各種構造物に対する主要な動的解析について，入力地震動の設定法を整理すると大きく以下のように3種類に分けられる。

1）設計震度に準じた方法

式（1・1）により設計震度k_Hに応じて定める方法で，一般には地表面で$k_H=0.2$，基盤面では地盤の増幅作用を考慮してこの$3/4$程度を見込み，それぞれ，200gal，150gal程度とされる場合が多い。

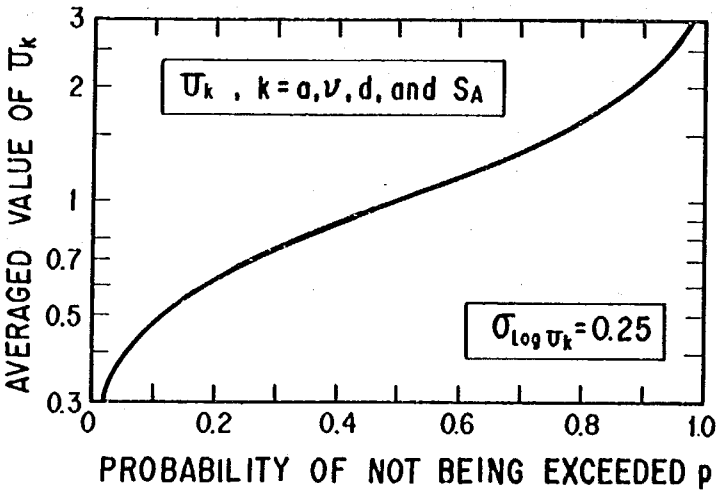
2）想定地震に基づく方法

当該構造物周辺の地震発生状況を調査し，この中から構造物の耐震性を検討する上で目標とすべき地震を抽出し，これにより当該地点で想定される地震動を推定して動的解析の入力とする方法である。一例として，本州四国連絡橋耐震設計指針では，構造物に影響を与える地震として土佐沖に起こる再現期間50～100年のM8クラスの地震と瀬戸内海およびその周辺地域に生じる再現期間25～33年のM7クラスの地震の両者を対象地震として抽出している。このうち，本州四国連絡橋架橋地点に対する影響度は前者の方が後者よりも格段に大きいため，前者の地震により想定される地震動強度を検討した結果，最終的に下部構造支持地盤上で180galの設計加速度を考慮することとされている。ここで重要な点は，180galという最大加速度は土佐沖という巨大地震の発生する位置と本州四国連絡橋建設地域の両者を指定して初めて出てきた値であり，本州四国連絡橋の耐震設計で想定しているレベルが180galであることを根拠に本州四国連絡橋以外の地点に建設される構造物の地震動強度を設定することは合理性が無い点である。さらに，下部構造支持地盤上の最大加速度を180galと見積る過程では，マグニチュードM＝8，震央距離Δ＝150Kmに相当する平均地盤上の最大加速度を230galと推定（下部構造支持地盤ではこの80％をとって180gal としている）しているが，これは最大加速度の予測値を大きめに評価した値であり，単なる平均値を使っている訳ではない。たとえば，SMAC型強震計の短周期補正を施した最大加速度a_{max}の推定式によれば，道路橋示方書の2種および3種地盤上ではa_{max}は平均的に次のようになる。

$$
\begin{aligned}
a_{max} &= 227.3\times10^{0.309M}\times(\Delta+30)^{-1.201}\\
&= 227.3\times10^{0.309\times8}\times(150+30)^{-1.201}\\
&= 132\,\mathrm{gal} \qquad (1\cdot3)
\end{aligned}
$$

ここで，式（1・3）はあくまでも過去の地震による平均的な地震動加速度を与えるものであり，これを超える加速度が存在することに注意を要する。いま，式（1・3）による平均値を超す最大加速度が生じない確率（非超過確率）をpとすれば，任意の非超過確率pに相当する最大加速度は，pに応じて式（1－3）に図－1・2に示す割増係数U_aを乗じなければならない。いま，

U_a ＝ 230／132 ≒ 1.74 と考え，逆にこれに相当する p を求めると，0.85 程度となる。すなわち，M＝8，Δ＝150Km の地震により平均地盤上の最大加速度 a_{max} を 230 gal と推定したことは，現行の最大加速度の推定式による平均値に非超過確率 0.85 に相当する推定式のばらつきを考慮した割増しを加えたことを意味している。

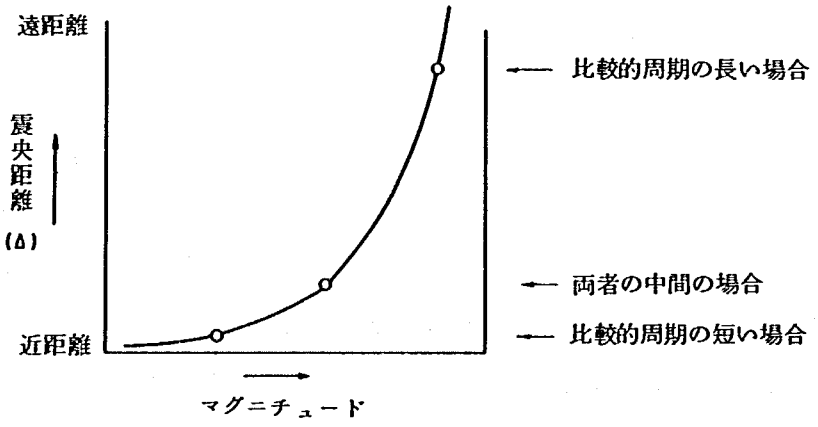


図－1・2　非超過率 p に応じて推定式に乗じるべき係数 U_k (k ＝ a，v，d，S_A)

3) 地震の規模と震央距離の組み合わせを想定する方法

耐震設計で目標とする地震を，どこに生じるどの程度の地震という所までは想定しないが，地震規模～距離の概略のイメージを定め，これによる当該地点の地震動を推定して動的解析の入力とする方法を地震の規模と震央距離の組み合わせを想定する方法と呼ぶ。

たとえば，建設省新耐震設計法(案)では，図－1・3 に示すように，i) 大規模やや遠距離，ii) 中規模中距離，iii) 小規模近距離，の 3 種類程度の地震を想定して耐震設計をすることを求めている。このような考え方の根底にあるのは，一定の財政事情の制約下では大規模地震が構造物の直下に生じるような条件下では，十分な耐震性が確保できなくなる可能性があること，一方，当該構造物から遠距離に小規模地震が発生したとしても構造物に対する影響は小さく，事実上耐震設計に考慮する必要はないこと，したがって両者の中間の地震規模と震央距離の組み合わせを耐震設計に想定しようとする考え方である。ただし，地震規模と距離の関係をどのように組み合わせるかは各種の条件によって判断すべき事項であり，新耐震設計法 (案) では示されていない。



図－1・3　地震の主要な諸元と地震動の周期特性
(建設省新耐震設計法 (案))

2. 入力地震動スペクトルの設定

2.1 入力地震動スペクトルＬ１およびＬ２

耐震設計とは，地震に対して構造物が安全であるよう構造物を設計する行為全般を指すが，この際に地震力としてはどの程度の力を設計に見込めばよいのであろうか。地震力としては，マグニチュード8.5クラスの可能最大地震が構造物の直下で起こるような条件でもたらされる場合がその上限であると考えられるが，このような上限の地震動から，我々が日常よく経験するような小規模な地震動まで構造物に作用する地震力には各種の強度がある。したがって，設計地震力の大きさは，地震に対して構造物に設計上どこまでの抵抗を期待するかの姿勢を定量的に表わしたものであるということができる。卑近な表現を用いれば，地震に対して徹底抗戦するのか部分抗戦するのか，また，仮に部分抗戦するとすれば，どの程度まで抗戦するのかという点を示したものが設計地震力である。ただし，地震防災という観点からすれば，耐震設計とはその取り得る対策の中の１つであり，これ以外にも，代替路線（構造物）の整備を図ることにより機能の分散化を図ったり，あるいは，あらかじめ被害の早期復旧を図るための方策を講じることにより地震に対処する等種々の方策を考えることができる。したがって，構造物によっては，震前および震後対策と総合した上で，地震に対処することが可能な場合もあることに注意しなければならない。

このように，設計地震力の大きさは耐震設計上構造物に求められる耐震性の度合い（レベル）を考慮して定める必要がある。耐震設計上構造物に求められる耐震性のレベルは，構造物の用途，種別，重要度等によって一様ではないが，橋梁等の道路構造物にあっては，地震動の頻度および大きさに応じて，一般に以下の２つの耐震性の要求を満たすことが必要と考えられている。

1) 構造物の設計上の耐用年数内に１～２回生じることが期待される程度の地震動に対しては，構造物が本質的な機能を損なうような損傷を受けてはならない。また，地震後の補修により，地震前に構造物が有していた機能を回復できなければならない。

2) 当該地点にまれに発生する大地震に対しては，構造部材に相当な損傷が生じることは受認するが，人命の損失に係わるような構造物の崩壊は防止しなければならない。

ここでは，上記第１項および第２項の耐震性を検討するために必要な地震動の強度および特性を加速度応答スペクトルで表わしたものを，それぞれ，Ｌ１およびＬ２と呼ぶこととする。ただし，Ｌ１，Ｌ２を地震動が持つべき特性を加速度応答スペクトルによって与えたものと解釈するか，あるいは，構造物を１自由度系で近似した場合の構造物の最大応答を与えたものと解釈するかによって，以下のように２種類の考え方をすることができる。

1) Ｌ１，Ｌ２を基盤面，地表面，構造物の下部構造の入力作用点等構造物の動的解析に必要な位置において地震動が持つべき強度特性および周期特性の両者を加速度応答スペクトルの形で与えたものと見なす。

2) L1，L2を構造物が持つ減衰定数に対する加速度応答スペクトルとして与えることにより，直接これらを動的解析上の設計スペクトルと見なす。ただし，この場合には，L1，L2は構造物の下部構造の入力作用点での加速度応答スペクトルとして与えられていなければならない。

上記いずれの考え方によるとしても，地震力をL1，L2と2段階に分けて考えるとすれば，上述した耐震設計の目標を達成するためには，地震応答解析は基本的に以下の考えに基づいて行う必要がある。

1) L1に対しては，構造部材の地震時の線形最大応答値が，原則として，弾性範囲内の許容値（許容応力度，許容ひずみ，許容変位）以下であることとし，計算上は損傷が生じないようにする。

2) L2に対しては，構造部材の地震時の非線形最大応答値およびこれに対応する塑性率が，原則として，それぞれ終局強度および終局塑性率以下であることとし，これにより全体系の崩壊が生じてはならない。

上記1)，2)の基準を構造物全体系の安定性に及ぼす程度および当該部材の補修，取り替えの容易さに応じ，被害の程度を想定して分類すると表－2・1のようになる。なお，ここで損傷とは，対象部材の品質や機能は低下するが，常時荷重に対する抵抗力は有している状態を，また，破壊とは対象部材が所要の機能を失い，大変形が生じる状態を，それぞれ示している。

表－2・1　構造部材の被害の程度及び範囲に基づく分類

(a)　L－1の場合

当該部材が損傷した場合の影響 ／ 補修・取替えの難易(注)	影響範囲が局所的であり，全体系の安定性に影響がない	影響が広範囲に及ぶか，もしくは全体系の安定性に影響がある
比較的容易もしくは取替えが容易な構造となっている	損傷してはならない（ただし，過去の事例からみて損傷する場合もある）	損傷してはならない
困　　難	損傷してはならない	損傷してはならない

(b)　L－2の場合

当該部材が破壊した場合の影響 ／ 補修・補強・取替えの難易(注)	影響範囲が局所的であり，全体系の安定性は確保できる	影響が広範囲に及ぶか，もしくは全体系の安定性が減少する
比較的容易もしくは，取替えが容易な構造となっている	破壊してもよい	損傷は許すが，破壊は防止する
困　　難	損傷は許すが，破壊は防止する	軽微な損傷に限る

(注)　単に技術的な難易のみでなく，経済的・期間的な面からの難易も含めるものとする。

2.2　入力地震動スペクトルＬ１の設定法

構造物の耐用年数をT_D〔年〕，地震動の再現期間をT_R〔年〕とすれば，T_D年の間に再現期間T_R年の地震動が生じない確率（非超過確率）pは次式で与えられる。

$$p = \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{T_D} \qquad (2 \cdot 1)$$

これより，p～T_R～T_Dの関係を図示すると図－２・１のようになる。

土木構造物の耐用年数には，経済的な耐用年数，機能的な耐用年数，物理的な耐用年数等各種の定義を考えることができ，それぞれに固有な考え方があることから現状では統一された考え方は確立されていない。[5] また，設計で想定する耐用年数（設計用耐用年数）と実際に構造物が持つ寿命とは異なることにも注意しなければならない。しかしながら，一般の公共土木施設の設計用耐用年数としては５０年程度を想定する場合が多いことから，ここではこれに従い，T_D≒５０年 を一応基本として以下の議論を進めることとする。したがって，特に重要性の高い構造物等で，設計用耐用年数が５０年以上となるものについては，別途これについて配慮することが必要とされる。

設計用耐用年数T_D≒５０年を基本として,入力地震動スペクトルＬ１としては当該地点における地震活動を考慮して再現期間T_R＝７５年の加速度応答スペクトルを想定する。再現期間を７５年とした理由は以下の通りである。

1）再現期間７５年の地震力を想定するということは，構造物の設計用耐用年数内に，当該レベルの地震力が少なくとも１回生じる確率が約0.5（生じない確率も約0.5）ということになる。確率論上の話しと実際に生じるか生じないかという判断とは直接関連してはいないが，この程度の確率であれば，前述した「設計用耐用年数内に１～２回生じることが期待される程度の地震力」という定義と主観的には大きな矛盾はないと考えられる。

2）我国の太平洋岸のプレート境界に発生する巨大地震のうち，南海 ― 東海地域に発生する巨大地震の繰り返し発生時間の平均間隔（再現期間）は，力武によれば１１７±３５年とされている。したがって，Ｌ１としては巨大地震よりももう一まわり小さい地震を対象とすることとすれば，再現期間は１１７±３５年よりも短くすることができる。なお，後述するようにこのような巨大地震はＬ２として考慮するものとする。

3）後述の試算例に示すように，再現期間を７５年程度とすると，現在までに動的解析に用いられてきた地震動とおおむね同程度のレベルを与える。

以上より，再現期間を７５年とし，第１種地盤表面を例にとって，その上で期待される加速度応答スペクトルS_A（T，h）（ただし，減衰定数は５％とした）の値を試算した。試算の対象としたのは，関東地区，関西地区，北九州地区の３箇所であり，これら３地区において１８８５～１９８０年間に生じた地震の震央およびその規模（マグニチュード）を示すと図－２・２のようになる。加速度応答スペクトルの解析には，土木研究所で開発した地震危険度解析電算プログラムＲＩＳＫ－Ⅱを使用した。[6)7)] 解析手法の概要は付属資料Ⅱに示す通りである。また，加速度応答スペクトルS_A（T，h）

の距離減衰式としては次式を用いた。

$$S_A(T, h) = \gamma_1(T) \times \gamma_2(T) \times \gamma_3(h) \times \gamma_4(T) \times \tilde{S}_A(T, 0.05) \qquad (2 \cdot 2)$$

ここで，

$\gamma_1(T)$ ： 1種地盤，もしくは2種地盤，もしくは3種地盤表面の S_A スペクトルから入力地震動を与える面の S_A スペクトルへの変換補正係数（これについては，4章に示す）

$\gamma_2(T)$ ： $\tilde{S}_A$ スペクトルの推定式の予測精度による補正係数（＝1.5とする）

$\gamma_3(h)$ ： $h = 0.05$ の加速度応答スペクトルを任意の減衰定数の加速度応答スペクトルに変換する係数で，次式による[35)36)]。

$$\gamma_3(h) = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \qquad (2 \cdot 3)$$

$\gamma_4(T)$ ： 高次モードに対する補正係数（特に検討しない場合には1.0とする）

$$\tilde{S}_A(T, 0.05) = a(T, GC) \times 10^{b(T, GC)M} \times (\Delta + 30)^{-1.178} \qquad (2 \cdot 4)$$

M ： マグニチュード

Δ ： 震央距離〔Km〕

$a(T, GC)$，$b(T, GC)$ ： 固有周期Tおよび地盤種別ごとに表－2・2のように与えられる係数

表－2・2 $\tilde{S}_A$ スペクトルの距離減衰式の係数 $a(T_k, GC_i)$ および $b(T_k, GC_i)$

固有周期〔秒〕	1種地盤		2種地盤		3種地盤		備考
	$a(T_k, GC_i)$	$b(T_k, GC_i)$	$a(T_k, GC_i)$	$b(T_k, GC_i)$	$a(T_k, GC_i)$	$b(T_k, GC_i)$	
0.1	2420	0.211	848.0	0.262	1307	0.208	重相関係数 R = 0.90
0.15	2407	0.216	629.1	0.288	948.2	0.238	
0.2	1269	0.247	466.0	0.315	1128	0.228	
0.3	574.8	0.273	266.8	0.345	1263	0.224	
0.5	211.8	0.299	102.2	0.388	580.6	0.281	$\log U_{SA}$ の標準偏差 σ = 0.261
0.7	102.5	0.317	34.34	0.440	65.67	0.421	
1.0	40.10	0.344	5.04	0.548	7.41	0.541	
1.5	7.12	0.432	0.719	0.630	0.803	0.647	
2.0	5.78	0.417	0.347	0.644	0.351	0.666	
3.0	1.67	0.462	0.361	0.586	0.262	0.635	

式（２・４）は我国の地盤上で得られた２@１９７成分の水平加速度強震記録に基づき，強震計の計器特性の補正を加えるとともに，水平面内における水平２成分の合成を施して求めた加速度応答スペクトルの距離減衰式である。[30)37)] $\gamma_1(T)$，$\gamma_4(T)$については４章に示すこととし，ここではともに1.0とする。また，ここでは，減衰定数５％の場合を解析するので，$\gamma_3(h)=1.0$とする。式（２・２）で$\gamma_2(T)$は式（２・４）による加速度応答スペクトルの推定式（距離減衰式）の予測精度を考慮する場合の補正係数である。すなわち，式（２・４）は上述したように多数の強震記録に基づいて加速度応答スペクトルの平均値を与えるものであり，いま，式（２・４）により求められる値を$S_A^P(T)$，式（２・４）を求めるもととなった実測の記録に基づく加速度応答スペクトルを$S_A^{OB}(T)$とすれば，両者の比$\gamma_2(T)$は次式で与えられる。

$$\gamma_2(T)=\frac{S_A^{OB}(T)}{S_A^P(T)} \qquad (2\cdot5)$$

ここで，

$\gamma_2(T)$　：式（２・４）のスペクトルのばらつきの度合いを表わす指標

$S_A^{OB}(T)$：式（２・４）を求めるもととなったS_Aスペクトルの実測値

$S_A^P(T)$　：式（２・４）から求められるS_Aスペクトル

いま，式（２・４）を求めるもととなった１９７組の水平成分強震記録について，$\gamma_2(T)$の頻度がどのように分布するかを固有周期0.5秒および１秒の場合について示した結果が図－２・３である。これによれば，データ数の少ない１種地盤および３種地盤の１部ではややばらつきがあるが，$\log\gamma_2$の頻度分布は全体として正規分布により近似できる。いま，$\log\gamma_2$が正規分布に従うと仮定すると，$x\equiv\log\gamma_2$が$a\sim b$の範囲にある確率P（$a<x\leqq b$）は，次式で与えられる。

$$P(a<x\leqq b)=\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\int_a^b exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]dx \qquad (2\cdot6)$$

ここで，

$x\equiv\log\gamma_2$

μ　：xの平均値

σ　：xの標準偏差

$x\equiv\log\gamma_2$の標準偏差σを各固有周期ごとに計算すると，表－２・３に示す通りとなる。ここで，$s=x/\sigma$とおけば，sは標準正規分布に従うこととなり，次式で与えられる。

$$P(a<x<b)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{\frac{a}{\sigma}}^{\frac{b}{\sigma}}exp\left[-\frac{1}{2}s^2\right]ds$$
$$=\phi\left(\frac{b}{\sigma}\right)-\phi\left(\frac{a}{\sigma}\right) \qquad (2\cdot7)$$

ここで，ϕは標準正規分布関数である。いま，$x=\log\gamma_2$がbを超えない確率（非超過確率）を改めてpとおけば，

表－２・３　$\log r_2$の標準偏差

	T=0.1 s	T=0.15 s	T=0.2 s	T=0.3 s	T=0.5 s	T=0.7 s	T＝1 s	T=1.5 s	T＝2 s	T＝3 s
1種地盤	0.262	0.229	0.226	0.241	0.278	0.239	0.273	0.254	0.267	0.249
2種地盤	0.256	0.244	0.273	0.270	0.249	0.245	0.305	0.288	0.264	0.248
3種地盤	0.219	0.218	0.211	0.217	0.240	0.243	0.307	0.305	0.276	0.263

$$p = 1 - P[-\infty < x \leqq b]$$
$$= 1 - \phi\left(\frac{b}{\sigma}\right) \qquad (2 \cdot 8)$$

となる。なお，表－２・３によれば，$\log r_2(T)$の標準偏差σの値は固有周期および地盤種別によってそれ程変化しない。したがって，σを各固有周期および地盤種別ごとに平均すると0.255となる。また，これにより式（２・８）による$p \sim r_2(T)$の関係を求めると図－２・４に示す通りとなる。したがって，式（２・６）に示した推定式のばらつきを考慮する場合には，非超過確率pの値に応じて係数$r_2(T)$を乗じて式（２・４）により応答スペクトル値を推定することができる。

そこで，いま，平均値に標準偏差の１倍を加えたばらつきを見込むものとすれば，この場合の非超過確率pは0.74となり，図－２・４よりこれに相当する$r_2(T)$を求めると約1.5となる。式（２・３）において，r_2＝1.5としたのは以上のような理由によるものである。

さて，以上の方式により，関東地区，阪神地区および北九州地区における再現期間７５年の加速度応答スペクトルS_A（T，0.05）（第１種地盤表面，減衰定数５％）の期待値を求めた結果が図－２・５である。これによれば，いま，固有周期１秒の加速度応答スペクトル値に着目すると，関東地区では１３０gal程度であるのに対して，阪神地区では約７０gal，北九州地区では約４０gal である。このように地域によって同一の再現期間に対する加速度応答スペクトルに大きな違いが生じるのは，それぞれの地域における地震活動度が異なるためである。

たとえば，図－２・６は河角によって我が国で最初に求められた再現期間７５年，１００年および２００年に対する最大加速度の期待値のコンターマップであり，我が国の耐震設計上の地域区分に大きな影響を与えたものである。地震動の距離減衰特性等現在の知見からすれば必ずしも十分ではない点もあるが，地域ごとの地震活動を反映して同一再現期間に対する最大加速度の期待値に大きな違いがあることをみることができる。たとえば，再現期間７５年の場合を例にとると，関東地方が５００gal であるのに対し，九州では５０gal 以下にすぎない。

それでは，図－２・５に示したように再現期間７５年に相当する加速度応答スペクトルの期待値をそのまま耐震設計に用いることが合理的であろうか。北九州地区のように同一再現期間に対応する加速度応答スペクトルの期待値が関東地区に比較して相対的に低いということは，北九州地区においては関東地区よりもある規模以上の地震の発生頻度が低いことを意味している。しかしながら，発生頻度が低いとはいえ，実際には，地震は生じる訳で，仮にマグニチュード７の地震が生じたとすれば，これにより震央から同一の距離で期待される地震動の強度には，北九州地区であろうと関

東地区であろうと本質的な違いはない。したがって，前述したように各地域ごとの地震動の出現確率，すなわち，再現期間を同じくとり，これによって求めた地震動を入力地震動の基本とするとはいえ，あまり低い値を設定すると耐震設計上は実効を持たなくなってしまう。このような点を考慮して，我が国では震度法の震度を求める際の地域別補正係数を定める際には，地域ごとの差をあまり大きくとらないのが通例である。表－２・４は我が国の主要な耐震規定に示されている地域別補正係数の値を示したものであり，最大を1.0とした場合に，最小値は一般に0.7～0.8，小さいものでも0.3程度であることがわかる。

表－２・４　各種技術基準における地域別補正係数の値

施設種別	分類数	係数（最大を1.0とした場合）
道路橋	3	1.0，0.85，0.7
水道施設	〃	〃
沈埋トンネル	〃	〃
石油パイプライン	〃	〃
鉄道構造物	2	1.0，0.75
港湾構造物	3	1.0，0.67，0.33
ダム	3	種類で異なる，最大で1.0～$^{2}/_{3}$
建築物	3	1.0，0.9，0.8
高圧ガス設備（通産省）	4	1.0，0.8，0.6，0.4
危険物規制（自治省）	3	1.0，0.85，0.7

そこで，ここでは式（２・２）を用いてマグニチュードM＝７，Δ＝５０Kmの加速度応答スペクトルを求め，もし，再現期間T_R＝７５の加速度応答スペクトルが，これを下まわる場合には，M＝７，Δ＝５０Kmの加速度応答スペクトルをＬ１の下限とすることとした。Ｌ１の下限として，M＝７，Δ＝５０Kmとした理由は，以下の通りである。

1）我国は環大平洋地震地帯に位置し，世界でも有数の地震国である。したがって，山陰，北九州地区のように我国の中では相対的に地震活動度の低い地域といえどもマグニチュード７クラスの中規模地震の発生に対しては常に耐震設計上配慮しておかなければならない。

2）過去の橋等の道路構造物の地震被害を調査すると，マグニチュード７クラスの中規模地震に対しては，震央距離２０Km程度までは多少の被害が生じているが，これ以上の震央距離では通常被害は見られない。式（２・２）の距離減衰式によれば，震央距離Δ＝２０Kmの場合とΔ＝５０Kmの場合の加速度応答スペクトルの比は１：0.6程度となり，この程度の地震動に対しては構造物は耐震計算上損傷を受けないことが望まれる。

3）関東地震のように我国の中で最も地震活動の高い地域における再現期間７５年に対する加速度応答スペクトルとM＝７，Δ＝５０Kmの加速度応答スペクトルの比はおおむね１：0.7程度

となり，現行の道路橋等の耐震設計に用いられている地域別補正係数の値と矛盾しない。

上記地区に対して，それぞれ再現期間T_R＝７５年の加速度応答スペクトルとM＝７，Δ＝５０Kmの加速度応答スペクトルを比較した結果が図－２・７である。これによれば，関東地区では，T_R＝７５年のS_Aスペクトルの方がM＝７，Δ＝５０KmのS_Aスペクトルよりも大きいこと，反対に，北九州地区ではM＝７，Δ＝５０KmのS_Aスペクトルの方がT_R＝７５年のS_Aスペクトルよりも大きいことがそれぞれわかる。また，阪神地区では，両者のスペクトルがほぼ同程度となっている。

以上のように，再現期間７５年の加速度応答スペクトルとM＝７，Δ＝５０Kmの加速度応答スペクトルを比較し，両者のうちの大きい方の値を固有周期ごとに抽出してこれをＬ１とする訳であるが，この際には，短周期領域では，加速度応答スペクトルS_A＝一定，また，長周期領域では速度応答スペクトルS_V＝一定となるように包絡するのがよい。このようにする理由は以下の通りである。

1) 加速度応答スペクトルは固有周期ごとに多少のでこぼこがあるが，解析上はこれらをなめらかに包絡した方が使いやすい。この際，もとの加速度応答スペクトルを直線で包絡することにより，安全側の値を得ることができる。

2) 長周期側でS_V＝一定とするのは，長周期地震動に対する配慮である。すなわち，既往の強震記録は大部分SMAC型の強震計で得られたものであるが，数値化精度等を総合すると，周期4～５秒以上の長周期地震動を正しく把えているかどうかには今後の検討が必要とされている。[32] また，大規模地震ほど長周期地震動が顕著に現われると考えられているが，まだ，我が国では大規模地震に対する強震記録の蓄積が十分ではない。このような点を考慮して，長周期側においてS_V＝一定として包絡するようにしたものである。

以上に示したＬ１の設定法をまとめると以下のようになる。

1) 式（２・２）の距離減衰式を用いて，再現期間７５年の加速度応答スペクトルの期待値を電算プログラムＲＩＳＫ－Ⅱにより求める。

2) 式（２・３）の距離減衰式を用いて，M＝７，Δ＝５０Kmに対する加速度応答スペクトルを求める。

3) 1)と2)を各固有周期ごとに比較し，いずれか大きい方の加速度応答スペクトルを求める。

4) 3)を，短周期領域では加速度応答スペクトルS_A＝一定，長周期領域ではS_V＝一定として包絡し，これをＬ１とする。

2.3 入力地震動スペクトルＬ２の設定法

Ｌ２は，当該着目地点にまれに発生する大地震による地震動を表わしたものである。したがって，当該地点において過去に最も大きな影響を与えた地震，将来発生することが期待される地震等を総合し，式（２・２）により当該地点における加速度応答スペクトルを求めるものとする。

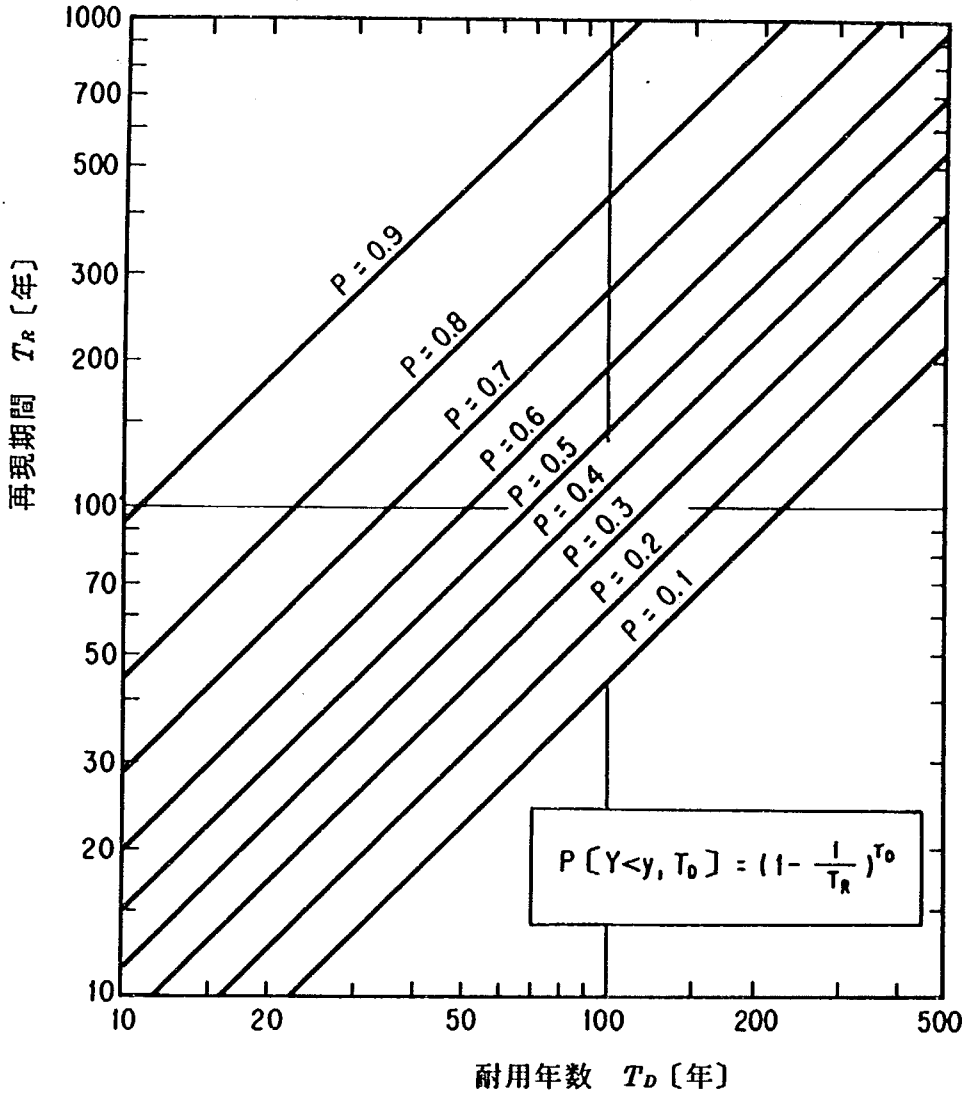
具体的な設定法を示すと以下のようになる（図－２・８参照）。

1) 当該地点において大きな影響を与えた既往の地震（複数）を抽出し，その規模（マグニチュード）および震央距離から式（２・２）により加速度応答スペクトルを求める。このようにし

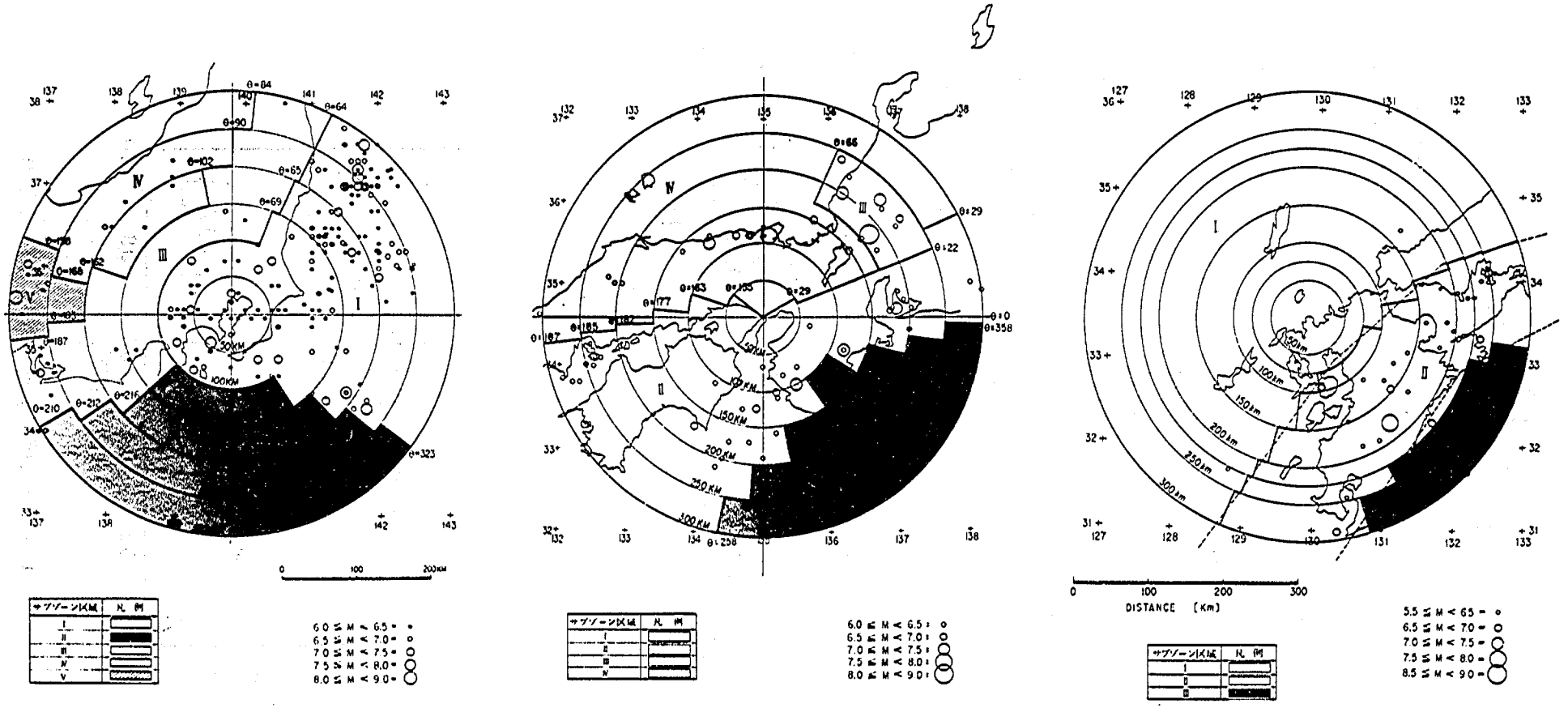
て求めた加速度応答スペクトルを各固有周期ごとに比較し，いずれか大きい方の加速度応答スペクトルを求める。

2) 当該地点周辺の地震活動等から将来発生することが妥当と考えられる地震の規模および位置から式（２・２）により加速度応答スペクトルを求める。これと1)を各固有周期ごとに比較し，いずれか大きい方の加速度応答スペクトルを求める。

3) 2)を短周期領域では加速度応答スペクトル S_A ＝一定，長周期領域では S_V ＝一定 として包絡し，これをＬ２とする。

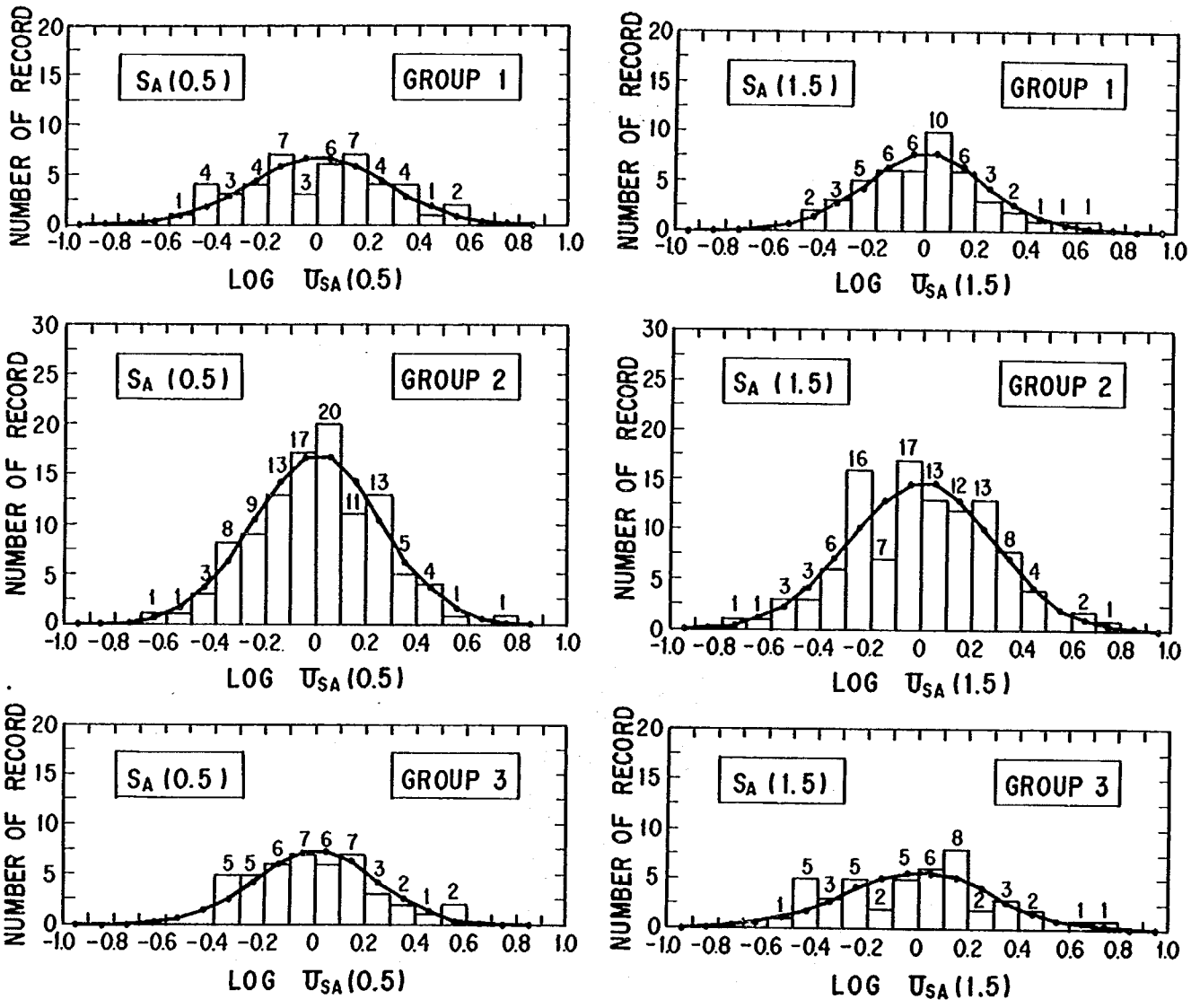


図－２・１　再現期間 T_R〔年〕～耐用年数 T_D〔年〕～
非超過確率 P〔$Y < y$, T_D〕の関係



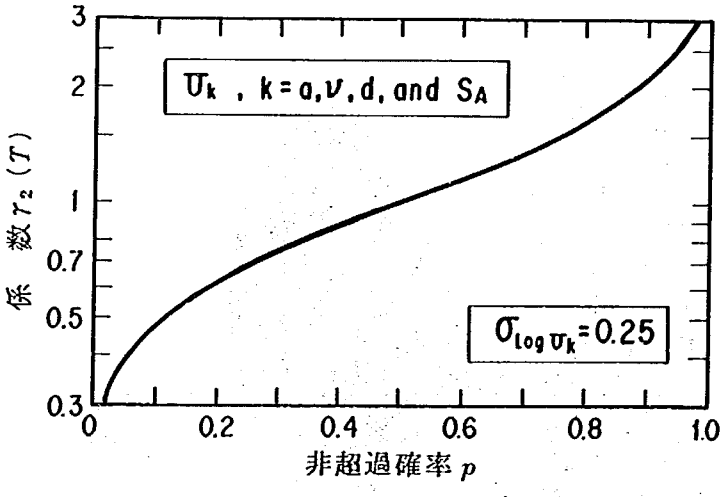
(a) 関東地区　　(b) 阪神地区　　(c) 北九州地区

図－2・2　解析対象地点周辺の地震活動およびサブゾーンの分割

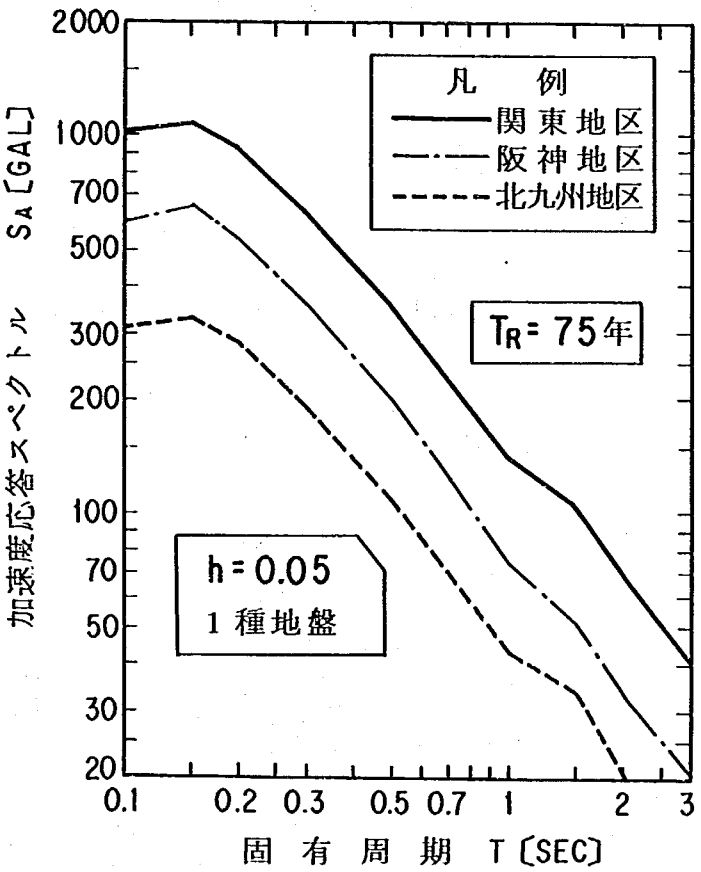


(a)　$T = 0.5$ 秒の場合　　(b)　$T = 1.5$ 秒の場合

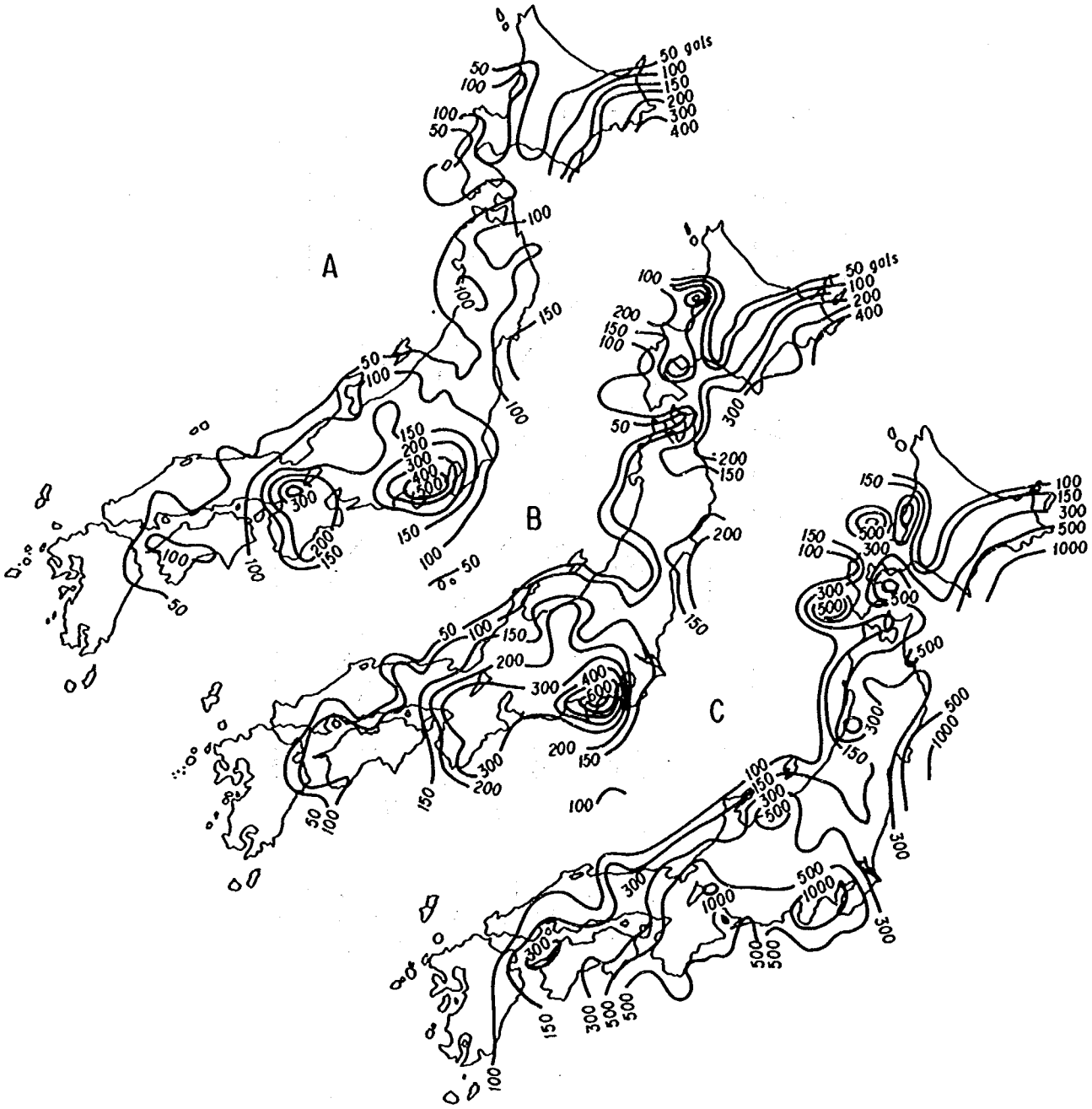
図－２・３　U_{SA}（$=\gamma_2$）の頻度分布



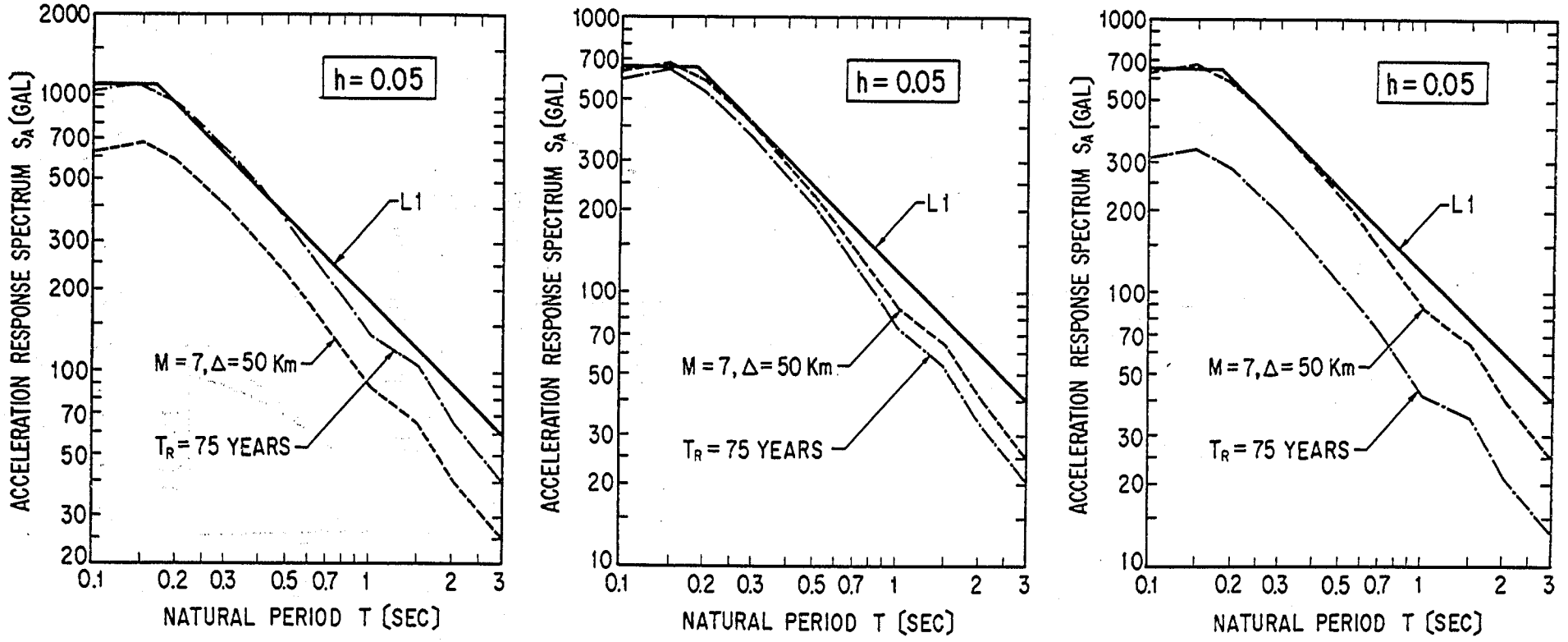
図－２・４　非超過確率 p ～係数 γ_2（T）の関係



図－２・５　関東地区，阪神地区，北九州地区における再現期間７５年の加速度応答スペクトル（ｈ＝0.05）の比較

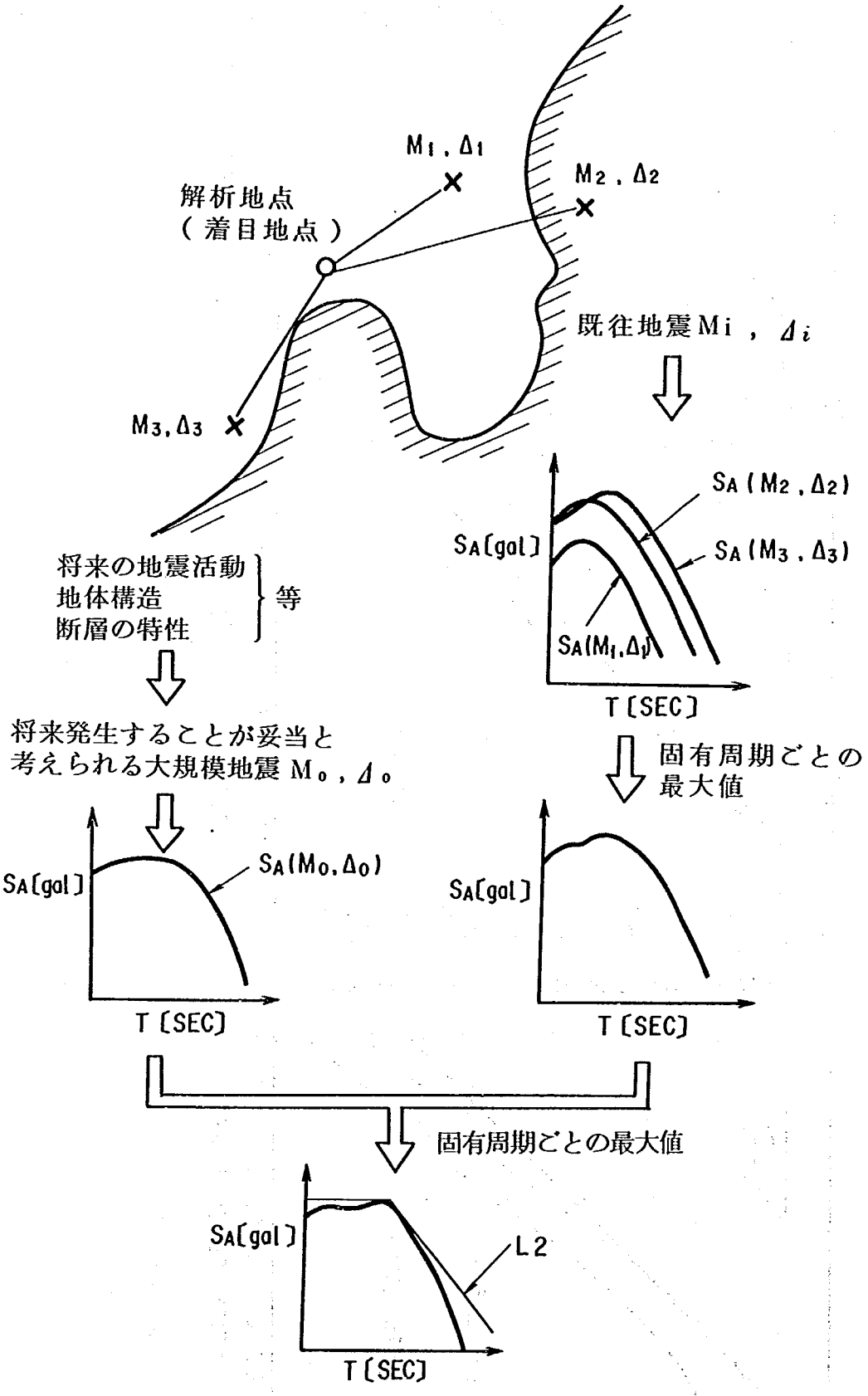


図－２・６　河角による最大加速度の期待値　（A：再現期間T_R＝７５年，B：T_R＝１００年，C：T_R＝２００年）



(a) 関東地区　　(b) 阪神地区　　(c) 北九州地区

図－２・７　再現期間７５年の S_A スペクトル，M=7，Δ=50 kmの S_A スペクトルおよびＬ１


M1 , Δ1
M2 , Δ2
解析地点
（着目地点）
M3, Δ3
既往地震 Mi ， Δi
SA (M2 , Δ2)
SA (M3 , Δ3)
SA(M1,Δ1)
SA〔gal〕
T〔SEC〕
将来の地震活動
地体構造
断層の特性
等
将来発生することが妥当と
考えられる大規模地震 M0 , Δ0
SA(M0,Δ0)
SA〔gal〕
T〔SEC〕
固有周期ごとの
最大値
SA〔gal〕
T〔SEC〕
固有周期ごとの最大値
SA〔gal〕
L2
T〔SEC〕

図－2・8　L2 の 設 定 法

3. 入力地震動波形の設定法

3.1 概　　説

動的解析手法には，与えられた応答スペクトルを入力として解析する応答スペクトル法と加速度の時刻歴波形を入力とする時刻歴地震応答解析法の２種類がある。応答スペクトル法では，前述した入力地震動スペクトルＬ１もしくはＬ２をそのまま用いることにより，構造物の最大応答を近似的に求めることができる。しかしながら，この方法では，応答の時間的な変化を求めたり，あるいは非線形応答を求めたりすることはできない。これに対して，時刻歴地震応答解析では，特定の地震波に対する構造物の線形および非線形の時刻歴応答を求めたり，あるいは地盤と構造物の相互作用を考慮した解析をすることができる。ただし，これらの結果は入力地震動として選んだ特定の地震波に対する応答を与えるのみであり，入力地震動スペクトルＬ１，Ｌ２を入力した応答スペクトル法のように特定の再現期間もしくは想定地震に対する平均的な地震動に対する応答を与えるものではない。したがって，仮にＬ１もしくはＬ２と同じスペクトル特性を有する加速度波形があれば，これを入力波形として用いることにより時刻歴応答解析においても入力地震動スペクトルＬ１，Ｌ２に対する応答を近似的に求めることができる。しかしながら，一般には入力地震動スペクトルＬ１，Ｌ２と同一のスペクトル特性を有する強震記録は存在しないから，何らかの方法で強震記録を修正し，このような条件を満足させることができれば，動的解析上非常に有効である。

ここで，入力地震動スペクトルＬ１もしくはＬ２にスペクトル特性が合致した波形を作るベースとして強震記録を用いる理由は，強震記録にはそれがどの程度の規模の地震によりどのような震央距離および地形・地盤条件の下に得られたか，また，その際の周辺の被害状況はどの程度であったかという記録に付随する情報が存在するためである。すなわち，上記の種々の条件下で得られた強震記録を入力として構造物を動的解析するということは，仮にその構造物が記録が得られたと同じ地点に存在したとした場合に，当該地震によりどの程度振動したであろうかということを計算上求めることに他ならない。したがって，当該地震による周辺構造物の被害状況と構造物の計算上の応答を比較することにより当該構造物の耐震性を相対的に評価できることとなる。ただし，個々の強震記録にはそれぞれ実測された記録であるという重みがあるが，一方では地震は１回ごとにランダムな特性を有しており，ランダムであることが地震の特性であるとさえいっても過言ではない。したがって，強震記録が実測されたものであるからという理由で，その細かい特性までを全て尊重する必要は必ずしもなく，耐震設計に考慮する入力地震動を定めるという観点からいえば，個々の記録の背後に集団として存在する地震動の平均的な特性を把握することの方がより重要といえよう。

3.2 振幅特性の調整法

強震記録の特性を調整するためには，i）位相特性は変化させず，振幅特性のみを振動数領域で変化させる，ii）振幅特性は変化させず，位相特性のみを振動数領域で変化させる，iii）振幅特性および位相特性の両者を振動数領域で変化させる，の３種類の方法が考えられる。このうち，iii）の方

法は，振幅特性と位相特性の両者を任意に変えるとすれば，新たに人工地震波を作成することと同じ結果となり，実測記録を基本とする意味が失なわれてしまう。また，i）とii）はいずれも基本的には同じであるが，i）の方が物理的な意味が単純なため，ここではi）の方法を用いることとする。

いま，目標として与えられた加速度応答スペクトルを$S_A(f)$(式（2・2）では$S_A(T)$と表わしたが，以下の式の表示上，振動数$f=1/T$の関数として表わす），振幅特性を調整しようとする加速度強震記録を$a(t)$，その加速度応答スペクトルを$\widetilde{S}_A(f)$とする。ただし，加速度応答スペクトル$S_A(f)$および$\widetilde{S}_A(f)$を計算する際の減衰定数は任意の値でよいが，両者に共通の値を用いるものとする。等時間間隔の強震記録の$a(t)$をa_m（$m=0, 1, 2, \cdots\cdots\cdots, N-1$：$N-1$はデータ個数）と表わすと，このフーリエ変換は次式で与えられる。

$$C_k=\frac{1}{N}\sum_{m=0}^{N-1}a_m\,exp\left(-i\frac{2\pi km}{N}\right) \qquad (3\cdot1)$$

ここで，$k=0, 1, 2, \cdots\cdots\cdots, N-1$であり，$C_k$は複素フーリエ係数（複素振幅）である。複素フーリエ振幅C_kを実数と虚数に分離すると，

$$C_k=1/2\,(A_k-iB_k)\quad(k=0, 1, 2, \cdots\cdots\cdots, N-1) \qquad (3\cdot2)$$

となる。A_k，B_kはそれぞれ有限フーリエ cos 係数，有限フーリエ sin 係数である。これよりk次成分の振幅X_kおよび位相ϕ_kは次式で与えられる。

$$\left.\begin{aligned}X_k&=\sqrt{A_k^2+B_k^2}\\ \phi_k&=\tan^{-1}(B_k/A_k)\end{aligned}\right\}\quad(k=0, 1, 2, \cdots\cdots\cdots, N-1) \qquad (3\cdot3)$$

したがって，いま強震記録の持つ位相特性は変化させないで，振幅特性を調整するためには，式（3・3）から，A_k，B_kに一定の倍率を乗じればよいことがわかる。いま，目標とする応答スペクトル$S_A(f)$に対する強震記録の応答スペクトル$\widetilde{S}_A(f)$の比$\alpha(f)$を次式で定義し，

$$\alpha(f)=S_A(f)/\widetilde{S}_A(f) \qquad (3\cdot4)$$

修正した複素フーリエ振幅C'_kを次式で求める。

$$C'_k=\alpha(f)\,C_k$$

これをフーリエ変換すれば，修正した加速度波形a'_mは次のように求めることができる。

$$a'_m=\sum_{k=0}^{N-1}C'_k\,exp\left(i\frac{2\pi km}{N}\right) \qquad (3\cdot5)$$

応答スペクトルとフーリエ振幅の間には振動数領域において一義的な対応関係が無いため，特殊な場合を除き，式（3・5）のa'_mの応答スペクトル$\widetilde{S}'_A(f)$は$S_A(f)$と一致しない。したがって，式（3・1）～式（3・5）の過程を数回イテレーションし，最終的に式（3・4）の$\alpha(f)$がある一定以下の値に収れんするようにする必要がある。

なお，この方法では，目標として与えられた加速度応答スペクトル$S_A(f)$および強震記録の加速度応答スペクトル$\widetilde{S}_A(f)$を計算するために用いた減衰定数hに対してのみ，$\widetilde{S}_A(f)$は$S_A(f)$と一致し，これ以外の減衰定数に対しては一般に$\widetilde{S}_A(f)$と$S_A(f)$の対応関係は保障されない。したが

って，$S_A(f)$ および $\widetilde{S}_A(f)$ の計算に際しては，対象とする構造物に卓越する減衰定数に近い値を用いる必要がある。

目標とする応答スペクトルが減衰定数５％に対して与えられている場合には，任意の減衰定数 h に対する応答スペクトルは，減衰定数５％の応答スペクトルに次式を乗じることにより近似的に求められる。

$$\gamma_3(h) = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \qquad (3 \cdot 6)$$

以上に示した計算方法をフローチャートで示すと図－３・１のようになる。

3.3　振幅特性を調整した波形とこれによる動的解析

上記の方法により，異なった２つの強震記録をもとに，これらがそれぞれ同一の加速度応答スペクトルを持つように振幅特性を調整した例を示す。振幅特性の調整のために選定した波形は，１９７８年宮城県沖地震（Ｍ＝7.4）による開北橋周辺地盤記録（橋軸直角方向成分）および，１９６８年日向灘沖地震（Ｍ＝7.5）による板島橋周辺地盤記録（橋軸直角方向成分）の２波形である。図－３・２(a)，図－３・３(a)はそれぞれ両強震記録の加速度波形を示したものである。

また，図－３・４は目標として与えた応答スペクトル $S_A(f)$（減衰定数５％）と振幅特性を調整する前および調整した後の２波形の加速度応答スペクトル $\widetilde{S}_A(f)$（減衰定数５％）を示したものである。振幅特性を調整したのは，固有周期Ｔ（$=1/f$）0.1～３秒の範囲を完全にカバーするために両波形とも0.07～５秒の範囲とした。図－３・１に示した手順を１０回繰り返したが，この結果，与えられた応答スペクトル $S_A(f)$ と振幅特性を調整した応答スペクトル $\widetilde{S}_A(f)$ との差は，固有周期0.1～３秒の範囲内において，開北橋記録では最大3.3％以内，板島橋記録では最大3.0％以内にそれぞれ収れんした。また，各イテレーションごとに，式(3-4)で定義した加速度応答スペクトル比 $\alpha(f)$ がどのように収れんしていったかを代表的な固有周期に対して示すと図－３・５のようになる。これによれば，周期成分によって，$\alpha(f)$ が上から収れんする場合と下から収れんする場合の両者があるが，いずれの場合にも繰り返し回数の増加に伴なって $\alpha(f)$ はおおむね単調に1.0に収れんすることがわかる。

図－３・２(b)および図－３・３(b)はそれぞれ振幅特性を調整したあとの開北橋記録および板島橋記録を示したものである。振幅特性を調整することにより，波形の細部は変化するが，位相特性は変化させていないため，全体としての波形の特徴はもとの強震記録とそれ程変わっていない。なお，振幅特性の調整に際しては，調整後の波形の最大加速度は結果として与えられるものであり，目標とする加速度応答スペクトルをどのように与えるかにより決まることに注意しなければならない。上記の試算例では，振幅特性を調整する前および調整した後の最大加速度は開北橋記録の場合には４１４gal から１３８gal に，また，板島橋記録の場合には２１６gal から１３１gal にそれぞれ変化している。

次に，振幅特性を調整した開北橋記録および板島橋記録を用いて，実際に構造物の時刻歴地震応

答解析を行い，両記録による応答特性がどの程度一致するかを検討してみよう。解析対象としたのは，図－３・６に示す２径間ラーメン橋であり，橋脚の曲げ剛性を変化させて２種類（タイプ１およびタイプ２）の構造系を解析した。両者の固有周期および固有振動モードをモード寄与率の大きい主要なモードについて示すと図－３・７のようになる。上述のように振幅特性を調整してあるのは，固有周期0.１～３秒の範囲であるため，タイプ１，２ともにこの周期範囲にある１次～９次のモードを考慮して上記２種類の波形に対する最大応答値を時刻歴応答解析法により求めた。橋の各部の水平変位，加速度，曲げモーメントおよびせん断力の最大応答を比較した結果が図－３・８である。これによれば，振幅特性を調整した開北橋記録および板島橋記録はタイプ１，２ともに２径間ラーメン橋にほぼ同程度の最大応答値を与えることがわかる。

3.4　振幅特性を調整する波形の選定基準

以上のように3.2節の方法によれば，基本的には任意の波形を任意の加速度応答スペクトルを有するように振幅特性を調整することが可能である。しかしながら，目標とする加速度応答スペクトルが与えられた場合に，これとは非常に異なったスペクトル特性を有する波形の振幅を無理に調整することは動的解析上意味があるであろうか。

3.1節に示したように，動的解析の入力地震動として強震記録が用いられるのは，強震記録にはこれに付随する各種の情報があるためである。したがって，振幅特性を調整することにより強震記録のスペクトル特性を著しく変化させることは，もとの強震記録がもつ実測記録としての物理的側面を大きく損うことを意味している。したがって，このような点を避けるためには振幅特整を調整しようとする波形の選定に際して以下の事項に留意しなければならない。

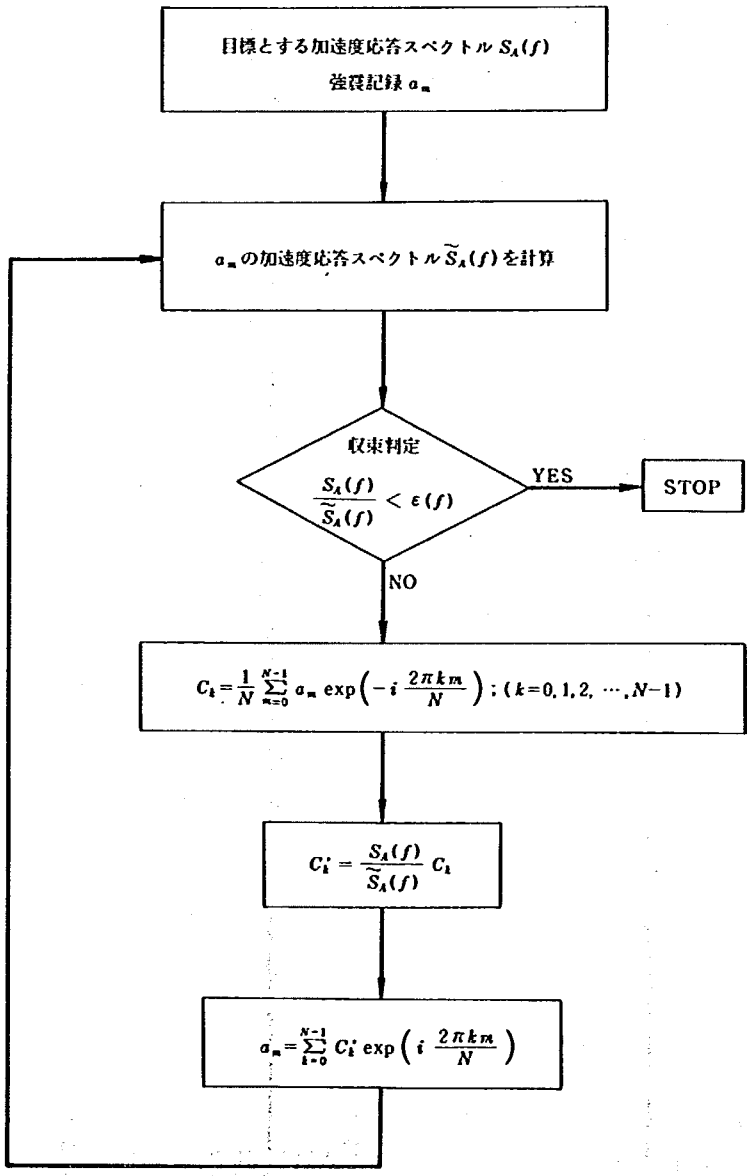
i）振幅特性の調整量をなるべく小さい範囲とするために，強震記録の加速度応答スペクトル特性が目標とする加速度応答スペクトルともともと近似した特性を有していること。

ii）強震記録の特性は地震の規模（マグニチュードＭ），震央距離Δ等各種の条件に強く影響されている。このうち，本手法に示したのは単に加速度応答スペクトルで表わした構造物に生じる最大応答が同程度となることを保障するのみで，その他の特性については考慮していない。したがって，こうした未解明な部分が多いことを考慮すると，記録の得られた地震はある程度規模の大きいもので，また，震央距離もできるだけ小さい記録があることが望ましい。

具体的な記録の選定は目標とする加速度応答スペクトルの特性にあわせて上記の条件を満足するよう個々に行う必要があるが，現在までに得られている強震記録の中から，上記条件に近い記録を示すと表３－１のようになる。

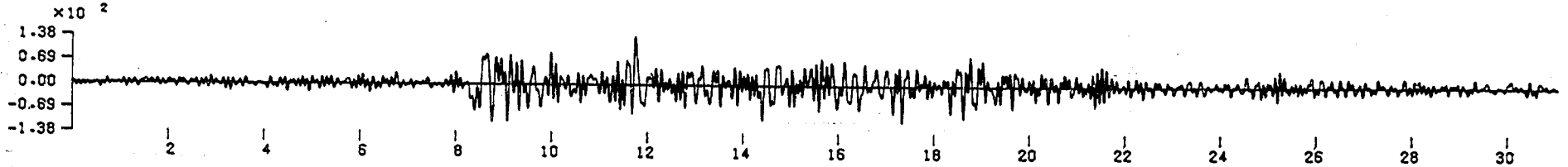
表－３・１　振幅特性を調整する際の候補記録

地盤種別	地　震　名	マグニチュードM	震央距離 Δ (Km)	記　録　場　所
１種地盤	１９７８年宮城県沖地震	7.4	80	開北橋周辺地盤上
	１９６８年十勝沖地震	7.9	155	幌満橋周辺地盤上
	１９８３年日本海中部地震	7.7	165	七峰橋周辺地盤上
２種地盤 および ３種地盤	１９６８年日向灘沖地震	7.5	100	板島橋周辺地盤上
	１９６８年十勝沖地震	7.9	175	八戸港
４種地盤	１９６８年十勝沖地震	7.9	315	新石狩大橋周辺地盤上
	１９８３年日本海中部地震	7.7	110	津軽大橋周辺地盤上



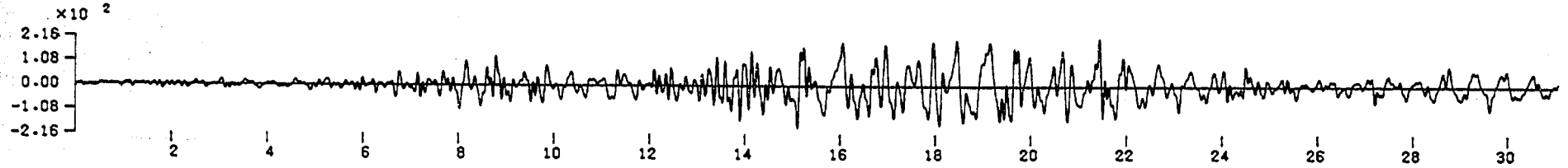
図－３・１　強震記録の振幅特性調整のフローチャート

(a) 宮城県沖地震による開北橋近傍地盤上の強震記録

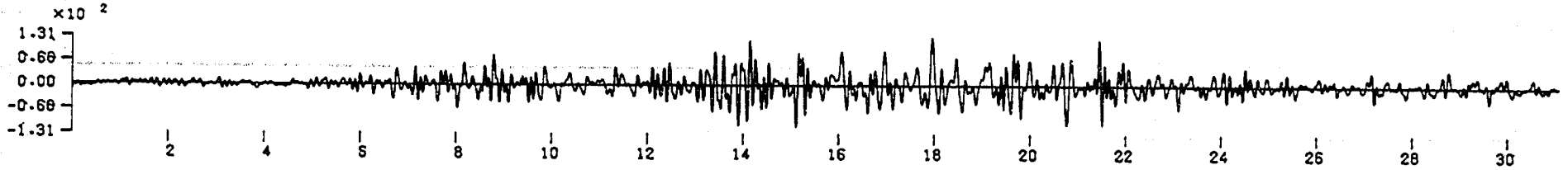


(b) 目標とするスペクトルに合致するよう振幅特性を調整した波形

図－３・２　振幅特性の調整例－１（開北橋記録を基本とした場合）

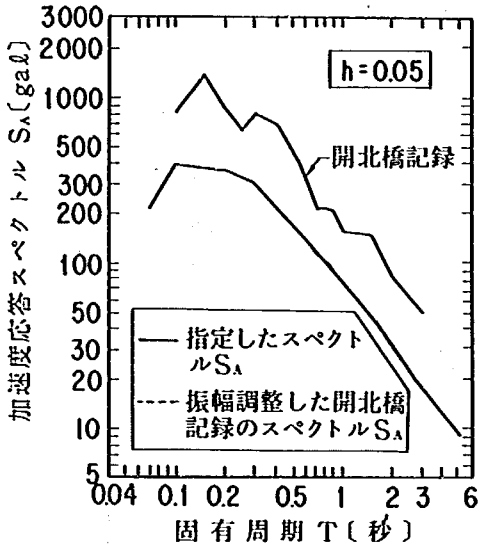


(a) 日向灘沖地震による板島橋近傍地盤上の強震記録

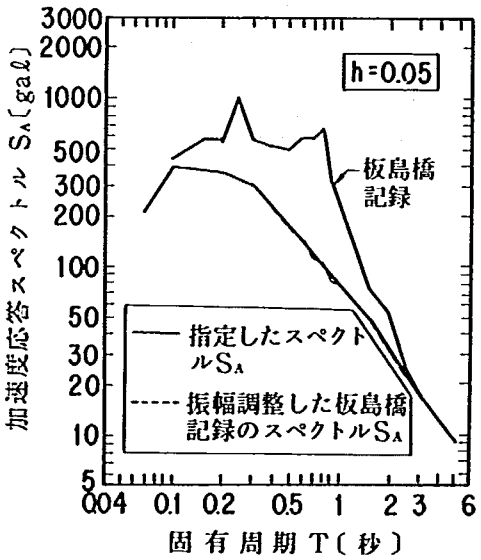


(b) 目標とするスペクトルに合致するよう振幅特性を調整した波形

図－３・３　振幅特性の調整例－２（八戸港記録を基本とした場合）

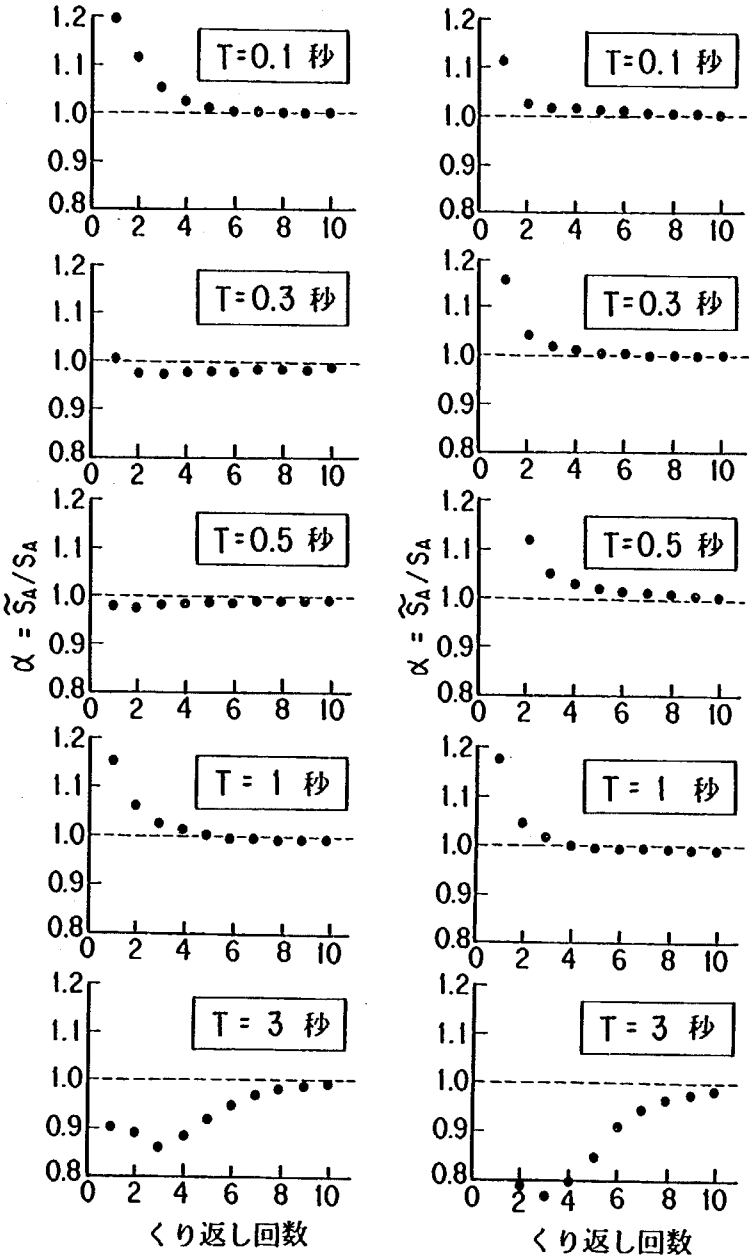


(a) 開北橋記録の場合



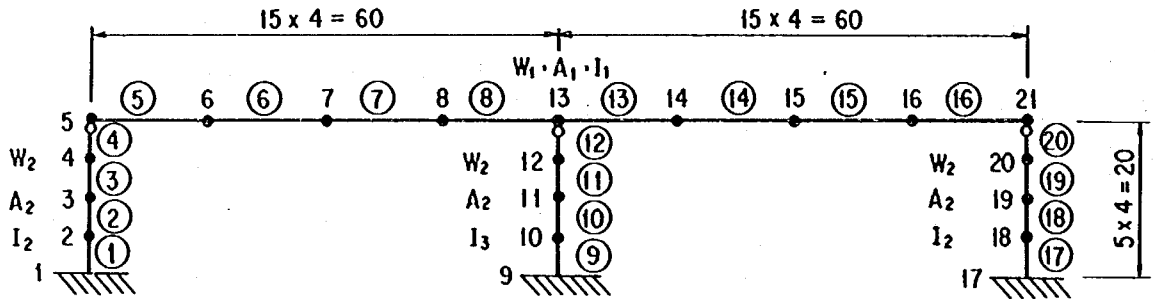
(b) 板島橋記録

図－３・４　もとの強震記録の応答スペクトルと目標とする応答スペクトル



(a) 開北橋記録の場合　(b) 板島橋記録の場合

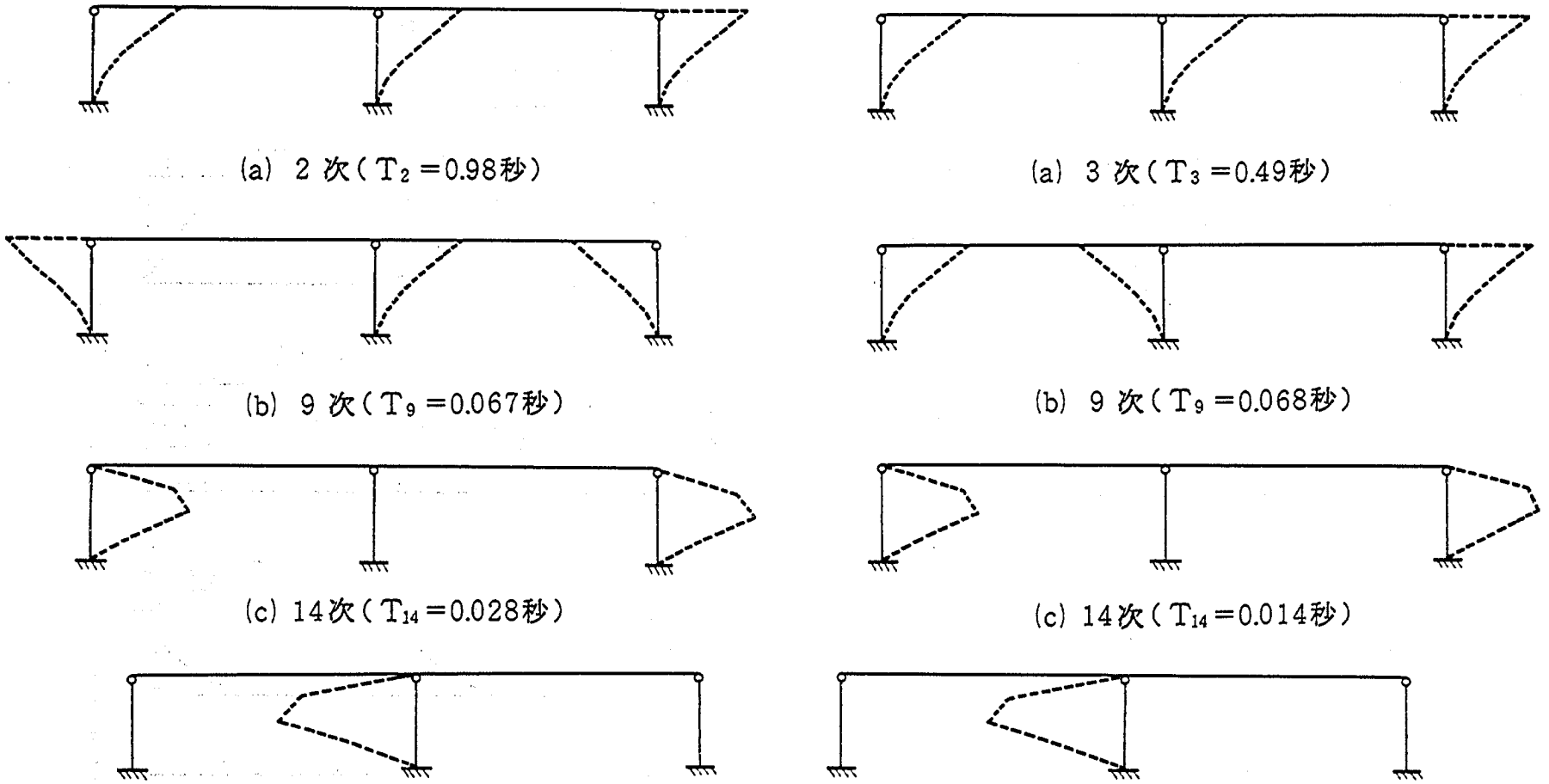
図－３・５　S_A スペクトルの収れんの状況



注） i＝節点番号，j＝部材番号，単位〔m〕，幅員 20 m

項　　目	上部工の断面諸元	橋　脚　の　断　面　諸　元	
		タイプ－1	タイプ－2
単位長さ当りの重量	27.0 t/m	3.0 t/m	3.0 t/m
断　面　積	1 m^2	0.5 m^2	0.5 m^2
曲　げ　剛　度	0.5 m^4	端橋脚　0.48 m^4 中央橋脚　0.8 m^4	端橋脚　1.92 m^4 中央橋脚　3.2 m^4

図－3・6　解析対象モデル



(a) 2 次（T_2 ＝0.98秒）

(b) 9 次（T_9 ＝0.067秒）

(c) 14次（T_{14} ＝0.028秒）

(d) 15次（T_{15} ＝0.022秒）

タイプ－1

(a) 3 次（T_3 ＝0.49秒）

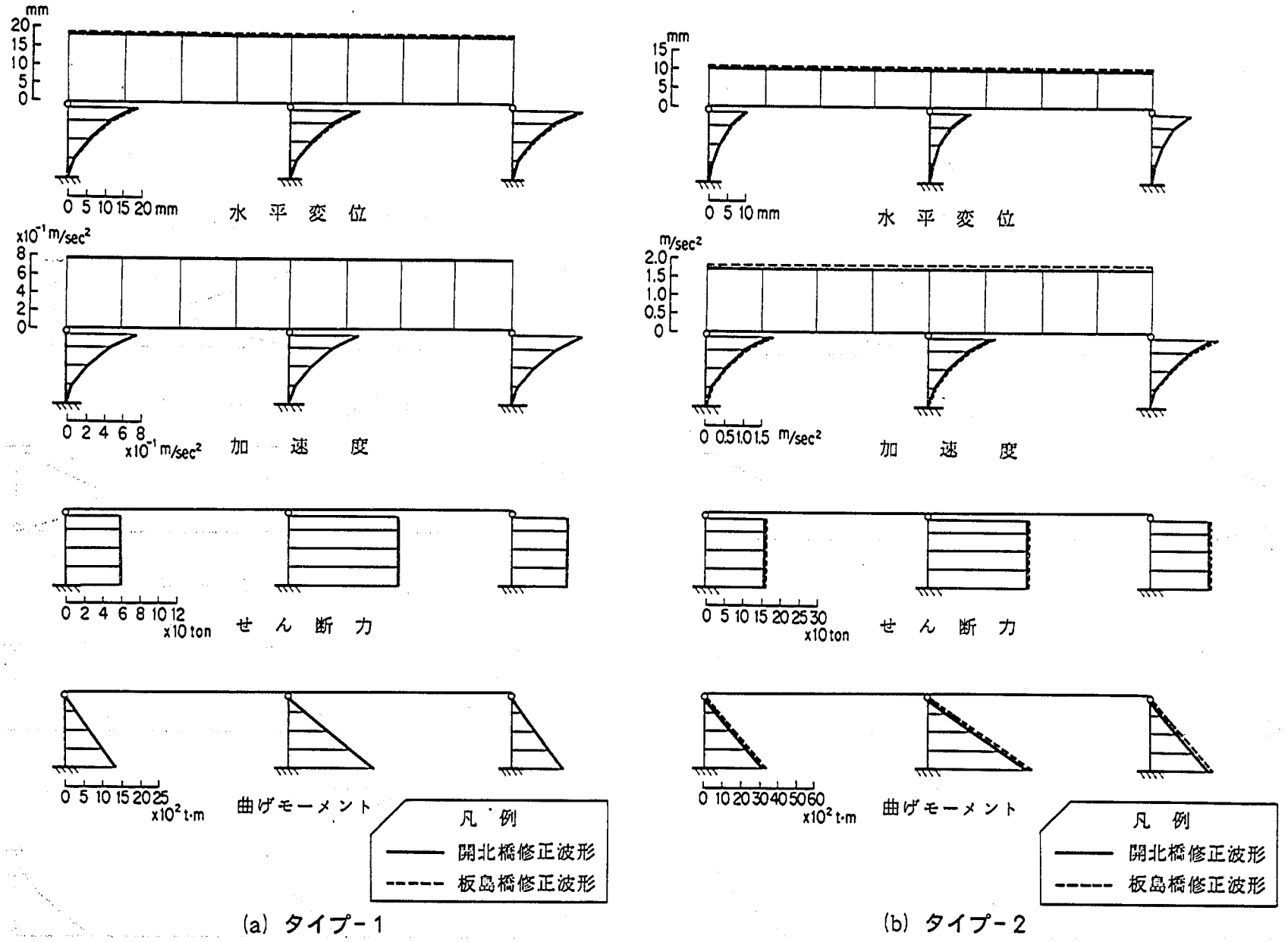
(b) 9 次（T_9 ＝0.068秒）

(c) 14次（T_{14} ＝0.014秒）

(d) 15次（T_{15} ＝0.011秒）

タイプ－2

図－3・7　主要モードに対する固有振動モード



(a) タイプ－1　　(b) タイプ－2

図－3・8 最大応答値の分布の比較

4. 試　　算　　例

4.1　基盤地震動の試算例

東京湾地区における構造物の動的解析のために基盤面位置においてＬ１，Ｌ２を求め，これに適合した加速度波形を設定した例について示す。

位　　置：東京湾地区

入力地震動を与える位置：基盤面（新第三紀層上面）

解　析　法：基盤面での加速度波形を与えた時刻歴地震応答解析法

対象構造物：やや長周期の橋，盛土および沈埋トンネル

1）Ｌ１の設定

a）基盤面における地震動の加速度応答スペクトルは，第１種地盤表面における地震動の加速度応答スペクトルと形状的には一致し，振幅のみ２０％程度低下すると見込み，式（２－２）の $\gamma_1(T)=0.8$ とした。ここで，２０％の減少率を見込んだのは，東京湾周辺の地中地震観測結果および地震応答解析の結果から判断したものである。$\gamma_2(T)$ は距離減衰式のばらつきを考慮し，1.5とした。また，加速度波形は減衰定数５％の場合を基準として定めることとし，$\gamma_3(h)=1.0$ とした。さらに，高次モードの影響は特に検討しないため，$\gamma_4(T)=1.0$ とした。

b）当該地点周辺の地震活動に基づいて求めた再現期間７５年の加速度応答スペクトルおよびマグニチュードＭ＝７，震央距離 Δ＝５０Kmの加速度応答スペクトルを図－４・１に示す。ここで，再現期間７５年の加速度応答スペクトルを求めるに際しては１８８５年～１９８０年の地震資料（１８８５～１９２６年は宇津による地震資料，１９２６～１９８０年は気象庁による地震資料）を用いた。解析に仮定したサブゾーンの分割は図－２・２(a)に示した通りである。

c）b）による２種類の S_A スペクトルを比較すると，いずれの固有周期においても，再現期間７５年の S_A スペクトルの方が大きいため，これを短周期領域では S_A＝一定，長周期領域では S_V＝一定として包絡した結果が図－４・１中の実線である。これをＬ１とする。

d）上記のＬ１に S_A スペクトル特性が比較的近い強震記録として，表－３・１から１９７８年宮城県沖地震による開北橋近傍地盤上の記録（ＴＲ成分）を選んだ。Ｌ１および開北橋記録の加速度応答スペクトルを比較すると図－４・２のようになる。開北橋記録を３章に示した方法で，固有周期0.０７～５秒の範囲でＬ１に一致するよう振幅調整して求めた波形が図－４・３である。最大加速度は結果として４０１galとなっている。また，図－４・４はこの波形の加速度応答スペクトルを示したものである。ただし，固有0.０７～５秒の範囲で応答スペクトル特性をＬ１と一致させているため，解析上有効な周期範囲は，0.１～３秒程度である。したがって，これよりも短周期もしくは長周期の固有周期特性を有する地盤～構造物の動的解析には用いることができない。以上のようにして求めた加速度波形を当該地点の基盤

面における入力地震動波形Ｌ１として，地盤～構造物の動的解析に用いる。

2) Ｌ２の設定

a) 当該地点周辺に生じた既往最大の地震は，１９２３年の関東地震（Ｍ＝7.9）である。図－４・５は我が国周辺に発生し得る最大地震の規模を調査した結果を示したものである。[42] ここでは，こうした情報を総合し，当該地点に生じ得る最大地震のマグニチュードＭを８程度と想定した。また，震央距離は当該地点と断層の位置関係等から２５～５０Kmと見込むこととした。

b) 式（２－２）を用いて，Ｍ＝８，Δ＝２５KmおよびΔ＝５０Kmに対するS_Aスペクトルを求めると図－４・６のようになる。ここで，式（２・２）の係数γ_1～γ_5はＬ１の場合と同様である。

c) これを短周期領域ではS_A＝一定，長周期領域ではS_V＝一定として包絡した結果が図－４・６中の実線である。これをＬ２とする。

d) 上記のＬ２にS_Aスペクトル特性が比較的近い強震記録として，表－３・１から１９７８年宮城県沖地震による開北橋近傍地盤上の記録（ＴＲ成分）を選んだ。両者の加速度応答スペクトルを比較すると図－４・７のようになる。開北橋記録を３章に示した方法で，固有周期0.０７～５秒の範囲でその応答スペクトル特性がＬ２に一致するよう振幅調整して求めた波形が図－４・８である。最大加速度は結果として６６３galとなっている。また，図－４・９はこの波形の加速度応答スペクトルを示したものである。ただし，固有0.０７～５秒の範囲で応答スペクトル特性をＬ１と一致させたため，解析上有効な周期範囲は，0.１～３秒程度である。したがって，これよりも短周期もしくは長周期の固有周期特性を有する地盤～構造物の動的解析に用いることは適当ではない。以上のようにして求めた加速度波形を当該地点の基盤における地震動波形Ｌ２として，地盤～構造物の動的解析に用いる。

4.2 構造物下部構造位置における地震動の試算例

北九州地区における構造物の動的解析用の応答スペクトル（Ｌ１）およびこれに適合した加速度波形（Ｌ１）の設定例を示す。

位　　置：北九州

入力地震動を与える位置：下部構造（直接基礎）底面位置

解　析　法：応答スペクトル法および時刻歴地震応答解析法

対象構造物：斜張橋

地盤種別：１種地盤

a) 周辺は良好な岩盤から成っている。基礎の底面位置は岩盤表面に近いことから，この面において地震動を与えることとした。ただし，この場合には，基礎底面位置において加速度応答スペクトルを与えることとすれば，これがそのまま構造物の最大応答を近似的に与える。したがって，以下により求めた応答スペクトルＬ１を修正震度法における設計水平震度（ただし，

$^1/_G$倍する）および動的解析（応答スペクトル法）における入力スペクトルとした。

b) 基礎の底面位置における地震動の加速度応答スペクトルは，第1種地盤表面における地震動の加速度応答スペクトルと同じとみなし，式（２・２）の係数 $\gamma_1(T)=1.0$ とした。$\gamma_2(T)$は上記 4.1 節の場合と同様に 1.5 とした。減衰定数は２％（上部），５％（橋脚），１０％（下部）の３種類を見込むものとし，式（２・３）から $\gamma_3(h)$ は次のようにした。

$$\gamma_3(h)=\begin{cases}1.33 \cdots\cdots\cdots h=2\ \% \\ 1.0 \cdots\cdots\cdots h=5\ \% \\ 0.8 \cdots\cdots\cdots h=10\ \%\end{cases} \qquad (4\cdot1)$$

また，高次モードの影響は特に検討しないため，$\gamma_4(T)=1.0$ とした。

c) 再現期間７５年の加速度応答スペクトルおよびM＝７，Δ＝５０Kmの加速度応答スペクトルを求めた結果が図－４・１０である。ここでは，減衰定数５％の場合を示すが，他の減衰定数の場合も同様である。解析に用いたサブゾーンの分割は図－２・２(c)に示した通りであり，また，解析に用いた地震資料は，4.1節の場合と同じである。

d) c)による２種類の加速度応答スペクトルを比較すると，いずれの固有周期においてもM=7，Δ＝５０Kmの S_A スペクトルの方が再現期間７５年の加速度応答スペクトルよりも大きいため，これを短周期領域では S_A＝一定，長周期領域では S_V＝一定として包絡した結果が図－4・10中の実線である。また，これより係数 $\gamma_3(h)$ を乗じて h＝２％，１０％の場合の S_A スペクトルを求めると図－４・１１のようになる。ここでは，これらをＬ１とし，修正震度法による設計震度（ただし，× $^1/_G$ 倍する）および動的解析（応答スペクトル法）における入力スペクトルとする。

e) 上記のＬ１に S_A スペクトル特性が比較的近い強震記録として，表－３・１から１９７８年宮城県沖地震による開北橋近傍地盤上の記録（ＴＲ成分）を選んだ。また，動的解析では上部構造（吊構造）の応答が卓越することを考慮し，h＝２％の場合のＬ1に S_A スペクトル特性が一致するよう開北橋記録の振幅特性を調整した。スペクトル特性を調整した周期範囲は0.07～5秒である。このようにして求めた加速度波形が図－4・12であり，最大加速度は結果として２７５galとなっている。この波形を構造物基礎底面位置に作用させて時刻歴地震応答解析を行う。

4.3 構造物下部構造重心位置における地震動の試算例

関西地区における構造物を対象とした動的解析用設計スペクトル（Ｌ１）およびこれに適合した加速度波形（Ｌ１）の設定例を示す。

位　　置 ： 関西地区

入力地震動を与える位置 ： 下部構造（ケーソン基礎）重心位置

解 析 法 ： 応答スペクトル法

対象構造物 ： 斜 張 橋

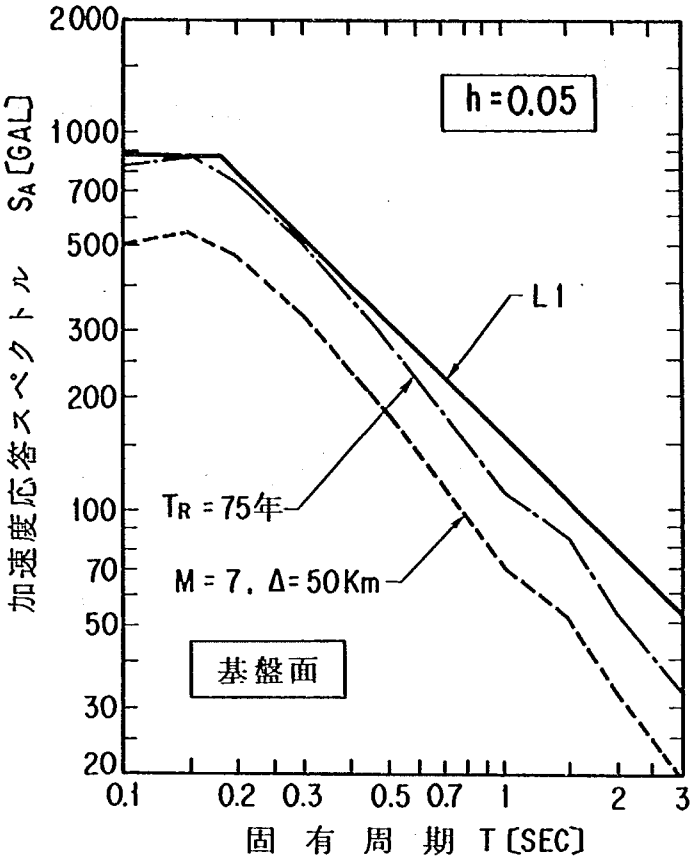
地 盤 種 別 ： ４種地盤

a) 下部構造重心位置における地震動の加速度応答スペクトルは第4種地盤表面における地震動の加速度応答スペクトルに形状的に一致し，振幅のみは30％程度低下すると見込み，式（2・2）のγ_1(T)＝0.7とした。ここで，30％の減少率を見込んだのは，地中地震観測結果および地盤の地震応答解析結果から判断したものである。γ_2(T)は上記と同様に1.5とした。減衰定数は4.2節と同様に2％（上部），5％（橋脚），10％（下部）の3種類を見込み，式（4・1）の値とした。また，高次モードの影響は特に検討しないため，γ_4(T)＝1.0とした。

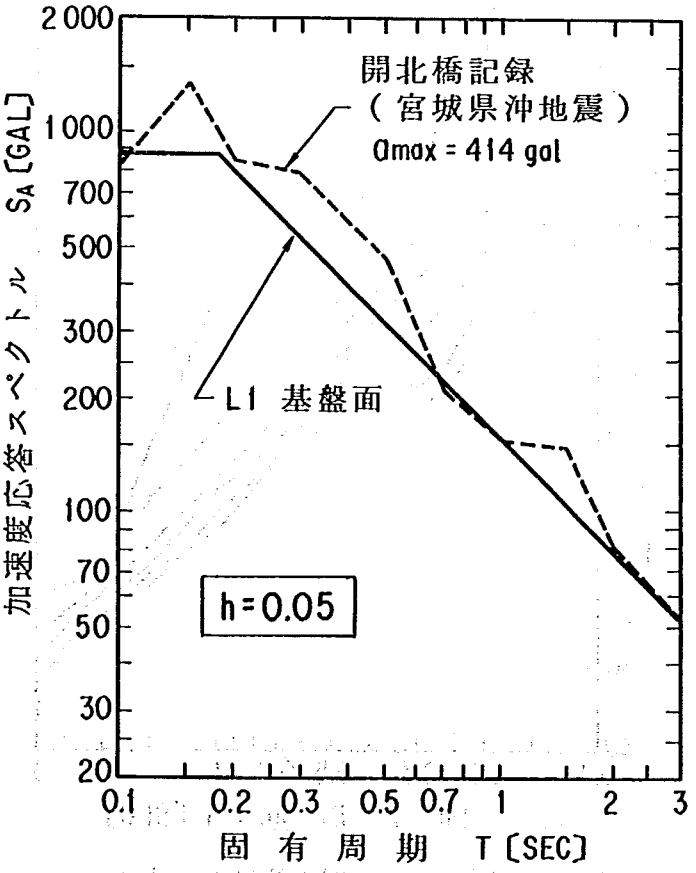
b) 再現期間75年の加速度応答スペクトルおよびM＝7，Δ＝50Kmの加速度応答スペクトルを求めた結果が図－4・13である。ここでは，減衰定数5％の場合の結果を示すが，他の減衰定数の場合も同様である。解析に用いたサブゾーンの分割は図－2・2(b)に示した通りである。また，解析に用いた地震資料は4.1節の場合と同じである。

c) b)による2種類の加速度応答スペクトルを比較すると，両者はほぼ同程度の値を与えることから，ここでは，再現期間75年の加速度応答スペクトルを採用することとした。

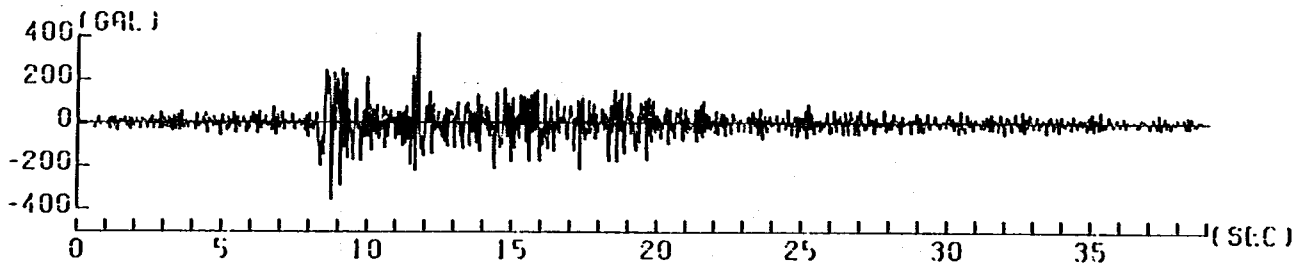
d) 本地点は，軟質な沖積地盤地域に属し，表層地盤の基本固有周期は約1秒と非常に長い。解析には4種地盤上の加速度応答スペクトルを与える距離減衰式を用いたが，4種地盤の本来の定義は微小ひずみ時の表層地盤の基本固有周期が0.6秒以上の地盤である。したがって，本地点のように基本固有周期が1秒を超えるような箇所はもちろん4種地盤に属する訳であるが，4種地盤の加速度応答スペクトルを求める際にもととなった強震記録には，表層地盤の基本固有周期が1秒を超えるような非常に軟質な地盤上で得られた記録はそれ程多くはない。したがってc)により求めた加速度応答スペクトルをそのまま本地点におけるL1とするにはやや問題がある。そこで，ここでは，種々検討した結果，c)により求めた加速度応答スペクトルを包絡する際に，固有周期1.3秒までを加速度応答スペクトルS_A＝一定の領域とし，これ以上の周期では速度応答スペクトルS_V＝一定とすることにより，安全側の応答スペクトルを与えるように配慮した。このようにして求めたL1（h＝5％の場合）を図－4・14に示す。また，h＝5％以外のL1を求めると図－4・15のようになる。ここでは，これらを修正震度法による設計震度（ただし，×1/G倍する）および動的解析（応答スペクトル法）における入力スペクトルとする。



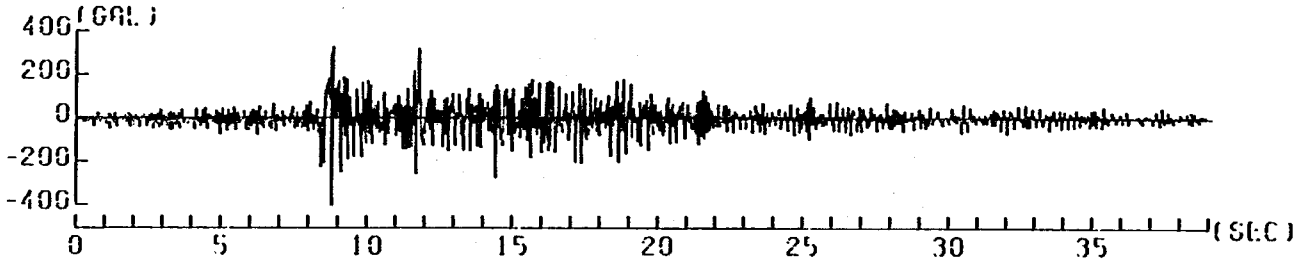
図－4・1　再現期間75年のS_Aスペクトル，M=7，
Δ=50kmのS_Aスペクトル，および，L1



図－4・2　L1および開北橋記録のS_Aスペクトルの比較

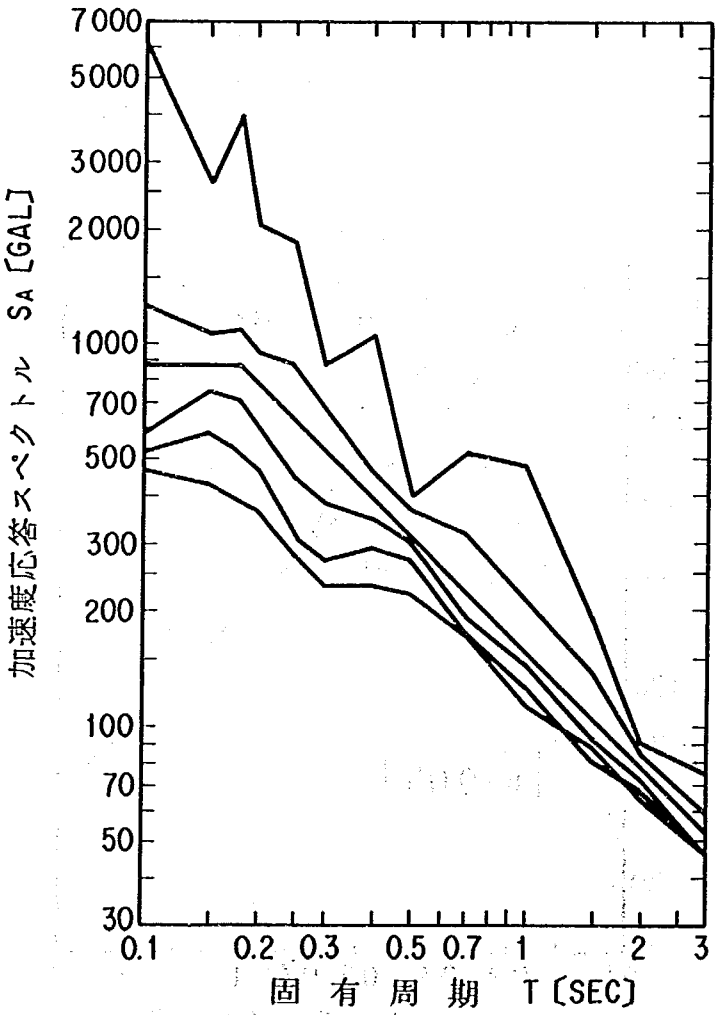


(a) 開北橋記録（１９７８年宮城県沖地震による，最大加速度４１４ gal ）

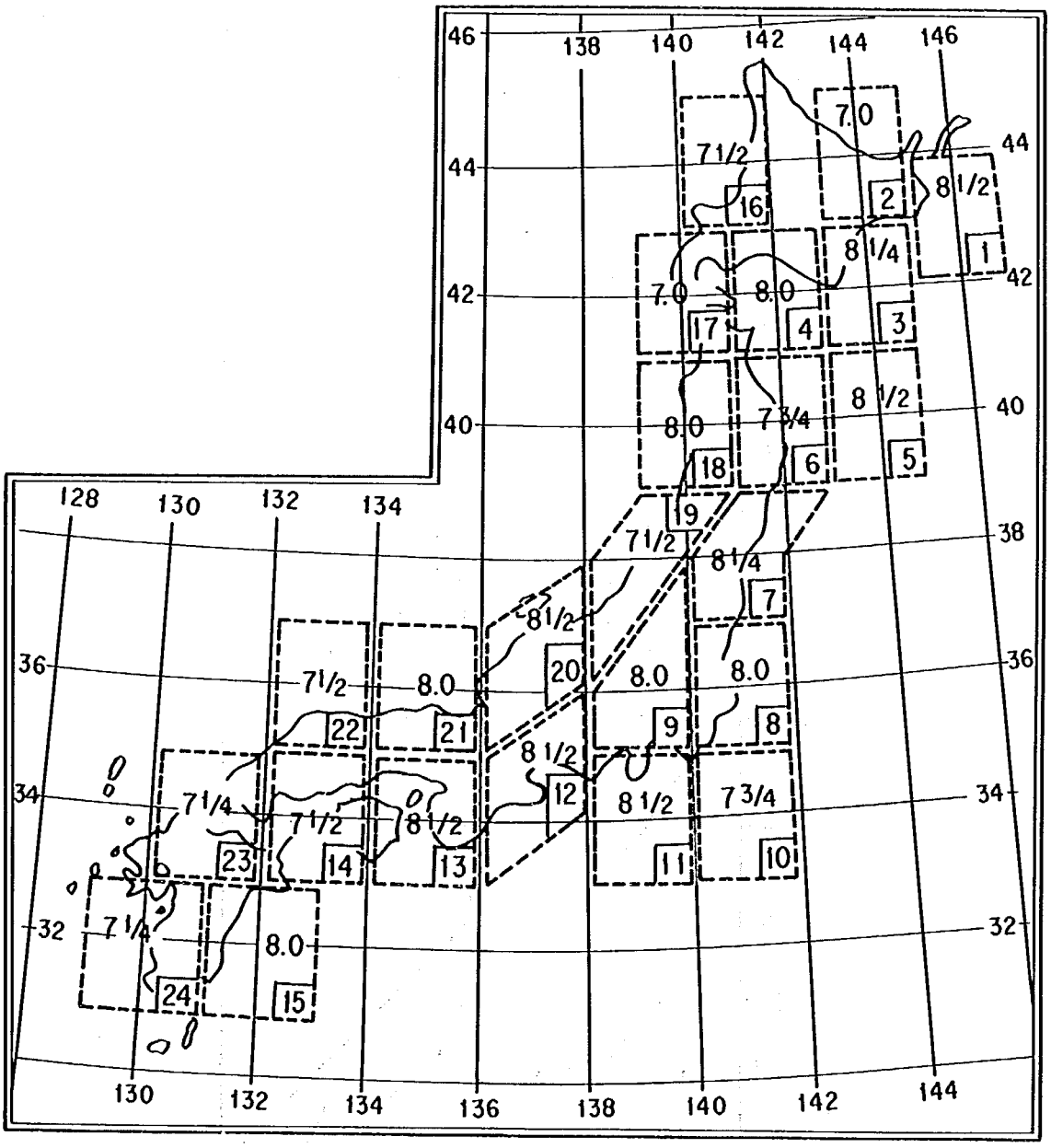


(b) Ｌ－１に一致するよう振幅調整して求めた加速度波形（最大加速度 401 g al ）

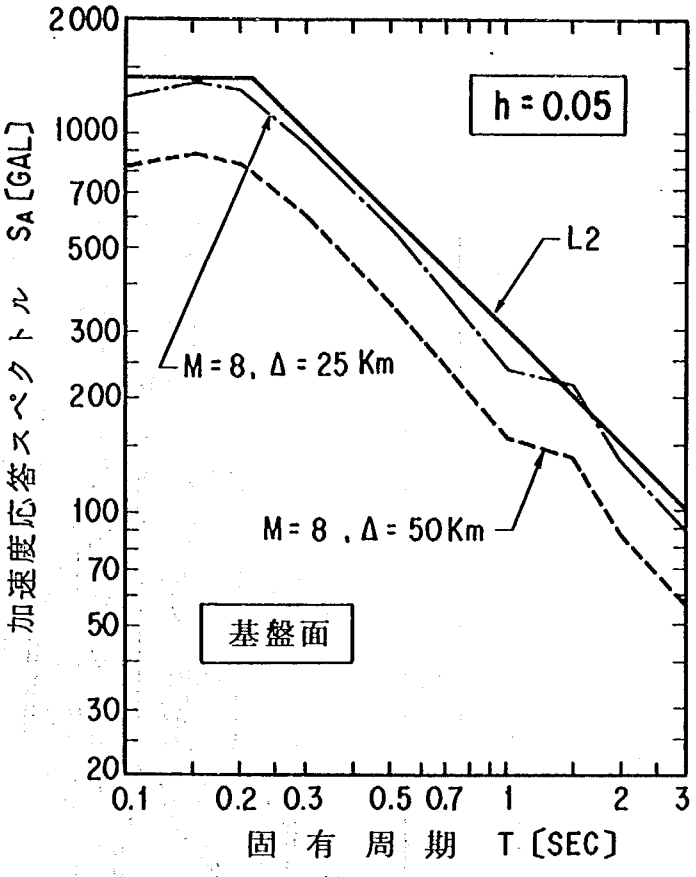
図－４・３　Ｌ－１ 適 合 波 形 の 試 算 例



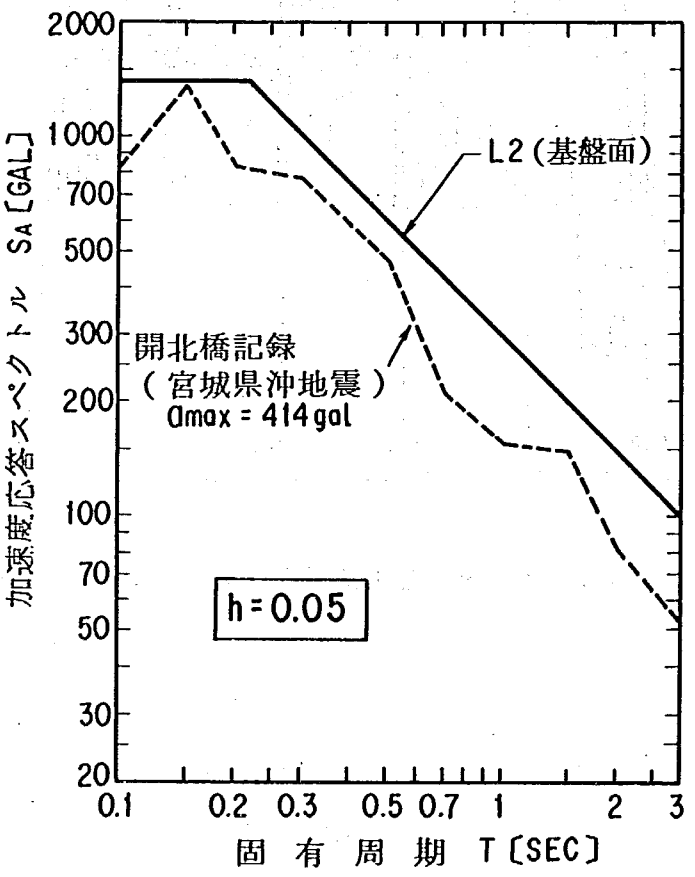
図－４・４　図－４・３(b)の波形の加速度応答スペクトル（h＝0，0.02,0.05,0.1,0.2,0.4）



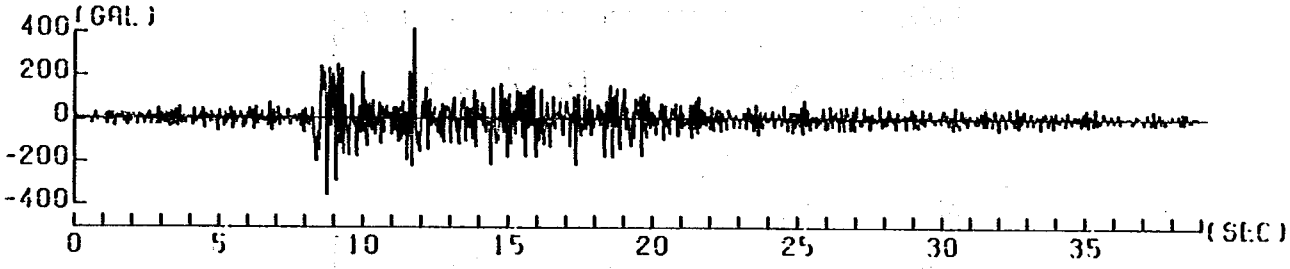
図－４・５　可能最大地震のマグニチュード（暫定分布）



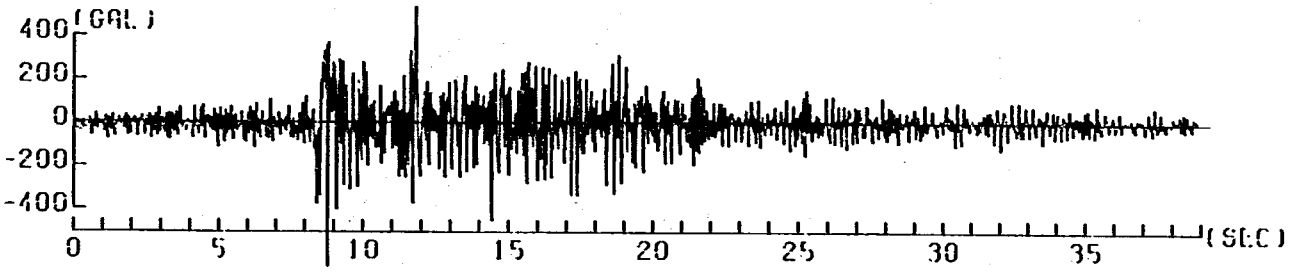
図－４・６　M=8，Δ＝２５kmおよび５０kmの
S_Aスペクトル，および，L2



図－４・７　L2（基盤面）と開北橋記録
（宮城県沖地震）の比較

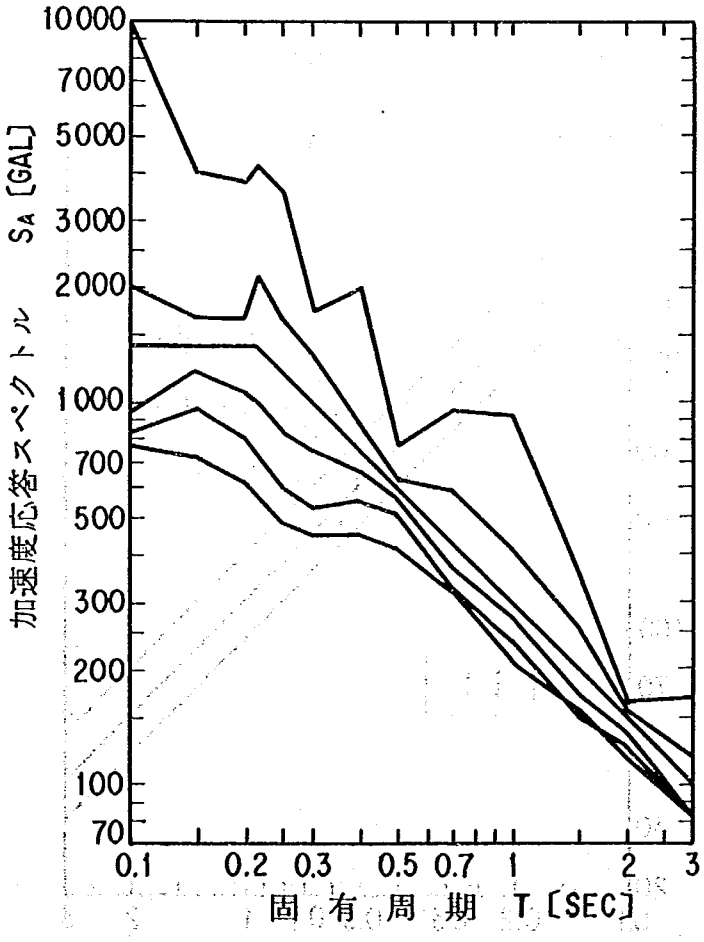


(a) 開北橋記録（１９７８年宮城県沖地震による，最大加速度414 gal）

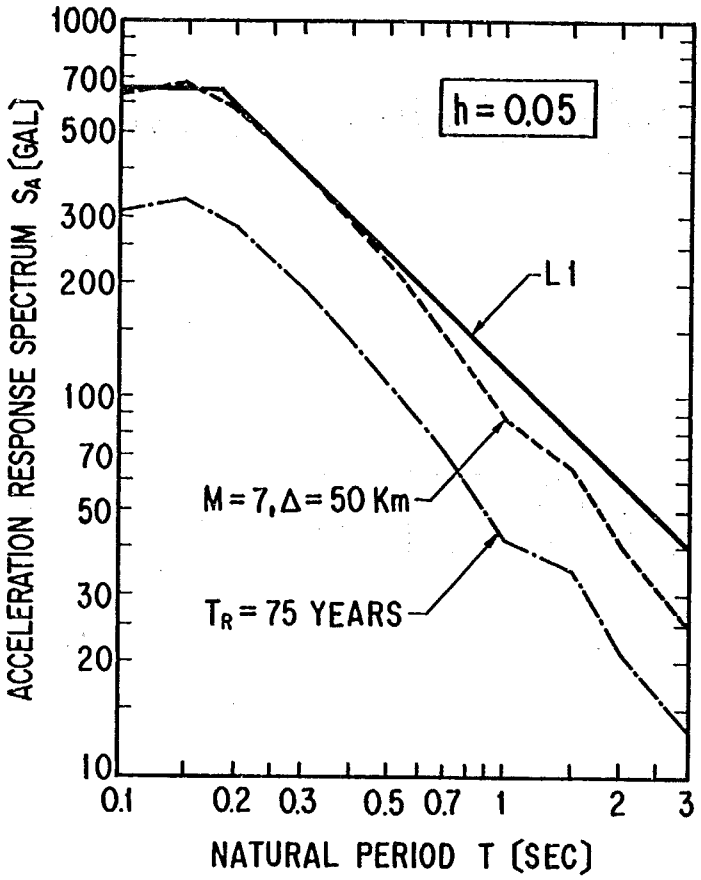


(b) Ｌ２に一致するよう振幅調整して求めた加速度波形（最大加速度663 gal）

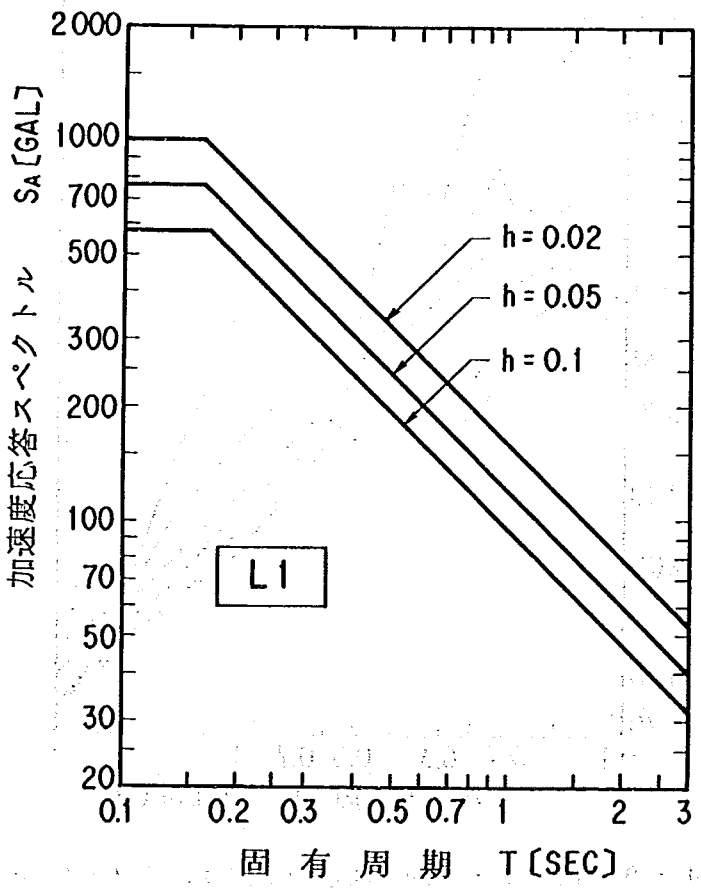
図－４・８　Ｌ２適合波形の試算例



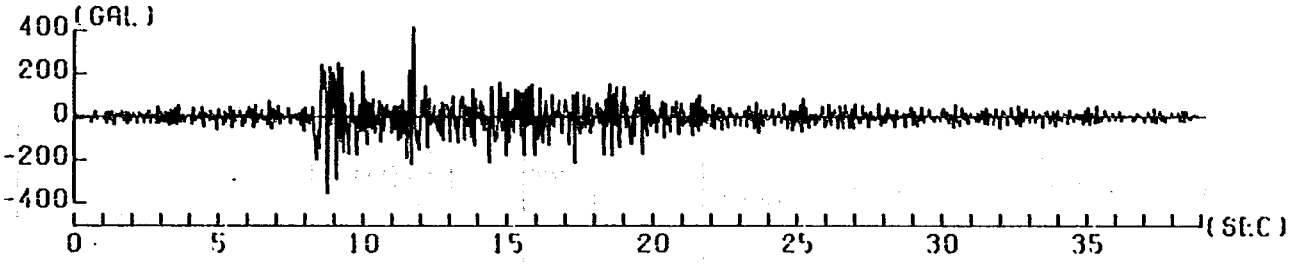
図－４・９　図－４・８(b)の波形の加速度応答スペクトル
（h=0，0.02，0.05，0.1，0.2，0.4）



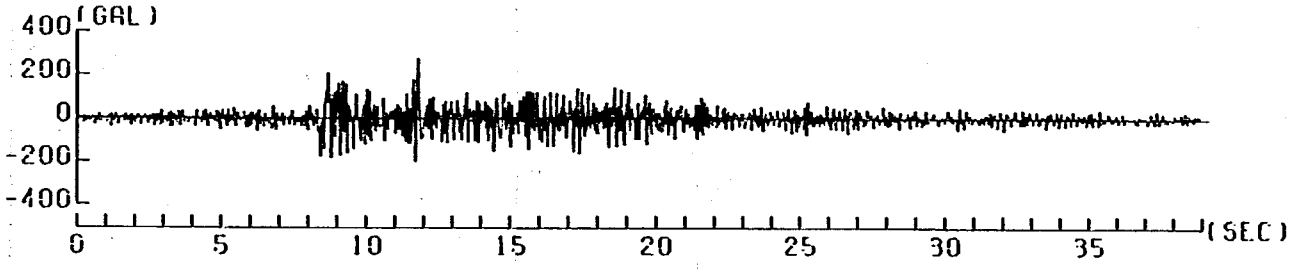
図－４・１０　再現期間７５年の S_A スペクトル，M=7，Δ=５０kmの S_A スペクトル，および，L1



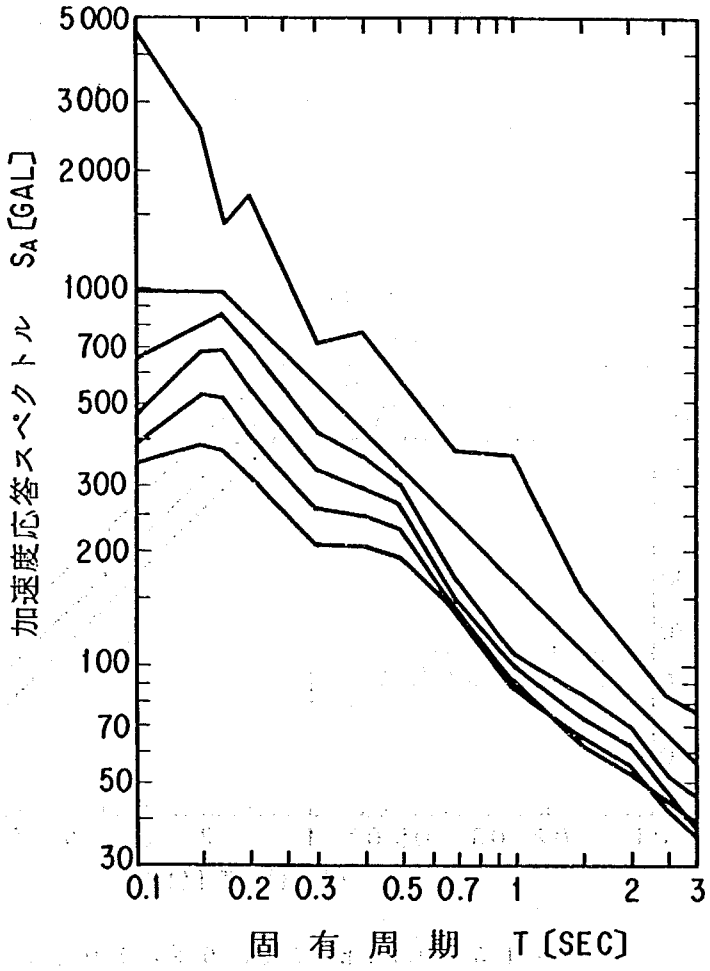
図－４・１１　L1（h=2%，5%，１０%）



(a) 開北橋記録（１９７８年宮城県沖地震による，最大加速度 414 gal ）

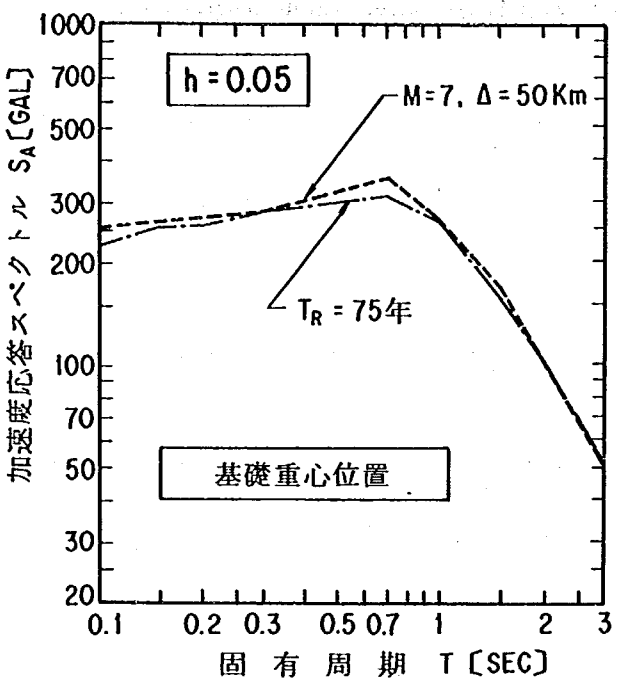


(b) Ｌ１に一致するよう振幅調整して求めた加速度波形（最大加速度 275 gal）

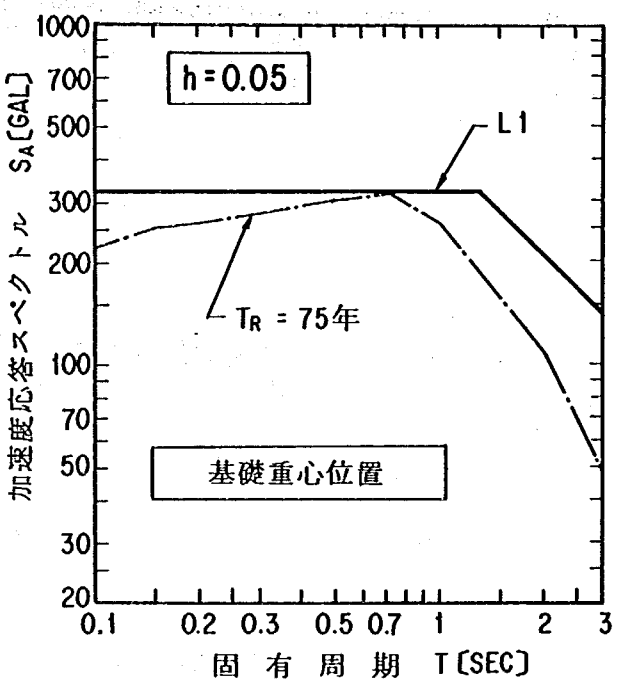


(c) (b)波形の加速度応答スペクトル
（ h＝0， 0.02,0.05,0.1 , 0.2 , 0.4 ）

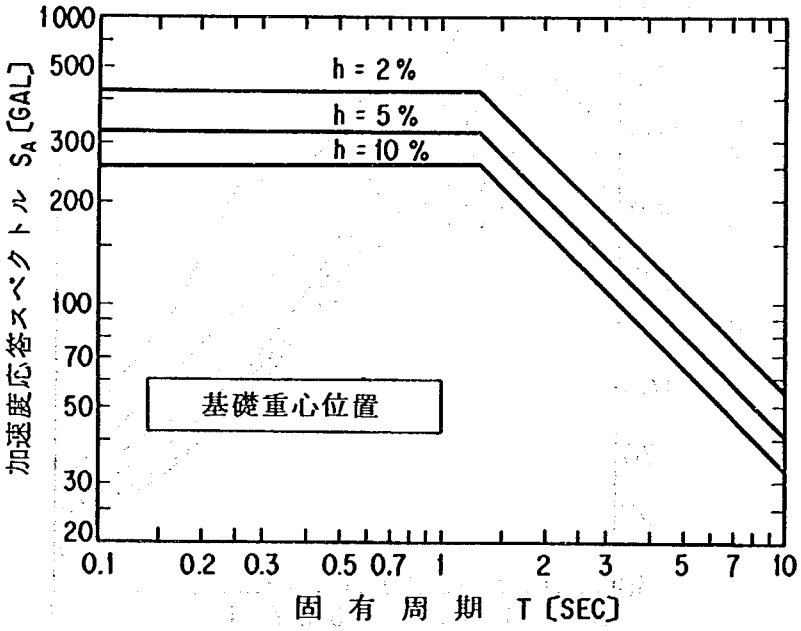
図－４・１２　Ｌ１適合波形およびこの加速度応答スペクトル



図－４・１３　再現期間75年の S_A スペクトル，および，M=7，Δ=50kmの S_A スペクトルの比較



図－４・１４　再現期間75年の S_A スペクトルおよびL1（h=5％）



図－４・１５　L1（h=2％，５％，１０％）

5. ま　と　め

動的解析に用いる入力地震動を設定する際に考慮すべき事項を整理し，目標とする耐震性を構造物の本質的な機能低下の防止と最終的な崩壊の防止の２種類に分け，これらを検討するための入力地震動が持つべき加速度応答スペクトルＬ１，Ｌ２の設定法を提案した。考え方の骨子をまとめると以下のようになる。

1) 当該構造物周辺の既往の地震発生状況から構造物の重要性に応じて定めた再現期間に相当する加速度応答スペクトルを求め，これをなめらかに包絡してＬ１とする。

2) 当該構造物に最も大きな影響を与える地震の規模（マグニチュードＭ）および位置（震央距離 Δ ）を想定し，これにより当該地点で予想される加速度応答スペクトルを求め，これをなめらかに包絡してＬ２とする。

3) 時刻歴地震応答解析を行う場合には上記Ｌ１もしくはＬ２に応答スペクトル特性がよく似た強震記録を抽出し，その応答スペクトルがＬ１もしくはＬ２に一致するよう波形の振幅特性を振動数領域で調整した擬似加速度波形を用いる。

このような考え方によると，従来の入力地震動の決め方に比較し，以下の点を改善することができる。

1) 入力地震動の強度レベルを再現期間によって評価でき，入力の強度を従来よりも合理的に定めることができる。

2) 入力地震動の強度レベルを最大加速度ではなく，加速度応答スペクトルをもととして周期成分ごとに与えるため，従来のように最大加速度が同じでも，波形の周期特性によって構造物に与える影響が異なるといった点が無い。

3) 入力地震動の強度レベルをＬ１およびＬ２と２段階に分けることにより，耐震設計の対象とする地震を明確にすることができる。

4) 基本的には判断を要する事項が少ないため，個人差の少ない入力地震動の波形を定めることができる。

ただし，本手法の適用に際しては，耐震設計の目標水準の明確化，大規模地震の確率的な取り扱い，加速度応答スペクトルのばらつきの取り扱い，地中地震動の特性等，今後に検討を要する事項もまだ残されている。こうした点につき，今後慎重に検討していくことが必要と考えられる。

謝　　辞

2節に示した入力地震動の設定法は(財)高速道路調査会・東京湾横断道路耐震検討会（座長：片山恒雄東京大学教授）において検討された結果を一部使用させていただいた。また，同調査会のトンネル，橋梁構造，人工島の各構造検討委員会においては考え方を整理するうえで種々有益な御意見，御指導を得た。末尾ながら上記検討会ならびに委員会の委員各位に厚くお礼申し上げる次第である。

参　考　文　献

1) 野口　功，伯野元彦，林　聰，栗林栄一，山田善一：耐震設計とその背景，土木学会誌，Vol．68，増刊号，1983．

2) 川島一彦：設計地震力と耐震設計，土木技術資料，Vol．25－11，1983．

3) 荒川直士，川島一彦：動的解析における入力地震動の設定法，土木技術資料，Vol．26－3，1984．

4) 荒川直士，川島一彦，相沢　興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol,26－7，1984．

5) 小堀為雄：耐用年数の定義，土木学会誌，Vol．68，1983．

6) 建設省土木研究所：既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法，土研資料1696号，1981．

7) 岩崎敏男，川島一彦，相沢　興：地震動強度期待値に及ぼす地域区分の影響，土木技術資料，Vol．24－2，昭和57年．

8) 建設省土木研究所：確率手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法，土研資料1992号，1983．

9) 本州四国連絡橋の耐震に関する調査研究報告書，土木学会，1974．

10) 明石海峡大橋の耐震設計に関する調査研究報告書，土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会，昭和53年3月．

11) 国土庁：南関東地域地震被害想定調査2，地震地質に関する調査資料集，昭和57年3月．

12) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和：想定地震に対する地震動強度の推定法，土木技術資料，20－10，昭和53年10月．

13) 建設省新耐震設計法(案)，土研資料1185号，1978．

14) 和佐勇次郎，荒川直士，川島一彦：動的解析に用いる入力地震動波形の設定法，第38回土木学会年次学術講演会，1983．10．

15) 宇津徳治：地震学，共立全書，1979．

16) 力武常次：地震予知・警報論，学会出版センター，1979．

17) The Central Meteorological Observatory：The Catalogue of Major Earthquakes Which Occured in Japan (1885－1950)，1952.

18) 気象庁：日本付近の主要地震の表(1926－1956)，1958.

19) 宇津徳二：1885年～1925年の日本の地震活動，震研彙報，Vol．54，1979.

20) Yegian, M.K.：State－of－the－Art for Assessing Earthquake Hazards in the United States－Probabilistic Hazard Analysis, Miscellaneous Paper S－73－1，WES．1979.

21) Der Kiureghian, A. and Ang, H-S : A Fault-Rupture Model for Seismic Risk Analysis, BSSA, Vol. 67, №4, 1977.

22) Cornell. C. A. and Merz, H. A. : Seismic Risk Analysis of Boston, Proc, ASCE. Vol. 101, №ST10, 1975.

23) Cornell, C. A. : Engineering Seismic Risk Analysis, BSSA, Vol. 58, №5, 1968.

24) 活断層研究会：日本の活断層 — 分布図と資料 —，東京大学出版会，1980.

25) 勝又　護：日本列島およびその周辺におけるサイスミシティとそれに関連する諸問題，験震時報，第35巻，第3，4号，1970.

26) 勝又　護：日本付近の地震の分布と活動,(I), (II), (III)，地震，第2号，第19巻，1966, 第20巻，1967, 第20巻，1967.

27) 建設省土木研究所振動研究室：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法 —（その1）水平2成分合成の影響 —，土木研究所資料，第1765号，昭和57年3月.

28) 建設省土木研究所振動研究室：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法 —（その2）地震応答加速度スペクトルに及ぼす減衰定数の影響 —，土木研究所資料，第1841号，昭和57年7月.

29) 建設省土木研究所振動研究室：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法 —（その3）最大加速度，速度，変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の開発 —，土研資料，第1864号，1982. 11.

30) 建設省土木研究所振動研究室：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法 —（その4）最大加速度，最大速度，最大変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討 —，土研資料，第1993号，1983. 3.

31) 建設省土木研究室振動研究室：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法 —（その5）減衰定数による地震応答加速度スペクトルの補正式の開発 —，土研資料第2001号，昭和58年7月.

32) 川島一彦，高木義和，相沢　興：ディジタイザーによるSMAC型強震計記録の数値化精度，土木学会論文報告書，№324，1982.

33) 川島一彦，高木義和，相沢　興：数値化精度を考慮したSMAC－B_2型強震計記録の計器補正法および変位計算法，土木学会論文報告書，№325，1982.

34) 川島一彦，相沢　興，高橋和之：最大地震動および応答スペクトルの推定式に及ぼす強震記録の水平2成分合成の影響，土木学会論文報告集，第329号，1983.

35) 川島一彦，相沢　興，高橋和之：地震応答スペクトルに及ぼす減衰定数の影響，土木学会論文報告集，第335号，1983.

36) 川島一彦，相沢　興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法，土木学会論文集，Vol. 344，昭和59年4月.

37) 川島一彦，相沢　興：強震記録の重回帰分析による加速度応答スペクトルの距離減衰式，土木学会論文集（投稿中）．

38) 川島一彦，相沢　興，高橋和之：強震記録の重回帰分析による地震動の最大加速度，最大速度および最大変位の推定式，土木技術資料，Vol．26－2，昭和59年2月．

39) 建設省土木研究所，建設省関東地方建設局：東京湾沿岸における地中地震観測記録（第1報），土研資料第1718号，昭和56年．

40) 建設省土木研究所：東京湾沿岸における地中地震動特性の解析，土木研究所資料，第1852号，昭和57年7月．

41) 川島一彦，相沢　興，高橋和之：東京湾沿岸における地中地震動特性，土木技術資料，Vol．24－11，1982.

42) 建設省土木研究室振動研究室：地震災害危険度解析に用いる我国周辺の地震活動の地域区分および可能最大地震の規模，土研資料第2098号，1984.

付属資料-1

地震応答スペクトルの期待値の解析

付属資料－1. 地震応答スペクトルの期待値の解析

1.1 解析手法の概要[2)3)6)8)]

任意の構造物建設地点の周辺において過去に発生した地震の規模とその発生頻度の関係はGutenberg-Richterにより次式で表わされるとされている。

$$\log_{10} N(m) = a - bm \qquad (1\cdot1)$$

ここで，

$N(m)$：マグニチュードMがm以上である地震の発生回数

a，b：定数

式（1・1）は，a，b等の定数を地域ごとに変化させることにより，既往の地震資料をよく表わすといわれている。しかしながら，式（1・1）は原理的にMの大きい地震は発生頻度が減少するだけで，地震の規模は有限であり，ある限界値以上のMの地震は生じ得ないという事実を反映していない。このような点を解析に取り入れるために，起こり得る最大の地震のマグニチュードm_uをパラメータとして，式（1・1）を次のように修正する方法が提案されている。

$$\left.\begin{aligned} &\log_{10} N(m) = a - bm \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots m \leqq m_u \\ &N(m) = 0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots m > m_u \end{aligned}\right\} \qquad (1\cdot2)$$

もしくは，

$$\left.\begin{aligned} &\log_{10} N(m) = a - bm + \log(m_u - m) \cdots\cdots\cdots\cdots m < m_u \\ &N(m) = 0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots m \geqq m_u \end{aligned}\right\} \qquad (1\cdot3)$$

式（1・2），式（1・3）は一般にそれぞれ，切りつめたGutenberg-Richter（truncated G-R formula），および改良Gutenberg-Richter式（modified G-R formula）と呼ばれている。式（2・2），式（2・3）のいずれが実際の地震発生状況とよく一致するかは地域特性等もありすぐにはわからないが，いま，式（1・2）を使用した場合には，地震発生の累積密度関数$F_M(m)$は次式となる。

$$F_M(m) = P(M < m \mid m_o \leqq m \leqq m_u)$$

$$= \frac{1 - \exp[-\beta(m - m_o)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_o)]} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots m_o \leqq m \leqq m_u \qquad (1\cdot4)$$

ここで，m_oは式（1・2）により対象とする地震の最小マグニチュードであり，また，$\beta = b\ln 10$である。また，式（1・4）に対応する確率密度関数$f_M(m)$は次式となる。

$$f_M(m) = \begin{cases} \dfrac{\beta\exp[-\beta(m - m_o)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_o)]} \cdots\cdots\cdots\cdots m_o \leqq m \leqq m_u \\ 0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{その他} \end{cases} \qquad (1\cdot5)$$

ここで，地震動の距離減衰特性を次式で与える。

$$y = f(m,\ r) \qquad (1 \cdot 6)$$

ここで，

y：地震動の加速度応答スペクトル（広義には，解析対象とする地震動の特性値）

r：震央距離（広義には，距離減衰の指標となる距離）

たとえば，道路橋示方書・耐震設計編の付属資料，「設計地震入力に関する資料」には次の形の距離減衰式が示されている。

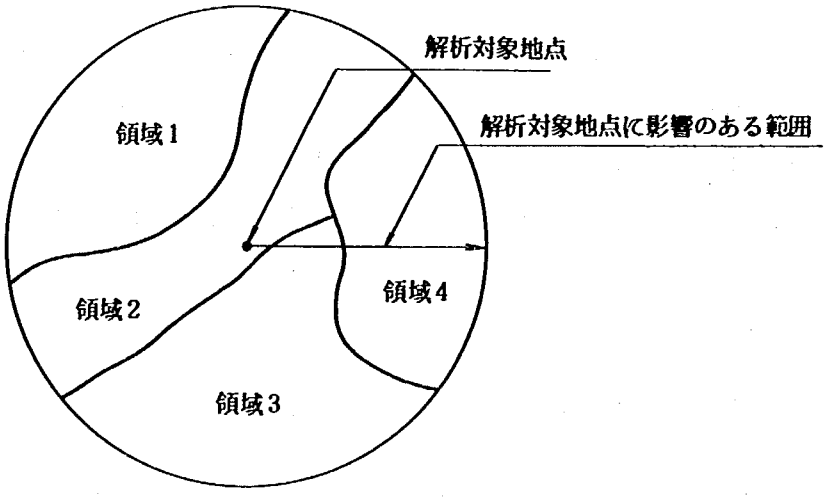
$$f(m,\ r) = A \times 10^{Bm} \times (r + r_0)^C \qquad (1 \cdot 7)$$

式（１・６）を変換すれば，mおよびrはそれぞれ次式で与えられる。

$$\begin{aligned} m &= g_1(y,\ r) \\ r &= g_2(y,\ m) \end{aligned} \qquad (1 \cdot 8)$$

式（１・４）および式（１・８）を用いれば，地震動強度の期待値は以下のように定式化できる。すなわち，いま，地震発生状況の違いを，(i)同一の規模の地震の平均発生回数が異なること，および，(ii)生じ得る最大の地震の規模が異なることによるとし，このような点を解析に反映させるため，ここでは以下の仮定をおく。

(i) 対象地点周辺の解析対象範囲を図－１・１に示すように多数の小領域（以下，これをサブゾーンと呼ぶ，ＳＺ＝1，2 …… n）に分割する。



図－１・１　サブゾーンの分割

(ii) サブゾーンは，解析地点を中心とする円心円の半径および余弦を与え，これらの集合として定義する。

(iii) 年平均発生回数および最大地震の規模はサブゾーンごとに評価する。

いま，サブゾーンの個数をN，第 i サブゾーンの単位面積当たりの年平均地震発生回数を $\bar{\nu}_i$，最大地震のマグニチュードを m_{ui} とすれば，第 i サブゾーンでYが y を超える確率は次式で与えられる。

$$P(Y>y \mid E_i)=P(M>m \mid E_i) \qquad (1\cdot 9)$$

ここで，$m=g_1(y,\ r)$ であり，切りつめたG－R式の場合には，式（2－4）より，

$$P(M>m \mid E_i)=1-\frac{1-\exp[-\beta_i(g_1(y,\ r)-m_0)]}{1-\exp[-\beta_i(m_{ui}-m_0)]} \qquad (1\cdot 10)$$

となる。したがって，第 i サブゾーンの範囲を $r_i=r_{2i}\sim r_{1i}$，$\theta_i=\theta_{2i}\sim\theta_{1i}$ とすれば，第 i サブゾーン内で，$Y>y$ となる地震の発生回数は次式で与えられる。

$$\int_{\theta_{1i}}^{\theta_{2i}}\int_{r_{1i}}^{r_{2i}} P(M>m \mid E_i)\,\bar{\nu}_i\, r dr d\theta$$

$$=\bar{\nu}_i\,\theta_i\int_{r_{1i}}^{r_{2i}}\left\{1-\frac{1-\exp[-\beta_i(g_1(y,\ r)-m_0)]}{1-\exp[-\beta_i(m_{ui}-m_0)]}\right\} r dr \qquad (1\cdot 11)$$

したがって，$Y>y$ となる地震発生回数を全サブゾーンに対して求めると式（1・11）より，

$$\sum_{i=1}^{N}\bar{\nu}_i\,\theta_i\int_{r_{1i}}^{r_{2i}}\left\{1-\frac{1-\exp[-\beta_i(g_1(y,\ r)-m_0)]}{1-\exp[-\beta_i(m_{ui}-m_0)]}\right\} r dr \qquad (1\cdot 12)$$

となり，これより再現期間 T_R は次式で与えられる。

$$T_R=\frac{1}{\sum_{i=1}^{N}\bar{\nu}_i\,\theta_i\int_{r_{1i}}^{r_{2i}}\left\{1-\frac{1-\exp[-\beta_i(g_1(y,\ r)-m_0)]}{1-\exp[-\beta_i(m_{ui}-m_0)]}\right\} r dr} \qquad (1\cdot 13)$$

以上で，地震動の強度 y と再現期間 $T_R(y)$ の関係が求められたが，ここで，構造物の耐用年数 T_D を導入し，この期間内に再現期間 $T_R(y)$ の地震動強度が発生する確率を求めてみる。すなわち，$P[Y>y,\ T_D]$ は，

$$P[Y>y,\ T_D]=1-\{1-P[[Y>y,\ t=1]\}^{T_D} \qquad (1\cdot 14)$$

ここで，再現期間はその定義から，$P[Y>y,\ t=1]$ の逆数であるから式（2・14）は次式となる。

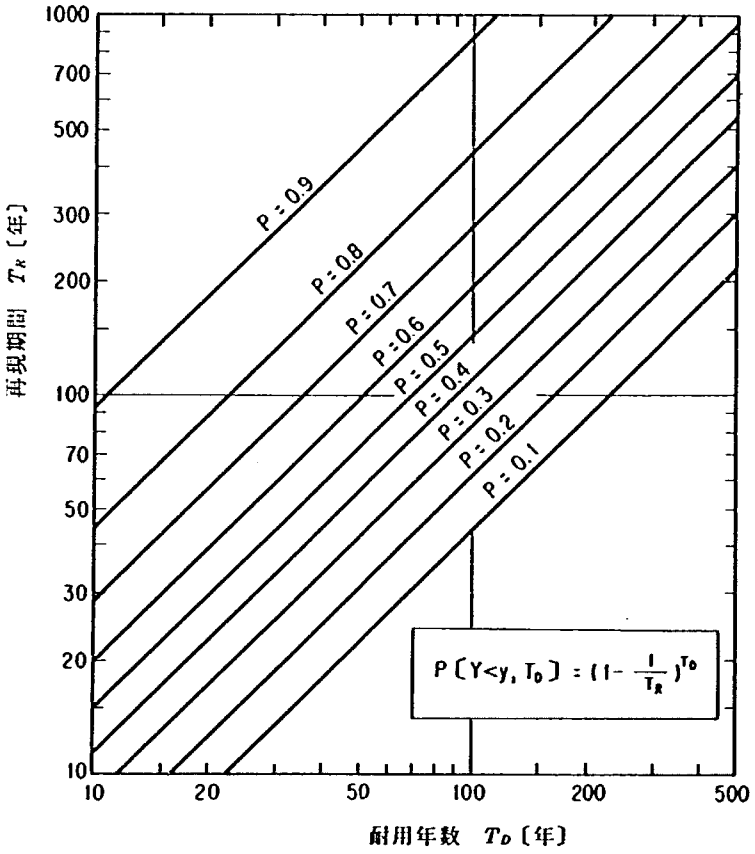
$$P[Y>y,\ T_D]=1-\left\{1-\frac{1}{T_R(y)}\right\}^{T_D} \qquad (1\cdot 15)$$

したがって，T_D年間にYが y を超さない確率（非超過確率）$P[Y<y,\ T_D]$ を求めると，

$$P[Y<y,\ T_D]=\left\{1-\frac{1}{T_R(y)}\right\}^{T_D} \qquad (1\cdot 16)$$

となる。式（1・16）より，$P[Y<y,\ T_D]$ をパラメータとし，$T_D\sim T_R$ の関係を示すと，図－1・2のようになる。

以上の解析方法に基づいて，土木研究所では設計地震動強度の期待値解析プログラムＲＩＳＫ－２を開発した。なお，詳細については，参考文献 2)3)6)8) を参照していただきたい。



図－１・２　再現期間 T_R〔年〕～耐用年数 T_D〔年〕～非超過確率 $P[Y<y, T_D]$ の関係

付属資料-2

加速度応答スペクトルの推定式(距離減衰式)

付属資料－2. 加速度応答スペクトルの推定式（距離減衰式）

本文式（２・４）は減衰定数５％の加速度応答スペクトル$\widetilde{S}_A$（T，0.05）を，地震のマグニチュードM，震央距離Δ〔Km〕の関数として１～３種の地盤種別ごとに与える推定式である。すなわち，

$$\widetilde{S}_A(T,\ 0.05) = a(T,\ GC) \times 10^{b(T,\ GC)M} \times (\Delta + 30)^{-1.178} \qquad (2 \cdot 1)$$

本式の特徴は以下の通りである。

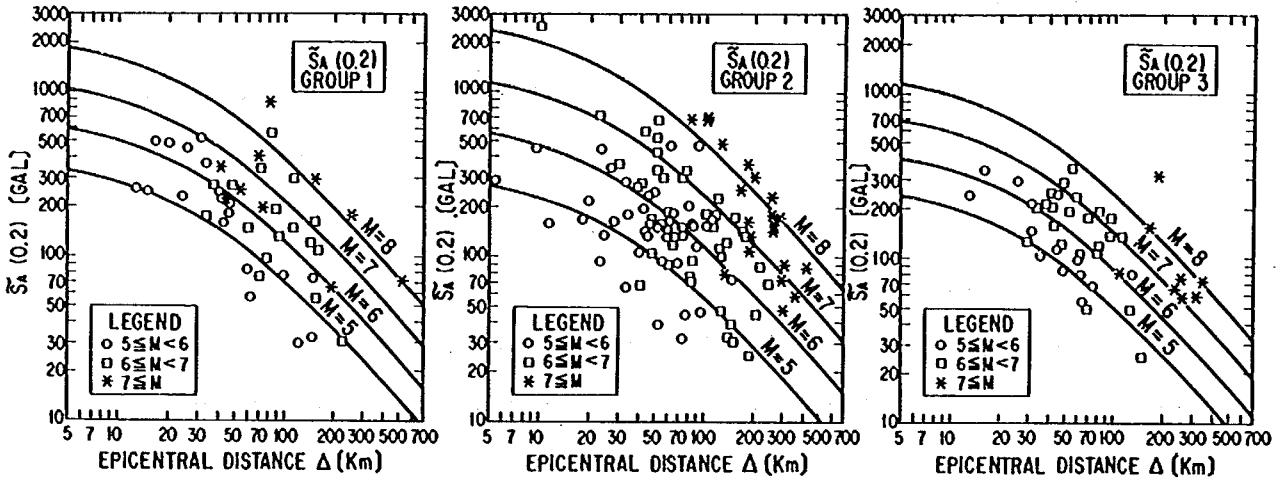
1) 我国の地盤上６７地点において合計８８回の浅発地震（震源深さ６０Km未満）によりSMAC型強震計により得られた２@１９７組の水平加速度強震記録（水平２成分）を解析して得られたものである。

2) 数値化精度を考慮したSMAC型強震計の短周期補正を加えている。

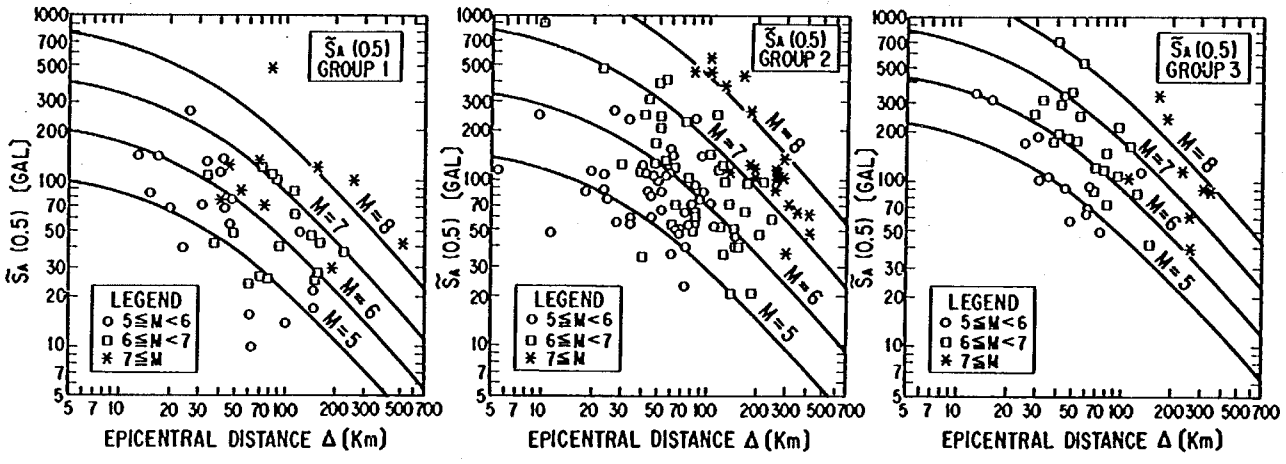
3) 水平２成分を水平面内で合成し，絶対最大となる加速度応答スペクトルを求めている。したがって，どの方向から地震動が構造物に作用したとしても，これを上廻ることはないと考えられる。

式（２・１）により$\widetilde{S}_A$スペクトルが震央距離Δによりどのように変化するかを代表的な固有周期T（T＝0.2秒，0.5秒，２秒）に対して示した結果が図－２・１である。また，代表的なマグニチュードMおよび震央距離Δに対して，$\widetilde{S}_A$スペクトルを試算すると図－２・２のようになる。

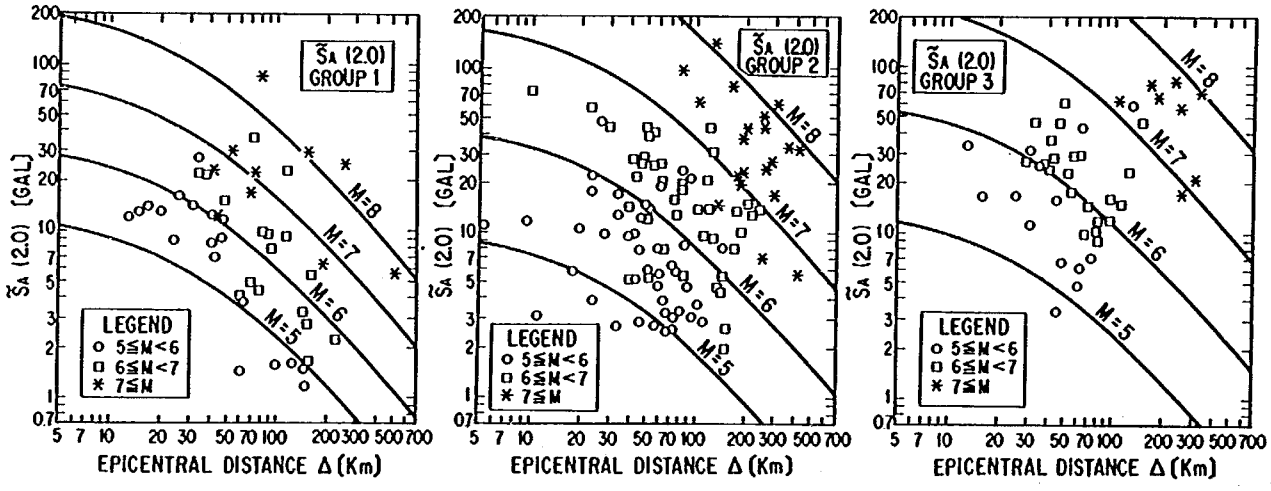
なお，本スペクトルの詳細については，参考文献30) 37) を参照していただきたい。



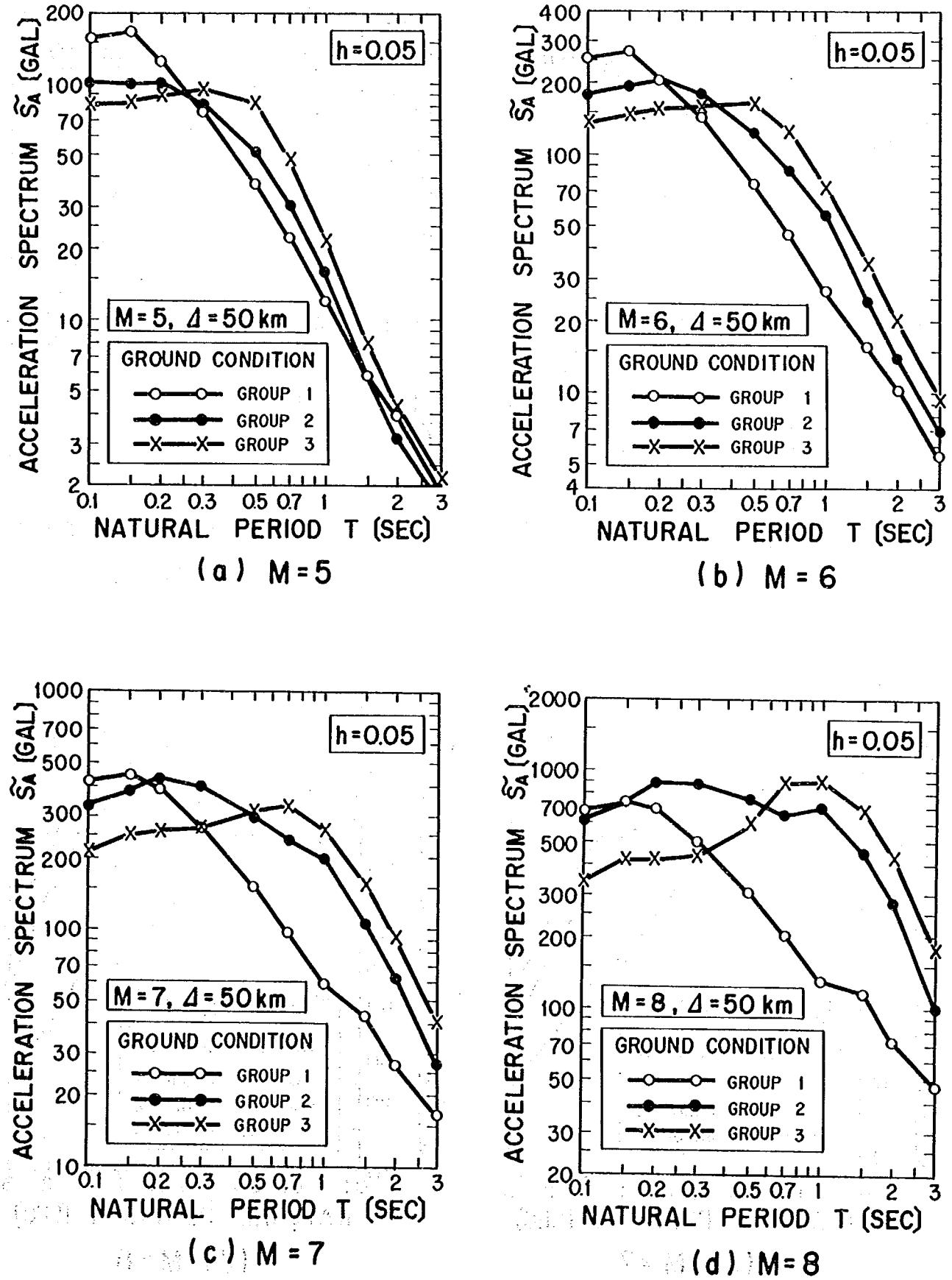
図－２・１(1)　$\tilde{S}_A$（0.2）の距離減衰特性



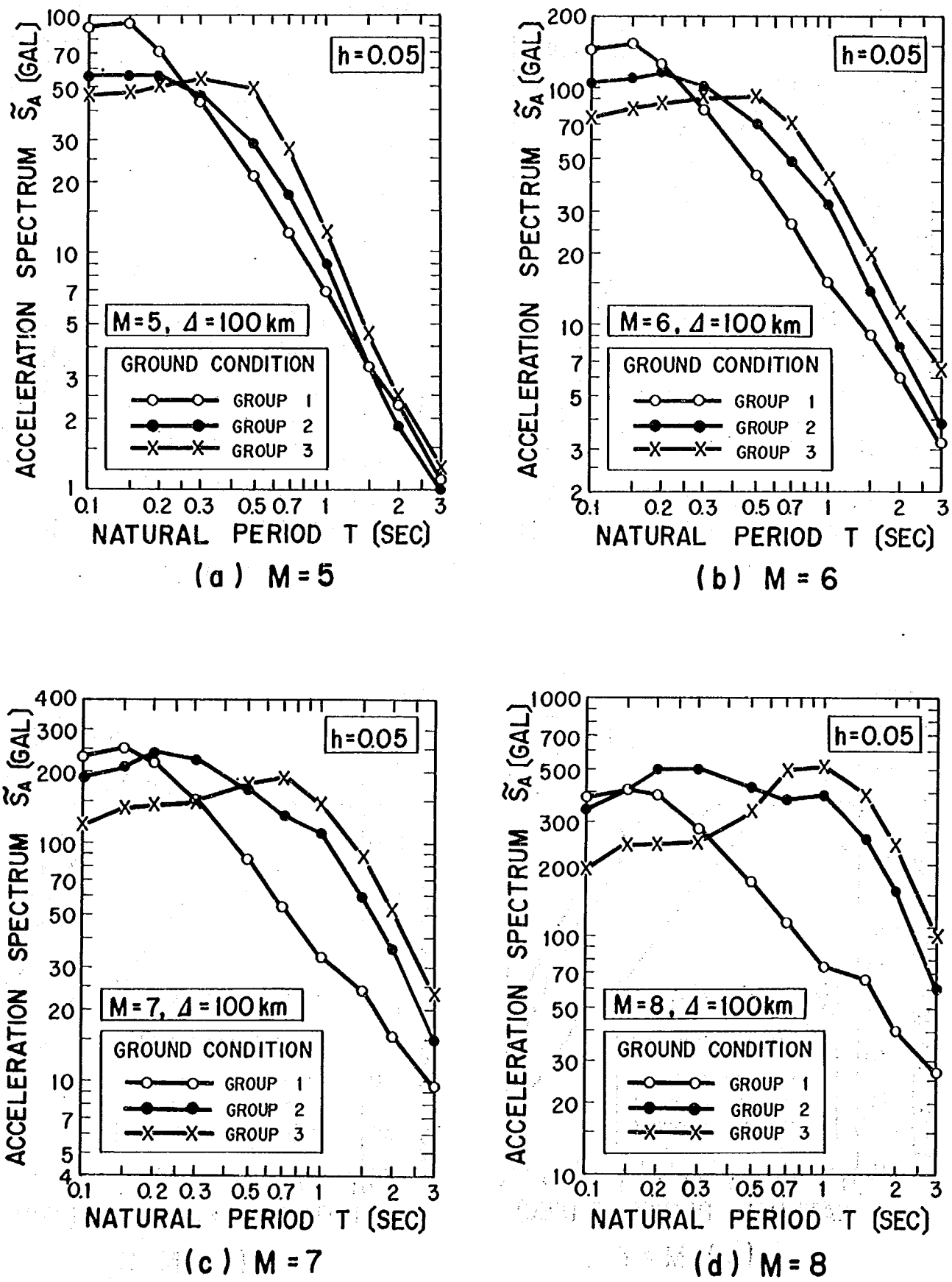
図－２・１(2)　$\tilde{S}_A$（0.5）の距離減衰特性



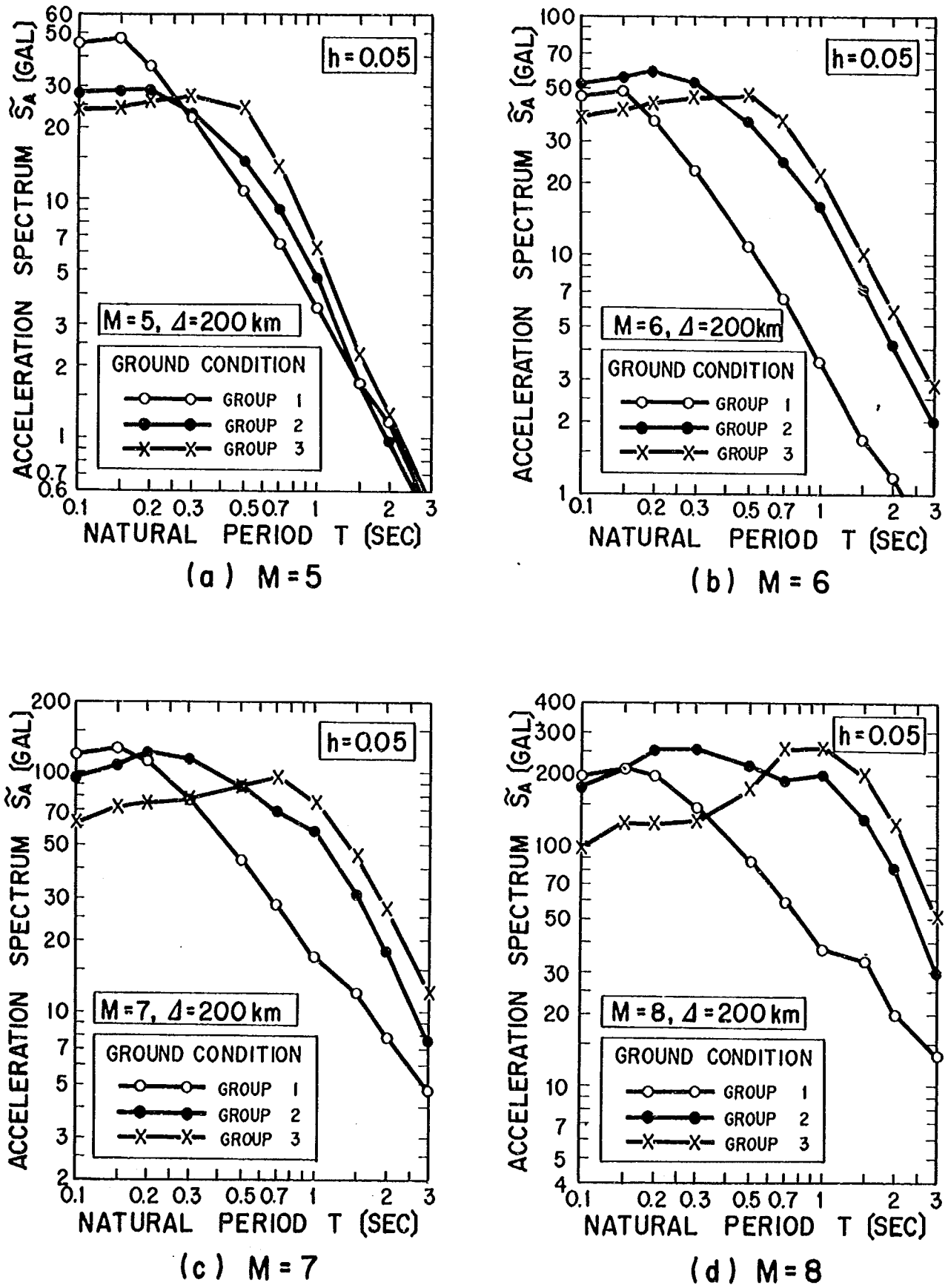
図－２・１(3)　$\tilde{S}_A$（2.0）の距離減衰特性



図－2・2(1) $\tilde{S}_A$ スペクトル（Δ＝50kmの場合）



図－２・２(2)　$\tilde{S}_A$ スペクトル（Δ＝１００kmの場合）



図－2・2(3)　$\tilde{S}_A$ スペクトル（Δ＝２００kmの場合）

動的解析用入力地震動の設定法

ISSN 0386-5878
土研資料 第2120号
昭和59年3月(1984年)
荒川直士
川島一彦

キーワード 耐震設計，動的解析，入力地震動

要旨

本資料は，動的解析の目的を分類し，これに基づいて入力地震動に必要とされる事項を整理するとともに，当該構造物周辺の既往地震活動と構造物に最も大きな影響を与える地震の両者から，動的解析に用いる入力地震動を一定の手順に従って設定する手法を提示しようとするものである。

郵便はがき

40円切手をはって下さい。

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
地震防災部振動研究室 御中

No. 155

No. 155

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2120号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏 名　　㊞

土研資料２１２０号
動的解析用入力地震動の設定法