

基盤不整形性の影響の設計震度スペクトルへの導入に関する基礎的検討

江尻讓嗣*・後藤洋三**

表層地盤が比較的軟弱で基盤層との動的剛性比IPが小さい場合には表層地盤の共振現象や地盤の不整形性の影響による地震動の増幅が生じやすい。ここでは、数10~100m程度の規模の基盤不整形構造が地震動に及ぼす影響をFEM地震応答解析により調査し、その結果と弾性波動論に基づき、基盤不整形構造が地震動に及ぼす影響を地震荷重を表す設計震度スペクトルの形で簡易的に予測評価する方法を提案した。

Key Words: topographical irregularities, basin, inclined base layer, soil response analyses, simple formulation

1. まえがき

構造物に作用する地震荷重としての地震動を予測することは地震工学において重要な研究課題の一つである。

現在、この地震動特性を予測する際には影響要因を、震源・伝播経路・局所的な地盤条件の3つに分けて考えることが一般的である。震源の問題は、近年の理論断層モデルや半経験的断層モデル手法の進捗により断層の破壊過程の地震動への影響をある程度の精度で取り込むことが可能になってきており、現在も精力的な研究が進められている。伝播経路に関しては地震波が最も長く留まる媒質であるという意味において特に地震動特性への影響が大きき要因であるが、構造、物性の情報量の不足と複雑さのためか、地震観測記録を用いたインバージョン手法による減衰能Q値の評価や経験的なアテニュエーション等を対象とした研究が多い。

最後の局所的な地盤条件は、過去の多数の地震被害の分布が構造物が建設されている地点の表層地盤条件あるいは周辺のやや広い領域での地質条件と良く対応することから、古くから注目されてきた。しかしながら、既往の研究では、局所的な地盤条件や地質条件の相異が地震動特性に及ぼす影響として地震動特性（特に最大加速度等）と表層地盤の物性との関連が主に論じられており、現実の地形や地盤構成を非常に理想化した形で、特に構造物周辺の極く限られた領域のある深さまでを、水平方向に無限に連続する水平成層地盤の一部のように見なし問題を取り扱うことが多い。例えば1989年のロマリエタ地震では、サンフランシスコ湾岸地域に広く分布するベイマッドと呼称される軟弱粘性土からなる地層による地震動の顕著な増幅が水平成層地盤の増幅として注目を集めたことは記憶に新しい¹⁾。

しかし、地盤上での地表面地震動が上述のような理想化された条件を満たすような例は現実には多くは存在しない。すなわち、何らかの形で地盤の不整形性の影響が地震動特性に含まれているものと考えられる。

不整形構造が地震動特性に及ぼす影響に関する既往の研究については、地震学的立場からの解析的アプローチが主で定性的な議論がなされることが多かった。例えば1985年のメキシコ地震の際にメキシコシティで観測された継続時間の長い周期数秒の地震動成分の生成は、その堆積盆地構造に起因することが定性的ではあるが解析により確かめられている²⁾。

ところが、現状ではこのような不整形構造が地震動特性に及ぼす影響に関する研究から得られた知見が構造物の耐震設計や防災対策に十分に反映されているとは言い難い。その理由として、地震学で取り扱う不整形構造の次元（数10~100kmのオーダー）が実構造物のそれに比べてはるかに大きいこと、構造物建設地点の地盤の不整形構造に関する情報が不足していること、工学的アプローチを試みた研究であってもその成果がケーススタディ的であったこと等が考えられる³⁾。そこでこの研究では、工学的次元（数10~100mのオーダー）での不整形構造の地震動に及ぼす影響を検討し、さらに設計段階においてその影響を地震荷重を表す設計震度スペクトルの形で簡易的に予測評価する方法を検討した。

この報告の第2章ではFEM地震応答解析により代表的な基盤不整形構造が地震動特性に及ぼす影響について調査した内容を述べる。第3章では第2章の結果を基に基盤不整形構造による地盤応答特性を簡便に予測評価する式を提案する。第4章では既往の解析例や観測例に見られる地盤応答と評価式によるそれとを比較することによりここで提案した評価式の適用性を検討する。第5章では本論文のまとめと今後の課題について言及する。

*正会員 工修 (株)大林組技術研究所 土木第五研究室
(〒204 東京都清瀬市下瀬戸4-640)

**正会員 工博 (株)大林組技術研究所 土木第五研究室 室長

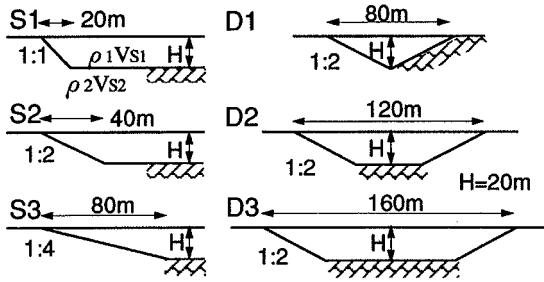


Fig.1 Topographical models

Table 1 Soil properties

動的剛性比 $I_p = \frac{\rho_1 V_{S1}}{\rho_2 V_{S2}}$	1/6	1/4	1/3	1/2
密度 ρ_1, ρ_2 (ton/m ³)	1.8/9.8			
表層せん断波速度 V_{S1} (m/sec)	100	150	200	150
基盤せん断波速度 V_{S2} (m/sec)	600	600	600	300
減衰定数 h_1, h_2	0.05			

2. FEM地震応答解析による代表的な不整形構造の影響評価

設計震度スペクトルに簡易的に不整形構造の影響を取り込むためには、まず不整形構造と表層地盤の物性が表層地盤の地震応答特性に及ぼす影響の全体像を概略ではあれ明らかにする必要があります。

過去の研究において地震観測や解析的アプローチによりこれらの特性を明らかにしようとする試みが多数行われてきたが、個々が独立したケーススタディで典型的にまとめることが困難であった。そのため、ここではFEM地震応答解析によるパラメトリックなケーススタディをできるだけ多数行い、不整形構造の影響を簡易的にモデル化するための標準群を作成した。

(1) 不整形構造

代表的な不整形構造として表層地盤と基盤層からなる2層系の基盤不整形を取り扱うこととし、Fig.1に示すような片側が傾斜基盤で反対が開放されている片側傾斜(以下、Sタイプ)と堆積盆地状の両側傾斜(以下、Dタイプ)の2種類について検討した。Sタイプの場合は基盤の傾斜勾配を1/1, 1/2, 1/4と変えたS1, S2, S3の3モデル、Dタイプは両側の基盤傾斜勾配を1/2に固定し盆地底幅を傾斜部水平距離の0.1, 0.2倍としたD1, D2, D3の3モデルとし、合計6種類の不整形構造モデルについて地震応答解析を実施した。地震応答解析では、すべてのモデルにおいて表層地盤の最大層厚Hを20mに設定した。

(2) 地盤物性

地盤が層構造を成す場合には層間の動的剛性比 I_p (波動インピーダンス比)によって震動振幅の増幅率が大きくなることが地震観測や解析により明らかになっている。

そこで、ここでは不整形構造における表層地盤と基盤層の動的剛性比 I_p を重要なパラメータと考え、1/6, 1/4, 1/3, 1/2の4種類に設定した。個々の地盤層の具体的な物性値に

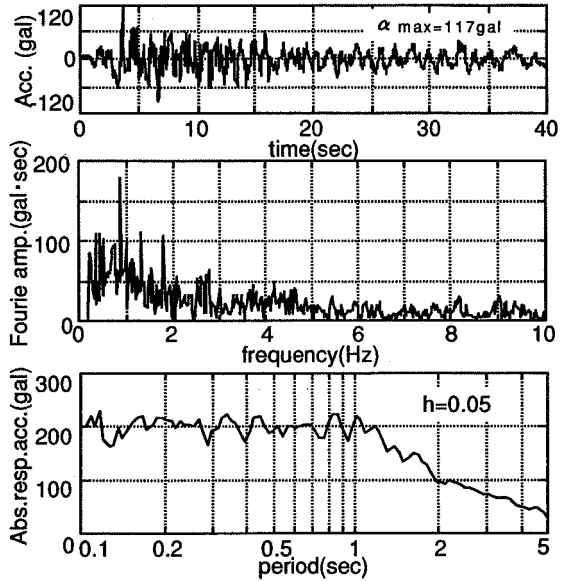


Fig.2 Input motion characteristics

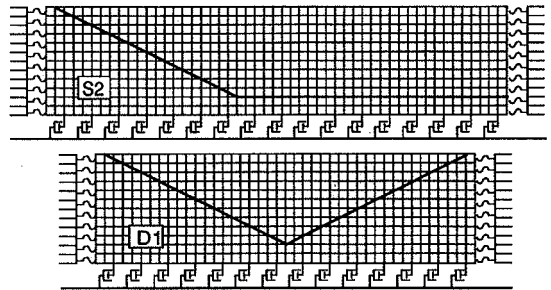


Fig.3 Example of FEM models

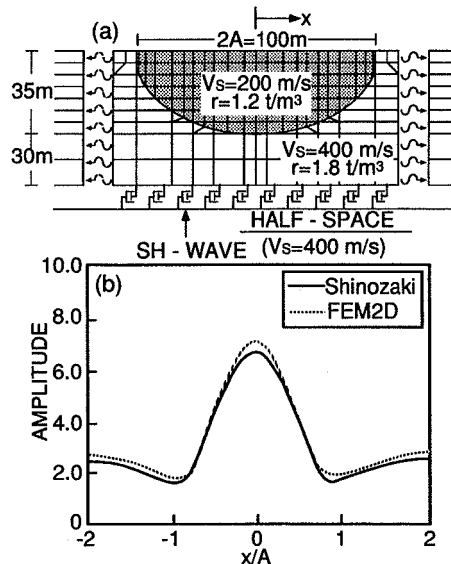


Fig.4 Comparison between FEM2D and BIEM

についてはTable 1に示したものをを用いた。地盤材料はすべて線形弾性材料とし、内部減衰を履歴減衰として表層地盤、基盤層ともに5%とした。

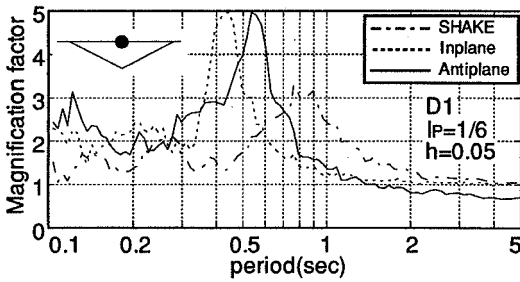


Fig.5 Amplification for each exciting direction on D1

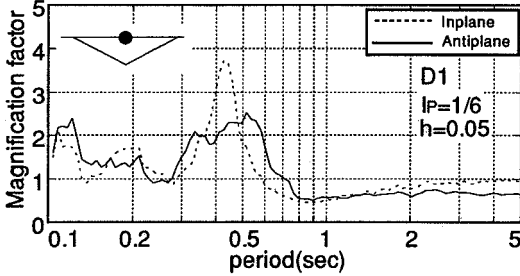


Fig.6 Amplification against SHAKE for each exciting direction on D1

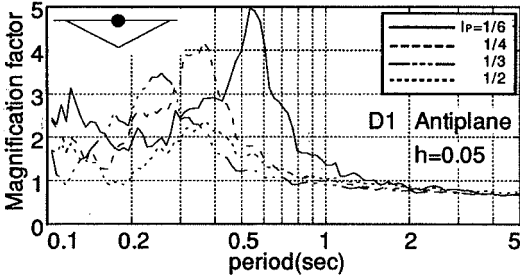


Fig.7 Amplification for each IP on D1

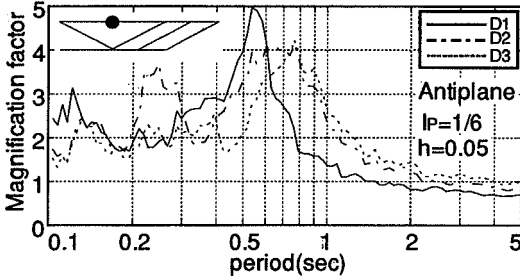


Fig.8 Amplification for each D type models

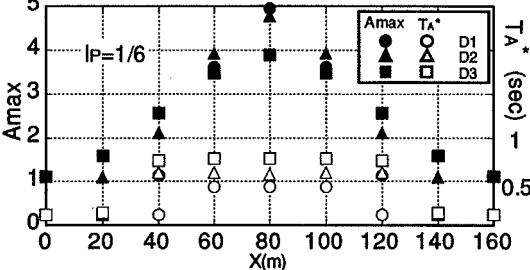


Fig.9 Distribution of Amax and predominant period on D type

(3) 入力地震動

まず、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾に記載されている第I種地盤上の標準加速度応答スペクトル(h=0.05)

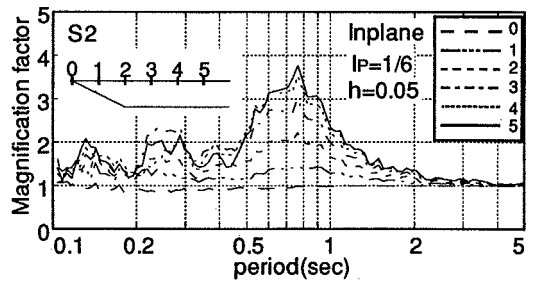


Fig.10 Amplification for each positions on S2

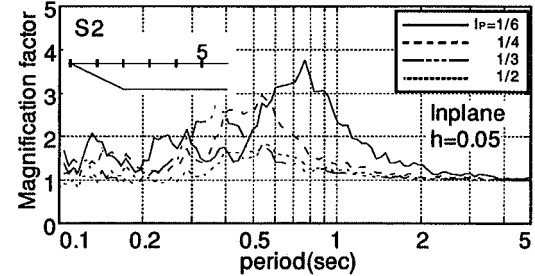


Fig.11 Amplification for each IP on S2

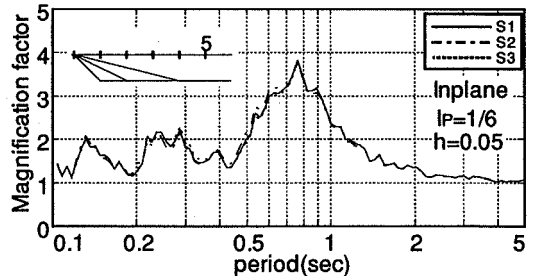


Fig.12 Amplification for each S type models

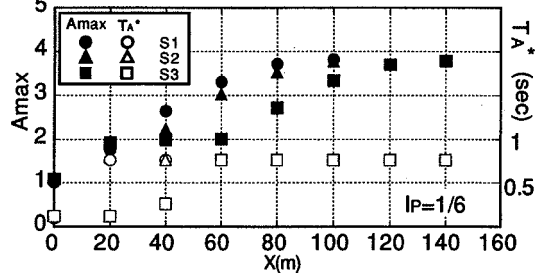


Fig.13 Distribution of Amax and predominant period on S type

を解放基礎の設計震度スペクトルと考えてこれに適合するようにTAFT EW(1952),ELCENTRO NS(1940),開北橋TR(1978)の3地震波を修正し入力地震動(2E)を作成した。その後、後述する水平成層地盤の地震応答解析において最大応答を示すTAFT波の修正波(以下,TAFT修正波-最大加速度117gal)を不整形構造の地震応答解析用入力地震動として選定した。Fig.2にはTAFT修正波の時刻歴、フーリエ振幅スペクトルならびに絶対加速度応答スペクトルを示す。

(4) 解析方法

加振方向は面内(SV入射)と面外(SH入射)の水平方向で、前節で作成した入力地震動の振幅を1/2倍した波形を

基盤からの入力として入射波解析を実施した。入射方向は軟弱な表層地盤を対象としていることから鉛直下方とした。解析コードとして面内はFLUSH⁹⁾改良版を、面外はFEM2D⁶⁾を用いた。Fig.3には一例としてS2とD1モデルのFEM要素分割図を示す。境界処理は、面内・面外ともに底部に粘性境界、側部については波動伝達境界を用いた。Fig.4(b)には、FEM2Dと境界積分方程式法(BIEM)⁷⁾による堆積盆地の応答解析結果の比較を示す。同図(a)に示したモデルに振動数1.5Hzの単位変位振幅を持つSH波を鉛直下方入射した時の地表面変位応答を比較したものである。この図からFEM2Dが十分な解析精度を持っていることが分かる。FLUSHの解析精度は過去に多数の解析例も有ることから詳細は文献5)に譲る。

(5) 解析結果

a) Dタイプ

Fig.5には、D1モデルの堆積盆地中央における地表面応答の加速度応答スペクトル(h=0.05)の解放基盤設計震度スペクトルに対する比(以下、増幅率)を示す。不整形構造の最大表層地盤厚Hと等しい表層地盤厚を持つ水平成層地盤の増幅率(図中のSHAKE)と比べて面外、面内の両者とも増幅率は大きくなりその卓越周期は短周期側にシフトする。面外と面内の最大増幅率(Amax)の値については大差はないが卓越周期の短周期側へのシフトの度合は面内の方がやや大きい。この傾向は、盆地中央地表面における応答の加速度応答スペクトルの水平成層地盤地表面応答のそれに対する倍率を描いたFig.6からも明らかである。Fig.7にはD1モデルの盆地中央地表面における動的剛性比Ip別の増幅率を示す。動的剛性比が小さくなるにつれて最大増幅率は大きくなる。また、卓越周期(T_A^{*})は表層地盤のS波速度に対応して変化する。Fig.8にはDタイプ面外の盆地中央地表面の不整形構造別増幅率を示す。この図から盆地幅が狭くなるほどその最大増幅率は大きくなり卓越周期も短周期になることがわかる。盆地幅が広がるにつれて盆地中央の地表面応答は水平成層地盤のそれに漸近していくことがわかる。Fig.9には最大増幅率と卓越周期の地表面に沿った分布を示す。この図から最大増幅率は盆地端部から盆地中央に向かって大きくなることわかる。卓越周期は、基盤平坦部ではほぼ地表面に沿って一定値をとり盆地幅が広がるほど長くなる。

b) Sタイプ

Fig.10には、S2モデル面内の傾斜端部からの距離別の増幅率を示す。傾斜部では表層地盤が厚くなるにつれて増幅率が次第に大きくなってゆく。傾斜端部から最大表層地盤厚の5倍の距離の地点5までその増幅率は増加し水平成層地盤のそれよりもやや大きくなっている。正弦波を入力した場合には傾斜境界部やその近傍で増幅率が大きくなる地点が局所的に現われることが知られているが、地震波を入力した場合にはそれらが平均化され、顕

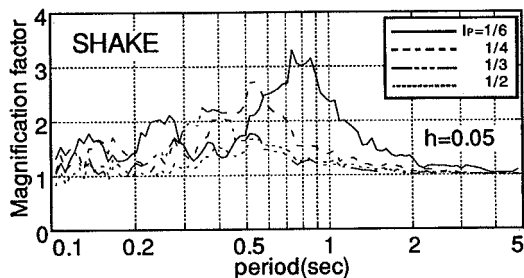


Fig.14 Amplification calculated by SHAKE for each IP

著な増幅が認められなくなる。卓越周期は傾斜部ではやや短周期成分が卓越するが基盤が平坦になる領域では水平成層地盤の値にほぼ等しい。Fig.11には傾斜端部から最大表層地盤厚の5倍の距離の地点5における面内の動的剛性比別の増幅率を示す。一般的傾向はほぼDタイプの場合と同じであるが最大増幅率、卓越周期ともにDタイプに比べて水平成層地盤のそれに近い。Fig.12には、Sタイプ面内の傾斜勾配別の増幅率を示す。この図からは傾斜端部から最大表層地盤厚の5倍の距離の地点5では傾斜勾配が大きくなるほどやや増幅率が大きくなるように見える。しかしFig.13に示した最大増幅率の地表面に沿った分布を見ると、傾斜勾配は最大増幅率の絶対値というよりはむしろそれを生ずる位置に影響することがわかる。

3. 設計震度スペクトルを用いた不整形地盤応答特性評価式

この章では前章のパラメータスタディで求めた不整形構造と表層地盤の物性による増幅特性を簡易に設計震度スペクトルの形に導入する方法と地表面上の任意の地点での増幅特性の評価式について述べる。

(1) 増幅関数のモデル化

基盤構造の不整形性と表層地盤の軟弱性(動的剛性比に依存)の両者の影響を表現する増幅関数Cs(T)を線形1自由度系の伝達関数と相似の式(1)で定義する。

この増幅関数を第I種地盤上の設計震度スペクトル(解放基盤加速度応答スペクトルに相当)に乗ずることにより目的とする設計震度スペクトルを求めることができるものとする。ただしCs(T) ≤ 1の時はCs(T) = 1とする。

$$Cs(T) = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_A^{*2}}{T^2}\right)^2 + \left(\frac{T_A^*}{T}\right)^2 / A_{max}^2}} \dots (1)$$

ここにTは周期(秒)、Amaxは最大増幅率、T_A^{*}は最大増幅率を生ずる周期(秒)をそれぞれ示している。この増幅関数はAmaxとT_A^{*}の2つのパラメータによりその形状が決まる。AmaxとT_A^{*}は当然のことながら不整形構造と表層地盤の軟弱性ならびに注目地点の位置に影響されるパラメータである。ここでは、Amaxを水平成層地盤構

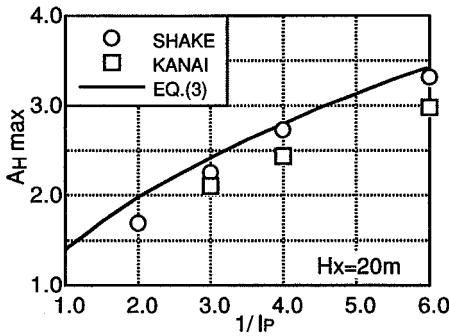


Fig.15 Comparison between SHAKE, KANAI and EQ. on AHmax

造を鉛直方向に伝播する波動による最大増幅率AHmaxと鉛直下方から波動が入射した時に不整形構造に帰因して側方境界面から生ずる水平方向伝播波動による最大増幅率Aimax(i=S;片側傾斜,D;両側傾斜を意味する)との自乗和平方根として次式で求めることとした。

$$A_{max} = \sqrt{A_{Hmax}^2 + A_{imax}^2} \quad (i = S, D) \dots\dots(2)$$

AHmaxは不整形構造の地表面上の任意の地点における表層地盤厚を持つ水平成層地盤の最大増幅率として定義される。Aimaxについては(3)ならびに(4)節にて詳述する。これらの自乗和平方根を用いた理由は両者の最大増幅率が必ずしも同一周期に生ずるとは限らずこれらの単純和ではその影響を過大評価する恐れがあることから適当な按分を計ったためである。第2章に示した代表的な不整形構造の地震応答解析結果もその増幅特性はほぼ単峰形をしており、以上の仮定は妥当なものと考えられる。

(2) 水平成層地盤の最大増幅率

前節で述べた最大増幅率AHmaxをモデル化するために水平成層地盤の地震応答解析をS波重複反射理論により実施した。表層地盤厚は20mとし地盤物性はTable 1のものをそのまま用いた動的剛性比Ipをパラメータとして整理した。Fig.14には水平成層地盤地表面応答の加速度応答スペクトル(h=0.05)の第I種地盤上の標準加速度応答スペクトルに対する比(増幅率)を示した。この図から動的剛性比Ipが小さいほどAHmaxが大きくなるのがわかる。

この関係を次式に示す様なIpの関数としてモデル化し水平成層地盤の最大増幅率を評価することとした。

$$A_{Hmax} = \beta * \sqrt{\frac{2}{I_p}} \dots\dots\dots(3)$$

$$H_x \leq 35m \quad \beta = 0.8 \cdot \left[\left(\frac{H_x}{H_0} \right)^2 + 0.25 \right] \cdot \exp \left\{ 1 - \left[\frac{H_x}{H_0} \right] \right\}$$

$$H_0 = 20m$$

$$H_x \geq 35m \quad \beta = 1.25$$

Hxは地表面上の任意の地点での地表面から基盤までの深度(m)である。βは表層地盤の深さがAHmaxに与える影響を補正する係数でHxと基準深度H0の関数で定義される。理論的にはAHmaxはIpのみの関数として決まるものであるが、軟弱地盤における地震観測の成果を理論計算

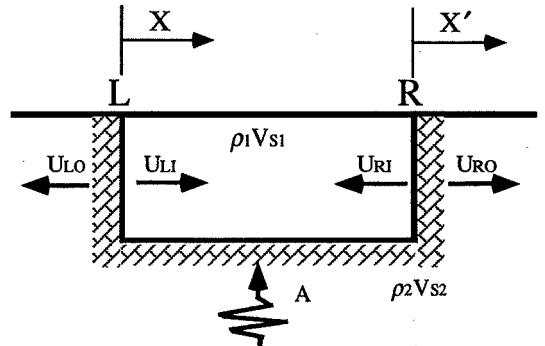


Fig.16 Concept of horizontally propagating waves

に取り込んだ結果⁸⁾によればその最大増幅率は軟弱地盤の層厚にも依存していることが明らかになっており、それを盛り込んだものである。補正係数に上限を設けたのは基盤深度がある程度以上になると最大増幅率を生ずる周期が基盤地震動の卓越周期成分の範囲から長周期側にずれて実質的に増幅率が減少することを考慮したものである。弾性波動論によれば非減衰の2層系へ正弦波が入力する場合AHmaxの値は1/Ipとなるが、ここでは現実の地震波が不規則波であることや表層地盤の減衰性等を考慮して理論値の2倍の平方根をAHmaxとした。Fig.15には地震波を入力した動的応答解析結果(SHAKE)とモデル化したAHmaxの比較を示す。また、同図中には金井⁹⁾により求められた最大増幅率を合わせ示した。この図から評価式は他に比べてやや大きめ(安全側)の値を与えるものの応答解析により求められたAHmaxとIpとの関係をうまく表現していることがわかる。

(3) 水平方向伝播波動により生ずる最大増幅率の誘導

今、Fig.16に示すような堆積盆地状の不整形構造に鉛直下方より振幅A、角振動数ωの正弦波が入射した時、左右の不整形境界面L,Rのそれぞれにおいて堆積盆地の内または外方向に向かって水平に伝播する波動が生ずると仮定する。実際に生成している波動は実体波と表面波が混在し、複雑な多重反射が生じていると考えられるが、重要な点は多重反射による振動エネルギーの増幅であるので、ここではS波成分に仮に注目して多重反射を記述する。境界面LおよびRで発生する水平方向伝播波動をそれぞれULO,ULI,URO,URI(添字O;OUT,I;IN)とするとそれらは次式のように表現できる⁹⁾。

$$U_{LO} = B * \exp i\omega \left(t + \frac{x}{V_{S2}} \right)$$

$$U_{LI} = C * \exp i\omega \left(t - \frac{x}{V_{S1}} \right) \exp^{-\gamma x}$$

$$U_{RO} = E * \exp i\omega \left(t - \frac{x'}{V_{S2}} \right)$$

$$U_{RI} = D * \exp i\omega \left(t + \frac{x'}{V_{S1}} \right) \exp^{\gamma x'}$$

.....(4)

ここに、B,C,D,Eはそれぞれの波動の振幅をexp^{-γx}項は堆積盆地内での距離減衰を近似的に取り入れるためのものである。堆積盆地外の基盤における距離減衰は堆積盆地内のそれに比べて極めて小さいと考えて省略した。

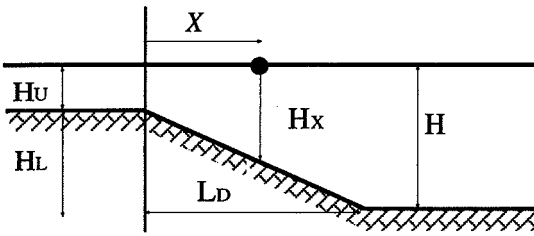


Fig.17 Inclined base layer(S type)

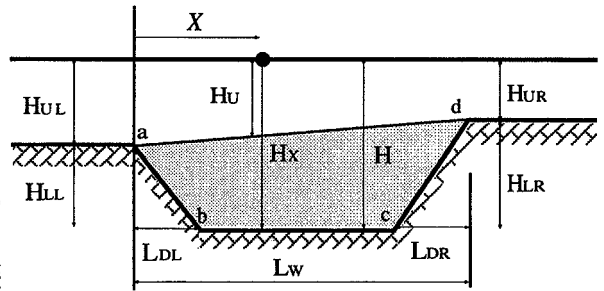


Fig.18 Basin(D type)

これらの波動は境界面LおよびRのそれぞれにおいて変位と応力の連続条件を満たす必要があることから以下の連立方程式が誘導される。

$$B = C + D\Phi \quad E = C\Phi + D$$

$$\alpha_L B + C I_P - D I_P - f \alpha_L I_P = 0 \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$-C\Phi I_P + D I_P + \alpha_R E + f \alpha_R I_P = 0$$

$$I_P = \frac{\rho_1 V_{s1}}{\rho_2 V_{s2}} \quad f = \frac{F}{\rho_1 V_{s1} \omega}$$

$$\Phi = \exp^{-Lw \left(\frac{i\omega}{V_{s1}} + \eta \right)} \quad \rho_1 V_{s1} \omega \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここに、Lwは堆積盆地幅、 α_L, α_R は左右境界面の閉塞率で基盤が左右で地表まで達する場合は1、Fig.16のように地表まで達していない場合にはそれぞれHLL/H, HLR/Hとし境界面LおよびRで部分的に変位と応力の連続条件が満足されるものとした。Vsi, ρ_i は微小ひずみ域でのS波速度ならびに密度($i=1$; 表層地盤, $i=2$; 基盤層)である。

Fは、振幅Aの波動が鉛直下方より不整形構造に入射した時に境界面LおよびRに生ずる仮想の力を表現したものでここでは次式で定義する。

$$F = \kappa \frac{G_i}{V_{s1}} i\omega \left(\frac{1}{I_P} - 1 \right) A \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここにGiは表層地盤のせん断剛性、 κ は未知の変換係数であるがここでは $\kappa=2$ とした。式(5)の連立方程式を解くことにより境界面より堆積盆地内へ伝播する波動の振幅CおよびDはそれぞれ以下のようになる。

$$C = \frac{I_P f \{ (\alpha_R + I_P) \alpha_L + (\alpha_L - I_P) \alpha_R \Phi \}}{\{ (\alpha_R + I_P) (\alpha_L + I_P) - (\alpha_R - I_P) (\alpha_L - I_P) \Phi^2 \}}$$

$$D = \frac{-I_P f \{ (\alpha_L + I_P) \alpha_R + (\alpha_R - I_P) \alpha_L \Phi \}}{\{ (\alpha_R + I_P) (\alpha_L + I_P) - (\alpha_R - I_P) (\alpha_L - I_P) \Phi^2 \}} \quad (8)$$

片側だけに基盤傾斜がある場合は谷幅Lw $\rightarrow\infty$ と考えると $\Phi\rightarrow 0$ となる。さらに左側傾斜を考えて $\alpha_R=0$ としこれらを上式に代入して整理すると増幅率Asは次式のようになる。

$$A_s = \frac{|C|}{2A} = \frac{\alpha_L (1 - I_P)}{\alpha_L + I_P} \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここでは片側傾斜の場合を取り扱っているので左右対称性を考慮して $|C|=|D|$ 、 $\alpha = \alpha_L = \alpha_R$ として整理すると結局片側傾斜の場合の増幅率Asは次式で表せる。

$$A_s = \frac{\alpha (1 - I_P)}{\alpha + I_P} \quad \dots\dots\dots(10)$$

ここに α は片側傾斜の閉塞率である。片側傾斜では水平方向の多重反射が生じないのでAsは1以上にならない。

両側傾斜の場合には Φ を最大化することを考えればよ

いから結局 $\eta \rightarrow 0$ 、 $\exp^{-Lw i\omega/V_{s1}} \rightarrow 1$ とした時に Φ は最大値1となる。この関係を式(8)に代入してを整理すると両側傾斜の場合の増幅率は左右の傾斜境界による増幅率をそれぞれADL, ADRとすれば次式のようになる。

$$A_{DL} = \frac{|C|}{2A} = \frac{(1 - I_P) \{ I_P (\alpha_L - \alpha_R) + 2\alpha_L \alpha_R \}}{2I_P (\alpha_R + \alpha_L)}$$

$$A_{DR} = \frac{|D|}{2A} = \frac{(1 - I_P) \{ I_P (\alpha_R - \alpha_L) + 2\alpha_L \alpha_R \}}{2I_P (\alpha_R + \alpha_L)} \quad \dots\dots\dots(11)$$

式(10),(11)は不整形構造に正弦波が入射した時の振幅の増幅率を与えるが、現実の地震波が不規則波であることや表層地盤の減衰性等をして(2)節で水平成層地盤の最大増幅率を定めた時と同様に式(10),(11)で求められる増幅率の2倍の平方根を最終的な増幅率とした。

(4) 不整形地盤応答特性評価式の提案

この節では最大増幅率の地表面に沿った分布のモデル化について述べるが、第2章(5)節での検討から面内、面外の加振方向の相異は増幅率と周期にほとんど影響しないので、ここでは両者の区別をせずモデル化する。

a) 片側傾斜 (Sタイプ)

Fig.17に示す片側傾斜の不整形構造について水平方向伝播波動による最大増幅率とそれを生ずる周期を以下のように定義した。

$$T_A^* = \frac{4H_x}{V_{s1}} \quad \dots\dots\dots(12)$$

$$A_{smax} = \sqrt{\frac{2\alpha(1 - I_P)}{(\alpha + I_P)}} * \left(\frac{H_x - H_u}{H_L} \right) * \left(\frac{X}{L} \right) * \exp \left(1 - \frac{X}{L} \right) \quad \dots\dots\dots(13)$$

水平方向の場所的な変化は指数包絡関数で表現した。Asmax;水平方向伝播波動による最大増幅率、 α ;傾斜部の閉塞率でHL/H,L;傾斜地盤の影響が最大となる傾斜端部からの距離で、第2章でのパラメータスタディ結果から経験的に次式より求められることとした。

$$L = 4\sqrt{L_D * H_L} \quad \dots\dots\dots(14)$$

X;傾斜端部から当該地点までの距離、LD;傾斜部の水平距離、H;表層地盤の最大深さ、Hx;傾斜端部からの距離Xの地点の表層地盤の深さでX \geq Ldの時はHx=Hとなる。

Hl;不整形な基盤の高低差,Hu;基盤が浅い部分の表層厚

b) 両側傾斜 (Dタイプ)

Fig.18に示す両側傾斜の不整形構造について水平方向伝

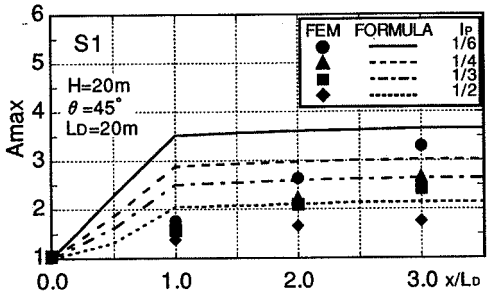


Fig.19(a) Distribution of Amax on S1

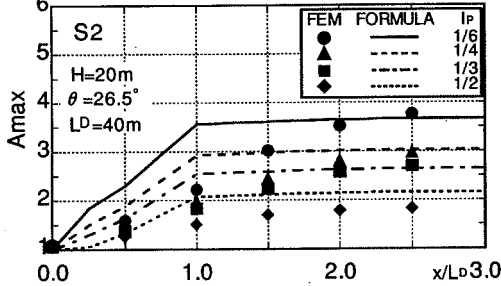


Fig.19(b) Distribution of Amax on S2

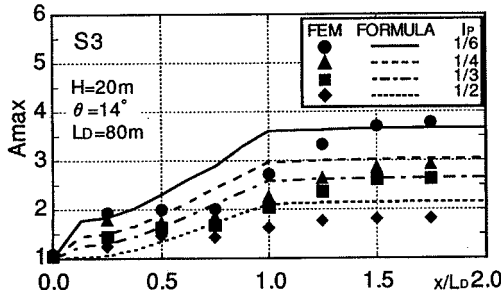


Fig.19(c) Distribution of Amax on S3

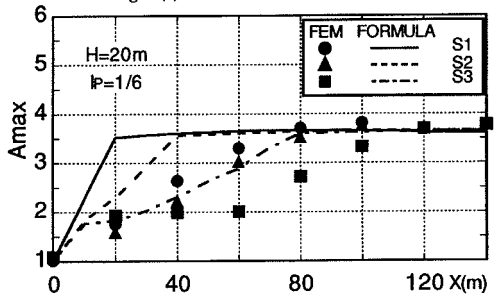


Fig.20 Comparison among S type models

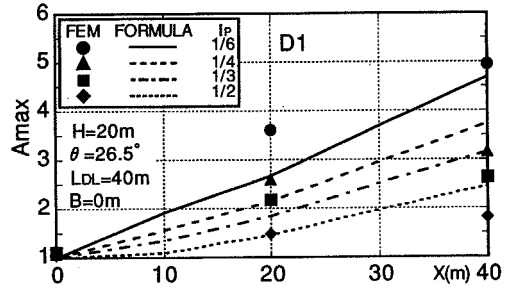


Fig.21(a) Distribution of Amax on D1

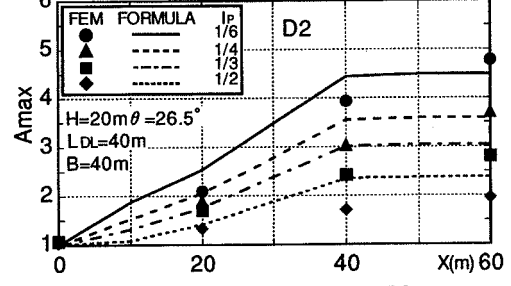


Fig.21(b) Distribution of Amax on D2

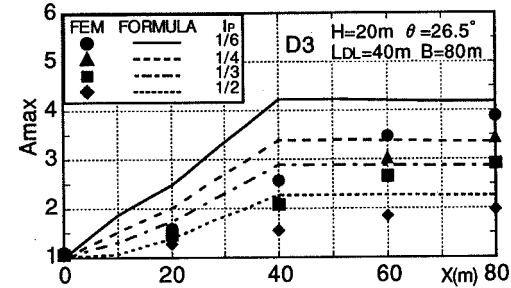


Fig.21(c) Distribution of Amax on D3

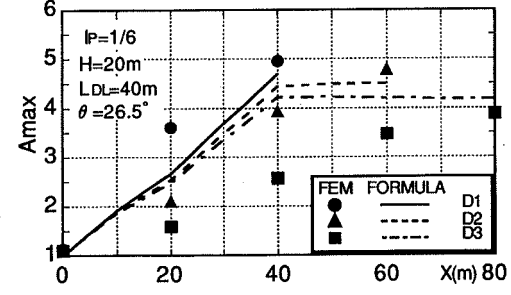


Fig.22 Comparison among D type models

播波動による最大増幅率とそれを生ずる周期を以下のように定義した。両側の傾斜の影響はそれぞれを重ね合わせるにより取り入れてある。

$$T_A^* = \frac{4H''}{V_{S1}} + \frac{4Hu}{V_{S1}} = \frac{4}{V_{S1}} * \frac{S}{Lw} + \frac{4Hu}{V_{S1}} \quad \dots(15)$$

ただし、基盤傾斜部では上式の右辺第一項として $\frac{4H''}{V_{S1}}$ と $\frac{4(Hx - Hu)}{V_{S1}}$ の小さい方を用いて T_A^* を求める。

$$A_{Dmax} = \frac{(1 - Ip)}{\sqrt{(\alpha + \alpha_r)Ip}} * \sqrt{A_{FL}^2 + A_{FR}^2} \quad \dots(16)$$

$$A_{FL} = \sqrt{Ip(\alpha - \alpha_r) + 2\alpha_r \alpha} * \left(\frac{Hx - Hu}{H_{LL}} \right) * \left(\frac{X}{L_L} \right) * \exp\left(1 - \frac{X}{L_L}\right)$$

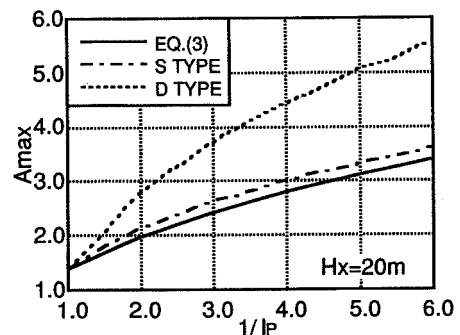


Fig.23 Amax for each topographical types

$$A_{FR} = \sqrt{I_p(\alpha_R - \alpha_L) + 2\alpha_L\alpha_R} * \left(\frac{H_X - H_U}{H_{LR}}\right) * \left(\frac{L_W - X}{L_R}\right) * \exp\left(1 - \frac{L_W - X}{L_R}\right)$$

ADmax; 水平方向伝播波動による最大増幅率

H"; 両側傾斜堆積盆地の等価深度で次式より求める。

$$H'' = \frac{S}{L_W} \dots\dots\dots(17)$$

S; 堆積盆地の断面積 (a,b,c,dで囲まれた面積),
 α_L ; 左側傾斜部の閉塞率で=HLL/H, α_R ; 右側傾斜部の閉塞率で=HLR/H, LL,LR; 片側だけ独立して考えた場合の傾斜地盤の影響が最大となる傾斜端部からの距離で次の経験式より求める。

$$L_L = \sqrt{2 * L_{DL} * H_{LL}} \quad L_R = \sqrt{2 * L_{DR} * H_{LR}} \quad (18)$$

X; 傾斜端部から当該地点までの距離, L_{DL},L_{DR}; 傾斜部の水平距離,L_W; 両側傾斜端部間の距離(堆積盆地の幅),
 H_X; 傾斜端部から Xの距離の地点の表層地盤の深さでL_{DL} ≤ X ≤ L_W-L_{DR}の時はH_X=Hとなる。H_U; 傾斜端部からXの距離の地点の地表面からadを結ぶ線までの深さ

(5) 評価式と地震応答解析の最大増幅率の比較

ここでは第2章で述べたFEM地震応答解析による最大増幅率A_{max}と前節で提案した評価式から求まるそれとの比較を行なう。Fig.19には片側傾斜のS1, S2, S3モデルのA_{max}の地表面に沿った分布を示す。いずれのモデルの場合も基盤が平坦な領域では評価式は応答解析値をうまく再現している。傾斜部では評価式が大きめの値を示す傾向がある。Fig.20にはI_p=1/6とした時のS1, S2,S3モデルのA_{max}の地表面に沿った分布の比較を示す。傾斜勾配が小さいほどA_{max}が傾斜端部から緩やかに立ち上がる傾向を評価式は再現しているものの傾斜部での立ち上がり方が応答解析値に比較して急である。

Fig.21には両側傾斜のD1, D2, D3モデルのA_{max}の地表面に沿った分布を示した。いずれのモデルの場合も左右対称なので盆地中央から左側の領域のみを示す。D1からD3へと盆地底幅が広くなるにつれて評価式がA_{max}を過大評価する傾向が見られる。Fig.22にはI_p=1/6とした時のD1, D2, D3モデルのA_{max}の地表面に沿った分布の比較を示す。盆地底幅が狭いほど盆地中央におけるA_{max}が大きくなる傾向をうまく評価式は再現している。しかし、前述したように盆地底幅が広がるほど評価式はA_{max}を過大評価する傾向がある。これは(3)節において $\eta \rightarrow 0$ としたことが影響していると思われる。

Fig.23には本章で提案したそれぞれ水平成層地盤,片側傾斜,両側傾斜の評価式から求まるA_{max}の比較を示す。片側傾斜,両側傾斜についてはそれぞれ式(13),(16)から想定される極値のA_{imax}からA_{max}を求めた。この図から片側傾斜場合のA_{max}は水平成層地盤のそれに比べ高々1割程度大きいだけで不整形構造の影響がそれほど大きくないことがわかる。それに比べて両側傾斜の場合では動的剛性比I_pが小さい時にはA_{max}が最大で1.6倍程度にもなり不整形構造の影響が大きいことがわかる。

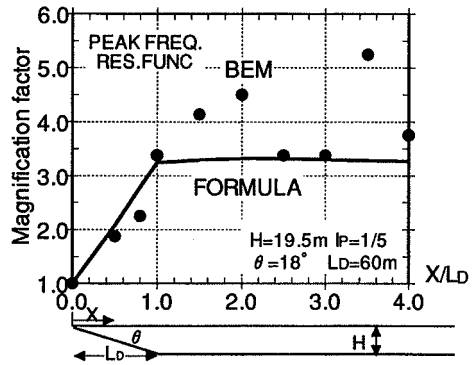


Fig.24 Comparison with BEM

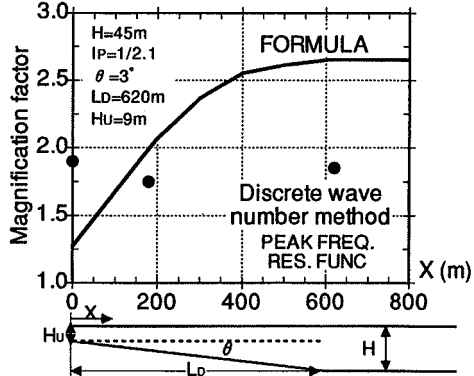


Fig.25 Comparison with DWNM

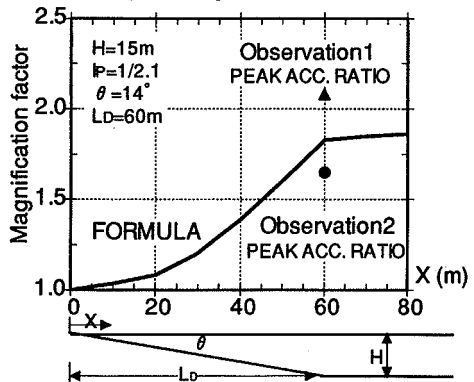


Fig.26 Comparison with Observation

4. 既往の観測・解析例と評価式の比較

第2章, 第3章では工学的次元(数10~100mのオーダー)での不整形地盤の地震応答特性がFEM解析手法によりシミュレートできるものと仮定して, 代表的な不整形構造について多数のパラメトリックな数値計算を行い, この結果を基に簡便に不整形地盤の地表面応答を評価する式を提案した。この評価式をさらに検証するためには, 詳細な地盤構造調査に裏付けられた地震観測データの蓄積が必須であるが, ここではできるだけ多くの既往の観測例や解析結果との比較によりこの評価式の適用性, 妥当性の検証を試みる。

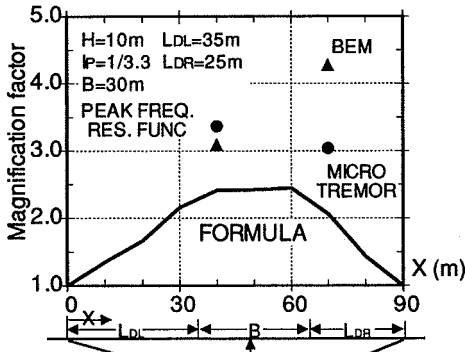


Fig.27 Comparison with BEM and Micro tremor

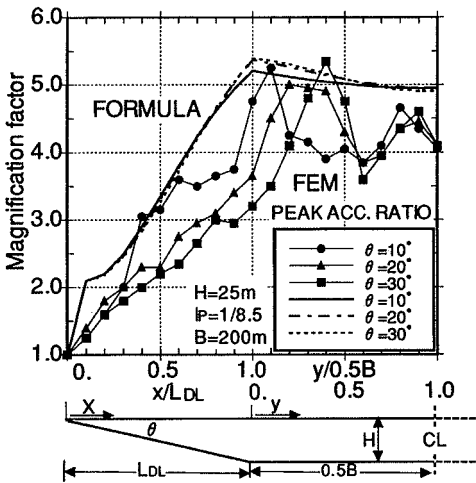


Fig.28 Comparison with FEM

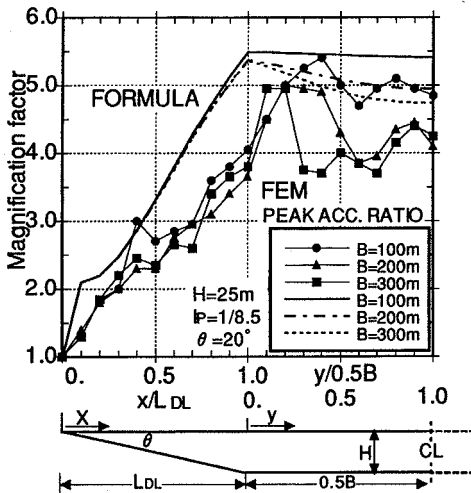


Fig.29 Comparison with FEM

(1) 片側傾斜 (Sタイプ)

Fig.24には、片側傾斜のBEM応答解析による周波数伝達関数¹⁰⁾と評価式による増幅率の比較を示す。BEMによる解析値は周波数伝達関数から読み取ったものであるので基盤が平らな部分での変動が激しく値も評価式より

も大きい。Fig.25には、片側傾斜の離散化波数法による周波数伝達関数¹¹⁾と評価式による増幅率の比較を示す。離散化波数法による解析値は評価式よりも小さい値を示す。これは、傾斜角が3度と非常に小さいことによるものと考えられる。このような低角の場合は本来、評価式の適用範囲外であり、どの程度の低角度まで評価式が適用できるかは今後の検討課題である。Fig.26には、片側傾斜の造成地盤における地震観測¹²⁾により得られた水平最大加速度比と評価式による増幅率の比較を示す。評価式の増幅率は観測値の平均値と良く対応している。

(2) 両側傾斜 (Dタイプ)

Fig.27には、堆積盆地状の造成地における常時微動観測結果とそれを対象としたBEM応答解析の周波数伝達関数¹³⁾の増幅率と評価式による増幅率の比較を示す。微動観測結果とBEM解析結果の両者とも評価式による推定値よりかなり大きな増幅率を示す。これは表層地盤の減衰の大きさの相異によるものと思われる。Fig.28には、堆積盆地の両側傾斜部の傾斜角をパラメータとしたFEM地震応答解析¹⁴⁾による水平最大加速度比と評価式による増幅率の比較を示す。増幅率の絶対値は良く一致している。評価式は、傾斜部において増幅率をわずかであるが過大評価する傾向があるが、FEM、評価式ともに盆地底幅が一定であると傾斜部の傾斜角によらずほぼ同じ最大増幅率を示すことがわかる。Fig.29には、堆積盆地の底幅をパラメータとしたFEM地震応答解析¹⁴⁾による水平最大加速度比と評価式による増幅率の比較を示す。FEM解析値に見られるような盆地底幅の変化により最大増幅率の生ずる相対的位置が変化する傾向も評価式はうまく表現している。

5. まとめと今後の課題

本研究では、パラメトリックなFEM地震応答解析結果を基に、2種類の基盤不整形が地表面の地震応答特性に及ぼす影響を、設計震度スペクトルの形で簡易的に導入する方法を提案した。これらの評価方法を構築する過程における問題点と今後の課題について以下に述べる。

(1) 地盤の非線形性と減衰

今回の解析では、表層地盤を線形弾性材料と考えて、その材料減衰を5%と仮定している。不整形地盤に強震動が入射した場合には、当然表層地盤の非線形化の影響が表れる。最近、表層地盤の非線形性を考慮して不整形地盤の応答特性を解析的に検討した例として竹宮等¹⁵⁾、常田等¹⁶⁾の報告があるが、これらの報告を見ると地表面に沿った増幅率の分布形状はほとんど線形解析の場合と差がないように思われる。しかしながらその増幅率の値には明らかに差が見られる。一般に地盤の非線形化が進むと表層地盤の平均的なせん断剛性が低下し卓越周期が長くなり、併せて減衰が増加することにより、増幅率は小さくなる。強震時には地盤の減衰は10数%に達すると

考えられるから、5%の材料減衰を仮定した線形解析結果よりも明らかに増幅率は小さくなる。したがって、ここで提案した評価式により求まる増幅率は（安全側ではあるが）過大評価となる。また卓越周期の変化の影響も現われる。これらは、地盤材料の非線形挙動を等価線形化手法により評価し、ここで提案した評価式で不整形地盤の最大増幅率と卓越周期を決める地盤剛性を等価線形化した値に置き換えることにより評価できるものと思われる。減衰の影響についても簡易的には文献17)等の方法によって設計震度スペクトルを減衰の相異により調整することで考慮することが可能であると思われるが、その手法の評価は今後の課題としたい。

(2) 不整形構造のディメンジョン

不整形構造が地震応答特性に及ぼす影響を考える時に構造自体（形状、寸法）と表層地盤の物性の両者にわけて考えて見ると（結果的には両者はカップリングするが）特に前者の不整形構造がディメンジョンを持っていることからそれと入射する、または入射した波動の波長との間の相対的な関係が応答特性を決定する主因であると思われる（チューニング効果）。このことから、設計の対象とする構造物、局所的な不整形構造、それに入射する地震動の3者に共通して影響が卓越する波長の波動成分の増幅を適切に評価しているかが重要である。

本検討では、不整形構造として表層地盤層厚や基盤不整形構造の水平方向への広がり数が10~100m前後程度のディメンジョンのものを対象としているので、この適用範囲に特に注意する必要がある。

なお、本論文の内容は、昭和63年から平成3年まで土木学会耐震工学委員会に設置された動的相互作用小委員会(委員長 土岐憲三京都大学教授)の研究課題¹⁸⁾の一つとして著者等が担当した研究の成果に修正を加えたものである。末筆ながら同小委員会でのご指導に深謝する次第である。

参考文献

- 1) Seed, R.B. et al. : Geotechnical factors controlling damage patterns in the LOMA PRIETA EARTHQUAKE of October 17, 1989,第25回土質工学研究発表会,pp.1~39,1990.
- 2) 例えばKawase,H. et al. : A study on the response of a soft basin for incident S, P and Rayleigh waves with special reference to the long duration observed in Mexico City, Bull.Seism.Soc.Am. ,Vol.79,pp.1361~1382,1989.
- 3) 額綱一起：不整形地盤における地震動,土木学会論文報告集,No.437,pp.1~18,1991.
- 4) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編,日本道路協会,pp.83~85,1990.
- 5) Lysmer J. et al. : A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems,EERC Report 75-30,1984.
- 6) 安井謙他：有限要素法による不整形地盤の斜め入射解析（その1）,大林組技術研究所報,No.39,pp.103~106,1989.
- 7) 篠崎：不整形地盤域にある構造物の振動性状に関する研究,京都大学博士論文,1983.
- 8) 岡本舜三：第5章沖積地盤の地震動,耐震工学,オーム社,pp.99~105,1971.
- 9) 佐藤泰夫：弾性波動論,岩波書店,pp.59~66,1978.
- 10) 関崇夫他：傾斜基盤を有する堆積地盤の地表面応答の簡便な計算手法,第21回地震工学研究発表会,pp.117~120,1991.
- 11) 土岐憲三他：地震動のアレー観測に基づく不整形地盤の震動特性とその同定,京大防災年報,pp.1~18,1984.
- 12) 安藤広和他：不整形地盤の振動特性が埋設管に及ぼす影響について,第21回地震工学研究発表会,pp.49~52,1991.
- 13) 今岡克也他：造成地盤及びその上に建つ構造物の振動性状,第8回日本地震工学シンポジウム,pp.415~419,1990.
- 14) 田村重四郎他：基盤形状が表層地盤の地震時挙動に及ぼす影響に関する基礎的考察,第20回地震工学研究発表会,pp.145~148,1989.
- 15) 竹宮宏和他：不整形沖積地盤の2次元非線形解析,第21回地震工学研究発表会,pp.69~72,1991.
- 16) Tokida,K. et al. : Effects of geological irregularities on ground motion characteristics,10WCCE,pp.669~672,1992.
- 17) 川島一彦他：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法,土木学会論文報告集,No.344,pp.351~355,1991.
- 18) 土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会編：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用-相互作用効果の耐震設計への導入-,第II編,pp.4~19,1992.

(1993. 7. 1 受付)

INTRODUCTION OF TOPOGRAPHICAL EFFECTS ON SITE RESPONSE FOR DESIGN SPECTRA

Joji EJIRI and Yozo GOTO

Based on both the numerical simulations and the theory of elastic waves, we proposed the simple formulation which can predict site response affected by topographical irregularities in the form of design spectra. In order to verify the site response predicted using our proposed formulation, the results from two dimensional earthquake response analyses conducted concerning two types of topographical models, the basin and the inclined base layer, and previous studies were compared with them.