

# 地表面を基準とした 応答変位法の設計スペクトル

澤田純男<sup>1</sup>・土岐憲三<sup>2</sup>・高田至郎<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 京都大学助教授 防災研究所地震災害研究部門 (〒611 宇治市五ヶ庄)

<sup>2</sup>フェロー 工博 京都大学教授 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

<sup>3</sup>フェロー 工博 神戸大学教授 工学部建設学科 (〒650 神戸市灘区六甲台町)

地下構造物の耐震設計に用いられる応答変位法の設計スペクトルは、従来地震基盤面における速度応答スペクトルによって規定されてきた。本論文では新たに地表面における加速度応答スペクトルで規定する方法を提案する。本手法によれば、対象地点の地震環境や地盤環境などを考慮して、地下構造物の設計スペクトルを策定することが可能となる。本手法の妥当性を検証するため、地表面での加速度応答スペクトルから応答変位法で用いるスペクトルへの変換法を示し、道路橋示方書に規定されている設計スペクトルや強震観測記録から統計解析によって求められた平均加速度応答スペクトルにこの手法を適用し、従来の地下構造物の設計基準に規定されている設計スペクトルと比較する。このような検討を通して、従来の設計スペクトルの持つ物理的意味を考察する。

**Key Words :** earthquake resistant design, seismic deformation method, design spectrum, seismic input motion, underground structure

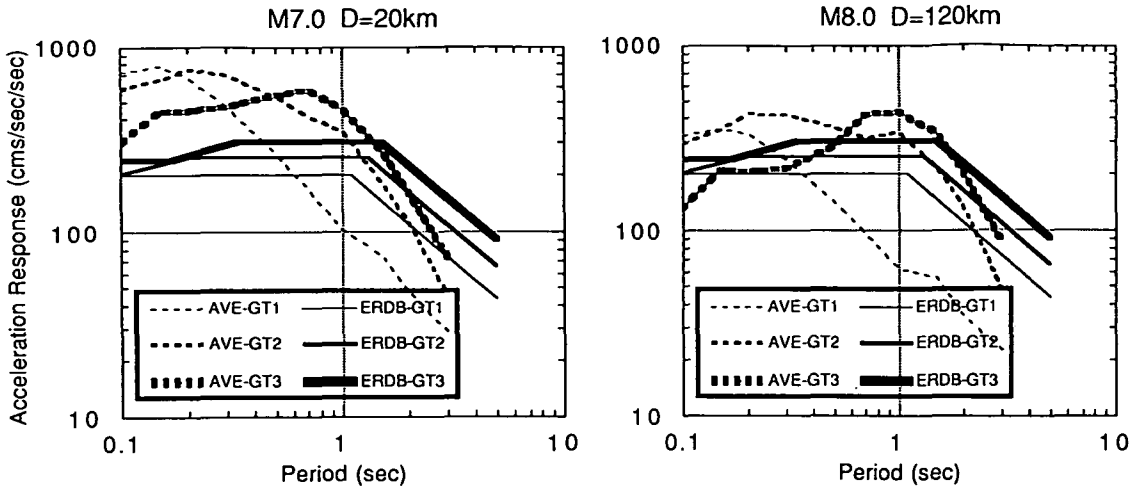
## 1. はじめに

1923年関東地震以来、震度法をはじめとする耐震設計法が土木建築構造物に対して実施され<sup>1)</sup>、構造物の耐震性能は向上しているものの、最近の地震でも構造物の地震被害は発生している。これらの地震被害をみると、地震被害が特定の地域に集中している傾向がうかがわれるが、多くの場合には地震の特性や地盤の特性から説明ができる。例えば、1989年のロムブリエタ地震では震源から100km程度も離れたサンフランシスコ市に被害が集中したが、これは震源特性や伝播経路特性から、この地域に強い地震動が発生したためであることが指摘されている<sup>2),3)</sup>。また、1985年ミチョアカン地震の際には、震源から400kmも離れたメキシコ市で高層ビルが多数倒壊するなどの被害が発生したが、これはメキシコ市が堆積盆地上にあり、盆地内で発生した表面波がこれらの被害の原因であるとされている<sup>4)</sup>。さらに、1995年兵庫県南部地震では多数の土木建築構造物が大きな被害を受けたが、これは震源断層から非常に近かったことと、地盤震動特性から特定の地域で地震動が大きく増幅されたことが原因と考えられる<sup>5)</sup>。このような考察から、土木建築構造物はすでに平均的な強震動に対する耐震性能を持っているが、地盤特性や震源特性などにより、これをはるかに超えるような地震動を被った地域で、地震被害が発生していると考えられる。ただし、ここでは地震動の揺れそ

のものによる被害を対象としており、液状化などの地盤変状による被害は議論の対象としていない。

このような地震被害をなくすためには、建設地点の強震動を精度良く予測し、これに対して耐震設計を行えば良い。ある特定の地点の地震動を精密に予測することは、耐震工学の重要な課題の一つである。最近、強震動予測に関して多くの研究成果が発表されており、特定の地震に対する特定の地点の地震動をかなり正確に予測できるようになっている。もちろん現時点でこれらの手法が完成されている訳ではない。これらの強震動予測に関する研究の多くは、過去の地震の地震動を再現し、実際の記録と比較することにより精度の検証を行なっているに過ぎないので、将来の地震に対する信頼度には疑問があるとも考えられる。しかし、多くの研究者が参加してブラインド・プレディクションも行なわれており<sup>6)</sup>、この結果によるとかなりの精度で予測が可能なレベルに到達しつつあると思われる。

しかしながら、現在の耐震設計基準は、ある特定の地点の地震動を高い信頼度で予測できたとしても、予測された地震動に基づいて耐震設計を行なう体系にはなっていない。重要構造物を設計する場合には、その地点での地震動予測が何らかの方法で行なわれている場合が多いが、これに対する設計は通常の耐震設計基準による方法とは別個に行なわれ、いわば耐震設計の照査や検証の役割をしているにすぎない。これは、現在の耐震設計基準の中で、設計入力地震動の設定が構



(a) The case of magnitude 7.0 and epicentral distance of 20 km (b) The case of magnitude 8.0 and epicentral distance of 120 km

Fig. 1 Comparison of ERDB spectra and averaged acceleration spectra calculated by regressional analysis using observed records.

造物の応答特性と明確に切り離されていないことに原因がある。すなわち現在の耐震設計基準の中に示されている設計スペクトル等は、その中に構造物の特性や不確定性および設計法に関する仮定などが暗に含まれており、純粋な地震動のスペクトルではない。したがって設計基準に規定されている設計スペクトルを、予測された強震動のスペクトルに単に置き換えて設計すると、多くの矛盾や問題点を生じる結果となる。また、地中管路や共同溝等の地中構造物では、共同溝設計指針等に規定されている応答変位法で設計する場合が多く、これらの設計指針では地盤の変位を容易に求められるように、地震基盤面における速度応答スペクトルで入力地震動が規定されている。これらの速度応答スペクトルは、道路橋示方書等に規定されている地表面の加速度応答スペクトルと単純に比較することはできないので、地下構造物と地上構造物で設計スペクトルがどのように違うのかを明確に示すことは難しい。これらの設計基準間の差異は通常問題にされないが、特殊な構造物を設計する時に設計者を悩ますことになる。たとえば、高架橋から地下に入る鉄道や道路構造物など、どこからが地上構造物でどこからが地下構造物かが微妙で、どちらの基準を摘要すれば良いか判断が難しい場合や、大深度地下構造物のように従来の応答変位法では対象としていない構造物を耐震設計する場合などである。

構造物の種類は違っても、構造物に作用する地震は同じものであるから、設計入力地震動は全く同じものを用い、構造物の種類や重要度および設計法に応じてこれを変換して設計するのが合理的な方法であると考

えられる。すなわち、設計基準が示す設計スペクトルは物理的意味が明確な、地震動そのもののスペクトルにする必要がある。設計スペクトルの規定がこのようなものであれば、信頼性の高い強震動予測を行なうことにより、特定の地点の特殊な地震環境や地盤条件等を従来の耐震設計体系に容易に取り込むことができるようになる。そのためには既往の設計スペクトルから、入力地震動に関する部分と、構造物の特性や設計法に関する部分とを切り離していく作業が必要となる。そこで本論文では、地中構造物の耐震設計に用いられる設計スペクトル（以下、応答変位法スペクトル、図中等では Seismic Deformation Method (SDM)）を取り上げ、地表面の地震動の加速度応答スペクトルから応答変位法スペクトルに変換する手法を示す。本手法を用いて応答変位法スペクトルと道路橋示方書<sup>7)</sup>の動的解析に用いる設計スペクトル（以下、道示スペクトル、図中等では Earthquake Resistant Design of Bridges (ERDB)）や強震観測記録の統計解析から求められた平均加速度応答スペクトルと比較する。これを通じて応答変位法スペクトルの持つ意味を明らかにする。

## 2. 道路橋示方書の設計スペクトル

道路橋示方書は平成2年の改訂で、入力地震動に関する考え方が改善された。具体的には、従来の震度法と修正震度法がまとめられて新たに震度法と定義され、入力地震動が必ずスペクトル特性を持つことを明確にしたことと、動的解析用のスペクトルが定義されたことである。震度法のスペクトルと動的解析のスペクトル

ルは周期1秒程度以下の短周期領域では完全に同一であるが、周期1秒程度以上の周期領域では、震度法のスペクトルでは周期 $T$ の $-2/3$ 乗で減少しているのに対し、動的解析のスペクトルは $T$ の $-1$ 乗で減少している。この違いは、橋脚などの減衰定数が長周期領域で小さくなるためだとしている。これらの改訂により、道路橋示方書では、基本的に耐震設計上の地盤面（液状化しない場合は地表面と同じ）における減衰5%の応答スペクトルで設計スペクトルが規定されていることを明確にした。Fig.1には動的解析に用いる設計スペクトルを実線で示した。

この道路橋示方書には、参考資料として197組の水平成分の強震記録と119成分の上下動強震記録を統計解析して得られた平均応答スペクトルが示されており、道示スペクトルが過去に得られた強震記録の平均応答スペクトルに基づいていることがわかる。Fig.1(a)(b)に道路橋示方書に示されている平均加速度応答スペクトル（図中ではAVE、破線）と道示スペクトル（図中ではERDB、実線）の比較を示した。これらの図から、地盤種別I種（図中ではGT1、細線）を別にする、地盤種別がII種（図中ではGT2、中太線）およびIII種（図中ではGT3、太線）の道示スペクトルは、周期1秒付近では、マグニチュード8で震央距離120kmまたはマグニチュード7で震央距離20km程度の地点における平均的な地震動にほぼ相当することがわかる。しかしながら、周期1秒程度以下の短周期領域では道示スペクトルは平均応答スペクトルをかなり下回っており、周期1秒以上の長周期領域では逆に道示スペクトルの方が大きくなっている。これは道示スペクトルが、平均応答スペクトルを参考に、構造物の特性や設計法に関する仮定などに基づく様々な工学的判断を加味して設定された、設計のためのスペクトルであるためであろう。

本論文では、上述の平均応答スペクトルと道示スペクトルの差異を議論せず、道示スペクトルを一種の平均応答スペクトルとして解釈して手法の開発を行ない、その後平均応答スペクトルに対して開発された手法を適用して、妥当性の照査を行なうことにする。

### 3. 応答変位法に用いる設計スペクトル

応答変位法は、強震時の地盤の変位を構造物に作用させて設計する方法で、地盤の変位を求めるために設計スペクトルが規定されている。Fig.2に石油パイプライン技術基準<sup>8)</sup>、共同溝設計指針<sup>9)</sup>、駐車場設計・施工指針<sup>10)</sup>に規定されている設計スペクトルを示す。石油パイプライン技術基準の設計スペクトル（以下、石バスペクトル、図中ではPetroleum Pipe Line (PPL)）につ

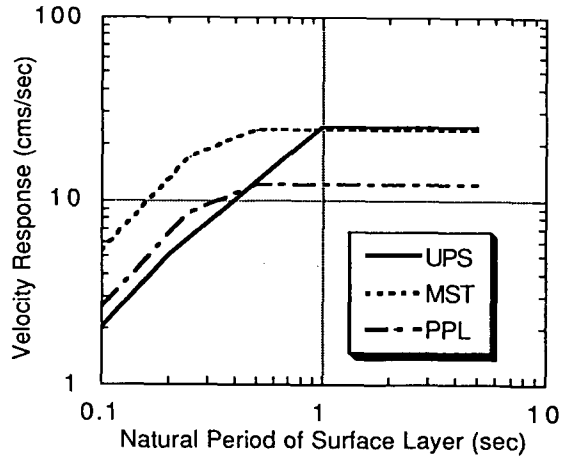


Fig. 2 Design velocity response spectra defined in the design codes using Seismic Deformation Method (SDM).

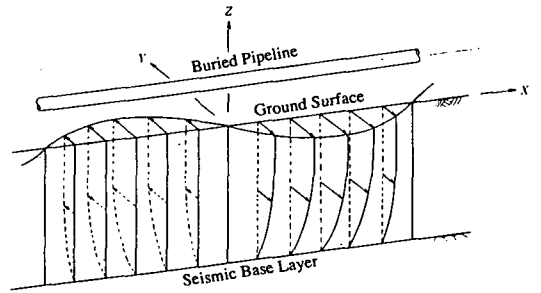


Fig. 3 Schematic diagram of distribution of maximum displacement of subsurface ground.

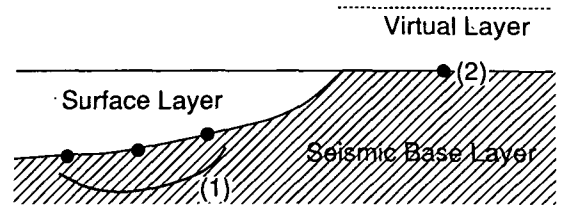


Fig. 4 Schematic diagram of methods for estimating SDM spectrum.

いては、規定どおり標準震度0.15の場合について示している。共同溝設計指針の設計スペクトル（以下、共同溝スペクトル、図中ではMulti Service Tunnel (MST)）は石バスペクトルの震度0.3に相当する。駐車場設計・施工指針の設計スペクトル（以下、駐車場スペクトル、図中ではUnderground Parking Structure (UPS)）は他の2つのスペクトルとかなり形状が異なるが、これはI種地盤に対する道示スペクトルにほぼ相当するスペクトルを地震基盤面の平均加速度応答スペクトルとし

て、これを地盤の減衰定数 10% に対応するように補正し、さらに速度応答スペクトルに変換するために  $1/\omega$  を掛けることによって積分して求めていることが、その記述から推察できる。

以下に応答変位法で規定されている設計スペクトルの物理的意味について考察する。応答変位法では強震時における地盤の変位を求め、この変位を構造物に作用させて構造物の応力やひずみを計算し、地震時の安全性を照査する<sup>11),12)</sup>。Fig. 3に示すように地盤内の変位分布を仮定した場合、深さ  $z$  における地盤の変位  $U(z)$  は規定された設計スペクトル  $S_V$  から式 (1) によって算出される。

$$U(z) = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{T_S}{2\pi} S_V(T_S) \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (1)$$

ここに、 $T_S$  は表層地盤の固有周期、 $H$  は表層地盤の厚さである。すなわち、応答変位法スペクトルは、S 波速度が 300m/sec 程度以上の耐震設計上の基盤面における速度応答スペクトルであるとされている。表層地盤を耐震設計上の基盤面において固定されたせん断梁とみなせば、表層地盤の固有周期と同じ固有周期を持つ 1 自由度振動系の最大速度応答値を、表層地盤の固有角振動数 ( $2\pi/T_S$ ) で割ることによって最大変位に変換し、さらに 1 次モードの刺激係数 ( $4/\pi$ ) を掛ければ、地表面の最大変位を求められるはずである。問題は、上述した仮定に見合ったスペクトルを強震観測記録からどのような方法で求めるかである。例えば以下のような方法が考えられる。

- (1) Fig. 4の (1) に示すような地震基盤面に相当する複数の場所で観測された地中記録の速度応答スペクトルを平均して求める方法：このような地中観測記録の中には、当然その地点の表層地盤の影響が含まれている。従って、このような地中観測記録の速度応答スペクトルの横軸は、単に応答スペクトルを求めるための 1 自由度振動系の固有周期であって、「表層地盤の固有周期」とはならない。すなわち、もし記録地点の表層地盤の固有周期が変わると地中地震動自体も変化するので、このような速度応答スペクトルを単純に平均しても、表層地盤の固有周期が変化した場合の地表面の地震動を求めることができない。仮に大量の地震基盤面における地中観測記録があり、それぞれの地点の表層地盤の固有周期が判明していれば、1 観測記録につき表層地盤の固有周期に対応する周期の応答値を 1 点だけプロットし、これらのプロットを統計処理してスペクトルを求めることも可能である。この方法は式 (1) の定義に比較的忠実だが、このようにして求めたスペクトルによる地盤変位は、地盤が 1 自由度系でモデル化できるという仮定が

前提であるから、実際の地盤変位と一致するとは限らない。

- (2) Fig. 4の (2) に示すような地震基盤相当層が地表に露頭している地点で記録された観測記録の速度応答スペクトルを平均して求める方法：おそらく石バ・スペクトル等は、この方法で決められたと考えられるが<sup>13)</sup>、この方法には次に示す 2 つの問題がある。第 1 は、実際に地震基盤相当層が露頭している地点は大変少なく、ほとんどの場合表層に数 m 程度の表土や沖積層があり、これによって短周期成分がかなり増減されていることが多いことである。第 2 には、もし地震基盤面相当層が路頭している地点の地震動の応答スペクトルが求められたとしても、式 (1) の考え方で地盤変位を求める際には、Fig. 4に示すように仮定の表層地盤が付け加わる訳であるから、境界条件が変化することになる。このために地震基盤面における地震動自体が大きく変化するので、地震基盤露頭の地震動を単純に 1 自由度の振動系に入力して地表面応答を求めることができない。さらに地盤の減衰を考慮しなければならないが、実際に地盤の減衰定数を評価するのはかなりの困難を伴う。

以上の 2 つの方法は、それぞれ物理的な意味づけに問題点を抱えている。要するに、S 波速度 300m/sec 程度の地震基盤と表層地盤との波動インピーダンス比はあまり大きくないので、これらの層間の相互作用を無視する仮定は適当ではないと考えられる。このように、表層地盤を 1 自由度の振動系とみなした応答スペクトルを基本とする応答変位法の考え方には無理がある。

そこで、応答変位法スペクトルの意味を以下のように考えることを提案する。すなわち、応答変位法で耐震設計を行なう場合には、応答変位法スペクトル  $S_V$  から、式 (1) を用いて地盤の変位に変換して用いる。つまり、応答変位法スペクトルは、速度応答スペクトルと考えるよりも、単に表層地盤の固有周期と、地表面における最大変位に  $\omega$  を乗じて速度振幅に変換した値との関係を表していると考えられる。このように考えれば、地盤を 1 自由度の振動系と考える必要もなく、地盤の減衰も考慮しなくても良い。

#### 4. 地表面における応答スペクトルから応答変位法スペクトルへの変換法

前節で述べたように、応答変位法スペクトルは、単に地表面における変位波形の最大値を示していると考えられる。道示スペクトル等の地表面における加速度応答スペクトルと応答変位法スペクトルを比較するためには、加速度応答スペクトルを地表面の変

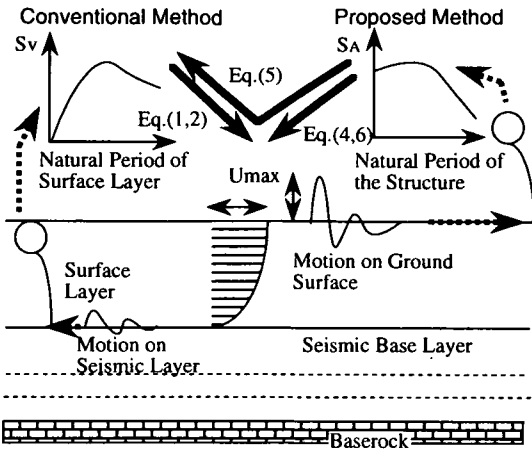


Fig.5 Schematic diagram of conversion process of conventional method and proposed method.

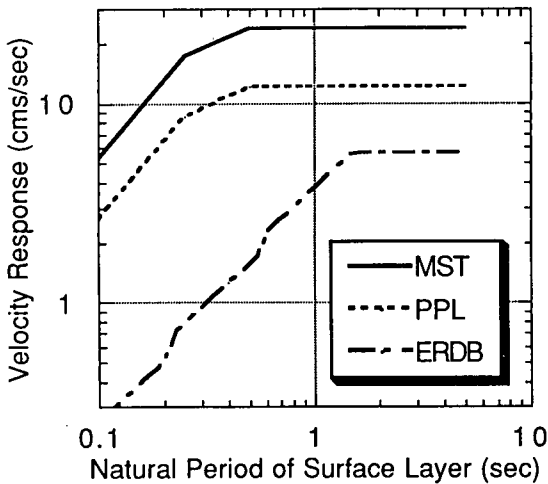


Fig.6 Comparison of the SDM spectra with the converted ERDB spectrum.

位の最大値に変換する方法を考えればよい。すなわち、地表面の応答スペクトルを求める際に計算している1自由度の振動系の応答を取り除いて、地震動そのものを求めればよい。なお本節および次節では式の表記を簡単にするために、周期に関する変数は全て角振動数 $\omega$ で表すことにする。

まず、地下構造物に被害を与えるような震動は、表層地盤の固有周期に対応した卓越周期を持ち、かつ比較的長い継続時間を持つ調和波的な震動であると考えられる。従来の方法では、式(1)で示された定義によって、このような地震動の地表面での変位波形の振幅値 $u(\omega)$ を、応答変位法スペクトル $S_V(\omega)$ から次式で求めている。

$$u(\omega) = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{1}{\omega} S_V(\omega) \quad (2)$$

ここに $\omega$ は、表層地盤の固有角振動数である。

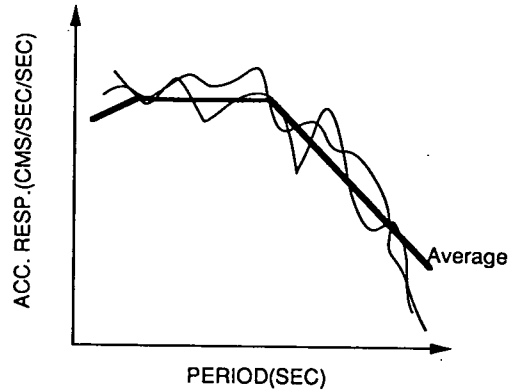


Fig.7 Schematic diagram of the relationship between the response spectra of strong motion record and the averaged response spectrum.

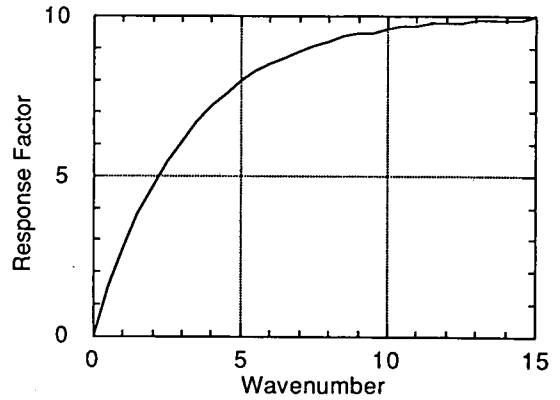


Fig.8 Relationship of input wavenumber and response factor of one degree of freedom system.

本論文で提案する方法は、地表面の加速度応答スペクトルから変位波形の振幅値 $u(\omega)$ を求める方法である。加速度応答スペクトルは、1自由度の振動系に地震動が入力した場合の最大応答加速度値と振動系の固有振動数の関係を示したものである。固有角振動数 $n$ 、減衰定数 $h$ の1自由度の振動系に角振動数 $\omega$ の定常な調和変位 $u(\omega)$ が入力した場合、 $u(\omega)$ に対する加速度応答値 $S_A(n)$ の比率は次式で表せる。

$$\frac{S_A(n)}{u(\omega)} = \omega^2 \frac{(\omega/n)^2}{\sqrt{\{1 - (\omega/n)^2\}^2 + 4h^2(\omega/n)^2}} \quad (3)$$

最大応答倍率を示すのは $\omega = n$ の場合で、

$$u(\omega) = \frac{2h}{\omega^2} S_A(\omega) \quad (4)$$

である。

ここで両者の方法による違いを比較するため、便宜上、応答変位法スペクトルの軸上で比較する。式(2)に式(4)を代入すると、

$$S_V(\omega) = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{2h}{\omega} S_A(\omega) \quad (5)$$

となり、加速度応答スペクトル  $S_A(\omega)$  を、応答変位法の規定のスペクトル  $S_V(\omega)$  に変換することができる。以上の概念を図示したのが Fig. 5 である。

Fig. 6 に式 (5) を用いて、道示スペクトルを応答変位法の規定のスペクトルに変換した結果を ERDB として示す。地盤種別は道路橋示方書の分類を用い、表層地盤の固有周期 0.1~0.2 秒を I 種地盤、0.2~0.6 秒を II 種地盤、0.6 秒以上を III 種地盤とした。図には石パ・スペクトル (PPL) および共同溝スペクトル (MST) を合わせて示している。Fig. 6 のスペクトルは、概略的には長周期領域で平坦で、短周期領域で左下がりの形状を持つことにおいては共通であるが、2 つの違いがあることがわかる。1 つは平坦部のレベルが違うことであり、もう 1 つは左下がりになる部分と平坦部との境界になる周期が道示スペクトルから変換したスペクトルと、2 つの応答変位法スペクトルで違うことである。平坦部と左下がりの境界の周期の違いについては次節で検討することとし、本節では平坦部のレベルの違いについて考察する。このレベルの違いは、石パ・スペクトルは道示スペクトルの約 2 倍、共同溝スペクトルは約 4 倍である。この違いは、次に示す 2 つの理由から説明できる。

まず第 1 の理由は、道示スペクトルが、スペクトルの包絡線というより、平均スペクトルに近い性質をもつことが考えられる。すなわち Fig. 7 に示すように、ある地点での記録波形の加速度応答スペクトルは、周期に対する変動が激しく多くの山や谷を持つのが普通であるが、表層地盤の固有周期に対応する周期では、表層地盤の増幅効果のためにスペクトルの山となり、平均スペクトルの値を越えている場合が多いと考えられる。地上の構造物では、表層の固有周期と構造物の固有周期が一致しない限り問題がないが、地下構造物の場合は必ず表層の固有周期に対応する周期に対して設計しなければならない。道路橋示方書によると、求められた平均応答スペクトルの対数の標準偏差は周期によってばらつきがあるが、0.25~0.30 程度である。これは倍率に直すと 1.8~2.0 倍に当たる。従って、表層地盤の共振によって表層の固有周期に対応する加速度応答スペクトル値が、平均応答スペクトルを越えている倍率として、2 倍程度見込む必要があることを示唆している。

第 2 の理由は、式 (4) は、調和振動的な入力が入力するという仮定の下に導かれた式であるためと考えられる。比較的長周期の表面波はこの条件を満たす場合が多いと思われるが、入力波の非定常性が強い場合にこの条件を満たさないことも考慮に入れておく必要がある。Fig. 8 には減衰定数 5%、固有周期 1 秒の 1 自由度の振動系に周期 1 秒の正弦波を波数を変

えて入力した場合、入力波数と最大応答倍率の関係を示した。応答倍率が 10 倍となれば、式 (4) を完全に満たしている。図からわかるように、1 波しか入力しない場合の応答倍率は 2.7、2 波入力しても 4.7 倍に過ぎない。応答倍率が 9 を越えるのは 7 波以上入力した場合であり、応答倍率がほぼ 10 倍に達するのは 15 波以上入力した場合である。例えば応答倍率が 5 倍の場合は、地表面での応答スペクトルの値を式 (4) の仮定の値と一致させるためには、地表面における地震動変位の大きさを 2 倍しなければならない。地震動の非定常性が強い場合にはこのような操作をする必要がある。

そこで、これらの影響を考慮するパラメータを式 (4) に導入する。

$$u(\omega) = C_N \cdot C_A \cdot \frac{2h}{\omega^2} S_A(\omega) \quad (6)$$

ここに、 $C_N$  は地震動の非定常性を表すパラメータで、定常の時は 1.0 となる。また、 $C_A$  は加速度応答スペクトルが、その地点の地盤増幅特性を適切に評価していない場合の補正係数である。 $C_N$  と  $C_A$  の積が 2 程度であれば道示スペクトルの平坦部のレベルが石パ・スペクトルにほぼ相当し、4 程度であれば共同溝スペクトルにほぼ相当する。

## 5. 波動伝播速度の特性を考慮した応答変位法スペクトルへの変換法

前節で行なった比較は、表層の固有周期に対応する地震動のみを対象としていた。しかしながら、実際の地震記録には、表層の固有周期以外の周期帯域にも大きな振幅を持つ波が存在し、これによって地下構造物に被害を与えることも考えられる。特に管路のような水平方向に長い地下構造物では、地表面に沿って進行する波動に対して安全に設計することが必要であるが、このような波動はほとんどが表面波と考えられる。表面波は比較的長周期域で大きな振幅を持ち、周期に応じて伝播速度が変化する分散性を持つのが普通である。共同溝設計指針等で伝播速度が表層地盤と地震基盤の S 波速度の調和平均で与えられるとしているのも、ガス導管耐震設計指針<sup>14)</sup>で伝播速度が表層地盤の固有周期で変化するとしているのも、表面波の性質を念頭においてのことである。

また、広い周期帯域を持つ地震動に対する設計を考える上では、設計入力地震動を地盤の絶対変位のみで与えることには問題がある。一般に変位は周期が長くなるほど増大するので、地盤変位のみを設計パラメータとして考えると、極端な長周期が問題となってくる。しかし表面波の性質から長周期になれば位相速度も大きくなるので、地盤ひずみ自体はそれほど大きくなら

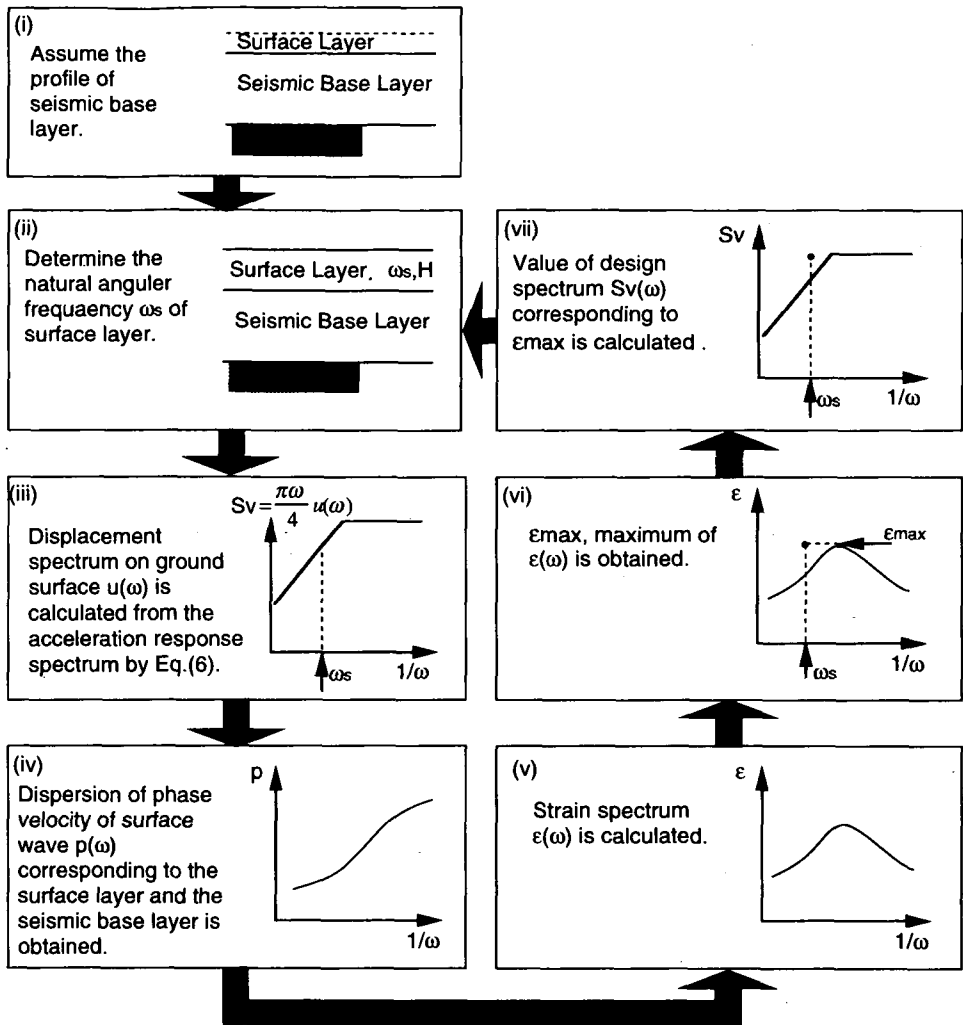


Fig. 9 The conversion procedure from response acceleration spectrum on ground surface to SDM spectrum considering dispersion of phase velocity.

ない。構造物の耐震設計に必要なのは、地盤内の相対変位すなわち地盤ひずみである。したがって設計スペクトルを決める場合には、正しい地盤ひずみを与えるように決める必要がある。

このような考察から、もし表層の固有周期よりも長周期の表面波が存在した場合、それらの地震動の変位と位相速度の関係から発生する地盤ひずみが、表層の固有周期に対応する地震動によって発生する地盤ひずみよりも大きい可能性があり、設計スペクトルはこのことを考慮しておく必要があることがわかる。そこで表面波の伝播速度の分散性を考慮して、地表面における加速度応答スペクトルを応答変位法の規定のスペクトルに変換する方法を以下に提案する。

- (i) 地震基盤面より深層の地盤構造を決定する。
- (ii) 着目する表層地盤の固有角振動数 $\omega_s$ を決める。表層地盤の層厚は $\omega_s$ から求められる。
- (iii) 表層地盤の固有角振動数 $\omega_s$ に対応する地盤種別の加速度応答スペクトルから、地表面の変位波形の振幅スペクトル  $u(\omega)$  を式 (6) で求める。
- (iv) (i) および (ii) で仮定された地盤モデルに対する表面波の位相速度分散曲線  $p(\omega)$  を求める。
- (v) 地盤のひずみスペクトル  $\epsilon(\omega)$  を次式で求める。

$$\epsilon(\omega) = u(\omega) \frac{\omega}{p(\omega)} \quad (7)$$

- (vi) 表層地盤の固有角振動数 $\omega_s$ より長周期の領域における地盤のひずみスペクトル  $\epsilon(\omega)$  の最大値  $\epsilon_{\max}$  を

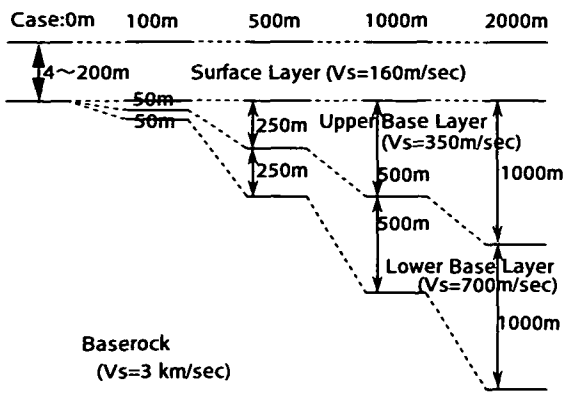


Fig. 10 Cases for analysis.

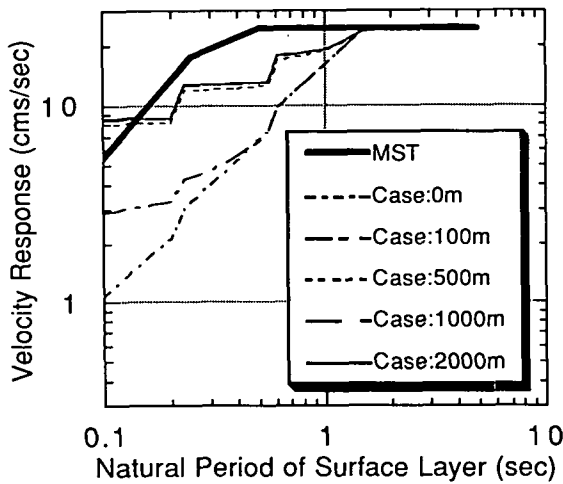


Fig. 11 Comparison of MST spectrum with the converted ERDB spectrum considering dispersion of phase velocity.

求める。

$$\epsilon_{\max} = \max\{\epsilon(\omega); \omega \leq \omega_S\} \quad (8)$$

(vii)  $\epsilon_{\max}$  に対応する設計スペクトル値  $S_V(\omega_S)$  を次式によって算出する。

$$S_V(\omega_S) = \frac{\pi}{4} p(\omega_S) \epsilon_{\max} \quad (9)$$

Fig. 9に示すように、再び(ii)に戻って、上述の変換を表層の固有角振動数 $\omega_S$ を変化させて繰り返すことにより、加速度応答スペクトルを伝播速度の影響を考慮して応答変位法の規定に対応する設計スペクトルに変換することができる。

ここでは、地盤モデルの例として、Fig. 10に示すように岩盤までの洪積層厚が0m, 100m, 500m, 1000m, 2000mの5種類について計算した。洪積層のうち半分の深さまではS波速度350m/sec, その下はS波速度700m/secとし、岩盤のS波速度3km/secとした。表層(沖積層)のS波速度は160m/secとし、厚さは固有周

期によって変化する。なお、対象とする表面波はラブ波とした。

Fig. 11に上述の方法によって、道示スペクトルを応答変位法スペクトルに変換した結果を示す。ただし、変換したスペクトルの平坦な部分のレベルが共同溝スペクトルと完全に一致するように $C_N$ と $C_A$ の積の値を4.28としている。洪積層厚が0mのケースは、前節の変換法の結果と等しいが、洪積層厚が厚くなるにつれて短周期領域では変換されたスペクトルが大きくなっていることがわかる。図には共同溝スペクトルも併せて示しているが、洪積層厚が500m以上については、共同溝スペクトルに近い値になっている。

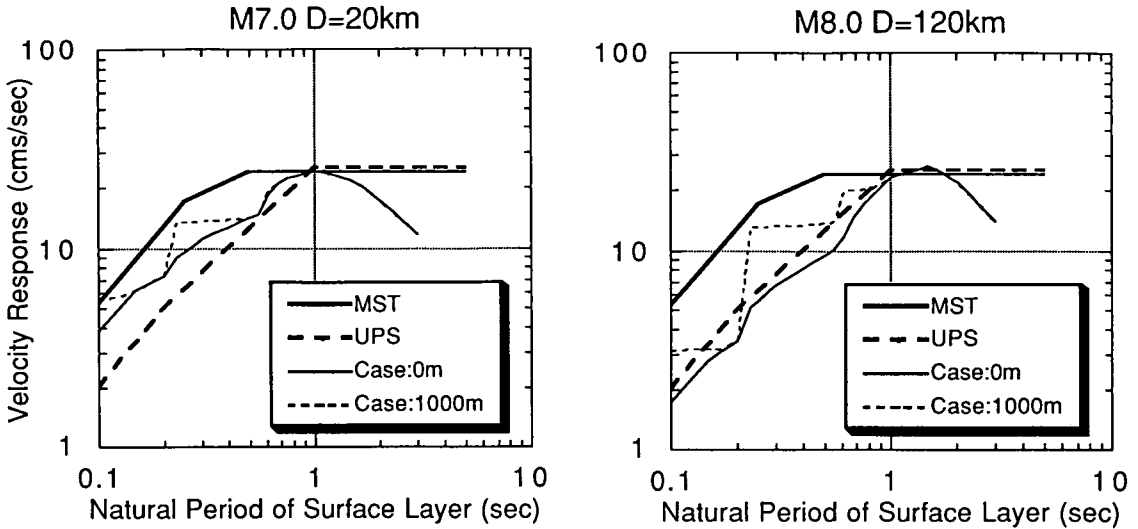
本節でおこなった変換法は、埋設管やシールドトンネル等の水平方向に長い地下構造物の設計の際に有効である。立坑等の鉛直方向に長い構造物では、地層内の鉛直方向の相対的な変位分布のみが構造物の変位に関係するので、表層の固有周期以外の卓越周期を持つ地震動はほとんど無視できる。従って波動の水平方向の伝播速度等を考慮する必要がない。これはFig. 11の洪積層厚0mのケースが該当する。Fig. 2に示したように、駐車場スペクトルは、平坦部と左下がりの部分との境界の周期が、Fig. 11の0mのケースにかなり近い。これらの考察から、駐車場スペクトルは、地下駐車場が水平方向に何百mもの拡がりを持つ場合は少ないことを考慮して、設定された設計スペクトルであると解釈することもできる。

従って駐車場スペクトルを、例えば共同溝やシールドトンネル等の水平方向に長い地下構造物に準用することは、表層地盤の固有周期が1秒程度以下の比較的良好な地盤の場合に設計地震力を過小評価する結果となる。また地下駐車場でも、水平方向に何百mもの広さを持つ特殊な場合は、やはり比較的良好な地盤の地点では設計地震力を小さく見積る可能性がある。

## 6. 平均加速度応答スペクトルと応答変位法スペクトルの関係

前節では道示スペクトルから応答変位法スペクトルに変換した結果について述べたが、前述したように、道示スペクトルは既に構造物の形態や設計法に関する仮定などを含んでおり、純粋な入力地震動スペクトルではない。数多くの地震観測記録の応答スペクトルを統計解析して得られた平均加速度応答スペクトル等から、直接に応答変位法スペクトルが導ければ、純粋な入力地震動スペクトルから地中構造物の設計スペクトルに変換できたことになる。そこで、本節では、前節で提案した変換法を、道路橋示方書に示されている平均加速度応答スペクトルに適用する。





(a) The case of magnitude 7.0 and epicentral distance of 20 km

(b) The case of magnitude 8.0 and epicentral distance of 120 km

Fig. 12 Comparison of SDM spectra with the converted averaged acceleration spectra considering dispersion of phase velocity.

Fig. 12(a)(b)に平均加速度応答スペクトルから応答変位法スペクトルに変換した例を示す。(a)がマグニチュード7で震央距離20kmの場合、(b)がマグニチュード8で震央距離120kmの場合である。堆積層厚は0mと1000mの場合についてのみ示している。周期1秒程度以上の長周期領域で平均加速度応答スペクトルから変換したスペクトルが右下がりになっている点を除くと、共同溝スペクトルは平均加速度応答スペクトルから変換したスペクトルをほぼ包絡している。また駐車場スペクトルはマグニチュード8、震央距離120kmで、水平方向の波動伝播を考慮しない場合にはほぼ相当することが示された。

## 7. 応答変位法の設計スペクトルの規定に関する提案

応答変位法による地中構造物の耐震設計を行なうには、地震時の地盤の変形量を求めるために、地表面における地震動の最大変位を与えなければならないが、これを従来の耐震設計基準のように速度応答スペクトルによって規定するのではなく、地表面の加速度応答スペクトルで規定することを提案する。まず、深さ方向の変位分布のみが必要な場合は、規定された地表面における加速度応答スペクトルを  $S_A(T)$  とすると、地表面地震動の最大変位  $u_{max}$  は、

$$u_{max} = C_N \cdot C_A \cdot 2h \left( \frac{T_S}{2\pi} \right)^2 S_A(T_S) \quad (10)$$

- $C_N$  : 地震動の非定常性を表すパラメータで、定常の時は1.0となる
- $C_A$  : 加速度応答スペクトルが、その地点の地盤増幅特性を適切に評価していない場合の補正係数
- $h$  : 加速度応答スペクトルの減衰定数
- $T_S$  : 地盤の固有周期

で求められる。 $S_A$ が平均応答スペクトルの場合には、 $C_A$ をその標準偏差から規定し、 $C_N = 2.0$ とすれば、前節の結果と同様となる。

地表面地震動の最大変位  $u_{max}$  から地盤内の変位分布  $u(z)$  を求めるには、深さ  $H$  までの地盤内変位分布をモデル化する関数  $D_H(z)$  を用いて、

$$u(z) = u_{max} D_H(z) \quad (11)$$

$z$  : 深さ

で与える。地盤構造が表層地盤と基盤の2層系で近似できる場合には、関数  $D_H(z)$  は、

$$D_H(z) = \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (12)$$

$H$  : 表層地盤の厚さ

とすることができる。

一方、水平方向の変形分布が必要な場合には、従来の耐震設計上の基盤面（せん断波速度が300m/sec程度以上）より深い地盤の影響も考えなければならない。従って、耐震設計上の基盤面より深い地層境界に対する地盤の固有周期に関しても、式(10)でその周期  $T$  に対する地震動の最大変位  $u_{max}(T)$  を算出し、さらに周期  $T$  の表面波伝播速度  $p(T)$  を求めることによって、対象とする深さ  $z$  における地盤の水平方向の歪み  $\epsilon_z(T)$  を

次式で計算する。

$$\epsilon_z(T) = u_{\max}(T) D_H(z) \frac{2\pi}{T \cdot p(T)} \quad (13)$$

このようにして求めた地盤歪み $\epsilon_z(T)$ の最大値を与える周期の地震動に対して設計すれば良い。

## 8. 結論

- (1) 従来の応答変位法の設計スペクトルは、地表面における地震動変位の最大値を、単純に微分して速度振幅に変換したものを示していると考えるのが適当である。
- (2) 地表面における応答スペクトルから、応答スペクトルを求めるために計算した1自由度の振動系の応答を取り除くことで、最大変位に変換することができる。
- (3) 地表面の応答スペクトルから、地盤の共振の影響と地震動の非定常性、および地震波の伝播速度影響を考慮して、応答変位法で用いている設計スペクトルに変換する手法を示した。この手法を、道路橋示方書の設計スペクトルおよび強震観測記録を統計解析して求められた平均加速度応答スペクトルに適用し、これらが共同溝設計指針や駐車場設計・施工指針に規定されている設計スペクトルを近似しうることを示した。
- (4) 応答変位法の設計スペクトルを、地表面における加速度応答スペクトルで規定する方法を提案した。今後、地盤内変位分布をモデル化する関数や、波動伝播速度を表す関数を、簡単な計算で求められる近似式を開発する必要がある。さらに、地震動の非定常性を表すパラメータについても詳細な検討が必要である。

なお、位相速度を求める際に、大阪土質試験所の香川敬生氏作成のプログラムを使用した。記して感謝の

意を表する次第である。本研究の一部は「地下空間の活用と技術に関する研究協議会（座長：土岐憲三）」の研究の一部として実施したものである。

## 参考文献

- 1) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，1981。
- 2) Somerville, P. and Yoshimura, J. : The Influence of Critical Moho Reflections on Strong Motions Recorded in San Francisco and Oakland during the 1989 Loma Prieta Earthquake, Geophysical Research Letters, Vol.17, No.8, pp.1203-1206, July 1990.
- 3) Sawada, S., Kagawa, T. and Iwasaki, Y. : The Effects of Near-Field Motion by Source Mechanism and its Application to Seismic Zonation in Epicentral Area, 4th International Conference on Seismic Zonation, pp.319-326, 1991.
- 4) Sanchez-Sesma, F., Chavez-Perez, S., Suarez, M., Bravo, M.A. and Perez-Rocha, L.E. : The Mexico earthquake of September 19, 1985 - on the seismic response of the valley of Mexico, Earthq. Spectra, Vol.4, pp.569-589, 1988.
- 5) 藤原偉三：平成7年兵庫県南部地震とその被害に関する調査研究，文部省科学研究費突発災害調査研究成果報告書，1995。
- 6) Proceedings of the International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion, Vol.III, March 25-27, 1992.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1990。
- 8) 日本道路協会：石油パイプライン技術基準案-1974, 1974。
- 9) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986。
- 10) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針，1992。
- 11) 土木学会編：動的解析と耐震設計，技報堂出版，1989。
- 12) 高田至郎：ライフライン地震工学，共立出版，1991。
- 13) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法（その10）速度応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所資料第3123号，1992。
- 14) 日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針，1982。

(1996.6.24 受付)

## DESIGN SPECTRA OF THE SEISMIC DEFORMATION METHOD DEFINED ON GROUND SURFACE

Sumio SAWADA, Kenzo TOKI and Siro TAKADA

The design spectra of Seismic Deformation Method for under ground structures have been given by the velocity response spectra defined on the seismic base layer. In this paper, a new method is proposed to define the design spectra in terms of the acceleration response spectra on ground surface. The proposed method makes possible to include the seismic and ground environment in the design spectra of under ground structures. In order to compare the proposed method with the conventional method, a conversion procedure of the spectrum defined on the ground surface into that of Seismic Deformation Method is proposed. The procedure is applied to the seismic design spectrum of Earthquake Resistant Design of Bridges of Japan and the average response spectra determined from 394 components of the strong motion records. The converted spectra are compared with the design spectra defined in various codes for underground structures.