

## 第3章 地下構造物の耐震計算手法の現状と課題

### 3.1 概説

新設地下構造物のための耐震設計、あるいは、既設地下構造物の耐震診断をするには、地下構造物の地震時挙動を定量的に予測するための耐震計算手法が必要である。本章では、地下構造物の耐震計算手法について、現状をまとめるとともに、今後の課題を挙げる。

はじめに、現在用いられている各種の耐震計算手法を調べて整理する。地下構造物の耐震計算手法には、震度法、応答変位法、動的解析法などの種類がある。トンネルのような線状の地下構造物については、縦断方向の耐震計算に用いる計算法と、横断面の検討に用いる計算法がある。また、一口に応答変位法といっても、設計地震動の表現形式、周辺地盤の地震時変位の求め方、また、地下構造物への地震力の作用のさせ方などに、それぞれいくつかの方法があり、それらの組み合わせによって多くのバリエーションができている。そこで、これまでの耐震設計指針類や研究論文などに見られた各種の耐震計算手法をできる限り網羅的に集め、それらの原理や特徴などを説明するとともに、体系的な整理を試みている。なお、ここでは、レベル2地震動に対応した耐震計算法という観点から特に整理はしていない。

次に、こうした各種計算法の中から、比較的簡便な手法としてほとんどの耐震設計指針類に採用されている応答変位法を取り上げる。そして、応答変位法の具体的な計算方法、特に、地震荷重の作用方法が指針ごとに少しずつ異なっていることに着目する。実際、古い設計指針には、「応答変位」法の名のとおり、地盤変位のみを地震力とするものもあれば、最近の指針では「周面せん断力」という地震力が導入されていたりする。そこで、地震時に地下構造物に作用する力について理論的に考察し、応答変位法で考慮すべき地震力の種類について考える。また、応答変位法が抱えている問題点・課題を挙げる。

最後に、地下構造物の耐震計算法における今後の課題について整理する。レベル2地震動に対する検討に用いる地盤物性の設定の問題や、応答変位法に用いる地盤ばねの問題など、現行の耐震計算手法における問題点や、今後、研究の進展が望まれる課題などを整理する。

### 3.2 各種耐震計算手法の調査・整理

#### 3.2.1 地下構造物の耐震計算手法の種類

地下に構築される大規模構造物の中で、重要度が高く、また、地震の影響を受けやすい比較的軟質な地盤に立地することが多いため、設計指針において耐震計算法が定められているものとして、以下の構造物があげられる。

- ・ 沈埋トンネル・水底トンネル（沈埋トンネル耐震設計指針（案）<sup>11</sup>；新耐震設計法（案）<sup>21</sup>）
- ・ シールドトンネル（トンネル標準示方書・同解説〔シールド工法編〕<sup>31</sup>；水道施設耐震工法指針・解説<sup>111</sup>）
- ・ 開削トンネル（トンネル標準示方書・同解説〔開削工法編〕<sup>41</sup>）
- ・ 共同溝（共同溝設計指針<sup>51</sup>）
- ・ LNGタンク等の地下式貯槽（LNG地下式貯槽〔土木設備〕設計指針<sup>61</sup>；地下貯油施設技術指針（案）<sup>71</sup>；LNG地下式貯槽指針<sup>81</sup>）
- ・ 火力・原子力発電所の取・放水ダクト（原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法<sup>91</sup>；原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全照査マニュアル<sup>101</sup>）
- ・ 都市トンネルの立坑（水道施設耐震工法指針・解説<sup>111</sup>）
- ・ 地下駐車場（駐車場設計・施工指針同解説<sup>121</sup>）

これらの地下構造物の設計で用いられている耐震計算法は、構造物の種類および設計指針ごとにそれぞれ細部が異なっているが、次の3種類の方法に大別することができる。

[1]震度法

[2]応答変位法

### [3]動的解析法

また、最近の研究論文や設計事例においては、2次元有限要素法（FEM）により地下構造物および周辺地盤を一体としてモデル化し、静的な力に置き換えた地震力をこのモデルに作用させて構造物の挙動を解析しようとする試みが散見される。解析手法は一通りではなく、地震力を静的な力に置き換える方法などに、いくつかの考え方があられる。こうした解析手法は既に挙げた3種類の解析手法からの派生法といえなくもないが、ここでは、この種のFEMを用いた準動的解析法も、地下構造物の耐震計算手法の一グループとして次のように総称して取り上げることとする。

### [4]FEM系準動的解析法

以下に、これら4種類の耐震計算手法をごく簡単に説明する。

#### (1)震度法

震度法は、地震動加速度によって構造物の各部に生じる慣性力の影響を地震力として評価し、これを構造物に静的に作用させて、応力や変形の計算、転倒・滑動の判定などを行う方法である。橋梁など地上にある（慣性力の影響が支配的な）構造物や重力式護岸などの耐震設計に古くから適用されてきた。地震力は構造物の各部の質量に対して作用するものとし、その大きさは、各部の重量に設計震度または震力係数を乗じた大きさである。設計震度または震力係数を、地震動加速度を重力加速度で除した値と解釈すると、応答加速度が地震動加速度とほぼ等しい比較的剛な構造物については震度法はそのまま適用できる。しかし、柔構造で固有周期の長い構造物や上部ほど大きく揺れる構造物などでは、地震動に対する構造物の動的応答特性や各部ごとに变化する設計震度または震力係数を考える必要がある。こうしたことを考慮した震度法を修正震度法という。

地下構造物においても、一部の線状構造物の横断面方向の耐震計算や、地下式タンクの耐震計算に、震度法が用いられている。こうした場合の地震力としては、構造物の自重に起因する慣性力のほか、上載土の慣性力の影響、地震時土圧、内容液による動液圧なども適宜考慮する。地震時土圧の算定には、設計震度または震力係数が算式中に考慮されている物部・岡部の土圧公式が専ら使われるが、これによる土圧は地下構造物における地震時挙動観測などで計測される土圧の特性とは大きく異なることが知られており、地下構造物の耐震計算に震度法を適用する場合の大きな問題点となっている。また、地中の設計震度をどう設定するかについても、特に大深度地下構造物の場合にはその深さ方向分布が計算結果を支配するため、設計上の問題点の一つである。

#### (2)応答変位法

地下構造物はその周囲を地盤に拘束されているため、地上構造物とは違って、地震動による慣性力で構造躯体が固有な振動（その典型が共振現象）をするようなことはない。これまでに実施された地下構造物の地震時挙動観測や模型振動実験などによると、地下構造物は地震時に周辺地盤の動きに追従して挙動するということが明らかになっている。すなわち、地下構造物の地震時の加速度や変位は周辺地盤のそれらとほぼ等しく、地盤と構造物とが一体となって揺らされる。地震時に地下構造物に応力や変形が生じるのは、周辺地盤の地震時の動きが深さ方向または水平方向に少しずつ異なり構造物の寸法の範囲で地盤内に変位差（ひずみ）が生じて、構造物がこの変位差で地盤から強制的に変形させられるためである。

応答変位法は、このような地下構造物の地震時挙動の特性に基づいて開発された解析手法である。考案された1970年代初頭には、埋設管やトンネルなど線状地下構造物の縦断方向の耐震計算法として用いられ、石油パイプライン技術基準<sup>13)</sup>（1974年）などの設計指針に取り入れられた。この計算手法では、線状地下構造物を地盤ばねに支えられた棒またははり（弾性床上のはり）にモデル化する。地盤ばねは、構造物の剛性と地盤の剛性とが異なるために生じる両者間の相互作用を定量的に表すための力学要素である。構造物への地震力は、別途、構造物の軸線に沿う地盤の地震時の変位分布（変位差）を設定しておき、この地盤変位に対応するように解析モデルにおける地盤ばねの端部を強制変位させることにより与える。すなわち、線状地下構造物を模した棒またははりに、地盤ばねを介して周辺地盤の地震時変位を強制的に与えることにより、構造物の縦断方向に生じる応力や変形を求めるのである。その後1970年代の後期には、それまで震度法が適用されていた大規模地下構造物の横断面方向の耐震計算にも適用されるようになった。この場合は、地下構造物の横断面を骨組み構造にモデル化し、その周囲に地盤ばねを分布させる。地震力

としての地盤変位は、構造物の深さ方向に見た変位差である。

応答変位法においては、周辺地盤の地震時変位が地下構造物への地震力を規定する。この設計用地盤変位は地盤条件に応じて地下構造物の縦断方向および深さ方向について設定する必要があるが、これは設計指針類にしたがって定めたり、地盤のみの動的解析を行って求めている。

上述したように、応答変位法においては解析モデルの中に「地盤ばね」という力学要素が用いられる。この地盤ばねに与えるばね定数は耐震計算の最終結果を大きく左右する重要な数値であるが、その合理的な評価方法は確立されておらず、応答変位法における最大の課題となっている。また、詳細については別章で示すが、解析モデルに作用させる地震力について様々な考え方があるために設計実務での混乱も見られ、耐震計算法としての理論体系の整備が望まれる。

### (3) 動的解析法

動的解析法は、地盤・構造物系をそれぞれの動的応答特性を表すことのできる動力学モデルに置き換え、これに設計地震動の時刻歴波形を入力して力学モデルの時々刻々の挙動を解析することにより、設計地震動に対する構造物各部の応力や変形を時刻歴で求める方法である。動力学モデルとしては、有限要素法によるモデル、質点・ばね・骨組み系モデルなど種々あるが、いずれにしても、地下構造物の挙動は地盤・構造物系の質量、剛性、および減衰の各特性を定式化した振動系の外乱（地震動）に対する運動方程式として記述されることになる。

地下構造物の耐震計算に動的解析法を用いることの意義としては、震度法や応答変位法といった静的解析を基本とした比較的簡便な手法に比べ、周辺地盤の動的特性を詳細に設計に反映させることが挙げられる。特に、線状構造物の縦断方向に地形や地層構造が急変するなどして地盤の振動特性が大きく変化する場合などに、動的解析法が有効である。一方で動的解析法には、動力学モデルを作成するのに多くの特殊なデータを必要とすること、解析プログラムが一般には普及しておらず解析技術者も少ないこと、計算に膨大な演算を要し多額の解析費用がかかることなどの諸事情があり、設計実務では敬遠される向きもある。こうしたことから、これまでは、構造物の重要度の高い原子力発電所や構造形式が複雑な沈埋トンネル等、ごく限られた種類の地下構造物の耐震設計に適用されてきた。

### (4) FEM 系準動的解析法

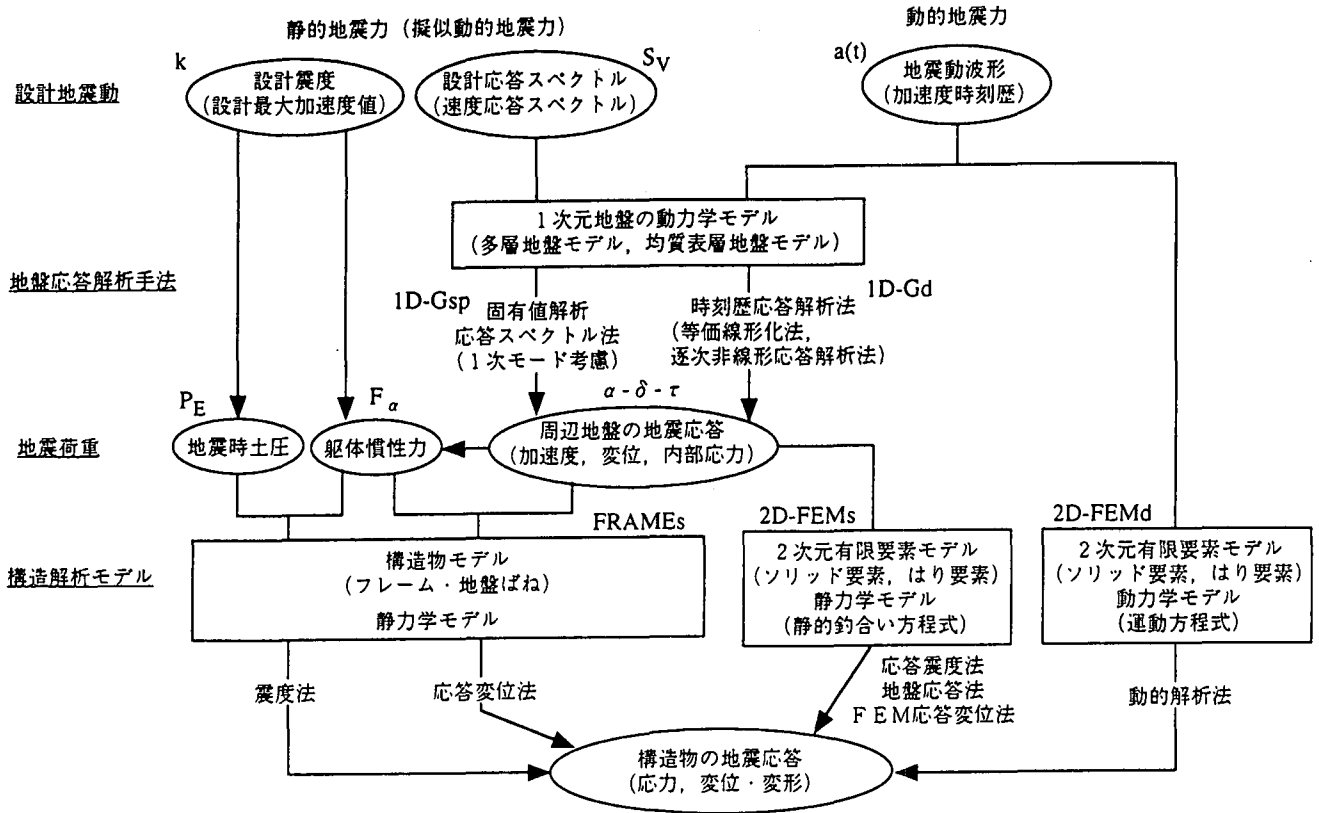
地中ダクトや地下鉄の駅舎・トンネルなど、線状構造物の横断面方向の耐震計算に最近用いられるようになった手法である。地震力の作用のさせ方にいくつかの考え方があり一定の方法に収束しているわけではないが、いずれの手法でも、地下構造物の横断面は周辺地盤と併せて動的解析法と同様の2次元FEMでモデル化される。ただし、この2次元FEMモデルに作用させるのは地震動の時刻歴ではなく、設計地震動に対する自然地盤（地下構造物構築前の原地盤）の応答において地下構造物の応力が最大となると考えられる瞬間の地盤の状態をとらえ、これを再現するような力を2次元FEMモデル全体に静的に作用させるのである。地盤の地震時の状態を再現する力として、自然地盤の応答加速度や応答変位の深さ方向分布などが考えられており、その考え方によって解析手法に「応答震度法」「地盤応答法」「FEM 応答変位法」などの呼称が付けられている。

こうした解析手法は、地震力の考え方を理論的に明確にする必要があるものの、応答変位法が抱える「地盤ばね」という厄介な問題を避けると同時に、地震力を静的に扱って静的解析とすることにより動的解析法ほどの解析費用がかからないという点で、非常に有力な耐震計算法であるといえる。

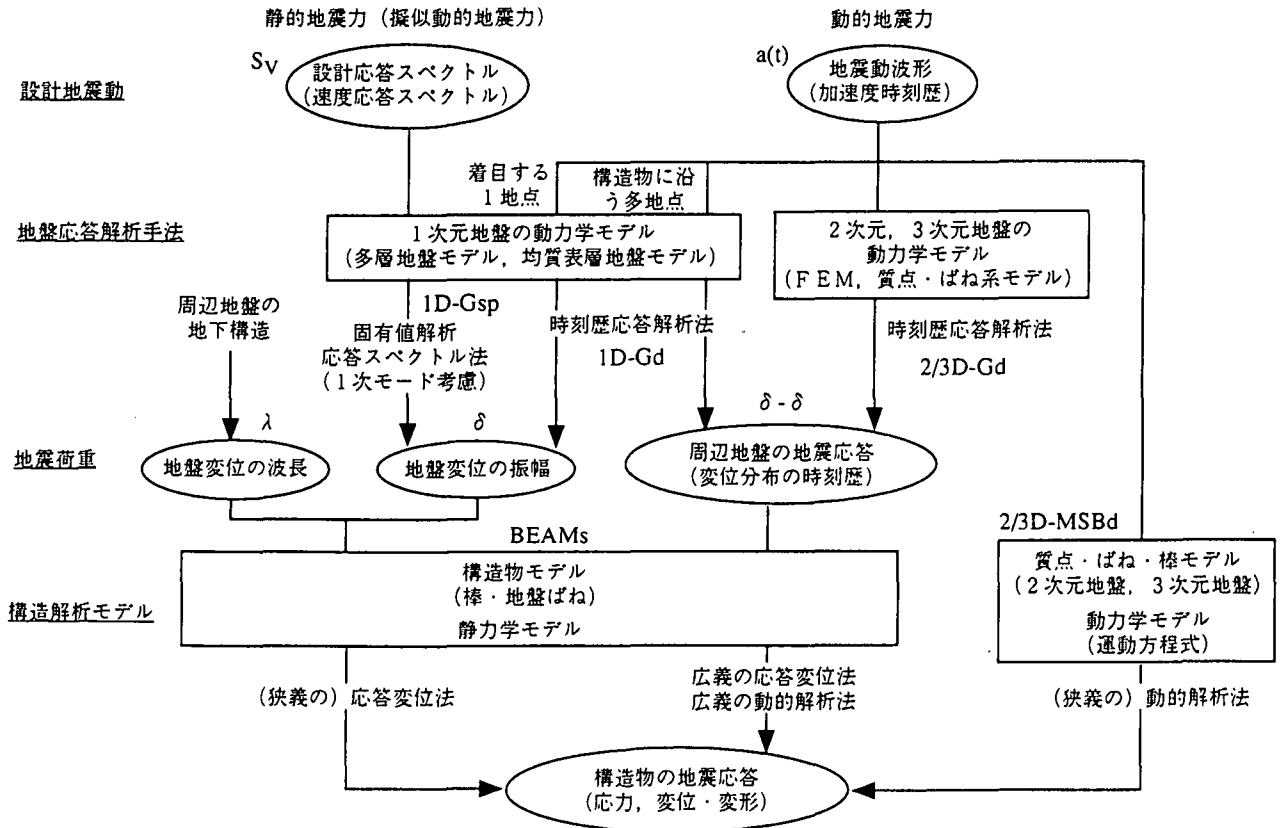
## 3.2.2 各種耐震計算手法の相互関係

地下構造物の耐震計算手法には大別して4種類の方法があることは前章で述べたが、それぞれの方法の中にも、地震力の設定方法の違いやその他細部の違いによる別法や応用手法がある。また、それら一つ一つの手法に適切な呼称が付けられているとは限らない。そうした状況であるため、地下構造物の多種多様な耐震計算手法の全貌を明らかにし、それらを体系的に整理するのは容易なことではないが、横断面方向の計算と縦断方向の計算とに分けてその整理を試みたのが、図-3.2.1である。

同図では、設計地震動に対する地下構造物の地震応答を算出するまでのプロセスに注目し、そのフローならびに用いている解析モデルや計算技術の組合わせという観点から、各種耐震計算手法を相互の関連が



(a) 横断面方向の解析手法



(b) 縦断方向の解析手法

図-3.2.1 線状地下構造物の各種耐震計算手法

わかるように整理してみた。計算フロー上の主要プロセスとしては、設計地震動の設定、地震荷重の算定、および構造解析を取り出した。ここで、設計地震動の設定とは別に地震荷重の算定というプロセスをわざわざ1工程として取り上げたのは、特に応答変位法では地下構造物への直接の地震力として周辺地盤の地震時変位や地盤内応力を設計地震動や周辺地盤の条件などから設定する必要があり、このプロセスが地下構造物の耐震計算における重要な作業であり、かつ、大きな特徴であると考えられるからである。そして、その地震荷重を算定するための地盤応答解析法に各種あるので、これを整理分類項目の一つとして取り上げた。

例えば、線状構造物の縦断方向の耐震計算で、設計指針などで普通に「応答変位法」と呼ばれている計算手法では、設計地震動が速度応答スペクトル  $S_v$  の形式で与えられている。この設計地震動に対して周辺地盤が地震時にどの程度の大きさの変位振幅で揺れるのかを、応答変位法では1次元の表層地盤モデルを設定し、その1次振動モードの固有周期と与えられた速度応答スペクトルとから算出する（この解析工程を1D-Gspと表記する）。このとき地盤の1次固有周期は、表層地盤の地層構造が複雑であれば固有値解析を行って算出するし、比較的単純な地層構造であれば設計指針などの中で公式の形で示されているので、それをを用いて算出する。地盤変位の振幅とは別に、周辺地盤の地下構造に基づいて、構造物の縦断方向に沿った地盤変位の波長を定める。これで、構造物への地震力である地盤変位の振幅  $\delta$  と波長  $\lambda$  とが決定された。続いて、構造物・地盤系の構造解析モデルとして弾性床の上の棒モデル（この解析モデルをBEAMsと表記する）を作成し、このモデルの地盤ばねを先に決定した地盤変位に対応させて強制変位させることにより、最終的に構造物の応力や変形を算出するのである。すなわち、普通に応答変位法と呼ばれている計算手法は、

応答変位法-1:  $S_v \rightarrow 1D-Gsp \rightarrow \delta + \lambda \rightarrow BEAMs$

という組合せである。ところで、設計地震動が加速度波形  $a(t)$  として与えられるケースも少なくない。この場合は、設計地震動から地盤変位の振幅（地震荷重）を算定する部分が上述のフローとは異って時刻歴応答解析法（これを1D-Gdと表記する）に代わる。すなわち、一連の解析が

応答変位法-2:  $a(t) \rightarrow 1D-Gd \rightarrow \delta + \lambda \rightarrow BEAMs$

という組合せとなる。ここでは地盤変位の振幅を算定するのに動的解析を行うのであるが、これも応答変位法と称される。このように、ひとくちに「応答変位法」といっても、いくつかのバリエーションがある。

一方、動的解析法は、構造物・地盤系を一体とした動力学モデルに地震動波形を入力して、途中、周辺地盤の地震時変位の算定というプロセスを陽な形で行わずに直接、構造物の応力や変形を求める手法である。すなわち、

動的解析法:  $a(t)$  の設計地震動  $\rightarrow 2/3D-MSBd$  (2次元または3次元動力学モデル) による構造解析という解析の流れとなっている。このように図-3.2.1は、各種の耐震計算手法とそれらの別法・応用手法の関係が分かるように分類整理したものである。

以下に、上述の応答変位法や動的解析法も含め、地下構造物の耐震設計で実際に用いられている耐震計算手法の主要なものを列挙してみる。なお、上に説明した応答変位法-1などは、一見純粹に静的な計算手法に見えるが、地盤の地震時変位を速度応答スペクトルと地盤の固有周期とから算定するプロセスにおいて地盤の動的応答が考慮されているという点を踏まえて、ここでは準動的解析法という位置付けとする。

### (1) 線状地下構造物の横断面方向の耐震計算手法

静的解析法

・震度法:  $k \rightarrow P_e + F \alpha \rightarrow FRAMEs$

準動的解析法

・応答変位法-1:  $S_v \rightarrow 1D-Gsp \rightarrow \alpha - \delta - \tau$  (および  $F \alpha$ )  $\rightarrow FRAMEs$  (駐車場設計施工指針の方法)

・応答変位法-2:  $a(t) \rightarrow 1D-Gd \rightarrow \alpha - \delta - \tau$  (および  $F \alpha$ )  $\rightarrow FRAMEs$  (地盤変位の算定に動的解析を用いる)

・FEM系準動的解析法:  $a(t) \rightarrow 1D-Gd \rightarrow \alpha - \delta - \tau \rightarrow 2D-FEMs$  (応答震度法、FEM応答変位法、地盤応答法など)

注)  $S_v \rightarrow 1D-Gsp \rightarrow \alpha - \delta - \tau \rightarrow 2D-FEMs$  の組合せも見られる

動的解析法：a(t)→2D-FEMd

## (2)線状地下構造物の縦断方向の耐震計算手法

準動的解析法（狭義の応答変位法）

- ・ 応答変位法-1： $S_v \rightarrow 1D-Gsp \rightarrow \delta + \lambda \rightarrow BEAMS$ （最も簡便な手法）
- ・ 応答変位法-2： $a(t) \rightarrow 1D-Gd \rightarrow \delta + \lambda \rightarrow BEAMS$ （地盤変位の算定に動的解析を用いる）

動的解析法

- ・ 狭義の動的解析法： $a(t) \rightarrow 2/3D-MSBd$
- ・ 広義の動的解析法-1： $a(t) \rightarrow 2/3D-Gd \rightarrow \delta - \delta \rightarrow BEAMS$ （地盤と地下構造物とを分離した動的解析法）
- ・ 広義の動的解析法-2： $a(t) \rightarrow 1D-Gd$ （多地点について計算） $\rightarrow \delta - \delta \rightarrow BEAMS$ （構造物に沿う多地点で1次元地盤の応答解析実施）

注）最後の2法は、広義の応答変位法という見方もできる

### 3.2.3 耐震計算手法各論

#### (1)震度法

震度法は、その性質上、慣性力の影響が支配的な構造物に適した耐震設計法であるが、地下構造物にも適用できる。構造物の重量が周辺地盤の重量に比較して相当程度重い場合、構造物の自重に起因する慣性力が支配的となる。比較的剛な地下構造物では、地震動による入力加速度とそれに対する応答加速度がほぼ等しいため、地上構造物に対するのと同様に震度法をそのまま適用することができる。柔な構造物や、場所ごとに応答加速度の異なる構造物にも、地震動に対する構造物の動的応答特性を考慮したり、各部分ごとに異なる設計震度を与えたりすることによって、震度法（修正震度法）を適用することが可能である。したがって、震度法は、トンネルのような線形構造物の横断方向の耐震設計に用いられることが多い。

震度法を取り入れた設計指針には、沈埋トンネル耐震設計指針（案）<sup>11</sup>（1975年）、トンネル標準示方書（開削工法編）<sup>11</sup>（1996年）、水道施設耐震工法指針<sup>11</sup>（1997年）などがある。

震度法を地下構造物に適用する場合、構造物が受ける力として、自身の慣性力の他に、載荷重に起因する慣性力、地震時土圧、内容液による動液圧（タンクの場合）等を考慮する必要がある。

#### (a)載荷重に起因する慣性力

トンネルの一部が露出する場合、トンネル上に地上構造物の基礎が載荷されている場合、トンネル断面の構造条件が急変する場合、トンネルが軟弱地盤中にある場合、地盤条件が急変する場合、トンネルが液化化するおそれのある砂地盤中にある場合等は、地震の影響が大きいので、土かぶり圧の他にトンネルに作用する載荷重を慎重に考慮しなければならない。

#### (b)地震時土圧

地震時土圧の算定に用いられる物部・岡部の式は、Coulombの主働土圧の式を水平震度  $k_h$  および鉛直震度  $k_v$  を用いて修正したもので、重さ  $W$  のすべり土塊に慣性力の水平・鉛直成分として  $k_h W$  および  $k_v W$  をそれぞれ加える。擁壁の鉛直高さ  $H$ 、擁壁の背面傾斜角  $\alpha$ 、裏込め面の水平に対する傾斜角  $\beta$ 、裏込め面上の等分布荷重  $q$ 、裏込め土の内部摩擦角  $\phi$ 、裏込め土と擁壁との摩擦角  $\delta$  の場合の Coulomb の主働土圧は

$$P_{AE} = \frac{1}{2}(1-k_v) \left( \gamma + N \frac{2q}{H} \right) H^2 \frac{K_{AE}}{\sin \alpha \sin \delta} \quad (3.2.1)$$

$$N = \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (3.2.2)$$

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\alpha - \theta_0 + \phi) \cos \delta}{\cos \theta_0 \sin \alpha \sin(\alpha - \theta_0 - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta_0)}{\sin(\alpha - \theta_0 - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right\}^2} \quad (3.2.3)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1-k_v} \right) \quad (3.2.4)$$

である。これを通常の Coulomb の主働土圧と比較すると、土の内部摩擦角が見掛け上  $\theta_0$  だけ減少したものと考えることができる。 $\tan \theta_0 = k_h / (1 - k_v)$  を合震度という。

## (2) 応答変位法

先に述べたように、地下構造物の地震時の動きはその周囲の地盤の動きに左右される。このため、地震時の慣性力を無視し、地盤内に生じる変位差（相対変位）を地盤ばねを介して構造物に静的に作用させ、構造物の応力を求める方法が考えられた。これが応答変位法である。

応答変位法を取り入れた設計指針（部分的に取り入れたものも含む）は、石油パイプライン技術基準<sup>13)</sup>（1974年）のほか、沈埋トンネル耐震設計指針（案）<sup>11)</sup>（1975年）、ガス導管耐震設計指針<sup>14)</sup>（1982年）、共同溝設計指針<sup>5)</sup>（1986年）、駐車場設計・施工指針<sup>12)</sup>（1996年）、トンネル標準示方書（開削工法編）<sup>4)</sup>（1996年）、同（シールド工法編）<sup>3)</sup>（1996年）、水道施設耐震工法指針<sup>11)</sup>（1997年）などがある。

前述のように、地下構造物は地上構造物とは異なり、周辺地盤の地震時の変位・変形に応じた挙動をするため、周辺地盤の地震時の変位に基づいた耐震設計法である応答変位法は、有効な設計法であると考えられる。応答変位法では、地下構造物にとって最も危険な瞬間の地盤変位変位分布を入力することが求められる。線状地下構造物は、場所ごとに異なる地震動を受けるが、複雑な地盤の変位分布を単純化したものが設計に用いられる。

地表面に平行な剛な基盤を考える。この上に厚さ  $H$  の表層地盤があって、基盤面での水平設計震度が  $k_h$  である地震動を受けるとする。このとき、表層地盤はせん断振動し、鉛直変位の分布は余弦関数となると定義する。表層地盤内にある線状構造物を弾性床上のはりとしてモデル化し、第1次の振動モードに着目する。第1次のモードに関する刺激係数は  $4/\pi$  であるから、単位震度あたりの速度応答スペクトルを  $S_v$ 、変位応答スペクトルを  $S_D$ 、表層地盤の第1次固有周期を  $T_S$  とすれば、深さ  $z$  における水平変位振幅  $u_k(z)$  は

$$u_k(z) = 4S_D k_h \cos(\pi z / 2H) / \pi = 2S_v T_S k_h \cos(\pi z / 2H) / \pi^2 \quad (3.2.5)$$

と表される。

単位震度あたりの速度応答スペクトル  $S_v$  は、表層地盤の第1次固有周期の関数であり、レベル1地震動については、石油パイプライン、沈埋トンネル、ガス導管、共同溝、駐車場の設計指針において、それぞれ両対数紙上の折れ線として与えられている。水道施設耐震工法指針では、これに加えてレベル2地震動についての  $S_v$  も与えられている（レベル1地震動については石油パイプライン技術基準と同じ）。また、地震動の水平方向の見掛けの波長  $L$ （波動の山の頂点から次の隣り合う頂点までの距離）も、石油パイプライン、共同溝、水道施設の各指針では、表層地盤と基盤の地震動で最も卓越する波動の波長の調和平均、ガス導管耐震設計指針では、表層地盤の地震動の見掛けの伝播速度と固有周期との積とそれぞれ規定されている。沈埋トンネル、駐車場の指針には  $L$  の規定はない。

設計水平震度  $k_h$  については、

$$k_h = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot k_0 \quad (3.2.6)$$

$\Delta_1$  : 地域別係数

$\Delta_2$  : 地盤特性による補正係数

$\Delta_3$  : その他の補正係数

$k_0$  : 標準設計水平震度

のように与えられる。 $k_0$  は 0.2 とされることが多い。

表層地盤の固有周期  $T_S$  を求めるには、地盤を  $n$  個の地層に分け、各層内での伝播時間の和によって

$$T_S = 4 \sum_{i=1}^n H_i / V_{Si} \quad (3.2.7)$$

とするか、あるいは地盤を等価な単層地盤に置換して

$$T_s = \frac{4H^2}{\sum_{i=1}^n V_{Si} H_i} \quad (3.2.8)$$

とする。

### (3) 動的解析法

沈埋トンネルやシールドトンネルのような線状地下構造物の動的解析は、縦断方向と横断方向に分けて2次元問題として解析する場合が多い。縦断方向の解析では、軸歪みや継ぎ手部に作用する引張力の評価を行う。一方、横断方向の解析では、断面内に作用するモーメント分布等の評価を行う。

#### (a) トンネル等の縦断方向の動的解析

##### (a-1) モデル化の考え方

縦断方向の動的解析では、線状地下構造物を含んだ表層地盤をモデル化するため、モデル化の範囲は深さに較べて軸方向が非常に長くなる。そこで、表層地盤を深さ方向にはひとつの質点で代表させ、これを軸方向に多数配置し相互作用を表すバネで結んだバネ～マス系に置換する場合が多い。モデル化の一例を、図-3.2.2 に示す。もちろん、表層地盤の物性が深さにより大きく変化する場合は、有限要素法により解析をする必要がある。一方、シールドトンネル等の線状地下構造物は、梁要素にてモデル化を行う。

時刻歴応答を行う時、表層地盤を表すバネ～マス系とシールドトンネル等を表す梁要素を同時に解くのが、本来の動的解析の考え方である。しかし、先ず表層地盤のバネ～マス系のみで時刻歴応答を求めておいて、シールドトンネルには表層地盤の時刻歴変位を慣性力の効果を無視して静的に与える手法も慣用的には用いられる。この手法は、シールドトンネル等の軸剛性で非線形効果を考える場合には、本来の動的解析を行うよりも、収束性の問題で有利である。

##### (a-2) 表層地盤のモデル化

図-3.2.2 に示したように、表層地盤を表すバネ～マス系は、[1]その区間の地盤の代表的な挙動を表す質点と、その質点と基盤を結ぶバネ、[2]地盤を表す質点と地下構造物の相互作用を表すバネに分類できる。

先ず、表層地盤の質量  $M$  は、図-3.2.3 に示すように地下構造物に直交する形で水平幅  $W$  だけ考えた部分の質量を考える。基盤と表層地盤の質点を結ぶせん断バネ値  $K_1$  は、表層地盤の深さと物性値によりきまるせん断振動の固有周期  $T$  により、

$$K_1 = 4\pi^2 M / T^2 \quad (3.2.9)$$

にて求められる。また、表層地盤の間を結ぶ軸方向バネは、その間の地盤の物性値より

$$K_2 = EHW / L \quad (3.2.10)$$

により求められる。

次に、表層地盤と地下構造物の相互作用を表すバネ  $K_3$  は、図-3.2.4 に示すようにその区間の地下構造物と表層地盤を水平幅  $W$  だけ取り出し、地下構造物を軸方向に強制変位を与えた時に発生する反力から算出することができる。水平幅  $W$  は表層地盤中に地下構造物があることにより挙動が影響される範囲であると考えことにすれば、水平幅  $W$  を十分大きくとることにより水平幅  $W$  の取り方に依存しないバネ  $K_1 \sim K_3$  を求めることができる。この水平幅の目安として、表層厚さの5倍程度がよいとされている。

##### (a-3) 地下構造物の非線形性

シールドトンネル等の線状地下構造物では、単位構造の接続部は、圧縮に対してほとんど変形することなく力を伝達できる。一方、引張に対しては、継手構造のみで力を伝達するため、容易に変形が生じてしまう。従って、地下構造物本体を、図-3.2.5(a)に示すように、線形応答を示す単位構造と上述の非線形応答を示す継手部にわけてモデル化を行うべきである。ただ、このような煩雑なモデル化を行わずに、図-3.2.5(b)に示すように、梁要素の引張剛性に継ぎ手部の引張り剛性も含めた等価引張剛性を導入する場合が多い。



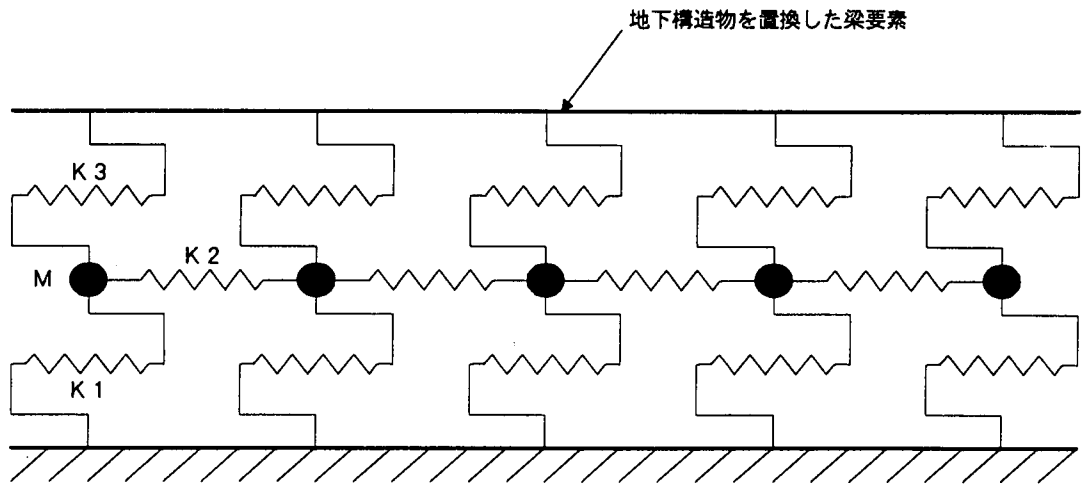


図-3.2.2 縦断方向のモデル化の考え方

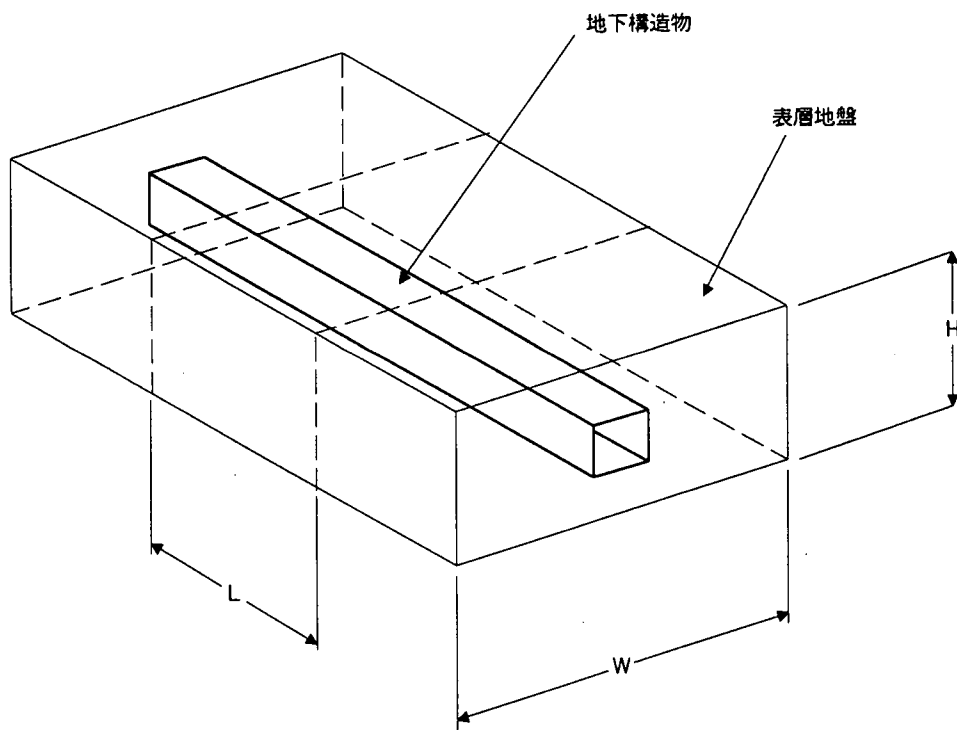


図-3.2.3 表層地盤のモデル化 ( $M$ 、 $K_1$ 、 $K_2$ )

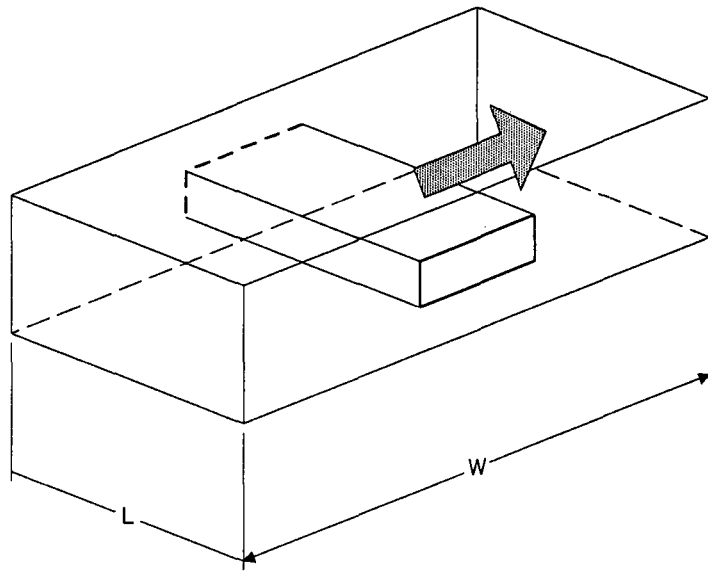


図-3.2.4 表層地盤のモデル化 ( $K_3$ )

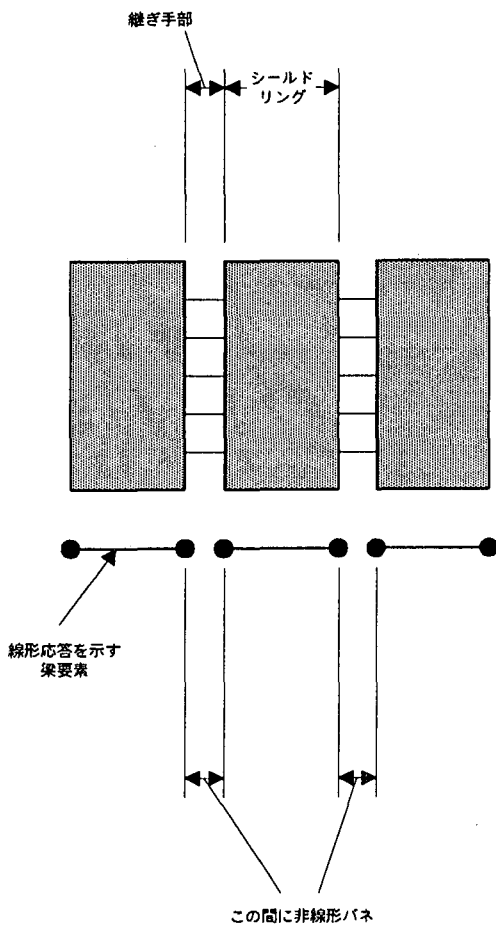


図-3.2.5(a) 構造物の非線形性のモデル化

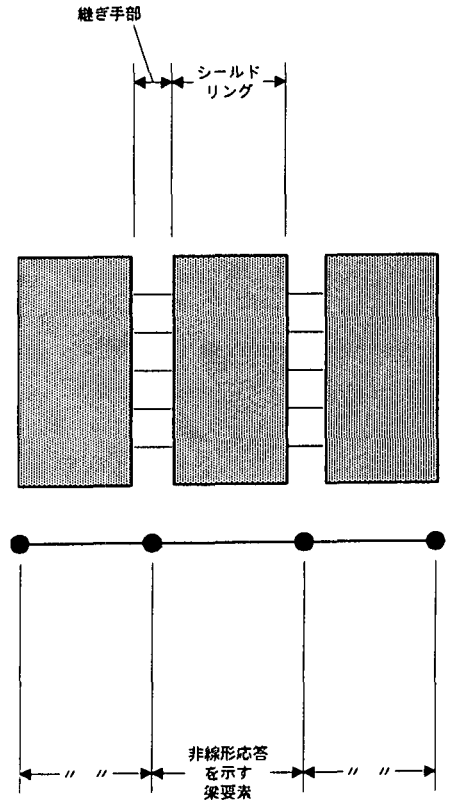


図-3.2.5(b) 構造物の非線形性のモデル化

#### (a-4)減衰について

時刻歴応答解析においては、減衰特性を考慮する必要がある。地盤自体の減衰特性はせん断歪み依存性があり複雑であるが、地震応答解析の目的が地下構造物であれば、例えば道示などで提案されている 10～30%を適用すれば十分であると考えられる。これを簡単にはレーリー減衰に置換できる。

ここで考えている縦断方向の地震応答解析のモデルでは、次の 3 つの固有振動が考えられる。[1]表層地盤の固有振動、[2]地盤との相互作用を含めた地下構造物の固有振動、[3]地下構造物自体の軸方向振動。これらの中で、[1]と[2]が関心のある振動に支配的であると考えられるので、この 2 つの固有振動数を使って解析モデルのレーリー減衰の定数  $\alpha$ 、 $\beta$  を決めることができる。

#### (b)トンネル等の横断方向の動的解析

##### (b-1)モデル化

横断方向の動的解析は、2次元有限要素法により、図-3.2.6 に示すような解析モデルにより行う。有限要素法を用いることにより、地下構造物の形状や地層構造などを正確に評価でき、精度の高い解析を行うことができる。通常、地盤を平面ひずみ要素で、トンネル等の地下構造物を梁要素にてモデル化することにより、地震時に地盤に発生するせん断応力・ひずみや、構造物に作用するモーメント等を評価できる。

モデル化の範囲は、基盤（せん断波速度  $V_s=300\text{m/s}$  以上の地層）から上の表層地盤を、対象とする地下構造物の影響がでないように十分距離をとった所までとする。また、地震波は基盤面から入力を行う。

地盤をモデル化した平面ひずみ要素は、基盤から入力された地震波を伝播できるように、関心のある地震波の波長の  $1/6\sim 1/8$  程度に要素分割を行う必要がある。例えば、せん断波速度  $V_s=150\text{m/s}$  の地盤で、5Hz までの地震波動を考えて解析しようとするれば、波長が 30m であるので要素分割を 5m 以下にすればよい。

##### (b-2)仮想境界条件

図-3.2.6 に示した解析モデルは、本来無限であるべき地盤を仮想境界で切り取ってモデル化を行っている。この仮想境界には、伝播してきた地震波動が反射しないように、粘性境界やエネルギー伝達境界などの特別な処理を施す必要がある。

粘性境界では、仮想境界の垂直方向とせん断方向にそれぞれ  $V_p$  と  $V_s$  に対応する波動インピーダンス ( $\rho V_p$ 、 $\rho V_s$ ) を減衰係数にもつダンパー要素を配置する。図-3.2.7 に粘性境界の概念図を示す。

一方、エネルギー伝達境界は、仮想境界上を表面波と仮定した逸散波が伝播仮定して拘束を与える手法である。処理は、粘性境界より難しいが、粘性境界より効率的に伝播波動を消去することができる。

##### (b-3)地盤の非線形性

地盤はのせん断弾性係数  $G$ ・減衰定数  $h$  は、振動時のせん断ひずみに依存して変化する。これを時刻歴解析に反映しようとするれば、各要素ごとに全応答時間で要素剛性を計算し直し、さらに全体マトリクスの分解も毎時間ステップで行うこととなる。このような処理を行えば非常に多量の計算を必要とするため、例えば、別途、地下構造物がないものとして 1次元の重複反射法 (SHAKE 等) にて各地層のせん断剛性と減衰定数を決定しておき、有限要素法の計算では決定された定数を固定して用いるといった、簡便法がよく用いられる。

#### (4)応答震度法

片山ら<sup>15)、16)、17)</sup>が、地中ダクト横断面や地中送電線用立坑の解析のために提案した耐震計算手法である。地震の影響を評価するのに、自然地盤の応答加速度 (応答震度) を用いることから、初め「強制震度法」<sup>15)</sup> と称され、その後「応答震度法」<sup>16)</sup> の名称が使われるようになった。英語名は GRAMBS (Ground Response Acceleration Method for Buried Structures) とされている<sup>17)</sup>。地下構造物の横断面方向の耐震計算法として多く用いられる応答変位法は、その解析モデルの一部である地盤ばねの設定方法や地下構造物に作用させる地震荷重の考え方が設計指針・基準類ごとにまちまちで一貫性がなく、また、その解析結果が 2次元動的 FEM による結果と大きく異なる場合があるなどの問題点を抱えているために、応答変位法に代わる簡便な耐震計算手法として、この応答震度法が考案された。2次元動的 FEM 解析の近似解を目指したもので、地下構造物に発生する地震時断面力が最大となる瞬間の地盤・構造物系の応力状態を 2次元静的 FEM 解析によって再現しようとするものである。

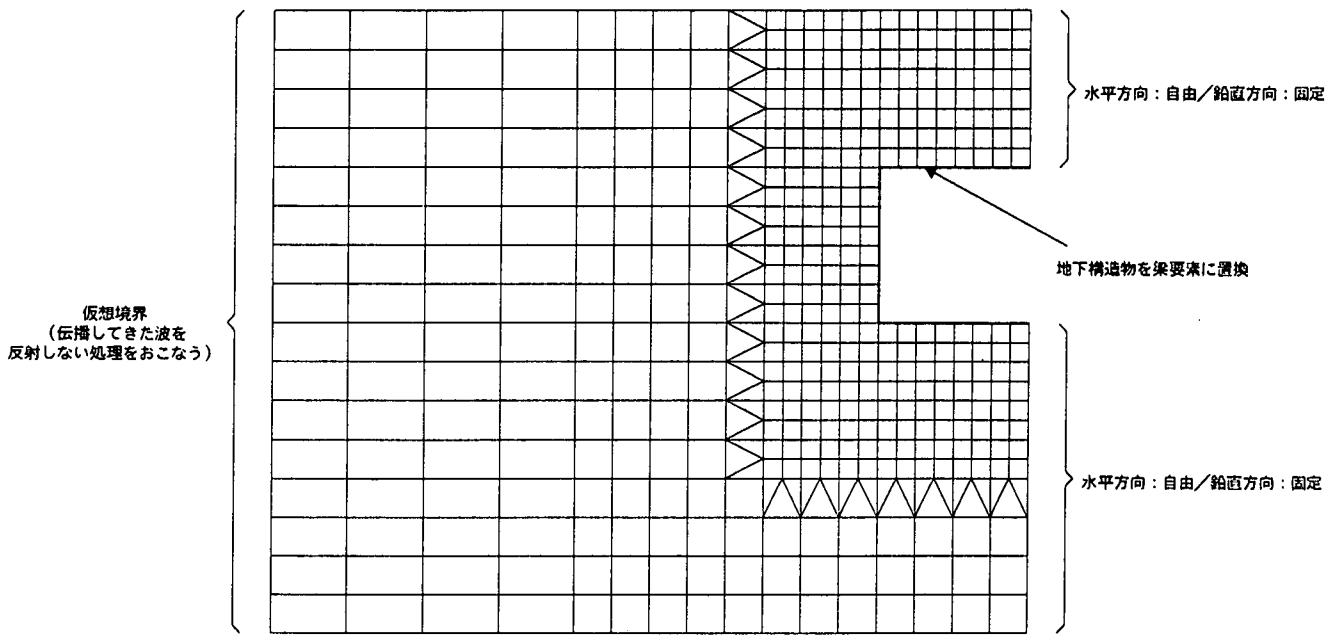


図-3.2.6 横断方向の動解析モデル

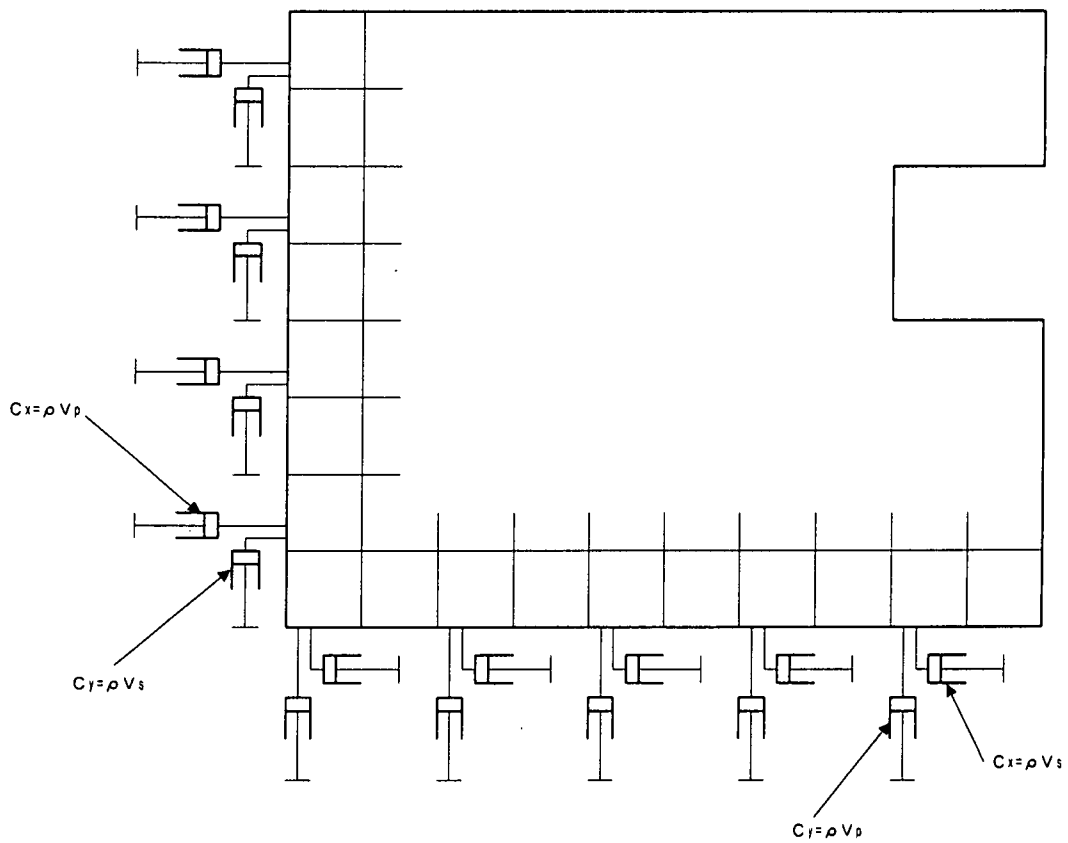


図-3.2.7 粘性境界条件の与え方

応答震度法の概略手順は以下のとおりである。また、概念図を図-3.2.8に示す。

- [1] 地下構造物の存在を考えない地盤（自然地盤）の1次元モデルを作成し、SHAKEなどを用いて、設計地震動に対する地震応答解析を行う。これは、地盤・地下構造物系の地震応答加速度は、地下構造物の存在の影響をあまり受けず、自然地盤の地震応答加速度と大略等しいという仮定を設けて、1次元地盤モデルの地震応答解析を行うのである。ここで得られた地盤の応答加速度および応答変位の深さ方向の分布を、全時刻断面について記憶しておく。また、この地震応答解析では、地盤剛性のひずみ依存性を考慮するために、等価線形化手法による繰り返し計算を行っていることから、地盤剛性の最終的な収束値についても記憶しておく。
- [2] 上で得られた自然地盤の応答変位の時刻歴データを分析し、地下構造物が位置する深さの地盤部分において生じるせん断変形のひずみエネルギーが最大となる瞬間の時刻を特定する。応答震度法では、この時刻において、地下構造物に生じる地震時応力も最大となるものとみなす。
- [3] 先に求めた自然地盤の応答加速度の時刻歴データから、[2]で特定した時間断面における地盤加速度の深さ方向分布を取り出し、これを重力加速度で除して、地盤の応答震度の深さ方向分布を決定する。大深度地下構造物の解析で地盤モデルが相当に深いケースや、地震動の波長が短いケースなどでは、この時間断面において応答深度が浅部と深部とで逆向きになることもある。
- [4] 地盤・構造物の全体系を2次元FEMでモデル化する。地盤要素の剛性には、先に求めておいた収束剛性を割り当てる。側方境界は水平ローラー支持条件とする。
- [5] 2次元FEMモデルの各要素（質量）に、[3]で決定した地盤の応答震度に対応する物体力を静的に裁荷する。この地震力によって生じる構造物の応力が、求めるべき地震時応力である。

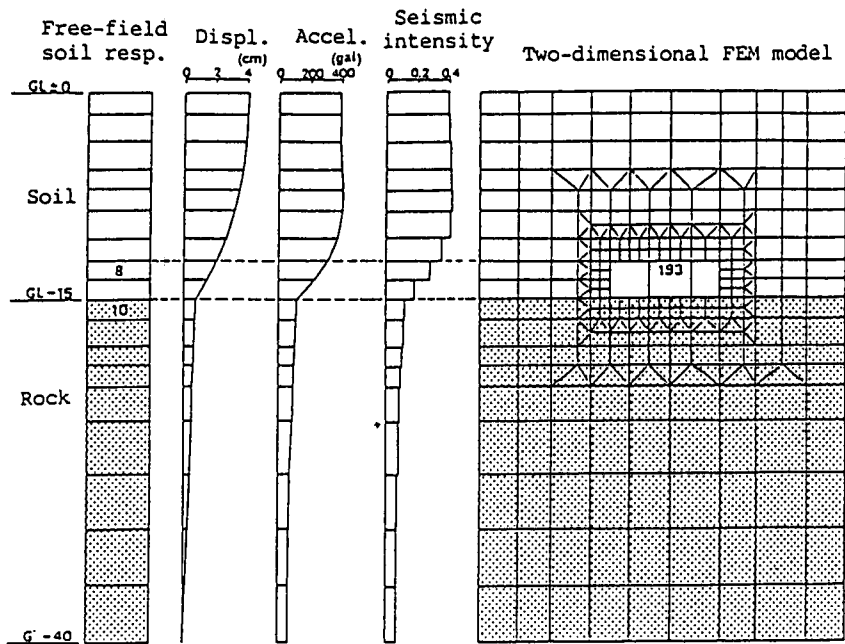
以上の計算手順からわかるように、応答震度法は、地下構造物の地震時応力が最大となる瞬間の状態に着目した、一種の震度法と考えることができる。ただし、応答震度法においては、構造解析モデルが地盤・地下構造物の全体をモデル化した2次元FEMモデルであり、これに与える震度は自然地盤の地震応答に対応して深さ方向に変化する。構造物自身の慣性力、構造物側壁への土圧、上載土の慣性力の影響などは全て、震度（＝物体力）を作用させた2次元FEMモデルの内部の力の釣り合いとして自動的に考慮されることになる。ここには、定量評価が曖昧な地盤ばねが使われておらず、また、地震力（応答震度）の決定法が明解である。

なお、上に説明した計算手法では、応答震度の決定は地震動加速度波形に対する自然地盤の地震応答解析によって行うが、そのほかに、設計指針類に即して地盤変位を設定し、この変位分布を実現させる地盤慣性力が作用するように応答震度分布を決めた計算事例もある<sup>18),19)</sup>。これは、各種の設計指針類に示されている応答変位法で、設計用速度応答スペクトルと表層地盤の1次固有周期とから表層地盤の1次モードの変位分布を決め、これに対して地中構造物の耐震設計をしていることに合わせたものである。

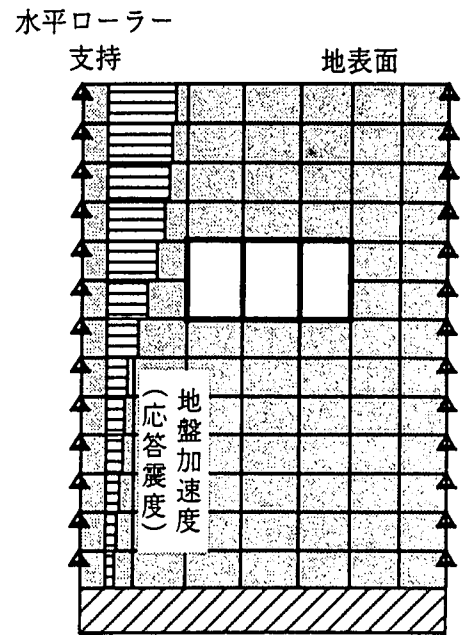
## (5) FEM 応答変位法

### (a) 手法-1

浜田ら<sup>20)</sup>が、山岳トンネルにおいて実施した地震観測のデータに基づいてコンクリート覆工に生じる地震時ひずみを考察するために用いた手法で、図-3.2.9に示すように、トンネルの横断面とその周辺岩盤をモデル化した2次元FEMモデルの上下および側方境界を、地震動によって岩盤内に生じるひずみの状態に対応するように強制変位させることにより、トンネル覆工のひずみを算出するものである。岩盤内に生じるひずみの方向成分および大きさは、自然地盤の地震応答解析により別途算出する。この解析手法は、岩盤空洞の覆工の地震時挙動は周辺岩盤の地震時ひずみに支配されるという認識から、フレーム・地盤ばね系の構造解析モデルによる応答変位法と同様の発想で、トンネル覆工およびその周辺岩盤をモデル化した力学モデルを作り、周辺岩盤部分に対応する力学要素を強制的に変形させることにより、着目するトンネル覆工を間接的にひずませるという考え方によっている。構造解析モデルとしては、岩盤トンネルでは覆工と周辺岩盤との剛性差がそれほど大きくなく、それらをフレーム・地盤ばねという力学モデルで表現することの妥当性の問題や、周辺岩盤を地盤ばねにモデル化する適当な方法がないという問題もあって、周辺岩盤を平面ひずみ条件のソリッド要素で表した2次元FEMモデルとしている。地震力の作用のさせ方としては、フレーム・地盤ばねモデルにおいて地盤ばねの先端を強制変位させるのと同様に、FEMモデル

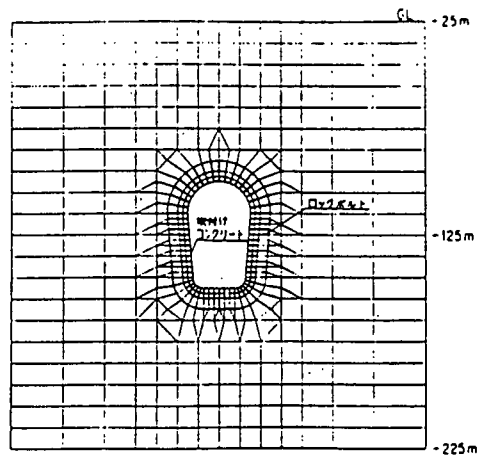


(a) 地震荷重の算出法<sup>17)</sup>

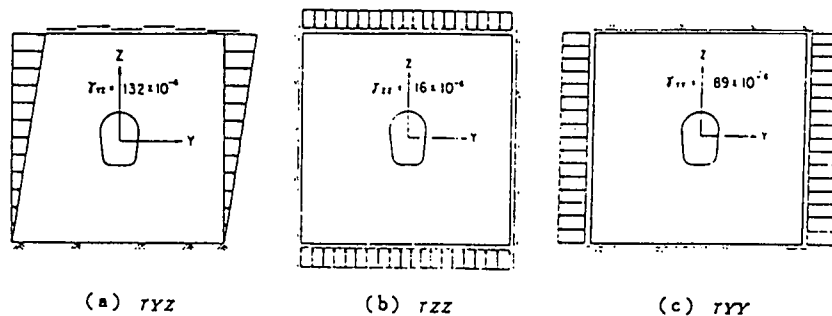


(b) 解析モデルと地震荷重の作用方法

図-3.2.8 応答震度法の概念



(a) 解析モデル



(b) 強制変位の入力

図-3.2.9 FEM 応答変位法 (手法-1) の考え方<sup>20)</sup>

の領域境界の4辺を変位させる。

この解析手法では、自然地盤（岩盤）に生じるひずみと等しいひずみを2次元FEMモデルに再現させることを意図して、そのひずみと等価となる変位を領域境界の節点に与える。しかしながら、解析モデルの境界節点のみを変位させる方法では、境界付近では確かに意図した地盤ひずみが生じるが、このひずみは境界節点から離れるにしたがって減少してしまい、モデルの中心部（着目する地下構造物近傍）では意図したひずみ状態が再現されないことが指摘されている<sup>21)</sup>。したがって、この解析手法を用いる場合には、2次元FEMモデルの領域のとり方に慎重な配慮が必要である。

#### (b)手法-2

トンネル横断面の耐震計算に使われた解析手法で、2次元FEMモデルの側方境界に強制変位ではなく荷重をかける方法である。図-3.2.10に、その荷重のかけ方を示す<sup>22)</sup>。計算手順は以下のとおりである。

- [1] 自然地盤の地震応答解析を行って、トンネル横断面周辺の地盤の地震時変位を設定する。
- [2] トンネル横断面周辺の地盤の2次元FEMモデルを作成する。このステージでは、トンネルはモデル化しない。
- [3] この2次元FEMモデルの側方境界に荷重をかけ、モデルに変位を生じさせる。ここで、モデルの中心軸線上の節点の変位が[1]で設定したモードおよび変位量となるような側方境界の荷重を、反復計算によって求める。
- [4] トンネル横断面もモデル化した2次元FEMモデルを作成する。トンネル躯体は骨組み構造としてモデル化する。
- [5] 上の2次元FEMモデルの側方境界に、[3]で求めた荷重をかけ、モデルに変位を生じさせる。このときトンネルの要素に生じる応力が求めるべき地震時応力である。

前述した手法-1ではモデルの中心部に所定のひずみが再現できないおそれがあるが、この手法では、その再現性を確実にするために、モデル側方境界にかける荷重を調整するのである。しかし、このようにして決めた荷重をかけた場合は、モデル中心軸での変位に関する限りは意図したものとなるにしても、地盤内部のひずみや応力状態については地震時の状態と一致するとは限らない。容易に予想されることであるが、底面を固定したモデルの中心部を変位させるには側方境界に相当大きな荷重をかけねばならず、手法-1とは逆に、中心軸から離れて側方境界に近くなる箇所ほど、解析モデル内に過剰な応力・変形が発生することになる。また、[3]の作業において、モデルの中心軸線上の節点変位をねらい通りに生じさせる境界荷重を一義的に決定することはできないであろう。こうしたことから、この手法でもやはり解析モデルの内部の状態は地震時の地盤の応力・ひずみ状態とは整合しないと考えられる。

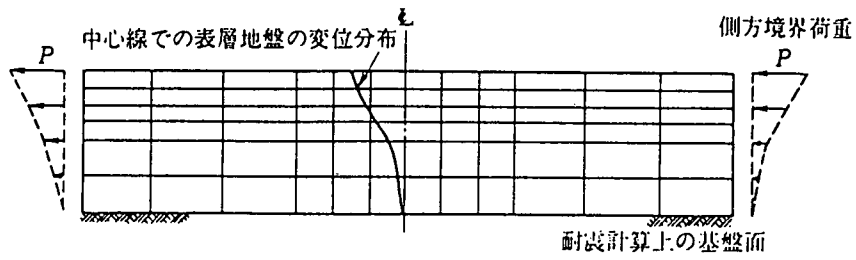
#### (c)手法-3

地中構造物および周辺地盤をモデル化した2次元FEMモデルを静的に変位させて、モデルに埋め込まれた地中構造物の応力や変形の挙動を解析する方法の中には、上述した方法のようにモデルの境界に載荷するのではなく、2次元FEMモデルの全体の節点に載荷する方法がいくつか見られる。

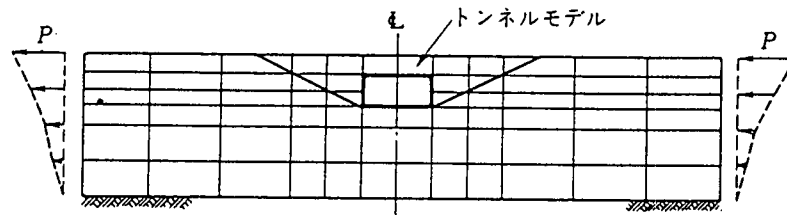
円形断面の大深度立坑の耐震計算法として、次のような計算手法が用いられた<sup>23)</sup>（図-3.2.11参照）。

- [1] 立坑周辺の地盤の地震時変位を自然地盤の地震応答解析を行って設定する。この地盤変位は、地中に生じるせん断ひずみが最大となる時刻断面での変位である。
- [2] 立坑周辺地盤のみの軸対称FEMモデルを作成する。軸対称モデルとするのは、後の工程で立坑および周辺地盤の全体系を軸対称FEMモデルとするためである。
- [3] この軸対称FEMモデルに[1]で設定した地盤変位を生じさせるための節点力（等価節点力）を、モデルの全節点について求める。具体的には、軸対称モデルの各節点を設定した変位モードで（非軸対称に）強制変位させたときの節点反力として求める。
- [4] 立坑および周辺地盤の全体系の軸対称FEMモデルを作成する。このモデルは、[2]で作成したモデルの中心部を円筒状の空洞とし、立坑躯体を軸対称シェル要素でモデル化したものである。
- [5] 上の軸対称FEMモデルの各節点に[3]で求めた等価節点力をかけ、モデルに変位を生じさせる。このときシェル要素に生じる応力が求めるべき立坑の地震時応力である。

これと同じ計算手法が1層2径間の地下鉄駅舎断面の解析にも用いられており、そこで「FEM応答変位

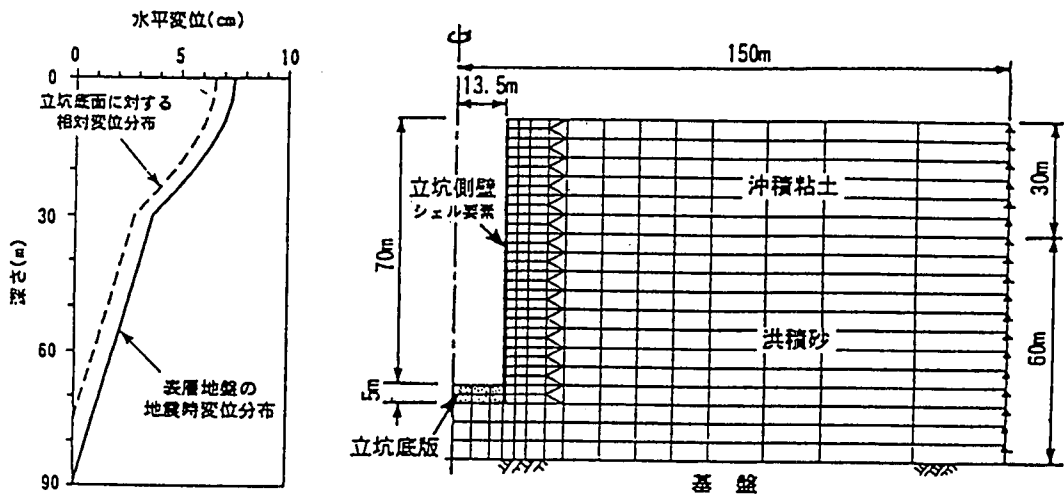


(a) 地盤のみのモデルによる側方境界荷重の設定



(b) トンネルを含むモデルによるトンネル断面力の算定

図-3.2.10 FEM 応答変位法（手法-2）の考え方<sup>22)</sup>



(a) 地震時の地盤変位

(b) 解析モデル（軸対称 FEM）

図-3.2.11 FEM 応答変位法（手法-3）の考え方<sup>23)</sup>



法」ならびに「2次元 FEM を用いた応答変位法」の呼称が使われている<sup>24)</sup>。

#### (d)手法-4

同く 2次元 FEM モデルの全体の節点に載荷する方法で、「FEM 応答変位法」あるいは「FEM モデル応答変位法」の呼称を用いているが、上述の手法-3 とはやや異なる計算手法がある。これは大阪市の地下鉄構造物の耐震計算<sup>25)</sup>に用いられたもので、図-3.2.12を参照して次のように計算する。

- [1]地中構造物周辺の地盤の 1次元モデル（自然地盤）について設計用地震波に対する地震応答解析を行い、地中構造物の上下床版位置での相対変位が最大となる時刻断面における地盤変位、地盤加速度、および地中せん断応力の深さ方向分布を求める。
- [2]地中構造物の位置を空洞とした地盤の 2次元 FEM モデルを作成する。このステージでは、地中構造物の躯体はモデル化しない。
- [3]この 2次元 FEM モデルに[1]で求めた地盤変位を生じさせるための節点荷重を、モデルの全節点について求める。このとき、地中構造物部分の空洞の自由表面についても、自然地盤の変位分布となるようにする。
- [4]地盤・地中構造物の全体系を 2次元 FEM でモデル化する。地盤要素については、[1]の解析における等価線形化法により剛性の非線形性を考慮する。地中構造物の躯体については、部材の曲げモーメント・曲率関係の非線形性を取り入れたはり要素によりモデル化する。地盤と地中構造物との境界面には、剥離やすべりを考慮するためにジョイント要素を配置する。
- [5]上の 2次元 FEM モデルの地盤節点に[3]で求めた節点荷重をかける。地中構造物の要素には躯体慣性力をかける。また、地盤と地中構造物との境界面に周面せん断力をかける。ここで用いる慣性力および周面せん断力は[1]の解析で算定したものである。こうして 2次元 FEM モデルに地盤変位荷重、躯体慣性力、および周面せん断力を載荷したときにはり要素に生じる応力が求めるべき地中構造物の地震時応力である。

こちらの計算手法は、地震力として地盤変位、躯体慣性力、および周面せん断力を考慮している点で、フレーム系モデルによる応答変位法の手法と非常によく似ている。両者で大きく異なるのは、地盤・構造物間の相互作用を、応答変位法では地盤ばねで表現しているのに対し、本手法では地盤の 2次元 FEM モデルで表現している点である。すなわち、本手法における地盤の FEM 要素は、応答変位法における地盤ばねの代わりとなっている。上記の[2]および[3]の計算ステップの内容から明らかであるが、地中構造物の位置を空洞とした 2次元 FEM モデルに[3]で求めた節点荷重をかけると、空洞の自由表面が自然地盤の地震応答変位と同じ変位をする。したがって、[5]の計算ステップにおいて地中構造物を含めた 2次元 FEM モデルに[3]の節点荷重をかけることは、応答変位法においてスプリングで表した地盤ばねの端部を自然地盤の応答変位に合わせて強制変位させることに対応する。地中構造物の躯体に慣性力および地震時周面せん断力を作用させたときに生じる変位は、一般には自然地盤の応答変位と一致しない。この変位の食い違いに対して、地盤・構造物間に相互作用力が生じるわけであるが、本手法ではこれを地盤の FEM 要素で表現するのである。

#### (6)地盤応答法

立石<sup>21)</sup>は、応答震度法や FEM 応答変位法などの FEM 系準動的解析法に関し、地震荷重の作用のさせ方を動的サブストラクチャー法に基づいて考察した上で、新たに「地盤応答法 (Ground Response Method)」を提案した。地盤応答法では、図-3.2.13を参照して次のように計算する。

- [1]地中構造物周辺の地盤の 1次元モデル（自然地盤）について設計用地震波に対する地震応答解析を行い、地中構造物の上下床版位置での相対変位が最大となる時刻断面における地盤変位、地盤加速度、および地中せん断応力の深さ方向分布を求める。
- [2]地中構造物および周辺地盤を 2次元 FEM でモデル化する。FEM でモデル化する地盤の範囲（解析領域）は、地盤振動に与える地中構造物の影響が十分に小さくなる範囲までとする。この条件を満たせば、例えば大深度地中構造物のように構造物と地表面とがかなり離れている場合など、必ずしも地表面から基盤面までの全地盤をモデル化しなくてもよい。なお、FEM モデルの境界面の節点の支持条件は、次の計算ステップから分かるように、全周面フリーとするのが基本であるが、構造系の

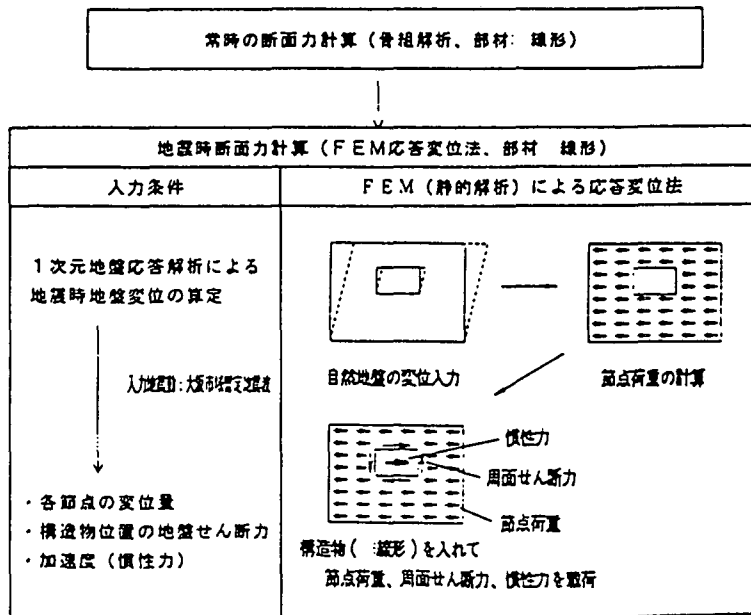


図-3.2.12 FEM 応答変位法（手法-4）の考え方<sup>25)</sup>

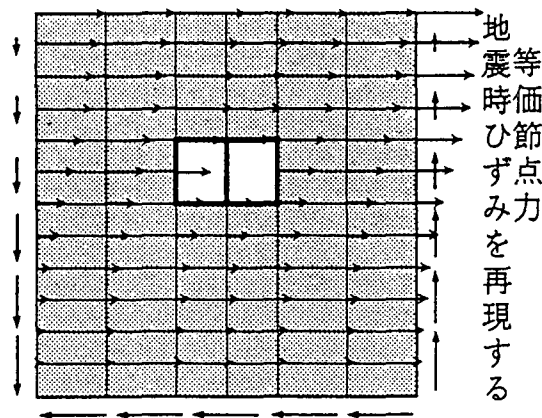


図-3.2.13 修正 FEM 応答変位法における地震荷重<sup>21)</sup>

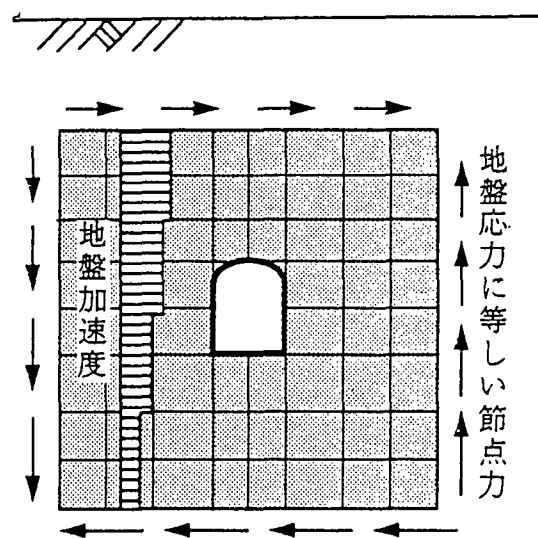


図-3.2.14 地盤応答法の考え方<sup>21)</sup>

変位および反力の安定のために底面の節点については固定支持とする。

- [3]2次元 FEM モデルの地盤要素および地中構造物の要素に、[1]で求めた地盤応答加速度に対応させて慣性力をかける。また同時に、モデルの境界面の節点に、[1]で求めた地中せん断応力を載荷する。このように2次元 FEM モデルに載荷したときに地中構造物の要素に生じる応力が求めるべき地震時応力である。

地盤応答法は、以下の3つの仮定を設けて動的サブストラクチャー法の運動方程式から静的サブストラクチャー法の基礎方程式を導いた結果であり、力学的な合理性があるものといえる。

- ・モデルの境界は地中構造物の影響が十分小さくなる位置に設定する
- ・減衰力（運動方程式における減衰項）は無視する
- ・地中構造物および近傍地盤の加速度は、自然地盤における同じ位置での加速度と等しい

立石<sup>21)</sup>によれば、地盤応答法と応答震度法との関係は次のようになる。

- ・自然地盤の応答加速度による慣性力が主たる地震荷重という点で両手法は良く似ている
- ・FEM モデルの境界処理が両者で異なる。応答震度法では底面を固定、側方境界を水平ローラー支持としているのに対し、地盤応答法では境界面の節点を拘束せず、ここに自然地盤で求められた地盤応力（せん断応力）に等しい力を作用させる。これがサブストラクチャー法に特有な境界条件である。ただし、地中構造物の存在の影響が十分に小さくなる位置に下方・側方境界を設定するのであれば、応答震度法において底面および側方境界に生じる節点反力は自然地盤に生ずる地盤応力とほぼ等しくなり、両手法の境界処理の効果は同等となる。したがって、結果的にほとんど一致した解析結果が得られる。
- ・応答震度法では地表面から基盤面までの FEM モデルが必要であるが、地盤応答法では地中構造物とその近傍地盤のみを抜き出して FEM モデルとすることができる。

立石<sup>21)</sup>はさらに、前述した FEM 応答変位法（手法-1）を改良するものとして、2次元 FEM モデル内に自然地盤の地震時ひずみを再現するような節点力（等価節点力）を地震荷重とする手法を「修正 FEM 応答変位法」として提案している。ここで用いる等価節点力は、図-3.2.14 に示すように、地中構造物の位置を空洞とした地盤（切欠き地盤）の2次元 FEM モデルの各節点を自然地盤の地震時変位と等しくなるように変位させるための節点力、すなわち、切欠き地盤の剛性マトリックスに自然地盤の地震時変位を乗じたものと、周面せん断力とを合わせたものである。ところで、この地震力は、地中構造物の躯体慣性力をかけないことを除いて、基本的に FEM 応答変位法（手法-4）と同じである。立石によれば、「修正 FEM 応答変位法」における地震荷重は理論的に、地盤応答法における地震荷重とは構造物の慣性力を考慮しないところのみが異なるとされる。したがって、躯体慣性力を作用させる FEM 応答変位法（手法-4）は、理論的には地盤応答法と等価ということになる。

### 3.3 応答変位法における地震荷重の評価法の検討

#### 3.3.1 応答変位法の基本的な考え方

地下構造物の耐震計算法として広く用いられている応答変位法は、地下構造物の地震時挙動に関する次のような特性に基づいて考え出されたものである。

- [1]一般には、地下構造物は地中でそれ自体に固有な振動（地上構造物に見られるような共振現象）は起こさない。これは、地下構造物の周囲が地盤によって拘束されているのと、周辺地盤に比べ見かけの質量が小さいために慣性力の影響が小さいこと、また仮に固有振動が励起されても振動が地盤を伝って逸散し直ぐに減衰してしまうことによる<sup>26)</sup>。
- [2]地下構造物の地震時の動きは、それと周辺の地盤との剛性比に依存するが、基本的には周辺地盤の動きに追従した動きをする。
- [3]地下構造物の地震時の応力や変形を支配するのは、構造物周辺の地盤の相対変位（地盤のひずみ）である。構造物の軸方向（縦断方向）の応力は、構造物の軸線に沿って地盤に相対変位が生じるために発生する。また、横断面方向の応力は、構造物の横断面を含む平面内に生じる地盤ひずみによって生じる。

応答変位法での実際の耐震計算は、基本的に以下のように行われる。

#### (1) 線状地下構造物の縦断方向の耐震計算

図-3.3.1 に耐震計算モデルと地震荷重の作用方法の概要を示す。

埋設管やトンネルなどの線状地下構造物は、その構造躯体を棒またははりに置き換える。この際、上述の[1]により、棒・はりの質量や減衰の影響をモデルに取り入れる必要はなく、静力学的なモデルでよい。

構造物への地震の影響としては、上述の[3]により、周辺地盤の地震時変位を考える。地震時に周辺地盤が同時に等しい変位をする場合は、そこに埋設されている構造物はそれと同じ変位量だけ剛体移動するのみで応力・変形を生じないから、耐震設計では地盤変位を場所ごとに変化させて相対変位をもたせ、構造物を強制的に変形させる。このときに与える地盤変位の分布形状としては、実際の地盤の振動特性を反映させるため、地震応答解析を行って構造物軸線に沿う地盤変位を計算して決めたり、設計上の割り切りで、地盤振動の不均一性や表面波的な地震波動の影響などを総合的に表現した正弦波分布としたりしている。なお、ここで設定する地盤変位は、地下構造物の存在を考えない原地盤の変位であり、これを自由地盤（または自然地盤）の変位と称している。

周辺地盤が地震時に変位すると構造物もそれに追従して変位しようとする。構造物の剛性が非常に小さい場合には、構造物は自由地盤の変位そのままに変位・変形するであろうが、構造物の剛性が大きい場合には、その剛性に依って地盤を押し返すから、変位量は自由地盤の変位量よりも小さくなると考えられる（上述の[2]に関連）。また、このとき構造物には、自由地盤の変位と構造物の実際の変位との変位差に関係する地盤反力が作用すると考えられる。すなわち、地盤と構造物の間に相互作用が生じているのであり、応答変位法ではこれを「地盤ばね」という力学モデルによって評価する。具体的には、地下構造物の躯体をモデル化した棒・はりに、ばね要素を分布させて取り付ける。これにより、解析モデルはいわゆる「弾性床のはり」モデルとなる。ばね要素のばね定数の設定にはいろいろな問題点があつて方法が未だ確立されていないが、現在のところは、周辺地盤の剛性に一定の係数を乗じて簡易に算定したり、FEM 解析を行って決めたりしている。自由地盤の変位は、地盤ばねの固定端を強制変位させる形で解析モデルに入力される。

以上の耐震計算法は、石油パイプライン<sup>13)</sup>、沈埋トンネル<sup>1)</sup>、共同溝<sup>5)</sup>など、幅広い種類の線状地下構造物に共通したものとなっている。

#### (2) 線状地下構造物の横断面方向の耐震計算

応答変位法は当初、上述した線状地下構造物の縦断方向の耐震計算のためのものであった。横断面方向の耐震計算は沈埋トンネルなどの大断面トンネルに対して行われたが、初期の沈埋トンネルでは、耐震計算法として震度法が用いられていた。横断面方向の耐震計算に応答変位法の考え方が取り入れられるようになったのは、1970 年代後期である。その当時の耐震計算法では、地震荷重として地盤変位のみが考慮されていた。

しかしその後、地下構造物の耐震設計に関していくつかの指針類が策定されてきた中で、後述するように、それぞれの指針ごとに地震荷重の種類や作用方法が少しずつ異なり、適用に際しての混乱も見られるようになった。また、応答変位法による計算結果と、2次元動的 FEM などの他の方法による計算結果との一致度が良くないなどの指摘も出た。こうした問題の原因の一つとして、応答変位法の解析モデルに用いられる地盤ばねの設定方法が曖昧であることが考えられて来たが、比較的最近になって、地震荷重の考え方に本質的な問題のあることが明らかになった。結論として、横断面方向の応答変位法では、図-3.3.2 に示すように、地盤変位、地盤せん断力（周面せん断力）、および躯体慣性力の 3 種類の地震力を作用させるのが合理的であるとされている<sup>27)、28)</sup>。

以下では、線状地下構造物の横断面を対象とした応答変位法に関して、先ず、これまでの各種設計指針類で規定されてきた地震荷重の考え方を整理する。次に地震荷重の合理的な評価方法について考察し、上記の 3 種類の地震力の合理性を検証する。最後に、応答変位法における今後の課題を挙げる。

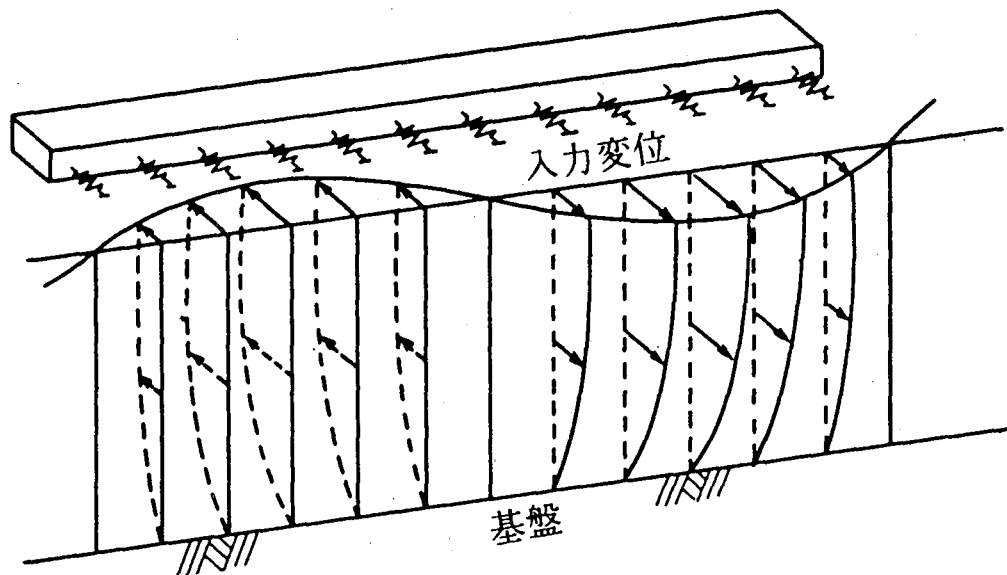


図-3.3.1 応答変位法による線状地下構造物の縦断方向の耐震解析  
(計算モデルと地震荷重)

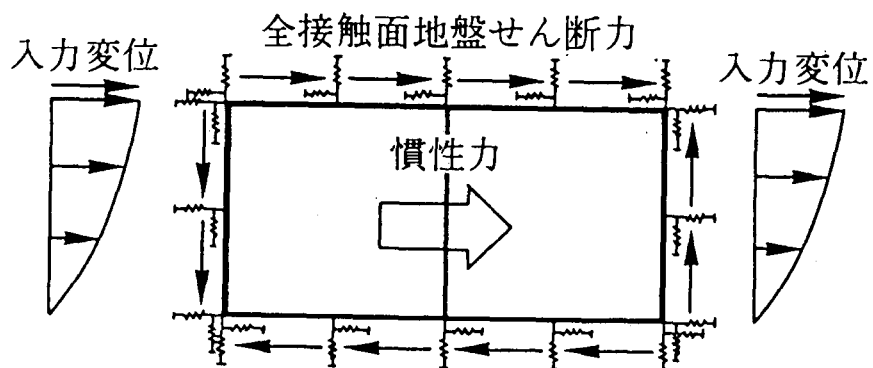


図-3.3.2 応答変位法による線状地下構造物の横断面方向の耐震解析<sup>27)</sup>  
(計算モデルと地震荷重)

### 3.3.2 設計規準ごとに異なる横断面方向の地震荷重

#### (1) 新耐震設計法(案)<sup>29)</sup>および水道施設耐震工法指針・解説(1979年版)<sup>30)</sup>

1977年に策定された新耐震設計法(案)では、水底トンネル、共同溝、および地下構造物の横断面の耐震計算に、図-3.3.3に示すような形で初めて応答変位法が取り入れられた。1979年版の水道施設耐震工法指針・解説でも、これがそのまま採用された。

これらの設計指針においては、解析モデルや地震荷重の作用方法については具体的に述べられていないが、図-3.3.3を見てわかるように、縦断方向の地震時挙動のメカニズムからの類推として、地盤変位が深さ方向に変化することによって地下構造物の横断面が強制的に変形させられるという考え方に基づいた計算方針と考えられる。具体的には、はり要素を用いて地下構造物の横断面を骨組み構造にモデル化し、その周囲に地盤ばねを取り付け、地盤ばねの固定端を地震時地盤変位の深さ方向分布に合わせて強制変位させ、これによって生じる地下構造物横断面の応力・変形を算出することになる。

#### (2) 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全照査マニュアル<sup>10)</sup>

1992年発行のこのマニュアルでは、鉄筋コンクリート造の海水管ダクトなどを対象として、その横断面方向についての耐震安全性の照査手法を規定している。このマニュアルでは、構造物の基本形式を定めた後の安全性照査に用いる解析手法としては、手間をいわず可能な限り近似の少ない高度な手法を適用すべきであるとして、十分に信頼性等が確認されている動的解析法を用いることを原則としている。しかし、何らかの近似が導入されている応答変位法やFEM系静的連成解析法などの「準動的解析法」も、その簡便性の活用という点から、適用性が確認されている範囲内では動的解析法に替えて用いることができるとされている。

図-3.3.4は、本マニュアルに示されている応答変位法の構造モデルと地震荷重系の例である。ここでは地震荷重として、上・底面へのせん断力、地盤ばねを介して側面に作用させる自由地盤変位、および躯体慣性力の3種類を考慮している。ただし、マニュアルの本文には説明がなく、それらの荷重の算定方法などの詳細については規定されていない。

このあたりの経緯については、本マニュアルを策定した土木学会原子力土木委員会が1985年に取りまとめた「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書<sup>11)</sup>が参考となる。この報告書では、海水管ダクトの横断面を対象とした応答変位法の解析手法に関して、以下のような記述がある。

- ・海水管ダクトをはり要素で、周辺地盤を上方、側方、下方とも直ばねおよびせん断ばねで表している。
- ・地盤ばね定数は静的FEM解析により算定した。
- ・地震力は次のように作用させた。

- [1]最大応答変位(底面からの相対変位)をダクト両側面の直ばねおよびダクト上面のせん断ばねを介して同方向に入力
- [2]最大応答加速度分布より水平震度を設定し、躯体および配管荷重の慣性力を応答変位と同方向に載荷
- [3]最大せん断応力分布より、ダクト上面レベルのせん断応力をダクト上面に作用させ、これと慣性力との和に等しい水平反力をダクト底面に逆向きに作用

上記の応答変位法による解析結果と2次元FEM複素応答解析(動的解析法)の結果との比較では、海水管ダクトの部材力の大きさは全般的に後者の方が大きい結果となっている。なお、応答変位法の細目に関して、次の検討がなされている。

- (a)上記[1]に関し、ダクト上面の地盤ばねを設けず、ここに地盤変位を入力しないケースの解析結果は、上記の解析結果と大差ない。
- (b)上記[3]に関し、ダクト底面に水平反力を作用させないケースの解析結果は、全般的に部材力が小さく算出された。これは、ダクト上面に作用させたせん断応力が側面の地盤ばねに吸収され、底面まで伝わらないことによる。

#### (3) 駐車場設計・施工指針同解説<sup>12)</sup>

1992年に発行された駐車場設計・施工指針同解説では、地下駐車場の応答変位法による耐震計算法が

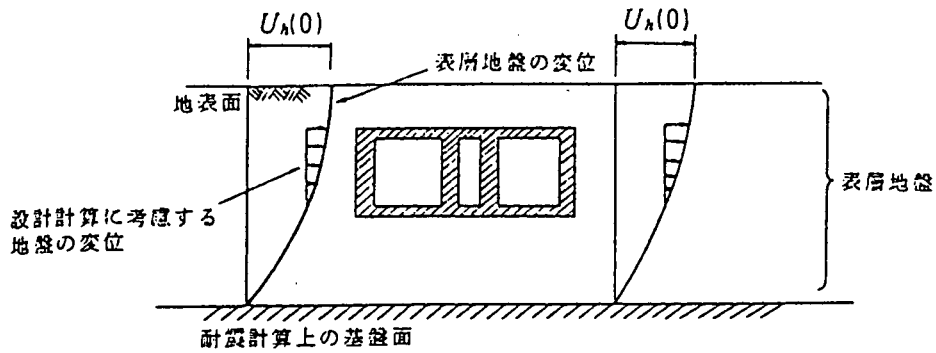
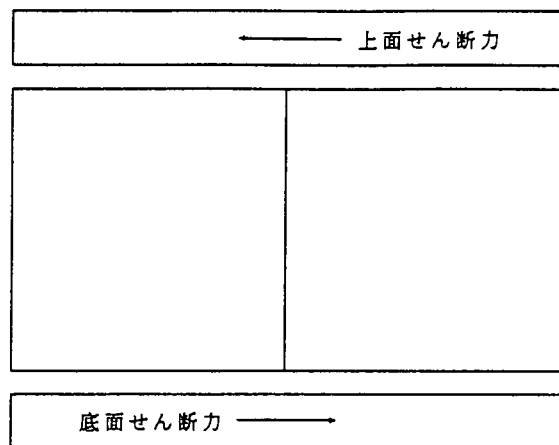
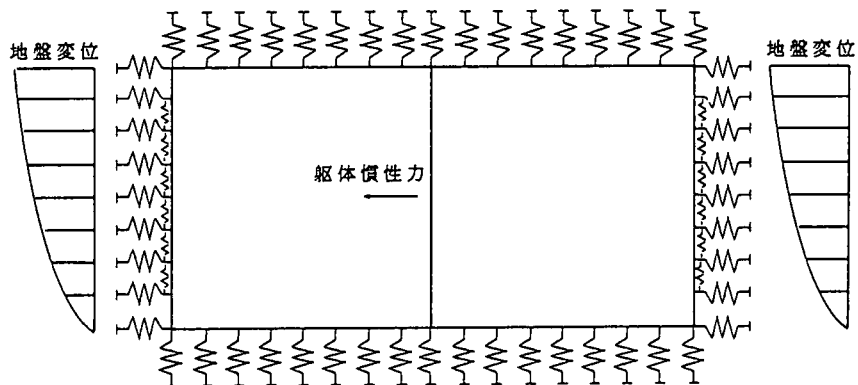


図-3.3.3 「新耐震設計法（案）」における応答変位法<sup>29)</sup>



(a) 上・底面に作用させる地盤のせん断荷重



(b) 側面に地盤ばねを介して作用させる自由地盤変位

図-3.3.4 「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全照査マニュアル」  
 における応答変位法の構造モデルと地震荷重系の例<sup>10)</sup>  
 ((a)と(b)とを同時に考慮する)

示されており、その中で、図-3.3.5(a)に示す解析モデルに同図(b)に示す地震荷重を作用させるものとしている。ここで地震荷重としては、側壁への地震時土圧  $p(z)$ 、上床版・底版・側壁への地震時周面せん断力  $\tau_{11} \cdot \tau_{12} \cdot \tau_{13}$ 、および躯体の慣性力  $P_1$  の3種類を考えている。

地震時土圧  $p(z)$  については、古典的土圧論による方法ではなく、地盤の変形に基づいて算出する方法として、

$$p(z) = k_h \cdot \{u(z) - u(z_B)\} \quad (3.3.1)$$

の算式が示されている。ここに、 $k_h$ ：単位面積あたりの地震時地盤ばね定数、 $u(z)$ ：地表面から深さ  $z$  における地震時地盤変位、 $z_B$ ：地表面から地下駐車場躯体底面までの深さ、である。この地震時土圧は、地震時地盤変位を地盤ばねを介して作用させることと力学的に等価である。

「地震時周面せん断力」は、この指針で初めて導入された地震荷重である。その力学的・物理的意味については特に解説されていないが、自由地盤において地震時地盤変位  $u(z)$  が生じた場合に地中に生じるせん断応力として次式によって算出し、それを地盤に接する地下駐車場躯体の外周面（上床版・底版・側壁）に作用させるものとしている。

$$\tau = \frac{G}{\pi H} \times S_V \times T_S \times \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (3.3.2)$$

ここに、 $\tau$ ：地表面から深さ  $z$  の位置における単位面積当りの地震時周面せん断力

$S_V$ ：基盤面における速度応答スペクトル

$G_h$ ：地盤の動的せん断変形係数

$T_S$ ：表層地盤の固有周期

$H$ ：表層地盤の厚さ

$z$ ：地表面からの深さ

図-3.3.5 および指針本文からは、地下駐車場の上床版部分には地盤ばねを取り付けず、ここに地震時地盤変位を作用させないものと理解される。これは、一般に地下駐車場の土被りが小さく、上床版部分における地盤ばね定数が他の部分と比較して小さいため、地震時地盤変位の影響は小さいとの判断によるものと思われる。

#### (4) 新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料<sup>31)</sup>

鉄道構造物については、兵庫県南部地震による被害状況を踏まえて新しい耐震基準が検討されているところであるが、この資料は、その間暫定的に、新設構造物の耐震設計を行う場合の参考とする目的で作成された。この資料の中で、開削トンネルの兵庫県南部地震規模の地震に対する検討方法として、応答変位法の適用が示されている。

図-3.3.6 は、この資料における応答変位法の概念図である。地震の影響として、次の項目を考慮するものとしている。

[1]地震時の地盤変位

[2]上載土の影響（必要に応じて上載土の鉛直方向の慣性力も考慮する）

[3]地震時土圧

[4]躯体の慣性力（必要に応じて鉛直方向の慣性力も考慮する）

[5]液状化による影響

[6]水圧・浮力

これらのうち[3]の地震時土圧は、上述の(3)の指針と同様に、[1]の地盤変位と地盤ばねとから評価される。また、[2]については、地盤と接する上床版上面にせん断力を考慮するものとし、その大きさを次式で求めてよいとしている。

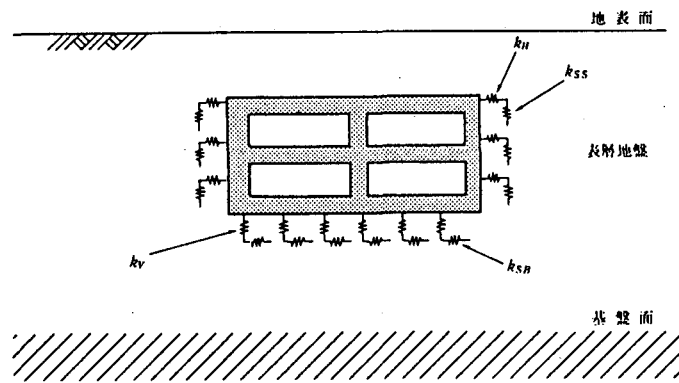
$$\tau = \frac{G}{\pi H} \times S_V \times T_S \quad (3.3.3)$$

ここに、 $\tau$ ：上床版上面における単位面積当りのせん断力

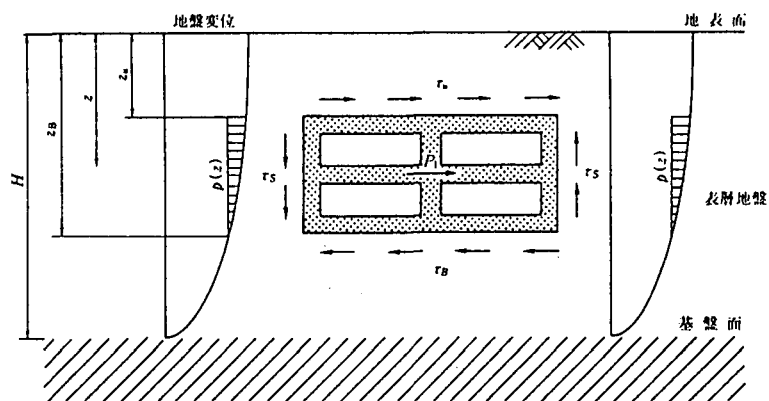
$S_V$ ：基盤面における速度応答スペクトル

$G$ ：地盤のせん断弾性係数





(a) 地下駐車場の耐震計算モデル



(b) 地下駐車場に作用させる地震時荷重

図-3.3.5 「駐車場設計・施工指針同解説」における応答変位法<sup>12)</sup>

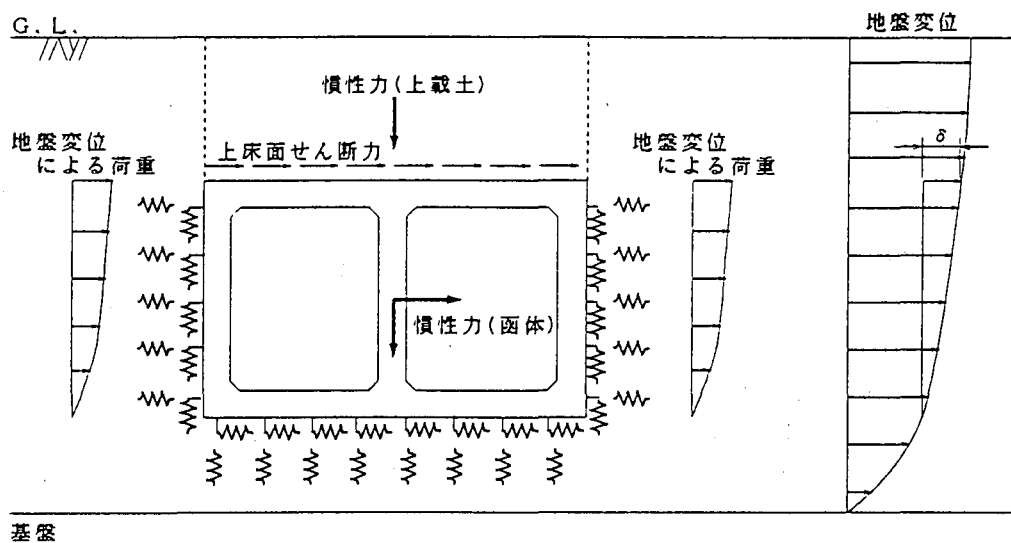


図-3.3.6 「新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料」における応答変位法<sup>31)</sup>

$T_s$ ：上床版より上方の地盤の固有周期

H：上床版より上方の地盤の厚さ

式(3.3.3)は駐車場設計・施工指針同解説における式(3.3.2)と同様の算式で上床版上面のせん断力を評価するものであるが、ここでは、上床版上面を見かけの基盤面として、それより上方の地盤が1次モードで振動することが想定されており、駐車場設計・施工指針同解説との相違点となっている。底版および側壁へは地震時周面せん断力を作用させない。上床版上面への地盤変位入力もない。

### 3.3.3 地震荷重の合理的な作用方法

#### (1) 地下構造物に作用する地震力の概念的考察

応答変位法という耐震計算手法は、地下構造物と地盤との連成系から構造物部分だけを抜き出して考え、そこに地震荷重を作用させて構造解析するものである。この地震荷重の中には、加速度を受ける物体に必ず作用する慣性力（実際の影響の度合はともかくとして）は勿論、地盤からの動土圧や地盤・構造物間の動的相互作用力など、地中にあるために生じる各種の力の影響があり、その内容は複雑である。特に、動土圧や地盤・構造物間の動的相互作用力は、構造物の地中での変位や地盤と構造物の剛性の組合せなどによって変わり、構造物の挙動と切り離して考えることができず、これが応答変位法での地震荷重の設定を難しくしている。

そこで、図-3.3.7を用いて、応答変位法に用いる地震荷重について概念的に考察してみる。図-3.3.7(a)は、地下構造物に地震時に作用する力のイメージである。ただし、ここでは常時の荷重からの変動分だけを示している。上述したように、地下構造物の躯体には、その質量に起因する慣性力、および地盤から構造物に作用する力が作用する。地盤からの力には、躯体慣性力に対する反力と、周辺地盤がひずむのに伴って構造物を押し引きする力が含まれる。仮に、躯体の質量がゼロの場合、構造物には後者の力だけが作用し、それ自体で力の釣り合いを保つ。また、仮に、地盤がひずまずに剛体的に動的変位をする場合は、後者の力は生じずに躯体慣性力のみが発生して、それに釣り合う反力が地盤から構造物に作用する。一般には、両方の力が生じ、それらの合力と躯体慣性力とが瞬間々々で釣り合うことになる。

さて、地盤から構造物に作用する力のうち、地盤がひずむ際に地下構造物を押し引きする力の実体が解りにくいところである。図-3.3.7(b)は、この力の意味を考えるために、周辺地盤と全く同じ密度と変形特性をもつような地下構造物を仮に考え、その構造物に作用する理論的な力を示したものである。直観的には、この力は構造物を強制変形させようとする力であるから、地盤ばねを介して入力する地盤変位のイメージに対応すると思われる。すなわち、構造物の上下面を水平方向に（互いに逆向きに）せん断し、両側面を垂直に押し引きするような力のイメージである。しかし、ここで対象としている構造物は力学的には自然地盤そのものであるから、図に示すように、地震時に自然地盤中に生じるせん断応力に対応して、4面ともにせん断力のみが作用するはずである。上面のせん断力と下面のせん断力とでは、後者の方が大きく両者が釣り合わないが、躯体慣性力がこの差分に対して力の釣り合いを保っている。また、この場合には、自然地盤の変位と、躯体慣性力および4面のせん断力を受けた構造物の変位とが完全に等しく、両者間に動的相互作用力は生じない。したがって、構造物を取り出し、その周囲に地盤ばねを付け、ばね端に地盤変位を作用させる計算を行うと、真の荷重状態とは大きく異なってしまう。

次に、別の特殊な例として、周辺地盤に比べて剛性が極めて小さい地下構造物を考えたものが、図-3.3.7(c)である。構造物の質量は、ここではゼロとしておく。この場合には、地盤の変位に対して構造物はほとんど抵抗せず、地盤中に単に空洞があるのと同じことであるから、構造物の変位は、表面が拘束されていない空洞をもった地盤を震動させたときに空洞表面に生じる変位と等しくなるはずである。この変位は、自然地盤において同位置に生じる変位に、空洞位置の土塊を抜き出して応力解放したときの増分変位が加わったもので、自然地盤の変位とは異なるものである。しかし、このような構造物に対して、地盤ばねを介して自然地盤の変位を入力する計算法を適用すると、明らかに、構造物は自然地盤の変位のままに変位してしまう。

このように、地盤がひずむ際に地下構造物を押し引きする力は、地盤ばねとセットになった地盤変位だけでは説明できない。そこで、図-3.3.7(b)に再び着目してみる。ここでは周辺地盤と等しい変形特性を

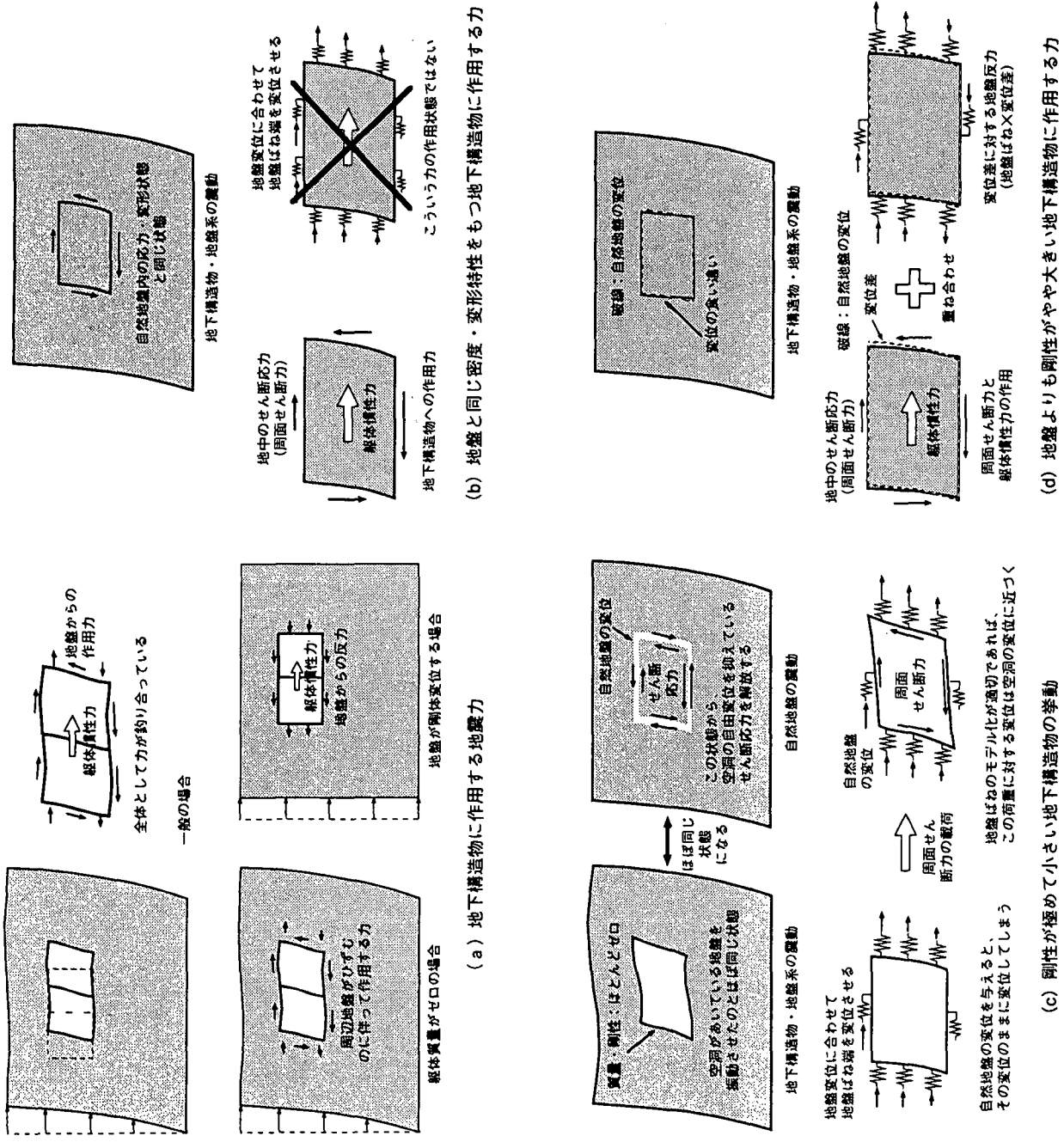


図-3.3.7 地下構造物に作用する地震力の概念的な説明

もつ地下構造物を考えたが、その変形特性を変えた場合（密度は変えない）、例えば剛性をやや大きくしたケース、を考えてみる。図-3.3.7(d)は、その場合の構造物の変形と構造物に作用する力のイメージである。条件はほとんど同じであるので、この構造物には図-3.3.7(b)において作用していたのと同じ4面のせん断力および躯体慣性力が作用するものとする。剛性の増加により、構造物の変形量はやや小さくなると考えられる。これは、構造物の変位と自然地盤の変位とに食い違いが生じることであり、この変位差に対して構造物の側面などに周辺地盤から押し引きの力—これが動的相互作用力である—が付加的に働くことになる。すなわち、図-3.3.7(d)のような場合は、4面のせん断力および躯体慣性力とともに、初めて地盤ばねを介した地盤変位が構造物に作用するわけである。構造物の剛性・密度が周辺地盤のそれと大きく異なっている場合も、本質的には、地下構造物にこれら3種類の力が作用すると考えることができる。構造物の4面に作用するせん断力は、自然地盤中の同位置に生じるせん断応力であり、これがいわゆる「周面せん断力」である。ただし、ここでみてきた周面せん断力と動的相互作用力は、いずれも力学的考察のための仮想的な力であり、地盤から構造物に作用する実体的な力をこのように分離できるものではない。

なお、図-3.3.7(c)のケースは、この3種類の地震力を用いた場合、次のように説明することができる。ただし、このケースでは構造物の質量はゼロであり、躯体慣性力の影響はない。剛性の極めて小さいこの構造物に周面せん断力のみを作用させると、構造物は計算上非常に大きく変形してしまうが、地盤ばねを介して入力される自然地盤の変位によって構造物の変位が引き戻され、そのような過大な変位は生じない。これは、载荷の順序を入れ替え、地盤ばねの固定端側を自然地盤の変位に合わせて移動した上で、ばねの構造物側の端部に周面せん断力を载荷する、と考えればよい。地盤ばねの構造物側端部（すなわち、空洞表面位置）は、まず自然地盤の変位だけ移動し、次に周面せん断力の载荷によって付加的な変位が生じる。地盤ばねが適切にモデル化されていれば、この最終的な変位は、自然地盤の変位に、空洞位置の土塊を抜き出して応力解放したときの増分変位が加わった変位と等しくなる。

## (2) サブストラクチャー法に基づく考察<sup>27), 28)</sup>

構造物・地盤連成系の動的挙動を解析する手法の一つに、動的サブストラクチャー法がある。この手法では、構造物・地盤連成系を単一の系として解析するのではなく、その大きな系の運動方程式の演算を行うテクニックとして、構造物と地盤をそれぞれ「サブストラクチャー」という部分系に分離して扱う。これは、例えば図-3.3.8に示したような構造物・地盤連成系を解析する上で、地下構造物と、それが抜き出されて空洞があいた地盤（これを「切欠き地盤」と呼ぶ）の、2つのサブストラクチャーに分離して考えることである。そして、サブストラクチャー間の接触面における変位・応力の連続性を運動方程式上で満足させるようにして、地下構造物サブストラクチャーだけの挙動を解析する手法である。全体系の中から着目する小部分だけを取り出して解析することから、数値演算の節約ができる利点がある。ここでは、動的サブストラクチャー法が構造物と地盤との接触面での相互作用を数学的に記述していることを利用して、地下構造物に作用する地震力を考察してみる。

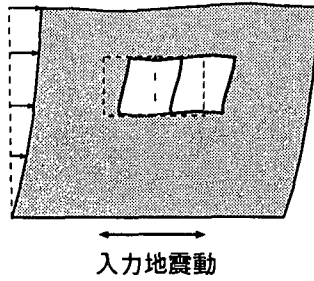
動的サブストラクチャー法では、構造物・地盤連成系の運動方程式を、振動数領域で次式のように表記する。ただし、構造物および地盤は線形弾性体と考える。

$$\begin{bmatrix} [S_{SS}] & [S_{SI}] \\ [S_{IS}] & [S_{II}] + [S_I^G] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_S\} \\ \{u_I\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [S_I^G] \{u_I^G\} \end{Bmatrix} \quad \text{切欠き地盤系} \\ \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [S_I^G] \{u_I^G\} + \{p_I^F\} \end{Bmatrix} \quad \text{自然地盤系} \end{Bmatrix} \quad (3.3.4)$$

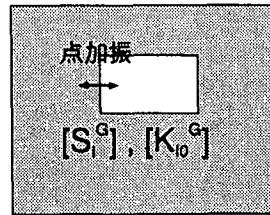
ここに、[S]は動的剛性マトリックスであり、質量マトリックス[M]、減衰マトリックス[C]、剛性マトリックス[K]、円振動数 $\omega$ 、および虚数単位*i*を用いて、

$$[S] = -\omega^2[M] + i\omega[C] + [K] \quad (3.3.5)$$

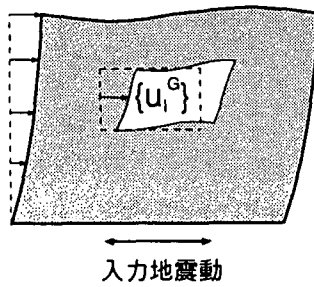
と表される。また、 $\{u\}$ は変位ベクトルであり、 $\{p\}$ は節点力ベクトルである。マトリックスおよびベクトルにおける下付きの添字は、Sが地下構造物を、Iが構造物と地盤との接触面を表す。上付きの添字Fは、その変位や応力が自然地盤について求められたものであることを表し、添字Gは、それらが切欠き地盤に



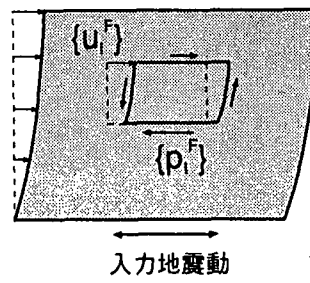
(a) 構造物・地盤系の地震応答解析



(b) 地盤インピーダンス (地盤ばね)



(c) 切欠き地盤系の地震応答解析による場合



(d) 自然地盤系の地震応答解析による場合

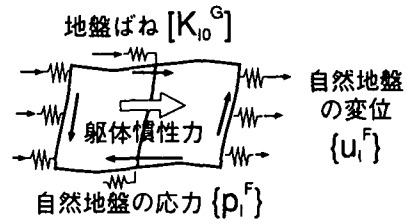
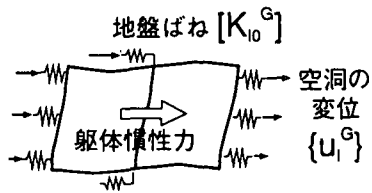


図-3.3.8 サブストラクチャー法による地震力の考え方

ついて求められたものであることを意味する。ただし、 $[S_1^G]$ は特に「地盤インピーダンス」と呼ばれるもので、式(3.3.5)では計算できない。これは、構造物と地盤との接触面位置において単位の変位を生じさせるために必要な力であり、図-3.3.8(b)に示すように、切欠き地盤の空洞表面の各点を動的に加振することによって求めたりする。構造物・地盤間の動的相互作用の効果を表すもので、ちょうど、応答変位法での地盤ばねに相当する。

式(3.3.4)の右辺は、地下構造物への外力項であるが、これに関して2通りの方程式が成り立つ。図-3.3.8(c)に示すように、地震動を切欠き地盤に入力した場合に、位置的に構造物と地盤との接触面に当たる空洞表面の変位が $\{u_1^G\}$ である。外力項の一つの表現は、この $\{u_1^G\}$ と地盤インピーダンスの積となる。一方、図-3.3.8(d)に示すように、同じ地震動を自然地盤に入力した場合に、構造物と地盤との接触面位置に生じる変位が $\{u_1^F\}$ 、同じ位置に生じる地盤応力が $\{p_1^F\}$ である。外力項のもう一つの表現は、 $\{u_1^F\}$ と地盤インピーダンスの積として計算される力に、 $\{p_1^F\}$ を加えたものとなる。これら2通りの外力項は、力学的に等価なものである。

さて、式(3.3.4)は振動数領域で表した運動方程式であるが、これを時間領域での運動方程式に変換することを試みる。それには式(3.3.5)を用いることになるが、地盤インピーダンス $[S_1^G]$ は式(3.3.5)にしたがわないから、これを、 $\omega=0$ における静的な地盤インピーダンス $[K_{10}^G]$ と、地下構造物・地盤系の地震時挙動を支配する振動数における減衰係数マトリックス $[C_{11}^G]$ とを用いて、

$$[S_1^G] = i\omega[C_{11}^G] + [K_{10}^G] \quad (3.3.6)$$

と表すことにする。上式を用いると、式(3.3.4)を次式のように時間領域での運動方程式に変換できる。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [M_{SS}] & [M_{SJ}] \\ [M_{IS}] & [M_{IJ}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{r}_S\} \\ \{\ddot{r}_I\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_{SS}] & [C_{SJ}] \\ [C_{IS}] & [C_{IJ}] + [C_{11}^G] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{r}_S\} \\ \{\dot{r}_I\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_{SS}] & [K_{SJ}] \\ [K_{IS}] & [K_{IJ}] + [K_{10}^G] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{r_S\} \\ \{r_I\} \end{Bmatrix} \\ & = \begin{cases} \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [C_{11}^G]\{\dot{r}_I^G\} + [K_{10}^G]\{r_I^G\} \end{Bmatrix} & \text{切欠き地盤系} \\ \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [C_{11}^G]\{\dot{r}_I^G\} + [K_{10}^G]\{r_I^G\} \end{Bmatrix} & \text{自然地盤系} \end{cases} \quad (3.3.7) \end{aligned}$$

ここに、 $\{r\}$ は時間領域での変位ベクトル、 $\{q\}$ は時間領域での節点力ベクトルである。また、 $\{r\}$ に付けられたドットは、時間に関する微分を表す。

式(3.3.7)は地下構造物の動的挙動を表すものであるが、ここで、次の2つの仮定を設けて、式(3.3.7)から静的な力の釣合い方程式を導く。

仮定[1]：地下構造物自身および構造物・地盤間の相互作用による減衰効果は小さいものとして無視する

仮定[2]：地下構造物の応答加速度は、自然地盤において地下構造物位置に生じる加速度と等しいものとする

式(3.3.7)に仮定[1]を適用して、左辺第2項の全体と右辺に含まれる減衰項を消去する。また、仮定[2]により、左辺第1項の慣性力項について、未知数である加速度を自然地盤の応答加速度に置き換え、これを既知の外力項として右辺に移項する。こうすると、式(3.3.7)は次式のようになる。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [K_{SS}] & [K_{SJ}] \\ [K_{IS}] & [K_{IJ}] + [K_{10}^G] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{r_S\} \\ \{r_I\} \end{Bmatrix} = \begin{cases} \begin{Bmatrix} [M_{SS}] & [M_{SJ}] \\ [M_{IS}] & [M_{IJ}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{r}_S^F\} \\ \{\dot{r}_I^F\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [K_{10}^G]\{r_I^G\} \end{Bmatrix} & \text{切欠き地盤系} \\ \begin{Bmatrix} [M_{SS}] & [M_{SJ}] \\ [M_{IS}] & [M_{IJ}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{r}_S^F\} \\ \{\dot{r}_I^F\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [K_{10}^G]\{r_I^G\} + \{q_I^F\} \end{Bmatrix} & \text{自然地盤系} \end{cases} \quad (3.3.8) \end{aligned}$$

式(3.3.8)の左辺は、地下構造物・地盤系における地下構造物部分だけの静的状態を表している。その剛性マトリックスの中に、静的な地盤インピーダンス $[K_{10}^G]$ が含まれているが、これは、地下構造物部分のサブストラクチャーを解析するための構造系が、応答変位法で採用されているような、地盤との接触面に「地盤ばね」が付いた骨組み構造であることを意味する。また、右辺はこの構造系への静的外力を表している。したがって、式(3.3.8)が地下構造物の応力・変形が最大となる瞬間の時刻においても成り立つ

ものとすれば、右辺は応答変位法の計算で用いるべき地震荷重を示唆するものとみることができる。

式(3.3.8)の右辺は、地下構造物への地震荷重の与え方として、地盤の変位等を切欠き地盤系の解析で求めた場合と、自然地盤系の解析で求めた場合との、2方法があることを示している。それらは次のとおりである。

[1]切欠き地盤系の解析による場合：

切欠き地盤において空洞表面に生じる変位  $\{r_1^0\}$  (周波数領域では  $\{u_1^0\}$ 、以下同じ) を、地盤ばね (正確には地盤インピーダンス  $[K_{10}^0]$ ) を介して強制変位として作用させる。また、躯体慣性力を作用させる。躯体慣性力の大きさを決める加速度は、式(3.3.8)では自然地盤の応答加速度を用いることになっているが、一般には慣性力項の影響が小さいことから、これを切欠き地盤の空洞表面の応答加速度に置き換えてもよいかも知れない。

[2]自然地盤系の解析による場合：

自然地盤において地下構造物と地盤との接触面位置に生じる変位  $\{r_1^1\}$  ( $\{u_1^1\}$ ) を、地盤ばねを介して強制変位として作用させる。それと同時に、同じ位置に生じる地盤応力  $\{q_1^1\}$  ( $\{p_1^1\}$ ) を作用させる。また、躯体慣性力を作用させる。地盤応力  $\{q_1^1\}$  ( $\{p_1^1\}$ ) は、一般にはせん断応力であり、これを地下構造物の全ての地盤との接触面に載荷する。

動的サブストラクチャー法の考え方にしがった地震力の作用方法を、図-3.3.8 にまとめて示す。ここまで論じてきたように、動的サブストラクチャー法によれば、地下構造物への地震力の作用方法には、力学的に等価な2通りの方法がある。

一つは、切欠き地盤系の地震応答解析を行って空洞部分の地盤変位を求め、これを地盤ばねを介して作用させる。躯体慣性力も作用させるが、その影響を無視すれば、地盤変位だけが地震力となる。ただし、この場合の地盤変位は、切欠き地盤系の地震応答解析から求めたものであって、自然地盤系のそれとは異なるものであることに注意しなければならない。切欠き地盤系の地震応答解析は、2次元動的 FEM 解析によるのが普通である。応答変位法では、地下構造物部分だけを抜き出して、静的にできるだけ簡単に解析したいところであるから、こちらの方法はほとんど利用できない。

もう一つの方法は、自然地盤系の地震応答解析を行って、地下構造物と地盤との接触面位置に生じる変位、加速度、および地盤応力を求め、これら3種類を地下構造物に作用させるものである。解析対象とする地盤が水平成層構造であれば、自然地盤系を1次元土柱とすることができるので、その地震応答解析がかなり楽になる。

応答変位法では、地震力の求め方という点で自然地盤系の解析によることになるので、結局、計算に用いる地震力は次の3種類とするのが力学的に合理的ということになる。

- ・自然地盤の変位 (地盤ばねを介して作用させる)
- ・周面せん断力 (地下構造物の外周面に作用させる)
- ・躯体慣性力 (躯体に自然地盤の応答加速度を作用させる)

なお、地盤変位を切欠き地盤系の地震応答解析から求めた場合は、上の3種類の地震力のうちの周面せん断力は考えない。

以上、理論的に導き出されたことから、すなわち、地震力の作用方法に等価な2通りの方法があること、また、応答変位法の計算に3種類の地震力を考慮することの妥当性、といったことがら、実際の数値計算例でも確認されている<sup>28)</sup>。

なお、ここでの議論は、地盤および地下構造物は線形弾性体であり、地下構造物・地盤間は常に密着していて剥離やすべりを生じない、というのを前提としている。地震動が極めて強く、この前提が成り立たないような条件下においても、応答変位法の計算で上記の3種類の地震力を考慮すべきことに変わりはないと考えられる。しかし、そのような強い非線形の状態におけるそれぞれの地震力の作用方法、特に地盤ばねを介して地盤変位を作用させる部分については、実際の現象の理解を含めて力学的な扱い方が未だ明らかになっていない。

### 3.3.4 応答変位法の今後の課題

地下構造物の構造条件、周辺地盤の条件、および設計地震動が設定された後、応答変位法による耐震計算では、基本的に次の作業を行って、構造物の地震時応力・変形を算出する。

[1]地震力（地盤変位、周面せん断力、躯体慣性力）の算定

[2]地下構造物の力学モデル（骨組み構造モデル）の作成

[3]地盤ばねのモデル化

[4]上記力学モデルの地震力に対する応力・変形解析

これらの各作業について、今後の課題となることがらを以下に挙げる。

#### (1)地震力の算定

前項で考察したように、地盤および地下構造物が線形弾性体であり、かつ、両者間に剥離やすべりが生じない、という条件では、応答変位法の計算に用いる地震力の内容はほぼ明らかになっている。考慮すべき地震力は、地盤変位、周面せん断力、躯体慣性力である。

非常に強い地震動で、この条件が成り立たないような場合についても、この3種類の地震力を考慮すべきことに変わりはないと考えられる。しかし、地盤の挙動が強い非線形性を示す状態や、地盤・地下構造物間に剥離やすべりが生じるような状態については、地下構造物に作用する地震力の性質が未だ明らかになっていない。このような状態に対する地盤ばねのモデル化の問題も含め、研究の必要がある。

1 次元地盤モデルの地震応答解析によって作用地震力を算定する作業において、地盤物性の非線形性を考慮する手法に、逐次非線形応答解析法や等価線形化法がある。強震動に対しては、選択した手法によって地盤応答の解析結果が大きく異なってくることがある。どの解析手法が適切であるかの検討が必要である。

時刻歴で地盤の地震応答解析を行った場合、地震力としてどの時刻の応答値を採用するかについては、従来、地下構造物の上下端位置で地盤の相対変位が最大となる瞬間としている。地盤のひずみが非常に大きくなり、それに伴って地盤剛性が非常に小さくなるようなケースでは、地盤の相対変位が最大でも、地盤ばねも小さくなるので、その積としての地震力が最大になるかは、定かではない。こうした検討も必要である。

#### (2)地下構造物の力学モデルの作成

地下構造物の躯体は、普通、骨組み構造モデルとしている。これまでは、躯体の部材は全断面有効として剛性評価し、線形の曲げ剛性をもたせたビーム要素でモデル化することが多かった。しかし、レベル2地震動に対する検討では、RC部材の非線形剛性を考慮する必要がでてくる。また、そのとき、部材の軸力変動の影響も問題になると考えられる。こうした躯体の非線形力学モデルの作成方法が課題である。

#### (3)地盤ばねのモデル化

応答変位法では、構造物・地盤間の相互作用を「地盤ばね」で表現する。解析上それは、Winkler 仮定の適用により、単純なスプリング要素でモデル化される。ここでの問題点は、Winkler 仮定の妥当性と、スプリングに与えるばね定数の決め方、の2点であり、線形解析の範囲に限っても、応答変位法における曖昧な点として古くから検討課題となっている。

特に、ばね定数の決め方については、確立された方法がない。設計指針などに示されている地盤反力係数の評価式を利用して、地盤のN値などを基に簡易に決めることも多いが、この場合には、地下構造物の寸法・形状や地表面・基盤面との位置関係、互層地盤の影響などが、ばね定数に適切に反映されない。

他方、切欠き地盤系の2次元FEMモデルを作成し、空洞部分に加力したときの変位を計算して、できるだけ正確に地盤ばねを算出しようとする方法がある。この方法で、前述した地盤インピーダンスを求めらるのであれば、かなり精度の高い地盤ばね定数を設定することができる。ただし、この作業だけでかなりの手間と計算費用がかかり、簡便な耐震計算法としての応答変位法のメリットが半減する。また、地盤ばねの働きは本来、離れた節点間で連成作用がある（Winkler 仮定が不成立）。地盤インピーダンスではそれが自動的に考慮されるが、地盤ばねを単純なスプリング要素に置き換えるのであれば、ばね間の連成作用は反映されなくなる。2次元FEMによる方法としては、この他に、空洞の各辺に静的な等分布荷重を加えたときの変位量を計算して、各辺毎にばね定数を算出する方法も行われているが、この場合もやはり同様



の問題がある。

地盤ばねをスプリング要素でモデル化することについては、上述のように、決定的な方法がない。こうした事情から最近では、地盤ばねの問題を回避する方策として、前節で述べた応答震度法などの「FEM系準動的解析法」が比較的多く用いられるようになってきた。大型数値計算の普及と、いずれ2次元FEM解析で地盤ばね定数を計算するのであれば、そのまま地下構造物も含めて一体解析すると手間はほとんど変わらない、というのが理由である。今後も、この傾向が続くことが予想される。

ただし、「FEM系準動的解析法」による場合でも、地盤の非線形性が大きく現われる地震条件に対しては、2次元FEMモデルの地盤要素に与える剛性をいかに設定するかが問題になる。1次元地盤モデルの地震応答解析を等価線形化法で行い、そのときの収束剛性を用いる、という考え方が既にあるが、その妥当性については十分検討されていないと思われる。また、他の非線形解析法で1次元地盤モデルの地震応答解析を行った場合には、2次元FEMモデルにどのような地盤剛性を与えればよいのか、定かでない。スプリング要素系の地盤ばねにせよ「FEM系準動的解析法」にせよ、レベル2地震動に対する問題は、大きな検討課題である。

#### (4) 応力・変形解析

周囲に地盤ばねを付けた地下構造物の骨組みモデルに地震力を作用させ、地下構造物に生じる応力・変形を計算する作業は、少なくとも線形モデルの範囲では一般の構造計算と変わりなく、応答変位法に特有な問題点・課題はないと思われる。RC部材の非線形剛性や、地盤ばねの非線形特性、構造物・地盤間のすべり・剥離などを考慮する場合には、その条件によっては、数値解析モデルの作成およびその数値解法に関して、数値解析上の問題が発生することも考えられる。今後、多くの解析事例を通じて、ノウハウを蓄積していく必要がある。

### 3.4 耐震計算法における課題の整理

#### 3.4.1 はじめに

平成7年兵庫県南部地震という大規模地震による地中構造物の被害は、地上構造物に比べ数は少ないものの、神戸高速鉄道・大開駅の崩壊に見られるように必ずしも安全でない構造形式であることを示した。同地震発生以前は、地中部の地震動は通常地表より振幅が小さく、また周辺が地盤に囲まれているため自己振動しないこと、一般に地上構造物に比して作用する地震力が小さく、地上構造物に比べて安全であるとされていた。

今後は、土木学会の第二次提言にもあるように、平面的な地震力だけではなく深さ方向の地震時相対変形に対しても安全性が確保できるように、また横断方向に対しても耐震設計を行う必要がある。さらに、震災後の各構造物の指針改訂に見られるようにレベル1地震動対応だけではなく、レベル2地震動に対する耐震設計法が必要となる。

また、これまでの地中構造物を対象とした設計指針類は許容応力度設計法を基本とし、震度法や応答変位法が主に耐震設計法として用いられていたが、兵庫県南部地震後、構造物の設計指針類の基本的枠組はコンクリート標準示方書—耐震設計編—（土木学会：平成8年）<sup>32)</sup>ならびに水道施設耐震工法指針・解説（日本水道協会：平成9年）<sup>11)</sup>にみられるように限界状態設計法へ変更されつつあり、適切な耐震設計法を確立することが必要となってきた。ここではこれらの新たな基準ならびに指針や兵庫県南部地震の被害シミュレーション<sup>33), 34), 35), 36)</sup>を参考に、現時点で考えられる新しい耐震設計法を概説し課題を挙げる。

#### 3.4.2 地中構造物の耐震設計基準ならびに指針

地中構造物の耐震設計のための基準・指針として次のようなものがある。

<埋設管路を主たる対象>

[1]石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（1973年9月、運輸省、建設省、自治省、通産省、官報号外12号）

[2]水道施設耐震工法指針・解説（1997年3月、日本水道協会）<sup>40)</sup>

[3]ガス導管耐震設計指針（1982年3月、日本ガス協会）

<地下タンク>

[4]地下貯油施設技術指針（1980年5月、土木学会）

[5]LNG地下式貯槽指針（1981年12月、通産省、資源エネルギー庁）

<沈埋トンネルや地下洞道>

[6]沈埋トンネル耐震設計指針（案）（1975年3月、土木学会）<sup>37)</sup>

[7]共同溝設計指針（1986年3月、日本道路協会）<sup>5)</sup>

が制定され、実務設計に用いられている。このほかにも地下防火水槽、原子力発電所取水路などに関する基準あるいは指針が整備されている。

表-3.4.1は、鉄道、道路、電力およびガス事業者が所有する地下構造物の種類、その耐震設計法の現状と今後の課題を整理して示したものである。また、表-3.4.2は、シールドトンネル<sup>3)</sup>と立坑に関する耐震設計例を分析し、耐震設計上の特徴と留意点をまとめたものである。

表-3.4.1 地下構造物の種類と耐震設計法

施設	鉄 道 <sup>38)</sup>	道 路	電 力	ガ ス
既往地下構造物の代表的な種類	カルバート シールドトンネル 沈埋トンネル 立坑 地下駅舎	カルバート 沈埋トンネル 換気用立坑 地下駐車場	カルバート シールドトンネル 立坑 地下タンク 地下発用空洞	カルバート シールドトンネル 立坑 地下タンク
将来建設が予想される地下構造物の種類	大深度大規模駅舎 地上連絡用立坑	シールドトンネル	CAES SMES	CGES
耐震設計法の現状	震度法や応答変位法を基本とし、必要に応じて動的解析による検証を行うのが一般的			
構造物の耐震性や耐震設計法に関する今後の課題	<ul style="list-style-type: none"> <li>・大深度トンネルや駅部や立坑・斜交との接続部</li> <li>・地盤条件急変部や断層に跨るトンネルや立坑</li> <li>・分岐、双設およびループ状など、特殊な線形条件のトンネル</li> <li>・大規模、新しい構造形態（立体的、etc.）の地下構造物</li> </ul>			

### 3.4.3 地中構造物の耐震設計法

地中構造物の耐震計算法としては、[1]震度法<sup>39),40)</sup>、[2]応答変位法<sup>28)</sup>、[3]応答震度法<sup>16),17),21)</sup>、[4]動的応答解析法があるが、一般の実務設計で通常用いられるのは、震度法と応答変位法である。有限要素法などを用いた動的応答解析による耐震計算は、構造物形状や地盤条件が複雑で、震度法や応答変位法では十分な解析ができない場合に用いられている。図-3.4.1に耐震計算法の分類を示し、図-3.4.2、図-3.4.3に各耐震計算法の概要を示す。

最近の改訂指針の静的手法による耐震設計では、応答変位法を取り入れている指針が多い。応答変位法の歴史としては浅いが、地下構造物の地震時挙動は周辺地盤の動きに支配されるとの報告事例が多いことから、今後は従来から用いられている震度法に代わって、応答変位法による検討がますます多くなると考えられる。

いずれの解析法を用いるにしても、地震時における地盤の非線形性は、表層地盤の増幅特性に大きな影響を与え、地盤の相対変位等の地中構造物に作用する地震荷重を決定する上で重要である。周辺地盤が成層地盤としてモデル化できる地中構造物の場合は、自然地盤の地震時応答を用いて地盤および躯体の非線形性を同時に考慮した応答変位法、応答震度法または震度法で設計が可能である。ただし、応答変位法では、地盤ばねの非線形性が結果を大きく左右し課題である。また、地盤については液状化という問題もあり、地中構造物が震動中に液状化の発生とともにどのような地震荷重を受けるのか、あるいは地盤流動によってどのような地震荷重を受けるかは、今後の大きな課題の一つである。

ここで、レベル2地震動に対する液状化の判定方法が具体的に指針として確立しているのは、道路橋示

表-3.4.2 耐震設計事例からみた設計上の特徴および留意点<sup>20)</sup>

施設	鉄道	道路	電力	ガス
対象構造物	開削トンネル シールドトンネル	U型&ボックスカルバート	シールドトンネル 立坑	シールドトンネル 立坑 地下タンク
耐震設計法	応答変位法 動的解析法	応答変位法 動的解析法	応答変位法	応答変位法 動的解析法
耐震設計の特徴	耐震設計の実施条件 【開削トンネル】 [1] トンネルの一部が露出する [2] 地上構造物基礎が載荷される [3] 著しく性状の異なる地盤中 [4] 著しく層厚が異なる地盤中 [5] 流動化のおそれがある砂層中や変位の大きい軟弱地盤中等 [6] 断面急変部 【シールドトンネル】 [1] 軟弱地盤中、または立坑との取り付け部 [2] N値が10程度以下の飽和砂地盤中で特に土かぶり小さい	耐震性に関する検討項目 [1] 横断方向の耐震検討 [2] 縦断方向の耐震検討 [3] 地盤の液化化検討 【横断方向の耐震検討】 4種類の入力地震波に対し、地盤改良の影響評価、本体構造の耐震安定性および周辺地盤の挙動を検討 【縦断方向の耐震検討】 共同溝および地下駐指針に準拠した地震動に対し、構造物が周辺地盤に与える影響、継ぎ手間隔および本体の安定性を検討 【地盤の液化化検討】 沖積砂質土層の液化化による構造物への影響を検討	洪積粘土層 (Ma12) 下面を耐震設計上の基礎面とし、水道施設耐震工法指針等に準拠して実施 【立坑の耐震設計】 立坑の鉛直断面の設計では立坑内巻きを梁にモデル化し、地盤ばねを介して地震時地盤変位を作用させて検討 立坑の水平断面の設計では鉛直方向設計時の地盤反力を地震時偏圧として、円環断面に作用させて検討 【トンネルの耐震設計】 縦断方向断面力に対するセグメント、継ぎ手部および二次覆工コンクリートの応力度を検討	【立坑・シールドトンネル】 立坑やトンネルの耐震設計は水道施設耐震工法指針に基づき応答変位法により実施 耐震設計上は、トンネルや立坑内部に中詰め砂を充填して、地震動によりガス導管に発生する局所的な変位やひずみを抑制する配慮がなされる 【地下タンク】 地下タンクの耐震設計では、ガス事業法やLNG地下貯槽指針に基づき、側壁を円盤にモデル化した応答変位法と動的解析を実施
設計上のポイント	[1] トンネル一般部 軸方向引張力に対する継ぎ手ポルト&コンクリート応力 [2] トンネルと駅の接続部 軸力や曲げモーメントによる覆工コンクリート&鉄筋応力	[1] 地盤改良の影響 軟弱層のせん断波速度を2倍程度に改良すると耐震上有利 [2] 縦断方向の継ぎ手間隔 すべり限界範囲の概念を導入した結果、継ぎ手間隔は80m程度となった	[1] トンネル一般部 軸方向引張力に対処するため二次覆工に9mまたは12m間隔施工目地を設けた [2] トンネルと立坑の接続部 可撓セグメントを配置し、互いに自由に動ける構造とした	[1] トンネル一般部 軸方向引張力に対する継ぎ手面板やポルトの応力度 [2] トンネルと立坑の接続部 可撓セグメントを配置 [3] タンク側壁と底版の接合部 接合条件、補強構造の検討

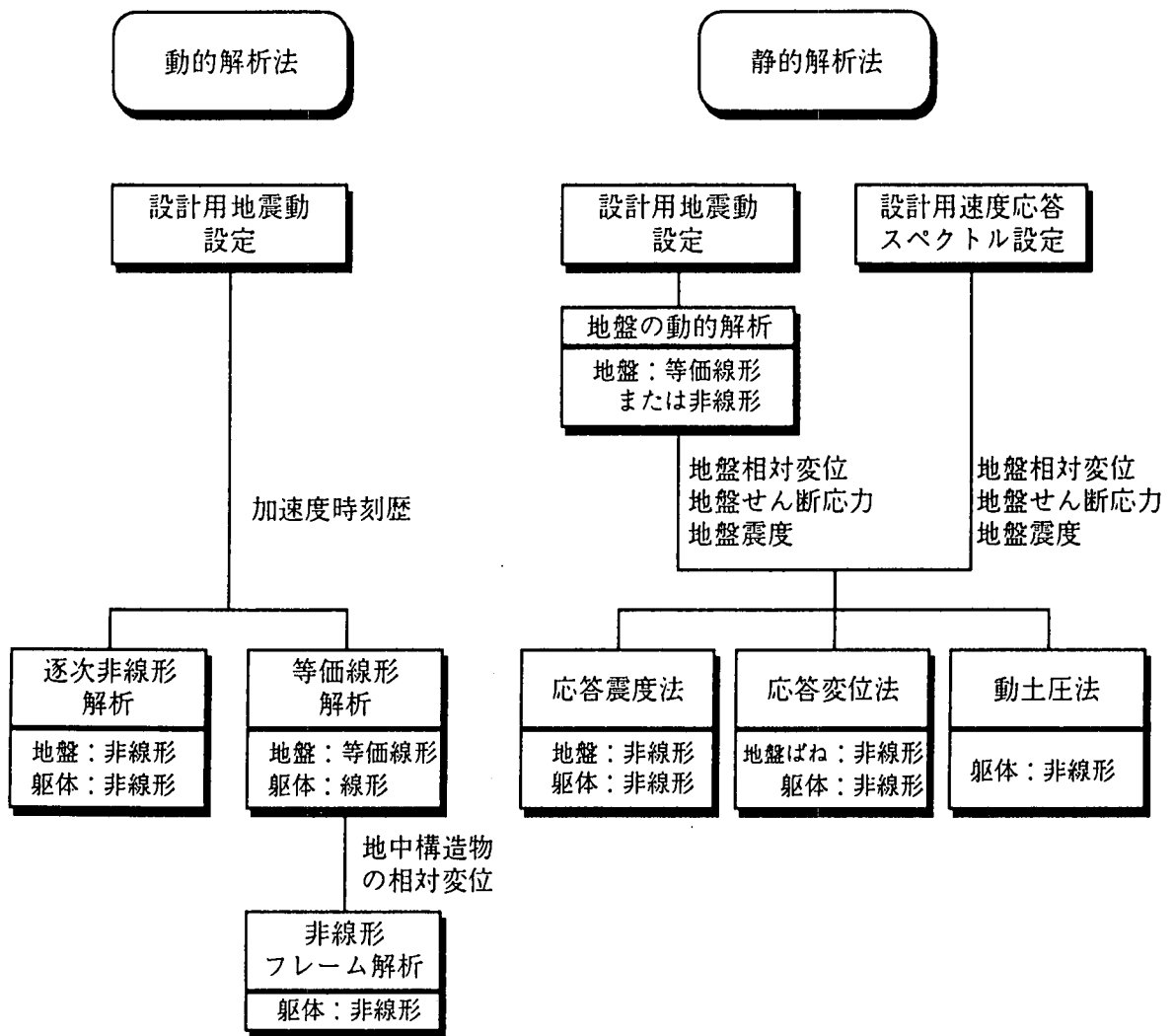
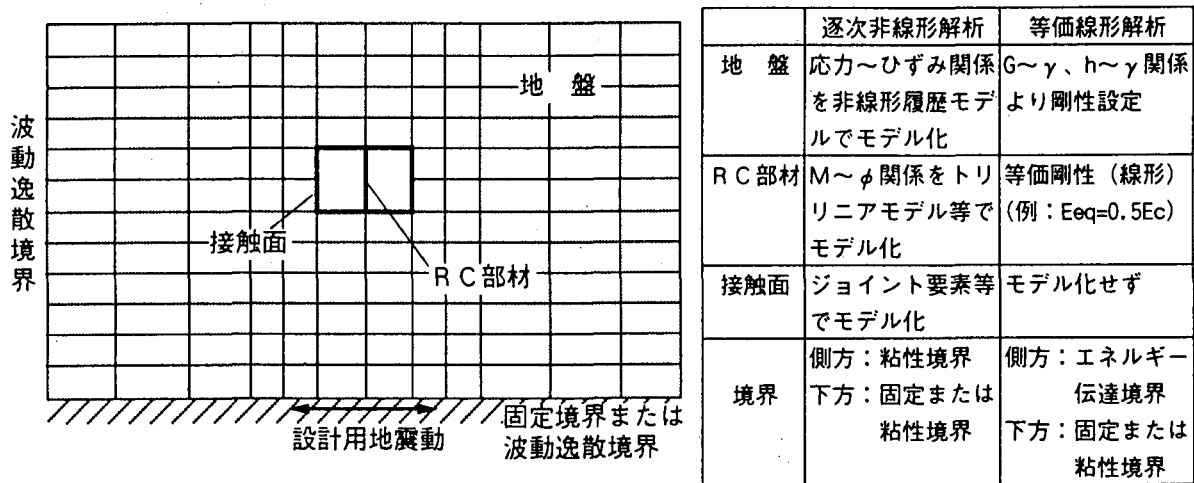
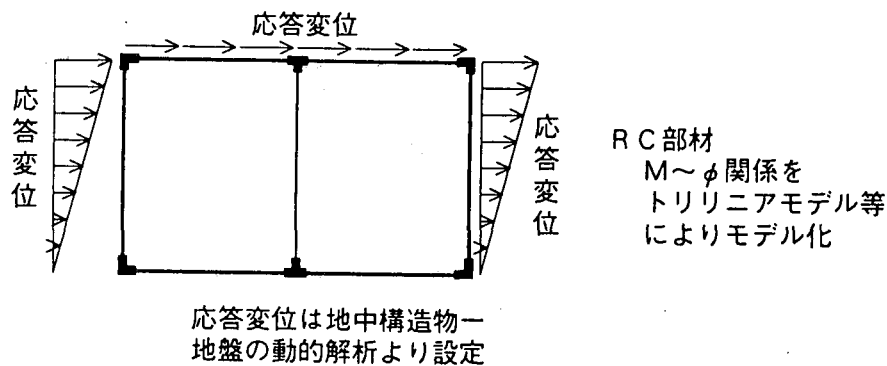


図-3.4.1 地中構造物横断面の耐震計算法の分類<sup>41)</sup>

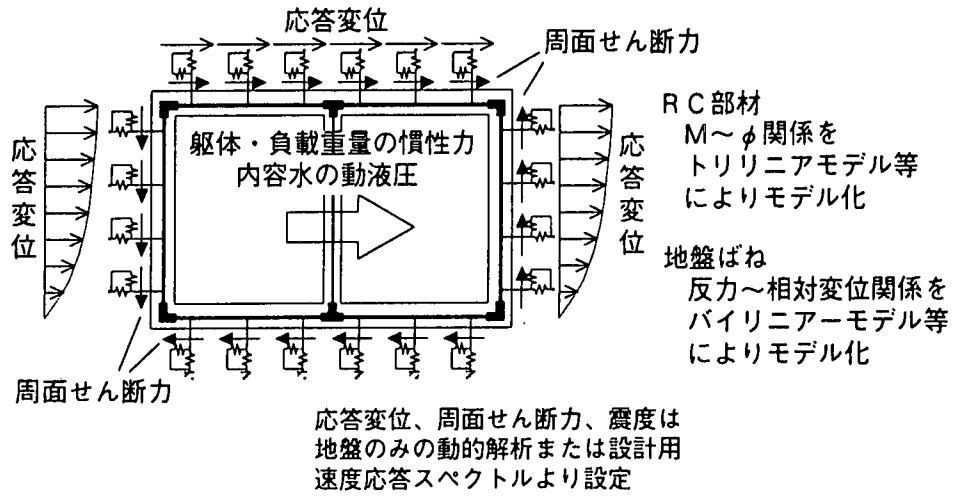


(a) 逐次非線形解析と等価線形解析

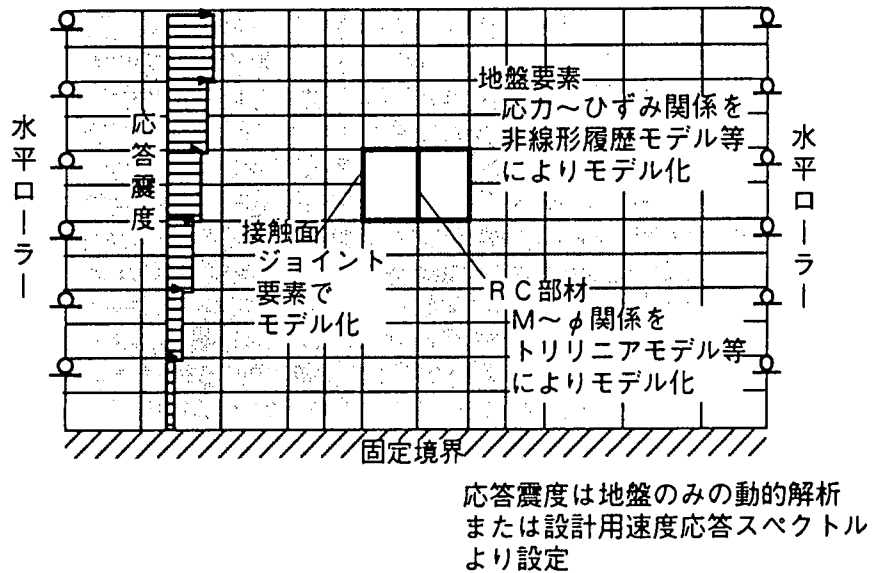


(b) 非線形フレーム解析

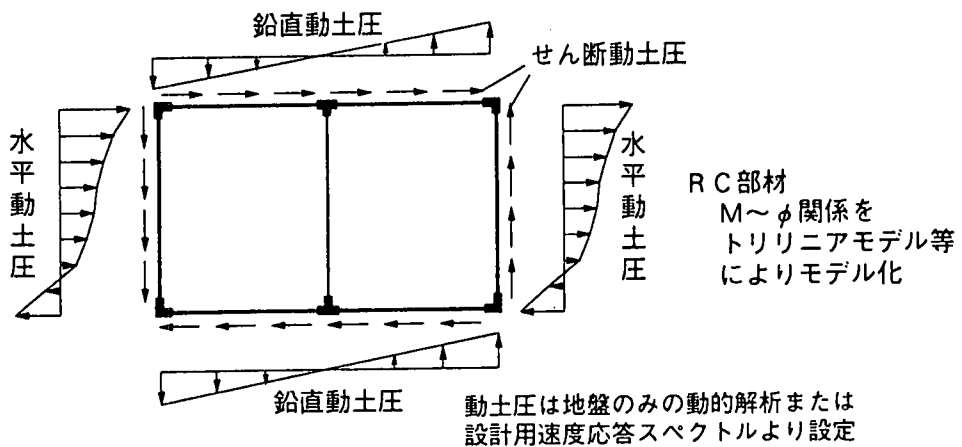
図-3.4.2 地中構造物横断面の動的解析法のモデル化と地震荷重<sup>41)</sup>



(a) 応答変位法



(b) 応答震度法



(c) 動土圧法

図-3.4.3 地中構造物横断面の静的解析法のモデル化と地震荷重<sup>41)</sup>

方書と水道施設耐震工法指針である。しかし、これらの基準はその判定方法について大きく異なっており、道路橋示方書の方が設計上安全側の基準となっている。別途のサイトでこれらの構造物が施工されるのであれば問題はないが、道路構造物として埋設管路と道路は同一のサイトに建設されるので、これらの基準を準用する場合問題が生じる。また、液状化に伴っての地中構造物の浮き上がりの検討についても具体的に指針として確立しているのは、共同溝設計指針と水道施設耐震工法指針である。これもこれらの基準はその判定方法について大きく異なっており、共同溝設計指針の方が設計上安全側の基準となっている。

#### (1) 静的手法による耐震設計上の問題点

地下構造物の耐震設計を静的手法によって行う場合考慮すべき地震力は、大別して、以下の2つである。

- i) 構造物本体に作用する地震時慣性力（本体慣性力）
  - ii) 周辺地盤が構造物におよぼす地震時土圧
- ii)の地震時土圧は、さらに以下の2つに分けられる。
- イ) 周辺地盤に作用する慣性力に起因する土圧（極限平衡土圧）
  - ロ) 構造物と周辺地盤の相対変位にもとづく土圧（相互作用土圧）

したがって、耐震設計に震度法ならびに応答変位法を併用する場合は、地震外力として、前者は本体慣性力と極限平衡土圧を、後者は本体慣性力と相互作用土圧を考慮し、いずれに対しても安全であるように設計することになる。

#### (a) 震度法

震度法は、設計地震力 = (構造物の重量) × (設計震度) の関係を用いて構造物の耐震計算を行うものである。簡便さもあって、通常の構造物で震度法が多用されている。ここで設計震度は構造物の耐震設計に考えるべき地震動の大きさを代表する無次元係数であり、構造物の種類に応じて基準値が設けられている。既往の設計震度の震害との関係、強震観測の結果等から、比較的剛性の高いマッシブな構造物については、震度法の耐震計算により合理的な設計がなされるとされている。この計算法は地中構造物の横断面の耐震計算に適用される場合が多いが、この場合は、躯体および構造物上載土の慣性力とともに、地震時土圧を外力として考えている。地震時土圧については、多くの研究がなされており、地盤条件はもとより構造物の剛性などにも依存するとされている。現状の実務設計で用いられている地震時土圧の多くは物部・岡部の理論によるが、これは剛な壁体を想定したもので、構造物のたわみ性が問題となる場合は必ずしも適当ではない。土圧についてはまだ解明されていない問題も多く、今後の研究課題の一つである。

現行の地下構造物に関する諸指針で設計水平震度の値がどうなっているのかを調べた結果を表-3.4.3に示す。これらの指針で平成7年兵庫県南部地震前に制定ならびに改訂された指針では、基盤で0.15~0.20、

表-3.4.3 現行諸指針での設計水平震度

指針名	基盤での水平震度	地表面設計水平震度	基盤内の水平震度
地下貯油施設技術指針（案）	$0.75K_0 \alpha_1 = 0.15$	$K_0 \alpha_1 \alpha_2 = 0.24$	0.15
LNG 地下式貯槽指針	$K_0 \alpha_1 = 0.15$	$K_0 \alpha_1 \alpha_2 = 0.30$	0.15
駐車場設計・施工指針 同解説	震度別補正係数考慮	$K_0 \alpha_1 \alpha_2 = 0.24$	規定なし
本州四国連絡橋耐震設計指針	$K_0 = 0.20$	規定なし	規定なし
新耐震設計法（案）	$K_0 \alpha_1 = 0.20$	$K_0 \alpha_1 \alpha_2 = 0.24$	規定なし
耐震設計指針（案）解説	$K_0 \alpha_1 = 0.20$	$K_0 \alpha_1 \alpha_2 = 0.20$	規定なし
道路橋示方書・同解説	レベル1	地盤面： $K_0 \alpha_1 \alpha_2 = 0.24$	
	レベル2	地盤面： $K_2 \alpha_2 = 0.4 \sim 0.6$	
水道施設耐震工法指針・解説	レベル1	$K_0 \alpha_1 = 0.15$	$K_0 \alpha_1 \alpha_2 = 0.24$
	レベル2	$K_2 \alpha_2 = 0.4 \sim 0.5$	$K_2 \alpha_2 = 0.4 \sim 0.6$

上段：平成7年兵庫県南部地震前制定、下段：平成7年兵庫県南部地震後改訂

(注)  $K_0$ ：標準設計水平震度

$\alpha_1$ ：地域別補正係数で、ここではA地域区分  $\alpha_1 = 1.0$  とした。

$\alpha_2$ ：地盤別補正係数で、第III種地盤の値を用いた。

地表面で 0.24～0.30 と一部を除いて確定しており、いずれかの指針に準拠して基盤および地表面での値を決定することは可能である。一方、平成 7 年兵庫県南部地震後に制定ならびに改訂された指針でのレベル 2 地震動の設計水平震度は、通常設計レベルの地震動レベル 1 に比して約 2 倍の設計水平震度になっているのが確認される。また、現在では、主要都市部において近傍の活断層調査結果を用いてレベル 2 地震動の策定が実施されているが、この地震動と各種指針・基準で設定された地震動との取り扱いが問題となる。

また、震度が深い地下構造物の場合は、従来の基盤面の位置が構造物の底面より上部にあることが考えられる。そういった場合、現行の指針では、基盤内の震度の取り方は不明確で地盤の応答解析などにより検討する必要がある。

本体慣性力によって発生する応力の算定にあたっては、周辺地盤をどのように評価し、モデル化を行うかによって、断面力に大きな差が生じることが考えられるため、地下構造物の形状・寸法と地盤条件をモデル化し、モデル化の違い、バネ定数の算定方法の違い、バネの取付範囲の違いなどに注意する必要がある（表-3.4.4 参照）。

#### (b) 応答変位法

応答変位法は、地中構造物ないし大部分が地中にある構造物で、その挙動が主として周辺地盤の変位に支配される構造物に適用される。この方法では、構造物の地震時における挙動が、周辺地盤の変位によって主として支配されるものと考えており、沈埋トンネルや地中管路（石油パイプライン等）の耐震設計に実用されている。この地盤変位による耐震計算法すなわち応答変位法は、地中構造物の地震時挙動に関する研究成果に基づいて提唱されているものであり、近年多くの地中構造物の耐震設計に取り入れられ定着しつつある。

応答変位法を適用する場合に最も大きな問題は、入力する地盤変位をどのように設定するかである。地中構造物の耐震設計に関する基準のうち沈埋トンネル以外の基準では、地盤変位の分布形状を水平面内では制限波形および表層地盤鉛直面内では 1/4 正弦波形としている。実際の地震によって生ずる地盤の変位分布はきわめて複雑と考えられる。

地中構造物の地震荷重を求める方法としては、以下の方法がある。

- ・設計用地震動を入力して地盤のみの動的解析（等価線形解析または逐次非線形解析）を行って地盤の相対変位等から求める方法
- ・設計用速度応答スペクトルから求める方法

地域特性および地盤特性を考慮するには前者の方法が有効であるが、後者の方法は地震荷重の算定が簡便であり、鉄道の開削トンネルの暫定的な耐震計算法および水道施設の導水暗渠の耐震計算法として採用されている。後者の設計用速度応答スペクトルを用いる方法では、対象とする地中構造物が硬軟の地層にまたがる場合は、特に地盤の相対変位分布の設定に留意する必要がある。設計用速度応答スペクトルによる地震荷重の設定方法を表-3.4.5 に、設計用速度応答スペクトルの例を図-3.4.4 に示す。同図において、鉄道開削トンネル用の設計用速度応答スペクトルは、平成 7 年兵庫県南部地震においてポートアイランド GL-83m および神戸大学構内で観測された記録を用いて減衰定数 20%として求められたものである。一方、水道施設用の設計用速度応答スペクトルは、平成 7 年兵庫県南部地震において断層から 10km 以内の基盤および岩盤表面で観測された 5 箇所の観測地震波を基に上限および下限が求められたものである。

#### (2) 動的解析法による耐震設計上の問題点

動的解析による方法には、大別して応答スペクトル法と時刻歴応答解析法がある。応答スペクトル法は、1 自由度の応答特性を、強震記録の特性との関係で表現した応答スペクトルを用いて、多自由度系の最大応答を定めようとするものである。一方、時刻歴応答解析は、構造物の動特性を適切に表現できるモデルを設定し、動的外力（入力地震動）を入力して、構造物の応答を求める方法である。時刻歴応答解析を行う場合、構造解析モデルの設定と、入力地震動の設定が特に問題となる。

ここで、時刻歴応答解析で強震記録を入力して構造物の動的解析を行うということは、それぞれが実測記録であるという重みがあるが、一方では、地震の特性や規模等によってランダムな特性を有している反面がある。したがって、入力地震動によって解析結果が随分異なる場合もあることが考えられるので、例



表-3.4.4 埋設管路の耐震計算法と設計用地震動<sup>22)</sup>

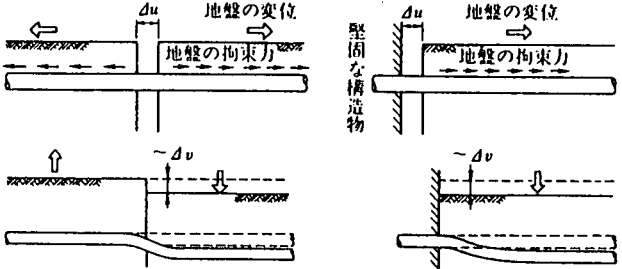
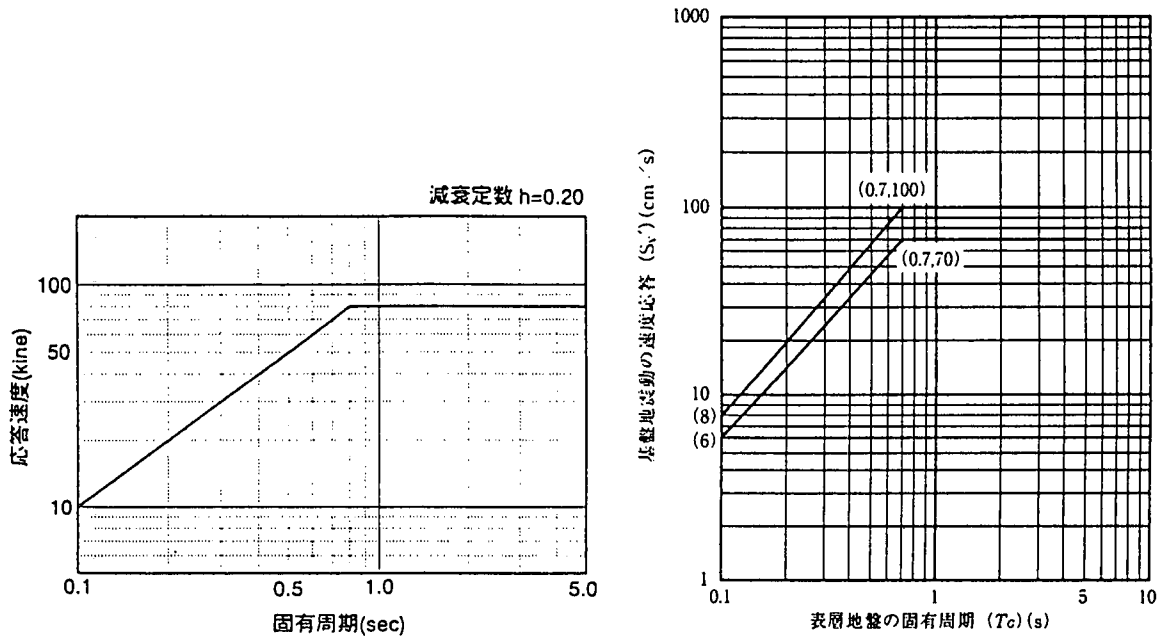
基準・指針	対象構造物	耐震計算法	設計用地震動
(1) 石油パイプライン技術基準	埋設導管	応答変位法：地盤ひずみにひずみの伝達率を乗ずることにより、導管のひずみを算定する。ひずみ伝達率は管の剛性、地盤ばね、摩擦力などにより求める。水平面内および鉛直面内に伝播する5成分の波動により管の応力度を算定する。	地盤変位 形状：水平方向は正弦波形分布、鉛直方向は1/4正弦波形、波長は基盤と表層地盤の波長の調和平均として求める。 振幅：基盤における水平震度および設計用速度応答スペクトルにより求める。
(2) 高圧ガス導管耐震設計指針	高圧ガス導管	応答変位法：同上。急変地盤部における管のひずみも考慮している。	地盤変位 形状：水位方向には正弦波形分布、波長は既往の地震観測結果より表層地盤の固有周期をもとに設定する。鉛直方向には1/4正弦波形とする。 地表面振幅：基盤面の水平震度および設計用速度応答スペクトルにより算定する。
(3) 中低圧ガス導管耐震設計指針	中低圧ガス導管	応答変位法	地盤変位 形状：下図のように地盤および地盤-建物間に亀裂、段差を想定する。  振幅：段差、亀裂の大きさは5cmとしている。
(4) 水道施設耐震工法指針・解説	埋設管路、暗渠、共同溝、立坑	応答変位法を原則とする。ただし、暗渠、共同溝、立坑の横断面の耐震計算では震度法を用いてもよい。また、必要に応じて動的解析により設計を行うものとする。	地盤変位 形状：「石油パイプライン技術基準」と同様だが、このほかに、埋設管路などの応力度が最大となる波長を選定する方法も示されている。 振幅：「石油パイプライン技術基準」と同様。 震度法による設計では躯体慣性力のほかに地震時を考慮する。
(5) 地下貯油施設技術指針(案)	地下貯油槽躯体	震度法、および応答変位法によるものとし、必要に応じて動的解析を行う。	震度法による設計では躯体慣性力のほか偏土圧を考慮する。
(6) LNG地下式貯槽指針	地下式貯槽躯体	震度法による。	震度法による設計では躯体慣性力、内容液による動液圧、地震時土圧を考慮する。
(7) 沈埋トンネル耐震設計指針(案)	トンネル本体	応答変位法および動的解析法による。ただし、横断面および滑動に対する安全性の検討は震度法による。	応答変位法による地盤変位：地盤の動的応答解析により、地盤変位の算定をする。トンネル軸に沿った地盤を多質点系振動モデルに置換する。
(8) 共同溝設計指針	共同溝躯体	応答変位法	地盤変位：石油パイプラインと同様な方法で定める。ただし、地盤急変部の影響を考慮する。

表-3.4.5 設計用速度応答スペクトルによる地震荷重<sup>41)</sup>

地震荷重	設計用速度応答スペクトルに基づく計算方法
地盤の応答変位	表層地盤の応答変位は設計用速度応答スペクトルより次式で求める $u_i = \beta \phi_i T_g / 2\pi S_v$ $u_i$ : 表層地盤各層の応答変位 $\beta$ : 表層地盤の刺激係数 $\phi_i$ : 表層地盤の固有関数ベクトル $T_g$ : 表層地盤の地震時の固有周期(sec) $S_v$ : 耐震基盤面における設計用速度応答スペクトル
地盤のせん断応力	表層地盤のせん断応力は地盤の応答変位より次式で求める $\tau_i = G_{gi} \gamma_i$ $\tau_i$ : 表層地盤各層の地震時せん断応力 $G_{gi}$ : 表層地盤各層の地震時せん断弾性係数 $\gamma_i$ : 表層地盤各層の地震時せん断ひずみ 応答変位 $u_i$ の深さ方向の平均変化率として求める
地中震度	表層地盤の地中震度は、特に規定のない場合は地盤のせん断応力より次式で求められる等価震度を用いる $k_{hi} = (\tau_{i+1} - \tau_i) / (\gamma_{ii} \Delta H_i)$ $k_{hi}$ : 表層地盤各層の地中震度 $\tau_i$ : 表層地盤各層の地震時せん断応力 $\gamma_{ii}$ : 表層地盤各層の単位体積重量 $\Delta H_i$ : 表層地盤各層の厚さ



(a) 鉄道開削トンネル<sup>31)</sup>

(b) 水道施設<sup>11)</sup>

図-3.4.4 設計用速度応答スペクトルの例

えば道路橋示方書に明記されているように3波形程度の入力地震動に対する動的解析結果の平均値を用いて、対象構造物の耐震性を照査するのがよいとしている。また、道路橋示方書に示されている地震動の平均的な特性を表現した応答スペクトル（例えば、標準化速度応答スペクトル）を用いた耐震計算法が、今後規定されて行くことも十分考えられる。

動的解析による方法は、構造物の地震時の動的挙動を電子計算機等で解析し、その結果に基づいて設計を進めるものである。この方法では、通常まず構造物の基本設計（1次設計）を別の適当な方法で行う。基本設計から地震解析に適するようなモデル化を行い、このモデルに対し地震動を地震波形または応答スペクトルの形で入力し、動的解析を実施する。この解析結果から構造物各部の最大応答値（断面力や変位量の最大値）を算定し、許容値と比較検討を実施することによって地震時安全性を検証する。これにより、安全性が確保されれば設計はよいことになる。安全性が確保できない場合には、基本設計を改善することが要求される。最近では、通常規模の地中構造物に対しても、軟弱地盤上の構造物などで特に詳細な検討を必要とされるときに用いられている。

さらに、詳細な検討としてレベル2地震動対応の設計が実施されており、この際、構造部材の非線形性が重要なファクターとなっている。すなわち、地中構造物ではエネルギー一定則といった簡便法が使えないため、部材に非線形履歴モデル糖を用いて非線形性を直接考慮しなければならない。実設計では、地中構造物の耐震計算法において地盤特待の非線形性を何らかの形で必ず取り入れることとなるが、動的相互作用が考慮できる動的解析法の中でも地盤と躯体の非線形性を同時に考慮できる「逐次非線形解析」が最も厳密な解析法と言えるが、現状ではまだまだ実設計に用いられた設計事例は少ない。そこで、解析ステップは複雑であるが、等価線形解析により動的解析を行って実施される事例が多い。これはまず始めに、躯体は等価剛性を用いた線形材料とし地盤の非線形性のみを等価線形化法により考慮して動的相互作用解析を実施しておき、次に求められた地中構造物の相対変位を用いて躯体の非線形性を考慮した非線形フレーム解析であらためて地中構造物の安全性を照査するという方法である。

#### 3.4.4 地中構造物の近接施工における耐震設計上の問題点

近年、道路下に地中構造物（地下街、地下駐車場、地下道路など）が都市部で数多く計画されている。このような状況下での耐震設計上の問題点について検討<sup>42)</sup>されている。

地震時に地中構造物が近接ビルに悪影響を及ぼさないか、地震時に近接ビルが地中構造物にどの程度の影響を及ぼすか、大深度・大規模な地中構造物の耐震性はどうか、といったことがまず問題となると思われる。ところが、現行の耐震設計指針類で用いられている静的手法では対象となる地中構造物と近接ビルとの動的相互作用を考慮することが困難なため、動的解析による検討が必要となると考えられる。

地中構造物の耐震計算上の問題点としては、検討対象の地下構造物が従来の耐震設計上の基盤面よりも深部に存在した場合、耐震設計上の基盤面をどこに設定すればよいか、基盤面における地震荷重の大きさをいくらに設定すればよいか、といった項目が挙げられる。さらに、応答変位法による耐震計算を行う場合には、多層構造の表層地盤の地震時変位分布をどのように算定するか、地下深部、大規模構造物に対する地盤バネ定数を従来の方法で算定してもよいか、などの問題点が挙げられる。

[1] 現行の諸指針では、震度法および応答変位法の静的手法による検討を原則とし、必要に応じて動的解析を実施することとしている。これらの諸指針を大規模・大深度構造物に適用する場合、従来の設計基盤面より深いところに構造物ができる場合が発生するので設計基盤面および設計震度の設定が問題となる。震度法では地震時土圧、応答変位法では応答変位の算定がこれらの設定により大きく左右されることになるので注意が必要である。これに対し動的解析は、全体的挙動の把握が可能であるので有効な手段となり得るが、入力地震動の設定が重要な問題であり当該地での地震特性の把握が必要である。

[2] 解析的検討結果によると地中構造物は地盤および近接ビルの変形を抑制する働きをするが、その程度はわずかであり周辺地盤の変形に支配された挙動をすることが解明されている。この特徴は近接ビルの有無に関係しない。一方、近接ビルの挙動も地中構造物の有無にあまり影響されない。また、地震時に増加する応力レベルも耐震上問題となることはない。このように、既設ビル間に地中構造

物を新設しても動的相互作用による影響は小さく、耐震上問題となることはなさそうである。

また、土木学会耐震工学委員会・動的相互作用小委員会報告（平成4年9月）では、耐震設計への動的相互作用の導入について、地中構造物（ケーソン基礎を対象）の基礎に inputs する有効入力動を以下のように提案している。

ケーソン基礎は、通常、地中深くに根入れされ、周辺地盤に比べて剛性が大きいため、キネマティックな相互作用の影響を考慮することとし、有効入力動は当該基礎の質量を零とした状態での地震応答を想定した次式により算出される水平変位振幅比に自然地盤の地表面での地震動を乗じて求めるものとする。

$$\frac{u(\omega)}{u_0(\omega)} = \begin{cases} \left\{ \frac{\sin(\omega H_S / V_{SSeq})}{\omega H_S / V_{SSeq}} \right\}^2 & : \omega < \omega_S \\ 0.45 & : \omega \geq \omega_S \end{cases}$$

ここに、

$$\omega_S = \frac{\pi V_{SSeq}}{2H}$$

ケーソン基礎では根入れが深いいため深さ方向の地震動の振幅、位相特性はかなり違い、キネマティックな相互作用の影響は他の基礎形式と比較し、通常大きくなる。S波の鉛直入射の場合でも、ケーソン側壁に沿う地震動が違うため、ケーソンの動きは自然地盤の地表面での地震動とは違って来る。これは、原田ら<sup>43)</sup>が有効地震動について提案した近似式に FEM による解析結果や実験、実験例をよく近似できるように修正したものである。

一方、涌井ら<sup>44)</sup>は実地盤上の地下構造物基礎を用いた動的相互作用実験を実施しており、基礎周辺地盤の振動測定より、以下の結論を得ている。

[1] 地下構造物（トレンチにて囲んでいる）の衝撃加振実験により、基礎側方のトレンチは、その極く近傍（約 35m 以内）の地盤振動を低減させるが、遠方地盤（100m 程度）では低減効果は極めて少ない。

[2] 基礎重量の増加（約 30% の増加）による周辺地盤振動への影響は少ない。

[3] 距離減衰の傾向は、地盤の卓越振動数での定常加振実験の結果にはほぼ対応する。

これは、振動台基礎 RC で 39m×25m、地中に 8.2m 根入れされた構造物で実施されており、基礎重量は約 8,700ton、フーチング部分に約 3,000ton のコンクリートを打設して構築されたものである。以上のことより以下のことが考察される。

(a) 地中に根入れされた構造物では、有効入力動として、地震動が低減されることが確認され、さらに構造物の固有周波数以上の高周波数域では振幅比（伝達関数：地下構造物／自然地盤の振幅比）は、ほぼ 0.45 となる。

(b) 地中に根入れされた構造物は、近傍（約 35m）の周辺地盤の地盤振動を低減させる。

### 3.4.5 耐震計算の問題点と今後の研究課題

#### (1) 入力地盤変位

線状の地中構造物に対し、応答変位法を適用する場合の入力地盤変位として、地表面に沿って正弦波形状の変位分布を設定している。しかし、離れた地表上の 2 点間においてどの程度の相対変位（地盤の地震時のひずみ）が発生するかということは、特に強震時の観測データの不足もあって、あまりわかっていない。現状では実務設計での必要性を考慮して、前述したような地盤変位をいわば暫定的に設定しているに過ぎない。今後、強震時における地盤の相対変位（地盤の地震時のひずみ）の観測データが蓄積されれば、より合理的な入力地盤変位の設定が可能になると考えられる。

さらに、地中構造物の耐震計算において真に合理的な手法を確立するためには、液状化やすべりなどの地盤破壊をも考慮した地盤変位について今後研究を進める必要がある。

「水道施設耐震工法指針・解説」ならびに、中低圧を対象とした「ガス導管耐震設計指針」では、このような試みがすでになされ、地盤の亀裂、段差が地中構造物に与える影響の検討が義務づけられている。

地震時における地盤破壊としては、液状化、すべり、段差、亀裂、側方流動などがある。これらの地盤破壊の可能性のある地盤に地中構造物を建設する場合、従来の考え方はあらかじめ地盤改良などを行って、地盤破壊が生じないように処置することであった。しかし、電力、ガス、上下水道などのライフラインは、施設が広域に分布しており、地盤破壊が生ずる可能性の高い地域についても地中構造物を建設する必要がある、また構造物が広範囲にわたることから、地盤改良などは事実上不可能となることが多い。このような場合は、地盤破壊をも取り入れた耐震設計法が必要となる。このためには、現在各機関で実施されているアレー観測により強震時の地盤の相対変位に関するデータを蓄積するとともに、液状化などの地盤破壊とこれが構造物に与える影響を十分に研究する必要がある。

また、通常の地下構造物の耐震設計は、地盤は平坦として検討がなされている。しかし、地下構造物近傍には、盛土ならびに構造物が施工されているサイトが多く、このような地盤条件下での耐震設計を実施する場合には、偏土圧が作用する可能性があり、注意を要する。さらに、土木学会の第二次提言にも示された地中構造物が断層を横切る場合の対策も、内陸活断層型のレベル2地震動固有の課題である。

## (2) 地盤物性の評価

地中構造物の耐震計算に応答変位法を適用する場合、入力地盤変位と並んで問題となるのは地盤の物性値、すなわち地盤ばね定数や地盤と構造物のすべり抵抗力、摩擦力などの評価の問題である。

埋設管路など比較的小規模の地中構造物に作用する地盤ばねについては、実物を用いた実験結果があり、さらに杭基礎などに関する研究成果を活用することができるため、ある程度適切にばね定数を決定することが可能である。

しかし、大型の地中構造物については、十分な研究成果もなく地盤ばね定数の評価方法について信頼できる手法が確立されていないのが現状である。これら大型構造物の地盤ばね定数については、以下に示す各種方法により推定ならびに算出されている。

- (a) 地震観測より得られた躯体のひずみあるいは土圧記録などより推定：地下タンク、沈埋トンネルなどで行われているが、観測地震の加速度が小さいことや、地盤条件の設定や波動の入射方向など他の条件設定や関連して地盤ばね定数の正確な同定は難しい。
- (b) 小型模型による載荷実験などより推定：模型実験もすでに多く実施されているが、相似律に問題があり、実験結果をそのまま実物の設計値に反映することには問題がある。
- (c) 杭、埋設管路に対して従来からの評価式により、寸法効果を考慮して決定：寸法効果や形状効果を適切に評価することに困難がある。
- (d) FEM などの数値解析手法により算定：計算時間、コストなどに若干の難点があるが有効な方法であり、今後大型構造物のばね定数評価に活用される可能性を有している。

地中構造物の地震時の安全性を検討する場合、地盤の非線形挙動ひいては地盤の破壊過程までを考慮することが今後の重要な課題であることは、すでに述べたとおりである。したがって、地盤が強い非線形性を呈した状態、地盤が液状化などによって大規模な変形を起こした状態での地盤物性の評価が重要となる。液状化途中の地盤ばね定数の評価などは、前述した液状化の影響を考慮した構造の耐震計算において、極めて重要な研究項目の一つとなると考えられる。

## (3) 地中構造物の非線形挙動と極限強度

地中構造物がその機能を喪失するような被害、あるいは完全な破壊を受ける要因の主たるものは、液状化やすべりなどの地盤破壊である。このような代返刑を受けた場合、構造物は非線形的な挙動を示す。構造物の剛性が低下すれば、それに応じて地盤から作用する外力も変化するものと考えられる。このため地盤破壊などを対象とした大変形解析が必要となる。構造物の非線形特性に関する研究は、現在のところ埋設管を除けばほとんど行われておらず、今後の研究課題と考えられる。

近年、許容応力度設計法に代わって限界状態設計法の適用が盛んになりつつある。限界状態設計は、構造物の変形、あるいは破損状態がある定められた限界状態の範囲内に収まればよしとするものであり、許容応力度設計法とは設計上の基本的考え方を異にするものである。

沈埋トンネルなどを例にとって限界状態を考えてみれば、地震時の躯体に多少のクラックが入って漏水が生じたとしても、交通機能が維持でき、地震後の修復が可能であればよいということになる。このよう

な被害状況を設計上の一つの限界状態として設定することができる。ガス導管などでは、亀裂が発生してガス漏れが生じる直前までの変形を許容することができる。

構造物の降伏後の塑性変形を考慮し、これが所定の限界状態の中に収まるように設計するのが限界状態設計法であるから、構造物の永久変形量や破損状態を定量的に把握することが必要となる。このためには構造物の非線形特性を明らかにすると同時に、構造物の極限強度について十分に調査しておくことが必要で、今後の研究課題の一つと考えられる。

### 3.4.6 震度法についての既往の検討結果

海水管ダクトの耐震設計法（原子力関係土木構造物）<sup>9)</sup>

文献<sup>9)</sup>によると図-3.4.5に示す海水管ダクトの構造および地盤の構成をもとにして種々の検討がなされており、以下に示すような比較検討結果が示されている。

#### (1) 比較検討のまとめ

##### (a) 解析手法

- FEM 解析結果によると全般的には海水管ダクトは周辺地盤とほぼ同程度の震動をしていることがわかる。これは、ダクトのみかけの重量が、周辺地盤に比べ小さいため、海水管ダクトが自己震動しないためと考えられる。
- 部材力の分布形状は、「FEM」、「応答変位法」の2つの解析手法で分布形状・大きさともよく似ており、部材力の大きさについては全般的に「FEM」 $\geq$ 「応答変位法」となっている。

##### (b) 水平地震力の評価

- 上載土による地震力の評価についてダクト上面にせん断力を直接作用させると同時に上面せん断ば

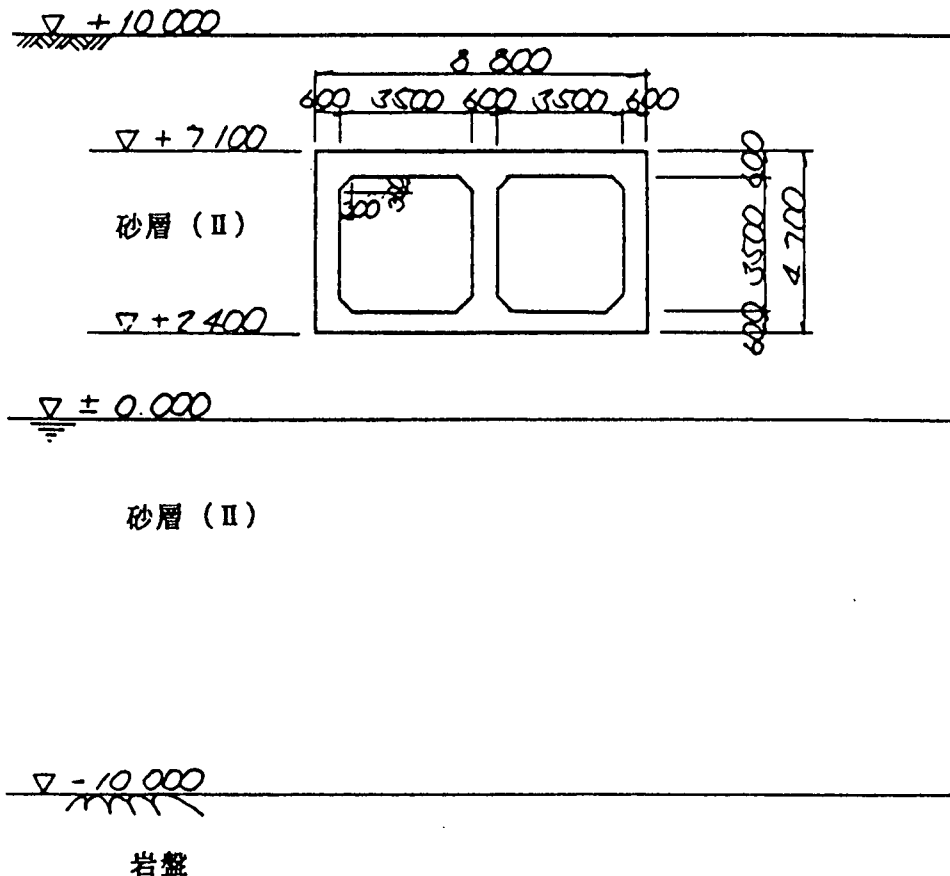


図-3.4.5 海水管ダクトの構造及び地盤の構成

ねを介して変位を入力する方法と、上面せん断ばねを設けずせん断力のみを作用させる方法の 2 通りを考えたが、変位・部材力とも大きな差はなく、実際には、これらの結果に常時荷重による変位・断面力を加え合わせることを考えると、両者の差は断面設計上小さいと言える。

- 底面水平反力を作用させる場合と作用させない場合について、解析を行っており、一般的に「水平反力なし」の方が部材力が小さく、特に底版および各部材の底版と接合する部分で小さい。これはダクト上面に作用させた水平地震力が底版まで伝わらず側面の地盤ばねに吸収されてしまうためである。

#### (c) 地盤ばね

- 地盤ばね定数の算定法：地盤ばね定数「静的 FEM」と「示方書」で求め応答変位法により解析している。変位分布は「静的 FEM」の方が「示方書」より大きな値を示しているが、部材力分布で比べた場合、両者の差は小さい。本検討のような場合においては、地盤ばね定数の算定法の断面設計に及ぼす影響は小さいといえる。
- ダクト側面のせん断ばね：ダクト側面のせん断ばねのあるモデルと、ないモデルを用いて応答変位法により解析したが、変位・部材力とも若干の差が生じた。本検討のように、ダクトが同一地層中に埋設されている場合には、側面せん断ばねを設けるのが妥当と考える。

#### (d) 震度法

- 地震時土圧の载荷法：「主働土圧+主働土圧」および「主働土圧+静止土圧」のケースは、いずれも全体的なせん断変形による断面力の分布形状を示している。一方、「主働土圧+受働抵抗土圧」のケースは全体的なせん断変形が生じないような荷重状態を設定しているため、その部材力の分布形状は上記 2 者とは異なっている。
- 震度法と応答変位法：「応答変位法」による部位力分布は「主働土圧+主働土圧」または「主働土圧+静止土圧」による分布によく似ており、その大きさも同程度である。

### 3.4.7 応答変位法の適用性と問題点

応答変位法は沈埋トンネルの建設を契機に昭和 40 年代から活発になった地下構造物の耐震性に関する各種研究の成果に基づいて提案された地下構造物の耐震計算法で、地震時の地盤の変形を入力するところが特徴である。この方法は昭和 49 年の「石油パイプライン地震対策要綱」で初めて提案され、その後昭和 52 年の「新耐震設計法（案）」で体系化され、現在では上水、ガス等の埋設管から沈埋トンネル、シールドトンネル、地下タンク等の各種施設の耐震計算法として利用されている。

近年、わが国では東京や大阪などの大都市圏を中心に地下空間の利用が積極的に進められているが、大都市の地下にはすでに多くの施設が建設されているため、大規模地下構造物をさらに深い地下に建設することが求められている。このため、シールドトンネルや立坑の大深度化・大規模化が現実視されている。現行の応答変位法適用時の問題点について述べる。

現行の応答変位法によるシールドトンネルや立坑の耐震設計は、一般に以下の手順に従って行われる。

- [1] 設計条件より検討地点の地盤の地震時変位分布を設定する。
- [2] 地盤ばねを介してこの地盤変形を静的強制変位として構造物に作用させ、構造物の変形および地震時増分断面力を算定する。
- [3] 常時の断面力と重ね合わせた地震時断面力に対して、覆工や継手等の応力度および変形量を計算し、これらが地震時の基準値を満足するかどうか照査する。
- [4] 覆工や継手等の応力度または変形量が地震時の基準値を満足しない場合には設計断面の変更を行う。

この応答変位法を従来の規模を超える大断面のシールドトンネルや立坑に適用する場合、あるいは従来の耐震設計上の基盤面よりも深い地下に建設される大深度のシールドトンネルや立坑に適用する場合に予想される問題点や疑問点を上記の設計手順で大別し、以下に示す。

#### (1) 設計条件に関する問題点

現行の応答変位法では、一般に N 値が 50 以上、せん断弾性波速度が 300m/sec 程度以上の地層上面を耐震設計上の基盤面に設定し、これより上部の表層地盤を均一層に理想化して地震時変位分布を算出するこ

とが多い。このため、粘土と砂の互層構造層が地下深部にまで続く地盤では、耐震設計基盤面の設定、耐震設計上の基盤面における設計地震動の大きさ・スペクトル、多層地盤の地震時地盤変位分布の算定方法など表層地盤の地震時変位分布をどのようにして算出するかが重要な問題になると予想される。

#### (2) 断面力計算モデルに関する問題点

現行の応答変位法では、一般に、シールドトンネルや立坑を梁に、地盤をばねにモデル化し、地盤ばねを介して構造物に地震時に地盤変形を静的強制変位として与え、構造物に生じる長手方向断面力や変形を算出する。このため、大断面のシールドトンネルや立坑に対しても従来の梁モデルが適用できるか、地盤条件急変部の耐震計算手法、横断方向の耐震計算手法、また大深度における地盤ばね定数の評価などが重要な問題となると予想される。

#### (3) 耐震性の判定方法に関する問題点

構造物の耐震性の照査は、常時の断面力に地震時増分断面力を重ね合わせた地震時断面力に対し、許容応力度、許容変位、安全率またはこれらの組み合わせと比較することが一般的である。ところが、地下構造物は地盤の変形によって変形させられ、その結果として断面力が発生するため、軸方向に純引張力が作用すること、構造物の断面や鉄筋量を増加する従来の耐震対策では応力度の低減があまり期待できないことなどが重要な問題となると予想される。

### 3.4.8 既往の耐震設計用地盤ばねに関する検討結果

#### (1) 地盤ばね定数の評価方法の現状

現行の耐震設計指針類等で利用されている代表的な地盤ばね定数（地盤反力係数を含む）の評価方法は、表-3.4.6 に示すとおりである。応答変位法の仮定に忠実に従うならば、シールドトンネルの耐震計算用の地盤ばね定数はトンネルを正弦波状に強制変位させたときの反力から求める必要があるが、この考えに最も近い評価方法は[3]弾性波動論に基づく高田の方法である。その他の方法は実験式や2次元弾性理論解に基づくものがほとんどである。

#### (2) 現行耐震設計指針類の評価方法との比較

現行耐震設計指針類の評価方法で求めたトンネルに沿った単位長さあたりの地盤ばね定数と、実施された軸対称 FEM 解析結果を表-3.4.7 に比較して示す。 $K_1$  はトンネル軸方向の地盤ばね定数を、 $K_2$  および  $K_3$  はトンネル軸と直交する水平面内および鉛直面内の地盤ばね定数をそれぞれ表す。（）内は正弦波状の変形を与えた軸対称 FEM 解析結果に対する比率を表す。[6]2次元 FEM による結果は、2次元 FEM による2層地盤中の円形断面トンネルの地盤ばね定数に関する検討の解析ケース[3]と[4]の結果を引用したものである。現行耐震設計指針類の方法で求めた地盤ばねの値は、それぞれの評価方法により随分異なる。特に、軸直角方向地盤ばね定数の違いが著しく、今回の条件では最大値は最小値の25倍に達した。

各種評価方法で求めた地盤ばね定数の違いは、地盤剛性が異なっても定性的には変わらないと思われる。さらに、[4]道示の方法と[6]2次元 FEM 以外の方法ではトンネル断面の大きさが異なっても変わらないため、軸方向地盤ばね定数は、常に、[3]高田の方法>[1]水道施設の方法>軸対称 FEM>[2]共同溝の方法となる関係がある。一方、水平面内の軸直角方向地盤ばね定数は、常に、[5]志波の方法>[3]高田の方法>軸対称 FEM>[1]水道施設の方法>[2]共同溝の方法となる関係がある。

正解と位置づけた軸対称 FEM による解析結果は、トンネルの変形を正弦波状と仮定した場合には[3]高田の方法と、トンネルの変形を奥行き方向に一樣と仮定した場合には[5]志波の方法と、それぞれ実用上一致すると予想したが、結果的には数値解析解は理論解の1/4、1/7程度になっている。

#### 3.4.9 応答変位法の外力評価に関する検討

文献<sup>45),46)</sup>において、正方形断面を有する地下構造物を対象とした応答変位法の外力評価について検討されており、[1]自由地盤の変位、[2]地盤内のせん断応力、[3]構造物の慣性力を外力として考慮すれば、FEM 動的解析結果を比較的良好に表現し得ることを確認している。さらに、構造物の幅が大きくなった場合は、自由地盤の変位ではなく、以下に示す推定方法により地震時外力算定用地盤変位を用いる必要があるという結論を導き出している。



表-3.4.6 代表的な耐震設計用地盤ばね定数の評価方法の概要

評価方法	概要
[1]水道施設耐震工法指針 (日本水道協会)	地盤のせん断弾性係数に概ね 3 前後の定数を乗じて算定する半経験的な方法。 $K_1 = K_2 = K_3 = 3G_S$ ここに、 $K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$ ：長手方向、これに直交する水平面内および鉛直面内の地盤のばね定数(tf/m <sup>3</sup> ) $G_S$ ：地盤のせん断弾性係数(tf/m <sup>3</sup> )
[2]共同溝設計指針 (日本道路協会)	[1]と同様な方法であるが、地盤のせん断弾性係数に乘じる係数が異なる。 $K_1 = K_2 = G_S$ $K_3 = 3G_S$
[3]弾性波動論を用いた方法 (高田の方法)	無限弾性体中の円柱の変形を正弦波状と仮定して波動方程式を導き、静的相互作用ばね定数を求めた理論解。 $K_1 = \pi G_S$ $K_2 = K_3 = 16 \cdot G_S$
[4]道路橋示方書V耐震設計編 ケーソン基礎 (日本道路協会)	基礎の載荷面積を考慮した地盤反力係数に載荷幅を乗じて算出する実験式。 $K_2 = K_3 = k_H \times D = k_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \times D$ ただし、 $B_H = D$
[5]無限弾性体中の円孔に関する 厳密解・近似解 (志波の方法)	均質な 2 次元無限弾性体中の円孔表面に法線方向と接線方向に分布荷重が作用した場合に、円孔表面に生じる変位から地盤ばね係数を定義した厳密解・近似解。 $K_2 = K_3 = K_n \times \pi \times D = \frac{4G_S}{R} \times \pi \times 2R = 8\pi G_S \quad ; n=1$
[6]2次元有限要素法	構造物を取り巻く地盤を 2 次元平面ひずみ要素に置換し、構造物の外周面の節点に単位の強制変位を与えた場合の反力から地盤ばね定数を算出する数値解析解。 $K_2 = \frac{\sum R_{Hi}}{\delta_H}$ $K_3 = \frac{\sum R_{Vi}}{\delta_V}$ ここに、 $\delta_H$ 、 $\delta_V$ ：水平方向、鉛直方向に与える強制変位 $R_{Hi}$ 、 $R_{Vi}$ ：水平方向、鉛直方向に強制変位を与えた場合にトンネル外周の各節点に作用する水平反力、鉛直反力

表-3.4.7 洪積砂地盤中の円形断面トンネルに対する地盤ばね定数の比較

評価方法		軸方向	軸直角方向	
		$K_1$ (tf/m <sup>2</sup> )	$K_2$ (tf/m <sup>2</sup> )	$K_3$ (tf/m <sup>2</sup> )
軸対称 FEM	波長 = 480m	20,000(1.00)	39,100(1.00)	39,100(1.00)
	波長 = ∞	12,700(0.64)	34,000(0.87)	34,000(0.87)
[1]水道施設の方法		28,350(1.42)	28,350(0.73)	28,350(0.73)
[2]共同溝の方法		9,450(0.47)	9,450(0.24)	28,350(0.73)
[3]高田の方法		29,680(1.48)	151,200(3.87)	151,200(3.87)
[4]道示の方法		—	86,400(2.21)	86,400(2.21)
[5]志波の方法		—	237,800(6.08)	237,800(6.08)
[6]2次元 FEM		—	34,420(0.88)	44,470(1.14)

#### \*地震時外力算定用地盤変位の推定方法

(イ) 構造物側壁の地盤の変位を動土圧から逆算する。

地盤の変位 = (構造物側壁に作用する動土圧/地盤ばね) + 構造物側壁の変位

(ロ) 算出された構造物側壁の地盤変位を用いて地盤全体の応答を最小二乗法によって近似する (cos 形状)

『建設省総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」共同研究「地下空間の建設技術の開発に関する研究 (地下構造物の耐震設計技術に関する研究)」の一環として実施された結果』

#### 3.4.10 地下駐車場の設計例に見られる応答変位法の適用性と問題点

地中構造物の横断方向の耐震設計手法としては幾つかの方法があるが、駐車場設計・施工指針<sup>12)</sup>などでは応答変位法に基づく耐震設計法が明記されている。ここで、応答変位法には地盤をばねで表す方法と有限要素法 (以下 FEM と呼ぶ) で表す方法とがあり、駐車場指針では地盤をばねで表す方法が採用されている。駐車場指針の耐震設計法の流れを図-3.4.6 に示す。同図に示されるように、応答変位法では地震時増分断面力を求め、静的条件下の荷重による断面力との重ね合わせにより応力度の照査が行われている。

以下、地震時の増分荷重について、図-3.4.6 の流れに基づき検討を行うこととする。

(1) 地震時地盤ばね定数の算出：応答変位法による耐震計算では、地震時地盤ばね定数を正しく算出することを目的として、地盤ばね定数を FEM 解析により算出する設計事例が多くなっている。ただし、駐車場指針において解析範囲についての記述はあるものの、FEM モデルの境界条件等に関しては明確にされておらず設計に際しての検討課題となっている。そこで、ここでは FEM モデルの境界条件やモデル範囲に対する検討を行ってみた。図-3.4.7 に解析モデルを示し、以下に解析ケースを示している。

- ・ケース 1：FEM 解析の境界条件として、側方及び下端を固定した条件で地盤ばねを求める方法—海水管ダクトの耐震計算例<sup>43)</sup>
- ・ケース 2：FEM 解析の境界条件として、載荷方向の側方を自由とした条件で地盤ばねを求める方法
- ・ケース 3：FEM 解析の境界条件として、下端以外の全節点を載荷方向のみ自由とした条件で地盤ばねを求める方法—高津ら<sup>47)</sup>の方法

図-3.4.8 は、図-3.4.7 での構造物モデルに対して得られた地盤ばね定数の分布を各境界条件毎に示したものである。なお、地盤ばね定数は、構造物に単位の変位を強制的に与えたときの地盤反力から算出している。図-3.4.8 より、ケース 3 以外のケースでは、側壁のせん断ばね値が負になる節点が存在することが確認される。側壁のせん断ばねは、構造物を下方に強制的に変位させた時の側壁位置の鉛直方向地盤反力より求めているが、ケース 1、2 では図-3.4.9 に示すように構造物の下方の地盤が構造物側方に移動しようとする事により構造物に下向きの反力を作用させるのであろう。本検討モデルでは、設計上の基礎盤面が構造物下端から比較的浅く、そのため、この影響が大きく現れたものと思われるが、現実的にはこのような挙動は考えにくい。

また、ケース 1、2 では、FEM 解析結果において構造物の変位により周辺地盤が隆起、沈下等の変状を示す傾向がある (図-3.4.10 参照) が、地盤の変位に構造物が追従すると言う応答変位法の考え方には適合しないように思える。これに対して、ケース 3 では載荷方向と直角な方向は固定されているため、例えば水平方向載荷の場合、地盤の沈下や隆起は生じ得ないことになる。

図-3.4.11 は、FEM モデルの側方の解析範囲と側壁の水平方向平均ばね定数の関係を示したものである。駐車場指針では側方の解析範囲の基準として表層地盤厚 H を用いており、構造物側壁から側方境界までの解析範囲 L は H の 3 倍以上となっている。このことから、図-3.4.11 の横軸は L と H の比を用いた。同図より、L/H=3 であれば、ケース 1 とケース 2 を比較した場合境界条件の影響が少ないが、L/H が小さいと境界条件の影響が大きく現れること等が窺える。したがって、このケースでみた場合駐車場指針に示される L/H ≥ 3 は適切であると言える。また、境界条件については議論の必要があるが、ケース 3 では他のケースに比較して高いばね定数を与えているが、一般的に高いばね定数が設計上安全側を与えることや、このケースが地震時の地盤の実際の挙動を最もよく表していると考えられることを考慮すれば、FEM 解析時には下端以外の全節点を載荷方向のみ自由とするケース 3 の方法が適切と考えられる。なお、地盤ばね定

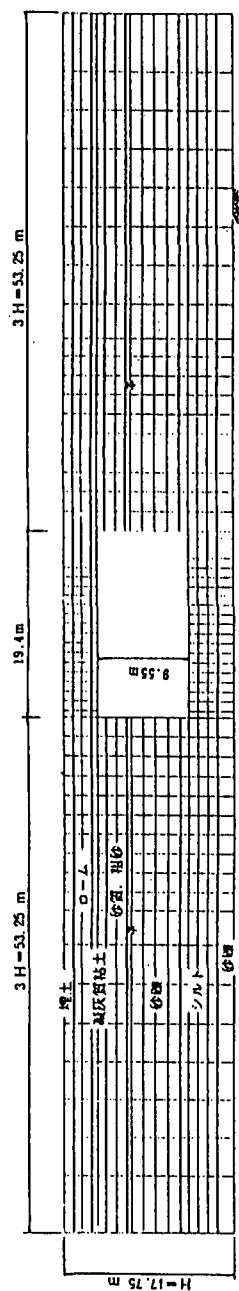


図-3.4.7 地盤ばね算出のためのFEM解析モデルの例

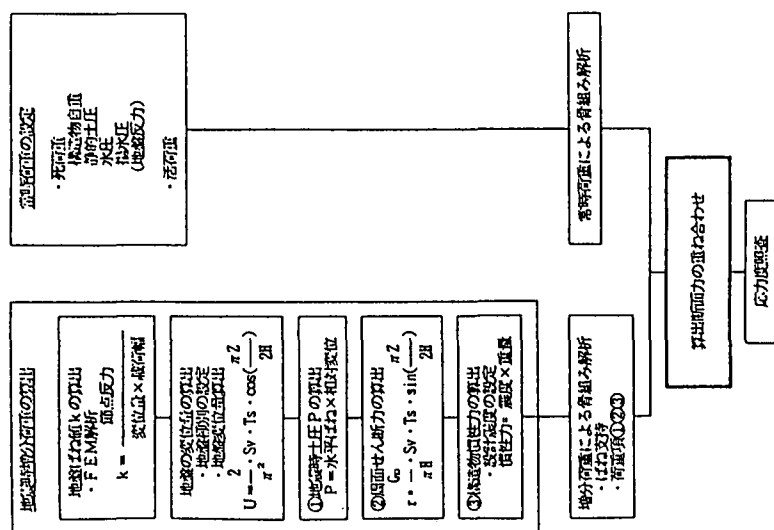


図-3.4.6 応答変位法による設計手順

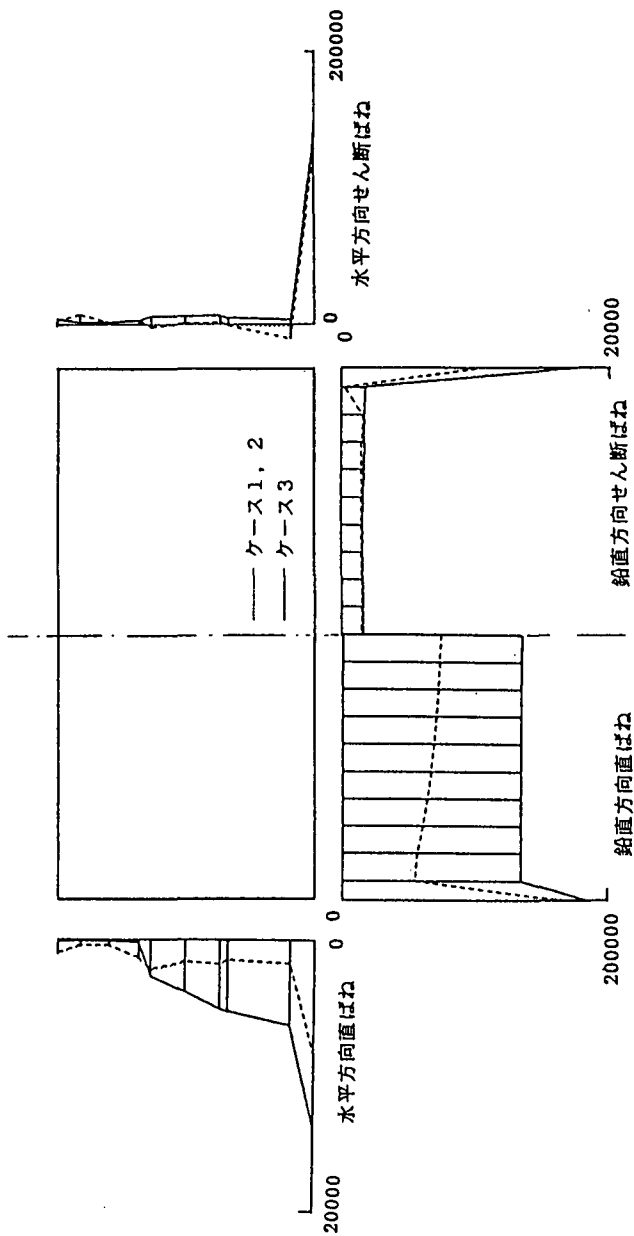
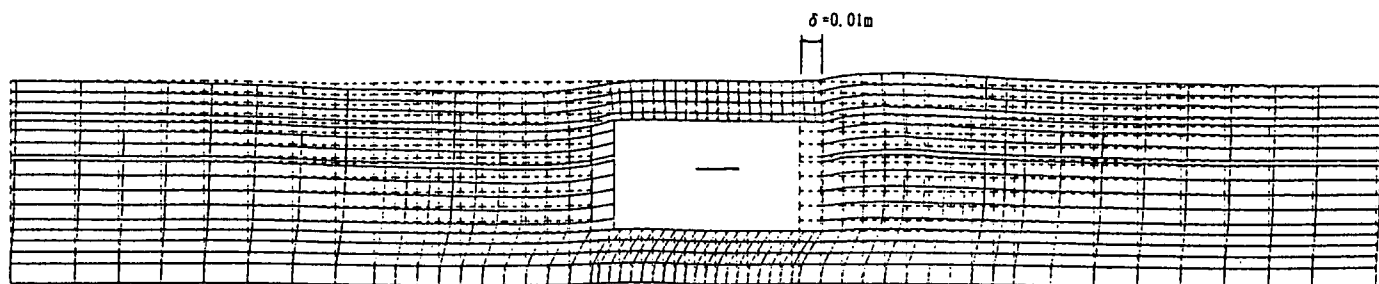


図-3.4.8 各手法により算出された地盤ばね定数の分布

ケース2 (側方のみローラ)



ケース3 (全節点ローラ)

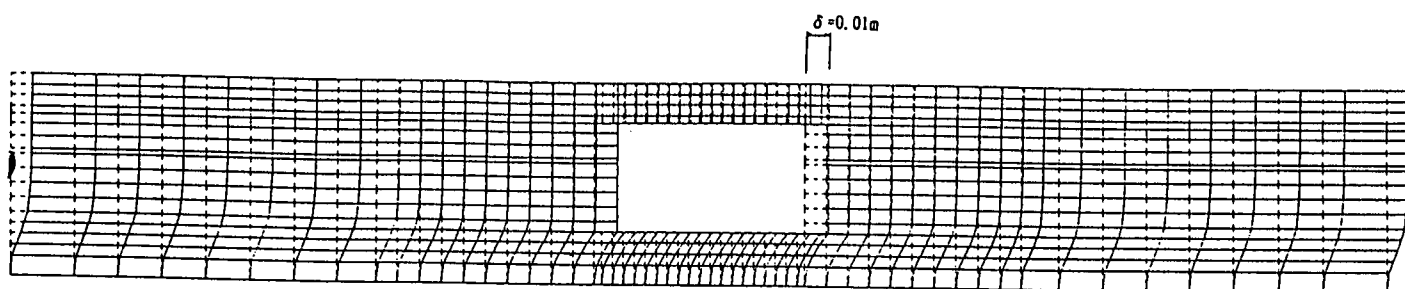
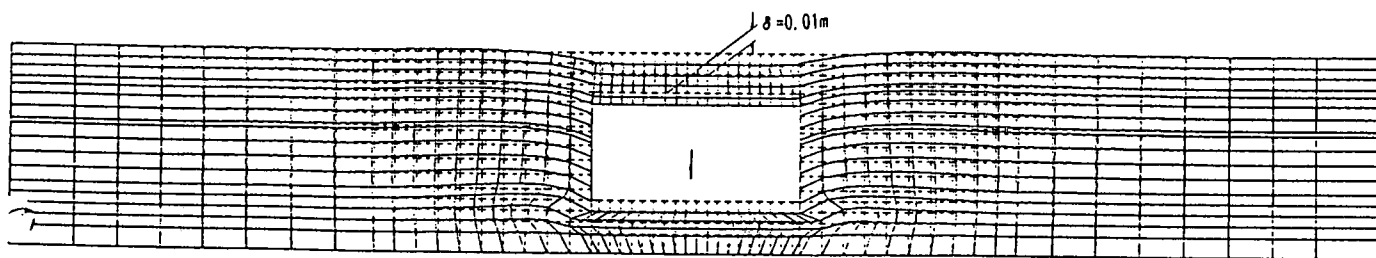


図-3.4.9 境界条件の違いによる変位分布の差 (水平方向に強制変位した場合)

ケース2 (側方のみローラ)



ケース3 (全節点ローラ)

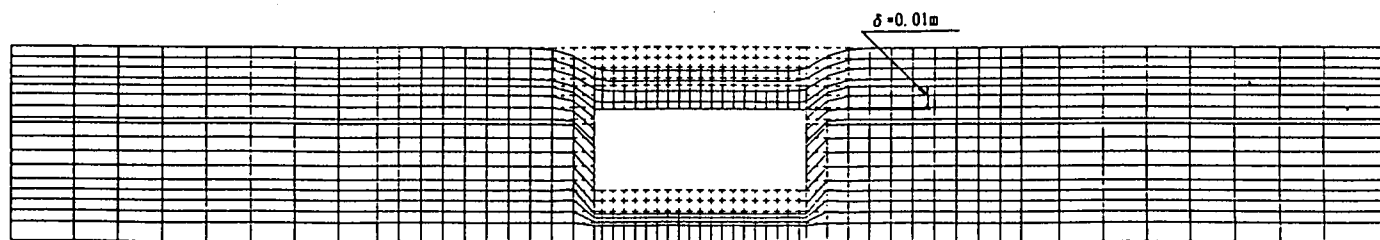


図-3.4.10 境界条件の違いによる変位分布の差 (鉛直方向に強制変位した場合)

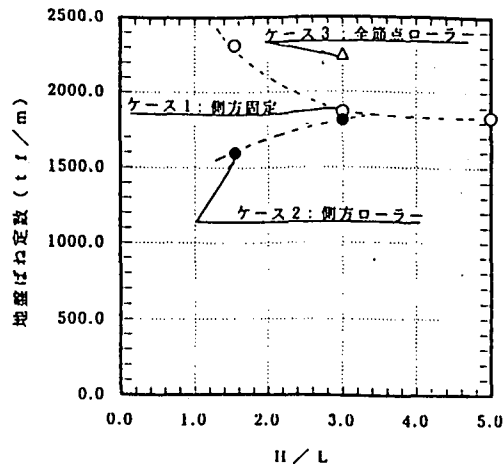


図-3.4.11 解析領域と地盤ばね定数の関係

数を求めるためのFEM解析で、駐車場指針のように解析範囲の基準として表層地盤厚を用いる方法では、

[1]設計上の基盤面が浅く、構造物が大きくなると側方境界の影響が現れる可能性があること

[2]逆に基盤面が極めて深部に及ぶ場合、構造物の大きさに比較して解析範囲が非常に広くなることから、節点数が増大せざるを得ず、その結果、不経済な解析になることなどが問題点として指摘される。

(2)軸荷重：地中構造物で通常考えられる地震時荷重は、

[1]地盤の相対的な変位に基づく地震時土圧

[2]地震時周面せん断力

[3]構造物本体の慣性力

である。この内、[2]周面せん断力 $\tau$ は次式で求められる。

$$\tau = (G_D / \pi H) S_V T_S \sin(\pi z / 2H) \quad (3.4.1)$$

ここに、 $G_D$ ：地盤の動的せん断弾性係数

$H$ ：表層地盤厚

$S_V$ ：基盤面における速度応答スペクトル

$T_S$ ：地盤の固有周期

$z$ ：地表面からの深さ

である。駐車場指針では式(3.4.1)で上床版と底版の周面せん断力が求められるが、一方、上床版は式(3.4.1)で求め、底版は釣合式から求める方法がある。すなわち、

$$\tau_B = \tau_U + (P_a + P_I) / l \quad (3.4.2)$$

ここに、 $\tau_B$ ：底版の周面せん断力

$\tau_U$ ：上床版の周面せん断力

$P_a$ ：側壁に作用する地震時土圧

$P_I$ ：構造物に作用する慣性力

$l$ ：構造物の幅

である。式(3.4.1)と式(3.4.2)で得られる $\tau_B$ の値を比較すると、後者の方が大きくなる場合が多いようである。 $\tau_B$ を小さく評価すると、地震の影響を過小に評価することとなる。また、地震時に構造物が滑動しない条件であれば、式(3.4.2)による算出方法が適切と考えられる。なお、いずれの方法によっても $\tau_B$ は底版下部の地盤のせん断力以上とはしないが、ここで設定されるせん断力が一般的には設計値で示される安全側の値を用いていることを考えれば、実際にはこの値を超えて地盤が抵抗することは十分有り得るため、この方法の適用には注意が必要となる。

(3)荷重図：(2)で示した地震時荷重図の一例を図-3.4.12に示す。ただし、ここで得られる荷重は、地震

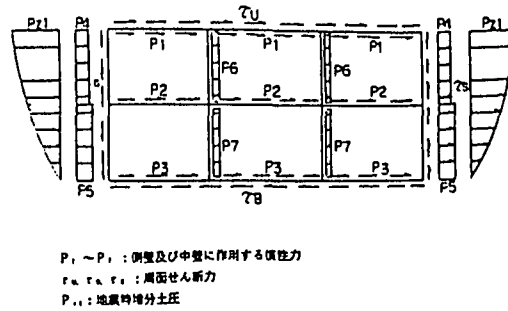


図-3.4.12 地震時増分荷重

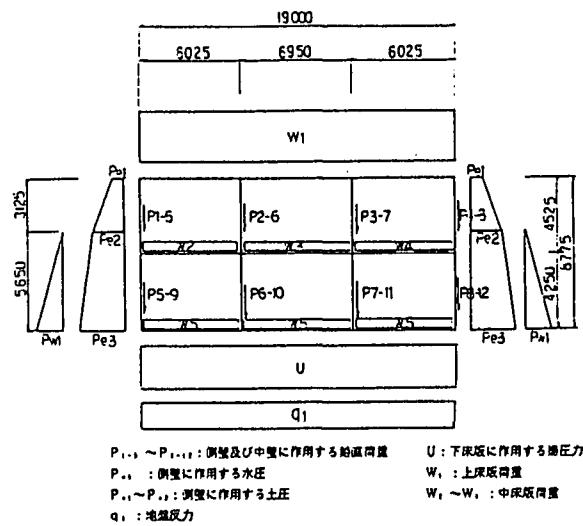


図-3.4.13 地震時検討のための常時荷重

時の増分荷重であるため、図-3.4.13 に示すような常時の荷重条件下での断面力を得た後、地震時増分荷重条件下で得られた断面力と重ね合わせて地震時の検討を行うことになる。図-3.4.13 は常時荷重を示したものであるが、構造物はヒンジ及びローラで支持されると仮定するが、支点数などの条件は特に決められていない。このような支持条件によっても断面力に対する影響は大きいため、設計に当たっては注意が必要である。

### 3.4.11 応答震度法の適用性と問題点

応答震度法の設計体系の位置づけを図-3.4.14 に示す。応答震度法は、地中構造物の地震時動特性に基づき、自然地盤において求められた応答加速度を用いて地盤及び構造物に、FEM 解析により慣性力を静的に作用させて地中構造物の地震時増分断面力を求めるものである。同図には、応答震度法における地震力の作用方法についても示している。図-3.4.15 は地中ダクトを対象として、応答震度法、応答変位法（地盤を FEM で表すもの）、二次元動的 FEM 解析によりそれぞれ得られた地震時増分断面力を比較したものである。図-3.4.15 より、地盤応答震度法の結果は二次元 FEM 解析結果とほぼ一致しており応答震度法の耐震設計法としての有効性が認められる。さて、応答震度法は、上記したように静的 FEM 解析に基づく方法であるため、解析時の境界条件や解析範囲に留意する必要がある。既往の研究<sup>43)</sup>では表-3.4.8 に示す各境界条件の検討により、以下の結論を得ている。

[1]安全性評価の対象箇所として解析モデルの中央付近であれば、どの境界条件を使用しても問題はない。

地中埋設管・沈埋トンネル等の地震観測  
 “ “ 模型振動実験

地下構造物は地震時にそれ自身の固有の振動を起すことなく周辺地盤に追従して振動し、地下構造物の変形は周辺地盤の相対変位（ひずみ）によって支配されることが明らかにされている。



応答変位法が提案

地盤をばねで表す方法

- ・地中埋設管等の地中線状構造物縦断面方向の耐震計算に一般的に用いられている。
- ・原子力土木構造物やシールドトンネルの横断面方向の耐震計算にも用いられている。

・モデル化が簡単  
 ・構造物の応力を簡便な計算式で表せる。

地盤をFEM要素で表す方法	
① 浜田らにより地下空洞横断面の耐震計算法として提案 <sup>2) 3)</sup>	② 片山により提案された地盤応答震度法 <sup>1)</sup>
<ul style="list-style-type: none"> <li>・地下空洞の耐震安定性を調べるため空洞周辺岩盤の地震時応力を広範囲に評価する必要があり、地盤をモデル化した。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・自然地盤において求められた応答加速度を用いて地盤および構造物に慣性力を静的に作用させて地下構造物の地震時増分断面力を求める方法</li> </ul>
<p>FEM応答変位法の地震力</p>	<p>応答震度法の地震力</p>

図-3.4.14 応答震度法の設計体系の位置づけ

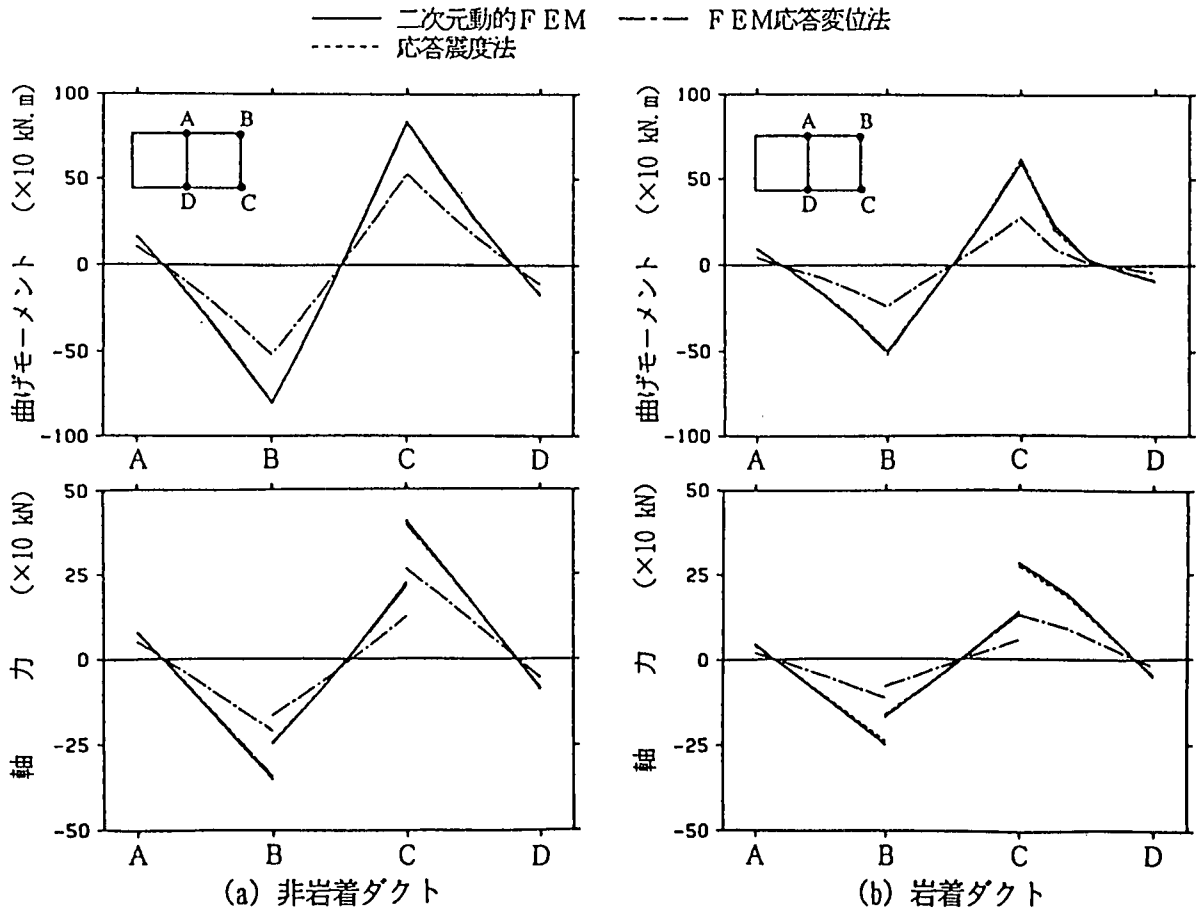


図-3.4.15 地震時増分断面力の比較

表-3.4.8 側方境界条件<sup>9)</sup>

ケース	地震力作用方向側(R)	その反対側(L)	備考
1	固定	水平ローラー	
2	自由	自由	
3	鉛直ローラー	自由	
4	水平ローラー	水平ローラー	
5	鉛直ローラー	鉛直ローラー	
6	水平ローラー	水平ローラー	

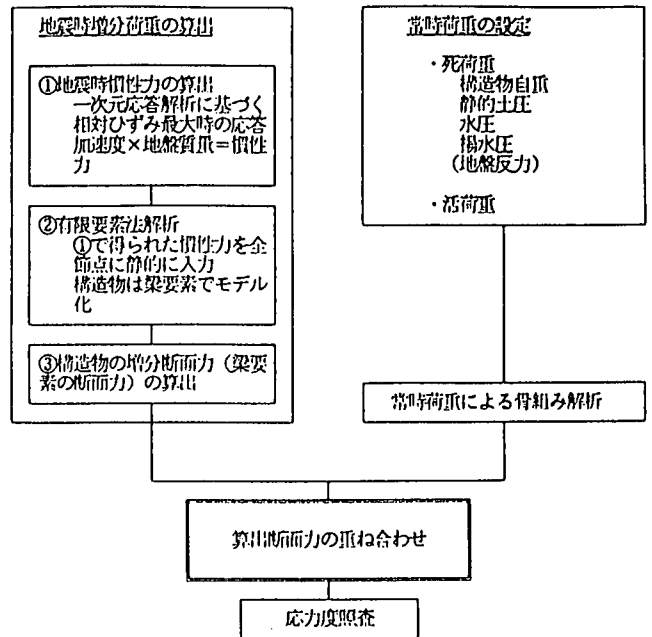


図-3.4.16 応答震度法に基づく設計の流れ



[2]一般的には、側方境界条件を水平ローラか自由として解析すれば、側方境界条件の影響が評価に著しく反映することはない。

[3]解析モデル幅は、対象構造物中心から両側にそれぞれ基礎幅の2.5倍程度もとれば十分である。

図-3.4.16には、応答震度法に基づく設計法の流れを示した。

### 3.4.12 幅広地下構造物の耐震設計法の適用性と問題点

#### (1) 幅広地下構造物の耐震設計法

幅広地下構造物の耐震設計では、地震時の地盤のせん断変形の影響が支配的であり、したがって、地震時周面せん断力が地震外力として重要<sup>48)</sup>である。このため、幅広地下構造物の短手方向と長手方向の両方向に対して図-3.4.17に示すように地震時周面せん断力、地震時土圧、慣性力を作用させて地震時増分断面力を算出する。構造物の幅が広がると、構造物上面及び仮面に作用する地震時せん断力が支配的となり、構造物側面に作用する地震荷重（側面に垂直方向に作用する地震時土圧や、せん断方向に作用する地震時せん断力）の寄与率は小さくなる。したがって、地盤の不整形性の構造物の面外への変形が無視でき、かつ幅と高さの比が5を越えるような幅広地下構造物の場合には、地震時に構造物の上面および下面に作用するせん断力と慣性力のみを地震荷重として断面力を算出し、求められた断面力に対して表-3.4.9に示す割増し係数を乗じることで、地震時増分断面力を算定できる。表-3.4.9の割増し係数は、構造物の側面に作用する荷重による断面力の寄与分を補うもので、有限要素法による動的解析によって求めたものである。

動的解析により安全性を照査することが望ましい条件は、以下の通りである。

- (a) 地盤条件が、深さ方向や水平方向に著しく異なり、地盤が水平方向の成層をなすと仮定して算出する地震時地盤変位では不十分な場合。また、地表面や基盤が大きく傾斜している等、地盤の不整形性が著しい場合。このような場合には、図-3.4.18に示すように幅広地下構造物と周辺地盤を二次元平面ひずみモデルでモデル化する場合が多い。
- (b) 幅が非常に広く、幅広地下構造物全体が板のように面外に変形する影響を無視できない場合。また、地盤条件が平面的に著しく変形する場合。このような場合には、図-3.4.19に示すように、深さ方向には表層地盤を1層もしくは2層程度に離散化するモデルが有効である。幅広地下構造物は、解析目的に応じて板要素もしくは、三次元のシェル要素としてモデル化する。

#### (2) 幅広地下構造物の地震時挙動と地震荷重<sup>49)</sup>

図-3.4.20に示した想定地盤モデルならびに図-3.4.21に示した幅広地下構造物の検討ケースをもとにして、地震時の幅広地下構造物および周辺地盤の地震時挙動の特性と、構造物に発生する断面力に対する設置深度と幅高さ比の影響を、二次元動的FEM解析と一次元重複反射解析により検討しており、以下に示す結論を導き出している<sup>20)</sup>。

- (a) 構造物の上載土の地震時応答と構造物の断面力の応答は、構造物のみかけのインピーダンスが地盤のインピーダンスより小さいときは増大するが、逆にそれを大きくすることにより低減できる。
- (b) 幅がある程度広い（構造物幅100m程度）地下構造物の場合、一次元重複反射解析で構造物と上載土の応答が評価できる。
- (c) 垂直方向とせん断方向の地盤ばねで支持された静的な骨組解析によると、従来の応答変位法で考えられている構造物側面に作用する水平変位と慣性力だけでは過小評価となり、それに加えて構造物周面に作用するせん断力を作用させることにより、FEM解析結果と同程度に断面力が評価できる。
- (d) 幅広地下構造物にとっての主要な地震荷重は、構造物の上・下面に作用するせん断力であり、構造物に発生する断面力は幅が広がるほどそれに影響される。

### 3.4.13 共同溝の耐震設計法の適用性と問題点

共同溝が砂質地盤中にある場合、周辺地盤の液状化による地震時浮上がりに対する検討が、共同溝設計指針に基づいて設計されている。しかし、共同溝底面に作用する過剰間隙水圧、浮上がり発生量等は未解明な部分も多く、実験的検討が実施され以下の結論が得られている。

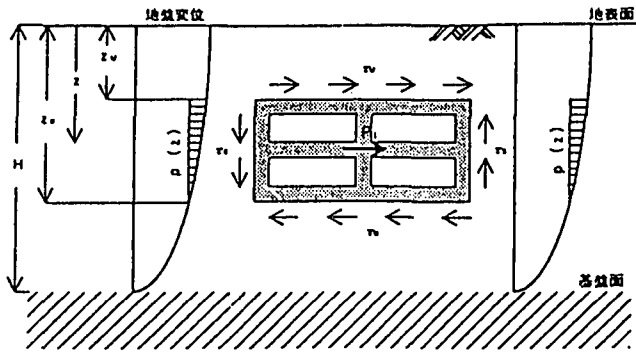


表-3.4.9 割増し係数

部 材	割増し係数
地盤に接している部材	1.6
その他の部材	1.1

図-3.4.17 幅広地下構造物に作用させる地震荷重

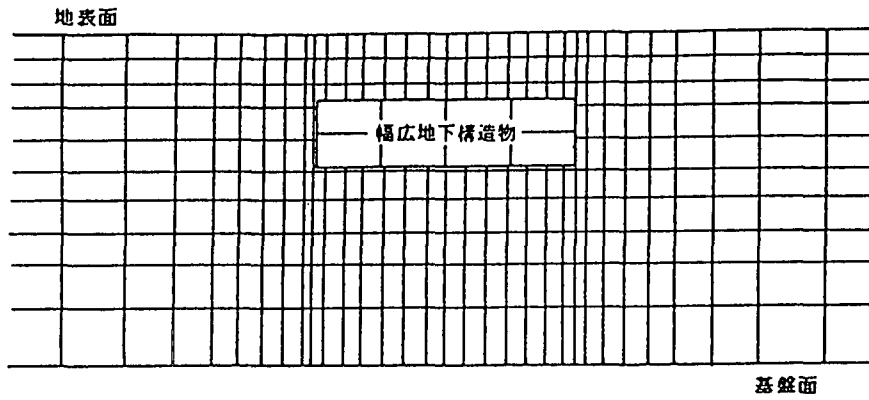


図-3.4.18 二次元の解析モデル

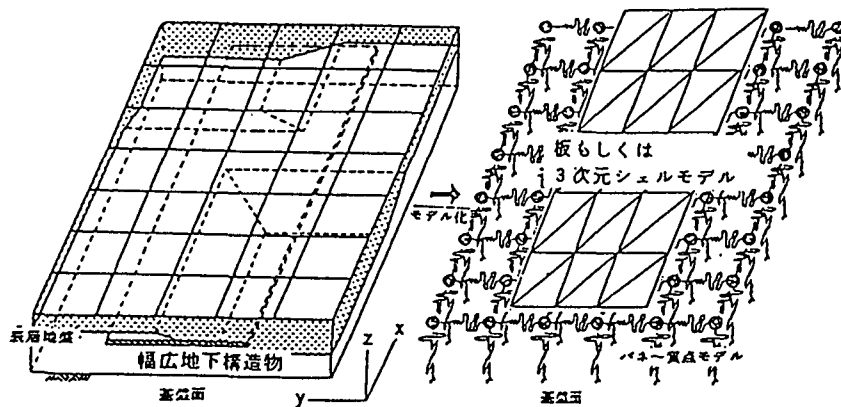


図-3.4.19 三次元の解析モデル

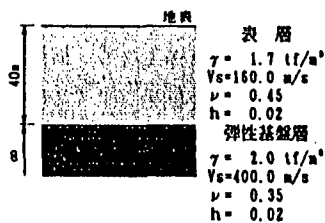


図-3.4.20 想定した地盤モデル

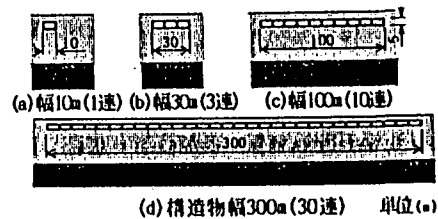


図-3.4.21 構造物幅の違いによる検討ケース

共同溝設計指針<sup>5)</sup>(以下、指針とする)に示された簡便計算法に基づいた検討を行う場合、以下に示すような問題点が指摘される。

- (a) 液状化の判定および発生の可能性の評価を行う際、指針による地震時せん断応力比は、共同溝部以下の地盤に対して非常に危険側の評価を与える。
- (b) 浮上がりに対する検討を行う際、過剰間隙水圧を求める時の $F_L$ 値は、地下水面から深さ20mまでの土層のうち粘性土層を除く土層の水平地盤部における深さ1m毎の $F_L$ の平均値とされている。これに対し、検討結果では、共同溝底面よりも下にある土層の平均地盤部における $F_L$ の最小値を用いたほうが検討結果との対応がよく、平均値を用いる指針の方向は危険側であることが確認されている。

### 3.4.14 安全性照査法ならびに耐震補強設計

レベル2地震動に対する耐震設計法に限界状態設計法を取り入れていくことは言うまでもない。しかし、地中構造物の地震時終局限界状態をどのように規定するか、さらにその安全性をどのように照査するかは課題である。改訂されたコンクリート標準示方書・耐震設計編では、以下に示すようにレベル2地震動対応の耐震性能を2段階で規定している。

- ・耐震性能2：地震後に機能が短時間で回復でき補強を必要としない
- ・耐震性能3：地震によって構造物全体系が崩壊しない

これらは、重要度に応じて使い分けることとしている。

図-3.4.22に示すように耐震性能2の安全性の照査方法については、まず曲げ破壊先行かせん断破壊先行かを判定した後、曲げ破壊先行の部材には塑性率と靱性率を比較することにより安全性を照査し、せん断破壊先行の部材にはせん断力とせん断耐力を比較することにより安全性を照査する、という方法が示されている。しかし、耐震性能3については具体的な照査方法は示されていない。

地中構造物については、地下鉄のように多数の人命に係わるものや共同溝のようにライフライン施設を複数収容するものについては耐震性能2で規定されるべきであるが、曲げ破壊先行型では靱性率に対する裕度を、せん断破壊先行型ではせん断耐力に対する裕度をどの程度とるかは課題である。また、耐震性能3については、周辺地盤が外力にもなり支持構造にもなるという地中構造物特有の問題がからみ、地中構造物の崩壊モードをどのように規定するか、塑性ヒンジの表現方法など具体的な耐震計算法をどうするか、は重要な課題である。

また、地中構造物の地震対策工法の検討としては、多くはコンクリート標準示方書・耐震設計編および駐車場設計・施工指針などによって提案されているより耐震壁による対策工法の検討がなされている。しかし、耐震壁の設計方法については、時として非常に過大な設計となる場合があり、実際的な施工方法を加味した十分な検討を別途実施する必要がある。

### 3.5 まとめ

本章では、地下構造物の耐震計算手法の現状と今後の課題について整理した。主な結論を以下にまとめる。

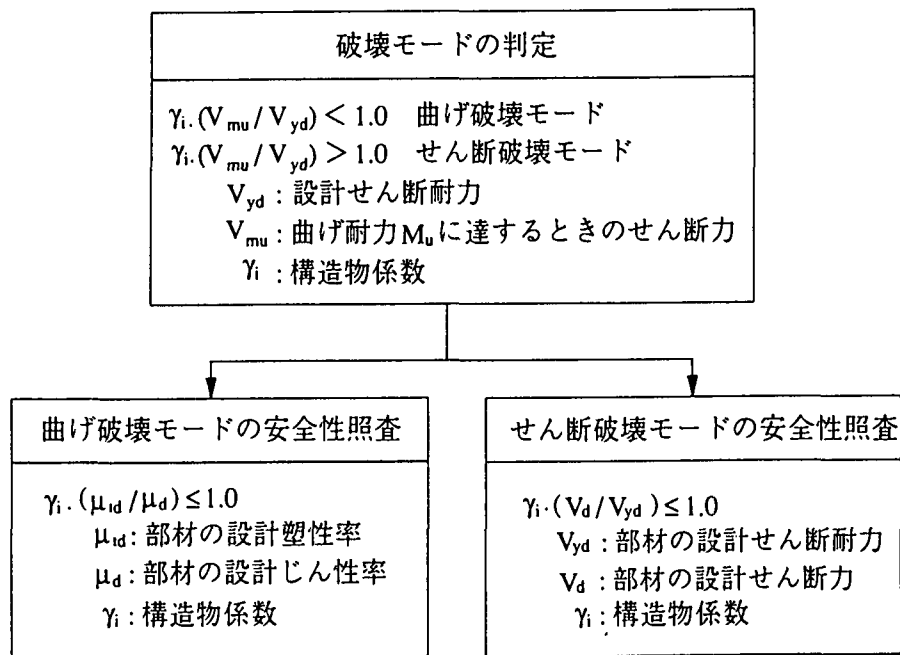


図-3.4.22 耐震性能2の照査方法<sup>32)</sup>

#### (1) 地下構造物の耐震計算手法の整理

これまでの耐震設計指針類や耐震設計事例、研究論文などに見られた各種の耐震計算手法を大きく分類すると、次の4種類となる。

- ・震度法
- ・応答変位法
- ・動的解析法
- ・FEM系準動的解析法（応答震度法、地盤応答法、FEM応答変位法など）

これらのうち震度法は、地下式タンクのほか、線状地下構造物の横断面を対象にした計算に一部使われることがあるが、一般的ではない。トンネルなど線状地下構造物の横断面の耐震計算には、通常、他の3種類の計算法が用いられている。縦断方向の耐震計算には、応答変位法と動的解析法が用いられている。

上に大別された耐震計算法には、類似手法・応用手法など多くの種類がある。この多種多様な計算手法を、設計地震動の設定・地震荷重の算定・構造解析という計算プロセスに着目して、体系的に整理することを試みた。図-3.2.1が、その体系図である。

#### (2) 応答変位法における地震荷重の検討

各種計算法の中から、比較的簡便な手法として広く利用されている応答変位法に注目した。ひとくちに応答変位法といっても、具体的な計算方法、特に地震荷重の評価法・作用方法がまちまちである。このため、応答変位法で考慮すべき地震力を明確にすることを目的として、地震時に地下構造物に作用する力について、概念的に考察した。これと併せて、構造物・地盤連成系の動的挙動を解析する手法の一つである動的サブストラクチャー法が、構造物と地盤との接触面での相互作用を数学的に記述していることを利用して、作用地震力を考察した。結論としては、地下構造物に作用させる地震力を自然地盤系（地下構造物のない原地盤）の地震応答解析によって求めるのであれば、計算に用いる地震力は次の3種類とするのが力学的に合理的である。

- ・自然地盤の変位：地盤ばねを介して作用させる
- ・周面せん断力：地下構造物の外周面に作用させる
- ・躯体慣性力：躯体に自然地盤の応答加速度を作用させる

なお、地盤変位を切欠き地盤系（地下構造物を抜き出し、そこを空洞にした地盤）の地震応答解析から求めた場合は、上記の3種類の地震力のうちの周面せん断力は必要ない。

このほか、応答変位法が抱えている問題点や、レベル2地震動に対する耐震計算に適用する場合の課題等を、地震力の算定、地下構造物の力学モデルの作成、地盤ばねのモデル化、および構造解析モデルの応力・変形解析、の各観点から挙げた。

### (3)耐震計算法における課題

現行の耐震計算手法における問題点や、今後、研究の進展が望まれる課題として、以下を挙げた。

- 震災後の各構造物の指針改訂に見られるようにレベル1地震動対応だけでなく、レベル2地震動に対する耐震設計法が必要である。
- 地中構造物を対象とした設計指針類は許容応力度設計法を基本としてきたが、震災後の基本的枠組みは限界状態設計法に変更されつつあり、適切な耐震設計法を確立する必要がある。
- 具体的な耐震設計時の課題
  - ・レベル2地震動の策定方法
  - ・強震時における地盤の非線形性の評価
  - ・地盤の物性値（地盤ばね定数、地盤と構造物のすべり抵抗力、摩擦力など）の評価
  - ・地中構造物が震動中に、地盤が液状化した場合の地震荷重の評価
  - ・等価線形化法による地震時安定性の検討方法
  - ・地盤と躯体の非線形性を同時に考慮できる逐次非線形解析の今後の方向性
  - ・地中構造物と近接構造物との動的相互作用の解明
  - ・強震時における合理的な入力地盤変位の設

以上の現行の耐震計算手法における問題点や、今後、研究の進展が望まれる課題について、各耐震設計法の現状の指針類とともに既往の研究成果を組み入れ、地中構造物の耐震設計法の課題を整理した。

### 参考文献

- 1) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案）、1975年。
- 2) 建設省：新耐震設計法（案）、1977年。
- 3) 土木学会：トンネル標準示方書・同解説 [シールド工法編]、1996年。
- 4) 土木学会：トンネル標準示方書・同解説 [開削工法編]、1996年。
- 5) 日本道路協会：共同溝設計指針、1986年3月。
- 6) 電気事業連合会・LNG地下タンク研究委員会：LNG地下式貯槽（土木設備）設計指針、1978年。
- 7) 土木学会：地下貯油施設技術指針（案）、1980年。
- 8) 通商産業省・資源エネルギー庁：LNG地下式貯槽指針、1981年。
- 9) 土木学会原子力土木委員会：「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書、第6編、1985年8月。
- 10) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全照査マニュアル、1992年。
- 11) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1997年3月。
- 12) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針同解説、1992年11月。
- 13) 日本道路協会：石油パイプライン技術基準（案）、1974年。
- 14) 日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針、1982年。
- 15) 片山幾夫・足立正信・嶋田 穰・都築富雄：地中埋設構造物耐震設計のための実用的な解析手法について、第19回土質工学研究発表会、pp. 1445-1448、1984年。
- 16) 片山幾夫・足立正信・嶋田 穰・都築富雄・瀬下雄一：地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集第1部、pp. 737-738、1985年9月。
- 17) Katayama, I: *Studies on Fundamental Problems in Seismic Design Analyses of Critical Structures*

- and Facilities, Ph. D. Dissertation, Kyoto University, pp. 188-237, 1990.
- 18) 田中 努・大角恒雄：シールドトンネルの免震構造化に関する解析事例、土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第 1 部(b)、pp. 86-87、1996 年。
  - 19) 河西 寛・嶋村貞夫・笹川基史・春海正和：免震層によるトンネル横断方向の免震効果、第 1 回免震・制震コロキウム講演論文集、pp. 101-108、1996 年。
  - 20) 浜田政則・泉 博允・岩野政浩・志波由紀夫：岩盤空洞の地震時ひずみの解析と耐震設計、土木学会論文集、No. 341、pp. 197-205、1984 年。
  - 21) 立石 章：静的 FEM を用いた地中構造物横断面方向の耐震計算法における地震荷重の作用方法の研究、土木学会論文集、No. 519、pp. 139-148、1995 年 7 月。
  - 22) 土木学会編：「ライフライン施設」、動的解析と耐震設計、第 4 巻、技報堂出版、pp. 147-168、1989 年 7 月。
  - 23) 土木学会関西支部：関西における地下空間の活用と技術、第 3 編、1994 年。
  - 24) 長谷川伸二・嶋村貞夫・濱野隆司・前田洋幸：FEM 応答変位法の適用性と地下構造物の損傷過程、土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第 1 部(b)、pp. 856-857、1996 年。
  - 25) 太田 擴・西田允俊・北嶋武彦・佐藤忠信：応答変位法を用いた地下構造物の耐震検討について、第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp. 437-444、1997 年。
  - 26) 川島一彦編著：地下構造物の耐震設計、鹿島出版会、pp. 6-10、1994 年。
  - 27) 志波由紀夫・立石 章：応答変位法における地震力評価の問題点とその改善、大成建設技術研究所報、第 24 号、pp. 271-280、1991 年。
  - 28) 立石 章：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究、土木学会論文集、No. 441、pp. 157-166、1992 年 1 月。
  - 29) 建設省土木研究所：総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告、新耐震設計法（案）、土木研究所資料、第 1185 号、pp. 224-228、1977 年。
  - 30) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1979 年。
  - 31) 鉄道総合技術研究所：新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料、pp. 65-74、1996 年 3 月。
  - 32) (社) 土木学会：コンクリート標準示方書（耐震設計編）、1996 年 7 月。
  - 33) 矢的昭夫・梅原俊夫・青木一二三・中村 晋・江寄順一・末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析、土木学会論文集、No. 537/I-35、pp. 303-320、1996 年。
  - 34) 佐俣千載・水口和彦・杉山郁夫・川満逸雄：神戸市営地下鉄三宮駅の被災原因の検討、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp. 227-230、1996 年 1 月。
  - 35) 佐俣千載・長光弘司・山本一敏・森 伸治：非線形応答変位法による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp. 231-238、1996 年 1 月。
  - 36) 田尻 勝・佐俣千載・志波由紀夫・坂下克之・渡辺和明：地震応答解析による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp. 239-246、1996 年 1 月。
  - 37) 建設省土木研究所編：沈埋トンネルの耐震設計に関する調査報告書、土木研究所資料、No. 746、1972 年。
  - 38) (社) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説－基礎構造物・抗土圧構造物、1986 年 3 月。
  - 39) 渡辺啓行・末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価、土木学会論文集、No. 432/I-16、pp. 165-174、1991 年 7 月。
  - 40) 渡辺啓行：地中ダクトの地震時土圧の理論、土木学会論文集、No. 432/I-16、pp. 185-194、1991 年 7 月。
  - 41) 土木学会地震工学委員会地震荷重研究小委員会：「レベル 2 地震動と設計地震荷重の課題」、地震荷重研究小委員会の活動報告、1997 年 10 月。
  - 42) (社) 建設コンサルタント協会近畿支部：市街地における大規模地下構造物の事例研究、「地盤と基礎研究委員会」第 2 次報告書（その 2）、1992 年 8 月。
  - 43) 原田・久保・片山：有効地震動の計算式とその実測例による検討、土木学会論文集、No. 362/I-4、1985

年 10 月.

- 44) 涌井・箕輪・井口：加振実験時における大形振動台周辺の振動特性に関する研究、第 8 回日本地震工学シンポジウム、pp. 1017-1021、1990 年.
- 45) 色川・竹内・高橋：応答変位法の外力評価に関する検討、土木学会第 47 回年次学術講演会論文集第 1 部、1992 年 9 月.
- 46) 岸本・岩崎：地中構造物に対する斜め入射を考慮した地震応答解析（その 3：波長の影響）、土木学会第 47 回年次学術講演会論文集第 1 部、1992 年 9 月.
- 47) 高津他：沈埋トンネルの地震応答解析に用いる地盤ばねに関する実験および解析、第 19 回地震工学研究発表会講演概要集、1987 年.
- 48) 建設省土木研究所・（財）先端建設技術センター：「地下空間の建設技術の開発に関する研究」技術資料、建設省総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」、1992 年 11 月.
- 49) 森・池田・松島・橘：幅広地下構造物の地震時挙動と地震荷重、第 21 回地震工学研究発表会講演概要集、土木学会耐震工学委員会、1993 年 7 月.