

大深度鉛直地下構造物の動的応答特性と地震荷重

DYNAMIC RESPONSE OF SUPER-DEEP UNDERGROUND VERTICAL STRUCTURE AND THE ACTING SEISMIC FORCE

大保直人* 林和生** 上野健治***

By Naoto OHBO, Kazuo HAYASHI and Kenji UENO

There is a great demand for a development of super-deep underground urban space in Metropolitan Tokyo area.

A seismic response behavior of super-deep underground vertical structure is not clear so far, moreover, observed records of that structure during earthquakes are limited in number.

In order to develop rational and economical earthquake-resistant design for this structure, it is necessary to understand seismic behavior.

The purpose of this paper is to clarify the dynamic response of super-deep underground vertical structure and surrounding ground, and the acting seismic force.

1. はじめに

大都市域の土地利用の高度化に伴い、地下構造物は大規模化、大深度化する傾向にある。しかし、設置深さが50mを超えるような大深度鉛直地下構造物の施工例はまだ少なく、その地震時挙動も解明されていない。そこで、建設省総合開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」に関連した「地下構造物の耐震設計技術に関する共同研究」の一貫として、著者らは、大深度に構築されるシールド発進立坑のような鉛直地下構造物に着目し、その動的応答特性の把握及び耐震設計ガイドラインの策定を目的として研究を実施している。

地下構造物、特に立坑のような線状地下構造物の地震時挙動は、周辺地盤の変位と密接な関係にあることが知られている。このような構造物の耐震設計手法として、自然地盤の地震時変位を地盤ばねを介して強制変位として入力し、構造物の変形及び応力を解析する応答変位法が一般に用いられている。しかし、大深度鉛直地下構造物は、洪積層のような硬質な地盤中に埋め込まれる場合が多いと考えられ、このような構造物の地震時変位、応力等を、従来の耐震設計手法により適切に評価できるか、検討が必要である。

今回、大深度鉛直地下構造物に関する研究の第一段階として、動的解析により大深度鉛直地下構造物の動

* 工博 鹿島建設(株) 技術研究所 第一研究部 主任研究員 (〒182 東京都調布市飛田給2-19-1)

** 鹿島建設(株) 技術研究所 第一研究部 研究員 (〒182 東京都調布市飛田給2-19-1)

*** 鹿島建設(株) 技術研究所 第一研究部 研究員 (〒182 東京都調布市飛田給2-19-1)

的応答特性を把握した。さらに、既往の耐震設計指針に従い、応答変位法により算出した地震荷重を構造物に静的に作用させ構造物に発生する応力を求め、動的解析結果と比較・検討したので報告する。

2. 検討モデルの設定

検討対象構造物として、東京湾周辺に構築される深さ100mのシールド発進立坑を想定し、図-1に示すような検討モデルを設定した。

構造物は地下連続壁で構築されるものとし、「道路橋示方書IV下部構造編¹⁾」の記述に従い、計算を簡略化するため鋼材を無視し、コンクリートの全断面を有効として解析を実施した。また、周辺地盤は東京湾周辺の一般的な地盤を想定し、軟弱層と硬質層から成る2層地盤に簡略化した。解析に用いた構造物及び地盤の物理定数を表-1に示す。これらの物理定数のうち、せん断波速度、せん断弾性係数及びヤング係数は、以下の算定式により算出した。

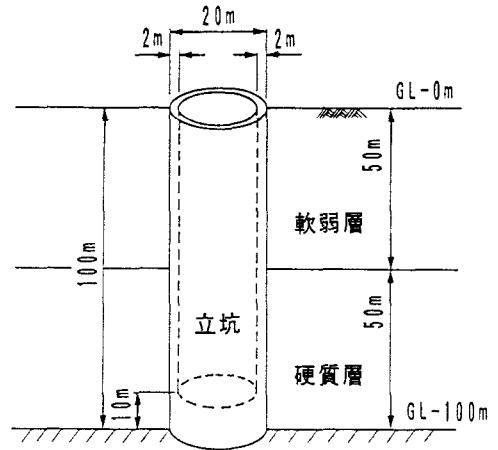


図-1 検討モデル

a. せん断波速度； V_s (m/s)

「道路橋示方書V耐震設計編²⁾」の算定式を用いた。

- ・砂質土 ($1 \leq N \leq 50$)

$$V_s = 80 \cdot N^{1/3} \quad (1)$$

- ・粘性土 ($1 \leq N \leq 25$)

$$V_s = 100 \cdot N^{1/3} \quad (2)$$

ただし、今回の検討では、粘性土のN値が50と大きいため、(1)式により V_s を算出した。

b. せん断弾性係数； G (tf/m^2)

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (3)$$

c. ヤング係数； E (tf/m^2)

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G \quad (4)$$

表-1 解析に用いた物理定数

物理定数の種類	記号	単位	構造物	周辺地盤	
				軟弱層	硬質層
材質	—	—	コンクリート	砂質土	粘性土
単位体積重量	ρ	(tf/m^3)	2.5	1.7	1.8
設計基準強度	σ_{ck}	(tf/m^2)	2400	—	—
ヤング係数	E	(tf/m^2)	2.7×10^6	1.4×10^4	4.2×10^4
せん断弾性係数	G	(tf/m^2)	1.2×10^6	5.1×10^3	1.6×10^4
ポアソン比	ν	—	0.17	0.45	0.35
せん断波速度	V_s	(m/s)	—	172	295
減衰定数	h	(%)	—	2	2
N値	N	—	—	10	50
内部摩擦角	ϕ	(deg)	—	39	0
粘着力	c	(tf/m^2)	—	0	30

3. 動的解析による検討モデルの動的応答特性の把握

耐震設計を行う上で、対象とする構造物の地震時挙動を把握することは重要である。しかし、検討モデルのような大深度鉛直地下構造物の施工例はまだ少なく、地震観測もほとんど行われていないのが実状である。そこで、今回は動的解析により検討モデルの地震時挙動をシミュレートし、その振動特性について整理した。ただし、耐震解析の簡略化を意図し、地盤の非線形性は考慮せず、地盤、構造物とも線形・弾性体として動的解析を実施した。

3. 1 動的解析モデルの設定

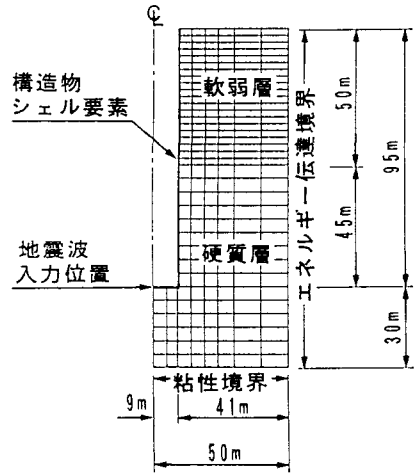
検討モデルのような円筒構造物の解析に有効な軸対称FEM解析手法を用いて、地震波入力による地震応

答解析を実施した。解析は、検討モデル（地盤－構造物モデル）の他に、構造物の存在が周辺地盤に与える影響を検討するため、構造物を取り除いた自然地盤モデルについても実施した。地盤－構造物モデルのFEMメッシュ図を図－2に示す。構造物及び地盤のモデル化にあたり、構造物は曲げ変形を考慮できる軸対称シェル要素で構成し、地震時の地盤変位はせん断変形が卓越することから、周辺地盤は四角形リング要素で構成した。また、境界条件として、地盤側面にエネルギー伝達境界を、地盤底面に粘性境界を用い、地盤の半無限性を考慮した。

3. 2 入力地震波の作成

地震応答解析を行う場合、入力する地震波の特性によって応答値が大きく異なるため、構造物及び周辺地盤の振動特性に合った入力地震波を設定するのが重要である。

今回の検討では、構造物の設置深度が深く、また、周辺地盤が軟弱であるため、地震波の入力位置から地表面にかけての振幅の増幅の度合いが大きくなることを考慮し、地表面での水平震度を規定し、構造物底面の厚さの中心に相当する深さ95mの位置（図－2参照）に入力する地震波を作成した。以下に入力地震波の作成手順を示す。



図－2 動的解析用FEMメッシュ図

①地表面での水平震度の設定

「地下貯油施設技術指針（案）³⁾」に基づき以下の式により算定した。

$$K_H = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot K_0 \quad (5)$$

$$= 1.0 \cdot 1.2 \cdot 0.2 = 0.24$$

ここに、

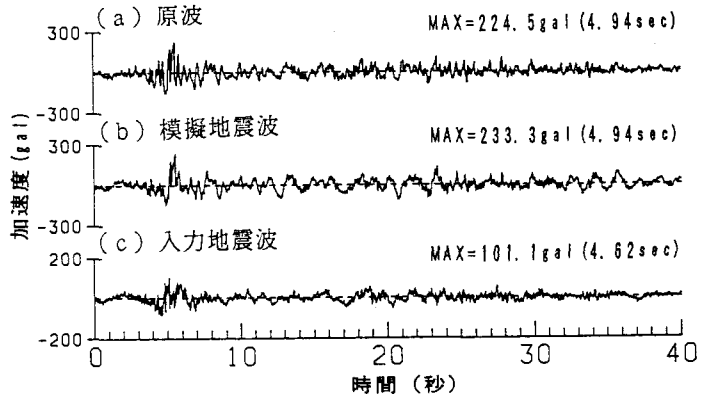
- K_H ; 地表面の設計水平震度
- β_1 ; 地域別補正係数 (= 1.0)
- β_2 ; 地盤別補正係数 (= 1.2)
- K_0 ; 標準設計水平震度 (= 0.2)

②地表面における模擬地震波の作成

周辺地盤が軟弱であることを考慮し、図－3（a）に示す比較的長周期成分が多く含まれる1968年5月16日の十勝沖地震の際に青森県八戸市で観測された波形（NS成分）を原波形として、

「道路橋示方書V耐震設計編²⁾」に示されているⅢ種地盤の標準加速度応答スペ

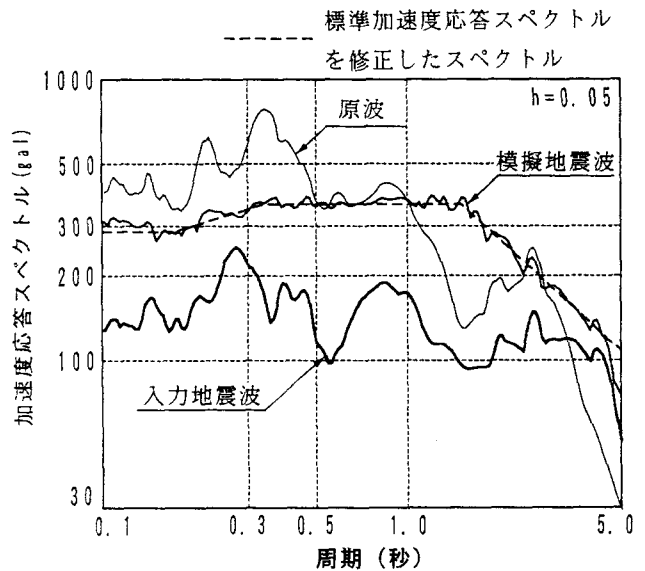
クトルを地表面での水平震度；0.24に適合するように修正した加速度応答スペクトル（図－4の破線）に適合する地震波を作成した。作成した模擬地震波波形を図－3（b）に、原波及び模擬地震波の加速度応答スペクトルを図－4に示す。模擬地震波の加速度応答スペクトルは、標準加速度応答スペクトルを修正したスペクトルとよく一致し、原波のスペクトルと比較して0.5秒付近を境に短周期成分が低減し、長周期成分が増幅されている。



図－3 原波、地表面における模擬地震波及び深さ95mにおける入力地震波の加速度波形

③深さ95mにおける入力地震波の作成

地表面における模擬地震波を入力し、検討ケースと同等の地盤条件のもとで一次元地盤応答解析 (SHAKE) により逆応答解析を実施し、深さ95mにおける入力地震波を作成した。入力地震波形を図-3(c)に、その加速度応答スペクトルを図-4に示す。波形振幅は100gal程度まで減衰している。また、周期0.1~4秒付近まではほぼ一定のスペクトル振幅となっており、この入力地震波が構造物の応答に与える影響は、上記の周期の範囲では、ほぼ一定であるとみなせる。



3.3 検討モデルの動的応答特性

作成した入力地震波を用いて、地盤-構造物モデル及び自然地盤モデルについて、地震応答解析を実施した。

自然地盤モデルの地表面及び地盤-構造物モデルの構造物天端における加速度波形を図-5(a), (b)に、そのフーリエスペクトルを図-6に示す。両波形の形状は良く似ているが、構造物天端の波形の方が振幅が2割程小さくなっており、また、フーリエスペクトルの比較から、構造物天端の波形は、1.5Hz付近を境に、低振動数成分は自然地盤表面の波形とほぼ一致しているが、高振動数成分が低減している。

図-4 原波、地表面における模擬地震波及び深さ95mにおける入力地震波の加速度応答スペクトル

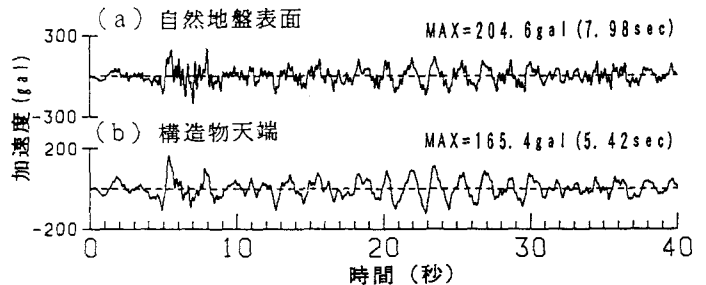


図-7に、自然地盤モデルの地表面及び地盤-構造物モデルの構造物天端における地震波入力位置に対する加速度応答曲線を示す。構造物天端の波形は二次まで、自然地盤表面の波形は五次までの卓越振動モードが認められ、一次振動モードが卓越している。特に構造物天端の波形は一次卓越振動数での加速度応答倍率が二次の3倍以上大きく、一次振動モードが支配的である。

図-5 自然地盤モデルの地表面及び地盤-構造物モデルの構造物天端における応答加速度波形

図-8に、地盤-構造物モデルの構造物天端における地震波入力位置に対する相対変位の時系列波形を示す。長周期成分が卓越しているため、位相は反転しているが、構造物天端の加速度波形とよく似た形状を示している。また、最大値もほぼ同時刻に発生している。図-9に、相対変位が最大値を示した時刻での、構造物、構造物から10m、20m、40m離れた地点及び自然地盤モデルでの地震波入力位置に対する相対変位の深さ方向分布を示す。地表及び層境界付近において、地盤の局所的な変位に構造物変位が追随していないが、全体的に地盤と構造物は同一の動きを示している。

以上の結果から考察される、検討モデルの動的応答特性を以下にまとめる。

a. 地震時において構造物は、周辺地盤の振動特性に追随した挙動を示す。

b. 構造物の存在により、地盤の高振動数成分が低減し、地盤-構造物連成系の一次振動モードが支配的となる。

従って、検討モデルのような大深度鉛直地下構造物の耐震設計を行う場合、地盤-構造物連成系の一次振動モードに着目した解析を行うのが有効であると考えられる。

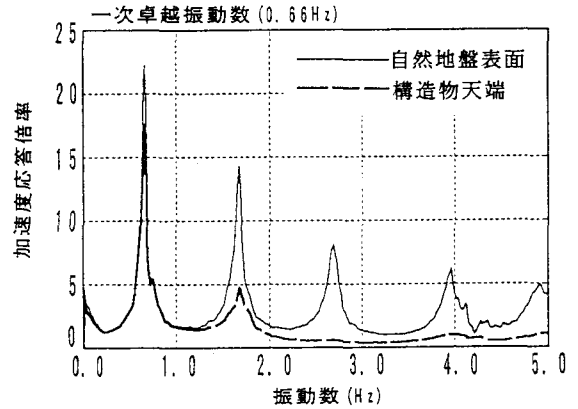
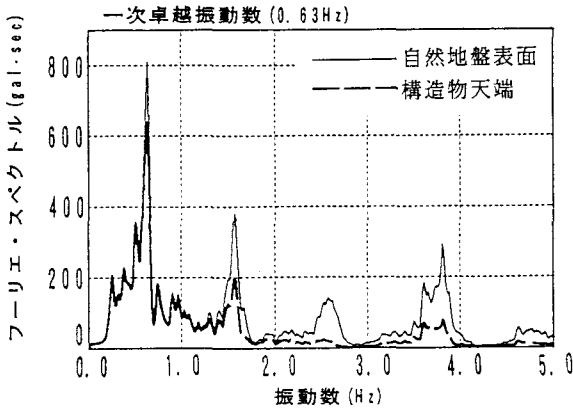


図-6 自然地盤モデルの地表面及び地盤-構造物モデルの構造物天端における加速度波形のフーリエスペクトル

図-7 自然地盤モデルの地表面及び地盤-構造物モデルの構造物天端における地震波入力位置に対する加速度応答曲線

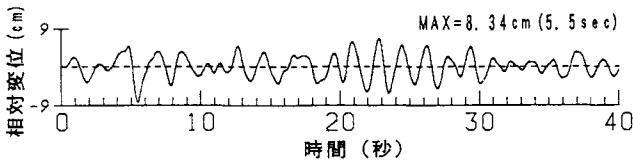


図-8 地盤-構造物モデルの構造物天端における地震波入力位置に対する相対変位の時系列波形

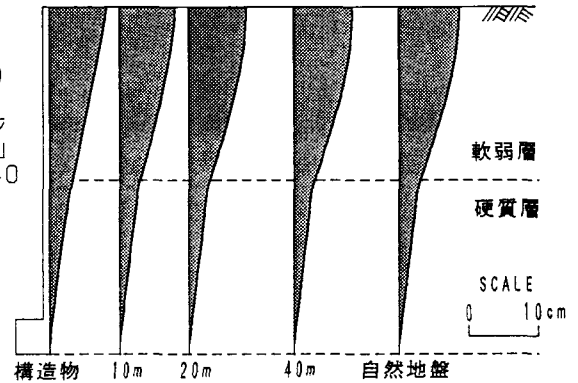


図-9 相対変位の深さ方向分布

4. 従来の耐震設計手法と動的解析の比較

従来の耐震設計手法の大深度鉛直地下構造物への適用性及びその問題点について検討するため、既往の耐震設計指針に従って構造物に発生する地震時応力を算定し、動的解析結果と比較した。

4.1 解析ケースの設定

応答変位法による解析では、地震時の地盤変位の算定が重要となるが、各種設計指針で異なった地盤変位算定式が提案されており、また、実地盤の多層性を考慮できる計算法は確立されていない。

今回は、せん断波速度； V_s 及び地盤変位の両者の算定式について記述されている「水道施設耐震工法指針・解説⁴⁾」（以下、「水道指針」という）及び「日本鉄道施設協会；耐震設計指針（案）解説⁵⁾」（以下、

「鉄道指針」という)に従い、応答変位法で用いる地盤変位を算定した。水道指針の地盤変位算定式は設計基盤面から上方の表層地盤を平均化して一層地盤とみなして地盤変位を算定している。また、鉄道指針は地盤の層構造の違いにより3種類の地盤変位算定式を提案しており、今回は、検討モデルの地盤条件に近い、地盤が軟弱層と硬質層の2層構造とみなせる場合の算定式を用いた。

解析ケース一覧を表-2に示す。CASE 1, 2は、水道指針及び鉄道指針の算定式に従って算出した地盤変位を入力として、CASE 3は自然地盤モデルを用いた地震応答解析により得られた地盤変位を入力として応答変位法により構造物に発生する応力を求めている。なお、CASE 3で用いた地盤変位は、構造物天端の地震波入力位置に対する相対変位が最大値を示す時刻における構造物各深さでの相対変位の値である。

CASE 4は地盤-構造物モデルを用いた地震応答解析により直接、応力を求めている。従って、図-7では構造物の三、四次の振動モードは明瞭に表われてはいないが、自然地盤の伝達関数から推定して、構造物の四次までの振動モードの影響が解析結果に反映されていると考えられる。なお、CASE 4での応力値は、地震波継続時間中に構造物各深さで発生した最大の応力値である。

表-2 解析ケース一覧

解析ケース	地盤変位算定方法	地震荷重算定方法	応力解析方法
CASE 1	水道指針による	応答変位法	静的解析
CASE 2	鉄道指針による	応答変位法	静的解析
CASE 3	地震応答解析	応答変位法	静的解析
CASE 4	-	-	地震応答解析

4. 2 応答変位法の解析条件

(1) 静的解析モデルの設定

動的解析モデルと同様、構造物に発生する曲げ応力を考慮できるように、検討モデルを、図-10に示すように3次元シェル要素でモデル化した。また、境界条件として、構造物側面に地盤の水平方向ばねを、構造物底面に地盤の鉛直方向、せん断及び回転ばねを配置した。地盤ばねの配置図を図-11に示す。地盤ばねの算定には、「道路橋示方書IV下部構造編¹⁾」の地盤反力係数算定式を用いた。解析に用いた地盤ばねの値(1m²あたり)を表-3に示す。なお、地盤の変形係数は、N値から算定した。

(2) 地震時地盤変位の算定

CASE 1, 2のVsの算定値を表-4に示す。これらの値は、地盤の非線形性すなわち、地震時に生じるせん断ひずみが大きくなると、地盤のせん断剛性が小さくなることを考慮しており、表-1の値より若干小さくなっている。

算定したVsを用いて算出したCASE 1, 2の地盤変位及び、CASE 3の地盤変位の深さ方向分布の比較を図-12に示す。CASE 2は、2層構造を想定しているのでCASE 3とよく似た変位分布であるが、表-4に示したように硬質層のVsが軟弱層より3倍以上大きいため、硬質層と軟弱層における変位振幅の比が大きくなっている。また、CASE 1は、CASE 2, 3と比較して軟弱層で小さく、硬質層で大きくなっており、層構造が平均化されているのがよく表われている。

表-3 地盤ばねの値((tf/cm)/m²)
(1m²あたり)

ばねの種類	軟弱層	硬質層
鉛直方向ばね	-	40.0
水平方向ばね	5.75	28.7
せん断ばね	-	11.4
回転ばね	-	3.1E+5

表-4 Vsの算定値(m/sec)

解析ケース	軟弱層	硬質層
CASE 1	104	193
CASE 2	63	212

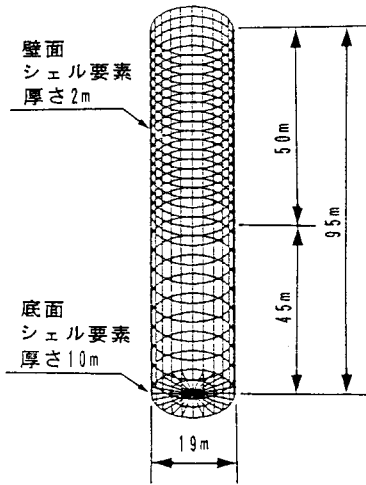


図-10 静的解析用FEMメッシュ図

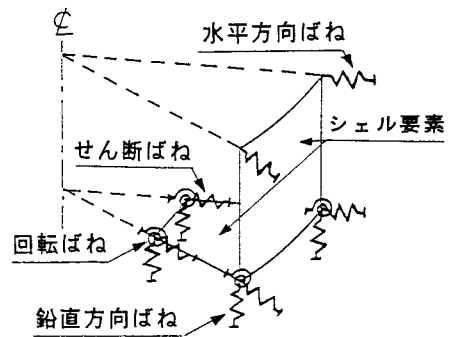


図-11 地盤ばねの配置図

(3) 地震荷重の算定及び載荷方法

算定した地盤変位に地盤の水平方向ばね(図-13参照)を乗じて算出した地震荷重(1m²当たり)の深さ方向分布の各解析ケース間の比較を図-14に示す。表層地盤を平均化したCASE1が層境界部において軟弱層の3倍以上大きな荷重値を示しているのに対し、CASE2は、硬質層での荷重値が他の2ケースに比べて小さく、軟弱層の2/3程度の値となっている。

構造物への荷重載荷方法を図-15に示す。検討モデルのような線状構造物は、地震時において周辺地盤とほぼ同位相で振動すると考えられるため、「片押し、片引張り」載荷とした。

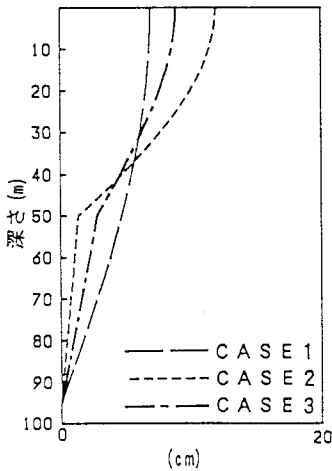


図-12 地盤変位の深さ方向分布

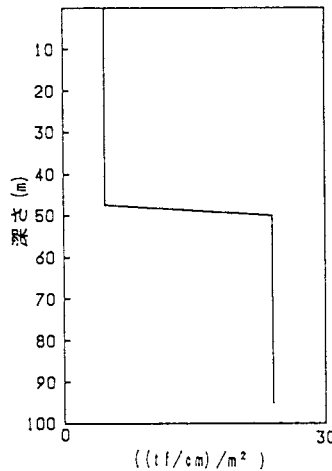


図-13 地盤ばね(1m²当たり)の深さ方向分布

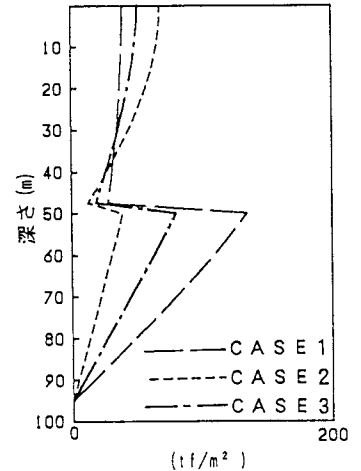


図-14 地震荷重(1m²当たり)の深さ方向分布

4. 3 応答変位法と動的解析による構造物に発生する応力の比較

(1) 得られる応力値の概要

応答変位法及び動的解析により得られる応力値の概要を図-16に示す。

解析結果として、要素に発生する以下の単位幅当たりの断面力が得られる。

- ・鉛直方向軸力； N_z
- ・円周方向軸力； N_t
- ・せん断力； Q_{zt}
- ・鉛直方向曲げモーメント； M_z
- ・円周方向曲げモーメント； M_t

得られた断面力から、以下の算定式により、要素に発生する応力を算出した。

$$\cdot \text{鉛直方向軸応力； } \sigma_z = N_z / b \quad (6)$$

$$\cdot \text{円周方向軸応力； } \sigma_t = N_t / b \quad (7)$$

$$\cdot \text{せん断応力； } \tau_{zt} = Q_{zt} / b \quad (8)$$

$$\cdot \text{鉛直方向曲げ応力； } \sigma_{bz} = M_z / z \quad (9)$$

$$\cdot \text{円周方向曲げ応力； } \sigma_{bt} = M_t / z \quad (10)$$

ここに、 b ；要素の厚さ、 z ；要素の断面係数

(2) 応力値の比較

各解析ケースで得られた応力値の比較を図-17に示す。また、各解析ケースの応力最大値とその発生深さ及び発生断面を表-5に示す。

以下に、各解析ケース間及び各種応力間での応力値の比較について整理した。

- a. CASE 2～4の全ての応力値について、層境界部で最大値を示している。これは、図-12に示したように、層境界部において周辺地盤の変位分布が急変しており、これに構造物が追随して変形し、層境界部において構造物のひずみが大きくなったためと考えられる。
- b. 応答変位法により荷重を算定したCASE 1～CASE 3の応力値については、鉛直方向軸応力が他の応力の2倍以上大きく、支配的である。
- c. 全ての応力値について、CASE 1の応力値が他の解析ケースの応力値と正負が逆転している。これは、荷重分布の違いにより、層境界部における構造物の局所的な変形に差異が生じたためと考えられる。従って、検討モデルのような軟弱な地盤と硬質な地盤にまたがって構築される大深度鉛直地下構造物は、微小な荷重分布の違いでも応答特性が大きく異なるため、地盤の層構造等、周辺地盤の特性をよく考慮して地震荷重を算定することが重要となる。
- d. 自然地盤における地盤変位が同等なCASE 3、4の応力値について、軸応力は、良い対応を示しているが、曲げ応力及びせん断応力は、CASE 3はCASE 4の1/2程度の値となっている。この原因として、①地盤ばねの評価が不適切であること、また、近年その問題点が指摘されているように、②地震時の地盤内応力を考慮していないこと⁶⁾が考えられる。

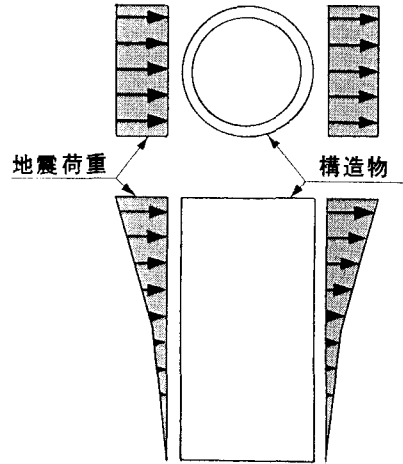


図-15 荷重載荷方法

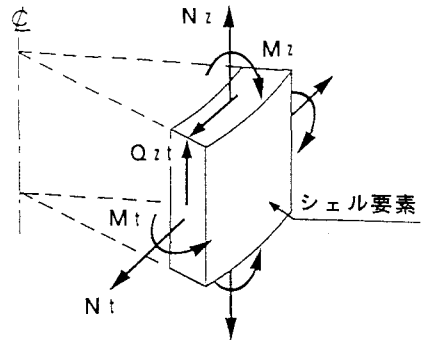
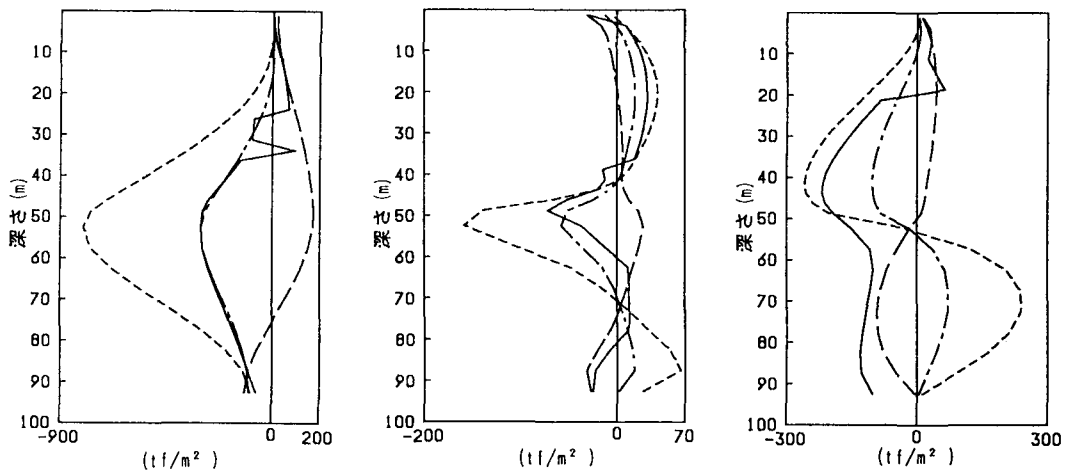
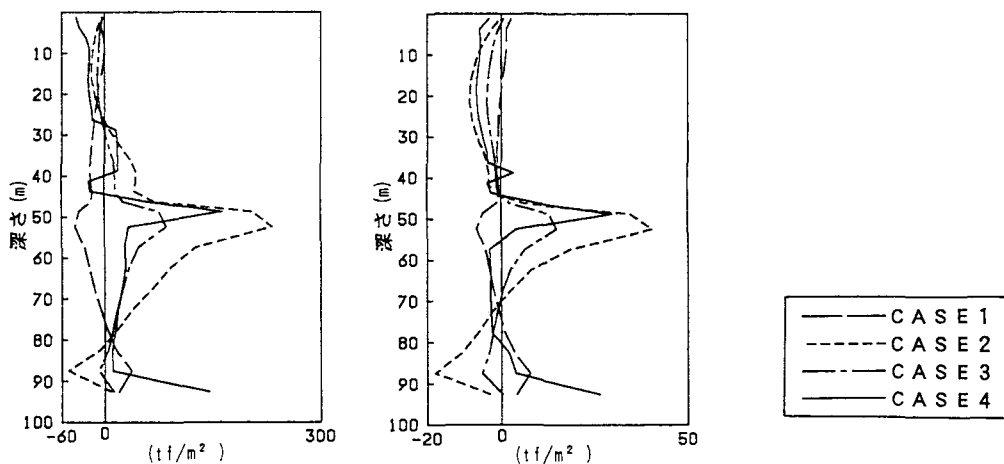


図-16 得られる応力値の概要



(a) 鉛直方向軸応力 (σ_z) (b) 円周方向軸応力 (σ_t) (c) せん断応力 (τ_{zt})



(d) 鉛直方向曲げ応力 (σ_{bz}) (e) 円周方向曲げ応力 (σ_{bt})

図-17 構造物に発生する地震時応力値の比較

表-5 各解析ケースの応力最大値

応力の種類		各解析ケースの応力最大値 (tf/m^2)			
種類	方向	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4
軸応力	鉛直	175 (49, A)	-802 (53, A)	-301 (53, A)	-301 (53, A)
	円周	-32 (88, A)	-158 (53, A)	-58 (53, A)	-72 (49, A)
曲げ応力	鉛直	-41 (53, A)	234 (53, A)	87 (53, A)	164 (49, A)
	円周	-7 (53, A)	41 (53, A)	15 (53, A)	30 (49, A)
せん断応力	-	-92 (73, B)	-258 (41, B)	-103 (41, B)	-218 (44, B)



注) () 内の数字は, (応力値の発生深さ(m), 発生断面)を表す。

e. せん断応力の最大値が他の応力と異なる断面で発生している。このような傾向は、従来から行われている、構造物を弾性床土上の梁としてモデル化した解析では、考慮出来ないと考えられる。

5. まとめ

東京湾周辺に構築される大深度鉛直地下構造物を想定した検討モデルを設定し、動的解析によりその動的応答特性を把握した。さらに、応答変位法を用いて算出した地震荷重を構造物に静的に作用させて構造物に発生する応力を求め、動的解析結果と比較・検討した。得られた知見を以下にまとめる。

- a. 地震時に、検討モデルのような大深度鉛直地下構造物は周辺地盤に追随した挙動を示し、地盤-構造物連成系の一次振動モードが卓越する。従って、大深度鉛直地下構造物の耐震設計を行う場合、地盤-構造物連成系の一次振動モードに着目した解析が有効である。
- b. 軟弱な地盤と硬質な地盤にまたがって構築される大深度鉛直地下構造物は、微小な荷重分布の違いでも構造物の応答特性に大きな影響を与えるので、応答変位法で用いる地震時の地盤変位は、地盤の層構造等、周辺地盤の振動特性をよく表現できる解析手法により算定するのが妥当である。
- c. 適切な地盤変位を与えることにより、応答変位法による解析値と動的解析結果は、軸応力について良い対応を示すが、従来の耐震解析手法では、地盤ばねの評価及び、地震時の地盤内応力の評価が不十分であると考えられる。
- d. 構造物の水平面内において、応力の種類により最大値の発生する断面が異なること及び、上記のように、地震時の地盤内応力を考慮するという観点から、構造物を3次元でモデル化した解析が妥当であると考えられる。

今後、応答変位法を大深度鉛直地下構造物に適用する場合の、地盤ばね及び地震荷重の評価について検討を進める。また、地震観測による実測値から今回の解析の妥当性について検討する予定である。

謝辞

建設省総合プロジェクト「地下構造物の耐震設計技術に関する共同研究」において、ご指導頂いた建設省土木研究所耐震研究室 川島一彦室長はじめご討議頂いた各委員の皆様へ感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，p. 24，pp. 201～244，1989.
- 2) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，p. 34，p. 84，1990.
- 3) 土木学会；地下貯油施設技術指針（案）；p. 38，1980.
- 4) 日本水道協会；水道施設耐震工法指針・解説，pp. 256～25，1979.
- 5) 日本鉄道施設協会；耐震設計指針（案）解説；pp. 5～54，1983.
- 6) 建設省土木研究所・（財）先端建設技術センター・（株）奥村組・鹿島建設（株）・（株）鴻池組・清水建設（株）・大成建設（株）・飛鳥建設（株）・（株）間組・（株）フジタ；地下構造物の耐震設計技術に関する研究 平成2年度共同研究報告書，1991

（1992年1月20日受付）