

地盤剛性急変部の線状地中構造物の地震時応力評価法

EVALUATION OF INDUCED STRESS BY EARTHQUAKE IN THE UNDERGROUND STRUCTURES LAID THROUGH DIFFERENT GROUND RIGIDITY

竹内 幹雄*・高橋 忠**・元山 宏***・渡辺 啓行****

By Mikio TAKEUCHI, Tadashi TAKAHASHI, Hiroshi MOTOYAMA
and Hiroyuki WATANABE

This paper presents a practical evaluation method with respect to the stress of underground structures laid through two different ground rigidity during earthquake.

In this method, considering the effect of each ground of surface layer under the elastic wave theory, the ground displacement in the horizontal direction is obtained. Displacement, axial force and bending moment of the structure are analyzed by applying the seismic deformation method.

Additionally, we discuss herein the earthquake behavior in the homogeneous or inhomogeneous ground and the relation between the apparent propagation velocity of the input earthquake motion and the strain of the surface layer where two different soils are existing.

Keywords: underground structure, seismic deformation method seismic, response analysis, different ground rigidity

1. はじめに

線状地中構造物は、供給・処理システム、情報・通信システム、交通システムなど主要な部分に数多く利用されており、機能上耐震安全性の確保が不可欠である。線状構造物の地震時挙動を支配する要因には、地震動の特性、地盤構造、構造物の特性などが挙げられる。宮城県沖地震や日本海中部地震などでの線状構造物の震害調査¹⁾では、被害の程度は地盤の不均一性(表層厚や地盤剛性の変化)と最も密接に関係しているとの結果が出されている。一般の耐震設計指針^{2),3)}では、地震動を表面波動や位相差をもつ実体波動と考え、均質な地盤中に発生するひずみについて検討されており、不均一な地盤に発生するひずみについてはあまり検討されていない。不均一な地盤に生じるひずみの算定手法を述べているものとしては、「ガス導管耐震設計指針」⁴⁾がある。同指針では、表層厚が急変する部分の地盤ひずみを、水平方向の連成効

果がない2層地盤にモデル化し、正弦波状の進行波が伝播するものとして導かれている。このように、構造物に対する地盤の不均一性の影響を実験および解析にて定量的に評価した既往の研究^{5)~7)}は少なく、不均一地盤の地震時挙動の把握や線状構造物に適用すべき耐震設計法の確立は今後の重要な課題の1つである。

不均質な地盤の地震時挙動の解明に参考となる実験例としては、著者らの数名が参加して行った地盤剛性急変部の模型振動実験^{8),9)}が挙げられる。この実験結果より、トンネルの挙動は周辺地盤の動きに支配されることやトンネルの最大ひずみは剛性急変部付近に発生することなど設計に有用な多くの資料が得られている。

本文では、まず最初に、入力地震動の見掛けの伝播速度が地盤剛性急変部の地盤ひずみに与える影響について検討を行った。その結果より、実設計レベルでの地盤剛性急変部の入力地震動としては、見掛けの伝播速度が無限大となる同位相の実体波を採用すれば十分であることがわかった。さらに、上記実験結果等をふまえた線状地中構造物の地盤剛性急変部での実用的な地震時応力算定手法の提案を行った。本手法は、波動方程式より不均質地盤の連成効果を考慮した地盤変位を固有関数で表わし、これを応答変位法に適用することで対象構造物の変位および断面力を解析的に算定するものである。構造物

* 正会員 工修 技術士 (株)奥村組技術開発部
(〒107 港区元赤坂1-3-10)

** 正会員 (株)奥村組技術開発部 (同上)

*** 日本道路公団東京第二管理局谷和原管理事務所 所長
(元・東京湾横断道路(株) 設計部 設計第1課長)

**** 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科
(〒338 浦和市下大久保255)

のモデル化には、地盤剛性急変部に設けられる継手が評価できるように部分的に剛性の異なる層を適用している。地震動の作用方向としては、線状構造物に対し軸方向と軸直角方向とし、算定式は各方向に対し別々に求める。最後に、上記模型振動実験より得られた地盤の変位およびトンネルのひずみと本手法より求められる計算結果との比較を行い本手法の適用性について報告する。

2. 地盤剛性急変部の入力地震動の影響

線状地中構造物の地震時ひずみを支配するのは、軸方向に沿った地盤の相対変位である。既往の指針等では、均質な地盤中において相対変位が生じる原因として、ラブ波やレーリー波のような表面波動の伝播や、位相差をもち基盤より入射する実体波動の伝播の影響が示されている。水平方向に地盤剛性が急変する場所に埋設される構造物の変形の原因としては、波動の伝播によるものや各地盤の変位振幅の差異により発生するものなどが挙げられる。しかし、地震動が伝播性であることは一般的に認められた事実であり観測事例も存在するが、地震動の伝播速度の定量的な説明はいまだ十分でないとされている。

ここでは、見掛けの伝播速度が無限大となる同位相入力時や工学的に考えられる伝播速度をパラメーターとし、剛性急変部を含む地盤に対し下記に示す2つの検討を行った。

- ① 地盤剛性急変部の有無による地盤ひずみの違い。
- ② 地盤剛性急変部における伝播速度の影響。

検討は、東京湾横断道路・浮島取付斜路部の地盤剛性急変部(実構造物)を対象とし、二次元FEMによる解析を行った。Fig. 1に示す解析モデルの境界条件は、側方を水平ローラー支持とし、基盤を剛基盤とした。モデル1は、基盤上に沖積粘土(Soil. 2)のみが存在する均質地盤であり、モデル2は、基盤上に改良土(Soil. 1)と沖積

Table 1 Material properties.

	Soil. 1 (Improved soil)	Soil. 2 (alluvial clay)
Unit weight γ (gf/cm ³)	1.45	1.45
Shear modulus G (kgf/cm ²)	3400.0	120.0
Poisson ratio ν	0.45	0.45
Damping constant h	0.08	0.08
Shear wave velocity V_s (m/s)	480.0	90.0

粘土(Soil. 2)とが存在し、地盤剛性比 $G_1/G_2=28$ の剛性急変部を有するモデルである。Table 1に地盤物性値を示す。解析に用いる入力地震動は、両モデルに対し共振正弦波(入力加速度: 100 gal)が基盤上を見掛けの伝播速度 c (m/s) で伝わる進行波(実体波)とした。解析は、剛性急変部を含む地盤の基本的な振動特性を解明するために線形解析で行った。

また、地盤の剛性差の影響をみるため、改良土のせん断剛性を沖積粘土の2倍、10倍と変化させたときの検討も同時に行った。

(1) 地盤剛性急変部の有無による違い

Fig. 2には、軸直角方向(Y方向)加振時に発生した地表面の最大ひずみの比較を示し、Fig. 3には、軸方向(X方向)加振時の最大ひずみの比較を示す。

同図より、モデル1の地盤ひずみは $c=500$ m/s以上になると急激に減少するが、モデル2(特に、軸直角方向加振時)では伝播速度が大きくなるにつれ増加する傾向を顕著に示している。

モデル1の最大ひずみが伝播速度 $c=500$ m/sのときに発生する理由としては、 $c=500$ m/sの伝播速度の波長がモデル長($L=250$ m)に対し $L/2$ となり、また側方境界条件を水平自由としたため、地表面の加速度応答分

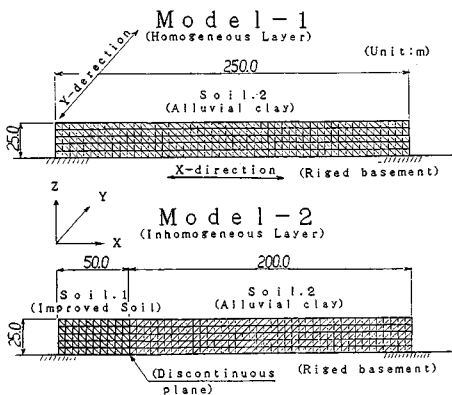


Fig. 1 Analytical model.

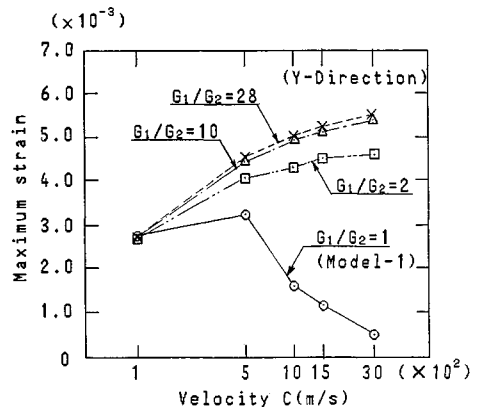


Fig. 2 Comparison of ground strain between Model-1 and Model-2 in Y-direction.

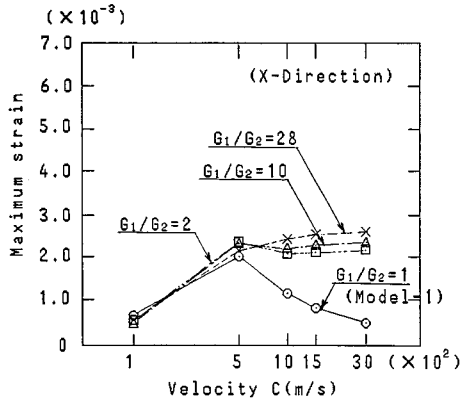


Fig. 3 Comparison of ground strain between Model-1 and Model-2 in X-direction.

布がモデル中央を軸とし側方端部で最大となるような逆対称モード形となるためであり、それ以上の伝播速度に対し地盤ひずみは減少する。

同位相入力時の地盤変位は、急変部より沖積粘土層側へ急激に増加する距離で一樣地盤の応答値に収束するような分布形状を示す。これに対し、位相差入力時の地盤変位は急変部より正弦的な分布形となり、急変部から離れるにつれ同位相時の応答値を下回り、急変部の地盤ひずみは減少する。そのため、モデル-2の地盤ひずみは伝播速度の増加に伴い大きくなる結果を示すこととなる。

軸方向・軸直角方向加振時とも、地盤のひずみは $c = 100 \text{ m/s}$ を除きモデル-2の方がモデル-1より明らかに大きくなっている。すなわち、上記結果は地盤剛性急変部を有する不均質地盤の方が均質地盤より耐震上弱点となり得ることを示している。

(2) 地盤剛性急変部における伝播速度の影響

モデル-2において、入力地震動が同位相の場合と位相差入力の場合とによる地盤の発生ひずみの違いを Fig. 4 に示す。同図より、地盤ひずみは、軸方向・軸直角方向加振時とも伝播速度の増大するにつれ大きくなり同位相入力時の地盤ひずみに近づく結果となった。

観測事例^{10),11)}によると、地震動の見掛けの伝播速度は、一般に 2~3 km/s 以上との実測値が得られている。Fig. 4 では、波動の伝播速度を 2~3 km/s としたときの地盤ひずみと同位相時との差は 1 割程度であり、大きな違いは生じていない。すなわち、地盤の剛性が急変する地点の入力地震動としては、波動伝播の定量的な問題が解明されるまで、構造物の安全性を考慮し同位相 (伝播速度: $c \rightarrow \infty \text{ m/s}$) の実体波を採用すれば十分であるといえる。

Fig. 5 には、同位相入力時の発生ひずみが地盤剛性比

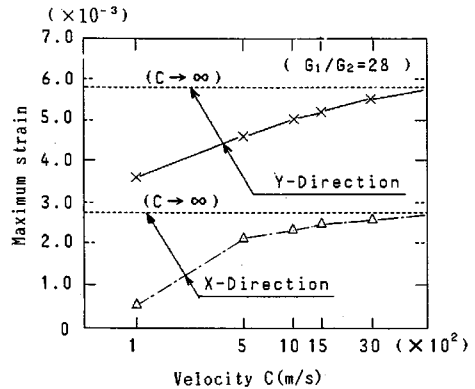


Fig. 4 Relation between ground strain and apparent propagation velocity of Model-2.

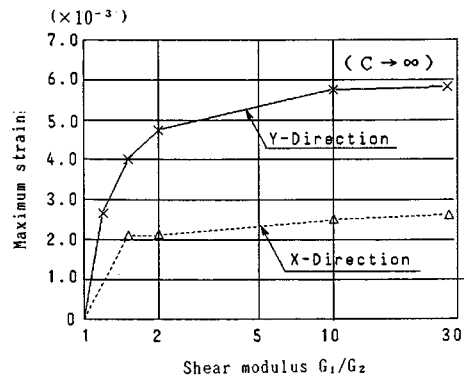


Fig. 5 Relation between ground strain and shear modulus ratio of Model-2.

にどの程度影響されるかを示す。同図では、地盤の剛性比が 28 倍から 2 倍に変化しても発生ひずみの差は約 2 割であり、地盤の不均質性によって発生する地盤ひずみが大きいことを示している。さらに、Fig. 2, 3 と同時に見比べると、同位相入力時のモデル-2の地盤ひずみは、位相差入力時 (伝播速度 1 km/s 以上) の均質地盤での地盤ひずみに対し、剛性比に関係なく 2 倍以上の値を示している。これは、剛性比 (G_1/G_2) が 2 倍程度変化する不均質地盤では、波動の伝播により発生する地盤ひずみより、地盤の不均質性により発生する地盤ひずみが大きいことを示している。

3. 地震時応力算定式の誘導

現在、地盤剛性急変部を通過する地中構造物の地震時応力を求める手法としては、FEM による解析や田村らにより提案された解析手法¹²⁾等が挙げられる。両手法では、地盤などの離散化に伴う計算精度・時間の影響により、解析領域の制限を受けやすくなる。本算定式では、

剛性が変化する地盤の変位を固有関数にて表現することにより、境界の影響が少ない範囲まで解析領域を容易に広げることができる。地盤変位の固有関数は、波動方程式を満足するように、均質地盤の固有関数¹³⁾から地盤剛性が異なる2層系へと拡張することで求められる。地盤変位は、この固有関数を時刻歴応答計算(モード解析法)に適用して求める。さらに、線状構造物の変位および断面力は、上記地盤変位を用いて応答変位法により求めることができる。

ここでは、剛な基盤上に層厚 H をもち水平方向(X 方向)に地盤剛性が急変する Fig. 6 に示すモデルを考える。地盤は、深さ(Z 方向)と奥行き(Y 方向)に対し一様とし、 $X=0$ で剛性変化点を有する。線状構造物は X 方向に埋設されるものとする。入力地震動は、前章の検討結果から、軸方向(X 方向)と軸直角方向(Y 方向)との2方向の加振に対し基盤より同位相で入射する実体波とする。

(1) 軸直角方向加振時の地盤変位の算定式

Y 方向に対しすべてが一様で変化しないと仮定すると、 Y 方向に対する各層($j=1,2$)の運動方程式は式(1)となる。

$$\rho_j \frac{\partial^2 (v_j + vg)}{\partial t^2} = G_j \left[\frac{\partial^2 v_j}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_j}{\partial z^2} \right] \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 v_j : 第1層 (Soil. 1), 第2層 (Soil. 2) の Y 方向相対変位, vg : Y 方向の地動変位, G_j : せん断弾性係数, ρ_j : 密度である。

なお、以下の誘導は、第1層 ($x < 0$) が第2層 ($x > 0$) に比べ剛性が大きいものとして行う。

境界条件は、式(2), (3), (4) で与えられる。

$$v_1|_{z=0} = v_2|_{z=0} = 0, \quad \frac{\partial v_1}{\partial z} \Big|_{z=H} = \frac{\partial v_2}{\partial z} \Big|_{z=H} = 0 \dots\dots (2)$$

$$v_1|_{x=0} = v_2|_{x=0}, \quad G_1 \frac{\partial v_1}{\partial x} \Big|_{x=0} = G_2 \frac{\partial v_2}{\partial x} \Big|_{x=0} \dots\dots (3)$$

$$\frac{\partial v_1}{\partial x} \Big|_{x=-L_1} = \frac{\partial v_2}{\partial x} \Big|_{x=L_2} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

第 j 層 ($j=1,2$) の自由振動解は時間に対し正弦的変

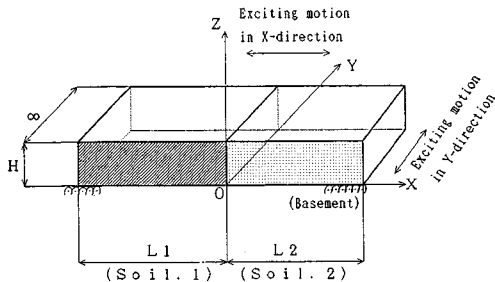


Fig. 6 Mathematical model of inhomogeneous surface layer.

化をするものと仮定し、変数分離を適用すると式(5)で表わせる。

$$v_j(x, z, t) = U_{jn}(x) \cdot W_m(z) \cdot \exp(i\omega t) \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $i = \sqrt{-1}$, ω : 振動系の固有円振動数である。

式(1)の運動方程式に式(5)を代入すると、各層ごとに式(6)の微分方程式が得られる。境界条件を満足する Z 方向の固有関数 $W_m(z)$ は式(7)とする。

$$\omega^2 U_{jn}(x) W_m(z) + VS_j^2 \frac{\partial^2 U_{jn}(x)}{\partial x^2} W_m(z) + VS_j^2 U_{jn}(x) \frac{\partial^2 W_m(z)}{\partial z^2} = 0 \dots\dots\dots (6)$$

$$W_m(z) = a \cdot \sin \gamma_m z, \quad \gamma_m = \frac{2m-1}{2H} \pi \quad (m=1, 2, \dots\dots) \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $VS_j^2 = G_j / \rho_j$ である。

式(7)を式(6)に代入すると、 x 方向のモード関数 $U_j(x)$ に関する微分方程式が得られ、この一般解に境界条件を適用することで、式(8)の特性方程式や Fig. 7 に示す地盤の x 方向の固有モードが式(9), (10) で与えられる。

図に示される層長 (L_1, L_2) は、地中構造物に設けられる継手の位置や、側方の境界条件が着目点付近の構造物の断面力に影響を与えない長さの確保などから決定できるものとする。

$$G_1 \cdot P_{1n} \cdot \tanh P_{1n} L_1 = G_2 \cdot P_{2n} \cdot \tan P_{2n} L_2 \dots\dots\dots (8)$$

$$U_{1n}(x) = a \cdot \frac{\cos P_{2n} L_2}{\cosh P_{1n} L_1} \cdot \cosh (P_{1n} x + P_{1n} L_1) \dots (9)$$

$$U_{2n}(x) = a \cdot \cos (P_{2n} x - P_{2n} L_2) \dots\dots\dots (10)$$

$$P_{1n}^2 = \gamma_m^2 - \frac{\omega^2}{VS_1^2}, \quad P_{2n}^2 = \frac{\omega^2}{VS_2^2} - \gamma_m^2 \quad (n=1, 2, \dots\dots)$$

地盤内の任意点 (x, z) の Y 方向の応答変位は、モードの重ね合わせ法により式(11)で表わせる。ここで、 $U_{jn}(x)$ と $W_m(z)$ は、 $a=1$ で正規化された固有モードを示し、 $Q_{mn}(t)$ は各モードの時間関数を示す。固有モードの直交性として式(12)を得る。

$$v_j(x, z, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} U_{jn}(x) \cdot W_m(z) \cdot Q_{mn}(t) \dots\dots (11)$$

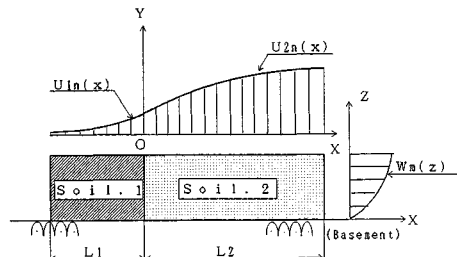


Fig. 7 Fundamental mode of inhomogeneous surface layer.

$$\int_0^h \sin \gamma_m z \cdot \sin \gamma_n z dz = 0 \quad (m \neq n)$$

$$\rho_1 \int_{-L_1}^0 U_{1n}(x) \cdot U_{1m}(x) dx$$

$$+ \rho_2 \int_0^{L_2} U_{2n}(x) \cdot U_{2m}(x) dx = 0 \quad (m \neq n) \dots (12)$$

式(1)の運動方程式に式(11)を代入して、両辺に W_n をかけ $0 \leq z \leq H$ で積分し、さらに両辺に U_{1m}, U_{2m} をかけ $-L_1 \leq x \leq L_2$ で積分すると、固有モードの直交性によって時間関数 $Q_{mn}(t)$ は式(13)となる。

$$\ddot{Q}_{mn} + 2h_{mn}\omega_{mn}\dot{Q}_{mn} + \omega_{mn}^2 Q_{mn} = -\frac{F_{mn}}{M_{mn}} \ddot{y}g(t) \dots (13)$$

$$F_{mn} = \frac{1}{\gamma_m} \cos P_{2n} L_2 \left\{ \frac{\rho_1}{P_{1n}} \tanh P_{1n} L_1 + \frac{\rho_2}{P_{2n}} \tan P_{2n} L_2 \right\}$$

$$M_{mn} = \frac{1}{4} H \cos^2 P_{2n} L_2 \left\{ \frac{\rho_1 L_1}{\cosh^2 P_{1n} L_1} + \frac{\rho_2 L_2}{\cos^2 P_{2n} L_2} + \frac{\rho_1}{P_{1n}} \tanh P_{1n} L_1 + \frac{\rho_2}{P_{2n}} \tan P_{2n} L_2 \right\} \dots (14)$$

ここに、 $\ddot{y}g(t)$: Y 方向の地動加速度、 F_{mn}/M_{mn} : 各モードに関する刺激係数、 h_{mn} : 各モードの減衰定数、である。

Fig. 8 には、Fig. 1 の解析モデル(モデル-2)に対し、FEM 解析結果と式(11)の計算結果との応答値の比較を示しており、両者がほぼ一致しているのがわかる。ただし、算定結果では6次モードまで考慮しており、減衰定数は各固有振動数にかかわらず $h_{mn} = 0.08$ とした。

(2) 軸方向加振時の地盤変位の算定式

軸方向 (X 方向) 加振時の運動方程式は、均質弾性体の運動方程式において Z 方向変位が微小で $w = 0$ と仮

定すれば式(15)となる。

$$\rho_j \frac{\partial^2 (u_j + ug)}{\partial t^2} = (\lambda_j + G_j) \frac{\partial^2 u_j}{\partial x^2} + G_j \frac{\partial^2 u_j}{\partial z^2} \dots (15)$$

ここに、 u_j : 各層 ($j=1,2$) の X 方向の相対変位、 ug : X 方向の地動変位、 λ : ラメの定数である。

境界条件は式(16), (17), (18)で与えられる。

$$u_1|_{z=0} = u_2|_{z=0} = 0, \quad \frac{\partial u_1}{\partial z} \Big|_{z=H} = \frac{\partial u_2}{\partial z} \Big|_{z=H} = 0 \dots (16)$$

$$u_1|_{x=0} = u_2|_{x=0}, \quad \frac{\partial u_1}{\partial x} \Big|_{x=-L_1} = \frac{\partial u_2}{\partial x} \Big|_{x=L_2} = 0 \dots (17)$$

$$(\lambda_1 + 2G_1) \frac{\partial u_1}{\partial x} \Big|_{x=0} = (\lambda_2 + 2G_2) \frac{\partial u_2}{\partial x} \Big|_{x=0} \dots (18)$$

第 j 層 ($j=1,2$) の自由振動解は、軸直角方向加振時と同様に変数分離を適用し、式(15)の運動方程式より、式(19)の特性方程式および(20), (21)の固有関数が求まる。 Z 方向の固有関数は式(7)とする。

$$(\lambda_1 + 2G_1) \cdot P_{1n} \cdot \tanh P_{1n} L_1 = (\lambda_2 + 2G_2) \cdot P_{2n} \cdot \tan P_{2n} L_2 \dots (19)$$

$$U_{1n}(x) = a \cdot \frac{\cos P_{2n} L_2}{\cosh P_{1n} L_1} \cdot \cosh (P_{1n} x + P_{1n} L_1) \dots (20)$$

$$U_{2n}(x) = a \cdot \cos (P_{2n} x - P_{2n} L_2) \dots (21)$$

ここに、

$$P_{1n}^2 = \frac{V_{S1}^2}{V_{P1}^2} \cdot \gamma_m^2 - \frac{\omega^2}{V_{P1}^2}, \quad P_{2n}^2 = \frac{\omega^2}{V_{P2}^2} - \frac{V_{S2}^2}{V_{P2}^2} \cdot \gamma_m^2$$

$$V_{Pj}^2 = (\lambda_j + G_j) / \rho_j, \quad V_{Sj}^2 = G_j / \rho_j \quad (\text{ただし, } V_{S1} > V_{S2})$$

第 j 層 ($j=1,2$) の X 方向の応答変位は、モードの重ね合わせ法が適用できるものとし、式(22)で表わす。

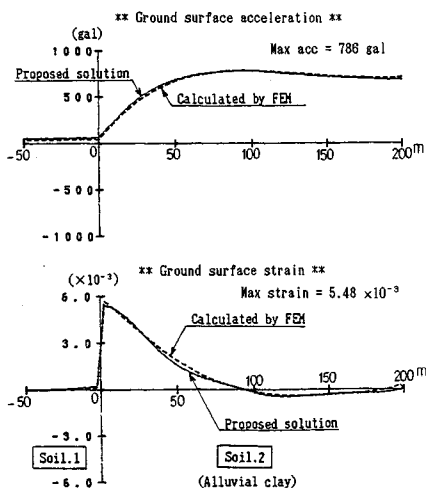


Fig. 8 Comparison with proposed solution and calculated by FEM in Y -direction.

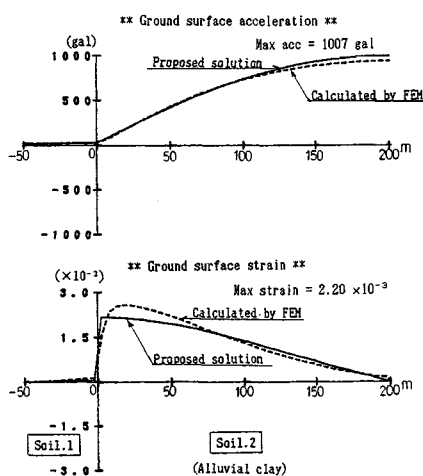


Fig. 9 Comparison with proposed solution and calculated by FEM in X -direction.

$$u_j(x, z, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} U_{jn}(x) \cdot W_m(z) \cdot Q_{mn}(t) \dots\dots (22)$$

以後の誘導は、式(12)の固有モードの直交性等を利用することで軸直角方向加振時の算定式と同等な式を導くことができるためここでは省略する。なお、式(22)より求められる地盤変位やひずみは、水平方向にのみ自由度をもたせたときのFEM解析結果と一致しており、ここでは、Z方向(鉛直)の自由度をもたせた2自由度系のFEM解析結果(Fig. 1の解析モデル使用)との比較を行い、その結果をFig. 9に示す。同図より、軸直角方向と同様に両者が良く一致していることがわかる。ただし、算定結果は2次モードまで考慮した値を用いている。

(3) 応答変位法の適用

a) 軸直角方向(Y方向)加振時の算定式

各層(j=1,2)に対し弾性床に支持されたはりのつり合い方程式は式(23)となる。

$$(EI)_j \frac{d^4 v_{Bj}}{dx^4} = P_j(x) - k_{vj} \cdot v_{Bj} \dots\dots (23)$$

ここに、 v_{Bj} : はりの軸直角方向変位、 $(EI)_j$: はりの曲げ剛性、 k_{vj} : 地盤の軸直角方向ばね定数である。

式(11)で求められる任意の深さにおける地盤の軸直角方向変位を $v_j(x)$ とおくと、 $P_j(x) = k_{vj} \cdot v_j(x)$ となる。

式(23)の微分方程式の解は式(24)となる。

上式より求まる地盤と構造物との変位関係を Fig. 10 に示す。

$$\begin{aligned} v_{B1}(x) &= A_1 e^{\beta_1 x} \sin \beta_1 x + B_1 e^{\beta_1 x} \cos \beta_1 x \\ &+ C_1 e^{-\beta_1 x} \sin \beta_1 x + D_1 e^{-\beta_1 x} \cos \beta_1 x \\ &+ \frac{4\alpha_1 \beta_1^4}{P_{1n}^4 + 4\beta_1^4} \cosh(P_{1n}x + P_{1n}L_1) \\ v_{B2}(x) &= A_2 e^{\beta_2 x} \sin \beta_2 x + B_2 e^{\beta_2 x} \cos \beta_2 x \\ &+ C_2 e^{-\beta_2 x} \sin \beta_2 x + D_2 e^{-\beta_2 x} \cos \beta_2 x \\ &+ \frac{4\alpha_2 \beta_2^4}{P_{2n}^4 + 4\beta_2^4} \cos(P_{2n}x - P_{2n}L_2) \dots\dots (24) \end{aligned}$$

ここに、 $\beta_j = \sqrt[4]{(k_{vj}/4(EI)_j)}$ である。

境界条件は、はり両端部を自由とし、層境界部での変位・断面力の連続性より下式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 v_{B1}}{\partial x^2} \Big|_{x=-L_1} = \frac{\partial^2 v_{B2}}{\partial x^2} \Big|_{x=L_2} = 0 \\ \frac{\partial^3 v_{B1}}{\partial x^3} \Big|_{x=-L_1} = \frac{\partial^3 v_{B2}}{\partial x^3} \Big|_{x=L_2} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (25)$$

$$v_{B1}|_{x=0} = v_{B2}|_{x=0}, \quad \frac{\partial v_{B1}}{\partial x} \Big|_{x=0} = \frac{\partial v_{B2}}{\partial x} \Big|_{x=0} \dots\dots (26)$$

$$(EI)_1 \frac{\partial^2 v_{B1}}{\partial x^2} \Big|_{x=0} = (EI)_2 \frac{\partial^2 v_{B2}}{\partial x^2} \Big|_{x=0} \dots\dots (27)$$

$$(EI)_1 \frac{\partial^3 v_{B1}}{\partial x^3} \Big|_{x=0} = (EI)_2 \frac{\partial^3 v_{B2}}{\partial x^3} \Big|_{x=0} \dots\dots (28)$$

式(24)の未知係数 $A_1 \sim D_2$ は、上記境界条件を代入す

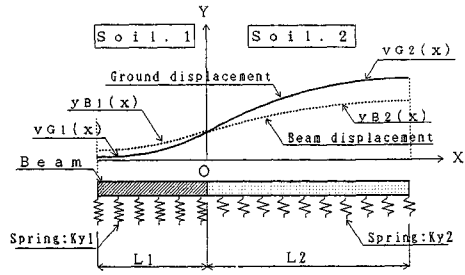


Fig. 10 Displacement of Ground and beam.

れば決定できる。

ここで、

$$\{X\} = \{A_1 \ B_1 \ C_1 \ D_1 \ A_2 \ B_2 \ C_2 \ D_2\}^T$$

とおくと、未知係数 $A_1 \sim D_2$ は式(29)より求まる。

$$[K]\{X\} = \{P\} \text{より} \{X\} = [K]^{-1}\{P\} \dots\dots (29)$$

はりに発生する曲げモーメントおよびせん断力は、式(24)を X に関し2階および3階微分することにより求められる。

b) 軸方向(X方向)加振時の算定式

軸方向加振時のはりのつり合い方程式は、式(30)となる。

$$(EA)_j \frac{d^2 u_{Bj}}{dx^2} = k_{xj} \cdot u_{Bj} - P_j(x) \dots\dots (30)$$

ここに、 u_{Bj} : はりの軸方向変位、 $(EA)_j$: はりの軸剛性、 k_{xj} : 地盤の軸方向ばね定数、 $P_j(x)$: はりに作用する外力であり $P_j(x) = k_{xj} \cdot u_j(x)$ 、 $u_j(x)$: 式(22)で求まる地盤の軸方向変位、である。

式(30)の微分方程式の解は、軸直角方向加振時と同様に各j層(j=1,2)に対し式(31)となる。

$$\begin{aligned} u_{B1}(x) &= A_1 \cdot \cosh \lambda_1 x + B_1 \cdot \sinh \lambda_1 x \\ &+ \frac{\alpha_1 \lambda_1^2}{P_{1n}^2 - \lambda_1^2} \cosh(P_{1n}x + P_{1n}L_1) \\ u_{B2}(x) &= A_2 \cdot \cosh \lambda_2 x + B_2 \cdot \sinh \lambda_2 x \\ &+ \frac{\alpha_2 \lambda_2^2}{P_{2n}^2 - \lambda_2^2} \cos(P_{2n}x - P_{2n}L_2) \dots\dots (31) \end{aligned}$$

ここに、 $\lambda_j = \sqrt{(k_{xj}/(EA)_j)}$ である。

$A_1 \sim B_2$ は式(32)、(33)で示す境界条件より求まる未知係数であり、式(34)にまとめて示す。

$$(EA)_1 \frac{\partial u_{B1}}{\partial x} \Big|_{x=0} = (EA)_2 \frac{\partial u_{B2}}{\partial x} \Big|_{x=0} \dots\dots (32)$$

$$u_{B1}|_{x=0} = u_{B2}|_{x=0}, \quad \frac{\partial u_{B1}}{\partial x} \Big|_{x=-L_1} = \frac{\partial u_{B2}}{\partial x} \Big|_{x=L_2} = 0 \dots\dots (33)$$

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{1}{\xi_1} \{ \xi_1 (P_{1n} \cdot \sinh \gamma_1 + \eta \cdot \lambda_2 \cdot \cosh \gamma_1 \cdot \tanh \lambda_2 L_2) \\ &+ \eta \xi_2 (P_{2n} \cdot \sin \gamma_2 + \lambda_2 \cdot \cos \gamma_2 \cdot \tanh \lambda_2 L_2) \} \end{aligned}$$

$$A_2 = \frac{1}{\xi_1} \{ \xi_1 (P_{1n} \cdot \sinh \gamma_1 - \lambda_1 \cdot \cosh \gamma_1 \cdot \tanh \lambda_1 L_1) + \xi_2 (P_{2n} \cdot \eta \cdot \sin \gamma_2 - \lambda_1 \cdot \cos \gamma_2 \cdot \tanh \lambda_1 L_1) \}$$

$$B_1 = A_1 \cdot \tanh \lambda_1 L_1, \quad B_2 = -A_2 \cdot \tanh \lambda_2 L_2 \quad \dots (34)$$

ここに、

$$\gamma_1 = P_{1n} L_1, \quad \gamma_2 = P_{2n} L_2$$

$$\xi_1 = \frac{\alpha_1 \lambda_1^2}{P_{1n}^2 - \lambda_1^2}, \quad \xi_2 = \frac{\alpha_2 \lambda_2^2}{P_{2n}^2 + \lambda_2^2}, \quad \eta = \frac{(EA)_2}{(EA)_1}$$

$$\xi_1 = \lambda_1 \cdot \tanh \lambda_1 L_1 + \eta \cdot \lambda_2 \cdot \tanh \lambda_2 L_2$$

である。

はりの軸力は、式(31)の $u_{B1}(x)$, $u_{B2}(x)$ を x に関して微分することにより求められる。

以上より、水平方向に地盤剛性の異なるモデルを対象に、線状構造物の変位および断面力を比較的簡単な式で求めることができた。さらに、水平方向に多数の不均質性を有する地盤モデルに対しても、各地盤の運動方程式およびつり合い方程式を立て境界条件を満足する式を導くことで算定式を求めることができる。

4. 地震時応答算定式の有効性

3. で提案した算定式の有効性を検証するため、前記した模型振動実験^{8),9)}より得られた地表面加速度応答値やトンネルの発生ひずみを用いて、算定式(11), (22), (24), (31)より求められる算定結果との比較を行った。また、上記模型振動実験のシミュレーションを目的に実施した三次元 FEM 解析結果との比較も同時に示した。

模型振動実験は、軸方向に剛性が急変する地盤内に埋設されたトンネルの地震時挙動の把握とその急変部のトンネル剛性を一部低減した場合の地震時挙動の把握とを目的に行われた。この剛性低減部は、地盤剛性急変部のトンネルに発生する断面力を低減することを目的に設置される継手の効果を見るためのものである。

実験は、東京湾横断道路・浮島取付斜路部末端の 1/50 の模型を使い、トンネルのない地盤のみのケース (モ

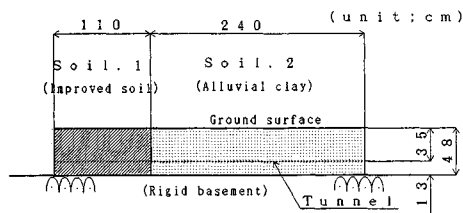


Fig. 12 Analytical model for comparing proposed solution with experimental results.

Table 2 Material properties.

		モデル-1	モデル-2	モデル-3
Soil 1 (Improved soil)	γ_1 gf/cm ³	1.47	1.48	1.48
	G_0 kgf/cm ²	290	1060	1005
Soil 2 (Alluvial clay)	γ_2 gf/cm ³	1.40	1.41	1.42
	G_0 kgf/cm ²	20	36	44
Soil 3 (Diluvial clay)	γ_3 gf/cm ³	1.43	1.42	1.42
	G_0 kgf/cm ²	224	123	107
Tunnel	E Itf·m ²		34.0	
	EA Itf			4.9×10^3

ル1)、トンネルを設置したケース (モデル2)、急変部のトンネル剛性を低減したケース (モデル3) の3ケースについて行われた。図-11はモデル2の供試体を示し、地盤はトンネル下端より上部を沖積粘土層、下部を洪積粘土層とした。

(1) 解析条件

提案式による解析では、実験ケースに対応し Table 2 の地盤物性値を用いる。解析モデルを Fig. 12 に示す。解析では洪積粘土層を基盤とした一層地盤とするため、Fig. 13 に示すせん断形地盤モデルを用いて、実験結果の地表面変位振幅と洪積層上部との相対変位を解析モデルの一層地盤の地表面変位振幅と等しくするように入力変位振幅を実験ケースごとに設定した。

(2) 地表面加速度応答

Fig. 14, Fig. 15 は、模型振動実験(モデル1；地盤のみ)の正弦波加振時(共振振動数, 30 gal 入力)の地表面加速度応答値と算定式より求められた加速度応答値との比較を示す。実験結果は地表面加速度と洪積粘土層上部境界面との相対加速度を用いており、算定結果との比較は最大加速度発生時刻での地表面加速度分布で行った。

Fig. 14 は軸直角方向加振時の比較を示し、同図より、境界部付近の地表面加速度勾配を見比べれば、算定結果と実験結果とがほぼ一致していることがわかる。ただし、実験値での改良土層地表面の相対加速度は 20 gal~30 gal を示しているのに対し、算定結果ではほとんど 0 である。これは、実験では改良土回りに沖積粘土層が存在するため改良土がこれに追従して加速度を増幅されたのに対し、提案手法では軸直角方向に改良土が一様に存在

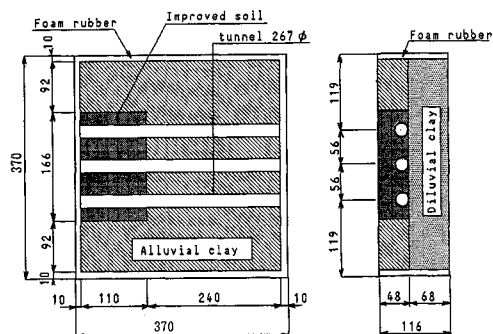


Fig. 11 Model of tunnel and ground (Model-2).

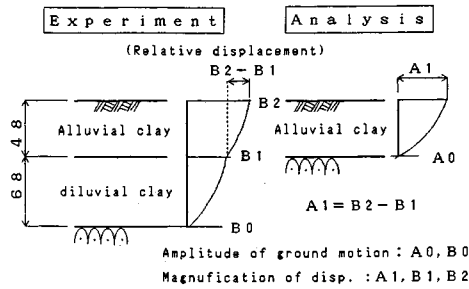


Fig. 13 Calculative model correcting for input ground motion.

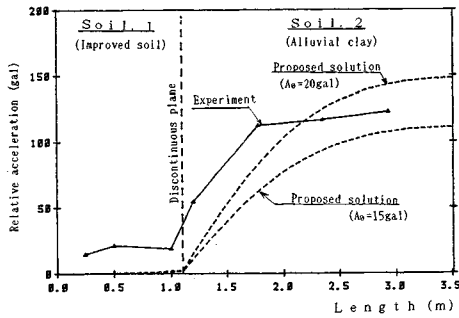


Fig. 14 Comparison of ground surface acceleration in Y-direction.

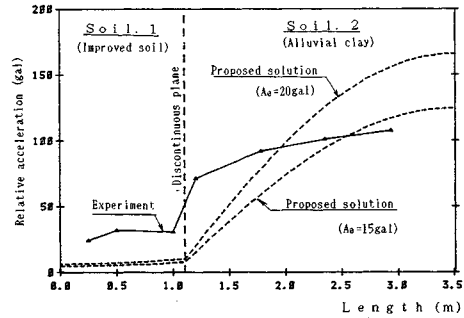


Fig. 15 Comparison of ground surface acceleration in X-direction.

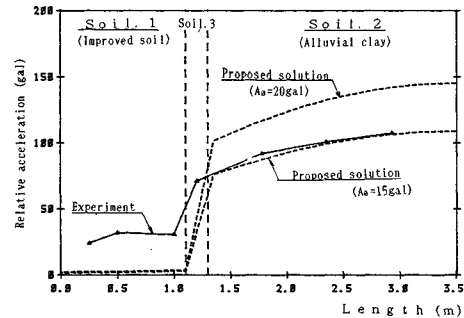


Fig. 16 Comparison of surface acceleration on ground which has soil.3 medium.

するとしているため加速度に相対差が生じなかったと考えられる。

Fig. 15は軸方向加振時の地表面加速度分布を示す。同図より、境界部付近の加速度勾配が実験値と算定結果ではかなり異なっていることがわかる。

軸方向加振時における実験値と算定結果との差異の原因として、改良土と沖積粘土との地盤剛性差に起因する剥離、境界部付近の地盤の非線形性の影響等の要因が推察されるが、ここでは、境界部に地盤剛性の低い第3層目の薄層（以降、境界層）を設けたモデルにて解析し、実験値との比較を行った。

境界層は、層長を $L_2=20$ cm とし、せん断剛性を沖積粘土層の1/10とした。その解析結果と実験値との比較を Fig. 16 に示す。同図より、15 gal 入力時の加速度分布は比較的实验値と似ており、モデル1の模型実験では地盤の非線形性や層境界部の剥離等による影響がでている可能性も考えられる。

(3) トンネルに発生したひずみ

模型振動実験（モデル2；地盤+トンネル）の正弦波加振時（共振振動数、30 gal）に、トンネルに発生した軸および曲げひずみと提案手法より求められるひずみとの比較を、軸直角方向加振時について行う。軸直角方向の地盤ばね定数は、各層に対し $k_{yy}=6G_j(j=1,2)$ とする。

G_j は第j層のせん断弾性係数を示す。Fig. 17に、本手法により算定したトンネルの変位および断面力を示す。

Fig. 18は、算定結果と実験結果およびFEM解析結果との比較を示す。Fig. 17より、地盤とトンネルの変位はほぼ等しい分布形状を示しており、地盤のひずみおよびトンネルの曲げモーメントは境界部付近で最大値を示している。Fig. 18では、提案手法による結果は三次元FEMの解析結果とほぼ一致しており、実験値に対しても地盤の非線形性等の影響と考えられる境界部付近の勾配の緩急を除いて比較的一致する分布形状を示すことがわかる。

(4) 剛性低減部の設置

模型振動実験（モデル3）は、境界部付近の幅5cmのトンネル剛性を軸剛性で約60%、曲げ剛性で約40%低減させて行われた。ここでは、正弦波加振時（共振振動数、30 gal 入力）の実験より得られたトンネルのひずみと本手法による算定結果との比較を示す。

トンネルの剛性低減部が考慮できる算定式の誘導は、トンネルを3要素に分割し中間要素を剛性低減部材とする。トンネルの変位や断面力は、各要素に対し式(24)、(31)を求め、境界条件を代入することで求められる。

軸直角方向加振時の解析は、2層モデルで、入力振幅を20 galで行った。軸方向の解析は、地盤の非線形性を

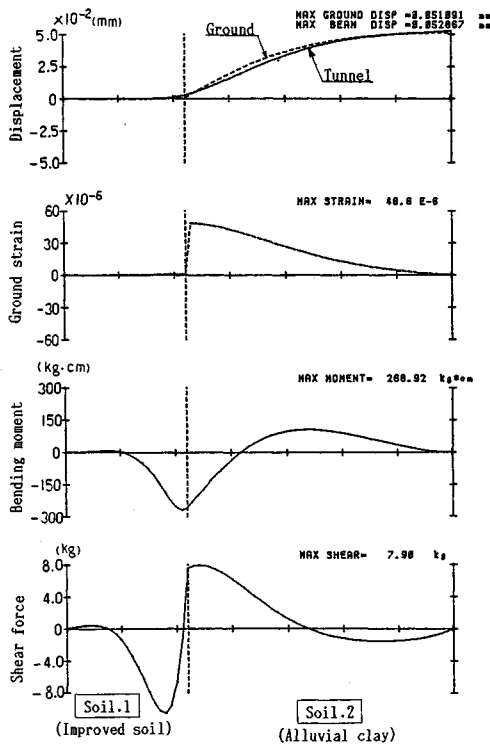


Fig. 17 Displacement and stress of beam in Y-direction.

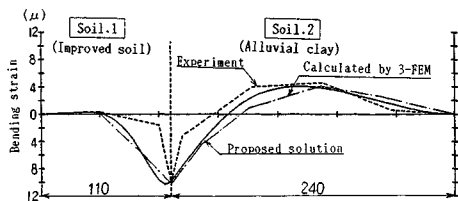


Fig. 18 Comparison of bending strain of Model-II.

考慮し、境界層を設けた3層モデルで行い、入力加速度は Fig. 16 の地表面加速度の比較で実験結果と一致している 15 gal とする。地盤ばね定数は、軸直角方向で $k_{vj} = 6G_j$ 、軸方向で $k_{vj} = 1G_j$ とした。 G_j は各層 ($j=1,2$) のせん断弾性係数である。

Fig. 19 は軸直角方向加振時の曲げひずみ分布の比較を示す。同図より、算定結果は実験結果および三次元 FEM 解析結果とほぼ同じ分布形状を示している。

Fig. 20 は軸方向加振時の軸ひずみ分布の比較を示す。同図より、算定結果は三次元 FEM 解析結果と比較的一致している。しかし、実験結果とは、同じ分布形状を示しているが、ひずみの絶対値に多少差異が生じている。この原因としては、層境界部付近の地盤の強い非線形性や実験での軸方向に関するトンネルと地盤との付着や解

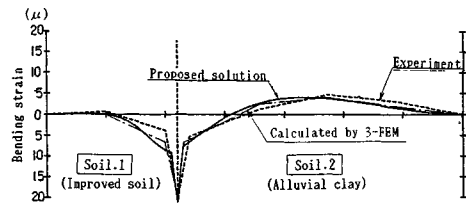


Fig. 19 Comparison of bending strain of Model-III.

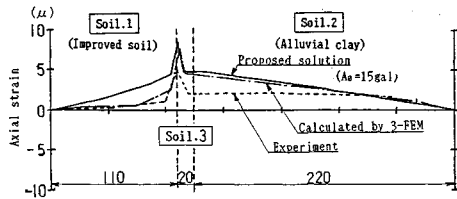


Fig. 20 Comparison of axial strain of Model-III.

析でのばね定数の設定などが影響しているものと考えられ、今後解明できるものと推察される。

また、Fig. 19 と Fig. 20 との比較より、実験結果および算定結果とも曲げひずみは軸ひずみより大きな値を示している。このような観測事例¹⁴⁾もあり、本対象トンネルのような比較的大断面を有する地中構造物の設計では、軸方向加振時とともに軸直角方向加振時の検討も同時に行う必要があることを示している。

以上より、3. で提案した算定式が設計に適用できることが確認できた。

5. まとめ

不均質地盤となる地盤剛性急変部を対象に、線状地中構造物の実用的な地震時応力算定式の提案をし、模型振動実験結果および三次元 FEM 解析結果との比較を行い、算定式の有効性を検証した。それらの比較から、軸直角方向に関して3つの結果はよく一致しており、軸方向に関して三次元 FEM 解析結果とほぼ同じ結果を示しており、実験結果とも定性的な面で十分評価することができた。今後、多く実験結果との比較検討を進めていくとともに、現実問題への対応を計るため、地盤の非線形性や深さ方向に多層地盤を有するモデルの取扱い、線形的に地盤剛性が変化する場合の検討、さらに軸方向加振時に地盤の上下動変位を微小とすることが許容される範囲の確認などを解析等を通し明確にすることで、十分実設計に適用できるものと考えられる。

以下に本文での検討結果をまとめて示す。

(1) 均質な地盤の発生ひずみは、見掛けの伝播速度が $c=500$ m/s 以上になると速度の増加につれ減少するが、剛性急変部を有する不均質地盤でのひずみは伝播速

度に比例し増加する。さらに、見掛けの伝播速度 1 km/s 以上になると、地盤剛性比 (G_1/G_2) が 2 倍以上の不均質地盤では、波動の伝播により発生する地盤ひずみより、地盤の不均質性により発生するひずみの方が大きくなる。

(2) 検討結果および地震観測結果などから判断して、地盤の剛性が急変する部分の設計に採用すべき波長(伝播速度)として、無限大の波長をもつ同位相の実体波を採用すれば、約 1 割増しの安全側の値で断面力等を算出することができる。

(3) 本文で誘導した提案式は、水平方向に不均質な地盤を通過する地中構造物に対し、弾性波動論より地盤変位を求め、その変位を応答変位法に代入することで断面力を求めることができる。さらに、本提案式では、FEM 解析のように解析領域の大きさに対し制限を受けず、パソコンレベルで簡単に解を求めることができる。

(4) 本提案式は、模型振動実験結果より得られた地表面加速度応答およびトンネルの発生ひずみとの比較、ならびに、三次元 FEM 解析結果との比較により、十分耐震設計に適用できることが確認できた。

(5) 剛性急変部にトンネル剛性低減部(継手の設置)を設けた場合の発生応力についても、本提案式により簡単に求めることができ、また、実験結果との比較により設計への適用が確認できた。

最後に、本報告にあたり、種々のご指導を頂いた東海大学 久保慶三郎教授に心から感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 西尾宣明：埋設管の地震被害率予測法に関する研究，博士論文，1989.
- 2) 日本水道協会編：水道施設耐震工法指針・解説，1979 年版，pp.76~89，1979.

- 3) 土木学会トンネル工学委員会編：トンネル標準示方書(シールド編)・同解説，1986.
- 4) 日本ガス協会編：ガス導管耐震設計指針，pp.199~217，1982.
- 5) 田村重四郎・西尾宣明・塚本克良：地中埋設管モデルの振動実験，第 14 回地震工学研究発表講演集，pp.193~196，1977.
- 6) 大石 博・関口宏二：埋設管路の地震時ひずみ発生機構に関する二、三の考察，土木学会論文集，No. 350，pp.227~236，1984.
- 7) 秋吉 卓・淵田邦彦・松元和久：地層急変部が埋設管の地震応答に与える影響について，第 18 回地震工学研究発表会講演集，pp.249~252，1985.
- 8) 元山 宏・三木克彦・立石俊一・竹内幹雄：地盤剛性急変部におけるトンネルの模型振動実験，第 20 回地震工学研究発表会講演集，pp.337~340，1989.
- 9) 元山 宏・立石俊一・竹内幹雄ほか：地盤剛性急変部におけるトンネルの地震時挙動確認実験，第 44 回年次学術講演会講演概要集第 1 部，pp.1110~1115，1989.
- 10) O'Rourke, M.J., Bloom, M.C. and Dobry, R.: Apparent Propagation Velocity of Body Waves, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, pp.283~294, October 1982.
- 11) 田村敬一・相沢 興・登日幸治：同時地震観測記録に基づく地震動の伝播速度の検討，第 18 回地震工学研究発表会講演集，pp.85~88，1985.
- 12) 田村重四郎・岡崎孝夫：沈埋トンネルの模型振動実験，第 11 回地震工学研究発表講演集，pp.25~28，1971.
- 13) Morichi, S., Ohmachi, T. and Toshinawa, T.: Vibration Modes Characterized by Love Waves an Elastic Layer Overlying a Rigid Basement, Proc. of JSCE Structural Eng., Vol. 2, No. 1, pp.227~235, April 1985.
- 14) 浜田政則・泉 博允・佐藤誠一：実測および数値解析による沈埋トンネルの地震時応力，第 4 回地震工学研究発表講演集，pp.209~212，1977.

(1989.12.7・受付)