

沈埋トンネルの縦断方向の地震時応力

建設省土木研究所 正員 栗林栄一
 建設省建築研究所 正員 岩崎敏男
 建設省土木研究所 正員 ○川島一彦

1 まえがき

沈埋トンネルは、一般に、軟質な地盤の地表近くに埋設される、幅に対して長さの長い、かつ、周辺の地盤に比較して相対的に軽量の構造物である。このような構造物の長手方向の耐震設計に震度法を適用することは、慣性力が長さに比例して際限なく大きくなるため、困難であると考えられる。米国のバート・トンネルの耐震設計では地盤の変形に着目して、周辺地盤の変形が沈埋トンネルに伝えられ、これによってトンネルに応力が生じるという解析法がとられた。¹⁾

このように、地震時の地盤の変形に基いてトンネルが変形するという解析法を理想的に大別すると次の3種となる。第1は表層地盤の波動の変形モードを仮定して行なう方法²⁾、第2は地表における地震動の観測結果から波動を抽象化して行なう方法³⁾、第3は地盤と構造物を一体化した力学モデルに置き換え、これに対して地震応答解析を適用して行なう方法である。

ここでは、(1)の方法に基づいた地震応答変位振幅を用いた解析法を提案し、この解析法による結果と地震応答解析による結果を数値計算例によって示した。⁴⁾

2 解析法

基盤から上の表層地盤を図1に示すような一様なせん断振動系と置換し、1次振動モードを考える⁵⁾と、地表面での変位振幅は次式で求めることができる。

$$U_h = (4/\pi) \cdot (T/2\pi) \cdot S_v \cdot A_{0h} \quad (1)$$

ここで、 T は基盤から上の表層地盤のせん断振動の固有周期(sec)、 A_{0h} は基盤での水平方向加速度(gal)、 S_v は図2に示す応答速度の基準値(cm/sec/gal)である。

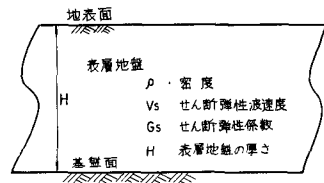
図2は、強震観測によって得られた岩盤上での加速度記録から算出した応答スペクトルを平均して求めたものである。⁶⁾

地盤の平面的な2点間の相対変位を波動として扱い、1組の正弦曲線で表わすと、時間を固定した距離的な変位振幅の分布は次式で表わすことができる。

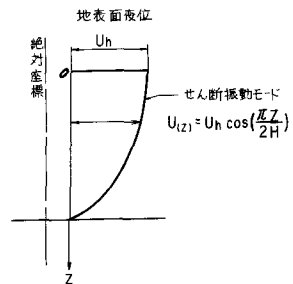
$$U(x) = U_h \cdot \sin(2\pi/L \cdot x + \varphi) \quad (2)$$

ここで、 U_h は上述したせん断振動による地表面の変位振幅(cm)、 L は波動の波長(cm)、 φ は位相(rad)である。

式(2)の波動の進行方向と沈埋トンネルの主軸のなす角度を θ とすると、波動によってトンネルに生ずる軸力 P_{sp} 、曲げモーメント M_{sp} 、せん断力 Q_{sp} は次のようになる。



(a) 表層地盤のモデル化



(b) 表層地盤のせん断振動モード

図-1 表層地盤の一様なせん断振動系への置換

$$P_{a,p} = 2\pi \sin\theta \cos\theta \cdot (EA/L) \cdot U_h \quad (3)$$

$$M_{a,p} = 4\pi^2 \cos^2\theta \cdot (EI/L^2) \cdot U_h \quad (4)$$

$$Q_{a,p} = 8\pi^2 \cos^2\theta \cdot (EI/L^2) \cdot U_h \quad (5)$$

ここで、 E 、 A 、 I は、それぞれ、沈埋トンネルの弾性係数 (kg/cm^2)、断面積 (cm^2)、断面二次モーメント (cm^4)である。

地震時の地盤の変形を表わすためには、多くの波動の組み合わせが考えられるが、ここでは、沈埋トンネルの長手方向の断面力に着目し、図3に示す水平面内の3組の波動を考えた。すなわち、水平面内の地盤の変形を互いに直交した方向に進行する2組の波動によって表わし、波動の進行方向、向き、位相はトンネルに生じる断面力が最大となるように組み合わせたものである。たとえば、波動の方向についていえば、曲げモーメントおよびせん断力は1組の波動がトンネル軸に平行に進行し ($\theta=0$)、他の1組の波動がトンネル軸に直角に進行する ($\theta=\pi/2$) 場合が最大となる。ただし、後者の波動によっては曲げモーメント、せん断力は生じないので、前者の波動による曲げモーメント、せん断力だけを考えればよい。軸力は直交した2組の波動がトンネル軸に対し、それぞれ $\theta = \pi/4$ および $\theta = 3\pi/4$ の角度で進行する場合が最大となる。

沈埋トンネルは周辺の地盤に比較して大きな剛性を持っており、周辺地盤と同一の振動をするとは考えられない。沈埋トンネルを弾性支承上のはり、もしくは、棒として静的に取り扱えたと仮定すると、地盤の変形がトンネルに伝達される割合を求めることができる。式(3)および式(4)、(5)に対する伝達率 α_1 および α_2 は次のようになる。

$$\alpha_1 = 1 / [1 + (2\pi/\lambda_1 \cdot \ell)^2] \quad (6)$$

$$\alpha_2 = 1 / [1 + (2\pi/\lambda_2 \cdot L)^2] \quad (7)$$

ここで、 $\ell = \sqrt{2}L$ であり、 λ_1 、 λ_2 はそれぞれ、 $\sqrt{K_1/EA}$ 、 $\sqrt{K_2/EI}$ で、トンネル軸方向および軸直角方向の地盤の剛性係数 K_1 、 K_2 (kg/cm^2) とトンネルの伸び剛性 EA 、曲げ剛性 EI の比から計算される定数である。

したがって、実際に沈埋トンネルに生じる軸力 P 、曲げモーメント M 、せん断力 Q は次の様に求められる。

$$P = \alpha_1 \cdot \pi EA / L \cdot U_h \quad (8)$$

$$M = \alpha_2 \cdot 4\pi^2 EI / L^2 \cdot U_h \quad (9)$$

$$Q = \alpha_2 \cdot 8\pi^2 EI / L^2 \cdot U_h \quad (10)$$

波長 L は実測で確めるのが最も望ましいが、現在までのところ信頼しうる資料がないので、表層地盤の厚さの4倍もしくは、トンネルに生じるひずみ、ないしは、断面力を最大とする波長などをとることが考えられる。

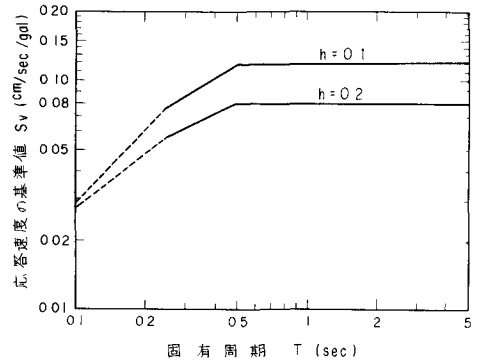


図-2 応答速度の標準値 S_v

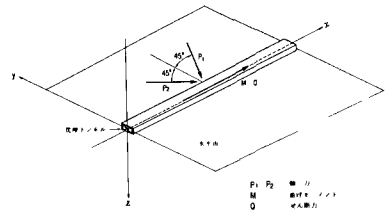


図-3 波動の組合せ

式(8)、(9)、(10)で与えられる断面力を最大とする波長を考えれば次のように表わされる。

$$L_p = 1/\sqrt{2} \cdot 2\pi/\lambda, \quad (11)$$

$$L_m = 2\pi/\lambda, \quad (12)$$

$$L_q = 1/\sqrt{3} \cdot 2\pi/\lambda, \quad (13)$$

ここで、 L_p 、 L_m 、 L_q はそれぞれ、トンネルに生じる軸力、曲げモーメント、せん断力を最大とする波長である。この場合には、最大断面力は次のようになる。

$$P^* = \sqrt{2}/4 \cdot \sqrt{K_t \cdot EA} \cdot U_h \quad (14)$$

$$M^* = 1/2 \cdot \sqrt{K_t \cdot EI} \cdot U_h \quad (15)$$

$$Q^* = \sqrt{3}/4 \cdot \sqrt{K_t \cdot EI} \cdot U_h \quad (16)$$

3. 数値計算例

数値計算の対象とする沈埋トンネルは長さ3,300 m、幅442 m、高さ13 mの矩形断面を考えた。これは計画時点の東京湾横断道路沈埋トンネルの基本設計を参考としたものである。トンネルのエレメント間は剛継手で接続されており、トンネルと換気塔は構造上独立しているものとして扱った。

水底面下30～40 mの位置に基盤面を設け、この面から上の表層地盤の弾性係数は単位体積重量と設計せん断波速度から算出した。ここで、設計せん断波速度は地震時に地盤に生じるせん断ひずみを 10^{-3} 程度と考え、弾性波探査による微小ひずみの時のせん断波速度の1/2をとった。¹⁾⁷⁾

このようにすると、表層地盤のせん断振動による1次固有周期は概略1～2.5秒の範囲内となった。

また、減衰定数は上記の地盤のせん断ひずみを考慮して20%とした。トンネルの断面力は式(14)、(15)、(16)によって求めたが、この際、基盤での水平方向加速度 A_{oh} は150 galとした。

また、ここでは2組の軸力は2乗和の平方根によ

って重畳した。トンネル両端付近での断面力はトンネルと換気塔が構造上独立しているため境界条件を満足するように補正した。

一方、地震応答解析では、計算モデル、表層地盤の固有周期および振動モード、トンネルと地盤を結ぶ剛性係数などをすべて上述の地震応答変位振幅を用いた解析と一致させた。

また、基盤での入力には平均応答スペクトル曲線(岩盤、 $h=0.2$)を使用し、最大加速度は150 galとした。これは図2に示した応答速度の基準値と同一の結果を与えるものである。断面力および変位はモードごとの応答値の2乗和の平方根によって求めた。計算の結果得られた断面力の分布を図4に示す。また、表1は図4の断面力の分布中の最大値を示したものである。

4. 結論

沈埋トンネルの長手方向の耐震設計法として、地震応答変位振幅を用いた解析法を提示し、数値計算例によって地震応答解析との比較を示した。これらの結果から次のような結論が得られた。

- (1) 地震応答変位振幅を用いた解析法では、波長を適用に想定すれば一様な表層地盤に埋設された沈埋トンネルの変位および断面力推定の一助となる。

表-1 断面力の最大値

断面力	解析法 地震応答変位振幅 と用いた解析	地震応答解析
軸力 (t)	20,600	15,400
曲げモーメント (m)	441,700	259,600
せん断力 (t)	8,500	2,760

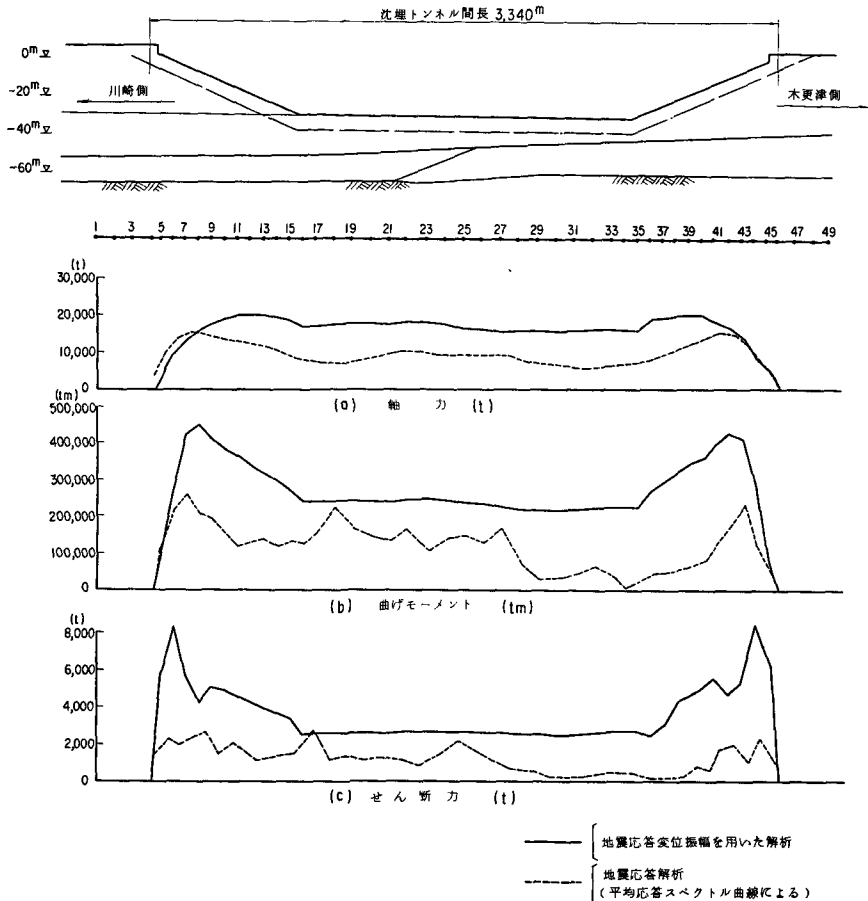


図-4 地震応答変位振幅を用いた解析と地震応答解析による最大断面力の分布の比較

(2) 地形、地質の影響をより詳しく評価するには地震応答解析や振動実験による動的な解析が有力な手段である。

引用文献

- 1) Kuesel, T.R.: Earthquake Design Criteria for Subways, Proc. ASCE, VOL.95, NO. ST6, July 1969, PP. 1213-1231.
- 2) 栗林、岩崎、川島: Dynamic Behavior Of A Subsurface Tubular Structure, Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee, Roorkee, November, 1974.
- 3) 青木義典: Seismic Design Spectra for Trench Type Tunnel, Proc. JSCE, NO. 2111, March. 1973, PP. 77-87.
- 4) 田村重四郎他: 沈埋トンネルの応答解析、第12回地震工学研究発表会講演概要集, S47-7, PP. 107-110.
- 5) 岩崎: 構造物基礎および地盤の耐震に関する研究、土木研究所資料 第764号, S47・6.
- 6) 栗林、岩崎、辻: 地震応答スペクトルに及ぼす諸因子、土木学会第11回地震工学研究発表会、1971. 7.
- 7) Seed, H.B. and Idriss, I.M.: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report NQ EERC 70-10, University of California, Berkeley.