

I-592

シールドトンネル横断面の地震時応力の簡易計算式

大成建設(株) 正会員 志波由紀夫
同 上 正会員 岡本 晋

1. はじめに

前回の講演会¹⁾で、均質地盤中のシールドトンネル横断面に生ずる地震時応力を簡便に計算する方法を提案した。その後の検討で、本耐震計算法においてトンネル・地盤間の相互作用ばねのモデルを改良することにより、計算精度を向上させることができた。そこで今回は、相互作用ばねの改良方法を示すとともに、地震時応力の概算に便利な簡易計算式を提示する。

2. 耐震計算法の概要^{1), 2), 3)}

耐震計算の対象とする構造系は、均質な単層地盤中に構築されるシールドトンネルの横断面である(図-1参照)。提案する耐震計算法の考え方は以下のとおりである(図-2参照)。

- ①トンネル横断面を弾性床上的のリングにモデル化する。リング(覆工)の剛性は均一とみなす。
- ②弾性床上的のリングには、地震力として、自然地盤(トンネルがない状態の地盤)を振動させたときにトンネル位置に生ずる変位およびせん断応力の2種類を作用させる。リングの慣性力は無視する。
- ③自然地盤は1次固有振動モードで振動すると仮定する。
- ④地盤およびリングの非弾性的挙動は考慮していない。
- ⑤弾性床のモデルとしてのトンネル・地盤間の相互作用ばねは、以下に示す連成型ばねとする(文献1では、これをWinkler型ばねとしていた)。

3. トンネル・地盤間の相互作用ばねの改良³⁾

シールドトンネルに限らず地中構造物一般の耐震計算法において、構造物・地盤間の相互作用ばねの評価方法の確立は重要な課題である。本耐震計算法では、トンネルが円形断面であることから、均質な無限弾性体中の円孔表面に載荷したときの力と変位の関係を弾性論から導き、この関係から相互作用ばねを評価することとした。図-3に示すように、一般には相互作用ばねを、荷重とそれによる変位の方向が同一、かつ、各点で独立に挙動するWinkler型ばねでモデル化している。これに対し、ここでモデル化したばねは、ばね作用が円孔の法線方向と接線方向とで連成していること、ばね定数が円孔の変位モード(変位を円周方向にフーリエ級数展開したときの次数)によって変化すること、の2点がWinkler型ばねと異なる。

なお、相互作用ばねをWinkler型ばねでモデル化した場合には、トンネル応力のうち特に軸力の値を小さく評価する結果となる。

4. 地震時応力の簡易計算式

トンネル横断面に生ずる変位と応力は、弾性床上的のリングに関する微分方程式を解くことにより、第1種ベッセル関数を含む級数の形で定式化される³⁾。この精解に対して第1種ベッセル関数の近似ならびに高次の微小項の省略を行うと、覆工に生ずる曲げモーメント M 、せん断力 Q 、および軸力 N の最大値の近似解が以下のように得られる。ただし、曲げモーメントおよび軸力は横断面の斜め上下45°で、せん断力は横断面の上下端で、それぞれ最

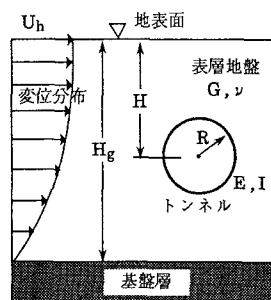


図-1 耐震計算の対象

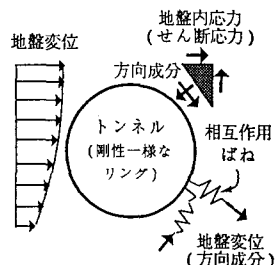


図-2 解析モデル

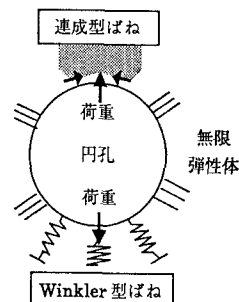


図-3 相互作用ばねのモデル化

大となり、下式はこれらの応力の奥行き（トンネル延長）1m当りの値を与える。

$$M_{max} = \frac{3\pi \cdot E \cdot I}{2R \cdot H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot C \quad (tf/m) \quad Q_{max} = \frac{3\pi \cdot E \cdot I}{R^2 \cdot H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot C \quad (tf/m)$$

$$N_{max} = \frac{3\pi \cdot E \cdot I}{R^2 \cdot H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot H}{2H_g}\right) \cdot \left(1 + \frac{G \cdot R^3}{6E \cdot I}\right) \cdot C \quad (tf/m) \quad C = \frac{4(1-\nu) \cdot G \cdot R^3}{(3-2\nu) \cdot G \cdot R^3 + 6(3-4\nu) \cdot E \cdot I}$$

ここに、E：覆工の弾性係数（tf/m²） I：覆工の奥行き1m当りの断面2次モーメント（m⁴/m）
R：覆工の図心半径（m） H_g：地盤の層厚（m）
H：トンネル中心の深さ（m） U_h：地表面での変位振幅（m）
G：地盤のせん断弾性係数（tf/m²） ν：地盤のポアソン比

地表面変位 U_h の値は、例えば新耐震設計法（案）や共同溝設計指針に基づき、次式で算定すればよい。

$$U_h = \frac{2}{\pi} \cdot S_v \cdot T_s$$

ここに、T_sは表層地盤の1次固有周期（単位：s）、S_vは地震動の応答速度スペクトル値（m/s）である。

5. 簡易計算式の計算精度と適用範囲

表-1は、簡易計算式の精度を調べるために、4ケースの地盤・トンネル構造系を1次固有周期で定常振動させたときのトンネル応力について動的FEMとの比較計算を行った結果を示したものである。限られたケース数の検討ではあるが、簡易計算式は比較的良い精度の値を与えることがわかる。このほか、簡易計算式の基礎となった精解との比較検討も行った。これらの検討結果を総合すると、本簡易計算式の適用に当たっては以下に留意する必要がある。

表-1 動的FEMとの比較（動的FEMの計算結果を1とする）

ケース No.	表層地盤条件			トンネル条件			簡易計算式/動的FEM		
	密度 (t/m ³)	せん断 波速度 (m/s)	ポアソン 比 ν	口径 2R (m)	覆工厚 (m)	深さ H (m)	M _{max}	Q _{max}	N _{max}
1	1.6	120	0.45	16	0.8	25	0.97	0.93	0.89
2	1.6	120	0.45	16	0.8	40	0.95	0.80	1.01
3	1.6	120	0.45	6	0.3	25	1.00	0.98	0.93
4	1.8	240	0.40	16	0.8	25	0.90	0.85	0.87

各ケースに共通して、H_g = 50m E = 3.5×10⁶ tf/m²

U_hは動的FEMの結果に一致させた

- ① 前述の耐震計算法の概要の項に示した計算対象・仮定条件が、本簡易計算式の適用の前提である。
- ② 全般に、応力を小さめに見積もる。精解に対する比は、ほぼ0.80～1.03である。
- ③ 地盤が硬質なほど、また、トンネル口径が大きいほど、計算精度が下がる傾向にある。
- ④ 土被りが小さい（トンネル口径以下）場合とトンネル下端が基盤層に近い場合は、計算誤差が大きい。

6. ま と め

均質地盤中のシールドトンネル横断面に生ずる地震時応力の簡易計算式を提案した。計算精度および適用範囲に限界があるが、耐震設計の実務において地震時応力の概算値を得るのに有用と考える。なお、本研究は建設省総合技術開発プロジェクト「地下空間の建設技術の開発（地下構造物の耐震設計技術の開発）」に関する共同研究^{2),3)}の一環として実施したものである。

参考文献

- 1) 志波由紀夫・岡本 晋：応答変位法によるシールドトンネル横断面の耐震計算法，土木学会第45回年次学術講演会，講演概要集第1部，pp. 1220～1221，1990年
- 2) 建設省土木研究所・先端建設技術センター・奥村組・鹿島建設・鴻池組・清水建設・大成建設・飛鳥建設・間組・フジタ工業：地下構造物の耐震設計技術に関する研究 平成元年度共同研究報告書，1990年
- 3) 同：平成2年度共同研究報告書，1991年