

III - 369 斜面下のトンネル掘削における地山安定性評価の試み

東急建設（株）土木設計部 正会員 清水 憲吾
同 技術研究所 正会員 壺内 達也
同 土木設計部 門脇 進

1. はじめに

傾斜地における土被りの小さいトンネル掘削では、トンネル自体の安定性の他に、斜面崩壊や地すべりの発生の可能性を検討する必要があり、非常に難度の高い工事となる場合が多い。これまで斜面崩壊や地すべりを誘発する原因として、掘削によるすべり土塊荷重の除去やゆるみによる地山の強度低下などが考えられてきたが、安定計算に必要な、節理などを含む地山の強度特性の値や、ゆるみによる低減度合を知ることは非常に難しく、地山安定性の定量的な評価に対する信頼性はあまり高いとはいえない。この様な問題を解決するために、実際にトンネル直上地表面にクラックが発生し、明らかに掘削応力解放によるものではない変形が観察された施工事例に対して、筆者らはいくつかの手法を応用して、施工時の変位計測結果から逆解析を行ない、掘削による応力変化に着目した地山安定性評価を試みた。ここにその報告を行なう。

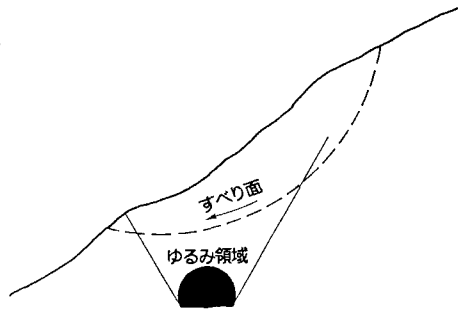


図-1 斜面崩壊・地すべり概念図

2. 応力状態の逆解析

トンネル掘削時の地山の応力状態を知るために、平面ひずみFEMがよく用いられるが、地山の自重解析によって求められた初期応力のうちの水平成分 σ_{x0} に対して実際の誤差が指摘されている例が少なくない。そこで初期応力を $\{K_0 \cdot \sigma_{y0}, \sigma_{y0}, \tau_{xy0}\}$ (σ_{y0}, τ_{xy0} はFEMの結果をそのまま用いる)と、未知のパラメータ K_0 、1つを含む形と仮定して、施工時の変位計測結果から K_0 を逆解析する。

トンネル掘削相当外力 $\{F\}$ は、

$$\begin{aligned} \{F\} &= \int_V [B]^T \cdot \{\sigma_{i0}\} dV - \int_V [N]^T \cdot \{\rho\} dV \\ &= K_0 \cdot \int_V \{B_1\} \sigma_{y0} dV + \int_V \{B_2\} \sigma_{y0} dV \\ &\quad + \int_V \{B_3\} \tau_{xy0} dV - \int_V [N]^T \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ \gamma \end{pmatrix} dV \\ &= \{P_1\} + K_0 \{P_2\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ここに } [B] &= [\{B_1\} \{B_2\} \{B_3\}] \\ &\quad : \text{節点変位-ひずみマトリックス} \\ [N] &: \text{補間関数マトリックス} \\ \{\rho\} &= \begin{pmatrix} 0 \\ \gamma \end{pmatrix} : \text{自重ベクトル} \end{aligned}$$

となる。さらに、計測節点に関する剛性マトリックス

$$[K] = E^* [K^*] \quad (E^* : \text{地山の等価弾性係数}) \text{ において}$$

$$\begin{aligned} \{U_1\} &= [K^*]^{-1} \{P_1\} \\ \{U_2\} &= [K^*]^{-1} \{P_2\} \end{aligned}$$

を求めれば、計測値 $\{\Delta l\}$ は変換マトリックス $[T]$ と誤差 $\{e\}$ を含んだ形で

$$\{\Delta l\} + \{e\} = [T] [\{U_1\} \{U_2\}] \left\{ K_0 \begin{matrix} 1 \\ E^* \end{matrix} \right\}$$

と表される。これにより最小自乗法を用い $\{e\}$ が最小となる K_0, E^* を求める。既知の地山特性値、変位計測値と逆解析結果を表-1に示した。ただし、表中の変位計測

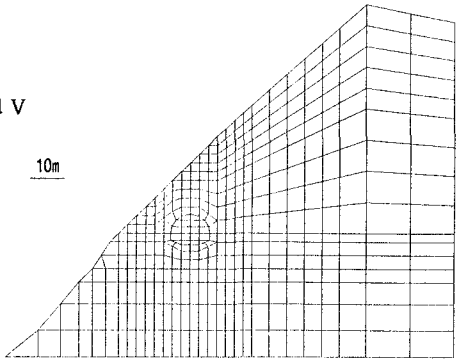


図-2 FEMメッシュ図

表-1 逆解析結果

地山特性	入 力		出 力	
	単位体積重量 γ	2.4tf/m ³	等価弾性係数 E^*	3.80×10^4 tf/m ²
特性	ポアソン比 ν	0.3 (仮定)	初期応力側圧係数 K_0	1.08
計測変位		Δl_1	-8.25mm	-8.40mm
		Δl_2	-1.25mm	-8.10mm
		Δl_3	-10.6mm	-10.2mm

値は、掘削による応力解放によるものと推定される部分を抽出し、先行変位も含めて、補正した値である。

また、逆解析された等価弾性係数 E^* 、側圧係数 K_0 に基づき、順解析を行ない推定した応力状況を図-3に示す。

3. 地山特性値の推定

桜井らにより示された静水圧条件下で円形トンネルを掘削した場合の地山の等価弾性係数 E^* と真の地山特性値の関係を表す弾塑性解²⁾を用いて、推定を行なった結果を表-2に示す。

表-2 地山特性値の推定

入 力		出 力	
限界ひずみ ϵ_0	0.05 % (コア試験値)	真の弾性係数 E	$5.57 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$
等価弾性係数 E^*	$3.80 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$		
内部摩擦角 Φ	30° (仮定)	粘着力 C	8.0 tf/m^2
掘削部最大主応力 P_0	50 tf/m^2		

$$E = \frac{E^* \sin \Phi}{\left[\left(\frac{2P_0}{\epsilon_0 E} - 1 \right) \sin \Phi + 1 \right] \frac{1 - \sin \Phi}{\sin \Phi} - \frac{\epsilon_0 E^*}{2P_0} (1 - \sin \Phi)}$$

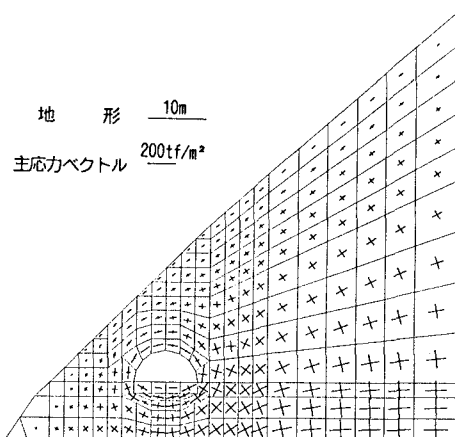
$$C = \frac{1 - \sin \Phi}{2 \cos \Phi} \epsilon_0 E$$


図-3 トンネル（上半）掘削後応力状況

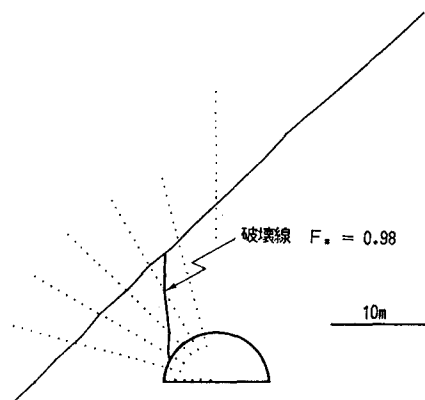


図-4 破壊線探索結果

4. 地山の安定性評価

動的計画法³⁾により、次式で定義する安全率 F_s が最小となる破壊線を探索する。

$$F_s = \frac{\int_s (C + \sigma \cdot \tan \Phi) ds}{\int_s \tau ds}$$

ここに σ : すべり線に垂直な応力
 τ : すべり線に沿うせん断力

探索結果を図-4に示す。ただし、トンネル側壁から地表に達する破壊線が探索されたので地表に堆積する表土の影響を考え、地山の粘着力は表-2の算出値の $1/2$ を代入している。

図-1に示したようなトンネル上方のすべり線は探索されなかったが、類似した破壊モードの観察された報告⁴⁾もあることから、斜面崩壊や地すべりに至る第一次破壊モードが探索されたと考える。

5. おわりに

斜面下のトンネル掘削工事における地山の安定性評価を施工時の計測結果に基づき行ない、斜面崩壊や地すべりにつながると考えられる破壊モードを探索した。今後はその後の挙動の推定等も行ない、本報告で用いた手法の妥当性についてさらに検討を行ないたいと考えている。

〔参考文献〕

- 1) 桜井・武内：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文報告集，第337号，1983
- 2) 桜井・清水・松室：現場計測結果に基づくトンネル周辺の塑性領域の推定法，第6回岩の力学シンポジウム講演論文集，岩の力学連合会，1984
- 3) 壺内・後藤：動的計画法を用いたトンネルの破壊面の決定方法，第20回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，1988
- 4) 下河内・中崎・浦川：斜面下のトンネルの底面摩擦模型実験，第21回土質工学研究発表会，1986