

(36) 新離散化モデルによる斜面安定解析

佐藤工業(株)・正員 矢田 敬
 株式会社コンサルタンツ 正員 竹内 則雄
 東大生研 正員 川井 忠彦

1. はじめに

トンネル坑口付近では土被りが浅く地形は急斜面をなすことが多く、トンネル掘削により斜面が崩壊した例がしばしば見受けられる。したがって、トンネルを掘削したことによる斜面の安定性を前もって評価しておくことが重要な課題となる。その際、斜面自身の安定性とトンネル本体の偏土圧による安定性を総合的に評価する必要がある。従来、このような問題に対して、円弧、対数らせん、直線等でのり面を仮定する簡易解析法や、有限要素法による解析が試みられてきた。前者の方法では、多層地盤やトンネル掘削の影響等を考慮してのり面を仮定することが難しく、後者の方法では、連続体近似を基本にしているため、ヒリ・クラックを明確に表現することが難しい。一方、川井により提案された新離散化モデル(以降、川井モデルと呼ぶ)は、多くの斜面安定問題に適用されており、その有効性が示されている。ここでは、傾斜面の地表近くにトンネルを掘削した例を2ケース(ケース1;トンネル掘削により法面にクラックが生じ、擁壁が変動した。ケース2;過去に地すべりが生じており、トンネル掘削により地すべりが誘発される恐れがある)取り上げ、川井モデルにより斜面の安定性の評価を試みた。

2. 川井モデルの概要⁵⁾

解析領域を有限個の任意多角形要素に分割し、各々の要素は単位厚さの剛体と仮定する。隣り合う要素同士は境界面上に連続的に分布する垂直ばね k_n とせん断ばね k_s によつて連結されているものとする。要素重心に平行変位(u, v)と回転(θ)の3自由度を採り、ばねに貯えられるエネルギーを評価することにより、要素境界上の表面力(σ_n, τ_s)を求める。また、破壊基準としてモール・クーロンの直線包絡線を用いる。

3. 解析例

(1)ケース1;本トンネル坑口付近は片勾配の急斜面で偏圧が予想されているため重力式擁壁と練石積擁壁でこれに対処し、トンネルはサイロット工法で施工されている。坑口付近では、過去2度の地震を機に法面にクラックが発生し練石積擁壁の変状が認められた。そこで、クラック発生・擁壁変状の原因と上半切放り時のトンネルおよび斜面の安定性について検討を行なった。

①解析断面;土被りが最も大きく、練石積擁壁中央部付近を通り、トンネル中央に鉛直な断面である点に留意して図-1に解析断面を示す。

②物性値;地質はボーリング調査および標準貫入試験結果より④;礫混じりで、基質は粘土・シルト分が卓越。⑤;礫・砂塊混じりで、基質は砂分が卓越、に大別される。地山、練石積擁壁の物性値を表-1に示す。

③計算ケース

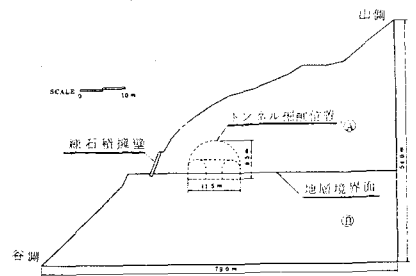


図-1 解析断面(ケース1)

表-1 物性値(ケース1)

	④	⑤	練石積擁壁
弾性係数(kg/cm^2)	1.5×10^3	6.0×10^3	1.0×10^3
ポアソン比	0.4	0.3	0.25
単位体積重量(t/m^3)	1.8	1.6	2.35
せん断強度(kg/cm^2)	0.2	1.0	—
内部摩擦角($^\circ$)	25	35	—

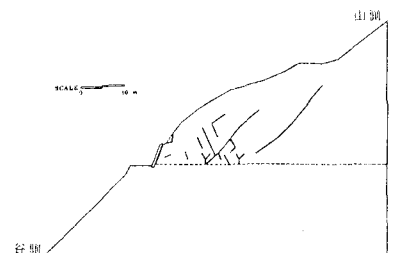


図-2 $R_{\min} = 1.0$ のり面(側壁壊壊崩削前)

- (i) 側壁導坑掘削前の現地山の安定解析
- (ii) 側壁導坑掘削時の地山安定解析
- (iii) 上半切掘時の地山安定解析

の順に計算を行なった。なお、本トンネルは在来工法で施工されているため、ある程度の地山の緩みは避けられないものと考えられる。したがって、ここでは極限状態を仮定し無支保で掘削されるものとした。

④計算結果

(i) 側壁導坑掘削前の現地山の安定解析；現地山の最終状態（荷重増分率 $R_{min}=1.0$ ）におけるニリ面を図-2に示す。斜面の偏圧を受けて、上層部④にニリ面が発生しているが、ニリ面は地表面まで貫通しておらず、完全なニリ破壊線を形成していないので、現地山は安定であると考えられる。

(ii) 側壁導坑掘削時の地山安定解析；練石積擁壁上部、谷側(左)側壁導坑肩部の荷重増分率 R_{min} - 変位 δ 曲線（以降 $R_{min}-\delta$ 曲線と略す）を図-3、4に示す。これらの図より、 R_{min} が 1.0 近傍で変位が急増する傾向が認められる。したがって、地震力等の外力を受けた場合、変位が急増するものと考えられる。次に最終状態（ $R_{min}=1.0$ ）のニリ面を図-5に示す。この図より次のことが考えられる。

(イ) 山側(右)側壁導坑根足部より右上方向に向か、ニリ面が発生している。このニリ面は地表面に到達していないが、地震力等の外力が地山に作用すると、ニリ面は地表面に達するものとして推定される。

(ロ) 谷側(左)側壁導坑肩部から発生しているニリ面は、地表面に到達している。

(ハ) 両側壁導坑が隣り合う肩部から側壁部にかけと、練石積擁壁の背後にニリ面が多数発生している。

以上の内容より、現場に生じたクラックは表層ニリにより生じたものではなく、側壁導坑掘削により地盤が陥没したために生じたものであると考えられる。

(iii) 上半切掘時の地山安定解析；トンネル山側(右)側壁部の $R_{min}-\delta$ 曲線を図-6に示す。この図より R_{min} が 0.3 前後で変位が急増しているため、地山は極めて不安定な状態にあると考えられる。次に $R_{min}=0.5$ のニリ面を図-7に示す。トンネル壁面から地表面にニリ面が連続的にのびており、完全な破壊線を形成していることがわかる。

⑤まとめ；計算結果より、次のような対策が必要であると考えられる。

(イ) 現場に生じているクラックに地表面から水が浸透するのを防ぐと同時に、クラックを粘土のような不透水性材料で埋めて水

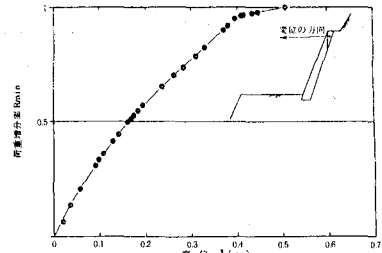


図-3 $R_{min}-\delta$ 曲線（練石積擁壁上部）

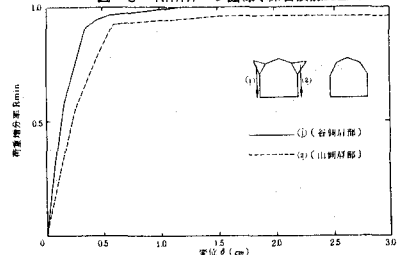


図-4 $R_{min}-\delta$ 曲線（谷側(左)側壁導坑）

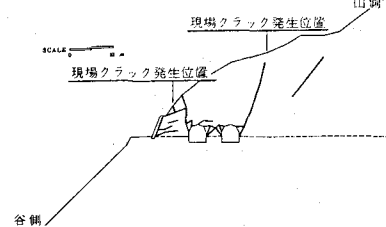


図-5 $R_{min}=1.0$ のニリ面（側壁導坑掘削時）

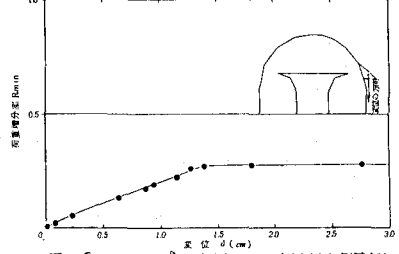


図-6 $R_{min}-\delta$ 曲線（トンネル山側(右)側壁部）

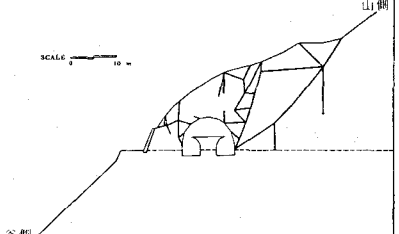


図-7 $R_{min}=0.5$ のニリ面（上半切掘時）

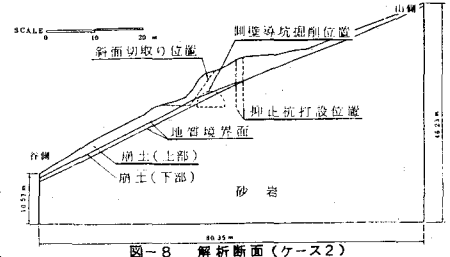


図-8 解析断面（ケース2）

がクラックに入るのを防ぐ必要がある。

(四) 練石横擁壁は地震力等の外力を受けると再度変動する可能性があるため、アースアンカー・抑止杭等で擁壁を補強する必要がある。

(五) 上半切取時には地山を緩めないように補助工法を採用しなければならない。

(2) ケース 2；本トンネル坑口付近の地質は、砂岩と泥岩の互層を基盤として上部に崩土が堆積しており、過去に地すべりが生じた形跡が認められる。したがって、斜面切取り時および側壁導坑掘削時に地山が不安定になり、再度地すべりを誘発する危険性が高いと考えられる。そこで、斜面切取り時、側壁導坑掘削時における斜面の安定性、抑止杭の効果の検討を行なう。

① 解析断面；崩土が厚く堆積しており、地すべりが卓越する方向である点に留意して図-8に解析断面を示す。

② 物性値；本トンネル坑口付近の地質は砂岩と泥岩の互層を基盤として、上部に崩土が堆積している。崩土は下部において風化岩塊を大量に含んでいることが観察され、サウンディング試験結果および湧水が見られることなどから、崩土は上部と下部に分けることができると思われる。(図-8参照) 地山、抑止杭の物性値をそれぞれ表-2, 3に示す。

③ 計算ケース

(i) 現地山の安定解析

(ii) 斜面切取り時の地山安定解析

(iii) 斜面切取り後、山側(右)側壁導坑掘削時の地山安定解析

以上3ケースの計算を行ない、(ii)(iii)のケースについては、抑止杭のある場合、ない場合の結果を比較して抑止杭の効果を検討した。なお、本トンネルは在来工法で施工されているため、ケース1と同様に無支保で掘削されるものとした。抑止杭は断面の奥行き方向に連続であるという条件でモデル化を行ない、物性値は単位幅当りに換算して計算を行なった。

④ 計算結果

(i) 現地山の安定解析；Rmin- δ 曲線を図-9に示す。Rmin- δ 曲線の変曲点を示すRminの値を安定度とすると、この値は弾性限度から塑性流動に移行する境界値と考えることができる。この図より安定度は1.2である。Rmin=1.0の通り面を図-10に示す。通り面は山側の地表面から地質境界面に沿って谷側方向へと不連続に発生している。

(ii) 斜面切取り時の地山安定解析；抑止杭のない場合、ある場合のRmin- δ 曲線を図-11, 13に示す。安定度はそれぞれ1.12, 1.28である。Rmin=1.0における抑止杭のない場合、ある場合の通り面を、図-12, 14に示す。抑止杭がある場合には抑止杭から山側の通り面

表-2 地山の物性値(ケース2)

	崩土	砂岩	地層境界面
弾性係数(kg/cm ²)	50.0	5000.0	50.0
ポアソン比	0.4	0.3	0.4
単位体積重量(1/cm ³)	1.6	2.6	1.6
せん断強度(kg/cm ²)	0.13	10.0	0.05
内部摩擦角(°)	23.0	30.0	28.0

表-3 抑止杭の物性値

	鋼管杭	H形鋼
寸法	$\phi 318.3 \times 10.3$	H-175 $\times$ 175
弾性係数(kg/cm ²)	2.1×10^6	2.1×10^6
単位体積重量(1/m ³)	7.8	7.8
断面二次モーメント(cm ⁴)	1.19×10^6	4.92×10^2
断面積(cm ²)	99.73	25.61
断面係数(cm ³)	7.44	56.2

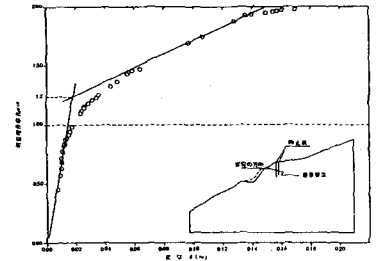


図-9 Rmin- δ 曲線(現地山)

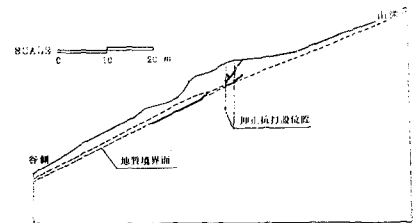


図-10 Rmin=1.0の通り面(現地山)

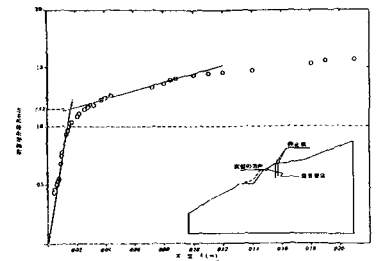


図-11 Rmin- δ 曲線(斜面切取り時)

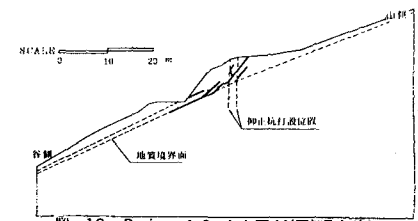


図-12 Rmin=1.0の通り面(斜面切取り時)

は抑えられるが、谷側では杭に沿うようにしてエリ面が発生しているのがわかる。

(iii)斜面切り取り後、山側(右)側壁導坑掘削時の地山安定解析；抑止杭のない場合、ある場合の $R_{min}-\delta$ 曲線を図-15, 17に示す。安定度はそれぞれ 0.34, 0.46であり、両者ともに1.0以下の値になっている。また、 R_{min} が0.5前後で変位が急増し地山が不安定になるのがわかる。次に、 $R_{min}=1.0$ における抑止杭のない場合、ある場合のエリ面を図-16, 18に示す。エリ面は両者ともに地山が陥没する傾向を示しているのがわかり、抑止杭の効果は斜面切り取り時と同様に、抑止杭より山側のエリ面が抑えられることにより表われている。

(iv)抑止杭； $R_{min}=1.0$ での抑止杭の曲げモーメントを図-19に示す。曲げモーメントの最大値は2.97mとなっており、この値より曲げ応力を計算すると、 $\sigma = M/Z = 2.9 \times 10^5 / (744 + 56.2) = 362 \text{ kg/cm}^2$ となり、許容応力度を1600 kg/cm^2 とすると、かなり小さな値となっている。また、根入長については、砂岩層の抑止杭周辺にエリ面が全く発生していないので十分であると考えられる。

⑤まとめ；計算結果より、抑止杭は現在計画されている位置よりできるだけ側壁導坑に寄せて打設した方が崩壊する地山の土量を少なく抑えることができ、側壁導坑を掘削する際には、できるだけ地山を壊れない補助工法の採用もしくは、トンネル周辺部の地山強化等が必要であると考えられる。

4. むすび

川井モデルの有効性として次の項目があげられる。(i) $R_{min}-\delta$ 曲線より構造物の安定性を適確に評価できる。(ii)エリ面が明確にわかり、対策工法の検討に役立てることができる。(iii)断層、節理等のモデル化が容易である。また、今後の課題として次の項目があげられる。(i)引張破壊の考慮、(ii)安全率の定義、(iii)地下水の考慮、以上の課題を解決することにより、今後さらに斜面安定問題に取り組んでいく考えてある。

参考文献；1)天田・竹内・川井“新離散化極限解析の斜面安定に対する応用”土木学会第36回年講Vol.3、2)竹内・条田・川井“新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析(その5)-トンネル問題-”生産研究, Vol.33, No.5(1981) 3)竹内・川井“新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析(その3)-斜面安定問題-”生産研究, Vol.32, No.8, (1980) 4)竹内・波田・川井“新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析(その7)-斜面の支持力(2)-”生産研究, Vol.33, No.7,(1981) 5)川井編“生研セミナーテキスト(コース39, 48, 57, 76) 6)山田嘉昭“非線形問題解析法の現状と展望”生産研究, Vol.22, No.1, (1970)

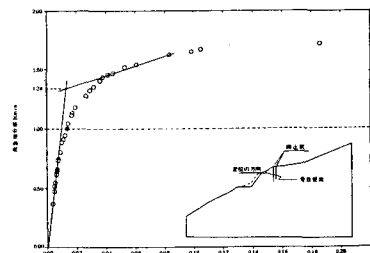


図-13 $R_{min}-\delta$ 曲線(抑止杭がある場合の斜面切り取り時)

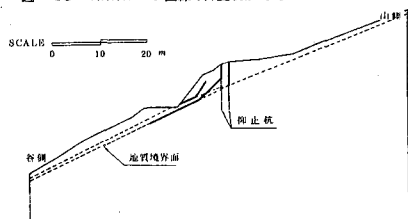


図-14 $R_{min}=1.0$ のエリ面(抑止杭がある場合の斜面切り取り時)

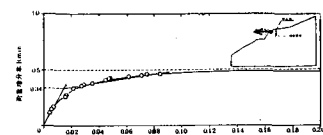


図-15 $R_{min}-\delta$ 曲線(導坑掘削時)

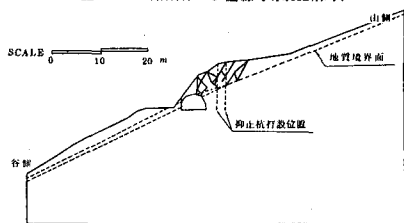


図-16 $R_{min}=1.0$ のエリ面(導坑掘削時)

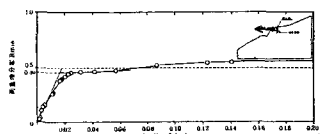


図-17 $R_{min}-\delta$ 曲線(抑止杭がある場合導坑掘削時)

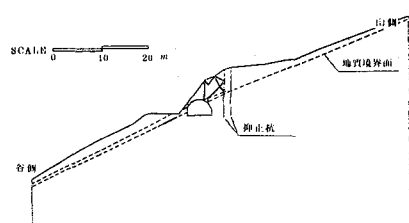


図-18 $R_{min}=1.0$ のエリ面(抑止杭がある場合導坑掘削時)

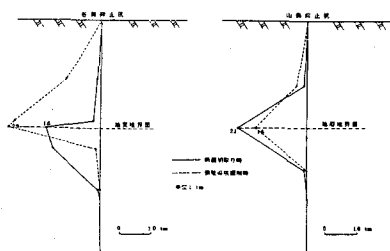


図-19 抑止杭の曲げモーメント

(36) SLOPE STABILITY ANALYSIS BY USING OF THE NEW DESCRETE MODEL (KAWAI MODEL)

(In case of the shallow tunnel excavation under the slope ground)

Sato Kogyo Co., Ltd.

Kei Yada

Kyowa Engineering Consultants
Co., Ltd.

Norio Takeuchi

Institute of Industrial Science,
University of Tokyo

Tadahiko Kawai

In case of the shallow tunnel excavation under the slope ground, the slope stability and the effect of the deviation force of the earth pressure acting to the tunnel are important factors for the design of it. This slope stability is dominated by the interaction between failure of tunnel and its own failure. Limit analysis is required for the calculation of the slipline with considering the loosening zone by excavating tunnel. The new discrete model proposed by Prof. Kawai (Institute of industrial Science, Tokyo University) is suitable for such a limit analysis. We try to analyze the stability by using of this new discrete model. Two stability analyses of shallow tunnel excavation are given in this paper. We have the results as follows,

- (1) We can estimate the stability at arbitrary point by Load-Displacement curve.
- (2) This new discrete model can describe the slipline matched to the actual failure surface.
- (3) It is easier to describe the condition of the faults and cracks.