

ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削の解析

AN ANALYSIS OF EXCAVATION IN STRAIN-SOFTENING ROCK MASS

川 本 眺 万*・石 塚 与 志 雄**

By Toshikazu KAWAMOTO and Yoshio ISHIZUKA

1. はじめに

近年の土木構造物の設計、施工法の発展に伴い、構造物が巨大化し、重量構造物の建設が多くなり、基礎としての岩盤が重要視されるとともに、種々の構造物の地下立地の必要性も増してきている。

このような構造物の合理的な設計、施工時の安全性の確保のためには、構造物基礎あるいは構造物周辺の岩盤に潜在するジョイントの分布、方向、または初期応力などの合理的測定法の開発が必要となるとともに、岩盤自体の応力の発生、伝達機構、変形特性、破壊機構などの把握が必要になる。

岩盤を構成する岩質材料は巨視的には等方等質とみなせる場合でも、微視的にはいく種類もの物質の結合体であり、内部には多くの弱面を有する。また、岩盤を全体的にながめても、節理、層理などが卓越し、異方性、不連続体として扱わなければならないことが多い。

本研究では、岩質材料の破壊強度点以後の変形特性に注目し、その特性を数値解析に導入することを主たる目的としている。

岩質材料の圧縮応力下の破壊挙動に関する研究は、剛性試験機 (Stiff Testing Machine) の開発によって、1970 年前半から活発に行われてきている^{1)~7)}。これらの結果によれば、常温、低圧下の岩質材料は破壊強度点以後、一度にエネルギーを発散して崩壊するのではなく、負の傾斜をもって徐々に応力が低下し、残留強度に至ること、また大きな体積膨張を伴うことが明らかにされている。不連続面を有する岩石の力学的特性に関しては、室内三軸試験、直接せん断試験により、ジョイントの変形特性、最大せん断強度、ジョイントの方向の影響などが検討されている^{8)~10)}。ジョイントを含む試験体の三軸

試験によれば、最大せん断強度はジョイント方向に大きく影響され、たとえば、最大主応力方向とジョイント方向とのなす角の関数として表示できること、またジョイント面の直接せん断試験によれば、せん断応力-せん断変形曲線は、弾性領域、ピーク、塑性領域によって特性づけられることなどが明らかにされている。

従来、有限要素法を用いて岩盤構造物の解析を行う場合、岩盤を連続体とみなして、種々の変形、破壊条件を導入して解析する立場と、不連続体としてジョイント要素などを用いて表現する立場がある。前者の研究としては、Mises の塑性条件を用いた研究¹¹⁾、Coulomb の降伏条件を用いた研究¹²⁾などに代表される弾塑性解析、岩質材料の複合破壊を考慮した研究¹³⁾、そして岩盤を引張応力に抵抗し得ないとする NO TENSION 解析¹⁴⁾などがある。これらの応力-ひずみ関係の理想化は、bi-linear または、ひずみ硬化 (strain hardening) とすることが多く、ひずみ軟化特性 (strain softening) を考慮した解析は少ない。土、粘土のひずみ軟化特性を考慮した研究としては、Höeg¹⁵⁾、Lo, K.Y.¹⁶⁾ ら、Biondi ら¹⁷⁾、Cavounidis ら¹⁸⁾などの研究があり、支持力、斜面安定について論じている。岩盤を対象とした研究としては、Sture ら¹⁹⁾、Pariseau²⁰⁾ の研究があり、支持力、一軸圧縮試験などを解析している。これらの研究のほとんどは、初期応力法¹¹⁾を用いて有限要素解析している。これに対して、岩盤を不連続体および異方性体として扱う研究としては、Goodman ら²¹⁾の不連続面をジョイント要素を用いて表現する方法、Zienkiewicz ら²²⁾の岩盤を多弱面を有する岩でモデル化し、異方性岩盤を表現している方法などがある。

本研究では、岩質材料のひずみ軟化特性を次の 3 点の理想化、仮定によって定式化している。

- ① 破壊強度、残留強度は Mohr-Coulomb の破壊規準に従う。
- ② 応力-ひずみ曲線は、弾性域、軟化域、流動域の

* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土圧研究施設

** 正会員 工修 清水建設(株)研究所

3領域で直線的に近似され得る。

③ 破壊強度点以後の応力径路は、最小主応力一定で低下する。

この定式化をもとに、巨視的に等方均質とみなされる岩盤の地下空洞開削に伴う周辺岩盤への影響を調べている。また、発破などによりトンネル境界付近に緩み領域が発生した場合、コンクリート覆工を施した場合についても解析を行っている。一方、異方性岩盤に対しては、単一弱面を有する岩の破壊規準を、潜在的弱面の個々に対して成立するものとして、潜在的に卓越した方向に弱面群を有する異方性岩盤の斜面掘削問題を解析している。

2. ひずみ軟化特性の定式化

(1) 弱面を有しない岩質材料

剛性三軸圧縮試験の実験報告¹⁹⁾によれば、図-1, 2に示すように、偏差応力一軸ひずみは顕著なひずみ軟化を示す。岩盤においてもこのようなひずみ軟化の現象が生じるものと思われる。ここで、岩盤の破壊強度(σ_p 、軟化開始点)、残留強度(σ_R 、流動領域)に対応する規準はさまざまな規準で表現されるが、本論文で Mohr-Coulomb の破壊規準で近似できると仮定する。

応力-ひずみ関係の定式化を行うためには、単に偏差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) と軸ひずみ ϵ_1 の関係、破壊強度と残留強度などからだけでなく、中間主応力の影響、体積変形、

応力径路、物性の応力依存性など多くの点を考慮する必要があると思われる。しかしながら、現段階では、岩の破壊、変形特性をすべて含んだ解析は困難であるので、本研究では、解析の発展の一段階として、以下のような仮定、理想化に基づき、岩盤の応力-ひずみ関係を定式化する。

ここで、応力-ひずみ関係のモデル化を行うため、以下のような仮定、理想化を設ける。

① 軟化現象の開始すなわち破壊強度 (σ_p) は、Mohr-Coulomb 破壊規準 (せん断強度または粘着

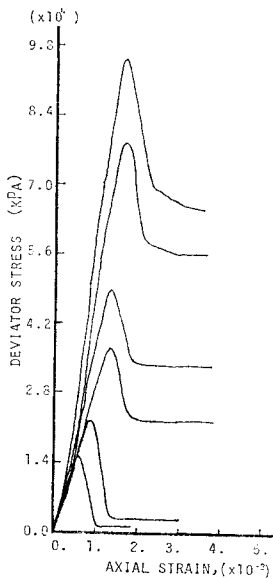


図-1 剛性三軸圧縮試験による岩質材料の応力-ひずみ曲線の一例 (Pittsburgh Coal)¹⁹⁾

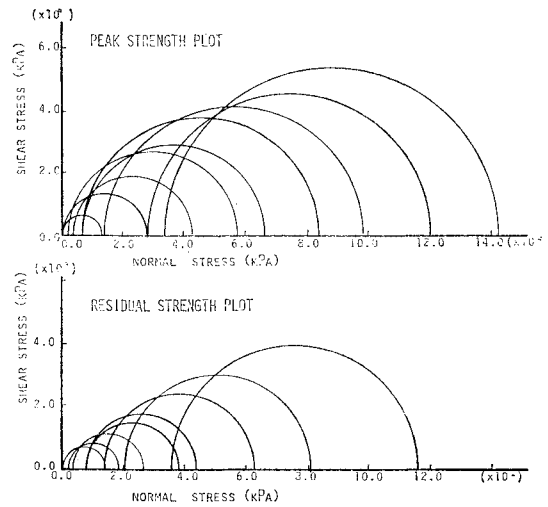


図-2 破壊強度および残留強度に対するモールの包絡線の例¹⁹⁾

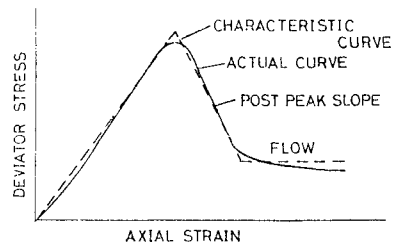


図-3 応力-ひずみ曲線の理想化

力を C_p 、内部摩擦角を ϕ_p とする)に従い、流動開始および流動領域も Mohr-Coulomb 破壊規準 (同様に C_R 、 ϕ_R とする) に従うとする。

② 応力-ひずみ関係は 図-3 に示すように、曲線を3つの直線で理想化する。

- OA 弾性域
- AB 軟化域
- BC 流動域

③ 破壊強度点以後の軟化過程における応力径路は、側圧一定つまり最小主応力一定で、破壊強度から残留強度に低下する。

一方、岩盤の引張応力下の挙動は、亀裂等が多く存在する場合は引張力に抵抗できない材料、いわゆる、NO-TENSION 材料と考えられる。そのため、破壊が生じるまでは引張力に抵抗するものとし、引張応力が引張強度を超え、引張破壊した要素、および圧縮側で破壊強度を超え、軟化域に入った要素については NO-TENSION 材料として扱い次のように理想化する。

④ 引張破壊および破壊後の構成要素は、引張応力に抵抗し得ないとして応力-ひずみ関係を 図-4 のように理想化する。

以上の仮定、理想化より 応力-ひずみ関係を定式化す

る。ここで、使用する記号、符号を次のように定義する。なお、応力、ひずみの符号は圧縮を正とする。

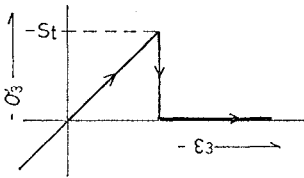


図4 引張応力に対する応力-ひずみ関係の理想化

- σ_1 : 最大主応力
- σ_3 : 最小主応力
- ϵ_1 : 最大主ひずみ
- ϵ_3 : 最小主ひずみ
- E_1 : 弾性域の変形係数
- E_2 : 軟化域の負の傾斜の変化率
- σ_d : 偏差主応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
- σ_m : 平均主応力 $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
- S_t : 引張強度 (負の値)

破壊強度の規準に引張強度の規準を考慮すると非破壊岩盤構成要素に対する破壊規準は次のように表現できる。

$$\sigma_3 < S_t : \sigma_d = \sigma_m - S_t \dots\dots\dots (1)$$

$$\sigma_3 \geq S_t : \sigma_d = C_p \cos \phi_p + \sin \phi_p \sigma_m \dots\dots\dots (2)$$

次に流動開始点および流動域の残留強度の規準に破壊要素の引張応力に関する規準を考慮すると次のようになる。

$$\sigma_3 < 0 : \sigma_d = \sigma_m \dots\dots\dots (3)$$

$$\sigma_3 \geq 0 : \sigma_d = C_R \cos \phi_R + \sin \phi_R \sigma_m \dots\dots\dots (4)$$

応力-ひずみ関係は仮定②、式(2)、(4)から、 ϵ_1 を変数として次のように与えられる。ここで、任意の破壊構成要素の式(2)上の σ_d を σ_d^i 、 σ_1 を σ_1^i 、 σ_3 を σ_3^i 、 ϵ_1 を ϵ_1^i とする。

$$\epsilon_1^i < \epsilon_1 \leq \epsilon_1^R : \sigma_d = E_2 \cdot \epsilon_1 + (\sigma_d^i - E_2 \cdot \epsilon_1^i) \dots\dots (5)$$

$$\epsilon_1 > \epsilon_1^R : \sigma_d = (C_R \cos \phi_R + \sin \phi_R \sigma_3^i) / (1 - \sin \phi_R) \dots\dots\dots (6)$$

ここで、

$$\epsilon_1^R = \{(\sigma_d | \epsilon_1 = \epsilon_1^R) - \sigma_d^i + E_2 \cdot \epsilon_1^i\} / E_2$$

で、 ϵ_1^i はひずみ軟化開始点の ϵ_1 値、 ϵ_1^R はひずみが流動し始める ϵ_1 値である。

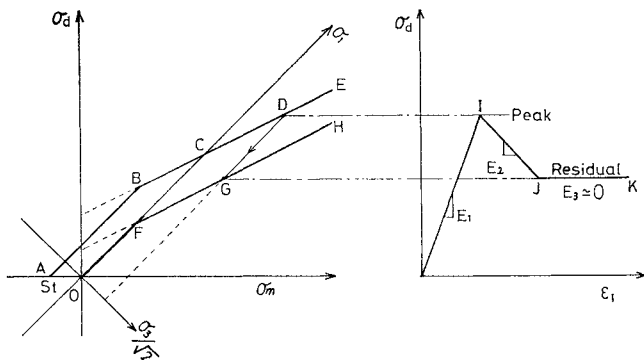


図5 ひずみ軟化を伴う応力-ひずみ曲線の定式化

また、応力径路は主応力空間で σ_3 一定より、 σ_m は σ_3^i の関数として次のように与えられる。

$$\sigma_m = \sigma_d - \sigma_3^i \dots\dots\dots (7)$$

以上の応力-ひずみ関係の定式化を図示すると図-5のようになる。 \overline{ABE} が式(1)、(2)を、また \overline{OFH} が式(3)、(4)を示す。軟化過程の応力径路式(7)は \overline{DG} に対応し、 \overline{IJK} が式(5)、(6)に対応する。

(2) 弱面を有する岩質材料

広域変成作用などを受けた岩盤には、卓越した層理や片理などがみられ、小さなものでは節理面、大きなものでは断層面などの弱面が交差している。ここで、異方性岩系の2次元破壊規準について説明する。

Jaeger^{(8), (23)} は、単一弱面モデルすなわち等方均質岩内に単一の弱面が含まれているようなモデルを考えた。Coulomb-Navier 型の仮定では、破壊は応力状態が次の関係を満たすとき生じる。

$$|\tau| = S_J + \sigma \tan \phi_J \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 S_J はその面の充填物質のせん断強度であり、 $\mu = \tan \phi_J$ はそれに対する内部摩擦係数である。弱面が最大主応力の方向に β 傾いているとすると(図-6)、その面を横切る法線応力およびせん断応力は次のようになる。

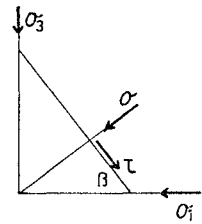


図-6 β 面の応力

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \sigma_m - \sigma_d \cos 2\beta \\ \tau &= -\sigma_d \sin 2\beta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

式(8)に式(9)を代入すると破壊条件として次の式が得られる。

$$\sigma_d = (\sigma_m + S_J \cdot \cot \phi_J \cdot \tan \delta) \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 $\tan \delta = \sin \phi_J \cdot \operatorname{cosec}(2\beta + \phi_J)$

式(10)を主応力 σ_1 、 σ_3 で表示すると次のようになる。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{(S_J \cos \phi_J + \sigma_3 \sin \phi_J)}{\cos(\phi_J + \beta) \cdot \sin \beta} \dots\dots (11)$$

式(11)の $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 値は、 $\beta \rightarrow 0$ 、また $\beta \rightarrow (\pi/2) - \phi_J$ で無限となり、 $\beta = (\pi/4) - (\phi_J/2)$ で、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は最小になる。

一方、母岩構成材料の破壊規準が Mohr-Coulomb の破壊規準に従うとすると、条件式は次のように与えられる。

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = C_0 + (q-1)\sigma_3 \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 C_0 は一軸圧縮強度で、内部摩擦角を ϕ 、せん断強度を S_0 として次の関係がある。

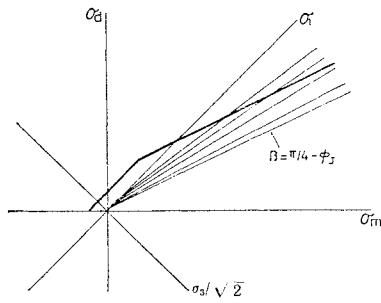


図-7 単一弱面を含む岩石モデルの破壊規準

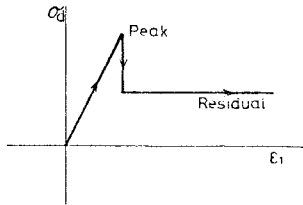


図-8 弱面の応力-ひずみ曲線

$$\left. \begin{aligned} C_0 &= 2 S_0 \tan \alpha \\ q &= \tan^2 \alpha \\ \alpha &= \pi/4 + \phi/2 \\ \tan \alpha &= \mu + \sqrt{(\mu^2 + 1)} = \sin \phi + \tan \phi \end{aligned} \right\} \dots (13)$$

以上の式 (11), (13) より, 単一弱面を含む岩石系の破壊規準は, 弱面の規準 (11) と, 母岩材料の規準 (13) とで囲まれた領域となる。また, 弱面部分に生ずる引張応力に対する充填物質の破壊特性は, 弱面を有しない場合と同様に, 引張強度を超えた場合は引張力に抵抗し得ないとする。図-7 は単一弱面を含む岩の破壊規準を描いたものである。なお, この破壊規準の妥当性は室内三軸試験²⁴⁾によって確かめられている。

次に弱面の変形挙動は, 破壊強度に達した後エネルギーを一度に発散して, 応力が低下し残留強度に至ることが認められている。また, 残留強度に対する規準は, 同様に Mohr-Coulomb の破壊規準で近似できる。図-8 は, 弱面の応力-ひずみ関係を示したものである。

以上の単一弱面モデルを潜在弱面群を有する異方性岩盤に適用するために, 次のような仮定を設ける。

① 上述した単一弱面を含む岩の破壊規準は, 岩盤構成要素個々に対するものであり, 各隣接する弱面間には相互依存性はなく独立であるとする。

② 潜在弱面群を有する岩盤は, 個々にみれば単一弱面体の集合体であるが, 構造系全体としては巨視的に均質であるとする。

3. 有限要素解析への適用

前章で述べた岩盤の特性を有限要素解析に適用する手

法について述べる。岩質材料のひずみ軟化特性を有限要素法に導入する場合の基礎となるのは, 修正ニュートンラプソン法 (F.E.M. においては INITIAL STRESS METHOD^{11), 25)} とよぶ) である。解析には, トンネルなどの円形断面を正確に近似できること, 境界面での解の乱れを防ぐことができることなどを考慮して, 8 節点 4 辺形の 2 次のアインパラメトリック要素²⁵⁾を用いている。数値積分は Gauss の求積法 (Gauss の積分点は 3×3 の 9 点とした) を使い, 応力, ひずみの評価は Gauss の積分点で行った。

定式化されたモデルの有限要素解析における手順は以下のようになる。なお, 図-9 に解析のフローチャートを示す。

① 解析モデルに増分荷重を作用させ, 弾性計算で弾性増分応力 $\{\Delta\sigma'\}_i$, 増分ひずみ $\{\Delta\varepsilon'\}_i$ を求める。

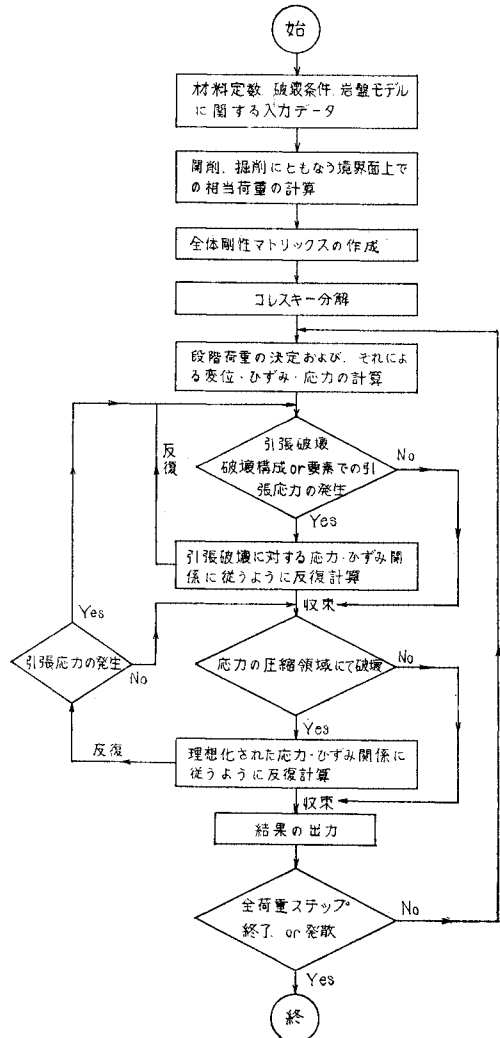


図-9 解析のフローチャート

② 前段階までに存在する応力、ひずみ $\{\sigma_0\}$, $\{\epsilon_0\}$ に $\{\Delta\sigma'\}_1$, $\{\Delta\epsilon'\}_1$ を加え (線形に結合), $\{\sigma'\}$, $\{\epsilon'\}$ を得る。応力 $\{\sigma'\}$ が式 (1), (2) を超えているかどうか判定する。超えていないならば, ③ 以降の過程には進まない。

③ ② で規準を超えたものに対して, ひずみ $\{\epsilon'\}$ からひずみ軟化過程にあるのか, 流動域にあるのかを調べる。 $\{\epsilon'\}$ に対する真の応力 $\{\sigma\}$ を式 (5), (6) により計算する。また, 引張破壊およびせん断破壊後の引張応力を計算する。そうすると, 要素内部で支持されなければならない過剰応力は, 次のように計算される。

$$\left. \begin{aligned} \text{軟化過程: } \{\Delta\sigma''\}_1 &= \{\sigma'\} - \{\sigma\} \\ \text{引張破壊 } \sigma_1 > 0 > \sigma_3: \{\Delta\sigma_3\}_1 &= \sigma_3 \\ 0 > \sigma_1 > \sigma_3: \{\Delta\sigma_3\}_1 &= \sigma_3 \\ &\{\Delta\sigma_1\}_1 = \sigma_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots (14)$$

④ ③ で求めた過剰応力 $\{\Delta\sigma''\}_1$, $\{\Delta\sigma_3\}_1$, $\{\Delta\sigma_1\}_1$ に対応する各要素の等価節点外力を求める。ここで, $\{\Delta\sigma''\}_1$ は応力径路式 (7) に従って計算される。応力 $\{\Delta\sigma\}$ に対する等価節点外力は形状関数マトリックス $[B]$ を用いて, 各要素に対して次のように求められる。

$$\{F_1\}_1 = \int_V [B]^T \{\Delta\sigma\} dvol \dots\dots\dots (15)$$

$\{\Delta\sigma\}$ は, $\{\Delta\sigma''\}_1$, $\{\Delta\sigma_3\}_1$, $\{\Delta\sigma_1\}_1$ を xy 座標系に置き換えた成分である。

⑤ ④ で求められた荷重ベクトル $\{F_1\}_1$ により, 修正ニュートンラプソン法を適用して弾性計算をし, $\{\Delta\sigma'\}_2$, $\{\Delta\epsilon'\}_2$ を求める。

⑥ ③~⑤ の手順を真の応力-ひずみ関係に近似的に接近するまで反復計算を行う。

以上の ①~⑥ までの手順が各荷重段階で行われる。

空洞開削, 斜面掘削の荷重条件を解析ではどのように評価するかが問題となる。本解析では, 開削以前には岩盤の全領域で応力は平衡状態にあり, 開削, 掘削により, 開削面で平衡状態にあった初期応力が開放すると考える。すなわち, 開削予定面に初期応力として存在する応力の中で, 予定面の接面に沿うせん断応力と, 法線方向の直応力をそれぞれ対応する要素の表面分布荷重と考え, 開削後に残存する領域側の開削面に作用させる。具体的には, 全荷重を段階的に増分荷重として, 解の安定

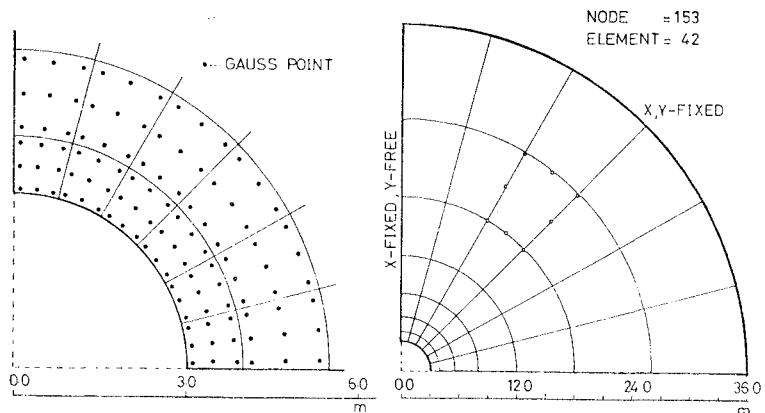
性が得られるように与えた。正確な増分荷重を理論的に決定することは難しいため, 一度, 弾性計算を行い, 全解析領域が破壊しない全荷重に対する割合を求め, 初期荷重とし, その後の増分荷重は, 各ステップで反復計算が 4~5 回で収束する荷重とし, 全荷重の 1~4 % とした。

4. 解析結果

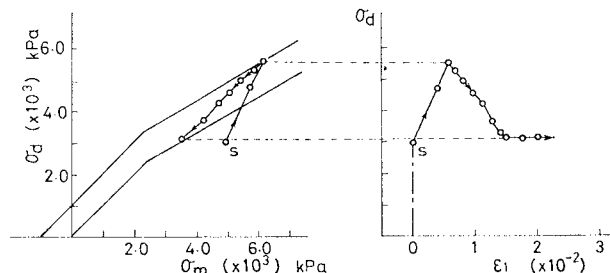
(1) トンネル開削問題

解析の対象とした地下空洞は, 半径 3 m の円形断面トンネルである。初期応力分布は, 鉛直応力を 8 000 kPa とし, 側圧係数 λ_0 が CASE A $\lambda_0=1.0$, CASE B $\lambda_0=0.5$, CASE C $\lambda_0=0.25$ の場合を考えた。解析に用いた材料定数は軟岩を対象として次のように与えた。

弾性域の変形係数	$E_0=700\,000$ kN/m ²
軟化域の負の傾斜	$E_2=-0.3 E_1$ kN/m ²
ポアソン比	$\nu=0.25$
引張強度	$S_t=-1\,250$ kPa
一軸圧縮強度	$S_c=9\,600$ kPa
破壊強度に対するせん断強度	$C_p=2\,500$ kPa
破壊強度に対する内部摩擦角	$\phi_p=35^\circ$
残留強度に対するせん断強度	$C_R=1\,250$ kPa



図一10 トンネル開削の解析に用いた有限要素と分割



図一11 トンネル開削に伴う側壁点の応力径路と応力-ひずみ関係の推移 (初期応力状態 CASE C)

残留強度に対する内部摩擦角 $\phi_R=35^\circ$

ただし、 E_0 は一軸圧縮状態 ($\sigma_3=0$) での弾性係数であり、 E_1 は弾性域での $(\sigma_1-\sigma_3) \sim (\epsilon_1)$ 関係より求められる。

解析に使用した有限要素モデルを 図-10 に示す。境界の解への影響を考慮してトンネルの半径 r_0 の 12 倍を解析領域とした。

a) 解の収束性と弾塑性理論解との比較

図-11 は、CASE C の側壁点の応力経路と応力-ひずみ関係の開削による推移である。丸印が各荷重段階で収束した値で、各段階とも 4~5 回の反復計算で真の応力-ひずみ関係に収束した。無限に延びた円形孔あき円板の弾塑性理論的研究²⁶⁾によれば、側圧係数 $\lambda_0=1.0$ の場合に塑性領域の境界、応力を求めることができる。塑性変形発生に関するモールの限界線が、一軸圧縮強度 σ_{gd} と内部摩擦角 ϕ によって決定され、弾性領域内の半径方向および接線方向応力を σ_{re}, σ_{te} 、塑性領域内のそれを σ_{rp}, σ_{tp} 、また、せん断応力を τ_e, τ_p とすると、応力および塑性領域の境界は次のように得られる。ただし、円形断面の半径を r_0 、円板の任意点までの半径を r 、塑性領域の境界を r_p とする。

$$r_p = r_0 \left[\frac{2}{\zeta + 1} \cdot \frac{\rho(\zeta - 1) + \sigma_{gd}}{\sigma_{gd}} \right]^{1/(\zeta - 1)} \dots\dots (16)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{rp} &= \frac{\sigma_{gd}}{\zeta - 1} \left[\left(\frac{r}{r_0} \right)^{\zeta - 1} - 1 \right] \\ \sigma_{tp} &= \frac{\sigma_{gd}}{\zeta - 1} \left[\left(\frac{r}{r_0} \right)^{\zeta - 1} - 1 \right] \\ \tau_p &= 0.0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (17)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{re} &= \rho \left(1 - \frac{r_p^2}{r^2} \right) + \sigma_{r0} \frac{r_0^2}{r^2} \\ \sigma_{te} &= \rho \left(1 + \frac{r_p^2}{r^2} \right) - \sigma_{r0} \frac{r_0^2}{r^2} \\ \tau_e &= 0.0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (18)$$

ここで、

$$\sigma_{r0} = \frac{\sigma_{gd}}{\zeta - 1} \left[\left(\frac{r_p}{r_0} \right)^{\zeta - 1} - 1 \right]$$

$$\zeta = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

ρ : 地山掘削前の応力

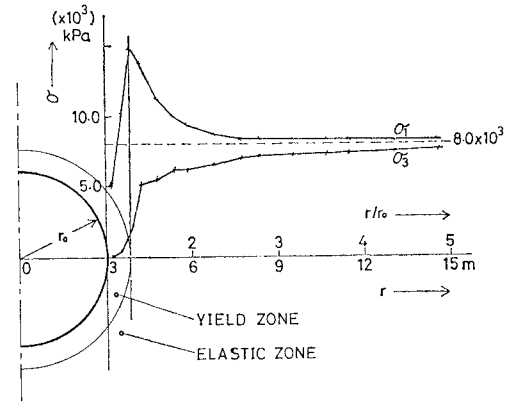
この式から得られる弾塑性理論解と有限要素解析の結果 (CASE A) とを比較する。なお、 $\sigma_{gd}=9600$ kPa、 $\phi=35^\circ$ である。

図-12(a) は有限要素解析解、図-12(b) は弾塑性理論解による主応力 σ_1, σ_3 の分布、および塑性領域を示す。なお、有限要素解析による塑性領域は、軟化域と流動域を含むものとする。塑性領域の広がり、理論解で $r_p/r_0=1.13$ 、有限要素法

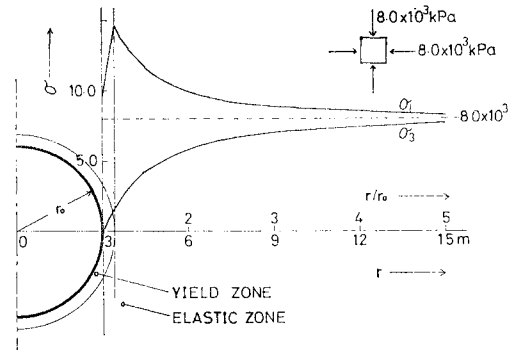
による解で $r_p/r_0=1.28$ となり、軟化過程の影響が大きく出ている。すなわち、破壊した構成要素は徐々にその耐荷力を失い、過剰応力を周辺の岩盤構成要素に分配するため、その構成要素の破壊が促進されるものと思われる。

b) 側圧係数 λ_0 の影響

側圧係数 λ_0 の違いによる塑性領域、危険領域の進展

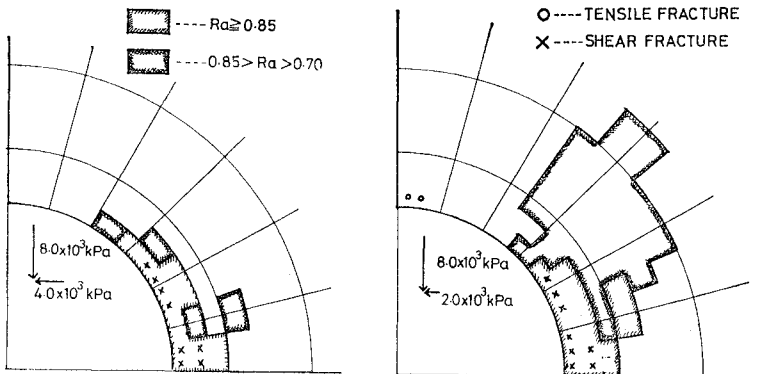


(a) 有限要素解析解



(b) 弾塑性理論解析

図-12 水平断面に沿う応力状態の変化



(a) CASE B

(b) CASE C

図-13 トンネル周辺の塑性域と破壊接近度

具合への影響を調べる。図-13は CASE B と CASE C の塑性領域と破壊接近度 (R_a) を示す。 R_a は次のように定義される。

$$R_a = \sigma_d / (C_p \cos \phi_p + \sin \phi_p \sigma_m) \dots\dots\dots (19)$$

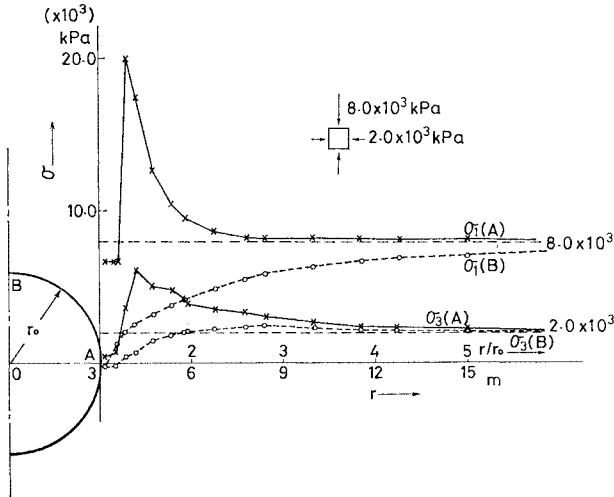


図-14 トンネル側壁と天端を通る半径に沿う主応力の変化 (初期応力状態 CASE C)

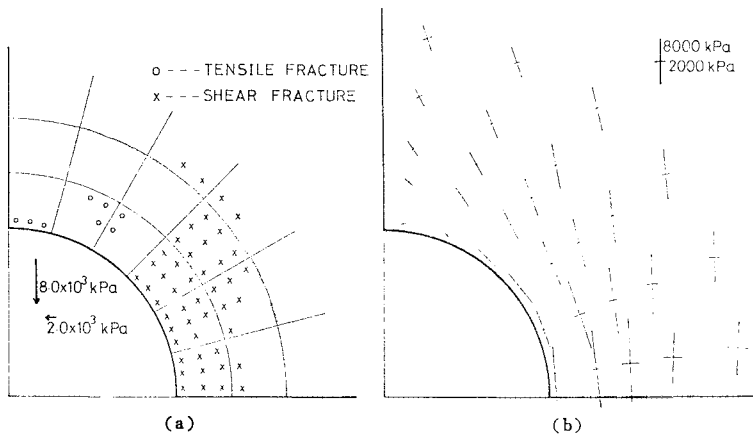


図-15 トンネル周辺の破壊状態と応力状態 (初期応力状態 CASE C, 掘削応力 97% 解放時)

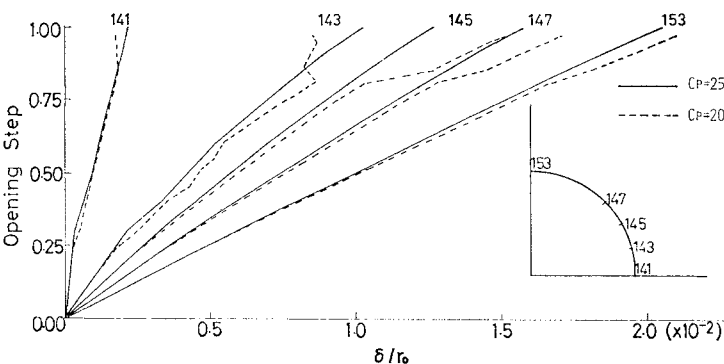


図-16 応力解放に伴うトンネル壁面の変位の変化 (初期応力状態 CASE C)

CASE A と比較すると塑性領域の広がりは大きくないが破壊状況はまったく異なり、天端に引張領域が発生し、引張破壊する構成要素も生じる。図-14は、CASE C の側壁と天端を通る半径に沿う主応力 σ_1 , σ_3 の変化を示す。CASE A と比べて、応力の変化が著しく、塑性領域の周辺にはかなりの高応力が発生する。 R_a の分布をみると、CASE B に比べて CASE C の方がかなり危険領域が岩盤内部まで進んでいる。しかし、開削による周辺岩盤の大きな応力の乱れは各場合ともほぼ同様で $r/r_0=2.0$ ($r=9.0$ m) までである。

CASE C に対して、周辺岩盤の破壊進展とトンネルを含む構造体全体の安定性を調べるため、 $C_p=2000$ kPa, $\phi_p=35^\circ$, $C_R=1000$ kPa, $\phi_R=35^\circ$ の材料定数 (他の定数は同様) で解析した。この場合、開削段階 0.98 で破壊が急激に進展し、解が収束しなくなる。図-15に開削段階 0.97 のときの破壊進展と、主応力の流れを示す。トンネル周辺の変位を $C_p=2500$ kPa の場合と比較して示すと図-16 のようになる。破壊域の広がりは $C_p=2500$ kPa の場合と比較すると著しく

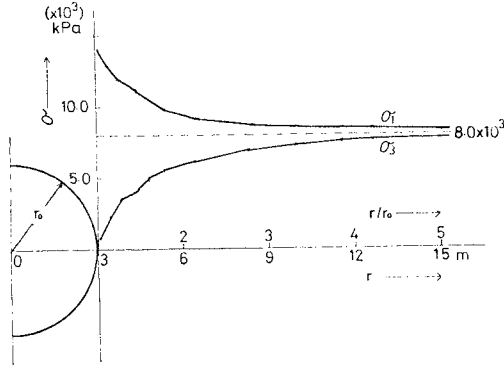
大きくなり、三日月形に岩盤内部に急速に進む傾向を示す。また変位は開削段階 0.85 のときにパターンが乱れ始め、側壁付近ではトンネルの外側に変形していたのがトンネル内部に変形するようになり、天端付近ではトンネル内部への変形が促進され構造として不安定とみなされる。

c) 開削時に緩み領域が発生する場合

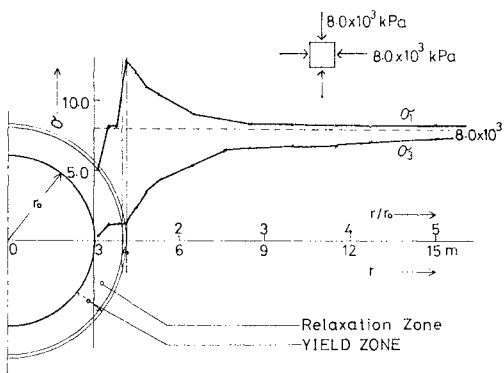
実際の空洞開削時には、発破、掘削機などの衝撃により空洞周辺岩盤が緩み、物性が変化する。ここでは、その領域を緩み領域 (Relaxation zone) とよぶ。この現象を解析に導入するために、緩み状態を無傷の岩盤構成要素と区別して、以下のよう

① ポアソン比は非緩み領域要素と比べて大きくなり、変形係数は小さくなる。緩み領域のポアソン比、変形係数をそれぞれ ν_R , E_R とし、 $\nu_R > \nu$, $E_R < E_0$ とする。

② 緩み領域の構成要素の最大耐荷力は残留強度までしかもたない。この残留強度は、非緩み領域の残留



(a) 弾性解



(b) ひずみ軟化による緩み領域が存在する場合

図一七 トンネル周辺の応力変化に及ぼす緩み領域の影響 (初期応力状態 CASE A)

強度である。

③ 緩み領域は掘削と同時に発生するものとし、解析では応力解放時に緩み領域がすでに存在するものとする。

図一七(b)は、緩み領域が $r/r_0=1.333$ ($r-r_0=1.0$ m) まで発生した場合の CASE A の解析結果、図一七(a)は比較のための緩み領域がない場合の弾性解析結果である。なお、物性値は $E_R=500\,000$ kN/m² ($E_0=700\,000$ kN/m²), $\nu_R=0.35$ ($\nu=0.25$) とした。図一七と 比較して、塑性域が広がり、塑性域周辺の非破壊構成要素の応力は低くなる。これは、緩み領域の耐荷力が低下したことによる影響であるが、開削による影響領域は、非緩み状態の場合と同様で $r/r_0=2.0$ までである。

d) コンクリート覆工の効果

トンネル開削施工時には、コンクリート覆工、ロックボルトなどの補強が施される。ここでは、コンクリート覆工の効果解析によって確かめる。コンクリートの变形、破壊特性は、bi-linear の応力-ひずみ関係とし、破壊規準は C_c, ϕ_c で表現される Mohr-Coulomb 破壊規準に従うと仮定した。なお、

コンクリート覆工は、施工段階を考慮して徐々に解析に取り込むべきであるが、本解析では掘削と同時にコンクリート覆工が施されるとして解析を行った。

変形係数 $E_c=2\,100\,000$ kN/m²

ポアソン比 $\nu_c=0.15$

せん断強度 $C_c=10\,000$ kPa

内部摩擦角 $\phi_c=30^\circ$

なお、トンネル断面の有効半径は 3.0 m, 覆工厚さは 0.6 m とした。

図一八に、CASE C の側壁の主応力の半径方向の変化、図一九に CASE C のコンクリート覆工した場合と、素掘りの場合の主応力の流れを示す。トンネルの側壁のコンクリート覆工部分に塑性域がわずかに発生するものの、岩盤自体には塑性域が発生せず、応力の乱れも微小である。構造体全体としても、素掘りの場合と比較してかなり安定であるといえる。

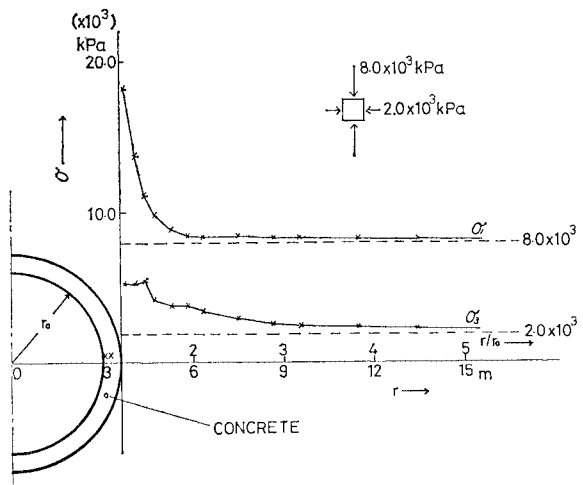
(2) 異方性岩盤の斜面掘削問題

異方性岩盤として、ある一定方向に弱面群が卓越した岩盤を考え、潜在弱面の方向の差による斜面掘削の安定性を検討した。

斜面掘削問題の対象は、図一二〇(a) に示すように高さ 50 m, 勾配 2/1 とし、これに対する解析モデルは 図一二〇(b) のようである。初期応力状態 (掘削以前) は、鉛直圧 (p_v) が土被り圧、側圧 (p_h) は側圧係数 λ_0 とし、次のように表わされるものとする。

$$p_v = \rho gh, \quad p_h = \lambda_0 p_v$$

ここで、 ρ : 密度、 g : 重力加速度、 h : 岩盤地表面下の深さ、 λ_0 : 側圧係数である。岩盤構造系全体の変形係数、ポアソン比、密度、側圧係数、ならびに、弱面と母岩材料の強度特性を次のように与えた。



図一八 コンクリート覆工を施したときのトンネル周辺応力の変化 (初期応力状態 CASE C)

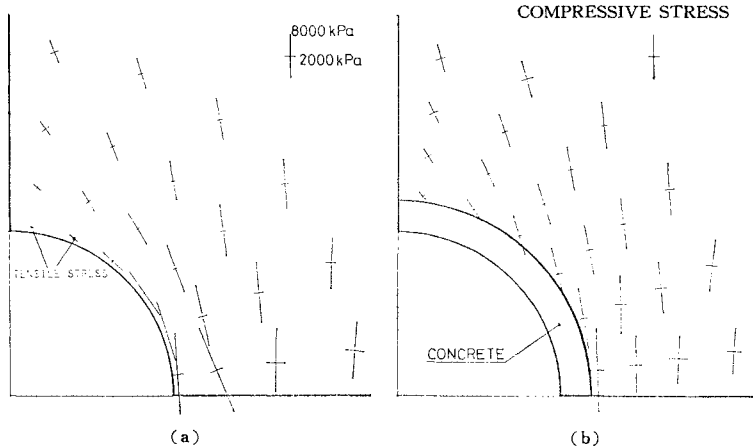


図-19 素掘トンネルと覆工トンネルの周辺岩盤内の主応力状態の比較

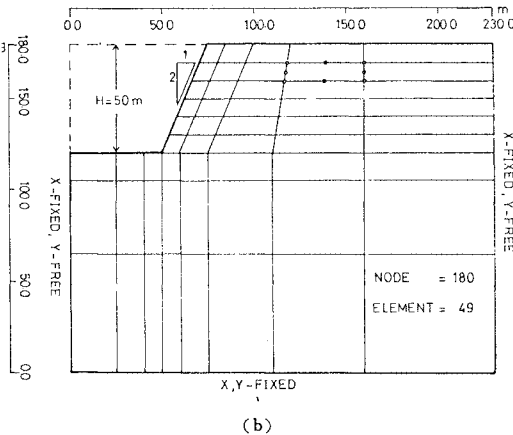
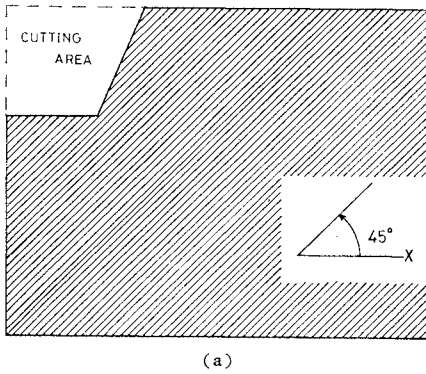


図-20 一方向弱面群を有する岩盤の斜面の解析モデル

$$E_0 = 500\,000 \text{ kN/m}^2, \nu = 0.25, \lambda_0 = 0.25$$

$$\rho = 2.5 \text{ Mg/m}^3$$

$$S_J = 200(150) \text{ kPa}, \phi_J = 35^\circ, S_R = 150(120) \text{ kPa}$$

$$\sigma_R = 35^\circ, S_{tJ} = 30 \text{ kPa}$$

$$S_D = 1\,000 \text{ kPa}, \phi = 30^\circ, S_{MR} = 500 \text{ kPa}$$

$$\phi_{MR} = 30^\circ$$

弱面の材料強度 S_J, S_R については、破壊傾向を調べため2通りを解析対象とした。

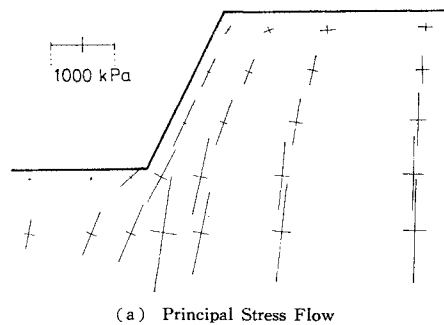
COMPRESSIVE STRESS

図-21 は、斜面掘削の弾性計算結果である。(a) 図は応力流れ、(b) 図は掘削境界面の変位、変形パターンを示す。掘削境界近傍、特に斜面先付近に大きな応力の乱れが生じ、全体的に上方に変形している。

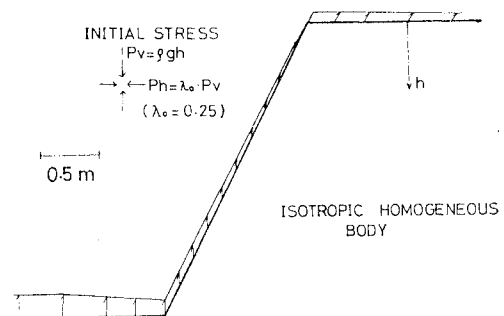
$S_J = 200 \text{ kPa}$ の場合で、潜在弱面が x 方向から $15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ 傾斜した岩盤の掘削による破壊状況は 図-22(a)~(d) のようになる。いずれの場合もりの先付近で引張破壊が生じるが、斜面側の破壊状況、危険領域の分布は傾度

によってまったく異なってくる。弱面方向 30° の場合が最も破壊領域が大きくなり、変形パターンも 図-24(a) に示すように、のり先付近で大きな乱れが生じる。他の場合については、弱面方向 45° の場合には大きな破壊は生じない。

次に、 $S_J = 150 \text{ kPa}$ の場合で、潜在弱面群が $15^\circ, 45^\circ$ 傾いた岩盤を解析すると、破壊領域の進展は 図-23 のようになる。弱面方向 45° の場合は、 図-23(b) に示すように $S_J = 200 \text{ kPa}$ と比較して、破壊領域が大きくなり、掘削相当荷重 0.81 で解が収束しなくなった。また弱面方向 15° の場合は、 $S_J = 200 \text{ kPa}$ の場合と比較して

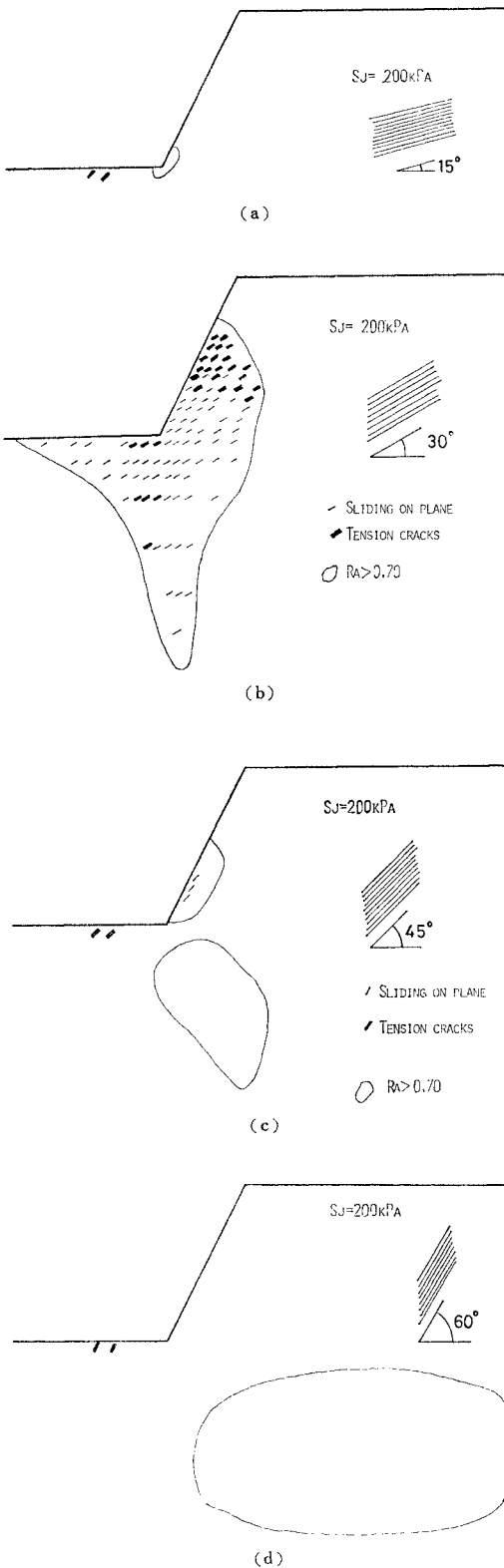


(a) Principal Stress Flow

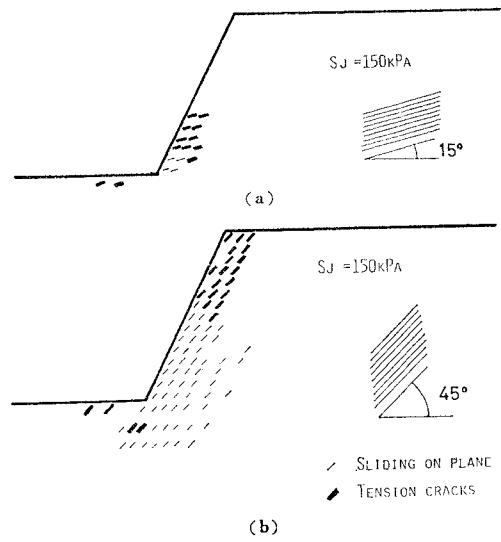


(b) Displacement of Cutting Surface

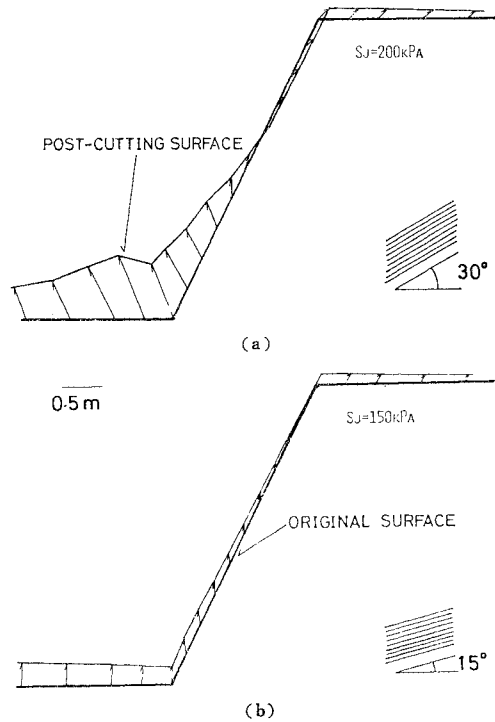
図-21 弾性岩盤斜面の掘削による主応力状態と表面変位 ($\lambda_0 = 0.25$ の場合)



図一22 潜在弱面をもつ岩盤における斜面掘削による破壊状況 ($S_J=200\text{ kPa}$ の場合)



図一23 潜在弱面をもつ岩盤斜面の破壊領域 ($S_J=150\text{ kPa}$ の場合)



図一24 斜面掘削による表面変位

破壊領域が増加しているものの、図一24(b)に示すように、変形には著しい変化はない。

5. 結 論

本論文では、弱面を有しない岩盤、弱面を有する岩盤のひずみ軟化特性をモデル化し、トンネルの開削問題、

潜在的に弱面群を含む異方性岩盤の斜面掘削問題を解析した。軟化過程の定式化には、今回用いたように室内三軸試験から得られる結果（応力-ひずみ曲線と破壊強度、残留強度の規準式）から誘導する場合と、塑性論の立場から誘導する場合がある。本研究の定式化は、室内試験の結果と最小主応力一定の仮定で誘導している。ここで、最小主応力一定としたのは、室内試験から得られる応力-ひずみ曲線と強度規準式は側圧（最小主応力）一定のもとでの結果であり、この2つを結びつける条件は最小主応力一定が最も妥当であると思われたためである。この解析で問題となるのは、塑性ひずみ（特にダイレイタンス）が真に評価されない点である。これに対して塑性論による手法では塑性ひずみは評価できるが、軟化一流動域が理論的に確立されておらず、真に軟化特性を表現できない。そのため、本解析手法は理論面で不十分であるが実用面で有用であると考えられる。

トンネル開削の解析から得られた事項は以下のようである。

(1) 軟化特性を考慮すると、塑性域の広がりには弾塑性理論解よりも大きくなる。

(2) 側圧係数は岩盤内応力、トンネル変形、塑性域に大きく関与する。鉛直圧が等しい場合は、側圧係数が小さいほど不安定となる。

(3) 開削による周辺岩盤の応力の乱れは、側圧係数の大小にかかわらず、 $r/r_0=2.0$ までである。これは、たとえばロックボルト長の決定に有用であろう。

(4) 損傷領域（緩み領域）の存在は、塑性域を拡大させる。コンクリート覆工の効果は著しい。

続いて、単一弱面モデルの岩の破壊規準を適用して潜在弱面を有する異方性岩盤の斜面掘削の解析から得られた点は、弱面の方向により斜面の挙動、安定性が著しく異なることである。特に、2/1 の傾度をもつ斜面の掘削においては、弱面方向 30° の場合が最も不安定となる。そのため、卓越した方向に弱面を有する岩盤の掘削、また、基礎とする工事では、弱面の方向、分布を正確に知ることが重要となる。本法の問題点としては、弱面相互間に依存性がないこと、弾性域では、弱面系異方性体を表現し得ないことなどが掲げられる。

本解析では、岩盤の粘性特性を考慮していない。しかし、現実のトンネル構造体は周辺の岩盤から永続的に力を受けるため、構成則に時間項を導入する必要がある。

なお、本研究における計算は名古屋大学大型計算機センター、FACOM 230-75 によるものである。

参 考 文 献

- 1) Bieniawski, Z.T. et al. : Failure of fractured rock, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 6, pp. 323~341, 1969.
- 2) Perg, S. and E.R. Podnieks : Relaxation and the

- behavior of failed rock, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 9, pp. 699~712, 1972.
- 3) Brady, B.T. et al. : An experimental determination of the true uniaxial stress-strain behavior of brittle rock, Rock Mechanics 5, pp. 107~120, 1973.
- 4) Denkhaus, H.G. : The load-deformation behavior of rock in uniaxial compression, Rock Mechanics, Suppl. 2, pp. 23~51, 1973.
- 5) Wawersik, W.R. and C. Fairhurst : A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 7, pp. 561~575, 1970.
- 6) Kovári, K. and A. Tisa : Multiple failure state and strain controlled triaxial tests, Rock Mechanics 7, pp. 17~33, 1975.
- 7) 小林良二・杉本文男 : 圧縮破壊過程における岩石の力学的挙動について, 日本鉱業会誌, 91(1052), pp. 647~652, 1975.
- 8) Jaeger, J.C. : Friction of rocks and stability of rock slopes, Geotechnique 21, pp. 97~134, 1971.
- 9) Goodman, R.E. and Y. Ohnishi : Undrained shear testing of jointed rock, Rock Mechanics 5, p. 129, 1973.
- 10) Goodman, R.E. : 不連続性岩盤の地質工学 (Methods of geological Engineering in Discontinuous Rocks), Chap. 5, 森北出版, 1978.
- 11) Ziekiewicz, O.C. et al. : Elasto-Plastic solution of engineering problems 'Initial Stress', Finite Element Approach, Int. J. for Numerical Method in Engrg., 1, pp. 75~100, 1969.
- 12) Christian, J.T. et al. : Incremental plasticity analysis of frictional soils, Int. J. for Num. and Analytical method in Geomechanics, Vol. 1, pp. 343~375, 1977.
- 13) Kawamoto, T. and T. Saito : Stress and stability analysis of underground opening taking Post-failure behavior of rock into consideration, Numerical Method in Geomechanics, ASCE, pp. 791~801, 1976.
- 14) Zienkiewicz, O.C. et al. : Stress analysis of rock as a 'No Tension' materials, Geotechnique 18, pp. 56~66, 1969.
- 15) Höeg, K. : Finite element analysis of strain-softening clay, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, Vol. 98, pp. 43~58, 1972.
- 16) Lo, K.Y. and C.F. Lee : Stress analysis and slope stability in strain-softening materials, Geotechnique, Vol. 23, No. 1, pp. 1~11, 1973.
- 17) Biondi, P. et al. : Limit load of a foundation in a strain-softening soil, Numerical Method in Geomechanics, ASCE, pp. 591~596, 1976.
- 18) Cavounidis, S.C. et al. : Strip load on strain softening clay foundation, 3rd. International Conference on Numerical Method in Geomechanics, Aachen pp. 909~916, 1979.
- 19) Sture, S. and H.Y. Ko : Stress analysis of strain-softening materials, Numerical Method in Geomechanics, ASCE, pp. 580~590, 1976.
- 20) Pariseau, W.G. : A finite element approach to strain softening and size effects in rock mechanics, 3rd International Conference on Numerical Method in Geomechanics, Aachen, pp. 545~558, 1979.
- 21) Goodman, R.E. et al. : A model for the mechanics of jointed rock, Proc. ASCE, 94, SM3, pp. 637~659, 1968.

- 22) Zienkiewicz, O.C. and G.N. Pande : Time-dependent multilaminar model of rocks—a numerical study of deformation and failure of rock masses, *Int. J. Num. and Analytical Method in Geomechanics*, Vol. 1, pp. 217~247, 1977.
- 23) Jaeger, J.C. : *Elasticity, Fracture, and Flow*; 2nd ed., Methuen and Co. Ltd. London, 1962 (弾性, 破壊, 流動論, 共立出版, 1968).
- 24) 櫻本泰孝 : 不連続面を含むぜい性材料の強度, 変形特性に関する基本的研究, 名古屋大学修士論文, 1976.
- 25) Zienkiewicz, O.C. : 基礎工学におけるマトリックス有限要素法, 培風館, 1975.
- 26) カスナー, H. : トンネルの力学 (*Statik des tunnel-und stollenbaues*), 森北出版, 1974.

(1980.1.21・受付)
