

断層帯通過時のトンネル切羽の安定性 Face Stability on Tunnelling through Thick Fault Zones

小川豊和*・K.Y. LO**・R.K. ROWE**・関口宏二***
Toyokazu Ogawa, K.Y. Lo, R.K. Rowe and Koji Sekiguchi

This paper deals with the problem of face stability of tunnelling in weak, thick fault zones. The results of three-dimensional elasto-plastic analysis of stresses and displacements around the advancing face are presented. Using the results, together with a plane strain elasto-plastic closed-form solution, the concept of load sharing ratio between rockmass and support system is developed. Two mutually consistent criteria for face stability are introduced and design guidelines are suggested. The method of analysis is then applied to a case history of tunnelling in which large displacements and instability were repeatedly encountered. The results of analysis are generally consistent with field observations.

Keywords: face stability, fault zones, face advance, elasto-plastic analysis, load sharing ratio.

1. はじめに

地殻変動でせん断、褶曲、あるいは大きな変成作用などを受け、その結果として断層帯が生じた地山でのトンネル工事は難渋することが多い。例えば重構造支保工が破壊したり、TBMが動かなくなるなどして、工期が大幅に遅れるといったケースも少なくない。トンネル設計では特性曲線法がよく用いられ、その概念は地山変形をある程度許してもトンネルの安定性は地山の強度で確保しようというものである。地山の変形量があまり大きくなく、トンネル切羽も安定している場合には、特性曲線法の内容はトンネル設計に十分反映される。しかしながら、切羽周辺で大きな変形が予想される場合には、この概念も設計には使用できない。

そこで今回は、地山強度の低い断層内にトンネルを掘削する場合、切羽の安定性を判断するための指針を提案する。まず、初期等方応力下にあった地山において、切羽進行に伴い生じる切羽周辺の3次元応力変位解を、FEM軸対称弾塑性解析より求める。得られた結果をもとに、切羽周辺地山と支保の間の応力分担比(LSR)の概念を導入し、許容変位量と、切羽周辺に発達する塑性域の大きさに対して2つの安定指針を導いた。

また、今回提案した指針が、実際の施工において切羽の安定性を評価することができるかどうか確認するため、トンネル掘削時に切羽の不安定な状態が繰り返し生じた事例を取り上げ、提案指針の検討を行う。

* 正会員 大成建設(株)技術研究所岩盤研究グループ

** Professors, Engineering Science, The University of Western Ontario, London, Canada

*** 正会員 NKK基盤技術研究所

2. 応力分担比 (LSR) の概念

いま、初期等方応力下にある弾塑性体内に、円孔を掘削する場合を考える。切羽の進行とともに初期地圧が解放され、切羽およびその周辺に変位が生じる。Fig. 1 に示すように切羽中心での軸方向（最大）変位 u_{fm} 、切羽天端での半径方向の変位 u_{fc} 、および切羽から十分離れた平面ひずみ状態にある天端での半径方向の変位 u_{ps} を考える。

円孔掘削は地山の半径方向の応力が、初期地圧 P_0 からゼロまで減少する過程として捉えることが出来る。実際のトンネル施工においては、解放される初期地圧の一部を切羽周辺の地山自身が受け持つ仮支保効果が期待できる。切羽の進行に伴い、この仮支保効果が徐々に減少し、その一部は切羽近くに設置される支保工が担うと考えられる。支保工設置が切羽に近ければ近いほど、地山の応力分担比は小さく、逆に支保工にかかる荷重は大きくなる。従って、地山の半径方向応力は切羽の仮支保効果をシミュレートしていると考えられ、この架空の応力は

$$\sigma_r = \text{LSR} \cdot P_0 \quad (0 \leq \text{LSR} \leq 1) \quad (1)$$

と表される。ここに LSR は荷重分担比で、解放された初期地圧分に相当し、支保工が設置されるまで地山が担う初期地圧の分担率と考えられる。掘削後も地山が弾性領域にある場合には、支保工設置の必要がない。しかし一般的には塑性域が発生するため、何等かの支保が必要となる。

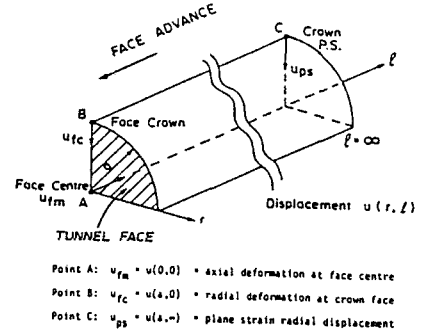


Figure 1: Definitions of radial and axial displacements

3. 進行切羽の安定条件

第一の安定条件は、切羽周辺における最大許容変位を設定することである。言い替えれば、大きな変位が生じて切羽が不安定にならない範囲で地山がどれだけの荷重を支えられるかを決定することである。説明の都合上、ここで切羽中心の最大軸方向変位を、弾性定数 E 、トンネル半径 a 、および初期地圧 P_0 で無次元化し、 $\Omega_{fm} = u_{fm} E / (a P_0)$ で表すことにする。また切羽天端での半径方向の変位、平面ひずみ状態での半径方向の変位についても同様に Ω_{fc} 、 Ω_{ps} を考える。これらの変位と LSR の関係は 4、6 節で定量化することとし、まず定性的に Fig. 2 に示す。切羽の位置に関係なくトンネル内のどの点においても、弾塑性変位は LSR の増加とそれに伴う塑性域の発達により、非線形的に増加する。

第二の安定条件は、Fig. 3 に示したように進行する切羽周りに発達する塑性域の許容半径を設定することである。塑性域は切羽とトンネル壁面との隅にまず発生し、支保圧の減少 (LSR の増加) とともに増大する (Fig. 3 a)。支保圧がさらに減少すると、塑性域の発達が切羽背面にもおよび切羽を包含する状態にまで至る (Fig. 3 b)。この状態にまで至ると切羽は不安定と判断される。

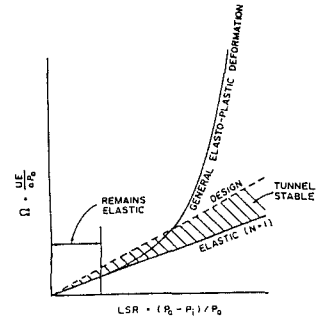


Figure 2: Relationship between dimensionless displacement and load sharing ratio

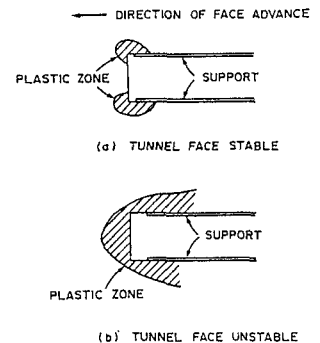


Figure 3: Illustrations of plastic zone formed around an advancing face:
 (a) face stable; (b) face unstable

4. 平面ひずみにおける応力分担比

弾塑性問題では、応力つりあい式、ひずみの適合条件、破壊則、塑性ポテンシャル、および流れ則を考える必要がある。一般的な考慮については、例えば文献2を参照されたい。塑性域での応力変位の解は、破壊則、関連・非関連流れ則、およびダイレイタンシー角の仮定に大きく依存する。ここでは、地山がモールクーロンの破壊則に支配されるとして、a) 粘着力 $\neq 0$ 、摩擦角 $= 0$ と、b) 粘着力 $\neq 0$ 、摩擦角 $\neq 0$ の2材料について考える。

4.1 粘着力 $\neq 0$ 、摩擦角 $= 0$

平面ひずみ弾塑性理論解より、等方初期地圧 P_0 下にある半径 a の円孔周りの塑性域の半径 b は次の式で与えられる[1, 2, 3]。

$$b = a \cdot \exp\left(\frac{P_0 - P_i - c_u}{2c_u}\right) \quad (2)$$

ここで、 P_i は支保圧、 c_u は非排水粘着力である。塑性域が存在するためには

$$P_i < P_{i, \text{crit.}} = P_0 - c_u \quad (3)$$

を満たさなければならない。ここに $P_{i, \text{crit.}}$ は臨界支保圧である。いま、岩盤の単位体積重量 γ とトンネルの土被り z を用いて、安定係数 N （地山強度比の逆数）を

$$N = P_0 / c_u = \gamma z / c_u \quad (4)$$

と表すと、(2)式は次のように書き換えられる。

$$b/a = \sqrt{\exp(N \cdot \text{LSR} - 1)}, \quad N \cdot \text{LSR} > 1, \text{ and } 0 \leq \text{LSR} \leq 1 \quad (5)$$

ここで、 $\text{LSR} = (P_0 - P_i) / P_0$ である。(5)式より、塑性域の大きさは、地山強度と初期地圧解放率で表されることが判る。よって、トンネルの設計段階で、この式より塑性域の大きさを予め知ることが出来る（施工可能な b/a の限界値は通常3から4といわれている[2, 3, 6]）。

塑性域における半径方向の変位 Ω_{ps} はトンネル壁面上（ $r = a$ ）で、理論解[2]より N と LSR を用いて、無次元化した形で次のように書ける。

$$\Omega_{ps, r=a} = \Omega_a = \frac{(1+\nu)}{N} [2(1-\nu)\exp(N \cdot \text{LSR} - 1) - (1-2\nu)N \cdot \text{LSR}] \quad (6)$$

地山が弾性的場合には $\Omega_a = \text{LSR} (1 + \nu)$ である。ここで ν はポアソン比である。(6)式では、平面ひずみにおける塑性域での変位が、安定係数 N と、応力分担比 LSR で与えられている。地山の安定係数ならびにポアソン比の値が判れば、変位は応力分担比、つまり初期地圧解放率だけで表される。

4.2 粘着力 $\neq 0$ 、摩擦角 $\neq 0$

塑性域の半径 b は N と LSR を用いて次のように表される。

$$b = a \left[\frac{2}{N_\phi + 1} \left\{ \frac{N(N_\phi - 1) + 2\sqrt{N_\phi}}{N(N_\phi - 1)(1 - \text{LSR}) + 2\sqrt{N_\phi}} \right\} \right]^{\frac{1}{N_\phi - 1}} \quad (7)$$

ここで N_ϕ は摩擦角より決まる係数で、 $N_\phi = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ である。塑性域が存在するためには、

$$P_i < P_{i, \text{crit.}} = (1 - \sin \phi)P_0 - c \cos \phi \quad (8)$$

が満たされなければならない。

平面ひずみにあるトンネル壁面（ $r = a$ ）での半径方向の変位は、無次元化した形で

$$\Omega_a = \frac{u_a E}{a P_0} = (1+\nu) [2(1-\nu)(b/a)^{N_\psi+1} \frac{\{N(N_\phi-1)+2\sqrt{N_\phi}\}}{N(N_\phi+N_\psi)} + \frac{(1-N_\phi)+(N_\psi+1)\{(1-\nu)N_\phi-\nu\}}{N_f+N_\psi} \left\{ \frac{N(N_\phi-1)(1-\text{LSR})+2\sqrt{N_\phi}}{N(N_\phi-1)} \right\}]$$

$$\frac{-(1-2\nu)[\frac{N(N_\phi-1)+2\sqrt{N_\phi}}{N(N_\phi-1)}]}{N(N_\phi-1)} \quad (9)$$

と表される。ここで N_ϕ は、ダイレイタンシー角 ϕ より決定できる係数で、 $N_\phi = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ である。塑性体積ひずみが生じないときは ϕ はゼロであり、また関連流れ則が成り立つときは $\phi = \phi$ である。

(7)式で表される塑性域の半径、また(9)式で表される変位は、ともに地山の強度定数とLSRの関数である。この様に、地山の強度、ポアソン比、ダイレイタンシー角が決まると、塑性域の半径および変位はLSRだけの関数、つまり掘削による初期地圧解放率の関数となる。

以上により、平面ひずみ状態においては(5)式あるいは(7)式で与えられる塑性域の半径、および(6)式あるいは(9)式で与えられる変位が、安定係数 N と応力分担比LSRの関数であることを示した。切羽周辺においても、塑性域の大きさおよび弾塑性変位が N とLSRの関数であると思われるが、理論解が見あたらないので、これを3次元(軸対称)FEM解析により検討した。

5. 進行切羽の3次元解析

解析に用いたNAPG-2D[4]は、Zienkiewiczら[5]の提案する粘塑性のアルゴリズムを用いて弾塑性解を求める。ここでは、Fig. 4に示す条件で解析を行った。地山強度は、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、およびダイレイタンシー角 ψ で表されると仮定した。

他の3次元解析手法[3, 6]を用いて行った検証結果では、ここで用いた境界はトンネル周辺の計算結果に影響を及ぼさないことが明らかになった。次節で、数値解析より得られた切羽周辺の弾塑性応力変位を、主に無次元化した形で安定係数と応力分担比との関係として示す。無次元変位 Ω は、既に E , a , P_0 を含んでいるので、 N とLSRの弾塑性変位および塑性域の大きさにおよぼす影響をパラメトリックスタディで調べた。

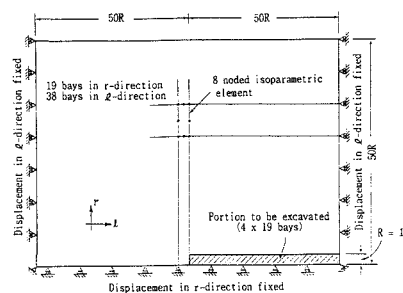


Figure 4: Finite element mesh used in the analysis

6. 数値解析結果

6.1 粘着力 $\neq 0$, 摩擦角 $= 0$

応力分担比LSRの変位への影響

Fig. 5 aは切羽中心での軸方向変位 u_{fm} 、および平面ひずみ状態におけるトンネル壁面の半径方向変位 u_{ps} とLSRの関係を、異なる安定係数 N の値に対して示したものである。同様に、切羽天端での半径方向の変位 u_{fc} とLSRの関係をFig. 5 bに示した。地山が弾性的な場合のこれらの値も両図に示した。

図から、次のことが観察される。

1. 各 N に対して、変位はLSRの増加とともに指数関数的に増大する。
2. あるLSRに対して、変位は N の増加とともに増大する。
3. N の増加にともない、塑性域の発達しはじめるLSRの値は減少する。

得られた結果の物理的な意味は明らかであろう。即ち、与えられた初期応力および地山強度のもとでは、地山が荷重を分担すればするほど変形は大きくなる。逆に、トンネル設計で応力分担比を例えば0.4と設定すれば、安定係数が6以上になると変形量が大きくなり過ぎる。また、ここで重要なことは、3つの変位 u_{fm} 、 u_{ps} 、および u_{fc} のうち、 u_{ps} の絶対値が一番大きい。切羽の安定性を検討する上では、 u_{fm}

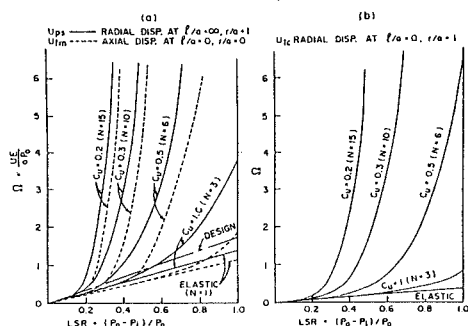


Figure 5: Effect of LSR on dimensionless displacements:

(a) u_{ps} and u_{fm} ; (b) u_{fc}

が最も大切な量であるということである。これは、切羽から離れた平面ひずみ状態にある地点では、十分な支保工を設計することが原理上可能であるのに対し、切羽では、幾何学的な理由でまたトンネル施工上のスペースの問題などで、変位を拘束するのが甚だ難しいからである。これらのことを総合すると、切羽における変位が許容範囲に収まるように設計するのが、切羽の安定上大切であると思われる。暫定的ではあるがここでは、切羽中心での軸方向の弾性変位の1.5倍まで許容する変位を設計変位として考えてみる (Fig. 5 a)。提案した設計変位が、第二の安定条件を満たしているかどうかについては、後述する。

LSRの塑性域への影響

Fig. 6 に、 $N = 15$ の場合の塑性域の発達状況を示す。(5)式から計算される平面ひずみ状態での理論的な塑性域の位置を、矢印で示す。図を見ると、次のことが伺える。

1. 初期応力解放率の増加にともない、塑性域が大きくなる。また、数値計算で得られた結果は ℓ/a の値が大きい場合は理論解と良くあう。(ℓ は切羽からの距離)
2. 塑性域は切羽の肩部にまず生じ、扇状に地山内に広がっていく。

また塑性域は、既に掘削の終わった地山内だけでなく、切羽の先の地山内にもおよぶ。同様の計算結果がいくつか報告されている [例えば7]。ここでおもしろいのは、切羽のすぐ裏側の地山が、他の場所では塑性域の進展がかなり進んでいるにもかかわらず、まだ弾性域にあることである。これはたぶん、切羽表面での掘削側への変形量が大きいため、切羽裏側の地山は、いわば剛体運動を起し、その中の要素はあまり歪んでいないためであろう。

3. 初期応力解放率が10～20%のとき、切羽が完全に塑性域にはいり、不安定な状態になる。

塑性域発達の特性を調べる目的で、トンネルの半径 a で無次元化した、平面ひずみ状態にある塑性域の半径 $(b/a)_{ps}$ と切羽における塑性域半径 $(b/a)_{fc}$ をLSRの関数として Fig. 7 に示す。地山が弾性である場合 ($N = 1$) も図に含めた。これより、与えられた N に対してLSRの増加につれ塑性域の半径も増大すること、与えられたLSRに対しては、 N の増加につれ塑性域の半径も増大すること、さらに N が大きくなるにつれ、小さなLSRの値で弾性域から塑性域に移行する事などが判る。これらは、Fig. 5 で得られた変位についての結果と整合している。したがって、与えられた地山強度に対しては、切羽において塑性域の半径が許容範囲に収まるようにLSRを設定して、トンネルを設計することが可能と思われる。ここでは、暫定的にトンネル半径の1.6倍を塑性域の設計半径とし、これを第二の切羽の安定条件として考えてみる。

ここまで、切羽の安定性に関して、2つの安定条件を提案した。提案した2つの条件がおたがいに矛盾をきたしていないかどうか検証の意味で、Fig. 8 を用意した。ここでは、 $N = 15$ の場合の $(b/a)_{ps}$ と $(b/a)_{fc}$ の比をLSRに対して

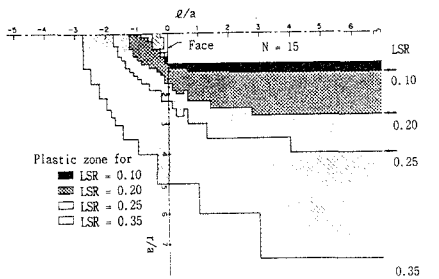


Figure 6: Development of plastic zones around tunnel opening

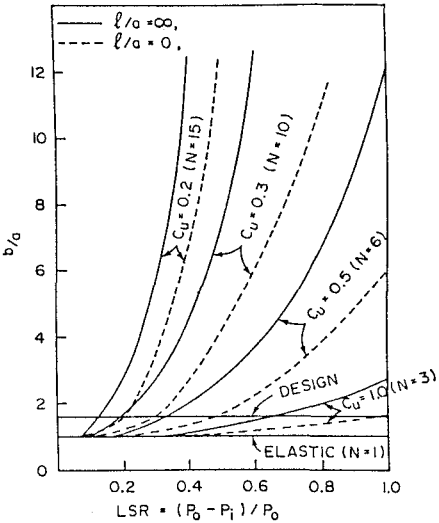


Figure 7: Effect of LSR on plastic radius

プロットした。この比は、地山が弾性域にある場合の1から次第に減少し、LSRがある程度大きくなると一定値に漸近している。図には、塑性域が切羽と側壁との隅から発生し始める点、および切羽が完全に塑性域にはいる点を示したが、切羽中心の軸方向の変位に対する第一の安定条件に対応するLSRの値は18%で、切羽が完全に塑性域にはいる点に対応するLSRの値とほぼ同じである。このことより、第一、第二の安定条件はおたがいに整合しているといえる。ここでは $N=15$ の場合についてだけ結果を示したが、(5)式から推察できるように、他の N の値についても同様の結論が得られる。

6.2 粘着力 $\neq 0$, 摩擦角 $\neq 0$

地山強度が c 、 ϕ で与えられる材料についても、LSRと N が、弾塑性変位と塑性域の大きさに及ぼす影響について検討した。 $\phi = 0$ の材料についてFig. 5、7に示したものと同様の結果が得られたので、ここでは紙面の都合上割愛する。代りに一例として、応力解放率 $LSR = 100\%$ の場合に、ダイレイタンシー角 ϕ が切羽中心の軸方向（無次元化された）変位 Ω_{fm} に及ぼす影響をFig. 9に示す。横軸には安定係数の逆数、即ち地山強度比をとり、 $\phi = 30^\circ, 35^\circ$ 、および 40° について、 $\phi = 0$ と、 $\phi = \phi$ の場合の結果を示す。図より、強度 c 、 ϕ の低下、および ϕ の増加とともに変形量が增大することが判る。

7. 計測事例

鍋立山トンネルは、Fig. 10に示すように、地下約150mに位置する単線用の鉄道トンネルである。その工事史については、数多く文献[例えば8、9]が報告されているので詳述はしないが、1985年現在で、トンネル掘削が難渋している椎谷層内の断層帯を除いて、トンネル全長の93%が終了している。

この椎谷層は第三紀鮮新世に属し、凝灰岩および凝灰岩質砂岩互層を含む膨潤性の泥岩からなる。強風化粘土や岩砕などを含み、非排水粘着力が125 kPaのところもある。ここでは、上半先進ショートベンチカット工法、および中央導坑先進工法が用いられた箇所での計測結果を検討してみる。

上半先進ショートベンチカット工法が用いられたSTN.32K660mおよびSTN.32K670m地点では、天端沈下、内空変位、および支保工にかかる土圧が測定された。そのうち、天端沈下ならびに内空変位測定結果をFig. 11に示す。STN.32K660mでは天端沈下は上半掘削後90mmであったが、下半掘削終了後には800mm、またそのときの内空変位は

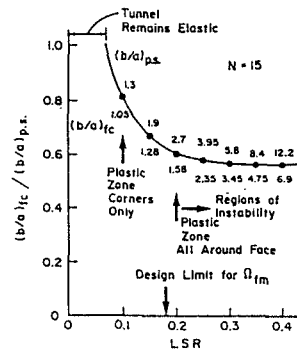


Figure 8: Effect of LSR on the ratio of plastic radius at face to plane strain

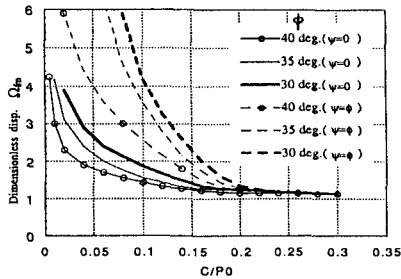


Figure 9: Effect of dilatancy angle on dimensionless displacement Ω_{fm}

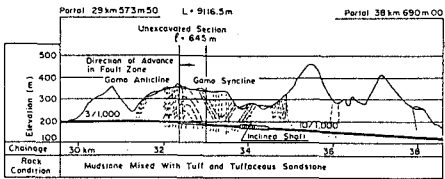


Figure 10: Longitudinal section of Nabetachiyama Tunnel (after [8])

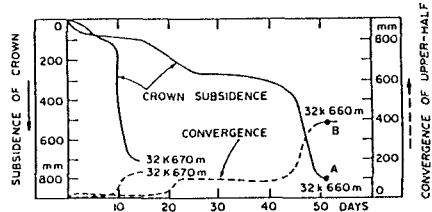


Figure 11: Measured displacements at sections of drift heading short bench cut method (after [8])

400mmにもおよぶ。さらに断層内にはいったSTN.32K670m地点では、上半掘削時に既に700mmの天端沈下が生じている。計測結果から、切羽周辺では地山が極めて不安定であった状況が伺える。図中、A、Bで示した点について理論解と比較すると、Fig.1 2 のようになる。

Fig. 1 1 中のA、B点に対応する変位は、双方とも切羽不安定と判断される領域内にある。とくにA点は許容変位を大きく上回っている。またこの点については、（5）式で計算される塑性域の半径が $b/a=7.8$ （ $b=23.4$ m）と、塑性域も許容範囲を大きく超過している。

このような状況下では、3 m長のロックボルトでは有効な支保効果が期待できないといえる。Fig. 1 2 から判断して、また、切羽の安定性を確保するには、初期応力解放率は15%が限度であると思われる。

中央導坑先進工法が用いられたSTN.32K760m地点では、天端沈下、内空変位、および支保工にかかる土圧に加え、コンクリート吹き付けを行った鏡の押し出し量が測定された。ここでは割愛するが、測定された天端沈下、内空変位、および支保工にかかる土圧は比較的短時間で収束し、その後ほぼ一定値におちついている。天端沈下は最大で15mm、内空変位は25mmに達し、支保工にかかる土圧は2.4～3.0 MPaで、土被りから計算される初期地圧とはほぼ等しい。従ってここで用いられたトンネル支保は、有効であったといえる。Fig. 1 3 に鏡押し出し量測定結果を示す。押し出し量は大きく、2日で数mにもおよぶ。鏡にセットされた4つの測定ピンのうち、右上のピン5での測定値が一番小さく、2日で1 m程度である。ピン5での測定値をFig. 1 3 のA、B点について理論解とFig. 1 4 で比較する。Fig. 1 3 中のA、B点に対応する変位は、双方とも切羽不安定と判断される領域内にある。また点Aについて塑性域の半径を計算すると $b/a=4.6$ （Fig. 7 中、 $N=15, LSR=0.34$ ）で、切羽は不安定と判断される。切羽の安定性を保持するには、Fig. 1 4 よりLSRは18%以下といえるが、このLSRの値は、上半先進ショートベンチカット工法地点で求めた $LSR=15\%$ と近い。

以上、ここで行った計測事例の検討は、初期地圧状況が不確かなために、定性的な意味合いが強いことは免れない。しかしながら、この論文で提案した切羽安定性の指針で、現場の状況が矛盾なく説明できる場合があることが判ったので、断層帯など、大変形が予想される地山のトンネル設計などに利用できるとと思われる。

8. まとめ

2次元弾塑性理論解と3次元（軸対称）弾塑性有限要素解を用いて、等方初期応力下の地山に円形断面ト

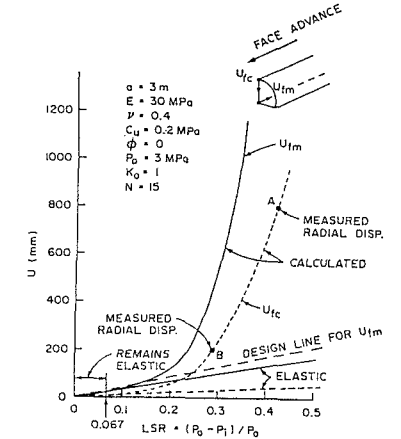


Figure 12: Analysis of tunnel performance of Nabetachiyama Tunnel (main drift, station 32K660m)

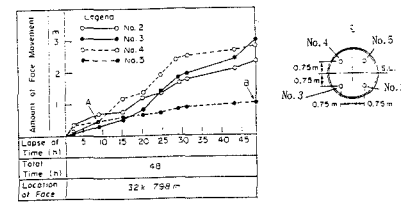


Figure 13: Measured face displacements at sections of drift heading method (after[8])

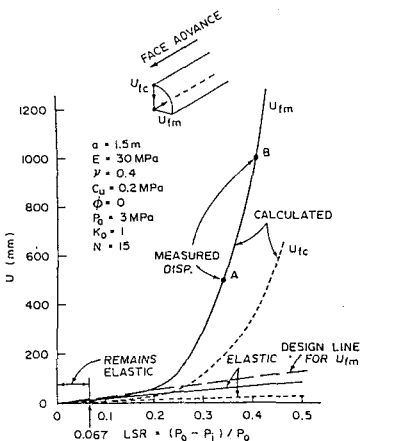


Figure 14: Analysis of tunnel performance of Nabetachiyama Tunnel (centre drift, station 32K798m)

ンネルを掘削する場合の弾塑性変位ならびに塑性域の広がりについて検討した。応力解放率の概念を導入して、許容変位および許容塑性域範囲を設定することにより、切羽の安定性に関する2つの設計指針を提案した。さらに断層帯を通過するトンネル施工時の計測事例を用いて、提案した指針の妥当性を検討した。それより次のような結論が得られた。

1. トンネル切羽の軸方向の変位、ならびに切羽周辺の半径方向の変位は、応力解放率 LSR と、安定係数 N （地山強度比の逆数）に支配される。変位は LSR の増加、また N の増加にともない増大する。同様に、塑性域の半径も LSR と、 N に支配される。
2. 切羽の安定性を論議するときは、変位および塑性域の大きさの両方を考慮する必要がある。ここではその両方について暫時的な設計指針を提案した。
3. 計測結果を用いて、提案指針の検討を行った結果では、現場の状況を矛盾なく説明できる場合があることがわかった。

なお、この論文に示した切羽の安定性についての提案は暫定的なものであるもので、さらにケースヒストリーの解析を積み上げることにより、断層帯など大変形が予想される地山のトンネル設計・施工に参考になるよう、より信頼性のあるものにしてゆきたいと考えている。

9. 謝辞

3次元弾塑性解析は、NKKで開発された、NAPG-2Dを用いて行った。計算はウエスタンオンタリオ大学のCyber930とETA10P上で行った。貴重な試料を提供してくださった、日本鉄道建設公団の土居、服部、林、峯本、高橋、秋田、清水各氏には心より感謝する。本研究は、カナダNRC科研費No.0007745による。

10. 文献

- [1] Lo, K.Y., Ng, M.C., and Rowe, R.K. 1984. Predicting settlement due to tunnelling in clays. Proceedings of GEOTECH'84, ASCE, Atlanta, GA, pp.46-76.
- [2] Ogawa, T. and Lo, K.Y. 1987. Effects of dilatancy and yield criteria on displacements around tunnels. Can. Geotech. J., 24, pp.100-113.
- [3] Lo, K.Y., Ogawa, T., Sekiguchi, K., and Rowe, R.K. 1990. Large deformation and face instability on tunnelling through thick fault zones. Proceedings of 8th Annual TAC meeting, pp.101-120.
- [4] 日本鋼管株式会社鉄鋼研究所都市工学研究部: NAPG-2D, Version 3.0, 理論マニュアル, 1988.
- [5] Zienkiewicz, O.C. and Corneau, I.C. 1974. Visco-plasticity and creep in elastic solid-A unified numerical solution approach. Int. J. for Num. Methods in Engg, Vol.8, pp.821-845.
- [6] Ogawa, T. 1986. Elasto-plastic, thermo-mechanical and three dimensional problems in tunnelling Ph.D Thesis, The University of Western Ontario, London, Ont.
- [7] Lee, K.M.A. and Rowe, R.K. 1990. Finite element modelling of the three-dimensional ground deformation due to tunnelling in soft cohesive soils: Part I-Method of analysis; Part II-Results, Computers and Geotechnics.
- [8] Doi, N., Minemoto, M., Takahashi, Y. and Akita, K. 1989. Tunnel through highly-expansive mudstone zone (Nabetachiyama Tunnel). Proceedings, Int. Congr. on Progress and Innovation in Tunnelling, Vol.2, pp.641-648.
- [9] 土居・服部・林 1990. 膨張性地山への再挑戦、トンネルと地下21号、No. 7, pp.7-12.