

(40) 日本におけるスクィーズイングトンネルの実態

名古屋大学工学部	正会員	○ 川本眺万
東海大学海洋学部	正会員	Ömer AYDAN
豊田工業高等専門学校	正会員	赤木知之

A SURVEY OF TUNNELS IN SQUEEZING ROCKS IN JAPAN

T. Kawamoto	Nagoya University
Ömer AYDAN	Tokai University
T. Akagi	Toyota National College of Technology

Abstract

The present study mainly attempts to clarify the squeezing phenomenon of rocks about tunnels in Japan and its mechanism and associated factors by studying carefully observed failures on site. On the basis of our survey, it is distinguished that the following factors are particularly involved with large deformations of the surrounding medium:

- 1-) Competency factor, which is defined as the ratio of the uniaxial strength σ_c to the overburden pressure γH (Muirwood 1972, Nakano 1979), should be less than 2,
- 2-) The tangential strain of the tunnel wall, which is defined as $\varepsilon_\theta = u/R$, should be more than 1 %.
- 3-) Although the water content is not directly involved, the water content of squeezing rocks was more than 25 %. It is believed that the porosity of rocks is a much more important parameter than their water content regarding the squeezing potential of rocks. As the porosity increases, rocks become weaker in their mechanical resistances.
- 4-) The geology of tunnels were generally consisted of layered sedimentary rocks and they generally contained clay minerals with swelling characteristics.
- 5-) The observed forms of failure during squeezing phenomenon were those as described in section 2.
- 6-) The elapsed time for the recognition of the squeezing phenomenon varies with the competency factor of the rock. The smaller the ratio is the quicker the squeezing failure.

1. まえがき

スクィーズイングトンネルとは国際的に使われている用語で、日本での膨張性トンネルという用語に相当する。スクィーズ(Squeeze)には締め付けるという意味があり、地山がトンネル内空に押し出してトンネルという空間を締め付けるという地山の立場で現象を考えている。それに対し膨張性トンネルは、自分をトンネル空間に置き、地山が膨張して来るというイメージで捕らえた用語と言える。したがって、地山そのものの膨張を促すスウェリングは、スクィーズイングと明確に区別されているのに対し、膨張性トンネルと言えば、メカニズムを問わずスウェリングも含めた現象そのものを特徴づけている。

1988年にMadridにおいて開催されたISRMのMeetingにおいてCommission on Tunnelling in Squeezing Rockが開設がされている。そこで合意を得たスクィーズイングロックの定義は、トンネル掘削によって発生する2次応力状態が周辺地山の破壊強度を越え、地山が塑性流動を起こしてトンネル空間を押し出す地山であるとされた。さらに、スクィーズイングの現象の定義を明確にするために、できるだけ多くのケースヒストリーを収集することが必要であるとされた。

日本においては、スクィーズイングロック中に施工されたトンネルの事例は数多く、そのときの計測データも相当蓄積されているが、ほとんどはその場限りの対応に使われただけで、それらのデータは系統的に整理されていない。したがって、未だ変形および破壊の機構や支保の効果などは十分に明らかにされていないので、統一的な設計・施工法の確立ができないでいる。スクィーズイングロックにおけるトンネルに合理的に対応するためには、まずその発現の有無および程度を事前に予測できるかどうかが重要なポイントとなる。現在までの施工実績から、膨張性の有無は、地山を構成する岩石の種類、地質構造およびトンネルの土被り圧などからおよそ推定できるまでにはなっているが、その程度までの予測は困難であり、若干の研究例^{1),2)}も見られるが今後解決しなければならない重要な課題となっている。

本論文では、そのような現状を踏まえ、日本において膨張性と呼ばれる地山でのトンネル施工報告から種々の試験・計測データを収集整理し、スクィーズイングロックの力学特性を分析することによって、どのような地山の状況でスクィーズイングが発現するかを明確にすることを試みている。

2. スクィーズイングロックの定義

メカニズムは全く違うのに現象が良く似ているため、スクィーズイングの定義をスウェリングと比較しながら行くと理解しやすい。Terzaghi³⁾によれば「スクィーズイングとは、トンネル周辺岩盤がその体積を増加させることなくトンネル内空へ押し出す現象であるが、スウェリングは、岩盤の体積が顕著に増加することによって地山がトンネル内へ押し出す現象であるとし、同じような形態の現象であるが、その違いは地山中に含有する粘土鉱物の種類にのみ起因する」としている。きわめて簡潔な定義で分かり易い記述であるが、その後、トンネル周辺岩盤の挙動解析技術が進歩するにつれ、より明確なメカニズムの定義が要求されるようになった。本論文では、「スクィーズイングとは、トンネル掘削に伴う二次応力が周辺岩盤の強度を超えて岩盤を破壊させ、さらに掘削が進むにつれて破壊領域がトンネル壁面から地山内部へと進行し、破壊した岩盤マスがトンネル内空へ押し出す現象である。」と定義する。当然、この流動の状況は、材料の降伏後の特性によって異なり、せん断破壊に伴うダイレイタンスが生じて地山の体積増加も含む押し出し現象であることに留意しなければならない。このような定義によってスクィーズイング現象の解析的取り扱いが可能となる。

なお、スクィーズイングを解析的に取り扱う場合、その破壊形態が地山の地質構造によって異なることに留意しなければならない。Aydan⁴⁾はその形態を地質状態との関連で図-1に示すような三つのパターンに分類した。

- 完全せん断破壊：比較的均質で延性的な岩盤マスの場合に見られ、トンネル周辺岩盤が一様にせん断破壊し断面がほぼ均等に全方向から縮小するように押し出す。まさしく岩盤が膨張しているような挙動を示す。写真-1の折爪トンネルの例⁵⁾がこのタイプに相当する。このトンネルの地山は一軸圧縮強度が $0.7 \sim 1.2 \text{ MPa}$ の泥岩からなり、土被りはおよそ 100 m で地山強度比が $0.4 \sim 0.5$ ときわめて小さく、最大 1600 mm の内空変位が観測された。
- 座屈破壊：千枚岩や雲母片岩などの変成岩、あるいは頁岩、シルト岩、砂岩などの比較的薄層理を持つ延性的な堆積岩に見られる。層理面方向の地圧が卓越している場合に起こり易い。写真-2に示した塩嶺トンネルの例⁶⁾がこのタイプに相当する。このトンネルの地山は層状泥岩で、一軸圧縮強度が $4 \sim 4.2 \text{ MPa}$ 。土被りは $110 \sim 130 \text{ m}$ 。地山強度比は $1.3 \sim 1.6$ で、内空変位は 1000 mm 以上であった。
- せん断とすべりの複合破壊：厚い層をなす堆積岩で見られ、層理面に沿ってすべると同時に層内の局部でせん断破壊を起こす。このタイプの例は日本では未だ報告例は見られない。アメリカでのNavajo導水トンネル⁷⁾の例がある。また、Kaiser⁸⁾は石炭トンネルの模型実験でこのタイプのスクィーズイングを観測している。

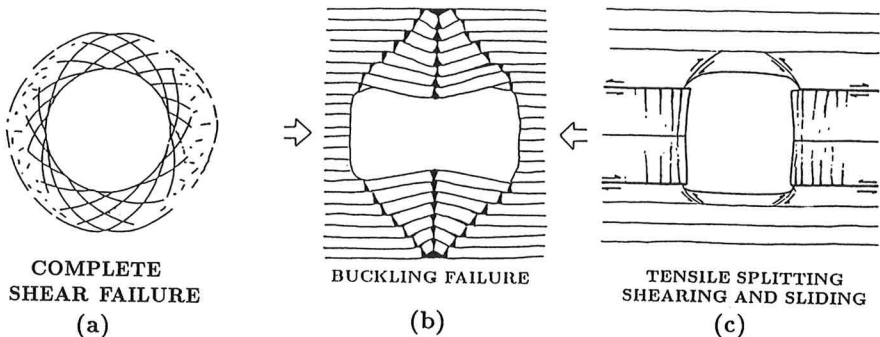
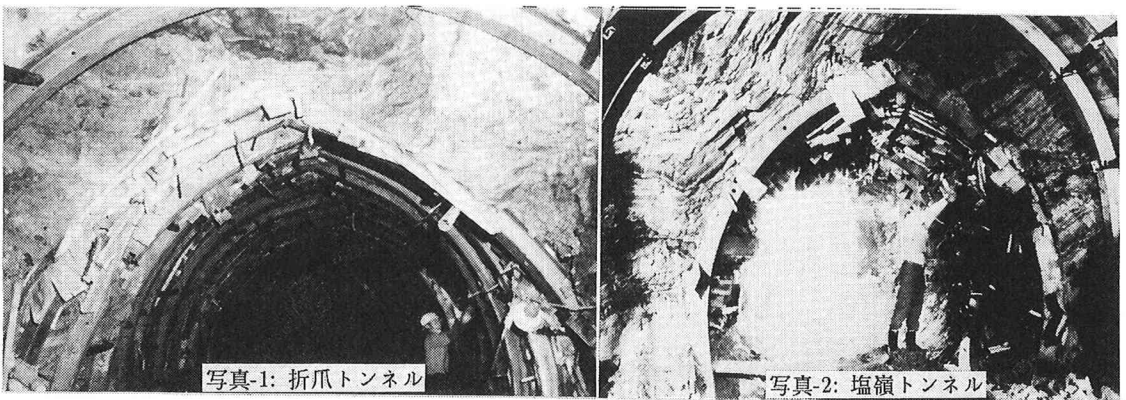


図-1: スクィーズイントンネルの破壊形態



3. スクィーズイング地山とトンネル挙動の実態

日本の国土面積の1/3は第三紀層の凝灰質泥岩で覆われており、その所々はテクトニック力を受けて褶曲や断層が発達し、含有水も豊富できわめて軟弱な状態になっている。そのような箇所に施工されるトンネルの多くは、決して膨張性を示し、対応に苦慮した事例が数多く報告されている。それらの計測データを整理してみると、トンネル膨張の原因の大半は、地山のスクィーズイングに依るものと判定できる。本章では、そのような事例報告をできるだけ多く収集・調査し、その試験・計測データを分析して日本におけるスクィーズイングロックとスクィーズイングトンネル挙動の実態を明らかにする。

主な調査項目はスクィーズイングを起こした地山の力学特性、トンネル形状、土被り、初期応力、地質、トンネルの掘進速度および支保形式、トンネルの変形量および変形速度、支保部材の破損状況などで、これらがデータシートに求められる。

(1) スクィーズイングロックの力学特性

地山がせん断破壊してトンネル内空に瞬間的に押し出す現象を山はねと呼んでいる。山はねは高強度の脆性的な硬岩中に起こるのに対し、スクィーズイングは低強度の延性的な軟岩がほとんどである。軟岩は比較的不連続面が少なく、その一軸圧縮強度は、岩盤の強度的性質と良い相関があると考えられるので、スクィーズイングの判定に重要なパラメータとなり得る。そこで、調べられたスクィーズイングロックの種々の力学特性を一軸圧縮強度との関係として整理し、その結果を図-2～図-7にまとめた。

(a) 一軸圧縮強度(σ_c)と単位体積重量(γ_t)の関係(図-2(a))

一軸圧縮強度の範囲が0.15～21MPaに対し、単位体積重量の変動幅は16～23kN/m³と比較的少ない。 σ_c が大きくなると γ_t が大きくなる傾向が見られる。強度が零の場合は流体の状態と考えられるので、初期値を $\sigma_c = 0$ で $\gamma_t = 10\text{kN/m}^3$ (水の値)とし、これらプロットされた値を曲線近似すると次式が得られる。

$$\gamma_t = 10(1 + 0.8\sigma_c^{0.15}) \quad (1)$$

(b) 一軸圧縮強度(σ_c)とポアソン比(ν)の関係(図-2(b))

σ_c が0.1～22.5MPaの範囲で、 ν の変化は0.5～0.25となっている。 σ_c が零に近づくとき ν は0.5に近づいているが、これは流体の状態と考えられる。一方、 σ_c が大きくなるにつれ ν は0.25に漸近している。これらを曲線近似すると、次式となる。

$$\nu = 0.25(1 + e^{-0.2\sigma_c}) \quad (2)$$

(c) 一軸圧縮強度(σ_c)と弾性係数(E)の関係(図-2(c))

σ_c の範囲が0.3～16MPaに対し、 E の変化は20～2500MPaと大きい変化を示している。また、非常にばらつきが大きいのは、軟質岩の弾性係数の特徴であろう。これだけばらつくとも曲線近似は難しいが、比較的精度の高い相関式を提示しているコンクリートに対するべき関数をこれらに適用すると次式が得られる。

$$E = 80\sigma_c^{1.4} \quad (3)$$

なお、この近似にあたっては σ_c が10MPa以上の値については適用が困難と思われる程に値が分散しているので除外してある。

(d) 一軸圧縮強度(σ_c)と弾性波速度(V_p)の関係(図-2(d))

σ_c が0.3～15MPaの範囲で V_p は1.05～3.0km/sと変化している。当然 σ_c が大きくなるにしたがい、 V_p は大きくなっている。結構 V_p の変動幅は大きい、初期値として $\sigma_c = 0$ で水の弾性波速度 $V_p = 1.4\text{km/s}$ を仮定し、曲線近似すると次式が得られる。

$$V_p = 1.4 + 0.2\sigma_c^{0.7} \quad (4)$$

(e) 一軸圧縮強度(σ_c)と自然含水比(w)の関係(図-2(e))

σ_c が0.3～11MPaの範囲で、 w は8～55%の範囲にある。特に両者に明瞭な相関があるとは見えないが、 σ_c が大きいと w は特定の値にはならないことがわかる。

(f) 一軸圧縮強度(σ_c)と内部摩擦角(ϕ)の関係(図-2(f))

内部摩擦角に関するデータは少なかったが、 σ_c が0.5～16.5MPaの範囲で、 ϕ は8°～44°の範囲にある。 σ_c が増加するにしたがつて、 ϕ は増加し、40°～45°の値に収束する傾向を示している。初期値を $\sigma_c = 0$ で $\phi = 0^\circ$ としてべき関数近似すると次式が得られる。

$$\phi = 20\sigma_c^{0.25} \quad (5)$$

このような岩の力学特性間の相関性については、今まで一軸圧縮強度が20MPaより大きな硬岩に関するものが多く、軟岩に関する研究はほとんど見られなかった。

(2) スクィーズイングによる膨張トンネルの実態

スクェーリングによる変状が比較的緩慢に進行し、それほど大きな変形とはならないのに対し、スクィーズイングに起因する変状はトンネル壁面が急速に内空に押し出で支保の破壊をもたらすとともに切羽が自立しない場合が多い。盤ぶくれはいずれの場合も起こるが、現象の速さが異なることからその原因が検討され得る。

このような観点から、調査されたトンネルの資料を整理し、スクィーズイングを起こしたトンネルおよびスクィーズイングとは認められないトンネルに分類し、それらの壁面の円周ひずみ(ϵ_θ)、地山材料の一軸圧縮強

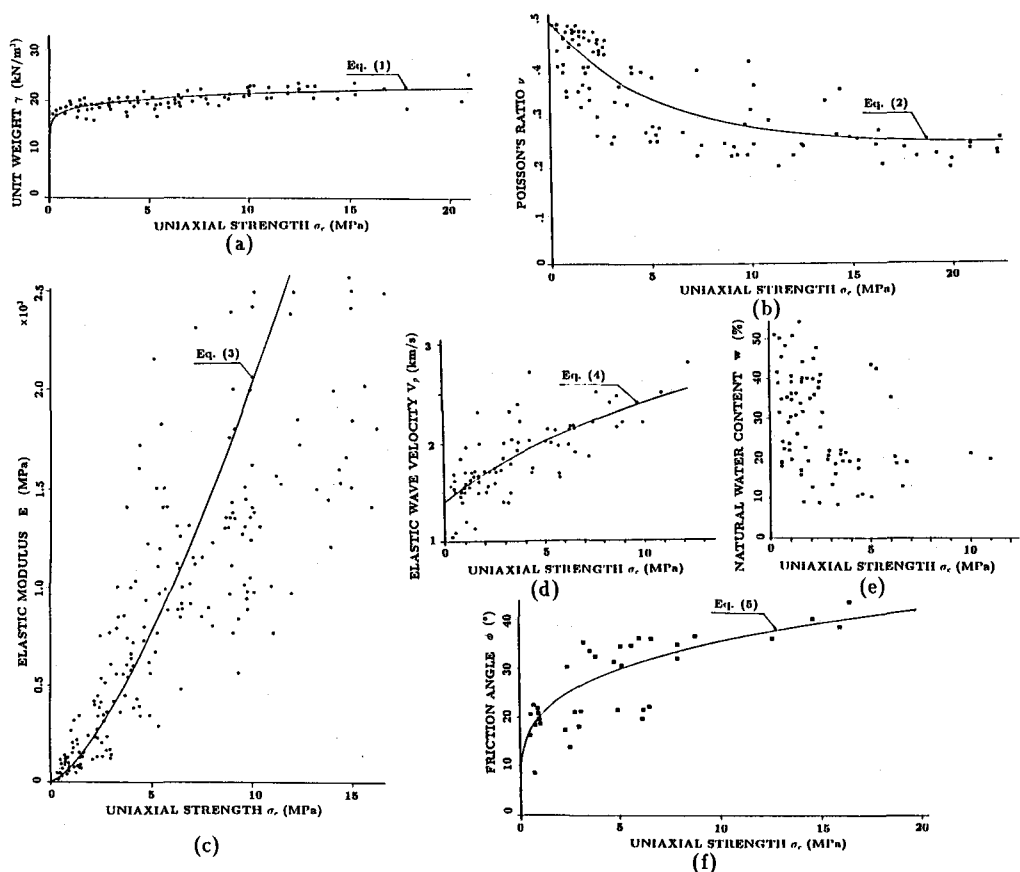


図2: スキーズインロックの力学特性

度(σ_c)、トンネルの深度(H)および地山強度比(α)と四つのパラメータを抽出して図-3のようにまとめた。なお、壁面ひずみ(ε_θ^a)と地山強度比(α)は次式で定義される。

$$\varepsilon_\theta^a = \frac{u}{a} \times 100(\%) \quad u: \text{壁面変位}, \quad a: \text{トンネル半径} \quad (6)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_c}{\gamma_t H} \quad \gamma_t: \text{地山の単位体積重量} \quad (7)$$

図において、第一象限は一軸圧縮強度と壁面ひずみ、第二象限は一軸圧縮強度とトンネル深度、第三、第四象限はそれぞれトンネル深度と壁面ひずみに対する地山強度比の分布を示している。これらの結果によればスキーズイングトンネルの特性として以下の事実を特定できる。

- (a) 壁面ひずみは、1%～12%の範囲にあり、1%以下でのスキーズイングはない。
- (b) 大きな壁面変位をもたらすケースでは、地山の一軸圧縮強度は全て小さいが、小さな壁面変位でスキーズイングする場合は、特に、一軸圧縮強度に限定されず、大きな σ_c でも、スキーズイングを起こしている。
- (c) Muirwood⁹⁾、仲野¹⁰⁾が指摘した結果と同じく、地山強度比(α)は1.6～2.0が境界値で、2.0以上でのスキーズイングは見られない。
- (d) 含水比は概ね25%以上である。
- (e) 地質はほとんどが堆積岩で、膨潤性粘土鉱物を含む。ただし、その含有量と壁面変位には特別な関係はない。
- (f) スキーズイングの速さは地山強度比に依存し、地山強度比が小さい程その押し出す速度は大きい。

以上列挙したスキューズィングトンネルの特性を、トンネルの設計段階までに十分な調査によって考慮すれば、スキューズィングを起こすトンネルかどうかの判定が可能となる。

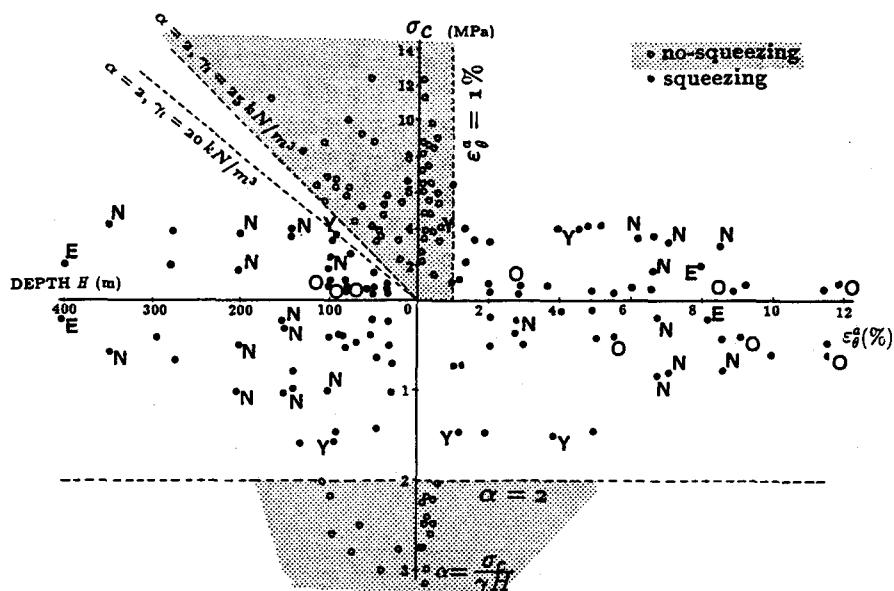


図3: スキューズィングトンネルの挙動特性

参考文献

- 1) Kitagawa, T., Kumeta, T., Ichizyo, T., Soga, S., Sato, M., and Yasukawa, M.: Application of Convergence Confinement Analysis to the Study of Preceding Displacement of a Squeezing Rock Tunnel, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.24, pp.31~51, 1991.
- 2) 竹林亜夫・石外宏・大塚正幸: トンネル施工事例に見る膨張性地山の実態,
- 3) Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York, 1943.
- 4) Aydan, Ö.: The stabilisation of rock engineering structures by rockbolts. Doctorate Thesis, Nagoya University, 1989.
- 5) 北林哲・井出節雄: 脆弱な凝灰岩地山における NATM (東北自動車道八戸線折爪トンネル), トンネルと地下, Vol.13, No.8, pp.7~16, 1982.
- 6) 山口進・佐々木敏夫・安藤順造: 膨張性泥岩における地山挙動 (中央東線塩嶺トンネル), トンネルと地下, Vol.13, No.6, pp.7~16, 1982.
- 7) Sperry, P.E. and R.E. Heuer: Excavation and support of Navajo tunnel No.3, Proc. of Rapid Excavation Techniques Conference, Vol.1, pp.539~571, 1979.
- 8) Kaiser, P.: Tunnel design-conclusions from long-term model tests, Proc. the 4th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Montreux, Vol.3, pp.236~238, 1985.
- 9) Muirwood, A.M.: Tunnels for roads and motorways, The quarterly J. Eng. Geol., Vol.5, pp.119~120
- 10) Nakano, R.: Geotechnical properties of mudstone of neogene tertiary in Japan. Proc. Int. Symp. Soil Mechs., Oaxaca, Vol. 1, pp. 75~92, 1979.