

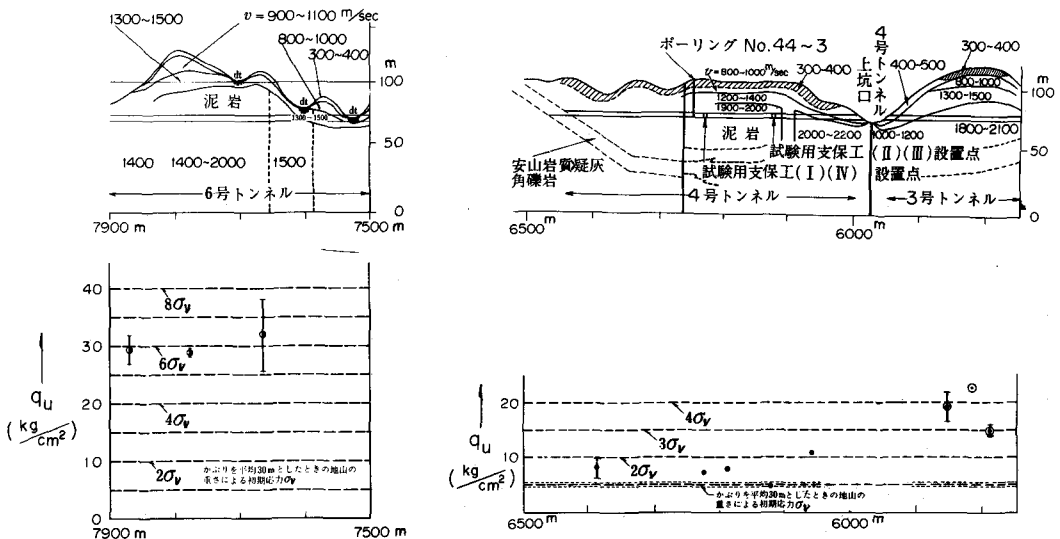
水路トンネルの岩圧(主として押し出し性~膨張性)の 実測例とそのメカニズムに関する考察

農林省農林土木試験場

造橋部第一研究室 仲野良紀

1970年に東京で行われた国際トンネル工学シンポジウム(第6回トンネル工学シンポジウム)において足立氏は「膨張性があるかも知れない岩種は粘土性岩(泥岩、頁岩)、温泉余土、蛇紋岩、長石・雲母などを含む風化岩など」と経験的に比較的はつきりしている。しかしわれわれが膨張性のあるかも知れない地山にトンネルを掘削する場合に一番困ることは、まずその地山が膨張するのかもしれないかという予測ができないことである。外見上同じように見えて同一岩種で膨張するものもあり、膨張しないものもある。この区別を現在では掘削後の支保工の变形、盤ぶくれなどによって判断しているが将来何らかの方法でもっと早く、できればボーリングコアなどを利用してあらかじめ知るこれが可能となることが望まれる。地山の膨張性の有無および膨張性がある場合の膨張性の程度を予測する技術を開発させるためには、まず地山がなぜ膨張するののかその原因を究明する必要がある」と述べられている¹⁾。

この中、粘土性岩中にトンネルを掘削した際に生ずる押し出し性~膨張性(足立氏はこの両者を含めて「膨張性」と呼んでいるものと思われる)のメカニズムについて泥岩の物性との関連で数年前にかなり定性的ではあるが筆者の考えを発表したことがあるが、農林省東北農政局管代開拓の水路トンネルの掘削中に遭遇した膨張性地圧の調査研究を行つた際筆者の考えを裏付けられると思われる幾つかのデータが得られたのでここに紹介したい。なおこの際、村山氏によって提案された方法²⁾によって岩圧の測定も行つたのでその具体的方法、測定結果、問題点などについても触れる。



(図1) 能代3,4,6号トンネルの地質縦断面図・軸圧縮強度 q_u の分布

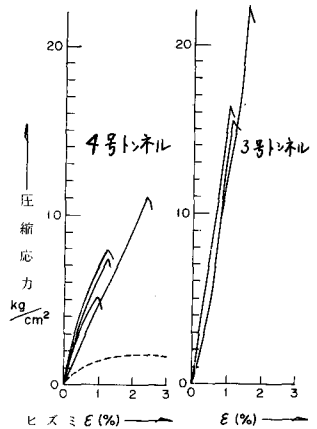
1. 能代開拓3号, 4号, 6号トンネルの地質, 岩質と膨張の状況
 上記のいずれのトンネルの地山も地質的には新第三紀藤琴川層の泥岩より成り, 弾性波速度は図1に示す通りトンネルの位置で1.9~2.0 km/secであった。泥岩の一軸圧縮強度 q_u は4号トンネルでは5~10 kg/cm²(平均8 kg/cm²)であったが, 3号トンネルではそれより2~3倍硬く15~25 kg/cm², また6号トンネルでは3~5倍硬く25~40 kg/cm²であった(図1, 2参照)。また, Brazilian test と一軸圧縮試験の結果から描いたモール図を図3に示す。

泥岩の粘土鉱物を調べるために行ったX線分析の結果は図4に示す通りで, 無処理の場合16Å, グリセロール処理場合18Åのモンモリロナイト特有のピークを示し, いずれの場合も膨張性粘土鉱物モンモリロナイトを含んでいることは明らかである。

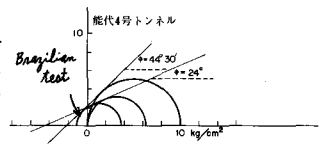
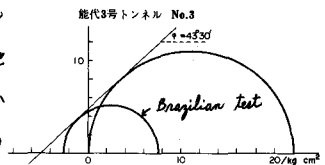
上述のように3, 4, 6号トンネルの泥岩は地質学的には同じ地層に属し, 肉眼的にもほとんど差がなく, 膨張性粘土鉱物をいずれの場合も含有するが4号トンネルが掘削後間もなく顕著な押し出し性~膨張性地圧を示したのに対し, 3, 6号トンネルはむしろそのような現象を示さなかった。当初の設計では4号トンネルにはインバート・ストラットの付いていないH-100x100x6x8の鋼アーチ支保工を用いたが掘削開始後間もなく上下, 左右方向から著しい押し出し~膨張性の地圧が作用し, 支保工の变形が顕著となった。特に左右からの圧力による断面の縮小が著しく, 膨張による応急対策をとうざるを得なくなった。そこでインバート・ストラット付きのH-125x125x6.5x9の支保工に設計変更し, かつ地圧の実態を把握するため, ワイヤーストレインゲージを貼付した支保工を建て込んだ。

2. 若圧の測定方法と測定結果

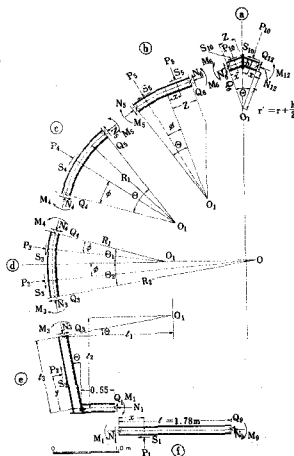
前述した通り材山の膨張の考察による方法により, ゲージ貼付区間に作用する外力の合力(法線方向成分 P と接線方向成分 S)とその作用位置をおめた(図5)が悪条件下の現場で長期間正確な測定を行うためにゲージの保護や防湿処理は(図6)防湿処理とプロテクターは特別の工



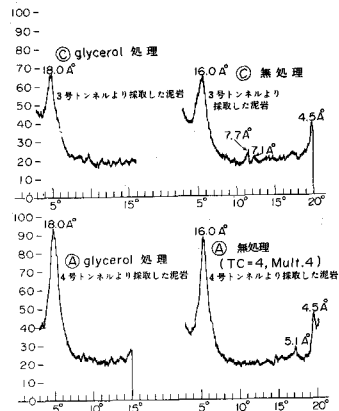
(図2) 能代3, 4号トンネルの泥岩の一軸圧縮試験時の応力-ひずみ曲線



(図3) Brazilian test と一軸圧縮試験の結果から求めた泥岩のモール図との経線



(図5) 外力計算と掘削の支保工分割区間と外力の記号と仮定した作用方向



(図4) X線回折装置による粘土鉱物の検査結果
 (いずれも膨張性粘土鉱物モンモリロナイトの存在を明らかにしている。モンモリロナイトの存在の有無のみではトンネル掘削時の押し出し性~膨張性を十分予測することはできないことを示す一例)

夫を要した。測定結果の一部を図7, 8に示す。

図8の30日目の外力を計算する際にはH鋼のヒズミが弾性領域を越えたものが幾つもあったので $E > 1,400 \times 10^4$ では $E_p = 1.9 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とするものと仮定した。建込後17日目の外力が上下左右方向成分ともその合力が互に良く合っていたのに30日目の上下方向の力にかなりの差が生じたのはこの仮定の問題があったためと思われる。

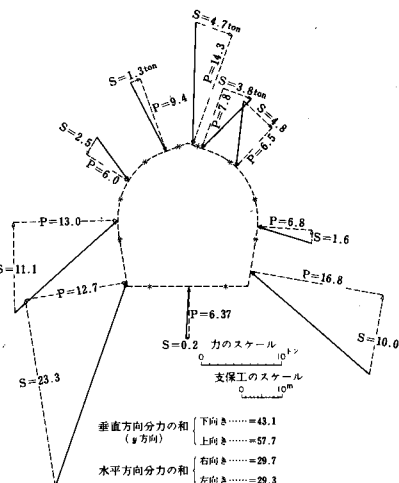
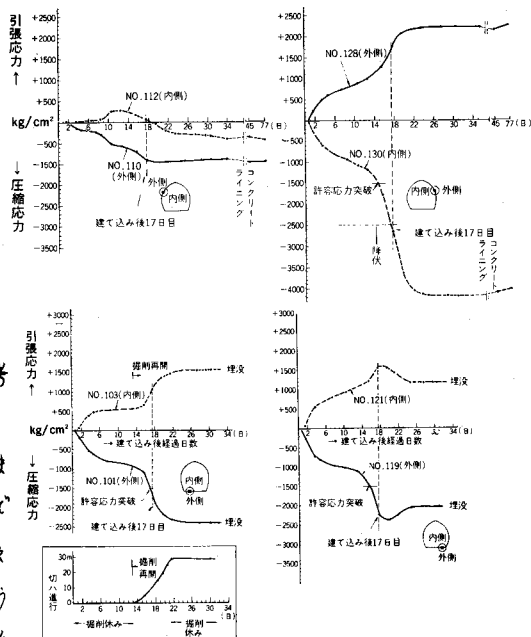
3. 押し出し～膨張性土圧メカニズムに関する考察

4号トンネルから採取した泥岩と自然含水比のまますり潰してからモールドに入れて元の密度にまで圧縮したもの（垂直応力 100 kg/cm^2 で圧縮した）を極々の荷重下で浸水して吸水させると図9(a)に示すようにかなりの荷重下でも顕著な吸水膨張を示した。それに於て図9(b)に示すように3号トンネルの「人工（図7）支保工(II)の応力～建込後経過日数泥岩」の場合は膨張性はきわめて少い。また当然のことながら吸水膨張後は図11に示すようにその強度は著しく低下した（このように破砕後再度図の左向きと筆者はかつて「人工泥岩」と呼んだことがあるが「乱れた土」との類似で「乱れた泥岩」と呼んでも良いであろう）。泥岩は一様に自然状態のままのものを浸水しても吸水膨張性をほとんど示さないにもかかわらず、上記のように一度破砕すると著しい吸水性を示すものがある。

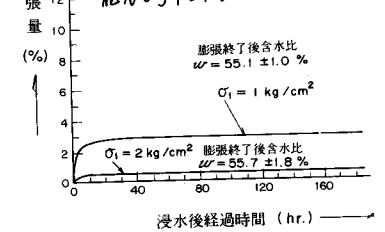
ところで図1から分るように4号トンネルの泥岩は地山の応力による垂直応力 σ_v の2倍弱の圧縮強度しかなかった。

ここで言う圧縮強度とは材料を1%程度ヒズミ速度で一軸圧縮を行ったときの破壊強度のことであるがトンネル掘削による地山の破壊はかなり緩慢に進行するからそのレオロジ-

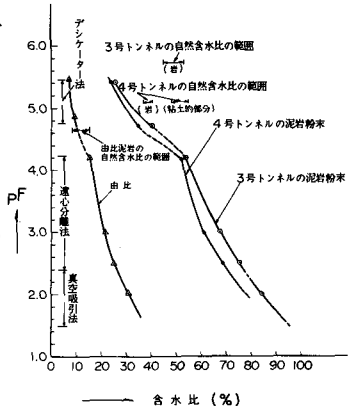
的効果も考えればその70%程度を σ_{∞} としてとるべきであろう。ま岩質マスのとしての岩盤を考えた場合、節理などの影響によって強度はさらに割引いて考えておかねばならないであろう。結局トンネル（図9）人工泥岩（乱れた泥岩）の吸水膨張～経過時間



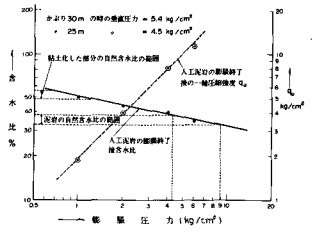
(図8) 支保工(II)の外力図(建込後30日目)



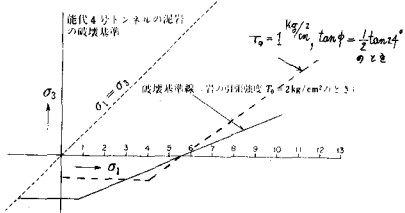
掘削時にその周辺に発生する応力集中に対する岩盤の強度として最終的に期待し得る q_{∞} としては試験片の強度の 70% 程度の値をとるものとすれば $q_{\infty} = q_u \times 0.7 \times 0.7 = \frac{q_u}{2}$ となる。このように考えた場合 4 号トンネルの岩石強度は岩石の自重による初期垂直応力 σ_v 程度しかなかったことになる。良く知られてゐるような側圧係数 $K_0 = 1.0$ (テクトニクス力と考慮せば $\nu = 0.5$ の場合) のときはトンネル掘削による応力集中は円形トンネルの場合その内空面においては周辺いたるところで円周方向応力は初期応力の 2 倍になり、 $K_0 = 0.0$ の場合 ($\nu = 0.0$) は土質において内空面での垂直応力は初期垂直応力の 3 倍となる (馬蹄形トンネルの場合もほぼ同様なことか言える)。したがって 4 号トンネルの場合側圧係数が 0.1 のような場合でもトンネル周辺の泥岩は掘削による応力集中により破壊される状態にあったと認める。破壊に伴うダイラタンシーによる見掛けの体積の増大によってトンネル内空に向って押し出した上、トンネル周辺の塑性域 (トンネル掘削によって一種の「人工破壊帯」図 13 参照) には無数のキレツ面、セリ断面が発生し、その露出した活位面 (その化学ポテンシャルは図 10 の pF 値から分るようなきわめて低い) に水が集り、その結果としてそれらの面に沿っての吸水膨張、軟弱化が進行し、トンネル内空への泥岩の押し出し (図 11) 現象が一層激しくなったものと考えられる。



(図 10) 自然含水比より粉末化した泥岩粉末の pF ~ 含水比曲線

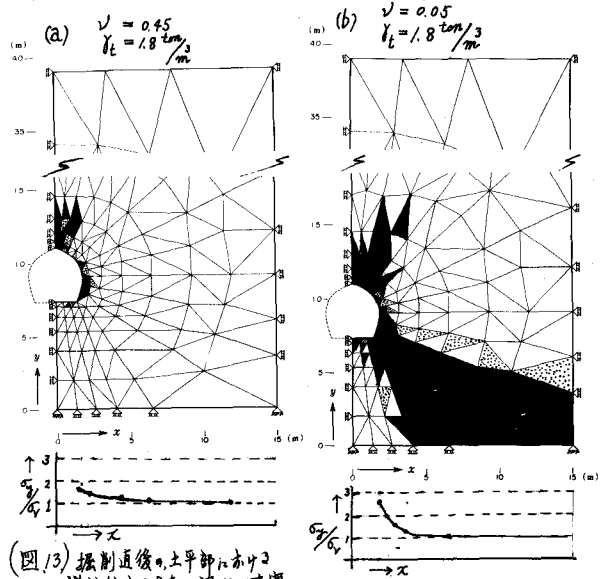


(図 11) 種々の圧力下で吸水膨張させた人工泥岩 (粘土質泥岩) の膨張終了後の含水比と強度の関係 (4 号トンネル泥岩)



(図 12) 能代 4 号トンネルの泥岩の破壊基準

(注) ① $\sigma_1 \geq q_{\infty} \left[1 - \frac{q_u T_0}{T_c^2} \right] = 0.86$ のとき
 $\sigma_1 \{ (1 + \mu^2)^{1/2} - \mu \} - \sigma_3 \{ (1 + \mu^2)^{1/2} + \mu \} \geq 2C$
 $\mu = \tan \phi = \tan 24^\circ, C = 1.8 \text{ kg/cm}^2$
 $T_0 = 2 \text{ kg/cm}^2$ (引張強度), $q_{\infty} = 8 \times 0.7 = 5.6 \text{ kg/cm}^2$
 ② $\sigma_1 < 0.86$
 $\sigma_3 \leq 2$
 のときは岩石破壊は起こらない。
 (上図の実線の場合)



(図 13) 掘削直後の土質部における弾性的応力分布と図 12 の破壊基準による破壊領域 (FEM) による

(参考文献)

- 1) 足立貞孝 (1970): 膨張性土山におけるトンネルの施工法, トンネル・シリーズ 7, 第 6 回トンネル工学シンポジウム, 土木学会
- 2) 村山 賢郎, 松岡元 (1968): トンネル土圧算定のための鋼管土圧計測工法, 土木学会誌 Vol. 53, No. 3, March
- 3) Jaeger J.C. & Cook N.G.W. (1967): *Fundamentals of Rock Mechanics*, Methuen & Co. Ltd.

On the Mechanism of Squeezing and Swelling Rock Pressure of Mudstone on
Tunnel Support in Relation with the Case History of Noshiro Tunnel

Ryōki Nakano

Research Engineer, Dept. of Construction,
National Research Institute of Agricultural
Engineering, Ministry of Agriculture and Forestry.

This paper discusses the mechanism of squeezing and swelling rock pressure of mudstone and presents the quantitative data of rock pressure measured during tunnel construction in the field together with the associated measurements of physical and mechanical properties of the rocks.

Wire-strain-gauges were used to determine the axial force N , bending moment M and the shearing force Q (ref. Fig. 5) and the resultants of external forces P and S due to rock pressure were calculated at selected points using the method originally proposed by Prof. Murayama¹⁾, thus the pressure distribution concentric with the tunnel axis being obtained (Fig. 8).

Three of the tunnels of the main irrigation water line for Noshiro Reclamation Project in Akita Prefecture provide the data for this paper. These three tunnels No.3, No.4 & No.6 were all constructed in massive, occasionally faulted Tertiary mudstone named as Fujikotogawa Formation.

The phenomena encountered during the construction of the tunnel No. 4 were very different from those of the tunnels No.3 and No.6.

In the case of the tunnel No. 4, the heavy rock pressure caused an excessive deformation of the first placed light steel supports, resulting in the necessity to change to the heavier supports with invert struts.

However, in the case of the tunnels No.3 and No.6, the rock pressure was considerably smaller in spite of the fact that the mudstone encountered in these tunnels was apparently similar to those of the tunnel No. 4.

To investigate the reason for this and to assist in the deeper understanding of the mechanism of squeezing and swelling rock pressure, tests were made to determine the unconfined compressive strength q_u of the rocks, the swelling characteristics of the artificial mudstone or remoulded mudstone*, clay mineral identification and the pF water content relationships of the rock powder (Fig. 2, 4, 10).

As shown in Fig. 4, expansive clay minerals (montmorillonite) were contained in the mudstone of the three tunnels but as shown in Fig. 1 the strength, q_u of the rocks sampled from the tunnel No. 4 was approximately one half to one third (or even less) of those sampled from the tunnel No. 3 and No. 6 and nearly equal to or less than two times the initial vertical stress induced by the weight of the rock itself at the side wall, indicating that the mudstone around the walls of the tunnel No. 4 was broken and plastic zone of failure was formed (Fig. 13), whereas the mudstone of the tunnels No. 3 and No. 6 underwent little breakage by the stress of the same magnitude.

On top of this, the swelling capacity of the remoulded mudstone of the former tunnel was conspicuous (Fig. 9) and much larger than that of the latter.

These facts not only explain the reasons for the difference of the rock pressure phenomena but also the mechanism of the squeezing-swelling rock pressure of mudstone.

*This term was originally proposed by the author²⁾ to mean the rock artificially made by compressing the powder of wet natural mudstone by the compressive stress of about 100 kg/cm².

References:

- 1) Murayama S. & Matsuoka G. (1968): A method to measure rock pressure exerted on tunnel steel supports, Journal of the Japan Society of Civil Engineers, Vol. 53, No. 3, March.
- 2) Nakano R. (1967): On weathering and change of properties of Tertiary mudstone related to landslide, Soils and Foundations, Vol. VII, No. 1, January.
- 3) Jaeger J.C. & Cook N.G.W. (1969): Fundamentals of Rock Mechanics, Methuen & Co., Ltd.