粘土性岩における押し出し性～膨潤性トンネル地圧の メカニズムと実測例

仲 野 良・紀*

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

By Ryoki NAKANO

Abstract

This paper discusses the mechanism of squeezing-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 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. Murayama¹⁴⁾, thus the pressure distribution concentric with the tunnel axis being obtained (Fig. 14).

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. 10, 15, 16, 11, 19).

As shown in Fig. 11, expansive clay minerals (montmorillonite) were contained in the mudstone of the three tunnels but as shown in Fig. 10 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 tunnel No. 4 was broken and plastic zone of failure was formed (Fig. 4), 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 sampled from the former tunnel was conspicuous (Fig. 15) and much larger than that of the latters, indicating that the strength parameters $\beta = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ and the unconfined compressive strength q_u of the mass of broken rocks of tunnel No. 4 reduced considerably in the course of time, resulting in the much increase of σ_i as is clear from Eq. 14 and Fig. 8.

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

* 農林省農業土木試験場造構部第一研究室

** This term was originally proposed by the author¹²⁾ to mean the rock artificially made by compressing the powder of wet natural mudstone by the compressive stress of about 100 kg/cm².

まえがき

トンネル建設において土木的に重要な問題は地圧と湧水の問題である。この内、特に地圧の問題はトンネル設計上の基本的問題であり、これをどのように考えるかによって設計の基本的方針も大きく変わってくる。

一般的にいえばラプセビッチ¹⁾やテルツァギ²⁾もその論文の中で認めているようにトンネル掘削時に、トンネル支保工に実際にかかっている地圧は設計荷重より相当に小さく、筆者の実測結果もそのとおりである。すなわち鋼アーチ支保工のみで、地圧を相当の安全率をもって十分に支持しており、ライニングは力学的にはほとんどなんの働きもしておらず、水路トンネルの場合には単に水をスムーズに流すために施工するにすぎない場合が多いのである。したがって岩質の多少の変化には支保工の大きさやピッチのみで対応し、ライニングは施工上必要とされる最小厚さで施工すればよい場合が普通である。しかし地質によっては（主として泥岩、蛇紋岩、変朽安山岩など）掘削前に予想していた設計値よりもはるかに大きな異常岩圧がかかり、支保工の盛り替えや根本的な設計変更をせざるを得なくなることもあり、そのための経済的ロスや設計担当者の精神的負担はきわめて大きい。

したがってそのような岩圧の実態を把握して、異常岩圧の発生する根本原因と、その予測法および対策を究明することは、トンネル工学の進歩のために重要なことであると思われる。ちなみに足立³⁾は国際トンネル工学シンポジウムにおいて「膨張性があるかもしれない岩種は、粘土性岩（頁岩、泥岩）、温泉余土、蛇紋岩、長石、雲母、輝石などを含む風化岩などと、経験的に比較的是っきりしている。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いちばん困ることは、まずその地山が膨張するのか、しないの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る同一岩種で膨張するものがあり、膨張しないものがある。この区別を現在、掘削後の支保工の変形盤ぶくれ等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とが可能となることが望まれる。

地山の膨張性の有無、および膨張性の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か、その原因を究明する必要がある」といっている。

筆者は「いわゆる膨張性地圧」のメカニズムについて数年前にすでに別書⁴⁾において触れたことがあるが、そ

の後能代トンネルの泥岩の場合について、筆者の考え方を裏付けられる有力な証拠を得たので、足立氏の問題提起のうち、粘土性岩（泥岩、頁岩）の場合について筆者の調査研究の結果を報告したい。

I. トンネル周辺の応力状態の理論的考察

均質等方弾性岩盤の初期応力が垂直方向に σ_1 、水平方向に σ_2 であるとするとき、その岩盤中に、水平円形トンネルを掘削すると、その回りの岩盤内の応力は図-1

図-1 均質等方弾性体中にあけられた円孔の回りの応力状態に関する説明図

に示すように、トンネルの中心軸を原点により極座標を用いれば、周知のように⁵⁾ 二次元応力状態で内圧が作用しないとき、すなわち $r=R_1$ において $\sigma_r=0$ のとき、

$$\sigma_r = 1/2 \cdot \sigma_1 \{ (1+K_0)(1-\alpha^2) + 1/2(1-K_0)(1-4\alpha^2 + 3\alpha^4) \cdot \cos 2\theta \} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sigma_\theta = 1/2 \cdot \sigma_1 \{ (1+K_0)(1+\alpha^2) - (1-K_0)(1 + 3\alpha^4) \cdot \cos 2\theta \} \dots\dots\dots (2)$$

$$\tau_{r\theta} = -1/2 \cdot \sigma_1 (1-K_0)(1+2\alpha^2-3\alpha^4) \cdot \sin 2\theta \dots\dots (3)$$

と表わされる。ただし、ここで R_1 = トンネルの半径、 $\alpha = R_1/r$ 、 $K_0 = \sigma_2/\sigma_1$ である。

1. トンネル側壁の壁面部における応力状態

この部分においては $\theta=90^\circ$ 、 $r=R_1$ であるから (1)～(3) 式にこれらの値を代入し、かつ、側圧係数 $K_0 = \sigma_2/\sigma_1$ を種々に変化させた場合についての値を求めると図-2 に示すようになる。 σ_r 、 $\tau_{r\theta}$ はトンネル壁表面においてはこの場合はゼロである。

すなわち、トンネル掘削以前に、トンネルの位置にかかっていた初期応力 σ_1 の 2～3 倍の圧縮応力が、トンネル掘削直後、その側壁部、いわゆる土圧（ドベラ）部分に局部的集中応力として作用することがわかる。したがって岩の一軸圧縮強度が、地山の初期応力の 2～3 倍なければ、側壁部において岩盤は破壊されることになる。

図-2 均質等方弾性岩盤中にトンネルを掘削したときに、側壁（ドベラ）およびテンバ壁面部に発生する応力の大きさと、側圧係数 ($K_0 = \sigma_2 / \sigma_1$) との関係。

2. トンネルの上下部の応力状態

トンネル上部、いわゆるテンバとトンネル下部（底盤）において $\theta = 0^\circ$, $r = R_1$ であるから (1)～(3) 式にこれらの値を代入し、かつ、側圧係数 $K_0 = \sigma_2 / \sigma_1$ を種々変化させた場合について σ_r , σ_θ , $\tau_{r\theta}$ の値を求めると図-2 に示すようになる。 σ_r , $\tau_{r\theta}$ は壁表面においてはゼロなので $[\sigma_\theta]_{\theta=0^\circ}$ の値のみについて示す。すなわち、側圧係数 $K_0 = \sigma_2 / \sigma_1 < 1/3$ ならばテンバと底盤には引張応力が発生し、 $K_0 > 1/3$ ならばテンバにも圧縮応力が発生することがわかる。

3. トンネル支保工に加わる各種地圧発生メカニズム

a. ゆるみ地圧

シェウ曲などのテクトニックな地殻変動により特殊な応力が残留している場合や、後にしるすような特殊な岩の場合を除き、一般に普通の岩盤では側圧係数 $K_0 = \sigma_2 / \sigma_1$ が $1/3$ より小の場合もかなり多いと思われる。⁶⁾ このような岩盤ではトンネルテンバには引張応力が発生する。岩の引張強度はグリフィス理論によって予想されるように⁷⁾ 圧縮強度 q_u の $1/8 \sim 1/12$ 程度であり、かつ、どのような岩にも節理や割れ目があるのが普通であるから、トンネルテンバの岩は引張破壊を生じてゆるむ。これはさらに掘削時の爆破の作用によって助長されるから、トンネルのテンバ周辺には岩のゆるんだ領域が形成される。

岩の圧縮強度 q_u が初期応力 σ_1 の $2 \sim 3$ 倍程度以上

あれば側壁部分の岩は圧縮破壊は生じないから、側壁には異常が生ぜず、テンバのゆるんだ領域の岩だけが、支保工の上部に岩圧を作用させる。これがゆるみ地圧であって、最も普通に見られるものである。

b. 押し出し性地圧

ある種の岩たとえば泥岩、頁岩などの粘土性タイ積岩、蛇紋岩、菱朽安山岩などでは、その一軸圧縮強度 q_u が、地山の初期応力の $2 \sim 3$ 倍より小さいことがまれではない。さらに、泥岩、頁岩などの粘土性タイ積岩では側圧係数 $K_0 = \sigma_2 / \sigma_1$ が 1 に等しいかそれより大きいことが往々にしてある。⁷⁾

このような場合トンネル周辺の岩盤は圧縮破壊を受ける。たとえば $K_0 = 1$ の場合、岩の圧縮強度 q_u が $2\sigma_1$ (地山の初期応力 σ_1 の 2 倍) より小さければ、前述した弾性論の理論から明らかとなり、ドベラ、テンバ、底盤を含むトンネル周辺の岩は圧縮破壊を受け、トンネル周辺には破壊領域すなわち塑性域が形成される。この塑性域の形成される範囲は円形トンネルの場合には、岩がモールクーロンの破壊基準に従うものとして、解析的に求めることができる。その式については省略するが、後に述べる能代4号トンネルの場合を例にとり、泥岩の内部摩擦角 $\phi = 24^\circ$, 上限降伏値 $q'_{u\infty} = 5.6 \text{ kg/cm}^2$, (標準的なヒズミ速度で求めた一軸圧縮強度の 7 割), かぶり約 30 m の岩の自重による垂直圧力, $p_v = 51 \text{ ton/m}^2 = 5.1 \text{ kg/cm}^2$ として側圧係数 $K_0 = 0.05$ および $K_0 = 0.7$ の場合について塑性域の範囲を解析的に求めた結果のみを図-3 に示す。水路トンネルの場合、円形断面が用いられるのはむしろまれで馬蹄形断面が一般に採用されているが、この場合は円形断面の場合と異なり解析解を求めることが困難である。したがって有限要素法を用い自重によって各要素に発生する応力の近似的弾性解を求め、それがその岩の破壊基準を満たしているか否かを各要素ごとに判定して破壊域を求めた (このようにして求め

図-3 均質等方岩盤中のトンネル周辺に発生する塑性域と側圧係数

図-4 図-5の破壊規準(実線)に基づく破壊領域の掘削直後のドベラ部における弾性的応力分布。図-5の破線の破壊基準に従う場合は上図の点線部まで破壊領域が拡大する。

図-5 能代4号トンネルの泥岩の破壊基準

(注) ① $\sigma \geq q_{u\infty} \cdot \left[1 - \frac{q_{u\infty} \cdot T_0}{4 \cdot c^2} \right] = 0.86$ のとき,

$$\sigma_1 \cdot [(\mu^2 + 1)^{1/2} - \mu] - \sigma_3 \cdot [(\mu^2 + 1)^{1/2} + \mu] \geq 2 \cdot C,$$

ただし $\mu = \tan \phi = \tan 24^\circ$,

$c = 1.8 \text{ kg/cm}^2$,

$T_0 = 2 \text{ kg/cm}^2$ (引張強度),

$q_{u\infty} = 8 \times 0.7 = 5.6 \text{ kg/cm}^2$

② $\sigma_1 < 0.86$

$\sigma_3 \leq -2$

のとき岩は破壊するものとする(上図の実線の場合)。破線の場合は $T_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$, $\tan \phi = 1/2 \cdot \tan 24^\circ$ のとき。

たものは厳密な意味での弾塑性解ではないが、おおよその検討をつけるには役立つであろう)。この場合も前述の能代4号トンネルの例をとって計算した結果を図-4(a)(b)に示す。なお図-4の破壊領域を求める場合の破壊基準は図-5の下に注記してあるとおりである。この基準は図-3を求めたときの破壊基準とほぼ同じ内容である。ただ 2 kg/cm^2 以上の引張主応力が作用した場合、拘束圧力のいかにかわらず、岩が破壊するとした基準⁶⁾を追加した点のみが異なる。この破壊基準式の誘導については紙面の都合により割愛する。以上の結果から馬てい形トンネルの場合も円形トンネルの場合とほぼ同様なことがいえることがわらう。

以上はトンネル内空から地山に向かって力が作用していない場合である。実際にも一般にはハッパによって掘削した直後から支保工が立て込まれ、かつ、クサビが十分きくまでには、ある時間が経過するため、その間はトンネル内空から地山に向かって力が作用していない。したがって岩の一軸圧縮強度が地山の初期応力の2~3倍以上なければ前述したような破壊領域(塑性領域)がトンネル周辺に形成され、その中には無数のキ裂面、スベリ面が発生する。岩は破壊されるとその見かけの体積は

図-6 種々の側圧における新鮮な岩の応力～ヒズミ関係（実線：能代4号トンネルの泥岩についての実測データ）と、破壊されてスベリ面をもつ岩の応力～ヒズミ関係（破線：概念図）

増大し（マクロな意味でのダイレタンス）（図-6 参照），かつ破砕された岩塊の集まりであるマス（mass）としての粘着力 c ，セン断抵抗角 ϕ も破壊される前の岩（これを以下便宜上「新鮮な岩」と呼ぶ）の c' ， ϕ' より低下し，破壊された岩塊は無数のスベリ面に沿って見かけ上粘塑性流動的にトンネル内空に向かって押し出してくる。トンネル内空は，所期の水量を流すために一定の設計断面を保たねばならないから，この地山の押し出しに対して，支保工などによって対抗せねばならない。その際支保工に加わる岩圧（地圧）を「押し出し性地圧」と呼ぶ。したがってトンネル周辺に究極的に形成される塑性域とそこでの応力状態を調べるためには，トンネル内空面に応力 σ_i が作用した場合について検討する必要がある。この問題については種々の理由により，まだ十分理論的に取り扱えないので，現段階としては概念的には握することに主眼をおくこととする。そこで以下側圧係数 $K_0=1$ の場合すなわち水圧的に地圧がかかる場合についてのみその点の理論的考察を行なう。

一般にキ裂を含まない過圧密粘土，泥岩や頁岩のような粘土性岩に三軸圧縮試験を行ない，応力～ヒズミ関係を求めると，図-6 に能代4号トンネルの泥岩について例示したようになり，これからピーク強度についてモールの包絡線を描くと 図-7 の実線 (①) のようになること

図-7 図-6 の結果から求められるモールの包絡線

は周知のとおりである。この場合のセン断強度パラメーターは c' ， ϕ' である。またこのような岩のセン断強度試験の際，ピーク強度を過ぎてスベリ面が発生してからも変形を進行させると，その強度は次第に低下して，ついには残留強度と呼ばれる一定の値に落ち着く。その時の強度を用いてモールの包絡線を描くと 図-7 の破線 (③) のようになることもまた周知の事実である⁸⁾（図-7 の①③の包絡線は 図-6 の実線で示される能代4号トンネルの泥岩の応力ヒズミ曲線から実際に求めたものである）。

このようにして発生したスベリ面を含む岩について，改めてセン断試験を行うと，図-6 の破線のようなこともこれまでの実験結果によって明らかにされている⁸⁾（図-6 に示す破線は実測値ではなく概念的に描いたものである）。

トンネル周辺の塑性領域は無数のキ裂面，スベリ面を含む岩塊の集合であるから，このような岩塊の集合を一つのマスとみて，これにもし三軸試験を行なえば，図-6 の破線に似たような応力～ヒズミの関係が求められるものと推定される。ただし岩塊間の相対変位を相当大きく許さねば岩の強度は真の残留強度まで低下しないが，実際のトンネルでは支保工によって，変形がある程度以下に抑えられるから，塑性域の岩塊のマスのセン断強度パラメーターは 図-7 に示す c_r （これはほとんどゼロ）， ϕ_r までは低下せず， c' ， ϕ' ，と c_r ， ϕ_r の中間的な値をとるものと思われる。それを 図-7 の一点鎖線 (②) に示すように c ， ϕ とする。

さて，図-8 においてトンネル中心から r の距離の点における力のつり合い方程式は体積力を考えないとき，

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

であって，これは弾性域，塑性域のいずれでも成立する。塑性域の多くのスベリ面を含む岩塊のマスも，前述

したようなせん断強度パラメーター c , ϕ を有するクーロン物質として挙動するものとすれば, その破壊基準はモール・クーロンの破壊基準を変形して, 下記のように表わされる。⁶⁾

$$\sigma_1 = \sigma_\theta, \sigma_2 = \sigma_r, (\sigma_\theta > \sigma_r \text{ とする}) \text{ のであるから,} \\ \sigma_\theta = q_u + \beta^2 \cdot \sigma_r \dots\dots\dots (5)$$

ここで $\tan(\pi/4 + \phi/2) = \beta$ であり, q_u は多くのスベリ面を含む岩塊の集合の最大の軸圧縮強度 (図-6 の ● 印の点の強度に相当する) である。

(5) 式を (4) 式に代入すれば,

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{q_u + (\beta^2 - 1)\sigma_r}{r} \text{ となる。}$$

これを $r=R_1$ で $\sigma_r = \sigma_i$ という境界条件を考慮して積分すれば, 結局,

$$\sigma_r = \frac{q_u}{1-\beta^2} + \left(\sigma_i - \frac{q_u}{1-\beta^2} \right) \left(\frac{r}{R_1} \right)^{\beta^2-1} \dots (6)$$

となる。これを (5) 式に代入して σ_θ を求めれば,

$$\sigma_\theta = \frac{q_u}{1-\beta^2} + \beta^2 \left(\sigma_i - \frac{q_u}{1-\beta^2} \right) \left(\frac{r}{R_1} \right)^{\beta^2-1} \dots (7)$$

一方 $r > R_a$ の弾性領域の応力状態は, 内半径 R_a , 外半径 R_0 で内圧として σ_{ra} , 外圧として σ_0 が作用する場合の厚肉中空円筒 (図-8 参照) の応力状態について弾性力学的に導かれる式において, $R_0 \rightarrow \infty$ とおくことで容易に導かれ⁶⁾

図-8 トンネル内空に力が作用しているときの塑性域 (均質等方物質の場合)°

$$\sigma_r = \sigma_0 \left(1 - \frac{R_a^2}{r^2} \right) + \frac{\sigma_{ra} \cdot R_a^2}{r^2} \dots\dots\dots (8)$$

となる。

ところで弾性領域と塑性領域の境界 $r=R_a$ においては, 新鮮な岩の応力状態は弾性解とともにその岩の破壊基準

$$\sigma_\theta = q_u' = \beta'^2 \cdot \sigma_r \dots\dots\dots (10)$$

も満足している。ただし, q_u' は新鮮な岩の軸圧縮強度, ϕ' は新鮮な岩のせん断抵抗角である。

(8) 式と (9) において $r=R_a$ とおいたものを (10) 式に代入すれば,

$$2\sigma_0 - \sigma_{ra} = q_u' + \beta'^2 \cdot \sigma_{ra} \dots\dots\dots (11)$$

ところで, 弾性領域と塑性領域との境界 $r=R_a$ においてはトンネル半径方向の応力 σ_r は, 力学的につり合わねばならないから互いに等しくなければならない。ただし半径方向と直角の方向の力 σ_θ は必ずしも等しくなくよい。

(6) 式と (8) 式において $r=R_a$ とおいて,

$$\frac{q_u}{1-\beta^2} + \left(\sigma_i - \frac{q_u}{1-\beta^2} \right) \cdot \left(\frac{R_a}{R_1} \right)^{\beta^2-1} = \sigma_{ra} \dots (12)$$

次に (10) と (11) から R_a/R_1 と σ_i の関係を求める。(6) 式において $r=R_a$ とおいて (11) に代入して (12) 式を用いて変形すれば結局

$$\frac{R_a}{R_1} = \left[\frac{(2\sigma_0 - q_u')(1-\beta^2) - q_u(1+\beta'^2)}{(1+\beta'^2)\{\sigma_i(1-\beta^2) - q_u\}} \right]^{\frac{1}{\beta^2-1}} \dots (13)$$

が得られる。また σ_i について解くと,

$$\sigma_i = \frac{(2\sigma_0 - q_u')(1-\beta^2) - q_u(1+\beta'^2)}{(1+\beta'^2)(1-\beta^2)(R_a/R_1)^{\beta^2-1}} + \frac{q_u}{1-\beta^2} \dots (14)$$

となる。

(13) (14) 式を用いることにより, 地山のせん断強度パラメーター, 地山からの圧力 σ_0 が与えられた場合に, トンネル内空に支保工, ライニングなどによって加えられる圧力 σ_i , トンネル周辺に生ずる塑性範囲 R_a などの関係が概念的に説明できよう。(14) 式から明らかとなり, ϕ , ϕ' , q_u , q_u' などが一定なら, R_a/R_1 が大となるほど, すなわち, 地山をゆるませるほど σ_i ——支保工から地山に対して加える力——は小となる。しかし, ゆるませすぎると破砕された岩塊のマス圧縮強度 q_u , および内部マサツ角 ϕ , したがって $\beta = \tan(\pi/4 + \phi/2)$ などが前述した理由により小となるため σ_i は逆に増大する。また (14) 式から明らかのように支保工などにより十分大きな σ_i を地山に与えなければ R_a/R_1 が増大する。すなわち, 塑性域が増大するが, 岩は破壊することによってそのマスとしての見かけの体積を増加する (マクロな意味でのダイレタンス) からトンネル内空への

押し出しが起こる。特に地下水がある場合、ゆるむ範囲が大となると水が集中しやすくなり、それに伴って強度低下が生ずるから、設計断面を確保するために R_a/R_i を一定の範囲内に抑える場合、 σ_i は増大する。

これが、すなわち前述した「押し出し性地圧」に関する筆者の説明である。

c. 押し出し性～膨張性地圧

前述のようなメカニズムによってトンネル周辺に塑性域が発生すると、この範囲は破壊時における体積増加によってゆるむうえ、無数のキ裂面が生ずるため、地下水がこの部分に集中しやすくなる。この場合の地下水は必ずしも一定の地下水面をもつ一様に存在する地下水ではなく、地山中の水みちを通して移動しているものである場合が多い。また地下水がほとんど存在しなくても新第三紀層の粘土性岩のようにポーラスで含水比が比較的高い岩の場合は、岩の試料の圧縮試験の際ヒズミの行につれ、その側面に汗をかいたように水がしみ出してくる（これは実際のトンネルにおいても応力集中の生じている切端や側壁において観察される）ことから、キ裂面に向かってそのごく近くの岩からの水、すなわち空ゲキ中にゆるく保持されている水の移動があるものと推定され、これも軟弱化に相当の寄与をするものと考えられる^{9),10)}（図-20 の（注）参照）。

すなわち、塑性域中に膨張性粘土鉱物を含む泥岩・頁岩などが存在すると、セン断破壊面（これは正しくは面ではなく、ある厚さをもつ層である）に沿う部分のみが吸水膨張（膨潤）して軟弱化するのである（後述の図-19, 20 参照）。このような場合、破壊された岩塊のマスとしての強度、したがって式（14）における q_w, β などが急速に低下するから式（14）について説明した時に述べた理由により支保工にかかる地圧は著しく増加する。このように特殊な粘土鉱物を含む岩が、吸水膨張（膨潤）することによって、強度が著しく低下し、支保工に異常に大きい力が加わる時、筆者はこれを純粹の「押し出し性地圧」と区別し、特に「押し出し性～膨潤性地圧」と名づけたい。

筆者はかなり以前に地スベリの本質的なメカニズムの研究に関連して下記のことを指摘したことがある^{11),12)}。

すなわち、粘土性岩の中には、破壊されない自然のままのものでは浸水してもほとんど膨張性を示さないが力学的に破壊されると著しい吸水膨張性を示すものがあり、そのような性質が粘土性地スベリ母岩（泥岩・頁岩）の特徴であること、およびそのような特徴をもつ岩が押し出し性～膨張（潤）性トンネル地圧の原因となる可能性があることなどである。

事実、以下能代トンネルの事例について具体的に詳述するように、このような筆者の考えを裏付ける重要な証拠がその後得られている。粘土性岩が十分な強度、すなわち地山の初期垂直応力の 2～3 倍以上の強度を持たない場合、トンネルの掘削によって、

① まずトンネル周辺の岩が破碎され、

② 破碎された岩が地山からの点滴水のような重力水や、地山およびセン断面（層）の周辺の岩から、移動してぐる水をそのセン断面（層）に沿って乱された粘土に吸いつけて膨潤する、

と考えられるから、膨潤性地圧は前述の押し出し性地圧と混在した形で発生する。この報告では紙面に制限があるため詳しくは述べられないが、静岡県土地改良事務所で行った太田川上流土地改良事業の天の宮トンネルの例では、地下水がほとんど無く、かつ岩（中生層の原田層の頁岩）の含水比も非常に低くてヒズミが破壊域に近づいても水が絞り出されることのない状態で、地山がトンネル内空に押し出してきたが、この場合は典型的な純粹な「押し出し性地圧」といってよい例であった。¹³⁾ しかし一般にはキレツの間に地下水が存在するか、または存在しなくても前述のように岩がポーラスで含水比が高く、ヒズミの進行につれて、水が絞り出されるような場合が多く、そのような場合にはキ裂面に沿っての水による膨潤とそれに伴う軟弱化が岩の破壊に伴って、必然的に生ずるから實際上両者の厳密な区別は困難なことが多い。これが「押し出し性～膨潤性地圧」と言う名称を提案する理由である。

従来は、土ベラの膨れ出しや盤ぶくれがあるとそのメカニズムのいかににかかわらず「膨張性」と言う言葉を用いる人が多かったが、これは「吸水膨張（膨潤）」と云うときの「膨張」ともまぎらわしいし、メカニズムの本質を正しく把握していない曖昧さもあるので、今後は上述のような言葉を用いるべきではないかと筆者は考える。

II. 「押し出し性～膨潤性地圧」の発生したトンネルの現場測定例

（1）事業名：農林省東北農政局能代開拓建設事業（参考文献 13、図-9 参照）。

（2）トンネルの名称と大きさ：能代第 1 号導水路第 4 号トンネル秋田県能代市常盤地先在

2R の標準馬てい形、ライニングコンクリートの内面で $R=1.35$ m、支保工の中心線までで $R=1.73$ m、インパートストラット付き、コウ配 $I=1/700$ 、流量 $Q=11.97$ m³/sec。

図-9 能代開拓建設事業水路トンネル位置図

(3) 調査期間: 昭 45.4~45.9

(4) 地質と岩質: 新第三紀藤琴川層の泥岩で弾性波速度は図-10に示すとおり、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) は図-10に示すとおり、第4号トンネルでは $q_u=5\sim 10\text{ kg/cm}^2$ (平均 8 kg/cm^2 位)、また第3号トンネルは、それより2~3 倍硬く $q_u=15\sim 23\text{ kg/cm}^2$ 、第6号トンネルでは $25\sim 38\text{ kg/cm}^2$ 程度であった。

またX線分析の結果には図-11に示すように無処理の場合 $16.0\text{ \AA}$ 、グリセロール処理の場合 $18.0\text{ \AA}$ のモンモリロナイト特有のピークを示し、両者と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。

6号トンネルの泥岩についても同様である。第4号トンネルの泥岩も第3号、第6号トンネルの泥岩も地質学的には全く同じ「新第三紀藤琴川層」に属し肉眼的にもほとんど差がなく、膨張性粘土鉱物モンモリロナイトをいずれの場合も含有するが、上記のように力学的、物理性に違いがあり、特に後述するように、破碎されたものの吸水膨張性はかなり顕著な相異があった。なお、この泥岩は大気中で乾湿のくり返しにあうと著しいスレーキングにより容易に細片化する。その状況を写真-1に示す。切端には断層粘土のあるところないところがあった。いずれの場合も多少の強弱の違いはあったが、相当顕著な押し出し性~膨張性を示した。

(5) 支保工: 当初の設計ではインバートストラットのついていない $H-100\times 100\times 6\times 8$ の鋼アーチ支保工を用いたが、掘削開始後まもなく上下、左右からの著しい押し出し性膨張性の地圧により支保工の変形が顕著となった。特に左右からの地山の圧力による断面の縮小が著しく、胴張りによる応急対策をとらざるをえなくなった。そこでインバートストラット付きの $H-125\times 125\times 6.5\times 9$ 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てん付した支保工を立て込んだ(図-12、写真-2 参照)。このインバートストラットは、加工の時間がなかったため直線であるが、その後は力学的に有利な逆アーチ状のインバートストラットとした。

(6) 測定事項: 支保工に発生する応力、軸力 N 、曲

図-10 能代 3, 4, 6 号トンネルの地質縦断面図と泥岩の一軸圧縮強度 q_u の分布

図-11 X線回折装置による粘土鉱物の検査結果

写真-1 泥岩のスレーキングによる細片化の状況
(能代4号トンネルのズリ捨て場にて)

げモーメント M 、およびせん断力 Q および支保工に作用する地山からの荷重の大きさと方向。

(7) 計器：一軸およびロゼット型のワイヤーストレインゲージ（ポリエステルベース）。

(8) 測定方法：

下記の式によって求めた軸力 N 、曲げモーメント M 、せん断力 Q を用いて、村山らの提唱する方法により¹⁴⁾、ゲージてん付区間のおのおのについて各区間に作用している外力の合力の、支保工の法線方向に作用する成分 P_i 、 P_i に直角方向の成分 S_i （接線方向成分）と内力 N_i 、 N_{i+1} 、 M_i 、 M_{i+1} 、 Q_i 、 Q_{i+1} の P_i 、 S_i 方向の力のつりあいと、曲げモーメントのつり合い条件から三つの方程式をたて、これを解くことによって外力 P_i 、 S_i の大きさと、その作用位置を求めた。詳細については紙面の都合により割愛せざるを得ないので別誌を参照されたい。¹⁵⁾

図-12 支保工(Ⅱ)の形状とゲージてん付位置(能代4号トンネル)。Xはゲージのてん付位置を示す。

写真-2 地圧測定のために切端に立て込まれた支保工

$$N = (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot A/2, \quad M = (\sigma_1 + \sigma_2) W/2$$

$$Q = A_w (|\epsilon_{45^\circ}| + |\epsilon_{-45^\circ}|) \cdot E/2(1+\nu) \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここで A : H 型支保工の断面積, W : 断面係数, A_w = 支保工ウェブ部分の断面積, $\sigma_1 = E \cdot \epsilon_1$, $\sigma_2 = E \cdot \epsilon_2$,

ここで, E は鋼の弾性係数, ϵ_1 , ϵ_2 はストレインゲージによって測定されるヒズミである。 ϵ_{45° , ϵ_{-45° : 支保工中心線に対して 45° 左右に傾斜した方向のヒズミである。

(9) 測定結果: 支保工に発生した応力～経過時間については支保工(Ⅱ)の場合の一部のみを図-13に例示する。また外力の分布図についても支保工(Ⅱ)の立て込み後17日目(この付近を境にして許容応力を突破するものが出てくる)およびヒズミの増加がほぼ終了して

図-13 支保工(Ⅱ)の応力～立て込み後経過日数

一定の値に落ちついた 30 日めの場合について図-14に例示する。

なお応力が塑性域に入ると、鋼材の応力～ヒズミ関係のコウ配は急低下するので、ストレインゲージによって読まれたヒズミに、鉄の弾性係数 $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ を乗じて応力を求めることはできなくなる。そこで、 $\epsilon = 1400 \times 10^{-6}$ (応力 σ_1 にして 2940 kg/cm^2) までは応力～ヒズミ関係は弾性的直線関係があるとして弾性係数 $E_e = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とし、それを越すと塑性域に入り、弾性係数に相当する係数 $E_p = 1.9 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ によって、応力とヒズミが $\Delta\sigma = E_p \cdot \Delta\epsilon$ と関係づけられるものと仮定した。

実際には鋼材の応力とヒズミの関係は弾性域から塑性域へ曲線を描きながら漸移するものであって、二つの直線で近似できるほど単純ではないが、計算の便宜上このようにした。したがって塑性域での応力計算は弾性域でのそれより精度が低下しているものと思われる。

III. 押し出し性膨張性地圧の現場測定結果

1. 一般的考察

図-13 からわかるとおり、支保工(Ⅱ)については、応力は支保工立て込み後3週間ぐらいではほぼ一定の値に落ち着いている。支保工立て込み直後から掘削を約 12

図-14 支保工(Ⅱ)の外力図
(a) 立て込み後 17 日め
(b) 立て込み後 30 日め

日間休んだため、連続的に掘削している場合に比して、応力が落ち着くまで、長時間かかったように思われる。

立て込み後2週間ぐらいで急に応力が増加しているのは、休止していた掘削を再開したことで、それまで切端の地山部分にドーム作用によって伝わっていた垂直、水平方向の荷重が、支保工のほうに移行した結果であると思われる、きわめて興味深い。

スプリングポイント近傍で(図-13のNo. 107, No. 130参照)、鉄の降伏応力 (2500 kg/cm^2) を超過しているものもあるが、他は一応この値以下で落ち着いている。ただし許容応力度は 1500 kg/cm^2 程度であるから、これを越えているのは No. 101, No. 103, No. 125, No. 128, など多数点にのぼる。

他の支保工についてもほぼ同様で、支保工立て込み後2週間ぐらいで許容応力を突破する点が多く出るが、その後もヒズミは増し続け、3週間ぐらいではほぼ一定の値に落ち着いている。すなわち、支保工は塑性域に入り、

局部的に永久変形をしながらも、全体としては座屈せずにかろうじて安定を保っている状態となっていた。

図-14 (a) からわかるように、支保工立て込み後 17 日めの外力についてみると、水平、垂直方向分力の和は左右、上下方向とも絶対値がほぼ等しくなっている。このことは、この応力測定と、外力を求める計算が正しかったことを示している。

これに対して立て込み後 30 日めにおいては外力は図-14 (b) に示すようになるが、この場合は水平方向分力の和の左右方向の絶対値は、それぞれ約 29 ton と 30 ton でよく合っているが、上下方向のそれはかなり異なる。すなわち下向きに 43 ton、上向きに 58 ton で約 15 ton の誤差がある。これは $\varepsilon=1400 \times 10^{-6}$ までは $E_e=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、それ以後は、 $E_p=1.9 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とおいた前記の仮定に多少問題があったためと考えられる。

いずれにしても非常に大きい押し出し性～膨張性の外力が作用したことは確かであり、立て込み後 16～17 日めで上下方向に 26～28 ton、左右方向に 21 ton の圧力（総圧力）が作用したことは確実にいえる。トンネル幅は約 3.6 m であるから、垂直方向に単位幅当たり 7～8 ton/m、また高さは約 3.5 m であるから水平方向に単位高さ当たり 6 ton/m の岩荷重強度となる。

また立て込み後 3～4 週間を経た時点では支保工に塑性的部分かなり生ずるため正確にはいえないが、上下方向に 40～50 ton すなわち単位幅当たり 11～14 ton、また、左右方向に約 30 ton すなわち単位高さ当たり 8 ton が作用したものとしよう（支保工のピッチは約 1 m であったからこれらは単位面積当りの圧力の値でも

図-15 能代 4 号トンネルの泥岩についての「乱した泥岩」の吸水膨張曲線

ある)。

2. 押し出し性～膨潤性地圧の原因に関する考察

3, 4, 6 号トンネルの掘削中に採取した泥岩を自然含水比が変化しないようにして実験室に持ち帰り、種々の力学試験、粘土鉱物に関する試験などを行なったことは前述したとおりであるが（図-6, 10, 11 参照）、その他にさらにこれらの泥岩を自然含水比のまますりつぶしてから、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）を吸水させると図-15 に示すように、かなりの荷重下でも顕著な吸水膨張（膨潤）性を示す。また当然のことながら、吸水膨張後は図-17 に示すように、その強度は著しく低下する。このように破碎岩を再度固めたものを筆者はかつて人工泥岩と呼んだことがあるが、¹¹⁾「乱した土」「練り返した土」との類似で「乱した泥岩」「練り返した泥岩」などと呼んでもよいであろう。

前述したように、泥岩は一般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

図-16 能代 3 号トンネルの泥岩についての「乱した泥岩」の吸水膨張曲線

図-17 種々の圧力下で吸水膨張させた「乱した泥岩」の膨張終了後の含水比と強度の関係（4 号トンネルの泥岩の場合）

図-18 自然含水比のまま粉末化した泥岩粉の pF ~ 含水比曲線

(注) 参考として、地すべり地として有名な静岡県由比の泥岩の pF ~ 含水比曲線を示した。

ならず、上記のように度一破碎すると著しい吸水性を示すものがある。これはかつて筆者が、第三紀層地スベリが泥岩の破碎帯に発生しやすいことと関連して行った、地スベリ母岩の軟弱化のメカニズムに関する研究において指摘したように、¹¹⁾ 自然状態のままの泥岩は膨張性粘土鉱物を含んでいても、粘土鉱物の活性面（その周辺には図-18からもわかるように、pF 4~5 程度の化学ポテンシャルの非常に低い水がすでに吸着されている）がケイ酸アルミのゲルなどの被膜によって被覆されて不活性化されていたものが、破碎作用によって被覆が破れ活性面が露出し、自由水が化学ポテンシャルの低い吸着水に吸い寄せられ、それに伴って膨張性粘土鉱物が膨潤するためではないかと思われる。

ところで図-10からもわかるように、4号トンネルの泥岩は地山のかぶりによる垂直応力 $\sigma_v = \gamma \cdot h$ （ただし γ は岩の単位体積重量、 h はかぶりの厚さ）の2倍程度の圧縮強度しかなかったからⅠの3のbに述べた理由により、掘削後トンネル周辺の地山はまず破碎され、それに伴って見かけの体積の増大、すなわち一種のダイラタンシーによる体積膨張によってまずトンネル内空に向かって押し出したものと思われる。その上に、トンネル周

辺の塑性域（トンネル掘削によって生じた“人工的破碎帯”と呼んでもよいであろう）には無数のキ裂面、セン断面（層）が発生し（このセン断層もまた、ミクロ的にみれば、ダイラタンシーにより体積が増大する）、そこに上記のような理由によって露出した活性面に、地山から水みちを通して集まってきた重力水やセン断面に隣接する岩の部分において、応力集中によって絞り出された水などがセン断面層に吸い寄せられて移動し、その結果としてセン断面に沿って吸水膨張、軟弱化が進行し、（図-19、20 参照）、トンネル内空への押し出し現象が一層はげしくなったのが、このトンネルの著しい押し出し～膨潤性圧の原因であると思われる。

一方能代3号トンネルの泥岩も一度破碎してから固めたものは、膨潤性は示すが、図-16に示すように4号トンネルの泥岩の場合に比し膨潤性は著しく劣る。6号トンネルの泥岩を同様に処理したものの、膨潤性はこれよりさらに劣っていた。さらに図-10からもわかるように、3号トンネルの泥岩の一軸圧縮強度は、そのかぶりによる初期応力 σ_0 の少なくとも3倍かそれ以上あったから、トンネル掘削によるその周辺の応力集中にほぼ耐えたものと思われる。6号トンネルの場合、岩の強度は

図-19 泥岩のセン断面に沿っての局部的破碎擾乱、吸水、軟弱化のメカニズムを示す概念図

図-20 トンネル周辺の泥岩中に発生したセン断層、キレツ面(層)における粘土粒子の配向と含水比の増大 (注: 能代 4 号トンネルの泥岩では、地下水などによる外部からの水の供給が全くなくてもセン断層の乱された粘土の含水比は 5~10% 増加することが実験的に確認されている)

図-10 からわかるように、それよりもさらに大きい。その結果、トンネル周辺には塑性域がほとんど発達しなかったうえ、図-16 からみしめるように、吸水膨張性が弱かったため吸水による軟弱化も少なかったものと思われる。これが、6 号トンネルにおいては 4 号トンネルに比しほとんど押し出し性地圧が作用せず、したがって施工が容易であった原因であろう。

3. 押し出し性～膨潤性地圧を予測するための粘土性岩のテスト法に関する一提案

II～(4) で述べたように、3, 6 号トンネルの泥岩も 4 号トンネルの泥岩も X 線回折装置で調べた結果では、ともにモンモリロナイトを含むが、前述したように膨潤性は著しく異なる。X 線によるテストはモンモリロナイトの有無を調べるためだけのものであるが、それだけでは吸水膨張性は直接には結びつかない。膨潤性はモンモリロナイトの量や、吸着イオンなどにも関係するからである。

膨張性粘土鉱物の量を正確に調べることは、現在でもかなりむずかしいといわれているうえ、特殊な技術や知識を要するため、どこでも手軽にやれるものではない。たとえそれがわかったにせよなお膨潤性の強弱を正確に予測することはできない。

筆者が行なった前述のような方法は、手軽にどこでも行なえるものであるから、試みてみられるよう提案し

たい。ただしその際、強度試験も必ず行ない、地山のかぶりによる初期応力に対して、一軸圧縮強度 q_u が何倍あるか調べておくことを忘れてはならない。

断層などにより破壊されていなくても、岩には粗密の違いはあるがほとんど常に節理、キ裂などの不連続面が入っており、それによって岩のマスとしての強度はキ裂のない岩片の強度より小さいうえ (これを既存のデータ¹⁶⁾ から 6 割程度と考える) 岩片の強度も、非常に緩速で、圧縮した場合 JIS で決めた圧縮速度で求めた岩片 q_u の強度の 8 割程度となるから¹⁷⁾、結局岩のマスとしての強度 q_m は、安全側をとった場合、

$$q_m = q_u \times 0.6 \times 0.8 \approx \frac{q_u}{2} \quad \text{となる。}$$

I で述べたように、トンネル掘削による応力集中は側圧係数 $K=1$ のとき、 $2 \cdot \sigma_v$ であるから、

$$q_m > 2 \cdot \sigma_v, \quad \text{すなわち} \quad q_u > 4 \cdot \sigma_v$$

なら、岩は破壊されないことになる。

また $K=0$ のとき——このようなことは現実にはないと思われるが—— $p_m > 3 \cdot \sigma_v$ すなわち $q_u > 1 \cdot \sigma_v$ なら、岩は破壊されないことになる。結局、 $q_u > 4 \cdot \sigma_v$ ($K=1$ の時) $\sim q_u > 6 \cdot \sigma_v$ ($K=0$ のとき) で、かつ「乱した泥岩」の吸水膨張性が無い、または非常に少ないときには「押し出し性～膨潤性地圧」は作用しないものと考えられる。その逆ならば「押し出し性～膨潤性地圧」が作用する可能性がある、支保工は冷間加工可能限界内でできるだけ大きなものでインパートストラット付きのものを用意しておく必要があろう。

言うまでもないことであるが、破壊されて粘土化して、コアの採取率が非常に悪いとか、たとえ採取できてもコアがもともと弱く、ひどく乱されているような場合には上記のようなテストはできないが、そのような場合は最初から押し出し性地圧が作用するものとして設計、施工計画を立てて、おいたほうがよいであろう。

IV. わが国における押し出し性～膨潤性地圧発生の可能性のある粘土性岩の分布地域

押し出し性～膨潤性地圧の作用するおそれのある粘土性岩 (泥岩、頁岩) は裏日本のいわゆるグリーンタツプ地域に砂岩、凝灰岩などとともに広く分布している¹⁹⁾が、その内「地すべり地域」とか「砂防指定地域」とかになっているところは、断層やシェウ曲なども多く、一般に岩が弱いので、特に注意を要する。鉄道トンネルにおいてもこの地域に押し出し性～膨張性地圧が多発している²⁰⁾。なお泥岩、頁岩などはそれが三紀層のものであろうと、中生層のものであろうと、一般に注意したほうが

よいが、新第三紀以降のタイ積岩（洪積層でも古いものでは粘土層がよく締って岩と呼んでよいものがある）には、いわゆる「軟岩」に属するものが多いので特に注意を要する。日本の面積の 1/3 ぐらいは新第三紀層でおおわれており²¹⁾、一般土木、農業土木ともこの種の岩に遭遇する機会はかなり多いものと思われる。この種の泥岩はトンネルはもとより、道路や水路の工事に伴う斜面の切り取り、ダム工事（基礎としても盛土材料としても）においてもトラブルの原因となる可能性をもっているが、これまでの土質力学のみでは割り切れないものがあるので、特にこの種の岩に関係した土木工事にたづさわっている土木技術者、地質技術者は注意すべきであろう。

なお、自在アームをもった自由断面型トンネル掘進機（通称ロードヘッダー）は、この種の軟岩地帯におけるトンネル掘進に適しているので今後かなり使用される可能性があるが、その使用に先立ち、軟岩の押し出し性～膨潤性地圧発生の可能性を十分調査し、事前にその対策をしっかりと立てておく必要がある。特に泥岩、頁岩の破碎したものの吸水膨張性が大きく、かつ地下水がある場合には底盤上に落ちたズリが吸水膨張により軟弱化して滑り易くなり、機械の掘削時の反力が取れず、掘進能力が極端に低下または不可能になることもありうることを注意しておきたい。

V. 現行のトンネル設計の岩盤分類法に関する批判と一提案

現行の土木学会トンネル標準示方書（44 年版）に提案されている岩盤分類案をはじめとするいくつかの分類法は、いずれも優れたものではあるが、トンネル地圧に与えるかぶりの影響を全く考慮に入れてないというかなり重大な欠陥がある。筆者がこれまでに進めてきた論旨から明らかなように、テクトニックな応力の残留がなければトンネル掘削前にトンネルの深さの位置でその上のかぶりの岩の自重によって生じている垂直応力 σ_v に対してその位置の岩の一軸圧縮強度 q_u が何倍あるか、すなわち、 q_u/σ_v の値が重要な意味をもつ。岩質が岩石学的に同じで弾性波伝播速度が同じであっても（その場合 q_u はほぼ同じ値を示すであろう）その位置の深浅の度によってトンネルを掘削した場合に、支保工にかかってくる地圧現象は著しく違ってくるはずである。たとえば比較的浅いトンネルの場合、すなわち σ_v が小さいとき $q_u/\sigma_v > 4$ なら、押し出し性地圧はほとんど作用しないであろうが、同じ岩でも深いトンネル（ σ_v が大となる）で $q_u/\sigma_v < 2$ となれば押し出し性地圧が作用するであろう。

前述したように泥岩、頁岩の場合、「乱した泥岩」の吸水性が大きければこの現象はさらに顕著になる。この点について筆者はすでに 1971 年に土質工学会誌上²²⁾で強調したことがあるが、その後イギリスの A.M. Muir Wood も q_u/σ_v を competence factor F_c と呼び、これを一つのインデックスとして地圧を予想すべきことを提案している。また鈴木、吉田、竹林^{24), 25)}らもこの値と膨張性地圧との関係について論じている。筆者は Muir Wood の提案と、現行の土荷重高さの推定表とを結びつけ、筆者の考えも加えて表-1 を作成し公表したことがある¹⁵⁾が、これは結晶片岩のような特殊な岩を除き、かなり広い範囲の岩に適用可能であると思われる（特にタイ積岩については有効であると思われる）。もちろんトンネルが非常に深くコアの採取が不可能または不経済になる場合は別である。今後各現場で試験的にこの方法を採用されることを希望する。現行の土木学会標準示方書の「土圧があると推定される場合」という表現では定量的根拠がなにもなく、経験不十分な者には「手引き」としての役割すら果たせないと思われるのでたとえ完全ではないまでも表-1 のような提案をあえて行なった。今後、R.Q.D. 表示法と組み合わせ、より完全なものにしてゆく必要がある。この表のゆるみ高さのとり方は、筆者の実測結果からみると相当に大きめの値になっているように思われるが、余裕をみて一応現行の土木学会標準示方書にしたがった。なお、表-1 を作成公表した時点¹⁵⁾においては、この表の妥当性を裏付ける十分な資料がなかったがその後、土木学会岩盤力学委員会第分科会（ト

図-21 $\left(\frac{q_u}{\gamma_s \cdot h} \right)$ 圧との関係を示とトンネル地の値す実例

表-1 q_u/σ_v による地圧の予想と支保工の設計 (試案)

	$q_u/\sigma_v \leq 4$		$\frac{q_u}{\sigma_v} = 4 \sim 6$	$\frac{q_u}{\sigma_v} = 6 \sim 10$	$\frac{q_u}{\sigma_v} > 10$
	$q_u/\sigma_v \leq 2$	$q_u/\sigma_v = 2 \sim 4$			
地圧の性質 内空新面の幅	押し出し性～膨張性	軽度の押し出し性～地圧が大きいと推定される場合	地圧が大きいと推定される場合	地圧があると推定される場合	地圧がほとんどないと推定される場合
2～3 m	実測以外地圧の定量的な予測は困難であるが、通常下記のような支保工を使用す		ゆるみ高さを 2.0 m として支保工を設計する	ゆるみ高さを 1.0 m として設計する	無支保、肌落ち防止程度の軽い支保工、ロックボルト、またはモルタル吹き付け
	H—100×100×6×8 mm 間隔: 0.8 m } H—125×125×5×7 mm 間隔: 0.8～1.0 m (いずれもインバート・ストラット付き)	H—100×100×6×8 mm 間隔: 1.0 m (インバート・ストラット付き) ただし根固めコンクリートを施工時に打設するだけでよい場合もある	H—100×100×5×7 mm 間隔: 1.2 m	H—100×100×5×7 mm 間隔: 1.5 m (同左)	
4～5 m	同 上		ゆるみ高さを 5.0 m として支保工を設計する	ゆるみ高さを 2.5 m として設計する	同 上
	H—125×125×6.5×9 mm 間隔: 0.8 m } H—150×150×7×10 mm (インバート・ストラット付き)	H—125×125×5×7 mm (インバート・ストラット付き) 間隔: 1.0 m ただし根固めコンクリートを施工時に打設するだけでよい場合もある	H—125×125×6.5×9 mm 間隔: 1.0 m	H—100×100×5×7 mm 間隔: 1.2 m ～H—125×125×5×7 mm 間隔: 1.5 m (同左)	

- (注) 1. q_u/σ_v の場合、岩が泥岩、頁岩で、乱した岩の吸水膨張性が大 (またはスレーキング性が大) なら押し出し性～膨張性は一層顕著。ライニングは鉄筋コンクリートとせねばならない可能性あり。極端な場合は円型断面にする必要がある。
2. 岩の一軸圧縮強度 q_u は原則としてダブルコアチューブを用いて採取した代表的コアについて得られたものとする。そのさい岩は自然含水比のまま試験するよう十分注意せねばならない。採取直後現場において圧縮試験をすることが望ましい。

ンネル部会) において改集した資料および筆者自身が集めた資料により $q_u/(\gamma \cdot h)$ と施工実績とを比較する機会を得たので表-1 の考えによって整理してみた。その結果は図-21 に示す通りである。裏付けの資料の数は未だ十分とは言えないが文献 (15) における筆者の提案がほぼ妥当であったことが分るであろう。

弾性波探査法は比較的安価に、かつ短期間に広い範囲の岩盤の状態を調べる大きな利点があるが、この方法はあくまでも間接的に岩盤の工学的状態を推定するためのものにすぎず、かつその解析に或る程度の誤差が入る

のは避けられないかな、その解析結果は岩の強度試験や物性試験のような、岩そのものについての直接的試験結果およびトンネル路線全体の地質構造などと照合させ、表-1 のような分類を参考にしつつ工学的設計、施工への適用に当たる必要があることを忘れてはならない。

VI. 結 び

以上能代開拓第一号導水路 4 号トンネルでの事例を用いて「いわゆる膨張性地圧」発生メカニズムについて論じてきたが、以上の論旨から明らかなように、筆者は

泥岩・頁岩などの粘土性岩でしばしば遭遇するこの種の地圧と、それに伴うトンネル内空への岩の押し出し・膨れ出しの一次的原因は岩のセン断破壊によるマクロ的な意味での一種のダイラタンシーによるものであって、吸水膨張による体積増加によるものではないと考えるものである。その点で、基本的には「セン断破壊説」の立場に立つものであるが、単純なセン断破壊説ではなく、セン断層に沿ってのミクロ的なスケールでのダイラタンシーに伴う乱された泥岩層の吸水膨張（膨潤）による破壊岩の集合体（マス）全体の強度低下も「いわゆる膨張性地圧」の重要な原因であると考えられる。

最後に、この論文で述べた粘土性岩の破壊と軟弱化のメカニズム（特に、たとえ外部から水の供給がなくても、もともと泥岩中に存在していた水がセン断層に集まる現象）は第三紀層地スベリ母岩中における進行性破壊に伴うスベリ面の形成過程と密接な関連をもち、きわめて重要な意味をもつものであると現在の筆者は考えていることを付記しておきたい。

謝 辞

この研究、調査における現場での地圧測定の際、ゲージのてん付、防湿処理、結線などすべて筆者自身が行った。しかし能代開拓事業第4号トンネルの現場での測定については、おもなポイントは筆者がチェックしたが、なにぶんにも遠隔地のため、同事業所・日本サクセンコンサルティング（現、日サク）、間組などの各位のご協力を願った。

農業技術研究所化学部の永塚、浜崎両氏にはX線回折装置を使用する際、種々ご配慮にあずかった。

なおこの研究では大平造構部長、岸本第四研究室長などに種々ご配慮をいただいた。

とくにゲージ取り付けの際の取り付け治具の作製に当たっては当部の豊野技官は一方ならぬご援助をいただいた。また土木学会岩盤力学委員会第2分科会の資料の一部を使用させていただく際当分科会長池田和彦氏の御許可を得た。ここに特に同氏に対し感謝の意を表したい。

（この論文は応用地質学会からの依頼により他誌¹⁵⁾に既発表の報文の中、特に泥岩の押し出し性・膨張性地圧に関する部分を抜萃し、その後得られたデータも加えて書き改めたものである。）

参 考 文 献

- 1) RABCEWICZ, L. V. (1980): Gedanken zu Modelluntersuchungen an Tunnelausklastungen in Form einer dünnen, halbsteifen Schale, Felsmechanik

- und Ingenieurgeologie, Suppl. IV 138
- 2) TERZAGHI, K. (1942): Shield Tunnels of the Chicago Subway, Journ. Boston Soc. Civil Engineers, p. 29
- 3) 足立貞彦 (1970): 膨張性地山におけるトンネルの施工法, 第6回トンネル工学シンポジウム (国際トンネル工学シンポジウム), トンネル工学シリーズ, 土木学会, p. 50
- 4) 土木技術者のための岩盤力学 (1962), 土木学会刊, p. 137
- 5) TIMOSHENKO, S. P. & J. N. GOODIER (1951): Theory of Elasticity, 3rd ed., McGraw-Hill, New York, p. 91
- 6) JAEGER, J. C. & N. G. W. COOK (1969): Fundamentals of Rock Mechanics, Methuen & Co. Ltd., pp. 78, 89, 129, 190, 235
- 7) SKEMPTON, A. W. (1961): Horizontal Stresses in an Over-consolidated Eocene Clay, Proc. of Bradwell Conf.
- 8) SKEMPTON, A. W. (1964): Long-term Stability of Clay Slopes, Geotechnique 14, No. 2, pp. 77~101
- 9) SKEMPTON, A. W. (1970): First-time Slides in Over-consolidated Clays, Technical Notes, Geotechnique Vol. 20, No. 3, pp. 320~324
- 10) SCHOFIELD and WROTH (1968): Critical State Soil Mechanics, McGraw Hill, p. 223
- 11) 仲野良紀 (1964): 由比地すべり母岩 (泥岩) の軟弱化と物性の変化について (その1), (その2), 土と基礎, Vol. 12, No. 11, pp. 27~33, No. 12, pp. 3~8
- 12) NAKANO, R. (1967): On Weathering and Changes of Properties of Tertiary Mudstone related to Landslide, Soils & Foundations Vol. III, No. 1, pp. 1~14
- 13) 高橋秀男・鳥畑一成 (1971): 泥岩トンネルの施工について, 農業土木学会誌, 第39巻7号, pp. 457~464
- 14) 村山朔郎・松岡 元 (1968): トンネル土圧算定のための鋼アーチ支保工における一測定法, 土木学会誌 Vol. 53, No. 3, pp. 39~42
- 15) 仲野良紀 (1974): 水路トンネルの地圧と設計一特に押し出し性・膨張性地圧の場合について一, 農業土木試験場報告, 第12号および農業土木学会誌 (1973) Vol. 41, No. 10~(1974) Vol. 42, No. 2
- 16) Ильичская, Е. И. (1962): Влияние Масштабного Фактора на Прочностные Свойства Горных Лопов (岩石の強度特性に及ぼす大きさの影響), Физико-механические Свойства Давление и Разрушение Горных Лород, Издательство Академии Наук СССР pp. 18~21
- 17) VIALOV S. S. & SKIBITSKY A. M. (1961): Problem of the Rheology of Soils, Proc. 5th

- Inter. Conf. on Soil Mech. & Found. Eng., Vol. I, pp. 387~391
- 18) BISHOP, A. W. (1966): The Strength of Soils as Engineering Materials, Sixth Rankine Lecture, Geotechnique Vol. 16, No. 2, p. 119
- 19) 大沢 穠 (1967): グリーンタフ, 地下の科学シリーズ 14, ラティス刊
- 20) 高橋・白井・飯塚・高木 (1971): トンネルにおける現象土圧論, 鉄道技術研究所報告 No. 770, p. 17
- 21) 吉中竜之進 (1970): 土と岩の中間的性質をもつ地盤の調査方法および調査結果の適応に関する研究
- 22) 仲野良紀 (1971): 水路トンネルの岩圧 (主として膨張性ないし押し出し性) の実測例について, 第6回土質工学研究発表会, 552~562 及び, 「土と基礎」 Vol. 19, No. 10
- 23) MUIR WOOD A. M. (1972): Tunnels for Roads and Motorways, The Quarterly Journal of Engineering Geology Vol. 5, No. 1 & No. 2, pp. 119~120
- 24) 竹林亜夫 (1974): トンネル工事における膨張性地圧の理論と実際, 清水建設土木技術部報 (原稿)
- 25) 鈴木・吉田・竹林 (1974): 千葉県鴨川市嶺岡隧道の地質と膨張性地圧について, pp. 1~13
- (昭和49年9月30日受理)