

(73) トンネル施工事例に見る膨張性地山の実態

清水建設(株) 土木技術第一部 正会員 竹林亜夫
" " 石外 宏
" " ○ 大塚正幸

The Practical Views of Squeezing Rock in many Tunnel Excavation

Tuguo TAKEBAYASI, Shimizu Corporation
Hiroshi ISIGAI, "
Masayuki OHTSUKA, "

Abstract

Sometimes we must cope with squeezing rock in many cases at tunnel excavations in Japan. These squeezing rock phenomena appear with large rock pressure, and often cause the serious troubles on excution. Therefore it is important mattar to get accurate informations about weak rock behaviours, (It is difficult to give a definition of "squeezing", but here we gives double meanings together; the plastic flow of rocks due to ground stress conditions and swelling rocks by it self.) Several efforts had been made as for muddy-stone, to indicate the geological characteristics of squeezing rock conditions, (cf. ¹⁾) but none for general rocks, and it is more difficult to estimate the magnitudes of squeezing mass. We gathered every reports about squeezing rock behaviours in-situ and examine those informations. Results are following ;

It seems to be possible to indicate the rock kinds which have probability of squeezing.

In some cases at sedimental rocks, they show large displacements in relation to the geo-mechanical situations.

Above all the important facts seems as follows;

The decreased " ϕ " value of rock is more sensitive for the displacemet of tunnels, in general, when the "grand strength ratio — α " is in considerably large terms. Particurally, in the case of natural week rock with small " ϕ ", it is nessesarry to know the characteristics in the residual stress condition of rock to explane the excessive displacements in many tunnels.

This investigation has not yet been verified by in-situ reports because of lack of informatons about rock characteristics ($C \& \phi$) in the residual condition, but could followed by theoretical analysis (showed in fig.3 ~5).

It should be expected to resarch for residual rock characteristics and tests experimentally in those conditions. Several interesying reports were published (cf. ⁷⁾, ¹¹⁾).

1. まえがき

トンネルの施工に際しばしば遭遇する膨張性(押し出し性を含む)は強大な土圧を伴い、工事計画に大きな支障を来すものであり、膨張性発現の有無とその程度を事前に的確に評価することがトンネルの計画、施工上きわめて重要である。膨張性地山は一般に岩石の性状、地質構造およびトンネルの土被りの3要件

表-1 膨張性地山トンネルの実態

● NATM施工

● H: 珪石 Hf: 珪石 K: 珪石 L: 珪石 Ze: 珪石 C: 珪石 S: 珪石

地質区分	トンネル名	施工地	施工年 報告	地 質			特 性							() 推定	
				共存岩盤	地質構造	粘土鉱物*	突進量 (mm)	掘削速 (m)	突進率 (%)	土核り (m)	地山強度比	C (kg/cm ²)	φ (°)		
1-1 第三紀泥岩	・ 赤 倉	新潟	S.47	シルト	単 斜	H, K, L, Ze	500	7.3	6.8	130	1.58	—	—		
	・ 奥 田	北海道	S.52	炭 層	単 斜	H, L	350	11.2	3.1	50	0.5-1.6	—	—		
	・ 地 蔵	新潟	S.53	砂 岩	単 斜	—	600	13.6	4.4	40-140	1.77-2.31	0.05-0.12	11.3-27.5		
	・ 第一中ノ二股	北海道	S.56	シルト岩	単 斜	—	200	6.5	3.1	—	1.5	10	16		
	・ 新 折 渡	秋 田	S.46	—	単 斜	—	820	7.9	10.4	140	(0.07)	—	—		
	・ 塚 山	新潟	S.41	砂 岩	単 斜	—	47	9.7	0.48	75	(2)	—	—		
	・ 彌 根	新潟	S.43	—	—	H, L, K	1,000	9.8	10.2	120	2.38	—	—		
	・ 新 根	新潟	S.57	—	背 斜	H	31	11.6	0.27	—	0.42	1.52	30		
	・ 堀 根	長野	S.58	—	—	H, L, K	350	11.6	3.0	210-230	0.047-1.60	10	37		
	・ 鶴 立 山	新潟	施工中	—	背斜、向斜	H, C, L, K	600	6	10.0	100	0.06-1.41	7.4	12.65		
	・ 第一白坂	長野	S.55	—	背斜、向斜	H	410	9.7	4.2	—	1.7-2.2	16-20	35		
	・ 谷 越 瀬	静岡県	S.55	砂 岩	背斜、向斜	L, H, C, Mix	220	12.3	1.8	35	0.72	0.69-1.04	26-36		
	・ 春日山	新潟	S.60	—	褶曲断層帯	—	50	13	0.38	—	0-3	10	7		
	・ 能 生	新潟	S.62	—	単 斜	—	280	11.3	2.5	—	0-1	11	31		
	・ 志 賀	宮 城	S.51	頁岩、凝灰岩	擾乱帯	H	180 (湧坑)	5 (湧坑)	3.6	40	(0.35)	0.44	15		
	・ 第二白坂	長野	S.62	—	褶曲断層帯	Ce, C, K	420	11	3.8	70	—	52.2	23.9		
	・ 新牧の原	静岡県	S.49	—	断層断層帯	—	140	6.5	2.2	90	(0.6)	—	—		
	・ 由 比	静岡県	S.39	砂 岩	断層断層帯	—	650	11	5.9	350	(0.14)	—	—		
1-2 第三紀頁岩	・ 聖 ヱ 丘	高 知	S.57	砂 岩	背 斜	—	270	5.5	4.9	50	(0.1)	—	—		
	・ 日 鏡	北海道	S.33	—	擾乱帯	H, K	200	7.1	2.8	60	(0.09)	—	—		
1-3 第三紀凝灰岩	・ 朝 日	新潟	S.41(変状)	—	単 斜	—	323	11	2.9	130	(0.04)	0.81-0.92	20.8-22.8		
	・ 第一広谷地	福 島	S.54	—	水平層	—	25	11	0.23	—	0.41	1.4-5.0	17.5-30		
	・ 中 山	群馬	S.57	頁 岩	単 斜	H, K	750	12	6.3	256-316	0.42-1.55	—	—		
	・ 新 爪	岩 手	S.50	—	水平層	H	277	12.4	2.2	—	0.4	2.0-9.0	9-36		
	・ 月山第一	山 形	S.48(変状)	安山岩	水平層	H	532	10.2	5.2	150	(0.04)	—	—		
・ 駒 止	福 島	S.56	—	向 斜	—	130	10.3	1.3	300	0.1-0.4	—	—			
1-4 古生層・中生層 粘 板 岩	・ 大 山	福 島	S.37	—	鉛直層	—	300	6.0	5.0	36	(0.14-0.18)	—	—		
	・ 大 堂	高 知	S.53	—	単 斜	S	258	5.9	4.4	90	(<0.1)	—	—		
	・ 地蔵寺川	高 知	—	—	単 斜	—	268	3.65	7.3	—	(<0.1)	—	—		
	・ 厚 雲 峯	北海道	S.29	—	単 斜	—	300	4.3	7.0	—	—	—	—		
	・ 明 神	高 知	S.59	—	単 斜	—	230	10.3	2.2	250	0.08	—	—		
	・ 奥 新 冠	北海道	S.38	輝緑凝灰岩	褶曲帯	—	500	3.0	16.7	—	—	—	—		
2-1 花 崗 岩	・ 関	三 重	S.40	—	独断化	—	160	11	1.4	80	(0.05)	—	—		
	・ 恵 那 山	岐阜	S.60	—	断層断層帯	H, K	1100	13.6	8.1	400	0.067	—	—		
	・ 八 田 原	広 島	S.60	—	断層断層帯	—	63.7	5.3	1.2	100	(<0.1)	—	—		
ヒ ン 岩	・ 下 久 野	島 根	S.6	花 崗 岩	貫入粘土化	H, N, L	250	5.85	4.3	180	(0.03)	—	—		
2-2 黒 雲 母 土 凝 灰 岩 安山岩	・ 新 宇 佐 興	静 岡	S.54	—	熱水変質	H, Ze	24.5	7.3	0.34	—	0.09-0.18	0.6-1.25	6-11		
	・ みちのく	青 森	S.55	—	熱水変質	Ce, K	310	10.8	2.9	160	(<0.1)	—	—		
	・ 礼 文 浜	北海道	S.57	—	熱水変質	H, L, C, K	6	9.74	0.06	100	(<0.1)	—	—		
3-1 蛇 紋 岩	・ 大所川第二	新 潟	S.34	—	貫入粘土化	S, C, Ze	25.6	3.5	0.73	60	(0.07-0.2)	—	—		
	・ 藤 山	北海道	S.61	—	貫入粘土化	S, H	120	11.7	1.0	93	0.06-0.28	1.58	3.6		
	・ 新 登 川	北海道	S.47	—	貫入粘土化	S, C	90	7.6	1.2	300	(<0.04)	—	—		
	・ 小 川	高 知	—	強基性緑色岩	貫入軟化	S	1,500	11.7	12.8	60	(0.07-0.4)	—	—		
	・ 神 居	北海道	S.44	輝 緑 岩	粘土状、葉片状	S, C, Ze	500	10.8	4.6	240	0.01-0.12	—	—		
	・ 大清水 (保原野沢)	群 島	S.55	輝 緑 岩	炭酸鉄脈帯	S, C, Ze	10 (湧坑)	2.5	0.4	370	(0.05-0.1)	—	—		
	・ 藤 白	和歌山	S.56	黒色片岩	貫入硬砂	C, H, Ce	(-)200	(-)4.4	4.5	250	(0.01-0.09)	—	—		
	・ 長峰第二	和歌山	S.59	黒色片岩	貫入硬砂	S, H, C	230	12.4	1.9	200	(0.02-0.06)	—	—		
	・ 稲 里	北海道	S.56	粘 板 岩	貫入粘土化	S, Ze, C	240	11.4	2.1	150	0.1	1.1-1.2	24		
	・ 磯 岡	千 葉	S.47	粘土質岩 玄 武 岩	貫入硬砂	S, H, C, L, Mix	190	3.8 (湧坑)	5.0	40	0.27-1.18	1.85-2.50	8.0-8.5		
3-2 強基性緑色岩	・ 丸 峠	北海道	S.49	粘 板 岩	硬砂帯	S	600	7.6	7.9	300	(0.01)	—	—		
	・ 赤 良 木	高 知	S.38	黒色片岩	単 斜	—	470	8.6	5.5	60	(0.07-0.39)	—	—		
3-3 黒雲母片岩	・ 大 杉	高 知	S.47	蛇 紋 岩	硬砂帯	—	500	9.0	5.6	70-140	(0.03-0.06)	—	—		
・ 鳴 鼓	長 崎	S.58	—	硬砂帯	Ce	800	12.0	6.7	130	0.28-1.0	—	—			

が大きく係わるものとされる。泥質岩においては特定の岩石物性値との関連において膨張性を予測する指標とする試みがおこなわれているが、(例えば^{1), 2)}) 膨張の量に関する予測については困難である。そこで膨張性と言われる地山の施工記録を広く見なおして 岩種、物性、地質構造とその変状等から膨張性地山の実態と膨張性状の多少に関する普遍的特性を実例の中で示そうと試みるものである。

2. 膨張性地山の実態

膨張性地山の施工記録の収集にあたり、本来その範囲を示すための定義が必要とされる。膨張性地質を、①吸水による膨潤あるいは ②風化の際の化学変化に伴う体積変化 により自らの膨張性状を有する地質を指す狭義の解釈もあるが、施工上から地山を対象にした場合は ③上載荷重による地山の塑性変形や ④褶曲や堆積環境を反映した過大な潜在応力の解放など 地圧現象によって生ずるいわゆる押し出し性を伴う地山を含めて指す場合が多い。実際、結果として見られる地圧現象も同一の形態であるところから、現場ではあえて原因を遡って区別することは難しく、また地質的欠陥と応力による塑性化現象は複合して発現するものであるところから、分別する必要性も少ない。したがって施工記録の収集の方針は、膨張性があつたとする報告をそのまま収録することにした。なお、膨張(押し出し)性変形量については1.5%または3.0%を一つの区分とする考えもあるが、^{2), 3)} 施工に何らかの工夫あるいは困難を伴ったものとしてデータベースとしてすべて掲上した。

調査は収集した70余トンネル事例のうち、変形について記載のある54例について表-1に地質、構造、変形特性等の概要を示した。

膨張性を示す可能性のある地質として一般に言われている代表的な記載と比較するとよい一致を見ることができる。また、ここに現れた頻度は各地質区分別に膨張性地山に遭遇する機会の大略を示すものとするれば、第三紀の泥岩・凝灰岩類が圧倒的に多く、ついで蛇紋岩・片岩等の変成岩が多い。古生層の粘板岩や風化花崗岩、ひん岩にも時として膨張が見られることがわかる。

地質構造的には堆積岩類では単斜構造も多いが、背斜構造もしくは褶曲擾乱帯に発生が見られ、褶曲構造とトンネルの内空変位の相関を示す事例も多い。(例えば奥新冠⁴⁾、鍋立山⁵⁾、聖丘⁶⁾図-1に例示) また、火成岩類や変成岩では風化の発達する節理面や断層付近および貫入岩との接触部が要注意箇所として指摘できるようである。

変形量としては以下の計算においての比較を容易にするため、導坑、本坑等掘削断面の大きさを加味して掘削径に対する変形量(%)として無次元化を計った。

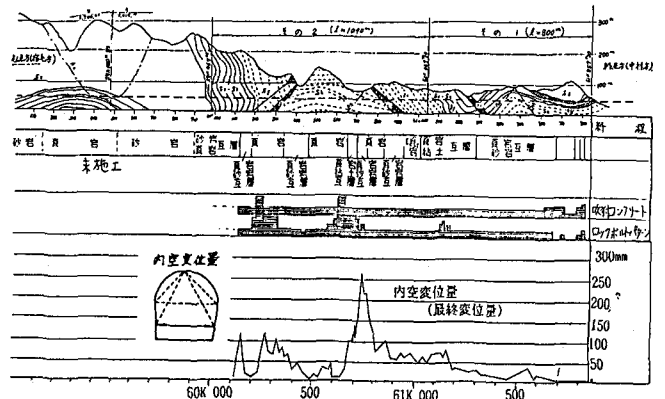
地山強度比は一軸圧縮試験の結果についての詳細が不明な点が多く推定によつたため、目安程度のものである。

3. 膨張性状の予測

地山が膨張性状を示す可能性については近隣の施工実績のほか、岩石の種類および地質構造と地山強度比からある程度の判断が下せるようであるが、しかし膨張性土の大きさと変形量の予測までには到っていない。吉川らは統計的手法により、トンネルの変形が3%を超え、また土被りが40mを越すと施工上の困難が際立って大きくなることを明らかにした。²⁾

前表に示した変形量等は支保工の状態

図-1 褶曲構造と内空変位 (聖ヶ丘トンネル)

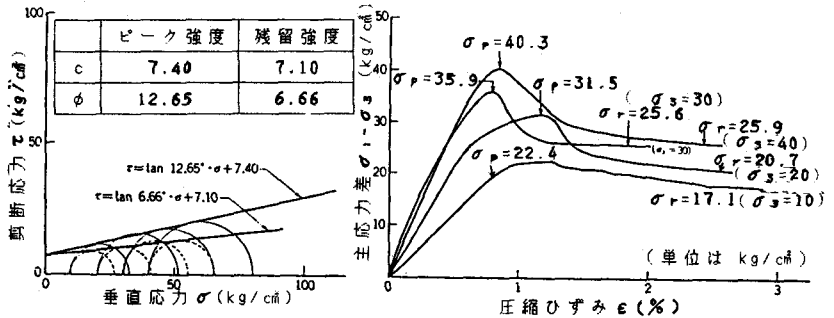


や計測条件等が明確ではないが、5%を上回るような変形の原因は何によるものであろうか。仲野らは、鍋立山の変形の解析において地山の含水比が完全軟化状態にあり、残留応力状態の特性を示していることを指摘している。⁷⁾ また、鍋立山に関する別の報文では残留応力状態のもとで、粘着力Cはピーク強度に較べてあまり変わらない

図-2 残留強度の一例(鍋立山トンネル)⁸⁾

が(7.4→7.1kgf/cm²)
内部摩擦角φの減少は著しく、ほぼ半減(12.7→6.7°)している。⁸⁾ (図-2)

トンネル掘削に伴い周辺に発生する塑性域はKastnerによって示されている式より求められる。⁹⁾



$$r_c = r_a \left[\frac{2}{\zeta + 1} \cdot \frac{q_u + p(\zeta - 1)}{q_u + p_i(\zeta - 1)} \right]^{1/(\zeta - 1)} \quad (1)$$

$$\sigma_{rc} = \frac{q_u}{\zeta - 1} \left[\left(\frac{r_c}{r_a} \right)^{\zeta - 1} - 1 \right] \quad (2)$$

ここに r_c : 掘削中心より弾・塑性境界までの距離, σ_{rc} : 弾・塑性境界における半径方向応力,
 r_a : 掘削半径, q_u : 地山の一圧縮強度, p : 初期地圧, p_i : 支保による内圧,

$$\zeta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right), \quad \phi : \text{地山の内部摩擦角}$$

式(1)において支保工による内圧を無視し $p_i = 0$, また, q_u/p = 地山強度比 α とすれば,

$$r_c = r_a \left[\frac{2}{\zeta + 1} \cdot \left(\frac{\zeta - 1}{\alpha} + 1 \right) \right]^{1/(\zeta - 1)} \quad (3)$$

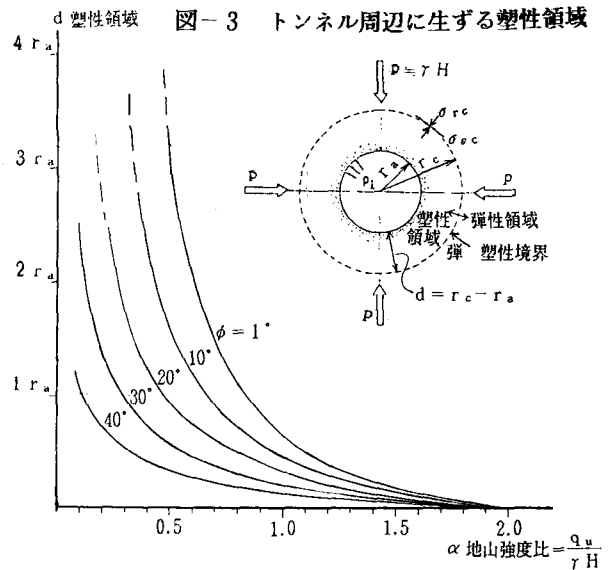
となり、塑性領域は掘削径の比として、 ζ すなわち ϕ と地山強度比 α の関数として求められる。

図-3は ϕ をパラメーターし1°から40°まで変化させて塑性領域の掘削壁面からの深さを掘削半径の比をもって示すものである。 ϕ が大きければ地山強度比が0.2であっても塑性域の発達は少ないが、地山強度比が0.5以下になると ϕ の値が小さい場合、塑性域は著しく拡大される。もし初期地圧 p 、地山の变形係数 E 、およびポアソン比 ν が与えられればさらに(4)、(5)式から壁面の変位量を求めることができる。¹⁰⁾

式は、弾・塑性境界領域上の変位量を u_c 、壁面における変位量を u_a とすると、

$$u_c = -\frac{(1 + \nu)}{E} (p - \sigma_{rc}) \cdot r_c \quad (4)$$

図-3 トンネル周辺に生ずる塑性領域



$$u_a = r_a - \sqrt{(r_a^2 + (r_c - u_c)^2 - r_c^2)} \quad \text{----- (5)}$$

以上の式より $p=20 \text{ kgf/cm}^2$ (土被り約 100m相当) $E=500 \text{ kgf/cm}^2$, $\nu=0.3$ とした場合についてトンネルの内空変位量を, 図-4 (a) に示した。ここでは便宜上, 掘削半径を 5m として変位の絶対値を計算した。

図-4 トンネルの内空変位

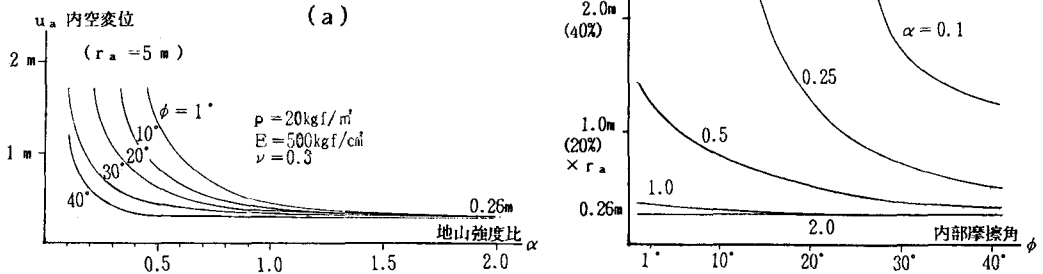


図-4 (b) はパラメータとして地山強度比を用いた表現である。(縦軸の変位量は r_a で除して変位率として表すこともできる) 地山強度比が 0.5 以下となるとトンネルの変形が ϕ の値によって大きく変わることがわかる。以上の結果は一軸強度を同等にした条件下で, 砂質地山と泥質地山における変位量の比較を試みた川上らによる模型実験の結果と良く合致するものである。¹¹⁾

4. まとめ

多くの膨張性地山トンネル施工の事例から, 膨張性を呈する可能性のある岩の分布, 岩種についての情報が得られた。また, 大きな変形を示す地山の共通性状として $C-\phi$ の値, とくに内部摩擦角の重要性が挙げられる。地山強度比の小さい (土被りの大きい) 地山条件の下では, ϕ が小さいと, 塑性変形量が著しく増大することが計算によって求められた。既往の資料からはこれらの十分な証明は得られなかったが大きな塑性変形によって地山が残留応力状態に達すれば, 地山の強度はさらに減少しているものと思われる。今後, 土被りの大きい軟岩の施工には, 残留応力状態での物性 — とくに内部摩擦角に関する情報が重要であると考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会: 軟岩 調査・設計・施工の基本と事例, S 59.12, p 162
- 2) 吉川恵也, 朝倉俊弘, 小島芳之: NATM のための膨張性泥質岩の地山分類, 応用地質学会, S63.5, p25
- 3) 谷本親伯: NATM における情報化施工, 土と基礎, 1982.7, p 63~70
- 4) 鈴木 守: 奥新冠および春別発電所の隧道の地質, 地下資源調査所報告 No34, 1965 年 p 31
- 5) 大塚正幸, 高野彬: 膨張性泥岩におけるトンネルの挙動と地質特性, 土と基礎, 1980.7, p 31
- 6) 高木清晴: 軟岩における NATM, トンネルと地下, 1981.8, p 10
- 7) 仲野良紀, 嶋崎藤雄, 清水英良: 珪藻土質泥岩の引張強度特性と凝灰岩の断層粘土の力学特性 第 7 回岩の力学シンポジウム, 1987.12, p 72
- 8) 大塚正幸, 豊島英明: 膨張性地山での苦闘, トンネルと地下, 1980.1, p 53
- 9) 今田 徹: トンネルの支保構造に関する構造力学的研究, S 55.7, p 15(式 2.55)
- 10) 斉藤勉孝行: アーストンネルの地質調査, 土木工学社 トンネル工学講座シリーズ IV, p 31~32
- 11) 川上義輝, 朝倉俊弘: トンネル掘削に伴う周辺地山の挙動に関する模型実験 第 19 回 岩盤力学シンポジウム, 1987.7, p256~259