

膨潤挙動を示す地盤の力学的性質に関する一考察

秋田工専 正会員 伊藤 暁

1. 膨潤機構に関するモデル式の検討

モンモリロナイトを含む地盤が顕著な膨潤挙動を示すことは広く知られている。これがまた種々の地盤災害とも密接な関係をもち、例えば軟弱地盤の主成分であったり、地盤沈下やトンネルの変状及び地スベリの素因の一つであると考えられている。膨潤性岩盤の分布は東北日本第三紀層に多いため、その研究は地質分布構造に支配された地域性の強い特殊地盤の領域と見做されていた。外国でも Problem soils として、屢 Black cotton soil, Grimmen clay, Bearpaw shale 等が取り挙げられ、その膨潤挙動が問題視されている。この膨潤機構は地盤の物理化学的性質、特にミクロな粘土鉱物粒子の吸着水層に起因するレオロジ的挙動とマクロな力学的性質の両面から明らかにしていくことが重要であるが、要因が多いため複雑である。一般にこの膨潤圧 (P_s) の構成要素は次の関数形で示される。

$$P_s = f(C_k, M_q, W_p, W_c, S_p, E_c, W_i, T, \dots) \quad (1)$$

ここで C_k = 粘土鉱物の種類、 M_q = 粘土鉱物の量、 W_p = 間ゲキ水の種類、 W_c = 間ゲキ水のイオン濃度、 S_p = 粘土粒子の配列や構造、 E_c = 周圧条件 (固結度)、 W_i = 初期含水比、 T = 温度。Seed らの測定でもこの P_s は決して著大なものでなく、Black cotton soil⁽¹⁾でも 2.5 kg/cm^2 は越えないだろうと言われている。隧道掘さくにおける強大な膨圧は、むしろ地山の塑性流動にこの膨潤挙動が複合作用している場合が多いように見受けられる。モデルとして(1)式の使用は実用的でないので、著者はこれを統計学的手法により次に示す構成式を導いた⁽²⁾

$$P_s = \frac{P_{sf}}{1 + \exp(a - k \cdot t)} \quad (2)$$

(P_{sf} は膨潤圧の最大値、 a , k は材料の性質による定数。)

これによると例えば山形県月布産のraw bentonite (以下、B-rock と略記) は、Fig. 1に示すような曲線となり、 $a = 1.0$, $k = 1.29 \times 10^{-3} \text{ (min}^{-1}\text{)}$, 相関係数 = 0.99を得、(2)式が充分妥当な一般的モデル式であることが確認された。次にモンモリロナイト50%を含む試料によると例えばFig. 1に示す P_s 急上昇部分 (1日以降)の勾配をとって膨潤速度(V_s)を定めれば $V_s = 0.346(P_{sf}/E_c)^{2.014}$ となり、また $k = 0.1W_i + 5 \times (10^{-4})$ が得られ、(2)式の P_{sf} が求められる。これよりモンモリロナイト50%の試料のモデル式として、

$$P_s = \frac{E_c \sqrt{2.89 V_s}}{1 + \exp\{a - (\frac{1}{10} W_i + 0.0005) t\}} \quad (3)$$

を得る。(3)式によると W_i や E_c は予め与えられているから1日以降の V_s をある程度測定すれば、ある時間における P_s の値が推定できることになる。また膨潤による体積変化はストレスレベル、特に過圧密比やモンモリロナイトの量に支配されることが大きいから、以下これについて調べ、考察を行なう。

2. 材料の性質・除荷方法

モンモリロナイト (M) を多量に含む岩石 (B-rock, $M=75\%$) と

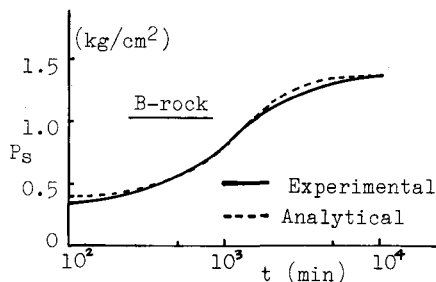


Fig. 1 Swelling curves of raw bentonite

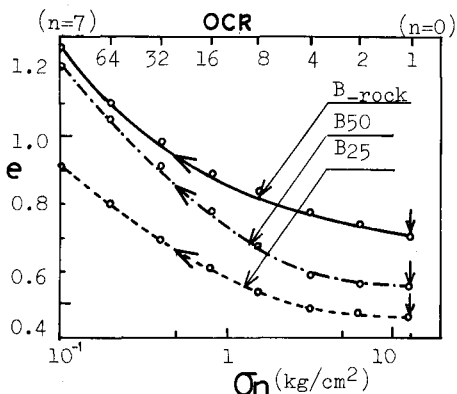


Fig. 2 Influence of unloading increments

して山形県月布産のものを用い、人工軟岩としてベントナイト(クネゲル-3V、主成分:M)と豊浦標準砂を各々1:1、1:3含む2種の試料(B₅₀、B₂₅と略記)を作製し、これに一定エネルギー(E_c=5.63kg・cm/cm²)を与えて締固めたものを用いた。これらの諸性質はTable-1に示す。除荷試験では先ず、先行荷重(σ_{n=0})=1.28kg/cm²を加え、次にσ_n=1/2ⁿ(n=1,2,3,...7)の式に従って除荷し、過圧密比(OCR)による一軸的膨潤クリープを測定した。

3. OCRの影響

Fig.2は荷重減少率がe~log₁₀σ_n曲線に及ぼす影響⁽³⁾を調べたものである。各試料共、除荷々重により間ゲキ比(e)が著しく増大しているがその傾向はB₅₀において顕著である。またB-rockは緻密で水は内部まで浸透していない。しかし、OCRの大きな所でスレーキングが目立ち液性限界(WL)を越えたペースト状のものが観察された。OCRが大きくなるにつれ、共

通してeが急増しているが、これはMの少ない岩盤ではみられぬ特異な現象である。即ち膨潤は小さな荷重と大きなeに極めて鋭敏であることを意味している。この性質はFig.2により Swell index, C_s=-Δe/Δ(logσ_n)として表示すると、体積変化は

$$\Delta V_s = \frac{C_s}{1+e_0} V \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_n - \sigma_{n-1}} \right) \quad (4)$$

C_s の変化は指数적이다。そこで上式を改めOCRとの関連により修正すると、

$$\log_{10} e = \log_{10} A - C_s \log_{10} (OCR) \quad (5)$$

B-rockについて求めると

$$e = 0.911 (OCR)^{-0.118} \quad (6)$$

従って膨潤はOCRという荷重レベルの指数関数として整理できることがわかった。

次にFig.3はOCRによる膨潤性クリープの一例を示している。OCR=2までは定常クリープであるが、これより大きくなると遷移クリープ型に移行し、体積はOCR=8でもとに復元している。また、Fig.4は有限時間内の膨潤の平衡状態を求めたものであるが、図をみると、OCRが大きくなるにつれ後期に著しい膨潤が観察される。それが明瞭なS字型でありFig.1と良く対応している。これはP_sが大きい程顕著である。即ち膨潤は本質的に吸水成長平衡過程を示す性質を

	σ _c	γ _d	e ₀	W _i	W _L	G _s
	kg/cm ²	g/cm ³	—	%	%	g/cm ³
B-rock	150	1.98	0.75	27.4	58.4	2.71
B ₅₀	3.26	1.91	0.70	26.7	36.6	2.60
B ₂₅	2.64	1.91	0.67	17.2	20.0	2.57

Table-1 Properties of rocks

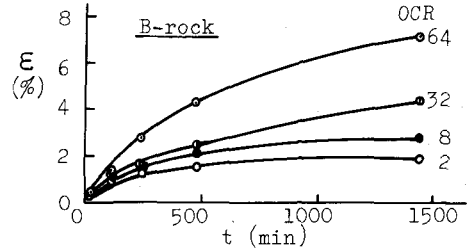


Fig.3 Swelling creep curves by OCR

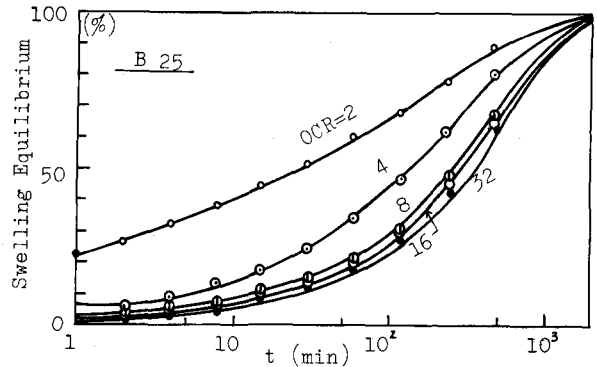


Fig.4 Swelling during unloading increments

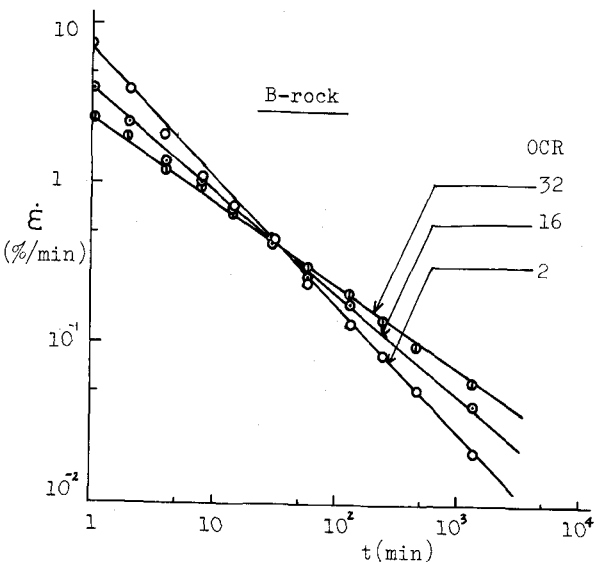


Fig.5 Determination of m-value for B-rock

もっていることに依るが、その物理的過程は遷移型クリープ関数と考えられる。

4. 膨潤のクリープ特性

膨潤によるクリープ破壊は浸透水と除荷々重の増加によってもたらされるものであるから、この破壊はスレーキング崩壊として現われる。シラスに雨水が浸透した場合、崩壊時間と含水比は対数関係にあることが見い出されているが、しかし結晶水をもつ本実験のような試料では、不飽和状態から飽和状態に移っていく際、比重も変っていくから、単に含水比や有効応力の概念だけによる体積変化の説明はなし得ない。OCRに伴う吸水膨潤効果は Fig.5に示される如く、OCRが大きくなれば、後期にヒズミ速度($\dot{\epsilon}$)が大きくその速度勾配は一定でない。これは通常の圧密試験と異なる現象である。この関係はほぼ OCR=32 まで成立した。こうした OCR によって異なるクリープヒズミ量に関する適切なエネルギー-関係式を見出すことがこの分野の研究課題の一つであるが Meschyan⁽⁴⁾は次のようなクリープヒズミ (ϵ_c) の関数形を与えた。

$$\epsilon_c = f_1(\sigma, w) f_2(t, w) \quad (7)$$

一方、Mitchell⁽⁵⁾らは物理的過程を考慮した rate process theoryを導入し、

$$\dot{\epsilon} = \gamma \frac{\beta T}{h} \exp\left(-\frac{\Delta F}{RT}\right) \exp\left(\frac{f\lambda}{2\beta T}\right) \quad (8)$$

で表わした。記号は文献にゆずることとし、ここでは上式を次のように簡略にする。

$$\dot{\epsilon} = A \cdot \exp\{\alpha(\text{OCR})\} t^{-m} \quad (9)$$

$$\text{または、} \epsilon = \frac{A}{1-m} \exp\{\alpha(\text{OCR})\} t^{(1-m)} \quad (10)$$

(A, α , m: クリープ定数)、Aは OCR=0 における $\dot{\epsilon}$ 、 α は Fig.6の $\dot{\epsilon} \sim \text{OCR}$ の直線勾配、mは Fig.5の勾配。以上のクリープ定数は、過大な OCR の範囲ではバラツキが大きく、しかも圧密のように一定値をとらない。いま OCR=16、 $t=1440$ 分に対する構成式を求めると、B-rock に対し

$$\dot{\epsilon} = 1.65 \times 10^{-2} \exp\{0.352 \times (\text{OCR})\} t^{-0.633} \quad (11)$$

となり、 $\dot{\epsilon} = 4.615 \times 10^{-2}$ (%/min) と一応妥当な値を示すが、 $\exp\{\alpha(\text{OCR})\}$ は変化巾が大きく、この点実際とかけ離れた値を示すので、膨潤現象に適用するには検討の余地がある。さらに以上のクリープ諸定数は時間や OCR 等によっては連続した形となるので、今後上式を適用するにはこの点も考慮して修正していく必要があるだろう。

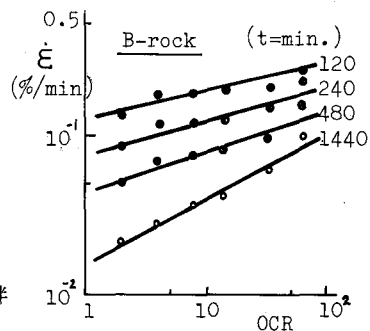


Fig.6 Strain rate vs. OCR

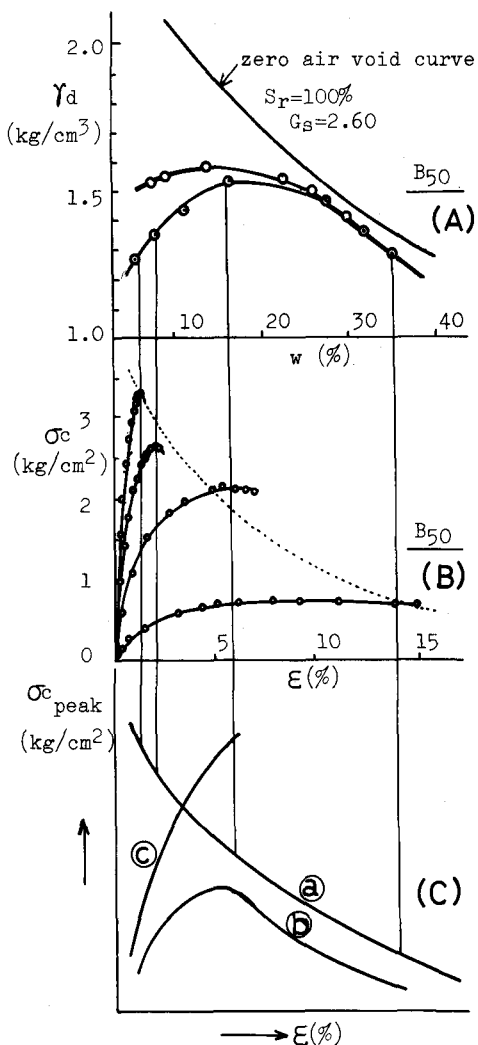


Fig.7 (A) Compaction tests of B50

(B) Uniaxial compression tests of B50

(C) Envelopes of peak strength

5. 強度の遷移特性

モンモリロナイトを含む軟岩の場合、全体的に含水比が高いので、強度変化の巾は小さいが、一軸圧縮強度(σ_c)は下記のようにいずれも含水比(W)と深い関わりをもっている。

$$\begin{aligned} \text{岩石において} & \quad \sigma_c = A_1 \exp(-B_1 W) \\ \text{コーン支持力試験で} & \quad \sigma_c = A_2 \exp(-B_2 W) \\ \text{粘着力(c)がある場合} & \quad \sigma_c = A_3 \exp(-CW), (C = \frac{\sigma_c}{2} = \tau) \\ \text{密度}(\gamma_t) \text{に関して} & \quad \sigma_c = A_4 \exp\{B_3(\gamma_t - \gamma_0)\} \end{aligned}$$

弾性係数(E)表示によると

$$E = E_p \cdot \exp\{-B_4(W - W_p)\}$$

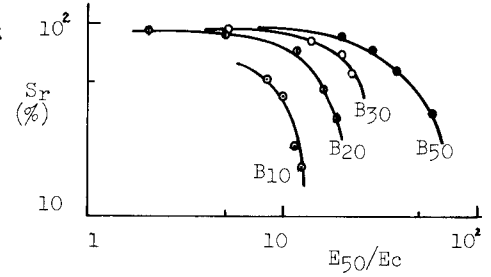


Fig.8 Uniaxial compressive strength

(塑性限界 W_p とその時の弾性係数 E_p)

($A_1 \sim A_4$, $B_1 \sim B_4$; 定数) 等数々の提案がある。人工軟岩 B_{50} について γ_d による強度を調べたところ、Fig.7 (A),(B)の如くとなった。まず(A)の γ_d -W関係をみると、同一試料でも初期の含水比が異なれば γ_d は $\gamma_{d,max}$ を過ぎるまで別々の経路をたどるが、Wが高くなればやがて同一経路をたどるようになる。しかし $\gamma_{d,max}$ はこの場合 $\sigma_c \cdot \text{peak}$ とはならず、(B)によると、Wが低いものほど σ_c が大きくそのピークの軌跡は(B)の点線で示されるようになる。ベントナイト量を減らすと、破壊モードが変わり、ほぼ γ_d -Wカーブに類似し、 γ_d に対応した σ_c が得られる((C)-(D))。しかし B_{10} 以下では brittle の性質が強くなり破断する((C)-(E))。このような軟岩の場合でもわかるように通常、岩石に対して含水比や温度、荷重速度等の条件が変われば、同一岩石でもその条件に応じて卓越したピーク強度の経路変化がみられるものと思われる。以上から粘土分の含有率や含水条件により各試料の強度の遷移過程には典型的パターンのあることが判明し、それが(C)図のように整理できることがわかった。この強度変化を上式のようにWと指数的に結びつけられるものは限られた範囲なので、統一的に整理できる関係式を考察する必要がある。強度の遷移過程はWに基づく飽和度 S_r (%), 変形係数 E_{50} (kg/cm^2) 及び E_c に関係しているものと思われ、これらの関係を Fig.8 に描いてみた。これを見るとベントナイトの含有率による強度の遷移過程が特徴的に把握され、その強度の傾向は

$$E_{50} = -a \left(\frac{S_r}{E_c} \right) + b \quad (12) \quad (a, b \text{ は材料定数})$$

で表わせる。従って $E_{50} \sim S_r$ の関係が $\sigma_c \sim W$ 関係に代わる良好なものであり、これが物理的遷移過程を考慮している式であることもわかった。さらにこの S_r の遷移特性がその P_s の経時変化とも密接な関係があるので、粘土含有率と強度、膨潤挙動とのつながりについてさらに研究し、適切な構成方程式を見出すことが今後この方面の一つの課題になるだろう。なお、 γ_d -Wカーブは二次曲線的であり、 γ_d は同じでもグラフの上では2つの異なるWで表わされ、それによる σ_c は当然異なるから、試料の強度を直接 γ_d と結びつけて取扱うことには無理があるように思われる。

6. 結 語

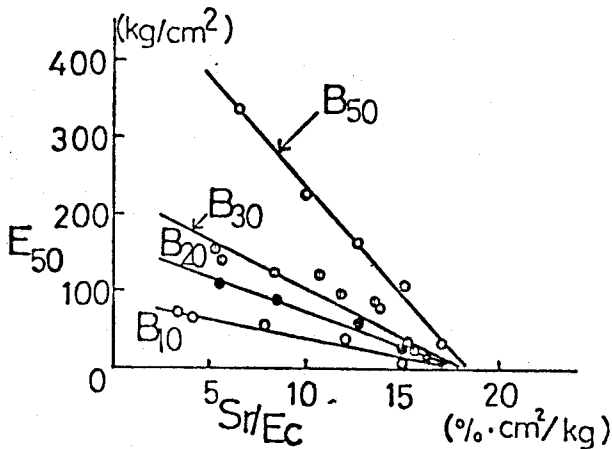
ベントナイト原石とベントナイトを含む膨潤性人工軟岩の過圧密比の影響による膨潤クリープ特性について調べ、軟岩の一軸強度特性についても整理した。膨潤はOCRという荷重レベルの指数関係として表示できるが、ヒズミ速度式に関しては検討の余地があること、軟岩の破壊モードは膨潤性粘土鉱物の含有量によって特徴的なパターンを示すこと、そのピーク強度の envelope は3種あり、これを統一的に表わすには含水比に基づく物理的遷移過程を考慮した(12)式が良好であることがわかった。

〔参考文献〕

- (1) D.Mohan & R.K.Bhandari; 土と基礎, V.26, N.12, 47-52, 1978. (2) 伊藤, 堀部; Na11 岩盤力学に関するシンポジウム, 6-10, 1978. (3) G.U.Mesri & Y.K.Choi; Geotechnique 28, N.3, 281-307, 1978. (4) S.R.Meshyan & R.P.Malakyan; IXth ICSMFE Tokyo, 163-166, 1977. (5) J.K.Mitchell; Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley & Sons Inc., 303-339, 1976.

P. 49

式 (12) の根拠となる図



Rock deformation tests and the characteristics of the strain distributions in rock masses

The Public Works Research Institute, Ministry of Construction

Ryuichi Iida, Isao Shibata, Tadashi Nishioka, Kozo Saito

Considering that cracks in rock masses influence the characteristics of deformation in these, rock deformation tests buried the continuous strain gauges from surface to the interior of rock masses were carried out at several dam sites to see the strain distributions in rock masses. Resulting strain distributions in rock masses show :

- (1) Surface looseness in rock masses by excavating the exploratory heading gives much influence on the results of rock deformation tests. Tests after removing surface rock to 50 cm meet with good results.
- (2) Classification of rock masses of test sites by the condition of cracks (loose or tight, including admixtures or not) gives good correspondence to the strain distributions in rock masses.

Then, rock deformation tests are influenced by looseness of rock masses caused by excavation of exploratory heading and removing surface rock 30 to 50 cm by hand is necessary to obtain good results.

Also, strain distributions in rock masses are characterized by conditions of cracks and it becomes clear that rock masses are classified into rock considered as elastic materials for design and non-elastic materials.