

水浸時におけるベントナイト粉末の膨潤圧について

秋田工専 正会員 伊藤 驍

1. まえがき

水和性の大きい土は、膨潤量も大きいことが知られている。そのような土の代表としてベントナイトがある。ベントナイトのこのような性質は、多量の粘土鉱物(モリロナイト)を含むためと云われ、これが吸水によって土木工事施工の際、強大な膨張地圧を発生したり強度低下等の問題を引き起こしている。すでにこの種の難工事は、国鉄トンネルだけでも数10ヶ所も報告されているが、しかし一方では高膨潤度ゆえに透水抑制効果にすぐれ、これを利用した工事也不少くない。このような土の膨潤の性状を調べることは工学上大変有用なことと思われる。

土の膨潤に関する実験装置は研究者によってまちまちであり、またその測定も短時間で終了している。本実験では、ベントナイト粉末を試験の容器に充填し、これを各種の土質試験機に結合し、長時間にわたりその膨潤を測定した。その結果、膨潤は数段にわたって発生することが認められた。この膨潤には容器の周面摩擦も影響していると思われるので、本文ではこのような現象について若干考察を加えてみた。

2. 試料、実験装置、実験方法

実験に用いた試料は、山形県国峯産のベントナイト原石で、これをミルで粉末にした74 μ 以下のものである。この土粒子の比重は2.71、液性限界58.4(%), 塑性指数54.1であり、極めて高塑性を示した。土の膨潤測定にはCBR試験装置によるもの、圧密試験後除荷し膨潤させる方法等があるが、本実験で用いた試験機の概観は写真-1の様になっている。粉末充填の容器($R=3.0\text{cm}$, $\phi=6.0\text{cm}$ と 3.0cm の2種類)は圧密水浸箱に設置され、また加圧板は容器周壁に接触なく嵌合できるようになっている。給水には変水位透水試験機のスタンドパイプを利用した。膨潤量の測定にはダイヤルゲジを用い、膨潤圧は加圧板の軸棒を一軸圧縮試験機のプルーベングリングに接続させて読みとった。そしてこれらの測定期間を1~2週間とした。

3. 実験結果とその考察

膨潤圧と膨張量の経時変化の一例を図-1、図-2に示す。図-1をみると、体積が異っても生じる膨潤圧には大差はないが、図-2では、膨張量は体積に対応した関係が示されている。これらはいずれもかなり時間が経過してから大きく現われ、しかも段階的に変化していることがわかる。従ってこの種の試験は大体10分オーダーで打ち切っているものが多いため、二次的又は三次的变化が余りつかめなかった。現場でもこの種の現象が観察されている。この場合、膨潤圧は初期に大きく出るが以後緩慢な増加を続けている。従って図-1,2に示すように初期に小さく各段階の落差の大きい現象は室内実験の特徴と思われる。これには容器周面摩擦の影響もあるので、以下こ

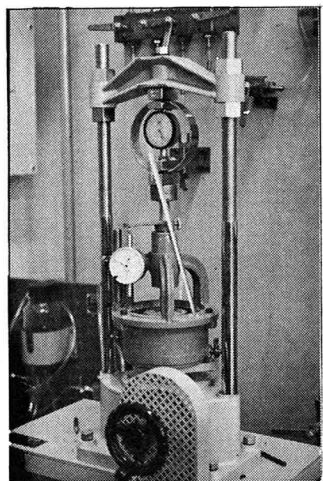
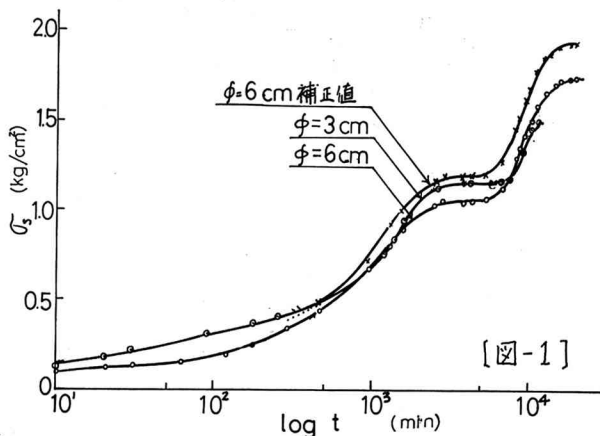


写真-1 実験装置



〔図-1〕

れうについて考察する。

試料の元の高さを H ，膨潤による体積変化係数を m_v ，膨潤圧を σ_s とすれば，膨張量は，

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta \sigma_s \cdot h \quad (1)$$

土の骨格構造が弾性であるとし，試料はこの場合側方に広がらないので $m_v = (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) / E(1 - \nu)$ ，ここで ν ；ポアソン比， E ；ヤング率。よって膨張量は，

$$\Delta H = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E(1 - \nu)} \int_0^h \sigma_s \cdot dx \quad (2)$$

σ_s には種々値が入っている。このため真の膨潤圧 P_s は，加圧板等の応力 σ_w ，試料のカサ密度 ρ ，水頭差による揚水圧 u ，周壁面の摩擦抵抗力 τ を考慮すれば，

$$P_s = \sigma_s + \sigma_w + \rho \cdot H - u + \tau \quad (3)$$

この場合，容器の周壁面についてランキン土圧論が成り立つとすれば，

$$\tau = \mu \cdot K \cdot (P_s - \sigma_w - \rho \cdot H + u) \quad (4)$$

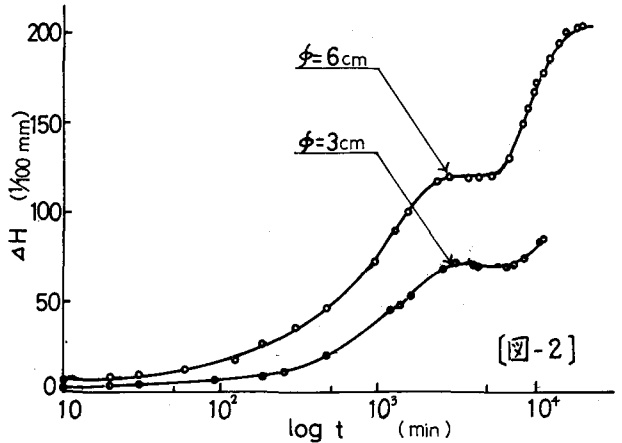
ここで μ ；周面摩擦係数， $K = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ ， ϕ ；内部摩擦角。従って $P_s - \sigma_w - \rho \cdot H + u = \sigma_s'$ とすれば，実測の膨潤圧は，次式に示すように，壁面で押さえようとする力によって軽減されている。

$$\sigma_s = \sigma_s' (1 - \mu \cdot K) \quad (5)$$

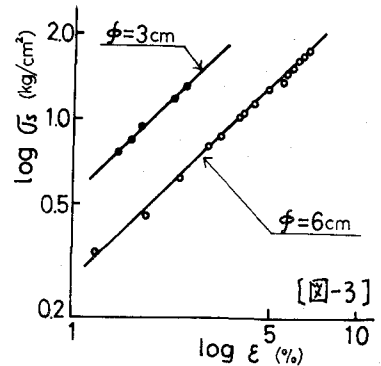
μ は柴田による梅田粘土のデータを参考にし，内部摩擦角はここでは一応 $\phi = 10^\circ$ において概略の補正を行ったものを図-1の中に示した。これによると，初期に側面拘束が強く24時間以降には膨潤圧の方がやや上回っていく様子が見られる。このように壁面で抑制された試料内部のせん断応力を推定するため，(2)式に基づき(5)と(4)を描くと図3のようになる。この図から，第一折衷がつかめないで降伏応力即ちせん断応力かどの程度が算定できない。しかし土粒子は吸水によって粘土化し，内部摩擦角は最終的に $\phi = 0^\circ$ になるとすれば，周壁面での摩擦力は $\tau > 0.18 \sigma_s$ となり，かなり大きな値であることがわかる。これより，容器の深さ(h)を小さくすれば，摩擦力も軽減されるものと推定する。この実験で，初期に膨張性が小さいのは，このような側面摩擦が大きいのと，さらに，水は試料に十分浸透せず即ち間隙水圧が小さく逆に粒子間摩擦が大きく，未だ吸水段階の途上にあつたことなどのためと考えられる。従ってある程度まで吸水すれば，大きな膨張性を発揮し，膨潤圧は一定の含水比に到達するまで増大すると思われる。結局図-1,2のような現象は，1)水が土粒子の骨格の中に吸引され，2)粒子の吸水膜が成長し，3)粒子がスリッパし，4)再配列の必要にせまられて，体積が増大し，ピークを形成したものでなかろうか。そしてこのような現象を1サイクルとした変形が何度もくり返し，やがて最終強度に達するのではないかと推定される。

4. あとがき

実験初期に著しい変形クランプ的現象は，周壁面の摩擦により膨張がかなり抑制されたものであることがわかった。しかし膨潤を支配する現象は複雑多岐であるため，粒子のスリッパしとか圧密理論に基づく間隙水圧等だけでは容易に説明しにくいようである。今後，物理化学的要因についても十分，検討を加える必要がある。



【図-2】



【図-3】