

土の物理化学と土質工学への応用

7. 土の体積変化

嘉 門 雅 史* 安 原 一 哉**
 き 喜 田 だい 三***

7.1 沈降・堆積

岩石の風化作用等によって生成される粘土鉱物は、温泉余土などのように熱水変質をうけた残積土として母岩の位置にとどまるもののほか、水的作用によって河床・湖底あるいは海底に沈降・堆積し、淘汰をうけた粘土層を形成することが多い。後者のような堆積粘土層は、沖積粘土層や洪積粘土層などと呼称され、長い地質年代を経て自重圧密されている。さらに侵食等によって過圧密状態になったり、不整合に正規圧密粘土層におおわれていることもある。このような粘土層の沈降・堆積時には、後述するように粘土粒子の界面の物理化学的条件に強く影響される。現在の粘土層の基本的物性そのものも沈降・堆積のメカニズムに左右されることになる。さらに、わが国の臨海部では埋立造成によって新しい土地造りが施工されているが、粘性土地盤を浚渫して、これを埋立用土として使うことも多い。このような500~2000%という高含水比で吹き込まれた粘土の沈降・堆積および自重圧密は設計にあたり重要である¹⁾。

7.1.1 沈降・堆積の機構

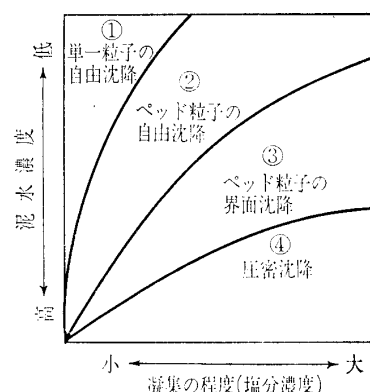
(1) 沈降時の粘土粒子間相互作用

沈降・堆積時に粘土粒子相互のバランスのために作用する力は次の2つに分けられる(第4章図—4.1参照)。

- 粘土粒子間力(ベッド内力)……粘土粒子表面の荷電に基づく電氣的Coulomb反発力やVan der Waalsけん引力などであり、粘土粒子界面の拡散二重層の厚さや溶液のpHに対応して変化する。これらの相互バランスによって沈降中に粘土粒子はベッド化(団粒化)して堆積する。
- ベッド間力……堆積するベッドへ外力として作用する自重であり、ベッド相互の距離に応じてVan der Waals力を生じる。

個々の粘土粒子は水中に分散している段階で、aのみの力をうけてベッドの初期構造が形成され、堆積過程の自重圧密段階ではbのベッド間力をうけて、土の構造変化を示す。

(2) 沈降のタイプ



図—7.1 沈降のタイプ

粘土粒子の沈降は、泥水の濃度や界面陽イオンの種類や量などによって4つのタイプに分類される(図—7.1)。

- ① 単一の粒子の自由沈降
- ② ベッド粒子の自由沈降
- ③ ベッド粒子の相互干渉による界面沈降^{注1)}
- ④ 自重圧密とみなされる圧密沈降

沈降後の堆積状況は粘土粒子の界面状態に影響される。粘土粒子間に作用する反発力は2章でも述べられたように、間隙水中の塩分濃度が低く、陽イオンの電荷の小さいものほど、高pHの条件下で大きくなる。したがって、粘土粒子はよく分散することになり、堆積後の体積は小さくなる。逆の場合、すなわち反発力が小さいときは粘土粒子が凝集するため、沈降速度は早い、堆積後の体積は大きくなる。これらのことから、凝集剤や分散剤の添加によって沈降速度や堆積後の体積を調節することが可能である。

埋立時における沈降・堆積では、浚渫土の含泥率(含水率の逆数)によって②と③の沈降パターンがみられる。現実の埋立では水平方向の流れが生じるため、沈降・堆積中に粗粒分と細粒分との分離が生じる。

(3) 界面沈降と自重圧密

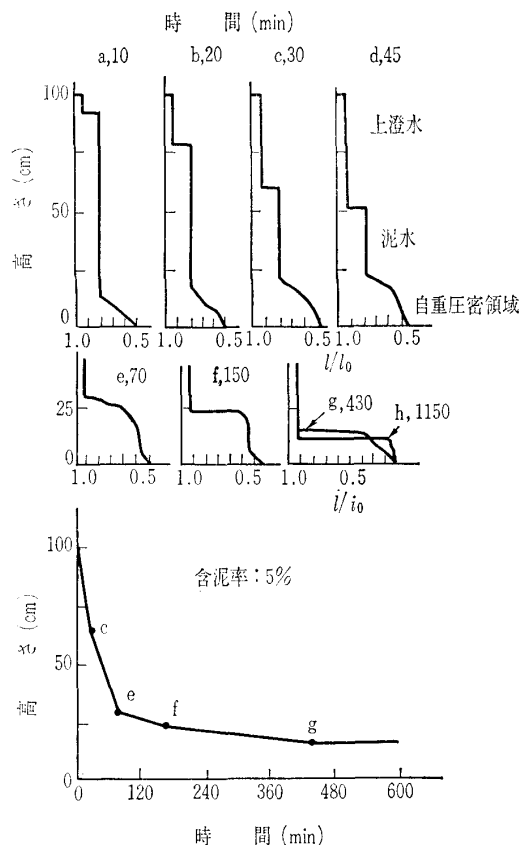
界面沈降における泥水界面の低下状況と、泥水内部の密度分布変化をX線透過率との関係で表したものが図—7.2である²⁾。初期にみられる密度一定の部分がベッドの等速沈降領域であり、下部の密度増大の部分から自重圧密領域へと移行する。これを模式的に示したものが図—7.3であ

*京都大学助教授 工学部土木工学科

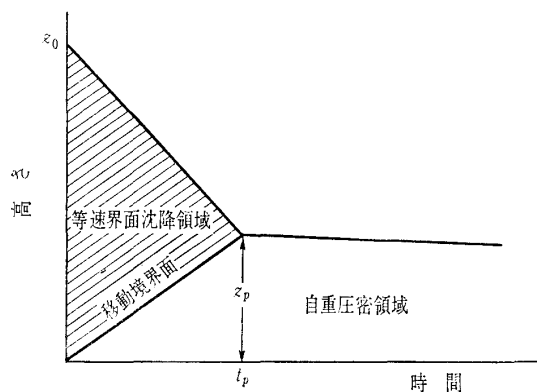
**西日本工業大学教授 工学部土木工学科

***鶴大林組技術研究所 次長

注1) 界面沈降とは泥水中の粘土粒子がベッドを形成し、相互に干渉しあって全体が等速沈降する現象のこと。明確な泥水界面が生じる。



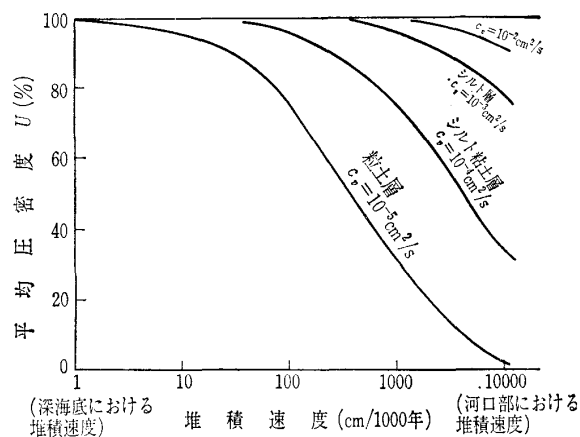
図—7.2 沈降泥水の密度分布と沈降曲線



図—7.3 界面沈降と圧密沈降

る。界面沈降によって下部にペッドの堆積層が生じ、この堆積層と界面沈降領域との境界を移動境界面とよぶことができる。 t_p 時間後には移動境界面が界面沈降曲線と交わり、これ以後は自重圧密のみとなる。

自然に堆積した粘土地盤の堆積速度は、泥水の供給量によって当然異なってくる。大河川の河口部では河川からの堆積物の供給量が多く、堆積速度も大きくなる。一方、深海底では堆積物として生物の遺骸などしかないから、堆積速度はきわめて小さいものとなる³⁾。一般に、わが国の臨海部における粘土層の堆積速度は、10～50 cm/1 000 年程度とされている。図—7.4 に堆積速度と自重圧密による平均圧密度との関係を模式的に示している³⁾。ここでは初期の粘土層厚を15mとして、土の圧密係数をパラメーターにして表されている。図から明らかなように、わが国の臨海



図—7.4 堆積速度と自重圧密による平均圧密度（粘土層厚を15mと仮定して計算した値）

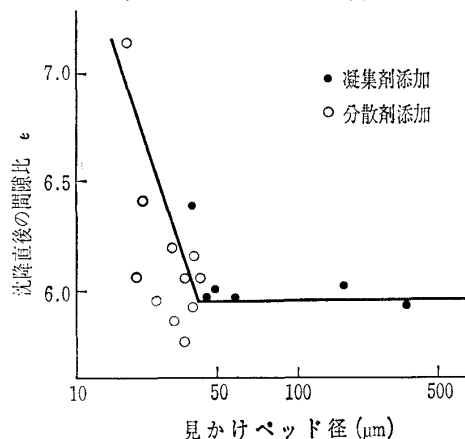
部に自然に堆積した粘土地盤は、自重圧密がほとんど終了した正規圧密状態にあるとみなしてさしつかえない。

7.1.2 凝集・分散と沈降・堆積の関係⁴⁾

ペッド粒子の堆積は、界面の物理化学的特性の差による凝集・分散に基づいて異なる特性を示す。また、海底表層のすべり安定性の吟味は、ペッド粒子の水中における安息角によって検討されねばならない。

(1) 見かけのペッド径と安息角

ペッド粒子径の差に基づく堆積物の間隙比の変化は、図—7.5 のように示される。高分子凝集剤あるいは無機リン酸塩分散剤を用いてペッドの見かけ粒子径が調整されている。この見かけ粒子径は泥水界面の等速沈降速度からストークス則を用いて算定した。なお泥水の初期含水比は $w_i = 1000\%$ であり、ペッド径によって堆積時の間隙比が異なることを表している。特に、凝集剤添加では $50\mu\text{m}$ 以上のペッド径が観察されている。図中の折れ線は Roller の法則に従ってひいたもので、これはある粒径以上では充填率が一定であり、それ以下では粒径が小さくなるほど間隙が大きくなることを表している。粘性土の場合でも、見かけペッド径が $50\mu\text{m}$ 以上となるようなときには粗粒土の様相を示すことがわかる。さらに、水中における安息角を求めたものが図—7.6 である。これはペッドの沈降による密度流(泥



図—7.5 見かけペッド径と間隙比

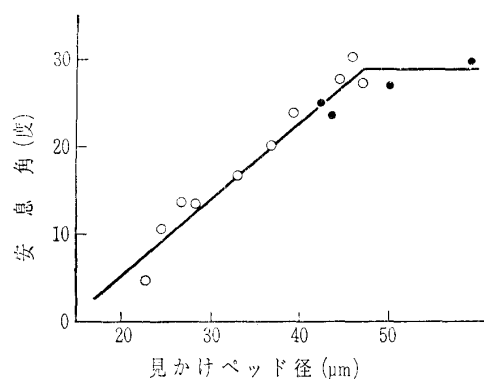


図-7.6 沈降時の安息角と見かけペッド径

水の濃度の差によって生じる水流が生じないようにして堆積した結果を示している。見かけペッド径が50μm程度では約30°と比較的大きい安息角をもつことがわかる。

(2) 凝集力と堆積の状態

ペッド粒子径の増大は沈降中のペッド間力のうち反発力をほとんど無視することが可能であり、凝集力のみによって左右される。ペッド粒子径と凝集力との間には Hamaker によって次式が導かれている。

$$E = \frac{AD}{24l^2} \quad (7.1)$$

ここで、 E ：凝集力、 A ：Van der Waals 定数、 l ：ペッド粒子間の距離、 D ：見かけペッド径である。

l として電気2重層の厚さ κ^{-1} の2倍($l=2\kappa^{-1}$)をとることができる。ただし、

$$\kappa = \sqrt{\frac{8\pi z^2 C e_q^2 N}{1000 \epsilon k T}} \quad (7.2)$$

ここで、 z ：イオン価、 C ：対イオン濃度、 e_q ：電子の電荷、 N ：アボガドロ数、 ϵ ：誘電率、 k ：ボルツマン定数、 T ：絶対温度

試料として大阪南港粘土をとり、対イオン濃度をパラメーターに凝集剤添加による凝集力を図-7.7に示している。図中の○印は凝集剤添加時の見かけのペッド径である。一方、試料の水中重量 $m'g$ は D のみの関数である。 E 線と $m'g$ 線との交点は添加濃度の範囲で20~100μmにある。この交点のペッド径より大きいところでは $E < m'g$ とな

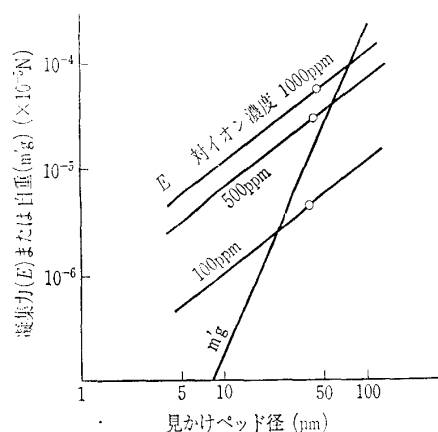


図-7.7 凝集力とペッド自重の関係

るから、凝集力よりペッド自重の方が大きくペッドの積み上がりは生じない。ところが $E > m'g$ となる D では凝集力が大きくなってペッドの積み上がりによるルーズな堆積構造をもつことになる。したがって、 $E < m'g$ となるペッド径(50~100μm以上)では凝集力を無視しうることになって粘土粒子は砂粒のような挙動をとるとみなされる。

7.2 圧密

7.2.1 物理化学的立場からみた圧密現象⁵⁾

すでに述べたように、粘土粒子は電解質溶液中ではコロイド状態であり、粘土粒子周囲に拡散二重層を形成する。このとき粒子相互に作用する代表的な力としては、拡散二重層による反発力と Van der Waals けん引力がある。

図-7.8に示すように間隙の距離が $2d$ なる二つの平行な板状粒子間のけん引力を無視し、無限距離における圧力を p_∞ 、中心における圧力を p_a とすれば、 $(p_a - p_\infty)$ は静水圧を越える反発力である。板が移動することを妨げられるとき、この反発力が板に働く。もし、このような平行配列の粒子で土塊が成り立っているとすれば、粒子の配向方向に垂直な方向における応力 σ と静水圧 u の差は

$$\sigma' = \sigma - u \quad \text{または} \quad \sigma' = p_a - p_\infty \quad (7.3)$$

にほかならない。もし、距離 d がせばめられて $p_a - p_\infty$ が増加されると、 σ' の値は変化してある新しい大きくなる。また反対に d が大きくなると、 σ' の値は減少する。

応力を徐々に増加させる方法で側方拘束の圧密試験を行うとき、粘土粒子が完全に平行である場合には圧縮は粒子をより接近させることになり、またこれと反対に、応力を徐々に減らす場合は粒子間距離は開いて粘土は膨潤あるいはリバウンドする。この関係は

$$p_a - p_\infty = 2nkT \left(\cosh \frac{ze\varphi_a}{kT} - 1 \right) \quad (7.4)$$

における反発力と距離 d との関係にほかならない。ここで、 z ：イオン価、 e ：電気素量、 φ_a ：静電気ポテンシャルである。上式は次のようにして求められるものである。

二つの板粒子間の任意の点において電荷の場によって生じた力は $\rho(d\varphi/dx)$ である。この力は水圧 p の微小変化と釣り合うべきである。すなわち

$$\frac{dp}{dx} + \rho \left(\frac{d\varphi}{dx} \right) = 0 \quad (7.5)$$

上式を $\varphi = \varphi_a$ と $\varphi = 0$ の間で積分すれば

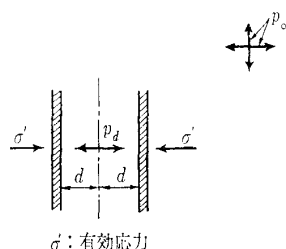


図-7.8 二つの平行板としての粘土粒子と作用する力

講座

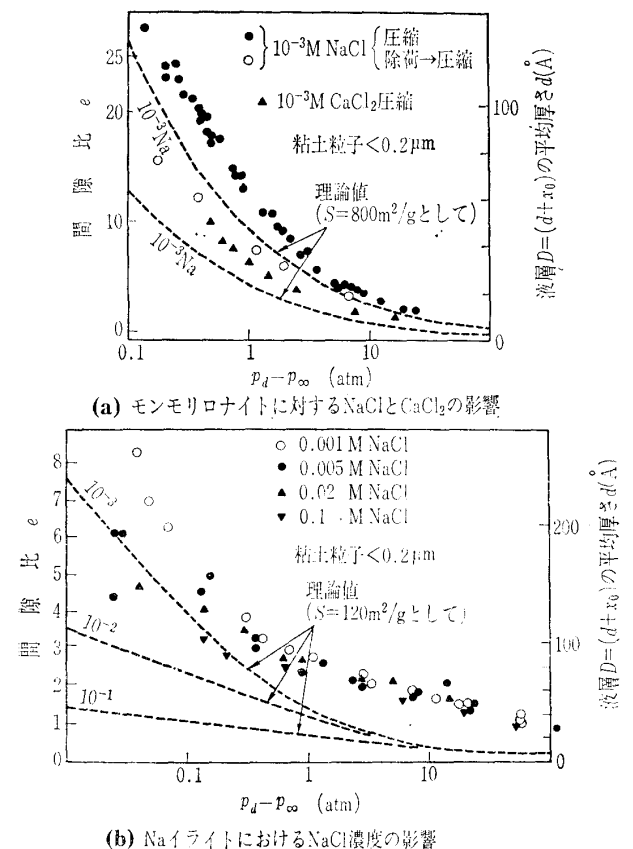


図-7.9 粘土粒子間の反発力の理論値と実験値(ポルトによる)

$$p_d - p_\infty = \int_0^d dp = - \int_0^a \rho d\varphi \dots\dots\dots (7.6)$$

式(7.6)に Boltzmann の式を代入すれば、式(7.4)が得られる。

Bolt (1956)⁶⁾ は $n_\infty = 10^{-3}$ と仮定して、NaCl ($z=1$) と CaCl₂ ($z=2$) で処理されたモンモリロナイト試料に対し計算を行い、図-7.9 のような結果を得ている。

7.2.2 圧密に及ぼす粘土構造の影響

粘土・水系の物理化学的要因が粘土粒子の配列構造や堆積構造に深くかかわっていることはすでに別の章で述べられている。粘土の圧密特性はこの粘土の初期構造に規定されるところが大きい。例えば、初期構造が配向構造であるか綿毛化構造であるかによって、その間隙比・圧密荷重(通常 $e - \log p'$ 曲線または状態経路とも 言われる) 関係あるいは間隙比・時間関係の様相は異なってくる。

図-7.10 はカナダの乱さない Leda clay と練返したものの $e - \log p'$ 曲線とそれに伴う 構造変化を X 線ピーク強度によって表現しようとしたものである⁷⁾。(a) 曲線は綿毛化した乱さない粘土では初期構造の崩壊後、荷重増加とともにピーク強度が増すことから粒子の平行配向が増すことを示している。この曲線は図の上部に示した $e - \log p'$ 曲線の様子をそのまま反映している。一方、曲線(b)は練返したものの圧密ならびに X 線強度曲線である。練返し後の配向構造であるため、はじめから高いピーク強度を示しており、乱さないものに比べて土中で構造単位(クラスター)や粒子の再配列が漸増している。荷重をさらに加えるとピーク

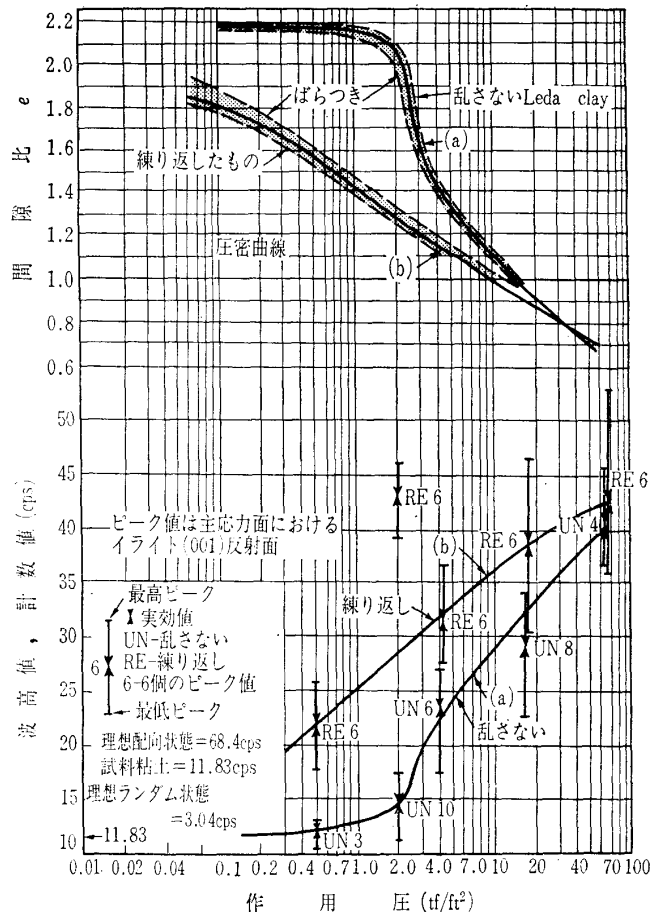


図-7.10 一次元圧密による粒子配向、不攪乱および練返しの Leda clay の構造変化(クイグレイとトンプソンによる)

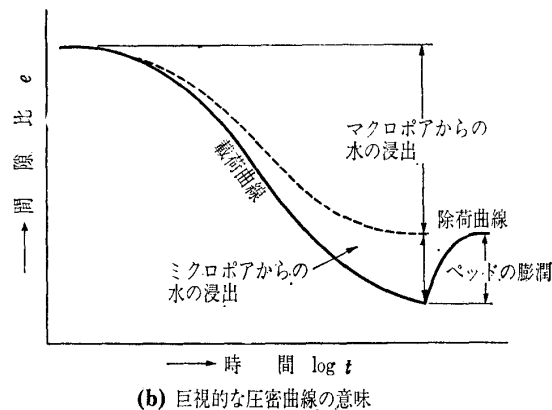
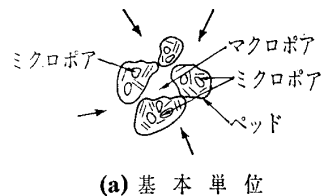


図-7.11 圧密現象の概念図(嘉門による)

強度が増すことでわかるように構造単位の配向化が一層進む。綿毛化構造に比べて構造の崩壊がないことが、比較的なめらかな曲線が得られる根拠を与える。

粘性土の圧密の挙動をベッドとポアの変形の考え方からまとめると図-7.11のように示される⁸⁾。間隙水圧の逸散に対応する一次圧密とレオロジー的時間遅れの二次圧密に

ついて、この図から次のように説明することができる。

一次圧密はベッド間のマクロポア (Macro pore) からの水の浸出である。一方、二次圧密は主としてベッド内のミクロポア (Micro pore) からの水の浸出で、ベッド内部に再配列が生じるものであり、これには時間的な遅れを伴うことを表している。さらに、弾性的な除荷曲線はベッド自体の膨潤に依存するものである。以上のような圧密現象の解釈はちょうど Bjerrum⁹⁾ による新しい沈下の概念と一致することは特筆すべきことである。すなわち、図—7.11 のように間隙水圧の逸散によるマクロポアからの脱水を瞬時圧縮、粒子構造 (ベッド) の再配列に依存する沈下を遅延圧縮とするものであり、この遅延圧縮は従来の一次圧密中に含まれる二次圧密をも包含しているという点で従来の沈下の概念と全く異なる画期的なものとしてその後の沈下解析法に大きな影響を与えている。後述の図—7.16 を参考にすれば、瞬時圧縮は

$$\epsilon_t = \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma_c + [\Delta\sigma - (\sigma_c - \sigma_0)]}{\sigma_c} \dots\dots\dots (7.7)$$

と表されるので、遅延圧縮による沈下は

$$\epsilon_a = \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma_c + \Delta\sigma}{\sigma_c + [\Delta\sigma - (\sigma_c - \sigma_0)]} \dots\dots\dots (7.8)$$

によって与えられることになる。

このようなミクロな圧密現象の解釈に立つて、これを

$$\Delta e = (\Delta e)_{\text{micro}} + (\Delta e)_{\text{macro}}$$

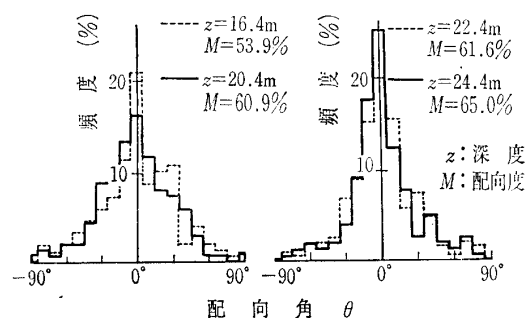
のように基本的な表現にもとづいて、二次圧密を考慮した沈下計算法も提案されている (Yasuhara : 1983)²⁹⁾。

正規圧密された粘性土を自然堆積の状態から圧密させ、ベッドの変化を実験的に検討した研究例¹⁰⁾によると、圧密に伴うベッドの出現頻度分布は図—7.12の通りである。粒子の配向を示す配向角が深度の大きいサンプルほど零度に近く頻出していることから、圧密荷重に伴ってベッドが形成されている事実がよくわかる。

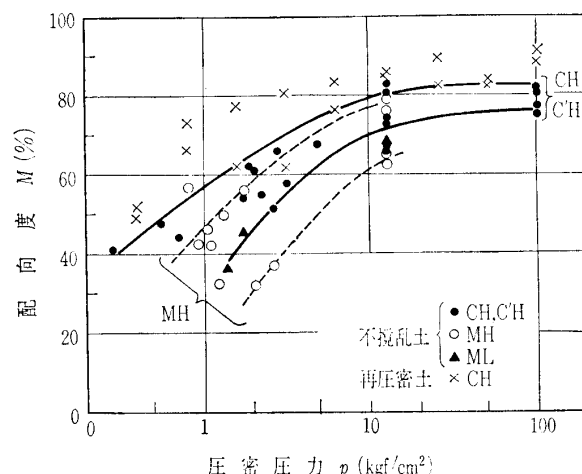
一方、乱さない我が国のいくつかの粘土に対する圧密試験の結果から圧密荷重に伴う粒子配向度 M の変化を調べた風間¹⁰⁾の研究によれば、図—7.13 に示すように配向度は 100 kgf/cm^2 の圧密圧力においても乱さない粘土についてはせいぜい 80% 前後である。試料中のシルトや砂粒子のためにベッドの移動が拘束されているものと考えられる。

7.2.3 圧密に関する温度の問題

Lambe¹¹⁾ は Boston 青粘土を用いて圧密試験を行い、一



図—7.12 深さ方向のベッドの配向分布



図—7.13 圧密圧力と配向度の関係(風間による)

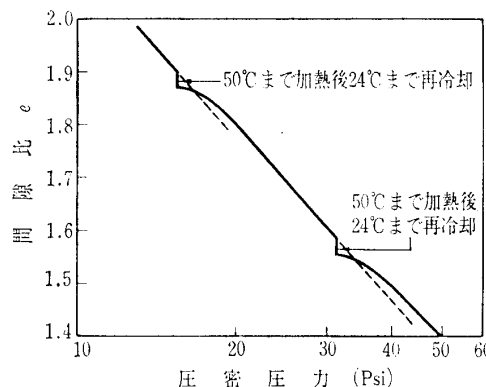
定荷重のもとで試料が温度の低下とともに膨張し、温度の上昇とともに収縮することを見出している。同様な結果は Paaswell¹²⁾によっても与えられており、少しずつ温度を変えて得られる変形・時間曲線は温度・時間曲線に似ており、大きな温度変化は大きい変形を与える。その効果は二次圧密に対してよりはむしろ一次圧密に対して現れる。

理論的には Mitchell¹³⁾によって ΔT なる温度変化に伴う体積変化量 $(\Delta V_{DR})_{\Delta T}$ として、次式が与えられている。

$$(\Delta V_{DR})_{\Delta T} = \alpha_w \cdot V_w \cdot \Delta T + \alpha_s \cdot V_s \cdot \Delta T - \{ \alpha_s \cdot V_m \cdot \Delta T + (\Delta V_{ST})_{\Delta T} \} \dots\dots\dots (7.10)$$

ここで、 α_w 、 α_s : 間隙水、土粒子の熱膨張係数、 V_w 、 V_s 、 V_m : 間隙水、土粒子、土塊全体の体積である。

圧密試験における二つの段階で冷却することによって加熱の圧密に及ぼす影響について調べた結果が図—7.14 に示されている¹⁴⁾。加熱効果はちょうど長時間圧密による見かけの先行荷重を生じる効果 (p_e -効果) に類似している。この例も圧密試験の解釈には温度補正の必要のあることを示唆するものと考えられる。



図—7.14 イライト粘土の間隙比と圧密圧力との関係に及ぼす加熱および冷却の影響 (プラムとエスリグによる)¹⁴⁾

7.2.4 堆積粘土の圧密特性

自然堆積粘土は複雑な地質学的応力履歴と時間履歴をうけている。続成作用とよばれる長時間圧密と、セメンテー

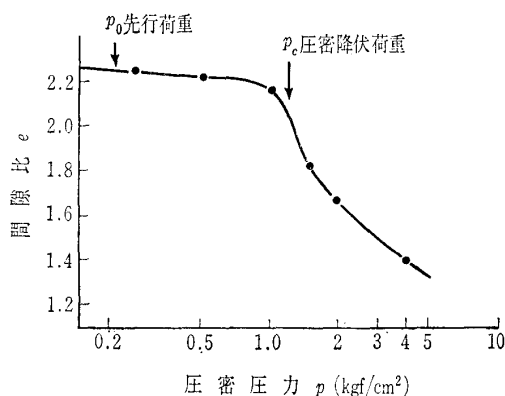


図-7.15 セメンテーション作用を受けた粘土（サングレイによる）

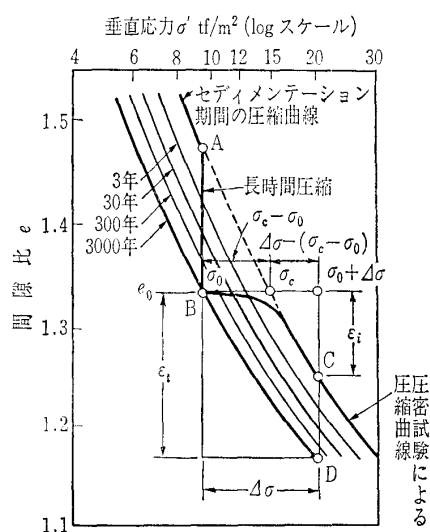


図-7.16 一次元圧密における間隙比-垂直応力-時間関係（ベラムによる）

ション作用によってしばしば土被り荷重より大きな先行荷重を示すことがある。例えば、火山灰質粘性土の例では図-7.15のように土被り圧に比べて極めて大きな圧密降伏荷重を示しており、有機物質によるセメンテーション作用と解釈される¹⁵⁾。図-7.16はこのような長時間圧密とセメンテーションの影響を粘土地盤の間隙比・圧密圧力・時間関係により模式的に説明したものである⁹⁾。

長時間圧密およびセメンテーションを受けた粘土は、圧密降伏応力が土被り圧より大きくなるため、このような圧力の変化を伴わず土被り圧より大きな先行荷重を示すことによって過圧密状態になったものを見かけの過圧密または擬似過圧密という³⁾。

見かけの過圧密土は、前記のように土被り圧より大きな先行荷重を示すと同時に非排水強さも大きくなる（第8章参照）。また、応力・ひずみ曲線も脆性的となることがわかっている²⁸⁾。また、カナダのLeda clay地盤にみられるように、このような見かけの過圧密土の圧密沈下挙動は、通常の正規圧密土に比べて、例えば、圧密降伏荷重をまたがる載荷重をうけると、有効応力状態が過圧密から正規圧密にまでわたるため沈下が急激に進行するなど特異な挙動

を示すので注意を要することが指摘されている¹⁶⁾。

7.3 締 固 め

土を締固めて全体の体積を減少させること、すなわち地盤中の間隙を少なくして高密度化をはかることは、地盤改良としてきわめて有用な手段である。道路盛土をはじめアースダムの堤体や宅地造成など土構造物の構築の際に必ず用いられている。土を締固めたとき、初期含水比や締固めエネルギーなどによって、得られる締固め度に差を生じることは良く知られており、さらに、土の種類によっても変化する。

本講座では物理化学的特性を中心テーマとしており、主として対象となる粘性土では、締固めそのものの実施が困難なことが多く、その適用も限定されたものといえるだろう。

7.3.1 締固めの機構

(1) 土の種類と締固め

土を締固めて得られる乾燥密度は、含水比に対応して変わり、ある含水比において最大乾燥密度をとる。このときの含水比が最適含水比であり、締固め曲線は土の種類によって変化して、例えば図-7.17のようにえられている¹⁷⁾。図の①、②、③のグループは粒度配合のよい粗粒土であり、含水比の低いところで明確なピークをもった最大乾燥密度をえる。一方、⑦、⑧のグループは粘性土のものであり、高い含水比領域における低い乾燥密度を示し、締固め曲線のピークも不明りょうとなる。④、⑤は両者の中間的な粒径の土のものである。粗粒土であっても、⑥のように粒度配合の悪い均等粒径のものではピークを得ることがむずかしい。なお、火山灰質粘土では締固め時の水分乾燥方法の差などによって得られる締固め曲線が変化することも良く知られている。

このような締固め曲線の差は、土粒子界面の水分状態に強く依存しており、含水比の大小が粒子間移動の難易に直接影響する。特に、粘性土においてこの傾向が著しく、土の構造との関係から説明されている。

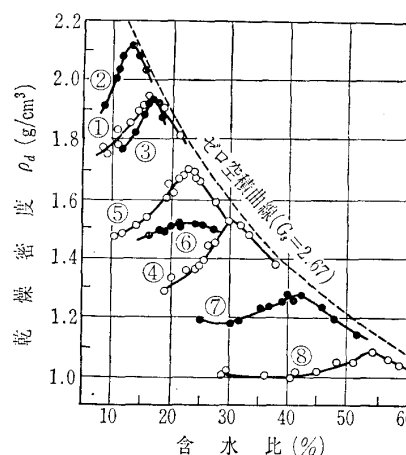


図-7.17 土の種類による締固め曲線の変化

以上のように、対象となる土の性質によって締固めの程度を異にする。粘性土を締固めるには、含水比を調節することが難しいため、アースダムのコア材料などのように遮水性を求める場合などに使用は限られている。一般に粘性土は自然含水比状態が最適含水比より高いことが多く、締固め施工は飽和度を管理して、 $S_r=85\sim95\%$ をめざして、空隙を少なくすることを主目標に実施される。

(2) 締固め土の構造

締固め時の初期含水比の差によって、土のとりうる構造が異なるために、結果として締固め曲線の山形のピークが生じる。すなわち、低い含水比で締固めたものはランダム構造をとり、水分の増加に伴って粒子間の潤滑がよくなってランダム構造の程度が減少し、最適含水比で不完全配向構造を作る。さらに、水分が増加すると過剰となって、不完全配向構造単位間の空隙によって乾燥重量の減少をきたす。このような構造変化の定量的判定として、Kozeny-Carmanの構造項 $k_0 S^2$ （空隙比と透水係数の関数である）が用いられ、締固めによる土粒子の配向の程度を表現している¹⁸⁾。

また、粘性土は板状粒子をはじめとして、関東ロームなどの火山灰質土ではアロフェンのような中空球状粒子、さらに、ハロイサイトのような中空管状粒子、その他繊維状粒子などの複雑な形状の粘土粒子から成っている。そのため締固めの構造形態は単一の板状粒子のそれとは異なってくる。例えば、板状粒子のカオリナイトと管状粒子のハロイサイトでは、ペースト状の押し出し成型において、図7.18のように異なる配向を示す¹⁹⁾。すなわち、カオリナイトは圧力方向に垂直に板面を配向して面配向構造をとるのに対し、ハロイサイトは圧力方向に平行に管の長手方向を並べる線配向構造となることが知られている。

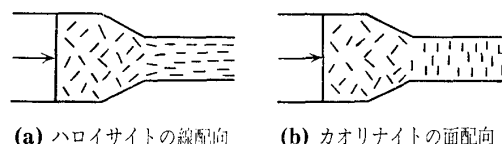


図7.18 押し出し成型における粘土鉱物の形状と配向

7.3.2 締固め土の特性

(1) 締固め土の有効応力

締固め土は必然的に不飽和土となり、その力学特性では固相、液相のみでなく気相をも取扱わざるをえない。

不飽和状態の土の有効応力の表示として、Bishopの次の式が一般的である。

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad \dots\dots\dots(7.11)$$

ここで、 u_w ：間隙水圧、 u_a ：間隙空気圧、 χ ：飽和度や応力径路の関数（ $S_r=100\%$ で $\chi=1$ 、 $S_r=0\%$ で $\chi=0$ ）

したがって、等価間隙圧として

$$u = u_a - \chi(u_a - u_w) \quad \dots\dots\dots(7.12)$$

と表すことができる。不飽和土に生じるサクシオンは $(u_a - u_w)$ が相当する。

しかしながら、上式中 χ の成立については、必ずしも結論されておらず²⁰⁾今後の課題といえよう。

(2) 締固め方法の影響

土を締固める手法にはピストンなどによる静的締固めと、ランマーやタンパーによる動的締固めの2種類があり、この差によって締固め土の特性は違ってくる。静的締固めでは全層にわたって不完全配向構造を作るのに対し、動的な締固めでは大きなせん断ひずみを締固め中に生じることから、全層にわたってランダムな構造を形成する。したがって、締固め方法による差は最適含水比より乾燥側では少ないものの、湿潤側の動的締固めではランマーが土の中に深く貫入し、局所的な破壊を生じて、土粒子配列にしゅう曲をきたしていることが明らかになっている²¹⁾。このような締固め方法の相違によって生じる土の構造の差は、締固め土の応力-ひずみ特性に影響し、図7.19に示すように湿潤側で大きく異なっている²²⁾。

さらに、締固め土の透水性については、最適含水比をこえた湿潤側で最小となることが知られている。図7.20に示すように、動的締固めは静的締固めより小さい透水係数

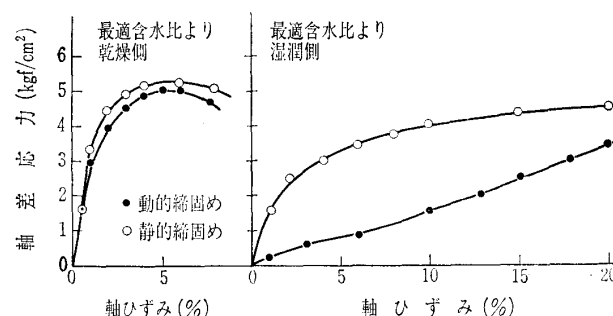


図7.19 締固め土の応力-ひずみの関係
(シードとチャンによる)

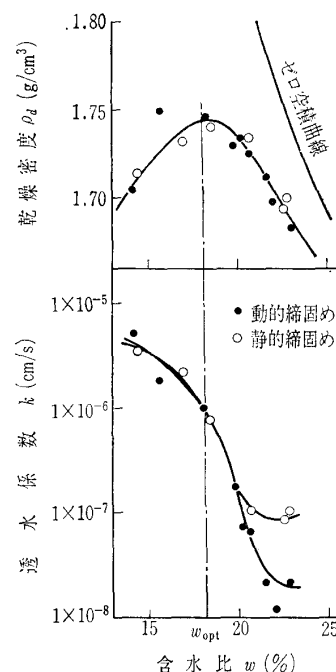
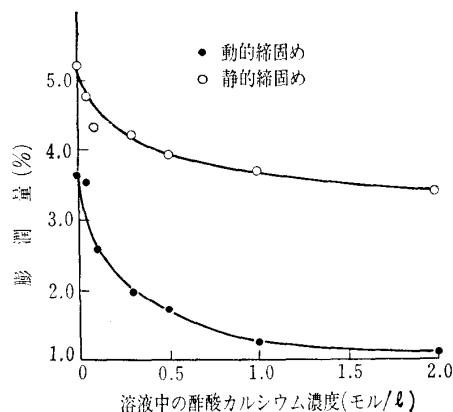
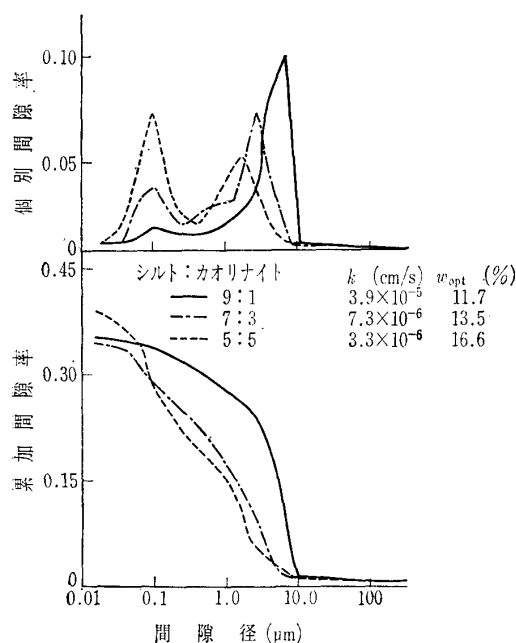


図7.20 締固め方法の差が透水性に及ぼす影響
(ミッチェルらによる)

講座



図一7.21 締固め方法の差が膨潤量に及ぼす影響
(シードラによる)



図一7.22 締固め土の間隙分布(ガルシアらによる)

を与えるものである²³⁾。

また、吸水による膨潤性について示したものが図一7.21であり、溶液濃度の変化とともに締固め方法の差によって膨潤量が異なってくる²⁴⁾。動的締固めでは膨潤抑制効果がみられている。

(3) 締固め土の間隙特性

締固め土の間隙分布は透水性に直接影響し、土の種類と締固め方法によって異なることが報告されている。シルトとカオリナイトとを配合調整した土に対して、最適含水比で締固めたものの間隙分布とそのときの透水係数を求めたものが図一7.22である²⁵⁾。シルト：カオリナイトの比が9:1, 7:3, 5:5と変化するに伴って、透水係数が $4 \times 10^{-5} \sim 3 \times 10^{-6}$ cm/sへと減少している。間隙分布では2つのピークが生じており、間隙総量がほとんど同じであるにもかかわらず、1~10μmの間隙のピーク部分の大小に透水係数が対応して変化しているのがわかる。

(4) 締固め土の凍上特性

凍上現象は寒冷地における表層地盤破壊に重大な作用を

及ぼし、道路路盤等の施工時には種々の配慮が求められる。締固めはその対策の1つとして効果が大きい。

一般に、最適含水比より乾燥側で締固めた土はpF値が大きく、したがって吸水水分の凍結に伴って大きい凍上を生じる。しかし、これを高い締固めエネルギーで締固めることによって凍上は減少する。最適含水比付近やその湿潤側においては、凍上量に差はないとされている。

また、間隙の分布が凍上に大きく関与しており、特に0.4μmより大きな間隙総和に密接に依存しているため、この量を締固めによって減少させると凍上防止効果が大きい。さらに締固め土の間隙分布を求めることによって凍上量を推定することが試みられている。Reedら(1979)²⁶⁾は間隙分布と凍上速度との関係を実験的に次のように求めている。

$$Y = -5.5 - 29.5(X_{3.0}) / (X_0 - X_{0.4}) + 581(X_{3.0}) \quad \dots\dots\dots(7.13)$$

ここで、 Y : 凍上速度 (mm/day)

$X_{3.0}$: 間隙径が3.0μm以上、300μm以下の間隙量

X_0 : 総間隙量

$X_{0.4}$: 間隙径が0.4μm以上、300μm以下の間隙量

以上のように、間隙分布が凍上に密接に関係しているため、締固めパラメーターである含水比と乾燥密度を設計上取り入れて、間隙分布の検討をしておくことが有用である。

7.4 膨潤

7.4.1 はじめに²⁷⁾

膨潤は、土粒子を構成する結晶の層格子間が水の浸入によって拡大される内部膨潤 (intra-micellar swelling) と、土粒子-水系の反発力に依存する土粒子間膨潤あるいは外部膨潤 (inter-micellar swelling) に大別される。内部膨潤は層格子間に水が浸入しやすいものであるかどうかが決める手となるので、粘土鉱物の種類とその含有量が問題となる。一般に三層構造をもつ粘土鉱物にその傾向があり、特にモンモリロナイトを卓越成分とする粘土の場合内部膨潤が著しい。一方、外部膨潤は水の吸収に伴って土粒子間に生じる膨張圧により起こる。土の膨潤に関する研究は、土壌学の分野では古くから行われているが、従来土の分類特性としての利用や湿潤、乾燥に伴う土の団粒化機構を研究する手段として用いられていたにすぎない。また、工学の分野では道路の舗装設計において路床、路盤材料の適性を判定する参考条件としての膨潤量や掘削による膨張に伴う粘土地盤の強度変化などが関連する問題として取り上げられている。

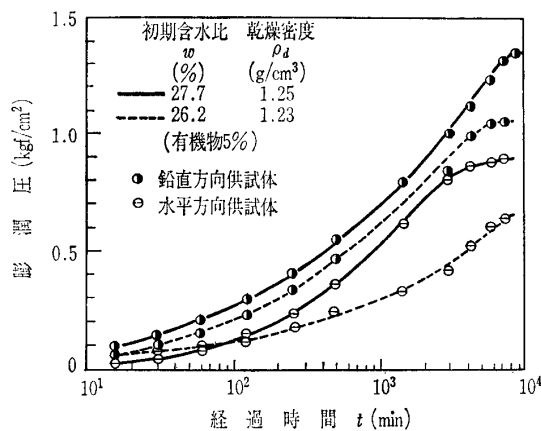
最近、膨潤量の大きい地盤に造られた比較的軽量の構造物が地盤の不同沈下によって破損するケースや道路舗装が同じ理由によって壊れるケースが多く、また膨張性土によって造られた河川堤防が乾・湿の繰返しにより斜面のクラ

ックが深部に及び、水の浸透によってすべり破壊を起こす例が多いことを問題にし、土質工学の分野でも膨張性土を重要視するようになってきている。

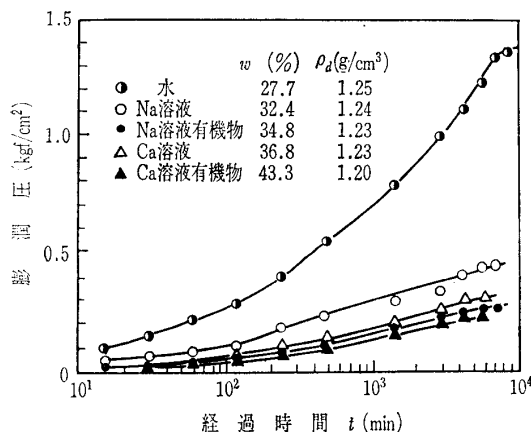
7.4.2 膨潤に関係する要因

膨潤量の多少は土の性質と気象条件など、自然環境による。膨潤に関与する土の性質に数多くの要因が介入するが、そのうち主なものは、(i)粘土鉱物の種類と土の粒度組成、(ii)間隙中の水に溶解する電解質の種類と濃度、(iii)土の構造と土粒子接点の結合力、(iv)圧密の程度などである。

このうち微視的な立場から判断すれば、土粒子間接点の結合力を増すと膨潤量は低減する。したがって、自然土に含まれる結合力を増すセメンテーション物質として、水酸化鉄、水酸化アルミニウム、炭酸塩および有機物などがあるが、これらが存在する状態では粘性土は膨潤を妨げられる可能性がある。膨潤性土の膨潤を抑制する目的で行われる石灰安定処理の場合を考えると、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ の添加によってCaイオンの交換が起こり膨潤は低下する。そのほか $\text{Ca}(\text{OH})_2$ と土粒子とのポズラン反応(イオン交換によってコロイドシリカ、コロイドアルミナは石灰と反応して複雑な生成物を形成する)によってセメンテーション物質が生成され、これによっても膨潤が抑制される。これは膨潤抑制に係る交換性イオンの効果とセメンテーション物質の効果を示す好例である。



図—7.23 膨潤圧に及ぼす有機物の影響(山内らによる)



図—7.24 膨潤圧に及ぼす液分と有機物の影響(山内らによる)

また、膨潤圧・時間関係に及ぼすセメンテーション物質としての有機物の影響を調べた結果が図—7.23に示されている²⁸⁾。図—7.23は最適含水比付近で締固めた試料の実験結果である。比較のために有機物を含まない試料も表示している。これから、有機物の存在による膨潤圧の低下がよくわかる。これは、有機物の添加によるセメンテーション効果が短時間のうちにも発現され、その効果によって粘土の膨潤が妨げられるものと推測される。さらに、堆積方向に切り出された粘土供試体の膨潤圧が堆積方向と直角に切り出された粘土供試体のそれよりも吸水に伴って時間とともに高くなることから、膨潤圧が粘土粒子配列構造にも強く影響をうけることが予測される。

図—7.24は鉛直方向供試体について有機物の存在のもとで、Naイオン、Caイオンが膨潤圧に及ぼす影響を検討したものである。一般に拡散二重層の相違により、Naイオンが存在する方が、Caイオンの存在する粘土試料より膨潤圧が高いことが理論的考察によって証明されている。図—7.24には有機物が存在しない場合のNaイオン、Caイオンの影響についても併記しているが、このことが確かめられている。有機物の添加によっても陽イオンの影響は変わらないが、有機物を添加して締固めた供試体はそれぞれ吸水に伴って時間とともに膨潤圧が低下している。膨潤圧の低下の程度は、試験開始後4日でHイオンの場合0.23 kgf/cm²、Naイオン(0.18 kgf/cm²)、Caイオン(0.07 kgf/cm²)となっている。このことから、陽イオンと共存しても有機物のセメンテーション効果は十分発揮されると推測される。

参考文献

- 1) 高田, 今井, 木山: 浚渫粘土の圧密沈下(その1), (その2), 土と基礎, Vol. 27, No. 4, 5, pp. 101~108, pp. 71~78, 1979.
- 2) Michaels, A.S. and Bolger, J.C.: Settling rates and sediment volumes of flocculated kaolin suspensions, I. & EC Fundamentals, Vol. 1, No. 1, pp. 24~33, 1962.
- 3) 中瀬明男: 海洋土質, 土木学会新体系土木工学84, 技術堂, pp. 127~131, 1984.
- 4) 嘉門雅史: 超軟弱粘土の堆積と圧密, 超軟弱地盤に関するシンポジウム発表論文集, 土質学会, pp. 19~24, 1977.
- 5) 山内豊聡: 土の物理化学的性質, 土質力学(最上編)第1章, 技報堂, pp. 1~88, 1969.
- 6) Bolt, B.H.: Physical chemical analysis of compressibility of pure clay, Geotechnique, Vol. 6, 1956.
- 7) Quigley, R.M. and Thompson, C.D.: The fabric of anisotropically consolidated marine clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 2, pp. 61~73, 1966.
- 8) 嘉門雅史: 超軟弱粘土の工学的性質とその安定処理に関する研究, 京都大学学位請求論文, 1978.
- 9) Bjerrum, L.: Engineering geology of Norwegian normally-consolidated clay as related to settlements of buildings, Geotechnique, Vol. 17, pp. 81~118, 1967.
- 10) 風間秀彦: 結合性粘性土の土構造と強度異方性, 昭57~58年度文部省科学研究費(総合A)成果報告書, pp. 17~20, 1984.
- 11) Lambe, T.W.: The engineering behavior of compacted clay, Proc. ASCE, Vol. 84, SM2, 1958.
- 12) Paaswell, R.E.: Temperature effects on clay soil consolidation, Proc. ASCE, Vol. 93, SM3, 1967.
- 13) Mitchell, J.K.: Fundamentals of soil behavior, John

講座

- Wiley & Sons, New York, 1976.
- 14) Plum, R.L. and Esrig, M.I.: Some temperature effects on soil compressibility and pore water pressure, H.R.B., Special Report 103, pp. 231~242, 1969.
 - 15) Sangrey, D.A.: Naturally cemented sensitive clay, Geotechnique, Vol. 22, No. 1, pp. 139~152, 1972.
 - 16) Mesri, G. and Choi, Y.K.: Excess pore water pressure during consolidation, Proc. 7th Asian Reg. Conf. SMFE, Vol. 2, pp. 151~154, 1983.
 - 17) 発電水力協会編：最新フィルダム工学, p. 47, 1972.
 - 18) Lambe, T.W.: The structure of compacted clay, Proc. ASCE, Vol. 84, SM2, pp. 1654-1~33, 1958.
 - 19) 粘土ハンドブック編集委員会編：粘土ハンドブック, 技術堂, pp. 130~137, 1967.
 - 20) 軽部・苗村・森田・岩崎：不飽和土の力学的性質に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, No. 269, pp. 105~119, 1978.
 - 21) Yoshinaka, R. and Kazama, H.: Microstructure of compacted kaolin clay, Soils and Foundations, Vol. 13, No. 2, pp. 19~34, 1973.
 - 22) Seed, H.B. and Chan, C.K.: Structure and strength characteristics of compacted clays, Proc. ASCE, Vol. 85, SM5, pp. 87~128, 1959.
 - 23) Mitchell, J.K. et al.: Permeability of compacted clay, Proc. ASCE, Vol. 91, SM4, pp. 41~65, 1965.
 - 24) Seed, H.B. et al.: Swell and swell pressure characteristics of compacted clays, H.R.B., Bull. 313, pp. 12~39, 1962.
 - 25) Garcia-Bengochea, I. et al.: Pore distribution and permeability of silty clays, Proc. ASCE, Vol. 105, GT7, pp. 839~856, 1979.
 - 26) Reed, M.A. et al.: Frost-heaving rate predicted from pore-size distribution, Canadian Geotechnical Jour., Vol. 16, No. 3, pp. 463~472, 1979.
 - 27) 土質工学会編：土質工学における化学の基礎と応用（2.6 膨張性土）, pp. 112~122, 1978.
 - 28) 山内・安原・平尾：粘性土の工学的性質に及ぼす有機物の影響（第2報）, 第32回土木学会年次学術講演会講演概要, 第Ⅲ部, 1977.
 - 29) Yasuhara, K.: A practical model for secondary compression, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 4, pp. 45~56, 1982.
 - 30) Bjerrum, L. and K.Y. Lo: Effect of aging on the strength properties of a normally-consolidated clay, Geotechnique, Vol. 8, No. 2, pp. 147~157, 1963.
 - 31) 喜田大三：土壌構造と結合物質の作用および改良剤の利用に関する研究, 京都大学学位請求論文, 1961.
 - 32) 土壌物理研究会編：土の物理学, 森北出版, 1979.

学会発行図書案内

現場技術者のための土と基礎シリーズ

8. 地中埋設管の調査・設計から施工まで

A 5 判 407ページ 送料 350円
定価 4,900円 会員特価 3,800円

発行：土 質 工 学 会

東京都千代田区神田淡路町2-23(菅山ビル4階)
〒101 電話 03-251-7661(代)

学会発行図書案内

現場技術者のための土と基礎シリーズ

9. 薬液注入工法の調査・設計から施工まで

A 5 判 252ページ 送料 350円
定価 3,100円 会員特価 2,400円

発行：土 質 工 学 会

東京都千代田区神田淡路町2-23(菅山ビル4階)
〒101 電話 03-251-7661(代)