

招待論文

浚渫粘土による軟弱埋立地盤の性状とその予測

PROPERTIES OF VERY SOFT GROUND RECLAIMED BY DREDGED MARINE CLAY AND THEIR PREDICTION

矢野弘一郎*

By Kouichirou YANO

1. ま え が き

昭和30年代に入って大型ポンプ式浚渫船が多数建造され、臨海工業用地の造成に活躍してきた。当時のポンプ船による埋立地造成の考え方には、良好な埋立地盤を得るため、微粒子である粘土・コロイド分が埋立地から流出することを容認し、浚渫土量に対して埋立土量として残る歩留りが設計における1つの条件となっていた。しかしながら、近年は、海域環境の悪化に伴い環境保全の目的から、埋立地外への土粒子流出は厳しく制限されており、細粒土分もすべて埋立地内に堆積させることを前提としている。この埋立地に堆積する細粒土の特性については、研究すべき未解決な問題を多く残しているのが現状である。

最近のポンプ船を用いる浚渫工事は、埋立てにより用地を造成する目的のほかに、港湾区域の維持浚渫、底質浄化のための汚泥浚渫、海域での工事に伴う浚渫などを主目的にしている。この場合、埋立地は浚渫土の処分地を兼ねている。浚渫土のうち、砂・礫の粗粒土は土木用材料としての価値があり、埋立柱材としても地震時の液状化対策を考慮すれば問題のない土である。一方、細粒土は利用価値もなく、浚渫時に海水と混合され埋立地に投入されると、まず泥水状から沈降堆積し、次いで時間経過により大きな自重圧密沈下をする超軟弱地盤となる。

昨今、埋立処分地に利用できる空間を確保することは非常に困難な状況にあり、限られた埋立地体積の中に、他に利用できない細粒土を、どれだけ処分できるかを検討する手法の確立が第1の問題となっている。第2に、

処分地となる場所は、海面埋立の場合、土地として利用価値の高い地域であるので、その軟弱地盤対策が問題となる。これらの問題は埋立地に堆積するであろう土の性状を埋立地盤の造成以前に予測しなければならない困難さを伴う。そこで、これらの問題に対処するために、泥水状態から圧密される粘土の圧密定数を求めるために浸透圧密試験機を開発し、さらに10年間にわたって実施してきた各地の海底粘土を用いた沈降実験から得られた知見をもとに、埋立計画に必要な土質工学上の課題を室内実験と現地調査の結果に基づいて明らかにした。

なお、本文では塩分を多量に含む土を取り扱っているので、含水比はすべて塩分補正した真の含水比¹⁾にて示しており、物理試験に供する試料調製は粒度および比重の試験に対して希釈脱塩試料²⁾を、またコンシステンシー試験に対して液性限界以下に圧密脱水した試料³⁾を、それぞれ使用している。

2. 埋立地に堆積する泥土の粒度組成

(1) 埋立地内の土粒子堆積

主に細粒土からなる海底土をポンプ船で浚渫し埋め立てる場合、水面上にスラリー状で投入される浚渫土の埋立地内における堆積状態は、粗粒土が分離しながら沈降するものと、細粒土が流送される間に分離分級され、フロックを形成して沈降するものがある。その結果、埋立地盤を構成する粒度組成は浚渫地盤と異なったものとなり、大略、次のように区分することができる。すなわち、埋立地内においては、浚渫土を投入する付近に粒度分離による粗粒分が堆積し、他の大半は海水と混合された高含水比の細粒土で占められる。また、埋立地が平面的に区画割されていて、区画間に中間余水吐がある場合には、

* 正会員 工博 五洋建設(株)技術研究所副所長
(〒140 品川区東大井1-11-25)

その下流にある埋立地または埋立沈殿地は、細砂もほとんど混入しない細粒分からなる地盤となる⁴⁾。埋立土の土質特性を予測するためには、まずどのような土が堆積するかを知る必要がある。したがって、浚渫予定地から採取した土を用いて、泥水から沈降堆積するときの粒度分離に関する特性を調べ現場への適用方法が検討される。粒度分離に影響する因子には、土質特性のほかに、排泥濃度、海水の塩分濃度、埋立地水深などがある。

(2) 沈降堆積するときの粒度分離と粒径

a) 沈降時に分離する土粒子径

ポンプ船により軟弱な沖積粘土を浚渫する場合、送泥水の濃度は1000%程度の含水比が多い。このような濃度における砂・礫の沈降は単粒子の自由沈降と考えられ短時間のうちに沈降堆積する。一方、粘土粒子の沈降は海水環境下では容易にフロックを形成し界面沈降⁵⁾をする。砂と粘土の間粒径であるシルトが粒度分離をする境界領域にあるので、著者らは、その沈降するときの粒度分離特性を把握するために、JISに規定されているシルトの粒径範囲をさらに4分割した粒径区分を用いて、沈降堆積土の深度方向に堆積する粒度分布を調べた。そ

の結果、粒度分離の指標となる粒径は0.02mmであることを示した⁶⁾。したがって、粒度分離を検討する場合の粒径区分は、コロイドCOL、粘土CL、細粒シルトSIf (0.005~0.02mm)、粗粒シルトSlc (0.02~0.074mm)、砂SAにて表示する。

b) 沈降過程における粒度分離

泥水の沈降・自重圧密による体積変化と強度特性を実験から検討するうえで、沈下過程において土粒子構成が深度方向に変化すると厄介な問題となる。したがって、沈降開始後のどの時点から一定の粒度組成をもつ土として取り扱えるかを知る必要がある。BeenとSills⁷⁾は、沈降時の密度~深度関係をX線測定により求めており、その実験例では、粒度分離すなわち沈降時に粗粒子が逸脱して下層に堆積する現象は、20分以内にあると推定される。また、著者らが沈降時間による粒度の深度分布変化を調べた結果⁸⁾からも、泥水から沈降堆積が終了する前の過程で分離堆積が終了し、その後は土粒子間の相対的な移動はなく、泥面が沈下していくとみなされる。

(3) 分離堆積により生成される細粒土の粒度組成

埋立地には、浚渫地盤に含まれる粗粒分が逸脱した高含水比の細粒土が大きな体積となって堆積するので、その細粒土の粒度組成を予測する手法として、沈降堆積させた層別試料の粒度試験結果に基づいて、深度と同深度までの平均粒度組成の関係図を作成した。図-1(a)は横須賀粘土の例であり、図から粗粒シルトSlc以上の粗い径の粒子が急増する深度を分離境界とすることができる。ここに、 H_s ：実質土量高さ（空隙を0とした土粒子のみの換算高さ）、 H_{sz} ：泥面からの深さzまでの実質土量高さ、 H_f ：全堆積土高さである。図-1(a)の分離境界において得られる平均粒度組成が埋立地に堆積する細粒土の粒度組成を予測している。また、沈降時に粒度分離して下層に堆積する粗粒土の密度は、フロックを形成して堆積する細粒土の密度に比して大きくなる。この特性から粒度分離状態を調べるために、堆積土表面からの深度と実質土量の深度の関係を無次元化して示したものが図-1(b)である。この関係において最大曲率点を示す深度が分離境界であり、同じ試料を用いた試験結果図-1(a)と同じ深度の分離境界が得られる。図-1(b)を適用する場合には、図に現われる最大曲率点は自重圧密の進行に伴って不明瞭になるので、沈降時間の短い時点に含水比の深度分布を測定した方がよく、また、この方法は分離深度を簡便に求め、粗粒分を分離除去した実験に供する細粒土の試料調製方法に利用される。

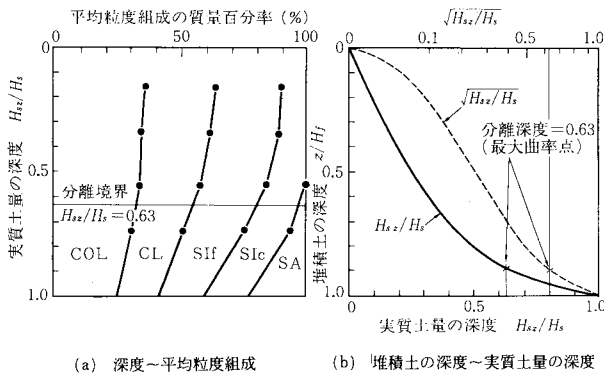


図-1 粒度の分離深度

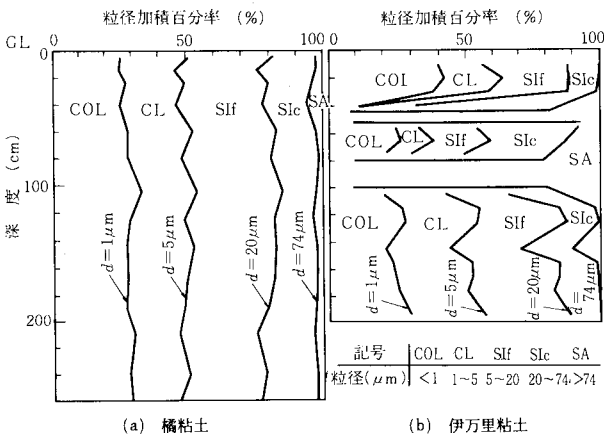


図-2 埋立地盤の深度方向の粒径分布

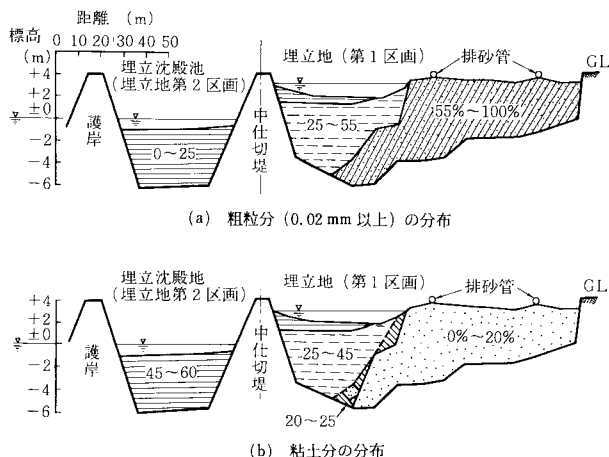


図-3 粒度分布断面図

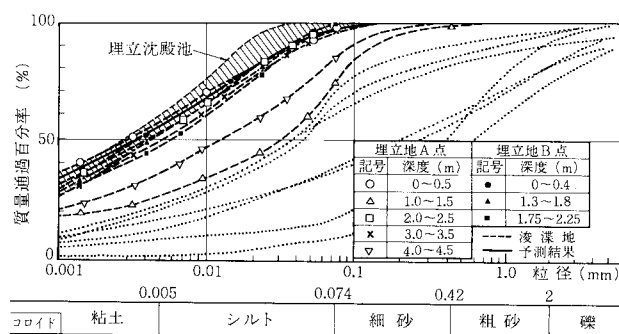


図-4 埋立細粒土および浚渫地盤の粒度組成

(4) 埋立地盤の粒度組成

埋立地盤は施工時の条件および浚渫地盤の粒度分布変化に伴って複雑な成層状態となる。その特徴を調べるために、シンウォールチューブで連続サンプリングした試料を深さ方向に細分割し、おのおのの粒度試験を行った。図-2 (a) は砂分の少ない比較的均一な地盤とみなせるが、図-2 (b) は薄い砂層が複雑に入った不均質な地盤である。この図から、粗粒シルト以上の大きな粒径分の含有率が細粒各粒径分 (COL, CL, Sif) の含有率に影響を与えており、COL, CL, Sif 相互の含有比率は類似していることがわかる。

粒度分離とその分布を調査した例⁹⁾を以下に述べる。埋立完了後に、各調査地点の深度別試料について粒度試験を行い、埋立地断面の粒度分布状態を表わしたものが図-3である。粗い粒径分は粒度分離の特性から粗粒シルト S1c 以上のものを、また細粒分は粘土分を指標とした。粗粒分および細粒分の含有量の区分範囲は、埋立沈殿地に堆積するものが最も細粒であるので、まず埋立沈殿地に含有されている細粒分と粗粒分を基準に考えた。さらに埋立地盤の粒径加積曲線は、頻度の多いいく

つかのグループに分けられるので⁴⁾、その値も参考にした。粗粒分を 0.02 mm 以上とした分布と粘土分を指標とした分布は同等の結果となり、このことから粒度分離の境界粒径は 0.02 mm を採用できる。

図-4 は細粒土が主に堆積している埋立地 A, B 地点と埋立沈殿地の粒径加積曲線を示している。点線で示す浚渫地盤は粗粒分の多い土であるが、分離堆積した細粒土は図-1 (a) によって予測した結果とよく一致している。

3. 埋立細粒土のコンシステンシー特性

(1) コンシステンシーに影響する因子

土の液性限界 w_L および塑性限界 w_p は、細粒土の物理化学的特性を示す指標として重要であり、特に力学的特性との相関について多くの研究成果が得られている。ポンプ式浚渫船にて埋立造成される地盤は、海水中に泥水状から堆積し、埋立完了後も長期間にわたって自重圧密の進行する未圧密地盤であり、自然地盤に比して土粒子量に対する塩分量の非常に多い特殊な地盤となる。

土のコンシステンシーに影響を及ぼす要因は、土を構成する粘土鉱物・有機物・電解物質・吸着イオン等の種類と量が主なものと考えられている⁸⁾。これらの要因を同一地層についてみれば、一般に同等とみなすことができるので、影響因子として粒度組成の変化に着目した。すなわち、埋立地に分離分級して堆積する細粒土の粒度組成は、前章に記述した調査結果から、細粒分の範囲では粒径分布の変化が微小であり、また、分離を起こす粒径は 0.02 mm 付近である。この現象を考慮して、砂分 (0.074~0.42 mm) と粗粒シルト分 (0.02~0.074 mm) の含有量が、それぞれ、コンシステンシーに与える影響を定量的に求めた。

(2) 砂分がコンシステンシーに与える影響

塑性指数 I_p の異なる 3 種類の海底より採取した粘土 (横須賀粘土 $I_p=70.3$ 、博多粘土 $I_p=49.4$ 、川之石粘土 $I_p=22.9$) を選び、74 μm ふるいにて粗粒分を除去した。なお、塩分の影響を比較するために、ふるい分け時の洗浄水には、塩水と真水をそれぞれ使用し、細粒土試料を準備した。また、砂分量を調整する砂は原試料中に含まれていたものである。74 μm ふるい通過試料の粒度組成は図-5に示す。各試料のうち横須賀粘土の塩水洗い試料と真水洗い試料の粒度試験結果はやや異なるが、同一地点から採取した土である。

砂分混合後の試料について試験した値を図-6に示す。砂分含有率の増加に対して液性限界および塑性限界

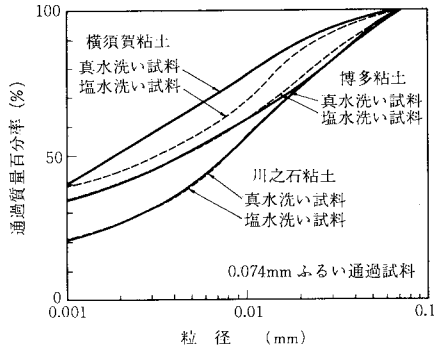


図-5 試料土の粒度組成

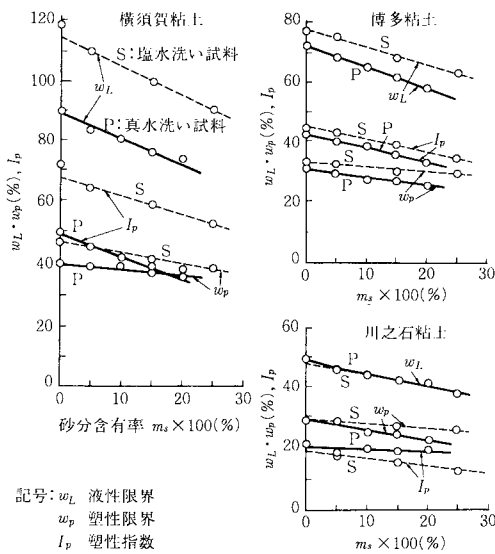


図-6 砂分含有率のコンシステンシーへの影響

の値は直線的に減少する特性がある。また、塩分の影響からみると、塩分の少ない真水洗い試料の液性限界と塑性限界は小さくなるが、その差は液性限界の低い試料では少なく、川之石粘土では同等となっている。

調製した細粒土の粒度組成から砂分混合後の細粒分含有量を次式により計算で求める。

$$F_n = F_{n0}(1 - m_s) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 m_s ：試料の砂分含有比（無名数）， F_n ：砂分 m_s を含む試料の粒径 $n \mu\text{m}$ 以下の細粒分含有率（%）， F_{n0} ：砂分 0 の試料の粒径 $n \mu\text{m}$ 以下の細粒分含有率（%）

図-6 の結果を細粒分含有率 F_n と液性限界の関係に整理すると図-7 を得る。細粒分の最大粒径を $1 \mu\text{m}$, $2 \mu\text{m}$, $5 \mu\text{m}$ とした細粒分含有率 F_1 , F_2 , F_5 のいずれをとっても細粒分含有率と液性限界は直線関係にあり、 $F_n = 0\%$ に対して真水洗い試料では液性限界 $w_L = 0$,

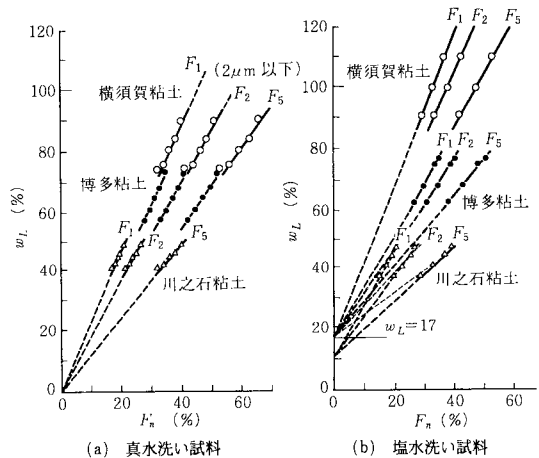


図-7 細粒分含有率 F_n ~ 液性限界 w_L

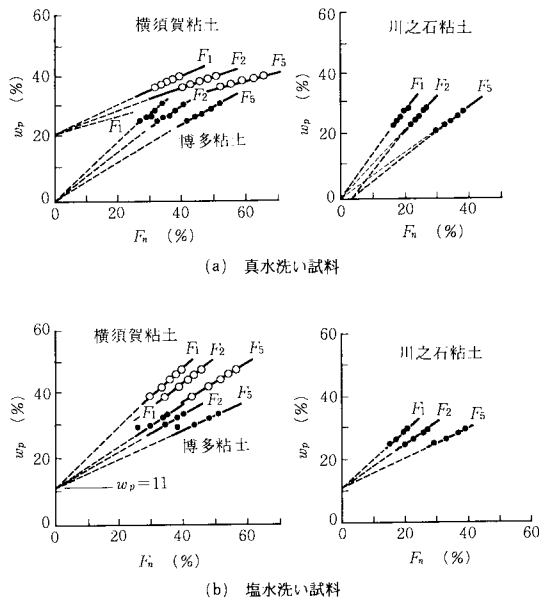


図-8 細粒分含有率 F_n ~ 塑性限界 w_p

塩水洗い試料では液性限界 $w_L = 17\%$ となり、塩分の影響によって液性限界と細粒分含有率の関係に差を生ずる。

細粒分含有率と塑性限界の関係を示したものが図-8 である。横須賀粘土の真水洗い試料を除けば、塩水洗い試料の $F_n = 0\%$ に対する塑性限界 $w_p = 11\%$ が得られる。

以上の実験結果から、砂分を除いた細粒分の土質特性が同等な場合には、液性限界と砂分量の関係は同一試料に対して次式で与えられる。

$$w_{L0} = (w_{Lms} - b_1) / (1 - m_s) + b_1 \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 w_{L0} ：砂分 $m_s = 0$ のときの液性限界（%）， w_{Lms}

：砂分 m_s を含む土の測定した液性限界（％）， b_1 ：間隙水の塩分濃度に関係する定数

塑性限界 w_p ，塑性指数 I_p についても，液性限界と同様な記号表示法を用い，次のように表わされる．

$$w_{p0} = (w_{pm_s} - b_2) / (1 - m_s) + b_2 \dots\dots\dots (3)$$

$$I_{p0} = w_{L0} - w_{p0}$$

真水洗い試料と塩水洗い試料との試験結果の違いから，塩水で飽和された埋立地盤では $b_1=17$ ， $b_2=11$ が与えられ，リーチングによって b_1 および b_2 は 0 に移行するものと考えられる．また，埋立地盤の砂分 $m_s=0$ に対する塑性指数は式（４）になる．

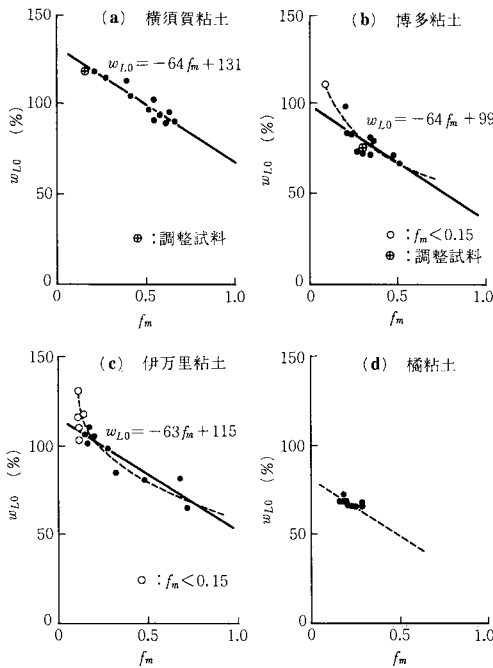
$$I_{p0} = (I_{pm_s} - 6) / (1 - m_s) + 6 \dots\dots\dots (4)$$

（３）粗粒シルト分が液性限界に与える影響

砂の粒径は便宜的に $74 \mu\text{m}$ 以上に決められており，砂に近い粒径のものも砂と同様な傾向で液性限界に影響を及ぼすことは容易に想像される．

埋立地盤を対象として考えるとき，埋立地内に堆積するときの粒度分離特性から， $20 \mu\text{m}$ 以上の粒径（粗粒シルト）に着目した．また，粗粒シルトは分離堆積する細粒分の中で，変化量の大きい粒子分と考えられる．

細粒分の粒度組成が同一な土に対しては，砂分量によって液性限界が直線的に変化する．したがって測定される液性限界から砂分の影響を除いた液性限界 w_{L0} と粗粒シルト分の関係調べた．粗粒シルト分 F_s と $20 \mu\text{m}$ 以下の細粒分 F_{20} の比（粒径比 $f_m = F_s / F_{20}$ ）をパラメー



図—9 埋立地盤細粒分の粒径比 f_m ～液性限界（砂分 0）

ターとして，各埋立地のデータを整理したものが図—9 である．ここに， w_{L0} は式（２）において $b_1=17$ とし て計算した．

粗粒シルト分の増加によって液性限界は低下するが，直線変化とはならない．特に粒径比 f_m が 0.15 以下 となると粒度に起因しない影響が現われ，液性限界は急激に増加し，かつ，ばらつきも大きくなる．また，粒径比 が大きくなると液性限界の低減率も小さくなる傾向にある．

細粒分が堆積する埋立区域においては，粒径比 f_m の範囲は限られたものと考えられるので， $f_m=0.15\sim 0.8$ の範囲で液性限界 w_{L0} と粒径比 f_m を直線関係とみなし て式（５）を得た．

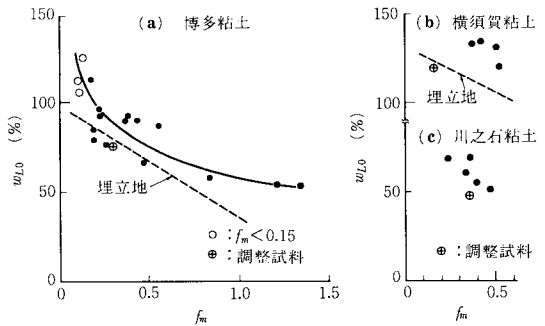
$$w_{L0} = -a f_m + b' = -64 \cdot f_m + w_{L00} \dots\dots\dots (5)$$

ここに， w_{L00} ：砂分，式（５）の関係において $f_m=0$ のときの液性限界であり，粗粒シルト分を含まない土の見掛けの液性限界（％）と定義する．

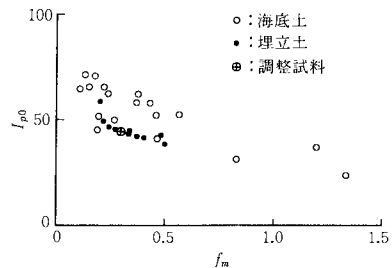
（４）浚渫地盤と埋立地盤のコンシステンシー特性比較

a) 浚渫地盤のコンシステンシー特性

砂分と粗粒シルト分を考慮した液性限界の関係について，海底から採取した試料と比較したものが図—10 である．その関係は埋立地盤と同様な特徴を示している．博多粘土および横須賀粘土は実際に浚渫されたものであ



図—10 海底土細粒分の粒径比 f_m ～液性限界（砂分 0）



図—11 細粒分の粒径比 f_m ～塑性指数（砂分 0）
（博多粘土の例）

り、前述の図-9に示した直線を点線に示し、浚渫前の土に対応する埋立土の特性を対比させている。

海底土の液性限界は埋立土よりも高い値を示している。海底土を塩水で洗った試料は埋立土と同等の液性限界となることから、埋立土の液性限界値が低くなる理由として、浚渫埋立時に海水と混合され再堆積する過程において、海底土中の溶解性物質が損失されること、また、嫌気性状態にある海底土が酸化される等が考えられる。

塑性指数の特徴は液性限界と同様である。砂分0の塑性指数 I_{p0} を式(4)から求め、海底土と埋立土の違いを示した例が図-11である。この場合も塩水で洗った調整試料と埋立土とは同等な塑性指数になっている。

b) 埋立地盤のコンシステンシー

砂分および粗粒シルト分を考慮した液性限界は、前述の式(2)、(5)から式(6)が一般式として得られる。

$$w_{L100} = (w_{Lm_s} - b_1) / (1 - m_s) + b_1 + a f_m \dots \dots \dots (6)$$

ここに、海水で飽和されている埋立地盤では $b_1 = 17$, $a = 64$

砂分・粗粒シルト分を含まない土の見掛けの液性限界 w_{L100} は、同一地層の土に対して一定値を与えるものと規定されるが、埋立地盤と浚渫地盤とでは差があり、その量も土によって異なる。したがって、浚渫地盤の調査で、液性限界 w_{Lm_s} 、粒度試験による砂分 m_s 、細粒分の粒径比 f_m が得られている場合でも、別途に海水で泥水化した試料について液性限界および粒度を求めて w_{L100} の補正を行うことにより、埋立地盤の液性限界を予測する。

埋立地盤の平均的なコンシステンシーを予測するには前章に述べた分離堆積する細粒土試料を海底採取土から調製し、その供試体を試験することにより求められる。塑性限界と砂分含有量の関係は変化が小さく、また、埋立地に堆積する細粒土の砂分量の範囲も小さいので、塑性限界一定とし、粒度と液性限界の関係から塑性指数 I_p を求めればよい。

4. 沈降堆積する粘土の体積変化

(1) 浚渫埋立に伴う細粒土の沈降現象

埋立地に投入される浚渫土は、泥水状態から時間経過

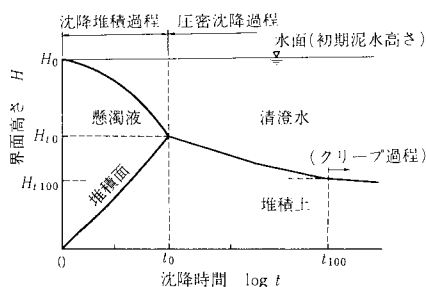


図-12 沈降堆積・圧密沈降過程の状態

に伴い沈降堆積、圧密沈降(自重圧密沈下)の過程を経る体積減少がある。海底粘土をポンプ船で浚渫埋立する条件は、泥水濃度が含水比500~2000%の濃度であり、かつ、海水のため粘土粒子が凝集し綿毛化する環境にある。したがって、埋立地内での沈降様式はごく短い時間内に界面沈降の形態となる。

図-12は沈降堆積・圧密沈降過程の状態を界面沈降曲線によって示している。粘土泥水は、まずフロックを形成しながら清澄水と懸濁液との間に明瞭な界面を生じ、等速にて界面が沈降していく⁵⁾。沈降した堆積土の高さは下層より上昇し、やがて懸濁液の界面と一致して沈降堆積の終了点となる。沈降堆積が終了した後は自重による圧密沈降が進行し、ある時点からは沈降速度の非常に遅いクリープ変形の状態になる。圧密沈降の開始時間を t_0 、そのときの界面高さを H_{t_0} とし、クリープ変形に移行する時間を自重圧密終了時間 t_{100} 、そのときの界面高さを $H_{t_{100}}$ とする。 t_0 までの過程でも厳密には堆積土の自重圧密があるが、泥水層厚の小さい範囲では無視できる。クリープ変形となる t_{100} の時点では、梅原らの実験結果⁹⁾から考察すると過剰間隙水圧はほぼ消散するものと推定できる。沈降時における過剰間隙水圧や有効応力の測定も試みられているが、非常に微小な値であるため、現時点において実験による正確な説明は困難である。

(2) 東京粘土(東京港木場)による沈降実験

a) 実験方法

シリンダー内で沈降する泥水状粘土の基本的な沈降特性を把握するために、実質土量高さ H_s および初期含水比 w_0 を変化させた一連の実験を行った。調製試料のばらつきによる実験誤差を除くために、 H_s が一定の1試料に対して初期含水比500%に調整した泥水による沈降実験を行い、順次同一試料に塩水を加えて、初期含水比を700%、1000%、2000%に変えた沈降実験を繰り返した。

実験に供した東京粘土の物理的諸特性は、自然含水比 $w_m = 120.3\%$ 、土粒子の比重 $G_s = 2.573$ 、液性限界 $w_L = 73.5\%$ 、塑性限界 $w_p = 35.9\%$ 、砂分5.5%、シルト分34.5%、粘土分60%である。また、使用した塩水(天然海水)の塩分比 β は0.034である。実験はすべて恒温室で行い20°Cに保った。なお、沈降容器は内径12cm、高さ50cm、100cmの透明なアクリル製シリンダーを組み合わせ使用した。

b) 初期沈降特性

界面沈降の初期沈降速度は、一般に等速運動であることが知られている。この現象を海水と混合される浚渫泥水について確かめるために、同じ含水比の泥水高さが異なる4本の沈降試験結果から、初期沈降速度を比較した。

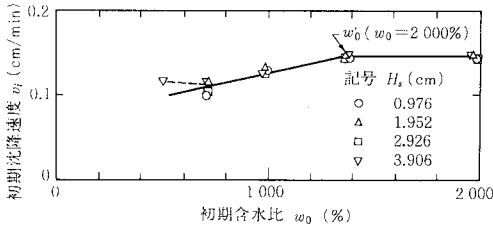
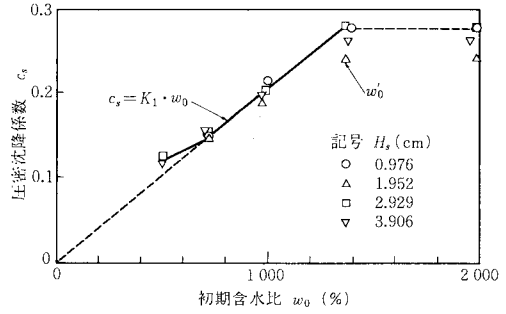


図-13 初期沈降速度 v_i ~ 初期含水比 w_0



注) K_1 ; c_s と w_0 との一次比例係数

図-15 圧密沈降係数 c_s ~ 初期含水比 w_0

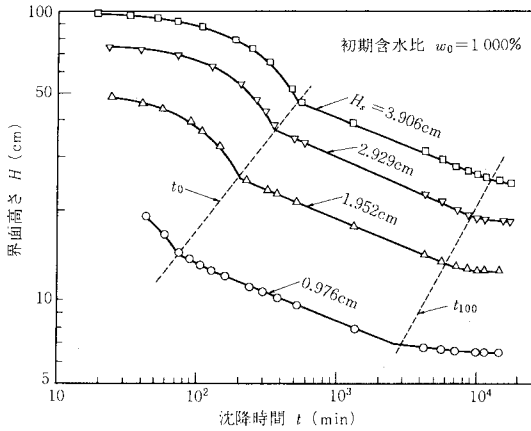


図-14 東京粘土の沈降曲線

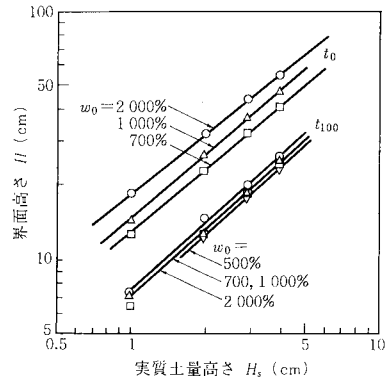


図-16 界面高さ H ~ 実質土量高さ H_s

初期含水比 w_0 の違いによる沈降特性の特徴は、① $w_0 = 500\%$ の場合には、この試料に対して沈降堆積過程から圧密沈降過程に移行する境界付近の含水比状態にあるので、沈降初期の等速沈降は明瞭に現われない。② $w_0 = 700\%$ 、 1000% の場合には、初めから等速沈降をし、初期含水比が一定であれば、その沈降速度は泥水高さに関係なく一定である。③ $w_0 = 2000\%$ の場合には、初期沈降速度に屈折点が現われる。すなわち、沈降によって界面以下の含水比は低下していき、ある含水比になってブロックが層状に連続して沈降するものと考えられる。この試料の場合では、含水比 $w_0 = 1377 (\pm 10)\%$ から②と同様な形態の等速沈降となる。この w_0 は等速の界面沈降をする見掛けの初期含水比であり、その沈降形態をとる最大値である。以上の結果をまとめると図-13のように表わされる。すなわち、ある含水比範囲内において、初期含水比 w_0 と初期沈降速度 v_i との間に一次比例の関係がある。

c) 圧密沈降特性

各実験ケースの中から代表的な沈降曲線を図-14に示す。沈降堆積から圧密沈降の過程を経る沈降条件において、圧密沈降領域 (沈降時間 $t = t_0 \sim t_{100}$) の界面高さ H と沈降時間 t には両対数目盛で表わすと直線関係が得られる。その直線の傾度が圧密沈降の速度を与える係数であるので圧密沈降係数 c_s とよぶことにする。圧

密沈降係数の特徴は実質土量高さが一定の場合には、初期含水比が大きいほど c_s も大となり、初期含水比が一定であれば実質土量高さに関係なく c_s は一定である。この関係は式 (7)、(8) にて表わされる。

$$\log H = \log h_1 - c_s \cdot \log t \dots\dots\dots (7)$$

または、 $H = h_1 \cdot t^{-c_s}$

$$c_s = \frac{\log(H_0/H)}{\log(t/t_0)} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $H_0 : t_0$ のときの界面高さ、 $h_1 : t = 1$ (min) で $H = h_1$ となる高さを表わす定数。

実験結果からみた圧密沈降係数の特徴を図示すると図-15のようになる。図からブロックの骨格形成に関係する最大含水比があり、それは等速沈降を開始する含水比 w_0 に等しいことがわかる。

d) 界面高さとお実質土量高さの関係

浚深土体積と埋立土体積の関係を求めるうえで、界面高さ H と実質土量高さ H_s の関係図を作成し、実質土量によって体積変化を比較する必要がある。

初期含水比が等しく高さの異なる数本の泥水を沈降させて、おのおのの沈降曲線に現われる圧密沈降開始時間 t_0 のときの界面高さ、および圧密沈降がクリーブ領域

に入るとき時間 t_{100} に対する界面高さを $\log H \sim \log H_s$ で表わすと、図-16のように直線関係となる。

圧密沈降領域において、界面沈降現象から認められる t_0, t_{100} における $\log H \sim \log H_s$ はともに直線関係にあり、自重圧密沈下では、任意の圧密度に対しても同様な直線関係にあることを示唆している。しかし、 t_0 時の直線の傾度 C_K が t_{100} 時のそれよりもやや小さい傾向があり、このことは H が大きくなると、 t_0 の直線と t_{100} の直線が交差することになり不合理である。この理由は、 t_0 の直線は沈降堆積過程においても堆積高さの上昇に伴い下層から圧密が進行していることを意味している。すなわち界面沈降現象で圧密沈降過程に入る時間 t_0 では、その堆積土の平均圧密度 0 を意味しない。

$\log H \sim \log H_s$ の直線式を次式の記号で表わす。

$$\log H = C_K \cdot \log H_s + \log h_2$$

または、

$$H = H_s^{C_K} \cdot h_2 \dots\dots\dots (9)$$

(3) 自重圧密による体積変化

a) 沈降堆積粘土の間隙比と圧密圧力の関係

初期含水比が等しく高さの異なる数本の沈降試験から界面高さ H と実質土量高さ H_s の間には t_{100} においても式 (9) の関係がある。 t_{100} において一次圧密が終了しているものとすれば、圧密圧力 p (gf/cm²) と実質土量高さ H_s (cm) は

$$p = H_s \cdot (G_s - G_r) \rho_w = H_s (\rho_s - \rho_r)$$

の関係にある。また、微小層厚 ΔH およびその実質土量高さ ΔH_s とすれば、間隙比 e は $e = \Delta H / \Delta H_s - 1$ となるので、式 (9) を微分して H_s を p と H_s の関係式に代入すると式 (10) が得られる。

ここに、 G_s ：土粒子比重、 G_r ：間隙水比重、 ρ_w ：水の密度 (g/cm³)、 ρ_s ：土粒子の密度 (g/cm³)、 ρ_r ：間隙水の密度 (g/cm³) である。

$$e = C_K \left(\frac{p}{\rho_s - \rho_r} \right)^{C_K - 1} \cdot h_2 - 1 \dots\dots\dots (10)$$

体積比 $f = e + 1$ 、 $0 < C_K \leq 1$ であるから、

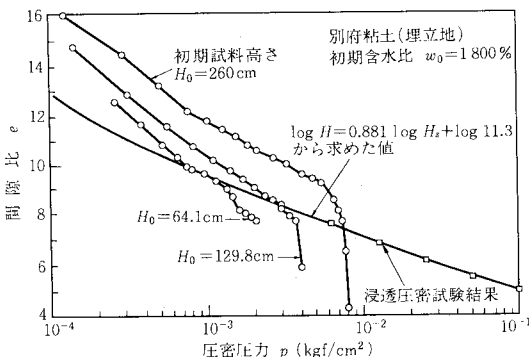


図-17 別府粘土の圧縮曲線

$$\log f = \log C_K \cdot h_2 (\rho_s - \rho_r)^{1 - C_K} - (1 - C_K) \log p \dots\dots (11)$$

この関係式に示される自重圧密終了時の状態の $\log H \sim \log H_s$ の直線性は、 $e \sim p$ 関係を $\log f \sim \log p$ で直線としたことと同じ意味をもっている。したがって、 t_{100} の $\log H \sim \log H_s$ 関係から、低応力レベルの $e \sim p$ 関係が求まる。すなわち、圧縮曲線の関係は、 f_1, c'_c を定数とし

$$\log f = \log f_1 - c'_c \cdot \log p \dots\dots\dots (12)$$

で表わされ、 c'_c も1つの圧縮指数と考えることができる。

各係数の関係は、

$$f_1 = C_K \cdot h_2 \cdot (\rho_s - \rho_r)^{1 - C_K}, \quad h_2 = \frac{f_1}{(1 - c'_c)(\rho_s - \rho_r)^{c'_c}} \quad (13)$$

$$c'_c = 1 - C_K, \quad C_K = 1 - c'_c \dots\dots\dots (14)$$

である。

別府粘土(埋立土)の試験結果について、 $\log H \sim \log H_s$ 、各1本のシリンダーに沈降堆積した自重圧密終了試料の土被り重量含含水比、浸透圧密試験結果(次章5.で述べる)から3通りの $e \sim \log p$ を描いたものが図-17である。

すなわち、3本の沈降試験結果より、 $H \sim H_s$ の関係は $\log H = 0.881 \log H_s + \log 11.3$ となるので、式 (10) から $e \sim p$ を計算した結果が図中の太線のようになり、これは浸透圧密試験で求めた $e \sim \log p$ と一致している。

1本のシリンダーに堆積した土の層別試料を用いて、深度方向の含水比および土被り重量を測定して $e \sim p$ 関係を求めることができる。しかし、この方法には、深度方向の粒度分離が無視できる土とその状態(たとえば、当初から圧密沈降をする低い含水比の泥水)に限られる。

初期含水比の高い別府粘土の例についてみると、土被り重量と含水比から求めた初期試料高さ $H_0 = 64.1$ cm, 129.8 cm, 260 cm の各 $e \sim \log p$ 関係は、各試料とも深度方向に粒度分離の影響が現われており、試料の上層部の間隙比は過大になり、下層の間隙比は過小となる。その傾向は試料高さの高いものほど顕著になっている。

以上の結果から、高さの異なる数本の沈降試験を行うことにより、粒度分離の影響を消去した $e \sim \log p$ 曲線が求まることがわかる。

b) 仮想の自重圧密開始点

シリンダー内での界面沈降現象から、等速の沈降速度が低減する点を沈降堆積と圧密沈降過程の境界とし、そのときの沈降時間を圧密沈降開始時間(見掛けの自重圧密開始時間) t_0 と定義した。しかし、前述のように t_0 時においては、堆積が始まった時点からその時間までの自重圧密が進行している。すなわち、圧密度 0 の状態ではない、また、沈降堆積過程においては堆積土と懸濁泥水に分かれており、堆積が完了した層に対する自重圧

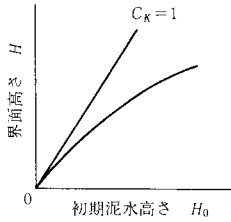


図-18 圧密0の状態における概念図

密開始点となる状態は、実際に存在しない。したがって、全堆積土層の有効応力が0の状態にあり、自重圧密が開始する仮定の点を想定し、そのときの沈降時間を自重圧密開始時間 t'_0 とよぶことにする。

沈降堆積から圧密沈降の過程へ移行する状態を考えると、これは沈降堆積過程で生成されたフロックが沈降していき、堆積面と接触することによりフロックの間隙比が小さくなる状態と解釈される。従来の研究から共通していることは、ある含水比の懸濁液が堆積過程に移行するときに、急激な含水比の変化をする不連続性があり、また一定の含水比に変化することである。しかしながら、この懸濁状態から堆積過程へ移行するときの含水比は、土性や懸濁状態の初期含水比によって異なることが前節の実験結果で容易に想像できる。

界面高さ H と実質土量高さ H_s の関係、および圧密沈降過程での界面高さ H と沈降時間 t の関係は式(9)、(7)にて与えられており、 C_k は1以下の条件となつて

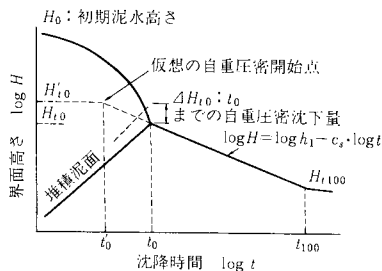


図-19 仮定の自重圧密開始点

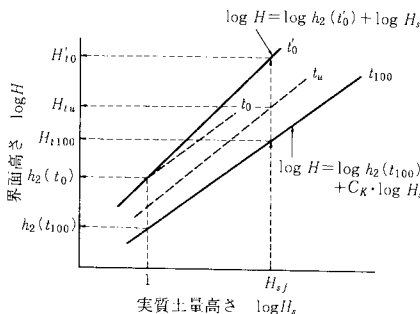


図-20 自重圧密領域の沈降時間～界面高さ

いる。

初期泥水高さ H_0 と界面高さ H は概念図で図-18 のようになり、圧密度が0のときには全層の含水比一定の条件から $C_k=1$ となる。

前述の実験結果で示したように、 t_0 のときには $C_k < 1$ となり、圧密は進行している。ここで仮定の自重圧密開始状態を決めるために、実質土量高さ H_s が非常に小さいときの t_0 までの自重圧密を無視して考える。たとえば、 $H_s=1$ cm の泥水を便宜的に微小なものとするれば、その t_0 までの時間は短く、有効応力も小さいので、そのときの自重圧密沈下量も実用上では無視できる。この結果、実験で求められる t_0 時の $\log H \sim \log H_0$ の関係において $H_s=1$ cm、 $H=h_2$ の点から引いた $C_k=1$ の直線が、仮定の自重圧密開始点の界面高さ H と実質土量高さ H_s の関係であり、この条件を圧密沈降時間の関係式に代入し、初期泥水高さ H_0 のときの初期体積比を f_0 として、

$$t'_0 = \left(\frac{h_1}{H'_{t0}}\right)^{\frac{1}{c_s}} = \left(\frac{h_1 \cdot f_0}{h_2 \cdot H_0}\right)^{\frac{1}{c_s}} \dots \dots \dots (15)$$

が得られ、仮定の自重圧密開始時間 t'_0 および界面高さ H'_{t0} が求まる。図-19 はその概念図である。

c) 自重圧密度と圧密時間

数本の高さが異なる泥水の沈降実験を埋立施工条件から決められた含水比(初期含水比 w_0 %)で行い、得られた沈降曲線から、仮定の自重圧密開始時間 t'_0 と自重圧密終了時間 t_{100} に対する2本の $\log H \sim \log H_s$ 直線を描く。また、浚渫土の土粒子比重 G_s 、海水の比重 G_w 、埋立地に投入される全泥水高さ H_0 を与条件とすれば、そのときの実質土量高さは $H_{sj} = H_0 / [1 + (G_s/G_w) \cdot (w_0/100)] = H_0 / f_0$ で与えられる。この H_{sj} に相当する t'_0 、 t_{100} 時の界面高さ H'_{t0} 、 H_{t100} は、図-20 に示すように図または実験から求めた式を用いて計算される。

任意の時間 t_u における界面高さを H_{tu} とすれば、自重圧密度 U_s は、

$$U_s = \frac{H'_{t0} - H_{tu}}{H'_{t0} - H_{t100}} \times 100 \quad (\%) \dots \dots \dots (16)$$

となる。また、自重圧密沈下量は $H'_{t0} - H_{t100}$ で与えられる。なお、実際の自重圧密沈下は H_{t100} をこえてクリープ沈下を起こすが、その量は小さく土によって特性が異なる。クリープ沈下量は別途に行う圧密試験で求められる $\log H \sim \log H_s$ の関係でも検討されるが、その沈下量は長年月の沈下を対象とする場合に必要となるものであり、ここでは取り扱わない。

自重圧密による沈下時間は、式(7)で与えられる各圧密沈降曲線において c_s は一定として与えられ、 h_1 は H_s に一次比例する関係から、 H_{sj} に対する h_1 を求めることにより、与条件に対する圧密沈降曲線が得られる。

そのときの自重圧密終了時間は式(16)で与えられる。

$$t_{100} = \left(\frac{h_1}{H_{t_{100}}} \right)^{\frac{1}{c_s}} \dots\dots\dots(17)$$

したがって、沈降時間は式(15)の t_0 と式(16)の t_{100} の範囲で与えられる。

d) 任意の自重圧密度における体積比～深度分布

t_0, t_{100} 時で $\log H \sim \log H_s$ の関係が直線であるので、自重圧密度 U_s の時間 t_u に対する $\log H \sim \log H_s$ の線は $t_0 \sim t_{100}$ に対するもの間にあり、直線でなければならない。すなわち、

$$U_s = \frac{H'_{t_0} - H_{t_u}}{H'_{t_0} - H_{t_{100}}} = \frac{h_2(t_0) - h_2(t_u)}{h_2(t_0) - h_2(t_{100})} \dots\dots\dots(17')$$

の関係にあり、図-20に示すように t_u 時に対しても式(9)の関係が成り立つ。したがって、任意の界面高さにおける微小層厚 ΔH 、その実質土量高さ ΔH_s とすれば、その位置の体積比 f は $f = \Delta H / \Delta H_s$ であり、また、 H と H_s の関係は $H = h_2 \cdot H_s^{c_k}$ で与えられるので、この式を微分して f と H_s の関係が求まる。

$$H_s = \left(\frac{H}{h_2} \right)^{\frac{1}{c_k}} \dots\dots\dots(18)$$

$$f = h_2 \cdot C_k \cdot H_s^{c_k - 1} \dots\dots\dots(19)$$

ここに、ある自重圧密度 U_s に対して $C_k = C_k(t_u)$ 、 $h_2 = h_2(t_u)$ の定数で与えられ、 H_s は初期条件で決まる固定値である。 H を 0 から界面高さ H_{t_u} の任意の値をとり、各深度の体積比 f_{t_u} が計算される。

体積比 f の深度分布が求まれば、そのときの間隙比、含水比、密度に対する深度分布も求まったことになる。実際の現場では含水比の深度分布を測定し、密度測定は難しいので含水比・土粒子比重・間隙水比重から計算される。したがって、現場での利用を考え、含水比の深度分布の式を求めると次のようになる。計算は深度 $z = H$ に対する H_s を式(18)から求め、その H_s に対する含水比 w を求める。その関係式は次のとおりである。

$$w = \frac{\rho_f}{\rho_s} \left(h_2 \cdot C_k \cdot \frac{1}{H_s^{1-c_k}} - 1 \right) \dots\dots\dots(20)$$

(4) 連続投入される泥水の沈降特性

実際の埋立工事では、泥水が連続的に投入されるので、堆積する土の界面上昇は泥水の層厚増加と沈降自重圧密による体積減少の結果として現われる。投入泥水による界面上昇と投入速度の関係は、シリンダー内に泥水を段階的に投入する実験から求められる。投入間隔を変えても平均投入速度が同じであれば界面上昇が同じである。したがって、段階的に泥水を投入しても連続投入と同じ結果とみなされる¹⁰⁾。

泥水の投入速度と界面上昇の関係を求めるために行った実験例を図-21に示す。実験方法は泥水投入高さ $H_0 = 50, 100$ cm となるように、投入速度 $v_r = \infty$ (単層沈

降)、5, 10, 25, 50 cm/d にて段階投入した。なお、図中の界面上昇線は、泥水投入後 24 時間の界面高さでプロットしてある。

段階(連続)投入される泥水の界面上昇とその後の沈下について次のような特徴がある。

① 界面上昇の線は各投入速度に対して直線となる。この界面の上限を与える線は全泥水高さが決まっておれば投入速度によって決まる。すなわち、この関係から埋立地に入れられる大略の泥面高さが求められる。また図-22の投入速度 v_r と界面上昇速度 v_i の関係からも泥面の高さを予測できる。

② 段階投入後の沈降曲線は、短時間の沈降後、 $\log H \sim \log t$ で直線となる圧密沈降曲線を描き、その傾度 c_s は投入速度が遅いほど大きくなる。この直線性は埋立終了後の地盤の沈下予測に利用できる。

(5) 現場調査例と実験値の比較

a) 埋立地泥面の上昇速度

博多湾箱崎ふ頭地区埋立工事⁴⁾の例について述べる。この工事は限られた埋立地体積の中に、できるだけ多量の浚渫土を処分することを目的としており、埋立工事の後半では界面の沈降を待ちながら浚渫土投入を行う複雑な条件となっている。したがって、界面上昇と投入量の関係は工事前半の連続的に泥水を投入した期間を対象とした。工事における投入速度の実績は 9.1 cm/d ~ 57 cm/d の範囲にあり、その投入速度に対応した実験を行った。図-23は投入泥水量の実績と埋立全面積から

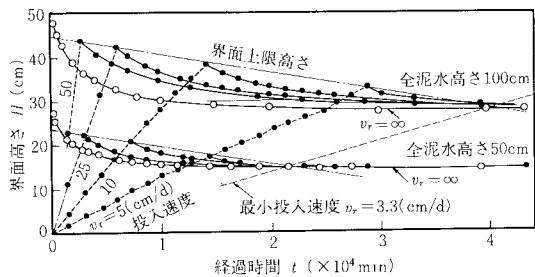


図-21 投入速度 v_r ~ 界面高さ H

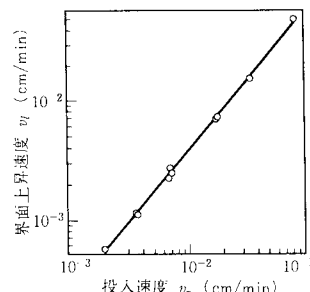


図-22 投入速度 v_r ~ 界面上昇速度 v_i

毎日の投入泥水高さ（投入速度 cm/d）を求め、現場の投入速度を実験値に適用した泥面上昇と現場での泥面測定値を比較している。投入される泥水は埋立地全域に一樣な厚さで堆積しないため、埋立地と埋立沈殿地の泥面高が同等になる時点に至ってから、実験による計算値と現場測定値が一致している。

b) 埋立地盤の沈下

埋立層厚は泥水投入による界面高さの上昇とその沈下の組合せから決まる。ここでは、埋立完了後の堆積した実質土量高さ H_{sf} とその位置の沈下を、実験から求めた $\log H \sim \log H_s$ の関係と対比させ、横須賀埋立地を例に検討手法の検証を行う。

埋立終了後に埋立地から採取した試料を用い、沈降実験によって $\log H \sim \log H_s$ の関係を求め、また埋立地盤の調査で得られた埋立層厚 H と実質土量高さ H_{sf} (= 1.85 m) を図-24 に示す。

沈降時間や泥水投入速度に関係なく $\log H \sim \log H_s$ の関係および圧密沈降曲線 $\log H \sim \log t$ は直線で近似される。したがって、図-25 の現場圧密沈降曲線を描く

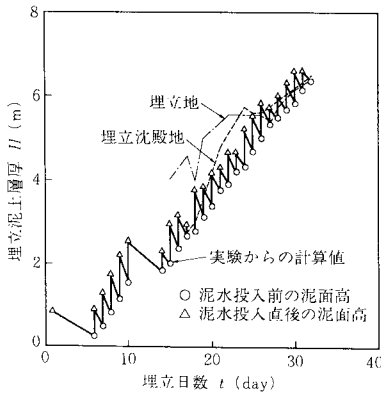


図-23 埋立泥土面上昇

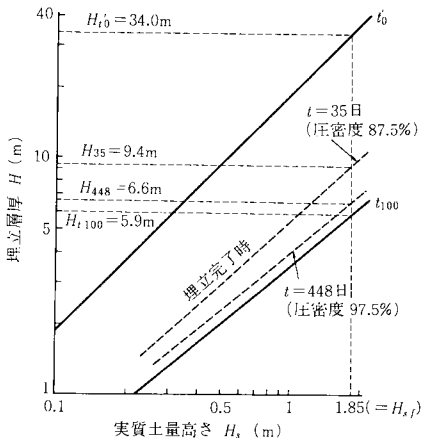


図-24 埋立層厚 $H \sim$ 実質土量高さ H_s

ことができる。この現場では埋立開始後 448 日での埋立層厚 $H_{448} = 6.6$ m であり、埋立完了後の圧密沈降曲線は $\log H = -0.135 \log t + \log 15.1$ (H : m, t : d) で表わされ、 $t_{100} = 1055$ d, 残留沈下 0.7 m となる。ただし、実際には、 t_{100} 以降もクリープ状の非常にゆっくりした沈下を生ずる。

5. 埋立地盤の圧密特性

(1) 泥水状粘土の圧密試験

泥水状粘土で埋め立てられる地盤の初期における沈下は、前章で述べた沈降実験から求めることができ、自重圧密過程にある地盤の含水比・間隙比などの深度分布が予測される。これを初期条件とし圧密理論を適用することにより、沈下計算または地盤改良の設計がなされる。

圧密計算にはその地盤の圧密定数が必要となるが、液状に近い粘土で、しかも有効応力が高々 0.3 kgf/cm^2 程度の土に対して、現行の圧密試験法では試験できない。このような低応力レベルでの圧密定数を求めるため、定率ひずみ圧密試験¹¹⁾、自重圧密による方法（沈降実験¹²⁾、浸透圧密試験¹³⁾が適用されている。すなわち、乱さない試料を採取できない埋立地の超軟弱粘土を対象とする場合や浚渫地盤の土を用いて埋立地に堆積する泥土の圧密特性を予測するためには、採取した土を泥水となし沈降堆積した試料について試験される。また、試験結果の利用法として圧密諸定数を求めるほかに、初期泥水高さの高い沈降実験において、数か月を要する自重圧密終了点の確認を浸透圧密試験などで求まる $e \sim p$ 関係を併用することにより、短期間で必要な沈降データを得ることができる。

(2) 浸透圧密試験と標準圧密試験の比較

a) 浸透載荷水圧を変えた例

実験に使用した塩釜粘土は、砂分が少なく I_p の大きい分離しない試料である ($w_L = 119\%$, $w_p = 34\%$)。図-26, 27 に示すように、載荷する水圧に関係なく、圧密諸定数は同等な結果となる。また、標準圧密試験結果に対しても両試験法の重複する応力範囲において等しく、かつ、連続性がある。このことから、浸透圧密試験結果は十分な正当性をもち有効に利用できる。

b) 埋立地盤の一般的な圧密特性

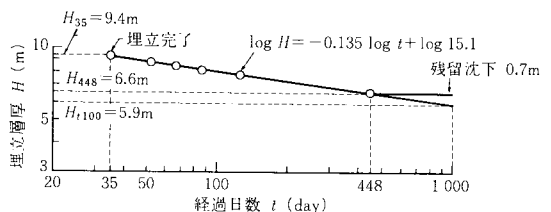


図-25 現場圧密沈降曲線（横須賀埋立地）

各種粘土の浸透圧密試験結果を比較した特徴は次のとおりである¹³⁾。

① 低応力レベルでの $e \sim \log p$ 関係は直線とならない。すなわち、圧密圧力 p が小さくなるほど間隙比 e の増加は大きく、圧縮指数 C_c は大きくなる。

② 低応力レベルにある沈降堆積した泥水状粘土では、体積圧縮係数 m_v と圧密圧力 p との間に $m_v = 0.15/p$ の関係がある。

③ 低応力レベルでの圧密係数 C_v は圧密圧力 p が小さいほど低減する傾向にある。また、 C_v と塑性指数 I_p の関係は、 $I_p \leq 60$ のときに I_p が小さいほど C_v は大きくなり、 $I_p > 60$ では I_p と C_v は無関係になる。

6. 埋立細粒土の強度特性

(1) 室内実験による沈降堆積粘土の強度特性

a) 試験方法

沈降実験と同じ要領で、塩水による含水比調整を行い、その泥水をアクリル製シリンダーに入れ沈降させる。測定項目は、沈降界面の経時変化と各自重圧密状態におけ

る堆積土の強度および含水比の深度分布である。

試験に供した試料および試験仕様を表一に示す。

沈降堆積粘土は成形できない非常に軟らかい土であり、また、実験では堆積試料高さが低く深度方向の強度変化率も大きいので、高さの低い $H=2\text{ cm}$ 、 $D=2\text{ cm}$ のベーンを標準にした。

b) 試験結果

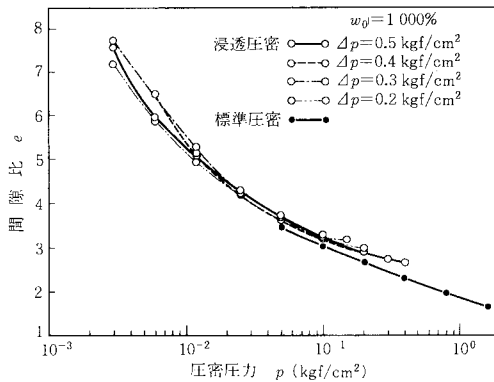
横須賀粘土の試験結果を例として示す。

図一28はベーンせん断強さと含水比の深度分布を示すが、下層部において含水比が急激に低下している。この部分では、沈降時間が10日の含水比と197日の含水比を比較しても同等であり、沈降時の粒度分離した堆積層である。逆に、表層付近では粗粒子が逸脱され、その影響が大きいと考えられる。したがって、時間経過に伴う強度増加の検討は、 $t=197$ 日の含水比分布から判断される深度方向に変化の少ない中央深度付近の範囲で行う。

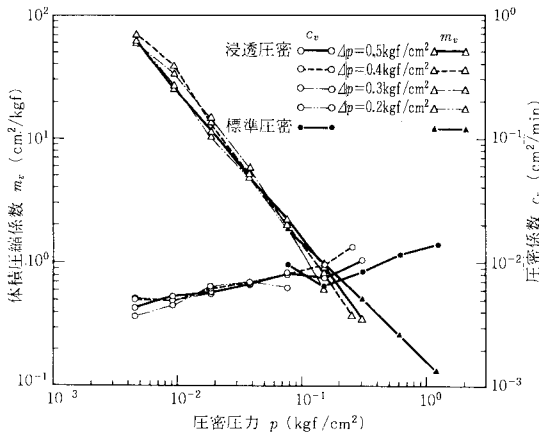
強度増加は自重圧密終了(t_{100})した後も進行しており、時間効果による強度増加の大きいことがわかる。

c) 自重圧密と時間効果による強度増加

圧密沈降過程においては、過剰間隙水圧 u が働いて



図一26 塩釜粘土の $e \sim p$

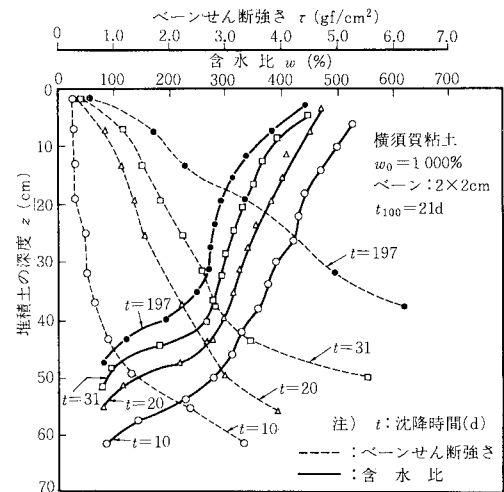


図一27 塩釜粘土の $p \sim C_v$ 、 m_v

表一 試料と実験条件

試料名	土粒子比重 G_s	塑性限界 I_p	調整含水比 w_0 (%)	容器径 D (cm)	初期泥水高 H_0 (cm)	強度測定時間 t (day)
横須賀粘土 (埋立地)	2.581	72.8	1 000	12 19*	200	10, 20, 31, 197*
			500	19	100	10, 20, 45
川之右粘土	2.818	22.9	1 000	12* 19	300	5* 10, 22, 46
				12 19*	200	5, 20, 108*
塩釜粘土	2.599	84.9	1 000	12 19*	200	10, 22, 29, 90*
東京粘土	2.665	61.0	1 000	19	200	5, 10, 45, 86
別府粘土 (埋立地)	2.566	74.9	1 800	33	250	11, 22, 41, 68

*印は容器径と強度測定時の試料に対応



図一28 ベーンせん断強さ τ 、含水比 $w \sim$ 深度 z

いるので土被り重量よりも有効応力は小さい。したがって、土被り重量 $p = (\rho_s - \rho_w) \cdot H_s$ に対する強度比も小さくなる。

いま、荷重に対する強度比 $\tau/(p-u)$ を、自重圧密度 $U_s = 100\%$ のとき過剰間隙水圧 u が 0 になるものとし、そのときの層厚 $H_{t_{100}}$ を基準に考える。圧密度の指標に $H_{t_{100}}/H$ を用い、それに対応するせん断強さを求めれば、それが自重圧密状態に関係する土の強さとみることができる。

ところで、土のせん断強さは、実験結果で示したように、同じ含水比であっても自重圧密度 $U_s > 100\%$ で増加している¹⁴⁾。このような時間効果は、圧密時間の長い場合、たとえば層厚が大、塑性指数 I_p が高いなどの条件を考慮すると自重圧密過程にも含まれていると考えるべきであろう。

したがって、圧密時間についても自重圧密度 $U_s = 100\%$ となる時間 t_{100} を基準にすれば、せん断強さ τ は t/t_{100} に関係する。

以上の観点から、自重圧密と時間効果を加味した指標（自重圧密の時間係数）を $(H_{t_{100}}/H) \cdot (t/t_{100}) = T_u$ とし、土被り重量に対する強度比 τ/p との関係を検討する。 t_{100} 、 $H_{t_{100}}$ のとき $T_u = 1$ となり $U_s = 100\%$ に対応している。また、 $T_u > 1$ では、 $H_{t_{100}}$ 以降の層厚 H の減少は少ないので、そのときの強度比の増加は時間効果によるものとみなせる。

図-29 は、各粘土の沈降試料で、実質土量高さ H_s の中心深度におけるせん断強さを示した τ/p と T_u の関係を示している。すなわち、沈下過程で同じ H_s の深度における土性は同等であり、沈降時の粒度分離があつて

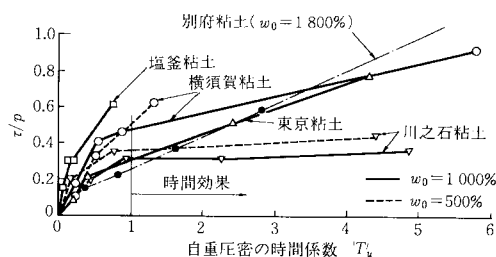


図-29 自重圧密・時間効果による強度増加

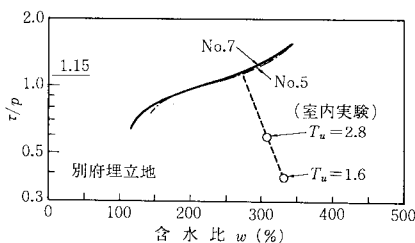


図-30 含水比 w ~ 強度増加比 τ/p

も、堆積土の実質土量高さで、1/2 の深度の土は全試料の平均的な土性を示すものとみなした。

この結果から、塑性指数の低い川之石粘土は、自重圧過程で強度が増加し、 $T_u = 1$ で τ/p の増加はほぼ止まり、 $T_u > 1$ の領域における時間効果は微小である。

また、塑性指数の高い土は、 $T_u = 1$ までに τ/p の増加する量も大きく、その後の時間効果による強度増加は、自重圧密領域に比べると増加率は低下するものの、長期間にわたって増加し、実験期間内では増加過程にある。

別府埋立地の調査結果と室内実験結果を対比すると、図-30 のように、この現場では、自重圧密が終了して時間効果による強度増加が十分に発現している。強度増加比 τ/p は含水比の大きい浅い深度ほど大きくなっている。また、室内実験データの強度増加比の伸びから、埋立地の $\tau/p = 1.15$ は $T_u = 5.9$ に相当している。また、埋立地表層部のような低応力下にある細粒土の強度増加率は、一般に知られている粘土の強度増加率 0.2~0.4 よりもかなり大きい。

7. あとがき

ポンプ式浚渫船を使用した海底粘土の浚渫埋立に関し、土質工学上の問題を実験により解決する方法について全般的に述べた。多岐にわたる内容を包含しており、個々の問題については実験結果を十分に解釈できない点も残されている。しかしながら、実用的には、浚渫すべき海底土を用いて工実施の条件にあわせた試料調製と実験手法を適用することによって、埋立計画に役立てることができる。

なお、本研究テーマは五洋建設技術研究所のテーマとして 1976 年から続けられているものであり、今井五郎氏（現・横浜国大）、鶴谷和夫氏、大木晴美氏をはじめ、土質基礎研究室および調査試験課の方々のご努力によるものである。また、原論文をまとめるにあたっては九州大学 山内豊聡教授（現・九州産業大学）のご懇切なるご指導を賜った。ここに深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 今井五郎・鶴谷和夫・矢野弘一郎：A Treatment of salinity in water content determination of very soft clays, 土質工学会論文報告集, 第 19 巻, 第 3 号, pp. 84~89, 1979.
- 2) 矢野弘一郎・徳永 豊・大木晴美：塩水飽和粘土の粒度分析について, 第 20 回土質工学研究発表会講演集, pp. 155~156, 1985.
- 3) 矢野弘一郎・鶴谷和夫・鈴木洋平：塩水飽和粘土のコンシステンシー限界について, 第 20 回土質工学研究発表会講演集, pp. 157~158.
- 4) 山内豊聡・上浜暉男・石橋偵造・矢野弘一郎：博多湾浚渫土の土質諸特性, 土と基礎, Vol. 31, No. 6, pp. 37

- ～44, 1983.
- 5) 土木学会編：水理公式集（昭和46年度改訂版），pp.411～413, 1971.
 - 6) 矢野弘一郎・鶴谷和夫・山内豊聡：浚渫泥土の分離堆積，土と基礎，Vol.32, No.5, pp.23～28, 1984.
 - 7) Been, K. and Sills, G. C. : Self-weight consolidation of soft soils; an experimental and theoretical study, *Geotechnique* 31, No.4, pp.37～44, 1983.
 - 8) たとえば，土質工学会編，土質工学ハンドブック，p.41, 1982.
 - 9) 梅原靖文・善 功企：超軟弱有害底質土の圧密・沈降特性について，港灣技術要報，No.87, pp.162～163, 1982.
 - 10) 矢野弘一郎・今井五郎・鶴谷和夫：埋立シルトの容積変化に関する研究，五洋建設技術研究所年報，pp.65～68, 昭和53年度版.
 - 11) 梅原靖文・善 功企：Constant rate of strain consolidation for very soft clayey soils, 土質工学会論文報告集，第20巻，第2号，pp.33～65, 1980.
 - 12) 高田直俊・今井五郎・木山証明：圧密沈下を考える，4. 浚渫粘土の圧密沈下（その1），土と基礎，Vol.27, No.4, pp.101～108, 1979.
 - 13) 今井五郎・矢野弘一郎・青木 繁：Applicability of hydraulic consolidation test for very soft clayey soils, 土質工学会論文報告集，第24巻，第2号，pp.29～42, 1984.
 - 14) 矢野弘一郎ほか：自重圧密による海底浚渫粘土の強度，第18回土質工学研究発表会講演集，pp.431～432, 1983.

(1985.10.15・受付)