



Title	粗粒分を含む浚渫土埋立に関する基礎的研究
Author(s)	Lee, Min-Sun
Citation	大阪大学, 2015, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/53983
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

博士学位論文

粗粒分を含む浚渫土埋立に関する基礎的研究

李 玟 選
LEE MIN-SUN

2015年6月

大阪大学大学院工学研究科

目次

第1章 序論.....	1
1. 1 研究の背景と目的.....	2
1. 2 研究の内容と構成.....	2
第2章 分級堆積特性を考慮した自重圧密量の予測方法の提案.....	4
2. 1 はじめに.....	4
2. 2 沈降と自重圧密に関する既往の研究.....	6
2. 2. 1 沈降と自重圧密現象.....	6
2. 2. 2 沈降に関する既往の研究.....	7
2. 2. 3 自重圧密に関する既往の研究.....	9
2. 3 室内界面沈降・自重圧密試験における沈降特性及び自重圧密特性.....	15
2. 3. 1 はじめに.....	15
2. 3. 2 界面沈降・自重圧密特性に及ぼす浚渫土の初期含水比と投入高さの影響	15
(a) 物理特性.....	15
(b) 試験方法.....	16
(c) 界面沈降・自重圧密特性に及ぼす試料の含水比の影響.....	17
(d) 沈降特性に及ぼす試料の投入高さの影響.....	22
(e) 実質土量高さと界面高さの関係.....	23
(f) 1次元堆積特性.....	25
2. 3. 3 界面沈降・自重圧密特性に及ぼす粒度分布の影響.....	26
(a) 物理特性.....	26
(b) 試験方法.....	27
(c) 界面沈降・自重圧密特性に及ぼす試料の含水比の影響.....	29
(d) 実質土量高さと界面高さの関係.....	33
2. 4 自重圧密量の推定方法の提案.....	44
2. 4. 1 はじめに.....	44
2. 4. 2 自重圧密量の推定方法.....	45
(a) 分級堆積と界面沈降の分離.....	45
(b) 沈降曲線の修正と再分析.....	45
(c) $h_2(t_0)$ を算定.....	48
(d) $h_2(t_{100})$ と C_k を算定.....	48
(e) 埋立地の自重圧密量計算.....	51

2. 4. 3	自重圧密度の試算	51
(a)	分級堆積と界面沈降の分離	52
(b)	沈降曲線の修正と再分析	52
(c)	$h_2(t_0)$ を算定	53
(d)	$h_2(t_{100})$ と C_k を算定	54
(e)	埋立地の自重圧密度計算	55
2. 5	結論	59
第3章	浚渫土の堆積特性とそのモデル化	63
3. 1	はじめに	63
3. 2	堆積模型実験	65
3. 2. 1	物理特性	65
3. 2. 2	実験装置と計測装置	65
3. 2. 3	実験方法	67
3. 3	堆積模型実験結果	68
3. 3. 1	界面高さと時間の関係	68
3. 3. 2	堆積特性	69
3. 3. 3	堆積層の含水比分布	72
3. 3. 4	堆積層の 75 ミクロふるい通過量の割合の分布	81
3. 3. 5	ベーンセン断強度の特性	91
3. 3. 6	土被り圧と間隙水圧の経時変化	96
3. 4	土量管理と吐出口管理の考え方の提案	97
3. 4. 1	はじめに	97
3. 4. 2	吐出口の付近の埋立状況	98
3. 4. 3	吐出口管理の方法の提案	99
(a)	投入量に対する堆積比の算定	99
(b)	堆積量に対する粗粒土の量の比の算定	99
(c)	基準粗粒土堆積量の算定	99
(d)	粗粒土の堆積領域の重複の判定	101
(e)	粗粒土の堆積領域が重複しない場合における吐出口の移動距離と投入量算定	101
(f)	粗粒土の堆積領域が重複する場合における吐出口の移動距離と投入量算定	102
3. 4. 4	吐出口管理の方法における試算	104
(a)	投入量に対する堆積比の算定	104
(b)	堆積量に対する粗粒土の量の比の算定	105

(c) 基準粗粒土堆積量の算定.....	105
(d) 粗粒土の堆積領域の重複の判定.....	106
(e) 粗粒土の堆積領域が重複しない場合における吐出口の移動距離と投入量算定	106
(g) 粗粒土の堆積領域が重複する場合における吐出口の移動距離と投入量算定	106
3.5 結論.....	108
第4章 浚渫土中に含まれる粗粒分のサンドマット材としての適用性.....	111
4.1 はじめに.....	111
4.2 模型実験に基づく粗粒分のサンドマット材としての適用性.....	114
4.2.1 試験試料.....	114
(a) 物理特性.....	114
(b) 透水係数.....	115
4.2.2 実験装置と計測装置.....	116
(a) 実験装置.....	116
(b) 計測装置.....	117
4.2.3 実験方法.....	117
4.2.4 下部粘土層の特性.....	119
4.2.5 試験結果および考察.....	120
(a) 粘土層の沈下特性.....	120
(b) サンドマット内の間隙水圧.....	121
(c) 粘土層の間隙水圧.....	123
(d) 通水実験によるサンドマットの透水係数.....	124
4.3 サンドマット内の水頭分布とその特性.....	125
4.3.1 サンドマット内の水頭評価のための簡易計算式.....	125
(a) 簡易計算式の提案.....	126
4.3.2 簡易計算式の適用性の考察.....	127
4.3.3 サンドマットにおける水頭の特性.....	129
(a) サンドマットの透水性の影響.....	129
(b) サンドマットの厚さの影響.....	130
(c) サンドマットの排水距離の影響.....	131
(d) 圧密速度の影響.....	132
4.4 結論.....	133

第5章 プレローディング工法の残留圧力による再圧密挙動	135
5.1 はじめに	135
5.2 プレローディング工法	138
5.2.1 プレローディング工法の概要	138
5.2.2 プレローディング工法の適用後、残留沈下が生じた事例	139
5.3 プレローディング工法における残留圧力による再圧密	140
5.3.1 残留圧力による再圧密特性	140
5.3.2 再圧密特性を表現する指標	141
5.4 実験試料の特性および試料製作	142
5.4.1 実験試料の物理特性	142
5.4.2 試料製作	143
5.5 定ひずみ速度圧密試験におけるひずみ速度	144
5.5.1 載荷過程におけるひずみ速度の決定	144
5.5.2 除荷過程におけるひずみ速度の決定	145
5.6 実験装置および実験方法	146
5.6.1 実験装置	146
5.6.2 段階載荷による圧密・膨潤試験の方法	147
5.6.3 定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験の方法	148
5.7 試験結果および考察	149
5.7.1 圧密特性	149
5.7.2 載荷—除荷—残留圧力の特性	151
5.7.3 現場計測結果と比較	155
5.7.4 再圧密特性	156
5.7.5 再圧密におけるひずみ速度	158
5.8 結論	160
第6章 結論	163
関連発表論文	167

1. 序論

1. 1 研究の背景と目的

世界的に国土が狭く海に取り囲まれた国々では、海面の埋立により新しい土地を造成しようとする要求は従来より絶えない。特に発展途上国では、産業経済の発展にともない、海面の埋立により臨海工業団地としての土地造成が盛んに行われている。また、海上空港や沖合人工島建設の要望が高まり、大水深地点での大規模埋立地造成が進められるすう勢にある。

埋立造成は、軟弱な沖積土が堆積している場所で行われる場合が多い。このような場所では、経済的な面から埋立地周辺の沖積土を浚渫して埋立材料とする場合が多い。ところで、韓国の南海岸や日本および東南アジアの浚渫土の場合は、高塑性粘土(CH)や低塑性粘土(CL)である(Lee ら, 1994)。韓国の西海岸や中東アジアの浚渫土の場合は、シルト(ML)や細粒分まじり砂(SF)などである(Lee ら, 2011, Mostafa, 2011)。このように地域によって浚渫土の特性は大きく異なる。

浚渫土によって埋立てられた地盤では、様々な地盤工学的問題が起こりえる。例えば、粗粒分が含まれる浚渫土によって埋立する場合、沈降する間に粗粒分と細粒分は分離する。そのため、造成地盤は非均質になる。また、浚渫土をポンプ圧送によって埋立地に投入する場合、鉛直方向だけでなく水平方向にも不均質な地盤が形成される。このような埋立地盤では、局所的な不等沈下や支持力不足が容易に予想される。

また、埋立造成後の浚渫埋立地盤は自重圧密が終わっても非常に軟弱である。そのため、地盤改良が必須である。プレロード工法は、時間は要するが安価な方法であるため地盤改良のために用いられることが多い。プレロード工法を適用する際の課題はいくつか挙げられるが、プレロード除荷後の残留沈下は最も重要なものの一つである。プレロード除荷後、応力履歴の点から土は過圧密状態になると考えられるため、通常概念では二次圧密のような時間に依存する圧縮は生じないとされる。しかしながら、多くの現場計測や室内実験では、除荷後にも顕著な圧縮ひずみが生じる。

ところで、浚渫土に含まれる粗粒分は、それだけを取り出すことができれば、圧縮性が低く、透水性が高い。このため、サンドマットの材料のような良質な建設材料として活用できる可能性がある。

以上のような点から、本研究では、特に粗粒分を含む非塑性浚渫土による埋立に関わる代表的な地盤工学的諸課題を取り上げ、それらを解明する。

1. 2 研究の内容と構成

本論文は総 6 章で構成されている。本論文の内容を各章ごとに要約すると次のとおりである。

第 1 章では、本論文の背景と目的を述べるとともに、本論文の内容と構成を説明する。

第 2 章では、非塑性浚渫土による埋立造成地盤の自重圧密沈下量の計算方法を提案する。まず、非塑性浚渫土の沈降・自重圧密挙動を一連の沈降・自重圧密試験を通じて明らかにする。次に、沈降・自重圧密特性に及ぼす初期含水比、投入高さ、浚渫土の粒度分布の影響を明らかにする。次に、明らかにされた沈降・自重圧密特性に基づき、自重圧密量を求める方法を提案する。

第 3 章では、ポンプ圧送によって埋立てられた地盤の特徴を解明する。粒度分布の異なる二種類の浚渫土を使ってポンプ圧送による埋立の模擬実験を行う。そして、形成された模型地盤の土質特性から浚渫土の堆積特性を明らかにする。さらに、得られた知見に基づき、浚渫土の吐出口の位置の合理的な管理方法を提案する。

第 4 章では、浚渫土中に含まれる粗粒分のサンドマットとしての適用性について、模型実験に基づき検証する。そして、サンドマット内の水頭分布を簡易的に評価する計算式を提案し、計算式の妥当性を模型実験結果との比較を通じて検証する。また、サンドマット内の水頭に及ぼす様々な要因の影響について、パラメトリックスタディーを通じて明らかにする。

第 5 章では、非塑性浚渫土の過圧密領域における二次圧密特性を実験的に解明する。本研究にあたり、できるだけプレロード工法の応力履歴を再現することと試験時間を短縮するため、定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験を提案する。次に、提案した試験を通じて、圧密・膨潤試験を行い、膨潤時における二次圧密挙動を解明する。併せて、段階载荷による圧密・膨潤試験を行い、二次圧密挙動に及ぼす試験方法の違いについて考察する。

第 6 章は総括であり、各章ごとに得られた成果を要約して全体の結論とする。

本論文の内容と構成を示すと図 1-1 のようになる。

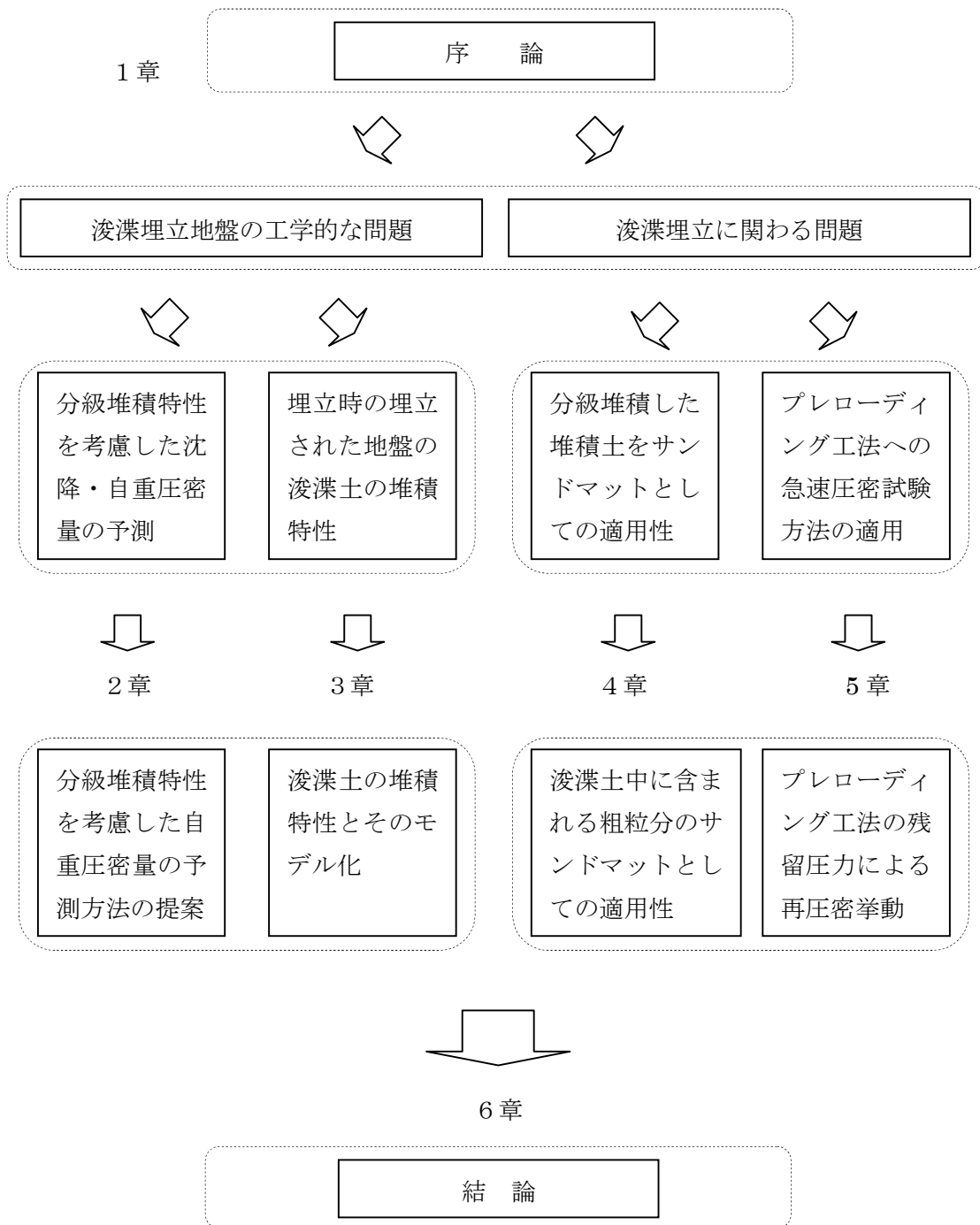


図 1－1 論文の内容と構成

2. 分級堆積特性を考慮した自重圧密量の予測方法の提案

2. 1 はじめに

近年、東南アジアおよび中東アジアを中心に産業の発達と人口の増加に伴い、国土開発を目的として浚渫埋立が活発に行われている(Chu ら, 2009)。浚渫埋立は、限られた国土の効率的な活用と不足している用地の拡充を目的に行われる(Arulrajah ら, 2004)。埋立造成に最も適した材料は、透水性がよく、圧縮性が小さい碎石や山土、砂などである。しかし、それらは大量調達が難しく、その価格も上昇している。また、材料の調達にあたっては、自然破壊と生態系破壊などの環境問題が懸念される。以上の理由から確保が容易な浚渫土が埋立材料として使用されることが多い(吉田ら, 2008)。浚渫土を利用する埋立工事において最も重要なことは、埋立地を造成するための浚渫土の量を計算することと造成した埋立地の残留沈下量を予測することである。特に、造成した埋立地の残留沈下量を予測するためには、浚渫土の沈降・自重圧密試験を実施し、その特性を把握しなければならない(Imai, 1979, Imai, 1984, 三笠, 1963)。矢野(1985)は東京湾の CH の浚渫土を用いて沈降・自重圧密試験を実施し、自重圧密量を予測する方法を提案した。

ところで、韓国の南海岸や日本および東南アジアの浚渫土の場合は、CH や CL である(Lee ら, 1994)。韓国の西海岸や中東アジアの浚渫土の場合は、ML や SF などである(Lee ら, 2011, Mostafa, 2011)。このように地域によって浚渫土の特性は大きく異なる。そのため、浚渫土の沈降・自重圧密特性も地域によって大きく異なると考えられる。したがって、東京湾の CH の浚渫土を対象とした矢野の方法は全ての地域で適用できない。そのため、様々な浚渫土に対応する自重圧密量の予測方法が必要である。

本研究は浚渫土の沈降・自重圧密特性に及ぼす粒度分布の影響を明らかにする。さらに、浚渫土の特性に対応する自重圧密量の予測方法を提案することを目的としている。この章の構成は、次のとおりである。

2. 1 では本章の背景と目的を述べるとともに、本章の内容と構成を説明する。

2. 2 では沈降、自重圧密に対する既往の研究を通じて、沈降・自重圧密について説明する。さらにそれらの理論的取り扱いについて説明する。

2. 3 では沈降・自重圧密試験において用いた試験試料の物理的特性や実験方法を説明する。さらに沈降・自重圧密量に及ぼす粒度分布の影響を明らかにする。

2. 4 では粗粒分が含まれる浚渫土の自重圧密開始時の界面高さで自重圧密終了時の界面高さの求める方法を提案し、自重圧密量を求める方法を提案する。

2. 5 は総括であり、本章における結論を取りまとめている。

図 2-1 は 2 章の内容と構成を示している。

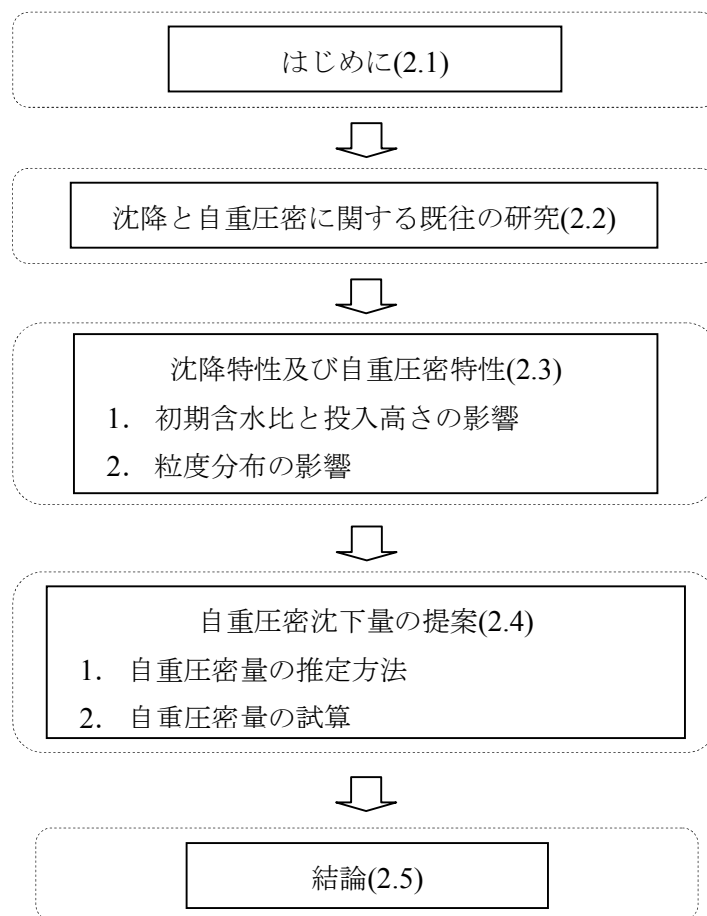


図 2－1 2 章の内容と構成

2. 2 沈降と自重圧密に関する既往の研究

2. 2. 1 沈降と自重圧密現象

一般的に、水に土粒子が混ざっていて、混入している土粒子が浮力を受け、浮遊している状態にある液体は懸濁液として定義される。この時、懸濁液に含まれる土粒子は浮遊しているので、土粒子間に有効応力は働いていない。図2-2は海水による懸濁液中の懸濁物質の沈降様式を示している(Imai, 1980)。図に表示した沈降様式のうち、Ⅰの領域では土粒子が分散状態のまま、大きい土粒子から先に自由沈降していく。すなわち、この過程は、土粒子間の相互干渉のない沈降であることから単粒子の自由沈降過程と呼ばれる。この単粒子の自由沈降については Stokes 以来古くから研究されている。Ⅱの領域は凝集性の自由沈降過程と呼ばれる。この領域では、塩分の作用によって土粒子が沈降途中で凝集し、団塊が形成される。そして、大きい団塊から先に自由沈降していく。小さい団塊は徐々に沈降するので、明瞭な界面は形成されない。Ⅲの領域は界面沈降過程と呼ばれる。この領域では各々の団塊がさらに凝集することにより、土粒子の存在密度が高まる。その結果、沈降する粒子群と残った上澄み液との間に明確な境界面が形成される。その境界面が界面と呼ばれる。Ⅳの領域は圧密沈降過程と呼ばれ、自重圧密が生じる。この領域では懸濁液が消滅する。すなわち、土塊が形成され、その上面と界面が一致する。界面は土塊の自重圧密によって沈降する。

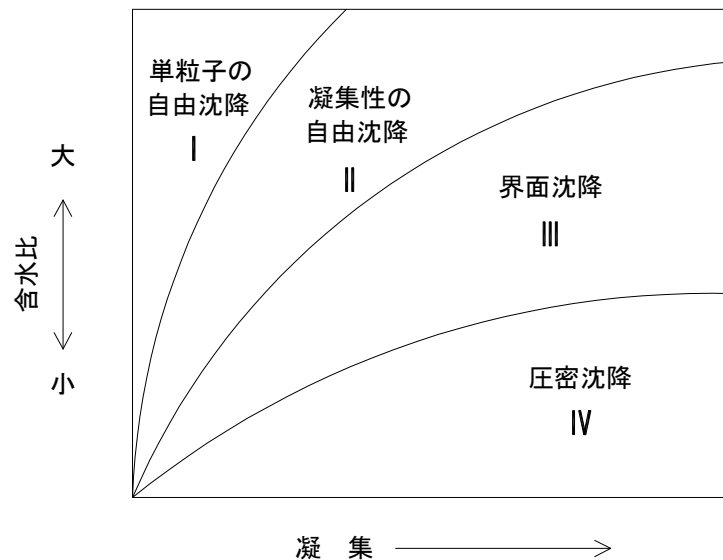
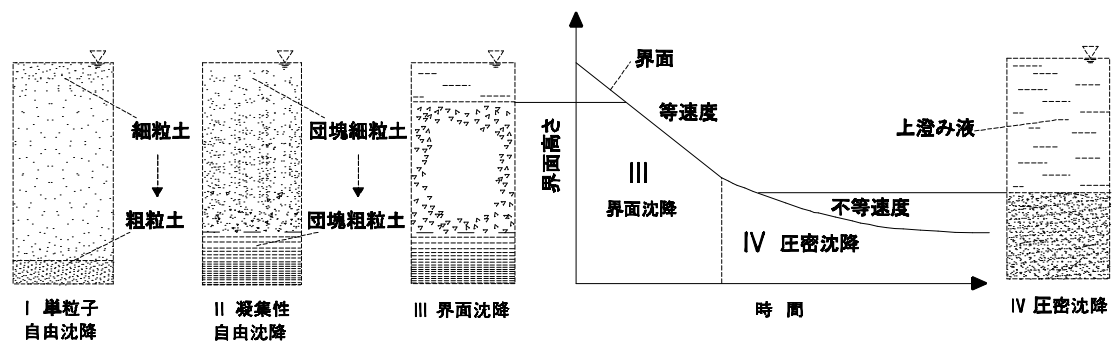


図2-2 懸濁物質の沈降様式(Imai, 1980)



(a) 懸濁物質の沈降特性の一般的な分類

(b) 沈降曲線

図 2-3 懸濁物質の沈降特性の一般的な分類と沈降曲線

図 2-3 は懸濁物質の沈降特性の一般的な分類と沈降曲線を示している。I の単粒子の自由沈降過程と II の凝集性の自由沈降過程との相異は、塩分濃度の大小による凝集性の程度と含水比の大小による相互作用の強弱の 2 要因によって支配されることが知られている(高田ら, 1979 A,B)。次に III の界面沈降過程と IV の圧密沈降過程では、沈降する粒子群と上澄み液の間の境界である界面が明瞭に表れるため、両過程における粒子群の沈降挙動を容易に測定できる。界面沈降過程と圧密沈降過程における界面の時間的变化を追跡すれば、図 2-3 (b) のような界面の位置変化を表す沈降曲線が得られる。III の領域では沈降曲線はほぼ直線であることから、界面は等速で沈降する。但し、懸濁物質の濃度が高い場合はこの界面沈降過程が認められないことが知られている(高田ら, 1979 A,B)。一方、その後の IV の圧密沈降過程においては、沈降曲線は下に凸の形成をなしている。すなわち、このことは、沈降速度が徐々に低下していることを示している。したがって、沈降速度が一定でなくなる点が III の界面沈降過程と IV の圧密沈降過程の境界として定義される。IV の圧密沈降過程では、最終的に自重圧密が終了することによって圧密沈降過程が終了する。ただし、それに至るまでには非常に長い時間を要する。

2. 2. 2 沈降に関する既往の研究

Kynch(1952)は界面沈降に関する理論を展開した。そして、この理論に基づく沈降解析手法は現在広く利用されている。Kynch は懸濁物質の形状と大きさは全て一定であると仮定し、その濃度を単位体積当たりの粒子数で表現した。次に、粒子群の沈降速度は懸濁液の内の局所的な濃度だけによって決定されると仮定した。懸濁液の中の土粒子が下部に沈殿すると粒子数は一定となる。そして、沈殿した土粒子によって構成される土塊は決して圧密されないと仮定した。

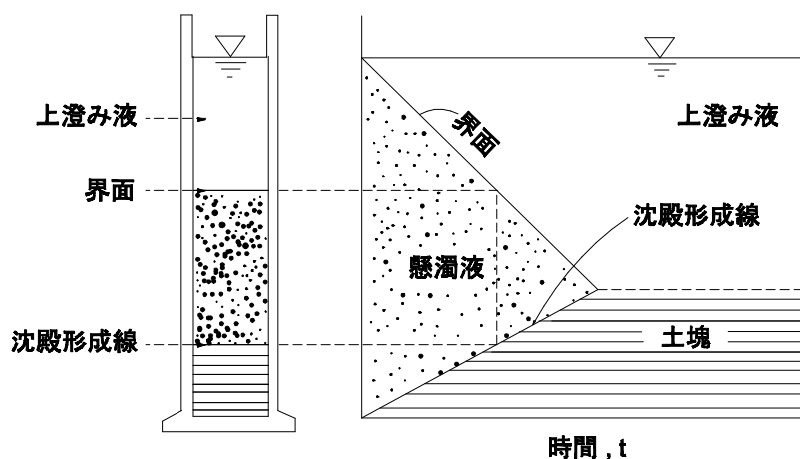


図 2-4 Kynch による理想化された界面沈降

図 2-4 は Kynch による理想化された界面沈降現象を模式的に示している。即ち、均等に分散している土粒子は懸濁液と上澄み液の間に明確な界面を形成しながら凝集状態で沈降する。凝集化した土粒子の塊が、土塊の表面に到達すると、土塊と一体化し、含水比が急激に減少する。このように土粒子の塊が沈殿することにより、土塊は生長する。この時、懸濁液と土塊との境界を沈殿形成線と呼ぶ。凝集化した粒子の塊は一定速度で沈殿することに加え土塊は非圧密であるとの仮定から沈殿形成線は直線になる。

Imai(1981)は海水を大量に含む粘土の沈降特性を実験的に検討した。一般的に、海水中に含まれているイオン濃度が高いほど、粘土の凝集性は増加し、界面が形成され易い。したがって、Imai は沈降特性の観察をする場合の凝集性を表す尺度として塩分濃度を採択した。彼は、仙台湾、大阪湾および東京湾から採取されたカオリンの粘土について、含水比と塩分濃度を広範に変化させた沈降・自重圧密試験を行った。そして、図 2-5 のように一般化された沈降現象を模式的に表した。

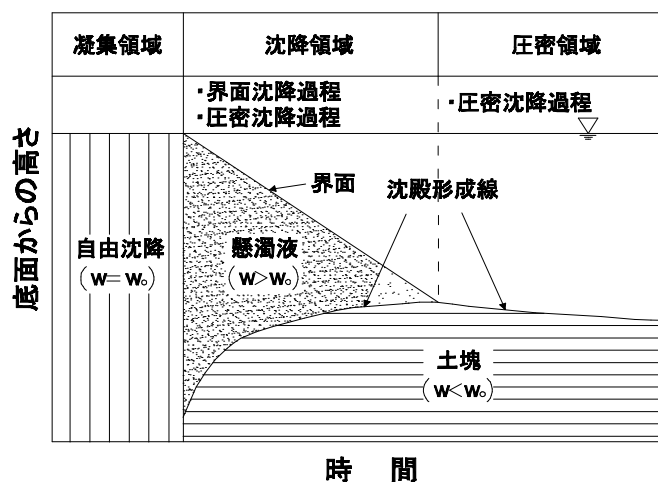


図 2-5 一般化された沈降現象

Imai によって提案された沈降現象の考え方は様々な点で Kynch のそれと異なる。すなわち、凝集領域が存在すること、沈殿形成線の非直線性、圧密領域の存在と圧密領域において自重圧密によって土塊の体積が減少する点が異なる。初期の凝集領域では、懸濁液の含水比はほぼ初期値から変化しない。沈降の開始と共に含水比の分布は大きく変化する。Imai は沈降領域と圧密領域を観察して、界面沈降過程と圧密沈降過程との相異を検討した。沈降領域において性質の異なる 2 過程すなわち、界面沈降過程と圧密沈降過程が認められる。界面沈降が生じている部では含水比が初期値かそれ以上の値であることから未圧密であると考えた。土塊の部分では沈降過程の開始と共に底部から順次含水比が低下しており、自重圧密が進行していると考えた。時間の経過に伴い、界面沈降が生じている部分は徐々に消失していき、それとは逆に土塊は成長していく。界面沈降が生じている部分が完全に消失した時が沈降領域の終了であり、同時に圧密領域の開始である。

更に、沈降領域において、土塊の自重圧密に及ぼす界面沈降過程の影響があることが観察された。同一含水比でも初期懸濁液の高さが高いほど懸濁液に含まれる土粒子が多い。その場合、土粒子の重量によって生じる自重圧密量も大きいはずである。このような沈降領域及ぼす圧密の影響は Kynch の理論では十分に取り入れられていない。

2. 2. 3 自重圧密に関する既往の研究

矢野(1985)は実験によって得られた沈降曲線に対するモデルを提案し、それを使用して浚渫土による埋立地盤の自重圧密後の高さを予測する方法を提案した。図 2-6 は矢野によってモデル化された沈降曲線を模式的に示している。矢野は図 2-5 の両軸を対数化した。すなわち、横軸は沈降時間の対数である。また、縦軸について、沈降領域では、それは境界面高さの対数であり、一方、圧密領域では沈殿形成線の対数である。

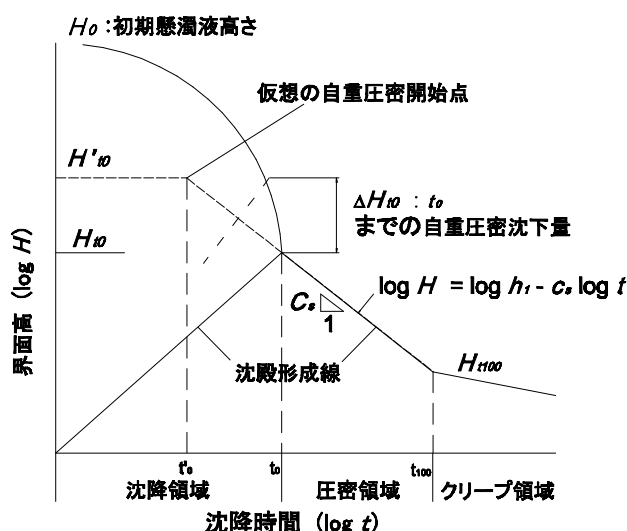


図 2-6 矢野によってモデル化された沈降曲線

このように軸を変更すると、界面高さと沈降時間の関係は斜め上方に凸の形状の曲線となる。一方、沈殿形成線は直線になる。ところで、沈殿形成線は、その傾きが変化する点を有することが実験的に確認されている。この傾きが変化する時点以降をクリープ領域と見なす。クリープ領域では、沈降速度が非常に遅い。矢野は沈降領域からクリープ領域までの上澄み液と懸濁液の境界の高さおよび上澄み液と土塊の境界を界面高さとして定義した。そして、圧密領域での界面高さの対数と沈降時間の対数の関係を直線近似し、その傾きを C_s と定義した。ここで、 C_s は圧密沈降係数と呼ばれる。 C_s を用いれば界面高さ H は次式で与えられる。

$$\log H = \log h_1 - C_s \log t \quad (2-1)$$

$$H = h_1 \cdot t^{-C_s} \quad (2-2)$$

ここに、 h_1 ：沈殿形成線の延長上で $t=1(\text{min})$ の時の界面高さ、 H ：界面高さ
また、 C_s は H_{t_0} と t_0 を使えば次式で与えられる。

$$C_s = \frac{\log(H_{t_0}/H)}{\log(t/t_0)} \quad (2-3)$$

ここに、 H_{t_0} ：圧密沈降開始時(t_0)での界面高さ、 t_0 ：沈降領域と圧密領域の境界の沈降時間

矢野は沈降領域と圧密領域の境界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。ところで、時間 t_0 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既に進行している。すなわち、圧密度がゼロの状態ではない。また、沈降領域においては土塊と懸濁液が分かれており、堆積した土塊に対する自重圧密開始点となる状態は、実際に存在しない。したがって、土塊の有効応力がゼロの状態にあり、自重圧密が開始すると考えられる仮想の点を想定し、そのときの沈降時間を自重圧密開始時間 t'_0 と定義した。 t'_0 の決定法は後述する。

図2-7は埋立地盤の体積を模式的に示している。原地盤における土砂を浚渫し、埋立地に投入する場合、埋立地外部に土粒子が流出しないと仮定すれば、土粒子質量は変化しない。この点に着目し、矢野は体積変化を検討する場合に土粒子質量から換算される実質土量高さ H_s を利用した。図2-7に基づき実質土量高さ H_s は次式によって与えられる。

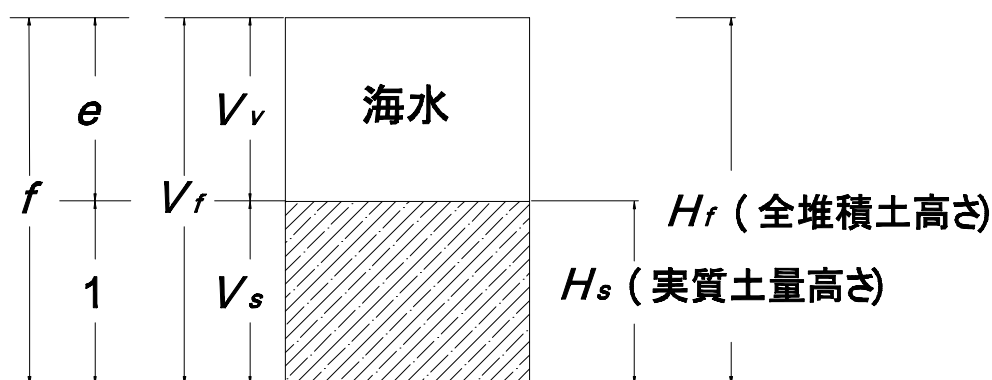


図 2-7 埋立地盤の体積

$$H_s = \frac{H}{f} = \frac{H}{1+e} = \frac{H}{1 + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{H}{1 + \frac{\bar{w}_r \cdot m_s / \gamma_w \cdot \rho_f}{m_s / \gamma_w \cdot \rho_s}} = \frac{H}{1 + \bar{w}_r \cdot \rho_f / \rho_s} \quad (2-4)$$

ここに f : 体積比、 e : 間隙比、 H : 堆積土の高さ、 M_s : 土の質量、 ρ_s : 土粒子密度、 ρ_f : 海水の密度、 \bar{w}_r : 埋立地盤の平均含水比

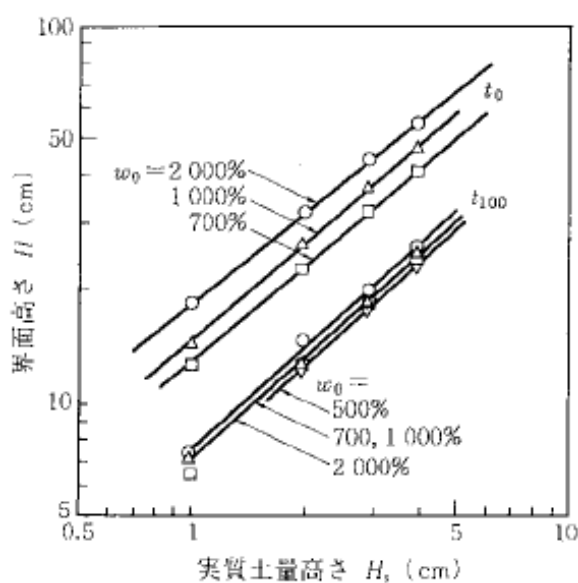


図 2-8 界面高さ～ 実質土量高さ(矢野、1985)

図 2-8 は界面高さ H と実質土量高さ H_s の関係を示している。矢野は、初期含水比が等しい試験試料に対し、いくつか高さの異なる容器を用いた沈降試験を行った。そして、おのこの沈降曲線に表れる圧密沈降開始時間 t_0 の時の界面高さおよび圧密沈降終了時間 t_{100} に対する界面高さをそれぞれ求めた。ここで、容器が高いほど界面高さ H は大きい。また、

容器内の土の質量も重い。すなわち、実質土量高さ H_s が大きい。この点を考慮し、矢野は H と H_s の関係に着目した。図 2-8 から分かるように初期の含水比が等しければ H の対数と H_s の対数の間には線形関係が認められる。ここで、 $\log H \sim \log H_s$ の直線式は次式で表すことができる。

$$\log H = C_k \log(H_s) + \log h_2 \quad (2-5)$$

$$H = H_s^{C_k} h_2 \quad (2-6)$$

ここに、 C_k ：任意の沈降時間 t における t_0 時もしくは t_{100} 時の直線の傾き、 h_2 ：任意の沈降時間 t における実質土量高さ $H_s=1$ での界面高さ

t_0 から t_{100} までの圧密領域では、任意の圧密度に対しても同様な線形関係があることが示唆される。しかし、 t_0 時における H の対数と H_s の対数の関係の傾き $C_k(t_0)$ が t_{100} 時のそれ $C_k(t_{100})$ よりもやや小さい傾向が認められる。このことは H が大きくなると、 t_0 時における H の対数と H_s の対数の関係と t_{100} 時のそれが交差することになり不合理である。この理由は、 t_0 時においても沈殿形成線の上昇に伴い、下層から自重圧密が既に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、その土塊の平均圧密度がゼロであることを意味しない。

先に述べたように、圧密沈降開始時間 t_0 においては、既に自重圧密が進行しているものと考えられる。そこで、矢野は仮想の自重圧密開始時間 t'_0 を以下のような考えに基づき提案した。圧密沈降開始時間 t_0 において既に自重圧密が進行していると考えたと沈降領域に仮想の自重圧密開始時間 t'_0 が存在しなくてはならない。そこで、沈降領域からの界面高さ H の変化について考えてみる。初期界面高さ H_0 と界面高さ H は圧密度がゼロのときには土塊の含水比一定の条件から $C_k=1$ となる。

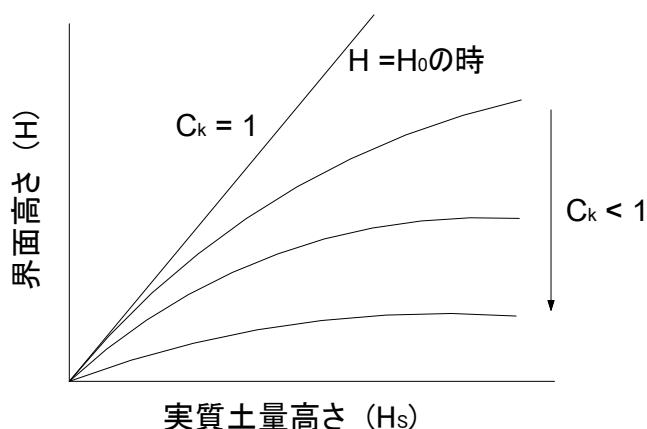


図 2-9 界面高さと実質土量高さの関係の概念図

図2-9は界面高さ(H)と実質土量高さ(H_s)の関係の概念図を示している。沈降領域の初期段階では、界面高さと初期懸濁液高さは一致する。また、含水比が一定であると考ええると界面高さ(H)は実質土量高さ(H_s)と正比例の関係となる。すなわち、 C_k は1.0でなくてはならない。界面沈降が進み、沈殿による土塊の形成が無視できなくなると界面高さ(H)と実質土量高さ(H_s)の間の正比例の関係は成り立たなくなる。この時、 C_k は1.0よりも小さくなければならない。懸濁液に含まれる土粒子の土量は、初期のそれよりも減少するので、自重圧密が開始するような土塊の形成の初期沈殿では $C_k=1.0$ と見なしてよい。ここで仮想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、 $H_s=1\text{cm}$ の懸濁液を便宜的に微小なものとすれば、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量も実用上では無視できる。したがって、実験で求められる t_0 時の $\log H \sim \log H_s$ の関係において、 $H_s=1\text{cm}$, $H=h_2(t_0)$ の点から引いた $C_k=1$ の直線が、仮想の自重圧密開始点 t'_0 の界面高さ H と実質土量高さ H_s の関係とみなすことができる。矢野は、圧密領域における界面高さと沈降時間の関係式である式(2-2)を沈降領域にまで延長し、以下の手順に従って仮想の自重圧密開始点を求めた。まず、式(2-2)を t について整理すると次式が得られる。

$$t = \left(\frac{h_1}{H} \right)^{\frac{1}{C_s}} \quad (2-7)$$

また、式(2-6)に式(2-4)の $H_s = \frac{H}{f}$ を代入すると次式が得られる。

$$H_s = \left(\frac{H}{h_2} \right)^{\frac{1}{C_k}} \quad (2-8)$$

ここで、 $C_k=1$ より式(2-8)は次のように表される。

$$H_s = \frac{H}{h_2} \quad (2-9)$$

先に述べたように、 t'_0 における界面高さ $H'_{t'_0}$ は、式(2-9)を満足する。さらに、 t'_0 における $h_2(t'_0)$ は、 t_0 における $h_2(t_0)$ と等しい仮定から式(2-9)は次式ように書き表わされる。

$$H'_{t_0} = H_s h_2(t_0) \quad (2-10)$$

ここで、初期界面高さを H_0 、その時の体積比を f_0 とすれば、両者は式 (2-4) を満足する。すなわち、次式が成り立つ。

$$H_s = \frac{H_0}{f_0} \quad (2-11)$$

式 (2-11) を式 (2-10) に適用すれば次式を得る。

$$H'_{t_0} = \frac{h_2(t_0) \cdot H_0}{f_0} \quad (2-12)$$

また、式 (2-7) から t'_0 が次式によって与えられる。

$$t'_0 = \left(\frac{h_1}{H'_{t_0}} \right)^{\frac{1}{C_s}} = \left(\frac{h_1 \cdot f_0}{h_2(t_0) \cdot H_0} \right)^{\frac{1}{C_s}} \quad (2-13)$$

このように、仮想の自重圧密開始時間 t'_0 および界面高さ H'_{t_0} が求まる。

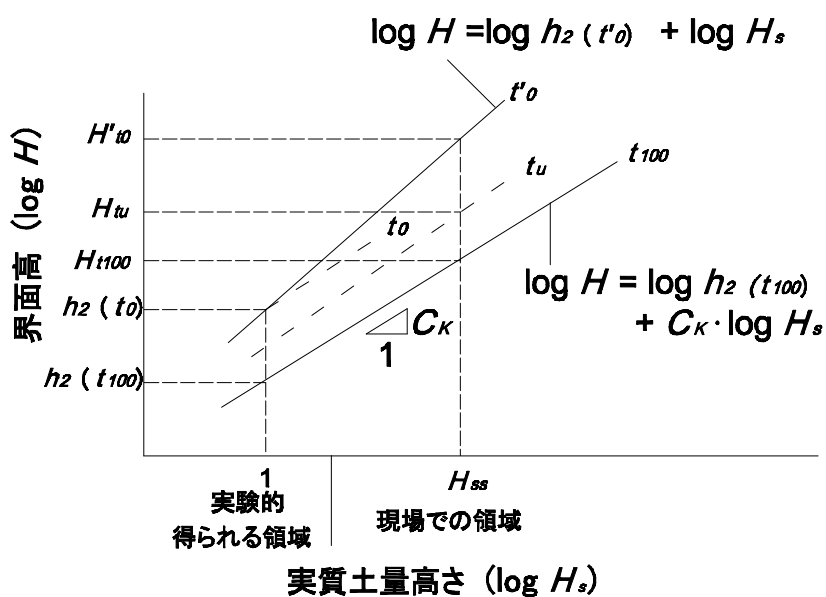


図 2-10 界面高さと実質土量高さの関係

図 2-10 は界面高さと実質土量高さの関係を模式的に示している。図のように数本の高さが異なる沈降・自重圧密試験を埋立施工条件から決められた含水比で行い、実験的得られた沈降曲線から仮想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、浚渫土の土粒子密度 ρ_s 、海水の密度 ρ_f 、埋立地に投入される全懸濁液高さ H_0 を与条件とすれば、そのときの実質土量高さは式 (2-4) で与えられる。この現場の実質土量高さ H_{ss} に相当する t'_0 、 t_{100} 時の界面高さ H'_{t0} 、 H_{t100} は、図 2-10 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。そして、自重圧密量は次の式で与えられる。

$$S_s = H'_{t0} - H_{t100} \quad (2-14)$$

2. 3 室内界面沈降・自重圧密試験における沈降特性および自重圧密特性

2. 3. 1 はじめに

浚渫土の界面沈降とその後の自重圧密特性を明らかにするために室内界面沈降・自重圧密試験を実施する。まず、界面沈降とその後の自重圧密特性に及ぼす浚渫土の初期含水比と投入高さの影響を明らかにする。次に、界面沈降とその後の自重圧密特性に及ぼす浚渫土の粒度の影響を明らかにする。

2. 3. 2 界面沈降・自重圧密特性に及ぼす浚渫土の初期含水比と投入高さの影響

(a) 物理特性

表 2-1 は界面沈降・自重圧密試験で使用した試験試料の物理特性を示している。また、図 2-11 は試験試料の粒径加積曲線を示している。沈降試験に使用した試料は韓国のセマングム地域の浚渫現場で採取された。この試料は $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 88% であり、細粒分が支配的であることが分かる。しかし、塑性限界を求めることができず、このため塑性指数は NP である。すなわち、非塑性の土である。

表 2-1 試験試料の物理特性

試料番号	液性限界 (%)	塑性指数	比重	$75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合 (%)	U S C S
1	38.8	NP	2.650	88	ML

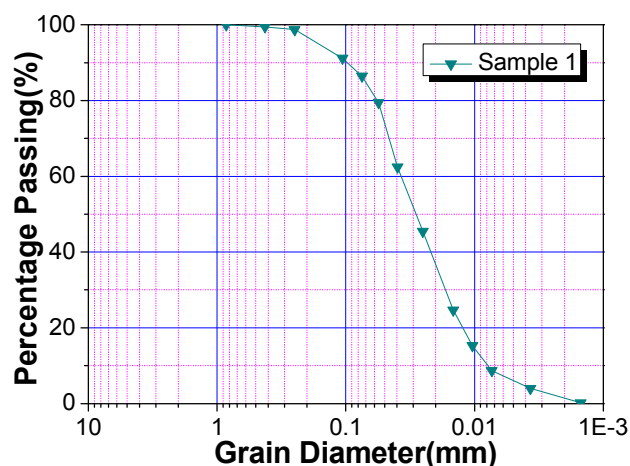


図 2－1 1 試験試料の粒径加積曲線

(b) 試験方法

図 2－1 2 は界面沈降・自重圧密試験に用いた試験装置を示している。試験には内径 20cm、厚さ 1cm の円筒形の透明アクリル容器を用いた。また、投入高さの影響を調べるため、50cm、100cm および 200cm の 3 種類の高さの容器を用いた。

試験は以下のような手順で行われた。まず、試験試料を予め所定の塩分調整含水比で液状になるように海水を用いて攪拌混合した。その液状試料を水中ポンプを用い、試験容器に投入した。投入後、完全に分散状態になるように空気圧を利用して液状試料を攪拌した。液状試料が完全に分散した状態を確認後、試験を開始した。すなわち、空気圧による攪拌の停止が界面沈降・自重圧密試験の開始となる。試験では、界面の発生とその沈下の経時変化を測定した。すなわち、①界面が発生した時の界面高さとその時の時間、②界面高さの経時変化を測定した。試験終了後、界面高さの経時変化から自重圧密開始時の時間と界面高さを求めた。

表 2－2 は、沈降特性に及ぼす試料の含水比の影響に関する試験ケースを示している。試験では、まず、塩分調整含水比が 600%、900% および 1200% である液状試料を準備した。そして、それぞれの液状試料の対し、高さ 50cm、100cm および 200cm の容器を用いて界面沈降・自重圧密試験を行った。したがって、この界面沈降・自重圧密特性に及ぼす試料の含水比の影響に関する試験は総 9 ケースとなる。

いる。一般的に知られているように含水比が高いほど沈降速度が速い。沈降速度はやがて減少し始める。図中の直線は沈降速度が減少し始める時点を示している。すなわち、この線より左側が沈降領域であり、右側が圧密領域となる。図から分かるように含水比が高いほど沈降領域の時間も短く沈降量も大きい。なお、圧密領域では、沈降速度は徐々に減少している。

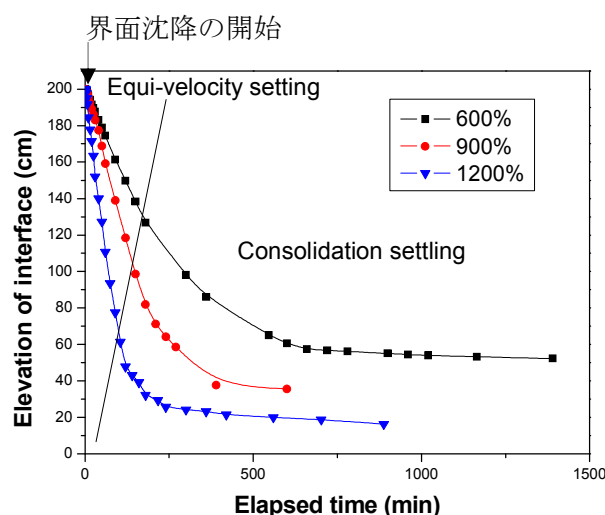


図 2－1 3 投入の高さ 200cm に対する沈降曲線

図 2－1 4 および図 2－1 5 は、それぞれ投入高さ 100cm および 50cm のシリーズにおける沈降曲線を示している。定性的に見れば、いずれのシリーズにおける界面沈降挙動も、投入高さ 200cm のシリーズにおけるそれとほぼ等しい。すなわち、いずれのシリーズにおいても、試験開始直後では分散状態が保たれており、界面は存在しない。約 1 分以内に試料の凝集が顕著になり、明確な界面が形成される。界面が現れた後すぐに界面沈降が始まる。沈降領域では、時間と界面の高さには線形関係が認められる。すなわち、界面は等速度で沈降している。そして、含水比が高いほど沈降速度が速い。沈降速度はやがて減少し始める。図中の直線は沈降速度が減少し始める時点を示している。すなわち、この線より左側が沈降領域であり、右側が圧密領域となる。図から分かるように含水比が高いほど沈降領域の時間も短く沈降量も大きい。なお、圧密領域では、沈降速度は徐々に減少している。

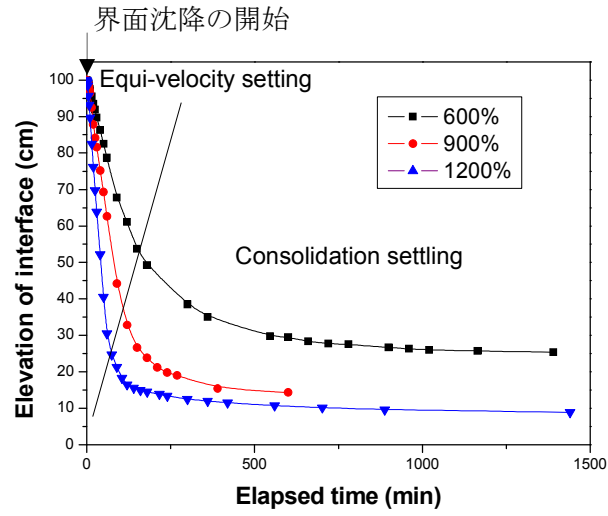


図 2－1 4 投入の高さ 100cm に対する沈降曲線

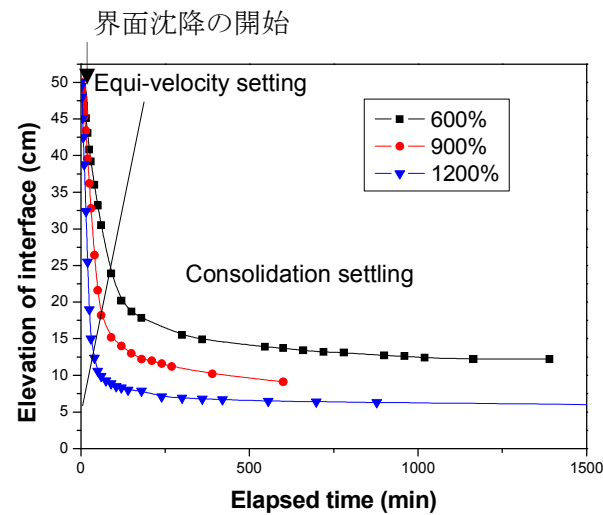


図 2－1 5 投入の高さ 50cm に対する沈降曲線

図 2－1 6 は沈降速度と含水比の関係を示している。沈降速度は、含水比の増加に伴い単調に増加している。900%の含水比を境界として沈降速度と含水比の関係を直線で近似すれば、以下の関係を得る。

$$v = -0.052 + 1.83 \times 10^{-4} w_0 \quad (w_0 < 900\%) \quad (2-15)$$

$$v = -0.604 + 7.97 \times 10^{-4} w_0 \quad (w_0 \geq 900\%) \quad (2-16)$$

直線の傾きは、含水比の増加に伴う沈降速度の変化を表している。式から分かるように含水比の増加に伴う沈降速度の増加割合は、含水比が高いほど大きい。これは、含水比が高いほど粒子間の相互干渉が少なく、より沈降が早くなったためであると考えられる。

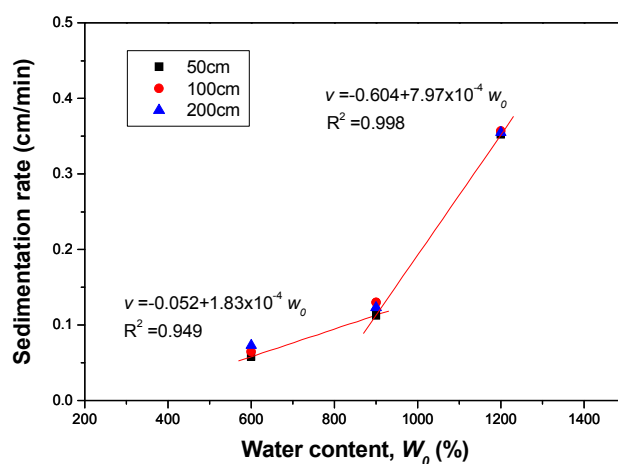


図 2 - 1 6 沈降速度と含水比関係

図 2 - 1 7、1 8 および 1 9 は、それぞれ両対数グラフ上での沈降曲線を示している。図中の自重圧密開始点 t_0 は沈降領域と圧密領域の境界であり、次のようにして決定する。すなわち、自重圧密開始点が存在すると推定される部分を境として沈降領域と圧密領域をそれぞれ直線で近似する。そしてその交点を自重圧密開始点とする。ここで、圧密過程における沈降曲線を直線近似する際の直線の傾き C_s を式 (2 - 3) に基づいて求める。

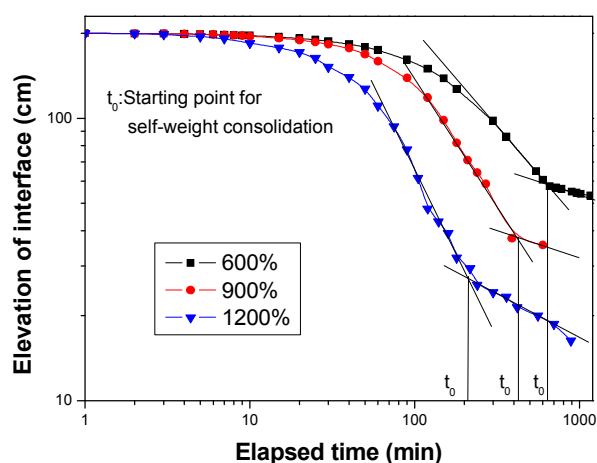


図 2 - 1 7 投入の高さ 200cm に対する沈降曲線(両対数グラフ)

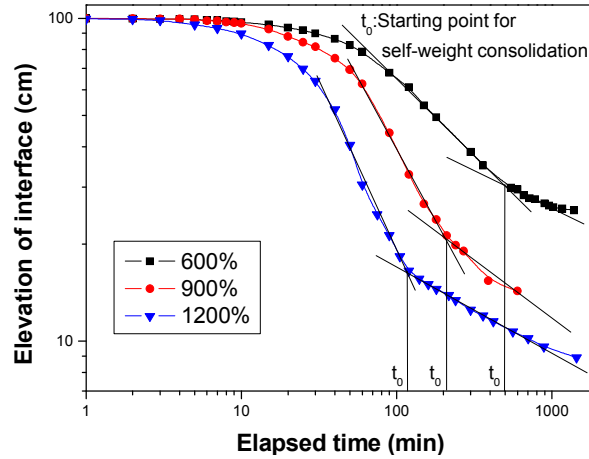


図 2－1 8 投入の高さ 100cm に対する沈降曲線(両対数グラフ)

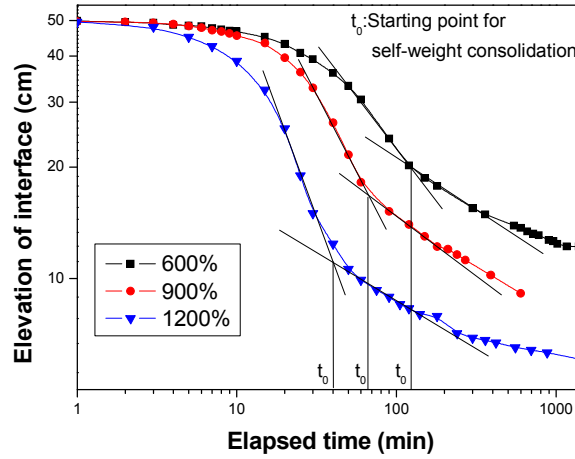


図 2－1 9 投入の高さ 50cm に対する沈降曲線(両対数グラフ)

図 2－2 0 は C_s と含水比の関係を示している。矢野(1985)は図 2－2 1 に示すように実質土量高さが一定の場合、初期含水比が約 1400%までは C_s は初期含水比に正比例するが、それ以上ではほぼ一定になることを明らかにした。また、初期含水比が一定であれば C_s に実質土量高さは影響を及ぼさないことを指摘した。今回の試験結果も含水比が 900%までは、含水比の増加に伴い C_s の平均値は単調に増加した。また、含水比が 900%以上では、 C_s の平均値は含水比に関係なくほぼ一定となった。 C_s と含水比の関係も含水比 900%を境界として 2 つの直線で表す。その関係は次式によって表わされる。

$$C_s = 3.10 \times 10^{-4} w_0 \quad (w_0 < 900\%) \quad (2-17)$$

$$C_s = 2.81 \quad (w_0 > 900\%) \quad (2-18)$$

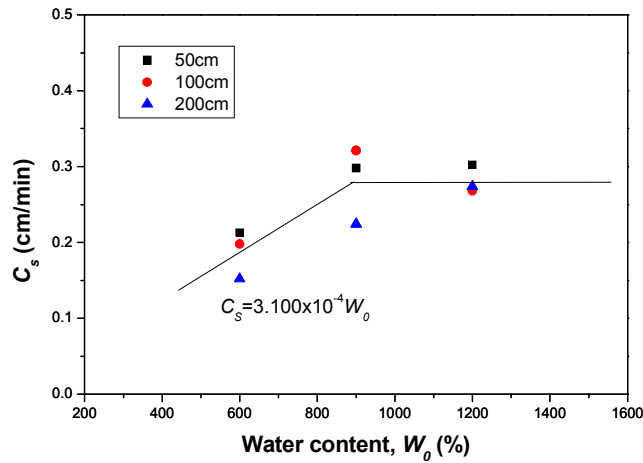


図 2 - 2 0 圧密沈降係数 (C_s) と投入時の含水比の関係

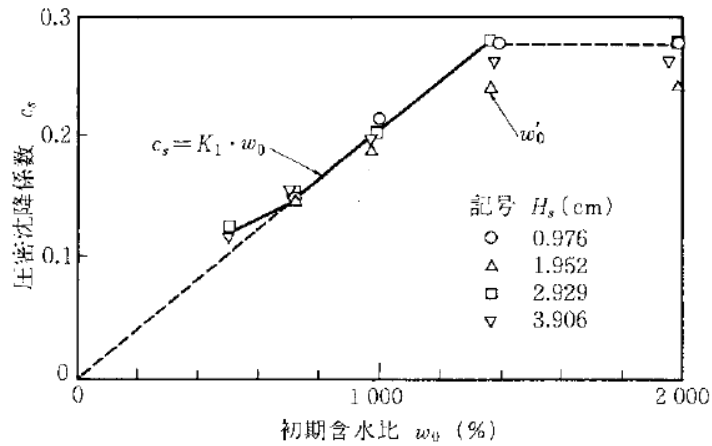


図 2 - 2 1 圧密沈降係数 (C_s) と投入時の含水比の関係(矢野、1985)

(d) 沈降特性に及ぼす試料の投入高さの影響

図 2 - 2 2 は沈降速度と投入高さの関係を示している。沈降速度は投入高さに関係なくほぼ一定となっている。図 2 - 2 3 は C_s と投入高さの関係を示している。 C_s は投入高さに関わらずほぼ一定で、含水比の影響がない。これは 矢野による C_s に対する試験結果と一致している。したがって、沈降速度と C_s は 投入高さの影響を受けないことが検証された。

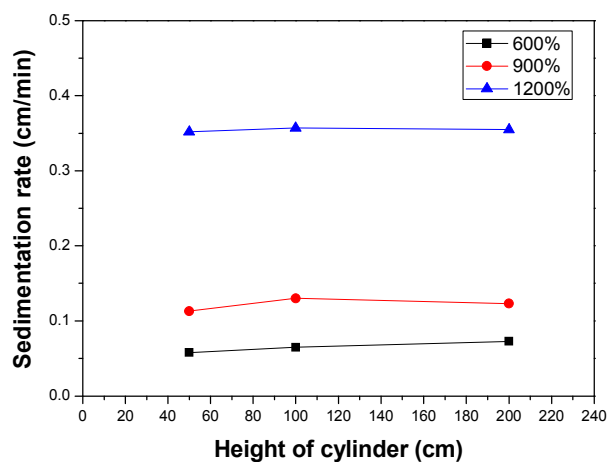


図 2-22 沈降速度と投入高さの関係

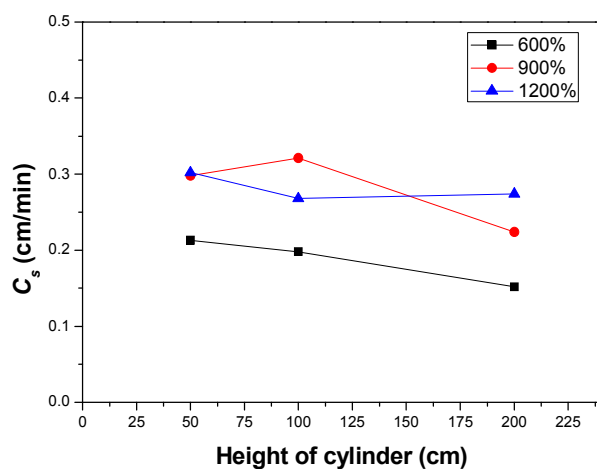


図 2-23 圧密沈降係数(C_s)と投入高さの関係

(e) 実質土量高さと界面高さの関係

図 2-24 は試料 1 に対する t_0 における H と H_s の関係を示している。図中の直線は式 (2-6) による回帰結果を示している。表 2-3 はその際に得られた C_k と h_2 の値をそれぞれ示している。含水比に関係なく C_k の値はほぼ等しい。一方、含水比が高いほど h_2 の値は小さい。これは、実質土量高さが等しい場合、含水比が高いほど界面の沈降速度が速いので自重圧密開始時点の H が低いことを意味している。

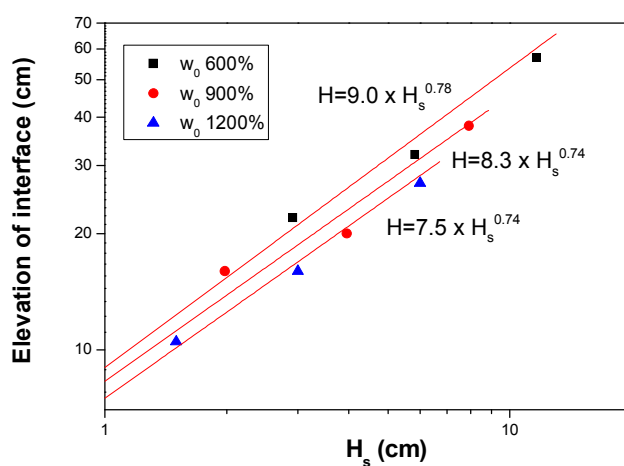


図 2-24 自重圧密開始点(t_0)における H と H_s の関係(試料 1)

表 2-3 C_k と h_2 の値

	含水比 (%)		
	600	900	1200
C_k	0.78	0.74	0.74
h_2	9.0	8.3	7.5

図 2-25 は試料 1 に対する H'_{t0} と H_s の関係を示している。ここで、 t'_0 は仮定の自重圧密開始点(2.2.3 参照)であり、その時の界面高さ H'_{t0} は式(2-10)によって求めることができる。図から分かるように H'_{t0} と H_s の関係は含水比が高いほど下方に位置する。

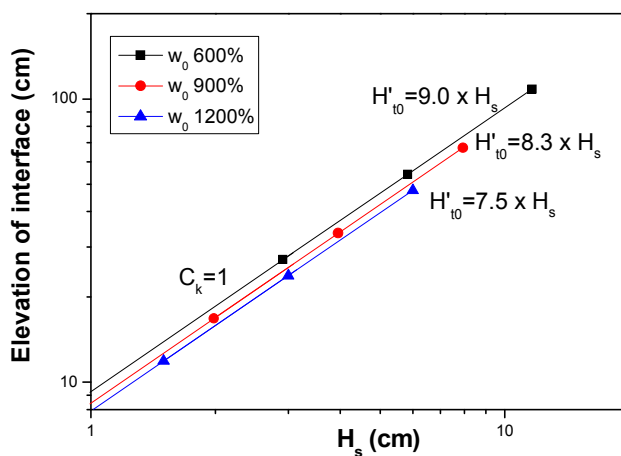


図 2-25 仮定の自重圧密開始点(t'_0)における $H(H'_{t0})$ と H_s の関係(試料 1)

(f) 1次元堆積特性

図2-26は投入高さ200cmにおける沈降・自重圧密試験終了後の含水比と堆積深度比(Z/Z_0)の関係を示している。 Z_0 は沈降・自重圧密試験終了後、上澄み液を除去した後の堆積層の高さである。 Z は含水比を測定した位置を示しており、堆積層の底部からの高さで表わされる。分級堆積のため、堆積層中、粗い粒子が下部に、細かい粒子が上部に堆積する。また、上部は土被り圧による有効応力が小さいため、下部よりも間隙が大きく、含水比も高い。いずれのケースにおいても下部の含水比は28~35%程度になっている。この含水比の値は液状限界とほぼ等しい。そのため、自重圧密は終了していると判断できる。

図2-8に示すように H_{t100} の対数と H_s の対数の関係は初期含水比に依存せず、粘土毎に固有な関係を有している。すなわち、土被り圧が無視できるほど小さい場合、含水比は堆積深度比に依存しないことを示唆している。図2-26において堆積深度比が0.4程度まででは、各ケースにおける含水比は堆積深度比に関わりなくほぼ一定であり、また、それらは試験ケースに関わらずほぼ一致している。したがって、初期含水比は堆積土の含水比に影響を及ぼさない。ところで、今回の試験は自重圧密終了以前に終了した。このため上部の堆積物は高含水比のままであった。仮に、十分な時間を経過させ自重圧密を終了させると最終的にその含水比は液状限界とほぼ一致するものと考えられる。

図2-27および図2-28は、それぞれ投入高さ100cmおよび50cmのシリーズにおける沈降・自重圧密試験後の含水比と堆積深度比(Z/Z_0)の関係を示している。定性的に見れば、いずれのシリーズにおける含水比と堆積深度比(Z/Z_0)の関係も、200cmのシリーズにおけるそれとほぼ等しい。また、投入高さ100cmのシリーズでは、堆積深度比が約0.3まで、投入高さ50cmのシリーズでは、堆積深度比が約0.5までにおける含水比は、初期含水比や投入高さに関わらずほぼ一致している。また、その含水比は液性限界とほぼ等しい。

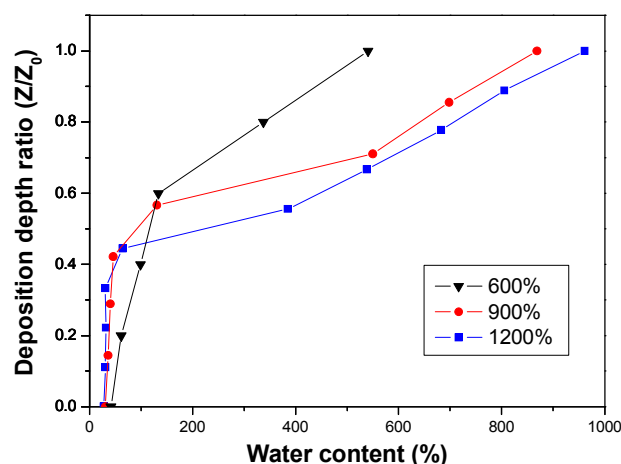


図2-26 沈降・自重圧密試験後の含水比と堆積深度比(Z/Z_0)の関係(高さ200cm)

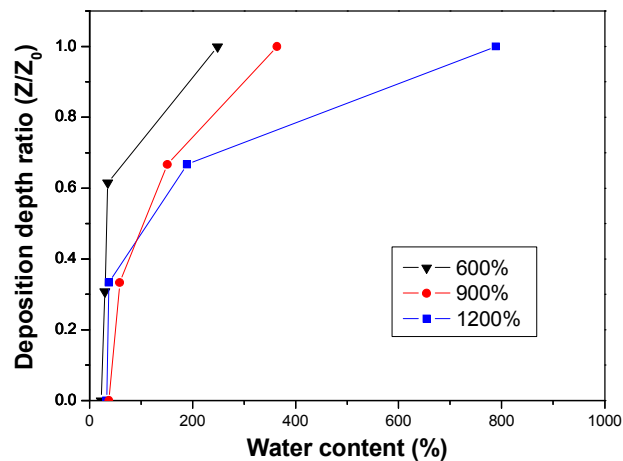


図 2－2 7 沈降・自重圧密試験後の含水比と堆積深度比 (Z/Z_0) の関係 (高さ 100cm)

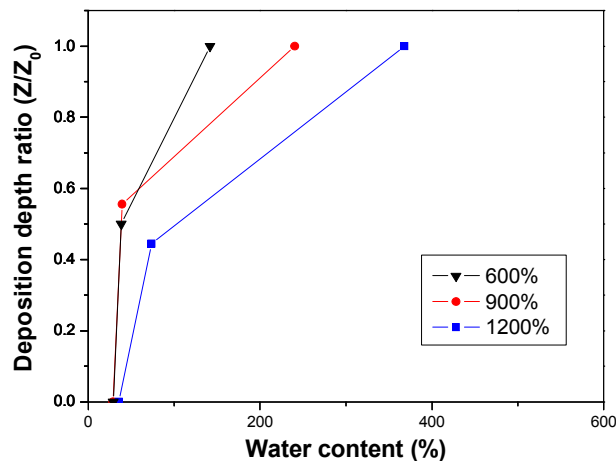


図 2－2 8 沈降・自重圧密試験後の含水比と堆積深度比 (Z/Z_0) の関係 (高さ 50cm)

2. 3. 3 界面沈降・自重圧密特性に及ぼす粒度分布の影響

(a) 物理特性

表 2－4 は界面沈降・自重圧密試験で使用した試験試料の物理特性を示している。また、図 2－2 9 は試験試料の粒径加積曲線を示している。実験では、粒度調整によって $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合がそれぞれ 20% と 40% となるような 2 つの試験試料を準備した。そして、それぞれ試料 2 と試料 3 とした (Lee ら, 2013)。

表 2－4 試験試料の物理特性

試料番号	液性限界 (%)	塑性指数	比重	75 μ m ふるい 通過量の割合 (%)	U S C S	備考
2	34.4	NP	2.670	20	SM	粒度 調整
3			2.670	40		

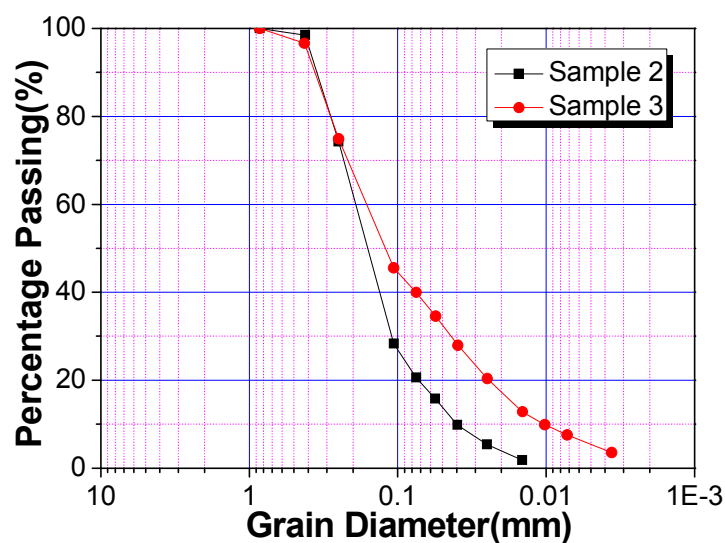


図 2－2 9 試験試料の粒径加積曲線

(b) 試験方法

図 2－3 0は沈降試験に用いた装置を示している。試験には内径 20cm、厚さ 1cm の円筒形の透明アクリル容器を用いた。また、投入高さの影響を調べるため、50cm、100cm、150cm および 200cm の 4 種類の高さの容器を用いた。

試験は以下のような手順で行われた。まず、試験試料を予め所定の塩分調整含水比で液状になるように海水を用いて攪拌混合した。その後、液状試料は水中ポンプを用い、試験容器に投入された。投入後、完全に分散状態になるように空気圧を利用して液状試料を攪拌した。液状試料が完全に分散した状態を確認後、試験を開始した。すなわち、空気圧による攪拌の停止が界面沈降・自重圧密試験の開始となる。試験では、界面の発生とその沈下の経時変化を測定した。すなわち、①界面が発生した時の界面高さとその時の時間、②界面高さの経時変化を測定した。試験終了後、界面高さの経時変化から自重圧密開始時の時間と界面高さを求めた。

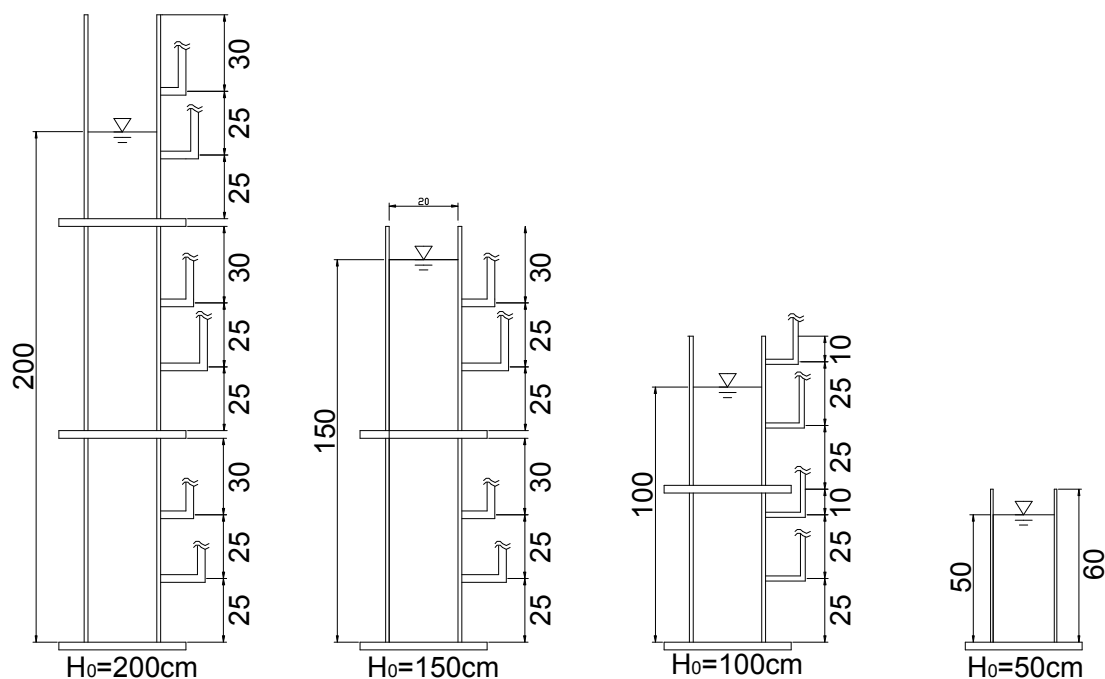


図 2－30 沈降・自重圧密試験装置

表 2－5 沈降特性に及ぼす粒度分布の影響に関する実験ケース

投入高さ (cm)	試料番号 2		試料番号 3	
	case	含水比 (%)	case	含水比 (%)
200	Case 1-2	700	Case 1-3	700
150	Case 2-2		Case 2-3	
100	Case 3-2		Case 3-3	
50	Case 4-2		Case 4-3	

表 2－5 は、沈降特性に及ぼす粒度分布の影響に関する試験ケースを示している。試験では、まず、塩分調整含水比を 700%に固定した。そして、その含水比を持つ液状試料に対し、高さ 50cm、100cm、150cm、および 200cm の容器を用いて界面沈降・自重圧密試験を行った。試験は試料 2、試料 3 のそれぞれについて 4 ケースずつ合計 8 ケース行った。

(c) 界面沈降・自重圧密特性に及ぼす試料の含水比の影響

図 2-3 1 は、試料 2 を用いた実験における沈降曲線を示している。いずれのケースにおいても、試験開始直後では分散状態が保たれており、界面は存在しなかった。約 1 分以内に試料の凝集が顕著になり、明確な界面が形成された。界面が現れた後すぐに界面沈降が始まった。すなわち、沈降領域に入った。図 2-3 1 から分かるように沈降領域では、時間と界面の高さには線形関係が認められる。すなわち、界面は等速度で沈降している。沈降速度はやがて減少し始める。図中の直線は沈降速度が減少し始める時点を示している。すなわち、この線より左側が沈降領域であり、右側が圧密領域となる。

図 2-3 2 は、試料 3 を用いた実験における沈降曲線を示している。定性的に見れば、界面沈降挙動は試料 2 におけるものとほぼ等しい。しかし、試料 3 では、試料 2 より細粒分が多いので沈降速度が遅い。すなわち、沈降領域における沈降曲線の傾きが小さい。その結果、沈降領域の時間が長くなっている。

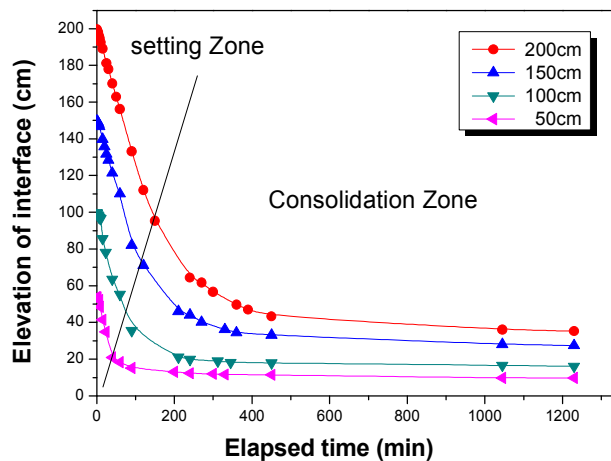


図 2-3 1 試料 2 における沈降曲線 ($w=700\%$)

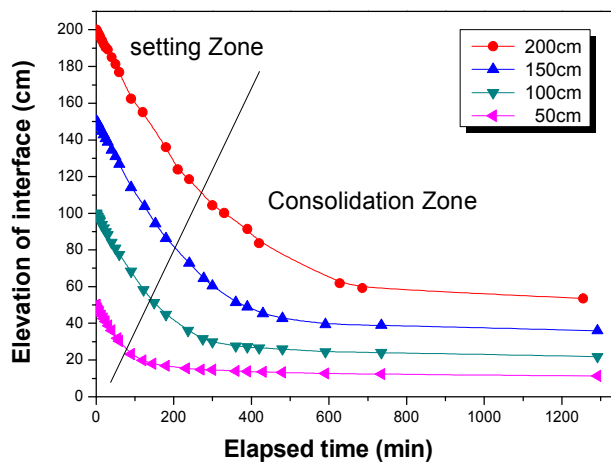


図 2-3 2 試料 3 における沈降曲線 ($w=700\%$)

図 2-3-3 は、沈降速度と $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の関係を示している。但し、試料 1 の沈降速度は式 (2-1-5) から計算される推定値である。図から分かるように、試料 2 の沈降速度は、試料 3 の沈降速度の約 2 倍である。更に、それは試料 1 の沈降速度の約 6 倍である。つまり、粗粒分が多いほど沈降速度は速い。このような沈降速度の違いは次のような理由によって生じるものと考えられる。すなわち、空気による攪拌混合の停止直後、液状試料中に含まれる粗粒分はすぐに分級堆積する。分級堆積によって懸濁液の濃度が低くなる。すなわち、懸濁液の含水比は初期含水比より高くなる。界面沈降では、含水比が高いほど沈降速度が速くなることから、懸濁液の含水比が高くなったため沈降速度が速くなったものと考えられる。すなわち、沈降速度は粒度分布の影響を受ける。

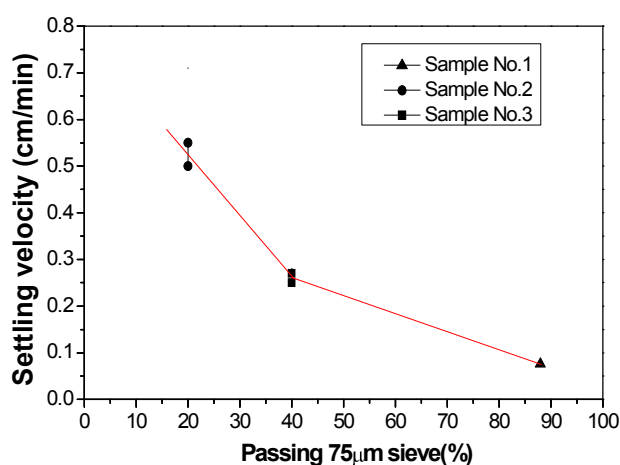


図 2-3-3 沈降速度と $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の関係

図 2-3-4 は沈降速度と含水比の関係を示している。図中試料 2 と試料 3 の試験結果についてはそれぞれ沈降速度の最大値と最小値を示している。直線は図 2-1-6 の試料 1 における沈降速度と含水比関係を示している。試料 2 の沈降速度は $v=0.50\sim0.55\text{cm/min}$ となり、一方、試料 3 の沈降速度は $v=0.25\sim0.27\text{cm/min}$ である。また、式 (2-1-5) を使用して含水比 700%における試料 1 の沈降速度を推定すれば $v=0.076\text{cm/min}$ となる。図から分かるように、試料 2 の場合、試料 1 の初期含水比約 1600%の沈降速度と等しい。試料 3 の場合、試料 1 の初期含水比約 1100%の沈降速度と等しい。その理由は、試料 2 と試料 3 では、粗粒分に分級堆積によって懸濁液の含水比が初期含水比より高くなったためである。すなわち、沈降速度はそれぞれ試料 1 の初期含水比 1600%と 1100%の沈降速度のように速くなったものと考えられる。

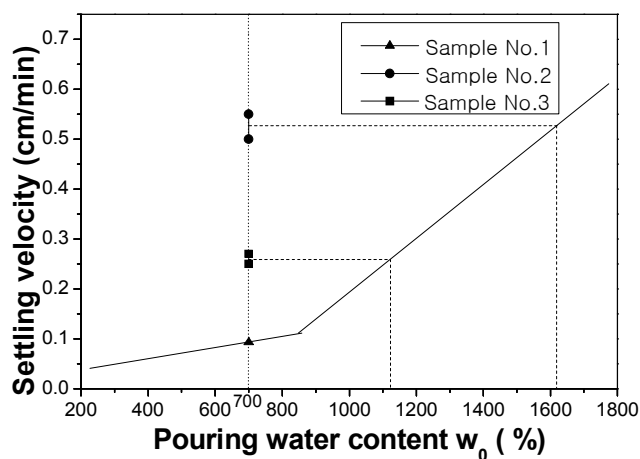


図 2－3 4 沈降速度と含水比の関係

図 2－3 5 および 3 6 は、それぞれ試料 2 および試料 3 における両対数グラフ上での沈降曲線を示している。図中の自重圧密開始点 t_0 は沈降領域と圧密領域の境界であり、次のようにして決定する。すなわち、自重圧密開始点が存在すると推定される部分を境として沈降領域と圧密領域をそれぞれ直線で近似する。そして、その交点を自重圧密開始点とする。ここで、圧密過程における沈降曲線を直線近似する際の直線の傾き C_s を式(2－3)に基づいて求める。

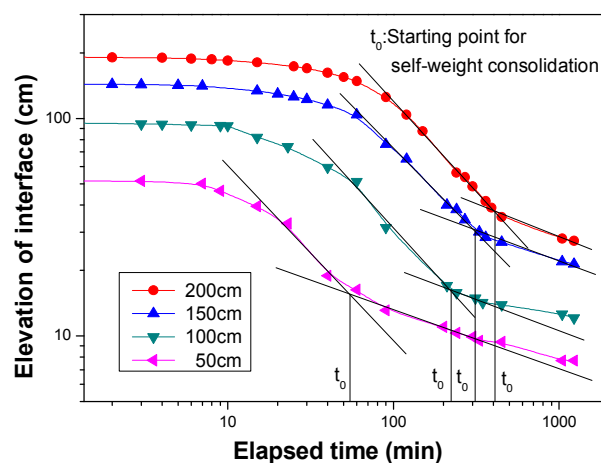


図 2－3 5 試料 2 の沈降曲線(両対数グラフ)

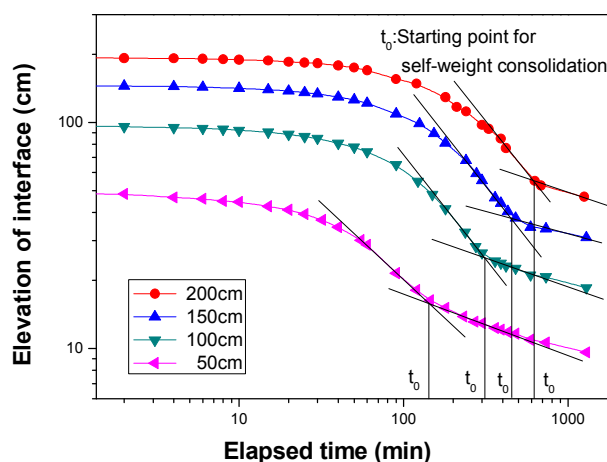


図 2-3 6 試料 3 の沈降曲線(両対数グラフ)

図 2-3 7 は C_s と $75\mu\text{m}$ ふり通過量の割合の関係を示している。試料 2 と試料 3 については、 C_s の最大値と最小値を併せて示している。試料 2 の C_s は $0.191\sim 0.217\text{cm/min}$ となり、試料 3 の C_s は $0.192\sim 0.220\text{cm/min}$ である。また、参考までに式(2-17)を使用して、試料 1 の C_s を求めた。含水比 700%における試料 1 の C_s は 0.217cm/min となる。図 2-3 4 に示したように試料 1、試料 2 および試料 3 における沈降速度の差は発生しているが、いずれの試料における C_s の値はほぼ等しい。矢野はフロック形成する最大含水比があって、その以上の含水比では C_s が等しいことを明らかにした(矢野、1985)。いずれの試料の C_s の値はほぼ等しいことから今回試料ではフロック形成する最大含水比は 700%以上であったことが示唆される。

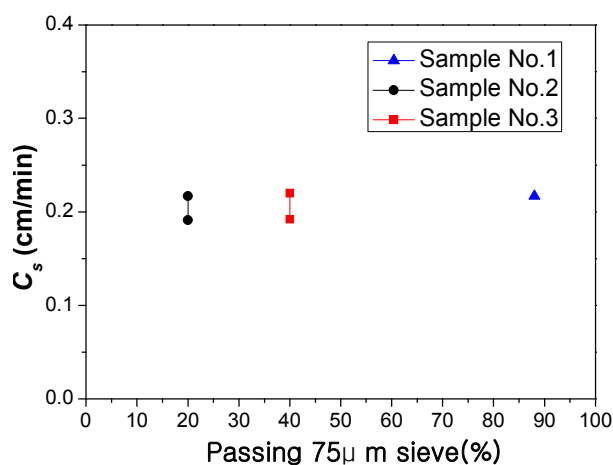


図 2-3 7 圧密沈降係数(C_s)と $75\mu\text{m}$ ふり通過量の割合の関係

(d) 実質土量高さと界面高さの関係

図 2-38 は試料 2 と 3 における t_0 での界面高さ(H)と実質土量高さ(H_s)の関係を示している。 C_k は試料 2 では 0.950、試料 3 では 0.981 となった。 h_2 は試料 2 では 4.48、試料 3 は 5.94 となった。試料 2 と試料 3 の試料の含水比は等しい。したがって、本来それぞれの試料における h_2 は等しくなければならない。しかしながら先に述べたように試料 2 の h_2 の方が試料 3 のそれよりも小さい。この理由は次の通りである。試料 2 と試料 3 に含まれる粗粒分は実験開始直後に分級堆積する。このため残った細粒分が界面沈降することになる。この時、試料 2 の方が試料 3 よりも粗粒分が多い。逆に言えば細粒分が少ない。このため、懸濁液の含水比は試料 2 の方が試料 3 よりも大きくなる。図 2-24 から分かるように含水比が大きくなるほど h_2 は小さくなる。このため、試料 2 の h_2 の方が試料 3 の h_2 よりも小さくなったものと考えられる。

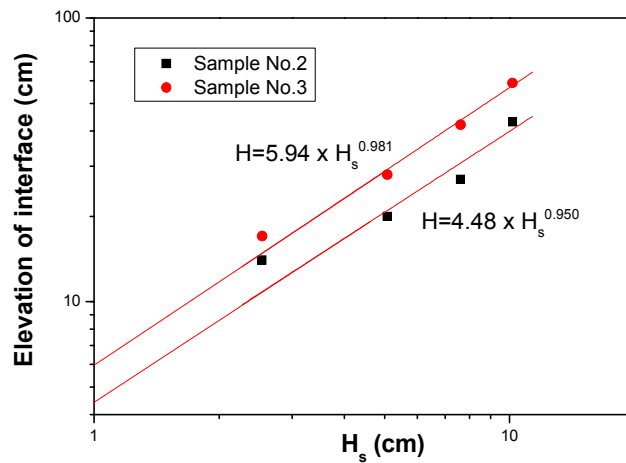


図 2-38 H_{t0} と H_s の関係(試料 2, 3)

図 2-39 は H'_{t0} と H_s の関係を示している。図 2-39 には試料 1 の結果を併せて示している。試料 2 と試料 3 の含水比はいずれも 700%であるので、両方の H'_{t0} と H_s の関係は試料 1 における含水比 600%と 900%の H'_{t0} と H_s の関係の間に位置すべきであるが、そうはなっていない。また、図 2-34 における沈降速度と含水比の関係から試料 3 の相当含水比は 1100%であることが示唆される。しかし、試料 3 における H'_{t0} と H_s の関係は、試料 1 のそれに比して下方に位置している。つまり、試料 3 における H'_{t0} と H_s の関係は、試料 1 における含水比 900%のシリーズと 1200%のシリーズの間に位置すべきであるが、そうはなっていない。したがって、 H'_{t0} と H_s の関係の関係に対して粒度分布は大きな影響を及ぼしていると考えられる。

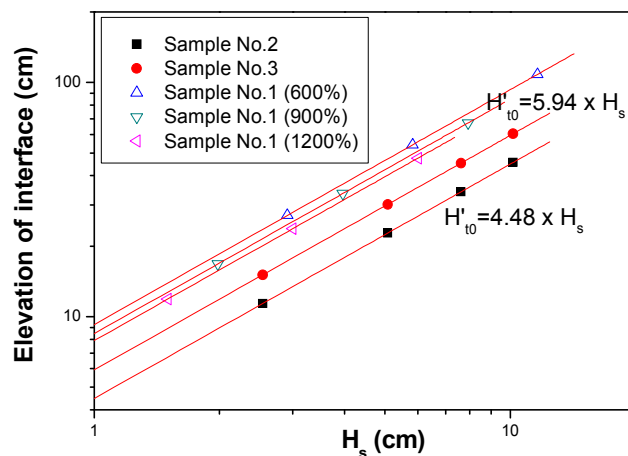


図 2-39 H'_{t0} と H_s の関係

ところで、粗粒分が含まれる浚渫土の沈降・自重圧密試験では、まず、粗粒分は界面が形成される前にほぼ全て分級堆積する。粗粒分が分級堆積した後に、残った細粒分は凝集して界面が形成される。そして、界面沈降が起こる。すなわち、界面沈降は細粒分に支配され、粗粒分の影響を受けない。したがって、この粗粒分の影響を除去して界面沈降を検討することが必要である。しかし、界面が形成される前に分級堆積する粗粒分と界面沈降する細粒分の区分は明確ではない。したがって、まず、粗粒分と細粒分の工学的な分類基準である $75\mu\text{m}$ ふるいを利用して粗粒分と細粒分の区分を試みた。すなわち、 $75\mu\text{m}$ ふるいを通してものを細粒分、ふるいに残留するものを粗粒分とした。表 2-6 は、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合を基準として換算した含水比と実質土量高さを示している。換算含水比は試料 2 では 3650%、試料 3 では 1806% になった。

表 2-6 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合によって換算された含水比と実質土量高さ

試料 番号	$75\mu\text{m}$ ふるい 通過量の割合 (%)	換算含水比 (%)	実質土量高さ (cm)			
			Case 1-2	Case 2-2	Case 3-2	Case 4-2
2	20	3650	2.03	1.52	1.02	0.51
3	40	1806	Case 1-3	Case 2-3	Case 3-3	Case 4-3
			4.06	3.05	2.03	1.02

図 2-40 は H_{t0} と $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合から決定された H_s の関係を示している。 h_2 は試料 2 では 20.64、試料 3 では 14.59 となった。図 2-24 から分かるように本来、含水比が大きくなるほど h_2 は小さくなる。しかし、図 2-40 では含水比が大きい試料 2 の h_2 の方が含水比の小さい試料 3 の h_2 よりも大きくなっている。この特徴は図 2-24 で明らかにした実験事実とは異なっている。

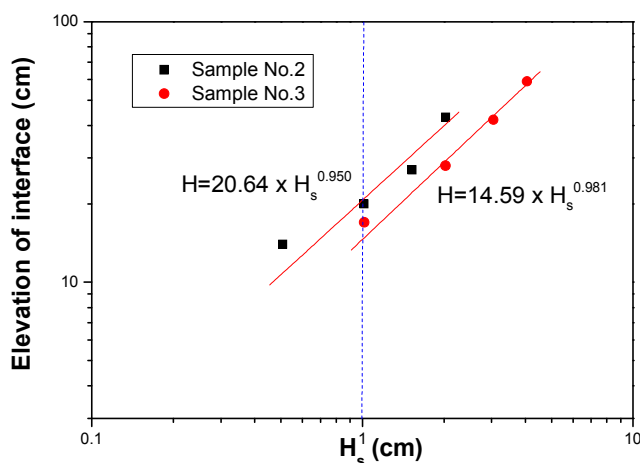


図 2-40 H_{t0} と細粒分のみの H_s の関係

図 2-41 は H'_{t0} と $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合から決定された H_s の関係を示している。図 2-41 には試料 1 の結果も併せて示している。試料 2 における換算含水比 3650%と試料 3 におけるそれ 1806%は、いずれも試料 1 における 1200%の含水比よりも大きい。試料 1 における試験結果から得られる知見に基づけば、試料 2 および試料 3 における H'_{t0} と H_s の関係は試料 1 におけるそれよりも下方に位置しなくてはならない。しかしながら、そうはなっていない。また、試料 2 における H'_{t0} と H_s の関係の方が試料 3 におけるそれよりも高位に位置している。これも、試験結果から得られる知見とは矛盾している。したがって、 $75\mu\text{m}$ ふるいを使った粗粒分と細粒分の区分は適していないと考えられる。

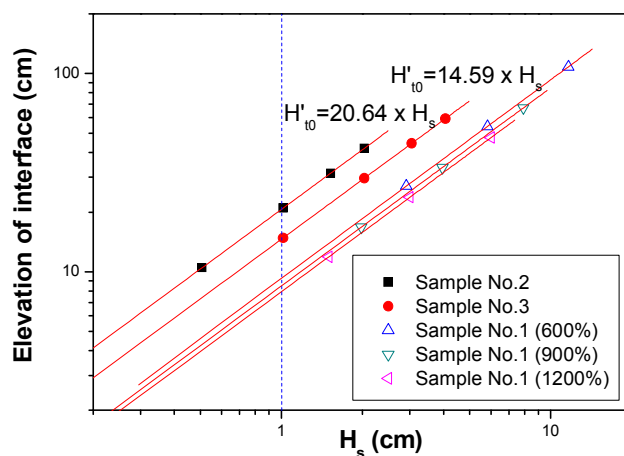


図 2－4 1 H'_{t0} と細粒分のみの H_s の関係

次に、沈降・自重圧密試験後、試料の堆積状況に基づき粗粒分と細粒分を区分することを試みた。図 2－4 2 は沈降・自重圧密試験後の試料の沈殿状況を示している。図のように、分級堆積した粗粒分と考えられる部分と界面沈降した細粒分と考えられる部分の区分は明確である。粗粒分と考えられる部分と細粒分と考えられる部分では色が異なっている。また、細粒分と考えられる部分では粒子は目視できない。しかし、粗粒分と考えられる部分は粒子を目視することができる。したがって、色が変化する境界面と粒子が目視できる基準で粗粒分と細粒分を区分した。



図 2－4 2 沈降・自重圧密試験後の沈殿の状況

図 2－4 3 および図 2－4 4 はそれぞれ試料 2 および試料 3 における試験終了時における堆積土の乾燥単位体積重量の分布を示している(Lee ら, 2011)。

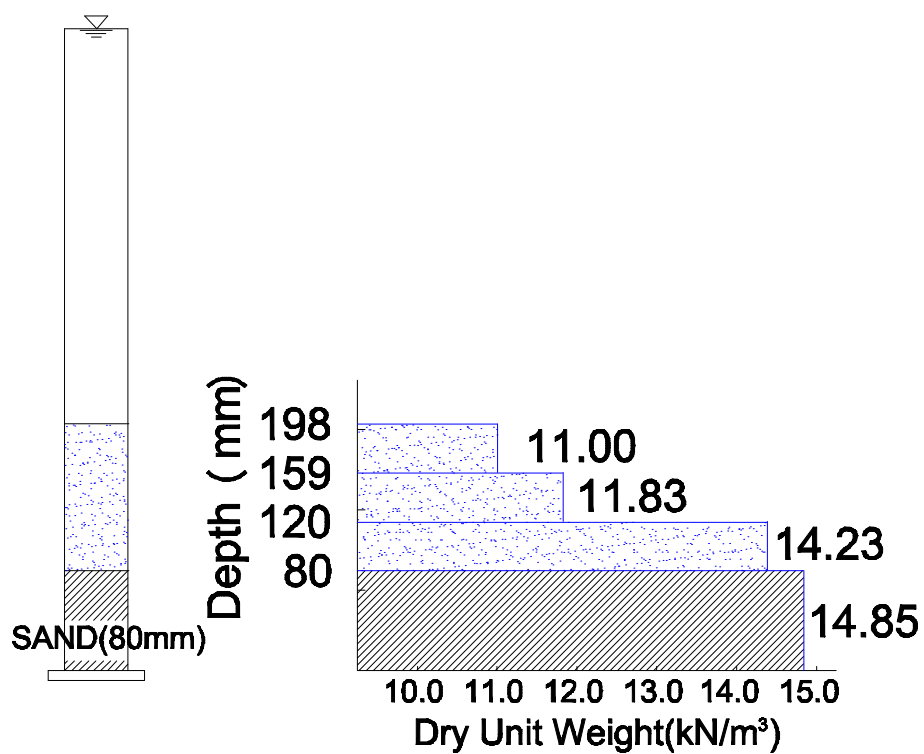


図 2 - 4 3 試験終了時における堆積土の乾燥単位体積重量分布 (試料 2)

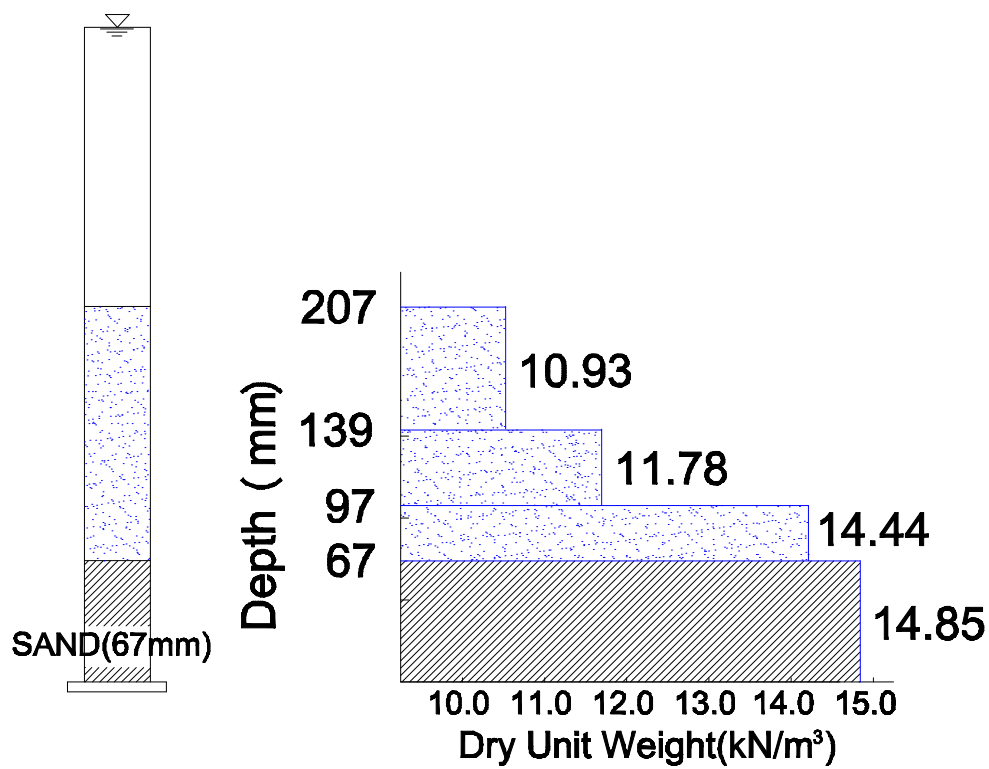


図 2 - 4 4 試験終了時における堆積土の乾燥単位体積重量分布 (試料 3)

細粒分が沈降堆積して形成された領域では、乾燥単位体積重量は深度が深いほど大きい。しかし、粗粒分が分級堆積して形成された領域では、乾燥単位体積重量は深度方向にほぼ一定になった。試験試料の違いに関わらず粗粒分の平均乾燥単位重量は 14.85kN/m^3 である。一方、試料 2 では、細粒分層における乾燥単位体積重量は最小 11.00 から最大 14.23kN/m^3 まで変化している。試料 3 では、細粒分層における乾燥単位体積重量は最小 10.93 から最大 14.44kN/m^3 まで変化している。この結果に基づき、粗粒分と細粒分それぞれの実質土量高さを求め、その比率を明らかにする。試験ケースとして投入高さ 200cm のケースを対象とした。

表 2-7 は沈降・自重圧密試験後における実質土量高さの比率の算定過程を示している。まず、所定の測定位置における乾燥単位体積重量を求め、その結果から間隙比を算出した。算出した間隙比を利用して式 (2-4) に基づいて実質土量高さを求めた。そして、それぞれの実質土量高さに基づいて細粒分と粗粒分の比率を求めた。その結果、試料 2 の細粒分の比率は 55.1% 、試料 3 のそれは 62.8% になった。

表 2-8 は、各試験ケースにおける細粒分のみを対象とした換算含水比と実質土量高さを示している。換算投入高さは、投入高さから粗粒分の堆積高さを差し引くことによって求める。なお、粗粒分の堆積高さは投入高さ 200cm のケースしか計測していなかったため、他のケースについては、投入量の比率に応じて推定した。また、細粒分の実質土量高さも投入高さ 200cm のケースの結果に基づき、投入量の比率に応じて推定した。その結果、換算含水比は試料 2 では 1274% 、試料 3 では 1115% になった。

表 2－7 沈降・自重圧密試験後における実質土量高さの比率の算定過程

試料番号	項目	細粒分			粗粒分
2	測定位置 (mm)	198～159	159～120	120～80	80～0
	深さ (mm)	39	39	40	80
	乾燥単位体積重量 (kN/m ³)	11.00	11.83	14.23	14.85
	間隙比	1.381	1.214	0.841	0.764
	実質土量高さ (mm)	16.6	17.8	21.4	45.4
	比率 (%)	16.3	17.6	21.2	44.9
		55.1			44.9
3	測定位置 (mm)	207～139	139～97	97～67	67～0
	深さ (mm)	68	42	30	67
	乾燥単位体積重量 (kN/m ³)	10.93	11.78	14.44	14.85
	間隙比	1.396	1.223	0.819	0.764
	実質土量高さ (mm)	28.2	18.7	16.9	37.8
	比率 (%)	27.8	18.4	16.6	37.2
		62.8			37.2

表 2-8 各試験ケースにおける細粒分のみを対象とした換算含水比と実質土量高さ

試料 番号	75 μ m ふるい 通過量の割合 (%)	換算 含水比 (%)	換算投入高さ (cm)				細粒分の実質土量高さ (cm)			
			Case 1-2	Case 2-2	Case 3-2	Case 4-2	Case 1-2	Case 2-2	Case 3-2	Case 4-2
2	20	1274								
			187.6	140.7	93.8	46.9	5.58	4.18	2.79	1.39
3	40	1115								
			185.2	138.9	92.6	46.3	6.38	4.78	3.19	1.59

図 2-4 5 および 4 6 は、それぞれ試料 2 および試料 3 における両対数グラフ上での修正沈降曲線を示している。先に述べたように、界面高さは分級堆積した粗粒分の最上面を基準としている。これらの修正沈降曲線から細粒分のみでの圧密沈降係数 C_{sf} と自重圧密開始時間 t_{0r} および t_{0r} 時の界面高さ $H_{t_{0r}}$ を求めた。

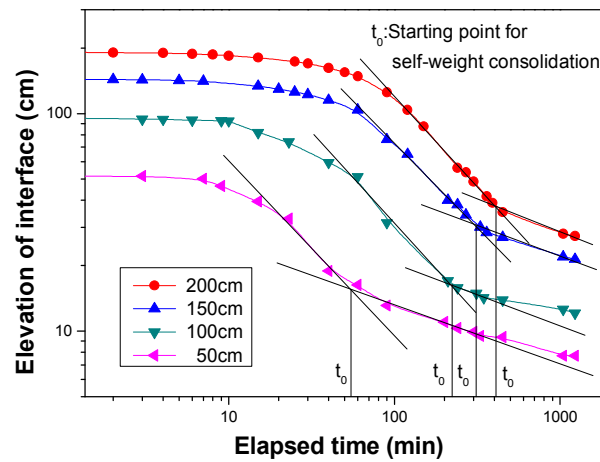


図 2-4 5 試料 2 の修正沈降曲線(両対数グラフ)

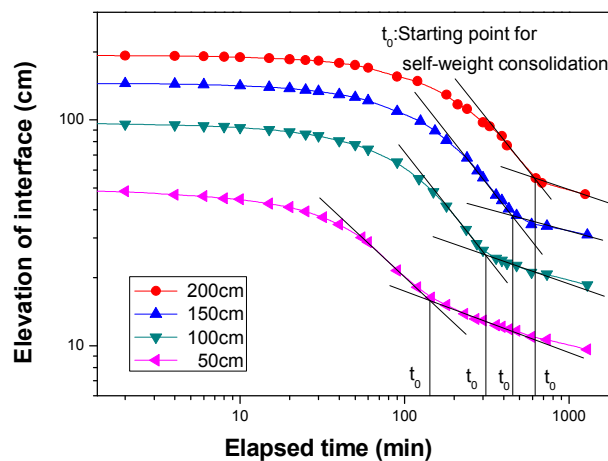


図 2－4 6 試料 3 の修正沈降曲線(両対数グラフ)

表 2－9 は修正され沈降曲線から求めた沈降・自重圧密特性と修正前のそれとの結果比較を示している。換算投入高さ H_{or} は H_0 から粗粒分の分級堆積高さを減じて求めるため、 H_0 よりも低くなっている。細粒分のみの実質土量高さ H_{sf} は H_s より低くなるため換算含水比 w_{or} は大きくなる。粗粒分による分級堆積高さを減ずるため、 t_{or} における界面高さ H_{tor} は低くなる。そのため、 C_{sf} は C_s に比して増加している。

表 2－9 修正前後における沈降・自重圧密特性の比較

試料番号	項目	修正前				項目	修正後			
2	H_o (cm)	200	150	100	50	H_{of} (cm)	192.0	144.0	96.0	48.0
	w_o (%)	700	700	700	700	w_{of} (%)	1275	1275	1275	1275
	H_s (cm)	10.2	7.6	5.1	2.5	H_{sf} (cm)	5.6	4.2	2.8	1.4
	C_s	0.201	0.191	0.217	0.209	C_{sf}	0.272	0.272	0.294	0.293
	t_o (min)	450	360	240	90	t_{of} (min)	405	305	210	54
	H_{to} (cm)	43.0	27.0	20.0	14.0	H_{tof} (cm)	38.0	32.0	16.0	14.0
3	H_o (cm)	200	150	100	50	H_{of} (cm)	193.3	145.0	96.7	48.3
	w_o (%)	700	700	700	700	w_{of} (%)	1115	1115	1115	1115
	H_s (cm)	10.2	7.6	5.1	2.5	H_{sf} (cm)	6.4	4.8	3.2	1.6
	C_s	0.205	0.192	0.213	0.221	C_{sf}	0.277	0.283	0.284	0.262
	t_o (min)	630	440	310	130	t_{of} (min)	640	460	205	140
	H_{to} (cm)	60.0	42.0	28.0	17.0	H_{tof} (cm)	45.0	37.0	25.0	16.0

図 2－4 7 は C_{sf} と含水比の関係を示している。図中には試料 1 の C_s を併せて示している。試料 2 の C_{sf} は平均 0.283 であって、試料 3 の C_{sf} は平均 0.276 である。試料 1 では、含水比が 900% 以上の C_s は含水比に関係なく一定になる。そして、その値は 0.281 である。これは、試料 2 および試料 3 の C_{sf} の値とほぼ等しい。そのため、 C_{sf} の値は妥当であると考えられる。

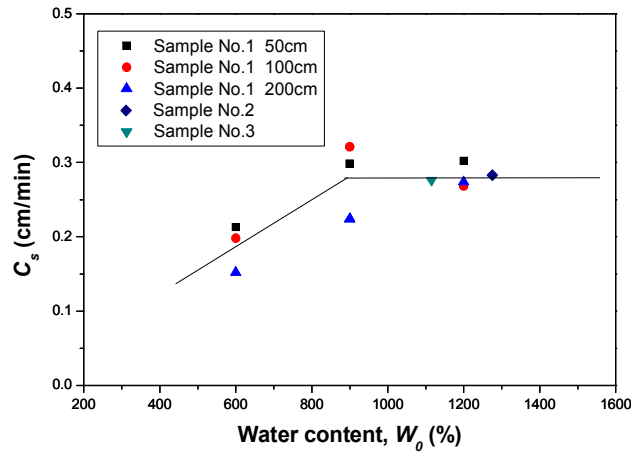


図 2-47 C_{sf} と含水比の関係

図 2-48 は H_{tof} と H_{sf} の関係を示している。 h_2 は試料 2 では 8.00、試料 3 では 8.37 となった。図 2-24 から分かるように含水比が大きくなるほど h_2 は小さくなる。本試験においても含水比が大きい試料 2 の h_2 の方が試料 3 の h_2 よりも小さくなっている。

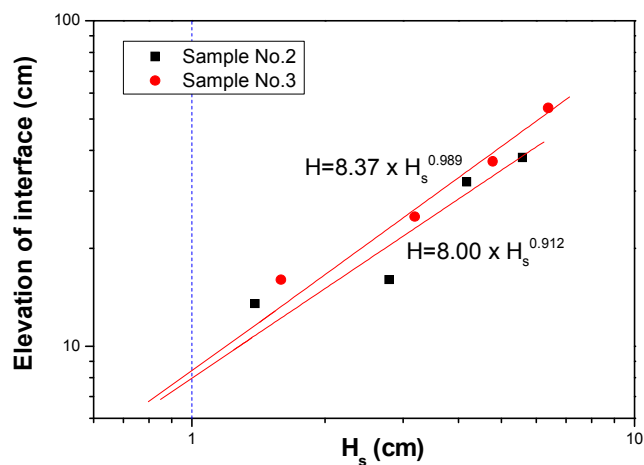


図 2-48 H_{tof} と H_{sf} の関係

図 2-49 は H'_{tof} と H_{sf} の関係を示している。図 2-49 には試料 1 の結果も併せて示している。試料 2 における H'_{tof} と H_{sf} の関係は試料 3 におけるそれよりも下方に位置している。また、試料 2 の換算含水比は 1274%であり、試料 3 のそれ 1115%よりも大きい。この特徴は 2. 3. 2 節で明らかにした知見と一致している。また、試料 2 および試料 3 における H'_{tof} と H_{sf} の関係は試料 1 の 1200%のシリーズにおけるそれとほぼ一致している。また、試料 1 における含水比 600%および 900%におけるそれらよりも下方に位置している。この点についても 2. 3. 2 節から得られた知見と整合している。したがって、試験開始後すぐ

に分級堆積してしまうような粗粒分を含んでいたとしても細粒分による沈降圧密現象は同一として考えることができる。つまり、実際に界面沈降を引き起こす細粒分だけに着目すれば、粗粒分が含有されていることの影響を排除できる。また、粗粒分の影響を排除する方法として、沈降・自重圧密試験終了後の沈殿状況から細粒分と粗粒分を判別する方法が非常に有効である。

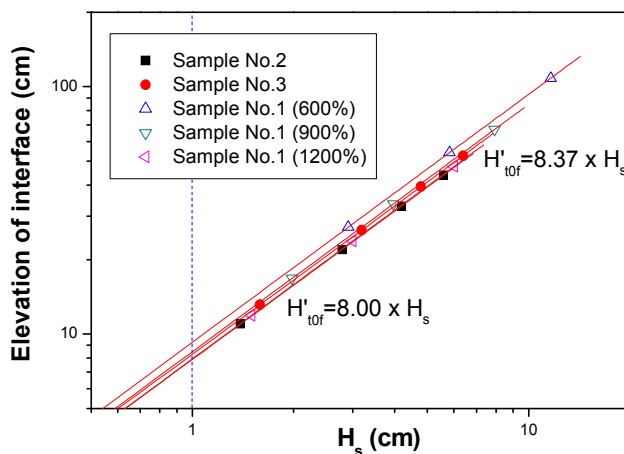


図 2-49 H'_{tof} と H_{sf} の関係

2. 4 自重圧密量の推定方法の提案

2. 4. 1 はじめに

図 2-50 は粗粒分を含む浚渫粘土の沈降・自重圧密挙動を模式的に示している。試験開始直後に粗粒分は分級堆積する。その後、細粒分のみが界面沈降・自重圧密する。すなわち、分級堆積した粗粒分は細粒分のための界面沈降とその後の自重圧密に影響を及ぼさない。ここで、2. 3. 3 節における知見より、細粒分のみによる界面沈降・自重圧密挙動は矢野の研究成果に従う。すなわち、粗粒分が分級堆積した後の懸濁液は細粒分の重量を基準として再評価した含水比を持つものとして考えることができる。

本節では粗粒分と細粒分を区分する考え方に基づき、矢野の研究成果を利用して自重圧密量を推定する方法を提案する。

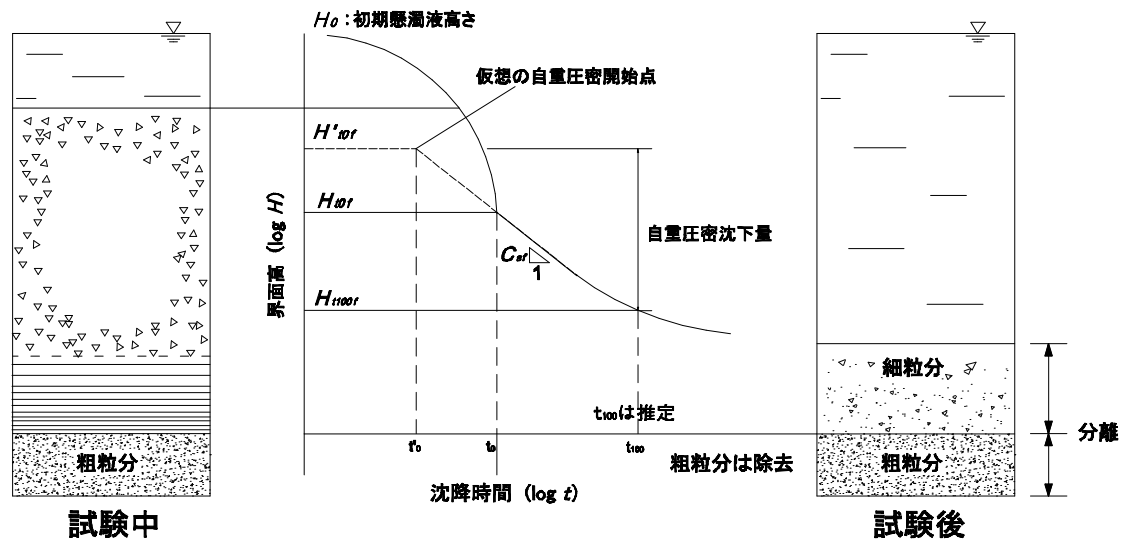


図 2-50 粗粒分を含む浚渫粘土の沈降・自重圧密挙動

2. 4. 2 自重圧密量の推定方法

矢野の考え方に従えば、自重圧密量は式 (2-14) に基づき H_{t100} と H'_{t0} の差によって計算される。ここで、実際の埋立地の埋立高さに対応した H_{ss} が与えられれば、 H_{t100} と H'_{t0} を求めることができる。図 2-51 は矢野の考え方に基づく自重圧密量の計算手順を示している。矢野の研究対象となった浚渫粘土は分級堆積する成分を含まないのでその点は考慮されていない。一方、図 2-52 は本研究で提案する自重圧密量の計算手順を示している。以下に提案方法について説明する。

(a) 分級堆積と界面沈降の分離

2. 3. 3 節で明らかにしたように粗粒分を含む浚渫粘土では、分級堆積した粗粒分は細粒分のみの界面沈降とその後の自重圧密に影響を及ぼさない。そのため、粗粒分による分級堆積量と界面沈降によって形成される土塊の量を明確に分離することが必要である。粗粒分と細粒分は沈降・自重圧密試験後、試料の堆積状況に基づいて区分する。粗粒分と細粒分を分離した後、それぞれの乾燥単位体積重量を求め、さらに間隙比を算定する。その結果から、粗粒分の実質土量高さ H_{sc} と細粒分の実質土量高さ H_{sf} を求める。 H_{sf} から換算含水比 w_{of} を求める。また、全試料における実質土量高さ H_s に対する H_{sf} の割合を R_f とする。

(b) 沈降曲線の修正と再分析

修正沈降曲線に基づき、 C_{sf} および H_{t0f} を求める。

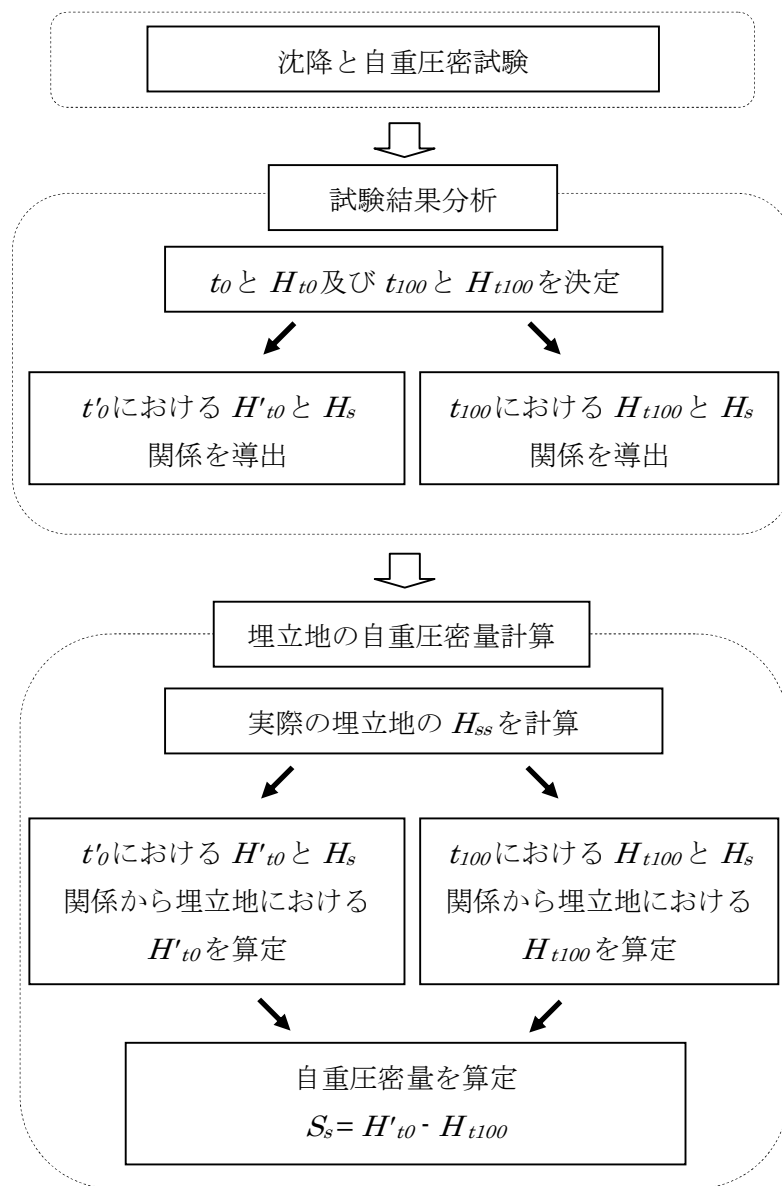


図 2-5-1 既存の自重圧密量の計算方法

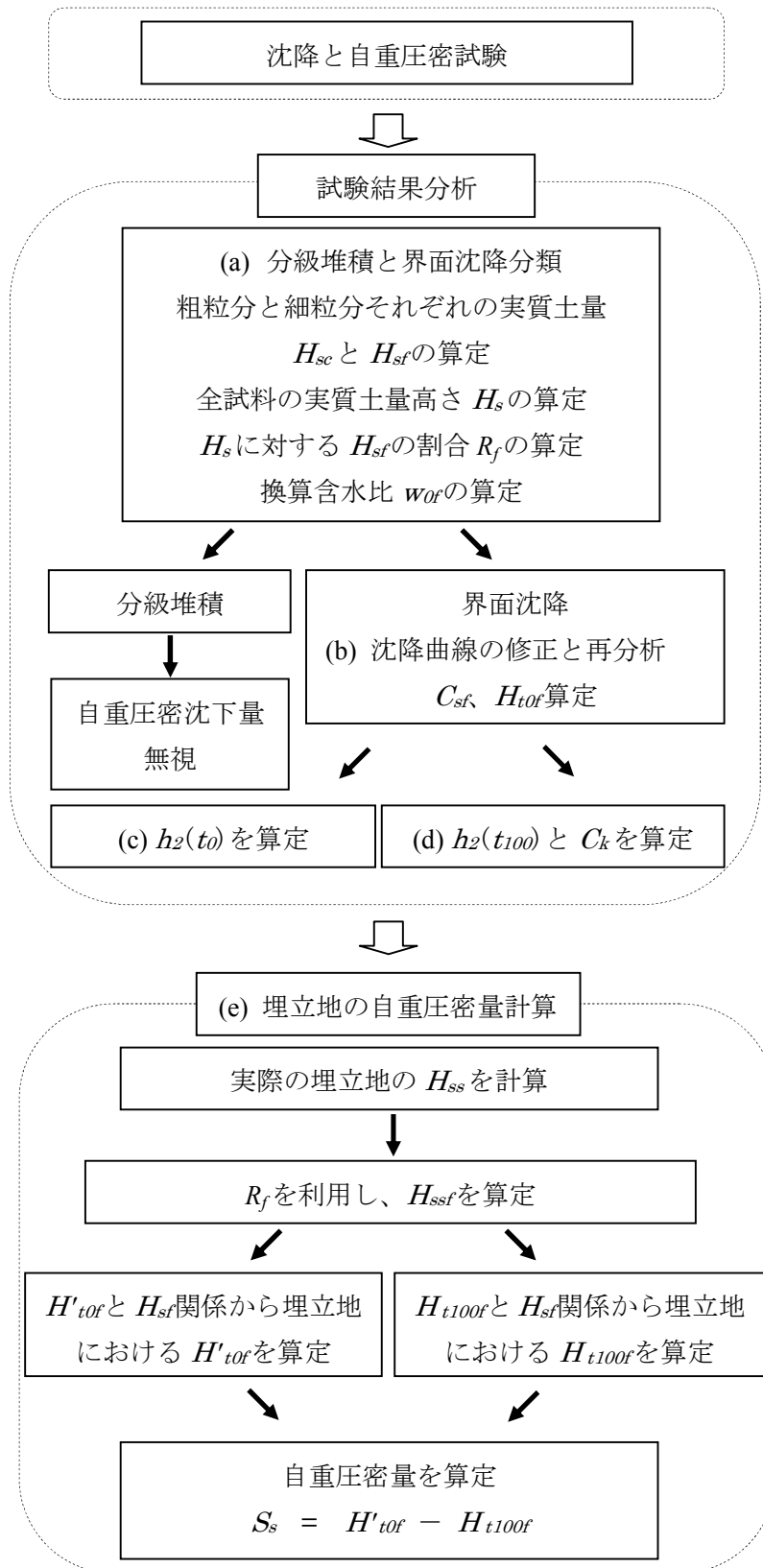


図 2-5-2 提案する自重圧密量の計算方法

(c) $h_2(t_0)$ を算定

矢野の研究成果と同様に、 H_{tof} は H_{tof} と H_{sf} の関係から求めることができる。投入高さを変えて数回の試験を実施することにより、 H_{tof} と H_{sf} の関係を求めることができる。図 2-53 は細粒分のみ界面高さ H_f と H_{sf} の関係を模式的に示している。点線で表示される H_{tof} と H_{sf} の関係を直線で近似し、 $H_{sf}=1$ の時の H_{tof} である $h_2(t_0)$ を求める。次に、 $h_2(t_0)$ を通り、傾きが 1 である直線を引いて H_f と H_{sf} の関係を導出する。その関係式は次式のようになる。

$$\log H_f = \log h_2(t'_0) + \log H_{sf} \quad (2-19)$$

$$H_f = h_2(t'_0) \times H_{sf} \quad (2-20)$$

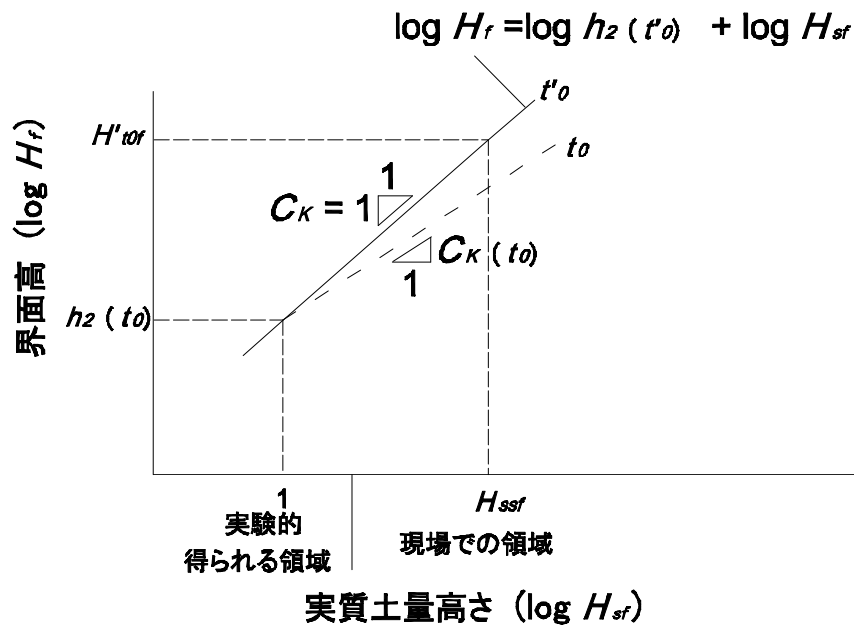


図 2-53 H_f と H_{sf} の関係

(d) $h_2(t_{100})$ と C_k を算定

図 2-54 は H_{t100f} と H_{sf} の関係を示している。この関係は次式によって与えられる。

$$\log H_f = \log h_2(t_{100}) + C_k(t_{100}) \cdot \log H_{sf} \quad (2-21)$$

$$H_f = h_2(t_{100}) \times H_{sf}^{C_k(t_{100})} \quad (2-22)$$

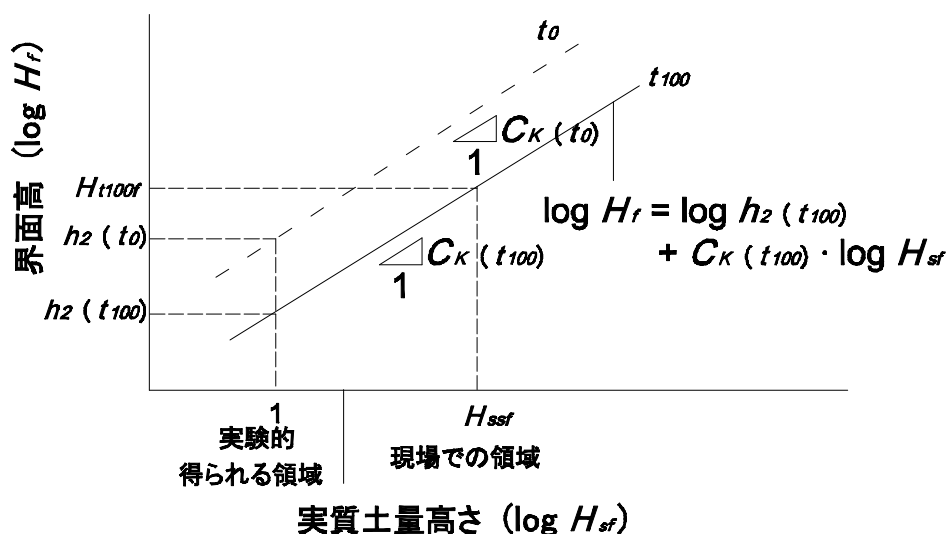


図 2-54 H_{t100} と H_s の関係

本来、 H_{t100f} は沈降・自重圧密試験によって求めなくてはならない。しかし、試験によって H_{t100f} を求めるためには、非常に時間がかかる。また、細粒土の含有量が少ない土の場合、沈下量が小さいので試験によっては圧密沈降領域とクリープ領域の境界が明確に現れない場合もある。そのため、本手法では圧密試験によって H_{t100f} を求める方法を提案する。

2. 2. 3で述べたように式(2-21)および式(2-22)における $C_k(t_{100})$ については H_{t0f} と H_{sf} の関係の傾き $C_k(t_0)$ を用いる。次に $h_2(t_{100})$ の求める方法について説明する。図2-55は $h_2(t_{100})$ の算定方法を示している。まず、試験試料から分級堆積する成分を除き、界面沈降する成分のみの調整試料を準備する。次に、浸透圧密試験と標準圧密試験によってその調整試料の圧縮曲線を明らかにする。図2-56は f_f と $\log p'$ の関係を模式的に示している。 f_f と $\log p'$ の関係は次式によって直線近似できる。

$$f_f = f_0 - C_c \log p' \quad (2-23)$$

ここに、 f_f : 調整試料の体積比、 f_0 : 基準体積比、 C_c : 圧縮指数、 p' : 有効応力

また、 H_s が1cmの時の有効応力 p'_1 を式(2-24)によって算定する。

$$p'_1 = H_{sf} \cdot (G_s - G_f) \rho_w = H_{sf} (\gamma_s - \gamma_f) \quad (2-24)$$

ここに、 ρ_w : 水の密度、 γ_s : 土粒子の単位重量、 γ_f : 間隙水の単位重量

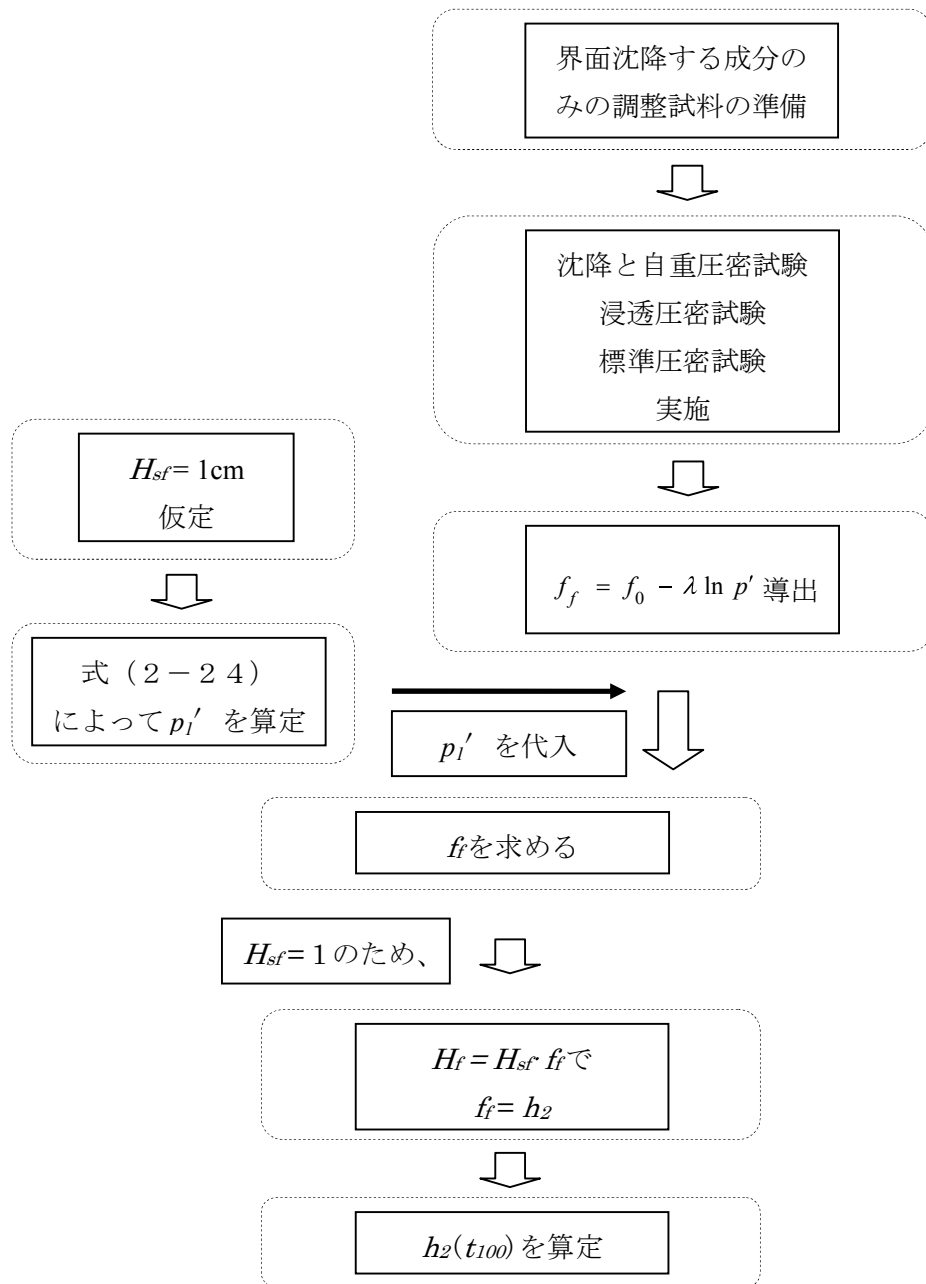


図 2-55 $h_2(t_{100})$ の算定方法

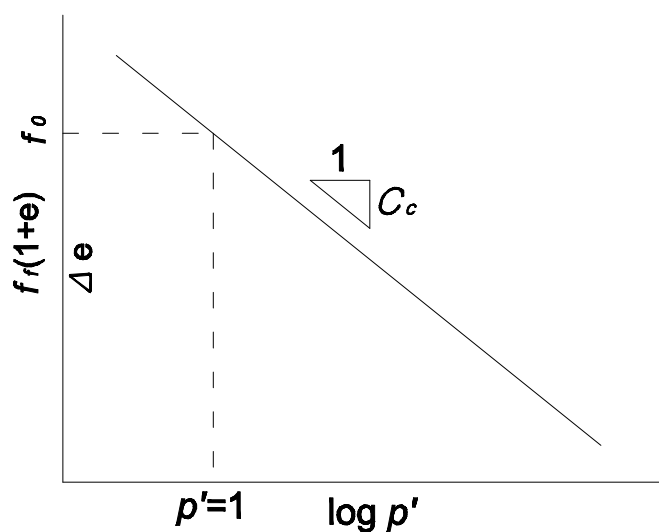


図 2-56 f_r と $\log p'$ の関係

さらに、式 (2-23) に p'_l を代入することにより、 H_{sf} が 1cm の時の f_r を求める。 $H_f = H_{sf} f_r$ において $H_{sf} = 1\text{cm}$ であるので f_r をもって $h_2(t_{100})$ とすることができる。以上 $C_k(t_{100})$ と $h_2(t_{100})$ を式 (2-21) に適用することにより、 H_{t100f} と H_{sf} の関係を得る。

(e) 埋立地の自重圧密量計算

埋立地の埋立深さ H と投入する浚渫土の含水比から、式 (2-4) を使えば埋立地盤における実質土量高さ H_{ss} を求めることができる。次に R_f を利用して、 H_{ss} から現場の細粒分に対する実質土量高さ H_{ssf} を求める。さらに、式 (2-19) に基づき H'_{tof} 、また式 (2-21) に基づき H_{t100f} を算定する。その結果から、式 (2-14) を基づき、自重圧密量 S_v を求める。

2. 4. 3 自重圧密量の試算

提案した自重圧密量の計算方法の妥当性を検討するためにいくつかの条件を仮定して試算を行う。表 2-10 は仮定した条件を示している。便宜的に投入する浚渫土の含水比を 700%、埋立深度を 10m と仮定する。この条件下で試料 1、試料 2 および試料 3 によって埋立が行われると仮定する。

表 2-10 仮定した条件

投入含水比 w	700%
埋立深度 H_r	10m

(a) 分級堆積と界面沈降の分離

表 2-11 は分級堆積と界面沈降を考慮した換算含水比と実質土量高さを示している。まず、2.4.2 節の(a)で説明したように沈降・自重圧密試験後、粗粒分と細粒分を区分し、各ケースについて細粒分のみの換算実質土量高さ H_{sf} から換算含水比 w_{of} を求める。また、全試料に対する実質土量高さ H_s を求め、それに対する H_{sf} の割合 R_f を求める。今回、試料 1 は細粒分のみで構成されているので換算する必要はない。試料 2 と 3 は、粗粒分が含まれているので換算する必要がある。換算後の含水比は、それぞれ 1275% と 1115% になった。また、 R_f はそれぞれ 55.1% と 62.8% になった。

表 2-11 分級堆積と界面沈降を考慮した換算含水比と実質土量高さ

試料番号	H_0 (cm)	200	150	100	50
1	H_{sf} (cm)	10.1	7.6	5.0	2.5
	w_{of} (%)	700	700	700	700
	H_s (cm)	10.1	7.6	5.0	2.5
	R_f (%)	100	100	100	100
2	H_{sf} (cm)	5.6	4.2	2.8	1.4
	w_{of} (%)	1275	1275	1275	1275
	H_s (cm)	10.2	7.6	5.1	2.5
	R_f (%)	55.1	55.1	55.1	55.1
3	H_{sf} (cm)	6.4	4.8	3.2	1.6
	w_{of} (%)	1115	1115	1115	1115
	H_s (cm)	10.2	7.6	5.1	2.5
	R_f (%)	62.8	62.8	62.8	62.8

(b) 沈降曲線の修正と再分析

表 2-12 は分級堆積と界面沈降を考慮した圧密沈降係数と自重圧密開始時間および界面高さを示している。試料 2 および試料 3 のように粗粒分が含まれる場合、2.4.2 節の(b)で説明したように界面高さは分級堆積した粗粒分の最上面を基準として修正する。そ

うして、修正された沈降曲線に基づき、細粒分だけの圧密沈降係数 C_{sf} と自重圧密開始時間 t_{of} および t_{of} 時の界面高さ H_{tof} を求める。試料 1 のように細粒分のみで構成される場合、沈降曲線の修正を行う必要はない。ただし、今回、試料 1 は含水比 700% で沈降・自重圧密試験を実施していない。このため、 C_{sf} は式 (2-17) によって設定した。また、 H_{tof} は含水比 600% のシリーズと含水比 900% のシリーズの結果を参照して設定した。

表 2-12 分級堆積と界面沈降を考慮した圧密沈降係数および界面高さ

試料番号	H_0 (cm)	200	150	100	50
1	C_{sf}	0.217	0.217	0.217	0.217
	H_{tof} (cm)	51	40	28	20
2	C_{sf}	0.272	0.272	0.294	0.293
	H_{tof} (cm)	38.0	32.0	16.0	14.0
3	C_{sf}	0.277	0.283	0.284	0.262
	H_{tof} (cm)	45.0	37.0	25.0	16.0

(c) $h_2(t_0)$ を算定

図 2-57 は H_{tof} と H_{sf} の関係を示している。また、表 2-13 は $h_2(t_0)$ を示している。2.4.2 節の(c)に説明したように H_f と H_{sf} の対数を直線近似する。そして、 H_{sf} が 1 の時の H_f である $h_2(t_0)$ を求める。

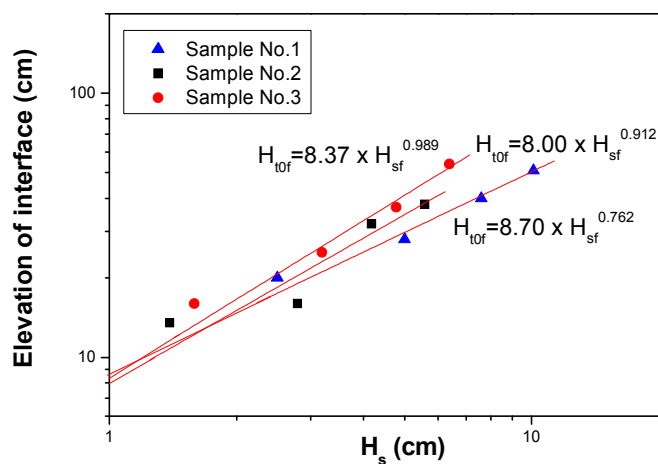


図 2-57 H_{tof} と H_{sf} の関係

表 2-13 実質土量高さが 1 における仮想の自重圧密開始時間の時の界面高さ

	試料 1	試料 2	試料 3
$h_2(t_0)$	8.7	8.0	8.4

(d) $h_2(t_{100})$ と C_k を算定

表 2-14 は $C_k(t_{100})$ 、 $h_2(t_{100})$ 、 p および f_f を示している。2.4.2 節の(d) に説明したように $C_k(t_{100})$ は H_{f0f} と H_{sf} の関係の傾き $C_k(t_0)$ と等しいものとする。次に、 $h_2(t_{100})$ は細粒分のみの試料によって構成される供試体を用いた圧密試験結果を利用して決定する。図 2-58 は圧密試験から得られる $f_f - p'$ 関係を示している。 f_f と $\log p'$ の関係を直線近似すれば式 (2-25) の関係を得る。 $H_{sf}=1\text{cm}$ 時の p' を求め、式 (2-25) に代入すれば、 f_f を求めることができる。 f_f をもって $h_2(t_{100})$ とする。

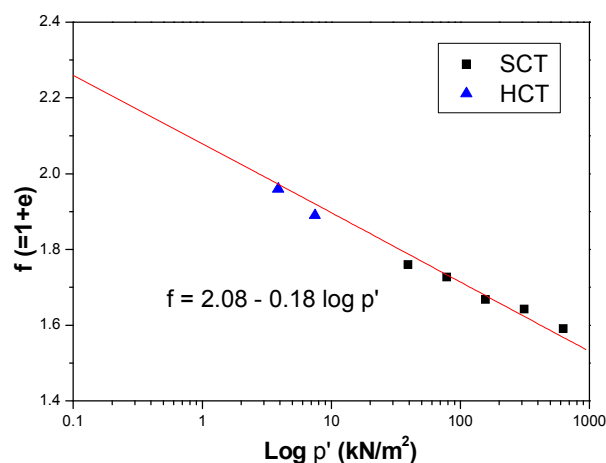


図 2-58 体積比-有効応力関係(細粒土のみ)

$$f_f = 2.08 - 0.18 \log p' \quad (2-25)$$

表 2-14 $C_k(t_{100})$ 、 $h_2(t_{100})$ 、 p および f_f

試料番号	P_1' (kN/m²)	f_f	$C_k(t_{100})$	$h_2(t_{100})$ (cm)
1	0.159	2.224	0.780	2.224
2	0.161	2.223	0.950	2.223
3	0.161	2.223	0.981	2.223

(e) 埋立地の自重圧密量計算

表 2－1 5 は仮定条件下における細粒土の実質土量高さを求める計算過程を示している。まず、式（2－4）を利用して、埋立深度 H_r 、投入含水比と土粒子の比重から実際の埋立地の H_{ss} を求める。次に、 R_f を使って H_{ssf} を求める。その結果から埋立地の H_{ssf} を求める。その結果、試料 1 の H_{ssf} は 0.511m となり、試料 2 の H_{ssf} は 0.280m および試料 3 の H_{ssf} は 0.319m となった。

表 2－1 5 仮定条件下における細粒土の実質土量高さを求める計算過程

試料番号	2	3	1
埋立深度 H_r (m)	10	10	10
土粒子の比重 G_s	2.670	2.670	2.650
含水比 w_0 %	700	700	700
実質土量高さ H_{ss} (m)	0.508	0.508	0.511
細粒土の実質土量高さの割合 R_f (%)	55.1	62.8	100
細粒土の実質土量高さ H_{ssf} (m)	0.280	0.319	0.511

図 2－5 9 は試料 1 における H'_{tof} と H_{sf} の関係および H_{t100f} と H_{sf} の関係をそれぞれ示している。ここで、 H'_{tof} と H_{sf} の関係式は次式である。

$$H'_{tof} = 8.70 \times H_{sf} \quad (2-26)$$

また、 H_{t100f} と H_{sf} の関係で関係式は次式である。

$$H_{t100f} = 2.224 \times H_{sf}^{0.780} \quad (2-27)$$

ここで、式（2－26）および式（2－27）のそれぞれの H_{sf} に H_{ssf} を代入することに

より仮定した埋立地における H'_{t0f} と H_{t100f} を求めることができる。実際に計算するとそれぞれ 444.6cm と 47.8cm となった。

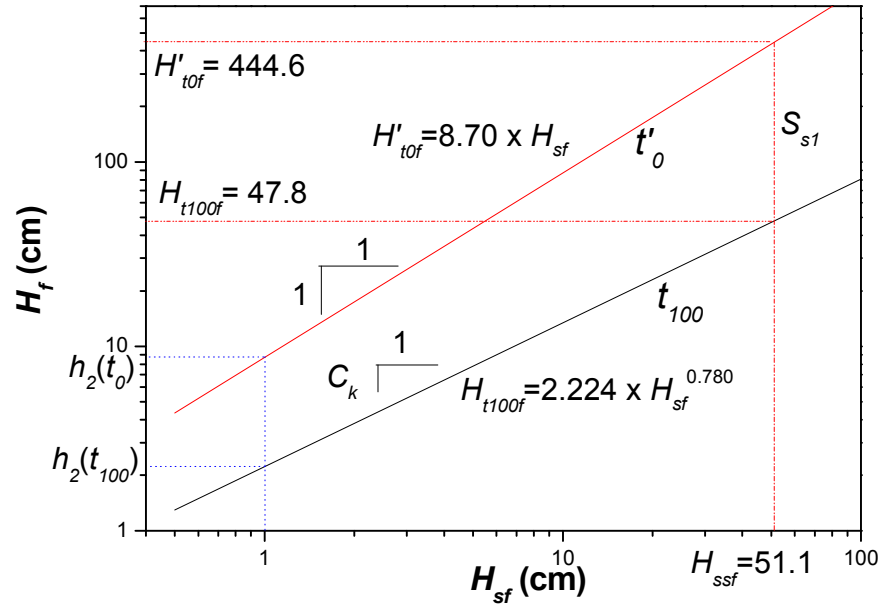


図 2-59 試料 1 における H_f と H_{sf} の関係

図 2-60 は試料 2 における H'_{t0f} と H_{sf} の関係および H_{t100f} と H_{sf} の関係をそれぞれ示している。ここで、 H'_{t0f} と H_{sf} の関係式は次式である。

$$H'_{t0f} = 8.00 \times H_{sf} \quad (2-28)$$

また、 H_{t100f} と H_{sf} の関係式は次式である。

$$H_{t100f} = 2.223 \times H_{sf}^{0.950} \quad (2-29)$$

ここで、式 (2-28) および式 (2-29) のそれぞれの H_{sf} に H_{ssf} を代入することにより仮定した埋立地における H'_{t0f} と H_{t100f} を求めることができる。実際に計算するとそれぞれ 224.0cm と 52.7cm となった。

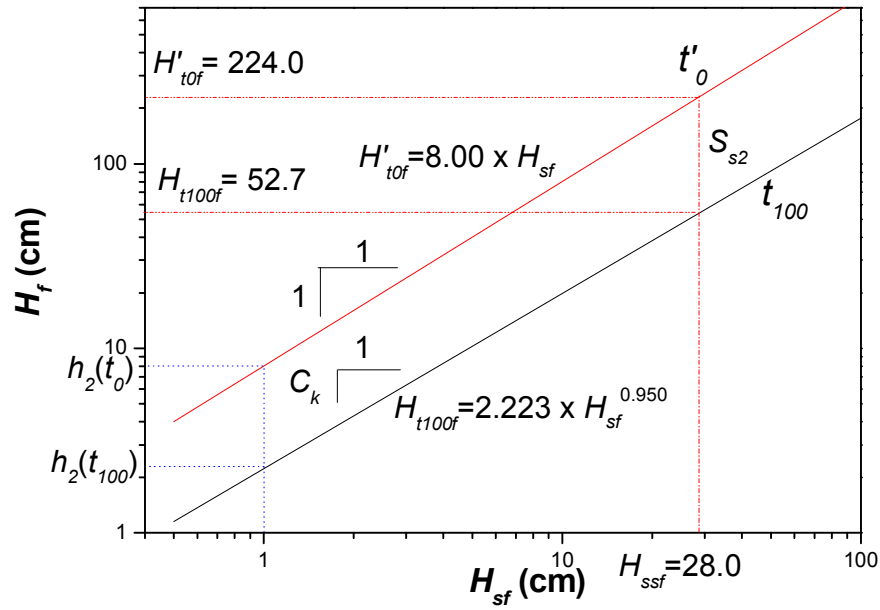


図 2-60 試料 2 における H_f と H_{sf} の関係

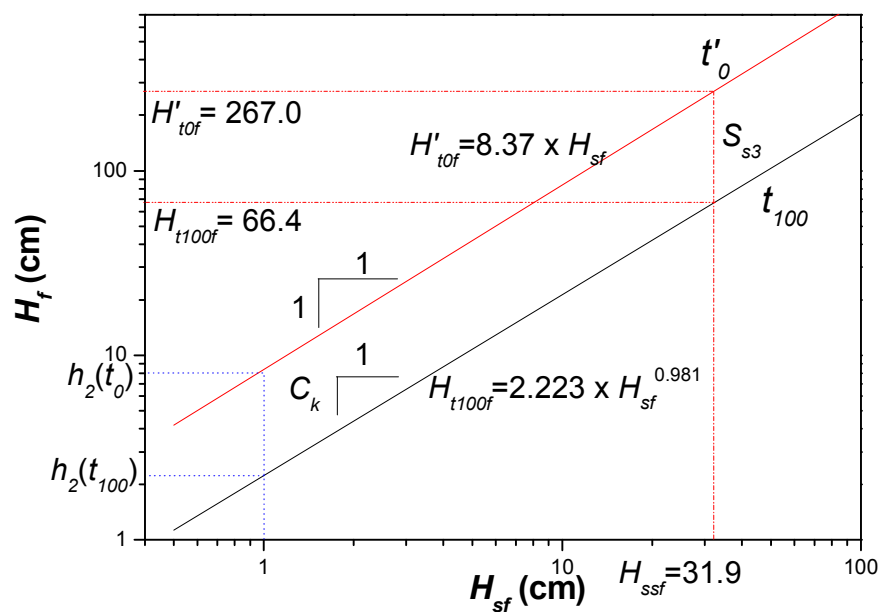
図 2-61 は試料 3 における H'_{t0f} と H_{sf} の関係および H_{t100f} と H_{sf} の関係をそれぞれ示している。ここで、 H'_{t0f} と H_{sf} の関係式は次式である。

$$H'_{t0f} = 8.37 \times H_{sf} \quad (2-30)$$

また、 H_{t100f} と H_{sf} の関係式は次式である。

$$H_{t100f} = 2.223 \times H_{sf}^{0.981} \quad (2-31)$$

ここで、式 (2-30) および式 (2-31) のそれぞれの H_{sf} に H_{ssf} を代入することにより仮定した埋立地における H'_{t0f} と H_{t100f} を求めることができる。実際に計算するとそれぞれ 267.0cm と 66.4cm となった。



自重圧密度は式(2-14)から与えられるように H'_{100} と H_{t100} の差である。表2-12は推定された自重圧密度を示している。自重圧密度は試料1で3.97mとなり、試料2で1.71mと試料3は2.01mと予想された。

表 2-12 提案した方法で求めた自重圧密度

埋立深度 (m)	10.0 (w = 700%)		
試料番号	2	3	1
75 μ m ふるい通過量の割合 (%)	20	40	88
自重圧密開始時の界面高さ H'_{tor} (m)	2.24	2.67	4.45
自重圧密終了時の界面高さ H_{t100f} (m)	0.53	0.66	0.48
沈降、自重圧密量 (m)	1.71	2.01	3.97

試算結果、粗粒分と細粒分を区分する考え方に基づき、矢野の研究成果を利用して自重圧密量を推定することができた。自重圧密量は細粒分が多いほど大きく現れ、おおむね妥当性がある結果を得た。

2. 5 結論

本章では、まず、沈降・自重圧密に関する既往の研究を取りまとめた。次に、非塑性浚渫粘土の沈降・自重圧密特性に及ぼす初期含水比と投入高さの影響を調べるために沈降・自重圧密試験を実施した。そして、非塑性浚渫粘土に対する矢野の考え方の適用性を検証した。さらに、沈降・自重圧密特性に及ぼす粒度分布の影響を沈降・自重圧密試験によって明らかにした。最後に、粗粒分が含まれる浚渫土の自重圧密量の予測方法を提案した。以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

1. 非塑性浚渫粘土でも、高塑性浚渫土と同様に界面の沈降速度は含水比が大きいほど速い。
2. 圧密沈降係数(C_s)は、ある特定の含水比までは含水比の増加と共に単調に増加する。ただし、含水比がその特定の含水比以上になれば、含水比に関係なくほぼ一定になる。
3. 非塑性浚渫粘土では、含水比が等しければ沈降速度と C_s は投入高さに関わらず一定になる。すなわち、沈降速度と C_s は投入高さの影響を受けない。
4. 非塑性浚渫粘土では、自重圧密開始点における界面高さの対数と実質土量高さの対数の関係を直線で近似した際に得られる直線の傾きは、含水比に関わらずほぼ一致する。しかし、直線の切片である h_2 は含水比が高いほど小さい。
5. 一連の試験結果では、堆積深度比が約 0.5 までの含水比は、初期含水比や投入高さに関わらず液性限界とほぼ等しい。したがって、自重圧密が完全に終了するときの堆積土の含水比は液状限界と一致することが示唆される。
6. 粗粒分が含まれる浚渫土では、まず、粗粒分が分級堆積して、その後、細粒分が界面沈降することが確認できた。粗粒分による堆積物と細粒分によるその境界は、色の変化や粒子の目視に基づき区分できた。
7. 粗粒分が含まれる浚渫土では、粗粒分の方級堆積によって懸濁液の含水比が初期含水比より高くなる。このため粗粒分が多いほど沈降速度が速くなる。
8. 粗粒分が含まれる浚渫土では、粒度の違いに関わらず C_s は等しくなる。このことから、懸濁液はかなりの高含水比になったことが示唆される。
9. 粗粒土が含まれる浚渫土では、たとえ含水比が同一であっても粒度分布が異なれば界面高さと実質土量高さの関係は一致しない。
10. 粗粒分と細粒分の工学的な分類基準である粒径 $75\mu\text{m}$ によって粗粒分と細粒分を区分し、細粒分のみについて求めた界面高さと実質土量高さの関係は、既往の研究成果と整合しない。したがって、粒径 $75\mu\text{m}$ によって粗粒分と細粒分を区分することは不適切である。
11. 沈降・自重圧密試験終了後の堆積状態に基づき区分された細粒分に関する界面高さ

と実質土量高さの関係は既往の研究成果と整合した。

- 1 2. 粗粒分が含まれる浚渫土による埋立について、界面沈降・自重圧密試験結果に基づき、自重圧密量を推定する方法を提案することができた。

参考文献

- 高田直俊, 今井五郎, 木山正明 (1979). "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, 地盤工学会, Vol 27, No 4, pp 101-108.
- 高田直俊, 今井五郎, 木山正明 (1979). "圧密沈下を考える 4. 浚渫粘土の圧密沈下 (その 2)", 土と基礎, 地盤工学会, Vol 27, No 5, pp 71-78.
- 三笠正人 (1963). "軟弱粘土の圧密, 新圧密理論とその応用", 鹿島出版会.
- 矢野弘一郎 (1985). "浚渫土による軟弱埋立地盤の性状とその予測", 土木学会論文集, 第 364 号(Ⅲ-4), pp 1-14.
- 吉田秀樹, 坂田和俊, 片桐雅明, 寺師昌明, 村川史朗 (2008). "浚渫粘土埋立地盤の状態と圧密定数の設計方法", 土木学会論文集 C, Vol 64, No 1, pp 111-126.
- Arulrajah, A, Nikraz, H, and Bo, M. W (2004). "Field Instrumentation Assessment of Offshore Land Reclamation Works", International Journal of Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Vol 14, No 4, pp 315-320.
- Chu, J, Bo, M. W, and Arulrajah, A (2009). "Reclamation of a Slurry Pond in Singapore", Proc the Institution of Civil Engineers (UK), Geotechnical Engineering, Vol 162, No 1, pp 13-20.
- Imai, G (1979). "Development of a New Consolidation Test Procedure using Seepage Force", Soils and Foundations, Vol 19, No 3, pp 45-60.
- Imai, G (1980). "Settling Behavior of Clay Suspension", Soils and Foundations, Vol 19, No 3, pp 45-60.
- Imai, G (1981). "Experimental Studies on Sedimentation Mechanism and Sediment Formation of Clay Materials", Soils and Foundations, Vol 21, No 1, pp 7-20.
- Imai, G (1984). "Applicability of Hydraulic Consolidation Test for Very Soft Clayey Soils", Soils and Foundations, Vol 24, No 2, pp 29-42.
- Kynch, G. J (1952) "A Theory of Sedimentation", Transactions of the Faraday Society, Vol 48, pp 166-176.
- Lee, M. S, Oda, K, and Tokida, K (2011). "Estimation of Self-Weight Consolidation for Dredged Soil by Density Distribution", Proc Offshore and Polar Eng, Maui, ISOPE, pp 665-672.
- Lee, M. S and Oda, K (2013). "Evaluating Self-weight Consolidation for Dredged Soil Mixed with Coarse-Grained Soils", International Journal of Offshore and Polar Engineering, ISOPE, Vol 23, No 4, pp 1-6.
- Lee, S, Bae, Y. H, Yang, T. S, and Hwang, K.H. (1994) "A Study on the Characteristics of Self-weight Consolidation in Dredged and Reclaimed Clays", Journal of Korean Society of Civil Engineers, Vol. 14, No. 4, pp. 953-963.

Lee, S.H. and Lee, J.H. (2011) "An Experimental Research About Setting and Consolidation Characteristic of Dredged Soil in West Coast", Journal of the Korean Geo-Environmental Society, Vol. 12, No. 5, pp 29-36.

Mostafa, Y, E, S (2011). "Environmental Impacts of Dredging and Land Reclamation at Abu Qir Bay, Egypt", Ain Shams Engineering Journal, Vol 3, No 1, pp 1-15.

3. 浚渫土の堆積特性とそのモデル化

3. 1 はじめに

浚渫埋立方法は、大きくポンプ浚渫とグラブバケット浚渫の二つに分けることができる。ポンプ浚渫は、ポンプ浚渫船によって、海底面の土砂を海水と一緒に吸入し、圧送パイプを使用して埋立地まで運搬する方法である(Masaaki ら, 2001)。長距離圧送には限界があるが(最大 4km 程度)、経済的で施工効率が良い。グラブ浚渫は、海底の土砂をグラブで採取し、土運船で埋立地まで運搬する方法である。このグラブ浚渫は運搬距離が長い場合や、採取した土が高含水比でない場合に有効な方法である。また、何らかの理由でポンプ浚渫が難しい場合などに使用される。グラブ浚渫の場合、掘削時に海水の汚濁が発生するため、これに対する対策が必要である。このため、施工効率面でもポンプ浚渫より劣る。このような理由で、大規模浚渫埋立工事ではポンプ浚渫が用いられることが多い(Chu ら, 2009)。

ポンプ浚渫による埋立は、スラリー状態で浚渫埋立するため、排砂管の位置、投入速度、埋立地の面積、埋立高、浚渫土の粒径と投入時の含水比などにより浚渫土の堆積状態や沈降、自重圧密特性が違ってくる(吉田ら, 2008)。浚渫埋立する場合、堆積と沈降現象により浚渫地盤と埋立地盤の性状は非常に異なって造成される(佐藤ら, 1997, 矢島ら, 1999)。特に、ある程度埋立されて表面が海面から露出している埋立地に埋立する場合、埋立土砂は圧送ポンプの圧送力によって吐出されるため、吐出口からの距離に応じて埋立地盤の性状は大きく変化すると考えられる。このような理由のため、埋立地盤の特性が均質であると見なすことは難しい。吐出口から距離に応じた粒度分布の変化影響を考慮しなければ沈下量を算定する際、過大あるいは過小評価をすることになる。また、不等沈下によって構造物に大きな被害を与える可能性がある。現在までのところ、海面から露出した埋立地を対象とする埋立において吐出口の距離に応じた埋立土の堆積特性に着目した研究はほとんど行われていない。

したがって、本研究では、堆積模型実験を実施し、海面から露出した埋立地を対象としたポンプ浚渫埋立において粗粒土が含まれる浚渫土の堆積特性と堆積土の力学特性を明らかにする。また、分級堆積する粗粒分と沈降する細粒分に及ぼす粒度分布の影響を考慮した浚渫埋立の施工方法を提案することも目的としている。この章の構成は、次のとおりである。

3. 1 では本章の背景と目的を述べるとともに、本章の内容と構成を説明する。

3. 2 では堆積模型実験において用いた実験試料の物理的特性や堆積模型実験の方法を説明する。

3. 3 では粗粒土が含まれる浚渫土の堆積特性と堆積土の力学特性に及ぼす粒度分布の影響を明らかにする。

3. 4では実験結果に基づき、吐出口の位置の合理的な管理方法を提案する。

3. 5は総括であり、本章における結論を取りまとめている。

図3-1は3章の内容と構成を示している。

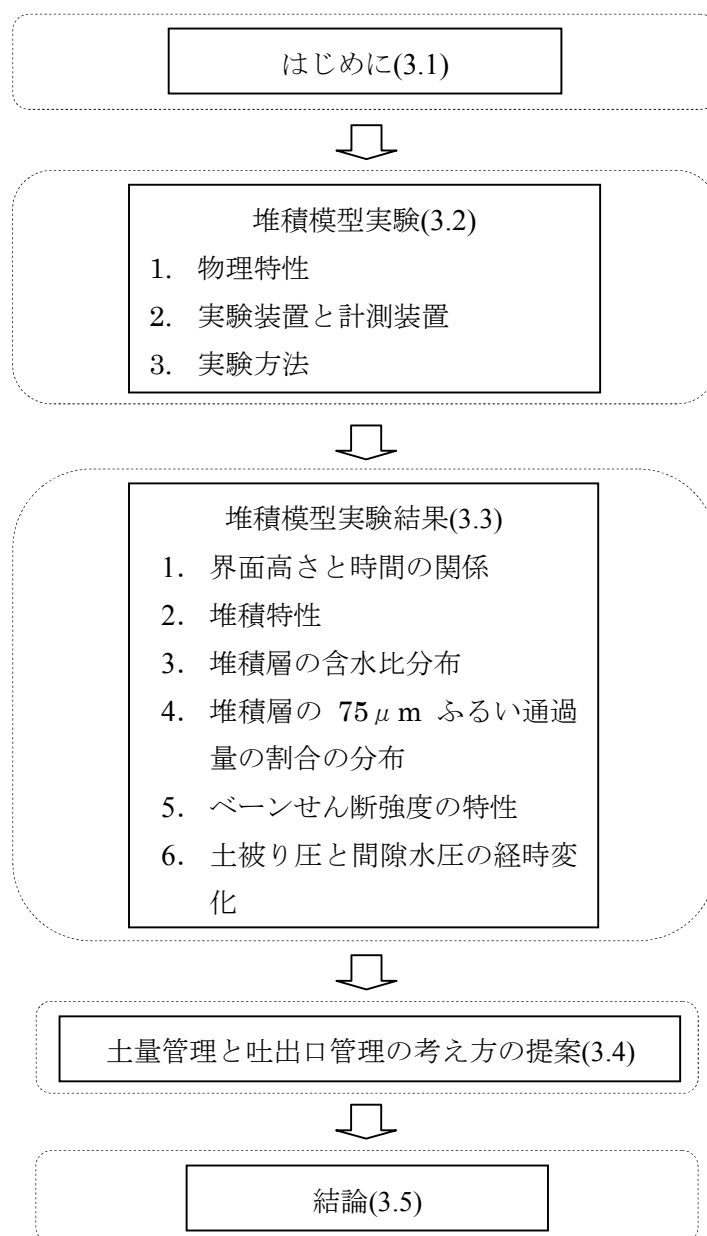


図3-1 3章の内容と構成

3. 2 堆積模型実験

3. 2. 1 物理特性

表 3－1 は実験試料の物理特性を示している。また、図 3－2 は実験試料の粒径加積曲線を示している。実験では、実験試料として浚渫現場で採取した浚渫土を利用した。その実験試料は $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合を基準として粒度調整した。実験試料は $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合 20% と 45% の 2 つを準備した。試料 1 の均等係数は 5 で、曲率係数は 1.01 である。試料 2 の均等係数は 12 で、曲率係数は 1.33 である。すなわち、試料 1 に比べ試料 2 の方の粒径幅が広い。統一分類法の基準を適用すれば試料 1 と試料 2 はシルト質砂 SM に適合する。

表 3－1 実験試料の物理特性

試料 番号	液性限界 (%)	塑性 指数	比重	$75\mu\text{m}$ ふるい 通過量の割合 (%)	均等 係数	曲率 係数	U S C S	備考
1	—	NP	2.695	20	5	1.01	SM	粒度 調整
2			2.695	45	12	1.33		

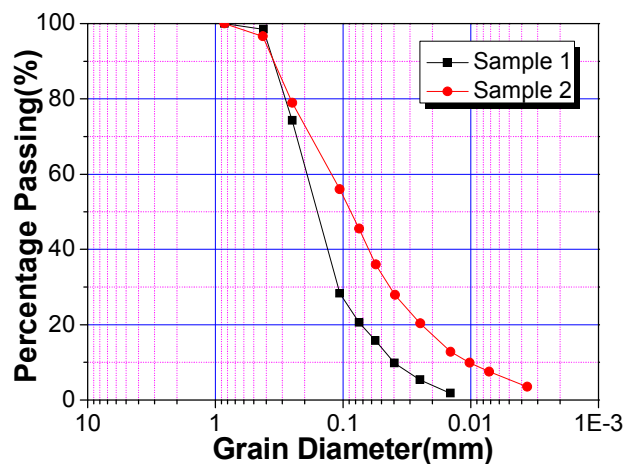


図 3－2 実験試料の粒度分布

3. 2. 2 実験装置と計測装置

図 3－3 は浚渫土堆積模型実験装置を示している。本装置は実際の埋立現場におけるスラリー投入後の堆積状態を可能な限り再現できるように作製された。土槽のサイズは $70\text{cm} \times 300\text{cm} \times 70\text{cm}$ である。浚渫土砂投入に伴う土砂の堆積高さと界面高さを測定できるよう

Plan view diagram of the experimental setup for the permeability measurement of a sand layer. The diagram shows a rectangular container with a total width of 3000 mm and a total height of 700 mm. The sand layer is 150 mm thick. The container is divided into sections by vertical partitions. The dimensions of the sections are: 400 mm (left), 1200 mm (middle), and 200 mm (right). The partitions are labeled S1, S2, and S2. The sand layer is labeled E1, P1, P2, P3, and E2. The water level is indicated by a triangle symbol. The legend indicates: P: 間隙水圧計 (Interstitial water pressure gauge), E: 土圧計 (Soil pressure gauge), S: 沈降と堆積の観測位置 (Observation position for settlement and accumulation).

図 3-4 は測定計器の設置位置を示している。堆積の時の力学特性を把握するために間隙水圧計と土圧計を設置した。間隙水圧計は P1~P3 に 3 箇所、土圧計は E1~E2 に 2 箇所設置した。また、吐出口から 40cm(S1)、160cm(S2)、280cm(S3)の地点に界面沈降高さと堆積高さを測定するために、ルーラーを設置した。

3. 2. 3 実験方法

表 3－2 は実験条件を示している。実験では、いずれのケースにおいても、まず、コンテナの中で含水比が 700%であるスラリー試料を準備する。1 段階の投入量はコンテナの容量 0.63 m³ である。投入直前、空気圧と攪拌機を利用して沈殿を防止する。投入速度はポンプ投入速度 0.59 m³/min である。投入後、計測器を利用して間隙水圧と土圧を計測する。また、堆積高さと界面高さを観察する。堆積と沈降が終了した後（約 200 分）、浚渫土の段階別の投入を再現するために同じ方法で浚渫土を繰り返し連続的に投入する。ただし、第 1 段階では、基礎埋立地の造成のために水が溜まっている状況で浚渫土を投入する。その後、第 2 段階からは海面から露出される埋立地の再現できるように段階投入の前に表面水を除去する。段階投入は 4 段階まで実施する。ケース 1 は試料 1 をケース 2 は試料 2 を用いて実験する。表 3－3 は各段階別の所要時間を示している。各段階の平均実験経過時間は約 200 分であって各段階の平均放置時間は約 148 分である。4 段階の総累積実験時間は 800 分である。

表 3－2 実験条件

	投入含水比 (%)	投入速度 (m ³ /min)	投入量 (m ³)	段階別の所要時間 (min)	段階	試料
ケース 1	700	0.59	0.63	200	4	1
ケース 2	700	0.59	0.63	200	4	2

表 3－3 各段階別の所要時間

段階	時間（分）				
	投入	放置	表面水除去	経過	累積
1	2	193	27	222	222
2	2	145	51	198	420
3	2	108	70	180	600
4	2	145	53	200	800

3. 3 堆積模型実験結果

3. 3. 1 界面高さと時間の関係

図3-5はケース1の界面高さと時間の関係を、図3-6はケース2の界面高さと時間の関係を示している。図中のS1、S2およびS3は界面高さを測定した位置を示している(図3-4参考)。吐出口から近いS1の地点の界面高さは段階が上がるほど吐出口から離れたS2及びS3の地点の界面高さより高く現れている。このことからスラリー状態の浚渫土が投入後、吐出口の近い位置に試料がもっとも堆積していることを判断することができる。その理由は、投入後、吐出口の近い位置では主として粗粒分が堆積する。吐出口の遠い位置では水平吐出するポンプの圧送力によって主として細粒分の浚渫土が流動した後堆積する。そのため、吐出口に遠いS2とS3の付近の堆積高さが低いと考えられる。

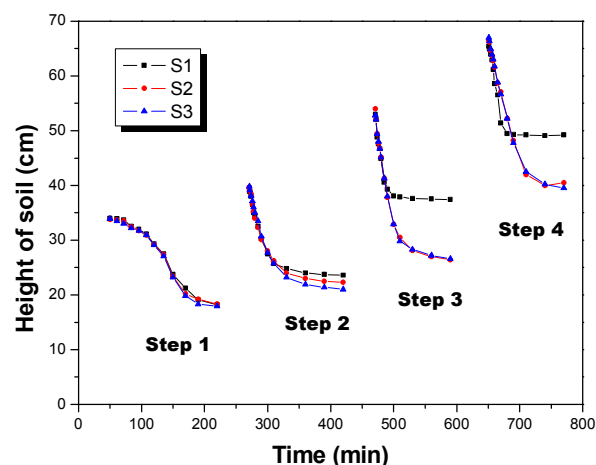


図3-5 界面高さと時間の関係(ケース1)

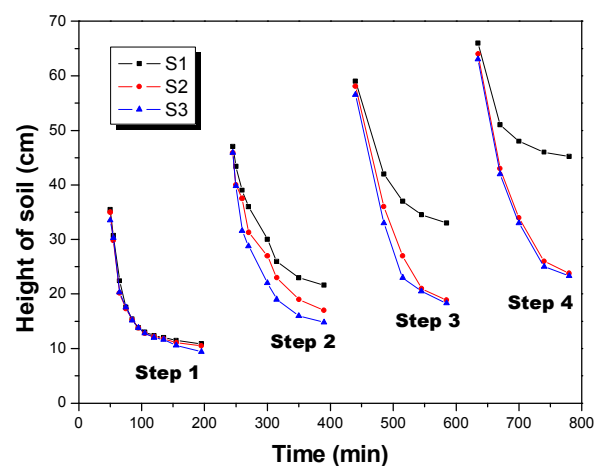


図3-6 界面高さと時間の関係(ケース2)

一方、S2 と S3 の界面高さと時間の関係はほぼ等しい。そのため、S2 と S3 の土は粒径が異なる可能性があっても明確な差が現れていないので沈降特性はほぼ等しいと考えられる。

図 3－7 は界面高さと時間の関係の比較を示している。代表的に第 3 段階の実験結果で比較している。ケース 1 では初期から 14 分まで、ケース 2 では 45 分までは沈降領域と見なすことができる。そしてその後は圧密領域と見なすことができる(Imai, 1980)。界面高さの径時変化について、細粒分が多いケース 2 の傾きはケース 1 の傾きより緩い。2 章で明らかにしたように粗粒分が多いほど界面沈降速度が速い。ケース 2 よりケース 1 の方が粗粒分が多いので、ケース 1 の界面沈降速度が速く現れたと考えられる。

圧密領域では、自重圧密が終了していると考えられるケース 1 の界面高さより自重圧密が進行していると考えられるケース 2 の界面高さの方が低い。すなわち、ケース 1 の自重圧密量はケース 2 のそれよりも少ない。その理由は、ケース 1 に用いた試料の方がケース 2 のそれよりも粗粒分が多いので、自重圧密量が少なくなったと考えられる。

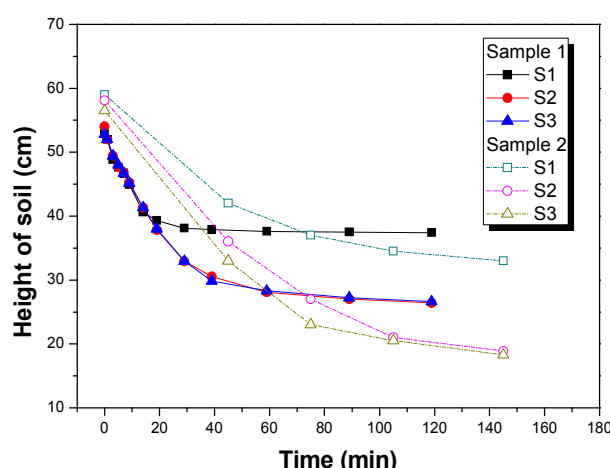


図 3－7 界面高さと時間の関係における粒土分布の影響(3 段階)

3. 3. 2 堆積特性

図 3－8 はケース 1 の界面高さの水平分布を、図 3－9 はケース 2 の界面高さの水平分布を示している。ここでの界面高さは、各段階別の最終界面高さを示している。段階別の界面高さは段階が上がるにつれ、上昇している。第 2 段階以降の各段階の界面高さの水平分布について、吐出口の位置から 50cm～75cm 付近の界面高さが最も高い。50cm～75cm から約 160cm までは界面高さは減少している。約 160cm から 300cm までの界面高さは一定な高さで分布している。このような界面高さの水平変化が生じる理由は、次の通りである。実験では浚渫土を水平方向に吐出しているため、土槽へは吐出から 50cm～75cm に離れた位置に投入される。投入直後に浚渫土中の粗粒分はその大部分が細粒分を含みながら堆積

する。このため、投入位置である吐出口から 50cm~75cm 付近を中心として主として粗粒分が堆積する。今回の実験試料は細粒分より粗粒分が多いので、堆積する粗粒分の量の方が水平方向に流動し、その後、界面沈降する細粒分の量より多い。したがって、吐出口から 50cm~75cm 付近の界面高さが最も高くなったと考えられる。吐出口から約 160cm~300cm では、投入後、水平吐出するポンプの圧送力によって一部の粗粒分を含む細粒分が水平方向に流動する。その時、前段階において堆積した浚渫土は巻き上げられ、混合して流される。その後、流された粗粒分はすぐに分級堆積する。一方、細粒分は界面沈降して堆積する。そのため、界面高さが一定に現れたと考えられる。吐出口から約 75cm~約 160cm では、主として粗粒分が堆積している領域から主として細粒分が堆積する領域への遷移領域である。

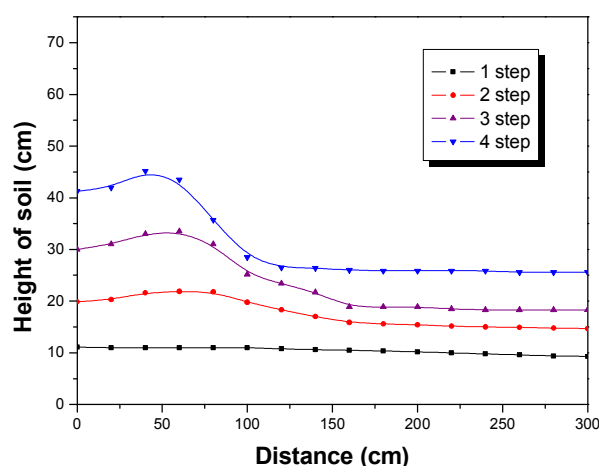


図 3-8 ケース 1 の界面高さの水平分布

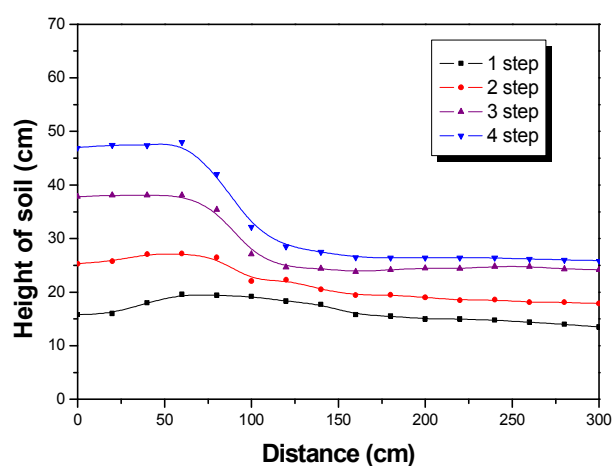


図 3-9 ケース 2 の界面高さの水平分布

図 3-10 はケース 1 とケース 2 の第 3 および第 4 段階における界面高さの水平分布を示している。実験終了後、界面高さの水平分布から界面高さの斜面の最大の傾きを算定した。その結果、ケース 1 の場合は斜面の角度が 23° 、ケース 2 では 19° であった。ケース 2 の斜面の角度よりケース 1 の斜面の角度が大きい。斜面の角度は土の種類の影響を受ける。表 3-4 は自発的に崩れることなく安定を保つ斜面の角度を示している(Hough, 1957)。水中の粘土は 15° であって、飽和した砂は $15^{\circ} \sim 30^{\circ}$ である。ケース 1 とケース 2 の斜面の角度は飽和砂の斜面の角度の範囲内にある。したがって、ケース 1 とケース 2 の斜面の角度は砂と見なす粗粒分が支配的のために現れたと判断することができる。一方、ケース 1 の斜面の角度がケース 2 の斜面の角度より大きい理由は、試料 2 よりも試料 1 の方が粗粒分を多く含んでいるためである。

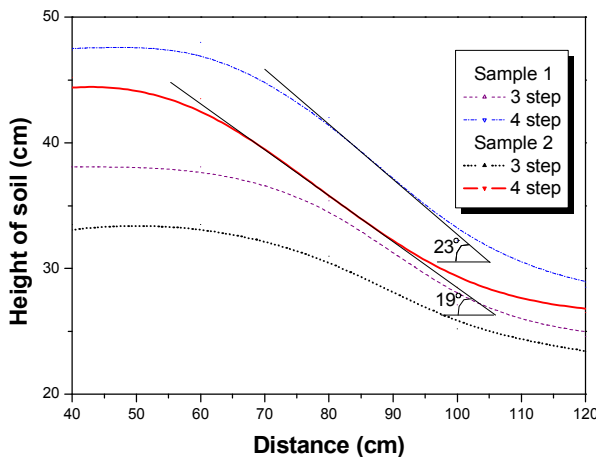


図 3-10 ケース 1 とケース 2 の 3, 4 段階における界面高さの水平分布

表 3-4 土の自発的に崩れることなく安定を保つ斜面の角度 (Hough, 1957)

分類	斜面の角度 (°)
粘土 (乾燥)	20~40
粘土 (水中)	15
砂利 (乾燥)	30~45
砂利 (自然)	25~30
砂 (乾燥)	34
砂 (飽和)	15~30
砂 (湿潤)	45

3. 3. 3 堆積層の含水比分布

表 3-5 はケース 1 の実験終了後の土槽の断面における含水比測定結果を、表 3-6 はケース 1 の実験終了後の表面における含水比測定結果を示している。その結果に基づいて図 3-1 1 はケース 1 の実験終了後の土槽の断面における含水比分布を、図 3-1 2 はケース 1 の実験終了後の表面における含水比分布を示している。また、表 3-7 はケース 2 の実験終了後の土槽の断面における含水比測定結果を、表 3-8 はケース 2 の実験終了後の表面における含水比測定結果を示している。その結果に基づいて図 3-1 3 はケース 2 の実験終了後の土槽の断面における含水比分布を、図 3-1 4 はケース 2 の実験終了後の表面における含水比分布を示している。含水比は実験終了後、上澄み液を全て除去した後、試料を採取し測定した。ケース 1 の土槽の断面では 115 箇所サンプルを採取し含水比を測定した。表面では 48 箇所サンプルを採取し含水比を測定した。また、ケース 2 の土槽の断面では 56 箇所サンプルを採取し含水比を測定した。表面では 33 箇所サンプルを採取し含水比を測定した。その結果、5%~500%の幅広い範囲の含水比が測定された。

土槽の断面における含水比分布をその特性ごとに区分すれば、大きく 3 つに分けることができる。吐出口から約 100cm までを領域Ⅰ、吐出口から約 100cm~約 150cm を領域Ⅱおよび吐出口から約 150cm~300cm を領域Ⅲとできる。領域Ⅰでは含水比が約 20%~約 50%である。この領域では多少の細粒分を含みつつ主として粗粒分が堆積している。このため含水比が低い。一方、領域Ⅲでは含水比が約 100%~約 500%である。この領域では多少の粗粒分を含みつつ主として細粒分が堆積している。同じ高さでは吐出口からの距離に関係なく含水比が一定である。また、表面に近いほど含水比は高くなっている。表面に近いほど含水比が高くなっている理由は、次の通りである。浚渫土を投入する時、前段階の堆積土は移送された浚渫土によって巻き上がられて攪乱される。その後、また界面沈降する。そのため、表面に近いほど含水比が高くなったと考えられる。したがって、本来、模型地盤は層状であるべきであるがそうはならない。最後に、領域Ⅱでは含水比が約 30%~約 200%である。この領域は両者の遷移領域である。

表面における含水比分布では、領域Ⅰでは含水比が約 20%~約 40%で最も小さい。領域Ⅱでは含水比が約 40%~約 300%である。領域Ⅲでは含水比が約 300~約 500%である。このような含水比分布となったこと理由は、領域Ⅰでは、多少の細粒分を含みつつ主として粗粒分が堆積する。そのため、表面における含水比が低くなったと考えられる。一方、領域Ⅲでは、表面では細粒分のみが界面沈降が支配的である。そのため、表面における含水比が急激に高くなったと考えられる。最後に、領域Ⅱでは、両者の遷移領域であるため、表面における含水比の変動幅が大きい。

表 3－5 ケース 1 の土槽の断面における含水比 (1)

水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)
0	2.5	25.98	40	32.4	24.05
0	7.5	26.58	40	37.4	23.77
0	12.5	27.53	40	42.4	24.21
0	17.5	26.42	40	47.4	23.37
0	22.5	24.64	60	3.0	25.72
0	27.5	25.89	60	8.0	22.87
0	32.5	27.14	60	13.0	23.62
0	37.5	28.15	60	18.0	19.60
0	42.5	26.96	60	23.0	23.20
0	47.5	19.87	60	28.0	28.61
20	2.5	26.88	60	33.0	23.62
20	7.5	27.08	60	38.0	25.56
20	12.5	28.19	60	43.0	28.43
20	17.5	28.70	60	48.0	26.75
20	22.5	24.22	80	5.0	25.50
20	27.5	27.52	80	10.0	23.62
20	32.5	25.29	80	15.0	28.22
20	37.5	26.31	80	20.0	26.04
20	42.5	24.51	80	25.0	25.46
20	47.5	24.14	80	30.0	24.78
40	2.4	29.57	80	35.0	26.99
40	7.4	24.90	80	40.0	29.86
40	12.4	22.62	100	4.0	25.85
40	17.4	27.69	100	9.0	28.03
40	22.4	22.88	100	14.0	25.03
40	27.4	26.91	100	19.0	28.77

表 3－5 ケース 1 の土槽の断面における含水比 (2)

水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)
100	24.0	24.29	180	26.0	227.87
100	29.0	30.20	200	1.0	31.83
100	34.0	31.21	200	6.0	30.15
120	5.0	26.08	200	11.0	57.29
120	10.0	27.93	200	16.0	95.62
120	15.0	23.68	200	21.0	248.85
120	20.0	26.37	200	26.0	343.33
120	25.0	39.78	220	1.0	23.76
120	30.0	40.93	220	6.0	25.14
140	2.0	26.32	220	11.0	113.32
140	7.0	29.96	220	16.0	112.97
140	12.0	56.82	220	21.0	291.30
140	17.0	30.25	220	26.0	414.30
140	22.0	98.20	240	1.0	25.00
140	27.0	85.30	240	6.0	23.97
160	1.3	26.50	240	11.0	171.47
160	6.3	26.49	240	16.0	345.46
160	11.3	46.36	240	21.0	342.00
160	16.3	66.21	240	26.0	440.00
160	21.3	97.37	260	0.5	25.14
160	26.3	120.44	260	5.5	26.84
180	1.0	20.67	260	10.5	196.54
180	6.0	41.77	260	15.5	202.00
180	11.0	42.87	260	20.5	179.00
180	16.0	77.68	260	25.5	401.99
180	21.0	139.26	280	0.5	26.80

表 3－5 ケース 1 の土槽の断面における含水比 (3)

水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)
280	5.5	25.42	300	5.5	27.98
280	10.5	135.28	300	10.5	253.45
280	15.5	164.30	300	15.5	337.95
280	20.5	323.56	300	20.5	418.45
280	25.5	425.83	300	25.5	410.00
300	0.5	26.44	-	-	-

表 3－6 ケース 1 の表面における含水比

水平距離(cm)	鉛直距離(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	鉛直距離(cm)	含水比(%)
0	17.5	24.58	160	17.5	455.47
0	35.0	26.54	160	35	439.44
0	52.5	25.14	160	52.5	505.49
20	17.5	26.44	180	17.5	278.54
20	35.0	24.14	180	35.0	255.74
20	52.5	24.82	180	52.5	246.08
40	17.5	24.93	200	17.5	469.00
40	35.0	23.37	200	35.0	345.69
40	52.5	25.62	200	52.5	291.24
60	17.5	26.05	220	17.5	374.34
60	35.0	26.75	220	35.0	388.06
60	52.5	26.61	220	52.5	442.33
80	17.5	29.03	240	17.5	447.07
80	35.0	29.86	240	35.0	462.03
80	52.5	30.48	240	52.5	301.16
100	17.5	29.40	260	17.5	273.08
100	35.0	31.21	260	35.0	239.40
100	52.5	29.90	260	52.5	270.34
120	17.5	36.58	280	17.5	266.14
120	35.0	40.93	280	35.0	244.17
120	52.5	34.70	280	52.5	175.56
140	17.5	364.64	300	17.5	279.08
140	35	315.93	300	35	259.108
140	52.5	374.69	300	52.5	299.112

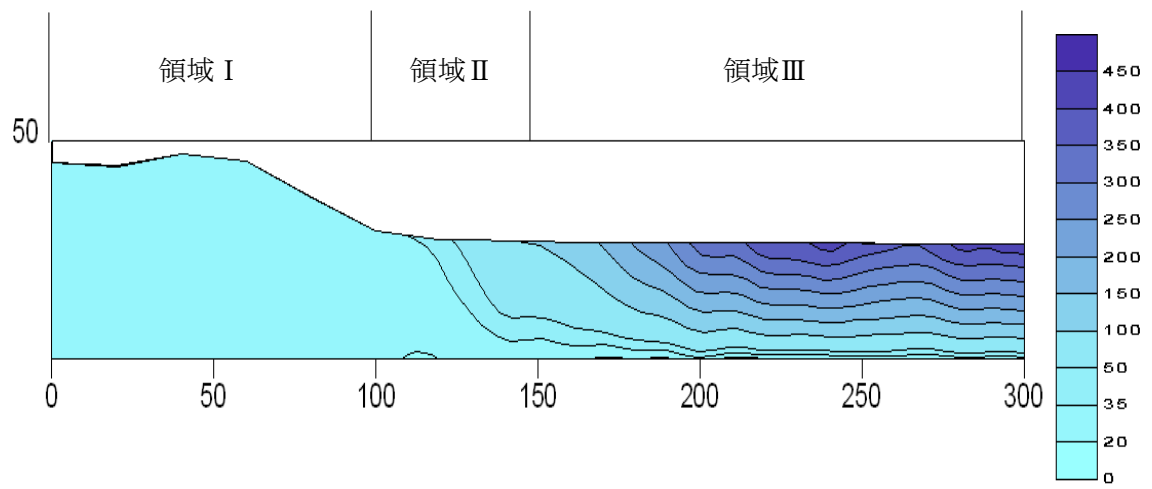


図 3-1-1 ケース 1 の土槽の断面における含水比分布

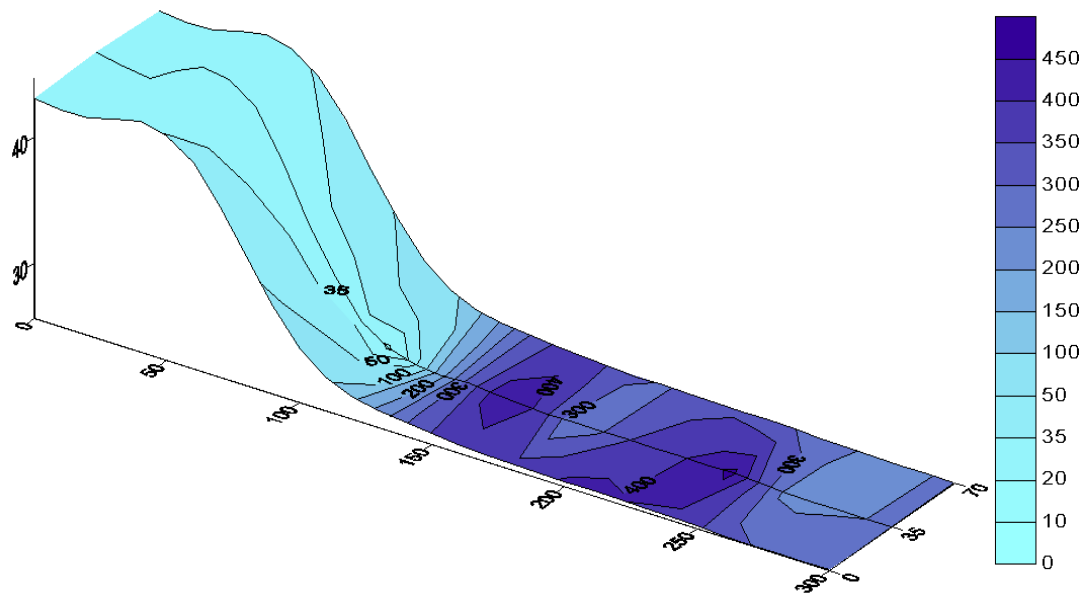


図 3-1-2 ケース 1 の表面における含水比分布

表 3-7 ケース 2 の土槽の断面における含水比 (1)

水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)
0	0.0	42.99	120	23.0	37.47
0	10.0	42.63	150	0.0	34.28
0	20.0	42.35	150	5.5	38.95
0	30.0	44.66	150	10.5	39.80
0	40.0	38.54	150	15.5	50.85
30	0.0	32.66	150	20.5	136.08
30	4.0	34.18	180	0.0	54.07
30	14.0	34.98	180	4.3	75.80
30	24.0	31.08	180	9.3	84.53
30	34.0	37.14	180	14.3	112.20
30	44.0	40.23	180	19.3	112.71
60	0.0	29.96	210	0.0	73.72
60	2.7	33.26	210	7.5	82.05
60	12.7	31.61	210	12.5	107.22
60	22.7	32.07	210	17.5	137.39
60	32.7	37.75	240	0.0	79.92
60	42.7	39.05	240	2.1	92.73
90	0.0	33.62	240	7.1	61.39
90	10.0	32.60	240	12.1	121.61
90	20.0	31.37	240	17.1	461.26
90	30.0	40.21	270	0.0	89.81
120	0.0	33.79	270	2.2	88.40
120	3.0	42.32	270	7.2	92.73
120	8.0	38.29	270	12.2	109.70
120	13.0	50.14	270	17.2	133.51
120	18.0	74.22	300	0.0	94.10

表 3-7 ケース 2 の土槽の断面における含水比 (2)

水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)
300	2.0	96.70	300	12.0	120.61
300	7.0	105.31	300	17.0	131.24

表 3-8 ケース 2 の表面における含水比

水平距離(cm)	鉛直距離(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	鉛直距離(cm)	含水比(%)
0	17.5	39.59	150	52.5	123.94
0	35.0	38.54	180	17.5	102.83
0	52.5	39.68	180	35.0	112.71
30	17.5	38.41	180	52.5	158.11
30	35.0	40.23	210	17.5	140.79
30	52.5	36.31	210	35.0	137.39
60	17.5	34.72	210	52.5	185.24
60	35.0	39.05	240	17.5	358.65
60	52.5	36.86	240	35.0	461.26
90	17.5	36.53	240	52.5	381.89
90	35.0	40.21	270	17.5	155.11
90	52.5	37.15	270	35.0	133.51
120	17.5	37.86	270	52.5	130.61
120	35.0	37.47	300	17.5	174.54
120	52.5	39.82	300	35.0	131.24
150	17.5	181.09	300	52.5	167.15
150	35.0	136.03	-	-	-

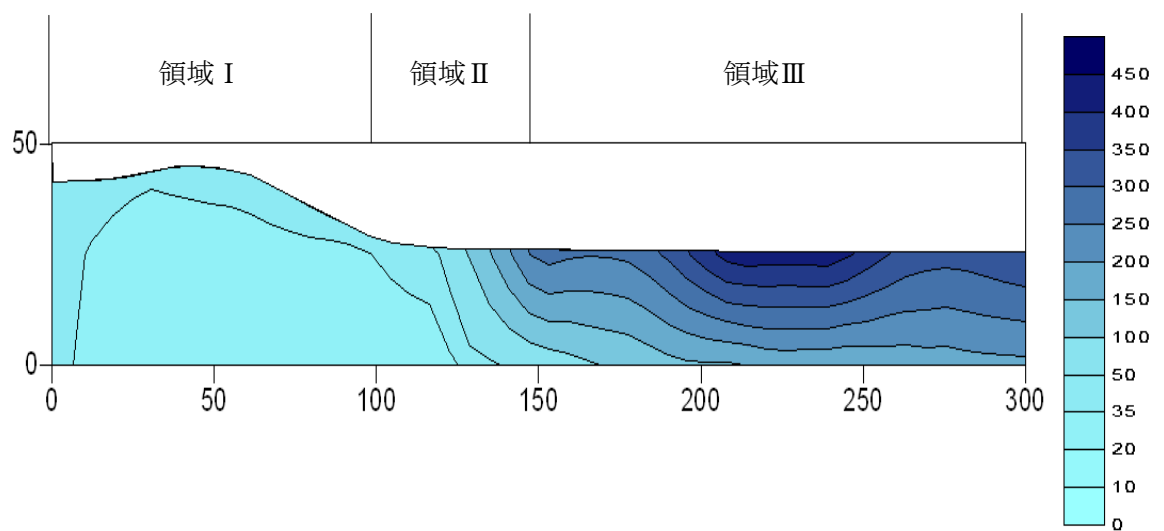


図 3-13 ケース 2 の土槽の断面における含水比分布

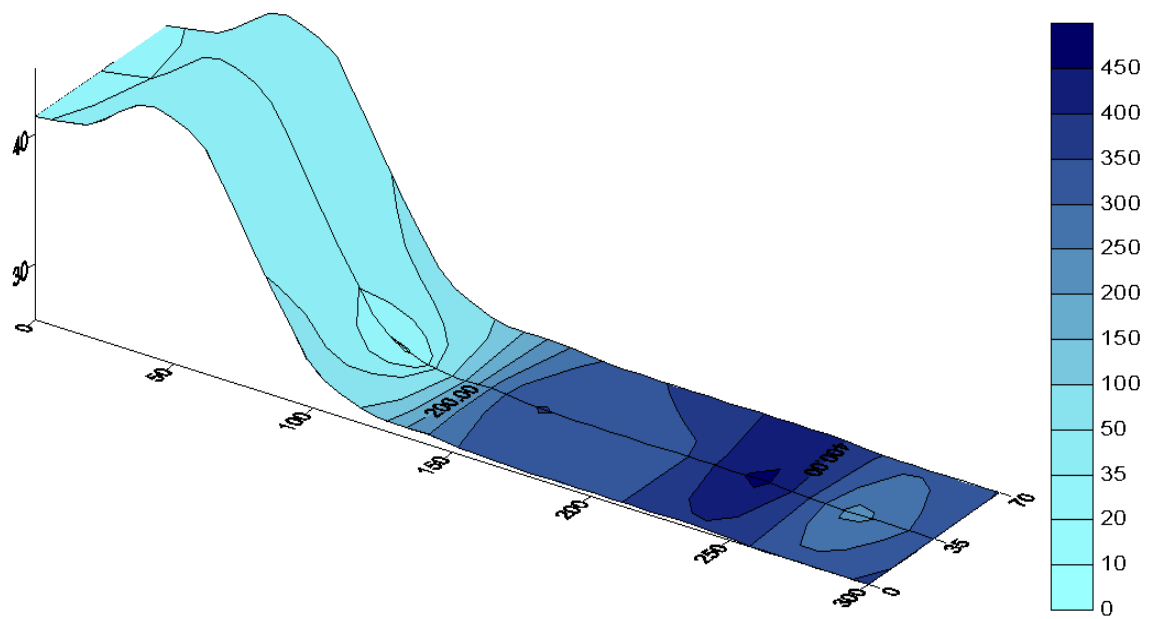


図 3-14 ケース 2 の表面における含水比分布

3. 3. 4 堆積層の $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の分布

表 3-9 はケース 1 の実験終了後の土槽の断面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の測定結果を、表 3-10 はケース 1 の実験終了後の表面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の測定結果を示している。その結果に基づいて図 3-15 はケース 1 の実験終了後の土槽の断面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の分布を、図 3-16 はケース 1 の実験終了後の表面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の分布を示している。また、表 3-11 はケース 2 の実験終了後の土槽の断面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の測定結果を、表 3-12 はケース 2 の実験終了後の表面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の測定結果を示している。その結果に基づいて図 3-17 はケース 2 の実験終了後の土槽の断面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の分布を、図 3-18 はケース 2 の実験終了後の表面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の分布を示している。 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合を測定するために、実験終了後、上澄み液を全て除去した後、サンプルを採取した。そして、 $75\mu\text{m}$ ふるいを使ってふるい分けを行った。ケース 1 の土槽の断面では 99 箇所サンプルを採取した。表面では 42 箇所サンプルを採取した。また、ケース 2 の土槽の断面では、56 箇所サンプルを採取した。表面では 28 箇所サンプルを採取した。

土槽の断面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の分布をその特徴毎に区分すれば、大きく 3 つの領域に分けることができる。吐出口から約 100cm までを領域Ⅰ、吐出口から約 100cm~約 150cm を領域Ⅱおよび吐出口から約 150cm~300cm を領域Ⅲとした。領域Ⅰでは主として $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 50%以下の土で占められる。したがって、この部分は主として粗粒分が堆積している。一方、領域Ⅲでは主として 50%以上の土で占められる。したがって、この部分は主として細粒分が堆積している。

領域Ⅰについて、ケース 1 では、すべて $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 50%以下で占められる。しかし、ケース 2 では、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合はケース 1 のより高くなった。特に、領域Ⅰにおける A と B の部分は $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 50%以上である。このように、ケース 2 の方が領域Ⅰにおける堆積土に含まれる細粒分が多い。その理由は、ケース 2 に用いた試料はケース 1 に用いた試料より細粒分が多い。そのため、ケース 2 の $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合がより高くなったと考えられる。一方、領域Ⅲについて、ケース 1 では浚渫土が表面に近いほど $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が大きくなっている。しかし、ケース 2 では $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 80%~100%で鉛直方向にその値が変化していない。その理由は、次の通りである。ケース 1 の場合、浚渫土を投入する時、前段階の堆積土は投入され流動した浚渫土によって巻き上げられて攪乱される。その後、再度界面沈降する。そのため、表面に近いほど $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が大きくなったと考えられる。ケース 2 の場合、ケース 1 と等しく浚渫土を投入する時、前段階の堆積土は投入され流動した浚渫土によって巻き上げられて攪乱される。しかし、粗粒分がより少ないので、領域Ⅲまで流された浚渫土はほぼ細粒分である。したがって、巻き上げられて攪乱される浚渫

土は細粒分である。この細粒分は含水比分布から示唆されたように細粒分も層状を成しながら堆積すると判断できる。しかし、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の試験の限界のため、 $75\mu\text{m}$ 以下の粒子を区部することができない。そのため、細かい粒子の鉛直方向の区分が現れなかったと考えられる。最後に、領域Ⅱでは、ケース 1 の場合、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が約 10%~約 90%であってケース 2 の場合、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が約 40%~約 80%である。この領域はいずれのケースにおいても領域Ⅰと領域Ⅲの遷移領域である。

表面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合では、領域Ⅰについて、ケース 1 の場合、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 20%以下である。しかし、ケース 2 の場合、それは約 40%~約 80%である。表面では、ケース 2 の方がケース 1 よりも $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が多い。その理由は、表面付近では浮遊して堆積する土の影響を顕微に受ける。また、細粒分が多いほど浮遊して堆積する土が多い。そのため、用いた試料の細粒分がより多いケース 2 の方が表面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が多くなったと考えられる。一方、領域Ⅲについて、ケース 1 の場合、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 80%以下の部分がある。しかし、ケース 2 の場合、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合がすべて 80%以上である。最後に領域Ⅱでは、ケース 1 の $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合は約 20%~約 90%である。ケース 2 の $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合は約 40%~約 90%である。この領域は領域Ⅰと領域Ⅲの遷移領域である。

表 3－9 ケース 1 の土槽の断面における 75 μ m ふるい通過量の割合 (1)

水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)
0	2.5	11.46	60	33.0	5.31
0	7.5	22.04	60	38.0	5.80
0	12.5	11.18	60	43.0	17.02
0	17.5	8.52	60	48.0	8.25
0	22.5	8.75	80	5.0	6.38
0	27.5	7.89	80	10.0	9.23
0	32.5	12.04	80	15.0	23.84
0	37.5	12.90	80	20.0	5.06
0	42.5	11.30	80	25.0	11.04
0	47.5	11.58	80	30.0	10.49
40	2.4	18.25	80	35.0	25.45
40	7.4	8.50	80	40.0	9.48
40	12.4	15.54	100	4.0	10.47
40	17.4	16.76	100	9.0	5.27
40	22.4	7.99	100	14.0	2.35
40	27.4	15.36	100	19.0	15.68
40	32.4	20.89	100	24.0	18.03
40	37.4	10.99	100	29.0	7.33
40	42.4	15.59	100	34.0	14.89
40	47.4	15.91	120	5.0	13.63
60	3.0	8.46	120	10.0	8.99
60	8.0	34.10	120	15.0	12.25
60	13.0	7.16	120	20.0	14.73
60	18.0	23.73	120	25.0	19.97
60	23.0	20.00	120	30.0	24.31
60	28.0	16.00	140	2.0	11.92

表 3－9 ケース 1 の土槽の断面における 75 μ m ふるい通過量の割合 (2)

水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)
140	7.0	13.82	220	6.0	11.73
140	12.0	39.61	220	11.0	80.93
140	17.0	18.81	220	16.0	93.45
140	22.0	99.72	220	21.0	91.74
140	27.0	95.13	220	26.0	91.15
160	1.3	29.68	240	1.0	52.82
160	6.3	25.02	240	6.0	23.79
160	11.3	72.94	240	11.0	89.83
160	16.3	82.76	240	16.0	96.90
160	21.3	97.58	240	21.0	88.64
160	26.3	80.99	240	26.0	79.38
180	1.0	34.33	260	0.5	36.91
180	6.0	25.47	260	5.5	32.75
180	11.0	21.36	260	10.5	90.23
180	16.0	94.32	260	15.5	99.86
180	21.0	97.61	260	20.5	97.75
180	26.0	70.44	260	25.5	93.38
200	1.0	36.34	280	0.5	47.19
200	6.0	19.77	280	5.5	32.47
200	11.0	82.83	280	10.5	93.10
200	16.0	91.64	280	15.5	99.86
200	21.0	85.07	280	20.5	84.62
200	26.0	68.75	280	25.5	95.22
220	1.0	37.17	-	-	-

表 3-10 ケース 1 の表面における 75 μ m ふるい通過量の割合

水平距離(cm)	鉛直距離(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	鉛直距離(cm)	含水比(%)
0	17.5	13.19	160	17.5	86.61
0	35.0	11.58	160	35.0	80.99
0	52.5	14.90	160	52.5	68.75
40	17.5	4.56	180	17.5	91.50
40	35.0	15.91	180	35.0	75.96
40	52.5	5.14	180	52.5	88.10
60	17.5	10.40	200	17.5	84.50
60	35.0	8.25	200	35.0	68.75
60	52.5	11.04	200	52.5	87.73
80	17.5	10.02	220	17.5	76.19
80	35.0	9.48	220	35.0	91.15
80	52.5	8.49	220	52.5	64.91
100	17.5	11.28	240	17.5	89.38
100	35.0	14.89	240	35.0	55.56
100	52.5	12.54	240	52.5	93.29
120	17.5	23.04	260	17.5	91.45
120	35.0	16.77	260	35.0	93.38
120	52.5	24.31	260	52.5	90.43
140	17.5	86.32	280	17.5	95.22
140	35.0	95.13	280	35.0	76.56
140	52.5	93.29	280	52.5	95.55

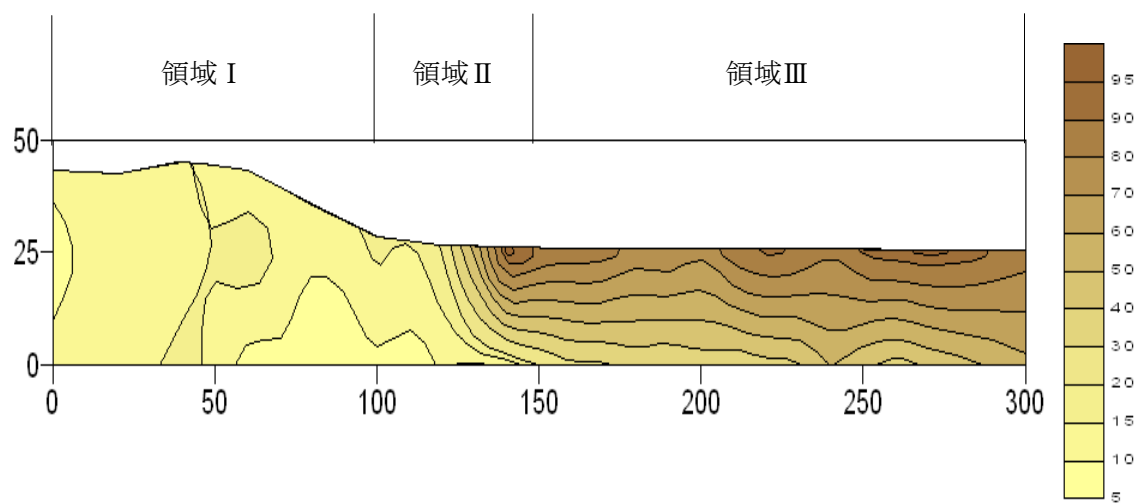


図 3-15 ケース 1 の土槽の断面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の分布

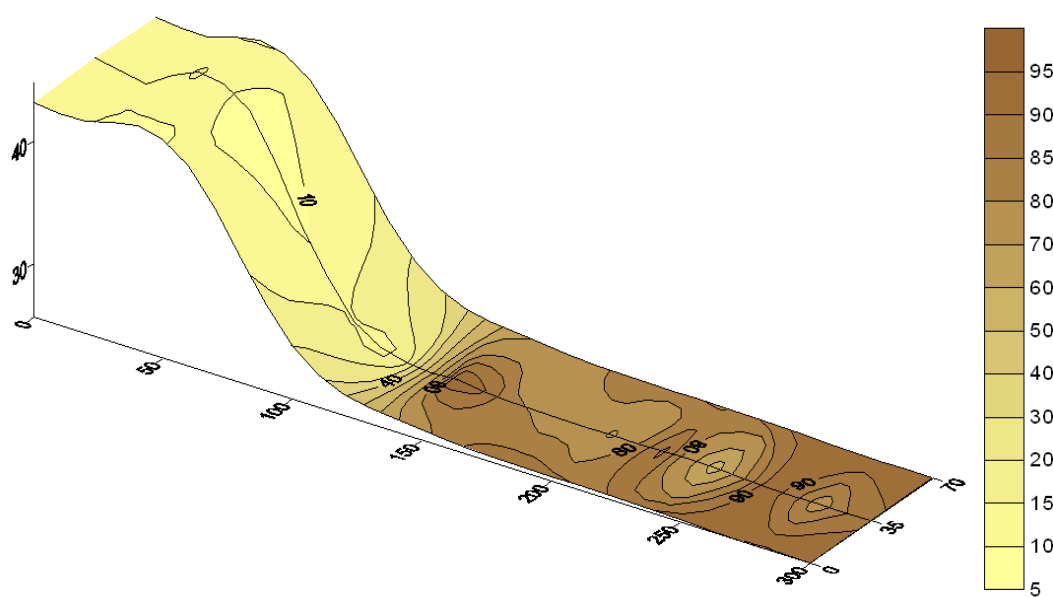


図 3-16 ケース 1 の表面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の分布

表 3-1-1 ケース 2 の土槽の断面における 75 μ m ふるい通過量の割合 (1)

水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)
0	0.0	67.26	120	23.0	40.25
0	10.0	73.28	150	0.0	70.24
0	20.0	55.97	150	5.5	80.08
0	30.0	46.16	150	10.5	83.44
0	40.0	43.94	150	15.5	86.45
30	0.0	54.58	150	20.5	84.35
30	4.0	60.94	180	0.0	83.77
30	14.0	56.58	180	4.3	97.26
30	24.0	36.76	180	9.3	86.91
30	34.0	40.50	180	14.3	99.01
30	44.0	77.81	180	19.3	84.86
60	0.0	48.09	210	0.0	98.74
60	2.7	34.13	210	7.5	97.08
60	12.7	28.21	210	12.5	98.64
60	22.7	23.36	210	17.5	95.45
60	32.7	23.15	240	0.0	98.57
60	42.7	44.57	240	2.1	99.40
90	0.0	43.66	240	7.1	98.42
90	10.0	45.22	240	12.1	97.95
90	20.0	26.81	240	17.1	98.45
90	30.0	38.67	270	0.0	98.63
120	0.0	77.69	270	2.2	99.77
120	3.0	81.33	270	7.2	98.61
120	8.0	66.55	270	12.2	99.03
120	13.0	73.11	270	17.2	98.77
120	18.0	89.93	300	0.0	99.36

表 3－1 2 ケース 2 の土槽の断面における 75 μ m ふるい通過量の割合 (2)

水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	高さ(cm)	含水比(%)
300	2.0	98.85	300	12.0	99.56
300	7.0	99.59	300	17.0	99.45

表 3－1 2 ケース 2 の表面における 75 μ m ふるい通過量の割合

水平距離(cm)	鉛直距離(cm)	含水比(%)	水平距離(cm)	鉛直距離(cm)	含水比(%)
0	17.5	58.73	120	52.5	40.95
0	35.0	43.94	150	17.5	94.04
0	52.5	79.56	150	35.0	84.35
30	17.5	45.92	150	52.5	88.65
30	35.0	77.81	180	17.5	84.73
30	52.5	79.56	180	35.0	84.86
60	17.5	46.79	180	52.5	98.54
60	35.0	44.57	210	35.0	95.45
60	52.5	48.38	210	52.5	99.38
90	17.5	46.79	240	17.5	99.38
90	35.0	38.67	240	35.0	98.45
90	52.5	46.74	270	35.0	98.77
120	17.5	44.67	270	52.5	99.15
120	35.0	40.25	300	35.0	99.45

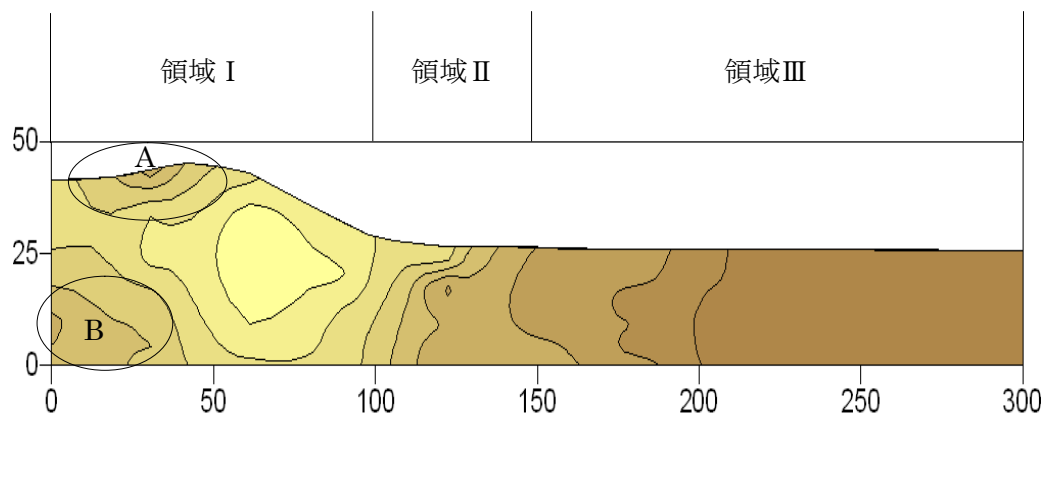


図 3-17 ケース 2 の土槽の断面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の分布

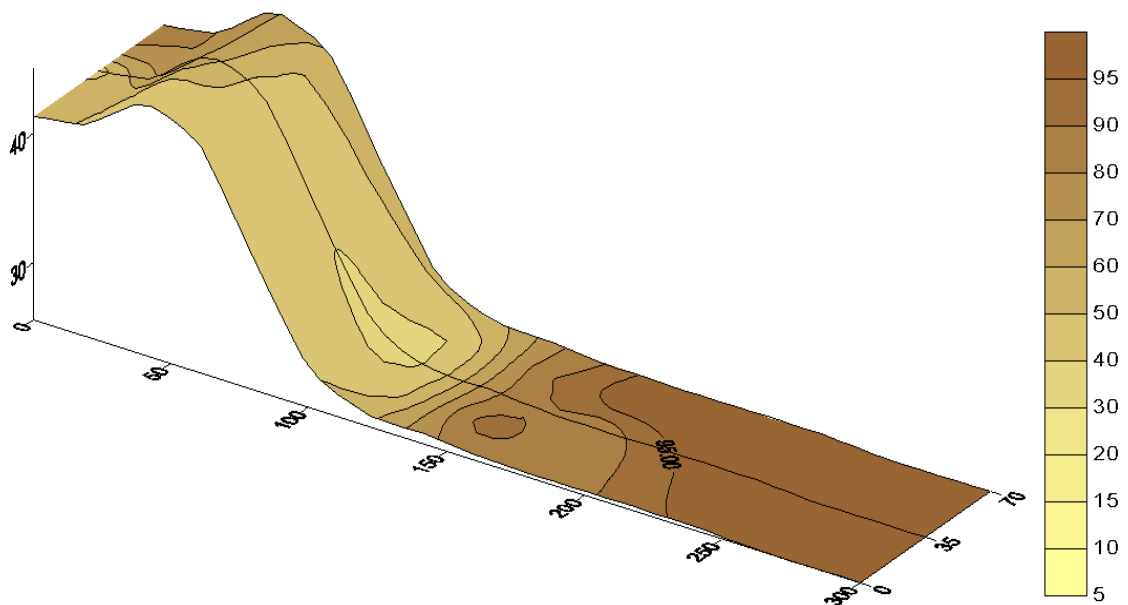


図 3-18 ケース 2 の表面における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合の分布

図3-19は粗粒土と細粒土のそれぞれの領域の占める面積の割合を示している。ここで、統一分類法によって75 μ mふるい通過量の割合が50%を基準として細粒土と粗粒土に分類する。すなわち、75 μ mふるい通過量の割合が50%以上は細粒土であって、75 μ mふるい通過量の割合が50%以下は粗粒土とした。統一分類法に基づけば、試料1と試料2はいずれも粗粒土である。実験終了後、ケース1の場合、細粒土の領域の占める面積の割合は46.4%である。一方、ケース2の場合、それは93.0%である。ケース1のように75 μ mふるい通過量の割合が20%の浚渫土によって埋立を行ったとしても細粒土が占める面積の割合は約5割に達する。まして、ケース2のように75 μ mふるい通過量の割合が45%の浚渫土によって埋立すれば、埋立地では細粒土が支配的になると見なすことができる。したがって、粗粒分を含む浚渫土によって浚渫埋立する場合、浚渫土と埋立地盤の性状は非常に異なって造成される。すなわち、粗粒土が支配的な浚渫土であっても細粒土が占める面積の割合がより大きくなると考えられる。

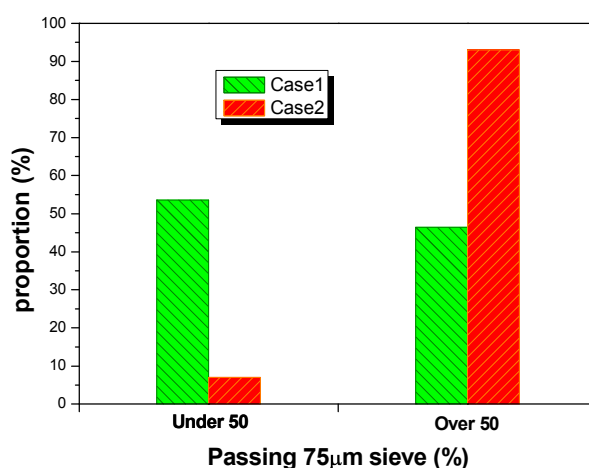


図3-19 細粒土と粗粒土のそれぞれの領域の占める面積の割合

図3-20は含水比と75 μ mふるい通過量の割合の関係を示している。図から分かるように、75 μ mふるい通過量の割合が増加するほど含水比は大きくなっている。75 μ mふるい通過量の割合が約80%に達するまでは、含水比が約5%~約60%の範囲で直線的に増加している。一方、75 μ mふるい通過量の割合が約80%から約95%までは、含水比が約60%~約100%まで急激に増加している。さらに、75 μ mふるい通過量の割合が約95%以上では、含水比が100%以上に達している。その関係を近似的にすれば、以下の関係を得る。

$$w = \frac{\ln(95.65 - p) - \ln 216.93}{\ln 0.96} \quad (3-1)$$

ここで、 p は75 μ mふるい通過量の割合、 w は含水比である。

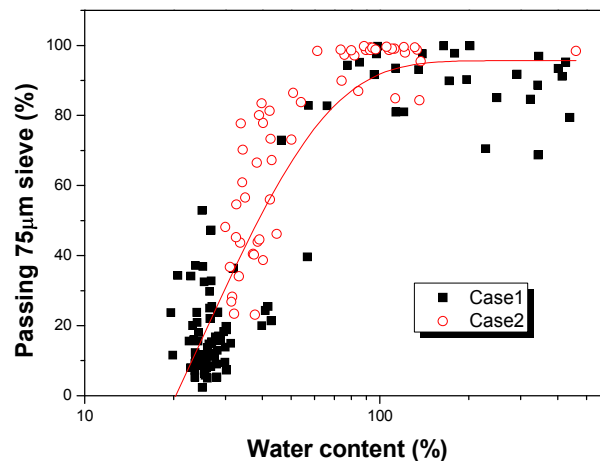


図 3－20 含水比と 75 μ m ふるい通過量の割合の関係

3. 3. 5 ベーンセン断強度の特性

表 3－13 はケース 1 における実験終了後の堆積土のベーンセン断強度の測定結果を示している。その結果に基づいて図 3－21 は堆積土の断面におけるベーンセン断強度分布を示している。

ベーンセン断強度は、含水比の分布および 75 μ m ふるい通過量の割合の分布に基づき区分された 3 つの領域において異なる特徴を示している。領域Ⅰではベーンセン断強度が 0.3~1.2 kPa ある。ベーンセン断強度は領域Ⅱでは 0.0~0.3 kPa であって、領域Ⅲでは全ての位置で 0.0 kPa である。その理由は、領域Ⅰでは細粒分を含む主として粗粒分が堆積するので、自重圧密の進行速度が速い。図 3－6 に示された界面高さの経時変化に基づけば、この領域では自重圧密がほぼ終了していることが推定できる。また、図 3－11 に示された含水比の分布から分かるように含水比も低い。このため、ベーンセン断強度が発現したものと考えられる。一方、領域Ⅲでは主として細粒分が沈降して堆積するので、自重圧密の進行速度が遅い。図 3－6 から分かるように、この領域では自重圧密が未だ終了していないことが推定できる。また、図 3－11 から分かるように含水比が非常に高いので、有効応力が発現する状況ではない。このため、ベーンセン断強度が発現していなかったと考えられる。領域Ⅱでは、両者の遷移領域であるため、吐出口から離れるほどベーンセン断強度が小さくなっている。以上のように、ベーンセン断強度の発現の有無によって圧密の進行状況を推定することができる。したがって、領域Ⅰではベーンセン断強度が発現したので、自重圧密終了の状態と推定することができる。一方、領域Ⅲではベーンセン断強度が発現していなかったため、自重圧密が終了していない状態と推定することができる。

表 3-13 ケース 1 のベーンせん断強度 (1)

水平距離 (cm)	高さ(cm)	ベーンせん断 強度 (kPa)	水平距離 (cm)	高さ(cm)	ベーンせん断 強度 (kPa)
20	0	0.60	60	25	0.60
20	5	1.22	60	30	0.58
20	10	0.71	60	35	0.62
20	15	0.68	60	40	0.58
20	20	0.50	60	45	0.81
20	25	0.75	80	0	0.30
20	30	0.51	80	5	0.39
20	35	0.54	80	10	0.56
20	40	0.53	80	15	0.49
20	45	0.49	80	20	0.50
40	0	0.50	80	25	0.41
40	5	0.73	80	30	0.41
40	10	0.62	80	35	0.41
40	15	0.70	80	40	0.51
40	20	1.14	100	0	0.09
40	25	0.92	100	5	0.20
40	30	0.95	100	10	0.31
40	35	1.00	100	15	0.31
40	40	1.16	100	20	0.46
40	45	0.94	120	0	0.01
60	0	0.38	120	5	0.08
60	5	0.11	120	10	0.11
60	10	0.34	120	15	0.12
60	15	0.58	120	20	0.11
60	20	0.69	140	0	0.01

表 3-13 ケース 1 の断面におけるベーンせん断強度 (2)

水平距離 (cm)	高さ(cm)	ベーンせん断 強度 (kPa)	水平距離 (cm)	高さ(cm)	ベーンせん断 強度 (kPa)
140	5	0.01	220	15	0.00
140	10	0.08	220	20	0.00
140	15	0.03	240	0	0.00
140	20	0.00	240	5	0.00
160	0	0.00	240	10	0.00
160	5	0.00	240	15	0.00
160	10	0.00	240	20	0.00
160	15	0.00	260	0	0.00
160	20	0.00	260	5	0.00
180	0	0.00	260	10	0.00
180	5	0.00	260	15	0.00
180	10	0.00	260	20	0.00
180	15	0.00	280	0	0.00
180	20	0.00	280	5	0.00
200	0	0.00	280	10	0.00
200	5	0.00	280	15	0.00
200	10	0.00	280	20	0.00
200	15	0.00	300	0	0.00
200	20	0.00	300	5	0.00
220	0	0.00	300	10	0.00
220	5	0.00	300	15	0.00
220	10	0.00	300	20	0.00

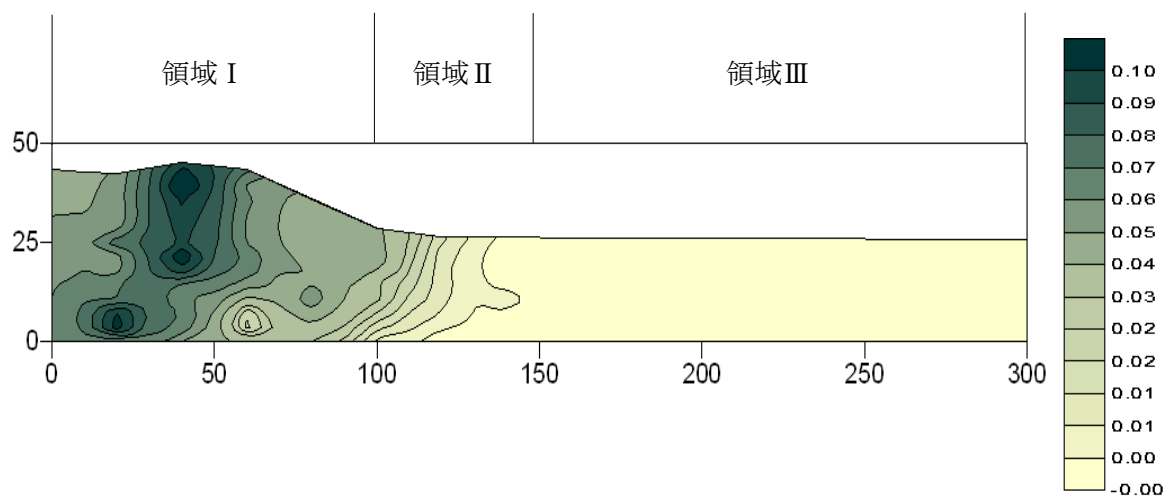


図 3 - 2 1 堆積土の断面におけるベーンせん断強度分布(ケース 1)

図 3 - 2 2 はケース 1 における含水比とベーンせん断強度の関係を示している。図ではベーンせん断強度を対数化して示している。図のように含水比 15%~35%ではベーンせん断強度が 0.3~1.2 kPa である。しかし、含水比 35%以上では、ベーンせん断強度が 0.0 kPa である。すなわち、含水比 35%以上では自重圧密が終了していないのでベーンせん断強度が 0.0 kPa になったと判断できる。図のように含水比 15%~35%の範囲では、含水比が低いほどベーンせん断強度が大きくなる。その関係を近似的にすれば、以下の関係式を得る。

$$v = \left(\frac{w}{25.08} \right)^{(-25)} \quad (3-2)$$

ここで、 w は含水比、 v はベーンせん断強である。ただし、含水比は 15%~35%の範囲である。

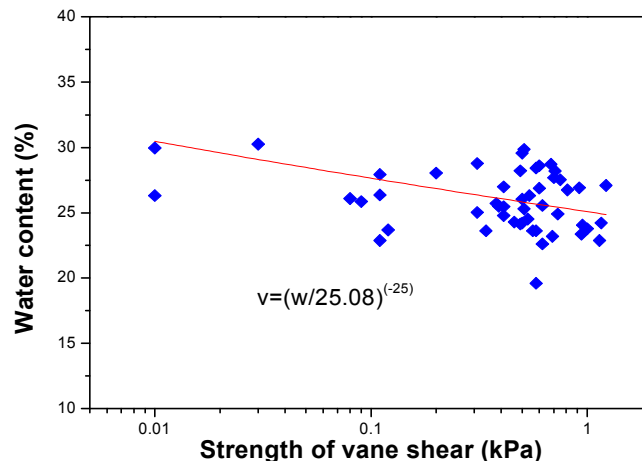


図 3－2 2 ケース 1 における含水比とベーンせん断強度関係

図 3－2 3 はケース 1 における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合とベーンせん断強度の関係を示している。図ではベーンせん断強度を対数化して示している。図のように $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 0%~40% では、ベーンせん断強度が 0.3~1.2 kPa である。しかし、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 40% 以上では、ベーンせん断強度がほぼ 0.0 kPa である。すなわち、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 40% 以上では、自重圧密が終了していないのでベーンせん断強度が 0.0 kPa になったと判断できる。 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 0%~40% におけるそれとベーンせん断強度の関係を近以すれば、以下の関係式を得る。

$$v = \left(\frac{p}{10.13} \right)^{(-7.69)} \quad (3-3)$$

ただし、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合は 0%~40% の範囲である。

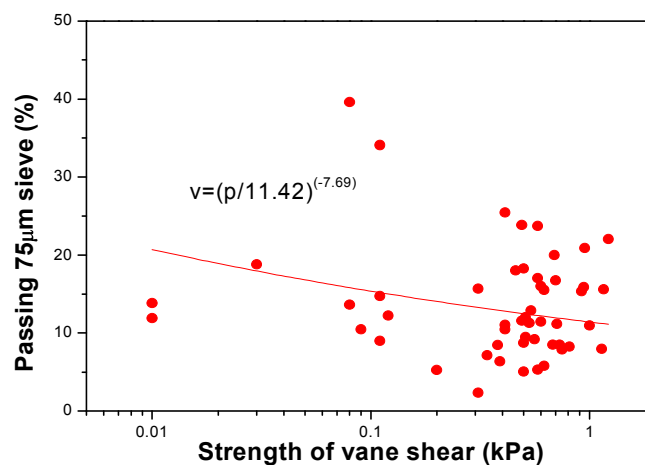


図 3－2 3 ケース 1 における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合とベーンせん断強度関係

3. 3. 6 土被り圧と間隙水圧の経時変化

図 3-24 はケース 1 における土圧の経時変化を示している。ここで、図中の E1 と E2 はそれぞれの土圧計を示している(図 3-4 参照)。各段階において、投入する時に土圧が急激に増加する。また、表面水を除去する時に土圧は急激に減少する。放置期間では、第 1 段階では、土圧はほぼ一定である。しかし、第 2 段階から第 4 段階までは土圧は時間の経過と共に徐々に増加している。E1 と E2 を比較すれば、E1 の方が大きい。これは、E1 が吐出口の地点であるためである。すなわち、主として粗粒分が堆積することにより含水比が小さく実質的な土量が多いため、土圧が大きくなったと考えられる。

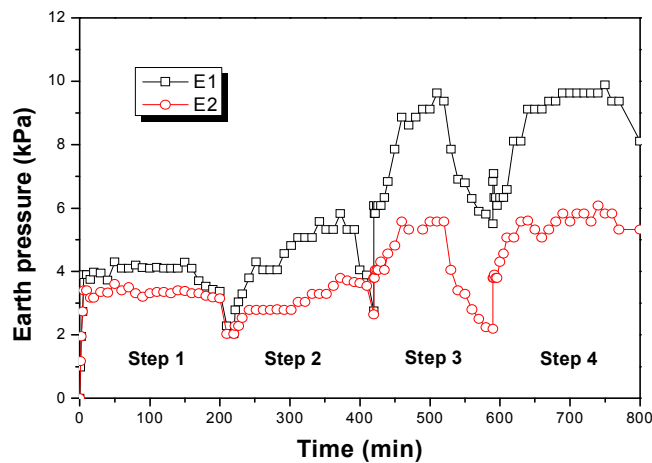


図 3-24 ケース 1 における土圧の経時変化

図 3-25 はケース 1 における間隙水圧の経時変化を示している。ここで、図中の P1、P2 及び P3 はそれぞれの間隙水圧計の設置位置を示している(図 3-4 参照)。間隙水圧の経時変化について計測地点間の差異はほとんどない。また、間隙水圧は静水圧とほぼ一致している。

図 3-26 はケース 1 における有効応力の経時変化を示している。有効応力は有効応力の原理に基づき求めた。すなわち、図 3-24 に示す土圧から図 3-25 に示す間隙水圧を差し引くことにより有効応力を算定した。土圧 E1 の位置における有効応力は土圧 E1 と間隙水圧 P1 の結果、E2 の位置における有効応力は土圧 E2 と間隙水圧 P3 の結果を用いて計算された。E1 の位置における有効応力は最大 7 kPa に達するが、最終的には約 5 kPa となる。E2 の位置における有効応力は最大 3 kPa に達するが、最終的には約 0.5 kPa となる。

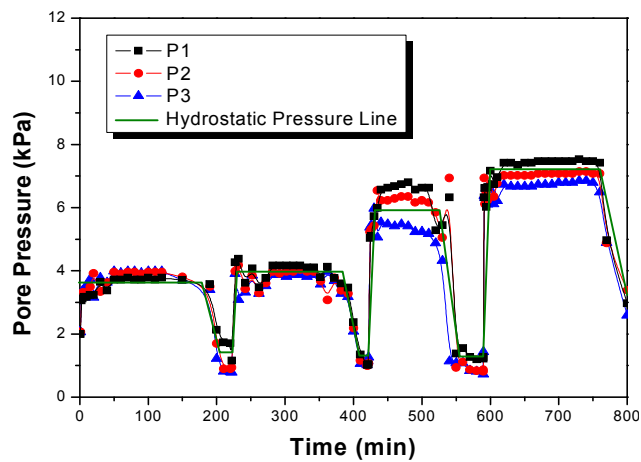


図 3-25 ケース 1 における間隙水圧の経時変化

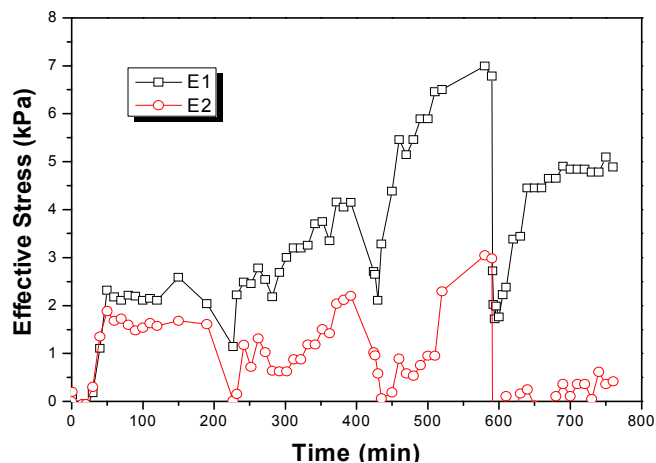


図 3-26 ケース 1 における有効応力の経時変化

3. 4 吐出口管理方法の提案

3. 4. 1 はじめに

粗粒分を含む浚渫土によって、海面から露出している埋立地にポンプ浚渫による埋立をすれば、吐出口から距離に応じて堆積土の物理特性と力学特性が異なることが示唆される。すなわち、ポンプ浚渫による埋立地では、位置毎に堆積状況が異なるため、均等な埋立地の造成は現実的に不可能である。したがって、埋立造成地盤では、不等沈下が生じる可能性が非常に高い。不等沈下を可能な限り低下させるための方法はいくつが考えられる。それらの中で、吐出口の位置を変えながら埋立することにより、できるだけ埋立地盤を均質化する方法は経済的に効果な方法である。最も良い方法は、吐出口を頻繁に移動して少しずつ埋立することである。しかし、この方法は吐出口移動に関わる時間的な制約のため効

率的な施工にならない。したがって、本節では、施工性を考慮しつつ全体的に見て埋立地ができるだけ均一になるような吐出口の移動方法を提案する。

3. 4. 2 吐出口の付近の埋立状況

図3-27は浚渫埋立中の埋立地を模式的に示している。吐出口の付近では、主として粗粒分が堆積する。そのため、含水比は低く、自重圧密がすぐ終了することが予想される。しかし、吐出口から離れた地域では、主として細粒分が沈降して堆積する。そのため、含水比は高く、自重圧密終了まで長い非常に時間が予想される。

図3-28は吐出口付近の堆積状況を示している。投入された土砂は吐出口付近において円錐状に堆積すると仮定することができる。埋立高さ H が与えられれば式(3-4)によって円錐状の堆積物の底面の直径 D を計算できる。ここで、 θ は円錐の角度であり、模型実験結果に基づき決定される。また、式(3-5)によって円錐状の堆積物の体積 Q を計算できる。

$$D = 2 \times \frac{H}{\tan \theta} \quad (3-4)$$

$$Q = \frac{1}{3} \times \frac{\pi D^2}{4} H \quad (3-5)$$

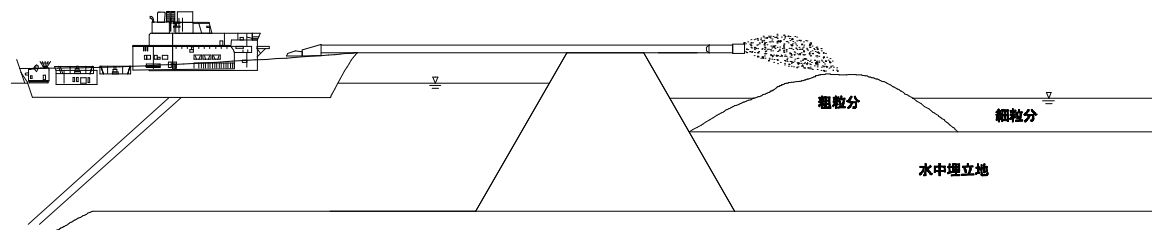


図3-27 施工中の埋立地の模式図

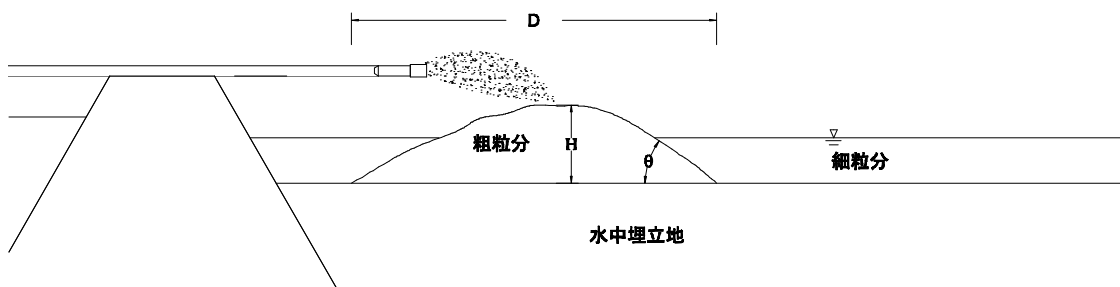


図3-28 吐出口の付近の堆積状況

3. 4. 3 吐出口管理の方法の提案

海面から露出している埋立地に対し、粗粒分を含む浚渫土によってポンプ浚渫による埋立を行う場合、3. 4. 2 節で説明したように吐出口の付近で主として粗粒土が堆積する。一方、細粒土は埋立地に広範囲に広がって沈降堆積する。このため、吐出口の位置を人為的に制御しない限り、不均一な地盤が形成される。本節では、粗粒土と細粒土の割合ができるだけ一定になるような吐出口の管理方法について提案する。図 3-29 は本研究で提案する吐出口管理の方法を示している。以下に提案方法について説明する。

(a) 投入量に対する堆積比の算定

3. 3. 4 節において明らかにしたように模型実験を行うことにより浚渫土の投入量に対する堆積比を推定できる。模型実験では、所定の量の浚渫土が投入される。投入後、浚渫土は堆積する。その堆積量を測定することにより投入量に対する堆積比を求めることができる。ここで、投入量に対する堆積比を R_D とする。

(b) 堆積量に対する粗粒土の量の比の算定

3. 3. 4 節において明らかにしたように、模型実験終了後、堆積土のいくつかの地点において試料を採集し、 $75\mu\text{m}$ ふるいによってふるい分け試験を行う。そして、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合のコンターマップを作成する。そして、そのコンターマップを用いて粗粒土の量と細粒土のそれを求める。ここで、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 50% 以上は細粒土、それが 50% 以下は粗粒土とする。この結果から、全堆積土量に対する粗粒土の量と細粒土の量の比をそれぞれ求めることができる。ここで、全堆積土量に対する粗粒土の量の比を C_R とする。

(c) 基準粗粒土堆積量の算定

3. 4. 2 節において示したように粗粒土は円錐状に堆積すると仮定することができる。まず、粗粒土によって形成される円錐状の堆積部分が所定の埋立計画高さに達する際の体積を式 (3-5) によって求める。そして、これを基準粗粒土堆積量 Q_b として定義する。

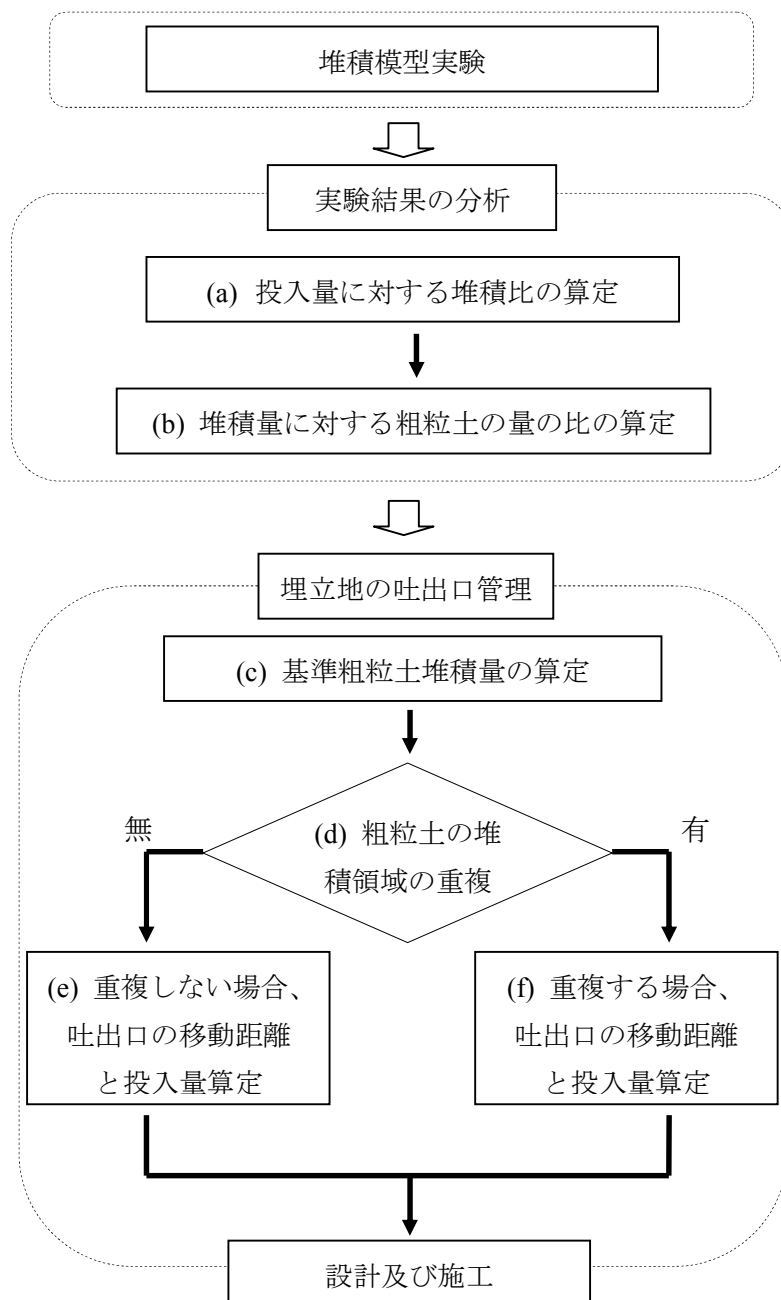


図 3－2 9 吐出口管理の方法

(d) 粗粒土の堆積領域の重複の判定

今、所定の埋立計画高さで埋立が完了した状態を想定する。そして、式（３－４）で与えられる D を一辺とする正方形で埋立地を区分する。そして、吐出口の移動距離 L と区分した正方形の一辺が等しいと仮定する。この時、区分された領域の体積は次式で与えられる。

$$Q_s = HL^2 \quad (3-6)$$

ここで、 L を底面の直径とする円錐の体積 Q_c は式（３－５）で与えられるので、 Q_c と Q_s の比 C_R は次式で与えられる。

$$C_R = \frac{\frac{1}{3} \cdot \frac{\pi L^2}{4} H}{HL^2} = \frac{\pi}{12} \quad (3-7)$$

これが基準粗粒土堆積量における堆積領域に対する粗粒土の領域の比となる。つまり、模型実験の結果から得られる C_R が $\frac{\pi}{12}$ より小さければ粗粒土による円錐状の堆積物は互いに重複しなくてもよい。一方、 C_R が $\frac{\pi}{12}$ より大きければ、粗粒土による円錐状の堆積物に互いに重複することになる。

(e) 粗粒土の堆積領域が重複しない場合における吐出口の移動距離と投入量算定

図 3-30 は、粗粒土の堆積領域の重複が無い場合における埋立地の堆積状況を模式的に示している。粗粒土の堆積領域が重複しない場合、粗粒土による円錐状の堆積物の頂点は埋立計画高さに到達しない。すなわち、円錐状の堆積物は細粒土によって覆われることになる。この円錐状の堆積物の高さを h とするとその体積は次式で与えられる。

$$Q_c = \frac{1}{3} \times \frac{\pi L^2}{4} h \quad (3-8)$$

(d)で述べたようにこの領域における全埋立体積は式（３－６）によって与えられる。ここで、(a)で定義した R_D を利用すれば投入量 Q_P が次式によって与えられる。

$$Q_P = \frac{V}{R_D} = \frac{HL^2}{R_D} \quad (3-9)$$

次に、3. 4. 3の(c)で定義した C_R を利用すれば、次式によって粗粒土の占める体積が与えられる。

$$Q_C = Q_s \cdot C_R = HL^2 \cdot C_R \quad (3-10)$$

式(3-8)と式(3-10)から h について次式を得る。

$$h = \frac{12}{\pi} H \cdot C_R \quad (3-11)$$

h と L の間の幾何学的関係から吐出口の移動距離として次式を得る。

$$L = 2 \times \frac{h}{\tan \theta} \quad (3-12)$$

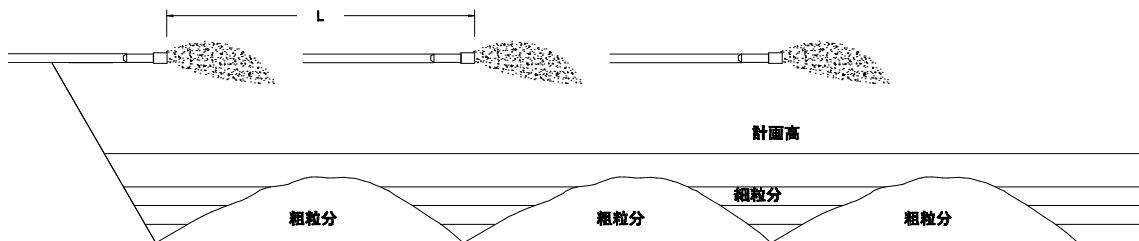


図3-30 粗粒土の堆積領域の重複が無い場合における埋立地の堆積状況

(f) 粗粒土の堆積領域が重複する場合における吐出口の移動距離と投入量算定

図3-31は、粗粒土の堆積領域が重複する場合における埋立地の堆積状況を模式的に示している。埋立完了時において粗粒土による、円錐状の堆積物が重複する部分は層状になり、平面的に連続する。したがって、 L によって区分される領域は、図3-32のように考えることができる。すなわち、底面から高さ h_c までは、すべて粗粒土が占める。その上に粗粒土による円錐状の堆積物が載ると仮定することができる。

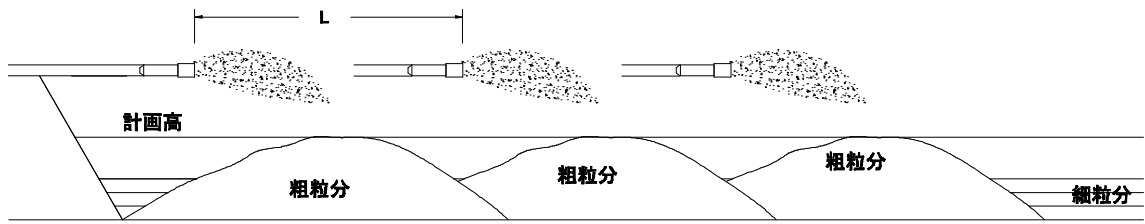


図 3 - 3 1 粗粒土の堆積領域が重複する場合における埋立地の堆積状況

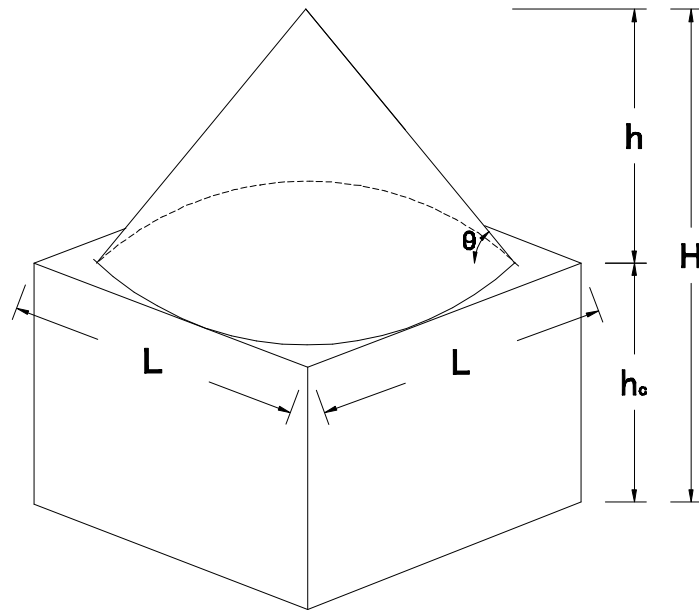


図 3 - 3 2 区分された領域における粗粒土の堆積状況

したがって、この区分された領域における粗粒土の体積は次式で与えられる。

$$Q_c = h_c L^2 + \left(\frac{1}{3} \times \frac{\pi L^2}{4} h \right) \quad (3-13)$$

ここに、 h_c は埋立層下部の粗粒土の層厚、 h は円錐状部分の高さである。

ここで、 L と h との間に幾何学的関係から次式が成り立つ。

$$L = 2 \times \frac{h}{\tan \theta} = 2 \times \frac{H - h_c}{\tan \theta} \quad (3-14)$$

次に、式 (3-14) を h_c について解けば次式を得る。

$$h_c = H - \frac{1}{2}L \tan \theta \quad (3-15)$$

ここで、式(3-15)を式(3-13)に代入すれば次式を得る。

$$Q_c = \left(H - \frac{1}{2}L \tan \theta \right) \times L^2 + \left(\frac{1}{3} \times \frac{\pi L^2}{4} \times \frac{1}{2}L \tan \theta \right) \quad (3-16)$$

粗粒土の体積は式(3-10)で与えられる。したがって、式(3-10)と式(3-16)から次式を得る。

$$HL^2 \cdot C_R = \left(H - \frac{1}{2}L \tan \theta \right) \times L^2 + \left(\frac{1}{3} \times \frac{\pi L^2}{4} \times \frac{1}{2}L \tan \theta \right) \quad (3-17)$$

これを L について解けば、次式で与えられる。

$$L = \frac{24 \cdot (C_R - 1)H}{(\pi - 12) \tan \theta} \quad (3-18)$$

また、式(3-9)を利用すれば、必要な投入量与えられる。

3. 4. 4 吐出口管理の方法における試算

模型実験の結果を用いて図3-29に基づき、吐出口の移動距離 L と投入量 Q_p を計算する。埋立計画高さを10mと仮定し、それぞれケース1とケース2における浚渫土によって埋立が行われるものと仮定する。

(a) 投入量に対する堆積比の算定

表3-14は模型実験における浚渫土の投入量に対する堆積比を示している。今回の実験では、3. 2. 3節に示したように700%の浚渫土を各段階0.63 m³ずつ4段階に分けて投入した。そのため、総投入量は2.52 m³である。また、ケース1とケース2の堆積量はそれぞれ、0.65 m³と0.69 m³であった。ここで、投入量に対する堆積量の比である堆積比はそれぞれ、ケース1では0.258およびケース2では0.274となる。

表 3－1 4 模型実験における堆積比

ケース	投入量 (m ³)	堆積土	
		量 (m ³)	比 R_D
ケース 1	2.52	0.65	0.258
ケース 2	2.52	0.69	0.274

(b) 堆積量に対する粗粒土の量の比の算定

表 3－1 5 は模型実験における堆積土量に対する粗粒土の量の比を示している。3. 3. 4 節から、それぞれケース 1 とケース 2 の堆積量に対する粗粒土の量の比 C_R はそれぞれ 0.54 と 0.07 である。

表 3－1 5 模型実験における堆積土量に対する粗粒土の量の比

ケース	堆積土		
	総	粗粒土	
	量 (m ³)	量 (m ³)	比 C_R
ケース 1	0.65	0.35	0.54
ケース 2	0.69	0.05	0.07

(c) 基準粗粒土堆積量の算定

表 3－1 6 は基準粗粒土堆積量を示している。3. 3. 2 節からケース 1 における斜面の角度は 23° で、ケース 2 における斜面の角度は 19° である。式 (3－4) に基づき、 H から D を計算し、次に、式 (3－5) に基づき、基準粗粒土堆積量 Q_b を計算した。

表 3－1 6 基準粗粒土堆積量

ケース	75 μ m ふるい通過量 (%)	θ (°)	$\tan \theta$	H (m)	D (m)	Q_b (m ³)
ケース 1	20	23	0.424	10	47	5783
ケース 2	45	19	0.344	10	58	8807

(d) 粗粒土の堆積領域の重複の判定

表 3-17 は粗粒土の堆積領域の重複の判定結果を示している。3. 4. 3 節の(d)で述べたように粗粒土の領域の比を $\frac{\pi}{12}$ 基準として粗粒土による円錐状の堆積物の重複の有無を判定する。ケース 1 は粗粒土の領域の比が $\frac{\pi}{12}$ より大きいので、粗粒土による堆積物は重複することになる。一方、ケース 2 は粗粒土の領域の比が $\frac{\pi}{12}$ より小さいので、粗粒土による円錐状の堆積物は重複しない。

表 3-17 粗粒土の堆積領域の重複の判定の結果

ケース	75 μ m ふるい通過量 (%)	粗粒土の領域比 C_R	粗粒土の領域比	重複
ケース 1	20	0.54	$\frac{\pi}{12} \doteq 0.262$	有
ケース 2	45	0.07		無

(e) 粗粒土の堆積領域が重複しない場合における吐出口の移動距離と投入量算定

表 3-18 はケース 2 における吐出口の移動距離と投入量を示している。まず、式 (3-11) に基づき、粗粒土による円錐状の堆積物の高さを求める。次に、式 (3-12) に基づき、吐出口の移動距離 L を算定する。その結果、 L は 15.5m になる。さらに、投入量を式 (3-9) に基づき算定すると 8768 m³ になる。すなわち、浚渫土を 8768 m³ 投入し、吐出口を 15.5m 移動する。

表 3-18 粗粒土の堆積領域が重複しない場合における投入量と吐出口の移動距離

75 μ m ふるい通過量 (%)	円錐状の高さ h (m)	吐出口の 移動距離 L (m)	粗粒土の 堆積量 Q_C (m ³)	1 つ当たりの吐 出口の投入量 Q_P (m ³)
45	2.7	15.5	168	8768

(f) 粗粒土の堆積領域が重複する場合における吐出口の移動距離と投入量算定

表 3-19 は粗粒土の堆積領域が重複する場合における吐出口の移動距離と投入量を示している。まず、式 (3-19) に基づき、吐出口の移動距離を算定する。その結果、 L は 29.4m になる。次に、一箇所への投入量を式 (3-9) に基づき算定すると 33502 m³ にな

る。すなわち、浚渫土を 33502 m³ 投入し、吐出口を 29.4m 移動する。

表 3－19 粗粒土の堆積領域が重複する場合における吐出口の移動距離と投入量

75 μ m ふるい通過量 (%)	吐出口の 移動距離 L (m)	重なり合う 部分の高さ h_c (m)	粗粒土の 堆積量 Q_C (m ³)	1 つ当たりの吐 出口の投入量 Q_P (m ³)
20	29.4	3.8	4667	33502

3. 5 結論

本章では、ポンプ浚渫によって粗粒土が含まれる浚渫土を採集し、それによって埋立を行う際の埋立土の堆積特性と堆積地盤の地盤特性を把握するため、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合を変化させた 2 種類の試料を使った模型実験を実施した。実験結果から、界面沈降特性、堆積特性、堆積地盤の含水比分布、粒度分布および力学特性に及ぼす粒度分布の影響を明らかにした。また、実験結果に基づいて吐出口の移動距離と投入量の算定方法を提案した。以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

1. 吐出口の近い位置では、浚渫土投入直後、粗粒分の分級堆積が起こる。そして、その後、界面沈降が起こる。大部分の細粒分はポンプの圧送力によって吐出口から離れた領域まで水平方向に流動し、界面沈降して堆積する。
2. 吐出口の近い位置では、浚渫土の界面沈降速度が速く自重圧密度が少ない。
3. 粗粒分の堆積物において、自発的に崩れることなく安定を保つことのできる斜面の角度は粗粒分が多いほど大きい。
4. 吐出口に近い位置では、主として粗粒分が堆積するため、堆積地盤の含水比が低い。また、深さに関わらず、含水比はほぼ一定である。しかし、吐出口から離れた領域では、主として細粒分が堆積するため、含水比が非常に高い。また、界面沈降の影響のため、含水比は表面に近いほど高い。
5. 吐出口から離れるほど堆積土における $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が大きくなる。 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 20%の浚渫土を使用した実験では、吐出口から離れた領域における前段階までの堆積土は投入された浚渫土によって攪乱され、再度界面沈降するため、表面に近いほど $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が大きくなる。一方、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 40%の浚渫土を使用した実験では、吐出口から離れた領域における攪乱される堆積土は大部分が細粒分のため、鉛直方向に区分ができない。したがって、主として細粒分が堆積する領域における粒度の鉛直方向分布は、浚渫土の粒度分布の影響を受ける。
6. $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が 20%の浚渫土を使用した実験では、堆積物全体に対する細粒土の占める堆積分の割合は 46.4%になった。したがって、たとえ粗粒分を多く含む浚渫土によって浚渫埋立したとしても、埋立地全体に対し、細粒土が占める領域の割合は非常に大きくなることが示唆される。
7. 粗粒分の含有率に関わらず、堆積物の含水比は、 $75\mu\text{m}$ ふるい通過量の割合が約 80%までは直線的に増加する。
8. 堆積物のベーンセン断強度は、主として粗粒分が堆積している部分でしか発現しない。
9. 吐出口に近い位置ほど粗粒分が厚く堆積するため、主として細粒分が堆積する部分

よりも有効応力が大きい。

10. 浚渫埋立をするときの吐出口の移動距離と投入量は粗粒分と細粒分の堆積状況に基づき、算定することができる。

参考文献

- 佐藤正行, 小田匡寛, 風間秀彦, 小瀬木克己 (1997). "細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす影響に関する基礎的研究", 土木学会論文集, 土木学会, No 561/III-38, pp 271-282.
- 矢島寿一, 沼田佳久, 中根淳 (1999). "細粒分を含む砂質土の液状化特性と液状化強度評価に関する一考察", 土木学会論文集, 土木学会, No 624/III-47, pp 113-122.
- 吉田秀樹, 坂田和俊, 片桐雅明, 寺師昌明, 村川史朗 (2008). "浚渫粘土埋立地盤の状態と圧密定数の設計方法", 土木学会論文集 C, Vol 64, No 1, pp 111-126.
- Chu, J, Bo, M. W, and Arulrajah, A (2009). "Reclamation of a Slurry Pond in Singapore", Proc the Institution of Civil Engineers (UK), Geotechnical Engineering, Vol 162, No 1, pp 13-20.
- Hough, B. K (1957). "Basic Soils Engineering", New York: The Ronald Press Company.
- Imai, G (1980). "Settling Behavior of Clay Suspension", Soils and Foundations, Vol 19, No 3, pp 45-60.
- Masaaki, K, Masaaki, T, and Akira, K (2001). "Back Analysis of Reclamation by Pump-Dredged Marine Clay –Influence of Ground Water Lowering", Soils and Foundations, Vol 41, No 5, pp 73-86.

4. 浚渫土中に含まれる粗粒分のサンドマット材としての適用性

4. 1 はじめに

通常、軟弱海底地盤上に浚渫埋立によって土地造成する場合、軟弱地盤である原地盤に対しては圧密促進のための地盤改良工法を適用する必要がある。地盤改良工法の役目は、①原地盤の長期にわたる残留沈下を防止し、造成地を早期に利用できるようにする、②原地盤の強度を早期に増加させ、造成地の安定を図る等が挙げられる。そのための地盤改良工法としては、通常、バーチカルドレーン工法が用いられることが多い(Barron, 1948)。バーチカルドレーン工法は、原地盤中に間隙水の排水経路となる鉛直ドレーンを打設し、排水距離の短縮を図る工法である。この工法においては、排水経路となる鉛直ドレーンの通水性を確保することが重要であることは言うまでもない。これに加え、鉛直ドレーンによって原地盤表面に運ばれた間隙水を円滑に排水させるサンドマットの通水性も改良効果に重要な影響を及ぼす。特に、浚渫土のような透水性の低い材料を埋立材料として使用する場合、サンドマットを通過して鉛直上方への排水は期待できない。したがって、原地盤から排水される間隙水は、サンドマットを通じて水平方向に排出される。このため、サンドマットの通水性能が十分でない場合、原地盤からの間隙水の排水が抑制され、圧密の遅れが生じる。いわゆる「マットレジスタンス」である。このような背景から、サンドマットの材料には透水性がよく、目詰まりが生じないような砂が使用される。

ところで、近年、過度な海砂採取により、沿岸生態系の環境問題が社会問題として台頭している。環境保護の一環として天然の良質な海砂の採取は制限されるようになってきている。このため、軟弱地盤上の大規模な埋立工事では砂不足に陥ることもある。このような背景から、天然の良質な海砂の代替品として、土木繊維、再生骨材、転炉スラグなどを利用するための多くの研究が行われている。また、実際にそれらの材料を用いた施工実績が既にいくつかある。

2章と3章で明らかにしたように粗粒分を含む浚渫土による埋立造成では、粗粒分は投入直後に分級堆積する。その結果、ほぼ粗粒分で構成される層が形成される。粗粒分が多く含まれる場合、当然その層厚も厚くなる。また、3章で提案した方法を用いれば、粗粒分で構成される層を連続して形成することも可能である。すなわち、分級堆積によって構成される粗粒分層をサンドマットとして活用することができれば、別途、サンドマットを敷設しなくてもよい。これらの点は、経済的、施工的に大きな利点がある。つまり、浚渫土に含まれる粗粒分をサンドマット材として活用するための研究が要求されている(Lee ら, 2015)。

本研究では、浚渫土に含まれる粗粒分のサンドマット材としての適用性を検証する。まず、粗粒分が主体の浚渫土をサンドマットとして用いた模型実験を実施し、その排水機能を検証する。次に、サンドマット内の水頭分布を簡易的に評価する計算式を提案するとともに、それに基づき、水頭に及ぼす影響因子について考察する

この章の構成は、次のとおりである。

4. 1では本章の背景と目的を述べるとともに、本章の内容と構成を説明する。

4. 2では模型実験とその結果に対する考察について言及する。まず、模型実験において用いた試料の物理特性および透水係数を明らかにする。続いて、実験装置および計測装置を説明する。さらに、模型実験の方法を説明する。加えて、模型実験において用いた下部粘土の物理特性および力学特性を説明する。最後に、実験結果である粘土層の沈下量と間隙水圧、サンドマットの間隙水圧について考察する。さらに、模型実験前後のサンドマットの透水性の変化を確認する。

4. 3では、まず、サンドマット内の水頭分布を簡易的に評価する計算式を提案する。次に、計算式の妥当性を模型実験結果との比較を通じて考察する。さらに、サンドマット内の水頭に及ぼす様々な要因の影響について、パラメトリックスタディーを通じて明らかにする。

4. 4は総括であり、本章における結論を取りまとめている。

4章の内容と構成を示すと図4-1のようになる。

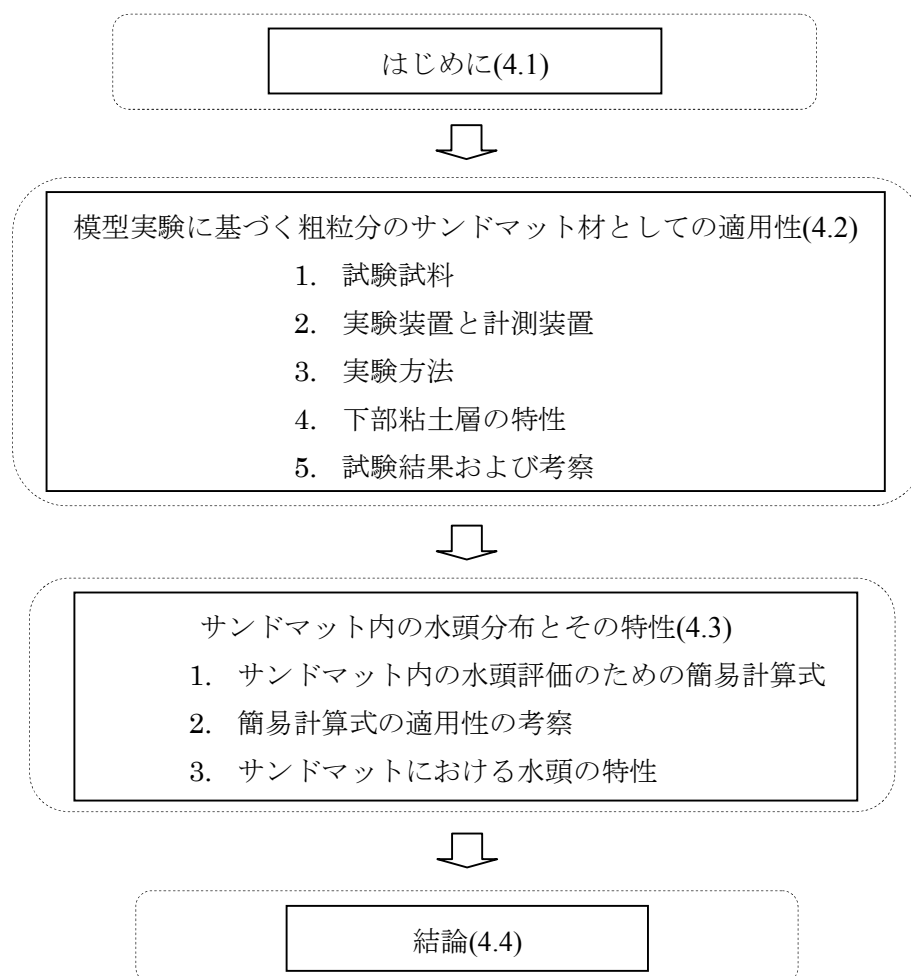


図 4－1 4 章の内容と構成

4. 2 模型実験に基づく粗粒分のサンドマット材としての適用性

4. 2. 1 試験試料

(a) 物理特性

表4－1は実験試料の物理特性を示している。実験試料としては浚渫埋立現場で採取した粗粒分を多く含む浚渫土を利用した。実験試料は統一分類法に基づけば、シルト質砂 SM として判断される。表4－2はサンドマット材料の許容粒度基準と実験試料の粒度試験結果を示している。本研究におけるサンドマットの品質管理基準は大阪市の港湾局の工事規定集に記載されている海砂の許容基準を参照した(港湾工事共通仕様書, 2014)。実験試料の粒度分析は4回実施した。図4－2はサンドマットにおける許容粒度基準と実験試料の粒経加積曲線を示している。実験試料の粒経加積曲線は4つの試験結果の平均値を示している。今回、実験した浚渫土はサンドマットの許容粒度基準の下限値の分布とほぼ一致している。すなわち、粒度分布の観点からはサンドマット材として利用可能である。

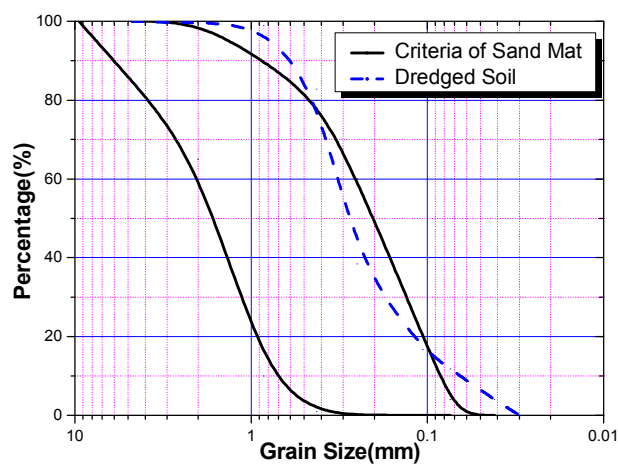


図4－2 サンドマット材としての粒度基準と実験試料の粒経加積曲線

表4－1 実験試料の物理特性

含水比 (%)	液性限界 (%)	塑性指数	比重	75 ミクロふるい通過量 (%)	U S C S
17.6	—	NP	2.600	9.5～13.3	SM

表 4-2 実験試料の粒度試験結果

ふるいの 呼び寸法	ふるい通過量の割合 (%)					
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	平均	サンドマット許容基準
9.5 mm	100	100	100	100	100	100
4.75 mm	100	100	100	100	100	85~100
2.00 mm	99.76	99.63	99.77	99.68	99.71	65~100
850 μ m	99.08	98.79	99.26	98.90	99.01	10~90
425 μ m	79.67	78.86	86.86	85.72	82.78	1~80
250 μ m	38.50	36.88	40.45	37.70	38.38	0~60
106 μ m	17.52	15.59	18.76	15.18	16.76	0~20
75 μ m	13.02	11.15	13.33	9.50	11.75	0~4

(b) 透水係数

表 4-3 は実験試料の透水係数を示している。一般的に透水試験は透水係数が $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 以上になる土には定水位透水試験、 $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 以下になる土には変水位透水試験が適用される。今回実験に用いた浚渫土の透水係数は、 $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ の境界値に近いと予想された。そのため、より正確な透水係数の判定のために定水位透水試験と変水位透水試験の両方から透水係数を求めた。

実験試料における透水係数はサンドマットの基準の下限である $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ よりも多少大きくなった。

表 4-3 実験試料の透水係数

	透水係数 (cm/sec)	
	定水位透水試験	変水位透水試験
サンドマット規定	$1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-3}$	
No. 1	1.415×10^{-3}	1.069×10^{-3}
No. 2	1.263×10^{-3}	1.134×10^{-3}
平均	1.339×10^{-3}	1.102×10^{-3}

4. 2. 2 実験装置と計測装置

(a) 実験装置

図4-3は模型実験装置を示している。本装置は海底地盤に対する実際の埋立工事を可能な限り再現できるように作製された。すなわち、埋立による载荷によって模型土槽に充填した粘土層に圧密沈下を生じさせる。圧密沈下に伴い粘土層から排水された間隙水は粘土層を覆うサンドマットを通じて左右のドレーンバルブから排水される。この間にサンドマットの間隙水圧と粘土層の圧密挙動を観察することにより、間接的にサンドマットの性能を評価する。実験では、サンドマットの排水過程と粘土の圧密過程を確認できるように計測装置を設置した。土槽の幅は、一般的なバーチカルドレーンの間隔 1.0m~3.0m の範囲内である 182cm とした。両横に空間を置き、有孔間仕切りを設置して粘土層に一定の水位を維持できるようにした。また、サンドマット層の両横にドレーンバルブを設置してサンドマットの水平排水を可能にした。このドレーンバルブを使用することにより、排水量の調節および排水遮断が可能である。その結果、サンドマットの通水試験が可能になった。なお、側面には载荷重用 80cm の埋立を 3 回にわたって敷設するための壁が設置されている。

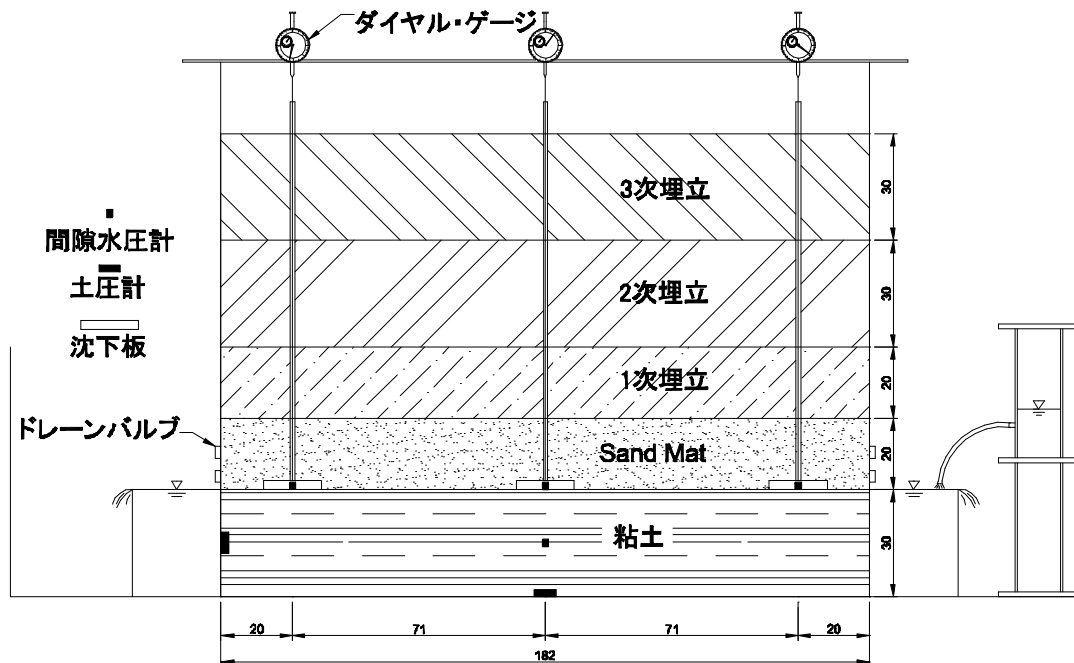


図4-3 模型実験装置

(b) 計測装置

図4-4は測定計器の設置位置を示している。実験では、粘土層およびサンドマットに間隙水圧計、土圧計および沈下板を設置した。間隙水圧計は粘土の中央部の P1 に 1 箇所、サンドマットの P2~P4 に 3 箇所の合計 4 箇所を設置した。土圧計は粘土の中央部の底の E1 に 1 箇所、粘土の側面の E2 に 1 箇所、サンドマット中央部の E3 に 1 箇所の合計 3 箇所を設置した。最後に、沈下板はサンドマットと粘土の境界部の S1~S3 に 3 箇所を設置した。沈下量はダイヤルゲージを沈下板と繋いで測定した。

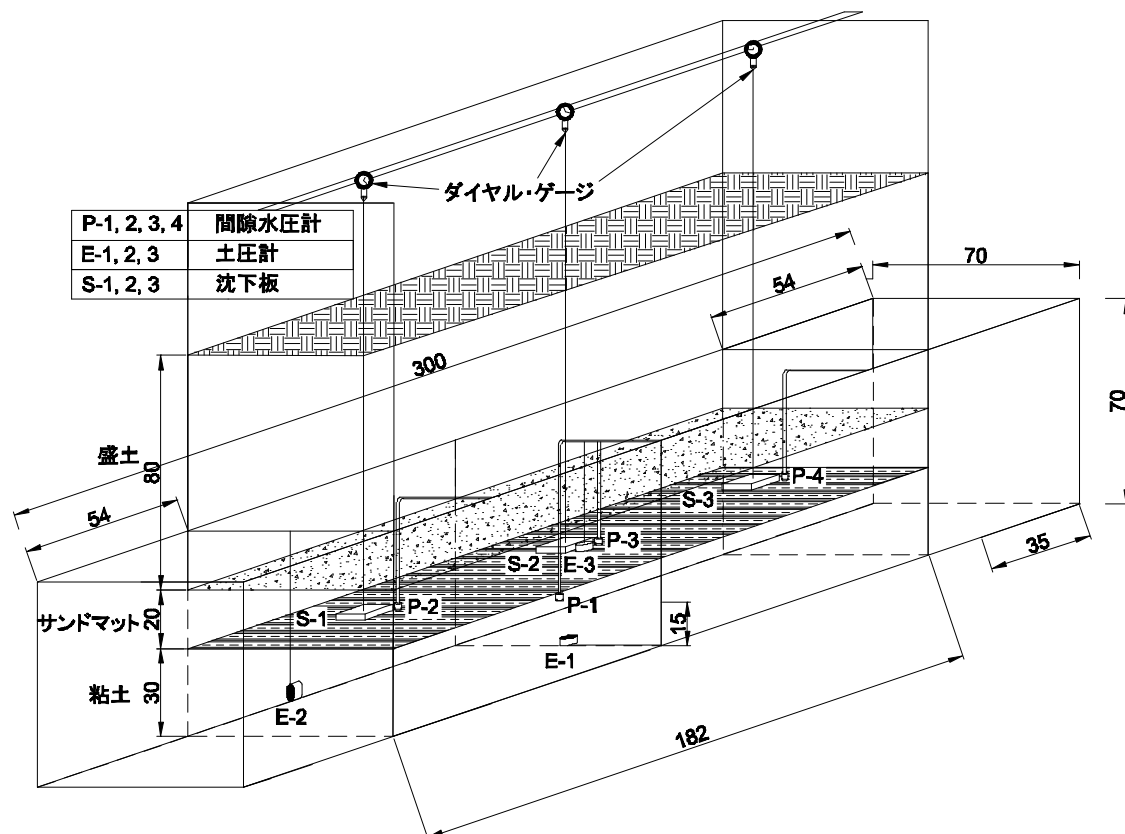


図4-4 測定計器の設置位置

4. 2. 3 実験方法

表4-4は実験のプロセスを示している。実験では、まず、浚渫埋立現場の付近で粘土を採取した。そして、粗粒分を除去するため、75 ミクロふるいに通過させ、土槽に 30cm の高さで敷設した。敷設した粘土に 9.8kPa の荷重を加え圧密させた。3t 法に基づいて粘土の圧密の終了を判断した。一方、別のモールドを使用し、同一条件下において同じ粘土試料を圧密させた。圧密された地盤から試料を採取し、物理と力学試験を実施した。次に、圧密された粘土地盤の上に土木繊維を敷設した。その後、土木繊維の上に沈下板を設置し

て浚渫土を用いたサンドマットを 20cm の高さで敷設した。その時、水の供給装置を利用して粘土の上面に水位が維持できるようにした。この時から沈下量測定を開始した。そして、双曲線法によって次の段階への移行の判断を行った(Tan ら, 1991)。埋立材料には透水性が低い細粒マサ土を利用した。総 3 段階に分けて載荷を行った。各段階では、沈下計測の経時変化を双曲線法により解釈し、圧密度 90%以上と判断されたとき、次の段階に進行した。埋立の高さはサンドマットと 3 段階の埋立を含めて約 100cm になった。最後に 3 段階の埋立載荷後、サンドマットの通水能力をその透水性によって評価するための通水試験を行った。

表 4－4 実験のプロセス

	敷設	厚さ (cm)	放置期間 (min)	定水位透水試験 水頭差 (cm)
1	粘土敷設	30	10080	－
2	サンドマット敷設	20	1440	－
3	1 次埋立	20	1440	－
4	2 次埋立	30	7200	－
5	3 次埋立	30	5854	－
6	通水試験	－	－	80

4. 2. 4 下部粘土層の特性

表4－5は実験に使用した粘土の物理特性と力学試験の結果を示している。試験に用いた試料は別モールドで作製された模型地盤から採取された。力学試験では圧密試験および一軸圧縮試験を実施した。

表4－5 粘土の物理と力学試験結果

含水比 W_n (%)	湿潤単体 重量 γ_t (kN/m^3)	比重 G_s	アッターベルグ 限界		一軸圧縮強度 試験		圧密試験			
			液性 限界 LL (%)	塑性 限界 IP	一軸圧 縮強度 q_u (kPa)	粘着力 $C(q_u/2)$ (kPa)	初期 間隙比 e_0	圧縮 指数 C_c	圧密係数 C_v (cm^2/sec)	圧密先 行圧力 P_c (kPa)
54.47	16.61	2.6	32.11	10.65	19.61	9.81	1.261	0.159	1.56×10^{-4}	9.8

表4－6は試験結果に基づき予想される粘土層の沈下量を示している。最終沈下量は式（4－1）に基づいて計算した。また、式（4－2）と（4－3）に基づいて圧密度と圧密時間を求め、計測結果と比較することとした。ここで、増加荷重 Δp は模型実験の各段階の増加荷重である。

$$S_f = \frac{C_c}{1 + e_0} \times H \times \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \quad (4-1)$$

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v} \quad (4-2)$$

$$U(\%) \approx \sqrt{\frac{4}{\pi} T_v} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{C_v \cdot t}{H^2}} = \frac{S_t}{S_f} \times 100 \quad (4-3)$$

ここに S_f : 最終沈下量、 C_c : 圧縮指数、 e_0 : 間隙比、 H : 粘土高さ、 P_0 : 圧密応力、 t : 圧密時間、 T_v : 時間係数、 U : 圧密度、 S_t : 任意時間の沈下量

表 4－6 試験結果に基づき予想される模型粘土地盤の沈下量

	e_0	P_0 (kPa)	Δp (kPa)	H (mm)	S_f (mm)
サンドマット (200mm)	1.261	10.2	33.3	300	13.3
1 次埋立 (300mm)	1.161	43.5	35.3	287	18.7
2 次埋立 (300mm)	1.120	78.8	50.0	281	23.2
3 次埋立 (300mm)	1.086	128.9	50.0	277	26.2

4. 2. 5 試験結果および考察

(a) 粘土層の沈下特性

図 4－5 は埋立高さおよび沈下量の経時変化を示している。中央部の S-2 では最終沈下量が 1.42 cm になった。一方、側面の S-1 および S-3 では最終沈下量がそれぞれ同じく 1.05 cm であった。すなわち、中央部の沈下量が側面のそれらより大きい。その理由は、壁の摩擦抵抗の影響のため、粘土層、サンドマットおよび埋立層の壁面付近における応力が低減したことに起因していると考えられる。また、S-1 と S-3 の沈下量の経時変化がほぼ一致するのは、均質な材料を使用したことによる対称性に起因すると考えられる。

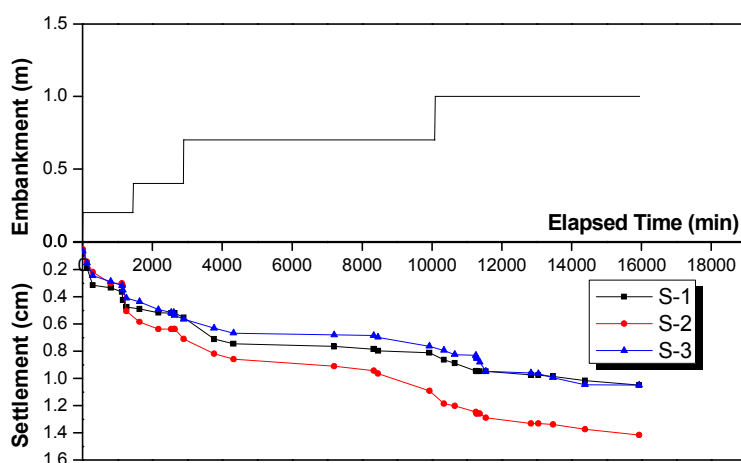


図 4－5 埋立荷重および沈下量の経時変化

(b) サンドマット内の間隙水圧

図4-6は、サンドマットの敷設時における間隙水圧の経時変化を示している。サンドマット中央部であるP-3では1.6kPaまで間隙水圧が大きく上昇するが、時間が経過するにつれ徐々に減少し、400分経過時点では0.6~0.4kPaに収斂する。しかし、P-2、4では、間隙水圧が微小に増加した後、すぐに消散している。P-2~4において载荷直後に間隙水圧が上昇するのは、サンドマットの透水係数が良いとはいえ、瞬間的には非排水条件が保たれていたためであると考えられる。また、P3に比べ、P2とP4の間隙水圧が小さいのは、壁の摩擦抵抗によって载荷荷重が軽減されたためであると考えられる。

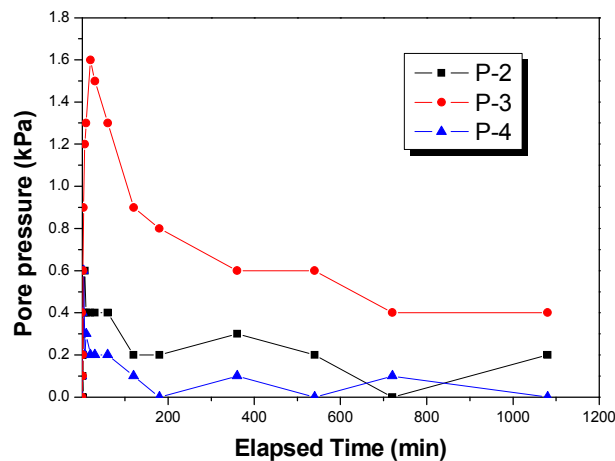


図4-6 サンドマットの敷設時における間隙水圧の経時変化

図4-7は1次载荷時の間隙水圧の経時変化を示している。载荷直後、P-3における間隙水圧は約0.8kPa、P-2および4におけるそれらは約0.6kPaまで大きく上昇している。その後、間隙水圧は急激に減少し、約600分経過時点ではほぼ一定になっている。このような間隙水圧の挙動は、図4-6で示したサンドマット敷設時におけるものと定性的に同様である。

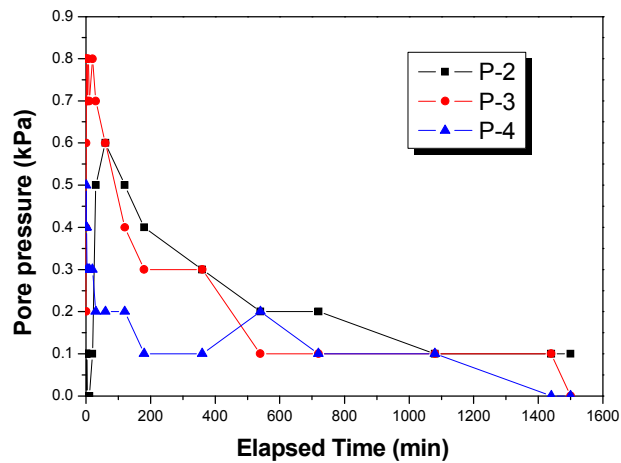


図 4－7 1 次载荷段階における間隙水圧の経時変化

図 4－8 は 2 次载荷時における間隙水圧の経時変化を示している。载荷直後、P-3 における間隙水圧は最大 1.6kPa まで上昇するが、その直後に急減する。その後、時間の経過に伴い P2~P4 までのすべての間隙水圧は約 0.5kPa とほぼ一定の値となっている。このような間隙水圧の挙動は、図 4－6 で示したサンドマット敷設時、図 4－7 で示した 1 次载荷時におけるものと定性的に同様である。

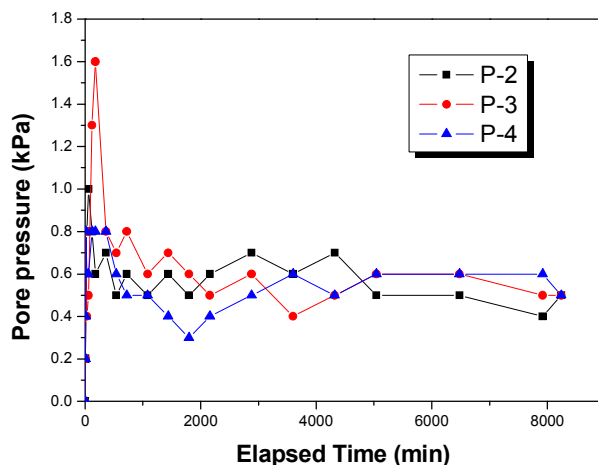


図 4－8 2 次载荷時における間隙水圧の経時変化

図4-9は3次载荷時における間隙水圧の経時変化を示している。载荷直後にP-3における間隙水圧は最大2.6kPaまで、P-2および4におけるそれらは2.0kPaまで急激に上昇している。その後、全ての間隙水圧は徐々に減少し、3000分経過時点ではほぼ一定になっている。間隙水圧の減少速度は、サンドマット敷設時、1段階载荷時および2段階载荷時に比べて遅い。このことは、サンドマット材の透水係数が低下していることを示唆している。

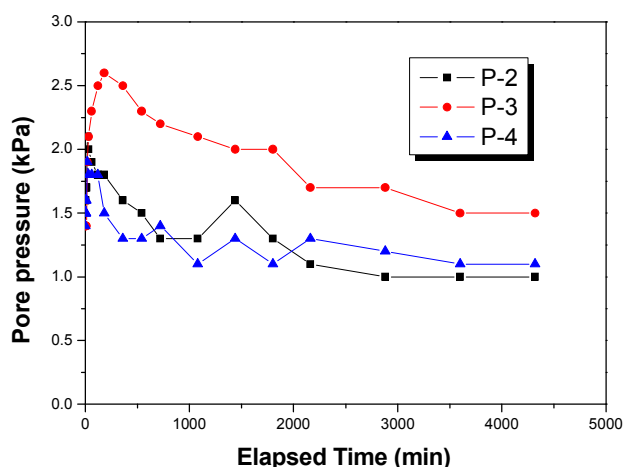


図4-9 3次载荷段階における間隙水圧の経時変化

(c) 粘土層の間隙水圧

図4-10はすべての载荷段階におけるサンドマットおよび粘土層の間隙水圧の経時変化を示している。また、载荷重の経時変化も併せて示している。粘土層の間隙水圧は、サンドマットのそれらとは異なり、瞬間的には増加しない。また、粘土層の間隙水圧は最大約5kPaまで増加する。この値は载荷圧力と比べて小さい。これは、土槽に粘土を充填する際に空気が含まれたため、それが瞬間的な圧力の伝達を阻害したためであると考えられる。また、間隙水圧計の受圧面を保護するためのポーラスストーンに空気が残存していたことも考えられる。

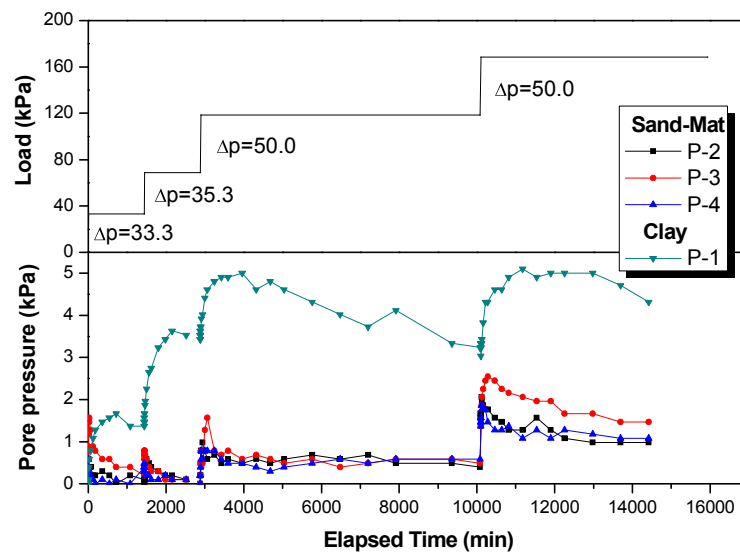


図 4－10 サンドマットおよび粘土層の間隙水圧の経時変化

(d) 通水実験によるサンドマットの透水係数

図 4－11 は模型実験終了後の通水試験を模式的に表わしている。試験は一方向の水位を高くし、反対方向で排水量を測定するもので、一般的な定水位透水試験と等価である。今回与えた水頭の差は 80cm である。排水量の経時変化から透水係数は次式に基づいて求めた。

$$k = \frac{Q \cdot l}{a \cdot h \cdot \Delta t} \quad (4-4)$$

ここに、 k は透水係数、 l は透水距離、 h は水頭差、 Q は排水量、 a はサンドマットの断面積、 Δt は Q が排出されるまでの時間である。

表 4－6 は通水試験から得られた透水係数を示している。表には 4. 2. 1 で言及した室内での透水試験結果を併せて示している。通水試験における透水係数は $1.05 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ になった。この値は、室内で実施した定水位透水試験および変水位透水試験から得られた透水係数とほぼ一致している。したがって、サンドマットは載荷荷重を受けている状態下においても十分な排水能力を維持していると判断できる。つまり、サンドマットの間隙水圧の経時変化から、載荷段階の進行に伴いサンドマットの透水係数は低下することが示唆されるが、最終段階においてもなお十分な透水性を維持している。

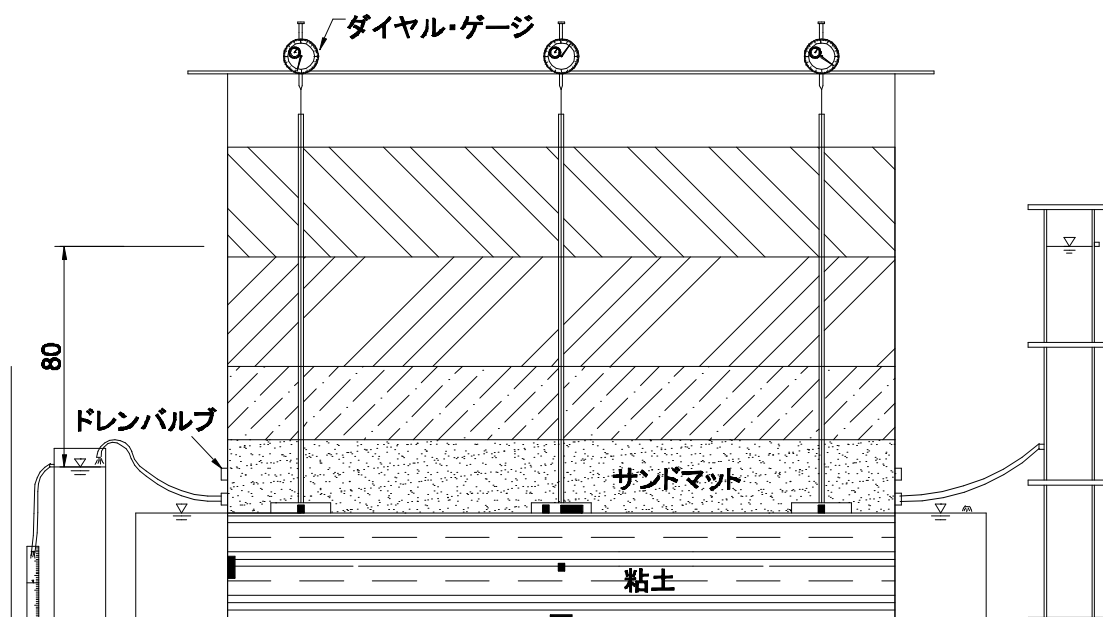


図 4 - 1 1 通水実験の模式図

表 4 - 7 定水位通水試験の結果

	透水係数 (cm/sec)	
	定水位透水試験	変水位透水試験
サンドマット規定	$1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-3}$	
室内透水試験	1.34×10^{-3}	1.10×10^{-3}
定水位通水試験	1.05×10^{-3}	

4. 3 サンドマット内の水頭分布とその特性

4. 3. 1 サンドマット内の水頭評価のための簡易計算式

埋立地の造成工事において使用されるサンドマットの役割は、改良される原地盤から排出される間隙水を工事区域外に円滑に移動させることにある。サンドマットがこの役割を良好に果たすことができない場合、原地盤の圧密遅れが生じる。サンドマット内の間隙水を流動させるためには、サンドマット内に水頭が生じる必要がある。水平方向の流れを生じさせるための水頭が大きいほど、マットレジスタンスが顕著になり、原地盤の圧密遅れが顕著になる。したがって、本節では、サンドマット内の水頭分布を簡易的に求め

る計算式を提案するとともに、それに基づいてサンドマット内の水頭の特性について検討する(土質工学会, 1979)。

(a) 簡易計算式の提案

まず、サンドマット内の水頭評価のための簡易計算式の誘導にあたって、下記の仮定を設ける。

仮定 1 サンドマットは施工時に飽和されており、原地盤からの圧密脱水量はすべて埋立地外に排水される。

仮定 2 圧密脱水量はすべてサンドマットおよび下部砂層に排水されるものとし、サンドマットはその半分を受けもつ。

仮定 3 原地盤の沈下は一様化に生じる。

仮定 4 サンドマット内の排水は水平方向に一次的に行われる。

図 4-12 に示すように、サンドマットの中央部に原点をとり、そこから x だけ離れた位置での微小要素を考える。いま、仮定 3 の条件下において、任意時間 t における原地盤の沈下速度が \dot{S} であるとする。この時に原地盤からサンドマットの微小要素に排水される間隙水の量 $d\dot{Q}$ は、仮定 2 に基づけば次式で与えられる。

$$d\dot{Q} = \frac{1}{2} \dot{S} dx \quad (4-5)$$

したがって、原点から x までに原地盤から排出される単位時間当たりの間隙水の量 \dot{Q} は次式で与えられる。

$$\dot{Q} = \frac{1}{2} \dot{S} x \quad (4-6)$$

一方、 x の位置におけるサンドマットの断面を流れる間隙水の単位時間当たりの流量は仮定 4 により次式で与えられる。

$$\dot{Q} = ak \left. \frac{dh}{dx} \right|_x \quad (4-7)$$

ここに a : サンドマットの厚さ、 k : サンドマットの透水係数、 h : サンドマット内の全水頭である。

仮定 1 に基づき、両者が等しいことから次式が成り立つ。

$$\frac{1}{2} \dot{S}x = ak \frac{dh}{dx} \quad (4-8)$$

これを解けば、次式を得る。

$$\frac{1}{4} \dot{S}x^2 + C = akh \quad (4-9)$$

ここに、 C は積分定数である。仮定 1 より、サンドマットの排水長を L とすると $x=L$ において水頭がゼロになることから次式を得る。

$$h = \frac{1}{4} \frac{1}{ak} \dot{S}(x^2 - L^2) \quad (4-10)$$

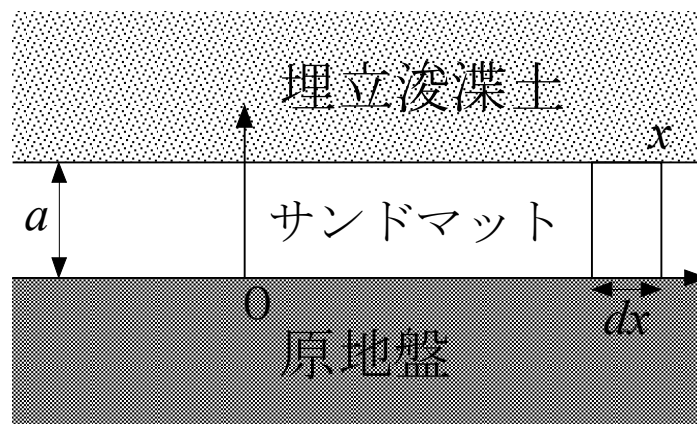


図 4-1 2 サンドマット内の間隙水の移動モデル

4. 3. 2 簡易計算式の適用性の考察

本節では、前節において誘導したサンドマット内の水頭に関する簡易計算式の妥当性について、模型実験結果との比較を通じて考察する。

図 4-1 3 は模型実験の全ての载荷段階におけるサンドマット内の水頭の経時変化を示している。水頭は間隙水圧を水の単位体積重量で除することによって求めた。

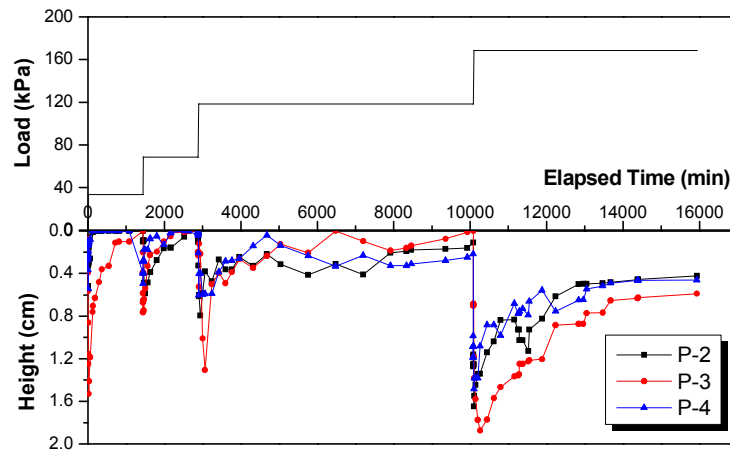


図 4－1 3 サンドマット内の水頭の経時変化（模型実験）

図 4－1 4 は式（4－1 0）によって計算したサンドマット内の水頭の経時変化を示している。なお、粘土層の沈下速度については、Terzaghi の一次元圧密式を利用した。模型実験において測定された载荷初期に急激に水頭が上昇し、その後、時間の経過とともに減少するという定性的な特性を計算結果は良く表現している。また、定量的に見ても、P-3 の水頭について、計算における水頭が最大 2.19cm であり、模型実験におけるその 1.87cm とほぼ一致している。ただし、P-2 および P-4 の位置における計算における水頭は最大 0.11cm であり、模型実験におけるその 1.65cm よりもかなり低い。この理由は、粘土層の沈下が一様ではなかったことやサンドマットが完全に飽和されていなかったことなどが考えられる。サンドマットにおけるマットレジスタンスは、水頭の最大値が支配的であるので、それを定量的にも比較的良好に計算できている提案式は適用性があるものと考えられる。

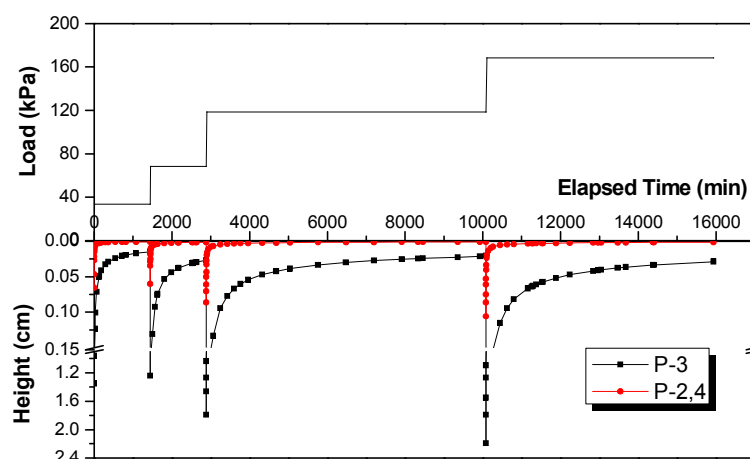


図 4－1 4 サンドマット内の水頭の経時変化（計算）

4. 3. 3 サンドマットにおける水頭の特性

前節までに提案した簡易計算式を利用して、サンドマット内での水頭の発生特性について考察する。なお、粘土層の沈下速度については、Terzaghi の一次元圧密式を利用するものとする。

(a) サンドマットの透水性の影響

表 4－8 は計算に使用した定数を示している。模型実験終了後の通水試験から得られた透水係数が $1.05 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ であることとサンドマットとして適用性のある透水係数の下限値が $1.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ であることから、透水係数は $1.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ を基準としてそれぞれ 1 オーダーずつ変化させた。すなわち、表に示したように、 $1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ 、 $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ および $1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ である。また、サンドマットの厚さと排水距離は模型実験の値を用いた。さらに、粘土層の圧密係数は実験した粘土の室内試験結果を、沈下量は実験した粘土層の予想沈下量を用いた。最後に、沈下速度は圧密度が 3% の時点で考えた。図 4－15 は水頭分布におよぼす透水係数の影響を示している。式 (4－10) から分かるように、透水係数は水頭の値に顕著に影響を及ぼす。一般的に透水係数はオーダーによって変化するのでその影響は大きい。

表 4－8 計算に使用した定数（透水係数の影響）

サンドマット			粘土層		
透水係数 $k \text{ (cm/sec)}$	厚さ $a \text{ (cm)}$	排水距離 $L \text{ (cm)}$	圧密係数 $c_v \text{ (cm}^2\text{/sec)}$	沈下量 $S \text{ (cm)}$	圧密度 $U \%$
1×10^{-2} 1×10^{-3} 1×10^{-4}	20	91	1.56×10^{-4}	2.33	3

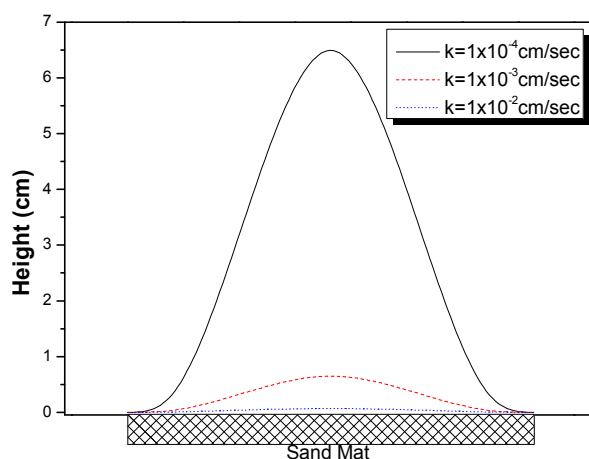


図 4－1 5 水頭分布におよぼす透水係数の影響

(b) サンドマットの厚さの影響

表 4－9 は計算に使用した定数を示している。表のようにサンドマットの厚さだけ 5cm、10cm、20cm および 30cm に変化させた。サンドマットの透水係数は実験したサンドマットの定水位透水試験と変水位透水試験の平均値を用いた。その他の定数は、表 4－8 と同様とした。図 4－1 6 は水頭分布におよぼすサンドマット層厚の影響を示している。式（4－1 0）からも推察されるように、サンドマットの厚さが薄いほど大きな水痘が発生する。

表 4－9 計算に使用した定数（層厚の影響）

サンドマット			粘土層		
透水係数 k (cm/sec)	厚さ a (cm)	排水距離 L (cm)	圧密係数 c_v (cm ² /sec)	沈下量 S (cm)	圧密度 U %
1.221×10^{-3}	5	91	1.56×10^{-4}	2.33	3
	10				
	20				
	30				

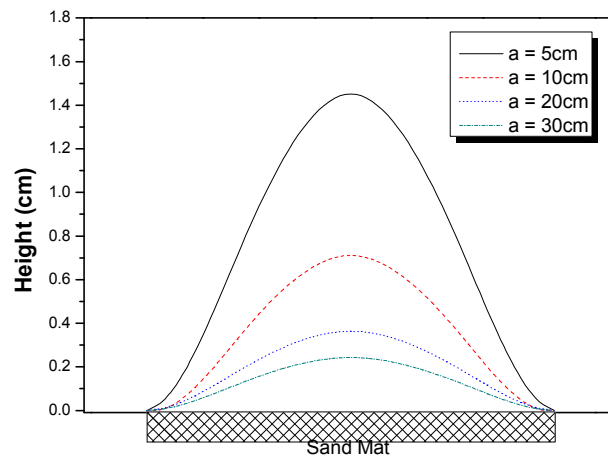


図 4－16 水頭分布におよぼす厚さの影響

(c) サンドマットの排水距離の影響

表 4－10 は計算に使用した定数を示している。表のようにサンドマットの排水距離だけ 50cm、100cm、200cm および 300cm に変化させた。その他の定数は、表 4－8 および表 4－9 と同様とした。図 4－17 は水頭分布におよぼすサンドマットの排水距離の影響を示している。なお、図の横軸は排水距離で正規化している。式（4－10）からも分かるように、サンドマットの排水距離が長いほど発生する水頭は大きい。

表 4－10 計算に使用した定数（排水距離の影響）

サンドマット			粘土層		
透水係数 k (cm/sec)	厚さ a (cm)	排水距離 L (cm)	圧密係数 c_v (cm ² /sec)	沈下量 S (cm)	圧密度 U %
1.221×10^{-3}	20	50	1.56×10^{-4}	2.33	3
		100			
		200			
		300			

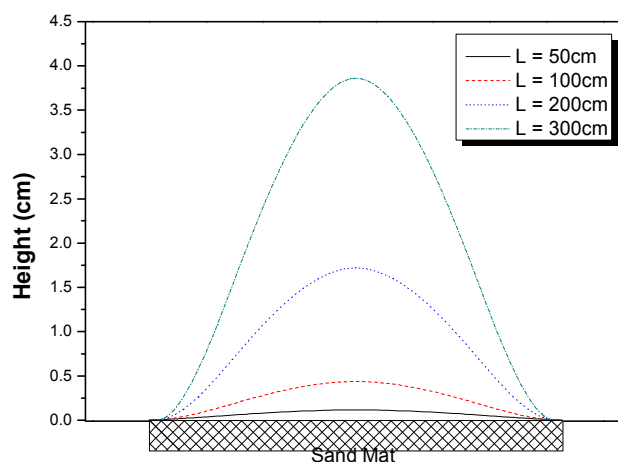


図 4－17 水頭分布におよぼす排水距離の影響

(d) 圧密速度の影響

表 4－11 は計算に使用した定数を示している。表のように粘土層の圧密係数だけ $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 、 $1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ および $1 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{sec}$ に変化させた。その他の定数は表 4－8～表 4－10 と同様とした。図 4－18 は水頭分布におよぼす圧密係数の影響を示している。すなわち、粘土層の圧密速度が速いほどサンドマットに排水される間隙水が多くなるため、サンドマットに発生する水頭が大きくなる。すなわち、沈下速度が速いほどサンドマットに生じる水頭は大きくなる。サンドドレーンなどによる圧密促進工法が用いられる場合、沈下速度が早くなるため、そのような場合には提案する粗粒分の利用については慎重な対応が必要となる。

表 4－11 計算に使用した定数（排水速度の影響）

サンドマット			粘土層		
透水係数 $k \text{ (cm/sec)}$	厚さ $T \text{ (cm)}$	排水距離 $L \text{ (cm)}$	圧密係数 $c_v \text{ (cm}^2/\text{sec)}$	沈下量 $S \text{ (cm)}$	圧密度 $U \%$
1.221×10^{-3}	20	91	1×10^{-3}	2.33	3
			1×10^{-4}		
			1×10^{-5}		

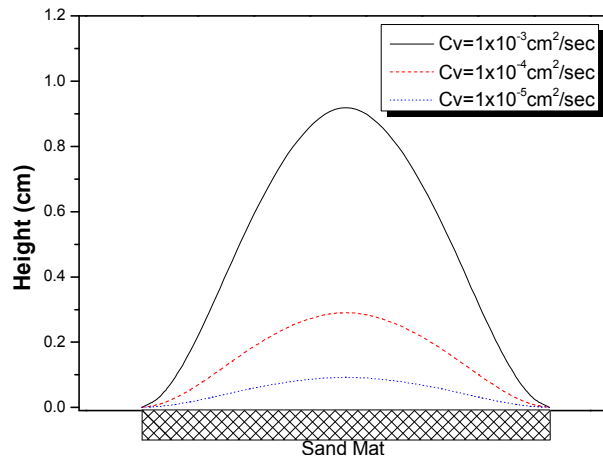


図 4-18 圧密係数の変化による水頭曲線

4. 4 結論

本章では、模型実験を通じて、浚渫土に含まれる粗粒分のサンドマット材としての適用性を検証した。また、原地盤の沈下中にサンドマットに生じる水頭を計算するための簡易計算式を提案するとともに、それを使って水頭分布の特性について考察した。以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

1. 粒度分布および透水試験結果に基づけば、本研究で用いた実験試料はサンドマットの許容要求性能の下限値を満たしている。
2. サンドマット内の間隙水圧は載荷直後に急増し、時間の経過とともに急減する。
3. 模型実験終了後の通水実験の結果、浚渫土を用いたサンドマットの透水係数は室内透水試験で求めた透水係数とほぼ等しい。すなわち、埋立荷重を受けていても排水能力を維持できている。
4. 模型実験終了後の透水係数はサンドマットの許容要求性能を満たしていることから、今回実験に用いた実験試料はサンドマットとしての適用性がある。
5. 本研究において提案した簡易計算式はサンドマット内の水頭分布の最大値の評価手法として適用性がある。
6. サンドマット内の水頭はその透水性や層厚の増加に伴い減少し、排水距離と原地盤の沈下速度の増加に伴い増加する。

参考文献

大阪市港湾局 (2014). 港湾工事共通仕様書.

土質工学会(1979). 盛土の調査・設計から施工まで-現場技術者のための土と基礎シリーズ

吉国洋 (1979). "バーチカルドレーン工法の設計と施工管理", 技報堂.

Barron, R. A (1948). "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells", Transactions of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol.113, pp.718-754.

Lee. M. S., Oda. K (2015). "Evaluation of Excess Pore Water Pressure Characteristics in Sand-Mat Used for Recycling Dredged Soil", Marine Georesources & Geotechnology, Vol.33, No.5, pp.367-375.

Tan T. S., Inoue. T., Lee. S. L (1991). "Hyperbolic Method for Consolidation Analysis", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.117, No.11, pp.1723-1737.

5. プレローディング工法の残留圧力による再圧密挙動

5. 1 はじめに

道路建設や宅地開発では、残留沈下量を低減させることを目的としたプレローディング工法が適用されることが多い。本工法は浚渫土による埋立地盤にも頻繁に用いられる。その際、浚渫土による埋立地盤は非常に軟弱であるため、圧密促進工法と併用して採用されることが多い。

この工法では建設物の荷重よりも大きな荷重をあらかじめ地盤に載荷し、十分な時間を経過させ、圧密を進行させる。その後、載荷重を除去し、地盤を過圧密化させる。構造物は過圧密化した地盤上に建設されることになるため、ほとんど残留沈下は生じない。しかしながら実際には無視できない程の残留沈下が生じたという報告例も多い(Hsi, 2007; Mesri ら, 2001; Samson, 1985)。このような問題を解決するためには、載荷重の大きさと載荷期間を適切に決定する必要がある。そのための実験的研究は既にいくつか行われている(Mesri ら, 1977, 1984)。

これらの研究では、標準圧密試験機を用いてプレロードに対応する圧力に達するまで段階載荷を行い、その後、構造物の荷重に対応する圧力にまで除荷し、長期間放置することが普通である(Feng, 1991)。このような実験は、方法が簡単であり、また実験結果の利用に関する様々なノウハウが蓄積されているため、広く利用されている。しかしながら、これらの実験では段階載荷に係わる様々な欠点がある。例えば、この試験では、1 サイクルの載荷に一日を要するため、それをプレロードに対応する圧力に到達させるためには、数サイクル繰り返す必要がある。したがって、プレロードに対応する圧力に到達させるだけでも非常に時間がかかる。

この問題は構造物の荷重に対応する圧力に達するまでの載荷過程に定ひずみ速度圧密試験を適用することによって克服することができる。定ひずみ速度による載荷の有用性はCrawford(1964)により提案された。定ひずみ速度による載荷では、連続的に載荷が行われるため、試験時間が大幅に短縮される。

本研究では、プレロードに対応する圧力を経て、構造物の荷重に対応する圧力、すなわち、所定の残留圧力に達するまでの載荷を定ひずみ速度圧密載荷で行い、その後、残留圧力下で長期圧密を行う実験方法を提案するとともにその妥当性を検証する。まず、プレロードに対応する圧力に達するまで段階載荷を行う旧来型の試験方法における再圧密挙動と提案方法によるそれを比較する。また、現場計測結果と比較し、提案方法の適用性を検討する。それらを通じて、試験方法の違いが再圧密特性に及ぼす影響を明らかにする。この章の構成は、次のとおりである。

5. 1では本章の背景と目的を述べるとともに、本章の内容と構成を説明する。

5. 2ではプレローディング工法の概要とその特徴について説明する。また、プレローディング工法の適用後、残留沈下が生じた事例とその関連研究を紹介する。

5. 3では残留圧力による再圧密特性について説明する。さらに再圧密特性を表すいくつかの指標を定義する。

5. 4では定ひずみ速度圧密試験に対する既往の研究を通じて、理論的な背景と定ひずみ速度圧密理論について説明する。

5. 5では段階荷重による圧密・膨潤試験および定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験において用いた試験試料の物理的特性や試料製作を説明する。

5. 6では定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における荷重過程のひずみ速度と除荷過程のひずみ速度をそれぞれ決定する。

5. 7では段階荷重による圧密・膨潤試験および定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験において用いた試験装置および試験方法をそれぞれ説明する。

5. 8では再圧密挙動に及ぼす試験方法の違いの影響を明らかにする。また、室内試験における再圧縮挙動と現場計測から得られたそれとの比較を通じ、提案する試験方法の適用性を検討する。最後に試験方法の違いが再圧密特性に及ぼす影響を明らかにする。

5. 9は総括であり、本章における結論を取りまとめる。

図5-1は5章の内容と構成を示している。

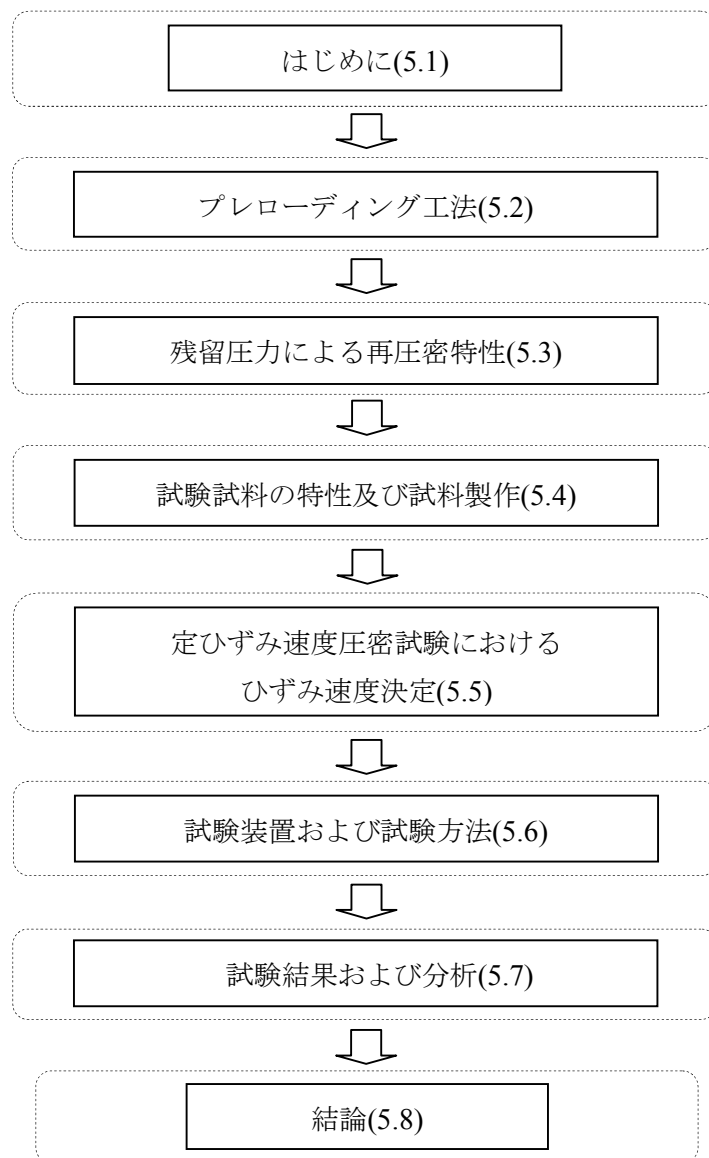


図 5－1 5 章の内容と構成

5. 2 プレローディング工法

5. 2. 1 プレローディング工法の概要

プレローディング工法は、粘性土を過圧密化すると圧縮性が小さくなるという粘性土の圧密特性を利用した地盤改良工法である。予めプレロードによって粘性土を完全に圧密させてしまうと、その後、プレロードより小さい残留圧力が作用しても、粘性土は圧密変形をほとんどおこさないという原理に基づいている。この工法はいかなる粘性土にも適用性があり、その効果も確実であるので、地盤の破壊の恐れがないという条件さえ満足しうれば、必ず実施したい工法である。

本工法における実務上の問題点は、圧密が終了するまでに長期間の工期が必要であるという点とプレロードによる地盤のすべり破壊に対する安全性の2つである。

図5-2は道路盛土工事でのプレローディング工法の適用時における盛土荷重と沈下量の経時変化を示している。まず、正規の盛土荷重に対し、プレロードとして Δp_1 を加えることにより、正規の盛土荷重 p による最終沈下量を越える沈下量を生じさせる。 $p_1 (=p + \Delta p_1)$ による1次圧密終了後、所定の盛土荷重まで除荷する。その際、プレロードによる沈下量を補い、所定の盛土高さを確保するため、正規の盛土荷重 p よりも Δp_2 だけ盛土荷重が増加することになる。ただし、 Δp_2 は Δp_1 よりも小さいため、地盤は過圧密状態のままである。したがって、正規の盛土荷重 p よりも Δp_2 だけ増加したとしても顕著な沈下が生じることはない。

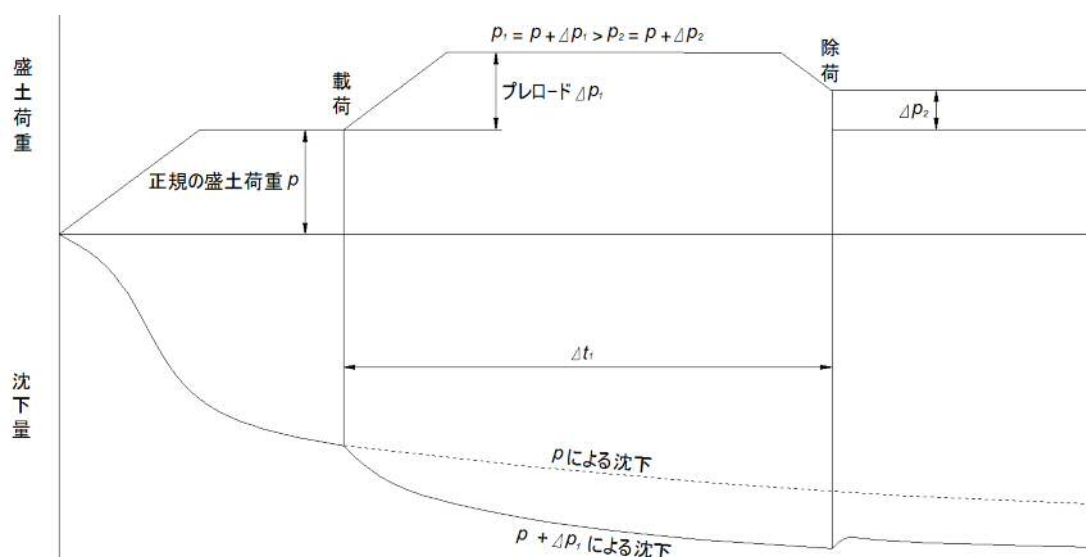


図5-2 プレローディング工法の適用

5. 2. 2 プレローディング工法の適用後、残留沈下が生じた事例

理論的に見れば、プレローディング工法を適用すれば残留沈下は生じない。しかし、実際には無視できない程の残留沈下が生じたという報告がなされている。そのいくつかの事例を紹介する。

Hsi(2007)はプレローディング工法を採用した道路の建設工事現場で地表面の沈下量を計測した。図5-3は計測結果と予測沈下量を示している。プレロードを除去後、約200日間の計測結果からその後の沈下量を推定した。その結果、道路の許容沈下量100mmを超える沈下量が予測されたので補強工事を行うことが決定された。

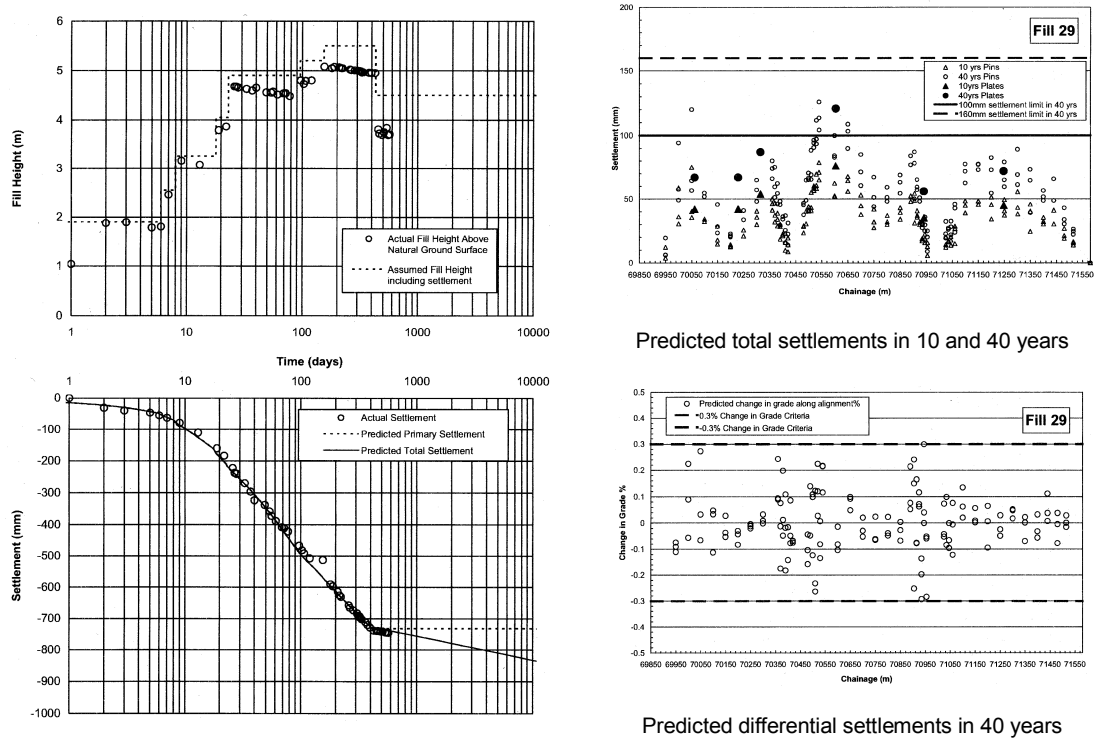


図5-3 計測と予測沈下量(Hsi, 2007)

Mesri ら(2001)はプレローディング工法によって建設された埋立地上の高速道路の沈下量を計測した。プレロードは3段階の段階载荷として365日間载荷された。その後、プレロードを除去し、所定の残留圧力において沈下量の経時変化を観察した。その結果、300日間の膨張後、再沈下が発生した。その再圧密沈下量は10cm以上におよび、高速道路の許容沈下量より大きかった。

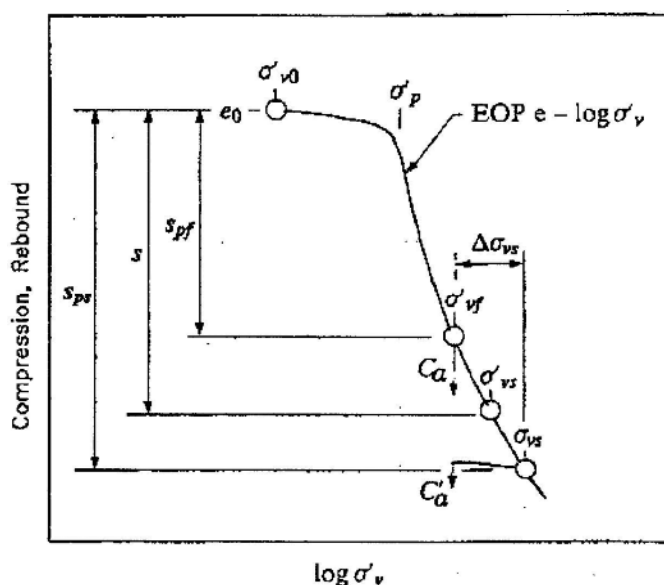
Samson(1985)は埋立地においてプレローディング工法によって建設された2つの高速道路の沈下量を18年間計測した。計測結果から、高速道路の完工1年後に最大7.9cmの沈下量が発生した。完工8年後、沈下量は最大11.9cmになった。プレローディング工法によ

って残留沈下の速度を低減することができたものの、結局、許容沈下量を超える残留沈下量が発生した。

5. 3 プレローディング工法における残留圧力による再圧密

5. 3. 1 残留圧力による再圧密特性

Mesri ら(1977)は、プレローディング工法におけるサーチャージ除去前後の時間依存的沈下挙動を評価するために、全サーチャージ比と有効サーチャージ比という概念を導入した。図5-4は、粘土の圧縮曲線と Mesri らによって定義された全サーチャージ比と有効サーチャージ比の関係を表している。



ここに、 R_s = 全サーチャージ比 = $(\sigma_{vs} / \sigma'_{vf}) - 1$

$$\sigma_{vs} = \sigma'_{vf} + \Delta\sigma_{vs}$$

$$R'_s = \text{有効サーチャージ比} = (\sigma'_{vs} / \sigma'_{vf}) - 1$$

σ'_{vs} = サーチャージ時間の間に到達された最大有効応力

σ'_{vf} = サーチャージ除去後、有効応力

$\Delta\sigma_{vs}$ = サーチャージによる増加応力

図5-4 全サーチャージ比と有効サーチャージ比の定義(Mesri ら、1977)

サーチャージを載荷し、ある程度時間が経過した後にそれを除去する。このとき、土は過圧密化するため、地盤は膨潤する。しかし、ある程度の時間が経過した後、地盤が再沈下する場合がある。これは、過圧密領域における二次圧密と関係がある(Mesri, 1973; Al-Shamarani ら, 1988)。Mesri はサーチャージ除荷後の圧力下における C'_a/C_a の関係に着目した。ここで、 C'_a は過圧密状態における二次圧密係数、 C_a は正規圧密状態における二次圧密係数である。Mesri は C'_a/C_a が有効サーチャージ比 R'_s と関係があると考え、以下の3つの場合を考えた。

- ① R'_s と関係なく C'_a/C_a は時間によって増加する。
- ② R'_s が増加するほど C'_a/C_a は減少する。
- ③ 正規圧密状態下の長期圧密状態下では R'_s が増加するほど C'_a/C_a は増加する。

これらの関係は、応力履歴や時間経過に伴う二次圧縮特性の挙動をよく表現している。しかし、現実的には C'_a/C_a を明らかにすることは容易ではない。このため、再圧密沈下量の予測にこの関係を適用することは非常に難しい。

5. 3. 2 再圧密特性を表現する指標

図5-5は盛土によるサーチャージとそれを除去した後の残留圧力状態下による沈下量の経時変化を模式的に示している(Mesri ら, 1986)。図中、 t_{pr} はサーチャージ除去後、負の過剰間隙水圧が消散する一次圧密が終了するまでの時間である。 t_l はリバウンドが終了し再沈下が始まる時間、 t は再沈下継続中における任意の時間である。ここで、任意時間 t における再沈下曲線における傾きを再圧密係数 C''_a と定義する。 C''_a は時間に応じて変化するため、実用的でない。そのため、式(5-1)に示すように、 t_l を基準として t における再沈下量を線形的に表現することとする。

$$S_a = \frac{C''_a}{1 + e_0} H_0 \log \left(\frac{t}{t_l} \right) \quad (5-1)$$

ここに、 S_a は再沈下量、 e_0 は t_l における間隙比、 H_0 は層厚である。また、図5-5に示すように C''_a は再沈下曲線における t_l の点と t の点を結ぶ直線の傾きである。

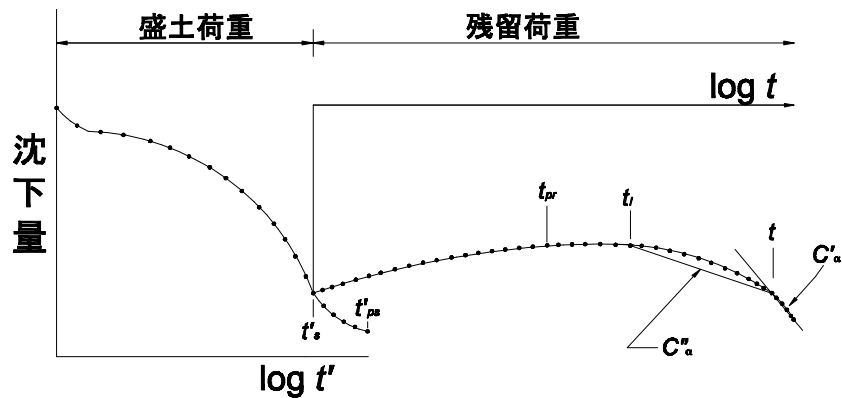


図 5-5 残留圧力による沈下変化(Mesri ら、1986)

図 5-6 は C_a/C''_a の経時変化を示している(Mesri ら、1987)。ある程度時間が経過すれば、 C_a/C''_a は時間の経過に伴い単調に増加する。また、有効サーチャージ比 R'_s が大きいほど、 C_a/C''_a と t/t_l の関係における曲線の傾きは小さい。

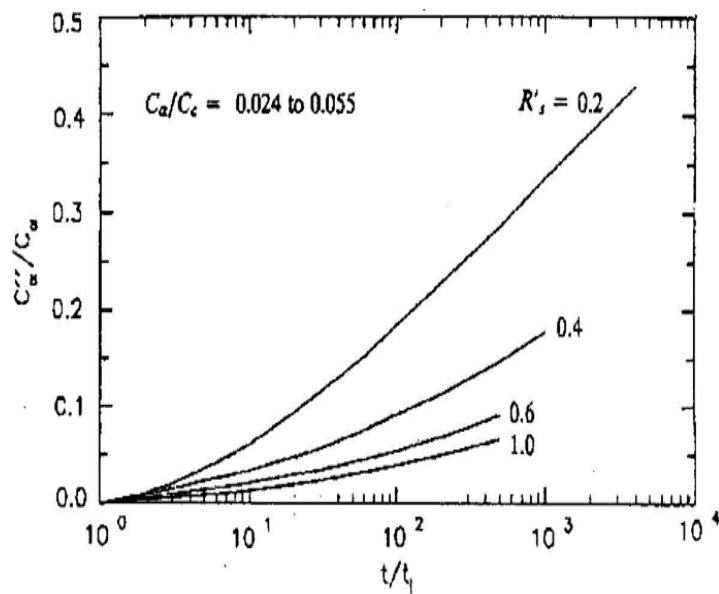


図 5-6 C_a/C''_a の経時変化(Mesri ら、1987)

5. 4 実験試料の特性および試料製作

5. 4. 1 実験試料の物理特性

表 5-1 は実験試料の物理特性を示している。実験試料には埋立地現場で採取した粘土

を利用した。コンシステンシー限界から判断して、低塑性の粘土であると判断される。本試料を XRD(X-ray Diffraction)試験と SEM(Scanning Electron Microscope)分析をした結果、主構成を成す鉱物は、石英、イライト、緑泥石、モンモリロナイトである。含有量は、Si, O, Fe, Al, K, Mg, Na の順である。分布図はイライト 65.4～78.2%、緑泥石 8～25.6%、カオリナイト 8～16%、スメクタイト 0.5～3.9%、モンモリロナイト 0.9～2.2%である。

表 5－1 実験試料の物理特性

液性限界 WL(%)	塑性限界 WP(%)	塑性指数 Ip	比重 Gs	曲率係数 U _c '	USCS
34.6	19.1	15.5	2.654	4.1	CL

5. 4. 2 試料製作

図 5－7 は試験試料を作成するために使用した予圧密装置を示している。この装置を用いて次の手順に基づき実験試料を作成した。まず、液性限界の約 3 倍の含水比で粘土試料を完全に攪拌し、スラリー試料を作成した。次に、それを予圧密土槽に充填し、数日静置した。その後、最初に 24.5kPa、次に 49.0kPa の圧力をベロフラムシリンダーによって加え圧密させた。それぞれの段階における圧密終了の判定は 3t 法に基づいた。なお、製作した試料はブロックに分け、パラフィンで密封包装した後、恒温試料箱にて保管した。

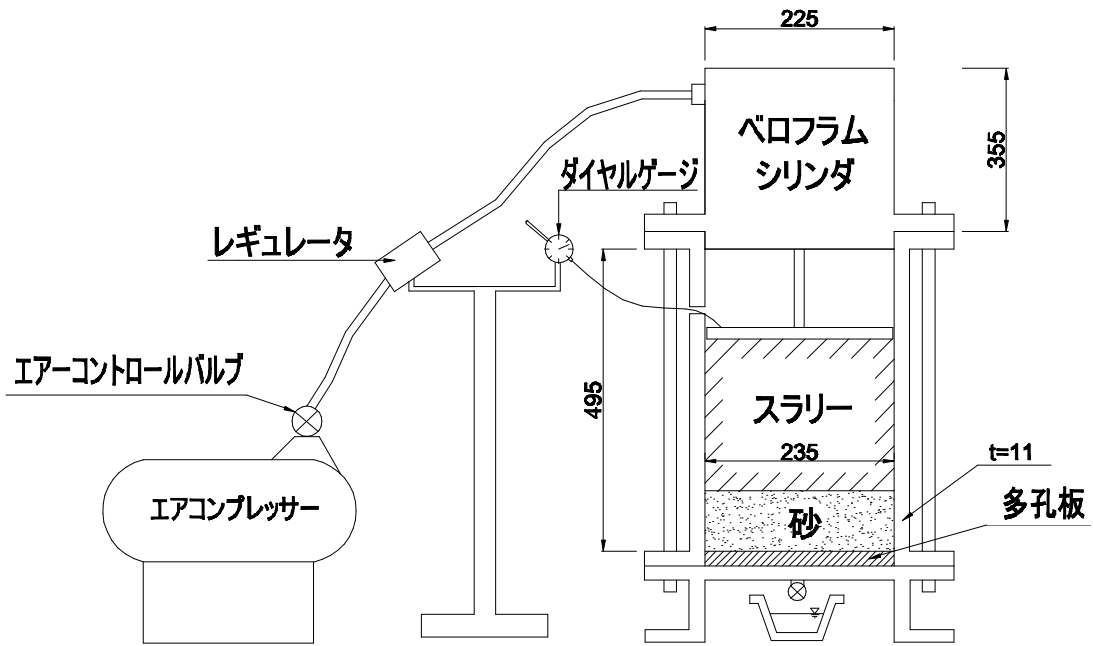


図 5－7 予圧密装置

5. 5 定ひずみ速度圧密試験におけるひずみ速度

5. 5. 1 載荷過程におけるひずみ速度の決定

定ひずみ速度圧密試験によって得られる圧密定数はひずみ速度の影響を強く受ける。そのため、ASTM(1982)では、Gorman ら(1978)が提案した方法に基づき、試料の液性限界を指標として、載荷過程におけるひずみ速度を表 5－2 のように決定している。本試験でも ASTM(1982)が提案している基準に準じて載荷過程におけるひずみ速度を決定する。試験試料の液性限界が 40%以下のため、載荷における定ひずみ速度は 0.04%/min とした。

表 5－2 ASTM におけるひずみ速度の基準

液性限界 (%)	ひずみ速度 (%/min)
0～40	0.04
40～60	0.01
60～80	0.004
80～100	0.001
100～120	0.0004
120～140	0.0001

決定されたひずみ速度の妥当性を検証するため、ひずみ速度を変動パラメータとする一連の定ひずみ速度圧密試験と段階載荷圧密試験を実施した。図 5－8 は透水係数と間隙比の関係におけるひずみ速度及び載荷方法の影響を示している。試験では、0.01%/min、0.04%/min および 0.10%/min の 3 種類のひずみ速度を用いた。これに加え、載荷方法の影響を検証するために段階圧密試験も併せて実施した。ひずみ速度が速いほど同一の間隙比に対し透水係数が小さくなっている。また、ひずみ速度が 0.04%/min の場合、定ひずみ速度圧密試験における透水係数と間隙比の関係は段階載荷圧密試験のそれとほぼ等しい。そのため、段階載荷圧密試験との整合性を観点から、定ひずみ速度圧密試験におけるひずみ速度は 0.04%/min とするのが適切と判断した。

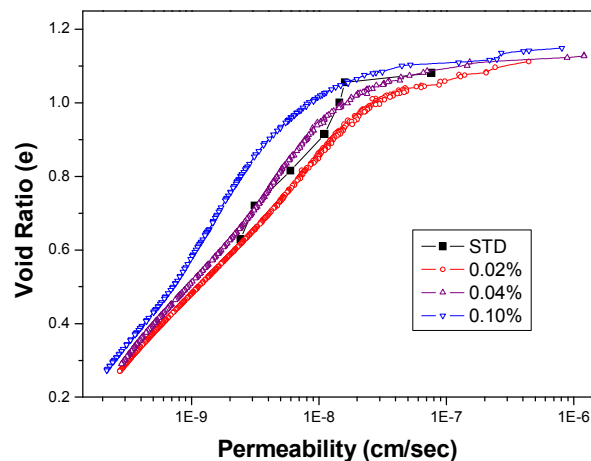


図 5－8 透水係数と間隙比の関係に及ぼすひずみ速度と載荷方法の影響

5. 5. 2 除荷過程におけるひずみ速度の決定

Tatsuoka(1982)は定ひずみ速度載荷後の荷重除荷過程における膨潤特性を調べた。そして、除去荷重が大きいほど除荷過程におけるひずみ速度が増加することを明らかにした。この知見に基づき、除荷過程におけるひずみ速度は載荷過程におけるひずみ速度より遅くしなければならないことを指摘した。そこで、本研究においても、膨潤挙動におよぼすひずみ速度の影響を明らかにするため、膨潤試験を実施した。膨潤試験では、膨潤時におけるひずみ速度を 0.04%/min、0.02%/min、0.01%/min および 0.005%/min の 4 種類に変化させた。また、併せて段階除荷試験も実施した。図 5－9 は膨潤曲線におよぼすひずみ速度と除荷方法の影響を示している。

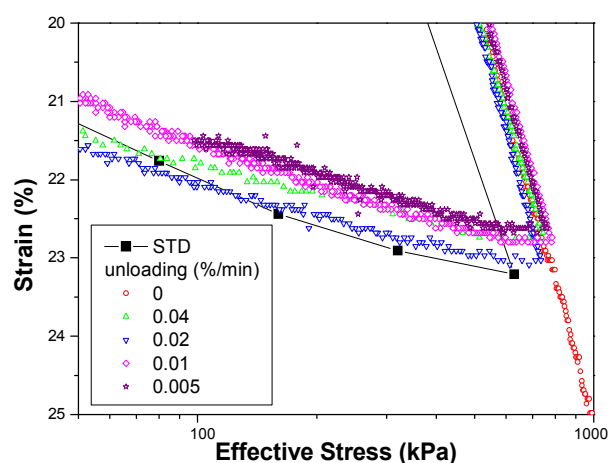


図 5－9 膨潤曲線におよぼすひずみ速度と除荷方法の影響

今回の試料における膨潤曲線にはひずみ速度の影響がほとんど見られなかった。また、ひずみ速度が $0.01\%/min$ の場合、定ひずみ速度圧密試験における膨潤曲線は段階除荷圧密試験におけるそれとほぼ等しい。そこで、段階除荷圧密試験との整合性を観点から、定ひずみ速度圧密試験におけるひずみ速度は $0.01\%/min$ とするのが適切と判断した。

5. 6 実験装置および実験方法

5. 6. 1 実験装置

図 5－10 は本研究で使用した圧密試験装置を示している。本試験装置は、定ひずみ速度による荷重と定圧による長期荷重が可能である (Lee ら, 2013)。すなわち、イギリス ELE 社が製作した 3 軸圧密試験機用の荷重装置によって定ひずみ速度による荷重が可能である。一方、荷重フレームに装着されたベロフラムシリンダーにより、一定応力下の長期荷重が可能である。定ひずみ荷重時におけるひずみ速度や一定応力下における荷重圧力の制御、ならびに荷重方法の切り替えはパーソナルコンピュータによって自動的に行う。

図 5－11 は圧密セルを示している。本試験では、圧密リングが設置できるように 3 軸試験で用いるセルを改良し、試験に使用した。供試体は、直径と高さがそれぞれ $6.35cm$ と $2.54cm$ の圧密リング内に設置される。供試体は上部と下部のポーラスストーンによって挟まれる。供試体の上部は排水面となっており、間隙水が排出される。下部は非排水面であり、間隙水圧を計測する。つまり、供試体は片面排水条件となっている。なお、供試体を飽和させるため、供試体下部から背圧が作用できるようになっている。

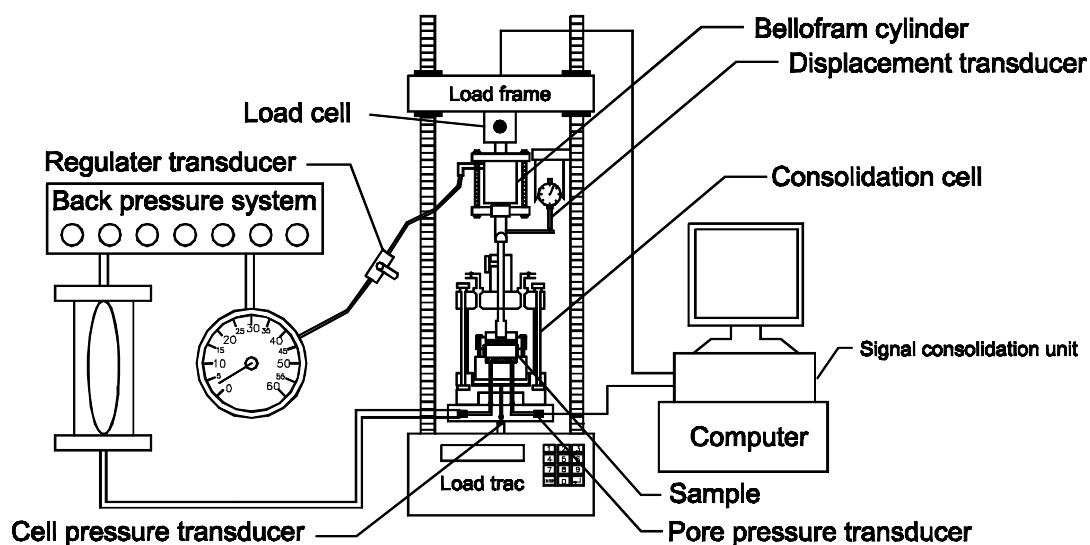


図 5－10 定ひずみ速度と定圧力による圧密試験装置

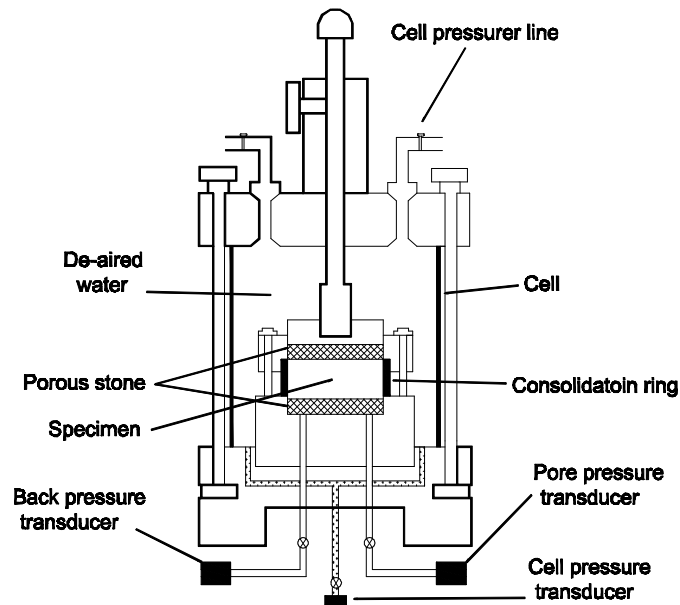


図 5 - 1 1 圧密セル

また、圧密荷重は載荷ロッドと載荷盤を介して上部から供試体に作用する。圧密荷重を載荷フレームに設置されたロードセルによって、供試体の沈下量を載荷ロッドの移動量をダイヤルゲージによってそれぞれ計測する。

一方、段階載荷による圧密・膨潤試験では、一般的な標準圧密試験機を利用する。

5. 6. 2 段階載荷による圧密・膨潤試験の方法

図 5 - 1 2 は段階載荷による圧密・膨潤試験の方法を示している。また、表 5 - 3 は段階載荷による圧密・膨潤試験の条件を示している。段階載荷による圧密・膨潤試験では、まず、所定の載荷圧力に達するまで段階載荷によって載荷し、その後、所定の残留応力に達する分の荷重を除去することにより供試体を膨潤させる。載荷過程では、載荷圧力が **78.5kPa** に達するまで、荷重増加比が 1.0、各段階における載荷時間が 24 時間という通常の圧密試験方法と同様の方法で載荷を行う。**78.5kPa** の載荷段階の後、**157kPa** の載荷を行う。そして、一次圧密終了後に所定の残留応力まで荷重を瞬間的に除去し、膨潤過程に移る。なお、一次圧密終了の判定は $\log t$ 法によって行う。また、膨潤過程の時間は約 13000 分とする。

ILT-2 から ILT-5 の 4 ケースにおいて、膨潤試験が実施される。ILT-1 では除荷が行われず、最終段階の **157kPa** の応力下で供試体は長期圧密される。

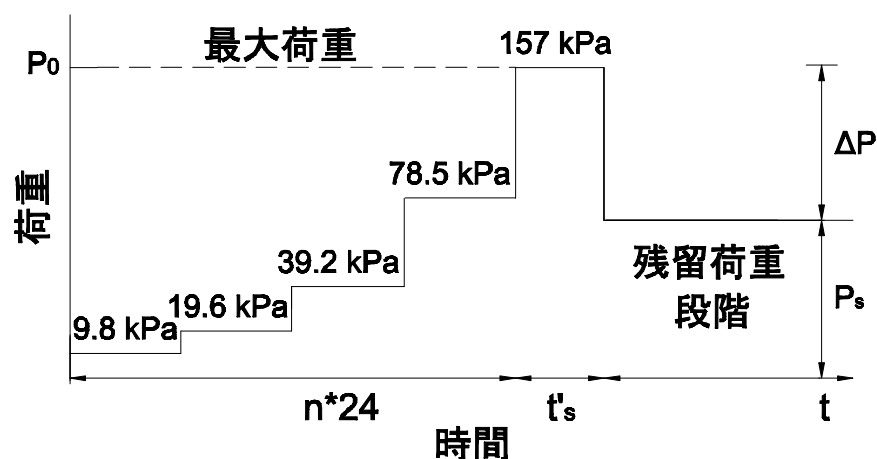


図 5－1 2 段階荷重による圧密・膨潤試験の方法

表 5－3 段階荷重による圧密・膨潤試験の条件

		段階荷重による圧密・膨潤試験				
サンプルリング (cm)	直径	6.0				
	高さ	2.0				
荷重荷重 (kPa)		9.8, 19.6, 39.2, 78.5 157.0				
荷重除去		157kPa 荷重後一次圧密終了時点で 各荷重一時除去				
残留圧力 (kPa)		ILT-1	ILT-2	ILT-3	ILT-4	ILT-5
		157.0	9.8	19.6	39.2	78.5

5．6．3 定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験の方法

図 5－1 3 は定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験の方法を示している。また、表 5－4 は定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験の条件を示している。試験は大きく、定ひずみ速度による荷重と除荷段階、一定圧力による残留圧力の荷重段階に区分できる。荷重過程では、5．5．1 節で決定した 0.04%/min のひずみ速度、一方、除荷過程では 5．5．2 節で決定した 0.01%/min のひずみ速度を用いる。荷重過程における最大荷重は、段階荷重による圧密・膨潤試験と同様に 157kPa とする。157kPa に達すると所定の残留応力に達するまで除荷を行う。所定の残留応力に達した段階で荷重方法を定ひずみ方式から定圧方式に切り替え、所定の残留応力下で膨潤試験を実施する。

CRS-2 から CRS-5 の 4 ケースにおいて膨潤試験が実施される。それぞれのケースにおける残留応力は、ILT-2 から ILT-5 と対応している。なお、CRS-1 では完全に載荷圧力が除去されている。

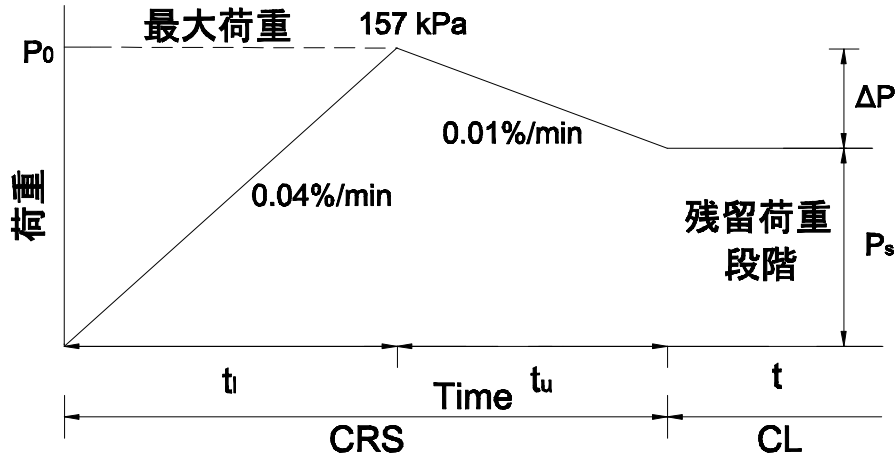


図 5－13 定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験の方法

表 5－4 定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験の条件

		定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験				
サンプルリング (cm)	直径	6.35				
	高さ	2.54				
荷重載荷		0.04%/min				
荷重除去		0.01%/min				
残留圧力 (kPa)		CRS-1	CRS-2	CRS-3	CRS-4	CRS-5
		0.0	9.8	19.6	39.2	78.5

5. 7 試験結果および考察

5. 7. 1 圧密特性

圧密・膨潤試験の実施に先立ち、試験試料の圧密特性を調べるために、段階載荷圧密試験と定ひずみ速度圧密試験を実施した。図 5－14 は段階載荷圧密試験と定ひずみ速度圧密試験の圧縮曲線を併せて示している。また、段階載荷試験については、各載荷段階で $\log t$

法によって求めた一次圧密終了時点の圧縮量に基づく圧縮曲線(IL_{EOP})と 24 時間経過後の圧縮量に基づく圧縮曲線(IL_{24})をそれぞれ示している。つまり、 IL_{EOP} では、二次圧密の影響が除去されている。一方、 IL_{24} では、その影響が含まれている。また、試料作成時における予備圧密圧力は 49.0kPa であるので、この圧力を先行圧密圧力と見なすことができる。載荷圧力が先行圧密圧力以下の過圧密状態では、 IL_{EOP} と IL_{24} の差は大きくない。しかし、載荷圧力が先行圧密圧力を超え、正規圧密状態になると載荷圧力の増加に伴い両者の差が徐々に大きくなっている。一般に、過圧密状態に比べ、正規圧密状態では二次圧密が顕著に表れることが知られている。このため、正規圧密領域において、二次圧密の影響が顕著になったものと考えられる。

定ひずみ速度圧密試験から得られる圧縮曲線は、段階載荷圧密試験から得られる圧縮曲線よりも降伏挙動が明瞭に表れている。また、定ひずみ速度圧密試験から得られる膨潤指数は、段階載荷圧密試験から得られるそれよりも小さい。逆に、定ひずみ速度圧密試験から得られる圧密係数は、段階載荷圧密試験から得られるそれよりも大きい。このような違いが表れた理由は、主として載荷方法の違いに起因するものと考えられる。

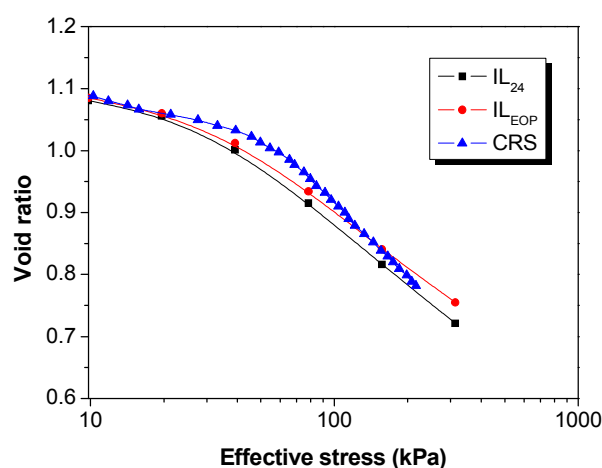


図 5-14 段階載荷圧密試験と定ひずみ速度圧密試験における圧縮曲線

図 5-15 は Mesri ら(1987)によって提案された段階載荷圧密試験における C_c と 2 次圧密係数 C_a の算定方法を示している。Mesri らは不攪乱粘土の C_c が圧密圧力に依存することに着目した。そして、段階載荷圧密試験から得られる圧縮曲線において、任意の圧密圧力にける接線をその圧密圧力における C_c と見なした。また、彼らは、間隙比と経過時間の対数の関係において、一次圧密終了後の直線の傾きを C_a とみなした。

図 5-16 は今回用いた試料の C_a と C_c の関係を示している。 C_a は C_c にほぼ正比例しており、その直線の傾きは 0.033 である。この値は Mesri ら(1987)によって提案された無機質粘土に対する $C_a/C_c = 0.040 \pm 0.01$ とほぼ等しい。

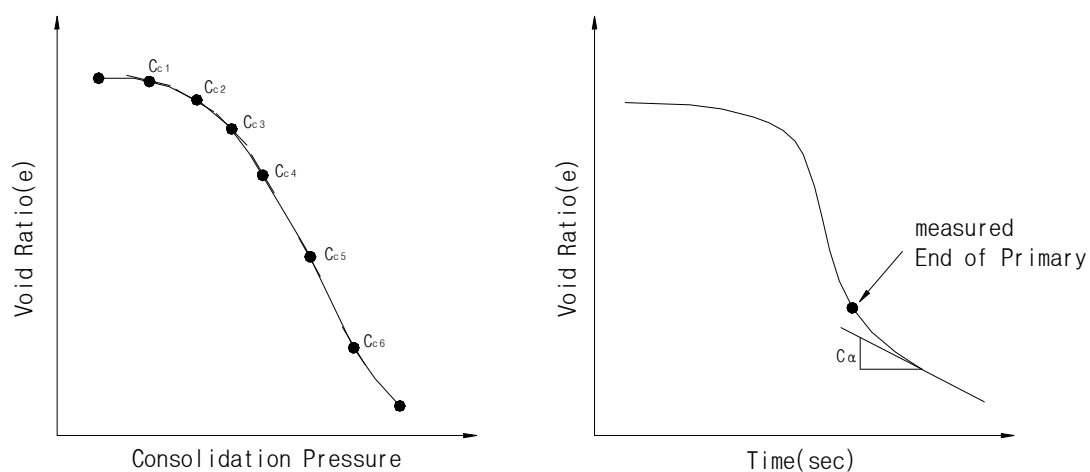


図 5 - 1 5 段階載荷圧密試験における C_c と C_α の算定方法

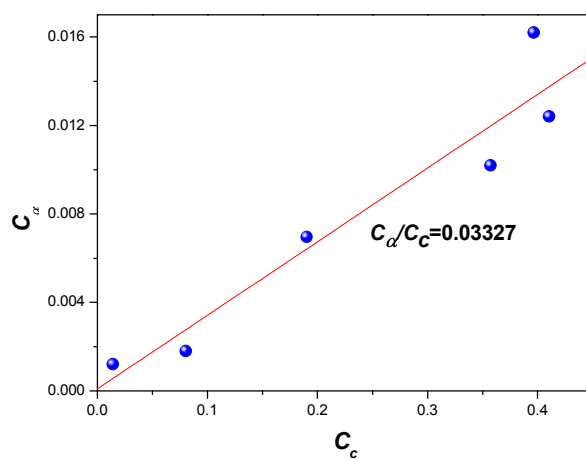


図 5 - 1 6 C_α と C_c の関係

5. 7. 2 載荷—除荷—残留圧力の特性

図 5 - 1 7 は段階載荷による圧密・膨潤試験における載荷圧力の経時変化を示している。
5. 6. 2 で述べた試験方法のとおり、載荷・除荷が行われたことが分かる。

図 5 - 1 8 は定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における載荷圧力の経時変化を示している。5. 6. 3 で述べた試験方法のとおり、載荷、除荷および一定圧力による長期載荷が行われたことが分かる。

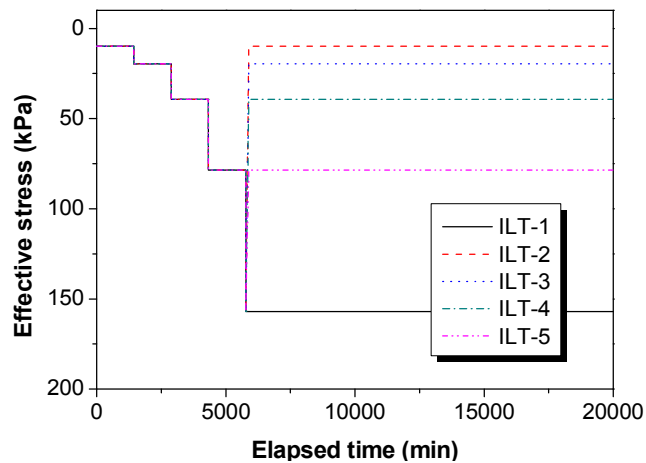


図 5 - 1 7 段階载荷による圧密実験における载荷圧力の経時変化

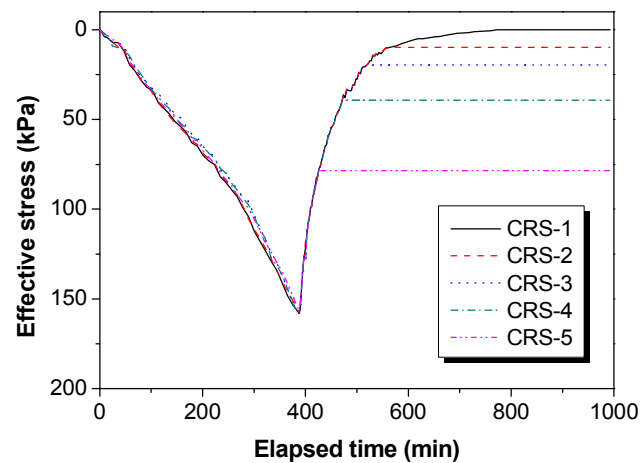


図 5 - 1 8 定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における载荷圧力の経時変化

図 5 - 1 9 は段階载荷による圧密・膨潤試験における沈下量の経時変化を示している。除荷すると瞬間的に供試体は膨張している。膨張量は除荷量が多いほど大きい。また、除荷量が少ないほど再沈下挙動が顕著に表れる。

図 5 - 2 0 は段階载荷による圧密・膨潤試験における膨張—再沈下曲線を示している。図 5 - 2 0 では、除荷を行った時点を経過時間の開始点としている。残留圧力が大きいほど膨張量が小さく、再沈下量が多い。また、残留圧力が大きいほど再沈下が生じ始める時間は短い。なお、残留圧力が最も小さい ILT-2 では再沈下挙動は見られなかった。

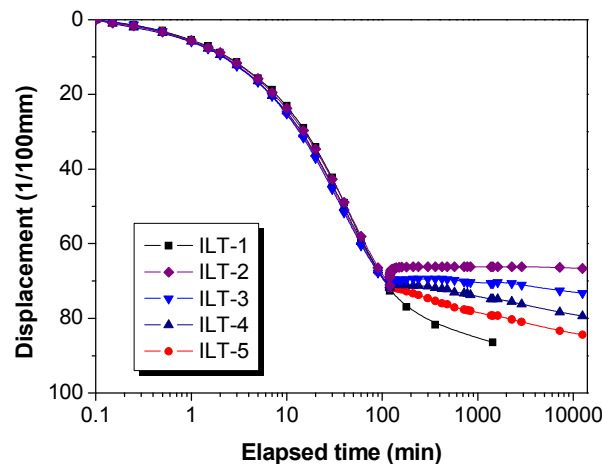


図 5－19 段階載荷による圧密・膨潤試験における沈下量の経時変化

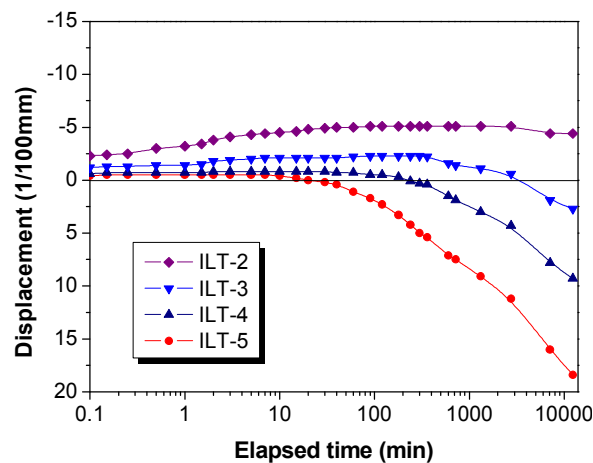


図 5－20 段階載荷による圧密・膨潤試験における膨張一再沈下曲線

図 5－21 は定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における沈下量の経時変化を示している。図 5－19 と比較すると除荷時に至るまでの沈下量が多いことが分かる。これは、図 5－19 では、第 5 段階である 78.4kPa から 157kPa の載荷による沈下量のみを表示しているのに対し、図 5－21 では、初期状態から最終の圧密圧力である **157kPa** までの沈下量を表示しているためである。残留圧力が小さいほど膨張量は大きい。段階載荷による圧密・膨潤試験では、瞬間的に載荷圧力が除去されるが、定ひずみ速度圧密試験では、載荷圧力が徐々に除去されるため、現場におけるプレロードの除荷過程に比較的に類似しているものと考えられる。

図 5－22 は、定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における膨張一再沈下曲線を示している。図 5－22 では、除荷を行った時点を経過時間の開始点としている。したがって、まず、所定の残留応力に達するまで除荷に膨張が生じる。この時、一定のひずみ速度で除荷を行うため、残留応力が小さいほど除荷に要する時間は長い。残留応力まで

除荷した後、その圧力レベルを維持する。この時、ある一定の時間の間、沈下は生じない。つまり、再沈下はある程度時間が経過した後に発生している。残留圧力が大きいほど膨張量が小さく、再沈下量は大きい。この傾向は段階载荷による圧密・膨潤試験の結果と等しい。また、再沈下量の値も大きな差はない。しかし、残留応力に達してから再沈下が生じるまでの時間は、定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験によるもののほうが、段階载荷による圧密・膨潤試験によるものよりも短い。これは、定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験では、残留圧力に達するまでにある程度の時間を要するためであると考えられる。このため、再沈下量の経時変化における曲線の勾配は、定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験によるもののほうが、段階载荷による圧密・膨潤試験によるものよりも大きい。

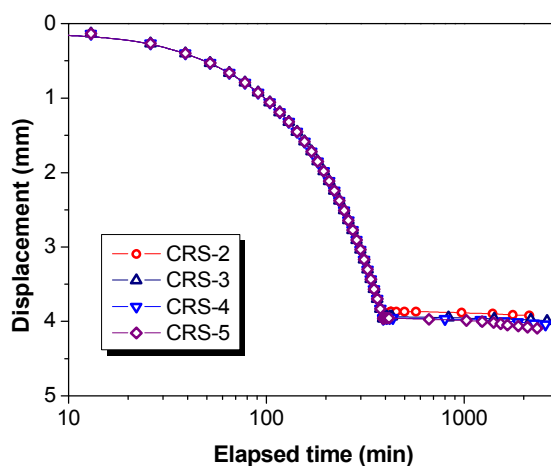


図 5 - 2 1 定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における沈下量の経時変化

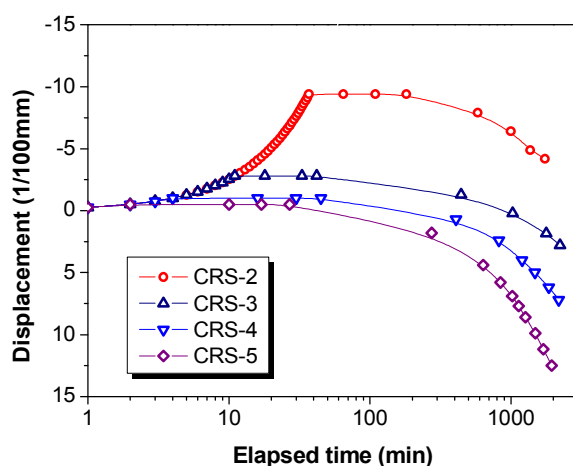


図 5 - 2 2 定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における膨張—再沈下曲線

5. 7. 3 現場計測結果と比較

図5-23はプレロード工法が適用されたとある地盤改良工事現場における載荷圧力と沈下量の経時変化を示している。この現場では、プレロードのための盛土の建設期間 160 日、荷重維持期間 220 日、荷重除去期間 30 日、残留圧力期間 130 日の計 540 日間の工事が行われた。この現場における載荷圧力と残留応力は、それぞれ約 157kPa および 78kPa であった。これらは、室内試験における ILT-5 と CRS-5 とほぼ等しい条件である。実施工における盛土の建設による載荷圧力の増加過程は段階載荷による圧密試験の荷重履歴と類似している。しかし、プレロードの除去過程は、定ひずみ速度による膨潤試験の荷重履歴と類似している。その理由は、現場で盛土を建設する際、すべり破壊を防止するため段階的に建設が行われる。すなわち、各建設段階では、載荷圧力の増加に伴う過剰間隙水圧が十分に消散し、強度が増加するまで載荷圧力は放置される。そのため、盛土の建設過程における載荷条件は段階載荷による圧密試験における荷重履歴と類似していると考えられる。一方、荷重除去時は、段階を経ずに一気に残留圧力までに載荷圧力を除去するため、定ひずみ速度による膨潤試験の荷重履歴と類似していると考えられる。

図5-24はこの現場において観測された膨張一再沈下曲線を示している。図には、ILT-5 と CRS-5 におけるそれらを併せて示している。現場計測に基づく再圧密係数 C'_a は 0.036 であった。この値は、ILT-5 における C'_a の 0.014 より大きい。一方、CRS-5 における C'_a の 0.074 よりも小さい。すなわち、段階載荷による圧密・膨潤試験から得られた C'_a によって再沈下量を計算すれば、それを過小評価することになる。一方、定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験から得られた C'_a によって再沈下量を計算すれば、それを過大評価することになる。

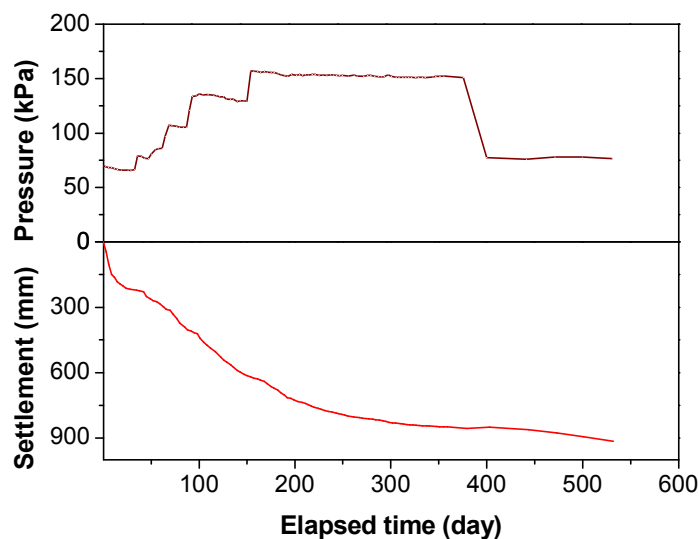


図5-23 載荷圧力と沈下量の経時変化

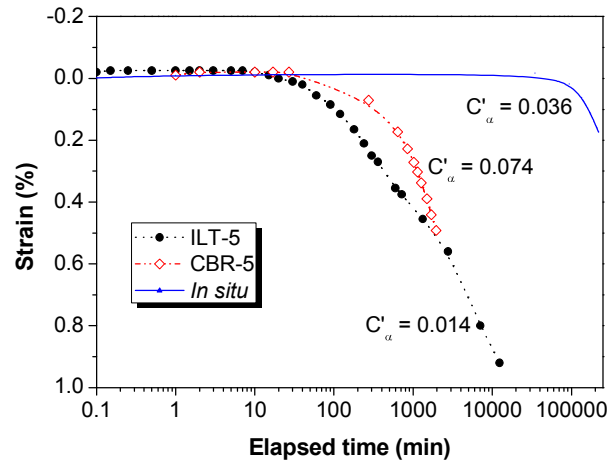


図 5－2 4 現場における膨張—再沈下曲線

5. 7. 4 再圧密特性

図 5－2 5 は過圧密領域における二次圧密係数 C'_a と過圧密比の関係を示している。ここで、 C'_a は図 5－5 において定義されているように、過圧密領域における二次圧密係数である。図から分かるように、過圧密比が小さいほど、段階载荷による圧密・膨潤試験における C'_a と定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験の C'_a の差が大きくなっている。

図 5－2 6 は $C'_{aIL} \times C'_{aCRS}$ と過圧密比の関係を示している。段階载荷による圧密・膨潤試験における過圧密領域での二次圧密係数 C'_{aIL} と定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における過圧密領域での二次圧密係数 C'_{aCRS} を掛けると線形関係を得る。それを回帰すると次の関係式を得る。

$$C'_{aIL} \times C'_{aCRS} = 0.00469 - 0.00338OCR \quad (5-2)$$

ここに、 C'_{aIL} は段階载荷による圧密・膨潤試験における過圧密領域での二次圧密係数、 C'_{aCRS} は定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における過圧密領域での二次圧密係数、 OCR は過圧密比である。

したがって、式 (5－2) から C'_{aIL} に関して次式を得る。

$$C'_{aIL} = (0.00469 - 0.00338OCR) / C'_{aCRS} \quad (5-3)$$

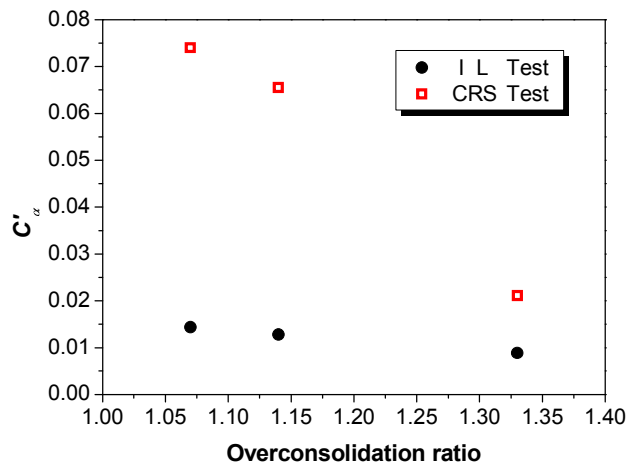


図 5 - 2 5 C'_a と過圧密比の関係

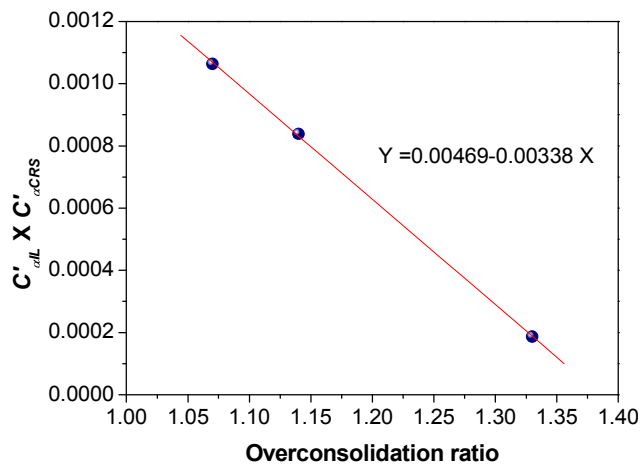


図 5 - 2 6 $C'_{aIL} \times C'_{aCRS}$ と過圧密比の関係

図 5 - 2 7 は C''_a の経時変化を示している。ここで、 C''_a は、図 5 - 5 において定義されているように除荷に伴う膨潤から圧縮に移り変わる点から現在の点を結ぶ直線の傾きである。図 5 - 2 0 と図 5 - 2 2 から分かるように、段階载荷による圧密・膨潤試験の方が定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験よりも早く再圧縮が起こる。その部分である約 400 分までの経過時間を除いて考えれば、試験方法の違いにかかわらず、残留応力が大きいほど C''_a は大きい。また、定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験の C''_a の方が経過時間に対する増加率は大きい。

図 5 - 2 8 は C''_a/C_a と t/t_l の関係を示している。いずれのケースに関わらず、 C''_a/C_a は t/t_l の増加に伴い単調に増加している。その傾きは定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験の方が大きい。

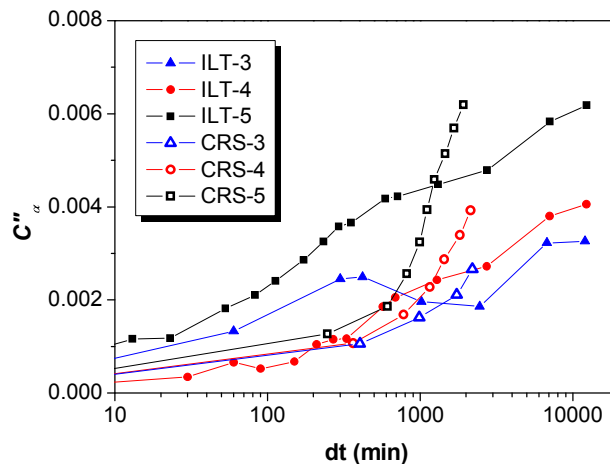


図 5 - 2 7 C''_{α} の経時変化

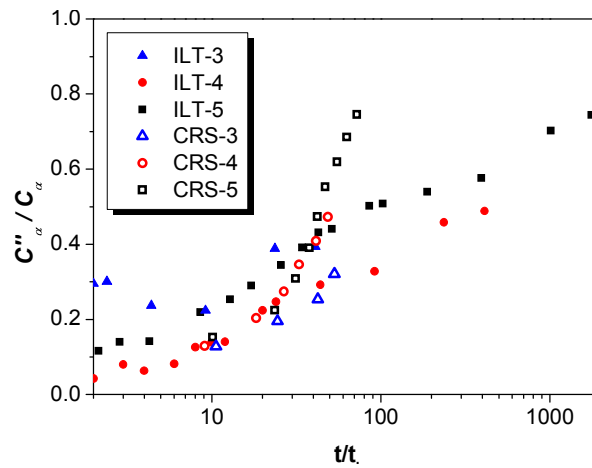


図 5 - 2 8 C''_{α}/C_{α} と t/t_i の関係

5. 7. 5 再圧密におけるひずみ速度

図 5 - 2 9 は再圧密過程におけるひずみ速度の経時変化を示している。いずれのケースにおいても経過時間の増加に伴い、ひずみ速度は単調に減少している。経過時間が約 400 分以降の挙動に着目すれば、載荷方法に関わらず残留圧力が大きいほどひずみ速度は大きい。ただし、ひずみ速度と経過時間の対数との関係の傾きは、残留応力の大きさに関わらず、載荷方法毎にほぼ一致している。また、その傾きは段階載荷による圧密・膨潤試験の方が定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験よりも大きい。

図 5 - 3 0 は再圧縮過程におけるひずみ速度と間隙比の関係を示している。いずれのケースにおいてもひずみ速度は間隙比の減少に伴い、単調に減少している。載荷方法に関わらず残留圧力が大きいほどひずみ速度は大きい。ただし、ひずみ速度と間隙比の関係の傾きは、残留応力の大きさに関わらず、載荷方法毎にほぼ一致している。また、その傾きは

段階载荷による圧密・膨潤試験の方が定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験よりも大きい。

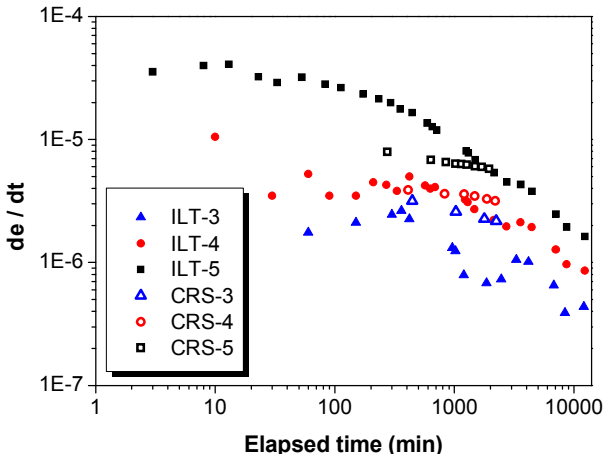


図 5 - 2 9 再圧密におけるひずみ速度の経時変化

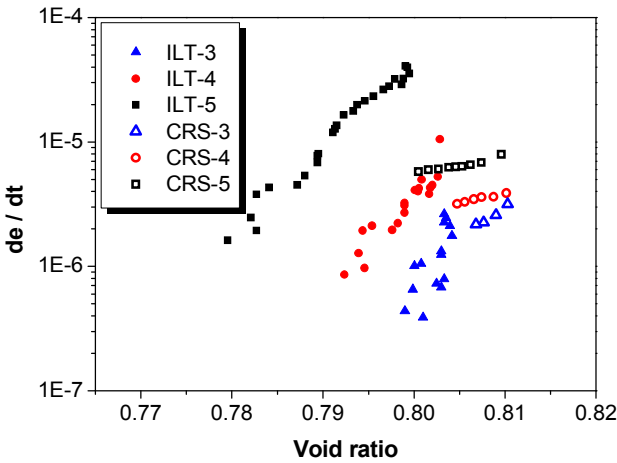


図 5 - 3 0 再圧密におけるひずみ速度と間隙比の関係

5. 8 結論

本研究では、まず、プレロード工法における再圧密挙動に関する既往の研究を取り纏めた。次に、プレロード工法における応力履歴を定ひずみ速度載荷と一定圧力載荷の両方によって表現する試験方法を提案した。併せて、試験装置と研究に用いた試験試料の説明を行った。次に、段階載荷を行う旧来型の試験方法における再圧密挙動と提案方法によるそれを比較した。さらに、室内試験結果と現場計測結果とを比較し、提案方法の適用性を検討した。最後に、試験方法の違いが再圧密特性に及ぼす影響について考察した。

以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

1. プレロードに対応した圧力まで載荷を行い、その後の残留圧力までの除荷を定ひずみ速度載荷で行うことにより、①試験時間の短縮を図ることができるとともに、②プレロードの載荷過程を段階載荷よりも忠実に再現できる。
2. 本研究で用いた試験試料の場合、載荷過程におけるひずみ速度を ASTM におけるひずみ速度の基準に基づき決定できた。また、膨潤挙動に及ぼすひずみ速度の影響はほとんど認められなかった。
3. 本研究で用いた試験試料の場合、圧縮指数 C_c と二次圧密係数 C_a の間には、 $C_a/C_c=0.033$ という線形関係が認められた。その値は Mesri と Castro(1987)の無機質粘土に対する $C_a/C_c=0.040\pm0.01$ の範囲内にある。
4. 試験方法に関わらず、残留応力が小さいほど膨潤量は大きく、一方、再圧密量は小さい。
5. 定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における C'_{aCRS} は段階載荷による圧密・膨潤試験における C'_{aIL} より大きい。
6. プレロード工法が適用された建設現場における現場計測結果に基づく C'_a は C'_{aCRS} と C'_{aIL} の中間的な値である。
7. 本研究で用いた試験試料の場合、 $C'_{aIL}\times C'_{aCRS}$ と過圧密比の間には線形関係が認められた。
8. 残留応力が大きいほど再圧密過程におけるひずみ速度が大きい。
9. 再圧密過程におけるひずみ速度は経過時間と伴に単調に減少する。その傾きは残留応力の影響を受けないが、試験方法の影響を受ける。すなわち、段階載荷による圧密・膨潤試験における関係の傾きの方が定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における関係の傾きよりも大きい。
10. ひずみ速度は間隙比の減少に伴い単調に減少する。
11. ひずみ速度と間隙比の関係の傾きは、残留応力の大きさに関わらず、載荷方法毎にほぼ一致している。また、その傾きは段階載荷による圧密・膨潤試験の方が定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験よりも大きい。

参考文献

- Al-Shamrani, Mosleh, A (1998). "Application of the C_a/C_c Concept to Secondary Compression of Sabkha Soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol 35, No 1, pp 15-26.
- ASTM Designation: D4186-82. "Standard Test Method for One-dimensional Consolidation Properties of Soils using Controlled Strain Loading"
- Bjerrum, L (1967). "Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clay as Related to Settlements of Buildings", Geotechnique, Vol 91, No 2, pp 83-117.
- Crawford, C. B (1964). "Interpretation of the Consolidation Test", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 90, No SM5, pp 87-102.
- Feng, T. W (1991). "Compressibility and Permeability of Natural Soft Clays and Surcharging to Reduce Settlements", Ph. D. Thesis. Dept. of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Gorman, C. T, Hopkins, T. C, Deen, R. C and Drnevich, V. P (1978). "Constant Rate of Strain and Controlled Gradient Consolidation Testing", Geotechnical Testing, Vol 1, No 1, pp 3-15.
- Hsi, J. P (2007). "Managing Difficult Ground-Case Studies", Proceedings of First Sri Lankan Geotechnical Society International Conference on Soil and Rock Engineering, Colombo, pp 1-12.
- Mesri, G (1973). "Coefficient of Secondary Compression", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 99, No SM1, pp 123-137.
- Mesri, G, Ajlouni, M. A, Feng, T. W and Lo, D. O. K (2001). "Surcharging of soft ground to reduce secondary settlement", Proc. of 3rd International Conference on Soft Soil Engineering, pp 55-65.
- Mesri, G, Castro, A (1987). "The C_a/C_c Concept and K_0 during Secondary Compression", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 113, No GT3, pp 230-247.
- Mesri, G, Feng, T. W (1986). Discussion: "Stress-Strain-Strain Rate Relation for the Compressibility of Sensitive Natural Clays", by Leroueil et al., Geotechnique, Vol 36, No 2, pp 283-290.
- Mesri, G, Choi, Y. K (1984). Discussion: "Time Effects on the Stress-Strain Behavior of Natural Soft Clay", by Graham et al., Geotechnique, Vol 34, No 3, pp 439-442.
- Mesri, G, Godlewski, P. M (1977). "Time and Stress Compressibility Interrelationship", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 103, No GT5, pp 417-430.
- Samson, L (1985). "Post construction settlement of an expressway built on peat by precompression", Canadian Geotechnical Journal, Vol 34, No 3, pp 308-312.

Tatsuoka, F (2007). "Inelastic deformation characteristics of geomaterial", Special Lecture, Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis, Proc. of Geotechnical Symposium in Roma, pp 1-108.

Wissa, A. E. Z, Christian, J. T, Davis, E. H and Heiberg, S (1971). "Consolidation at Constant Rate of Strain", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 97, No SM10, pp 1393-1413.

6. 結 論

本論文では、粗粒分を含む非塑性浚渫土による埋立の際の地盤工学上の諸問題を取り上げ、それらについて解明した。まず、浚渫土が投入された際の堆積土の形成、すなわち、浚渫土の沈降・自重圧密特性におよぼす粒度分布の影響を明らかにするとともに、それを考慮した堆積土の自重圧密量の予測方法を提案した。次に、ポンプ圧送によって投入された浚渫土によって埋立てられた地盤の堆積特性を明らかにするとともに、できるだけ均質な埋立て地盤を形成するための浚渫土の吐出口の位置の合理的な管理方法を提案した。さらに、粗粒分が主体である浚渫土のサンドマットとしての適用性を模型実験を通じて明らかにした。最後に、浚渫土による埋立地盤に対し、プレローディング工法を適用する際のプレロード除荷後の残留沈下挙動を検討するために、定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験を実施した。そして、非塑性浚渫土の過圧密状態における二次圧密特性を解明した。各章で得られた結論をまとめると以下ようになる。

第1章では、本論文の背景と目的を述べるとともに、本論文の内容と構成を説明した。

第2章では、非塑性浚渫土の沈降・自重圧密特性に及ぼす初期含水比、投入高さ、浚渫土の粒土分布の影響について、一連の沈降・自重圧密試験を通じて明らかにした。さらに、得られた知見に基づき、粗粒分が含まれる浚渫土の自重圧密量を推定する方法を提案した。

- 1) 非塑性浚渫粘土でも、高塑性浚渫土と同様に界面の沈降速度は含水比が大きいほど速い。
- 2) 圧密沈降係数(C_s)は、ある特定の含水比までは含水比の増加に伴い単調に増加する。ただし、含水比がその特定の含水比以上になれば、含水比に関係なくほぼ一定になる。
- 3) 非塑性浚渫粘土では、含水比が等しければ沈降速度と C_s は投入高さに関わらず一定になる。すなわち、沈降速度と C_s は投入高さの影響を受けない。
- 4) 非塑性浚渫粘土では、自重圧密開始点における界面高さの対数と実質土量高さの対数の関係を直線で近似した際に得られる直線の傾きは、含水比に関わらずほぼ一致する。しかし、直線の切片である h_2 は含水比が高いほど小さい。
- 5) 一連の試験結果では、堆積深度比が約 0.5 までの含水比は、初期含水比や投入高さに関わらず液性限界とほぼ等しい。したがって、自重圧密が完全に終了するときの堆積土の含水比は液状限界と一致することが示唆される。
- 6) 粗粒分が含まれる浚渫土では、まず、粗粒分が分級堆積し、その後、細粒分が界面沈降する。粗粒分による堆積物と細粒分によるその境界は、色の変化や粒子の目視に基づき区分できる。
- 7) 粗粒分が含まれる浚渫土では、粗粒分の分級堆積によって懸濁液の含水比が初期含

水比より高くなる。このため粗粒分が多いほど沈降速度が速くなる。

- 8) 粗粒分が含まれる浚渫土では、粒度の違いに関わらず C_s は等しくなる。このことから、懸濁液はかなりの高含水比になったことが示唆される。
- 9) 粗粒分が含まれる浚渫土では、たとえ含水比が同一であっても粒度分布が異なれば界面高さと実質土量高さの関係は一致しない。
- 10) 粗粒分と細粒分の工学的な分類基準である粒径 75 ミクロによって粗粒分と細粒分を区分し、細粒分のみについて求めた界面高さと実質土量高さの関係は、既往の研究成果と整合しない。したがって、粒径 75 ミクロによって粗粒分と細粒分を区分することは不適切である。
- 11) 沈降・自重圧密試験終了後の堆積状態に基づき区分された細粒分に関する界面高さと実質土量高さの関係は既往の研究成果と整合した。
- 12) 本研究における提案方法は、粗粒分が含まれる浚渫土を自重圧密量を推定することができる。

第3章では、模型実験を通じて、ポンプ圧送によって埋立てられた浚渫埋立地盤の特徴を解明した。実験では、粒土分布の異なる二種類の浚渫土を使用した。そして、形成された模型地盤の土質特性から浚渫土の堆積特性を明らかにした。さらに、模型実験により得られた知見に基づき、ポンプ圧送の吐出口の位置の合理的な管理方法を提案した。

- 1) 吐出口の近い位置では、浚渫土投入直後、粗粒分の分級堆積が起こる。そして、その後、界面沈降が起こる。大部分の細粒分はポンプの圧送力によって吐出口から離れた領域まで水平方向に流動し、界面沈降して堆積する。
- 2) 吐出口の近い位置では、浚渫土の界面沈降速度が速く自重圧密量が少ない。
- 3) 粗粒分の堆積物において、自発的に崩れることなく安定を保つことのできる斜面の角度は粗粒分が多いほど大きい。
- 4) 吐出口に近い位置では、主として粗粒分が堆積するため、堆積地盤の含水比が低い。また、深さに関わらず、含水比はほぼ一定である。しかし、吐出口から離れた領域では、主として細粒分が堆積するため、含水比が非常に高い。また、界面沈降の影響のため、含水比は表面に近いほど高い。
- 5) 吐出口から離れるほど堆積土における 75 ミクロふるい通過量の割合が大きくなる。
- 6) 主として細粒分が堆積する領域では、粒度の鉛直方向分布は、浚渫土の粒度分布の影響を受ける。
- 7) 75 ミクロふるい通過量の割合が 20%の浚渫土を使用した実験において、堆積物全体に対する細粒土の占める体積の割合は 46.4%になった。したがって、たとえ粗粒分を多く含む浚渫土によって浚渫埋立したとしても、埋立地全体に対し、細粒土が占める領域の割合は非常に大きくなることが示唆される。
- 8) 粗粒分の含有率に関わらず、堆積物の含水比は、75 ミクロふるい通過量の割合が約

80%までは直線的に増加する。

- 9) 堆積物のベーンせん断強度は、主として粗粒分が堆積している部分でしか発現しない。
- 10) 吐出口に近い位置ほど粗粒分が厚く堆積するため、主として細粒分が堆積する部分よりも有効応力が大きい。
- 11) 浚渫埋立をするときの吐出口の移動距離と投入量は粗粒分と細粒分の堆積状況に基づき、算定することができる。

第4章では、模型実験を通じて、浚渫土中に含まれる粗粒分のサンドマット材としての適用性を検証した。また、原地盤の沈下中にサンドマットに生じる水頭を計算するための簡易計算式を提案するとともに、それを使って水頭分布の特性について考察した。

- 1) 粒度分布および透水試験結果に基づけば、本研究で用いた実験試料はサンドマットの許容要求性能の下限値を満たしている。
- 2) サンドマット内の間隙水圧は载荷直後に急増し、時間の経過とともに急減する。
- 3) 模型実験終了後の通水実験の結果、浚渫土を用いたサンドマットの透水係数は室内透水試験で求めた透水係数とほぼ等しい。すなわち、埋立荷重を受けていても排水能力を維持できている。
- 4) 模型実験終了後の透水係数はサンドマットの許容要求性能を満たしていることから、今回実験に用いた実験試料はサンドマットとしての適用性がある。
- 5) 本研究において提案した簡易計算式はサンドマット内の水頭分布の最大値の評価手法として適用性がある。
- 6) サンドマット内の水頭はその透水性や層厚の増加に伴い減少し、排水距離と原地盤の沈下速度の増加に伴い増加する。

第5章では、非塑性浚渫土による埋立地盤にプレロード工法を適用した際のプレロード除荷後の残留沈下挙動を解明するために、非塑性浚渫土の過圧密領域における二次圧密特性を実験的に解明した。まず、プレロード工法の応力履歴を再現することと試験時間を短縮するために、定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験法を提案した。次に、提案した試験法に基づき、圧密・膨潤試験を行い、膨潤時における二次圧密挙動を解明した。併せて、段階载荷による圧密・膨潤試験を行い、二次圧密挙動に及ぼす試験方法の違いについて考察した。

- 1) プレロードに対応した圧力までの载荷とその後の残留圧力までの除荷を定ひずみ速度载荷で行うことにより、①試験時間の短縮を図ることができるとともに、②プレロードの载荷過程を段階载荷よりも忠実に再現できる。
- 2) 本研究で用いた試験試料の場合、载荷過程におけるひずみ速度を ASTM における

ひずみ速度の基準に基づき決定できた。また、膨潤挙動に及ぼすひずみ速度の影響はほとんど認められなかった。

- 3) 本研究で用いた試験試料の場合、圧縮指数 C_c と二次圧密係数 C_a の間には、 $C_a/C_c=0.033$ という線形関係が認められた。その値は Mesri と Castro(1987)の無機質粘土に対する $C_a/C_c=0.040\pm0.01$ の範囲内にある。
- 4) 試験方法に関わらず、残留応力が小さいほど膨潤量は大きく、一方、再圧密量は小さい。
- 5) 定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における $C'_{a\ CRS}$ は段階載荷による圧密・膨潤試験における $C'_{a\ IL}$ より大きい。
- 6) プレロード工法が適用された建設現場における現場計測結果に基づく C'_a は $C'_{a\ CRS}$ と $C'_{a\ IL}$ の中間的な値である。
- 7) 本研究で用いた試験試料の場合、 $C'_{a\ IL}\times C'_{a\ CRS}$ と過圧密比の間には線形関係が認められた。
- 8) 残留応力が大きいほど再圧密過程におけるひずみ速度が大きい。
- 9) 再圧密過程におけるひずみ速度は経過時間と共に単調に減少する。その傾きは残留応力の影響を受けないが、試験方法の影響を受ける。すなわち、段階載荷による圧密・膨潤試験における関係の傾きの方が定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験における関係の傾きよりも大きい。
- 10) ひずみ速度は間隙比の減少に伴い単調に減少する。
- 11) ひずみ速度と間隙比の関係の傾きは、残留応力の大きさに関わらず、載荷方法毎にほぼ一致している。また、その傾きは段階載荷による圧密・膨潤試験の方が定ひずみ速度と一定圧力による圧密・膨潤試験よりも大きい。

関連発表論文

発表論文

- **Lee, M.S** and Oda. K, Evaluation of Excess Pore Water Pressure Characteristics in Sand-Mat Used for Recycling Dredged Soil, *Marine Georesources & Geotechnology*, Vol. 33, No. 5, pp. 367~375, September, 2015.
- **Lee, M.S** and Oda. K, Evaluating Self-weight Consolidation for Dredged Soil Mixed with Coarse-Grained Soils, *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, IJOPE, Vol. 23, No. 4, pp. 307~312, December, 2013.
- **Lee, M.S** and Oda. K, Evaluation of Post-Surcharge Secondary Settlement Characteristics by Constant Rate of Strain Test, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 36, No. 3, pp. 1~7. May, 2013.
- **Lee, M.S** and Oda. K, Dissipation Behavior of Excess Pore Water Pressure in Sand Mat using Dredged Soil, *Int. J. of GEOMATE*, Vol. 3, No. 2 (Sl. No. 6), pp.351~356, December, 2012.

国際会議

- **Lee, M.S** and Oda. K, Excess Pore Pressure Characteristics of Sand Mat using Dredged Soil, *Second International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment*, GEOMATE, pp.125~130, November, 2012.
- **Lee, M.S**, Oda. K and Tokida. K, Estimation of Self-Weight Consolidation for Dredged Soil by Density Distribution, *Proceedings of the Twenty-first (2011) International Offshore and Polar Engineering Conference*, ISOPE, pp.665~672, June, 2011.
- **Lee, M.S**, Oda. K and Tokida. K, Experimental Study of Time-Dependent Behavior of Clays Subjected to Loading and Unloading with Constant Rate of Strain, *Proceedings of the Twentieth (2010) International Offshore and Polar Engineering Conference*, ISOPE, pp.487~492, June, 2010.

謝辞

本論文は、大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻社会基盤コースの博士課程における研究成果を取りまとめたものです。

この間、ご指導いただきました小田和広准教授に心から感謝いたします。小田和広准教授は、この研究だけではなく私の全てのことを最初から厳しく優しく指導して下さいました。苦しくて逃げ出したい時でも、私を見捨てることなく背中を押して下さいました。いつも、多大なご迷惑をお掛けしたと思います。それでも最後まで面倒を見て下さったことに感謝の気持ちは尽きません。

本論文の審査にあたり、西田修三教授、青木伸一教授、奈良敬教授、鎌田敏郎教授には、厳しくも貴重なご意見と助言をいただきました。深く感謝いたします。西田修三教授と青木伸一教授には、論文指導と打ち合わせに応じていただき、感謝しております。

常田賢一教授には、奨学金などの推薦書を書いていただいたり、いつも温かいアドバイスをいただき勇気付けられました。深く感謝いたします。

大阪市立大学大島昭彦教授には、論文を注意深く読んでいただき、厳しくも貴重なご意見をいただいたことに心より感謝します。大島昭彦教授の助言と指導により論文と共に自身が成長する機会になったと思います。

小泉圭吾助教には、苦しいとき力になっていただき、素敵な兄のような研究者の姿を見せていただきました。深く感謝いたします。いつも、小泉圭吾助教のようになりたいと思っていました。

秦吉弥助教には、研究室で共に過ごした時、熱意溢れる姿を見せていただき助言もいただきました。深く感謝いたします。

博士課程在籍中に毎年日韓セミナーを行いました。その間、韓国中央大学の洪教授、忠南大学の李教授、韓国海洋大学の金教授、韓国地質資源研究所の宋博士には、いつも激励と助言の応援をいただき、本当に感謝しております。

(株)ハイドロソフト技術研究所の韓銅珍副社長には、一番苦しいとき私を助けて頂きました。立ち上がることができるように引っ張っていただきました。心から感謝申し上げます。

本研究を進めることが出来たのは、現在所属する(株)ハイドロソフト技術研究所の配慮のお陰です。論文の準備や学校での研究打ち合わせなど様々なことを許可、配慮、応援していただいた森浦常務、川崎先生、尹博士に深く感謝いたします。特に上司である董マネージャーには、いろいろとご心配をおかけしました。

私が日本への留学をしてから、毎日私のことを祈ってくれていた両親、いつも応援してくれた兄と姉に深く感謝の意を表します。また、そばで私と私の家族の面倒を見て下さった妻の両親に深く感謝しております。

最後に嬉しい時も辛い時も悲しい時も共に泣き、笑い、支えてくれた妻と、生きる支えである3人の子どもたちに感謝の気持ちを伝えます。