

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	•	研究の背景と目的	. 2
	1		2 研究の内容と構成	. 2
笛	2	音	分級堆積特性を考慮した自重圧変量の予測方法の提案	4
21	2		けじめに	• •
	$\frac{2}{2}$	•		. т 6
	2	· ·	9 1 沖降と白重圧塩に気が認知の時況	. 0
		$\frac{2}{2}$	 2 1 2 1 2 1 2 1 2 1 2 1 2 1 2 1 2 1 2 1	. 0
		$\frac{2}{2}$	2 3 自重圧密に関する既往の研究	 9
	2	2.	2. 3 日本工品に成了 ジルビジ 別九	. 5
	_	2	3 1 はじめに	15
		2.	3. 2 界面沈隆・自重圧密特性に及ぼす浚渫十の初期含水比と投入高さの影	墾
		2.		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	• •	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) $h_2(t_{100}) \ge C_k$ を算定	48
			(e) 埋立地の自重圧密量計算	51

2. 4. 3 自重圧密量の試算 8	51
(a) 分級堆積と界面沈降の分離5	52
(b) 沈降曲線の修正と再分析	52
(c) <i>h</i> ₂ (<i>t</i> ₀)を算定 そ	53
(d) $h_2(t_{100}) と C_k を算定 日本 の の の の の の の の の の の の の の の の の の $	54
(e) 埋立地の自重圧密量計算	55
2. 5 結論	59
第3章 浚渫土の堆積特性とそのモデル化	33
3.1 はじめに	33
3. 2 堆積模型実験	35
3. 2. 1 物理特性	35
3.2.2 実験装置と計測装置	35
3. 2. 3 実験方法	37
3.3 堆積模型実験結果	38
3. 3. 1 界面高さと時間の関係 6	68
3.3.2 堆積特性	39
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	31
3.3.5 ベーンせん断強度の特性) 1
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 9) 7
3. 4. 2 吐出口の付近の埋立状況) 8
3.4.3 吐出口管理の方法の提案) 9
(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10)1
(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	
)1
(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	
)2
3.4.4 吐出口管理の方法における試算10)4
(a) 投入量に対する堆積比の算定10)4
(b) 堆積量に対する粗粒土の量の比の算定)5

	(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1	35
5.1	はじめに1	35
5.2	プレローディング工法1	38
5.	2.1 プレローディング工法の概要1	38
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	
		39
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1	40
5.	3.1 残留圧力による再圧密特性1	40
5.	3.2 再圧密特性を表現する指標1	41
5.4	実験試料の特性および試料製作1	42
5.	4.1 実験試料の物理特性1	42
5.	4.2 試料製作1	43
5.5	定ひずみ速度圧密試験におけるひずみ速度1	44
5.	5.1 載荷過程におけるひずみ速度の決定1	44
5.	5.2 除荷過程におけるひずみ速度の決定1	45
5.6	実験装置および実験方法1	46
5.	6.1 実験装置1	46
5.	 6.2 段階載荷による圧密・膨潤試験の方法1 	47
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1	48
5.7	試験結果および考察1	49
5.	7.1 圧密特性1	49
5.	7.2 載荷-除荷-残留圧力の特性1	51
5.	7.3 現場計測結果と比較1	55
5.	7.4 再圧密特性1	56
5.	7.5 再圧密におけるひずみ速度1	58
5.8	結論1	60
第6章	結論1	.63
<u> </u>	改 ~	07
))))))))))))))))))))	『冊乂	07

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、通常の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 階載荷による圧密・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、圧縮性が小さい砕石や山土、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と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 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。II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変化を追跡すれば、 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。 界面沈降が生じで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。

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

$$H = h_1 \cdot t^{-c_s} \tag{2-2}$$

ここに、 h_{I} : 沈殿形成線の延長上で t=1(min)の時の界面高さ、H: 界面高さ また、 C_{s} は H_{t0} と t_{0} を使えば次式で与えられる。

$$C_s = \frac{\log(H_{t0}/H)}{\log(t/t_0)} \tag{2-3}$$

ここに、 H_{ι_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) t₀と定義した。ところで、時間 t₀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を基づき実質土量高さ*H*_sは次式によって与えられる。



こに
$$f$$
:体積比、 e :間隙比、 H :堆積土の高さ、 M_s :土の質量、 ho_s :土粒子密度、 ho_f :

Z

海水の密度、 w,: 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、おのおの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、logH~logH_sの直線式は次式で表す ことができる。

$$\log H = C_k \log(H_s) + \log h_2 \tag{2-5}$$

$$H = H_s^{C_k} h_2 \tag{2-6}$$

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ると沈降領域に 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 =1cm 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 logH~ log H_s の関係において、 H_s =1cm, 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。

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

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。

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

ここで、 $C_k=1$ より式 (2-8) は次のように表される。

$$H_s = \frac{H}{h_2} \tag{2-9}$$

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。

$$H'_{t0} = H_s h_2(t_0) \tag{2-10}$$

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。

$$H_{s} = \frac{H_{0}}{f_{0}} \tag{2-11}$$

式(2-11)を式(2-10)に適用すれば次式を得る。

$$H_{t0}' = \frac{h_2(t_0) \cdot H_0}{f_0} \tag{2-1.2}$$

また、式(2-7)から t'oが次式によって与えられる。

$$t'_{0} = \left(\frac{h_{1}}{H'_{t0}}\right)^{\frac{1}{C_{s}}} = \left(\frac{h_{1} \cdot f_{0}}{h_{2}(t_{0}) \cdot H_{0}}\right)^{\frac{1}{C_{s}}}$$
(2-13)

このように、仮想の自重圧密開始時間 $t'_{ heta}$ および界面高さ H'_{t0} 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 logH~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。

$$S_s = H'_{t0} - H_{t100} \tag{2-1.4}$$

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75µm 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	75μmふるい通過量 の割合(%)	USCS
1	38.8	NP	2.650	88	ML



(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、空気圧による撹拌 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。



図2-12 浚渫土の界面沈降・自重圧密試験装置

投入高さ	含水比(%)			
(cm)	600	900	1200	
200	Case 1-1-1	Case 1-1-2	Case 1-1-3	
100	Case 3-1-1	Case 3-1-2	Case 3-1-3	
50	Case 4-1-1	Case 4-1-2	Case 4-1-3	

表2-2 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

(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2-13は、投入高さ 200cm の試験ケース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、沈降領域に入る。図2-13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。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2-13 投入の高さ200cmに対する沈降曲線

図2-14および図2-15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 2-14 投入の高さ 100cm に対する沈降曲線



図2-15 投入の高さ50cmに対する沈降曲線

図2-16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以す れば、以下の関係を得る。

$$v = -0.052 + 1.83 \times 10^{-4} w_0 \qquad (w_0 < 900\%) \qquad (2 - 1 \ 5)$$

$$v = -0.604 + 7.97 \times 10^{-4} w_0$$
 (w₀ \ge 900%) (2 - 1 6)

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2-16 沈降速度と含水比関係

図2-17、18および19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 to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 Csを式(2-3)に基づいて求める。



図 2-17 投入の高さ 200cm に対する沈降曲線(両対数グラフ)



図2-18 投入の高さ100cmに対する沈降曲線(両対数グラフ)



図 2-19 投入の高さ 50cm に対する沈降曲線(両対数グラフ)

図2-20は *C*_sと含水比の関係を示している。矢野(1985)は図2-21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。

$$C_s = 3.10 \times 10^{-4} w_0 \qquad (w_0 < 900\%) \qquad (2 - 1 \ 7)$$

 $C_s = 2.81$ (w₀>900%) (2-1.8)



図2-20 圧密沈降係数(Cs)と投入時の含水比の関係



図2-21 圧密沈降係数(Cs)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2-22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2-23は *Cs*と投入高さの関係を示している。*Cs*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 *Cs*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 *Cs*は 投入高さの影響を受けないことが検証された。



図2-23 圧密沈降係数(Cs)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 to 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 h₂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 h₂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(to)における Hと Hsの関係(試料 1)

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

表 2-3 $C_k \ge h_2$ の値

図 2 - 2 5 は試料 1 に対する H'_{to} と H_s の関係を示している。ここで、 t_b は仮想の自重圧 密開始点(2.2.3参照)であり、その時の界面高さ H'_{to} 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'_{to} 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 仮想の自重圧密開始点(t')における H(H'to)と Hs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/Z₀)の関係を示している。Z₀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 *Httoo*の対数と *Hs*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/Z₀)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/Z₀)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/Z₀)の関係(高さ 200cm)



図 2-27 沈降・自重圧密試験後の含水比と堆積深度比(Z/Z₀)の関係(高さ 100cm)



図2-28 沈降・自重圧密試験後の含水比と堆積深度比(Z/Z₀)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2-29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 $75 \mu m$ 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)。

試料番号	液性限界 (%)	塑性指数	比重	75µmふるい 通過量の割合(%)	USCS	備考	
2	94.4	ND	2.670	20	CM	粒度	
3	34.4	NP	2.670	40	51/1	調整	

表2-4 試験試料の物理特性



図2-29 試験試料の粒径加積曲線

(b) 試験方法

図2-30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 よる撹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	生に及ぼす粒度分布の影響に関す	る実験ケース
		試料番号2	試料番号

投入高さ	試料番号2		試料番号3	
(cm)	case	含水比 (%)	case	含水比 (%)
200	Case 1-2		Case 1-3	
150	Case 2-2	700	Case 2-3	700
100	Case 3-2	700	Case 3-3	700
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2-31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2-31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2-32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2-31 試料2における沈降曲線(₩700%)



図 2-3 2 試料 3 における沈降曲線(w =700%)

図2-33は、沈降速度と75µm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(2-15)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2-33 沈降速度と75µm ふるい通過量の割合の関係

図2-34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2-16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=0.50~0.55cm/minとな り、一方、試料3の沈降速度はv=0.25~0.27cm/minである。また、式(2-15)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=0.076cm/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。

30


図2-34 沈降速度と含水比の関係

図2-35および36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 to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2-35 試料2の沈降曲線(両対数グラフ)



図2-36 試料3の沈降曲線(両対数グラフ)

図2-37は $C_s \ge 75 \mu$ m ふるい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0.191~0.217cm/min となり、試料3の C_s は0.192~0.220cm/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2-34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 2-37 圧密沈降係数(Cs)と 75 µ m ふるい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 to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 - 3 8 H_{t0} と H_s の関係(試料 2, 3)

図2-39は H'_{to} 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'_{to} と H_s の関係は試 料1における含水比 600%と 900%の H'_{to} 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'_{to} 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'_{to} 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'_{to} 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 $H'_{to} \ge H_s$ 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 μ 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 μ m ふる いを通過するものを細粒分、ふるいに残留するものを粗粒分とした。表 2 – 6 は、75 μ 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。

試料 番号	75μmふるい 通過量の割合 (%)	換算含水比 (%)	実質土量高さ (cm)			
0	20	2650	Case 1-2	Case 2-2	Case 3-2	Case 4-2
2	20	3690	2.03	1.52	1.02	0.51
0	40	1806	Case 1-3	Case 2-3	Case 3-3	Case 4-3
3	40		4.06	3.05	2.03	1.02

表2-6 75µm 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

図2-40は H_{to} と 75 μ 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_{to} と細粒分のみの H_s の関係

図2-41は H'_{to} と75 μ 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'_{to} 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'_{to} 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 μ 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2-41 H'toと細粒分のみの Hs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2-42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2-42 沈降・自重圧密試験後の沈殿の状況

図 2-43および図 2-44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2-44 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/m³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/m³ 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/m³まで変化している。この結果を基づき、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ので、 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。

試料番号	項目		粗粒分		
	測定位置 (mm)	$198 \sim \! 159$	$159{\sim}120$	$120 \sim 80$	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
2	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
	(%)		44.9		
	測定位置(mm)	207~139	$139 \sim 97$	$97{\sim}67$	$67{\sim}0$
	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
3	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
	(%)		37.2		

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	75µmふるい 通過量の割合 (%)	換算 含水比 (%)	換	算投入福	高さ (d	em)	細粒分	の実質_	上量高さ	(cm)
2		1274	Case 1-2	Case 2-2	Case 3-2	Case 4-2	Case 1-2	Case 2-2	Case 3-2	Case 4-2
	20		187.6	140.7	93.8	46.9	5.58	4.18	2.79	1.39
			Case							
2	40	1115	1-3	2-3	3-3	4-3	1-3	2-3	3-3	4-3
3	40	1110	185.2	138.9	92.6	46.3	6.38	4.78	3.19	1.59

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

図2-45および46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の圧密沈降係数 *C*sf と自重圧密開始 時間 *tor*および *tor*時の界面高さ *Htor*を求めた。



図2-45 試料2の修正沈降曲線(両対数グラフ)



図2-46 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_{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worは大きくなる。粗粒分による分級堆積高さを減ずるため、tor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。

試料番号	項目	修正前			項目	修正後				
	<i>H</i> ₀ (cm)	200	150	100	50	H _{0f} (cm)	192.0	144.0	96.0	48.0
	W0 (%)	700	700	700	700	W0f (%)	1275	1275	1275	1275
	Hs (cm)	10.2	7.6	5.1	2.5	H _{sf} (cm)	5.6	4.2	2.8	1.4
2	C_s	0.201	0.191	0.217	0.209	C_{sf}	0.272	0.272	0.294	0.293
	to (min)	450	360	240	90	tof (min)	405	305	210	54
	<i>H</i> _{t0} (cm)	43.0	27.0	20.0	14.0	Htof (cm)	38.0	32.0	16.0	14.0
	<i>H</i> ₀ (cm)	200	150	100	50	H _{0f} (cm)	193.3	145.0	96.7	48.3
	W0 (%)	700	700	700	700	W0f (%)	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
5	C_s	0.205	0.192	0.213	0.221	C_{sf}	0.277	0.283	0.284	0.262
	to (min)	630	440	310	130	tor (min)	640	460	205	140
	<i>H</i> _{t0} (cm)	60.0	42.0	28.0	17.0	H _{t0f} (cm)	45.0	37.0	25.0	16.0

表2-9 修正前後における沈降・自重圧密特性の比較

図2-47は Csf と含水比の関係を示している。図中には試料1の Csを併せて示している。試料2の Csf は平均0.283 であって、試料3の Csf は平均0.276 である。試料1では、含水比が900%以上の Cs 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 Csf の値とほぼ等しい。そのため、Csf の値は妥当であると考えられる。



図 2-47 Csf と含水比の関係

図2-48は H_{tot} 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 $H_{tof} > H_{sf}$ の関係

図2-49は H'_{tor} 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'_{tor} 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'_{tor} 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 ー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。



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みの界面沈降とその後の自重圧密に影響を及ばさな 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 $H_{t00} \ge H'_{t0}$ 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、 $H_{t100} \ge H'_{t0}$ 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ばさない。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 *wor*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、Csfおよび Htofを求める。



図2-51 既存の自重圧密量の計算方法



図2-52 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は細粒分のみの界面高さ 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 $h_s(t_0)$ を求める。次に、 $h_s(t_0)$ 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。

$$\log H_{f} = \log h_{2}(t_{0}') + \log H_{sf} \qquad (2 - 1 \ 9)$$

$$H_{f} = h_{2}(t_{0}') \times H_{sf} \qquad (2 - 2 \ 0)$$



図 2-53 $H_f \geq H_{sf}$ の関係

(d) *h*₂(*t*₁₀₀)と *C*_kを算定

図2-54は Ht100fと Hsf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。

$$\log H_{f} = \log h_{2}(t_{100}) + C_{k}(t_{100}) \cdot \log H_{sf} \qquad (2 - 2 \ 1)$$

$$H_{f} = h_{2}(t_{100}) \times H_{sf}^{C_{k}(t100)}$$
 (2-22)



本来、*H*_{t100}f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*_{t100}f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*_{t100}f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 $H_{tof} \geq H_{sf}$ 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 $f_f \geq \log p'$ の関係を模式的に示している。 $f_f \geq \log p'$ の関係は次式によって直線近以できる。

$$f_f = f_0 - C_c \log p' \tag{2-2.3}$$

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。

$$p'_{1} = H_{sf} \cdot (G_{s} - G_{f}) \rho_{w} = H_{sf} (\gamma_{s} - \gamma_{f}) \qquad (2 - 2 \ 4)$$

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



さらに、式(2-23)に p_1' を代入することにより、 H_{sf} が 1cm の時の frを求める。 H_f = H_{sf} frにおいて H_{sf} =1cm であるので fr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_s 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。便宣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 Hr	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 war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。

試料番号	H_{θ} (cm)	200	150	100	50
	H_{sf} (cm)	10.1	7.6	5.0	2.5
	WOf (%)	700	700	700	700
	H_s (cm)	10.1	7.6	5.0	2.5
	R _f (%)	100	100	100	100
	H_{sf} (cm)	5.6	4.2	2.8	1.4
0	_{WOf} (%)	1275	1275	1275	1275
	H_s (cm)	10.2	7.6	5.1	2.5
	<i>R</i> _f (%)	55.1	55.1	55.1	55.1
	H_{sf} (cm)	6.4	4.8	3.2	1.6
2	WOf (%)	1115	1115	1115	1115
3	H_s (cm)	10.2	7.6	5.1	2.5
	R_f (%)	62.8	62.8	62.8	62.8

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

(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、細粒分のみの圧密沈降係数 C_{sf} と自重圧密開始時間 tarおよび tar時の界面高さ H_{tar} 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_{tar} 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。

試料番号	$H_{ heta}$ (cm)	200	150	100	50		
- 1	C_{sf}	0.217	0.217	0.217	0.217		
	H_{t0f} (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		
0	C_{sf}	0.277	0.283	0.284	0.262		
3	H_{t0f} (cm)	45.0	37.0	25.0	16.0		

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

(c) *h*₂(*t*₀)を算定

図 2 - 5 7 は H_{tof} と H_{sf} の関係を示している。また、表 2 - 1 3 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 $h_s(t_0)$ を求める。



	試料1	試料2	試料3
h2(ta)	8.7	8.0	8.4

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

(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_{tot} 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 $f_t - p'$ 関係を示している。 f_t とlog p'の関係を直線近 以すれば式(2-25)の関係を得る。 H_{sf} =1cm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)

$$f_f = 2.08 - 0.18 \log p' \qquad (2 - 2.5)$$

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

試料番号	<i>P</i> ₁ ' (kN/m ²)	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 - 15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。

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

表2-15 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

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。

$$H'_{t0f} = 8.70 \times H_{sf} \tag{2-2.6}$$

また、Ht100fとHsfの関係で関係式は次式である。

$$H_{t100f} = 2.224 \times H_{sf}^{0.780} \qquad (2 - 2 7)$$

ここで、式(2-26)および式(2-27)のそれぞれの Hst に Hssfを代入することに

より仮定した埋立地における H'_{tor} と H_{t100r} 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 - 5 9 試料 1 における $H_f \ge H_{sf}$ の関係

図 2 - 6 0 は試料 2 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。

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

また、 H_{t100f} と H_{sf} の関係式は次式である。

$$H_{t100f} = 2.223 \times H_{sf}^{0.950} \qquad (2 - 2 \ 9)$$

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'_{tof} 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 $H_f \ge H_{sf}$ の関係

図 2 - 6 1 は試料 3 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。

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

また、*H*t100fと Hsfの関係式は次式である。

$$H_{t100f} = 2.223 \times H_{sf}^{0.981} \qquad (2 - 3 \ 1)$$

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'_{tof} 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。



図 2-61 試料 3 における $H_f \ge H_{sf}$ の関係

自重圧密量は式(2-14)から与えられるように H'tor と Ht100fの差である。表2-1 2は推定された自重圧密量を示している。自重圧密量は試料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。

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

表2-12 提案した方法で求めた自重圧密量

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(Cs)は、ある特定の含水比までは含水比の増加と伴に単調に増加する。 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。
- 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 h2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。
- 1. 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れの境界は、 色の変化や粒子の目視に基づき区分できた。
- 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 75µm 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 75µm 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. 粗粒分が含まれる浚渫土よる埋立について、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 影響を明らかする。 3. 4では実験結果を基づき、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75µm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75µm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。

試料 番号	液性限界 (%)	塑性 指数	比重	75μm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		

表3-1 実験試料の物理特性



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 70cm ×300cm×70cm 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 に土槽の側面は透明アクリルによって作製されている。また、投入する浚渫土を予めスラ リー状態にするためにコンテナを作製した。このコンテナの中のスラリー状態の試料を土 槽に投入する。したがって、コンテナの中では、投入前にスラリー状態の試料が沈殿する ことを防止するためにコンプレッサーに接続された空気圧ホースと攪拌機を設置した。ま た、スラリー状態の試料を投入するために水中ポンプと直径 1.5cm の移送ホースが設置さ れている。



図3-4 測定計器の設置位置

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	投入量	段階別の所要時間 (min)	段階	試料
	(%)	(m3/m1n)	(m ³)	(min)		
ケース1	700	0.59	0.63	200	4	1
ケース2	700	0.59	0.63	200	4	2

GD. 77Hz	時間(分)					
权 陌	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。



70

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°~30°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

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

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)

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3-11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3-12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3-13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3-14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箇所でサンプルを採取し含水比を 測定した。表面では48箇所で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箇所でサンプルを採取し含水比を測定した。表面では33箇所でサンプルを 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の理由は、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の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。

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 (1)

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 (2)

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3-5 ケース1の土槽の断面における含水比 (3)

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

表3-6 ケース1の表面における含水比



図3-11 ケース1の土槽の断面における含水比分布



図3-12 ケース1の表面における含水比分布

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 (1)

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 µ 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75µm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75µm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75µm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75µm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75µm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75µm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 µm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 µm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 µmふるい通過量の割合の分布を示している。75µm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、75µm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箇所でサンプルを採取した。 表面では42箇所でサンプルを採取した。また、ケース2の土槽の断面では、56箇所でサ ンプルを採取した。表面では28箇所でサンプルを採取した。

土槽の断面における 75 μ 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 μ 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 μ 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 μ m ふるい通過量の割合が 50%以上である。こ 特に、領域 I における A と B の部分は 75 μ 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 μ 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 II について、ケー ス 1 では浚渫土が表面に近いほど 75 μ 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 μ 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がられて攪乱される。その後、再度界面沈降 する。そのため、表面に近いほど 75 μ 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、巻き上が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、75μmふるい通過量の試験の限界のため、75μm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、75μm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、75μm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 μ 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 μ 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 μ 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徴に受ける。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 μ 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 μ 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 μ m ふるい通過量の割合は約 20%~約 90%である。ケース 2 の 75 μ m ふる い通過量の割合は約 20%~約 90%である。

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

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

表 3-10 ケース1の表面における 75 µm ふるい通過量の割合



図3-15 ケース1の土槽の断面における75µm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75µmふるい通過量の割合の分布

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3-11 ケース2の土槽の断面における75µmふるい通過量の割合 (1)

表3-12 ケース2の土槽の断面における75µm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 3-12 ケース2の表面における 75 µm 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 µm 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 µm 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 - 2 0 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。その関係を近以すれば、以下の関係を得る。

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

ここで、pは75µmふるい通過量の割合、wは含水比である。



図3-20 含水比と75µmふるい通過量の割合の関係

3.3.5 ベーンせん断強度の特性

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せん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せん断強度分布 を示している。

ベーンせん断強度は、含水比の分布および 75μm 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 ではベーンせん断強度が 0.3~1.2 kPa ある。ベーンせん断強度は領域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、ベーンせん断強度が発現した 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、ベーンせん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せん断 強度が小さくなっている。以上のように、ベーンせん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ではベーンせん断強度が発現した 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ではベーンせん断強度 が発現していなかったので、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。

水平距離	声×(cm)	ベーンせん断	水平距離	直 t (am)	ベーンせん断
(cm)	同 C (CIII)	強度(kPa)	(cm)	同 C (CIII)	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のベーンせん断強度 (1)

水平距離	古 ケ ()	ベーンせん断	水平距離	古 大 (am)	ベーンせん断
(cm)	向 さ (cm)	強度(kPa)	(cm)	向 ð (cm)	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

表3-13 ケース1の断面におけるベーンせん断強度 (2)



図3-21 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3-22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。その関係を近以すれば、以下の関係式を得る。

$$v = \left(\frac{w}{25.08}\right)^{(-25)}$$
(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3-22 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 μ 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 μ 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 μ 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 μ 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 μ 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。

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

ただし、75µmふるい通過量の割合は0%~40%の範囲である。



図3-23 ケース1における75µm 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 過と伴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 - 2 6 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 - 2 4 に示す土圧から図 3 - 2 5 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 でとな 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。

$$D = 2 \times \frac{H}{\tan \theta}$$
(3-4)
$$Q = \frac{1}{3} \times \frac{\pi D^2}{4} H$$
(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 *Rp*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 μ m ふるいによってふるい分け試験を行う。そして、75 μ 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 μ 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3-29 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。

$$Q_s = HL^2 \tag{3-6}$$

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。

$$C_{R} = \frac{\frac{1}{3} \cdot \frac{\pi L^{2}}{4} H}{HL^{2}} = \frac{\pi}{12}$$
(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。

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

(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。

$$Q_P = \frac{V}{R_D} = \frac{HL^2}{R_D} \tag{3-9}$$

次に、3.4.3の(c)で定義した CR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。

$$Q_C = Q_s \cdot C_R = HL^2 \cdot C_R \tag{3-10}$$

式(3-8)と式(3-10)からhについて次式を得る。

$$h = \frac{12}{\pi} H \cdot C_R \tag{3-11}$$

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。

$$L = 2 \times \frac{h}{\tan \theta} \tag{3-12}$$



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3-31 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3-32 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。

$$Q_{c} = h_{c}L^{2} + \left(\frac{1}{3} \times \frac{\pi L^{2}}{4}h\right)$$
 (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、 $L \ge h$ との間に幾何学的関係から次式が成り立つ。

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

次に、式(3-14)を h_c について解けば次式を得る。

$$h_c = H - \frac{1}{2}L\tan\theta \qquad (3-1\ 5)$$

ここで、式(3-15)を式(3-13)に代入すれば次式を得る。

$$Q_{C} = \left(H - \frac{1}{2}L\tan\theta\right) \times L^{2} + \left(\frac{1}{3} \times \frac{\pi L^{2}}{4} \times \frac{1}{2}L\tan\theta\right) \qquad (3 - 1 \ 6)$$

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。

$$HL^{2} \cdot C_{R} = \left(H - \frac{1}{2}L\tan\theta\right) \times L^{2} + \left(\frac{1}{3} \times \frac{\pi L^{2}}{4} \times \frac{1}{2}L\tan\theta\right) \qquad (3 - 1 \ 7)$$

これをLについて解けば、次式で与えられる。

$$L = \frac{24 \cdot (C_R - 1)H}{(\pi - 12)\tan\theta}$$
 (3 - 1 8)

また、式(3-9)を利用すれば、必要な投入量が与えられる。

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づつ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。

ケース		堆積土		
	汉八里(III9)	量 (m ³)	比 RD	
ケース1	2.52	0.65	0.258	
ケース2	2.52	0.69	0.274	

表3-14 模型実験における堆積比

(b) 堆積量に対する粗粒土の量の比の算定

表3-15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3-15 模型実験における堆積土量に対する粗粒土の量の比

		堆積土	
ケース	総	粗粒土	
	量 (m ³)	量 (m ³)	比 CR
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 - 16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。

ケース	75µmふるい通過量 (%)	θ (°)	$\tan \theta$	<i>H</i> (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

ケーフ	75μm ふるい通過量	粗粒土の領域比	告告十つ省社を	舌指	
	(%)	C_R	111111071項或比	里陵	
ケース1	20	0.54	$\pi \div 0.262$	有	
ケース2	45	0.07	$\frac{12}{12}$ \rightarrow 0.202	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。

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

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

(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。

	吐出口の	重なり合う	粗粒土の	1つ当たりの吐
75μm かるい 通適重 (q/)	移動距離	部分の高さ	堆積量	出口の投入量
(%)	L(m)	$h_c(\mathbf{m})$	Q_C (m ³)	$Q_P(\mathrm{m}^3)$
20	29.4	3.8	4667	33502

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

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、75µm 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。

- 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。
- 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。
- 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 75µm ふるい通過量の割合が大きくなる。 75µm 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 75µm ふるい通過量の割合が大きくなる。一方、 75µm 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。
- 75µm 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。
- 1. 粗粒分の含有率に関わらず、堆積物の含水比は、75μm 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。
- 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。

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

衣4-1 美厥訊科の物理将	斗の物理特性	- 1	表4-
------------------	--------	-----	-----

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

ふるいの		ふるい通過量の割合(%)						
呼び寸法	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 μm	99.08	98.79	99.26	98.90	99.01	10~90		
425 μm	79.67	78.86	86.86	85.72	82.78	1~80		
250 μm	38.50	36.88	40.45	37.70	38.38	0~60		
106 μm	17.52	15. 59	18.76	15. 18	16.76	0~20		
75 μm	13.02	11.15	13. 33	9.50	11.75	0~4		

表4-2 実験試料の粒度試験結果

(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1×10⁻³cm/sec以上になる土には定水位透水試験、1×10⁻³cm/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、1×10⁻³cm/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 1×10⁻³ cm/sec よりも多 少大きくなった。

	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}			

表4-3 実験試料の透水係数

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、埋立による載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、側面には載荷重用 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個を設置した。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個を設 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。

	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

表4-4 実験のプロセス

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

今水比	湿潤単体		アッタ- 限	ーベルグ 「界	一軸日 章	E縮強度 式験		圧	密試験	
3小比 Wn (%)	重量 Yt (kN/m ³)	比重 Gs	液性 限界 LL (%)	塑性 限界 IP	一軸圧 縮強度 qu (kPa)	粘着力 C(q _u /2) (kPa)	初期 間隙比 e 0	圧縮 指数 C _c	压密係数 C _v (cm ² /sec)	圧密先 行圧力 Pc (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。

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

$$t = \frac{T_{\nu} \cdot H^2}{C_{\nu}} \tag{4-2}$$

$$U(\%) \approx \sqrt{\frac{4}{\pi}T_{\nu}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{C_{\nu} \cdot t}{H^2}} = \frac{S_t}{S_f} \times 100 \qquad (4-3)$$

ここに S_f : 最終沈下量、Cc: 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

	2	P ₀	Др	Н	S _f	
	eo	(kPa)	(kPa)	(mm)	(mm)	
サンドマット	1 261	10.2	22.2	300	12.2	
(200mm)	1.201	10. 2	00.0	500	15.5	
1次埋立	1 161	43 5	25.2	287	18 7	
(300mm)	1.101	40.0	00.0	201	10.7	
2 次埋立	1 120	70 0	50.0	001	00.0	
(300mm)	1.120	10.0	50.0	201	23.2	
3次埋立	1 096	199 0	50.0	077	26.2	
(300mm)	1.000	120. 9	50.0	211	20.2	

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

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 において載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 摩擦抵抗によって載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次載荷時の間隙水圧の経時変化を示している。載荷直後、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次載荷段階における間隙水圧の経時変化

図4-8は2次載荷時における間隙水圧の経時変化を示している。載荷直後、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次載荷時におけるものと定性的に同様である。



図4-8 2次載荷時における間隙水圧の経時変化

図4-9は3次載荷時における間隙水圧の径時変化を示している。載荷直後に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段階載荷時および2段階載荷時に比べて遅い.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次載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はすべての載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、載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。この値は載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こと考えられ 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。

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

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1.05×10⁻³ 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4-11 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ことが必要である。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元的に行われる。

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 Ś 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 dQ は、仮定2に基づけば次式で与えられる。

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

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 Q は次式 で与えられる。

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

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。

$$\dot{Q} = ak \left. \frac{dh}{dx} \right|_{x} \tag{4-7}$$

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。

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

これを解けば、次式を得る。

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

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。

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



図4-12 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4-13は模型実験の全ての載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4-13 サンドマット内の水頭の経時変化(模型実験)

図4-14は式(4-10)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載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れの 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れの 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よく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。



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 1.05×10⁻³ 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 1.0×10⁻³ cm/sec であることから、透水係数は 1.0×10⁻³ 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、1×10⁻² cm/sec、1×10⁻³ cm/sec および 1×10⁻⁴ 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)からも分かるように、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。

	サンドマット		粘土層			
透水係数 k (cm/sec)	厚さ <i>a</i> (cm)	排水距離 <i>L</i> (cm)	圧密係数 <i>c_v</i> (cm ² /sec)	沈下量 S (cm)	圧密度 U%	
1×10 ⁻² 1×10 ⁻³ 1×10 ⁻⁴	20	91	1.56×10 ⁻⁴	2.33	3	

表4-8 計算に使用した定数(透水係数の影響)



図4-15 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4-16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 -10)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。

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

表4-9 計算に使用した定数(層厚の影響)



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。

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

表4-10 計算に使用した定数(排水距離の影響)



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× 10⁻³ cm²/sec、1×10⁻⁴ cm²/sec および 1×10⁻⁵ cm²/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。

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

表4-11 計算に使用した定数(排水速度の影響)



4.4 結論

本章では、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。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。

- 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 カ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では段階載荷による圧密・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・膨潤試験における載荷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では段階載荷による圧密・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る ならば、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。





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段階の段階載荷として365日間載荷された。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

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

$$R'_{s}$$
=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/Ca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*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*かを基準として*t*における再沈 下量を線形的に表現することとする。

$$S_{\alpha} = \frac{C_{\alpha}''}{1+e_0} H_0 \log\left(\frac{t}{t_l}\right)$$
(5-1)

ここに、 S_{α} は再沈下量、 e_0 は t_1 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''_{α} は再沈下曲線における t_1 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/tn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%、スメックタイト 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	塑性限界	塑性指数	比重	曲率係数	USCS
w _L (%)	wp(%)	IP	Gs	U _c ´	
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。



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。

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		

表5-2 ASTM におけるひずみ速度の基準

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 度による載荷と定圧による長期載荷が可能である(Lee ら, 2013)。すなわち、イギリス ELE 社が製作した3軸圧密試験機用の載荷装置によって定ひずみ速度による載荷が可能である。 一方、載荷フレームに装着されたベロフラムシリンダーにより、一定応力下の長期載荷が 可能である。定ひずみ載荷時におけるひずみ速度や一定応力下における載荷圧力の制御、 ならびに載荷方法の切り替えはパーソナルコンピューター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5-12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 logt 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5-12 段階載荷による圧密・膨潤試験の方法

衣 0 二 0 段 陌 戦 仰 に よ の 圧 省 * 膨 囲 祇 阙 切 朱	表 5 -	3	段階載荷による	5圧密	 ・膨潤試験の 	り条
---	-------	---	---------	-----	----------------------------	----

		段階載荷による圧密・膨潤試験					
サンプルリング (cm)	直径	6.0					
	高さ	2.0					
荷重載荷	(kPa)	9.8, 19.6, 39,2, 78.5 157.0					
荷重除去 157kPa 載荷後一次圧密終了点 各荷重一時除去			で				
推向工士 (1 p.)		ILT-1	ILT-2	ILT-3	ILT-4	ILT-5	
发笛江 / J	(Kra)	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5-13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載荷と除荷段階、一定圧力による残留圧力の載荷段階に区分で きる。載荷過程では、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。載荷過程における最大荷 重は、段階載荷による圧密・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載荷方法を定ひずみ方 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

		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					
难闷下去(L P_)		CRS-1	CRS-2	CRS-3	CRS-4	CRS-5	
/ 次笛/二/ /	(KI a)	0.0	9.8	19.6	39.2	78.5	

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

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logt

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(ILEOP)と 24 時間経過後の 圧縮量に基づく圧縮曲線(IL24)をそれぞれ示している。つまり、ILEOP では、二次圧密の影響が除去されている。一方、IL24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、ILEOP と IL24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_e と2次圧 密係数 C_a の算定方法を示している。Mesri らは不撹乱粘土の C_e 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_e 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 - 1 6 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た無機質粘土に対する C_a/C_c =0.040±0.01 とほぼ等しい。





 C_a と C_c の関係 図 5-1 6

5.7.2 載荷一除荷一残留圧力の特性

図5-17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に載荷・除荷が行われたことが分かる。

図5-18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5-17 段階載荷による圧密実験における載荷圧力の経時変化



図5-18 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

図5-19は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5-20は段階載荷による圧密・膨潤試験における膨張―再沈下曲線を示している。 図5-20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、再沈下量が大きい。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―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大きいことが分かる。 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―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。この傾向は段階載荷による圧密・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方が、段階 載荷による圧密・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方が、段階載荷による圧密・膨潤試験によるものよ



図5-21 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5-22 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—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5-24 現場における膨張―再沈下曲線

5.7.4 再圧密特性

図5-25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、段階載荷による圧密・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5-26は *C'_aIL*× *C'_aCRS*と過圧密比の関係を示している。段階載荷による圧密・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。

$$C'_{oUL} \times C'_{oCRS} = 0.00469 - 0.00338OCR \qquad (5-2)$$

ここに、*C'_aL*は段階載荷による圧密・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'_{aL} に関して次式を得る。

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



図5-27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5-20と図5-22から分かるように、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。



5.7.5 再圧密におけるひずみ速度

図5-29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5-30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5-29 再圧密におけるひずみ速度の経時変化



図5-30 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。

- 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。
- 本研究で用いた試験試料の場合、圧縮指数 C_eと二次圧密係数 C_aの間には、C_a
 /C_e=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_e=0.040±0.01 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 L 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'_{aL} 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。
- 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_{α}/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 K₀ 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 Sentitive 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 Geoetchnical 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のようになる。

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 h2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れの境界は、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。

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。
- 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、段階載荷による圧密・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。

- プレロードに対応した圧力までの載荷と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。

- 本研究で用いた試験試料の場合、圧縮指数 C_eと二次圧密係数 C_aの間には、C_a
 /C_e=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_e=0.040±0.01 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 L 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'_{aL} 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'_aLX 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。

関連発表論文

発表論文

- <u>Lee. M.S</u> 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.
- <u>Lee. M.S</u> 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。