

**平成16年度（財）港湾空港建設技術サービスセンター  
研究開発助成報告書**

**助成番号　：平成17年1月11日付第04－2号**

**研究開発項目：（6）建設副産物のリサイクルに関するもの**

**浚渫泥土を活用した人工干潟造成に関する研究**

**平成18年4月30日**

**広島大学大学院工学研究科**

**土田　孝**

## 目 次

|                                        |           |
|----------------------------------------|-----------|
| <b>1. 研究の背景と目的</b>                     | <b>1</b>  |
| <b>2. 人工干潟の覆砂における細粒分の問題と既往の研究</b>      | <b>4</b>  |
| 2.1 人工干潟の覆砂における細粒分の問題                  | 4         |
| 2.2 波による液状化による海底地盤の不安定化                | 7         |
| <b>3. 一次元水圧変動が細粒分の移動に及ぼす影響</b>         | <b>14</b> |
| 3.1 はじめに                               | 14        |
| 3.2 試験に用いた試料                           | 14        |
| 3.3 実験装置の概要                            | 17        |
| 3.4 実験結果および考察                          | 22        |
| 3.5 3章のまとめ                             | 40        |
| <b>4. 沈下防止のための浚渫土の超貧配合セメント処理に関する研究</b> | <b>41</b> |
| 4.1 はじめに                               | 41        |
| 4.2 実験に用いた粘土と混合したセメント量                 | 41        |
| 4.3 セメント添加量を変化させたときの圧密試験結果             | 44        |
| 4.4 4章のまとめ                             | 47        |
| <b>5. 結論</b>                           | <b>48</b> |

## 1. 研究の背景と目的

港湾整備を初めとする沿岸域の開発において、多くの自然環境が失われてきた。わが国の沿岸域には干潟が広く発達していたが、干拓により農地や塩田に、あるいは埋め立てられて港湾施設や工業用地になったため残存する自然干潟は少ない。開発によって失われる自然環境を復元し開発の影響をできるだけ小さくするという考えから、各地で人工干潟の造成が行われている。特に瀬戸内海地域では、環境修復にかかる施策を総合的かつ計画的に推進するための「瀬戸内海環境修復計画」が平成 17 年 1 月に策定され、この中で今後約 20 年間で藻場・干潟等の浅場を約 600ha 修復することが目標とされている。

技術面で見ると人工干潟の造成技術が、例えば国土交通省港湾局監修「港湾における干潟共生マニュアル<sup>1)</sup>」にまとめられている。しかし、干潟や藻場の再生に必要な科学的な知見は十分でなく、人工的に造成干潟に対する否定的な評価<sup>2)</sup>も存在する。実際にこれまでの造成干潟では、地盤の変形による干潟面積の縮小、表層からの細粒分の流失による砂浜化、生態系の形成不良などの問題が指摘されている。特に、干潟の主要な機能のひとつである生物生息機能、生物生産機能については十分解明されておらず、地域の住民や漁業者から期待が多い「アサリの採れる干潟」の要望に対し、これを確実に達成する技術的な裏付けは不十分なレベルにとどまっている。すなわち、干潟を造成して見かけ上自然と同様な生態系を再生することはある程度実現しているが、特定の有用二枚貝を安定的に棲息させる技術は実用化されていない。

人工干潟の造成は材料の面からも考える必要がある。瀬戸内海地域では 1998 年の広島県を皮切りに 2006 年 4 月から愛媛県が禁止したことで、海砂の採取が完全に禁止された。その代替材料として浚渫泥土や、石炭灰、鉄鋼スラグなど、地域で発生するリサイクル地盤材料の活用が強く求められている。

これまで人工干潟の造成技術は海洋水理・水工学、沿岸環境学の分野で研究開発が進められてきた。しかし、人工干潟は一種の土構造物であり、地盤工学的な観点からの検討も必要である。図-1 には、地盤工学的な観点から浚渫土を用いた人工干潟造成における 4 つ技術課題を示した。瀬戸内海地域などわが国の多くの港湾においては、今後発生

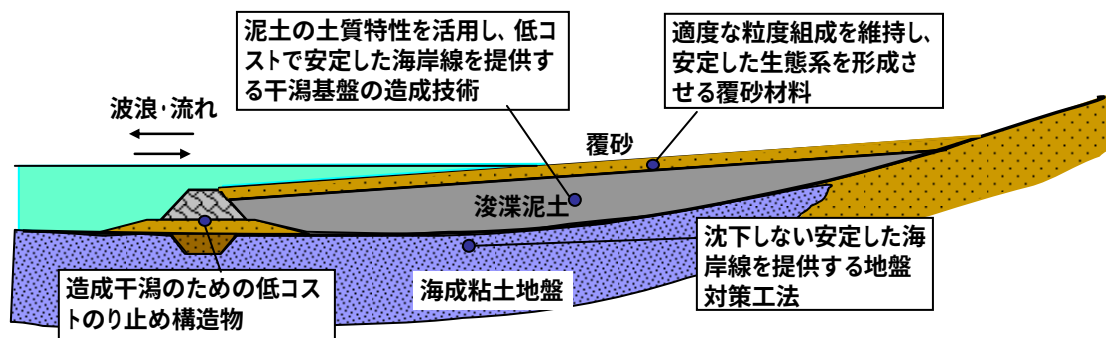


図-1.1 浚渫土を活用した人工干潟造成における地盤工学的課題

する浚渫土は粘土・シルト分が大部分を占める泥土である。このような土で干潟を造成するには、**図-1**のように海水中にのり留め構造物を構築して中に浚渫泥土を緩い勾配で投入し、表面に覆砂を行う。4つの課題は以下のようにまとめられる。

(1)適度な粒度を保持し、安定した生態系を形成させる覆砂材料

干潟において生物が安定的に生息するためには覆砂の粒度分布が重要になる。多くの場合、覆砂には細粒分が5~20%程度含まれることが望ましいとされているが、これらの細粒分が時間の経過とともに流出することによって、生物の生息量が減少することが報告されている。したがって、安定した生態系を形成できる覆砂の設計が必要となる。

(2)浚渫泥土の土質特性を活用し、低コストで安定した海岸線を提供する干潟基盤の造成技術

海底地盤において土は液性限界の0.9~1.1倍の含水比で堆積している。一般に浚渫土はグラブで浚渫し、バージで運搬し現場に投入することになるが、この過程で粘土は大きな乱れを受け、原位置の強度が14.0~21.4%に低下する<sup>3)</sup>。これらの粘土上に覆砂を行うと浚渫土自体が圧密沈下し、造成後に海岸線が後退する原因となる。したがって、浚渫土の土質特性を考慮し、低コストで安定した海岸線を維持できるような造成技術が必要である。

(3)造成干潟のための低コストのり留め構造物

浚渫土で干潟を造成するには、海水中にのり留め構造物を構築する必要があるが、海底地盤が軟弱な場合は何らかの地盤改良が必要になることが考えられる。人工干潟は機能面から考えると、海中部分の変形はあまり問題にならない土構造物であり、地盤対策を工夫し建設コストをできるだけ抑制することが課題となる。

(4)沈下しない安定した海岸線を提供する海底地盤対策工法

海底地盤が粘土地盤である場合、浚渫泥土の重さによって、海底地盤が圧密沈下することが予想される。海岸線を安定させるには海岸線付近の海底地盤に対しても何らかの対策が必要になるが、(3)と同様にコストの抑制が課題となる。

上記の課題のうち、(3)と(4)は地盤対策コストの抑制が課題となっている。人工干潟は港湾・空港施設に比べ施設の便益を算定することが難しいと考えられるので、特に地盤対策費を関してできるだけ低減することが重要になる。一方、(1)と(2)は人工干潟の問題に特有の課題であると考えられる。本研究では(1)と(2)に関する実験検討を行った。

以下、2章、3章では、(1)の課題に関して、一次元水圧変動下における覆砂層からの細粒分抜け出しメカニズムに関する実験的検討の結果について述べる。4章では(2)の課題に対して、浚渫土に1m<sup>3</sup>あたり30~40kg程度の超貧配合セメント処理を行って干潟基盤材料とする技術に関する室内実験結果について述べる。5章ではこれらの結果をまとめている。

## 参考文献

- 1)海の自然再生ワーキンググループ：海の自然再生ハンドブック，第2巻干潟編，国土交通省港湾局監修，株式会社ぎょうせい発行，2003.
- 2)花輪伸一・古南幸弘(2002)：人工干潟の問題点と課題，海洋開発論文集，第18巻，p.43-48
- 3)福田和国・小倉隆夫・井上年行・羽原浩史：ミティゲーションを目的とした人工干潟造成事業，ウォーターフロント開発シンポジウム，1992年1月，土木学会.

## 2. 人工干潟の覆砂における細粒分の問題と既往の研究

### 2.1 人工干潟の覆砂における細粒分の問題

干潟に生息するアサリなどの底生生物はある程度の細粒分を必要としており、覆砂部が粘土、シルトなどの細粒分を適切に含んでいることは生態系の形成に重要である<sup>1)</sup>。造成後の細粒分含有率に関する調査事例として、瀬戸内海地域の代表的な造成事例である広島港五日市地区人工干潟について述べる。

広島港五日市地区人工干潟広島港五日市地区においては、港湾、住宅、公園、廃棄物処分場の整備を目的とした154haの埋立事業が計画され、これによって消滅する干潟の代替として、同埋立地区の東に隣接した八幡川河口域に、消滅する干潟と同程度の人工干潟を昭和62年度から平成2年度にかけて造成した<sup>2), 3)</sup>。図-2.1に造成された干潟の断面図を示すが、覆砂層の厚さは1.0mであり、細粒分含有率5%の海砂が用いられている。

完成後に鳥類の餌となる干潟生物の生息数について調べた結果によると、シギ類の餌となるモンテゴカイ、イトゴカイなどのゴカイ類、アサリなどの貝類が多く出現し、八幡側河口干潟の生物相を上回る豊富な生物が出現していた。鳥類の飛来状況についても、冬季にヒドリガモを中心としたガン・カモ類が集団で越冬し、春と秋の渡りの季節にシギ・チドリ類の飛来が観測され、造成した干潟が自然干潟に近い機能を有する事が確認された。

図2-2は建設後の環境モニタリング調査による覆砂層細粒分含有率の推移である。図のように、当初10%弱含まれていた細粒分が多く地点で3~4年後にはほぼなくなっていることがわかる。さらに、造成に用いた浚渫粘土とその下の海底地盤の圧密により1m以上の圧密沈下が起こり、海岸線が大きく後退するという変化も観察された。干潟の生物調査の経時変化をみると、干潟低湿部では生息環境が良好に維持されているものの、干潟中部、高部では粒度の変化によって水分が保持されにくくなり、干潟生物の生息が困難になっていると報告されている<sup>3)</sup>。

一方、人工的に造成された干潟においても長期間にわたり、良好な生物生息状況が確認されている干潟に尾道糸崎港における人工干潟がある。この干潟は、地元からのアサリが生息する干潟を造成してほしいという要望地元に応え、国土交通省中国地方整備局

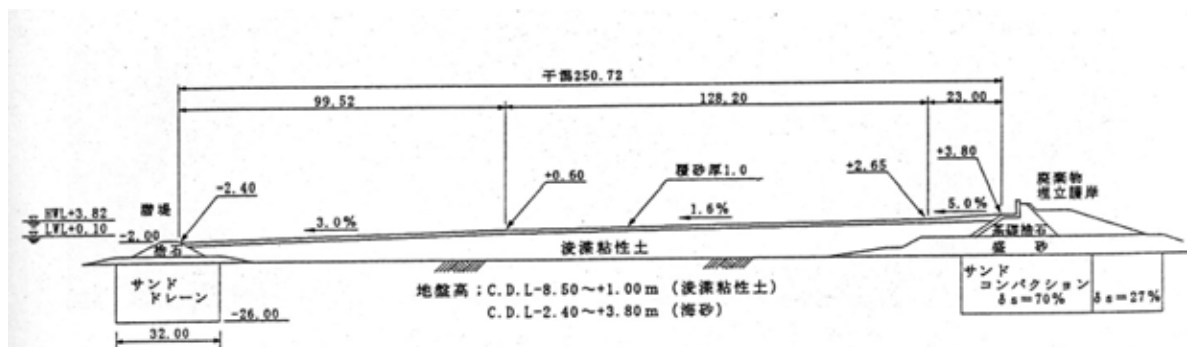


図2-1 広島港五日市人工干潟の断面図<sup>2)</sup>

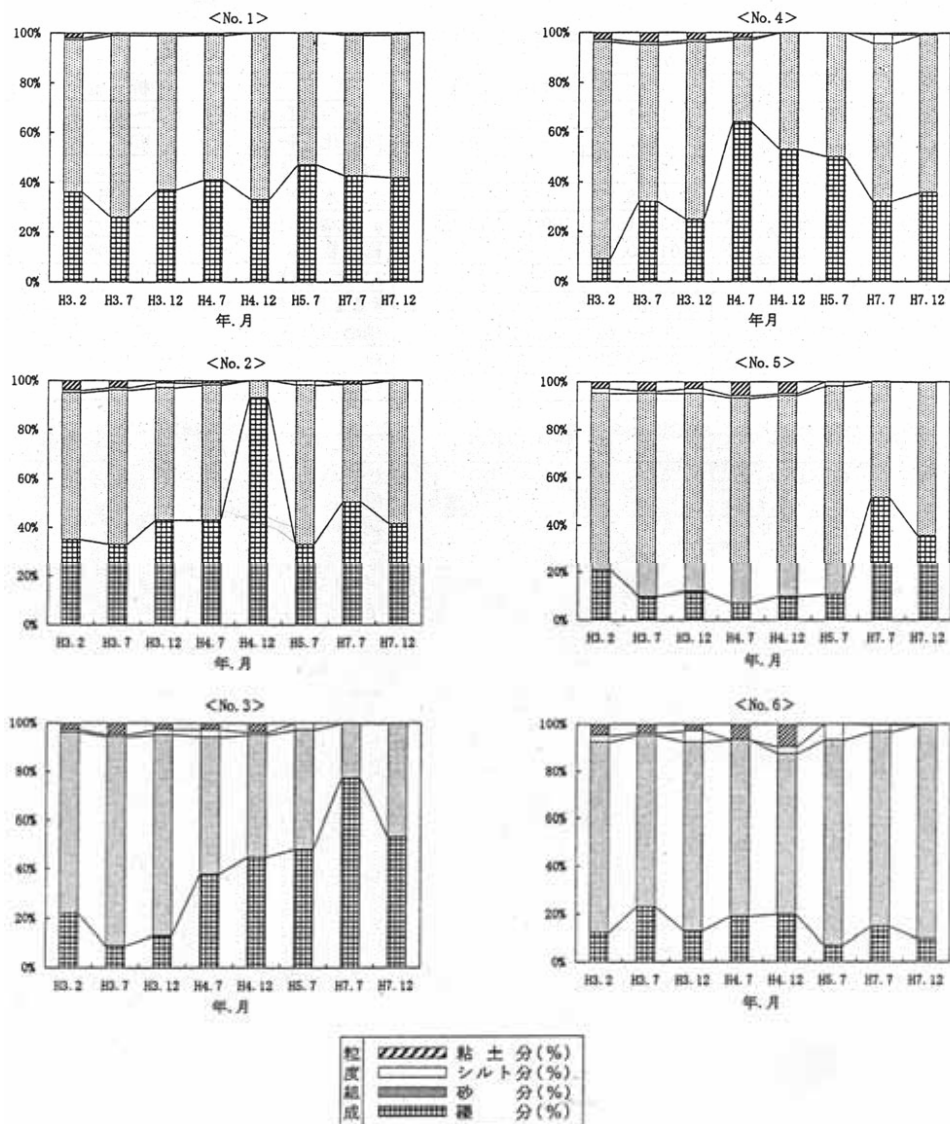


図-0.2 広島港五日市人工干潟における干潟地盤表層の細粒分含有率推移<sup>3)</sup>

が浚渫した土砂を活用して、昭和 59 年から平成 8 年にかけて糸崎港周辺の 3 箇所で合計約 60ha の人工干潟を造成したものである<sup>4),5)</sup>。

写真-2.1 に尾道糸崎港海老地区の人工干潟を示す。図-2.3 は同地区の平面形状と断面形状である。図のように、造成の方法は広島港五日市地区とほぼ同じであるが、覆砂は層厚 50cm の山砂が使用されている。

この干潟では、造成後に自然再生の状況を確認するため、干潟の地形変化、底質環境、生物の生息状況やアマモ場の分布等について昭和 59 年から平成 14 年にかけて継続的なモニタリングが実施された。その結果、自然干潟に近い多様性のある生物相の発現と多くの貴重種の生息、さらに 8ha にも及ぶアマモ場の再生が確認された。自然干潟に近い人工干潟が造成された要因としては、以下に示す 3 つのことが挙げられている。



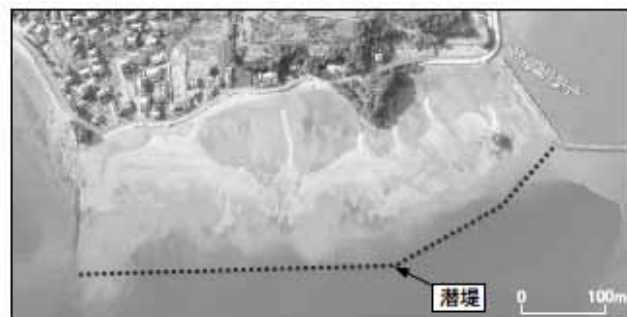
- 1) 圧密沈下が造成後約 3 年程度と、比較的早期に終息し、その後、波浪の影響を受けやすい前浜頂付近を除いては地形が安定した。
- 2) 多様な底質とシルト・粘土分の適度な存在により、自然干潟にみられる土壤環境の特徴である低い透水係数の干潟面が多く存在していた。
- 3) 定期的に干潟表面を整地することにより覆砂表層の人為的攪拌が行われた。

最近、中国地方整備局では以上の事例より、海老地区人工干潟において自然環境の再生が成功した原因について詳細な調査を行い、覆砂下位の中詰材として活用された浚渫土砂が、覆砂中へのシルト・粘土分の供給源として機能している可能性が高いことを指摘している<sup>6)</sup>。ただし、この調査結果では、底生生物が構築した巣穴によって覆砂層下部の粘土層からシルト・粘土分が覆砂層に供給されていると推定しているが、そのメカニズムは十分確認されていない。

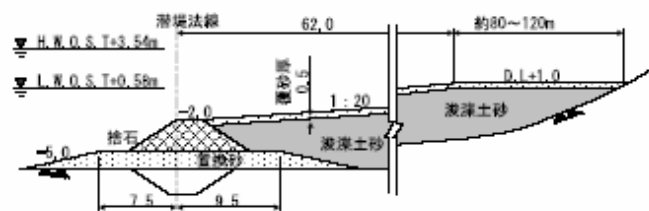
以上のように、覆砂層における細粒分の存在は人工干潟の造成に重要な要因であり、細粒分が抜け出す原因とその対策が望まれている。従来細粒分が流出する原因としては覆砂層表面の流れによるせん断力により、細粒分が運ばれることが考えられてきた<sup>7)</sup>が、まだ十分説明されていない。本研究は、荒天時に覆砂層に作用する一次元水压変動に着目し、水压変動により覆砂層が液状化し細粒分が流出するメカニズムについて検討した。



写真- 0.1 尾道海老地区人工干潟



(a) 平面形状



(b) 断面形状

図-2.3 尾道糸崎港海老地区造成干潟の平面形状と断面形状<sup>6)</sup>



## 2.2 波による液状化による海底地盤の不安定化<sup>8)</sup>

波浪が海底地盤に及ぼす力学的な影響として、水平方向の流れによって作用するせん断力と鉛直方向の水深変動によって生じる水圧分布の変動が考えられる。ここでは、今回行った鉛直一次元方向の変動水圧実験に関係の深い、鉛直方向の水圧分布の変化によって生じる地盤の液状化について、善らによる論文から引用して説明する。

波浪による水位の変動に伴って海底地盤表面に作用する水圧が変動する。ここでは、簡単のために地盤を一次元空間において取り扱うものとして、鉛直方向の水圧分布のみを考える事とする。

潮汐などのように周期の長い水位変動に対しては、水圧変化が伝達されるのに十分な時間があるため、地盤中の間隙水圧は静水圧的に変動する。このため、極めて長周期の水圧変動では地盤の有効応力は変化しないので地盤の変形には影響を及ぼさない。逆に、波浪のような潮汐などに比べて周期の短い水位変動、すなわち、水圧の変動速度が速い場合には水圧の変化が瞬間的に伝達されない。海底地盤が飽和地盤ではなく、土粒子間に間隙空气が存在している場合、間隙圧の変動に応じて間隙空气の体積変化が生じ、そのため間隙水の移動が生じる。間隙水の移動は瞬時には起こらず、結果的に圧力の伝達遅れが生じると考えられる。

短時間で水圧が変動する波浪においても、その周期の速さで地盤の応答も変化する。**図-2.4** に示すように水位変動速度が速い場合と遅い場合を比較した場合に、水位変動速度が速い場合において、地盤中に顕著な不安定化が確認されている。そこで、破線で示す水位（初期状態）が実線の位置まで急速に変化したときの状態を考える。初期状態における深さ  $z$  における有効応力  $\sigma'_{v0}$  は、全応力で表した鉛直応力  $\sigma_{v0}$  から、初期有効応

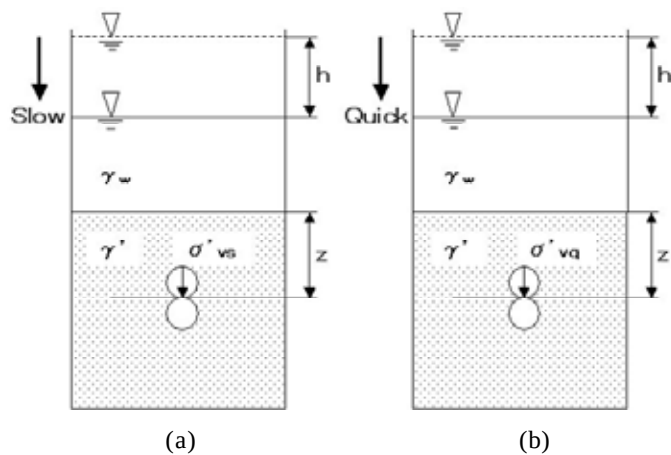
力  $u_0$  を引いた値で、 $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$  と表すことが出来る。(a)は水位低下速度が遅く、水

位低下に伴う水圧変動が瞬間的に伝達される場合である。有効鉛直応力  $\sigma'_{vs}$  は、水位低

下量を  $h_d$ 、水の単位体積重量を  $\gamma_w$  とすると、

$$\sigma'_{vs} = (\sigma_{v0} - \gamma_w \cdot h_d) - (u_0 - \gamma_w \cdot h_d) = \sigma'_{v0} \quad (1)$$

となる。一方、(b)は水位低下速度が速く、水圧変化が瞬間的に伝達されない場合であ



**図-0.4** 一次元水圧変動速度と地盤の不安定化

り、有効鉛直応力  $\sigma'_{vq}$  は伝達される水圧の遅れ分を  $\gamma_w \cdot \Delta h_d$  とすると、

$$\sigma'_{vq} = (\sigma_{v0} - \gamma_w \cdot h_d) - \{u_0 - \gamma_w \cdot (h_d - \Delta h_d)\} = \sigma'_{v0} - \gamma_w \cdot \Delta h_d \quad (2)$$

と表される．ここで、 $\sigma'_{vs}$  と  $\sigma'_{vq}$  を比較すると、

$$\sigma'_{vq} < \sigma'_{vs} = \sigma'_{v0} \quad (3)$$

となる．式における  $\gamma_w \cdot \Delta h_d$  は、見かけ上、過剰間隙水圧と同じ働きをしており、理論

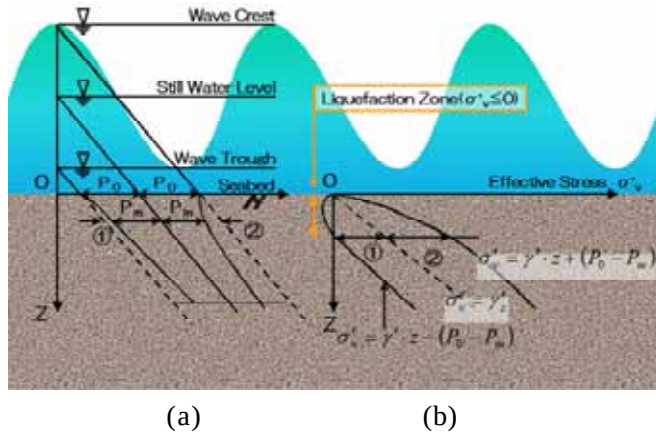
上は、 $\gamma_w \cdot \Delta h_d$  が  $\sigma'_{v0}$  よりも大きい場合には、その位置における有効鉛直応力が負となる．実際には、有効鉛直応力は負にはならないので、有効鉛直応力がゼロになったときに液状化が発生すると考えられる．

以上の概念を海底地盤に適用する．**図-2.5** は波の谷と峰の状態を想定し、静水状態からの地盤中の水圧の変化を深度分布として表したものである．ここで、 $p_0$  は、海底面上の水圧変動振幅を表し、 $p_m$  は、地盤中の水圧の静水圧状態からの変化量(変動間隙水圧)を表す．この  $p_0$  と  $p_m$  は、

$$p_0 - p_m = \gamma_w \cdot \Delta h_d \quad (4)$$

の関係があり、水圧伝達の時間的遅れを表している．前述したように、水圧が瞬間的に伝達される場合には地盤中の水圧の変化量はどの深さにおいても同じであり、位相も等しいため

$p_m = p_0$  となり、地盤中の有効応力の変化は生じない．しかし、水圧が瞬間的に伝達されない場合、 $p_0$  が減少する局面では



**図-0.5** 波の変動による海底地盤の液状化概念図

$p_m > p_0$  となり、 $(p_m - p_0)$  の分

は過剰間隙水圧となって地盤

中の有効応力は減少する．このような考え方から、地盤中の有効応力は、

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} - (p_m - p_0) \quad (5)$$

と表すことができ、 $\sigma'_v$ は変動間隙水圧 $p_m$ に依存する事になる。

図-2.5(b)は地盤中の水圧が図-2.5(a)に示した①と②の分布をなすときの $\sigma'_v$ を、

$\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z$ として概念的に示したものである。ここで、 $\gamma'$ は、土の水中単位体積重量で

ある。図-2.5(b)によると①の分布に対応す

る $\sigma'_v$ は、ある深さで負となっており、

その深さで浅の地盤は有効応力を失って液状化が発生している事を意味する。一方、

②に対応する $\sigma'_v$ は、静水状態の $\sigma'_{v0}$ よりも

大きくなっており、 $\sigma'_v - \sigma'_{v0}$ の分だけ有効鉛

直応力が増加しているの、地盤は、この増加応力によって高密度化している。このように、波浪の変動に伴う地盤中の水圧の応答がある減衰と位相差をもって伝達され

るという前提にたてば、 $\sigma'_v - \sigma'_{v0} (= p_m - p_0)$

の大きさによって、地盤は液状化と高密度化を繰り返し生じていることになる。善らは実際の海底地盤において、波浪時の地盤内の間隙水圧を測定し液状化と高密度化が起きている事を確認している。

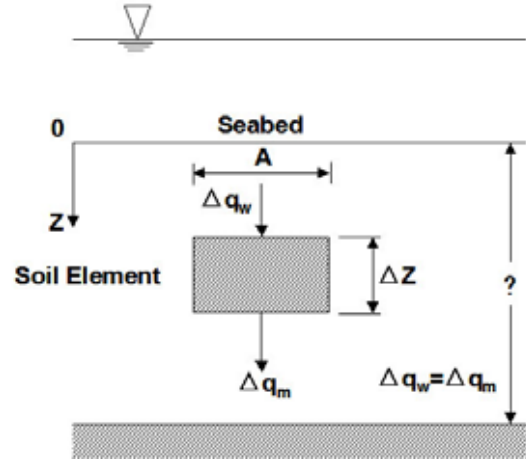


図-0.6 土要素内の流れ

次に、 $p_m$ を解析的に求めるための理論について述べる。図-2.6に示されるような深さ $z$ で面積 $A$ 、長さ $\Delta z$ の土要素を想定し、一次元の浸透流を考える。地盤の透水係数を $k$ 、水の単位体積重量を $\gamma_w$ とし、微小時間 $\Delta t$ における土要素への水の流入量 $\Delta q_w$ において Darcy の法則が成り立つと仮定すると、

$$\Delta q_w = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \cdot A \cdot \Delta z \cdot \Delta t \quad (6)$$

となる。また、 $\Delta t$ 時間における土要素の間隙水の流出量 $\Delta q_m$ を、変動過剰間隙水圧

$(p_m - p_0)$ に起因する有効鉛直応力 $\sigma'_v$ の変化による土粒子骨格の圧縮(間隙水の流出)成

分と、変動間隙水圧 $p_m$ の変化による間隙水の圧縮成分からなるとすると、間隙率を $n$ 、

土の体積圧縮係数を  $m_v$ ，間隙水の圧縮率を  $m_w$  として，

$$\Delta q_m = \left( -m_v \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + n \cdot m_v \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t} \right) \cdot A \cdot \Delta z \cdot \Delta t \quad (7)$$

で表される．ここで，質量保存則が成り立つとすると， $\Delta q_w = \Delta q_m$  とおける．また，海底面の水圧を  $p_b$  とすると有効鉛直応力  $\sigma'_v$  は  $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + (p_b - p_m)$  で表される．このことを考慮すると，

$$\frac{\partial \sigma'_{v0}}{\partial t} = 0, \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = \frac{\partial (p_b - p_m)}{\partial t} \quad (8)$$

となり，変動間隙水圧に関する基礎方程式

$$\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} \cdot \frac{\partial^2 p_m}{\partial z^2} = \left( 1 + \frac{n \cdot m_w}{m_v} \right) \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t} - \frac{\partial p_b}{\partial t} \quad (9)$$

を得る．ここで， $C_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_v}$ ， $\alpha = 1 + \frac{n \cdot m_w}{m_v}$  とおくと，

$$C_v \cdot \frac{\partial^2 p_m}{\partial z^2} = \alpha \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t} - \frac{\partial p_b}{\partial t} \quad (C_v : \text{圧密係数}, \alpha : \text{伝達係数}) \quad (10)$$

また，初期条件は静水状態における変動間隙水圧が 0 であることを考えると，

$$t = 0 \text{ で, } p_m = 0 \quad (11)$$

となる．

海底地盤表面における境界条件を与える必要があるため，微小振幅波理論に基づき海底表面に作用する水圧を以下のように求める．**図-2.7** のように  $x$ ， $z$  座標をとり， $t$  : 時間， $p_0$  : 海底面の水圧変動振幅， $H$  : 波高， $\gamma_w$  : 水の単位体積重量， $h$  : 水深， $L$  : 波長， $T$  : 周期， $\lambda$  : 波数 ( $2\pi/L$ )， $\omega$  : 角振動数 ( $2\pi/T$ ) とすると，海底面の変動水

圧  $p_b$  は,

$$p_b = p_0 \cdot \sin(\lambda x - \omega t) \quad (12)$$

ここに,

$$p_0 = \frac{\gamma_w \cdot H}{2 \cos(\lambda h)} \quad (13)$$

で表される. ここでは一次元問題を取り扱っているため, 上式は,

$$p_b = p_0 \cdot \sin(\omega t) \quad (14)$$

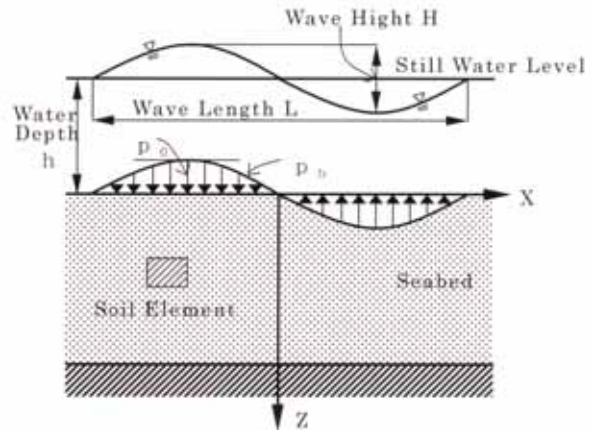


図-0.7 海底面の水圧変動

で与えられる.

式(14)から得られる  $p_b$  を海底地盤表面の水圧とすると, 海底面での境界条件は,

$$z = 0 \text{ で, } p_m = p_b \quad (15)$$

一方, 不透水面の境界条件は, 不透水層までの距離を  $l$  として, 浸透水圧が  $0$  であるから,

$$z = l \text{ で, } \frac{\partial p_m}{\partial z} = 0 \quad (16)$$

となる.

次に式(10)の基礎方程式の差分解を求めるため, 無次元化を行う.

$$C = \frac{C_v \cdot T}{l^2} \quad (C: \text{排水係数}) \quad (17)$$

$$\bar{z} = \frac{z}{l}, \bar{T} = \frac{t}{T} \quad (18)$$

$$\bar{p} = \frac{p_m}{p_0} \quad (19)$$

とおき, 式(14)を用いると, 式(10)は次式のように無次元化される.

$$C \cdot \frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial \bar{z}^2} = \alpha \cdot \frac{\partial \bar{p}}{\partial \bar{T}} + 2\pi \cos(2\pi \bar{T}) \quad (20)$$

深度および時間の差分間隔をそれぞれ  $\Delta \bar{z}$ ,  $\Delta \bar{T}$  とすると, 式(10)の差分解は,

$$\begin{aligned} \bar{P}(\bar{Z}, \bar{T} + \Delta \bar{T}) = & \left[ \left( \frac{\Delta \bar{T}}{(\Delta \bar{Z})^2} \right) \cdot \left( \frac{C}{\alpha} \right) \right] \cdot \left[ \bar{P}(\bar{Z} + \Delta \bar{Z}, \bar{T}) - 2\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}) + \bar{P}(\bar{Z} - \Delta \bar{Z}, \bar{T}) \right] \quad (21) \\ & - \left( \frac{2\pi \Delta \bar{T}}{\alpha} \right) \cos(2\pi \bar{T}) + \bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}) \end{aligned}$$

となる．

また，境界条件および初期条件は，式(11)，(15)，(16)より，

$$\bar{P}(0, \bar{T}) = \sin(2\pi \bar{T}) \quad (22)$$

$$\bar{P}(1, \bar{T}) = \bar{P}(1 + \Delta \bar{Z}, \bar{T}) \quad (23)$$

$$\bar{P}(\bar{Z}, 0) = 0 \quad (24)$$

となるので，任意の時間  $\bar{T} + \Delta \bar{T}$ ，任意の深度  $\bar{Z}$  における  $\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T} + \Delta \bar{T})$  が計算される．

善らはこれらの液状化理論を用いて，実際に解析結果を示し，また地盤内への水圧の伝達し難さを示す定数  $\alpha$ ，地盤の排水のしやすさを示す定数  $C$  に関して値の妥当性を検討している．

以上が，海底地盤に波浪による一次元水圧変動が載荷されたときの地盤の液状化メカニズムである．これらの理論は透水性が良く，土粒子間の粘着力の低い砂質土地盤に適用される．

本研究では，この波浪による砂質土地盤の液状化理論を足がかりに，変動水圧載荷時に見られる地盤中の細粒分の移動を，変動水圧によって地盤内に発生する過剰間隙水圧や粘土粒子の持つ粘着力に着目して検証する．

## 参考文献

- 1) 海の自然再生ワーキンググループ：海の自然再生ハンドブック，第 2 巻干潟編，干潟の設計，pp.58-67，国土交通省港湾局監修，株式会社ぎょうせい発行，2003.
- 2) 広島県・復建調査設計株式会社：広島港五日市地区人口干潟工事誌，pp1-86，平成 8 年 3 月，1996.
- 3) 広島県：広島県五日市地区人工干潟 環境モニタリング記録，平成 13 年 3 月，2001.
- 4) 大山洋志：浚渫土を用いた干潟・藻場再生事業，土木施工 44 巻 7 号 p.38~43，2003.
- 5) 春日井康夫ほか：広島県尾道糸崎港における干潟再生事業，海洋開発論文集，Vol.19 p.107~112.
- 6) 篠崎孝・羽原浩史・山本裕規・明瀬一行・竹口はや人・吉武理恵・土田孝：造成干潟における機能発揮要因に関する研究，海岸工学論文集(投稿中),2006.t
- 7) 李正奎・鄭正朝・西嶋渉・岡田光正・馬場栄一：干潟の土壌構造に及ぼす海水の流動の影響，水環境学会誌，第 22 巻，第 8 号，pp.677-682，1999.6
- 8) 善功企，山崎浩之，渡辺 篤：海底地盤の波浪による液状化および高密度化，港湾技術研究所報告 第 26 巻 第 4 号，pp125-180，1987.



### 3. 一次元水圧変動が細粒分の移動に及ぼす影響

#### 3.1 はじめに

現在の人工干潟における問題の一つとして、造成後しばらくすると細粒分が表層の土から抜け出すため、5～15%程度の細粒分を含む土壌に生息する底生生物が減少する、アマモが定着しないなど、干潟生態系の基盤となる土質環境が安定しないことがある。実際に、第2章でも述べたように、広島港五日市人工干潟では造成時に細粒分含有率5%前後で調整した覆砂で干潟を造成したところ、造成直後は細粒分含有率を維持し、多様な生物相を形成したものの、7年後には細粒分が抜け出し、底生生物の生息が困難な環境になっている。このため、人工干潟において生物の生息環境を維持するためにはどういったメカニズムで干潟の覆砂が粗粒化してしまったのか解明する必要がある。五日市人工干潟で地盤中の細粒分がなくなってしまった原因として考えられるのは、波浪や潮汐などの海水の流れに伴って細粒分がさらわれてしまったこと、また河川などからの細粒分の供給が何らかの理由で遮断されてしまったことなどが考えられる。

ここで、波浪が海底地盤に及ぼす力学的な影響として考えられるのが、せん断力（潮汐など）と水深の変動による水圧変動、砕波による衝撃などである。覆砂層における細粒分の移動現象に関しては、これまでに潮汐、波浪による海浜流などによる底質の移動として研究が行われているが、鉛直方向の水圧変動による影響は評価されていない。

本研究では、一次元圧力変動のもとでの地盤中の細粒分が表層部へ移動する現象について実験的に検討を行った。

#### 3.2 試験に用いた試料

一次元変動水圧载荷による細粒分の抜け出し特性を把握するために、5号珪砂、碎石粉、出島粘土を使用した。ベースとなる試料は造粒石炭灰と5号珪砂で、この試料に対して細粒分として碎石粉、出島粘土を細粒分として添加した。

粒度分布が類似している試料でもその物理的性質が異なる場合がある。今回の実験では、細粒分の粘性の違いによる細粒分の移動特性を調べるために、粘土鉱物を含有しない粘性の低い細粒分と粘土を混合した試料で実験を行った。粘土鉱物を含有しない細粒分としては、採石場で排出される碎石粉を用いた。粘土は広島港出島で採取された浚渫粘土を用いた。以下にこれらの試料の物理的性質をしめす。

##### (1) 碎石粉

碎石粉は碎石や砕砂を乾式方法で製造する際に副産される石の粉で、現在この碎石粉の有効な再生利用法が模索されている。有効に利用できると処理費用の軽減ができ、碎石砕砂の製造が乾式方法へ転換されることによって環境にやさしい形態になる。そこで、本研究では主に鉛直方向の水圧変動に対する安定性に注目して、碎石粉の干潟材料としての適用性を検討した。

碎石粉は岩石由来の細粒分で粘土鉱物を含有しないため、粘性が極めて低い。このため、加水して練り混ぜてもすぐに排水してしまうため、液性限界は測定できない状態で

あった。図-3.1 に粒度組成を、表-3.1 に碎石粉の物理的性質を示す。

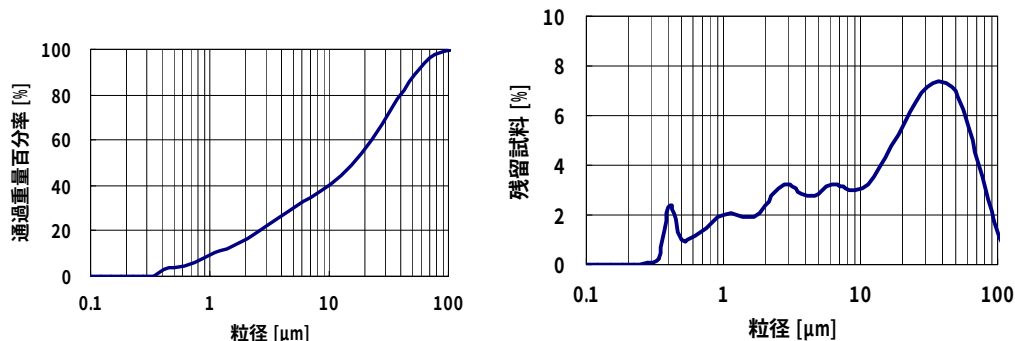


図-3.1 碎石粉（75  $\mu\text{m}$  以下）の粒度組成

表-3.1 碎石粉の物理特性

|                                        |         |
|----------------------------------------|---------|
| 土粒子の密度 $\rho_s$ $\text{g}/\text{cm}^3$ | 2.63    |
| 細粒分含有率                                 | % 61.51 |

## (2) 出島粘土

人工干潟造成の多くは港湾の浚渫工事と同時に実施されており、干潟造成は浚渫土の有効利用における方法の一つとなっている。特に瀬戸内海においては埋め立てが厳しく規制されているため、浚渫土の有効利用が重要となる。今回試験に用いた粘土は、広島湾宇品港で海底の地盤改良の際に排出された粘土で、試料の混合には 2mm ふり通過試料を用いた。物理特性試験用に 425  $\mu\text{m}$  ふりで裏ごしした試料の物理特性を表-3.2 に、粒度組成を図-3.2 に示した。

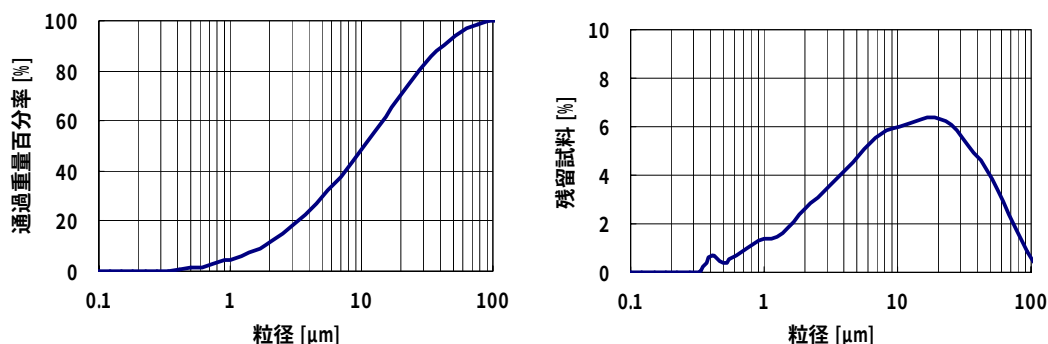


図 3.2 出島粘土（75  $\mu\text{m}$  以下）の粒度組成

表-3.2 出島粘土の物理特性

|                                        |         |
|----------------------------------------|---------|
| 土粒子の密度 $\rho_s$ $\text{g}/\text{cm}^3$ | 2.62    |
| 細粒分含有率                                 | % 91.15 |

### (3)混合試料の作製

あらかじめ、碎石粉と出島粘土の細粒分含有率を調べておき、混合する直前にそれぞれの試料の含水比を電子レンジで測定する。測定した含水比をもとに細粒分の乾燥重量比で混合量を決定する。同時に珪砂の混合量も計算しておく。このとき、珪砂に含まれる細粒分は 0.1%程度とごく僅かであるため、今回の試料混合においては無視することとした。それぞれの試料の混合は、まず碎石粉と出島粘土とを混合した後、碎石粉を混合した。碎石粉と出島粘土の混合の際には碎石粉がほぼ乾燥状態であったため、加水しながら混合した。すべての試料を混合後、粘土の塊が目立った試料は均一に混ざるように 2mm ふるいを通して再び混ぜ合わせた。混合した試料は確認のために細粒分含有率を測定した。試料作製時に測定したそれぞれの試料の細粒分含有率は表-3.3 に示すとおりである。

表-3.3 混合試料の初期細粒分含有率

|                 | 細粒分<br>含有率[%] |
|-----------------|---------------|
| 0-100(碎石粉のみ)    | 7.9           |
| 10-90(出島粘土+碎石粉) | 10.5          |
| 30-70(出島粘土+碎石粉) | 10.5          |
| 50-50(出島粘土+碎石粉) | 9.8           |
| 100-0(出島粘土のみ)   | 12.6          |



図-3.3 細粒分混合比の簡易表記

### (4)碎石粉・出島粘土を混合した試料の物理特性

本研究では、細粒分の移動現象を細粒分がもつ粘性に着目した比較を行うために出島粘土、碎石粉の混合比が異なる 3 種類の試料を用いた。混合比は碎石粉、出島粘土の細粒分の乾燥重量を元に決定した。混合比はそれぞれの試料に含まれる細粒分の乾燥重量比が 10:90, 30:70, 50:50 となるものを用いた。簡易的に表記するために図-3.3 に示すような表記法を定義する。図-3.4 は混合試料の液性限界、図-3.5 に粒度分布を示した。

地盤内部の細粒分の移動現象が間隙水の浸透水によるものであるとするならば、供試体の透水係数が関連していると考えられる。また、善らによると変動間隙水圧に関する基礎方程式に組み込まれた排水係数  $C$  は透水係数などのパラメータにより決定されるとされている。このことより、水圧変動による地盤の液状化と細粒分の移動現象の関係を調べるためには地盤の透水係数との関係を確認する必要がある。

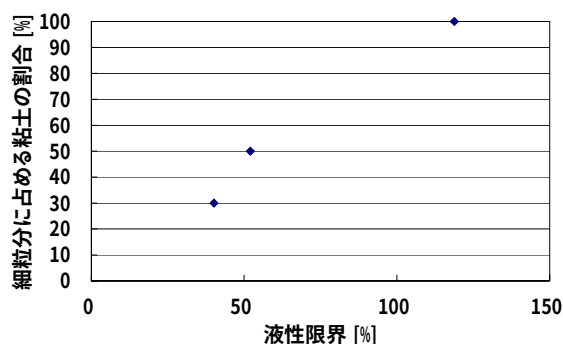


図-3.4 混合試料の液性限界

透水試験は地盤工学会による「土の透水試験」(JIS A 1218) により測定を行った。透水試験実施の際には試験前の試料

の含水比と供試体重量、また供試体のサイズより、透水試験用試料の間隙比を求めた。土粒子間の間隙と透水性は密接に関係しており、これまでに間隙比または間隙率の関数

と透水係数が比例関係にあることが、実験的に確認されている。今回はコゼニー (Kozenny)により求められた、透水係数と間隙比関数  $e^3/(1+e)$  の比例関係を用いて、変動水圧载荷実験の模型地盤条件である相対密度 50%の地盤に相当する透水係数を算出した。これらの試験により図-3.6 に示す結果を得た。

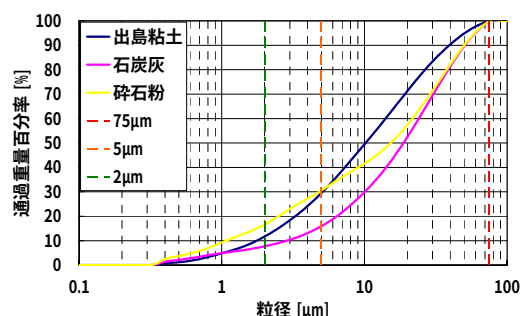


図-3.5 細粒分の粒度組成

### 3.3 実験装置の概要

#### (1) 変動水圧载荷装置 1

波浪によって海底面に水圧変動が作用する場合の地盤の挙動を調べるために、図-3.7 に示すような変動水圧载荷装置で実験を行った。この装置は高さ 10cm または 20cm のアクリル製の円筒セルを所定の高さまで組み替えて使用できるため、深さの異なる地盤を状況に応じて再現することができる。今回の細粒分移動実験では 10cm の円筒セルを 3 つ積み上げた上に、水圧载荷時に流入する水の影響を減らすために 20cm の円筒セルを積み上げて使用した。円筒セルのサイズは内径 210mm、外径 230mm で、円筒端部の外周に外径 290mm のフリンジが溶接されており、円筒セル同士はゴムパッキンを挟み、フリンジ円周の 6 つのボルトナットで固定されるようになっている。それぞれの円筒セル中央部の側壁にはネジ穴が切られており、このネジ穴に間隙水圧計を取り付け、各層での水圧をとっている。間隙水圧計の取り付け穴と円筒セル内部の試料の間にはポーラスストーンが配されており、間隙水圧計に直接土粒子が接触しないようになっている。変動する圧力の制御は E/P 変換機によって行っており、変換機から送出された空気圧は写真-3.1 に示したバルーンに流れ込み、水圧に変換される。

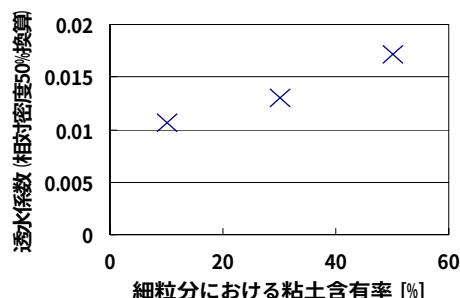


図-3.6 透水係数（相対密度 50%）換算



写真-3.1 空圧・水圧変換タンク

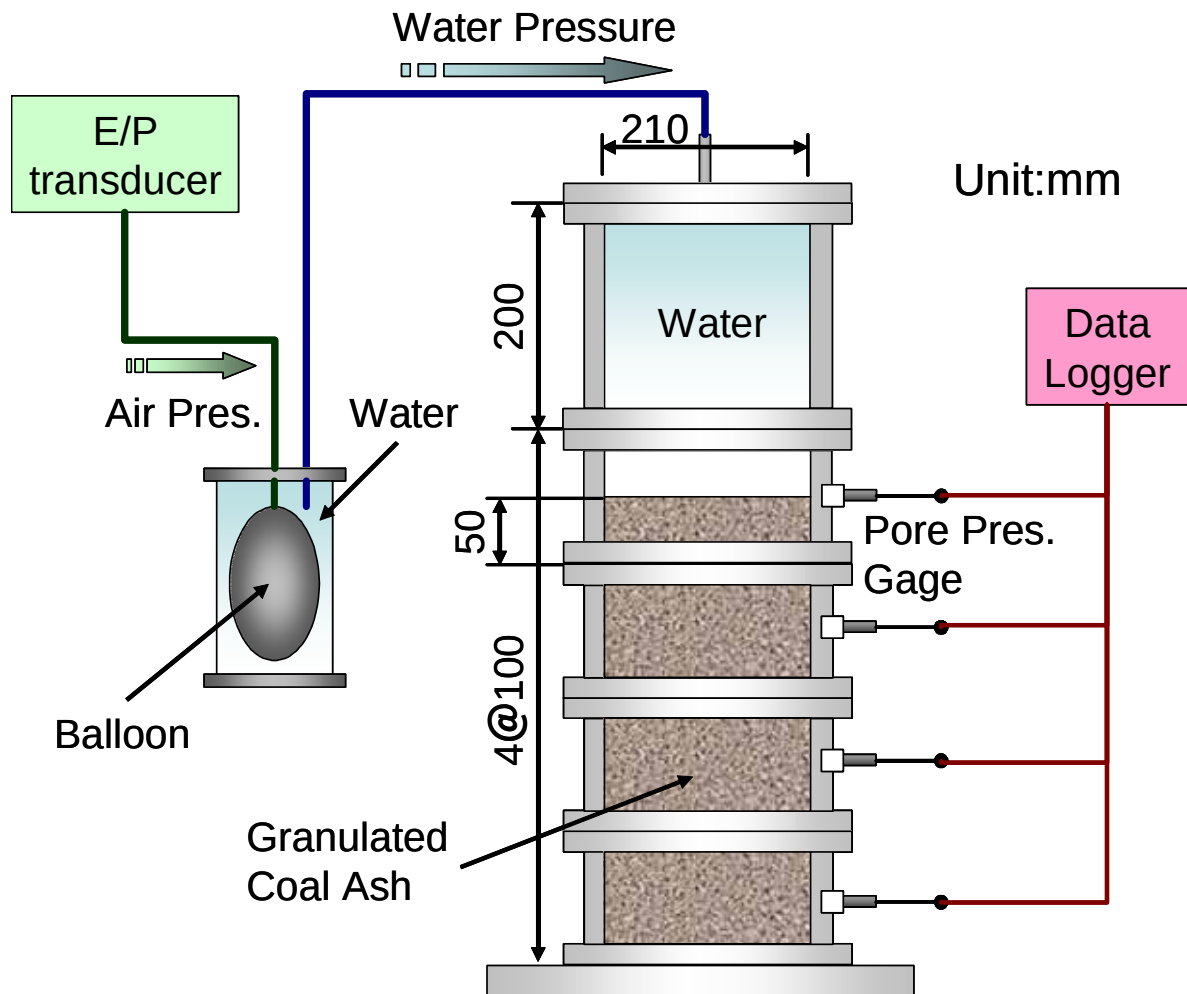


図-3.7 変動水压载荷装置(模式図)

## (2) 変動水压载荷装置 2

珪砂で行った一部の変動水压载荷実験では深度方向の間隙水压分布をより細かい刻み幅で測定するために、図-3.8 の試験装置を使用した。図-3.7 の実験装置と異なる点は深さ方向に 1cm 刻みで間隙水压の分布を測定できる点である。今回の実験では 2cm 刻みで表層部から 10cm の深さまでの間隙水压を測定した。また、図-3.7 の実験装置では、供試体表面の間隙水压を測定していたが、この実験装置では円筒セル側面からストロー状のニードル(図-3.9)を差込み、間隙水压を測定できるため、円筒セルと地盤の境界部の水压ではなく、地盤内部の間隙水压を測定する事ができる(図-3.10)。変動水压の载荷・制御部と、間隙水压計・データロガーは図-3.7 と共通のものを使用した。

間隙水压計は共和電業の PGM-5KC を使用した。PGM-5KC の定格容量、分解能は 500kPa、0.3kPa である。過剰間隙水压を 10 波の平均値で算出し、間隙水压計の測定誤差は相殺されたものとして評価を行っている。

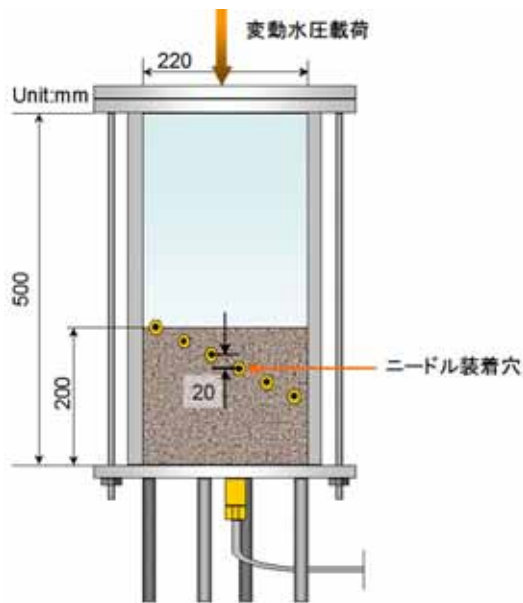


図-3.8 変動水圧载荷装置(模式図)

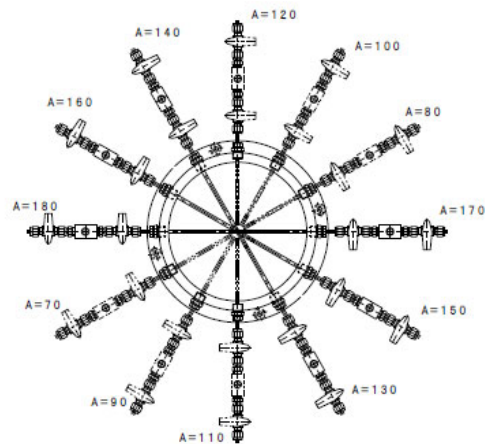


図-3.9 間隙水圧計取り付け図(横断面)



図-3.10 間隙水圧計取付用ニードル

### (3) 模型地盤供試体の作製

模型地盤はすべての実験を通して相対密度 50%になるように作製した。はじめに試料の含水比、目標とする間隙比から層厚 5cm に相当する試料を量り取り、締め固めながら円筒セルへ詰め込んだ。層厚は円筒セル側面 4 箇所に貼り付けたメジャーを目安に調整した。試料はコテで均一にしながら敷き詰め、層厚 5cm 分を円筒セルに投入ごとにタンピングを加えて所定の高さにくるように調整した。締め固めた後はコテで表面を乱し、試料が連続したものになるようにした。



層厚の設定には水圧変動の影響範囲，境界部の影響などを考慮する必要がある．今回の層厚の設定は，覆砂層として一般的な 50cm よりも薄い 20cm の設定とした．これは変動水圧载荷時に円筒セル内の供試体が圧縮・膨張を繰り返すことで，地盤と円筒セルの境界の隙間に浸透流が発生するのを避けるためである．実際，これまでの試験では円筒セル内外周の可視部において局所的に浸透流が発生し，細粒分が抜け出す現象が確認された．これは変動水圧载荷に伴って供試体が体積の圧縮・膨張を繰り返すために円筒セルと供試体の間が攪乱されるためであると考えられる．局所的に浸透流が発生すると円筒セル外周に取り付けた間隙水圧計で有意なデータが取れない可能性がある．そこで，今回の実験では層厚を 20cm とすることで変動水圧载荷時の供試体の体積圧縮による上下動を抑え，実験を行った．また，干潟において生物が多く生息するのは地表面から深さ 20cm 程度までであるため今回の試験では層厚を 20cm とした．



写真-3.2 サンプラー

#### (4) 変動水圧の载荷と载荷後の処理

以下に，変動水圧载荷実験の手順を示す．

- ①静水圧を確認後，地盤高さを計 8 箇所スケールによって測定し，その平均値を初期高さとする．また，試料が石炭灰の場合はマーカの位置を読み取る．以上の準備が終了後，水圧変動载荷装置により所定の変動水圧を载荷する．
- ②振幅，周期は実験ケースにより変化させ，各ケースにつき，数段階の変動水圧を加える段階载荷試験を実施している．各载荷段階で 500 回の水圧変動を加えた．
- ③試験途中，間隙水圧の計測，また粒子の移動を観測するために CCD で撮影を行った．
- ④変動水圧载荷後，徐々に円筒セル内を減圧したのちに供試体上部の水を上方から排出し，装置下部のポーラスストーンを介した排水口から，供試体内の試料を乱さないように供試体間隙に残った水をゆっくりと排出した．



写真-3.3 サンプラーの貫入

#### (5) 試料のサンプリング

供試体内の間隙水を排出した後に，細粒分含有率の深さ方向の分布を調べるために，模型地盤か



写真-3.4 サンプリングの様子

ら試料のサンプリングを行った。サンプリングは**写真-3.2** に示す塩ビ管を加工して作製したサンプラーで行った。塩ビ管は厚さ 2mm, 内径 5cm のものを用いた。サンプラーの貫入の際には**写真-3.3** に示すガイドを用いた。サンプラーにより採取した試料を表面から 1cm, 2cm, 3cm, 5cm, 7cm, 10cm, 14cm, 18cm の位置で区切ってサンプリングした。**写真-3.4** にサンプリング中の様子を示す。

#### (6) 試料の分析

24 時間の変動水圧載荷終了後に、深さごとにサンプリングした試料の粒度組成を調べた。

サンプラーから採取した試料を十分に混ぜた後に、そこから含水比測定用の試料をシャーレに採取した。このときの試料重量と含水比から粒度分布測定用試料の重量を算出する。重量を測定した試料は、75  $\mu\text{m}$  ふるいにかけて蒸留水と共に流しながらふるった。ふるいに残った試料はビーカーに移し取って、乾燥炉で 24 時間乾燥したあとでふるい分析にかけた。ふるいを通過した懸濁液はトレイで受けて、攪拌容器に移し替えて分散剤を添加して攪拌した後、分析用試料として 200ml 程度を採取した。分散剤には 100ml の蒸留水に 20g のヘキサメタリン酸ナトリウムを混ぜて作った飽和溶液を使用した。分散剤は懸濁液 1000ml に対して 10g 添加した。

##### a) 粒径 75 $\mu\text{m}$ 以上の試料（ふるい試験）

粒径 75  $\mu\text{m}$  以上の試料はふるい目が 425  $\mu\text{m}$ , 250  $\mu\text{m}$ , 106  $\mu\text{m}$  のふるいによる粒度分布測定を行った。

##### b) 粒径 75 $\mu\text{m}$ 以下の試料(レーザー回折式粒度分布測定装置：SALD-2000J, **写真-3.5**)

75  $\mu\text{m}$  のふるい目を通過した試料はレーザー回折式粒度分布測定装置(SALD-2000J)によって粒度組成を分析した。

分析に用いる試料は、分析用として採取した懸濁液をスターラーで攪拌しながら注射器で回分セルに適量に移し取って使用した。測定は 1 種類の試料につき 3 回行い、平均値をとった。



**写真-3.5** レーザー回折式粒度分布測定装置

今回、沈降分析ではなく、レーザー一回折式の粒度分布測定装置を用いたことによって、過去のデータとの比較の際に互換などの問題があるが、今回の試験に関しては、試験パターンと一回の試験で多くのサンプルを分析する必要があるため、今回行った試験結果の相互の比較を行うために短期間で多くの試料を分析できる回折式を用いることにした。

#### (7) 地盤内の間隙水圧と地盤高の変動

変動水圧載荷時に間隙水圧の伝達状況を把握するために、深さ方向の間隙水圧分布を測定した。造粒石炭灰地盤での間隙水圧測定は地表面から 10cm 刻みで 40cm の深さま



で、5号珪砂に細粒分を混合して行った試験では一部の試験を除いて地表面から2cm刻みで10cmの深さまでの間隙水圧分布を測定した。

模型地盤作成後に円筒セルを水で満たし、水深5m相当の水圧を载荷して、間隙水圧計で水圧が一樣に伝達したのを確認した後に初期地盤高を測定した。同様に試験終了後にも変動水圧载荷後の地盤高を測定した。

### 3.4 実験結果および考察

#### (1) 珪砂に混合した細粒分の一次元水圧変動による移動

本研究で行った変動水圧载荷試験の波浪条件を表-3.3示すとおりである。この波浪条件は広島港五日市地区人工干潟の設計波高を参考に決定している。

図-3.11に示したのは細粒分として碎石粉を珪砂に混合した試料の変動水圧载荷後の細粒分の地盤表面からの深さ方向の細粒分含有率分布を測定した結果である。図-3.11(a), (c)に示した、波高1.2mで周期が3秒、5秒の波浪条件において細粒分が移動する現象が確認された。一次元水圧変動による海底地盤の液状化に関しては、これまでに周期の短い波浪において液状化しやすいという結果が得られている。波浪による液状化は水圧が地盤中に伝達される際の伝達遅れが大きな原因であるとされているため、直感的には周期の短い波の方が水圧の伝達に遅れが生じやすく、よって液

表-3.3 波浪条件

| Test № | 両振幅<br>$2p_0$ [kN/m <sup>2</sup> ] | 周期<br>T[s] | 相対密度<br>$D_{r0}$ [%] |
|--------|------------------------------------|------------|----------------------|
| 1      | 11.76                              | 3          | 50                   |
| 2      | 5.88                               | 3          | 50                   |
| 3      | 11.76                              | 5          | 50                   |
| 4      | 5.88                               | 5          | 50                   |

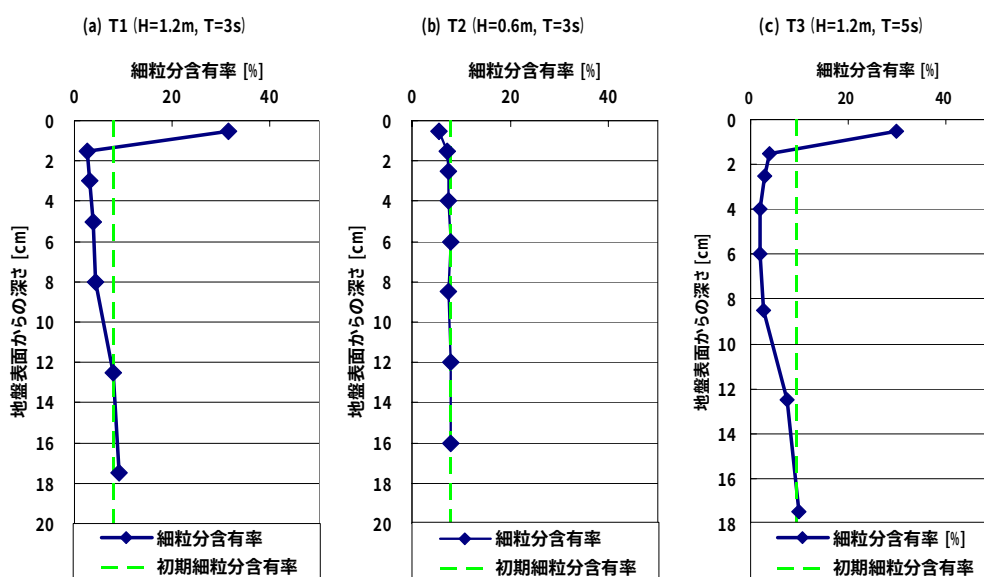


図-3.11 変動水圧载荷後の地盤深さ方向の細粒分含有率分布（試料：0-100）

状化しやすいものと考えられる。しかし、細粒分の移動に関してはその通りではないという結果が得られた。最も細粒分の移動が著しかったのは図-3.11 (a)に示した Test No.1(H=1.2m, T=3s)であったが、それと同様に細粒分の抜け出しが顕著だったのは図-3.11(c)の Test No.3(H=1.2m, T=5s)の場合においてであった。図-3.11 (b)に示した Test No.2(H=0.6m, T=3s)に関してはほぼ細粒分の移動が起こらないという結果であった。この結果より、細粒分の抜け出しに関しては、波高の影響が大きかったものと考えられる。Test No.2 の波浪条件は周期 3 秒と速いが、波高は 0.6m のものであり、一方 Test No.3 の波浪条件は周期 5 秒だが波高が Test No.1 と同等の 1.2m のものである。これまでの試験結果から、細粒分の移動現象が地盤中に存在する間隙空気が波浪による水圧変動によって圧縮・膨張することに起因する浸透流が原因なのではないかという仮説を立てた。

実際に、変動水圧载荷中の円筒セル内の試料を観察すると、地盤間隙中に浸透流が発生しているのが伺える。この仮説を元にとすると、波高が高い方が間隙空気の圧縮量が増加するため、より多くの浸透流が発生する事になる。

図-3.12 に示したのは、先ほどとは逆の条件で、細粒分として出島粘土のみを添加した試料 (100-0) による変動水圧载荷試験後の細粒分含有率分布である。波浪条件は 1 パターンのみで試験を行った。0-100 の試料を用いた結果との違いは明確で、100-0 の試料に対する変動水圧载荷試験では細粒分の移動はまったく見られなかった。結果としては、造粒石灰試料に対する試験の結果と類似した結果となった。やはり、細粒分の粘着力がその波浪による移動に関係していることが伺える。

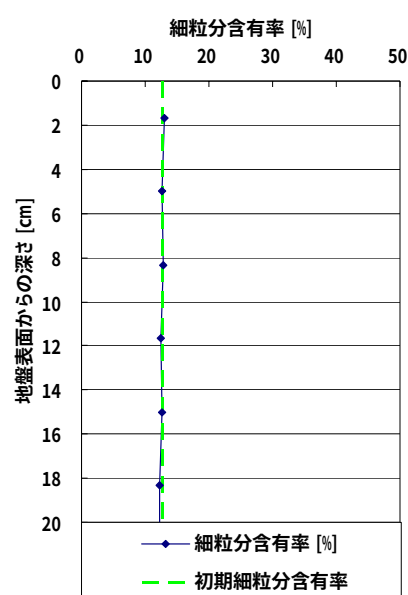


図-3.12 細粒分含有率分布  
(Test No.1：試料 100-0)

ここまでに述べた結果をふまえた上で、珪砂に混合する細粒分の粘着力を変化させて変動水圧载荷試験を行った。方法としては、粘着力のない碎石粉と粘着力を有する出島粘土を、混合比を変化させて混ぜ合わせるというものである。

混合比は先に述べた 10-90 (粘土：10%, 碎石粉：90%), 30-70 (粘土：30%, 碎石粉：70%), 50-50 (粘土：50%, 碎石粉：50%) の 3 通りで、細粒分に占める粘土の割合と液性限界の関係を

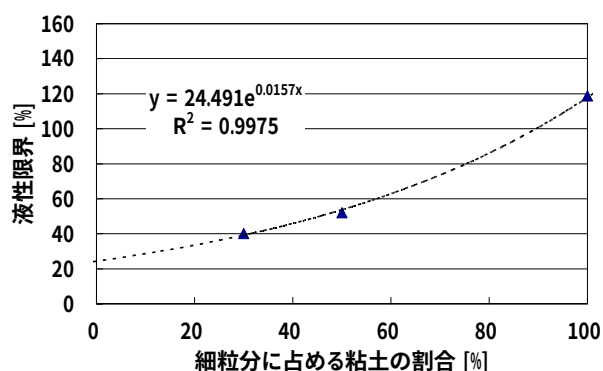


図-3.13 液性限界と粘土含有率の関係

図-3.13 にプロットした。なお、10-90 は試料の性質上、液性限界試験を行うのは困難であったため、NP とした。次項にはその実験結果を示す。

## (2) 細粒分の粘着力と変動水圧による移動の関係

図-3.14 に Test No.1(H=1.2m, T=3s)の変動水圧载荷後の細粒分含有率分布測定結果を示した。(a)から(d)の順に地盤中の細粒分に占める出島粘土の割合が多くなる, すなわち, 細粒分の粘着力が大きくなる並びとなっている。この図を見ると細粒分の成分の差によって明確な違いが表れる結果となった。10-90 (粘土:10%, 碎石粉:90%)と 30-70 (粘土:30%, 碎石粉:70%)を境にほとんど細粒分の移動が見られなくなっている。この結果より, 細粒分の成分によって水圧変動による細粒分の移動に対する抵抗力が変化し, その抵抗力の基になるのが細粒分のもつ粘着力であることが推察できる。

ここで, 10-90 (粘土:10%, 碎石粉:90%)と 50-50 (粘土:50%, 碎石粉:50%)の変動水圧载荷後の粒度分布から, 各粒度帯(粗砂, 細砂, シルト, 粘土)の深さ方向の含有率分布を図-3.15で比較してみる。

まず, 図の説明をすると, 横軸に各粒度帯の含有率を, 縦軸にそれぞれの成分の含有率を記しており, 各粒度帯の含有率は深さ方向と初期値を比較できるようになっている。凡例の数値は地表面からの深度(cm)を示す。また, シルト分と粘土分の分類法には学会, 国によって $5\mu\text{m}$ 以下を粘土分とするものと $2\mu\text{m}$ 以下を粘土分とする方法があるため, 両方の基準で表記した。

図-3.15(b)に示した 50-50 (粘土:50%, 碎石粉:50%)の粒度分布はほぼ初期値と変わらず, 深度方向にも変化が見られない。これは細粒分含有率の深さ方向分布(図-3.14(d))と同様の結果で, 波浪による影響をほとんど受けていないことがわかる。反対に 10-90 (粘土:10%, 碎石粉:90%)に関しては移動した細粒分の成分は

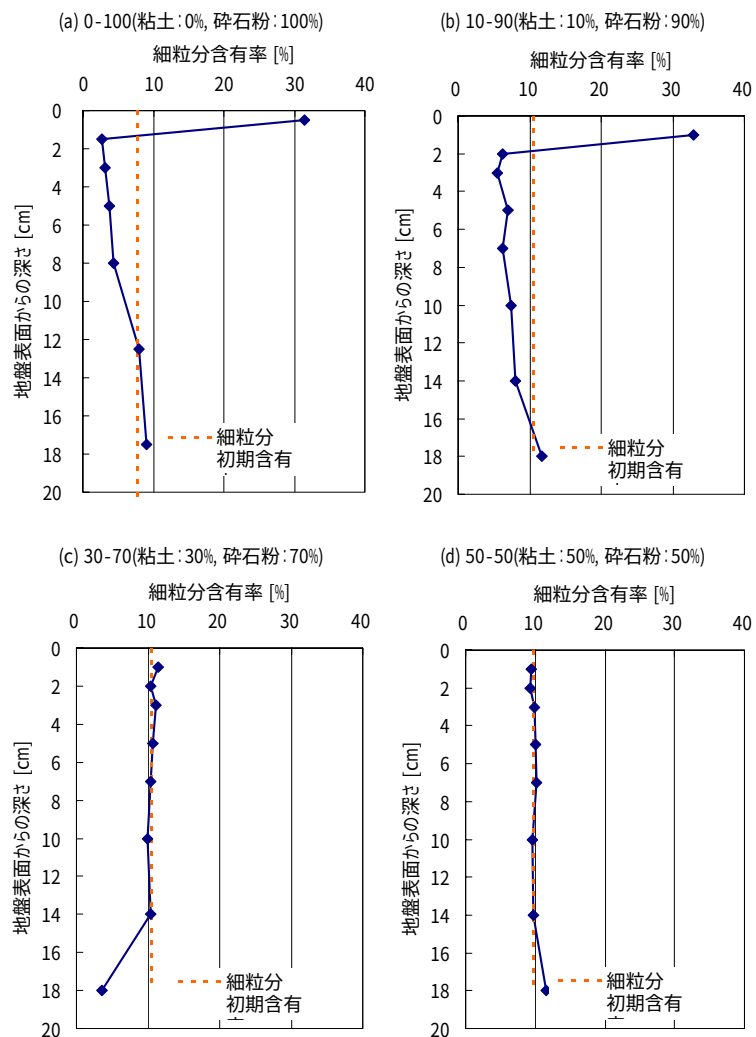


図-3.14 地盤深度方向の細粒分含有率分布 Test No.1

(H=1.2m, T=3s)

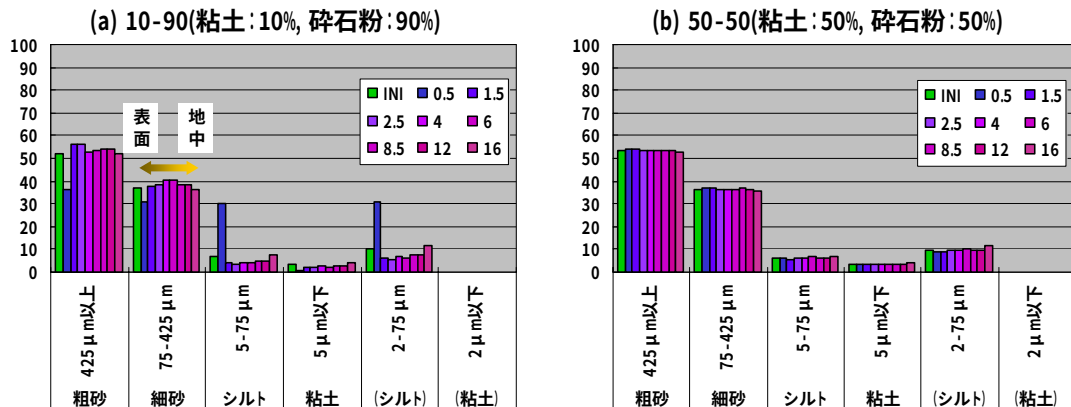


図-3.15 各粒度帯の深さ方向分布 Test No.1 (H=1.2m, T=3s)

ほぼシルト分であり、粘土分はほとんど移動していない。むしろ逆に粘土分に関しては減少している。これは、粘土の微細な粒子が変動水压によって生じた地盤の液状化によって攪拌され、懸濁状態となって水中に流出したためであると考えられる。実際に、ほぼすべての実験において変動水压载荷後に水が濁る現象が確認されており、この原因が先に述べた粘土粒子の流出によるものであると推察される。

同様に波浪条件 Test No.3(H=1.2m, T=5s)の結果を図-3.16, 図-3.17に示した。

結果としては、細粒分の移動量に若干の差が見られたものの、概ね Test No.1(H=1.2m, T=3s)と類似した結果が得られた。これまでの結果より、細粒分の中でもシルト分の含有量とその移動に影響を及ぼしていると考えられる。そこで、図-3.18に出島粘土、石

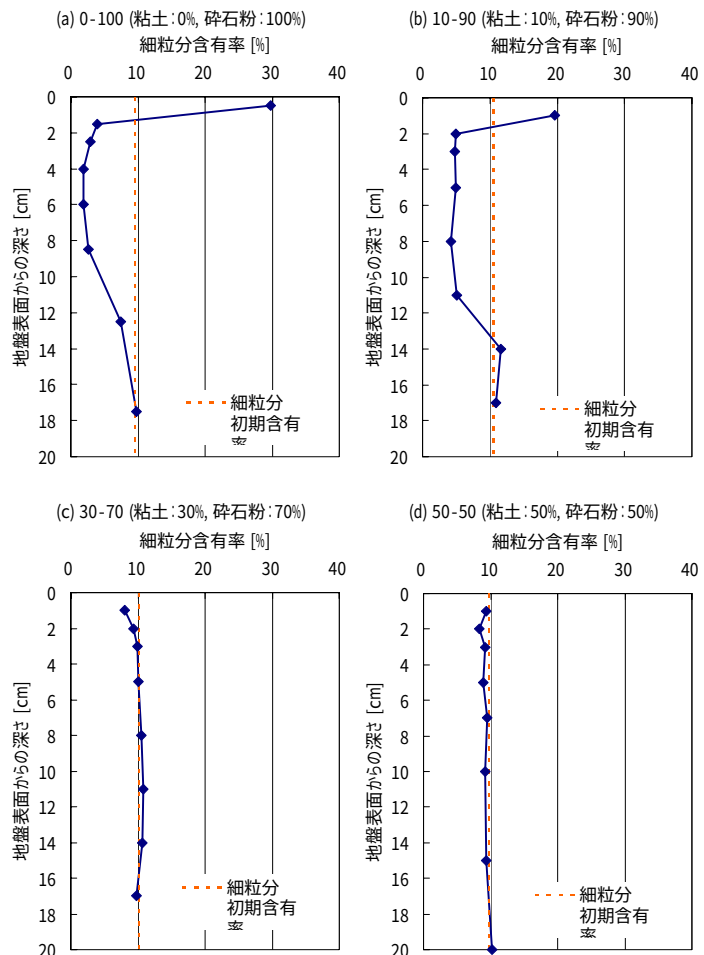


図-3.16 地盤深度方向の細粒分含有率分布 Test No.3(H=1.2m, T=5s)

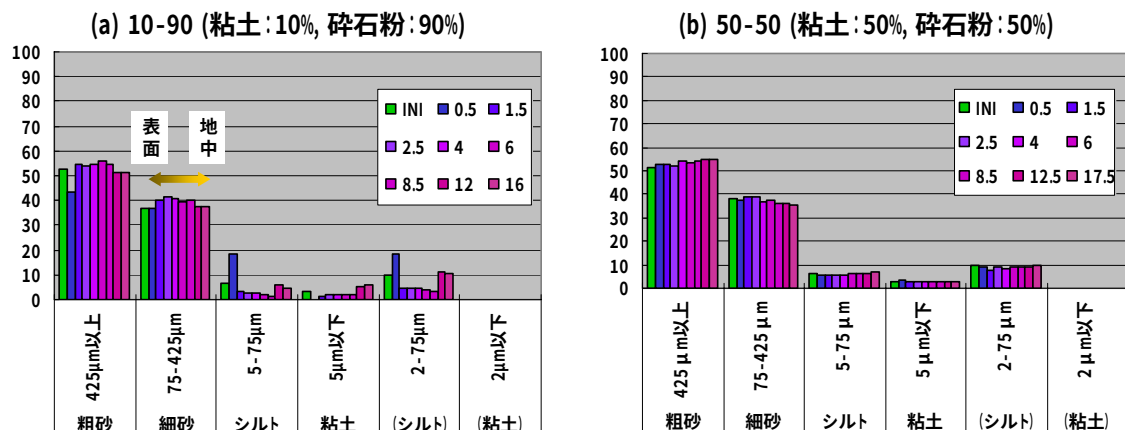


図-3.17 各粒度帯の深さ方向分布 Test No.3(H=1.2m, T=5s)

炭灰、碎石粉に含まれる細粒分の粒度組成を示した。この図を見ると、細粒分移動の主要素と考えられたシルト分 ( $5\mu\text{m}\sim 75\mu\text{m}$ ) の粒子をもっとも含んでいるのは変動水圧による粒子の移動が起こりにくい出島粘土であり、石炭灰、碎石粉中のシルト分は出島粘土よりも低い値を示している。

以上の結果より、シルト分は粘土の粘着力によって固定されており、粘着力が弱い場合、シルト分が移動し、それが結果として細粒分の移動として深さ方向の細粒分含有率分布に表れていたものと考えられる。

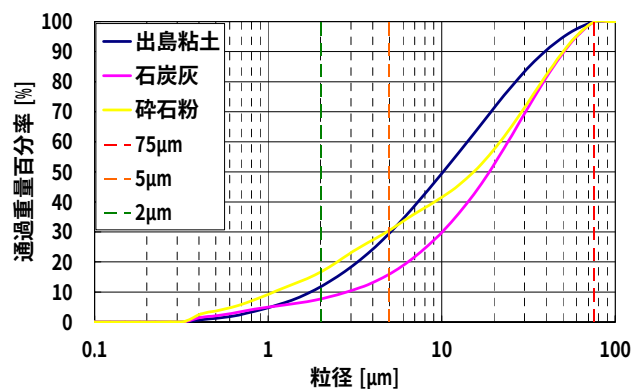


図-3.18 細粒分の粒度組成

### (3) 細粒分の抜け出しメカニズム

変動水圧载荷中の現象の観察から、以下のような仮説を立て、検証を行った。

- 細粒分の地盤表面への流出は水圧減少過程で発生する。
- 水圧減少過程では地盤の有効応力が減少し、地盤面は上昇する。
- 水圧が減少するとき、土粒子骨格は有効応力の低下によって膨張する。このとき地盤表面から地盤面の変動速度より速いスピードで間隙水が地盤表面に流出する。
- 細粒分の抜け出しは、c)の浸透流によって起こっている。

a)～d)に示すように細粒分の移動が変動水圧によって発生する間隙流体の動きによって起こるという仮定の下、間隙圧の変動による間隙の圧縮・膨張、また、土粒子骨格の変形による相対的な間隙の移動量がどの程度の大きさなのかを算出し、仮説との整合性を検証した。

地盤表面に変動水圧が入力された場合，その地盤内部の応答は先に示した式(7)に示した式によって考慮される．

$$\Delta q_m = \left( \underbrace{-m_v \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t}}_{\text{①有効応力の変動による土粒子骨格の変形項}} + \underbrace{n \cdot m_v \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t}}_{\text{②変動水圧による間隙の圧縮項}} \right) \cdot A \cdot \Delta z \cdot \Delta t$$

図-3.19 変動水圧に対する地盤内部の間隙水圧応答

この式は，地盤要素に図-3.20 に示されるような深さ  $z$  で面積  $A$ ，長さ  $\Delta z$  の土要素を想定し，一次元の浸透流を考えたときの地盤の透水係数を  $k$ ，水の単位体積重量を  $\gamma_w$  とし，微小時間  $\Delta t$  における土要素への水の流入量  $\Delta q_w$  があったときの変動過剰間隙水圧  $(p_m - p_0)$  に起因する有効鉛直応力  $\sigma'_v$  の変化による土粒子骨格の圧縮(間隙水の流出)成分と，変動間隙水圧  $p_m$  の変化による間隙水の圧縮成分を考慮した地盤要素からの流出量を表す．

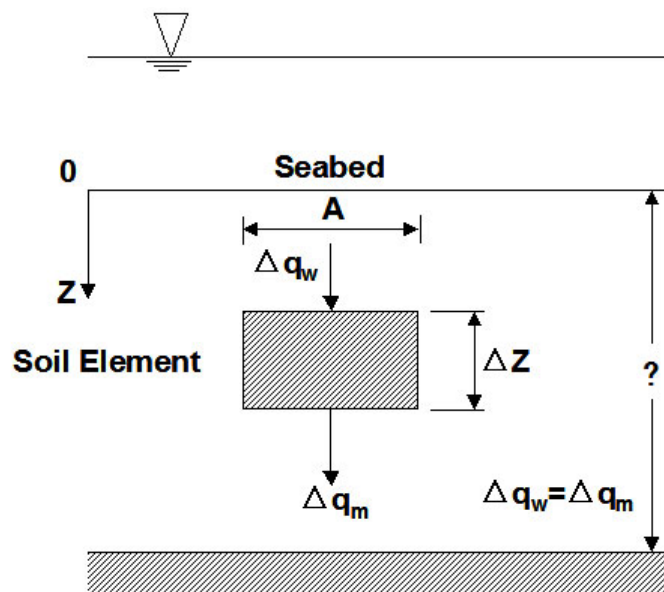


図-3.20 地盤内要素の間隙水の収支



変動水压载荷中、地盤面が水压の変動にあわせて上下に変動している現象が確認された。

図-3.21 に波浪条件 Test No.3 で試料は 0-100 を用いた場合の、任意基準面からの地盤面の変動を示した。変動量は 1mm 程度で水压変動と共に上下動を繰り返している。この地盤面の変動は、先ほど述べた地盤内部の有効応力の変動による土粒子骨格の変形、もしくは水压変動によって間隙が圧縮・膨張を繰り返しているためであると考えられる。

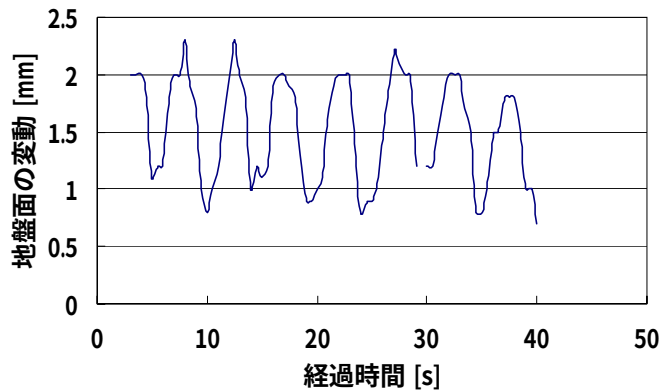


図-3.21 地盤面の変動 (Test No.3:0-100)

そこで、①変動水压で間隙空気が圧縮・膨張を繰り返す事による地盤面の変動、また、②水压変動の伝達遅れによる有効応力の変動が原因で起こる土粒子骨格の体積変化に着目し、理論的に与えられる変形量と図-3.21 に示した実際の変動量を比較した。

地盤内への変動水压の伝達を考える場合に、地盤が不飽和である場合、波浪による水压変動によって間隙に存在する空気の体積変化が起こり、間隙水に流れが生じることが考えられる。このとき、水は非圧縮であると仮定して間隙空気の圧縮量に着目し、間隙水の流量を考える。

圧力  $P$  と間隙空気の体積  $V$  の関係は次式で表される。

$$PV = P'V' \quad (25)$$

$P'$ ,  $V'$  はそれぞれ変動後の値を示す。

変動水压は地盤内に伝達される際、位相遅れや減衰を伴うので、各層ごとに計算を行うために、図-3.22 に示すように層別の間隙空気圧縮量を算出する。 $h_N$ ,  $e_N$ ,  $L_N$ ,  $Sr_N$ ,

$p_N$  は各層の代表値で、それぞれ各層の層厚中心位置までの水深、間隙比、層厚、飽和度、変動水压である。ここに、各水深における静穏時の静水压を 0 とし、この値からのずれを変動水压とした。これらの値から、間隙空気圧縮率  $m_{aN}$ , 各層の間隙体積  $V_{aN}$  を求め、各層、各位相の間隙空気の圧縮量を求めたのが図-3.22 である



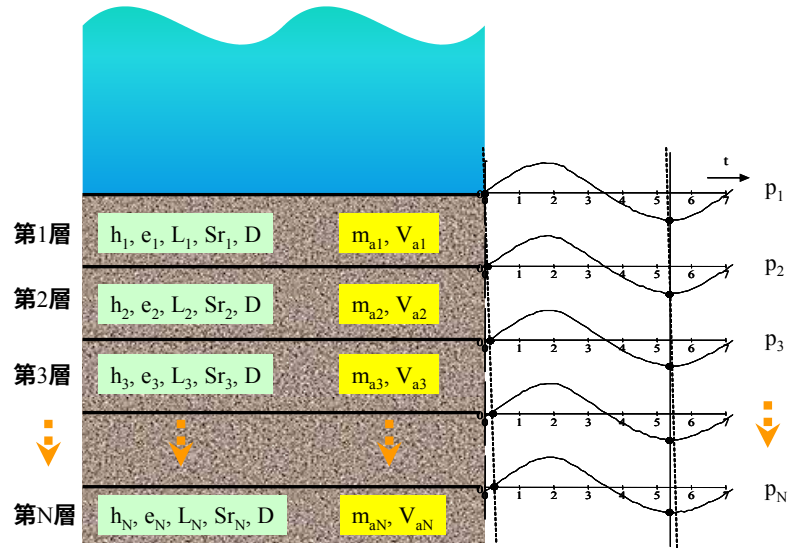


図-3.22 層別の間隙空気圧縮量

$N$  層目の変動水压  $p_N$ , 水深  $h_N$  のとき, 大気圧  $P_0$ , 水の単位体積重量  $\gamma_w$  をとすると, 空気の体積変化率  $m_{aN}$  は,

$$m_{aN} = \frac{p_N}{P_0 + \gamma_w h_N} \quad (26)$$

ここで,  $P_0 = 101.325 \text{ kPa}$ ,  $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$

となる.

また, 各層の間隙比  $e_N$ , 飽和度  $Sr_N$  のとき直径  $D \text{ cm}$ , 高さ  $L_N \text{ cm}$  の層内に存在する間隙空気の体積  $V_{aN}$  は,

$$V_{aN} = \frac{e_N}{1 + e_N} (1 - Sr_N) \frac{\pi \cdot D^2 L_N}{4} \quad (27)$$

で表されるので, 水を非圧縮と仮定すると, 各層, 各位相における間隙空気の体積圧縮量  $\Delta V_{aN}$  は式(26), (27)より  $m_{aN} \cdot V_{aN}$  と等しいと考えられる.

ここで, Test No.1 ( $H=1.2\text{m}$ ,  $T=3\text{s}$ ), 10-90 (粘土: 10%, 碎石粉: 90%)の試験での水压測

定結果を例にとって間隙の圧縮量を算出する。図-3.23 に示したのは変動水圧に対する間隙水圧(a)と過剰間隙水圧(b)を示したものである。図-3.23(a)に示す、各位相における変動水圧による間隙空気の圧縮量を層別に求め、鉛直方向の変位量に換算した上で、地盤内部から表層へ向かって累積沈下量を算出し、各層の鉛直変位量とした。その結果を図-3.24 に示す。凡例の数値は地盤表面からの深さを表している。

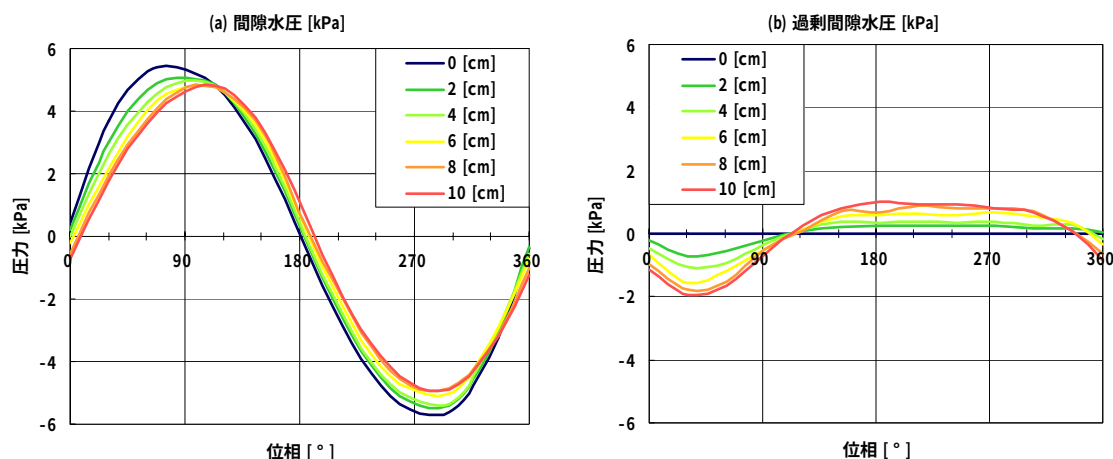


図-3.23 地盤内の変動水圧と過剰間隙水圧

これは鉛直一次元的な波圧変動による地盤内の間隙の圧縮を考えた場合のものであり、水平方向の土粒子、間隙水の動きは考慮していないため、この解がそのまま適用できるわけではないが、事象を単純化して考えることができる。

水圧はこの浸透速度によって地盤内へ伝達されると考えられるが、透水性がこの浸透速度を許容できるものでなければ波の周期内で水圧を伝達するのは不可能である。

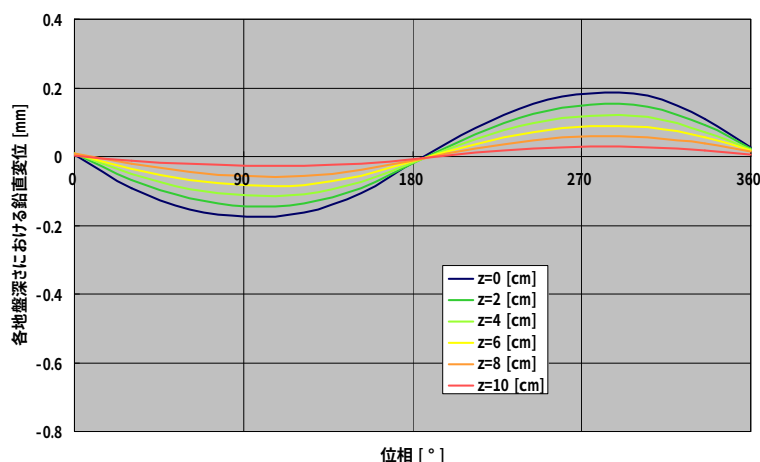


図-3.24 地盤各層の鉛直変位

全応力  $\sigma$  は有効応力  $\sigma'$  と間隙水圧  $u$  の和で表される.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (28)$$

変動水圧が伝達される場合もこの式が成り立つと考えられ, 変動水圧によって地盤内部に間隙水圧が伝達されるとき, 間隙空気存在によって発生する伝達の遅れによって過剰間隙水圧が変動し, 有効応力, 間隙水圧間の応力の伝達がなされる. 図-3.23(b)に示したのが地盤内部での過剰間隙水圧の様子である.

透水性が低い場合は伝達される変動水圧に減衰が起こる. 著しい波圧の減衰が起こる場合, すなわち地盤の透水性が低い場合はこれまでに定義されていた基準で過剰間隙水圧を算出すると過剰間隙水圧が有効応力を大幅に上回り, 結果として土粒子間に引っ張り力が発生しているような状態になる. この場合は波高変動速度に対して透水性が低すぎるために間隙で物質の移動が行われないものとして無視することにする. この浸透流は水圧の変動に着目した場合だが, 変動水圧伝達の遅れによって生じる過剰間隙水圧は地盤の有効応力に転換されるため, 次に有効応力の変動に着目してみる.

変動水圧载荷実験中に地盤表面を観察すると, 地盤面が変動水圧周期に連動して上下していることが確認できた. 珪砂を砂分とする試験では 0.5mm~1.5mm 程度のオーダーで地盤面の上下動が発生していた. これは変動水圧によって供試体に体積変化が起きている事を示す. 体積変化は有効応力の変化によって生じるため, 水圧変動によって周期的な有効応力変動が起こっていると推察できる. 周期的な変動水圧下においては, これまでに述べてきた水圧の伝達遅れに伴う過剰間隙水圧によって有効応力の変動が起こっていると考えるのが妥当である.

ここで, 細粒分が粘着力を持たない, 細粒分が碎石粉由来の試料 (0-100) での変動水圧载荷実験時の結果を例にとって, この現象を検証してみることにする. 図-3.25 に示したのは载荷変動水圧 (CH\_1), 地盤深さ 2cm の位置での変動水圧 (CH\_2) と, これら 2 つの値から算出される過剰間隙水圧である. 赤斜線部は過剰間隙水圧を考慮した場合の各位相での有効応力である.  $0^\circ \sim 90^\circ$  付近では有効応力が増加し, 地盤は高密度化していると考えられる. また,  $150^\circ \sim 300^\circ$  の位相では有効応力と過剰間隙水圧が等しくなり, 地盤は不安定化していると考えられる. このときの有効応力と水圧の関係は次式で表される.

$$\sigma' = \sigma'_0 - (p_m - p_0) \quad (29)$$

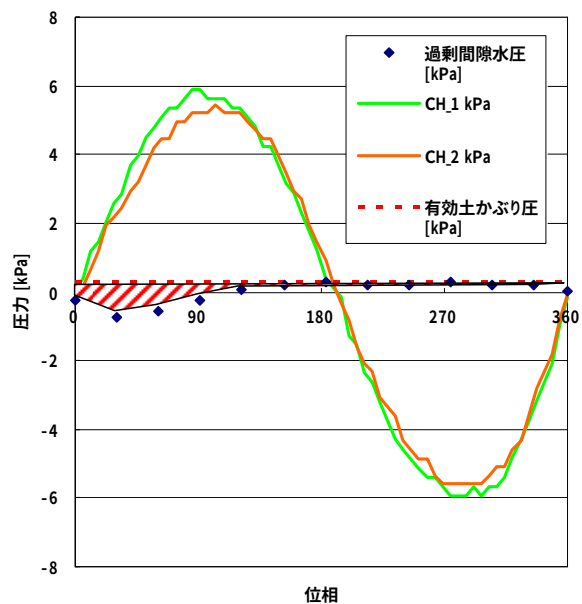


図-3.25 有効応力と過剰間隙水圧

ここで、 $\sigma'_0$  は初期有効応力である。この式より各深さにおける有効応力の変動を求めたものを図-3.26 に示した。この有効応力の変動に連動して、試験中の地盤面の振動が起こっているという仮定の元、以下に地盤面の変動と有効応力の関係の定式化を行った。

有効応力の変動量  $\Delta\sigma'$  と、ひずみ  $\varepsilon$  の関係は体積圧縮係数  $m_v$  を用いて次式で表される。

$$\varepsilon_v = m_v \Delta\sigma' \quad (30)$$

ここで、 $\Delta\sigma' = p_m - p_0$  なので、式(5.6)は、

$$\varepsilon = m_v (p_m - p_0) \quad (31)$$

となる。これより、変動水压測定結果を利用して地盤の変動量を算出する。

図-3.14 に示した 0-100 の試料を用いた Test No.1(H=1.2m, T=3s)では、深さ方向に2cmの刻み幅で10cmの深さまで間隙水压を測定している。今回は簡単のために間隙空位の圧縮量の計算(5.2.1)と同様に、層ごとに変動有効応力による体積ひずみを算出し、最後に足し合わせる方法で全体の圧縮量を算出することにした。図に示すように層を分割し、それぞれの層で変数を設定した。

式(31)によると変動有効応力による地盤の圧縮量を算出するためには体積圧縮係数  $m_v$  が必要となるので、以下の

方法で  $m_v$  を求めた。

$$m_v = \frac{\varepsilon_v}{\Delta P} \quad (32)$$

である。 $\varepsilon_v$  は  $\Delta P$  の荷重増加によって生じるひずみである。また、 $\varepsilon_v$  は

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e} \quad (33)$$

と表せる。ここで  $\Delta e$  は  $\Delta P$  の荷重増加によって生じる間隙比の変化なので、

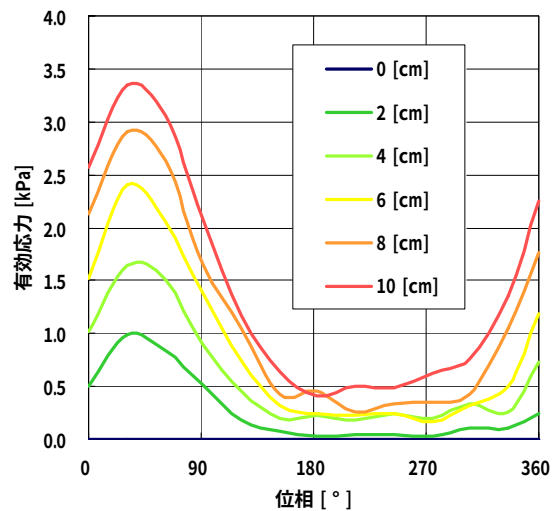


図-3.26 変動する有効応力

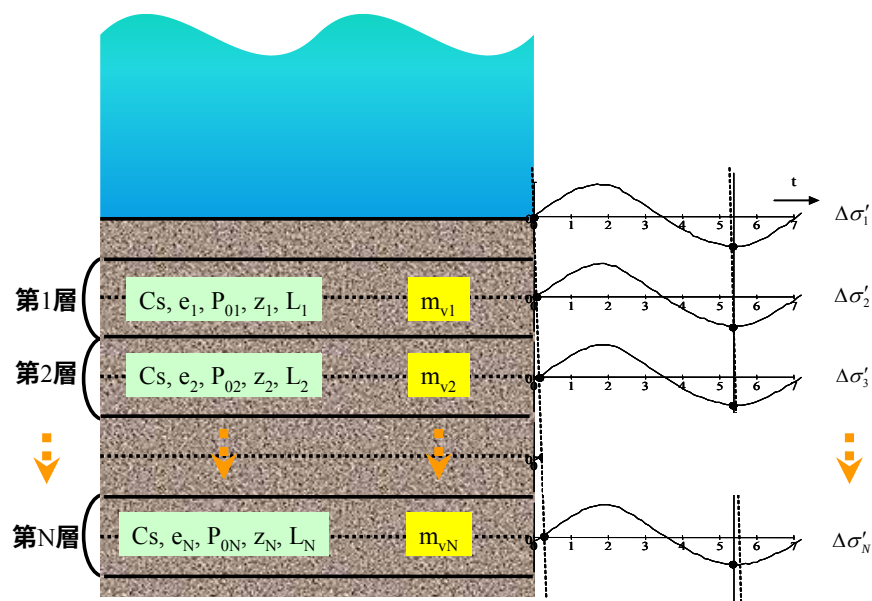


図-3.27 層別の有効応力による体積変化

$$\Delta e = C_s \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (34)$$

$C_s$ は、過圧密領域での  $e$ - $\log P$  曲線の傾きであるが、実際の地盤上での荷重範囲における  $C_s$ の測定は難しいため、標準的な圧密載荷荷重によって  $e$ - $\log P$  曲線を描き、 $C_s$ を求めた。

式(5.11), (5.12), (5.13)より,

$$m_v = \frac{\varepsilon_v}{\Delta P} = \frac{0.434 \cdot C_s}{(1+e)P_0} \quad (35)$$

式(35)により、表-3.2 に示す値を用いて変動有効応力による各層の体積変化量を位相ごとに算出した。結果は図-3.28 に示すとおりである。

表-3.4 変動有効応力による体積変化量の計算に用いた値

| Layer No. | 深さ<br>[cm] | 膨張指数<br>$C_s$ | 間隙比<br>$e_N$ | 土粒子の比重<br>$G_s$ | 乾燥単位体積重量<br>$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ] | 上載圧<br>$P_0$ [kPa] | 体積圧縮係数<br>$m_v$ [m <sup>2</sup> /kN] | 層厚<br>$L_N$ [cm] |
|-----------|------------|---------------|--------------|-----------------|---------------------------------------------|--------------------|--------------------------------------|------------------|
| L1        | 2          | 0.01          | 0.815        | 2.66            | 8.97                                        | 0.179              | 0.01333                              | 2                |
| L2        | 4          | 0.01          | 0.815        | 2.66            | 8.97                                        | 0.359              | 0.00667                              | 2                |
| L3        | 6          | 0.01          | 0.815        | 2.66            | 8.97                                        | 0.538              | 0.00444                              | 2                |
| L4        | 8          | 0.01          | 0.815        | 2.66            | 8.97                                        | 0.718              | 0.00333                              | 2                |
| L5        | 10         | 0.01          | 0.815        | 2.66            | 8.97                                        | 0.897              | 0.00267                              | 2                |

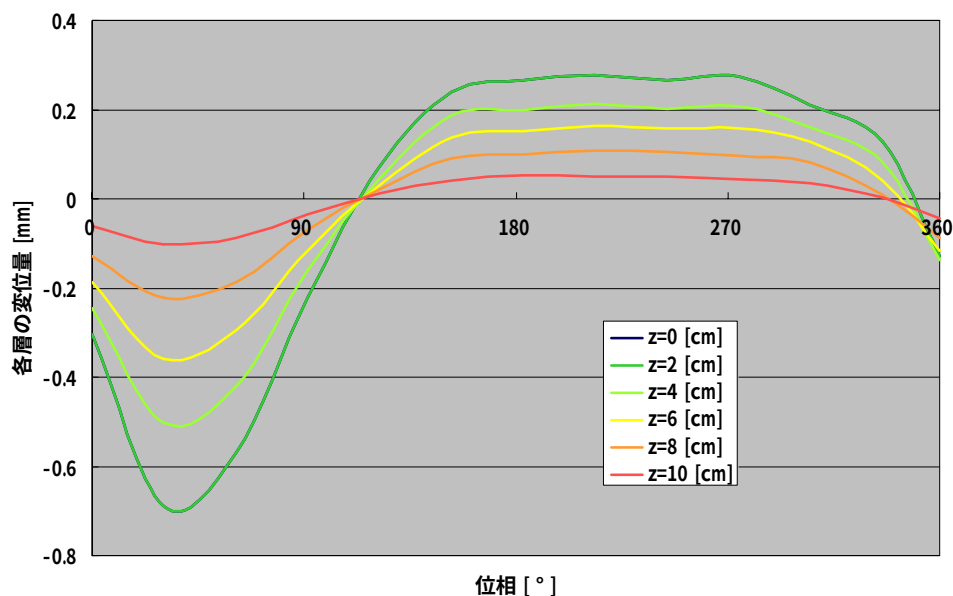


図-3.28 地盤各層の鉛直変位

図-3.28 を見ると、水圧の減少過程（180～360°）において、変形が頭打ちとなっているが、これは地盤が液状化して、有効応力が0になり、全応力を間隙水圧が負担している状態であるといえる。

有効応力がもっとも減少する位相での深度方向の過剰間隙水圧の測定値を、過剰間隙水圧比 $\Delta u^*/\sigma_{v0}'$ として図-3.29(a),(b)に示した。それぞれ試料は10-90(粘土10%, 碎石粉90%), 50-50(粘土50%, 碎石粉50%)である。 $\Delta u^*/\sigma_{v0}' > 1$ の場合には過剰間隙水圧が有効応力を上回り、液状化ないしはボイリングに近い状態が起きていることを意味する。

細粒分の移動が起きている場合である図-3.29(a)をみると、表層から深度約4cmまでの範囲で $\Delta u^*/\sigma_{v0}' > 1$ となり深度2cmで $\Delta u^*/\sigma_{v0}'$ が約1.3となっている。細粒分の移動が起きなかった50-50のケースである図-3.29(b)をみると、 $\Delta u^*/\sigma_{v0}'$ が1を上回った部分がみられるがその範囲は小さく、上回った程度は10-90の場合よりも小さい。このように、細粒分の移動は表層付近において過剰間隙水圧が有効上載圧を上回っていることが原因のひとつと考えられる。

変動水圧の载荷によって、アクリル円筒セルをはじめとする実験装置の各部にひずみが生じ、供試体の変形に影響を及ぼす可能性が考えられるために、水のみを入れた実験装置で载荷による液面の変動量を計測した。結果を表-3.4に示す。今回使用した実験装置では、変動水圧载荷による目立った実験容器の変形は見られなかった。振幅が10kPa程度の変動水圧载荷による供試体表面の上下の変動量が1mm程度であるのに対して、100kPa

表-3.5 水圧による実験装置の変形

| 水圧 [kPa] | 初期値からの液面変動量 [mm] |      |      |
|----------|------------------|------|------|
| 0        | (初期値)            | 0.00 | 0.01 |
| 0.5      | 0.04             | 0.03 | 0.04 |
| 1        | 0.08             | 0.09 | 0.10 |

の水圧変動幅で0.1mm程度の液面変動であったために、変動水圧载荷によるアクリル



円筒セルの変形量は無視してよいものと考えられる。

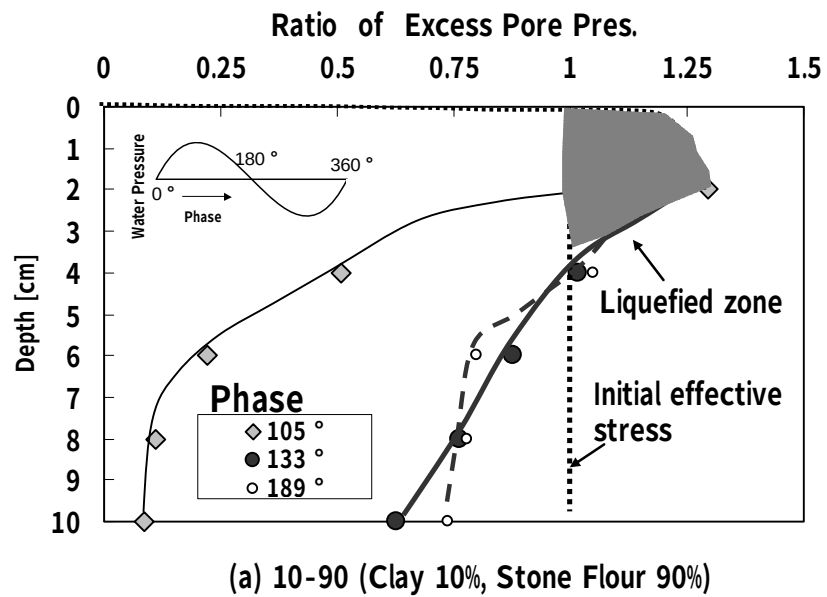


図-3.29(a) 一次元水圧変動過程において地盤中に発生する過剰間隙水圧

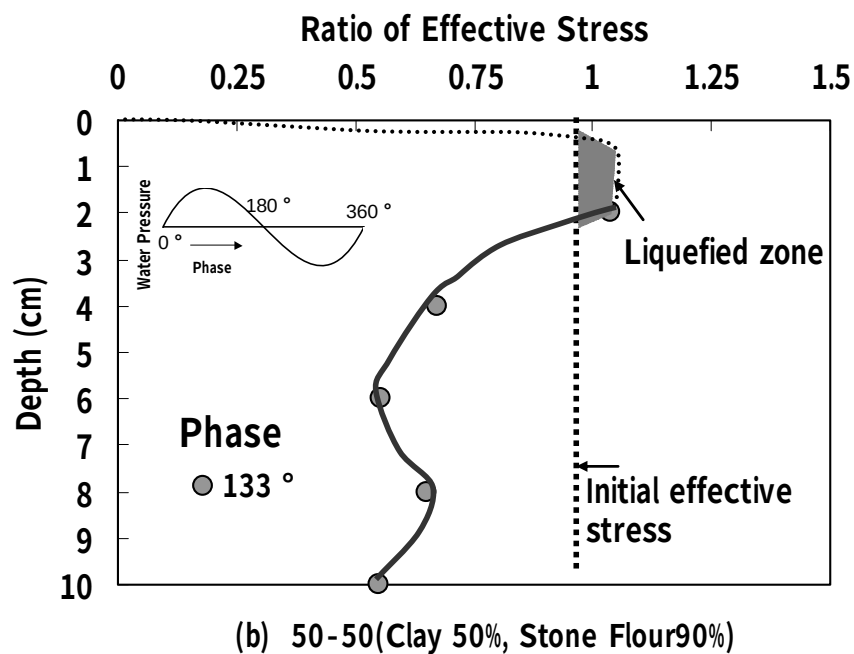


図-3.29(a) 一次元水圧変動過程において地盤中に発生する過剰間隙水圧

図-3.30 に変動水圧による間隙空気の体積変化から算出された地盤層厚の変形量と、変動有効応力による土粒子骨格の変形量の和を示した。実測から得られた地盤面の変位量(図-3.21)は 1.5mm 程度であり、図-3.30 に示した計算結果と比較しても、その値に大きな差が見られないため、今回、地盤の変動量を算出する際に地盤内の変動応力に関して設けた過程が妥当であったことを示している。

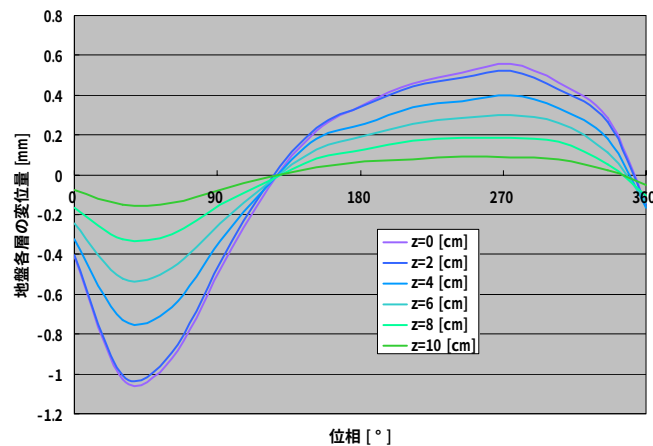


図-3.30 理論的に算出した各層の変位量

写真-3.5 は C0-SF10 の試料における Test No.3 において水圧が減少したときの表層付近の状況である。図のように水圧の低下とともに地盤面は上昇するが、細粒分はこの過程で地盤内を相対的に上に移動した。地盤は水中で飽和しているので、地盤面が上昇する場合には地盤内に水が入る必要がある。しかし、観察によるとこのときに細粒分は上向きに移動している。図-3.29(a), (b) に示すように、水圧下降過程では地盤中に高い間隙水圧が残留するので、この間は上向きの動水勾配が存在する。しかし、本実験は一次元的な現象であるため、質量保存則を考えると地盤内から地盤の外への流れは起こりえず、地盤の骨格の膨張と同時に起こる細粒分の上向きの移動を説明することはできない。

写真-3.5 には珪砂の比較的大きな粒子に着目して黒くマークして示している。図のように粒子の動きは地盤表面の変動量と一致せず、粒子の間隙において細粒分を巻き込んだ流れにより、地盤面が上昇する速度よりも早く細粒分が上方へ移動する様子が観察された。このことから、水圧下降過程で地盤面が上昇するときに、大きい粒子と細かい粒子間で相対移動（分級）が起こっていると推定され、細粒分が上に移動する原因の一つと考えられる。しかし、観察された上向きの流れが存在するためには、地盤内に水を吸い込む部分がなければならないと考えられるが、今回の実験では確認できなかった。また、図-3.14, 3-16 のように表層からの深さ 10cm で液状化が発生しない深度でも細粒分の上への移動が起こっており、このメカニズムも明かでない。これらのメカニズムを明らかにするためには、さらに検討が必要である。

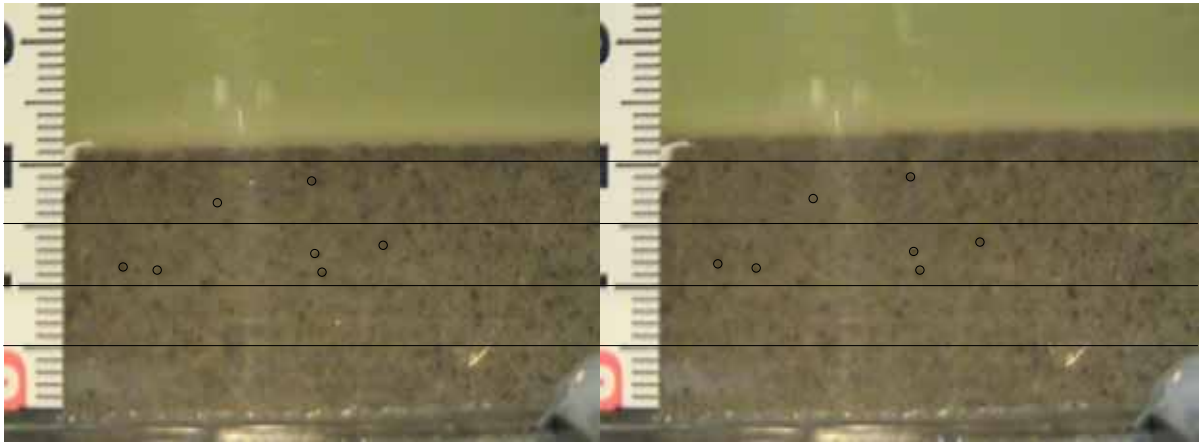


写真-3.5 珪砂のトレース

写真-3.6(a)は，浪条件 Test No.1( $H=1.2\text{m}$ ,  $T=3\text{s}$ )で細粒分として海成粘土を用いた試料を使用した実験の変動水圧载荷後の供試体表面の状況である．図のよう円筒セルと供試体の境界部に粒子の細かい粘土分が堆積しているのがわかる．また，写真-3.6(b)に示したのは，供試体を解体する際に上から二段目（深度10～20cm）の円筒セルの断面を撮影したものである．使用した試料が珪砂と粘土の混合試料であることから，写真-3.6(b)に示した部分の粘土分が変動水圧载荷によって写真-3.6(a)に示す表層に移動したと考えられる．このように，細粒分が粘土の場合，粘土層の中央では細粒分の移動は全く見られなかったが，円筒セルの壁面では局所的に細粒分の上への移動が発生した．したがって，細粒分の移動が局所的に発生しやすくなる条件やメカニズムが存在すると考えられ，今後更に検討する必要がある．



写真-3.6(a) 変動水圧载荷後の供試体（地盤表面）



写真-3.6(b) 変動水圧载荷後の供試体（2 段目）

#### (4) 浚渫粘土層から覆砂層への細粒分供給の可能性

ここまで、一次元変動水圧による覆砂層からの細粒分の流出を中心に議論してきたが、ここでは浚渫土層から細粒分が供給される可能性はないのか、実験による検討を行った。

図-3.31 に示したのは、浚渫土層を有する地盤への変動水圧载荷実験に用いた模型地盤の概略図である。浚渫土層の層厚は 50mm で、その上に 100mm の層厚の覆砂層を再現した。図に示すように、覆砂層表面と、覆砂層と浚渫土層の境界部で水圧を記録した。

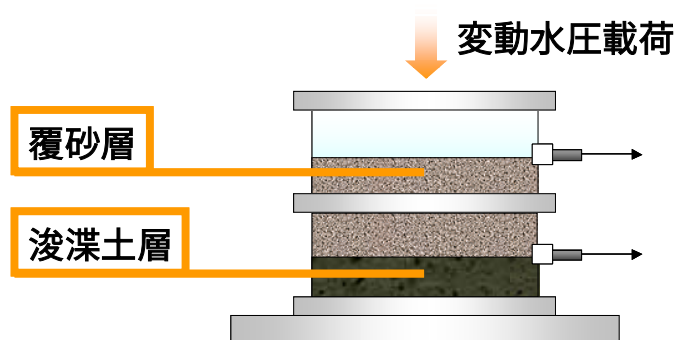


図-3.31 浚渫土層を有する地盤の変動水圧载荷実験

図-3.32 に出島粘土の浚渫土層の上に 5 号珪砂の覆砂を想定した模型地盤による変動水圧载荷試験終了後の深さ方向の細粒分分布を測定した結果を示した。図を見ると明らかなように、浚渫土層からの覆砂層への細粒分の供給は見られなかった。浚渫土層として、2mm ふるいを通過した、透水性が極めて低い浚渫粘土を用いたことにより、浚渫土層に波浪による影響が及ばなかった事によると考えられる。

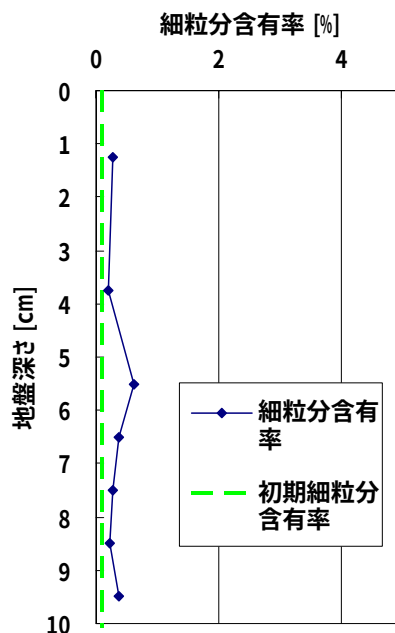


図-3.32 浚渫土を有する地盤での変動水圧载荷実験結果 (T1 : H=1.2, T=3s)

図-3.33 は、地盤表面に作用する変動水圧 (CH\_1)、覆砂層と浚渫土層の境界部における間隙水圧(CH\_2)、これら2点の水圧差から算出される過剰間隙水圧を示している。過剰間隙水圧が有効土かぶり圧 (赤色点線) より大きい値を示した場合に、地盤が不安定化し、懸濁状態になった浚渫土層の細粒分が上方へ移動すると考えられたが、今回の試験でそういった現象は確認できなかった。

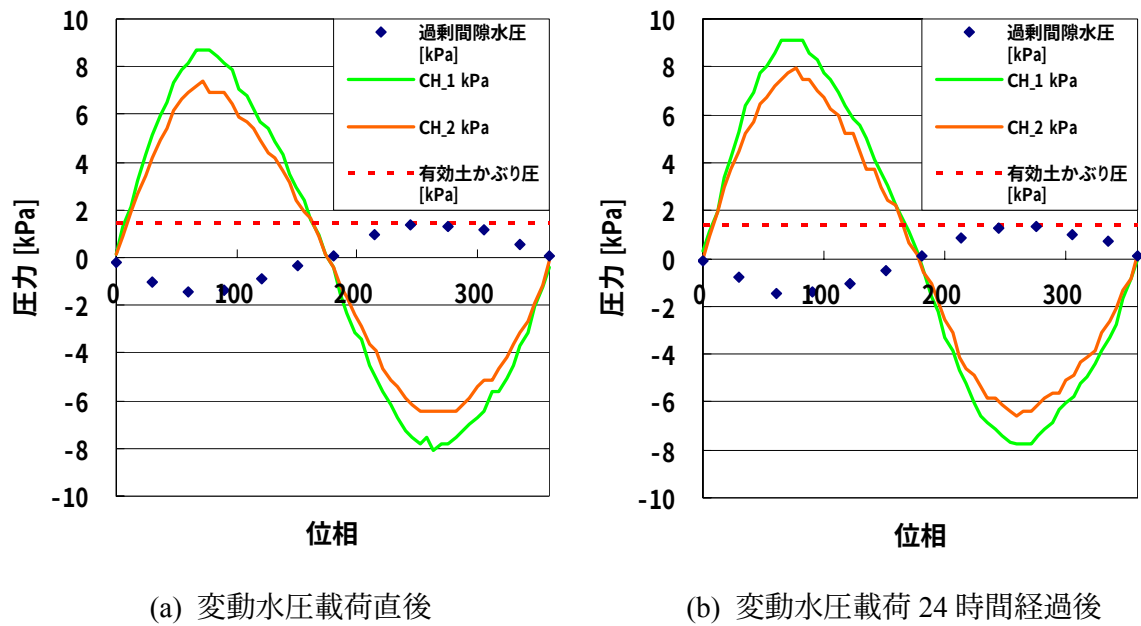


図-3.33 水圧変動と過剰間隙水圧

### 3.5 3章のまとめ

人工的に造成した干潟の覆砂層から細粒分が流出する問題を解明することを目的として、一次元変動水圧下において砂層からの細粒分の抜けだしに関する実験を行った結果、以下のことがわかった。

- 1) 細粒分 10%を含む飽和した砂層上に一次的に変動水圧を載荷すると、地盤内の細粒分が上昇し表層に抜け出す現象が起ることを確認した。また、移動したのは主にシルト分であった。この現象は細粒分の塑性が大きく影響し、細粒分の液性限界が 40% 以上の場合は移動が起きなかった。
- 2) 水圧が下降する過程において、砂層の表層付近では有効土被り圧を上回る間隙水圧が発生した。このことが細粒分の上方への移動の原因の一つと考えられる。
- 3) 水圧が下降するとき、砂層の砂粒子の間隙において細粒分を巻き込んだ流れがあり、地盤面が上昇する速度よりも早く細粒分が上方へ移動する様子が観察された。
- 4) 粘土分を細粒分として一次元変動水圧を加えた場合、円筒土層の壁面で局所的に細粒分が上方に移動する現象が観察された。
- 5) 一次元水圧変動により浚渫粘土層から覆砂層への細粒分の供給の可能性を検討した結果、今回実施した範囲では細粒分の移動はみられなかった。



## 4. 沈下防止のための浚渫土の超貧配合セメント処理に関する研究

### 4.1 はじめに

高塑性の粘性土を浚渫して干潟材料として使用する場合、造成後の圧密沈下対策が問題となる。干潟材料の圧密沈下は、海岸線の後退を生じさせるとともに海底地盤の標高が低下することで、安定した生態系の形成を妨げる要因となっている。質の高い干潟を造成するためには、造成後の地盤高の変化を防止する工夫が必要である。

通常海底地盤において粘土は液性限界の 0.9～1.1 倍の含水比で堆積している。グラブで浚渫しバージで運搬し現場に投入すると、含水比は 5～10%増加し、さらにこの過程で大きな乱れを受けるため、原位置の強度が 14.0～21.4%に低下する<sup>1)</sup>。これらの粘土上に覆砂を行うと、浚渫土自体の自重と覆砂層の重さによって浚渫土層は圧密沈下し、造成後に海岸線が後退する原因となる。したがって、浚渫土の土質特性を考慮し、低コストで安定した海岸線を維持できるような造成技術が必要である。

浚渫土層の圧密沈下対策としては、セメント処理が考えられる。しかし、自然再生を目的とする事業では環境への影響等を考慮するとセメントの使用は最小限とすることが望まれる。本研究は、通常のセメント混合処理における最小セメント混合量の 40～70%に相当する少量のセメント量を混合する超貧配合セメント処理により浚渫土の沈下を防止する技術について検討を行った。

### 4.2 実験に用いた粘土と混合したセメント量

実験においては、広島港出島粘土と市販の普通ポルトランドセメントを用いた。セメントを混合する目的は粘土のセメンテーション効果を早期に発現させることであり、セメントを添加することで本来の粘土の性質をできるだけ変化させないことが重要である。宮崎らによると、固化処理土の一軸圧縮強度 $q_u$ とセメント含有量 $C$ の関係は以下のように表わすことができる。

$$q_u = k(C - C_0) \quad (1)$$

式 (1) における $k$ はグラフの傾き、 $C_0$ は最低セメント量と呼ばれるものである。この式は、浚渫土にセメントを混合した際に $C_0$ 値を超えなければ、改良効果が期待できないということを示すものであるが、ここではこの $C_0$ 値付近のセメント添加量を用いることとした。

図-4.1 はセメント添加量と上式で求めた一軸圧縮強度の関係を、養生日数ごとに整理したものである。図のようにセメントの効果が出現し始める添加量が存在し、広島港出島粘土の場合は、養生日数に関係なく約 6～7%に相当している。図-4.2 は図-4.1 の横軸を  $1\text{m}^3$ あたりの添加量(kg)に換算して示したものである。図を見ると、それぞれのセメント添加量に対して一軸圧縮強度が単純な直線近似、あるいは指数関数的に増加す

るのではなく,

①強度が発現し始めるセメント添加量からある傾きを持って強度が増加

②更に添加すると途中から別の傾きを持って強度が増加 (①の傾きより大)

という傾向を持つことが分かる.

ここでは上記のように, セメント添加量と一軸圧縮強度の関係を 2 本の直線で表現することを試みた. 図中の点線はその近似直線である. 近似は(1)式を参考にし, それぞれの養生日数について直線の傾きと x 軸の切片を求めた.

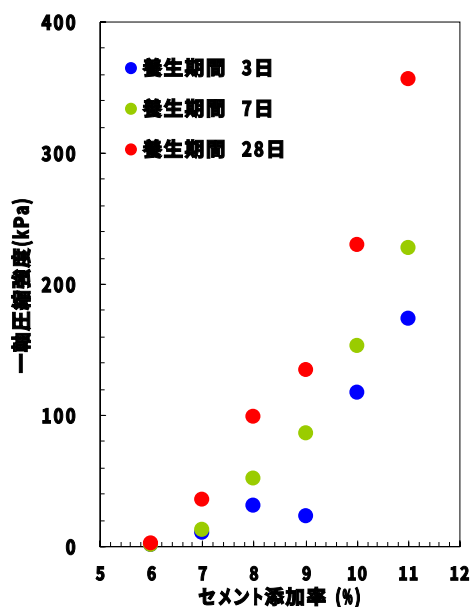
$$q_u = k_0 (C - C_0) : \text{傾き小} \quad (2)$$

$$q_u = k_1 (C - C_1) : \text{傾き大} \quad (3)$$

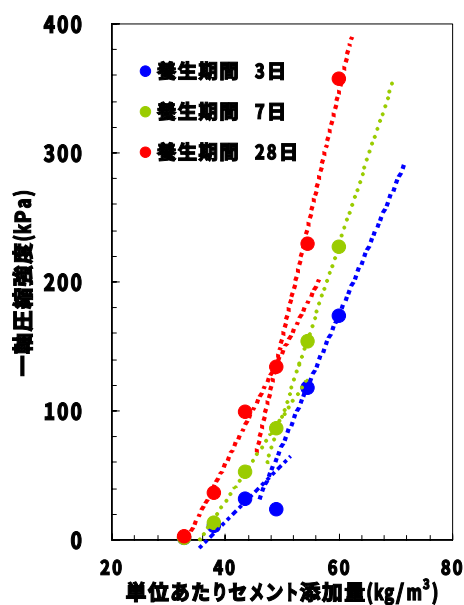
**表-4.1** は上式で得られたそれぞれの  $k_0, k_1, C_0, C_1$  の値を整理したものである. 表より, 養生日数により強度が発現する割合 (傾き  $k_0$ ) は変化するものの, x 軸の切片  $C_0$ , 即ち最低セメント量はほとんど変化しないことがわかる. 得られた 3 つの  $C_0$  の平均値を取ると, 広島港出島粘土の場合  $1\text{m}^3$  あたり約  $35.1\text{kg}$  程度 (本実験のセメント添加率の定義では  $6.4\%$ ) のセメントを添加することでその効果が発現し始めると考えられる. なお, 傾きが増大するもう一方の直線の切片  $C_1$  も養生日数によらずほぼ一点に集中する傾向がみられる.

**表-1 各係数と養生日数**

| 養生日数  | 3day  | 7day  | 28day |
|-------|-------|-------|-------|
| $k_0$ | 3.79  | 6.76  | 9.03  |
| $C_0$ | 35.45 | 36.19 | 33.74 |
| $k_1$ | 10.20 | 12.89 | 20.39 |
| $C_1$ | 43.06 | 42.50 | 42.79 |



**図-4.1** セメント添加量と一軸圧縮強度



**図-4.2**  $1\text{m}^3$ あたりセメント量と一軸圧縮強度

さて、コンクリートの分野では、強度は水セメント比(W/C)と大きな相関性を持っているとされる。そこで水セメント比と一軸圧縮強度の関係についても整理を行い、図-4.3に示した。図-4.2の関係と同様に、両者の関係が2つの直線で表されると考えられる。水セメント比で換算した場合は W/C=25 程度から強度が発現し始め、W/C=16 付近から強度が急激に増加する傾向にある。これは実験開始前の水セメント比が高い状態でも、圧密などの脱水現象によりこの付近の水セメント比で急激に圧縮強度が上昇する可能性を示している。

ただし、本実験における水セメント比は湿潤単位体積重量を  $\gamma_t$ 、乾燥単位体積重量を  $\gamma_d$ 、セメント添加率をCとして、図-4.3 水セメント比と一軸圧縮強度

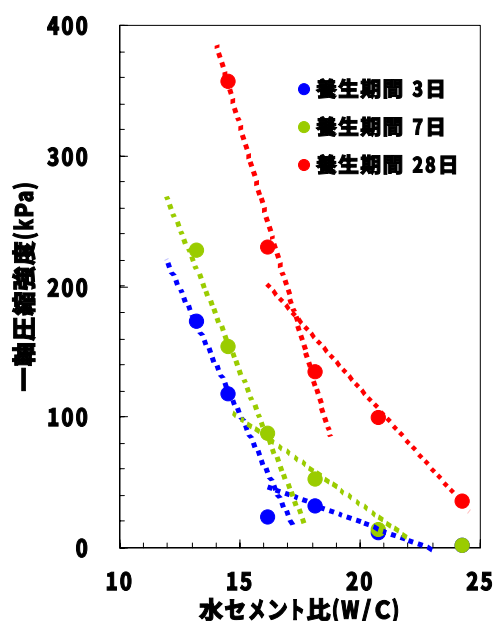


図-4.3 水セメント比と一軸圧縮強度

$$W/C = \frac{\gamma_t(t/m^3) - \gamma_d(t/m^3)}{C(kg/m^3)} \times 1000 \quad (4)$$

表-4.2 にセメント添加率と 1m<sup>3</sup>あたりの添加量、水セメント比を整理して示す。

表-4.2 セメント添加率と 1m<sup>3</sup>あたりの添加量・水セメント比

| セメント添加率(%)                  | 6     | 7     | 8     | 9     | 10    | 11    |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| セメント添加量(kg/m <sup>3</sup> ) | 32.74 | 38.20 | 43.66 | 49.12 | 54.57 | 60.03 |
| 水セメント比(W/C)                 | 24.25 | 20.79 | 18.19 | 16.17 | 14.55 | 13.23 |

図-4.1 と図-4.2 をみると通常の配合試験により、強度が発現する最小のセメント量は添加率で7%、添加量で 38kg/m<sup>3</sup>である。通常のセメント処理土の場合、地盤の強度として最低でも現場で一軸圧縮強度 200kN/m<sup>2</sup>が求められるので、室内配合ではその 2~3 倍、したがって、添加量として 11%程度が用いられる。しかし、人工干潟の材料としてはそのような強度は必要ではなく、むしろ地盤内の pH が上昇するなど環境的にはマイナスの効果があると考えられる。そこで、本研究では添加量として強度発現が開始する 7% から 8%, 9%, 10% と変化させ、最後に 7% よりも大幅に減じた 5% の添加量を用いて、浚渫土の改良効果について実験的な検討を行った。

### 4.3 セメント添加量を変化させたときの圧密試験結果

通常の段階荷重圧密試験においては、荷重増加率( $\Delta p/p$ )を一定にして実験することが一般的である。しかし、浚渫土を干潟材料として用いる場合は荷重増分一定で上載圧が変化するよりも、むしろ速度一定で上載荷重が増加する状況が近いと考えられる。そこで、荷重増分を変化させたときの圧密特性の違いについて比較を行った。

実験ではセメント添加率を7%, 8%, 9%, 10%とし、それぞれの添加率において、荷重の与え方による圧密挙動を調べるために、

①荷重増加率を一定にしたもの ( $\Delta p/p=1.368$ , 荷重が等比数率的に増加)

②載荷速度を一定にしたもの ( $\Delta p=27.68\text{kPa}$ , 荷重が等差数率的に増加)

の2種類を設定した。

セメントによる固化に進行は圧密圧力の載荷速度によって異なるので、一段階あたりの圧密時間は、3時間として実験をおこなった。図-4.4に圧密圧力と時間の関係を示す。

図-4.5は荷重増加率一定にした場合の圧密圧力と体積比の関係である。セメント添加率が多いものほど  $f\text{-log}p$  関係は上方に位置し、圧密降伏応力も明瞭に現れる。この図をもとに圧縮指数  $C_c$ , 圧密領域(実際には正規圧密)の傾き  $C_s$ , 圧密降伏応力  $p_c$  を求め、表-4.3に整理した。ただし、圧密降伏応力  $p_c$  は三笠法により求め、9%と10%の添加率において、圧縮指数  $C_c$  は最大圧密圧力後のグラフの傾きが更に大きくなると判断できたため、表中には>の記号で示した。

図より、各添加率において擬似過圧密効果が見られ、セメント添加率が多くなればなるほど圧密降伏応力が大きくなり、降伏応力を迎えた後の沈下が大きくなる傾向がある。

図-4.6は載荷速度が一定の場合における体積比  $f$  ( $=1+e$ ) と圧密圧力の関係である。図中の灰色の点はセメントを加えていない場合の  $f\text{-log}p$  関係である。

このパターンについてもセメント添加率の大きいものほどグラフが上方に位置するという特徴は変わらない。また、それぞれのグラフに共通するこ

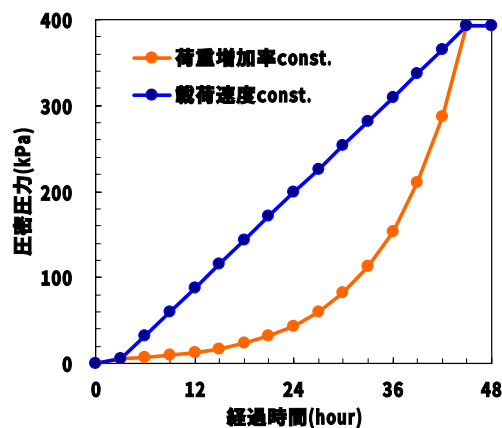


図 4.4 圧密圧力の経時変化

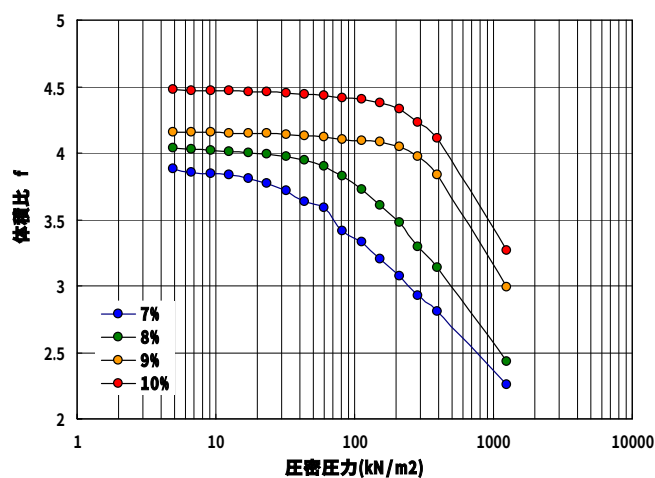


図-4.5 段階荷重圧密試験結果

ととして、1段階目の载荷から2段階目の载荷までの沈下が大きく生じ、徐々にグラフの傾きが小さくなった後、再び傾きが増加し始めるという傾向を持っている。

このパターンについてもセメント添加率が大きいものほどグラフが上方に位置するという特徴は変わらない。また、それぞれのグラフに共通することとして、1段階目の载荷から2段階目の载荷までの沈下が大きく生じ、徐々にグラフの傾きが小さくなった後、再び傾きが増加し始めるという傾向を持っている。

表-3 セメント添加率と各値

| セメント添加率(%) | $C_s$ | $C_s$  | $p_c$ (kPa) |
|------------|-------|--------|-------------|
| 7          | 0.093 | 1.082  | 45          |
| 8          | 0.063 | 1.386  | 80          |
| 9          | 0.015 | 1.002> | 300         |
| 10         | 0.019 | 0.907> | 300         |

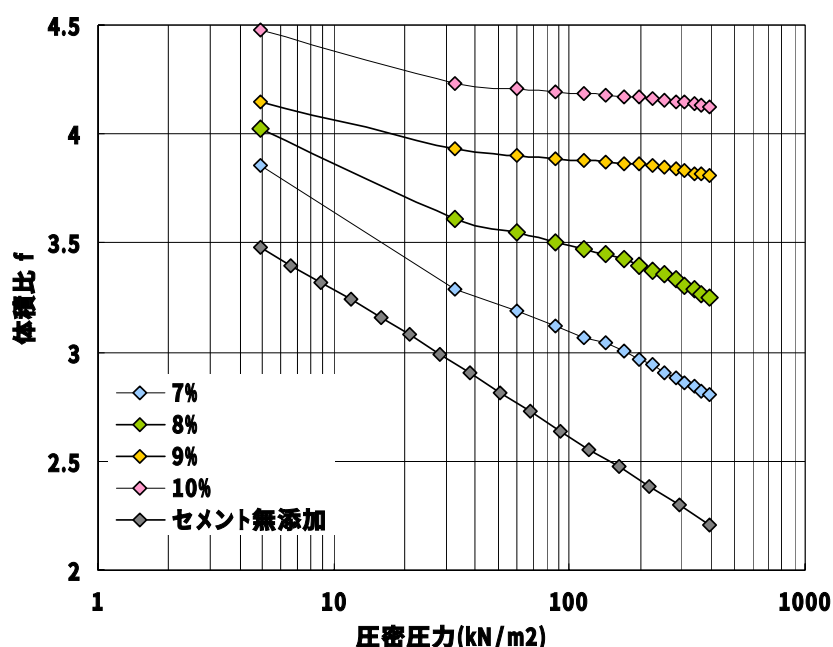


図-4.6 圧密圧力と体積比の関係(载荷速度一定)

次にセメント量を5%，7%とし、各段階の载荷時間を3時間，6時間，12時間として圧密試験を行ったときの体積比と圧密圧力の関係を図-4.7，図-4.8に示す。

図-4.7をみると、荷重増加率一定の段階载荷の場合、セメント添加量が5%では  $f - \log p$  関係はほぼ直線であり、圧縮性に関するセメント添加の効果は認められない。添加量7%の場合は、圧密圧力が小さい範囲で圧縮性の低下がみられ、各段階の载荷時間が長いほど、すなわち载荷速度がゆっくりなほど圧縮性が低下する圧力範囲が大きくなる。これはセメントによる固化が载荷荷重の増加よりも早く進むことによると考えられる。

図-4.8をみると最初の载荷において、いずれの場合ももっとも大きな圧縮性を示す

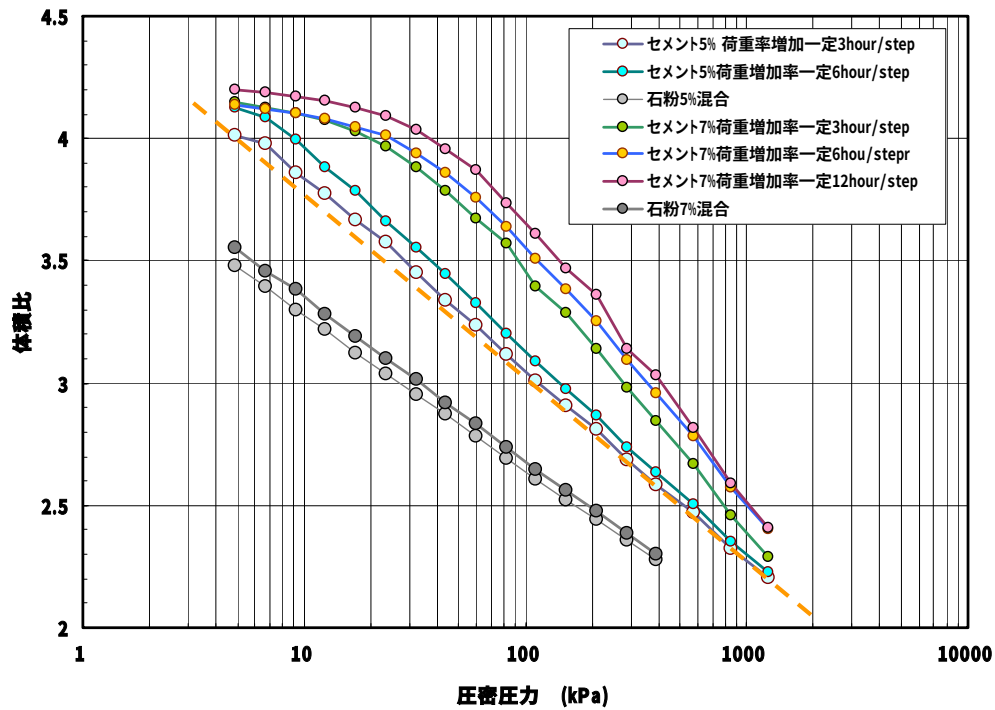


図-4.7 圧密圧力と体積比の関係(載荷速度一定)

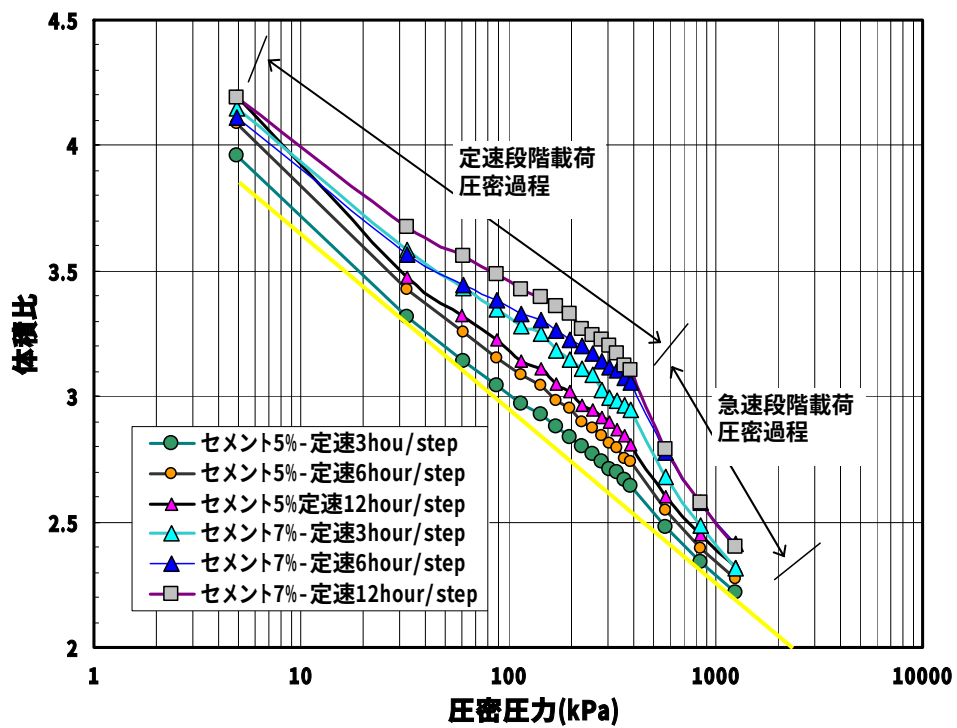


図-4.8 圧密圧力と体積比の関係(載荷速度一定)

が、その後の載荷ではセメント量が大きく載荷速度がゆっくりであるほど圧縮性の低下が見られる。特に、セメント量5%という少量の場合でも載荷段階が6時間、12時間と長くなるにつれて圧縮性低下の効果がみられ、この傾向は載荷速度がよりゆっくりである場合にはさらに効果が現れる可能性を示唆している。特に干潟材料の場合、上載荷重としては浚渫土の自重と50cm～100cmの覆砂だけであるので、圧密圧力は最大40～50kN/m<sup>2</sup>と考えられる。また、浚渫土を投入して造成する場合には、施工期間も1年以上数年にわたる場合もあり、通常の建設工事よりもゆっくりした荷重条件になる。

このような条件では、少量のセメントを添加するだけで環境に大きな負荷を与えず沈下が生じさせない干潟造成材料に改良することができる可能性がある。

#### 4.4 4章のまとめ

安定した生態系が形成される質の高い干潟を造成するためには、造成後の地盤高の変化を防止する工夫が必要である。高塑性の粘性土を浚渫して干潟材料として使用する場合は沈下を防止する手段として、少量のセメントを添加する方法について室内試験による検討を行った。その結果、通常のセメント固化処理土の場合の40～70%に相当するセメント量を添加することで、沈下を大幅に低減するように改良できる可能性が示された。

このような少量のセメントによる改良は他の強度を中心とした地盤改良とは異なる人工干潟造成事業に特有の条件で成立するものである。



## 5. 結 論

開発によって失われる自然環境を復元し開発の影響をできるだけ小さくするという考えから、各地で人工干潟の造成が行われている。しかし、干潟や藻場の再生に必要な科学的な知見は十分でなく、実際にこれまでの造成干潟では、地盤の変形による干潟面積の縮小、表層からの細粒分の流失による砂浜化、生態系の形成不良などの問題が指摘されている。人工干潟は一種の土構造物であり、地盤工学的な観点からの検討も必要である。本研究では以上の考えから、人工干潟造成における地盤工学的な課題について野検討を行った。主要な結論をまとめると以下のようになる。

- 1)人工的に造成した干潟の覆砂層から細粒分が流出する問題を解明することを目的として、一次元変動水压下において砂層からの細粒分の抜けだしに関する実験を行った結果、細粒分 10%を含む飽和した砂層上に一次元的に変動水压を载荷すると、地盤内の細粒分が上昇し表層に抜け出す現象が起ることを確認した。また、移動したのは主にシルト分であった。この現象は細粒分の塑性が大きく影響し、細粒分の液性限界が 40%以上の場合は移動が起きなかった。
- 2)水压が下降する過程において、砂層の表層付近では有効土被り圧を上回る間隙水压が発生した。このことが細粒分の上方への移動の原因の一つと考えられる。実験において、水压が下降するとき、砂層の砂粒子の間隙において細粒分を巻き込んだ流れがあり、地盤面が上昇する速度よりも早く細粒分が上方へ移動する様子が観察された。
- 3)粘土分を細粒分として一次元変動水压を加えた場合、円筒土層の壁面で局所的に細粒分が上方に移動する現象が観察された。しかし、一次元水压変動下で細粒分が上昇するメカニズムは十分に解明できなかった。今後更に検討が必要である。
- 4) 一次元水压変動により浚渫粘土層から覆砂層への細粒分の供給の可能性を検討した結果、今回実施した範囲では細粒分の移動はみられなかった。
- 5)高塑性の粘性土を浚渫して干潟材料として使用する場合の沈下を防止する手段として、少量のセメントを添加する方法について室内試験による検討を行った結果、通常セメント固化処理土の場合の 40～70%に相当するセメント量を添加することで、沈下を大幅に低減するように改良できる可能性が示された。このような少量のセメントによる改良は他の強度を中心とした地盤改良とは異なる人工干潟造成事業に特有の条件で成立するものである。