

# 要求される性能に基づいた 経済的な土留潜堤の設計手法の検討

鯨田 宏樹<sup>1</sup>・升本 裕子<sup>1</sup>・松村 洸南<sup>1</sup>

<sup>1</sup>中国地方整備局 広島港湾空港技術調査事務所 調査課 (〒734-0011 広島市南区宇品海岸3-10-28)

人工干潟の土留めを目的とした潜堤は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の対象とする港湾の施設に含まれていないため、要求性能と性能規定に関する記述はなく、類似施設の要求性能・性能規定を準用すると、いずれも過大な設定となる。

本稿では、人工干潟の土留潜堤の要求性能と性能規定を整理し、それに基づく経済的かつ前例のない新たな設計手法を検討するとともに、軟弱地盤上に設けた潜堤の沈下挙動を精度良く再現する試みについて述べる。

キーワード 人工干潟, 土留潜堤, 要求性能, 軟弱地盤, 沈下

## 1. はじめに

環境創造を目的とした人工的な干潟の造成を行う場合、波浪や潮流による土砂の流出を防ぐために土留潜堤が設けられる。人工干潟の土留潜堤は、港湾法第56条の2の2に定められている「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(以下、「技術基準」という)の対象とする港湾の施設(技術基準対象施設)には含まれていないため、要求性能と性能規定に関する明確な記述はない。また、軟弱な地盤上に潜堤が設けられる際は沈下を抑制するため、潜堤の下に地盤改良が施されてきた。しかしながら、地盤改良は事業費の増加につながり、人工干潟を整備する上での課題の一つとなっている。

このため、潜堤の基礎部を工夫することによって地盤改良を施さずに潜堤の沈下を抑制し、コスト縮減と安定的な潜堤を築造することを目的として実験及び解析を行った。

## 2. 人工干潟の土留潜堤の要求性能と性能規定

### (1) 土留潜堤に特化した要求性能等を定める目的

人工干潟の土留めを目的とした潜堤に求められる性能は背後の土砂が流出しないように堤体高の維持ができれば良く、護岸等の技術基準対象施設と比較すると、求められる安全性や沈下の許容度の面で過大な設定となる。

人工干潟の土留潜堤の要求性能を整理し、性能規定に対する照査項目と限界値について検討することにより、コストの縮減に寄与する設計手法を確立する。

### (2) 土留潜堤に特化した要求性能

背後の人工干潟の土砂の流出を防げば良いため、潜堤築造時の即時沈下は許容し、人工干潟造成後は自重によ

って背後の土砂が流出しない堤体高を維持することを要求性能とした。また、高波浪、地震動等の作用によって損傷した場合は、修復によって機能を維持できることを要求性能として整理した。

### (3) 土留潜堤に特化した性能規定

軟弱地盤上に築造する土留潜堤では捨石材投入直後から即時沈下が始まり、土留潜堤の作用力と基礎地盤支持力のバランスで沈下が収束して土留潜堤としての機能を発揮する。このため、主たる作用が自重である永続状態に対しては、背後の人工干潟の土砂が永続的に流出しない天端高の限界値以上であることを性能規定とした。

主たる作用が高波浪または地震動である変動状態に対しては、土留潜堤の要求性能が修復性であることを考慮し、数年に1回程度来襲する高波浪または地震動によって干潟としての機能を果たさなくなる変形量未達であることを性能規定とした。なお、高波浪に対する照査は一般的に捨石材の安定重量であり、技術基準に示されるハドソン式によって捨石材の安定重量を照査することができる。また、地震動に対する照査は、一般的に円弧すべりによって照査されるが、これを適用すると永続状態に対する照査に比べてかなり高い安全性を求めることとなるため、修復性に対する照査方法は、永続状態に対する照査方法と同様とした。

### (4) 沈下を許容する土留潜堤の天端高の設定

先述(2)のとおり、潜堤築造時の即時沈下は許容し、背後の土砂が流出しない堤体高を維持できれば良いことから、沈下を見込んだ余盛施工を行うことが必要となり、設計時の考え方を見直す必要がある。

図-1に、施工直後堤体が沈下することを予測し、所定の高さより高く設定した堤体断面を示す。なお、潜堤か

らの作用荷重を分散させるため、堤体の下にジオテキスタイルならびに浮き基礎（木製沈床）を施すこととした。

図-2に、施工段階ごとに即時沈下が発生し、その後沈下速度が減少して安定する沈下曲線のイメージを示す。最終段階の施工後（計画した捨石量をすべて投入した後）、沈下速度がほぼ0になった時点（安定と呼ぶ）で、沈下した堤体の天端が所定の堤体高以上の位置にあれば竣工とみなすことにした。

沈下量の経時変化が安定し、堤体の天端高さが所定の堤体高以上におさまっていることが即時沈下の照査項目となる。これを、室内実験で照査する。

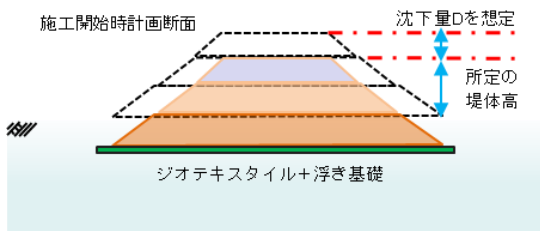


図-1 即時沈下と段階的な施工を考慮した堤体の断面

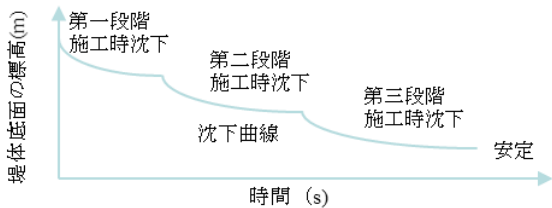


図-2 施工段階毎の沈下曲線のイメージ

### 3. 数値解析による断面の安定性の検討

#### (1) 自然条件

モデルケースとして人工干潟を造成することを想定し、検討を行った。表-1に土層の物性値を示す。

#### (2) 検討対象断面の選定

表-2に検討対象断面として、3つの案を示す。

表-1 各土層の地盤物性値

土質名		地盤定数
浚渫土 (粘性土)	浚渫前	$\gamma_t = 14.5 \text{ kN/m}^3$ ( $\gamma' = 4.5 \text{ kN/m}^3$ ) $C_u = 2.50 + 1.75 \cdot Z \text{ kN/m}^2$ ( $Z_0 = \text{地表面}$ )
	浚渫後	$\gamma_t = 14.5 \text{ kN/m}^3$ ( $\gamma' = 4.5 \text{ kN/m}^3$ ) $C_u = 1.17 \text{ kN/m}^2$
覆砂土 (砂質土)		$\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$ ( $\gamma' = 10.0 \text{ kN/m}^3$ ) $\phi = 25^\circ$

表-2 検討対象断面

案1	捨石傾斜堤 +SCP改良 (一般的な断面)	
案2	捨石傾斜堤 +ジオテキスタイル +浮き基礎 (潜堤の荷重を分散させる構造)	
案3	ジオテキスタイル +カルシア改質土 (カルシア改質土が面として作用し、応力分散を期待した構造)	

#### (3) 軟弱地盤上の潜堤の検討に適用可能な解析手法

図-3に示すように、軟弱地盤上の潜堤の検討に適用可能な解析手法として、有限要素法（FEM）、粒子法（例えばSPH）、個別要素法（DEM）が考えられる。捨石と軟弱地盤をそれぞれの手法でモデル化した場合、図-3に示すように、捨石の軟弱地盤への沈下形状に差異が生じることが考えられる。そのため、本検討ではFEMよりSPHやDEMが有利であるといえる。本検討では、軟弱地盤の沈下機構を評価できる手法として、マウンドのモデル化で実績のあるDEMを用いることとする。

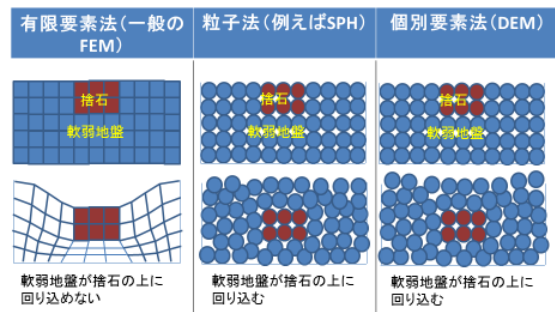


図-3 解析手法

#### (4) モデル化の方針を定めるための試算

##### a) 浚渫土と捨石のモデル化

浚渫土と捨石をモデル化する際、特に浚渫土をばねとして表現するための工夫を行った。

基本ケースは、浚渫土のばね係数を  $1.0 \times 10^4 \text{ N/m}$ （通常  $10^7$ 程度）と極めて柔らかいものとし、減衰係数は0.3、摩擦係数は0とした。試算用モデルを図-4に示す。

浚渫土モデルに捨石モデルを重力落下させたところ、捨石の密度が2倍では沈降しなかったため、5倍、7.5倍、10倍と変化させた（密度の大きさは盛土高を表す）。また、捨石の密度を浚渫土の5倍、ばね係数を（さらに柔らかい） $1.0 \times 10^3 \text{ N/m}$ としたケースも実施した。

検討の結果、ばね係数の感度が高く、ばね係数が小さ

いケースでは粘土の中にゆっくりと沈降する様子が再現できた。このことを踏まえ、浚渫土の塑性と液性の中間的な挙動のコントロールをばね係数で行い、捨石との相対速度に対する抵抗は粘性係数、塑性の微調整は摩擦係数で行う方針とした。

- 空間は剛境界で区切られている
- 浚渫土モデル (白い層)
  - 粒度  $\phi 0.8\text{cm} \sim 2.5\text{cm}$
  - 約 17000 個充填
- 捨石モデル (黒い丸)
  - $\phi 5\text{cm}$

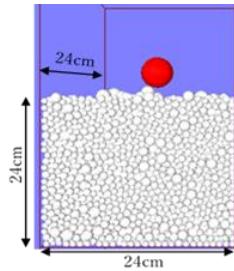
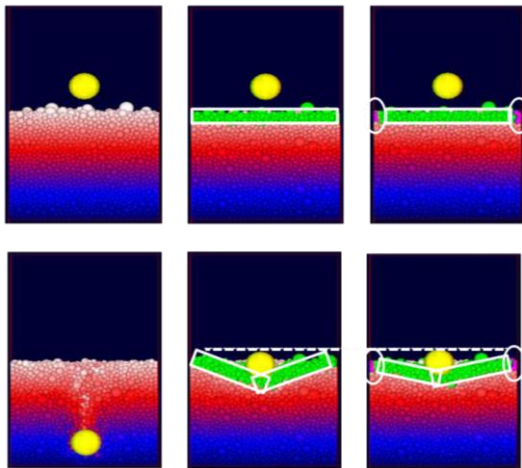


図-4 試計算用モデル

b) ジオテキスタイル、浮き基礎部(木材)のモデル化

ジオテキスタイルは全体で引張りに抵抗すること、浮き基礎部分は水平変位を拘束することでモデル化した。シミュレーション結果を図-5に示す。

図-5に示すように、ジオテキスタイルの存在により捨石の沈降が抑えられ、浮き基礎部にジオテキスタイルの端部を接続することでさらにその効果が増大しており、基本的な挙動は表現できると考えられる。浮き基礎部(木材沈床工)については、浮き基礎全体が剛体的に挙動するモデルとブロックごとに剛体的に挙動するモデルを考えることとする。



(a)基本ケース (b)ジオテキスタイルあり (c)ジオテキスタイル+浮き基礎 (丸部分)

(手前部分の浚渫土を取り除いて描画)

図-5 シミュレーション結果

(5) 解析パラメータの検討

本解析で設定した解析パラメータを検証するため、図-6、写真-1に示す予備試験を行った。ロッドの先は堤体底面を模擬した試験体(球形の磨かない御影石)を取り付けて浚渫土で満たしたドラム缶に浸潤させ、貫入される曲面に対する浚渫土のせん断強度特性を浚渫土から

受ける抵抗力の計測により把握した。なお、試験体は3種類の直径(25cm, 18cm, 12.5cm)とし、初期浸潤位置は深度20cm, 37.5cm, 55cmとした。

図-7に試験結果の一例(試験体中心深度20cm, 試験体直径12.5cm)を示す。実験では、試験体を押し下げると荷重が増加し、試験体を停止すると荷重が低下してあるレベルに収束する傾向を示した。実験と解析は良好に対応していると考えられる。

なお、実験より解析結果の荷重が大きくなっているが、これは、個別要素法では境界の寸法に対して十分小さい粒子を用いる必要があるのに対し、解析で用いた試験体寸法が予備試験の境界の寸法(ドラム缶 $\phi 0.6\text{m}$ )に対して十分小さいものでなかったことが原因と考えられる。ただし、解析では境界が大きく(幅1.8m)、複数の実験結果とも整合しているため、設定した解析パラメータには問題ないと判断した。

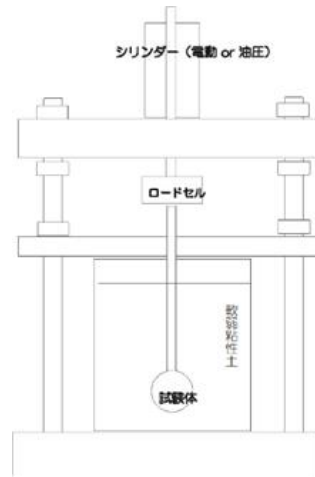


図-6 装置全体概念図



写真-1 試験装置

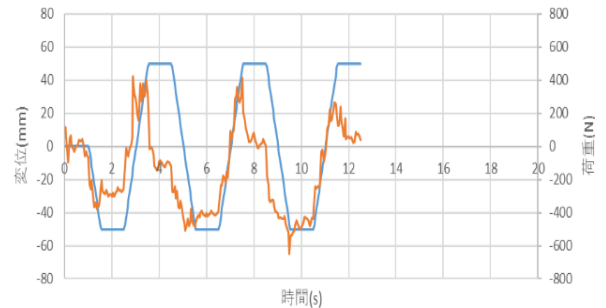
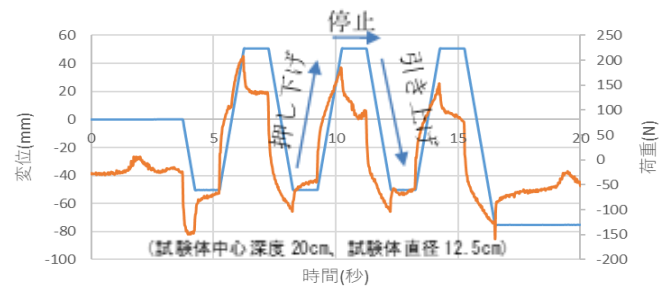


図-7 実験(上)と解析(下)の結果 (規則線は変位, 不規則線は荷重を表す)

(6) 解析モデルの検討

a) 解析モデル

解析モデルは後述する模型実験に合わせ、縮尺 1/60 とした。図-8 (I) がジオテキスタイル、(II) が浮き基礎を表す。ジオテキスタイルは粒径 3.5mm の粒子を直径の間隔で格子状に配置した。浮き基礎は粒径 5.0mm の粒子を木材の配置位置に対応する場所に平面的に配置してモデル化した。

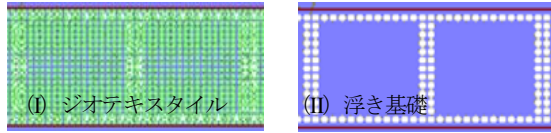


図-8 解析モデル

b) 解析パラメータ

模型実験の結果と整合するよう解析パラメータを設定した。

表-3 解析パラメータ

ばね係数(N/m)	2×10 <sup>3</sup> (実験に用いた粘性土の値)
粘性減衰係数 (Ns/m)	0.973 (経験上定めた値)
密度(kg/m <sup>3</sup> )	2000 (粘性土) 2250 (伊勢砂利のみ) 7820 (伊勢砂利を鉛弾で調整) 1000 (浮き基礎)
要素間摩擦係数	3° (粘性土) 30° (捨石：内部摩擦角 35°程度)
要素間転がり摩擦係数	0.1

表-4 解析条件

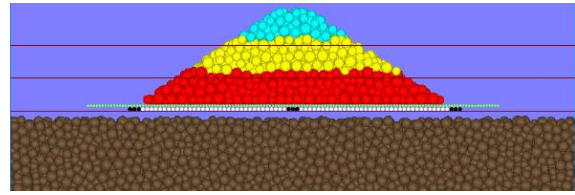
時間間隔(s)	1×10 <sup>-5</sup>
载荷速度(m/s) (堤体支持版の降下速度)	0.05
堤体支持版と粒子との関係	粘性土とは無関係、他粒子と接する場合回転拘束

c) 解析ケース

3種類のモデルについて表-5 に示す。また紙面の都合上、bの解析モデルを図-9 に示す。

表-5 解析ケース

	モデル	備考
a	ジオテキスタイルのみ	伊勢砂利の重量
a'	ジオテキスタイルのみ	伊勢砂利+鉛弾の重量
b	ジオテキスタイル+浮き基礎	伊勢砂利+鉛弾の重量 浮き基礎のブロックごとに剛体とし回転を考慮する
c	ジオテキスタイル+カルシア改質土	伊勢砂利+鉛弾の重量 浮き基礎全体を剛体とし回転を考慮しない



aはジオテキスタイルのみ

bの浮き基礎はブロック毎に剛体とし回転を考慮する。

cのカルシア改質土は面として軟弱地盤に作用し、回転は考慮しない

図-9 bの解析モデル

d) 粘性土粒子の変位ベクトルの比較

表-6 に解析結果による堤体底部の沈下量を示す。また、図-10 に解析ケース b における粘性土粒子の変位ベクトルを示す。堤体下部には、堤体とともに変位するくさび状の剛体部 (変位量 1cm 程度の領域) が存在する。これは図-11 に示すテルツァギの基礎底部の剛体領域のモデルの三角形部分と対応しており、古典的モデルには一定の合理性が認められる。

表-6 堤体底部の沈下量(mm)

	モデル	中央	右端
		解析	解析
a	ジオテキスタイルのみ	13.9	10.2
a'	ジオテキスタイルのみ	43.7	24.6
b	ジオテキスタイル+浮き基礎	40.3	12.4
c	ジオテキスタイル+カルシア改質土	29.5	29.5

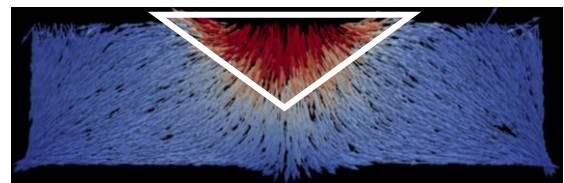


図-10 解析ケース bの粘性土粒子の変位ベクトル

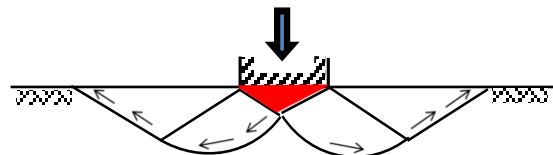


図-11 Terzaghiの極限つり合い状態

(7) 沈下量の予測式

解析結果を基に堤体の沈下量を算定する方法を考える。なお、堤体はある程度沈下した後静止し、沈下量は堤体死荷重とこれに対する抵抗力の釣り合いにより求まる。予測式では、堤体死荷重に対する抵抗力として、く

さび形状の境界面に作用するせん断抵抗力と堤体底面に作用する浮力による支持力を考慮する。

「水平粘土地盤中の帯基礎の支持力  $q_d$  をすべり面法によって求める方法」に関する記述が文献<sup>2)</sup>にある。

文献<sup>2)</sup>の 4.74 式によれば、基礎の支持力  $q_d$  は、式(1)で与えられるとしている。

$$q_d = (\pi + 2)C_u + \gamma D \quad (1)$$

$q_d$ : 基礎の支持力(kN/m<sup>2</sup>),  $C_u$ : 浚渫土せん断強度(kN/m<sup>2</sup>),  $\gamma$ : 浚渫土密度(kN/m<sup>3</sup>),  $D$ : 根入れ長さ(m)

$q_d$  が図-12 のせん断抵抗力と浮力の和に対応すると考えると、第一項がせん断抵抗力、第二項が浮力に相当する。式(1)の  $C_u$  に深度方向  $z$  にせん断強度が増加する地盤定数を考え、 $z$  を  $D$  と置くこと次式(1)が得られる。

$$q_d = (\pi + 2)(c_0 + c_1 D) + \gamma D \quad (1)'$$

$c_0, c_1$ : 係数

これは潜堤底面に作用するせん断強度として深度  $D$  のそれを用いることと等価である。ここで  $D$  を堤体の沈下量と考え、式(1)'を  $D$  について整理すると式(2)が得られる。

$$D = (q_d - c_0(\pi + 2)) / (c_1(\pi + 2) + \gamma) \quad (2)$$

この予測式は、実験および解析を通して、図-13 に示すように堤体の形状が保持されたまま沈下することが明らかになったことに基づいている。つまり、式(2)における特徴は、潜堤の設置圧は変化せず沈下し、その深度における浮力とせん断抵抗を用いて支持力を算定するところにある。

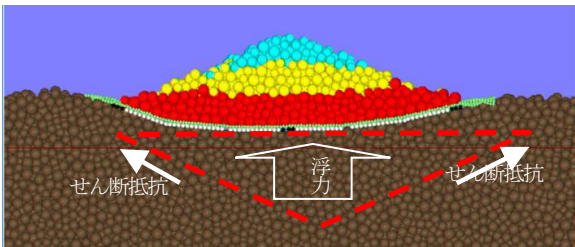


図-12 堤体の沈下に対する反力のイメージ

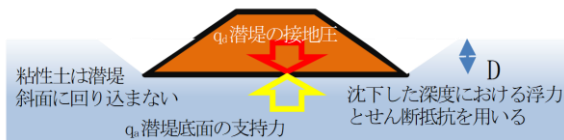


図-13 支持力の考え方

#### 4. 模型実験による性能照査

##### (1) 模型実験の概要

施工後の要求性能と性能規定を確認するために模型実験を行う。実験により、堤体の沈下が安定していること、沈下量が予測値以下であることを確認する。

実験模型は縮尺が 1/60 で、実験室内の土槽内に海底

地盤を模擬した軟弱粘性土を投入し、その上に石材で潜堤模型を構築した(図-14 参照)。軟弱粘性土は現地で採取した浚渫土を用い、潜堤模型は実際の潜堤の築造過程を考慮して段階的に構築した。

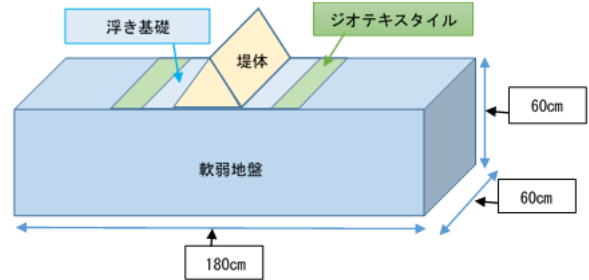


図-14 実験模型の概要図

##### (2) 使用材料

軟弱粘性土は徳山下松港の浚渫土を用いた。捨石は花崗岩質である伊勢砂利を用い、模型の縮尺 1/60 に合わせて 1~1.5cm とした。乾燥密度が 1339kg/m<sup>3</sup> であり、潜堤の重量を増やすために鉛弾を袋詰めにした材料を用いた。

##### (3) 実験方法および計測方法

図-15 に示すように、土槽内部に色砂およびマーカをセットして浚渫土を投入し、実験ケースに応じてジオテキスタイル、浮き基礎を設置した。その上に石材を投入し、沈下量を計測した。

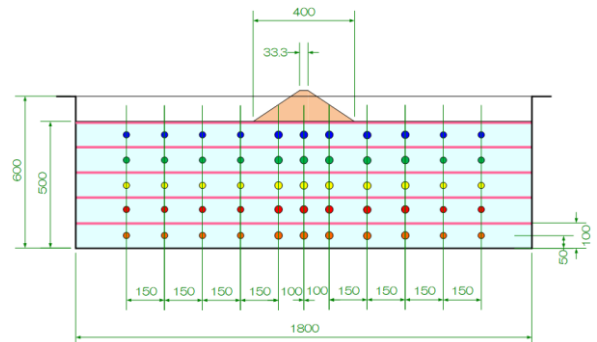


図-15 色砂およびターゲットの配置

##### (4) 実験ケースおよび諸条件

実験ケースを表-7 に示す。堤体を伊勢砂利のみで作成すると、堤体底面中央部の沈下量が小さく、浮き基礎の効果が出にくいことが懸念されたため、堤体深部に鉛弾を積み増すことにより堤体底面に作用する圧力を 3.0 倍とし、沈下量を大きくして両者の差が明確になるモデルを設定した。

表-7 実験ケース

No	解析	内容
1	b	ジオテキスタイル+浮き基礎 堤体重量3倍
2	a	ジオテキスタイルのみ
3-1	b	(ジオテキスタイル+浮き基礎)部 堤体重量3倍
3-2	a'	ジオテキスタイル部 堤体重量3倍

(5) 実験結果

表-8 に堤体底面中央および右端（法先）の沈下量を示す. いずれも 48 時間後の沈下量である. また, 実験ケース 1, 2 の堤体中央及び法先の沈下曲線を図-16 に示す.

表-8 堤体底部の沈下量の比較(mm)

ケース名		モデル	中央		右端	
実験	解析		実験	解析	実験	解析
2	a	ジオテキスタイルのみ	13.3	13.9	5.8	10.2
3-2	a'	ジオテキスタイルのみ	52.2	43.7	23.9	24.6
1	b	ジオテキスタイル+浮き基礎	40.7	40.3	22.8	12.4
3-1			41.2		19.8	
	c	ジオテキスタイル+カルシア	なし	29.5	なし	29.5

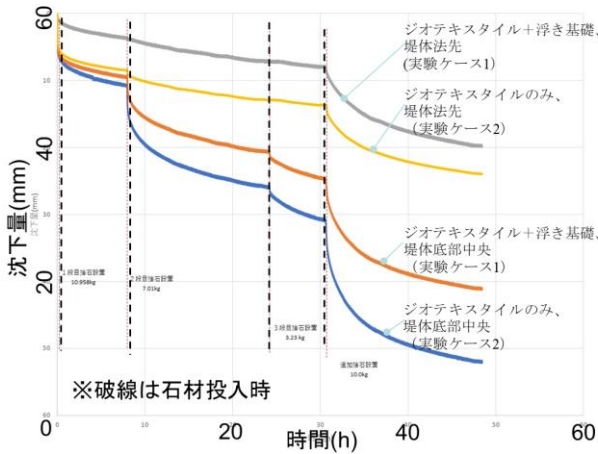


図-16 実験ケース 1, 2 の堤体中央及び法先の沈下曲線

(6) 実験と解析の比較

図-17 に, 例として解析ケース b の粘性地盤の地中の変位分布と, 実験ケース 1 の堤体を取り除いた後の地中の変位分布を比較した. 両者の形状は良好に対応している.

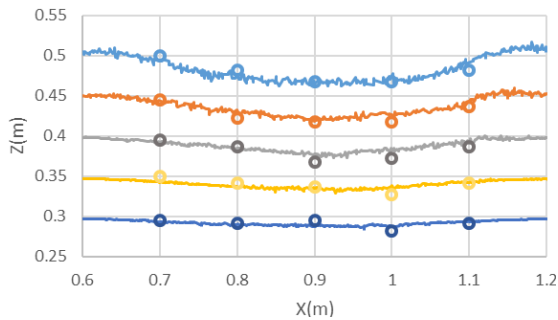


図-17 解析ケース b(実線)と  
実験ケース 1(プロット)の比較

(7) 竣工時の性能照査

3章(7)の沈下量の予測式(2)を用いて模型実験ケース 1 の沈下量予測を行った結果, 堤体の沈下量  $D=121\text{mm}$  が得られた.

浮き基礎潜堤の模型実験ケース 1 では築造 48 時間後も形状が安定しており, 堤体中央の沈下量は予測値  $121\text{mm}$  を下回る  $41\text{mm}$  であったので, 所定の堤体高さを確保できたと考えられる. よって, 実験に用いた断面は竣工時の性能規定を満足できていると言える.

5. まとめ

本稿では, 人工干潟の土留潜堤の要求性能と性能規定を整理し, 沈下を許容した新たな設計手法を検討した. 具体的には, コスト縮減と安定的な潜堤の築造を目的とし実験及び解析を行った.

今回の検討では, 縮尺 1/60 の解析モデルによる解析と模型実験の比較を行い, 2 つの結果が良好に対応することを確認した. また, 解析結果を基に堤体の沈下量を算定する予測式を提案し, 模型実験から得られた沈下量と比較を行うことで, 実験に用いた断面が竣工時の性能規定を満たすことを確認した.

今後検討すべき課題として, 3 章で検討を行った式(1)および式(2)と類似の沈下量予測式が, 技術基準に記載されているため, 実大規模での地盤の挙動を考える上で, どちらの式に妥当性があるのかを検証する必要がある. また, ばらつきを考慮し安全側の定式化に留意する必要がある. 精度の良い沈下量予測を試み, 予測値の精度を向上させることで潜堤断面の大きさを削減でき, より経済的な設計となると考える.

また, 本実験では 1/60 模型に現地浚渫土をそのまま用いたが, 今後は実大実験及び縮尺を上げての解析を実施することで, 粘着力等の相似を考慮した性能規定の照査を進める必要がある.

さらに, 解析ではカルシア改質土を曲げ破壊が生じないモデルとして考えたが, 実際にはひび割れや割裂が生じる可能性がある. これを考慮した検討を行う必要がある.

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp6-9, 238, 678-679, 2018.
- 2) 土木工学会：土の強さと地盤の破壊入門, 土質工学会入門シリーズ 13, pp. 218-219, 2000