



## 第31回 中部地盤工学シンポジウム論文集

論文のダウンロードはこちらからお願いいたします。

<http://jgs-chubu.org/sympo31/>

令和元年8月8日（木）

主催：公益社団法人 地盤工学会 中部支部

後援：（一社）日本応用地質学会中部支部

（一社）中部地質調査業協会

（一社）建設コンサルタント協会中部支部

（一社）日本建設業連合会中部支部

# 目 次

## 第1セッション（9：05～10：50）

司会 岐阜工業高等専門学校 水野 和憲

- 1-1 液状化履歴が地盤の再液状化に与える影響についての一考察 ..... 1  
○西村 望（名古屋工業大学），鈴木 薫，岩井 裕正，張 鋒
- 1-2 不飽和マサ土の力学的・水理学的特性に関する実験的研究およびそのモデル化 ..... 5  
○Xiong Xi（名古屋工業大学），沖野 頌悟，巳上 諒太，Ma Junnan，岩井 裕正，張 鋒
- 1-3 一次元カラム実験装置を用いた吸水及び水位上昇過程への大気-地面水-地下水連成数値解析の適用性の検証 ..... 11  
○平嶋 智希（名城大学），石川 雄大，日比 義彦，守村 融
- 1-4 洪水時の遊水地の貯水に関する 2 次元土層槽実験を用いた大気-表面水-地下水連成数値解析手法の検証 ..... 15  
○石川 雄大（名城大学），平嶋 智希，日比 義彦，守村 融
- 1-5 u-w-p 水～土連成解析による有限変形を伴う超高透水性多孔質媒体内での間隙水の動的流れの解明 ..... 21  
○豊田 智大（名古屋大学），野田 利弘
- 1-6 鉛直荷重一定下での乾湿繰り返しを受けた泥岩粒集合体の力学特性の再現 ..... 25  
○酒井 崇之（名古屋大学），中野 正樹，早野 智彦，中村 洋丈
- 1-7 波浪に対する海底地盤の有効応力応答メカニズムの「空き缶モデル」による考察 ..... 31  
○三浦 均也（豊橋技術科学大学），松田 達也，藤井 湧大，ARIF DANIEL BIN AZMI

## 特別講演その1（11：00～11：50）

司会 豊田工業高等専門学校 小林 睦

講演題目：地盤工学会のアカデミックロードマップと人物史

東北大学災害科学国際研究所 森口 周二 先生

## 昼休憩（11：50～12：45）

**第2セッション (12:45~14:30)**

**司会 豊橋技術科学大学 松田 達也**

- 2-1 間隙水圧の上昇が海底地すべり距離に及ぼす影響..... 39  
○安井 俊平 (名古屋工業大学), 岩井 裕正, 木村 真郷, 張 鋒
- 2-2 津波時の防波堤マウンドの安定性評価における浸透挙動に着目した洗掘発生条件 ..... 47  
○鈴木 悠真 (名古屋工業大学), 前田 健一, 安江 絵翔
- 2-3 各種排気排水条件下における不飽和シルトの体積圧縮時の水分特性に関する研究 ..... 53  
○服部 敦貴 (名古屋大学), 吉川 高広, 野田 利弘, 北折 陽一, 中澤 一眞
- 2-4 空洞発生及び進展条件と空洞上地盤の耐力に着目した陥没発生の危険度評価 ..... 59  
○平子ともみ (名古屋工業大学), 前田 健一, 河田 真弥
- 2-5 パイピング進展メカニズムと現地調査に基づく河川堤防の簡易な弱部抽出フローの提案 .... 63  
○牧 洋平 (名古屋工業大学), 前田 健一, 高辻 理人, 伊神 友裕
- 2-6 河川堤防土を適正に強度評価するための室内試験法 ..... 71  
○中山 雄人 (名城大学), 小高 猛司, 李 圭太, 久保 裕一, 李 朝暉, 石原 雅規
- 2-7 繰返し吸排水履歴に関する不飽和シルト三軸試験と封入空気を考慮した水分特性モデルを用いた数値シミュレーション ..... 75  
○吉川 高広 (名古屋大学), 野田 利弘, 中澤 一眞

**特別講演その2 (14:40~15:40)**

**司会 豊田工業高等専門学校 小林 睦**

**講演題目: 黒部ダム建設に学ぶ 一志は連鎖する一**

**株式会社熊谷組 元社長 大田 弘 氏**

**第3セッション (15:50~17:20)**

**司会 名城大学 藤井 幸泰**

- 3-1 宅地開発に適用する杭基礎パネル式擁壁の応答関数法を用いた設計試算 ..... 81  
○鈴木 恒太 (豊橋技術科学大学), 三浦 均也, 松田 達也, 小野 正, 小林 睦
- 3-2 埋込み杭工法における掘削抵抗に関する評価 ..... 87  
○吉田 光 (大建設計), 石田 昇平, 山崎 友也, 可児 幸彦

3-3 空気注入不飽和化工法による既設小規模建築物の液状化対策について .....	91
○小林 睦（豊田工業高等専門学校），横井 亜紀	
3-4 発電所リプレイス工事における発生土活用の推進に向けた流動化処理土の適用 .....	97
○石井 裕泰（大成建設株式会社），松井 秀岳，小川 智孝，大石 俊広	
3-5 災害により発生する分別土処理に着目した災害廃棄物処理・管理システムの開発 .....	101
○中野 正樹（名古屋大学），酒井 崇之，加藤 雅彦，大塚 義一	
3-6 濃尾平野北西部における農業用水としてのマンボの役割と現状 .....	109
○山田 富久，中根 洋治，奥田 昌男，可児 幸彦	



第1セッション  
(9 : 05 ~ 10 : 50)

司会 水野 和憲  
(岐阜工業高等専門学校)

## 液状化履歴が地盤の再液状化に与える影響についての一考察 (Influence of liquefaction history on reliquefaction of sand)

西村 望<sup>1</sup>, 鈴木 薫<sup>2</sup>, 張 鋒<sup>3</sup>, 岩井 裕正<sup>4</sup>,

- 1 名古屋工業大学・大学院工学研究科 E-mail 30415070@stn.nitech.ac.jp  
 2 ジェイアール東海コンサルタンツ(株) E-mail kaoru.1028-k.y.k@docomo.ne.jp  
 3 名古屋工業大学・大学院工学研究科 E-mail cho.ho@nitech.ac.jp  
 4 名古屋工業大学・大学院工学研究科 E-mail iwai.hiromasa@nitech.ac.jp

### 概 要

液状化履歴を経験した地盤の再液状化に関する研究は最近少しずつ注目されるようになった。再液状化の発生要因の一つとして「地盤の応力誘導異方性」が考えられている。本研究では、中拘束圧環境下において液状化履歴により異なる大きさの残留ひずみを与えた豊浦砂供試体に対して、非排水単調・繰返し載荷試験を実施することにより、この応力誘導異方性が地盤の再液状化特性に与える影響を検討した。また、今までの研究では、残留ひずみの影響を調べる際、軸ひずみが0%である地点を基準として考察を行ってきたが、明確の傾向を見出すことには至らなかった。そこで今回は、液状化履歴を与える際の両振幅ひずみの中間地点を基準として残留ひずみを考えることにより、再液状化特性に関する有意な傾向を見出すことに前進があった。

キーワード：液状化履歴、再液状、三軸圧縮試験、残留ひずみ

### 1. はじめに

今後極めて高い確率で発生する大地震によって誘発される液状化の被害は甚大なものと予想される。液状化とは、緩く堆積した飽和砂地盤に地震動、波浪などの短時間の繰返し荷重が作用することによって、砂粒子間の接触が切れて有効応力が消失する結果、地盤は強さを失い、土被り圧に等しい間隙水圧が発生して液体状になる現象をいう。つまり、液状化を引き起こす条件としては、砂地盤のように粘着力がない地盤や高間隙の地盤のように土粒子間の接触力が弱い地盤であること、地盤が飽和しており間隙水圧の上昇が起りやすいこと、短時間の繰返し荷重を受けることで疑似的な非排水状態となり間隙水圧が上昇する条件下にあること等が挙げられる。2011年に発生した東日本大震災では、関東地方だけでも約17,000棟の住宅の液状化による被害が発生しており、地震による被害は世界最大規模のものであった。また、一般的な液状化被害だけでなく再液状化の被害も多く見受けられた。再液状化とは、過去に液状化を経験した地盤が、再び短時間の繰返し荷重を受けることによって液状化する現象をいう。東日本大震災では再液状化の被害が一般的な液状化による被害よりも大きくなる事例が確認されている。千葉県浦安市では本震時に発生した過剰間隙水圧が消散する前に余震の影響を受けた結果、市の86%の面積で液状化した。

そのため、

液状化被害を抑えるために、液状化発生時の地盤の挙動や再液状化の可能性を正確に予測し、対策を施すことが求められている。そこで、本研究では特に再液状化に着目した。その発生要因として「地盤の応力誘導異方性」<sup>2) 3)</sup>が考えられている。そのため中拘束圧環境下において、液状化履歴を与え、異なる残留ひずみのもとで再度等方圧密した豊浦砂供試体に対し、非排水単調・繰返し三軸試験を実施することにより、この応力誘導異方性が地盤の再液状化特性に与える影響を検討した。

### 2. 試験概要

試験では、三軸試験機(図1)を用いて液状化履歴を受けた砂質土を対象に非排水繰返し三軸試験を行った。試験には豊浦砂を試料とした直径5cm、高さ10cmの円柱供試体を使用し、表1に豊浦砂の物理特性を示す。供試体は水中落下法で作製され、3層に分けて15回ずつ突き固めることで中密な状態( $D_r=60\%$ )となっている。

表1 豊浦砂の物理特性

土粒子の比重 $G_s$	2.65	最大間隙比	0.975
最大粒径 (mm)	0.425	最小間隙比	0.609
最小粒径 (mm)	0.102	均等係数 $U_c$	1.65

まず上記の砂供試体に拘束圧 100kPa になるまで等方圧密した後、応力制御の非排水繰返し三軸試験を行うことで供試体を初期液状化させた。このとき、繰返し応力比  $q/2\sigma'_{m0} = 0.25$ 、载荷周波数  $f = 0.005\text{Hz}$  とした。両振幅ひずみが 5% 生じたことを確認した後、繰返し载荷を様々な残留ひずみでロードを閉めて停止させることにより液状化後の供試体の異方性の発達度合いを再現した。本稿では、軸ひずみが -5.0%、-3.0%、-2.0%、0.0%、+1.5% 程度の 5 点で载荷を停止させた (図 2)。その後、変位を固定した状態で排水させた後ロードを開放し、再び非排水状態にして繰返し三軸試験を実施することにより再液状化を発生させた。

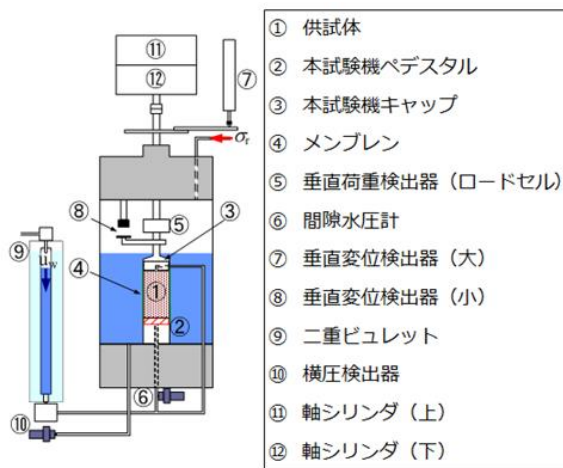


図 1 使用した三軸試験機概要

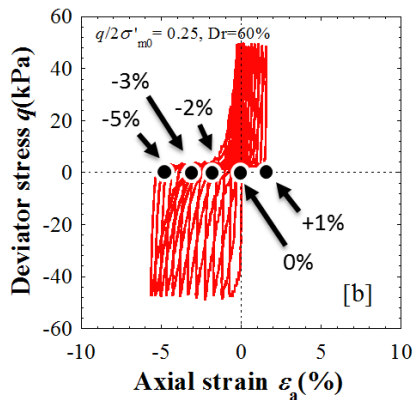


図 2 初期液状化時の残留ひずみの与え方

### 3. 試験結果

#### 3.1 既往の考察

以前我々は、液状化履歴によりさまざまな大きさの残留ひずみを与えた供試体の再液状化試験に関して以下のような考察を行ってきた。試験条件は上記に示した通りであり、残留ひずみはひずみ 0% を基準に、圧縮側 +1%, 0%, 伸張側 -5% 程度とした。再液状化試験における有効応力経路と応力ひずみ関係を図 4、供試体条件を表 2 に示す。

図 3 から、圧縮側および原点に残留ひずみを与えたとき、繰返し载荷開始直後に平均有効応力はわずかしこ減少し

ていないが、伸張側に残留ひずみを与えた場合には、平均有効応力は大きく減少している。また表 2 から、軸ひずみが 5% に達したときの繰返し回数  $N_c$  ( $DA=5\%$ ) に着目すると、伸張側 (-5%) に残留ひずみを与えた場合が 11.5 回と最も少なく、圧縮側 (+1%)、原点に残留ひずみを与えた場合では、それぞれ 13.7 回、16.2 回となった。

以上のことから、ひずみ 0% を基準として残留ひずみを大きく与えると、少ない繰返し回数で再液状化が発生することから、液状化強度が低下すると考えられる。よって、応力誘導異方性の発達度合いが再液状化強度に影響を与えると考察を行った。

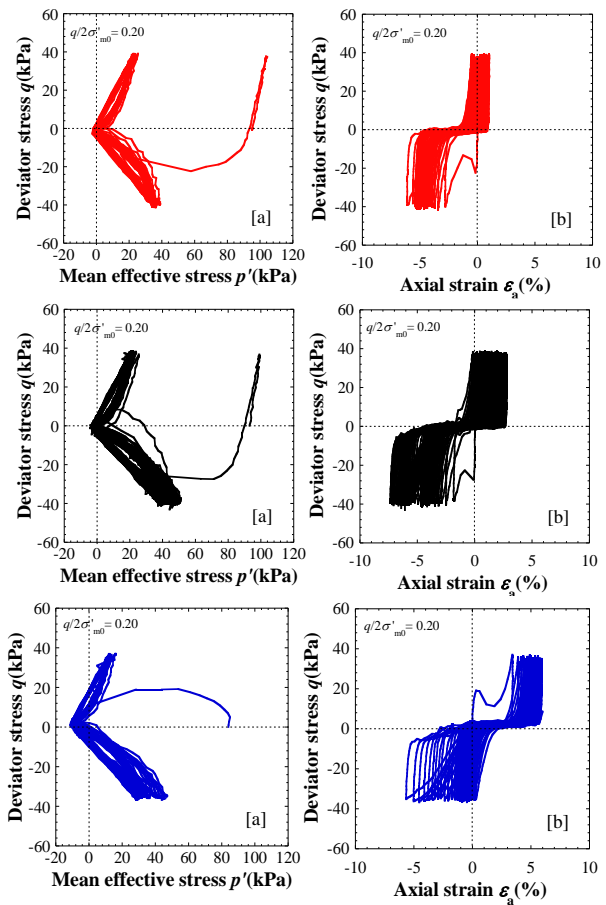


図 3 再液状化試験結果

(上：残留ひずみ+1%、中：0%、下：-5%)

表 2 供試体条件

	残留ひずみ					
	+1%		-5%		0%	
排水	前	後	前	後	前	後
$e$	0.74	0.72	0.77	0.74	0.8	0.76
$Dr(\%)$	64	70	57	64	50	60
$N_c$ ( $DA=5\%$ )	13.7		11.5		16.2	

#### 3.2 新たな考察

上の「3.1 既往考察」で、残留ひずみを大きく与えるほど液状化強度が低下すると考察を行った。しかし、初期液状化時の残留ひずみが -2% 程度のケースにおいて、再液

状化が発生しにくくなるという傾向が多くみられた。図4に残留ひずみを与えた再液状化試験の有効応力経路と過剰間隙水圧比を示す。グラフ内の数字は残留ひずみの大きさを表している。既往の考察通りであれば、残留ひずみが大きくなるほど液状化強度が低下するはずだが、実際の実験結果はこれに一致しない。残留ひずみ-2%程度の場合に最も有効応力の減少が小さく、過剰間隙水圧比の上昇が緩やかになっていることが確認できる。そこから、両振幅ひずみの中間地点付近に残留ひずみを与える場合に再液状化強度が大きくなるという推測の下、ひずみ0%を基準に残留ひずみの大きさを決定するのではなく、初期液状化時の両振幅ひずみの中間地点を基準とする新たな考察を行った。そこで、「両振幅ひずみの中間地点」と「与えた残留ひずみ」の差を $\Delta$ とした。図5に $\Delta$ の求め方を示す。

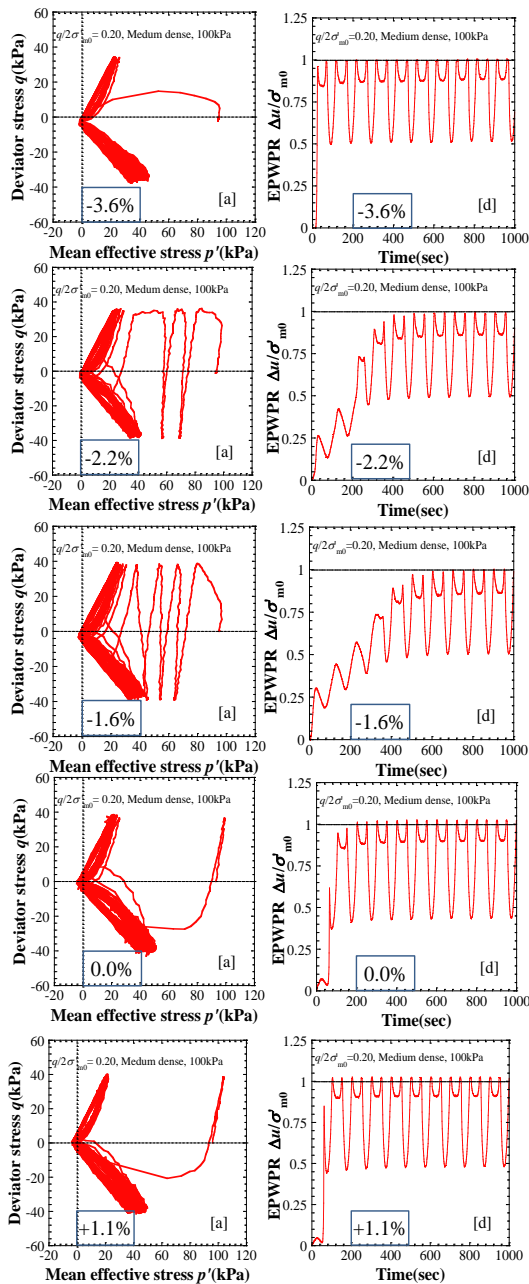


図4 残留ひずみごとの再液状化試験  
(有効応力経路, 過剰間隙水圧比)

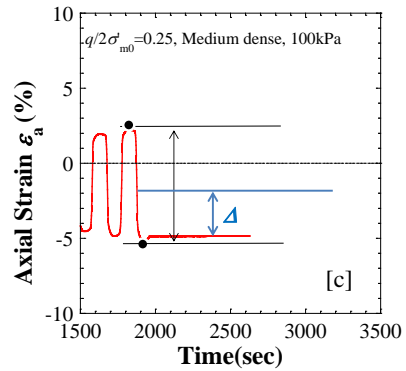


図5  $\Delta$ の求め方

図6は $\Delta$ が小さい順に整理した再液状化試験の有効応力経路と過剰間隙水圧比、表3は各 $\Delta$ のケースにおける $N_c$  ( $DA=5\%$ )をまとめたものである。

図6に着目すると、 $\Delta = -1.4\%$ のケースで最も有効応力の減少が大きく、過剰間隙水圧比の上昇が急になっている。そして、 $\Delta = 0.0\%$ に近づくに従って有効応力の減少が小さくなり、過剰間隙水圧比の上昇が緩やかになっていることが確認できる。つまり、 $\Delta$ の絶対値が小さいほど液状化強度が大きくなると推測される。しかし、 $\Delta = +3.0\%$ のケースにおいては $\Delta$ の絶対値が大きいかに関わらず、 $\Delta = -1.4\%$ ,  $-1.0\%$ のケースと比較すると液状化強度が大きくなっている。これは残留ひずみの正負と繰返し試験が圧縮側の荷重から始まるのが原因だと考える。 $\Delta = 3.0\%$ のケースは残留ひずみを圧縮側に与えており、圧縮側に残留ひずみを与えると圧縮に対する剛性が大きくなることがわかっている。そのため $\Delta = +3.0\%$ のケースにおける繰返し荷重開始直後に、液状化は大きく発展しなかった。反対に、伸張側に残留ひずみを与えたケースでは、繰返し荷重開始直後の圧縮で大きく液状化が発達したと考えられる。

また、表4から $N_c$  ( $DA=5\%$ )に着目すると、有効応力経路と過剰間隙水圧比の挙動と同様に、 $N_c$  ( $DA=5\%$ ) = 39.6回であることから、 $\Delta = 0\%$ のケースが最も液状化強度が大きくなっていることが確認できる。

以上のことから、液状化履歴で両振幅ひずみの中間地点に残留ひずみを与えるとときに最も再液状化強度が大きくなると考えられる。

表3  $\Delta$ と繰返し回数の関係

$\Delta$	$N_c$ ( $DA=5\%$ )
-1.40%	3.3
-1.00%	14.2
-0.65%	18.8
-0.15%	23.7
0.00%	39.6
+3.00%	22.2

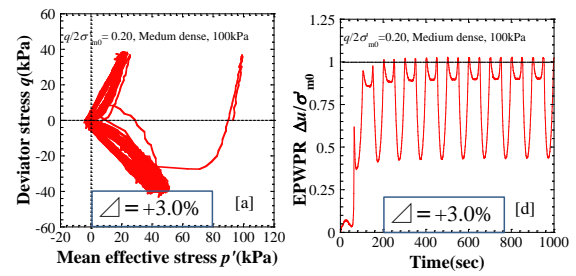
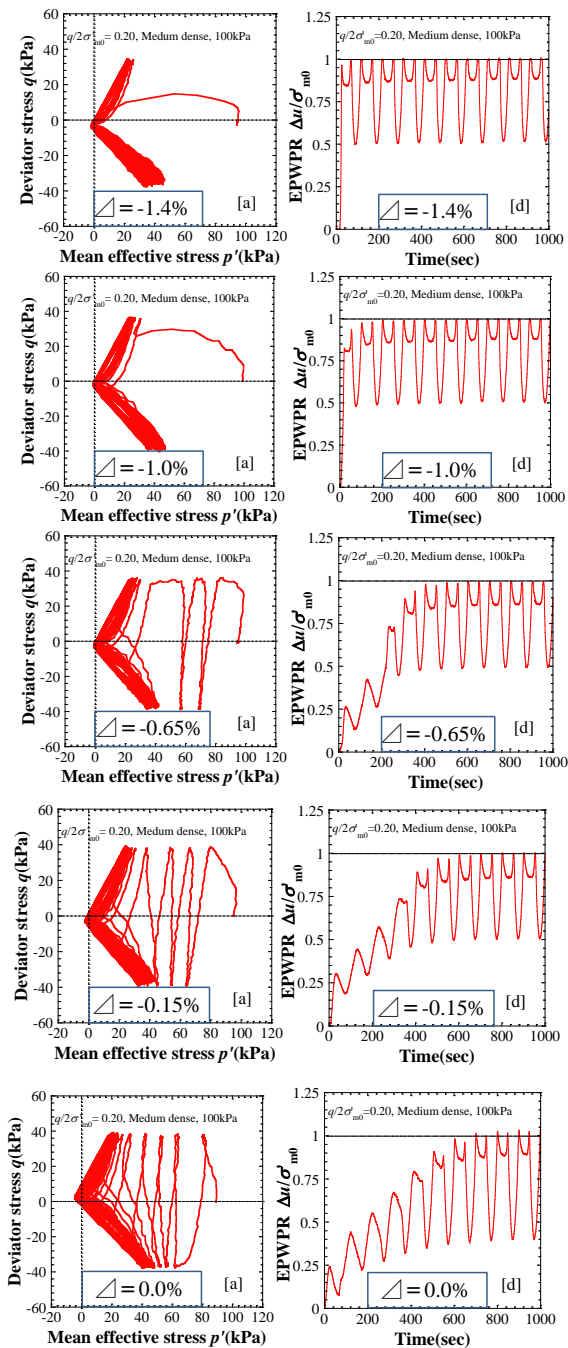


図6 残留ひずみごとの再液化化試験  
(有効応力経路, 過剰間隙水圧比)

#### 4. まとめ

液化履歴により残留ひずみを与えた供試体の再液化化試験において、与える残留ひずみが両振幅ひずみの中間地点から離れると液化化強度が低下し、中間地点に近いほど残留ひずみを与えると液化化強度が大きくなることを確認できた。このことから、液化履歴を与える際の両振幅ひずみと残留ひずみの関係が、再液化化挙動を把握する上で重要であることがわかった。本研究では5%を超える大きな両振幅ひずみにより液化履歴を与えているケースのみに着目していた。今後は与える両振幅ひずみの大きさを変化させることにより、さらなる検討を行ってきたい。

#### 参考文献

- 1) 浦安市, “浦安市復興計画,” 浦安市, 2012.
- 2) 山田正太郎, 高橋智子, 佐藤研一, “液化履歴に伴う液化化抵抗の減少メカニズム,” 第30回土木学会地震工学研究発表会論文集.
- 3) Ye Bin, 2007: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Doctoral Dissertation, Gifu University.

# 不飽和マサ土の力学的・水理学的特性に関する実験的研究およびそのモデル化

## Experimental study on hydraulic/mechanical behavior of unsaturated completely decomposed granite and its modeling

Xiong Xi<sup>1</sup>, 沖野頌悟<sup>2</sup>, 已上諒太<sup>1</sup>, 馬俊男<sup>1</sup>, 岩井裕正<sup>1</sup>, 張鋒<sup>1</sup>

1 名古屋工業大学・大学院・工学研究科・社会工学専攻・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp

2 愛知県

### 概 要

自然地盤の多くは不飽和状態であり、間隙に水と空気が混在しているため、飽和土や乾燥土に比べて複雑な力学挙動を示している。それを正確に表現するためには水理学的特性を考慮しなければならない。地盤の挙動予測は簡易化のため飽和土の構成則を用いることが多い。しかし、降雨による斜面崩壊など水分量の変化に起因した地盤挙動を正確に表現するためには、変形を含めた不飽和土の力学的・水理学的特性を理解し、その特性を定式化する必要がある。本稿では、変形によるマサ土の水分特性曲線の特徴を把握するための保水性試験と、さまざまな条件下で不飽和マサ土の力学挙動を調べるための三軸圧縮試験を行った。得られた実験結果より、変形の影響を考慮に入れた新しい水分特性曲線を提案した。最後に実験結果の要素シミュレーションを行い、提案するモデルの解析精度を検証した。

キーワード：不飽和土，保水性試験，三軸圧縮試験，水分特性曲線，モデル化

## 1. はじめに

自然界に存在する地盤の多くは、不飽和状態であり、間隙に水と空気が混在した状態であるため、飽和土と比較して複雑な力学挙動を示す。そのため、これまでは飽和土を対象とした構成則が多く提案されており、地盤の挙動予測にも飽和土の構成則を用いることが多い。しかし、降雨による斜面崩壊など水分量の変化に起因した地盤挙動を正確に表現するためには、変形を含めた不飽和土の力学的・水理学的特性を理解し、その特性を定式化する必要がある。

これまでに、多くの研究者は、水分特性曲線に対する変形の影響を不飽和土の基本的な関係と見なす、それを考慮した水分特性曲線モデルがいくつか提案された<sup>1-3)</sup>。これらの水分特性曲線モデルでは、空気侵入値は間隙比に依存するか、またはサクシオンは間隙比に依存すると仮定されている。一方、本研究グループでは有限変形を考慮に入れた新たなパラメータを導入することによって、より精度の高い水分特性曲線を提案し、構成モデルの精度向上に努めてきた<sup>4)</sup>。

本稿では、変形によるマサ土の水分特性曲線の特徴を把握するための保水性試験と、さまざまな条件下で不飽和マサ土の力学挙動を調べるための三軸圧縮試験を行った。得られた実験結果より、変形の影響を考慮に入れた新しい水分特性曲線を提案した。最後に実験結果に基づいた要素シ

ミュレーションを行い、提案するモデルの解析精度を検証した。

## 2. まさ土の材料特性

本試験には、試料として2.0 mm以下にふるい分けを行ったマサ土を使用した。土の液性限界・塑性限界試験(JIS A 1205)の結果を表1まさ土の物理特性に示す。なお、液性限界と塑性限界が求められない場合はNP(Non-Plastic)と記述する。粒径加積曲線と締固め曲線を図1および図2にそれぞれ示す。突き固め方法と種類は、A-a法を用いた。

表1 まさ土の物理特性

Liquid limit $w_L$ (%)	NP
Plasticity index $I_p$ (%)	NP
Specific gravity $G_s$ (-)	2.66
Standard Proctor Maximum dry density $\rho_d$ (Mg/m <sup>3</sup> )	1.85
Standard Proctor Optimum water content $w_{opt}$ (%)	13.7

## 3. 保水性試験

### 3.1 圧密試験装置

図3に不飽和土一次元圧密試験機の概略図を示す。本試験機で制御可能な圧力は、軸方向圧力、間隙空気圧(セル圧)、間隙水圧の3種類である。加圧板法により、複雑な応力経路およびサクシオン変化を制御することができ



る。なお、試験に用いたセラミックディスクの空気侵入値 (AEV) は 294kPa である。

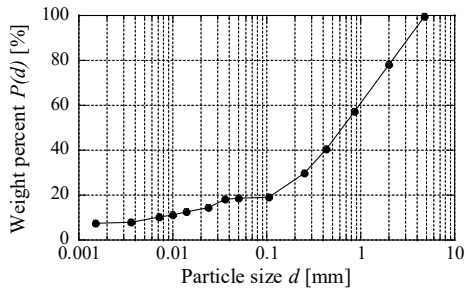


図 1 まさ土の粒径加積曲線

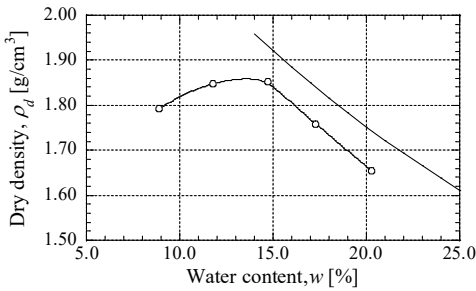
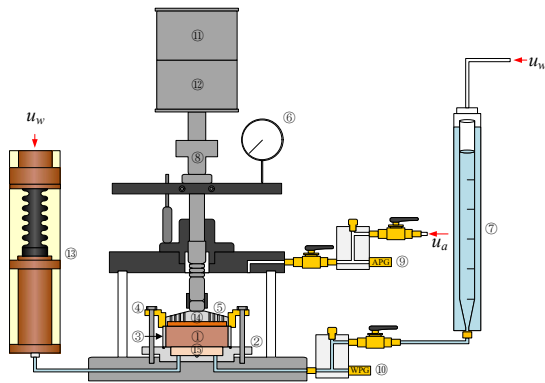


図 2 まさ土の締め固め曲線



① Specimen, ② Pedestal, ③ Compression ring, ④ Guide ring, ⑤ Pressure plate, ⑥ Dial gauge, ⑦ Double burette, ⑧ Load cell, ⑨ Pore air piezometer, ⑩ Pore water piezometer, ⑪ Axial cylinder (top), ⑫ Axial cylinder (bottom), ⑬ GDS PVC, ⑭ Porous stone, ⑮ Ceramic disk

図 3 圧密試験装置の概略図

### 3.2 供試体作製方法

圧密試験機に設置した圧密リングに所定のマサ土試料を入れ、直径 6.0 cm×高さ 1.0 cm、間隙比 0.65 を目標に、一層で静的に締め固めた。目標含水比は 15% に設定する。

### 3.3 試験方法

初期載荷圧として非排気・非排水条件で基底応力 50 kPa を載荷する。次に、間隙空気圧、間隙水圧を 50 kPa まで同時に載荷させ、その状態をサクシオン 0 kPa とする。その後、サクシオン載荷過程を図 4 に示す。基底応力を一定に保ちながらサクシオンを所定の値になるまで増加させ、サクシオンを段階的に載荷し、排水曲線を得る。一方、サクシオンの除荷過程は、所定のサクシオンの値になるまでサ

クシオンを段階的に除荷し、吸水曲線を得る。

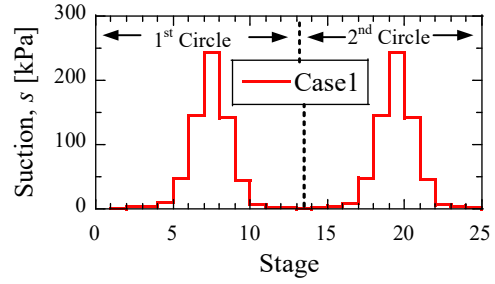
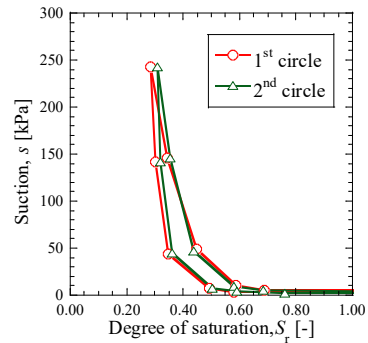


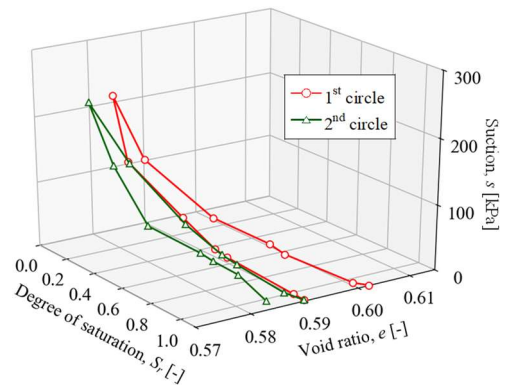
図 4 サクシオン載荷過程

### 3.4 試験結果

飽和度～サクシオン関係、飽和度～サクシオン～間隙比関係を図 5 に示す。図 5(a)より、排水曲線と吸水曲線のヒステリシスを確認できる。また、図 5(b)より、サクシオンの上昇とともに、間隙比は減少する。サクシオンが減少すると間隙比は増加するが、載荷前の間隙比に戻らないことが確認できる。ここで、図 5(a)において、サクシオンを繰り返し載荷した、 $s=250$  kPa 時の残留飽和度は異なる値を示した。これは、図 5(b)より変形による間隙比の影響が原因であると考えられる、間隙比が減少すると飽和度は大きくなっている。



(a) 飽和度～サクシオン



(b) 飽和度～サクシオン～間隙比

図 5 保水性試験結果

## 4. 三軸圧縮試験

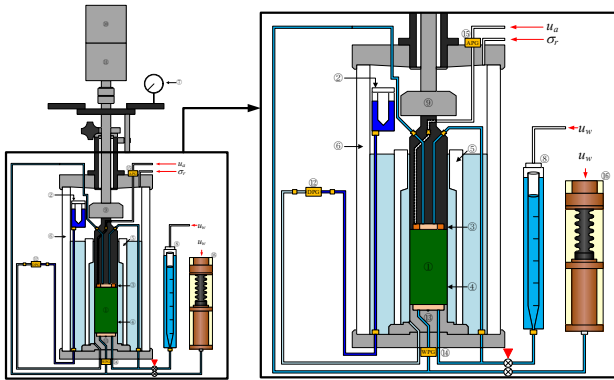
### 4.1 三軸試験装置

本試験に使用した不飽和土三軸圧縮試験装置の概要を

図 6 に示す。試験装置の主な特徴は、下記の通りである。

- 1) PVC(Pressure/Volume Controller) (⑩) を導入することで、間隙水の圧力制御に加え、体積制御を可能とした。
- 2) 内部に通水経路を確保したペDESTAL (⑬) を使用することで供試体に影響を与えることなく PVC とビュレット間の通水を可能とした。
- 3) 軸キャップ (③) にポーラスストーンとセラミックディスクを埋め込み、両面排水とすることで試験時間の短縮を図った。

なお、試験に用いたセラミックディスクの AEV は 294kPa である。



①Specimen, ②Standard burette, ③Axial cap, ④Rubber membrane, ⑤Inner cell, ⑥Outer cell, ⑦Dial gauge, ⑧Double burette, ⑨Load cell, ⑩Axial cylinder (top), ⑪Axial cylinder (bottom), ⑫Differential manometer, ⑬ Pedestal, ⑭ Pore water piezometer, ⑮ Pore air piezometer, ⑯GDS PVC

図 6 三軸試験装置の概略図

## 4.2 供試体作製方法

はじめに最適含水比より若干高い 15% の試料を高さ 11.7 cm × 直径 5.0 cm のモールドを用いて、三層に分け鉛直静的載荷によりに締固める。次に、高さ 10.0 cm × 直径 5.0 cm のモールドを用いて、供試体の高さが 10.0 cm になるように成型し、残りの試料から供試体の含水比を測定した。

## 4.3 試験方法

せん断前の圧密応力経路を図 7 に示す。基底応力を非排気・非排水状態で 20 kPa 載荷した後、排気・排水状態に切り替え、間隙空気圧を載荷することで所定のサクシオンを載荷する。排水量が安定したところで、基底応力を 50 kPa まで上昇させる。排水量の安定を再度確認し、ひずみ速度 0.0025%/min でせん断を開始する。本稿では、せん断条件がサクシオン一定、飽和度一定、非排気・非排水の 3 種類を 3 ケースずつ、計 9 ケース実施した。

飽和度一定制御は、間隙空気圧一定の状態、供試体からの排水量を間隙水圧の増減によって調整する Burton et al.<sup>6)</sup> が提案した手法を採用した。飽和度一定に制御するための条件式を以下に示す。

$$dV_w - S_{r(\text{init.})} \cdot dV_v = 0 \quad (1)$$

ここで、 $dV_w$  は間隙水の体積変化、 $S_{r(\text{init.})} dV_v$  は初期飽和度と間隙の体積変化の積である。

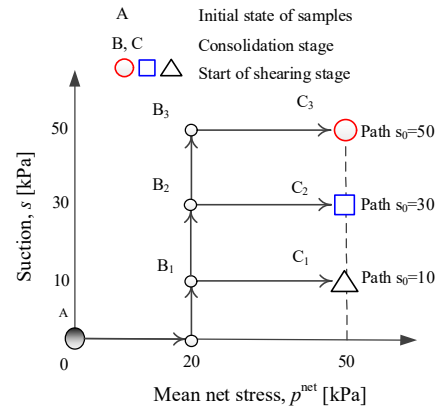


図 7 せん断前の圧密応力経路

## 4.4 試験結果

三軸試験に用いられた供試体物性値を表 2 に示す。ここで、「供試体作製時」は初期圧密を開始する時点での供試体物性値、「試験開始時」は全ての圧密が終了し、せん断試験を開始する前の時点での供試体物性値、「試験終了時」は最後の目標値に到達した時点での供試体物性値を意味する。

表 2 より、初期サクシオンが低下するとともに、試験開始時の飽和度は上昇する傾向が観察できる。これはサクシオンの低下により、含水比が高くなったことが原因だ。

表 2 供試体物性値

せん断条件	Case	供試体作成時			試験開始時			試験終了時		
		w <sub>0</sub> (%)	e <sub>0</sub> (-)	S <sub>r0</sub> (-)	w <sub>0</sub> (%)	e <sub>0</sub> (-)	S <sub>r0</sub> (-)	w <sub>f</sub> (%)	e <sub>f</sub> (-)	S <sub>rf</sub> (-)
サクシオン一定	s <sub>0</sub> =50	15.1	0.59	0.68	11.7	0.54	0.53	10.8	0.59	0.44
	s <sub>0</sub> =30	15.1	0.62	0.65	12.2	0.56	0.58	11.5	0.60	0.51
	s <sub>0</sub> =10	14.5	0.61	0.64	11.4	0.57	0.53	11.0	0.56	0.52
飽和度一定	s <sub>0</sub> =50	14.9	0.61	0.65	10.9	0.56	0.52	11.5	0.59	0.52
	s <sub>0</sub> =30	14.8	0.62	0.63	11.4	0.57	0.53	11.6	0.58	0.53
	s <sub>0</sub> =10	15.0	0.62	0.64	12.5	0.56	0.59	12.5	0.56	0.59
非排気・非排水	s <sub>0</sub> =50	14.7	0.60	0.65	10.7	0.54	0.53	10.7	0.54	0.52
	s <sub>0</sub> =30	14.8	0.61	0.65	11.9	0.58	0.55	11.8	0.56	0.56
	s <sub>0</sub> =10	14.5	0.61	0.63	12.5	0.55	0.61	12.5	0.55	0.61

サクシオン一定三軸圧縮試験結果を図 8 に示す。図 8(a) より、初期サクシオンが高いほど、最大軸差応力が大きくなる傾向が確認できた。また、s<sub>0</sub>=10 のケースはせん断開始直後に急激に圧縮したが、その後の体積変化はみられなかった。対して、s<sub>0</sub>=30, s<sub>0</sub>=50 のケースは軸ひずみの増加に伴って膨張した。図 8(b) より、初期サクシオンが大きいほど飽和度の減少量が大きくなる傾向が確認できた。これは圧縮に伴い、飽和度が高く、膨張に伴い、飽和度が低くなったと考えられる。

飽和度一定三軸圧縮試験の飽和度～軸ひずみ関係を図 9 に示す。図 9 より、飽和度は軸ひずみが増加しても一定



であり、せん断中に飽和度を一定に制御ができてることが分かる。軸差応力～体積ひずみ～軸ひずみ関係、サクシオン変化～軸ひずみ関係を図 10 に示す。図 10(a)より、最大軸差応力は初期サクシオンが低いほど大きくなる傾向にある。また、体積ひずみは圧縮から膨張に転じる傾向にあり、膨張に転じた後の膨張量は飽和度が低いほど大きくなる。一方、図 10(b)より、軸ひずみが増加すると、サクシオンは変化している。初期サクシオンが高いほどサクシオンの減少量が大きくなった。これより、間隙の変化はサクシオンの変化に影響を与えることが分かる。

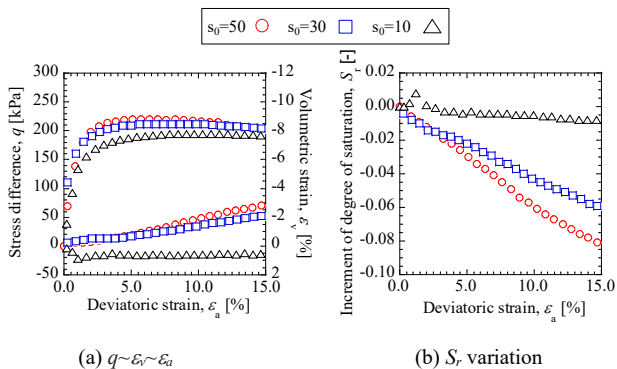


図 8 サクシオン一定三軸圧縮試験結果

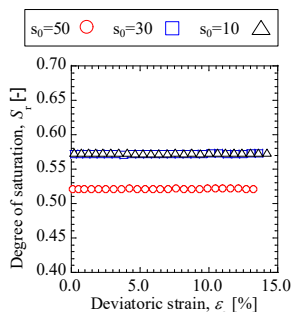


図 9 飽和度一定三軸圧縮試験の飽和度～軸ひずみ関係

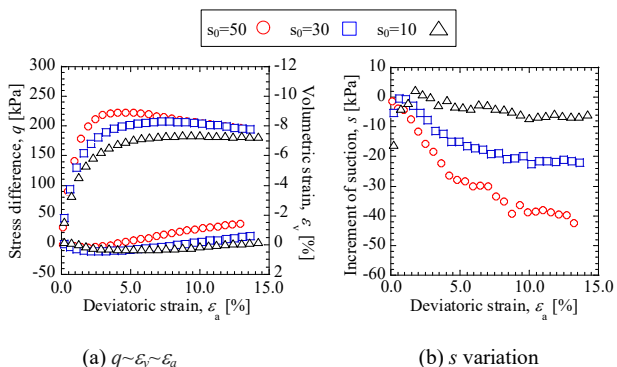


図 10 飽和度一定三軸圧縮試験結果

図 11 に非排気・非排水条件下における三軸圧縮試験結果を示す。図 11(a)より、初期サクシオンが高いほど最大軸差応力が大きくなる傾向が確認できた。また、体積ひずみは膨張傾向を示し、膨張量は初期サクシオンが高いほど大きくなる。一方、図 11(b)より、 $s_0=30$ ,  $s_0=50$  のサクシ

ンが高いケースでは、軸ひずみの発生に伴ってサクシオンが急激に低下し、軸ひずみ 1.5%以降は軸ひずみの増加に伴い、サクシオンが緩やかに減少した。対して、 $s_0=10$  のケースでは、軸ひずみの発生に伴い、サクシオンが低下するが、その後軸ひずみの増加に伴ってサクシオンが回復する傾向を示した。

飽和マサ土の三軸圧縮試験の結果<sup>7)</sup>を用いて、限界状態における飽和・不飽和マサ土の応力状態を図 12 に示す。図中の黒色の実線は、試験結果から推定した限界状態線である。せん断条件は異なるが、限界状態線の傾きの値は一定値の 1.55 であり、飽和・不飽和マサ土の力学的・水理学的特性を統一的な式で表現することが可能となった。また、不飽和土の力学的・水理学的特性を定式化するために、変形の影響を考慮に入れた水分特性曲線を提案する必要があることも示唆された。

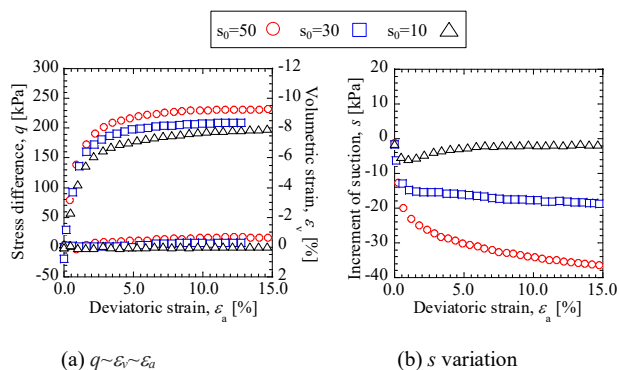


図 11 非排気・非排水三軸圧縮試験結果

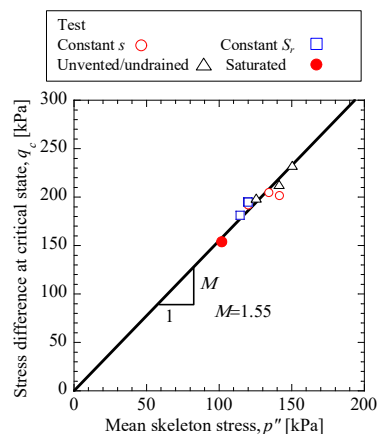


図 12 限界状態における飽和・不飽和マサ土の応力状態

## 5. 飽和・不飽和弾塑性構成モデルによる解析

本研究は既存の不飽和土弾塑性構成モデル<sup>5)</sup>に改良を加え、新しい水分特性モデルを提案し、それをを用いた要素シミュレーションを行い、実測値と比較することで修正モデルの適用性を検討する。

### 5.1 水分特性曲線モデルの改良

Zhang and Ikariya が提案した飽和・不飽和弾塑性構成モデル<sup>5)</sup>は、骨格応力 ( $\sigma' = \sigma_{net} + S_r s$ ) と飽和度 ( $S_r$ ) を状態

変数として用いる。ここで  $\sigma_{net}$  は基底応力、 $s$  はサクシオンを表す。また、不飽和土の正規圧密線 (N.C.L.S.) は飽和土の正規圧密線 (N.C.L.) に平行であり、N.C.L.S. は N.C.L. より上方にあると仮定している。

本研究では、Zhang and Ikariya が提案したモデル<sup>5)</sup>の概念を用いて、その中の水分特性曲線モデルをベースして改良を加えた。この水分特性曲線モデルには 8 項目のパラメータが関与しており、 $c_1$ 、 $c_2$ 、 $c_3$  の 3 項目のパラメータはフィッティングにより決定され、他の  $k_{s0}$ 、 $S_r^s$ 、 $S_r^r$ 、 $s_d$ 、 $s_w$  の 5 項目のパラメータは、保水性試験より容易に決定できる。

一方で、保水性試験と三軸試験結果より、サクシオンと飽和度の変化は間隙比の変化 (体積ひずみ) に依存する。本研究では、飽和度の変化をサクシオンによるもの ( $dS_r = k_s^{-1} ds$ ) と、間隙比増分  $de$  による二つの成分の和で簡単に表現する。すなわち、

$$dS_r = -k_s^{-1} ds - c_{sr} de \quad (2)$$

ここで、 $c_{sr}$  は水分特性曲線に変形の影響を考慮に入れたフィッティングパラメータである。これより、水分特性の主曲線は、以下の 3 つの式のように定義する。

(i) 初期排水曲線 (Initial drying curve) :

$$S_r = S_r^{s0} - \frac{2}{\pi} (S_r^{s0} - S_r^r) \arctan((e^{c_1 s} - 1) / e^{c_2 s_d}) - c_{sr} (e - e_0) \quad (3)$$

(ii) 主排水曲線 (Main drying curve) :

$$S_r = S_r^r - \frac{2}{\pi} (S_r^s - S_r^r) \arctan((e^{c_1 s} - 1) / e^{c_2 s_d}) - c_{sr} (e - e_0) \quad (4)$$

(iii) 主吸水曲線 (Main wetting curve) :

$$S_r = S_r^s - \frac{2}{\pi} (S_r^s - S_r^r) \arctan((e^{c_1 s} - 1) / e^{c_2 s_w}) - c_{sr} (e - e_0) \quad (5)$$

ここで、 $s_d$  は空気侵入値に相当するサクシオン、 $s_w$  は水侵入値に相当するサクシオンである。また、 $c_1$ 、 $c_2$  は主曲線の形状を決めるフィッティングパラメータである。 $S_r^r$  は残留飽和度、 $S_r^{s0}$  は飽和状態とした時の飽和度であり  $S_r^{s0} = 1$  に等しい。

水分特性の主曲線間における排水・吸水過程を走査曲線として、サクシオンと飽和度の増分は次式で表される。

$$k_s = \begin{cases} k_w + k_{d\max} r^{I_d} & s \geq 0 \\ k_w + k_{d\max} r^{I_w} & s < 0 \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 $k_w$  はサクシオンが同じの時点での主排水曲線に相当する接線剛性係数、 $k_{d\max}$  は主排水曲線に接線剛性係数の最大値である。また、 $r$  は現在の時点のサクシオンと残留飽和度時のサクシオンの比、 $I_d$ 、 $I_w$  は走査曲線の形状を決めるフィッティングパラメータである。

以上より、新たに提案した水分特性曲線モデルを図 13 に示す。すなわち、変形の影響を考慮することで、より一般的な水分特性を表現することができる。尚、非排気・非排水状態で、間隙比  $e$  と水飽和度  $S_r$  および含水比  $w$  は次式を満足しなければならない。

$$dw = 0, \quad dS_r = \frac{S_r de}{e} \quad (7)$$

ここで、 $G_s$  は比重である。この時、式(2)と(7)より、

$$ds = \left( \frac{S_r}{e} - c_{sr} \right) k_s de \quad (8)$$

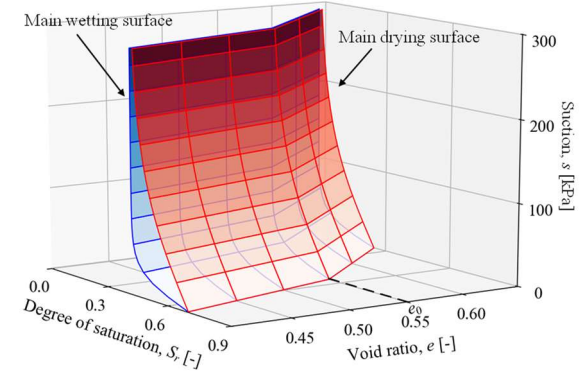


図 13 水分特性曲面(曲線)の3D 鳥瞰図

## 5.2 パラメータ

解析に使用したパラメータは表 3 および表 4 に示したとおりである。また、解析の初期条件は表 2 に示す通りであり、過圧密パラメータ  $\rho_c$  の値は 0.190 であり。

表 3 水分特性曲線の解析パラメータ

	Compression	Dilatancy
Saturated degree of saturation $S_r^s$	0.65	
Residual degree of saturation $S_r^r$	0.27	
Drying AEV (kPa) $S_d$	6.00	
Wetting AEV (kPa) $S_w$	1.00	
Influence of finite deformation on degrees of saturation $C_{sr}$	0.6	2.0
Parameter of shape function $c_1$	0.011	
Parameter of shape function $c_2$	0.042	
Parameter of scanning curve (kPa) $I_d$	1.6	
Parameter of scanning curve (kPa) $I_w$	1.1	

表 4 弾塑性構成モデルの解析パラメータ

Compression index $\lambda$	0.089
Swelling index $\kappa$	0.008
Critical state parameter $R_{cs}$	3.65
Void ratio $N$ ( $p^* = 98$ kPa on N.C.L.)	0.60
Poisson's ratio $\nu$	0.25
Parameter of overconsolidation $a$	10.0
Parameter of suction $b$	20.0
Parameter of overconsolidation $\beta$	10.0
Void ratio $N_r$ ( $p^* = 98$ kPa on N.C.L.S.)	0.63

## 5.3 要素シミュレーション

図 14 に保水性試験結果と要素シミュレーション結果の比較を示す。残留飽和度は間隙比が低いほどが大きくなる傾向を精度良く表現できていることがわかる。すなわち、変形の影響を考慮することで水分特性曲線モデルの精度を向上させた。

図 15~図 17 に三軸圧縮試験の試験結果と要素シミュレーション結果の比較を示す。これより、最大軸差応力と体積膨張量は初期サクシオンが高いほど大きくなる傾向に表現できている。また、さまざまな条件における飽和度とサクシオンの変化も定性的に表現できている。図 16(b)と図 17(b)より、せん断開始直後、サクシオンの実験結果が解析結果より低かった。ただし、飽和度とサクシオンの減少により、軸差応力は小さくなる傾向によく表現できていることがわかる。すなわち、新しい水分特性モデルを用いたことにより、解析の精度を向上させた。

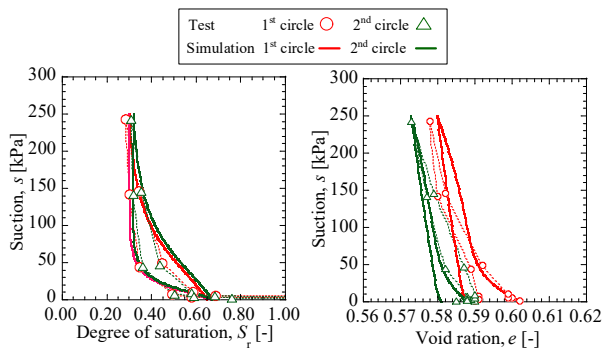
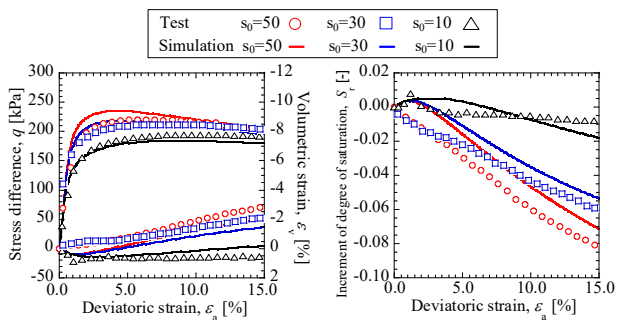


図 14 保水性試験結果と解析値の比較



(a)  $q \sim \varepsilon_v \sim \varepsilon_a$  (b)  $S_r$  variation

図 15 サクシオン一定試験結果と解析値の比較

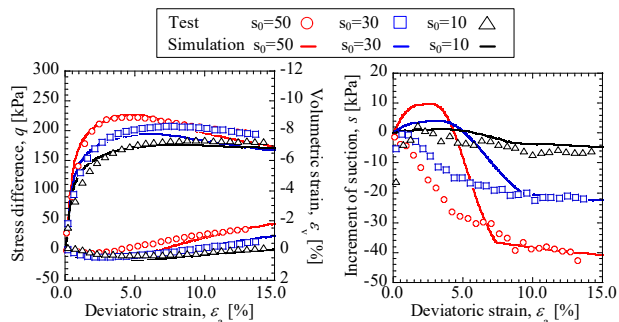
## 6. まとめ

本稿では、変形によるマサ土の水分特性曲線の特徴を把握するための保水性試験と、さまざまな条件下で不飽和マサ土の力学挙動を調べるための三軸圧縮試験を行った。得られた実験結果より、変形の影響を考慮に入れた新しい水分特性曲線を提案した。最後に実験結果に基づいた要素シミュレーションを行い、提案するモデルの解析精度を検証した。以下の結論を得られた。

- 1) 保水性曲線試験より、水分特性曲線は変形による間隙比の影響を受けるが分かり、間隙比の減少に伴い飽和度は大きくなった。
- 2) さまざまな条件下で行った三軸圧縮試験結果より、初期サクシオンが高いほど、不飽和マサ土の最大軸差応力と体積ひずみの膨張量が大きくなる傾向が分かった。軸ひずみの増加に伴い、飽和度とサクシオンは変化することを示した。これは、供試体の間隙比の変化

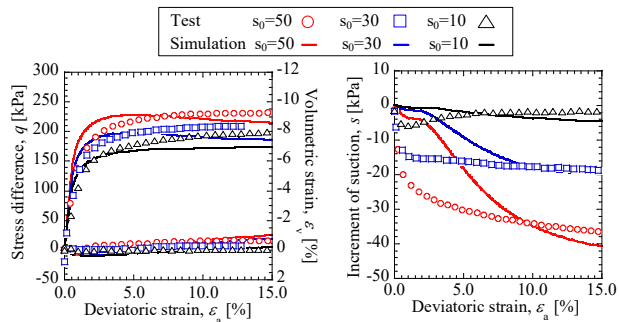
により、水分特性曲線が変化したためと言える。

- 3) せん断条件は異なるが、限界状態線の傾きの値は一定値であり、飽和・不飽和マサ土の力学的・水理学的特性を統一的に表現できることが明らかになった。
- 4) 解析結果より、変形の影響を考慮に入れた新しい水分特性曲線を提案することによって、構成モデルの精度を向上させた。



(a)  $q \sim \varepsilon_v \sim \varepsilon_a$  (b)  $s$  variation

図 16 飽和度一定試験結果と解析値の比較



(a)  $q \sim \varepsilon_v \sim \varepsilon_a$  (b)  $s$  variation

図 17 非排気・非排水試験結果と解析値の比較

## 参考文献

- 1) Sheng, D., Fredlund, D. G., Gens, A.: A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 45, No. 4, pp. 511-534, 2008.
- 2) Nuth, M., Laloui, L.: Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils, *Computers and Geotechnics*, Vol. 35, No. 6, pp. 835-844, 2008.
- 3) Sheng, D., Zhou, A. N.: Coupling hydraulic with mechanical models for unsaturated soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 48, No. 5, pp. 826-840, 2011.
- 4) Xiong Xi, 沖野頌悟, 常本貴史, 岩井裕正, 張鋒: 飽和度一定三軸圧縮試験による不飽和マサ土力学特性の精査およびそのモデル化, 第 30 回中部地盤工学シンポジウム, pp. 1~6, 2018.
- 5) Zhang, F. and Ikariya, T.: A new model for unsaturated soil using skeleton stress and degree of saturation as state variables, *Soils and Foundations*, Vol. 51, No.1, pp. 67-81, 2011.
- 6) Burton, G. J., Pineda, J. A., Sheng, D., Airey, D. and Zhang, F.: Exploring one-dimensional compression of compacted clay under constant degree of saturation paths, *Géotechnique*, Vol. 66, No. 5, pp. 435-440, 2015.
- 7) 小林聖二: 不飽和土の力学特性に関する実験的研究およびそのモデル化, 名古屋工業大学修士論文, 2016.

一次元カラム実験装置を用いた吸水及び水位上昇過程への

大気-地表水-地下水連成数値解析の適用性の検証

Application of a numerical simulation coupled with atmospheric flow, surface flow and ground water flow to a column experiment with drainage and imbibition

平嶋智希<sup>1</sup>, 石川雄大<sup>2</sup>, 日比義彦<sup>3</sup>, 守村融<sup>4</sup>

1 名城大学大学院理工学部 193434006@cmailg.meijo-u.ac.jp

2 名城大学大学院理工学部

3 名城大学理工学部

4 八千代エンジニアリング

## 概要

以前に日比と守村らは、洪水時における越流前の遊水池内の水位上昇を大気-地表水-地下水連成数値解析手法(ASG法)を用いて再現した。さらに、著者らは、以前に不飽和状態の0.8mmガラスビーズが詰まったカラムを鉛直に設置し、カラム下端より水をガラスビーズ上端から45cmの高さまで注入した。また、この水位上昇実験をASG法で再現した結果、実験結果と解析結果の飽和度と地表水の水位上昇の経時変化はほぼ一致した。本研究では、さらに詳細なASG法の解析精度を求めるために一次元カラム実験装置下端より排水を行う水位低下試験と、それに続けてカラム下端より水を注入する水位上昇実験を行った。さらに、この実験の排水過程から吸水過程へ連続した解析を行った。その結果水位低下については再現性を確保できたが、水位上昇及び飽和度の経時変化については課題が残る結果となった。

キーワード：混相流 カラム実験 飽和度型支配方程式 地下水浸透 表面水

## 1. はじめに

近年、地球温暖化の影響によって異常気象が発生し、大きな災害が多く起きている。わが国の河川では地形特性上、大雨が降った際に洪水が発生しやすくなっている。実例として、2015年9月10日に台風によって鬼怒川流域に長時間豪雨が降り続けた結果、発生した河川の氾濫が挙げられる。この影響で鬼怒川に設置されていた堤防が破壊され、甚大な被害が生じてしまった。そのため、河川などの水位上昇を予測できる解析が必要となっている。

以前に日比と守村ら<sup>1)</sup>は、洪水時における越流前の遊水池内の水位上昇を大気-地表水-地下水連成数値解析手法(ASG法)<sup>2)</sup>を用いて再現した。さらに、著者らは、不飽和状態の0.8mmガラスビーズが詰まったカラムを鉛直に設置し、水を一次元カラム実験装置下端より注入する、水位上昇実験を実施した。また、その水位上昇実験をASG法で再現した<sup>3)</sup>。その結果、実験結果と解析結果の体積含水率と地表水の水位上昇の経時変化はほぼ一致した。今回は一次元カラム実験装置下端より排水を行う水位低下実験と、それに続けてカラム下端より水を注入する水位上昇実験を行った。その実験の排水過程から吸水過程までを連続した解析で行い、水位変動と飽和度の経時変化の実験結果との比較を行った。

## 2. 大気-地表水-地下水連成数値解析手法(ASG法)

ASG法とは地表水と大気流れに加え、地盤中の地下水の流れと水の飽和度の変化を取り扱うことができる数値解析手法である。ASG法では、地表水及び大気の流れに以下の式(1)と(2)のNavier-Stokesの式と質量保存の式を使用する。

$$\nabla \cdot \mathbf{V} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t} + (\mathbf{V} \cdot \nabla) \mathbf{V} = -\nabla \frac{p}{\rho} + \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \mathbf{V} - \mathbf{g} \quad (2)$$

ここで、 $\mathbf{V}$ 、 $\mu$ 、 $p$ 、 $\rho$ は流体の速度ベクトル、粘性係数、圧力、密度であり、 $t$ は時間、 $\mathbf{g}$ は上向きを正とした場合の重力加速度である。また、地盤の水とガスの支配方程式は以下の式(3)、(4)のようにそれぞれ表すことができる。

$$\frac{\partial \{\Phi S_{rw} + [1 - (S_{rw} + S_{rg})] \Phi S_w\}}{\partial t} = \nabla \cdot \left[ \left( \frac{K_{rw}}{\mu_w} \right) k_s (\nabla p_w + \rho_w g \nabla z) \right] \quad (3)$$

$$\frac{\partial \{\Phi S_{rg} + [1 - (S_{rw} + S_{rg})] \Phi S_g\}}{\partial t} = \nabla \cdot \left[ \left( \frac{K_{rg}}{\mu_g} \right) k_s (\nabla p_g + \rho_g g \nabla z) \right] \quad (4)$$

ここで、 $\Phi$ は間隙率、 $S_{rw}$ 、 $S_{rg}$ はそれぞれ水とガスの残留飽和度、 $S_w$ 、 $S_g$ はそれぞれ水とガスの有効飽和度、 $K_{rw}$ 、 $K_{rg}$ はそれぞれ水相とガス相の相対透過度、 $K_s$ は固有透過度である。これらの式を連成させて、数値解析を行う。

### 3. 実験方法

排水過程と吸水過程の連続した解析を行った際の ASG 法の解析精度の検証を行うために今回の実験では 0.8mm ガラスビーズに対し、図1と図2に示すような一次元カラム実験装置を用いて、水位低下実験及び水位上昇実験を行った。また、水位低下実験及び水位上昇実験の設定水位を表1に示す。使用したカラムの内径は 50mm、長さは 1556mm である。今回の実験では間隙率が 0.345 となるようにカラム下端より 56mm から 1056mm の高さまで 50mm ごとに 0.8mm ガラスビーズ(粒度範囲：0.71~0.99mm、密度 2.5g/cm<sup>3</sup>)を詰めた。土試料中の体積含水率の経時変化を計測するため、土壌水分センサー(デカゴン社, EC-5, 測定範囲 0~100%, 精度±3%)とデータロガー(デカゴン社, Em5b, 容量 49k)を使用した。土壌水分センサーはカラム下端より 256mm、456mm、656mm、856mm の位置にポリシールUK-液性水膨張弾性シール材(スリーボンドユニコム株式会社, 酸化カルシウム)を使用してカラムに取り付けられた。

水位低下実験ではカラム下端に水位一定装置を繋ぎ、カラム内の水位と水位一定装置の水位の水頭差を利用することで水を排水させて実験を行った。また、吸水実験ではカラム下端とマリOTTタンクを繋ぎ、カラム内の初期水位とマリOTTタンクの設定水位に水頭差を設け、吸水を行った。カラム内の土試料より上部の地表水の水位低下は目視のみ、水位上昇は目視及び動画撮影(株式会社 JVC ケンウッド製の Everio ハイビジョンメモリームービー, 64GB 搭載)によって記録した。今回の実験はカラム内部からの排水、または、カラム内部への吸水が終了するまでそれぞれの段階で実験及び撮影を続けた。さらに、土壌水分センサーを使用し、カラム内部での体積含水率を計測し、水の飽和度の経時変化を求めた。

表 1 実験時のカラム下端からの設定水位

水位低下実験	水位上昇実験
35.6cm	15.6cm
→15.6cm	→35.6cm
→5.6cm	→150.6cm

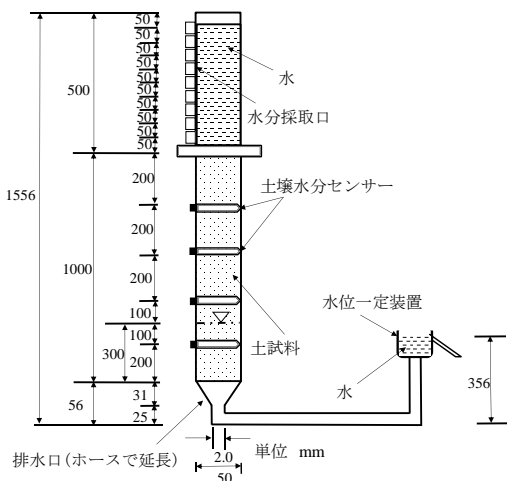


図 1 水位低下実験装置概略図

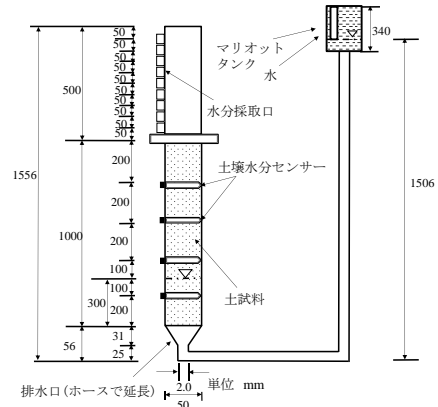


図 2 水位上昇実験装置概略図

### 4. 解析条件

今回の水位低下実験及び水位上昇実験については、図3のような軸対象座標での解析を行った。解析領域は節点総数が3672、要素数が3055であった。解析の際の初期条件と境界条件はカラム上端での統合圧力を0.0kPaとした。また、カラム下端での統合圧力とそれぞれの段階での解析時間は表2のように変化させた。流速はカラム上端と下端では x 方向の流速を0とした。また、カラム右側の境界の y=5.6cm 以下では x 方向、y 方向の流速を共に0とし、y=5.6cm 以上では x 方向の流速のみを0とした。左側の境界では全ての高さで x 方向の流速のみを0とした。ガス圧力と水圧の初期値は水位がカラム下端より 1506mm となる静圧または静水圧とした。また、流速の初期値を0.0とした。今回の解析で使用した土試料の物理特性を表3に示す。今回の解析で使用した固有透過度は、水位低下実験結果から得られた水位変動を用いて変水位透水試験のデータ方法で求められた。また、排水時と吸水時の連続した解析では同じ固有透過度を使用し、水分特性曲線のみを変えた。解析に使用した水分特性曲線は以下の式(5)の van Genuchten の式を用いた<sup>4)</sup>。ここで  $P_c$  は水圧と空気圧の差から求められる毛管圧とし、 $\alpha$  と  $\beta$  は van Genuchten パラメータであり、 $\gamma=1-1/\beta$  となる。

$$S_e = (1 + |\alpha P_c|^\beta)^{-\gamma} \quad (5)$$

水とガスの有効飽和度  $S_e$  と  $S_w$  の関係は以下の式(6)となり、水とガスの残留飽和度をそれぞれ  $S_{rw}$ 、 $S_{rg}$  とした。

$$S_e = \frac{S_w - S_{rw}}{1 - S_{rw} - S_{rg}} \quad (6)$$

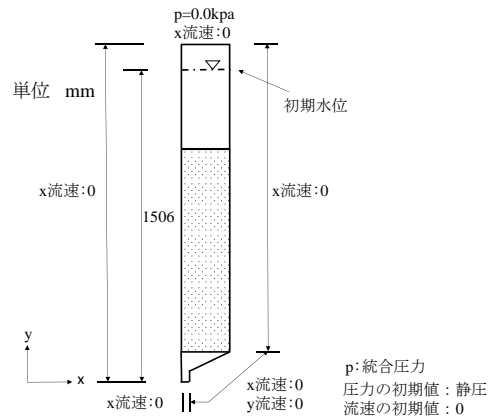


図 3 解析の境界条件と初期条件

表 2 カラム下端での段階ごとの統合圧力の設定圧力と  
圧力変動開始時間

排水過程	吸水過程
0.356kPa(1000s)	0.156(2000s)
→0.156kPa(2000s)	→0.356(2000s)
→0.056kPa(2000s)	→1.506(3600s)

表 3 0.8mm ガラスビーズの物理特性

パラメータ	排水過程	吸水過程
固有透過度(m <sup>2</sup> )	2.092e-10	2.092e-10
間隙率	0.345	0.345
α (kPa <sup>-1</sup> )	1.8393	1.5226
β	4.2915	8.850
水の残留飽和度	0.192	0.213
ガスの残留飽和度	0.015	0.070

## 5. 実験結果と解析結果の比較

図 4 に排水過程の 0.8mm ガラスビーズの解析結果と実験結果の地表水水位の経時変化を示す。図 4 より実験開始から土試料の上端に至るまでの実験結果と解析結果の経時変化は、ほぼ一致した。このため、排水過程においては ASG 法により、0.8mm ガラスビーズの表面水中の水位低下を再現できた。

図 5～図 8 には 4 箇所の高さにおける飽和度の経時変化を示す。カラム下端からの高さ 85.6cm と高さ 65.6cm については実験結果と解析結果の飽和度の減少する速度はほぼ同じだったが、実験結果の残留飽和度の方が解析結果より低くなった。カラム下端からの高さ 45.6cm については水位低下開始から最初の 10000 秒程度までは実験結果と解析結果の飽和度が同じ推移をしたが、二段階目の水位低下に移ると実験結果の飽和度が解析結果より低くなった。カラム下端から高さ 25.6cm についても同様に、水位低下開始から 10000 秒ほどまでは実験結果と解析結果が同じ推移をしているが、10000 秒を超えたあたりから実験結果と解析結果にずれが生じ徐々に実験結果の飽和度が解析結果より低くなった。

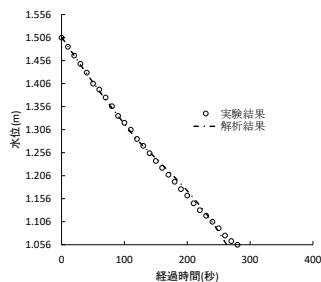


図 4 排水過程の地表水水位の経時変化

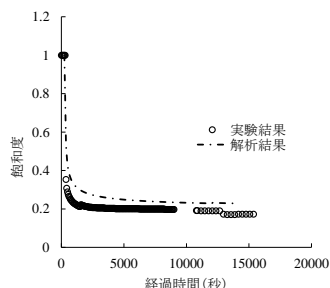


図 5 排水過程の飽和度の経時変化(85.6cm)

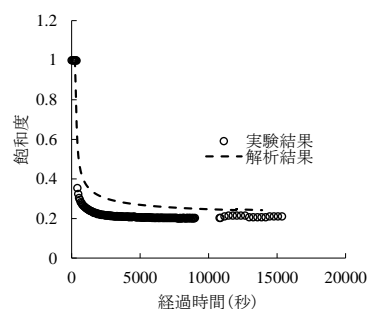


図 6 排水過程の飽和度の経時変化(65.6cm)

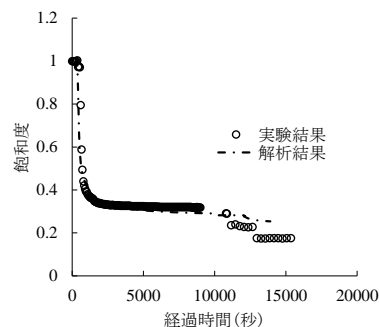


図 7 排水過程の飽和度の経時変化(45.6cm)

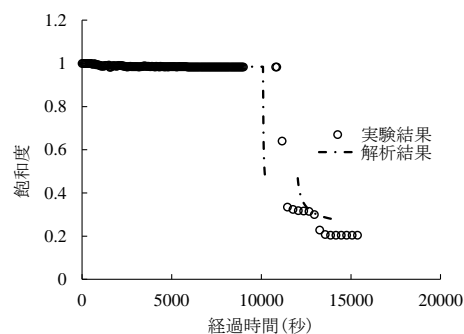


図 8 排水過程の飽和度の経時変化(25.6cm)

図 9 に吸水過程の 0.8mm ガラスビーズの解析結果と実験結果の地表水水位の経時変化を示す。水位上昇開始から 4000 秒付近で土試料上端より水がはじめてから、解析結果と実験結果の地表水水位の経時変化は一致せず、解析結果の水位上昇速度が実験結果を上回っていた。図 9 では吸水過程の水位変動から求めた固有透過度ではなく、排水過程の水位変動から得られた固有透過度を使用したため、解析結果の方が実験結果よりも早く水位が上昇したと考えられる。また、図 10 にカラム下端より 35.6cm の高さに初期水位を設定した吸水過程の地表水水位の経時変化図を示す。図 10 では吸水過程の水位変動より得られた固有透過度を使用しており、図 9 とは逆に実験結果の水位上昇が解析結果を上回った。図 10 の実験結果と解析結果の水位変動は図 9 よりも両者の乖離が少ないことが分かる。このことより連続で解析する際にも排水過程と吸水過程で固有透過度を変えて解析する必要がある。

図 11～図 14 には 4 箇所の高さにおける 0.8mm ガラスビーズの解析結果と実験結果の吸水過程の飽和度の経時変化を示す。カラム下端より高さ 85.6cm と高さ 65.6cm では、どちらの結果も開始から 4000 秒程度で飽和度が上昇し始めており、最終的な飽和度は同じとなった。ただし、



排水過程から吸水過程の解析を連続で行ったため、排水過程の最後の飽和度が実験結果と解析結果でずれた。高さ45.6cmの位置では水位上昇試験の際に土壌水分センサー付近に空気が封入したと推察される。そのため実験結果の飽和度が十分に上昇しなかったと考えられる。高さ25.6cmの位置での解析結果と実験結果の最後の飽和度は一致していたが、実験結果の飽和度の上昇が4000秒付近からに対して、解析結果の飽和度の上昇が2000秒付近から始めていることからあきらかにずれが生じていた。

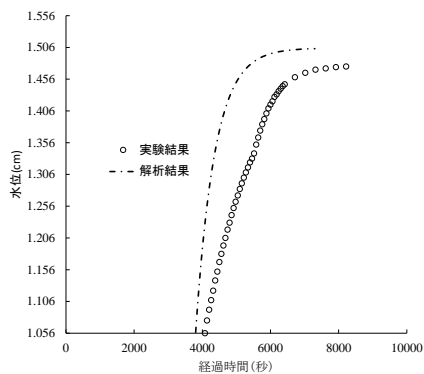


図9 吸水過程の地表水水位の経時変化

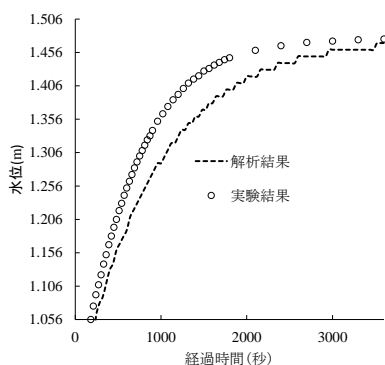


図10 吸水過程のみの地表水水位の経時変化

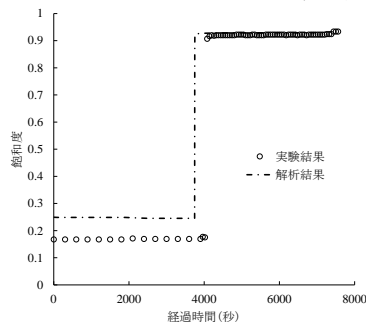


図11 吸水過程の飽和度の経時変化(85.6cm)

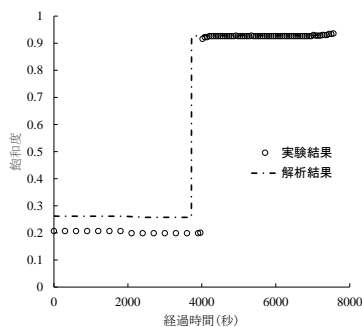


図12 吸水過程の飽和度の経時変化(65.6cm)

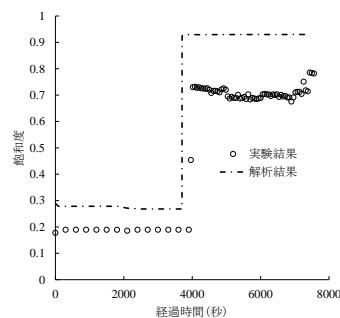


図13 吸水過程の飽和度の経時変化(45.6cm)

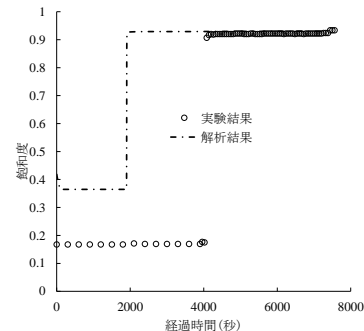


図14 吸水過程の飽和度の経時変化(25.6cm)

## 6. まとめ

今回の一次元カラム実験装置を使用した実験結果とそれをシミュレーションした結果を比較した結果、0.8mmガラスビーズの排水過程の地表水水位の経時変化をASG法によって再現できることが分かった。しかし、吸水過程での飽和度の経時変化では実験結果と解析結果にずれが若干生じてしまい、十分な精度で再現することができなかった。このため、解析精度の上昇が今後の課題である。また、排水過程から吸水過程への連続した解析の場合、同一の固有透過度を使用すると、あとから実施した吸水過程で実験結果と解析結果にずれが生じるため、吸水過程と排水過程では各々の実験の水位変動を用いて得られた固有透過度を使用して解析を行う必要がある。

## 参考文献

- 1) 井川直之、守村融、保坂幸一、富樫聡、日比義彦：遊水池への地下水湛水が洪水調節に及ぼす影響評価に関する解析的研究、日本地下水学会秋季講演会(2017)
- 2) Yoshihiko HIBI、Akira TOMIGASHI：A numerical simulation model for a coupled porous medium and surface fluid system with multiphase flow 地下水学会誌、60巻第4号、pp409-434(2018)
- 3) 平嶋智希、石川雄大、日比義彦、守村融：1次元カラムを用いた水位上昇時の大気-地面水-地下水連成数値解析手法の検証、日本地下水学会春季講演会、pp26-29(2019)
- 4) Van Genuchten M.T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal 1980 Vol.44 No.5 pp.892-898. (1980)

洪水時の遊水地の貯水に関する2次元土層槽実験を用いた

大気-表面水-地下水連成数値解析手法の検証

Verification of a Numerical Simulation Model coupled with Atmosphere, Surface water and Ground water by using two-dimensional tank experiment

石川雄大<sup>1</sup>, 平嶋智希<sup>2</sup>, 日比義彦<sup>3</sup>, 守村融<sup>4</sup>

1 名城大学大学院理工学研究科 193434001@ccmailg.meijo-u.ac.jp

2 名城大学大学院理工学研究科

3 名城大学理工学部

4 八千代エンジニアリング株式会社

## 概要

多くの河川では、洪水時に遊水地または調整池により河川の流量調整を行い、洪水時の河川堤体の破堤を防いでいる。そこで、以前著者である日比と守村らは、遊水地または調整池に隣接する河川堤防を想定し、河川水位が越水する前までにどの程度遊水地または調整池に水がたまるか検討した。しかし、その結果の精度と妥当性について検討は十分に行われていなかった。そこで、本研究では2次元水槽内に6号砂で堤体を作成し、堤体の一方に水を貯め、反対側にどの程度水が貯留されるか実験を行った。さらに、この結果を日比と守村らが用いた大気-表面水-地下水連成数値解析手法を用いて前記の実験を再現し、解析の精度と妥当性を検証した。その結果、地盤浸透後の表面水の貯留問題に大気-表面水-地下水連成数値解析手法のような数値解析を適用する際の問題点も明確になった。

キーワード：混相流 調整池 飽和度型支配方程式 地下水浸透 表面水

## 1. はじめに

現在の地球では地球温暖化の影響により、様々な気候の変化が見られる。その一つに豪雨の増加が挙げられる<sup>1)</sup>。豪雨の増加に伴い、河川堤防の決壊による浸水被害が発生している。降雨により、河川堤防の浸潤面と飽和度は上昇し、堤体の崩壊や、堤体法面の滑り破壊が生じる。したがって堤体内の飽和度の変化を確認することは重要となる<sup>2)</sup>。また近年では「平成30年7月豪雨」が発生し、中国地方を中心に多くの河川堤防が決壊、広範囲に浸水被害をもたらした。このことから、河川堤防は洪水などの自然災害による被害を軽減する大きな役割を担っている。

これまでに著者の日比と守村ら<sup>3)</sup>は洪水時における越流前の遊水地内の水位上昇を飽和度の変化を把握できる大気-表面水-地下水連成数値解析手法(ASG法)<sup>4)5)</sup>を用いて再現してきた。その結果、ASG法を用いて洪水時における越流前の遊水地内の水位上昇を再現できることが分かった。しかし、このケースについてASG法の解析精度の検証が行われていない。そこで本研究では、2次元水槽内に6号砂を用いて堤防を構築し、堤体の一方に水を貯め、反対側にどの程度水が貯留されるか実験を行った。さらに、この結果をASG法を用いて再現し、実験結果と解析結果を比較することにより解析の精度と妥当性を検証した。またASG法における解析モデルのメッシュ細分化による解析結果への影響についても検証を行った。

## 2. 実験方法

本研究で用いた2次元水槽の概要を図1に示す。

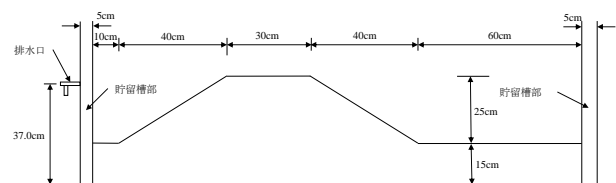


図1 実験装置

2次元水槽は高さ60.0cm、幅190.0cm、奥行13.5cmであり、水槽両端から5cmの箇所に土試料を投入するための土槽部と水を貯留するための貯留槽を区切るためのステンレス製の網を設けた。水槽の左側貯留槽の水槽底から37.0cmの高さの箇所に排水口を設けることにより、左側貯留槽の水位を37.0cmで一定となるようにした。堤防の構築では水槽底に15.0cmの厚さで6号砂(密度2.65g/cm<sup>3</sup>、粒径0.1mm-0.4mm)を敷いた上に、高さ25.0cm、天端幅30.0cm、基礎幅110.0cmの堤体を図1のように6号砂で構築した。この際に堤体の左側法尻は左側貯留槽のステンレス製の網から10.0cm離れた位置とした。6号砂を詰める際には、6号砂と、6号砂の乾燥質量の6%の水を均等に混合し、2.5kgランマーを用いて水を均等に混ぜた6号砂を間隙率がn=0.5となるように層厚5.0cm毎に8層に分けて



水槽内に詰めた。今回の実験では 6 号砂の乾燥質量の 6% の水を 6 号砂に混ぜたが、この水の質量は、目視で堤防内において浸潤面の動態が把握できることを確認したうえで決定した。最終的に 6 号砂で作成した堤防の全体の間隙率は 0.498 となった。

実験開始と同時に左側貯留槽上部からホースを貯留槽内に挿入して水を注入した。水の注入する際には、実験開始から 2 分後に左側貯留槽の水位が 37.0cm で一定となるようにした。実験開始後、左右貯留槽の水位と堤防内の浸潤の様子をビデオカメラ(株式会社 JVC ケンウッド製 Everio ハイビジョンメモリームービー)で記録した。

### 3. 解析方法

本研究の解析は、ASG 法を用いる。ASG 法は流体を非圧縮性として扱い、土試料も圧縮及び変形しないものとして誘導された数値解析手法である。

ASG 法では、Navier-Stokes の式と質量保存の法則に CIP 法を用いたセミ・ラグランジュ法と後退差分法を適用した以下の式(1)と(2)を地表水及び大気の流れとして適用した。

$$(\Delta t / \rho) \nabla \cdot (\nabla p_{t+\Delta t} + \rho g) = \nabla \cdot V^* \quad (1)$$

$$V_{t+\Delta t} - (\mu / \rho) \Delta t \nabla^2 V_{t+\Delta t} = V^* - (\Delta t / \rho) (\nabla p_{t+\Delta t} + \rho g) \quad (2)$$

ここで  $t$  は時間、 $\Delta t$  は時間増分、 $\rho$  と  $\mu$  は流体の密度の粘性係数、 $\mathbf{V}$  と  $\mathbf{p}$  はそれぞれの流体の流速ベクトルと圧力、 $\mathbf{g}$  は鉛直上向き正とした場合の重力加速度ベクトルである。 $V^*$  は位置ベクトル  $R_i - V_t \Delta t$  の位置の流速であり、 $R_i$  は節点  $i$  の位置ベクトルである。

土試料中の流れに関してグローバル圧力  $P$  を以下の式(3)のようにガス圧  $P_g$  と水圧  $P_w$  を用いて定義する。

$$\nabla P = f_w \nabla p_w + f_g \nabla p_g \quad (3)$$

ここで、 $K_{rw}$  と  $K_{rg}$  をそれぞれ固有透過度に対する水相の相対透過度とガス相の相対透過度、 $\mu_w$  と  $\mu_g$  をそれぞれ水とガス粘性係数とし、 $\lambda_w = K_{rw} / \mu_w$ 、 $\lambda_g = K_{rg} / \mu_g$ 、 $\lambda = f_w + f_g$  とすると  $f_w$  と  $f_g$  は以下の式(4)のように定義される。

$$f_w = \lambda_w / \lambda \quad (4a)$$

$$f_g = \lambda_g / \lambda \quad (4b)$$

土試料中の水とガスの流れの支配方程式は、Darcy の法則と質量保存則を用いて以下の式(5)のように表す。

$$\partial \phi / \partial t = \nabla \cdot \lambda k_s [\nabla P + (f_w \rho_w + f_g \rho_g) g \nabla z] \quad (5)$$

ここで  $k_s$  は試料の固有透過度、 $z$  は鉛直上向き正とした場合の座標、 $\phi$  は間隙率、 $\rho_w$  と  $\rho_g$  は水とガスの密度である。

土試料中の水とガスを含む全流速  $V_t$  はグローバル圧力を用いて以下の式(6)のように表す。

$$V_t = -\lambda k_s [\nabla P + (f_w \rho_w + f_g \rho_g) g \nabla z] \quad (6)$$

土試料中の水の飽和度  $S_w$  は、式(5)と式(6)から導かれた以下の式(7)より求める。

$$\partial S_w / \partial t + V_{soil} \cdot \nabla S_w = \nabla \cdot (D_{soil} \nabla S_w) \quad (7)$$

ここで  $V_{soil}$  と  $D_{soil}$  は以下のように定義される。

$$V_{soil} = -[V_t (df_g / dS_w) - k_s (\rho_g - \rho_w) g (d\lambda / dS_w)] / \Phi \quad (8a)$$

$$D_{soil} = [-\kappa k_s (dp_{cgw} / dS_w)] / \Phi \quad (8b)$$

$$\kappa = K_{rg} K_{rw} / (\mu_g K_{rw} + \mu_w K_{rg}) \quad (8c)$$

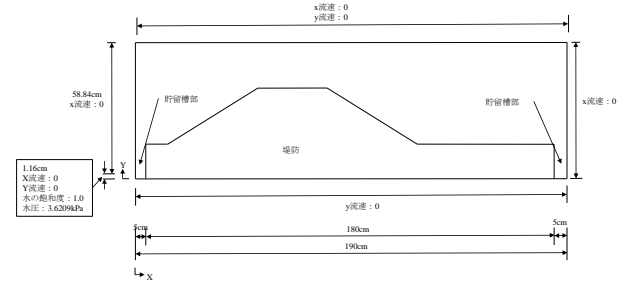


図2 解析モデルと境界条件

### 4. 解析条件

本解析では図 1 に示した実験装置を図 2 に示すようにモデル化した。

本研究で使用する解析モデルは、水槽実験と同じように左右の境界から幅 5.0cm の部分を貯留槽としたが、解析モデルにおいて水槽に設置したステンレス製の網は存在しない状態である。これはステンレス製の網をモデル化出来ないためである。境界条件について、水槽の下端は鉛直方向の流速を 0 とした。水槽の上端においては鉛直方向の流速、水平方向の流速共に 0 とした。水槽右側の境界では水平方向の流速を 0 とした。水槽左側の境界では水槽底から 1.16cm までは水の注入口とし、解析開始 2 分後に左側貯留槽の水深が 37.0cm となるように水圧を経時変化させた。実験では貯留槽上からホースを貯留槽内に挿入して、水を注入したが、解析モデルを簡単にするために解析では、実験で水を注入したホースの内径相当の水槽底からの高さの範囲から水を注入した。初期状態では水位以下では静水圧とし、水位以上では水槽の上端(高さ 60.0cm)でガス圧が 0 となるように静圧のガス圧とした。また、水槽底から 1.16cm の範囲では水の飽和度を 1.0 とし、水平方向と鉛直方向の流速を 0 とした。水槽左側境界の高さ 1.16cm より高い位置の境界については水平方向の流速を 0 とした。

本研究では解析モデルのメッシュ分割の細分化による解析結果への影響を検証するために、図 2 で示したモデルを 5 種類に分割を行った。1 種類目(以下、mesh1)では節点数 14516、要素 14330 で分割した。mesh1 を図 3 として示す。このメッシュは四角形と三角形の要素で構成されている。三角形は堤体斜面で用いられた。なお、ほかのメッシュ分割の法面についても同じように分割されている。

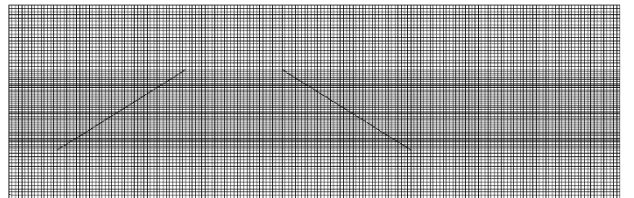


図3 要素分割(mesh1)

2 種類目(以下、mesh2)では節点数 54209、要素 53900 で分割した。mesh2 は mesh1 に比べ、解析モデル全体のメッシュ分割を細かくした。

3種類目(以下、mesh3)では節点数 93313、要素 92920 で分割し、mesh3 は mesh2 に比べ、堤防右側法面におけるメッシュ分割をより細かくした。

4種類目(以下、mesh4)の節点数と要素数は mesh3 と同じであるが、飽和度の解析において図 4 に示すように堤体法面上の三角形要素を 1 つに結合した。このことにより三角形では適用できなかった CIP を適用可能とした。さらに堤体法面上の地表水の厚さを薄くする効果も期待した。

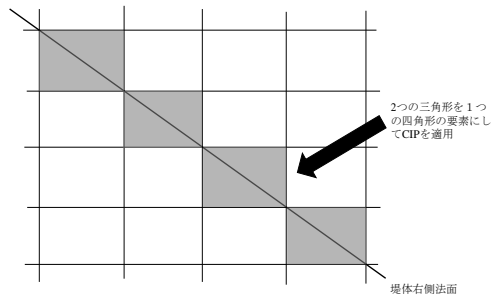


図4 mesh4における三角形要素の結合

5種類目(以下、mesh5)の節点数 158159、要素 158159 とし、mesh4 に比べ、右側法面におけるメッシュ分割をより細かくした。また、mesh4 と同様に飽和度の解析を行う際に、右側法面の三角形の要素を結合して四角形の要素とすることにより CIP を適用可能とした。

解析ではカラム試験を用いた透水試験により求められた 6 号砂の固有透過度  $2.407 \times 10^{-11} \text{m}^2$  を使用した。また、間隙率は前記した 0.498 を解析に使用した。水の密度は  $0.9986 \text{g/cm}^3$ 、粘性係数は  $1.056 \times 10^{-6} \text{kPa} \cdot \text{s}$ 、ガスの密度は  $1.20 \times 10^{-3} \text{g/cm}^3$ 、粘性係数は  $1.80 \times 10^{-8} \text{kPa} \cdot \text{s}$  とした。水とガスの密度と粘性係数は、実験中に注入する水温と室内の気温を測定し、平均水温と気温を算出し、その気温と水温の密度と粘性係数とした。図 5 に示す別の研究でカラム試験により得られた 6 号砂の水分特性曲線を本研究では用いた。

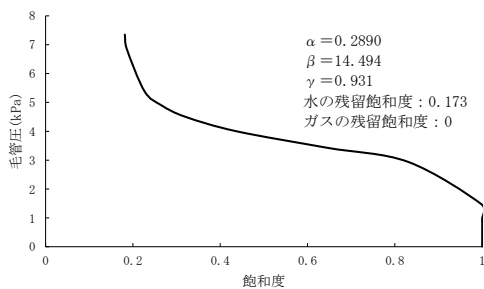


図5 6号砂の水分特性曲線

図 8 の水分特性曲線は以下の式(1)の van Genuchten の式<sup>6)</sup>に実験結果を最適化して van Genuchten パラメータの  $\alpha$ 、 $\beta$  を求めた。なお、 $\gamma$  は  $\gamma=1-1/\beta$  より求められる。

$$S_e = \frac{S_w - S_{rw}}{1 - S_{rw} - S_{rg}} = (1 + |\alpha P_c|^\beta)^{-\gamma} \quad (9)$$

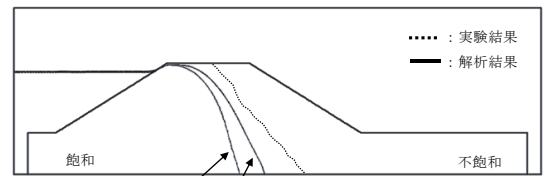
ここで、 $P_c$  は水とガスの毛管圧、 $S_e$  は有効飽和度、 $S_w$  は水の飽和度、 $S_{rw}$  は水の残留飽和度、 $S_{rg}$  はガスの残留飽和度となる。

## 5. 結果

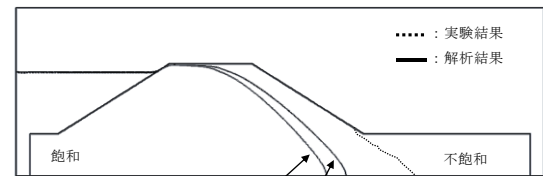
本研究では前記した 5 種類のメッシュのうち、mesh1、2 については解析の時間間隔を 0.01 秒、0.0005 秒、0.0025 秒の 3 種類に設定し、また mesh3、4 と 5 では時間間隔 0.0025 秒で解析を行った。

### 5.1 時間間隔 0.01 秒

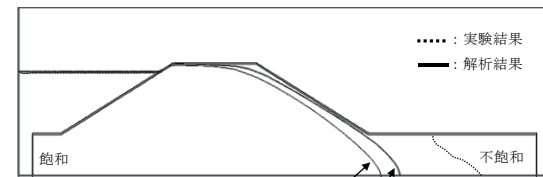
解析の時間間隔を 0.01 秒の場合の経過時間 500 秒毎の解析結果と実験結果の比較図を図 6 に示す。図中の破線は実験より得られた浸潤面または表面水の位置であり、堤体内の実線は解析により得られた飽和度 0.5 の等値線を示し、堤体外は表面水の水位を表す。



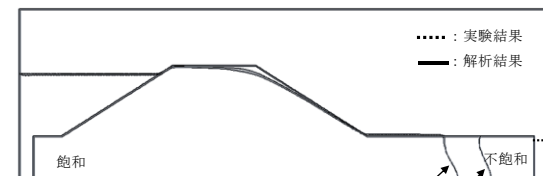
(a) 経過時間500秒



(b) 経過時間1000秒



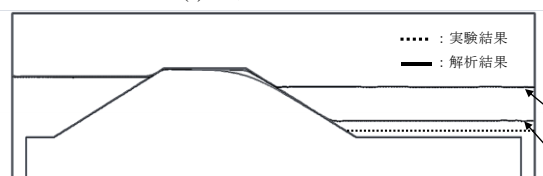
(c) 経過時間1500秒



(d) 経過時間2000秒



(e) 経過時間2500秒



(f) 経過時間3000秒

図6 時間間隔0.01秒における実験結果と解析結果の比較

図6より解析結果と実験結果を比較すると、実験結果より得られた堤体内の浸潤面は解析結果の飽和度0.5の等値線より右側貯留槽への進行が早いことが確認できる。中でも、mesh1とmesh2の飽和度0.5の等値線の右側貯留槽への進行の様子を比較すると、mesh2の飽和度0.5の等値線はmesh1より実験結果の浸潤面に近いことからmesh2はmesh1より再現性が若干良いといえる。実験で右側貯留槽への水の湧出が始まった時間は実験開始から約2100秒となった。これに対して、解析における水の湧出はmesh1では2900秒、mesh2では2600秒となった。その後の右側貯留槽の水位上昇を見ると、経過時間3000秒では両解析結果ともに実験結果より早く水位上昇が生じた。解析のこの現象の原因は、メッシュ分割が不十分であるために、経過時間2000以降で堤体右側法面上に厚く地表水が形成されたためである。この地表水により、堤防右側の水位上昇が早く生じた。実験では実験開始1740秒に生じた堤体の崩壊の影響でこのような現象が生じていなかった。

## 5.2 時間間隔 0.005 秒

解析の時間間隔を0.005秒とした場合の経過時間500秒毎の解析結果と実験結果の比較を図7と図8に示す。

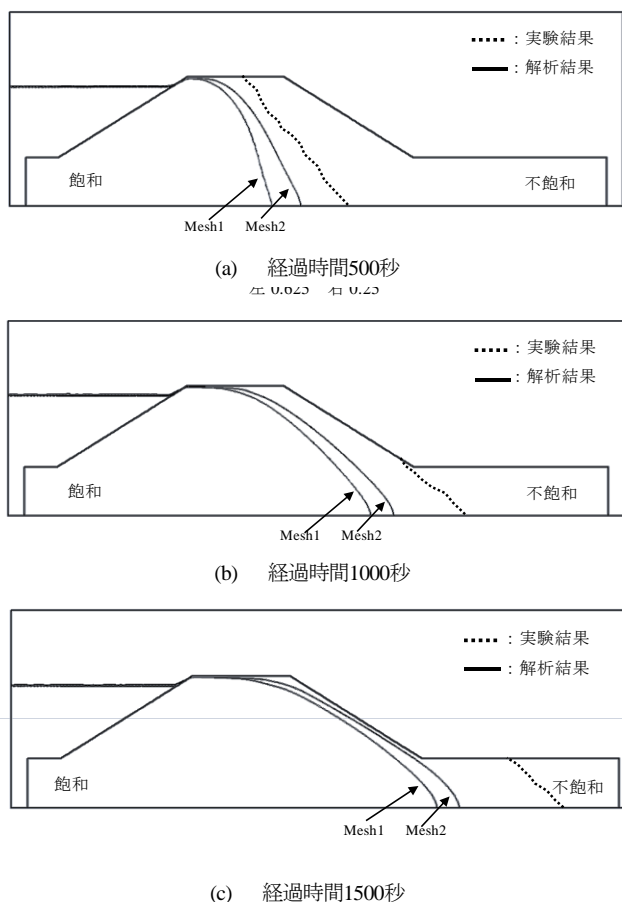


図7 時間間隔0.005秒における実験結果と解析結果の比較(その1)

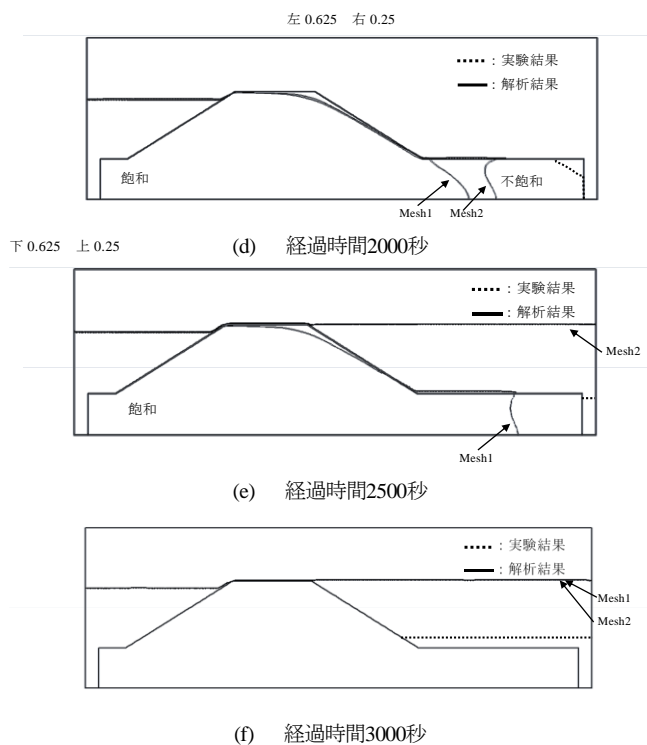


図8 時間間隔0.005秒における実験結果と解析結果の比較(その2)

図7と8より解析結果と実験結果を比較すると、時間間隔0.01秒と同様に、堤体内の実験結果の浸潤面は解析結果の飽和度0.5の等値線より右側貯留槽への進行が早い傾向にあることがわかる。またmesh1とmesh2の飽和度0.5の等値線の右側貯留槽への進行の様子を比較すると、mesh2の飽和度0.5の等値線はmesh1より実験結果の浸潤面に近いことからmesh2の方がmesh1より再現性が若干良いことがわかる。実験で右側貯留槽への水の湧出が始まった時間は実験開始から約2200秒に対し、mesh1では2900秒、mesh2では2600秒となった。右側貯留槽の水位上昇についても時間間隔0.01秒と同様に、解析において堤体右側法面上の地表水が生じたために実験結果を再現出来なかった。

## 5.3 時間間隔 0.0025 秒

解析の時間間隔を0.0025秒の場合の経過時間500秒毎の解析結果と実験結果の比較を図9と図10に示す。

図9と図10によると、mesh1とmesh2では経過時間1000秒の段階で堤体天端上に地表水が形成され、その地表水が堤体右側法面へと浸透することが確認できた。その他のメッシュについてはそのような現象は確認できなかった。mesh1とmesh2の場合の右側貯留槽の水位上昇は、経過時間2000秒で、右側貯留槽の水位は天端付近まで上昇した。mesh1とmesh2の右側貯留槽への水の湧出開始は経過時間1200秒であった。mesh3、mesh4とmesh5では堤防内の水の浸透は経過時間500、1000秒まではほぼ同様であった。経過時間1500秒のmesh5で

は mesh3 と mesh4 と比べやや浸透が速かった。経過時間 2000 秒では mesh3 と mesh4 における水の浸透の様子に差異が生じた。mesh3 の浸透が mesh4 と比べ速くなったことから、堤防右側法面の表面では堤体法面付近の三角形の要素を統合した結果、地表水の厚さが薄くなり堤防右側法面より湧出する水が減少することが分かった。mesh4 と mesh5 では同じように三角形の要素を統合しているが、堤防右側法面において分割数が異なっている。この 2 種のメッシュの飽和度 0.5 の等値線と実験の浸潤面を比較すると、分割数の細かい mesh5 は mesh3 と比べ実験結果に近く再現性が良いことが確認できる。右側貯留槽への水の湧出は mesh3 では経過時間 2200 秒、mesh4 では経過時間 2400 秒、mesh5 では経過時間 2000 秒であった。

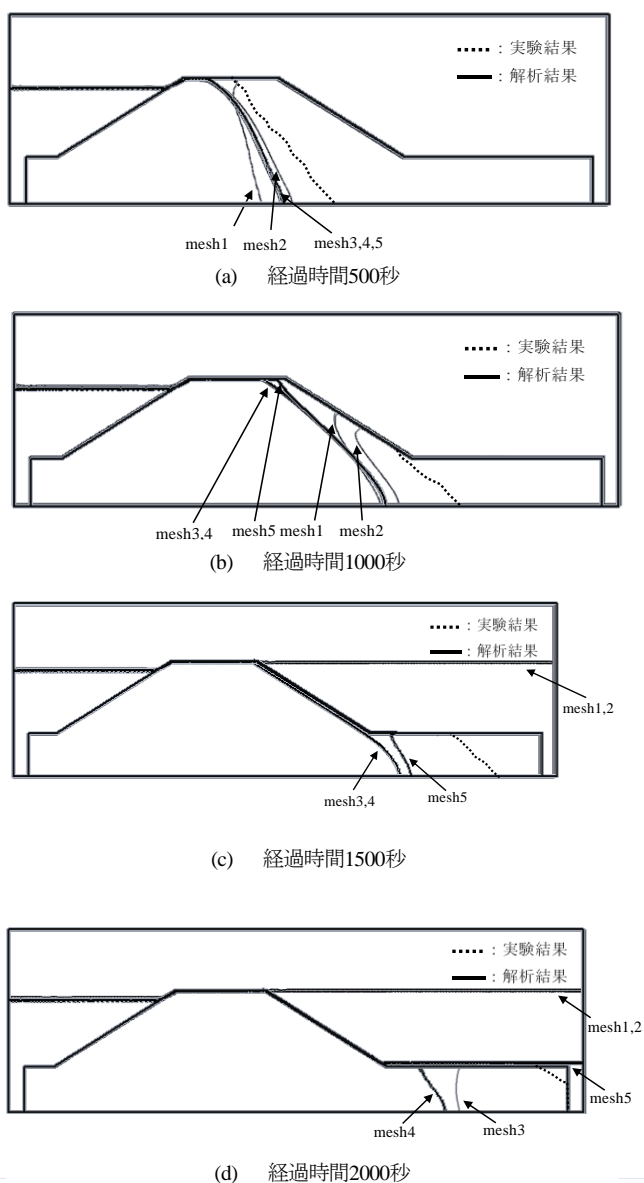


図9 時間間隔0.0025秒における実験結果と解析結果の比較(その1)

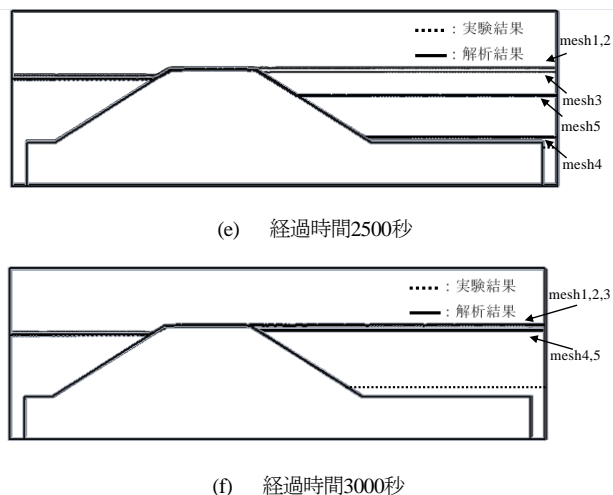


図10 時間間隔0.0025秒における実験結果と解析結果の比較(その2)

## 6. 考察

本研究では、堤防内における解析結果より得られた飽和度 0.5 の等値線と実験結果より得られた浸潤面では差異が生じた。これについては、解析データに使用した 6 号砂の水分特性曲線はカラム試験より得られたものであり、本研究における実験で土試料の乾燥質量の 6% の水の混合時の飽和度からスタートすることが考慮されていない。また、カラム実験における土試料の間隙率は 0.38 であるが、今回の実験では 0.498 であり、カラム実験の透過度より、今回の実験の透過度が大きいと推察される。このようなことから解析結果と実験結果の両者に前記のような差異が生じたと推察される。これを受けて、より正確な解析結果を得るためには、本研究に用いた 2 次元水槽を用いて透水試験と吸排水試験を行い、透過度と水分特性曲線を求め、これらを用いて解析を行う必要がある。解析では、水の浸透が堤防右側法面に到達した際に、堤防右側法面上に地表水が形成された。その際にメッシュ分割が不十分であると法面上の地表水が厚く形成され、この地表水が右側法面上を降下した。その結果、解析右側貯留槽への貯留が早く始まったと推察される。堤体右側法面における地表水は mesh4 と mesh5 のようにメッシュ分割を細かくすることと、mesh4 と 5 のように三角形の要素を統合することが有効であることが分かった。メッシュ分割を限りなく細かくすれば、この堤体右側法面上の地表水をさらに薄くでき、実験結果に近づけることが出来るが、それには限界がある。今後、この堤防右側法面上の地表水を取り扱いが出来るモデル開発をする必要がある。

## 7. まとめ

本研究では大気-表面水-地下水連成数値解析手法 (ASG 法) を用いた解析と 2 次元水槽を用いた実験結果を比較することにより、ASG 法の再現の精度の検証を行った。その結果、堤防内の浸透の様子については、メッシュを細かくするにつれて浸透の様子の再現性は良

くなることが確認された。しかし、より正確な再現を行うには 2 次元水槽に 6 号砂を詰めた状態での透水試験と吸排水試験を行い、透過度と水分特性曲線を求める必要がある。今回の解析では堤体右側の法面上に地表水が形成され、メッシュを細かくすることにより、この地表水は薄くなった。堤防右側の水位上昇はこの地表水の影響を受け、実験結果より早く水位上昇した。今後は解析で堤体右側法面上に生じた地表水をどのようにモデル化するかの検討が必要であると考えられる。

#### 参 考 文 献

- 1) 末次忠司：水害から治水を考える、技法堂出版、2016、pp137-151
- 2) 藤野陽三、曾我健一：地盤工学におけるリスク共生、鹿島出版会、2016、pp13-17
- 3) 日比義彦、守村融、保坂幸一、富樫聡：ASG 法を用いた遊水地内の水位上昇のシミュレーション、日本地下水学会 2018 年春季講演会講演予稿、pp2-5
- 4) 日比義彦、富樫聡：多孔質体内の流れの飽和度型支配方程式を用いた堤体の越流数値解析、Japanese J. Multiphase Flow Vol. 29 No.4、pp326-334、2015
- 5) 日比義彦、富樫聡：複雑な形状の堤体の越流問題への大気-表面水-多孔質体連成数値解析手法の適用性の検討、混相流 31 巻 1 号、pp29-36、2017
- 6) van Genuchten, M.T., A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils, Soil science Society of American Journal, Vol. 44, 892-898

## **$u-w-p$ 水～土連成解析による有限変形を伴う 超高透水性多孔質媒体内での間隙水の動的流れの解明**

豊田智大<sup>1</sup>, 野田利弘<sup>2</sup>

1 名古屋大学・減災連携研究センター・toyoda.tomohiro@i.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・減災連携研究センター

### 概 要

著者らがこれまでに開発してきた  $u-w-p$  法に基づく水～土骨格連成 FEM を用いて、有限変形する高透水性媒体内での間隙水の動的 migration を解く。これにより、既往の  $u-p$  法では求解不能な問題が求解可能となることを示し、 $u-w-p$  法により間隙中を反射や回転を伴って運動する液相の応答が解かれ得ることを示す。さらに、間隙水の慣性の影響により土骨格のみかけの応答が変動することを示す。

キーワード：水～土骨格連成解析, Full-formulation,  $u-w-p$  formulation, 有限変形, 高透水性

### 1. はじめに

混合体理論は Boltzmann 方程式に基づく混合気体の運動の定式化を端緒とするが、同一の空間領域を占める複数の場をその相互作用を考慮しながら求解してゆく試みは、Biot<sup>1)</sup>を通して水～土骨格連成解析へと進化を遂げた。著者らもまた飽和土の水～土骨格連成解析手法を開発してきたが、これに慣性力を考慮して動的問題へと拡張<sup>2)</sup>する段階において「 $u-p$  仮定」と呼ばれる近似を導入している。

$u-p$  仮定は、間隙水の浸透加速度（液相の固相に対する相対加速度）が固相の加速度よりも十分に小さい、すなわち

$$D_f \mathbf{v}_f - D_s \mathbf{v}_s \ll D_s \mathbf{v}_s \quad (1)$$

を課すことで、間隙水の動的応答を無視するものであることから、「静的浸透の仮定」と見做すこともできる。ここに、 $D_s$ , および  $D_f$  は固相および液相に関する物質時間微分、 $\mathbf{v}_s$ ,  $\mathbf{v}_f$  は固相および液相の速度である。

さて、水～土骨格連成問題の支配方程式は元来混合体の運動方程式

$$\rho_s D_s \mathbf{v}_s + \rho_f D_f \mathbf{v}_f = \text{div} \mathbf{T} + \rho \mathbf{b} \quad (2)$$

液相の運動方程式

$$\rho^f D_f \mathbf{v}_f = -\gamma_w \text{grad} h - \frac{\gamma_w}{k} \mathbf{w} \quad (3)$$

水～土骨格連成式

$$\text{div} \mathbf{v}_s + \text{div} \mathbf{w} = 0 \quad (4)$$

と書かれ、この方程式を解くことで固相速度  $\mathbf{v}_s$ , 液相速度  $\mathbf{v}_f$  または間隙水の相対平均流速  $\mathbf{w} = n(\mathbf{v}_f - \mathbf{v}_s)$ , 間隙水圧  $p$  が求まる。ここに、 $\rho = \rho_s + \rho_f$ ,  $\rho_s = (1-n)\rho^s$ ,  $\rho_f = n\rho^f$ ,  $\rho^s$ ,  $\rho^f$  はそれぞれ混合体、固相、液相、土粒子、間隙水の密度、 $\mathbf{T}$  は Cauchy の全応力テンソル、 $\mathbf{b}$  は物体力、 $n$  は間隙

率、 $h = z + p/\rho^f g$  は全ヘッド、 $z$  は基準面からの高さ、 $k$  は透水係数、 $\gamma_w$  は間隙水の単位体積重量、 $g$  は重力加速度である。式(3)に式(2)を代入しつつ、 $u-p$  仮定を用いると、支配方程式中の液相の運動 ( $\mathbf{v}_f$  および  $\mathbf{w}$ ) を消去することができて、支配方程式は以下のように書き換えられる。

混合体の運動方程式

$$\rho D_s \mathbf{v}_s = \text{div} \mathbf{T} + \rho \mathbf{b} \quad (5)$$

水～土骨格連成式

$$\text{div} \mathbf{v}_s - \text{div}(k \text{grad} h) - \frac{\rho^f k}{\gamma_w} \text{div}(D_s \mathbf{v}_s) = 0 \quad (6)$$

これらの支配方程式(5), (6)を連立して解く手法は  $u-p$  formulation と呼ばれ、未知数は固相速度  $\mathbf{v}_s$  と間隙水圧  $p$  の2つに縮約される。しかし、先の「 $u-p$  仮定」の導入により、間隙水の加速度を無視しているため、間隙水が動的にも浸透しうる高透水性土の連成問題に対して適用しようとするれば、計算が破綻してしまう。時間積分法に Wilson- $\theta$  法を用いた場合、以式で表される  $\gamma_{\theta 1}$  の値が負になると計算が破綻することが知られており<sup>2)</sup>、これは透水係数  $k$  が大きい場合や時間刻み幅  $\Delta t$  が小さい場合に生じる。

$$\gamma_{\theta 1} = \frac{1}{6} - \frac{1}{2\theta \Delta t} \frac{\rho^f k}{\gamma_w} \quad (7)$$

そこで著者らは、支配方程式(2), (3), (4)を、近似を導入することなく直接離散化して解く「Full-formulation」に基づく連成解析手法を開発してきた<sup>3)</sup>。本稿では、高透水性飽和土供試体の二次元平面ひずみ非排水条件下での急速変形問題を例にとり、Full-formulation で解かれる間隙水の動的輸送とその影響について検討した結果を示す。また、 $u-p$  formulation との比較を通して、Full-formulation により  $u-p$  formulation の限界が克服されうることを確認する。

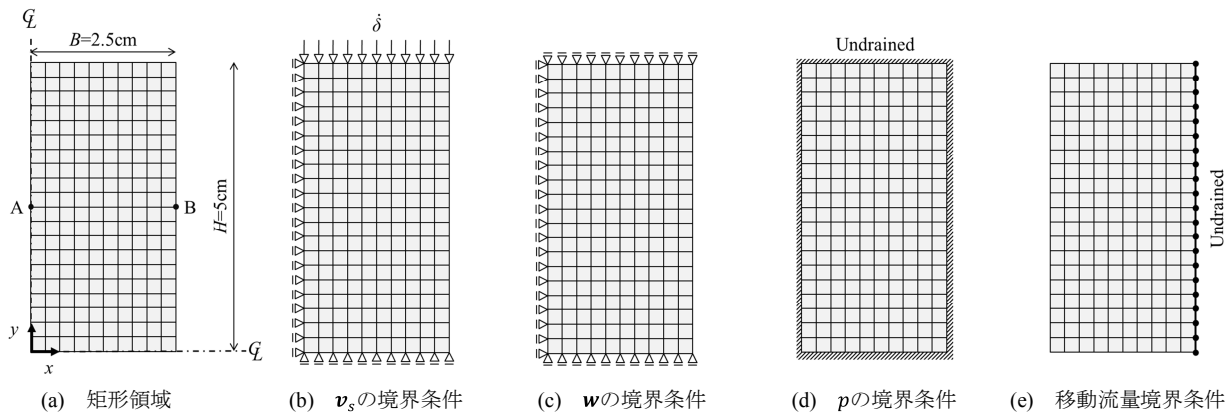


図1 有限要素メッシュと境界条件

## 2. 解析条件

### 2.1 解析手法

ここでは、Full-formulation の中でも、とくに液相の運動を記述する未知変数として間隙水の相対平均流速 $\mathbf{w}$ を採用する「 $\mathbf{u}-\mathbf{w}-p$  formulation」に基づく定式化を採用する。離散化には表1に示す手法を用いた。自重は考慮しない。

### 2.2 材料定数

解析には速度型弾塑性構成式 SYS Cam-clay model<sup>4)</sup>を用いた。Noda et al.<sup>2)</sup>に倣い、各種材料パラメータは表2のとおり設定した。初期状態として繰り返し正規圧密土を想定し、異方性は考慮しない。透水係数は超高透水性土となるよう $k=10$  cm/s とした。

### 2.3 有限要素メッシュ

図1(a)のような平面ひずみ矩形供試体の変形を解く。ただし、上下対象性を仮定し、解析領域は供試体の1/4断面とする。矩形領域の幅は $B=2.5$ cm、高さは $H=5$ cmとした。

### 2.4 境界条件

固相速度 $\mathbf{v}_s$ に関する境界条件：図1(b)に示すように、対称軸に直交する変位を0とした。領域上端においては、急速な下向きの変位速度 $\delta=10^{-1}$ m/s を与えるとともに、端面摩擦を考慮し、水平方向変位を拘束した。これにより、供試体は非一様に変形することとなる。

間隙水の相対平均流速 $\mathbf{w}$ に関する境界条件：非排水試験を想定するため、図1(c)に示すように、対象軸上ならびに領域上端面における流速の法線方向成分を0とした。領域右端は供試体の有限変形に伴い回転してゆくため、図1(e)の边上において、その非排水条件を移動境界上の制約条件式として支配方程式に連立し、束縛力（境界水圧）を液相の運動方程式中に組み込むことで処理した<sup>3)</sup>。

間隙水圧 $p$ （ヘッド $h$ ）に関する境界条件：図1(d)のように、領域境界全体で境界流量がゼロとなるように、Christian・田村流の物理モデルにおける係数を設定した。

表1 離散化手法

未知変数	空間離散化	時間積分公式
固相速度 $\mathbf{v}_s$	Isoparametric 要素 (1次)	Wilson- $\theta$ 法*
相対平均流速 $\mathbf{w}$	Isoparametric 要素 (1次)	Wilson- $\theta$ 法*
間隙水圧 $p$	要素代表値 (Christian・田村流)	台形公式

\* 躍度（加加速度）の線形性を仮定

表2 離散化手法

弾塑性パラメータ	
圧縮指数 $\lambda$	0.050
膨潤指数 $\bar{\kappa}$	0.012
NCLの切片N	1.98
限界状態定数 M	1.00
ポアソン比 $\nu$	0.30
発展則パラメータ	
正規圧密土化指数 $m$	0.06
物性値	
土粒子の密度 $\rho^s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.65
間隙水の密度 $\rho^f$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.00
透水係数 $k$ (cm/s)	10
水の単位体積重量 $\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	9.81

### 2.5 初期条件

時刻 $t=0$ においては固液両相ともに静止しているものとして、全節点において $\mathbf{v}_s|_{t=0}=\mathbf{0}$ 、 $\mathbf{w}|_{t=0}=\mathbf{0}$ とした。また、初期セル圧および供試体の拘束圧を $p_c=294.3$ kPa とした（このとき、間隙水圧は $p|_{t=0}=0$ 、比体積は $v_0=1.925$ となる）。種々の状態量は供試体内で一様に分布させた。

### 2.6 解析条件

時間刻み幅を $\Delta t=2 \times 10^{-6}$ sec とした。また、Wilson- $\theta$ 法に基づく時間積分に際しては $\theta=1.4$ とした。

## 3. 解析結果

### 3.1 間隙水の動的流れ現象の観察

供試体の変形に伴う間隙水の相対平均流速分布 $\mathbf{w}(\mathbf{x}, t)$ の変化を図2に、比体積分布 $v(\mathbf{x}, t)$ の変化を図3に、間隙水圧分布 $p(\mathbf{x}, t)$ の変化をそれぞれ図4に示す。

まず、図2より、間隙水の供試体内における動的流れ現象が観察できる。とくに、解析の初期段階においては、同図(a)~(b)のような反射を伴う流れや、同図(c)~(d)のような



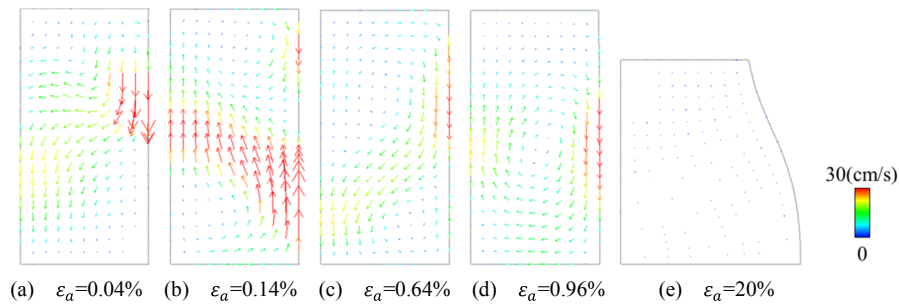


図2 間隙水の相対平均流速分布

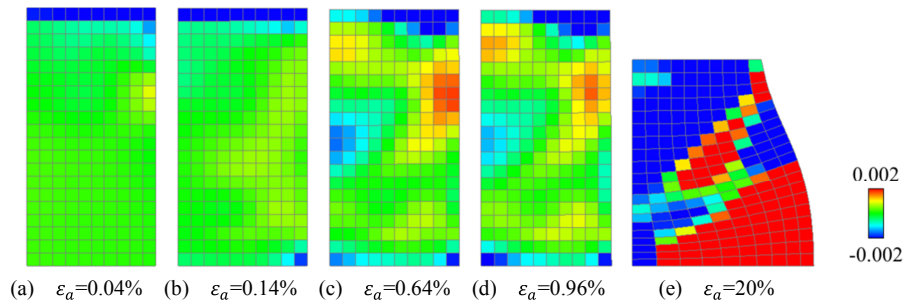


図3 比体積分布

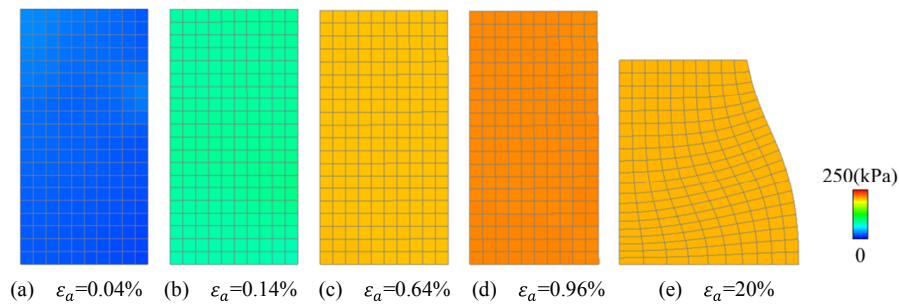


図4 間隙水圧分布

回転を伴う流れの発生が確認できる。その後は、時間の経過に伴い流速は次第に減衰してゆき、やがて同図(e)のように動的流れは完全に消滅する。なお、ここで解かれている回転流は、静的 Darcy 則によっては解かれ得ず、間隙水の慣性が液相の運動方程式中に考慮されたことではじめて求解されうる現象である。

図3に示す比体積分布は非一様となるが、これは、間隙水の動的流れに伴って生じる要素毎の吸排水に起因するものである。一方、図4に示す間隙水圧分布は常に一様であるが、これは非一様変形により生じた動水勾配が高透水性媒体中で速やかに解消されることによる。

### 3.2 動的流れが供試体のみかけの挙動に及ぼす影響

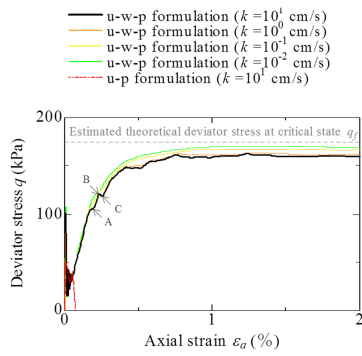
3.1 の計算について、供試体のみかけの応答として、軸差応力 $q$ ～軸ひずみ $\varepsilon_a$ 関係、軸差応力 $q$ ～平均有効応力 $p'$ 関係をそれぞれ図5(a), (b)に黒線で示す。ただし、 $q$ および $p'$ は、供試体上端の反力および間隙水圧から算定している。また、みかけの軸差応力は、運動方程式より①外力、②土骨格の慣性力、③間隙水の慣性力にそれぞれ由来する項の和として求めている。同図の応力経路は、一見すると除荷～再載荷を繰り返すように振動する応答が解かれている

ように見える。しかし、実はこの現象もまた、間隙水の動的応答に起因して生じたものであると解釈できる。図6は、図5(a)の黒線で示される軸差応力を再プロットした上で、この軸差応力に占める間隙水の寄与分(上記の③に由来)のみを抽出し、灰線で表示したものである。図6は、端面で上向きの間隙水加速度が生じているときはみかけの軸差応力が増加し(時点AおよびC)、端面で下向きの間隙水加速度が生じているときはみかけの軸差応力が減少することを示している(時点B)。すなわち、間隙水がペDESTALに加速度的に衝突する/引き込むことによる反力の増減が、供試体のみかけの応答に影響を与えうることが示唆された。

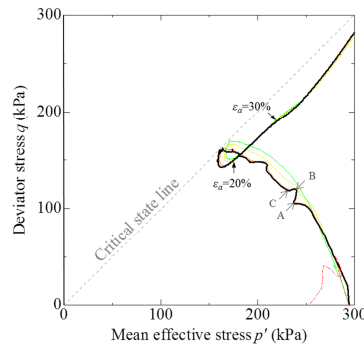
### 3.3 透水係数を変えた解析

3.2で計算した透水係数を $k=10^1 \text{ cm/s}$ のケースのほか、 $k=10^0, 10^{-1}, 10^{-2} \text{ cm/s}$ のケースについても計算を行い、その応力経路を図5(a), (b)にそれぞれ橙線、黄線、緑線で併記する。これらと比較すると、3.2で確認したみかけの振動現象は、透水係数を小さくするにつれて消滅し、曲線はより滑らかなものとなるのがわかる。これは、液相の運動方程式(3)右辺第2項のDarcyの抵抗力項が混合体の運動





(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 軸差応力～平均有効応力関係

図5 供試体のみかけの応答

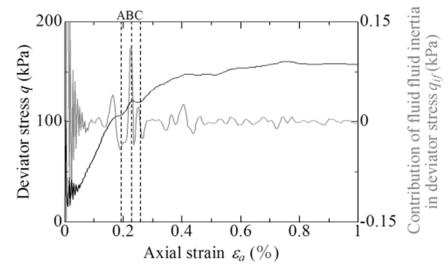


図6 みかけの軸差応力 $q$ とその液相慣性寄与分 $q_{if}$ の比較

方程式(1)中では(土骨格にとっては)粘性項として寄与するが、この抵抗力は透水係数が小さいほど反比例して大きくなるため、応答がより過減衰的になることと対応する。

### 3.4 u-p formulation との比較

透水係数 $k=10$  cm/s の問題を、**u-p formulation** で解いた場合のみかけの応答を図5に赤線で示す。**u-p formulation** による解は、**u-w-p formulation** の解である黒線から大きく逸脱するばかりか、軸差応力はやがて負に転じ、そのまま発散してしまう。これは、**u-p** 近似が成り立たない(間隙水の加速度的運動を伴う)問題を強引に求解しようとしたことによる。換言すれば、**u-p formulation** によっては解き得なかった高透水性土の急速変形問題であっても、**Full-formulation** の導入により求解可能となることが確認された(**Full-formulation** の有効性)。なお、式(7)に示す $\gamma_{\theta 1}$ の値は確かに負になっていることから( $\gamma_{\theta 1} = -182 < 0$ )、これによる水～土骨格連成式の符号反転<sup>2)</sup>に起因して負の軸差応力が生じたと考えられる。

## 4. まとめ

飽和土の水～土骨格連成問題を、低透水性土から高透水性土までシームレスに求解可能な「**u-w-p formulation**」に基づく二相系連成解析手法を新たに開発し、これを高速変形する高透水性供試体の有限変形問題に適用することで、以下の知見を得た。

- **u-w-p formulation** に立脚した連成解析手法により、間隙水の動的 migration, すなわち、反射や回転を含む間隙水の加速度的応答の出現が解かれうることを示した。
- 間隙水の動的応答が供試体のみかけの応答に対して影響を与えうること、つまり、応力ひずみ関係やストレスパスの振動現象として計測されうることを示した。また、この影響は透水係数が大きいほど顕著に現れることを示した。
- **u-p formulation** では計算が破綻する高透水性土の連成問題が、**Full-formulation** であれば難なく解かれ得ることを確認した。

## 参考文献

- 1) Biot, M. A.: General Theory of three-dimensional consolidation, *Journal of Applied Physics*, Vol.12, pp.155-164, 1941.
- 2) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008.
- 3) Noda, T. and Toyoda, T.: Development and verification of a soil-water coupled finite deformation analysis based on **u-w-p** formulation with fluid convective nonlinearity, *Soils and Foundations* (in press).
- 4) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, Vol.52, No.5, pp.45-57, 2002.

鉛直荷重一定下での乾湿繰り返しを受けた泥岩粒集合体の力学特性の再現  
 Reproduction of mechanical properties of crushed mudstones aggregates subjected  
 drying-wetting cycles under constant loading by using constitutive model

酒井崇之<sup>1</sup>, 中野正樹<sup>2</sup>, 中村洋丈<sup>3</sup>, 早野智彦<sup>4</sup>

- 1 名古屋大学・大学院工学研究科・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp  
 2 名古屋大学・大学院工学研究科  
 3 高速道路総合技術研究所・道路研究部土工研究室  
 4 中日本高速道路株式会社

### 概 要

泥岩盛土内のスレーキング進行による盛土の安定性が問題となっている。そこで、スレーキング進行に伴い、盛土がどのように変形していくのか把握する必要がある。本研究では、スレーキングが進行した際の圧縮特性について調べた。実際の盛土を想定した泥岩粒状体を締固めた後に上載荷重を与えながら乾湿繰り返しを行い、その後非排水せん断を実施した。そして、それらの力学挙動を構成則により再現した。鉛直荷重下では、乾燥で圧縮、湿潤で膨張し、乾湿回数の増加に伴い、圧縮が進行する。また、圧縮が進行するために、乾湿を与えた方がむしろ非排水せん断強度は大きくなった。しかし、せん断時の密度が同じであれば乾湿を与えた方が非排水せん断強度は小さい。構成則による再現から、乾湿を与えることによるサクシジョンの増減によって有効応力が増減し、塑性変形が進行するため、圧縮することがわかった。この際、構造が劣化するため、せん断時の密度が同じであれば、乾湿を与えた方が、強度が小さくなる。

キーワード：泥岩，スレーキング，三軸圧縮試験，締固め，不飽和土

## 1. はじめに

泥岩で建設された道路盛土は、建設時の泥岩粒が新鮮であるため、高い安定性を有する。しかし長期にわたり盛土内に水が浸入すると、種類によっては岩砕が脆くなり、盛土に変状が生じることがある。この泥岩のスレーキング現象については、NEXCO 総研（旧 JH 試験研究所）において古くから精力的に研究が行われ、例えば島ら(1980)は<sup>1)</sup>道路盛土の圧縮沈下に対し、空気間隙率 15%以下に締固めることを提案しており、現在の日本の高速道路における泥岩盛土の設計・施工に反映されている。しかし 2009 年 8 月の駿河湾沖を震源とする地震により、牧之原 SA 付近の泥岩で建設された道路盛土が崩壊した。その原因の 1 つは、盛土の下部路体にある泥岩のスレーキングが進行したことである。この災害は我々に、スレーキング現象は圧縮沈下だけでなく、せん断変形にも注目すべきことを示唆している。

著者らは<sup>2)</sup>、以前より長期にわたる泥岩のスレーキング進行を、粒度調整した泥岩粒に対し乾燥・湿潤サイクル（以後、乾湿繰り返し）を繰り返す促進実験で近似し、その後泥岩粒を締固めて、泥岩粒集合体としての圧縮・せん断挙動を調べている。室内試験から、同じ密度に締固めると乾湿

繰り返し回数の増加に伴い、硬化挙動が見られなくなり、最大軸差応力が低下することを明らかにした。

一方、締固めた泥岩粒集合体に、鉛直荷重を与えた状態で乾燥・湿潤サイクルを与えることは、実際の盛土に近い状態であると考えられる。上記島らの研究はまさに一次元載荷での乾燥・湿潤サイクルを与えた試験であり、加登ら<sup>3)</sup>、菊本ら<sup>4)</sup>も一次元拘束応力下で乾湿経験によって発生するスレーキング現象に注目している。

そこで本研究では、締固め度  $D_c = 95\%$  で締め固めた泥岩粒集合体に対し、一次元載荷状態での乾湿繰り返しを与え、実際の盛土内の泥岩のスレーキング進行を模擬した。その後圧密非排水三軸試験を実施することで、スレーキングが進行した泥岩の圧密・せん断挙動を把握する。特にせん断挙動に及ぼす影響として、泥岩粒の粒度に注目して考察を加える。さらにサクシジョン効果を考慮した弾塑性構成式 SYS Cam-clay model<sup>5)6)</sup>を用いて、乾湿繰り返し中の圧縮挙動およびせん断挙動を再現し、これらの挙動について考察を行った。

## 2. 鉛直荷重一定下での泥岩粒集合体の乾湿繰り返し時～後の力学挙動

本研究で用いた泥岩は高速道路工事で発生したもので、表 1 はその物性を示す（以後、神戸泥岩と呼ぶ）。スレーキング率 82% でスレーキングを起こしやすい泥岩である。

表 1 対象とした泥岩の物性

自然含水比(%)	22.6	液性限界(%)	52.1
土粒子密度(g/cm <sup>3</sup> )	2.62	塑性指数	26.9
スレーキング率(%)	82	最適含水比(%)	25.3
破碎率(%)	44	最大乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.47

神戸泥岩の初期粒径を 26.5~37.5mm に調整し、静的に締め固めた供試体を、図 1 に示す乾湿繰返し圧縮試験機にセットした。そして、鉛直荷重を作用させた状態で、供試体に乾湿繰返しを与えた。本試験機において乾燥過程では 110℃の熱風で容器内を充満させ供試体を乾燥させ、湿潤過程ではモールド底部と載荷板の孔から水を供試体を送っている。この際、乾燥過程および湿潤過程の日数を決めるため、予備実験を行った。予備実験においては、高さ 4、10、20cm の 3 種類の供試体を作製した。締め固め度 95% かつ空気間隙率 15% になるように、高さ 4cm については一層、高さ 10cm については二層、高さ 20cm については四層に分けて締め固めた。乾湿中に供試体に作用させる鉛直荷重は 900kPa である。また、試験中に含水比を計測することで、供試体の含水状態を把握した。図 2 は予備試験における飽和度と日数の関係を示す。高さ 4cm、10cm のケースでは乾燥 4 日で飽和度がおよそ 0% に達するのに対し、高さ 20cm のケースでは、乾燥 13 日でも、飽和度が 10% 以上であった。湿潤過程では、3 ケースとも湿潤 2 日で飽和度が 80% 程度に達し、それ以上は上昇せずに収束した。本試験においては、高さ 20cm の供試体を用いるため、乾燥 13 日間、湿潤 3 日間の計 16 日間を乾湿サイクル 1 回とした。

表 2 は本試験の試験ケースを示す。Test-1 では、鉛直荷重一定条件下において、最初に 3 日間湿潤させた後に、乾湿サイクル 3 回与えた。Test-2,3 では、鉛直荷重一定条件下で、3 日間湿潤のみ与えた。鉛直荷重の大きさは 100、300kPa とした。上記、乾湿サイクルを与えた後、供試体を二重負圧法で十分に飽和させた後、等方圧 100,300kPa で 24 時間圧密し、非排水三軸圧縮試験を実施した。Test-1、

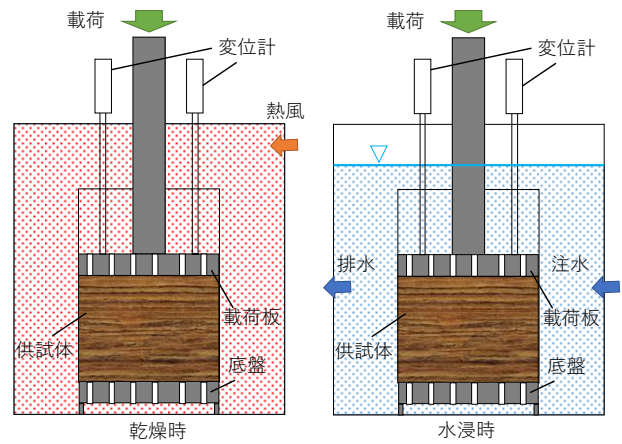


図 1 乾湿繰返し圧縮試験機の概要

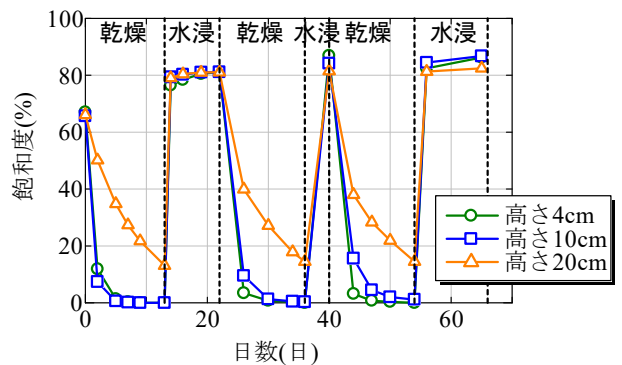


図 2 飽和度－日数の関係

Test-2 の初期密度は等しく、締め固め度 95% になるように供試体を作製し、Test-3 の初期密度は、Test-1 の乾湿繰返し後の密度と同じになるように供試体を作製した。

図 3 に乾湿圧縮中の比体積－時間関係を示す。Test-1 では、乾燥過程で圧縮、湿潤過程で膨張し、乾湿回数が増えるにつれて圧縮が進行した。乾湿 1 回で 100kPa の場合、比体積が 0.06 減少(体積ひずみ 4.0%)、300kPa の場合、比体積が 0.09 減少(体積ひずみ 5.9%)、乾湿 3 回では、100kPa の場合、比体積が 0.1 減少(体積ひずみ 6.0%)、300kPa の場合、0.13 減少(体積ひずみ 8.1%)した。特に乾燥過程における圧縮挙動が顕著であり、特に 1 回目の乾燥における圧縮が顕著であることがわかる。一方、Test-2 と Test-3 では、ほ

表 2 試験ケース

	Test-1-100	Test-1-300	Test-2-100	Test-2-300	Test-3-100	Test-3-300
供試体密度	Dc95 %		Dc95 %		Test-1 の乾湿後比体積に調	
サイクル数	3 回		0 回		0 回	
載荷荷重(kPa)	100	300	100	300	100	300
空気間隙率 $v_a$ (%)	16.0	16.0	16.0	15.9	9.3	7.1
作製時含水比 $w$ (%)	21.4	21.4	21.4	21.4	22.8	22.8

とんど圧縮が進行しなかった。また、Tes-1 と Test-3 を比較すると、Test-3 の比体積は、Test-1 の乾湿圧縮後の比体積とほぼ同じ値であり、Test-3 において狙い通りの供試体が作製できたことがわかる。

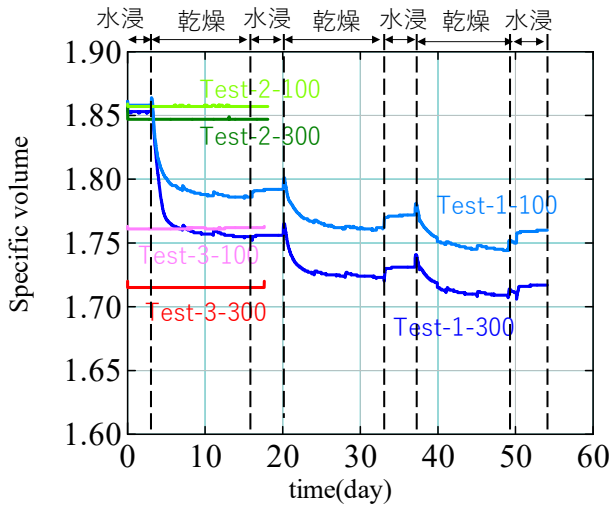


図3 比体積-時間関係

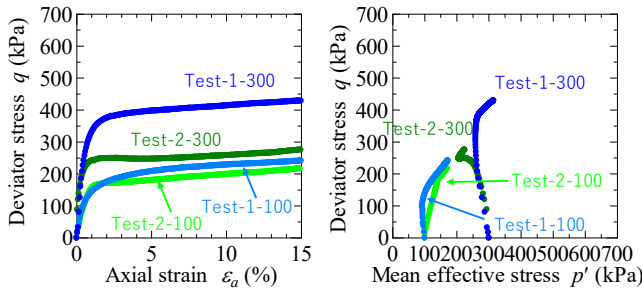


図4 Test-1 と Test-2 の非排水せん断挙動の比較

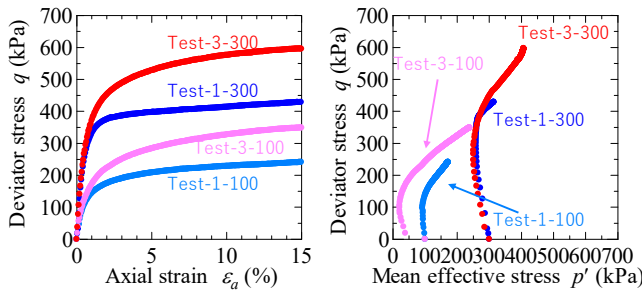


図5 Test-1 と Test-3 の非排水せん断挙動の比較

図4は、乾湿3回のTest-1、および乾湿を作用させない乾湿0回のTest-2のせん断挙動を示している。左の図は軸差応力 $q$ -軸ひずみ $\epsilon_a$ 関係を、右の図は軸差応力 $q$ -平均有効応力 $p'$ 関係を示す。乾湿繰返しを作用させたTest-1の方が、乾湿0回のTest-2よりも硬化挙動が顕著であり、最大軸差応力は大きくなった。この理由として、せん断前の鉛直荷重一定下での乾湿繰返し作用によって図3に示した通り供試体が圧縮し、密度が増加したことが挙げられる。

図5は、せん断直前の密度が同じTest-1とTest-3の圧縮非排水せん断試験結果を示す。同じ密度の場合、乾湿0回のTest-3の方が、乾湿3回のTest-1よりも軸ひずみ2%以降の $p'$ の増加を伴う $q$ の増加、つまり、塑性膨張を伴う硬化挙動が顕著に見られ、大きな最大軸差応力を示している。同じ密度の場合、乾湿を与えた方が、最大軸差応力が低下することは、著者らの行った既往の研究と同様の傾向を示している<sup>2)</sup>。

図6は三軸圧縮試験後の粒径分布を示す。三軸圧縮試験後の供試体を2つに分割し、片方を粒度試験に用いた。なお、粒度試験はふるい分析のみ実施した。なお、地山から削った泥岩を26.5~37.5mmに粒度調整したため、削った時の原粒度は不明である。Test-1は乾湿繰返し圧縮やせん断により粒径が変化している。Test-2と比較して2~20mmの粒度のみが最大10%細粒化している。本試験で用いた泥岩は、スレーキング率が80%を超えている。つまり、非拘束圧条件下で乾湿5回を与えることで、26.5~37.5mmに調整した試料が細粒化することにより、19mmふるいを80%以上通過する。本試験のように拘束圧条件下で乾湿繰返しを与えた場合、非拘束圧条件下とは異なる結果を示した。以上のことから、拘束圧条件下では、泥岩粒は細粒化しづらくなる。

一方、Test-1とTest-3を比較すると、2mm以下の粒径については、Test-3の方が多い。Test-3では、供試体作製時に締固めにより密度を高めるため、大きな荷重で締固めて供試体を作製した。したがって、締固め時に粒子が破碎したと考えられる。乾湿が粒度に与える影響よりも、供試体作製時の締固めにおける粒子破碎の影響の方が大きい。

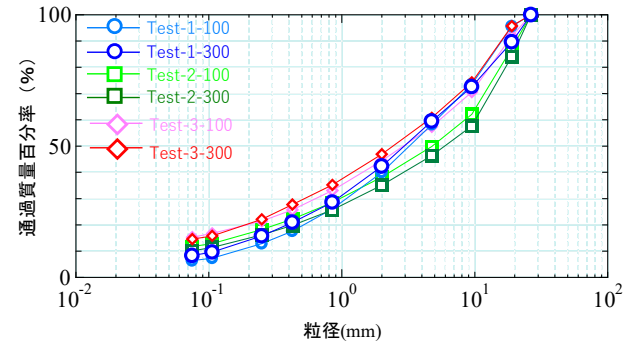


図6 試験後供試体に対して行った粒度試験結果

### 3. 乾湿繰返し圧縮挙動およびせん断挙動の再現

解析には、サクシオン効果を考慮したSYS Cam-clay modelを用いて行った。材料定数および初期値は表3、表4に示す。供試体作製時のデータから初期比体積と初期飽和度を決定した。初期鉛直有効応力は10kPaと仮定し、初期異方性と初期応力比は今回考慮していない。初期構造の程度や初期過圧密比と表3の材料定数を試行錯誤的に変化させて、試験結果の再現を行った。なお、Van Genuchtenパラメータについては文献7)を参考に決定した。

表 3 材料定数

弾塑性パラメータ		
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.120
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.008
限界状態定数	M	1.600
NCL の切片 ( $p'=98.1$ kPa)	N	1.723
CSL の切片 ( $p'=98.1$ kPa, $s^w=s^w_{min}$ )	$\Gamma_r$	2.100
ポアソン比	$\nu$	0.342
発展則パラメータ		
正規圧密土化指数	m	1.000
構造劣化指数 ( $b=c=1$ )	a	0.100
塑性指数	$c_s$	0.100
回転硬化指数	$b_r$	0.900
回転硬化限界定数	$m_b$	0.170
水分特性に関するパラメータ		
最大飽和度(%)	$s^w_{max}$	80.0
最小飽和度(%)	$s^w_{min}$	0.0
Van Genuchten パラメータ	$\alpha$	0.275
Van Genuchten パラメータ	$n'$	1.23
Van Genuchten パラメータ	$m'$	0.187

表 4 初期値(Test-1)

ケース	Test-1-100	Test-1-300
比体積 $\nu$	1.860	1.860
初期鉛直有効応力(kPa)	10	
初期飽和度(%)	65	
構造の程度	6.0	5.0
過圧密比	24.3	29.1
応力比	0.0	
異方性	0.0	

表 5 初期値(Test-2)

鉛直荷重	Test-2-100	Test-2-300
比体積 $\nu$	1.843	1.802
初期鉛直有効応力(kPa)	100	300
構造の程度	7.0	7.0
過圧密比	2.4	1.1
応力比	0.0	
異方性	0.0	

表 6 初期値(Test-3)

鉛直荷重	Test-2-100	Test-2-300
比体積 $\nu$	1.776	1.694
初期鉛直有効応力(kPa)	100	300
構造の程度	6.2	6.0
過圧密比	3.9	2.4
応力比	0.0	
異方性	0.0	

Test-1 では、初期状態から 100 と 300kPa まで一次元載荷した後に、湿潤過程、乾燥過程を繰り返していく。試験中の飽和度は、予備実験の結果を用い、湿潤時は 80%、乾燥時は 10%とした。再現計算では、飽和度を変化させることで、湿潤過程、乾燥過程を表現しており、最大飽和度になった時、サクシオンが 0 になる。試験では、乾湿繰返し圧縮過程の後、除荷を行いモールドから供試体を取り出し、三軸圧縮試験機にセットし、鉛直荷重と同じ拘束圧で等方圧密した後に、非排水せん断した。計算においては試験と同様の過程を考慮して再現を行った。なお、Test-2、Test-3 については、等方圧密後の状態を初期値として、再現計算を実施した。Test-2 と Test-3 の初期値はそれぞれ表 5、6 に示す。このケースの試験は飽和条件で行っているため、通常の SYS Cam-clay model で計算した。なお、計算で用いた弾塑性パラメータおよび発展則パラメータは表 3 と同じである。

図 7 は Test-1 の乾湿繰返し中の比体積-経過日数の再現結果を示す。点線が実験結果、実線が解析結果を示しており、乾燥過程における圧縮や湿潤過程における膨張を再現できており、その圧縮量や膨張量も概ね再現できた。図 8 は、Test-1 の非排水せん断試験の再現結果を示す。また、図 9 は Test-2、図 10 は Test-3 の非排水せん断試験の再現結果を示す。太い線が実験結果、細い線が解析結果をそれぞれ示している。それぞれ密度や応力履歴の異なる各ケースの試験結果を概ね再現することができた。

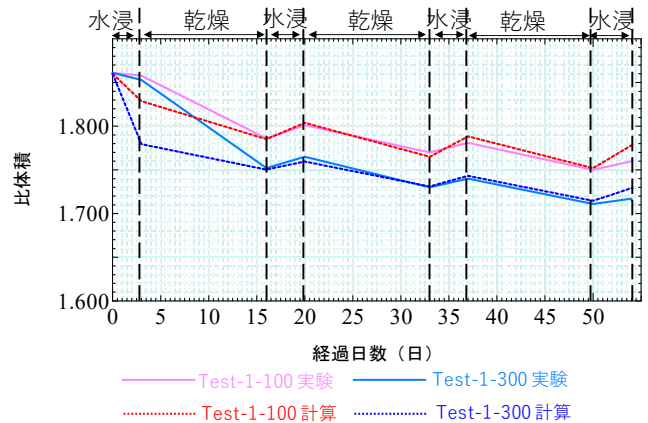


図 7 乾湿圧縮過程の再現結果

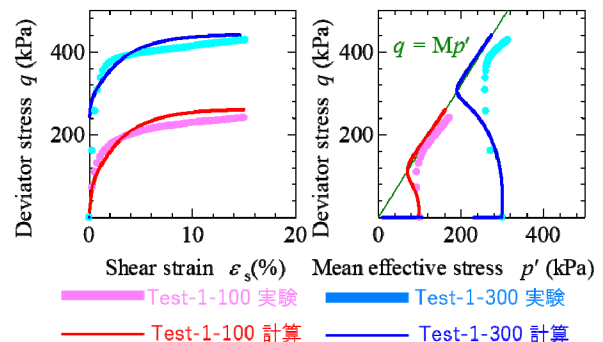


図 8 Test-1 の非排水せん断の再現結果



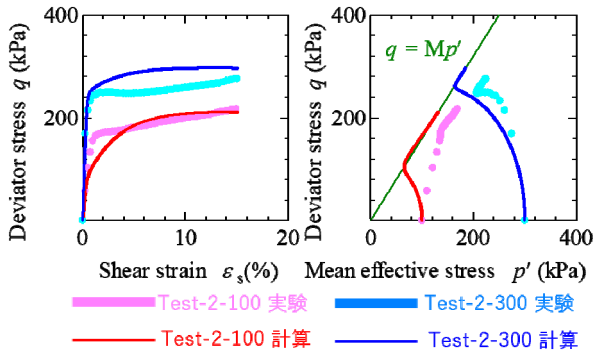


図9 Test-2の非排水せん断の再現結果

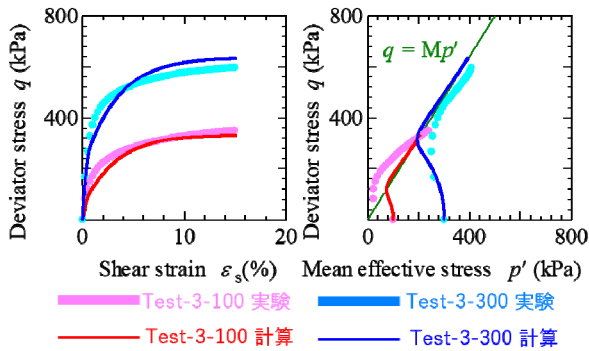


図10 Test-3の非排水せん断の再現結果

表7 非排水せん断直前の状態量

	Test-1		Test-3	
	100kPa	300kPa	100kPa	300kPa
拘束圧	100kPa	300kPa	100kPa	300kPa
比体積 v	1.770	1.720	1.776	1.694
構造の程度	4.55	5.13	6.2	6.0
過圧密比	3.07	1.64	3.9	2.4
応力比	0.0		0.0	
異方性	0.07	0.14	0.0	

Test-1 と Test-3 については、非排水せん断中の比体積はほとんど同じである。しかし、乾湿履歴を受けていない方が(Test-3)塑性膨張を伴う硬化が顕著であり、最大軸差応力が大きくなった。この理由について考察を行う。表7は非排水せん断直前の状態量を示す。乾湿履歴無しの方は表6と同じ値である。構造の程度や過圧密に着目すると、乾湿履歴を受けた方が、値が小さくなっている。この原因として、乾湿履歴を与えると、飽和度変化に伴いサクシオンが増減する。サクシオンが増減することにより、土骨格に作用する応力も増減するため、塑性変形が進展する。それにより、構造の程度が小さくなったと考えられる。図11は構造の程度の変化を示している。乾湿回数の増加に伴い、徐々に構造が低位化していることがわかる。Test-1 と Test-3 は、せん断直前の状態においてほとんど同じ密度であるが、受けている応力履歴が異なる。乾湿により土骨格に作用する応力が増減し、構造が低位化したため、Test-1

の方が、最大軸差応力が低下したと考えられる。

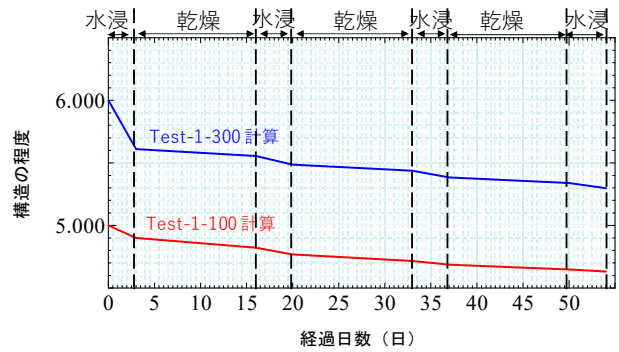


図11 乾湿圧縮中の構造の程度の変化

#### 4. おわりに

本研究では、締固め度Dcを95%として締め固めた泥岩粒集合体に対し、実際の道路盛土を想定し一次元載荷状態での乾湿繰返しを与え、スレーキング進行を模擬した。その際に生じる圧縮挙動や、乾湿後に実施した非排水三軸試験を行い、乾湿繰返しが泥岩粒集合体の力学挙動に与える影響を調べた。さらにサクシオン効果を考慮した弾塑性構成式SYS Cam-clay modelを用いて、乾湿繰返し中の圧縮挙動およびせん断挙動を再現し、これらの挙動について骨格構造概念を基に考察を行った。以下に本研究で得られた結論を示す。

- 1) 鉛直荷重一定下での乾湿繰返し一次元圧縮挙動においては、Dc95%に締め固めた泥岩集合体は、乾湿過程で圧縮し湿潤過程で膨張し、乾湿回数が増えるにつれて圧縮が進行した。乾湿サイクル3回与えた後の体積ひずみは、鉛直荷重100kPaでは約6%、鉛直荷重300kPaでは、約8%となった。
- 2) 鉛直荷重一定下での乾湿繰返し後のせん断挙動において、乾湿3回与えた泥岩粒集合体(Test-1)は沈下に伴い乾燥密度が大きくなることから、乾湿0回での泥岩粒集合体(Test-2)よりも硬化挙動が顕著で在り、最大軸差応力は大きくなった。ただし、同じ密度に締め固め場合(Test-3)、乾湿0回の方が乾湿3回(Test-2)よりも、最大軸差応力が大きい。
- 3) SYS Cam-clay modelにより泥岩岩砕の力学挙動を再現できた。乾湿を受けることで、供試体内のサクシオンが増減することにより、土骨格に作用する応力も増減する。これにより、塑性変形が進展し、骨格構造が壊される。せん断前の密度が同じ場合、乾湿履歴を受けた方が(Test-1)、乾湿履歴を受けていない場合(Test-3)よりも、構造が低位化しているため、最大軸差応力が低下する。

今後としては、スレーキング特性と鉛直荷重一定下での力学挙動の関連性について、泥岩に含まれる膨潤性鉱物の力学挙動への影響も考慮するなどしてさらに検討してい

く.

## 謝辞

本研究は科学研究費補助金(基盤(B):課題番号16H04408)の補助を受けて実施した。また、本研究を実施するにあたり、名古屋大学の野田先生と吉川先生にご助言頂いた。ここに記して謝意を表する。

## 参 考 文 献

- 1) 島博保, 今川史郎: スレーキング材料(ぜい弱岩)の圧縮沈下と対応策, 土と基礎, Vol.28, No.7, pp.4-12, 1980.
- 2) Sakai, T. and Nakano, M.: Effects of slaking and degree of compaction on the mechanical properties of mudstones with varying slaking properties, Soils and Foundations, Vol.59, No.1, pp.56-66, 2019.
- 3) 加登文学, 森尾敏, 堤哲平: 泥岩性材料の細粒化と一次元圧縮特性, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.65, No.1, pp.266-274, 2009.
- 4) 菊本統, 福田拓海, 京川裕之: 破碎泥岩のスレーキング現象と変形挙動, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.72, No.2, pp.126-135, 2016.
- 5) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, No.40, Vol.2, pp.99-110, 2000.
- 6) 吉川高広, 野田利弘: 不飽和土の排気・排水三軸圧縮シミュレーションを通じた水分特性モデルにおける間隙比依存性考慮の必要性, 計算工学会論文集, Vol.22, 2017.
- 7) Carsel, R.F. and Parrish, R.S.: Developing joint probability distribution of soil water retention characteristics, Water Resources Research, 24(5), 755-769, 1988.

波浪に対する海底地盤の有効応力応答メカニズムの「空き缶モデル」による考察  
 Consideration of the mechanism of effective stress response of seabed to wave loading  
 by using 'Can Model'

三浦均也<sup>1</sup>, 松田達也<sup>1</sup>, 藤井湧大<sup>2</sup>, ARIF Daniel bin Aami<sup>3</sup>

1 豊橋技術科学大学・建築・都市システム学系・k-miura@ace.tut.ac.jp

2 豊橋技術科学大学・建築・都市システム学専攻

3 豊橋技術科学大学・建築・都市システム学課程

### 概 要

沿岸・沖合構造物が荒天時に波浪を受けることにより過度に沈下して不安定化し、構造物の機能が低下することが問題になっている。海岸工学においては海底地盤に作用する海水の流速による侵食現象で説明されている。一方、地盤工学においては海底地盤を多孔質連続体としてモデル化することによって、波浪によって海底面に作用する水圧変動が地盤内へ伝搬し、その結果として有効応力が周期的に変化することが明らかにされている。このような有効応力の変動を原因とする海底地盤の荷重支持力の周期的な低下が、構造物が不安定化して沈下や転倒する原因の一つであると考えられる。本研究ではそのような有効応力応答のメカニズムにおける地盤条件の重要性について、海底地盤を単純化して得た「空き缶モデル」を用いて考察する。また、広口瓶を用いた机上の模型実験によって、海底地盤の有効応力応答挙動を定性的にはあるが再現できることを示す。

キーワード：海底地盤，波浪荷重，有効応力応答，空き缶モデル，地盤条件

### 1. はじめに

波浪場における構造物の安定性は、基本的には第一には直接作用する波浪荷重によって検討されるが、構造物を支持する海底地盤の健全性も重要な要素である。明らかに海底地盤の支持力低下が原因とみられる、荒天時における沿岸・沖合構造物の被災事例が数多く報告されている（例えば、西田ら<sup>1</sup>，Oka, et al<sup>2</sup>）。海岸工学分野では海水の流速の関数として生じる、シートフロー、浮遊漂砂、掃流砂などによる底質の移動によって構造物の被災メカニズムを説明している。すなわち、海底地盤における底質移動、それに関連する海底面の変動（洗掘）、構造物の沈下・傾斜・埋没などの現象は専ら流速により検討されてきている。

西田ら<sup>1</sup>は本州の日本海側沿岸における継続的に沈下している離岸堤を横断する範囲で実施した地盤探査によって、消波ブロックが埋没するたびに補充してきたことにより、海底地盤内の深さ 10m を超える範囲に消波ブロックが沈下・散乱していることを示した。また、Oka, et al<sup>2</sup>は北海道太平洋側の漁港において、マウンドを設けずに砂地盤上に直接設置したケーソン式防波堤が、数年間にわたって荒天時における沈下が蓄積し、最大で 1.4m 沈下したこと

を報告している。これらの事例における構造物の沈下・埋没は、流速だけで生じたとは直感的には考えにくい現象であろう。

地盤工学の視点では、海底地盤を連続体と見なして、多孔質弾性体でモデル化することによって可能になる、波浪水圧変動を受ける地盤内の間隙水圧と有効応力に着目した検討が進められてきた。Yamamoto, et al.<sup>3</sup>, Zen and Yamazaki<sup>4</sup> は波浪水圧変動を受ける海底地盤内における有効応力の変動に対する解を誘導し、波浪荷重が激しければ周期的に有効応力がゼロになる液状化状態となることを示した。三浦ら<sup>5</sup>は、多孔質弾性体に対して、剛体仮定や非排水条件を含む 4 種類の定式化を示し、動的、疑似動的、静的な解析条件において 1 次元と 2 次元条件で解を誘導し、地盤材料の特性と有効応力応答の関係を考察した。Zen and Yamazaki<sup>6</sup>、三浦ら<sup>7</sup>、松田ら<sup>8</sup> は沿岸における観測や実験室における模型実験で、波浪水圧変動により海底地盤内に有効応力の変動が実際に生じることを示した。さらに筆者ら<sup>8,9</sup>は、有効応力変動と流速の関係が底質移動の方向と量を支配することに着目し、これまでに直線構造物と円形構造物の周辺で生じる底質移動と洗掘現象の定量的な計算方法を提案している<sup>10,11</sup>。



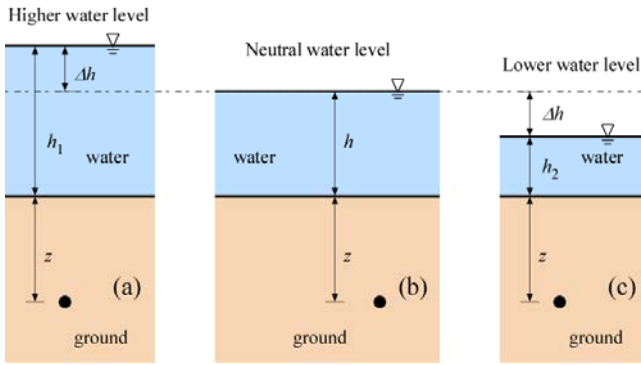


図 1 水位変動による砂地盤内における応力状態の変化；  
古典力学では有効応力は変化しない

本稿の目的は、波浪水圧変動を受ける海底地盤の有効応力変動のメカニズムを考察することであり、これによって、地盤工学に軸足を置かない研究者や技術者からしばしばいただく、「有効応力が変動することは確かなのか」、「メカニズムを分かりやすく説明してほしい」「地盤のどのような性質が効いているのか」と言った質問に、合理的なメカニズムを示して答えることである。

最初に、学部で学生が習う古典的な地盤力学では説明できない現象であることを示すことから始める。次に、種々の状態の空き缶を水槽の中において水圧を増減する状態を理想的に考えた、「空き缶モデル」と名付けたモデルを用いて、海底地盤の水圧に対する応答メカニズムを定性的にはあるが考えてみる。それによって、地盤のどのような性質が有効応力応答を支配しているのか検討する。一方、著者らは広口瓶の中に作成した海底地盤模型に水圧変動を与えることによって、有効応力変動する過程で有効応力が低下したときに構造物模型が沈下することを机上の簡易なモデルで示すことを試みた。実験の概要を説明するとともに、発表では動画を用いて説明する。

## 2. 古典的な地盤力学における考察

### 2.1 有効応力に関する最初の問題

学部学生が地盤力学を習うとき、おそらくは最初の定期試験において地盤内における全応力や有効応力、間隙水圧の分布について質問されるはずである。図 1 は筆者が必ず出題する問題の一つで、水深が異なる水面下の地盤における有効応力と間隙水圧の意味を問う問題である。図 1 における深さ  $z$  の地点の応力状態は以下のようなものである。

$$\begin{aligned}
 \text{(a): } & \sigma_z = (h + \Delta h)\gamma_w + z\gamma_{sat}, \quad p = (h + \Delta h + z)\gamma_w, \quad \sigma_z' = z\gamma' \\
 \text{(b): } & \sigma_z = h\gamma_w + z\gamma_{sat}, \quad p = (h + z)\gamma_w, \quad \sigma_z' = z\gamma' \\
 \text{(c): } & \sigma_z = (h - \Delta h)\gamma_w + z\gamma_{sat}, \quad p = (h - \Delta h + z)\gamma_w, \quad \sigma_z' = z\gamma'
 \end{aligned} \tag{1}$$

全応力  $\sigma_z$  と間隙水圧  $p$  は水位変動によって変化するが、有効応力は変化しない、したがって、地盤には何の変化も生じない（変形せず、剛性・強度も変化しない）と答えるのが正解である<sup>12)</sup>。

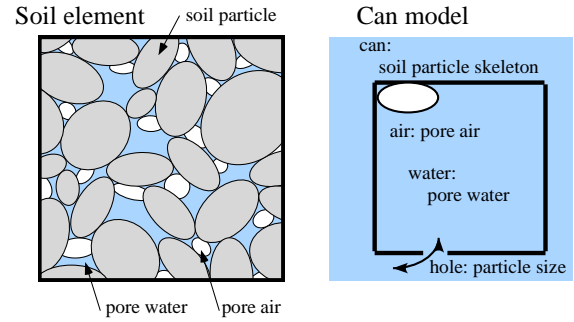


図 2 「空き缶モデル」土要素との対応

### 2.2 有効応力が変化する条件は

古典的な地盤力学においては、暗黙のうちに静的な平衡状態を対象としているのである。もちろん、粘土地盤の圧密問題では、疑似動的な条件において間隙水圧と有効応力が連動して変化することの重要性を覚える。また、研究や実務においては砂地盤においても地震時（動的条件）においては、非排水条件または圧密を考慮した解析が必要である。しかし、水圧の変動を受けた地盤で有効応力が変化することを理解するのはなかなか難しい。土をいきなり固体と液体、流体からなる多相系の多孔質材料として考えるのは複雑すぎるので、以下では「空き缶」の挙動を想像しながら考察を進める。

### 3. 「空き缶モデル」を用いた考察

土粒子骨格を空き缶に見立てて、水圧に対する海底地盤の応答を考えてみる。図 2 は土要素と水槽内の「空き缶」の対応を示し、以下のように想定している。

- ・ 土粒子骨格 <<>> 空き缶
- ・ 間隙（水・空気） <<>> 缶内部（水・空気）
- ・ 透水性（土粒子寸法） <<>> 缶の孔の大小
- ・ 全応力 <<>> 缶の外圧（水槽の圧力）
- ・ 間隙水圧 <<>> 缶の内圧
- ・ 有効応力 <<>> 缶の内内外水圧差

空き缶には清涼飲料水の金属製の缶を想定し、水槽内で大気圧の数分の 1 程度の缶の外部水圧変動を受け弾性限度内の変形を生じるものとする。

#### 3.1 空気を封入した「空き缶」は変形する

図 3 は、内側が空気で満たされた空き缶の場合には外から水圧変動を受けると容易に変形することを示している。初期条件では空き缶内外の圧力（空気圧と水圧）は等しいとしているので空き缶の構造にはストレスが無いが、水圧を上昇すると空き缶は収縮し、降下すると膨張する。これは空気の体積圧縮率が大きいため、空き缶が変形して容積が変化しても、内圧（空気圧）の変化はほとんど生じないとみなせるからである。

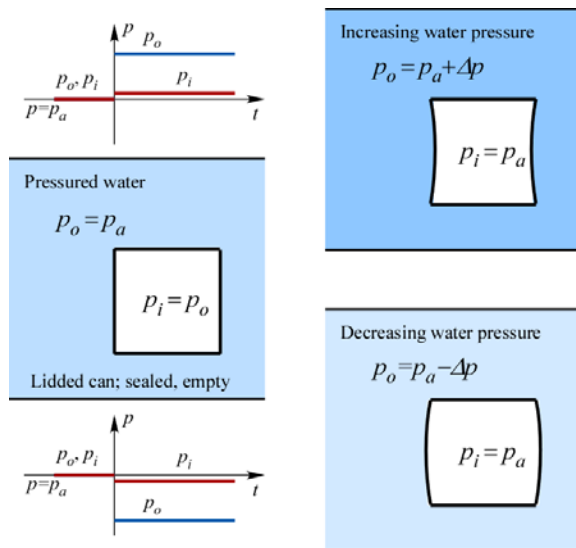


図 3 水圧を受ける空き缶の変形

### 3.2 蓋のない空き缶は変形しない

図 4 は、蓋を取り去った空き缶が水圧変動を受けるときの挙動を示している。(a)は内部が水で満たされている状態、(b)は空気が容積の半分ほどが占めている状態を示している。水槽の水圧が急激に変動する場合でも、両者においては内圧が瞬時に反応して外圧に等しくなるため、内外の圧力差はほとんど生じない。(a)の場合水の体積変化はほとんどない。一方、(b)の場合には空気の体積が目に見えて変化するが、蓋を取り去ったことにより相当する量の水が瞬時に出入りすると考えられる。水圧による金属材料の体積変化は取るに足らないので、空き缶の構造変形は無視できるほど小さいと言える。

空き缶が変形するのは内外の水圧に差が生じるときだけであり、空き缶に蓋が無いような透水性が十分に大きな土（例えば礫材）では、間隙が飽和されているか否かに関わらず、変形が生じないと説明できる。

### 3.3 密閉された（飽和・不飽和）空き缶の挙動

図 5 は、蓋があり密閉されているが内部が飽和されている空き缶の挙動を示している。水の体積圧縮率は空気や缶構造の体積圧縮率に比べればオーダーが違って小さいと考えられる。したがって、空き缶の内圧は外圧に対して瞬時に追随すると考えられ、この場合も内外の水圧は生じず、空き缶の変形は無視できるほど小さいと言える。

図 6 は、密閉されているが内部に気泡が封入されている（不飽和は）空き缶の挙動を示している。気泡を含むことによって空き缶内部の体積圧縮率は増大しているため、外圧を受けて応答するためには気泡の体積変化を伴うと考えられ、この場合には内外の水圧差が生じて、空き缶の変形は目に見えるものになると言える。

前節では透水性が大きければ有効応力と変形は生じないことが分かったが、ここでは、透水性が全くない場合（非排水状態）でも間隙が不飽和であれば、水圧変動を受けても有効応力とそれに伴う変形が生じると説明できる。

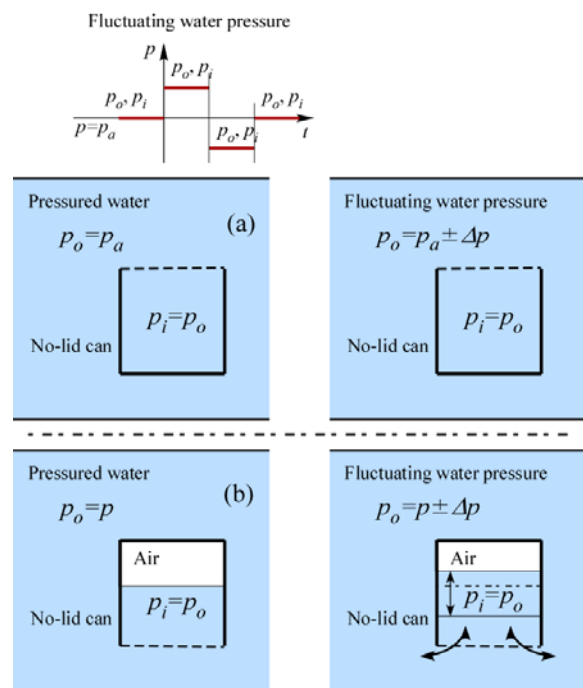


図 4 蓋のない空き缶の挙動

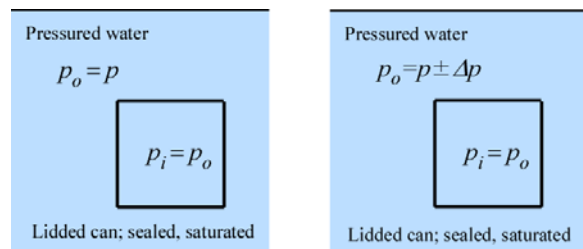


図 5 飽和された空き缶の挙動

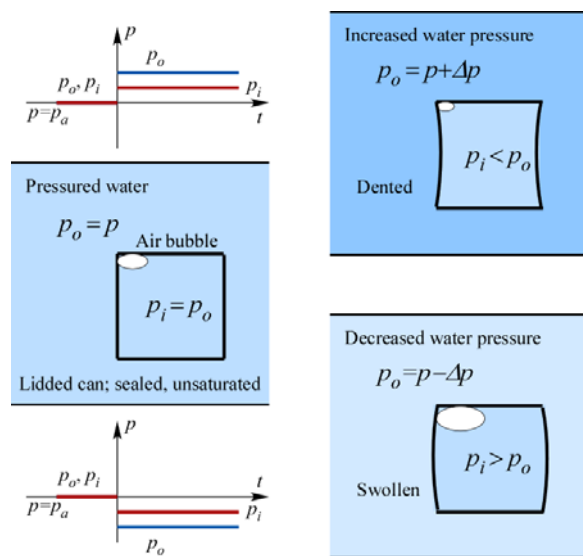


図 6 不飽和な（気泡を含む）空き缶の挙動

### 3.4 孔を有する不飽和な空き缶の挙動

図 7 は、孔を有しているために、限定的ではあるが水の出入りが許された気泡を有する空き缶の挙動を示して

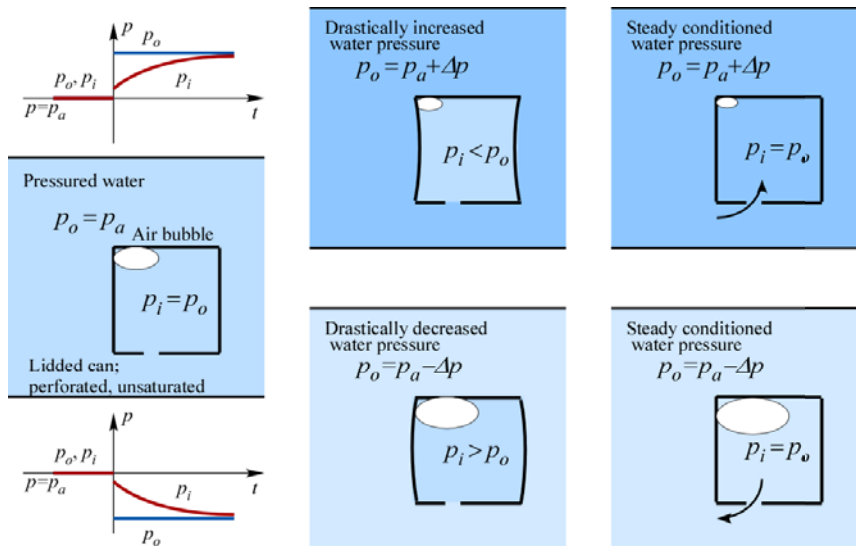


図 7 孔を有する不飽和な（気泡を含む）空き缶の挙動

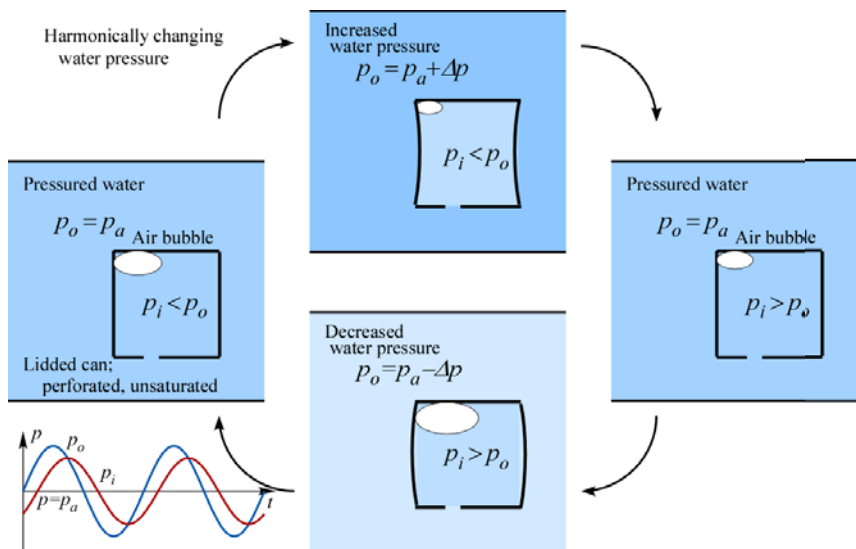


図 8 調和振動する水圧変動を受ける孔を有する不飽和な（気泡を含む）空き缶の挙動

いる。前節で示したように、外圧の急激な変化に対しては、気泡の体積が変化して内外の水圧差を生じて空き缶が変形する。その後、孔を通じて水の出入りが生じるので、時間の遅れを伴って内圧は外圧に漸近すると言える。時間遅れの程度には、気泡の量と孔の大きさの影響を受け、気泡の量が多く、孔が小さいほど時間遅れの程度は強くなると考えられる。

図 8 は調和振動する水圧変動を受ける空き缶の挙動を示している。内圧の応答は外圧に対して遅れを伴うのと同時に、図示のように内圧の変動振幅は外圧の変動振幅よりも小さくなると考えられる。この関係は、気泡の量と穴の大きさに影響されると思われる。

空き缶が孔を有するように、地盤がある程度の透水性がある場合には、間隙水圧は時間遅れと振幅の減衰を伴って外から作用する水圧に対して変動することが明らかである。間隙水圧の挙動は複雑であり、飽和度と透水性の関数であり、飽和度が低く（間隙空気が少なく）、透水係数が

小さい（粒子寸法が小さい）ほど、間隙水圧は時間遅れの特性が顕著になりつつ外から作用する水圧に応答すると説明できる。

### 3.5 熱伝導型の微分方程式による空き缶挙動の解析

空き缶において、水の流入・流出は内外の水圧に比例すると仮定すると、図 9 に示すような熱伝導系を支配する微分方程式により解析することが可能である。ここでは、物体（温度  $T$ ）が外部の熱源（温度  $T_e$ ）と熱伝導体（熱伝導率  $\alpha$ ）で接触している。この場合の支配方程式は以下のものである。

$$c \frac{dT}{dt} = \alpha(T_e - T) \quad (2)$$

ここで、熱容量  $c$  は気泡が多く、缶構造の剛性が低い場合に対応し、熱伝導率  $\alpha$  は孔が大きい場合に対応している。

熱容量は空き缶内の気泡の量に関連し、熱伝導率は空き缶の孔の大きさに対応することを考慮すると、上式を空き

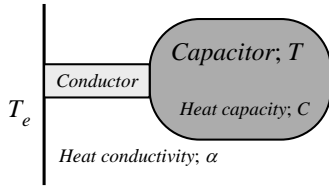


図 9 熱伝導系の概念図

缶モデルに対して適用することができ、以下の微分方程式が得られる。

$$\frac{dp_i}{dt} = \mu(p_o - p_i) \quad (3)$$

ここで、空き缶内の気泡が少なく、孔が大きい場合に係数  $\mu$  はより大きな値を取ることになる。この微分方程式（線形、定数係数非斉次）の解（特殊解）は、外圧の調和振動変化  $p_o = -ip_{oa}e^{i\omega t}$  を考慮すると以下ようになる。

$$\begin{aligned} p_o &= -ip_{oa}e^{i\omega t}, \quad \omega = \frac{2\pi}{T} \quad \therefore \Re[-ip_{oa}e^{i\omega t}] = p_{oa} \sin \omega t \\ p_i &= p_{ia}e^{i\omega t} \Rightarrow i\omega p_{ia}e^{i\omega t} = \mu(-ip_{oa} - p_{ia})e^{i\omega t} \\ \therefore p_{ia} &= -\frac{i\mu}{\mu + i\omega} \Rightarrow p_i = -\frac{i\mu}{\mu + i\omega} p_{oa}e^{i\omega t} = -\frac{i}{1 + i(\omega/\mu)} p_{oa}e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 $\omega = 2\pi/T$  は外圧変動の各振動数であり、周期  $T$  に反比例する。導入した係数  $(\omega/\mu)$  は、空き缶内の気泡が多く、孔が小さい場合に加えて、外圧の変動周期が短いほどより大きな値となる。

図 10 は式(4)を用い、係数  $(\omega/\mu)$  をパラメータとした計算結果を示している。図 10(a) は空き缶に作用する外圧  $p_o$  と内圧  $p_i$  の変化を 2 周期分の継続時間に対して示している。係数  $(\omega/\mu)$  が大きいほど、内圧  $p_i$  の外圧  $p_o$  に対する位相の遅れが顕著になるとともに、振幅もより小さくなっていくことが分かる。

内圧と外圧の差  $p_o - p_i$  は空き缶の変形の程度を表している。図 10(b) は内圧と外圧の差  $p_o - p_i$  の変化を 2 周期分の継続時間に対して示している。係数  $(\omega/\mu)$  の影響は大きく、 $(\omega/\mu)$  が大きいほど、発生する内圧と外圧の差  $p_o - p_i$  の最大値は大きく、空き缶は収縮・膨張を繰り返してより大きく変形することが分かる。

このような挙動はこのような関係は外圧  $p_o$  に対して内外の水圧差  $p_o - p_i$  をプロットするとよりはっきりする（図 10(c)）。この関係は、内外の水圧の位相差に関してループを描き、係数  $(\omega/\mu)$  が小さいほど面積は大きくなる傾向がある。ループを描く方向は時計回りで、外圧  $p_o$  が増加する過程で最大になる前に  $p_o - p_i$  は最大値に、 $p_o$  が減少する過程で最小になる前に最小値に達する。

### 3.6 空き缶モデルが示唆する地盤の有効応力応答特性

ここまで、空き缶モデルを用いて種々の状態にある空き缶が水圧変動を外圧として受ける場合の挙動を検討した。特に空き缶内の気泡の量と空き缶が有する孔の大きさの影響に着目した。空き缶モデルと海底地盤のアナロジーから、気泡の量は飽和度に対応し（気泡の量が多いことは飽和度が低い）、孔の大きさは透水係数に対応している（穴が大きいことは透水係数が大きい）。

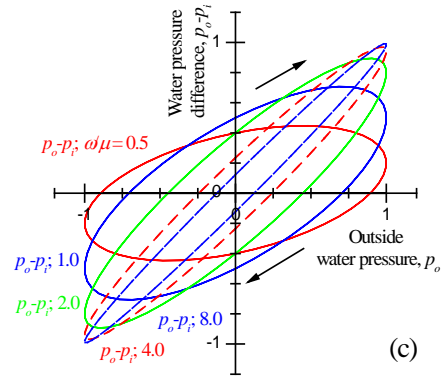
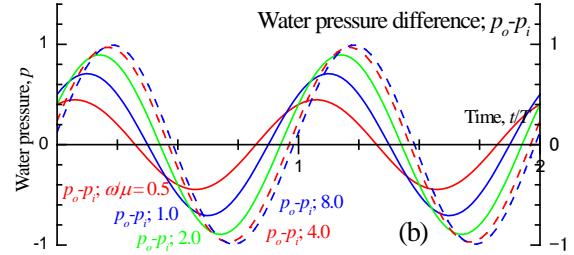
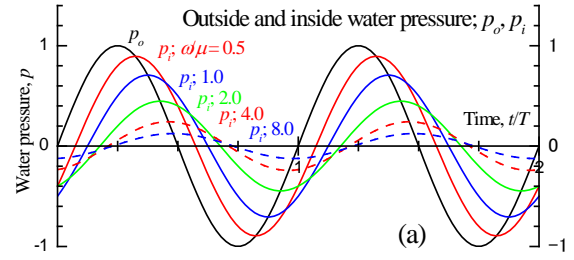


図 10 調和振動水圧変動を受ける空き缶の水圧応答 (a) 空き缶内外の水圧の挙動, (b) 空き缶内外の水圧差の挙動, (c) 水圧差と外水圧の関係

空き缶には直接外力を与えなくても、外側から水圧を受けることによって、内外の水圧差が発生し、空き缶構造も変形することが熱伝導方程式を用いた検討から明らかになった。その際、ある程度の気泡を内部に有し、空き缶が密閉されるか孔を有していることが条件になる。また、位相の差は空き缶の孔をして水が出入りする必要がある。

以上のことは、海底面にたとえ流速が作用しなくても、海底面で水圧が変動するだけで有効応力が変化することを示唆している。有効応力の減少は、地盤材料の剛性と強度、および海底地盤の荷重支持力をも低下させるだろう。

## 4. 多孔質弾性モデルによる考察

### 4.1 多孔質弾性モデルによる定式化と解

多孔質弾性モデルを用いることにより、海底地盤の挙動を解析することが可能である。土粒子が形成する多孔質の固体相、間隙水と間隙空気を平均化した間隙流体相、この 2 相の相互作用を考慮した有効応力解析が可能になる。三



表 1 解析で用いた代表的な土質の物理的・力学的性質<sup>13)</sup>

Material Type	Loose Sand	NC Clay	Gravel	Note
$\rho_f$ : bulk density of wet material (kg/m <sup>3</sup> )	1,900	1,800	1,750	
$\rho_s$ : density of solid phase (kg/m <sup>3</sup> )	2,650	2,750	2,360	
$n$ : porosity	0.454	0.543	0.448	
$G_s$ : shear modulus of solid phase (N/m <sup>2</sup> )	$0.4 \times 10^8$	$0.3 \times 10^8$	$1.0 \times 10^8$	
$\nu_s$ : Poisson's ratio	0.30	0.30	0.30	
$B'$ : Skempton's B-value in 1-D	0.40	0.80	0.60	
$k$ : coefficient of permeability (m/s)	$1.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-8}$	$1.0 \times 10^{-2}$	
$E_{us}$ : stiffness in 1-D of solid phase (N/m <sup>2</sup> )	$1.40 \times 10^8$	$1.05 \times 10^8$	$3.50 \times 10^8$	$E_{us} = 2(1-\nu_s)G_s / (1-2\nu_s)$
$K_f$ : bulk modulus of fluid phase (N/m <sup>2</sup> )	$0.424 \times 10^8$	$2.28 \times 10^8$	$2.35 \times 10^8$	$K_f = nE_{us}B' / (1-B')$
$S_r$ : degree of saturation of pore (%)	99.30	99.88	99.88	$S_r = (1/K_a - 1/K_f) / (1/K_a - 1/K_w)$
$c_v$ : coefficient of consolidation in 1D (m <sup>2</sup> /sec)	1.43	$1.07 \times 10^{-4}$	$3.57 \times 10^2$	$c_v = kE_{us} / (g\rho_w)$
$h_v$ : hydraulic Consolidation Factor (sec/m <sup>2</sup> )	1.75	$1.17 \times 10^4$	$4.67 \times 10^{-3}$	$h_v = 1 / (c_v B')$

density of air,  $\rho_a = 0.0$  (kg/m<sup>3</sup>)  
density of water,  $\rho_w = 1000.0$  (kg/m<sup>3</sup>)

bulk modulus of air,  $K_a = 3.03 \times 10^5$  (N/m<sup>2</sup>)  
bulk modulus of saturated water,  $K_w = 2.31 \times 10^9$  (N/m<sup>2</sup>)

浦ら<sup>5)</sup>は、多孔質弾性体モデルの定式化の妥当性を広範囲な条件で検討し、一般的な波浪の周期の下では加速度項を無視して速度項までを考慮する準動的条件下で十分な精度が得られること。波長の 10 分の 1 程度の深さまでは、2次元解析を必要とせず 1次元解析で十分な精度が得られること。間隙流体の変位を消去して u-p モデルで定式化することによって十分な精度で境界値問題を解くことが可能であることを示した。

本研究では、波浪の解析は線形波動理論の枠組で、海底地盤の挙動は線形弾性理論の枠組で解析することとした。準動的条件下において u-p モデル (u は粒子骨格の変位と p は間隙水圧に対応) により、1次元条件下で定式化して得た支配方程式は以下のである。

$$\begin{aligned}
 -E_u \frac{\partial^2 \Delta u_z}{\partial z^2} + \frac{\partial \Delta p}{\partial z} &= 0 \\
 -B_f \frac{\partial^2 \Delta u_z}{\partial z \partial t} + B_f \frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 \Delta p}{\partial z^2} - \frac{\partial \Delta p}{\partial t} &= 0 \\
 \Delta \sigma_z &= -E_u \frac{\partial \Delta u_z}{\partial z}
 \end{aligned} \tag{5}$$

これを無限層厚を仮定して解くことによって、以下のように間隙水圧と有効応力の変動成分  $\Delta p$ ,  $\Delta \sigma_z$  の解析解を得ることができる。

$$\begin{aligned}
 \Delta p(z, t) &= \Delta p_o \frac{1}{B_f + E_u} (B_f + E_u e^{-\zeta z}) e^{-i\omega t} \\
 \sigma_z(z, t) &= \Delta p_o \frac{E_u}{B_f + E_u} (1 - e^{-\zeta z}) e^{-i\omega t} + (\rho_s - \rho_f) z
 \end{aligned} \tag{6}$$

$$\therefore \Delta p_o e^{-i\omega t} = -\frac{\rho_w g H}{2} \frac{\cosh \lambda(h+z)}{\cosh \lambda h} e^{i\omega t}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T}, \quad \lambda = \frac{2\pi}{L}, \quad \zeta = \sqrt{i\omega h_v} \tag{7}$$

ここで、用いた地盤材料のパラメータ値は、土木学会が実施した共同研究<sup>13)</sup>の成果に基づく表 1 に示すようである。

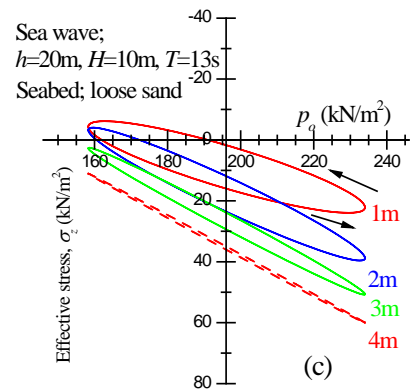
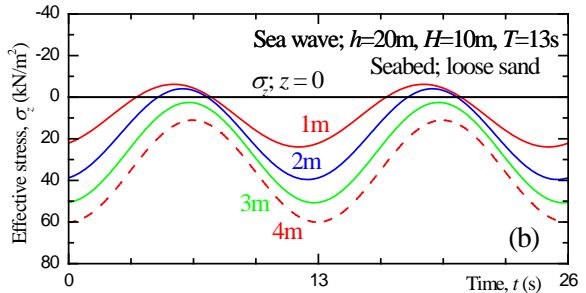
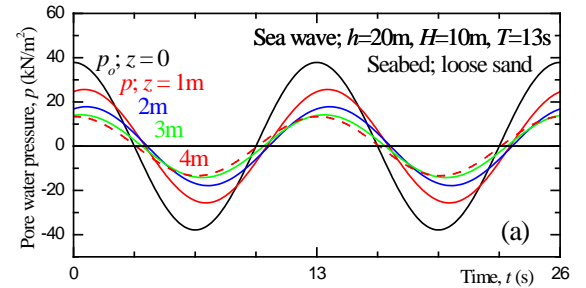


図 11 進行波を受ける海底地盤の水圧応答  
(a) 間隙水圧の挙動, (b) 有効応力の挙動, (c) 有効応力と海底面水圧の関係

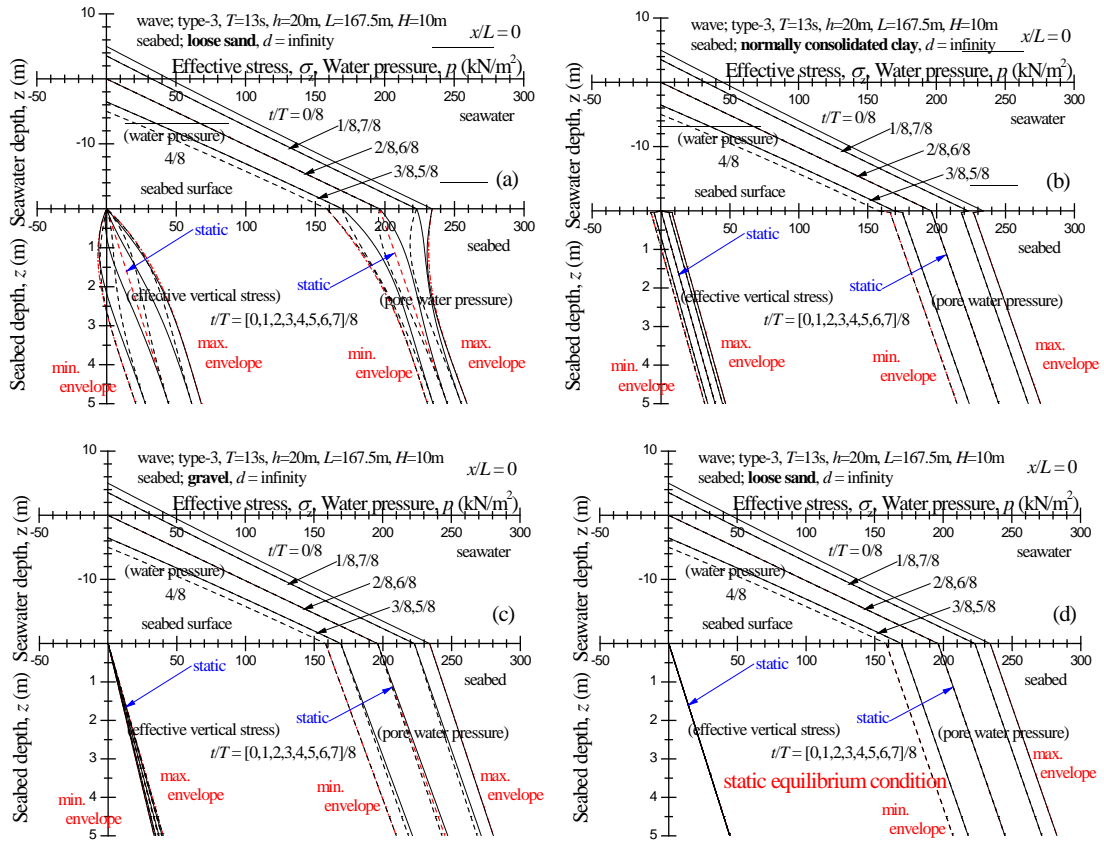


図 12 海底地盤における有効応力挙動 (a) 緩い砂, (b) 正規圧密粘土, (c) 礫, (d) 静的平衡条件 (緩い砂)

また、一様水深波浪場 (水深 $h=20\text{m}$ ) における進行波を、波高 $H=10\text{m}$ 、周期 $T=13\text{s}$ 、波長 $L=167.5\text{m}$ とした<sup>13)</sup>。

#### 4.2 多孔質弾性モデルによる解析結果

図 11 は、緩い砂の条件 (表 1) で計算した海底地盤の有効応力応答挙動を示している。図では、海底面を含めて複数の深さにおける間隙水圧と鉛直有効応力に着目した。

図 11(a) は間隙水圧の挙動を 2 周期の継続時間に対して示している。深さが増すにつれて間隙水圧の振幅は小さくなり、同時に海底面に作用する水圧変動に対して位相の遅れが認められる。図 11(b) は有効応力の挙動を示している。海底面では境界条件として有効応力がゼロであるが、深さが増すにつれて海底地盤が上載荷重となるので有効応力が増し、また、波浪に合わせて振動する特性が認められる。注目すべきは深さ 2m 程度までの浅い範囲で有効応力が繰り返して負になることである。粘着力を持たない砂地盤を想定しているので有効応力が負になる (引張応力が発生する) ことはないが、線形弾性理論の枠組みではやむを得ない計算結果である。少なくとも、海底地盤の比較的浅いところで有効応力が失われ、一時的に液化のような状態になる可能性が高いことを示していて、地盤の荷重支持能力は繰り返して失われることを示唆している。図 11(c) は有効応力と海底面に作用する水圧の関係を示している。空き缶モデルと同様にこの関係が、位相差によって反時計回りにループを描いている。海底面の水圧が減少す

る過程において最小になる少し手前で有効応力が最小になり、浅い範囲では負になっている。

図 12 は表 1 に示した 3 種類の地盤材料 (緩い砂、正規圧密粘土、礫) に加えて、緩い砂において波が静止していると仮定して計算した静的平衡条件の挙動も示している。図には 1 周期を 8 分割して挙動を示していて、上段には海水中の水圧の深さ方向分布を、下段右には間隙水圧、下段左には有効応力の深さ方向分布を示している。

地盤材料の違いによる比較では (図 12 (a,b,c)), 緩い砂が最も大きな有効応力応答を示している。これに対して、オーダーが違って透水係数の小さい粘土では有効応力の変化はあるものの、位相の遅れは見られず有効応力の変動は深さ方向に差が無い。また、オーダーが違って大きな透水係数の礫では、間隙水圧の変動が深さ方向にはほとんど変化なく、したがって、有効応力の変化も緩い砂の数分の 1 程度である。

図 12(d) が示す静的な平衡条件の計算では、波浪が作用しても有効応力はまったく変化しない結果となっている。これは本論文の前半で考察した古典的な地盤力学の範囲に相当するものであり、静的平衡条件では海底地盤の有効応力応答を評価できないことを改めて示している。ただし、透水係数の大きな礫の場合は過剰間隙水圧の消散が早く、短時間で静的平衡条件に達するため、この計算結果に近いものとなっている。



写真 1 模型実験装置

## 5. 広口瓶を用いた海底地盤模型による考察

### 5.1 実験条件

模型実験装置を写真 1 に示す。直径 15cm ほどの広口瓶に水を張り、乾燥した珪砂 8 号（平均粒径 0.1mm 以下）を投入した。構造物の模型として、直径 24mm 長さ 70mm のボルトを 20mm 程度砂に差し込んだ。広口瓶は上部まで水を満たし、予め穴を空けて注射器を取り付けてある蓋を閉めた。この状態で周期 5s の片振幅 0.5 気圧の水圧変動を手動で作用させた。

### 5.2 実験条結果

水圧変動が作用するとボルトは断続的に沈下し、その沈下は水圧が低下する過程で生じることが確認できた。発表では動画を紹介して説明する。

式(5)の支配方程式を海底地盤の有限深さ条件で解くと分かるが、水圧変動によってボルトが沈下する現象を深さ 250mm 程度の模型地盤で再現するのは困難であって、実験では注射器を用いて地盤内に気泡を 2cm<sup>3</sup>程度注入することによって飽和度を大きめに低下させることによって初めて現象を観察できた。沈下のメカニズムは図 13 に示すようである。水圧の増大・減少と対応する気泡の収縮・膨張により、下向・上向きの浸透流が発生する。水圧が低下して浸透流が上向きの時に有効応力が減少し、荷重支持力が低下した地盤でボルトが沈下すると説明できる。

## 6. おわりに

「古典的な地盤力学」、「空き缶モデル」、「多孔質弾性体を用いた解析」により種々の観点から波浪による水圧変動に対する海底地盤の有効応力応答を考察した。

その結果以下のようなことが分かった。

- 1) 古典的な地盤力学のように静定な平衡条件を検討しても有効応力は応答は適切に評価できない。
- 2) 有効応力応答においては不飽和度（空き缶内の気泡の量）、透水係数（空き缶の穴の大きさ）が支配的

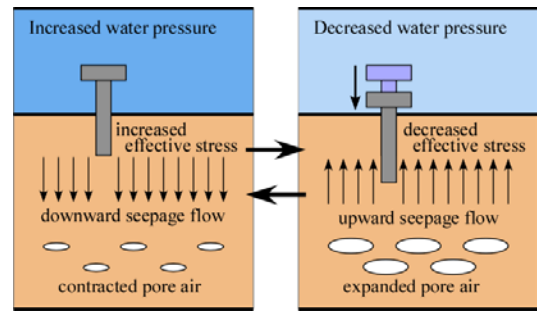


図 13 模型実験で観察されたボルト沈下のメカニズム

であり、位相の遅れを伴った挙動が現れる。

- 3) 緩い砂の場合、飽和度が 99% 以上であるにも関わらず位相の遅れを伴う有効応力が顕著に見られる。
- 4) 広口瓶を用いた小規模な模型実験では、海水流速が無くても海底地盤の支持力が低下して構造物が沈下することを確認した。

### 参考文献

- 1) 西田仁志, 山口豊, 近藤豊次: 孔間弾性波探査法による離岸堤の埋没状況に関する考察, 第32回海岸工学講演会論文集, pp.365-369.
- 2) Oka, F., Yashima, A., Miura, K., Ohmaki, S. and Kamata, A.: Settlement of breakwater on submarine soil due to wave-induced liquefaction, 5th ISOPE, Vol.2, pp.237-242, 1995.
- 3) Yamamoto, T., H. S. L. Koning and E. Van Hijum: On the response of a pore-elastic bed to water waves, J. Fluid Mech., Vol.87, part 1., pp.193-206, 1978.
- 4) Zen, K. and Yamazaki, H.: Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.90-104, 1990.
- 5) 三浦均也・浅原信吾・大塚夏彦・上野勝利: 波浪に対する海底地盤応答の連成解析のための地盤の定式化, 第49回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 233-240, 2004.
- 6) Zen, K. and Yamazaki, H. (1991). "Field Observation and Analysis of Wave-induced Liquefaction in Seabed," Soils and Foundations, 31, 4, 161-179.
- 7) Miura, K., Asahara, S., Otsuka, N., and Tanaka, J. (2008). "Field Observation of Wave induced Seabed Behavior for the Estimation of Geomaterial Properties and the Effect of Permeable Column Method," Proc 18th Int Offshore and Polar Eng Conf, Vancouver, ISOPE, 483-490.
- 8) 松田達也, 三浦均也, 佐藤隼可, 諫山恭平, 澤田弥生: Dean Number を適用した移動床造波水路実験における地盤内水圧応答, 土木学会論文集, Vol.73, No.2, pp.1117-1122, 2017.
- 9) 三浦均也, 守政信吾, 大塚夏彦, 山崎浩之, 小浪岳治: 海底地盤の不安定化に及ぼす流速と水圧変動の相乗効果, 土木学会論文集, Vol. 66, No.1, 851-855, 2010.
- 10) Anh Quang TRAN, 三浦均也, 松田達也, 吉野貴仁: 直線構造物への斜行反射重複波を受ける海底における底質移動と侵食・堆積の定量的評価, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.74, No.2, 2018.
- 11) 三浦均也, 松田達也, 後藤志侑子: 円柱構造物周辺における海底地盤の有効応力応答を考慮した底質移動解析. 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.66, No.1, pp.851-856, 2018.
- 12) Karl Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, chap.2, pp.24-25, 1943.
- 13) 土木学会: 「海岸波動」, pp. 430-503, 1994.



特別講演 その1  
(11:00～11:50)

地盤工学会の  
アカデミックロードマップと人物史

森口 周二 先生

(東北大学災害科学国際研究所・准教授)

第2セッション  
(12:45～14:30)

司会 松田 達也  
(豊橋技術科学大学)

## 間隙水圧の上昇が海底地すべり距離に及ぼす影響

## Influence of increasing in pore water pressure on submarine landslide length

安井俊平<sup>1</sup>，岩井裕正<sup>2</sup>，木村真郷<sup>3</sup>，張鋒<sup>4</sup>

1 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address 31415095@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address iwai.hiromasa@nitech.ac.jp

3 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address 30415035@stn.nitech.ac.jp

4 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address cho.ho@nitech.ac.jp

## 概 要

海底地すべりの発生は、海底ケーブルの破断や地震動を伴わない津波を引き起こす可能性がある。海底地すべりの特徴として、陸上地すべりと比較してすべり規模が大きいことや、水中安息角を大きく下回る非常に緩い角度でもすべりが発生しうることが知られている。主な海底地すべりの発生原因として間隙圧の上昇が挙げられているが、地盤工学の観点から力学的な考察を行っている例は極めて少ない。そこで本研究では、海底斜面を模擬した土槽を使用し模型実験を行った。水中に斜面を形成し、定水位昇降装置を用いて過剰間隙水圧を疑似的に発生させ、その大きさおよび発生させる範囲、地盤内の不透水層の有無、上部層厚の変化が海底地すべりの挙動に与える影響について観察した。その結果、地すべり距離は間隙水圧の値の大きさだけではなく、間隙水圧を与える範囲の影響を受け、不透水層下に均一に過剰間隙水圧が分布することですべりが大規模化する傾向が得られた。

キーワード：海底地すべり，間隙水圧，模型実験

## 1. はじめに

近年の海底地形に関する調査研究<sup>1)2)</sup>によって、海底地すべりの痕跡が多数見つかリ、その規模や形態が明らかになってきている。また、海底地すべりの発生により海底に設置された通信インフラなどに損傷を与えることや、海底地形の大規模な変化による地震動を伴わない津波を発生させる危険性が指摘されている<sup>3)</sup>。

2018年にインドネシア・スラウェシ島で発生した海底地すべりは津波が発生しにくい横ずれ断層型地震だったにも関わらず、海底地すべりを含み流動すべりによるものだと考えられる津波が発生した<sup>4)</sup>。また、2011年の東北地方太平洋沖地震で大きな被害をもたらした津波は、地震と連動して発生した海底地すべりによって規模が増大したと考えられている。この津波自体は地震によるプレート変動が原因で発生したものであるが、観測された津波を解析で再現しようと試みたところ、プレート変動のみに起因する津波より大きな規模で発生したという結果が出ている<sup>5)</sup>。この解析結果によると、地震動により発生した波と震源から離れた海底で発生した海底地すべりが要因となって発生した波とが複合し、大規模化したと考察されている。

海底地すべりの特徴を陸上地すべりと比較して表1に示す。

表1 陸上地すべりと海底地すべりの比較

	陸上地すべり	海底地すべり
移動距離	数 m～数十 m	数百 m～数万 m
土砂容量	数十 km <sup>3</sup> 程度	数万 km <sup>3</sup> 程度
斜面勾配	主に 10°以上	1°未満でも発生
土質状態	不飽和	飽和
発生原因	地下水・降雨・地震	地震・波浪・ガスハイドレート分解など

海底地すべりと陸上地すべりの大きな違いはその発生規模と発生原因の多様性にある。陸上地すべりにおける地すべり移動体の体積は、大きいものでも数十 km<sup>3</sup>程度であるのに対して、海底地すべりの場合、数万 km<sup>3</sup>以上の規模に達するものもある。また、陸上地すべりが発生する一般的な要因は、斜面を形成する地質の風化、降雨による斜面地盤の飽和度上昇および間隙水圧の上昇、地震慣性力あるいは地震動による液状化によって弱面が形成されることなどが挙げられる。これに対して海底地すべりの場合、海底地盤内は通常海水によって完全飽和の状態にあり飽和度の大きな変化は生じない。従って、海底地すべりの誘発原因としては地盤内の間隙流体圧の変化が大きな要因であるが、この間隙圧を上昇させる事象が地震による液状化・波浪・海底火山活動・ガスハイドレートの分解など多

岐にわたっており、海底地すべり発生原因を特定することは難しいのが現状である。

加えて、海底地すべりの発生規模が陸上地すべりと比較して大きいだけでなく、斜面勾配が1°に満たない緩傾斜でも発生しうることが知られている<sup>9)</sup>。このことを間隙流体圧の上昇に伴う有効応力低下およびせん断抵抗の減少のみで説明することは難しい。このことについて國生(2000)<sup>7)</sup>は、海底地すべりは有効応力およびせん断抵抗の低下だけでなく、間隙水圧により地盤内の不透水層下に水膜が形成されることにより地すべりが大規模化すると指摘している。つまり、海底地盤の互層構造にシルト層や粘性土層のような不透水あるいは低透水性の層が存在し、液状化などによって発生した過剰間隙水圧が消散されず、不透水層の直下に水だけの層「水膜」が形成され、上部土塊がウォーターライダーのように滑動するというメカニズムである。しかし、海底地すべり発生メカニズムおよび規模について地盤工学的観点から検討した事例は極めて少ない。そこで本研究では、海底斜面を模擬した模型実験により海底地すべりの発生およびすべり規模に対する過剰間隙水圧の影響の把握に取り組む。

## 2. 実験装置概要および実験条件

本実験では、海底斜面を模擬した模型土槽を用いる。模型土槽内に設置した斜面模型上に砂を堆積させ、斜面底部から定水位昇降装置を用いて水位差により水圧を与えることで、海底地すべり発生時の過剰間隙水圧および移動体の挙動を観察することを目的とした実験を行う。本研究では、特に以下の3つの項目に着目する。

- [1] 海底斜面内において過剰間隙水圧が発生したことを想定し、間隙水圧の大きさと与える範囲を変えた時の地盤変動。
- [2] 不透水層の有無が地すべりに及ぼす影響。
- [3] 不透水層上部の層厚の変動が地すべりの発生やその規模に及ぼす影響。

### 2.1 実験装置の概要

実験土槽は図1に示すアクリル製の土槽を用いた。また、図2に実験装置全体の平面図を示す。模型土槽の寸法は内寸で幅1500mm、高さ600mm、奥行400mmであり、土槽内に斜面角度10°、水平距離1000mmの斜面模型と、幅300mm、高さ100mm、奥行400mmの水平地盤を設置した。斜面模型の中央には幅200mmでポラスフィルターが設置されており、所定の範囲に水圧を分散させて与えることができる。また、図3に示すように法尻・斜面中腹・法肩においてそれぞれの地盤変動を観測するために、3台の水中カメラを用いて撮影した。図4には斜面模型上面の概要図を示す。図中に1~5で示した番号は図1に示すコックと連結したスリットの番号であり、コックの開閉によって水圧を与える位置を変えることができる。また、それぞれ異なる色とシンボルで示した1~3の数字は水圧計の位置を示しており、後述する過剰間隙水圧の時刻歴グラフと対応している。

なる色とシンボルで示した1~3の数字は水圧計の位置を示しており、後述する過剰間隙水圧の時刻歴グラフと対応している。

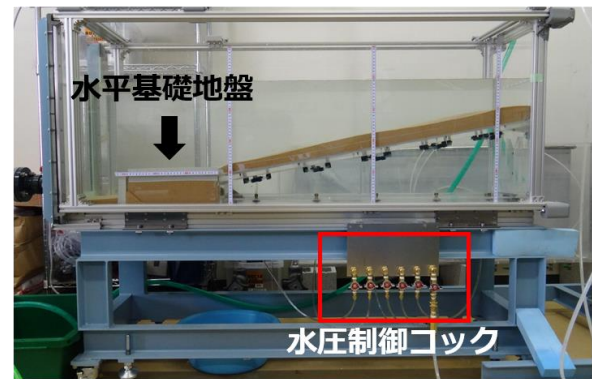


図1 実験土槽

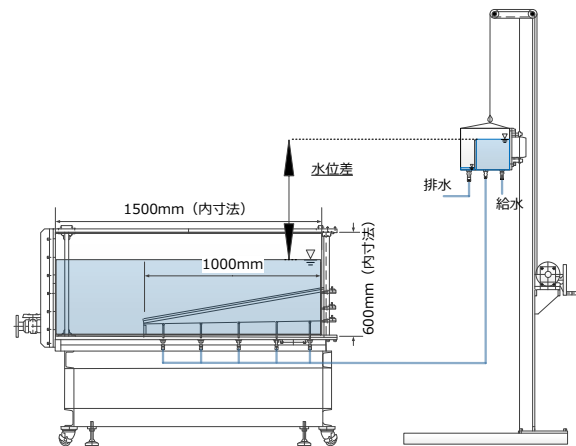


図2 実験装置平面図

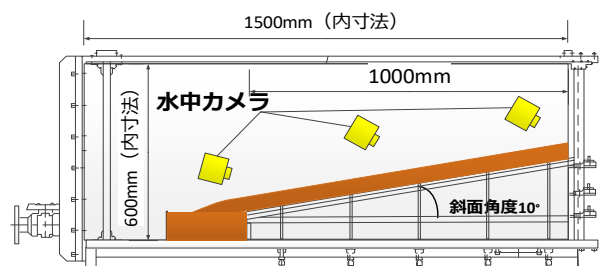


図3 水中カメラ設置位置

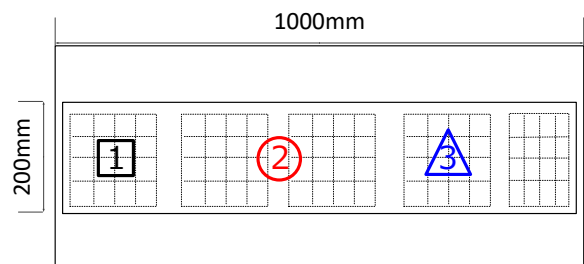


図4 斜面模型上面概要図

## 2.2 実験条件

本実験では、豊浦砂を用いて、水中落下法で斜面を形成した。目標相対密度は40%とし、目標全層厚は不透水層を設置しないケースでは41mmとし、設置するケースでは41mmと51mmの2種類を設定した。不透水層を設置したケースでは図5に示すように斜面底面から30mmまで砂を堆積させた上に不透水層を設置し、さらにその上から10mmあるいは20mmの砂を堆積させた。不透水層は長さ920mm、幅390mm、厚さ1mmのビニールシートを用いた。

定水位昇降装置で水位差を調節することにより水圧を与えた。初期の水位差は限界動水勾配の値を基準として35mmとし、その次に100mmとした。それ以降は100mmずつ1300mmまで上昇させて計14の水位差について測定した。水圧を与える継続時間は全ての水位差で150秒とし、各水位差の間に、地盤内の水圧を消散させるため、1分程度のインターバルを設けた。

実験ケースを表2に示す。ケース名のpは浸透性を表す permeable, iは不透水性を表す impermeable のそれぞれの頭文字をとったものであり、それぞれ不透水層を設置していないケースと設置したケースを示している。不透水層を設置したケースにおいて、Aは全層厚が41mm、Bは全層厚が51mmのケースを示している。末尾の数字は開けたコックの番号を示している。

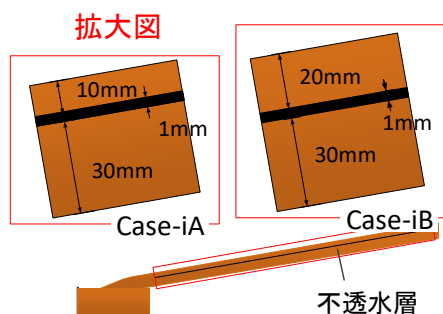


図5 不透水層設置時の斜面拡大図

表2 実験ケース

ケース名	不透水層	層厚	水圧位置
Case-p1	なし	41mm	①
Case-p2	なし	41mm	①②
Case-p3	なし	41mm	①②③
Case-p4	なし	41mm	①②③④
Case-p5	なし	41mm	①②③④⑤
Case-iA1	あり	41mm	①
Case-iA2	あり	41mm	①②
Case-iA3	あり	41mm	①②③
Case-iA4	あり	41mm	①②③④
Case-iA5	あり	41mm	①②③④⑤
Case-iB1	あり	51mm	①
Case-iB3	あり	51mm	①②③
Case-iB5	あり	51mm	①②③④⑤

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 すべりの形態

本実験では、不透水層を設置した全8ケース中、Case-iB1を除く7ケースですべりが確認された。そのすべりの形態は、不透水層と上部砂層が一体となって斜面に対して剛体的に並行移動するものであった。模型実験によって海底地すべりの特徴を再現できているかを検討するため、本実験結果の形態的特徴を過去の海底地盤調査によって明らかとなっている海底地すべりの痕跡と比較した。

川村ら(2017)<sup>8)</sup>は海底地すべりが一般的に滑落ドメイン(headwall domain)、移動ドメイン(translational domain)、先端ドメイン(toe domain)の3つの領域に分かれるとしている。図6に各ドメインが示された海底地すべりの形態図を示す。滑落ドメインは自然斜面が海底地すべりによって浸食された領域であり、窪地を有し、滑落崖と呼ばれる浸食により自然斜面より急傾斜になった斜面である。移動ドメインは、滑落ドメインから移動してきた堆積物を有することが特徴である。先端ドメインは圧縮変形による凸型地形によって特徴づけられる。凸型地形は地すべり移動体が周囲の地形によって移動を遮られるか、すべり面が局所的に起伏変化するかのいずれかに起因して生じる。これらの特徴と模型実験で発生した地すべりの比較検討を行う。

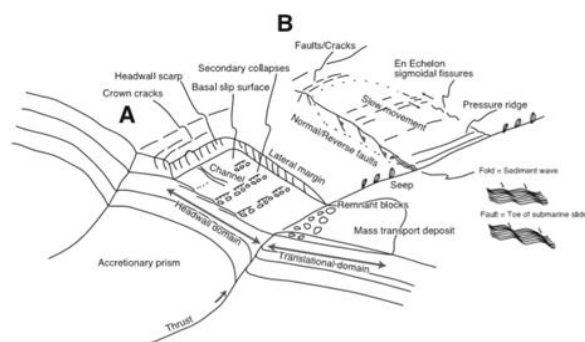


図6 海底地すべりの形態図<sup>8)</sup>

図7にすべりの概略図および比較検討を行った斜面の該当箇所を示す。上部層が平行移動し、法尻に砂が堆積した様子を表している。また、図中には図8~図10に示した各ドメインを撮影した位置を表記した。

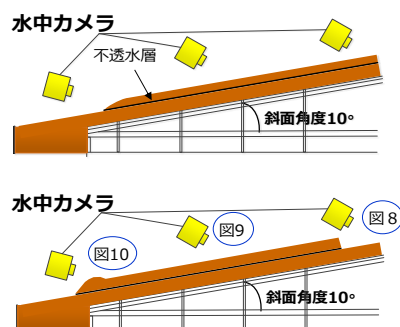


図7 すべりの概略図(上:すべり発生前, 下:すべり発生後)

図8はすべり発生前後の法肩部の様子である。法肩部では、上部層がすべって移動したため、斜面が浸食された領域が見られる。また、斜面上端には、すべりが発生する前の10°よりも急傾斜の斜面が存在し、実地盤における滑落崖に該当する部分だと考えられる。

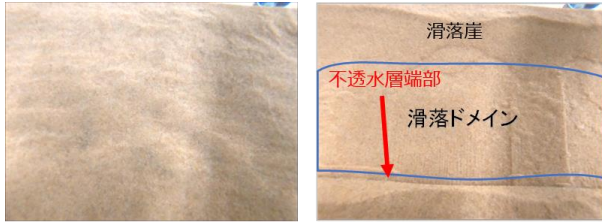


図8 滑落ドメイン(左:すべり発生前, 右:すべり発生後)

図9はすべり発生前後の斜面上腹の様子である。斜面上腹では撮影範囲全面で砂が法肩から法尻へ向かって流動しており、移動ドメインの特徴を有しているといえる。



図9 移動ドメイン(左:すべり発生前, 右:すべり発生後)

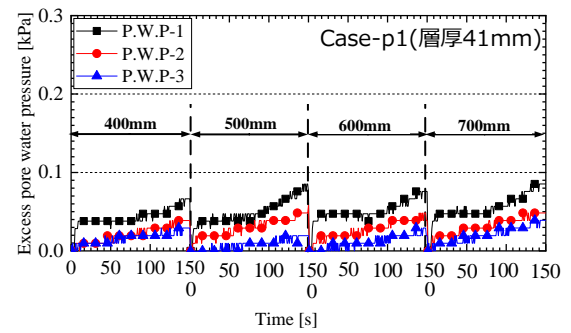
図10はすべり発生前後の法尻部の様子である。斜面上方より落下してきた砂が斜面部分の端部まで到達し、水平基礎地盤との境界付近に砂が堆積することで凸型地形となり、先端ドメインの特徴を有しているといえる。以上、本実験で発生したすべりでは海底地すべりの形態的特徴が見られ、実地盤で考えられる波浪や潮位変動などの影響は考慮していないものの、模型実験により海底地すべりの発生を概ね再現できていると考えられる。



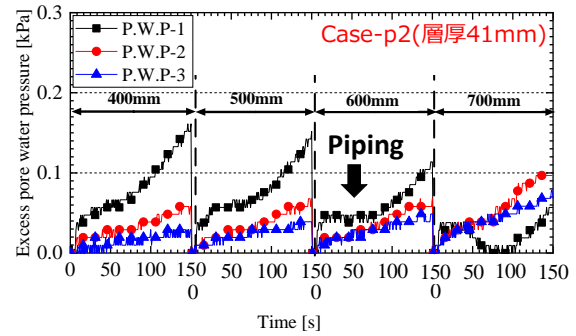
図10 先端ドメイン(左:すべり発生前, 右:すべり発生後)

### 3.2 不透水層なしのケースの実験結果

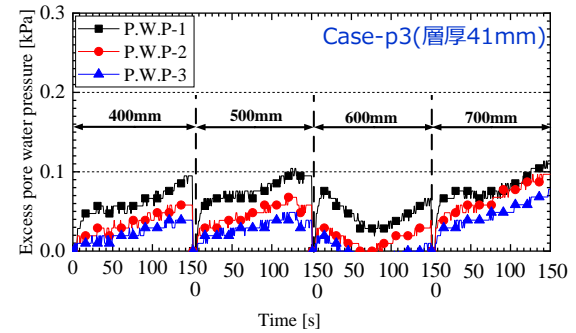
不透水層を設置しないケースでは、5 ケース全てですべりが発生しなかった。図11に不透水層を設置していない5つのケースの水位差400mm~700mmの過剰間隙水圧の150秒間の時刻歴データを連続して示す。また、Case-p1を除く4ケースでは表3に示す水位差の時に法尻でパイピングが発生した。水位差1000mm付近でパイピングが発生することが多かったが、明確な傾向は見られなかった。



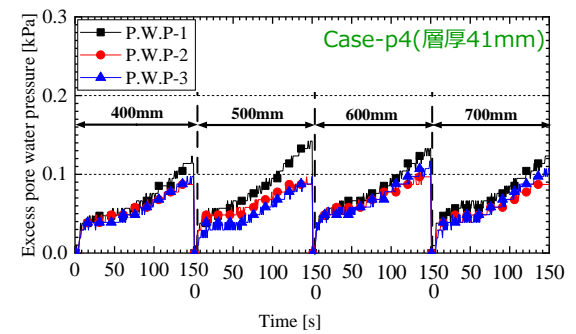
(i) Case-p1



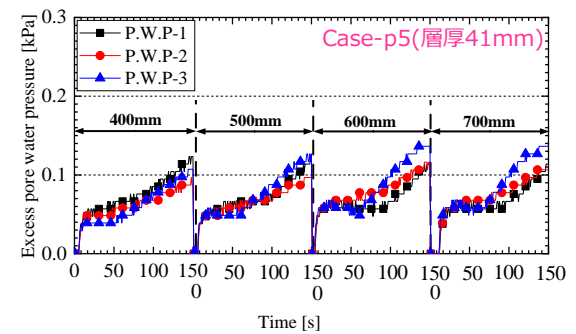
(ii) Case-p2



(iii) Case-p3



(iv) Case-p4



(v) Case-p5

図11 不透水層なしの5つのケースにおける水位差400~700mmの過剰間隙水圧の変動



表 3 パイピング発生水位差

ケース名	パイピング発生水位差
Case-p1	—
Case-p2	600mm
Case-p3	1200mm
Case-p4	900mm
Case-p5	1000mm

図 11(i)~(iii)に示した Case-p1~Case-p3 においては、間隙水圧計 1 の値が最も高く、間隙水圧計 2, 3 の順に過剰間隙水圧の値は小さくなる。水圧を与える範囲が法尻から斜面中腹にかけての 3 カ所であるため、局所的に過剰間隙水圧が上昇したと考えられる。図 11(iv), (v)に示した Case-p4 および Case-p5 のグラフより、水圧を与える範囲が広がるほど、各水圧計の値が同程度となり、水圧が斜面全体に広がっていると考えられる。法尻付近のコック 2 箇所から水圧を与えた Case-p2 では、図 11(ii)に示したように水位差 400mm から法尻の水圧を示す水圧計 1 の値が卓越しており、水位差 600mm の時法尻でパイピングが発生した後、水位差 700mm では法尻の水圧計 1 の値が減少しており、パイピングによって過剰間隙水圧が消散していると考えられる。過剰間隙水圧の大きさは水圧を与える範囲を大きくするほど上昇するわけではなく、パイピングが発生すると、その後、過剰間隙水圧がパイピング発生時点の値を上回することは少ないと考えられる。

### 3.3 不透水層ありのケースの実験結果

#### 3.3.1 すべり距離の検討

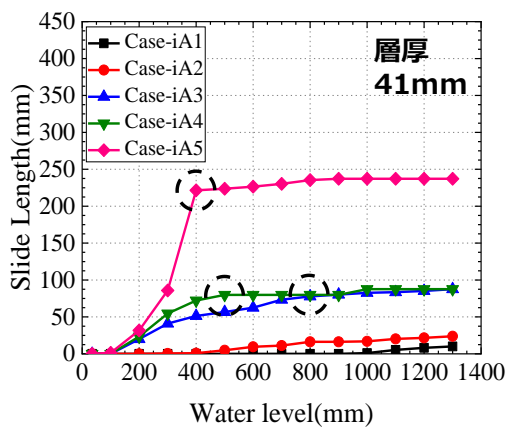
前述の通り、不透水層を設置した全 8 ケース中 Case-iB1 を除く 7 ケースですべりが確認された。不透水層を設置していないケースではすべりが発生しなかったため、不透水層が海底地すべりの発生に大きく寄与しているといえる。また、8 ケース全てでパイピングが発生した。表 4 に各ケースにおけるすべりが発生した水位差と最終的なすべり距離を、図 12 にはすべり距離と与えた水位差の関係のグラフを示す。層厚 41mm の Case-iA については再現性が確認できたと考えられるケースを、層厚 51mm の Case-iB については、すべりが発生しなかった Case-iB1 については 1 つのみ示し、すべりが発生した Case-iB3 と Case-iB5 の結果については再現性確認のために実施した各 3 ケース(a, b, c)の結果を全て示した。

図 12(i)より Case-iA では水圧を与える範囲が広いほど、より小さい水位差で初期すべりが発生し、最終的なすべり距離は大きくなる傾向が見られた。斜面内に流入した水が不透水層下に分布し、下部層と不透水層の間に働く摩擦力を低減することでせん断抵抗が減少しすべりが発生するという仮定のもとでは、水圧を広範囲で与えたため、均一に水が分布したと考えられる。しかし、図 12(ii)に示したように Case-iB では法尻から 3 つのコックを開けた Case-iB3 が、全てのコックを開き斜面全体に水圧を与えた Case-iB5 よりも距離は増大した。これは Case-iB5 において、

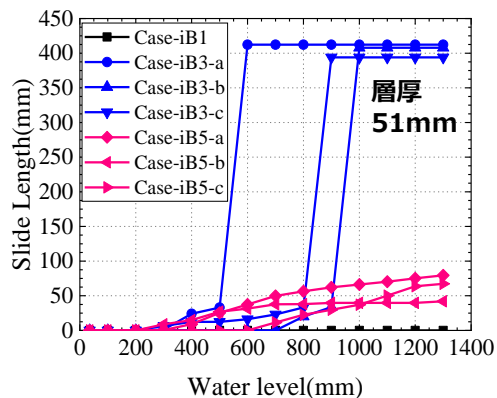
すべりが発生する前に不透水層端部と土槽壁面との間にパイピングが発生したため不透水層下に水が貯留されずに抜けてしまったことが原因だと考えられる。また、表 4 に示したようにすべり発生水位差に関して、Case-iB3 と Case-iB5 の間で大きな差は見られなかった。なお、Case-iB3 の最終すべり距離である 400mm 付近の値は、すべりの先端が図 1 に示した水平地盤の端まで到達している状態であり、実験装置の構造上の限界まですべりが進行したことを意味している。

表 4 すべり発生水位差と最終すべり距離

ケース名	すべり発生水位差	最終すべり距離
Case-iA1	1000mm	10.1mm
Case-iA2	300mm	23.8mm
Case-iA3	200mm	87.6mm
Case-iA4	200mm	87.6mm
Case-iA5	100mm	237.2mm
Case-iB1	—	—
Case-iB3-a	300mm	412.3mm
Case-iB3-b	800mm	407.8mm
Case-iB3-c	300mm	404.0mm
Case-iB5-a	300mm	79.5mm
Case-iB5-b	300mm	42.0mm
Case-iB5-c	700mm	67.2mm



(i) Case-iA (層厚 41mm)



(ii) Case-iB (層厚 51mm)

図 12 すべり距離-水位差関係



図 12(i) の破線円部分に示したように Case-iA3, Case-iA4, Case-iA5 では、すべり距離増分の勾配が緩やかになる点が見られる。このことは、法尻に堆積した土砂、すなわち先端ドメインによってすべりの進行が阻害されたことが原因だと考えられる。水平基礎地盤上で斜面の勾配が緩くなるため、地すべり移動体の先端が水平基礎地盤に差し掛かると、移動体に働く斜面下方向の滑動力が小さくなる。そのため、すべりの進行に伴って移動体先端に圧縮力が発生し、先端ドメインが生じたと考えられる。Case-iB3 ではすべり増分が最大の時に、平均すべり速度が Case-iA5 の 2.2~3.7 倍程度であった。ここで、「平均すべり速度」とは、与えた水位差に対してすべり距離を、すべり発生から静止するまでのすべり継続時間で除した値である。それに加えて移動体の質量も大きいため Case-iA5 と比較して大きな運動エネルギーを有し、先端ドメインによる阻害を受けても大きなすべりになったと考えられる。図 13 に Case-iA3 と Case-iB3-a の法尻の堆積状況を示す。Case-iA3 では、不透水層端部は先端ドメイン内部に位置しており観察することはできないが、Case-iB3-a では不透水層の端部が露出していることが確認できる。

上部層厚を 10mm から 20mm に厚くしたことによるすべり距離の影響は、コックを 3 つ開けたケースでは層厚が厚いほどすべり距離が大きくなり、コックを 1 つ開けたケースと 5 つ開けたケースではむしろすべり距離が小さくなり、明瞭な相関関係は見られなかった。先述のように、5 つ全てのコックを開けたケースでは、不透水層下に流入する水量が増加する一方で、不透水層の切れ目からパイピングが発生しやすくなることで、すべり距離が小さくなったと考えられる。基本的には斜面全体に過剰間隙水圧が発生することですべり距離は増大する傾向にあるが、単に間隙水圧が上昇する範囲だけでなく、不透水層下にある程度の水が貯留されることで大規模なすべりにつながる可能性があるといえる。

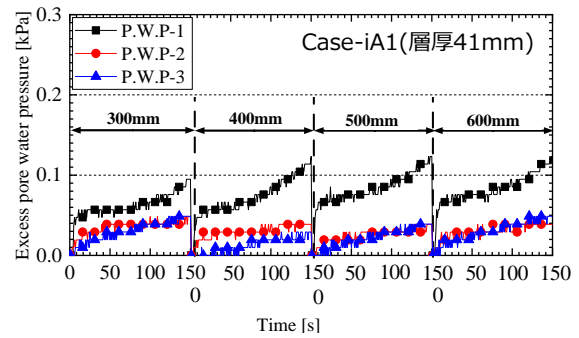


図 13 法尻部の比較 (左:Case-iA3, 右:Case-iB3-a)

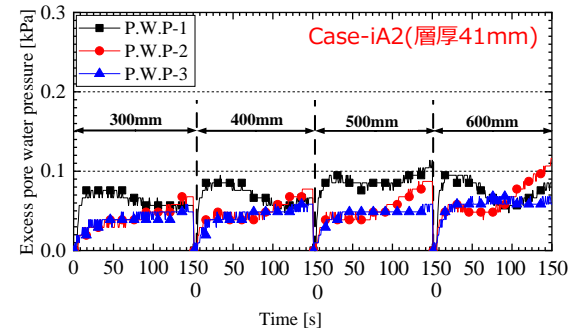
### 3.3.2 過剰間隙水圧の検討

図 14 には層厚 41mm のケースの水位差 300~600mm の過剰間隙水圧の変動を示し、同様に図 15 には層厚 51mm のケースでの水位差 300~600mm における過剰間隙水圧の変動データの一つずつ示した。

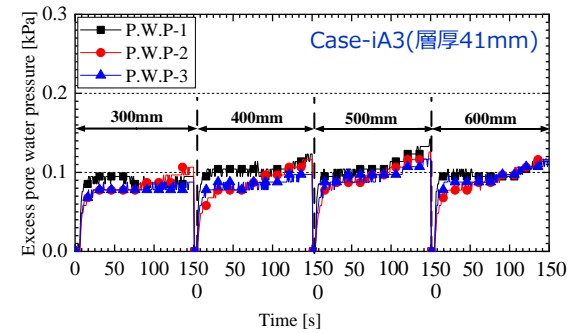
まず、不透水層の有無について比較を行う。図 11(iii) に示したように Case-p3 では各水圧計の値に差があったが、図 14(iii) に示した Case-iA3 では全ての水圧計がほぼ同じ



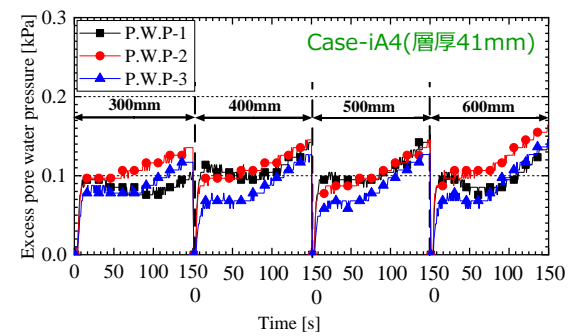
(i) Case-iA1



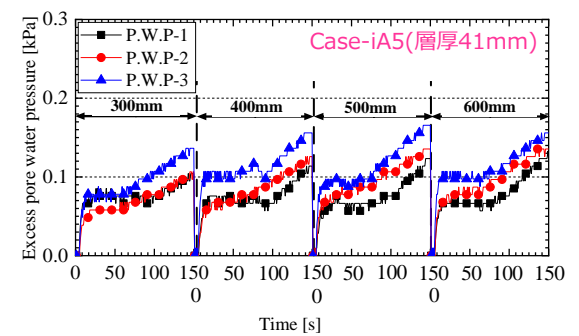
(ii) Case-iA2



(iii) Case-iA3



(iv) Case-iA4

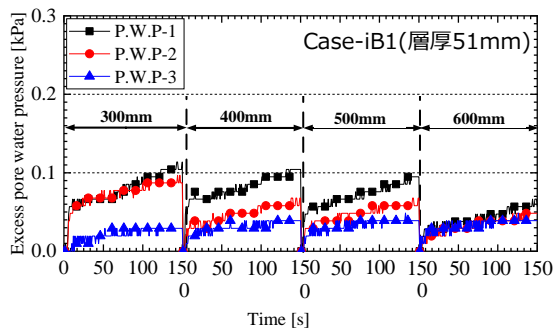


(v) Case-iA5

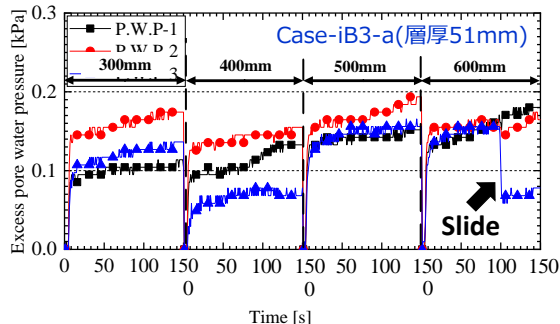
図 14 不透水層ありの 5 つのケースにおける水位差 300mm~600mm の過剰間隙水圧の変動 (Case-iA)

値を示している。このことから、不透水層のある斜面内では斜面底部から流入した水は不透水層に沿って斜面全体に広がっていくことが示唆される。

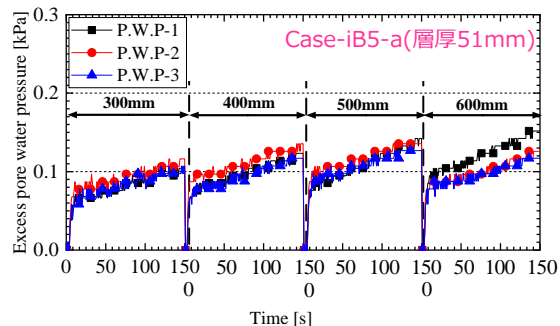
層厚 41mm の Case-iA において、図 14 (i) に示す Case-iA1 では、法尻の水圧計 1 の値は、水圧を与える範囲が大きい他のケース、例えば図 14 (iii) に示す Case-iA3 と比較しても大きな差はない。しかし、表 4 に示したように Case-iA1 はすべりが水位差 1000mm まで発生しなかった。このことから、不透水層下で局所的に過剰間隙水圧が増加するとすべりが発生するのではなく、斜面全体に一定以上の過剰間隙水圧が発生することですべりが発生すると考えられる。ところが、図 12 (i) から読み取れるように Case-iA5 では水位差 400mm の時にすべりが 100mm 以上進行しているが、図 14 (iii), (iv), (v) に示したように過剰間隙水圧の値は Case-iA4 や Case-iA3 と比較しても明確な差が見られない。このことから、すべり距離は過剰間隙水圧の大きさだけではなく、斜面内に流入する水量の影響も受けていると示唆される。



(i) Case-iB1



(ii) Case-iB3-a



(iii) Case-iB5-a

図 15 不透水層ありの 3 つのケースにおける水位差 300mm~600mm の過剰間隙水圧の変動 (Case-iB)

すべりの発生しなかった Case-iB1 は水位差 700mm の時に斜面中腹の壁際でパイピングが発生した。図 15 (i) に示したように水位差を 300mm~600mm まで大きくしていく過程で、法尻や中腹の水圧が徐々に消散していく様子が確認できる。パイピングが発生する前段階として不透水層下部で過剰間隙水圧が分散していることが予測される。Case-iB3-a では、図 12 (ii) に示したように水位差 600mm の時にすべり距離が 400mm を超えるまですべりが進行し、図 15 (ii) 中に矢印で示したように、すべりの進行と同時に法肩の過剰間隙水圧が急激に低下した。水圧計 3 の上部にあった土塊が大きな速度ですべったことにより該当部の過剰間隙水圧が急速に消散し、大幅に低下したと考えられる。また、同じく図 15 (ii) の Case-iB3-a では水位差 300mm, 400mm の時は、各水圧計の値に差がある。法尻からパイピングが発生したり、すべりの進行に伴って法肩の不透水層の切れ目から水が排出されたりしたことが原因であると考えられる。しかし、大規模なすべりが発生する前の水位差 500mm では、各水圧計の値がほぼ同じ値を示しており、さらに図 14 に示した Case-iA のどのケースと比べても過剰間隙水圧が高くなっていることが分かる。上部層厚を 10mm から 20mm に変化させたことで、上部層の重量も増加しており、下部層との摩擦を低減させる水膜が生成されるには、より高い過剰間隙水圧が斜面全体に均一に分布することが必要となるため、妥当な結果が得られたと考えられる。逆に Case-iB5-a では、表 4 に示したように水位差 300mm ですべりが発生したが、その後は図 15 (iii) に示したように斜面全体に均一に水が分布しているものの、図 14 (v) に示した層厚が 41mm の Case-iA5 の時と近い値までしか過剰間隙水圧が上昇しなかった。層厚 51mm のケースでは、層厚 41mm のケースとは異なり、斜面内に流入する水量が多いほど、すなわち多くのコックを開けるほどすべりが大規模化するのではなく、パイピングが進展しにくい流量を与えることで地すべり移動体と下部層の摩擦が低減されやすくなるという結果が得られた。

以上の結果をまとめると、水圧を与える範囲を増加させると、不透水層下での過剰間隙水圧は広い範囲に分布すると考えられる。その中でも、斜面内に不透水層が存在する場合、水圧を与える箇所が局所的であっても、水圧が不透水層に沿って広がることが観測された。このことから実際の海底地盤においても、不透水・低透水層が存在すると局所的な流体圧の増加が海底地すべり発生につながる可能性があると考えられる。また、過剰間隙水圧の大きさのみがすべり距離に影響するのではなく、不透水層下に均一に過剰間隙水圧が分布することとパイピングが過度に進展しないことがすべりの発生およびすべり距離を決定する上で重要だと考えられる。

#### 4. 結論および今後の課題

本研究では、間隙圧上昇による海底地すべりのすべり距離および地すべり移動体の挙動を把握することを目的と

した模型実験を行った。特に間隙水圧を与える大きさ・範囲、不透水層の有無および不透水層上部の層厚に着目した。得られた主な知見を以下に示す。

- [1] 水圧を与える範囲が大きいと斜面に流入する水量が増加し、斜面全体に均一な過剰間隙水圧が生じるが、特に不透水層があるケースでは水圧を与える範囲が小さくても、広範囲で過剰間隙水圧が上昇する。
- [2] 不透水層の存在する地盤に過剰間隙水圧が発生すると、不透水層と上部層が剛体的に平行移動するすべりが発生する。
- [3] 層厚が 41mm のケースでは、過剰間隙水圧の値が同程度でも水圧を与える範囲が大きいほど、すべり距離が長くなる結果が得られた。このことから、すべり距離は過剰間隙水圧の大きさだけでなく、不透水層下への水の流入量の影響も受けると考えられる。
- [4] 不透水層上部地盤の層厚を変えて実験を行った結果、上部層厚が大きい場合において、すべり距離が長くなった結果もあれば、すべりがあまり進展しない結果もあり、明確な相関関係は見られなかった。これにはパイピングの発生の有無が関わっていると考えられる。
- [5] 最終的なすべり距離は先端ドメインが発達しているほど短くなった。これは地すべり移動体の先端で土砂が堆積することによりすべりの進行が妨げられることが原因の一つだと考えられる。

今後の検討課題としては、徐々に与える水圧を大きくするのではなく、地震時を想定して急激に高い水圧を与えることで、実際の海底地すべりの発生メカニズムの解明に繋げていくことが挙げられる。また、水膜を観測するには至っていないため、不透水層下の水の挙動を把握することも必要である。

#### 参 考 文 献

- 1) Shimamura, K., 2008. Revised chart of the submarine canyon and valley systems around the Japanese Islands -on their topographic features and their unsettled questions. Jour. Geol. Soc. Japan, 114, 11, 560-576.
- 2) Sassa, K., He, B., Miyagi, T., Strasser, M., Konagai, K., Ostric, M., Setiawan, H., Takara, K., Nagai, O., Yamashiki, Y. and Tutumi, S., 2012. A hypothesis of the Senoumi submarine megaslide in Suruga Bay in Japan-based on the undrained dynamic-loading ring-shear tests and computer simulation. Landslides, 9, 4, 439-455.
- 3) Nisbet, E.G. and Piper, D.J.W., 1998. Giant submarine landslides. Nature. 392, 329-330.
- 4) Sassa, S. and Takagawa, T., 2019. Liquefied gravity flow-induced tsunami: first evidence and comparison from the 2018 Indonesia Sulawesi earthquake and tsunami disasters. Landslides, 16, 195-200.
- 5) Tappin, D.R., Grilli, S.T., Harris, J.C., Geller, R.J., Masterlark, T., Kirby, J.T., Shi, F., Ma, G., Thingbaijam, K.K.S. and Mai, P.M.,

2014. Did a submarine landslide contribute to the 2011 Tohoku tsunami? Mar. Geol. 357, 344-361.

- 6) Ikehara, K., Satoh, M. and Yamamoto, H., 1990. Sedimentation in the Oki Trough, southern Japan Sea, as revealed by high resolution seismic records (3.5 kHz echograms). Jour. Geol. Soc. Japan, 96, 1, 37-49.
- 7) Kokusho, T., 2000. Emergence of water film in layered sand due to seismic liquefaction and its effect on soil stability. Japan Soc. Eng. Geol. 41, 77-86.
- 8) Kawamura, K., Kanamatsu, T. and Yamada, Y., 2017. Submarine slides and marine geohazards: the study results so far and current problems. Jour. Geol. Soc. Japan, 123, 12, 999-1014.

## 津波時の防波堤マウンドの安定性評価における浸透挙動に着目した洗掘発生条件 (Conditions of Scour Occurrence Focused on Infiltration Behavior in Stability Assessment of Breakwater Mounds During the Occurrence of Tsunami)

安江絵翔<sup>1</sup>, 前田健一<sup>2</sup>, 鈴木悠真<sup>3</sup>

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address k.yasue.493@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

3 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻

### 概 要

津波のような高速流体が作用すると沿岸部の地盤が洗掘され、防波堤が被災する。著者らの研究により、地盤への浸透現象が洗掘現象を助長していることが明らかとなった。本稿では水平な開水路流れ下の飽和水平地盤に作用する浸透現象について考察を行った。また、その知見に基づいた開水路流れに起因して発生する防波堤基礎マウンド内部における浸透流の可視化を水理模型実験と浸透流解析により行い、浸透流の局所化が洗掘現象に与える影響について考察した。実験より、港外側からマウンド内に流入した浸透流は港内外の水位差やマウンドの形状に関わらず港内側のマウンド法肩付近に集中して排水することが分かった。また、解析により特にマウンドの法肩付近において浸透流速が局所的に大きくなっていることが分かった。この浸透流速による安全率評価を行ったところ、浸透流の局所化が土粒子の浮遊作用をもたらし、洗掘現象を発生、拡大していることが分かった。

キーワード：洗掘，浸透流，マウンド

### 1. はじめに

津波や洪水流などの高速流れにより発生した洗掘現象は、構造物の支持力低下や損傷をもたらす。2011年の東日本大震災の際、八戸港の防波堤では支持マウンドの洗掘が契機となりケーソンが転倒した。マウンド洗掘のメカニズムは未だ解明されておらず、模型実験による破壊過程の再現は確立できていない。これまで、洗掘現象については水理学の分野における掃流力<sup>1)</sup>(表面流速が地表面に及ぼすせん断力)による評価(さらにケーソン直上の越流によるマウンド上部への衝撃力、津波の流れ方向に生じる水位差(空間的变化)に起因して発生する浸透流の影響<sup>2)</sup>など)が一般的であった。しかし、1993年の北海道南西沖地震で発生した大津波による奥尻港等の防波堤の被害状況では、これまで想定されてきた被災要因だけでは説明できないような大規模な洗掘が発生したと報告された<sup>3)</sup>。また近年の研究成果から地盤内部の応力変化が洗掘現象を助長させる可能性が示されており、地盤力学的な視点からも検討が必要であると考える。

著者らの研究<sup>4)9)</sup>から、地盤内部での浸透現象が応力変化を誘発させる要因の一つであることが分かっている。この浸透現象については、水位変動のない水平な開水路流れが飽和水平地盤に作用する場合であっても、地表面で波状

に流入及び排水する浸透流が発生することが明らかとなっている。そこで本稿では、まず飽和地盤内での浸透現象に着目した開水路模型実験を実施し、地盤内部での浸透挙動を可視化した。そして実験より得られた知見をもとに、実際の防波堤マウンドを模擬した水理模型実験及び浸透流解析を行うことで、浸透現象が防波堤マウンドの洗掘に及ぼす影響を考察した。実験では撮影した浸透流の動画をもとにPIV(Particle Image Velocimetry)解析を行うことで土粒子レベルの安定性を検証し、浸透流解析では、実験で簡易的な装置により得られたピエゾ水頭を境界条件とすることで、土要素レベルの浸透破壊に対する安定性を検討した。この浸透流解析については、従来の手法では複雑な計算を省くために静水状態を仮定し、地表面に作用する静水圧を境界条件として用いて行っている。

### 2. 飽和水平地盤への浸透現象

#### 2.1 実験概要

実験は図1に示す開水路模型を用いた。装置内には海底を模した幅500mm、高さ100mm、奥行き300mmの土槽区間を設けた。水流は水中ポンプ(流量:  $Q = 120\text{L/min}$ )を用いて循環流を発生させた。土槽区間には、珪砂2号を水中落下法により相対密度  $D_r = 40\%$  で堆積させた。土槽区間



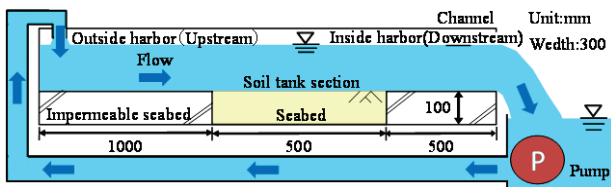


図 1 開水路の概要図

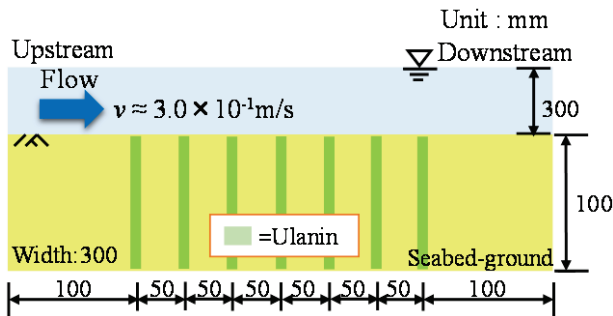


図 2 土槽区間でのウラン柱概略図

に用いた珪砂 2 号は透水係数  $k=1.83 \times 10^{-2} \text{m/s}$ 、平均粒径  $D_{50}=3.270 \text{mm}$  である。地盤内部での浸透現象を可視化する為、ウラン溶液を予め地盤内に注射器を用いて注入し、ウラン柱とした(図 2)。ビデオカメラを設置し、土槽内での浸透挙動を観察した。

## 2.2 実験結果および考察

実験結果を図 3 に示す。開水路流れが地盤表面に作用した直後より、ウラン柱が初期の形状を変化させ、形を崩しながら流下方向に向けて浸透していく様子が観察された。このウラン柱の軌跡に着目すると、地盤上部から地盤下部に向けて押されるような挙動と土槽の上流部から下流部に向けて水平方向に進む挙動が同時に見られた。開水路流れが地盤内部に浸透し、もともと内在していたウラン溶液を含む間隙水が押し出される形で地盤内部を流下方向へ浸透したと考えられる。従って、開水路流れが作用することで、飽和水平地盤内において浸透流が発生することが確認された。この浸透現象の発生要因について考察する。開水路流れが地盤に浸透していく際、特に顕著にウ

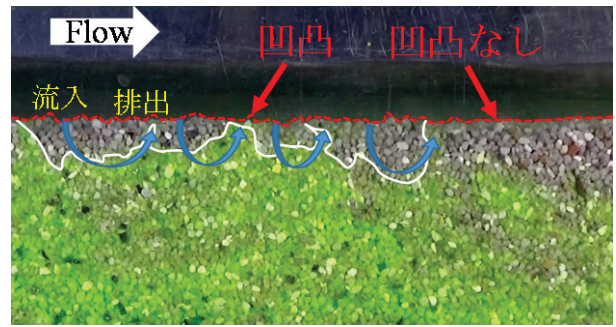


図 2 地盤表面の凹凸と浸透現象の関係(赤破線:地盤表面の凹凸, 白実線:浸透フロント)

ラン柱の崩壊が観察された箇所に着目すると、微小ながら地表面の凹凸が存在していることが分かった(図 4)。また、この凹凸の高低差が大きい程、ウラン柱が土槽下方へ大きく押し出されていることが分かった。つまり、地盤の凹凸により浸透現象が発生し、地表面の起伏が大きいほど浸透現象が顕著になることが考えられる。以上、地盤表面の起伏により浸透現象が発生することから、海底地盤上の起伏となる実際の防波堤マウンドではより顕著な浸透現象が発生していると考えられる。そこで、開水路流れ下における防波堤マウンドの浸透現象について検討した。

## 3. 定常流れ下における防波堤マウンドの浸透現象

### 3.1 実験概要

洗掘要因の一つである浸透流に着眼点を置いた実験を図 1 に示す模型水路を用いて実施した。ポンプ(流量:  $Q=280 \text{L/min}$ )により津波を模擬した定常の循環流を作用させ、マウンドの形態変化による浸透流挙動への影響を排除するため、洗掘現象が生じない地表面近傍流速に調節した。整流板を上流に設け、水面変動を抑制した。土槽中央の表面形態については、整形したマウンドを設置し、その天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置した場合(図 5)とその天端にケーソンを設置した場合(図 6)の検討を行った。浸透現象を明瞭に観察するため、土槽区間とマウンドに珪砂 2 号を用い、相対密度  $D_r=40\%$  で統一した。地盤

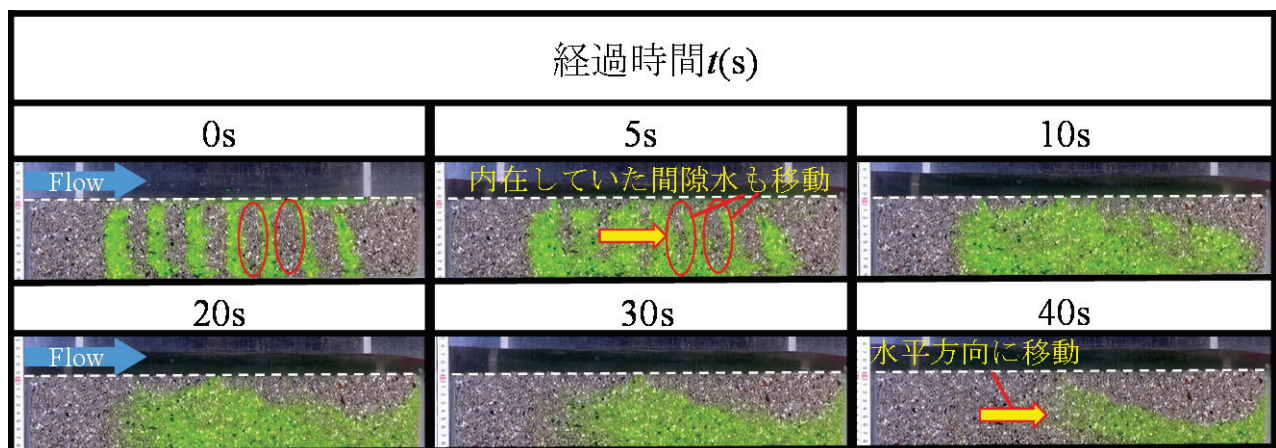


図 3 ウラン柱による地盤内浸透挙動の可視化(地盤材料:珪砂2号, 平均断面流速:  $0.31 \text{m/s}$ , 白破線:地盤表面の位置)

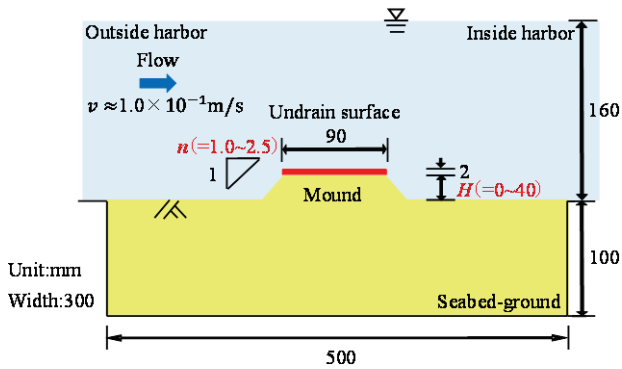


図 3 土槽区間の断面図（整形されたマウンドの天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置/定常状態）

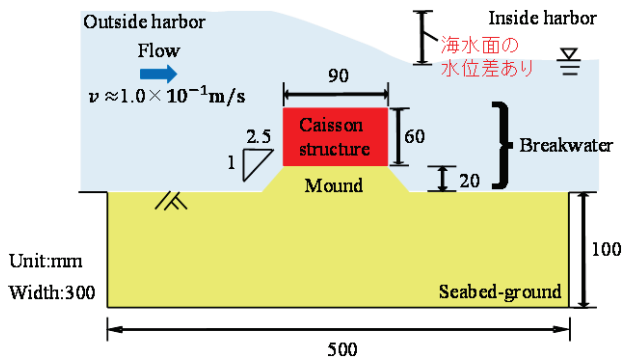


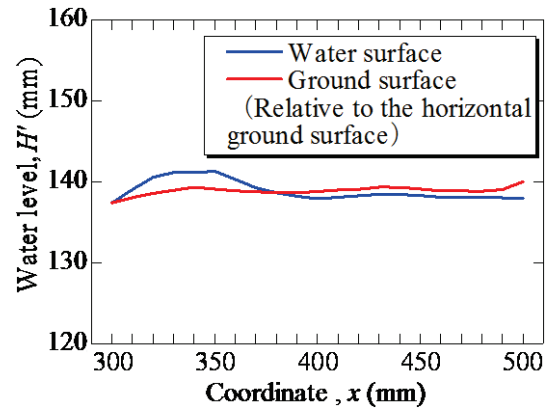
図 4 土槽区間の断面図（整形されたマウンドの天端に実ケーソンを設置/定常状態）

内を移動する浸透流を可視化するため、ウランで黄色く着色した液体を注射器を用いて適宜地表面から注入した。ケーソンを設置した検討では、実験で得たピエゾ水頭を用いて浸透流解析を行った。実験条件と同様の寸法、物性値でモデルを作成し、土槽区間の飽和浸透流を対象として定常解析を有限要素法で行った。マウンド内浸透流について、[1]従来想定されてきた発生要因（静水状態を仮定し、水面水位差のみに起因する浸透流）の場合と、[2]起伏の存在により生じる空間的な水圧変化を発生要因として加えて考慮した場合の浸透挙動を計算した。境界条件は、[1]の場合は津波の水面水位を測定し、[2]の場合は簡易装置であるストロー状の細管（直径 3mm）の先端を地表面に接触させ、細管内の水位を読み取ることで直接計測した（図 7）。

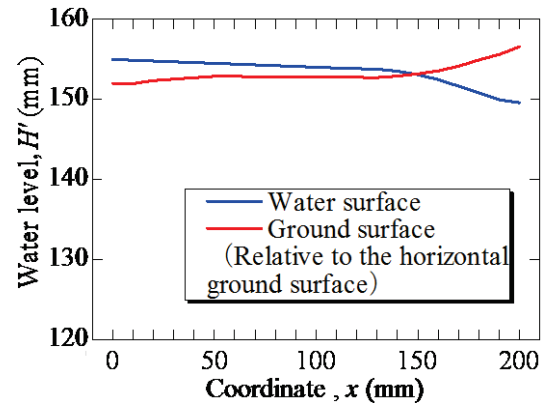
### 3.2 実験・解析結果および考察

#### (1) 非排水面のみ設置したマウンド内の浸透流

実防波堤の状態に近い、ケーソン構造物による非排水境界がある場合の浸透流挙動を観察するため、地盤表面にマウンドを設置し、その天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置した実験を行った（図 5）。起伏の存在により生じる空間的な水圧変化だけに着目できるように、非排水面の厚みは薄くし（約 2mm）、あえてケーソンの寸法には合わせないことで、水面水位の差が生じないように設定した。マウンド形態については、天端高を  $H=0\sim 40\text{mm}$  で 10mm 刻み、法勾配を  $n=1.0\sim 3.0$  割で 0.5 割刻みで変化させ、計



(a) 港外側



(b) 港内側

図 5 2種類の測定方法による地表面のピエゾ水頭分布（整形されたマウンドの天端に実ケーソンを設置/定常状態）

21 ケース ( $H=0\text{mm}$  は法面がないため 1 ケースのみ) で比較した。上流側（以後港外側と称す）法面の法肩、法面中央、法尻にウラン溶液を注入し、各注入箇所の場合においてマウンド内浸透流の移動を可視化した様子 ( $H=20\text{mm}$ ,  $n=2.5$  割) を図 8 に示す。結果より、法肩と法面中央に注入した場合、ウラン溶液はいずれも下流側（以後港内側と称す）の法肩から排水され、特異的な浸透挙動となった。この現象は他のマウンド形態においても同様の結果となった。このことから、マウンドの港外側で流入した浸透流は港内側の法肩付近に集中し、局所的に排水するといえる。この要因としては、検討したマウンド形態において、いずれの港外側法面の箇所からも港内側法肩までの経路が最短であったためと考えられる。浸透流は地盤内のピエゾ水頭差によって移動するため、最少のエネルギー損失で圧力消散に向かう挙動となる。

水圧変化に起因する浸透流が洗掘に及ぼす影響を定量的に調べた。浸透流の流速を測るため、港外側の地表面から注入したトレーサーが地盤内を移動の様子を高速度カメラ（Ditect 製/1000fps）で撮影し、Flownizer2D（Ditect 製）による PIV 解析を行った。用いたトレーサーは粒子径が  $10\mu\text{m}$ 、比重が約 1.0 であり、間隙水と一体となって移動するため、浸透流の移動追跡に適する。トレーサーの動きを鮮明に撮影するため、高速度カメラには 105mm の望遠レンズを取り付け、撮影時には LED 照明を用いた。以

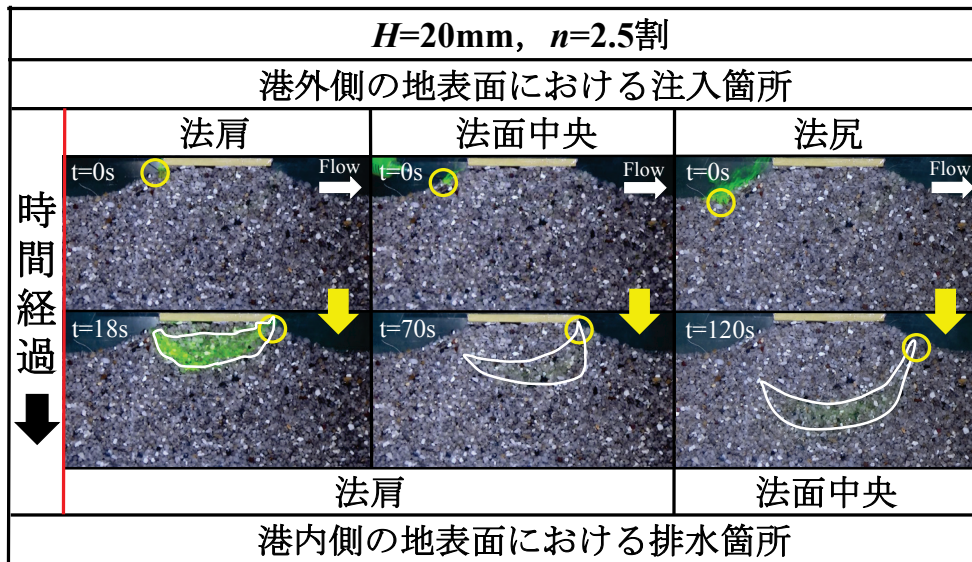


図 8 マウンド内浸透流の可視化（整形されたマウンドの天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置/定常状態）

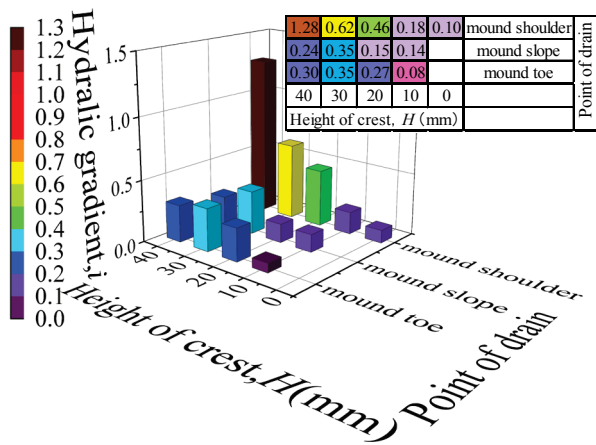


図 6 PIV 解析：港内側マウンドの法尻・法面中央・法肩における局所動水勾配（整形されたマウンドの天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置、 $n=2.5$  割/定常状態）

下のダルシー則（式(1)）を仮定し、捉えた複数のトレーサーの平均移動速度を用いて港内側の法尻、法面中央、法肩における局所動水勾配を算出した（図9）。

$$i = \bar{v} / k \quad (1)$$

ここで、 $i$ ：マウンド法面における局所動水勾配、 $\bar{v}$ ：トレーサーの平均流速、 $k$ ：透水係数を示す。結果より、法肩において局所動水勾配の値が顕著に大きな値を示しており、ウラン溶液が法肩に集積したと整合がとれた。次に、粒子一粒での鉛直方向の力の釣り合いに着目し、法肩付近での浸透力による浮遊の危険度 $j_v/W_p$ を算出した。この指標は、浸透力 $j$ の鉛直成分 $j_v$ を粒子一粒の有効重量 $W_p=2.96 \times 10^{-4} \text{N}$ で除することで無次元化したパラメータである。なお、浸透力 $j$ は以下の式(2)で算出した。

$$j = i \gamma_w V_p \quad (2)$$

ここで、 $j$ ：マウンド法肩における浸透力、 $\gamma_w$ ：水の単位体積重量、粒子一粒の平均体積 $V_p=18.3 \text{mm}^3$ を示す。また、 $j_v/W_p \geq 1$ を満たした時に、浸透流によって土粒子が浮遊す

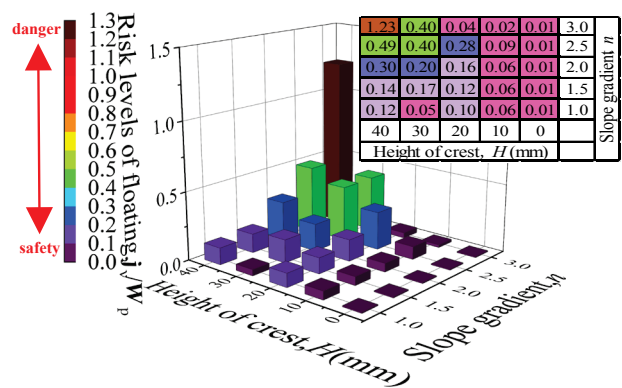


図 7 マウンド表面粒子の浸透力による浮遊の危険度（整形されたマウンドの天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置、港内側法肩/定常状態）

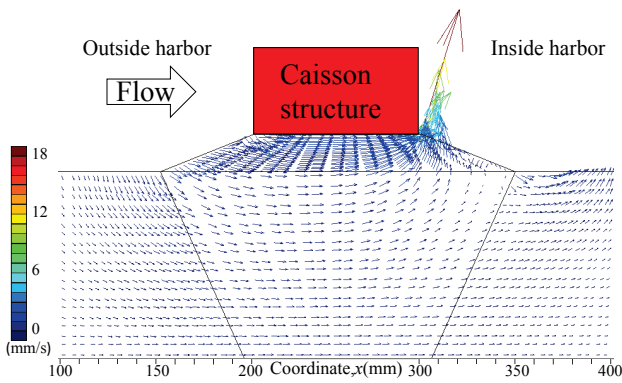
ることになる。

計算結果（図10）より、 $H=40 \text{mm}$ 、 $n=2.5$  割の場合において $j_v/W_p=1.23$ となり、数値上は土粒子が浮遊する状態にある結果となった。実際には浮遊が生じていないが、周囲粒子との噛み合わせ効果が要因であると考えられる。しかし、越流等の他の洗掘要因が少しでも加われば、洗掘現象の発生も十分に考えられる結果である。水压変化だけに起因する浸透流の影響により、防波堤マウンドが大きく不安定化することがわかった。

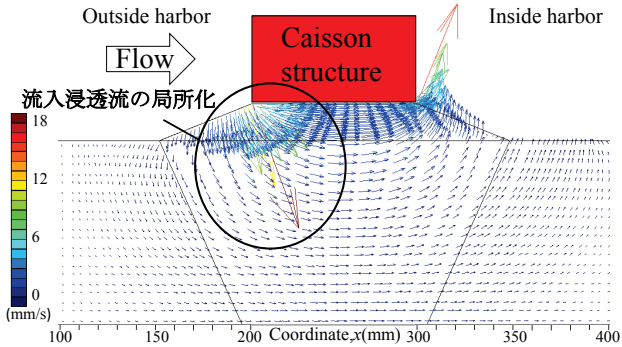
## (2) 防波堤マウンド内における浸透流とその破壊形態

ケーソンを有す実防波堤を想定して水理模型実験（図6）及び浸透流解析を実施した。マウンド内浸透流について、[1]従来想定されてきた静水状態を仮定した、水面水位差に起因する浸透流の場合と、[2]空間的な水压変化を発生要因として加えて考慮した場合の浸透挙動を浸透流解析により計算した。それらの解析結果と実験で実際に発生させたマウンドの破壊形態を照合し、水压変化を考慮した浸透流挙動及び浸透破壊形態について、模型実験における再現性





(a) [1]水面水位を地表面のピエゾ水頭として入力



(b) [2]地表面のピエゾ水頭を直接計測して入力

図 9 流速ベクトル分布 (整形されたマウンドの天端にケーソンを設置/定常状態)

がどれだけ向上したかを検討した。なお水理模型実験は、地盤が形態変化しない定常状態のケースと、形態変化する非定常状態のケースの2つを行った。まず、境界条件の入手過程での都合上洗掘発生を抑制し、定常としたケースにおいて、[1], [2]に該当する境界条件を得て、浸透流解析を行った。次に、洗掘現象を発生させるために流速を上昇させた非定常のケースを行い、前者2つの場合の解析結果と照合した。

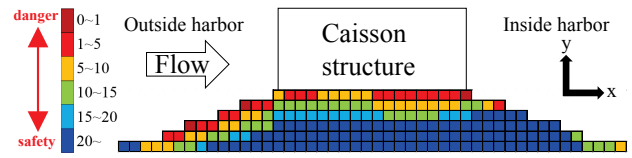
a) 2種類の境界条件による浸透流解析結果 (定常状態)

まず、流速ベクトル分布による浸透流挙動の比較を行った (図 11)。いずれの結果も港内側の法肩における浸透流速が顕著に大きかった。一方、水压変化を考慮した[2]の場合では、港外側においても法肩における浸透流速が顕著に大きかった。これは、ケーソン港外側において水压が上昇し、マウンド上部の地盤内の圧力についても静水压分布を仮定した[1]の場合よりも大きくなったためであると考えられる。また、局所的に流入した浸透流が再び局所的に排水することから、パイピングに似た浸透破壊が生じる可能性があり、法肩では従来よりもさらに厚い根固め工の措置が必要であると考えられる。

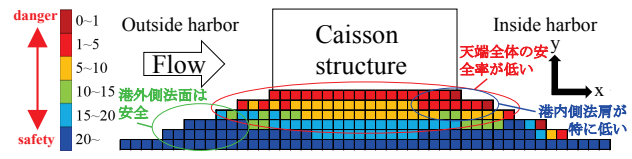
次に、浸透破壊に関する安全率による比較を行った。図 11の結果より浸透流が水平方向に流れる傾向がみられたため、水平浸透力に着目して計算した。まず、以下のダルシー則 (式(3))により局所動水勾配を算出した。

$$i' = v/k \quad (3)$$

ここで、 $i'$ : マウンド内部の局所動水勾配、 $v$ : 浸透流速を



(a) [1]水面水位を地表面のピエゾ水頭として入力



(b) [2]地表面のピエゾ水頭を直接計測して入力

図 10 水平方向の浸透力に着目した浸透破壊に関する安全率コンター (整形されたマウンドの天端にケーソンを設置/定常状態)

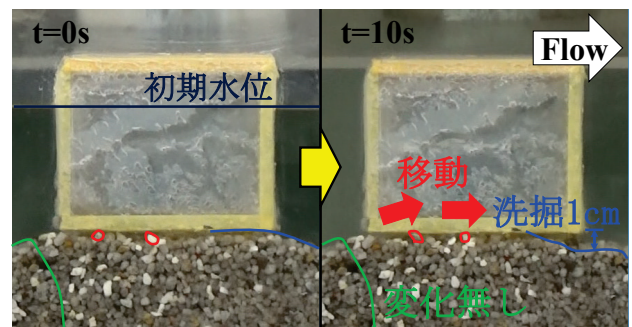


図 11 水理模型実験において実際に発生させた浸透破壊の様子 (整形されたマウンドの天端にケーソンを設置/非定常状態)

示す。マウンドを立方体のメッシュで分割し、一片に作用する水平及び鉛直方向の浸透力を次式で計算した。

$$F_x = i_x \gamma_w V_m \quad (4)$$

$$F_y = i_y \gamma_w V_m \quad (5)$$

ここで、 $F_x$ : 水平浸透力、 $F_y$ : 鉛直浸透力、 $i_x$ : 局所動水勾配  $i'$ の水平成分、 $i_y$ : 局所動水勾配  $i'$ の鉛直成分、 $\gamma_w$ : 水の単位体積重量、メッシュ一片の体積  $V_m=125\text{mm}^3$ を示す。粘着力を  $c'=0$ と仮定し、鉛直有効荷重  $W'$ を受けるメッシュ底面の水平せん断強度  $T_f$ を次式で計算した。

$$T_f = (W' - F_y) \tan \phi' \quad (6)$$

内部摩擦角を  $\phi'=30^\circ$ と仮定し、以上の計算結果を用いて、浸透破壊に関する安全率  $F_{sx}$ を次式より計算した。

$$F_{sx} = T_f / F_x \quad (7)$$

安全率コンターを図 12に示す。いずれの場合も概ね安全率が1を上回り、浸透破壊が生じない条件であることを確認した。[1]の場合では、港外側法尻からマウンド天端までの安全率が周囲より相対的に小さかった。一方[2]の場合では、マウンド天端の広範囲で安全率が小さく、特に港内側法肩付近で著しく不安定化していた。後者の[2]について図 11と併せて考察する。港外側法面では浸透流が鉛直下向きに流れる傾向があり、浸透破壊の可能性は比較的低いと考えられる。しかし、天端においては水平方向の大きな流速の浸透流が広範囲に生じるため、浸透破壊の可能性は高いと考えられる。従って、天端はケーソンの支持力低下に直接関わるため、[2]の結果はより危険性の高い結果であることがわかり、空間的な水压変化を加味する必要性が改

めて明確となった。

#### b) 水理模型実験による実際の浸透破壊（非定常状態）

実際の浸透破壊の様子を観察するため、より大きな流速で水理模型実験を行った（図13）。模擬津波の発生に伴い港外側から水位が上昇し始めると、マウンド天端において浸透破壊が生じ、港内側の法肩では実スケール換算で最大深さ約1m（縮尺1/100）の洗掘が観察できた。なお、港外側の法面では浸透破壊は観察できなかった。これらの現象は[2]の計算結果（図12(b)）と一致している。従って、従来想定されてきた浸透流の発生要因に簡易的に水圧変化を加えて考慮した浸透流解析を行うことで、浸透破壊が生じる箇所や規模を従来の手法よりも高い精度で特定することがわかった。浸透破壊に対する対策としては、マウンド天端に作用する水平浸透力を緩和する必要があるため、マウンド内に鉛直な矢板を設置する等で浸透破壊の危険性を低減できると考えられる。

#### 4. まとめ

本研究では、水理模型実験や PIV（Particle Image Velocimetry）解析および浸透流解析を用いて浸透流が防波堤のマウンド基礎の洗掘にもたらす影響について考察した。特に、津波流れが河床波や防波堤等によって抵抗を受けて生じる空間的な水圧変化に着目した。地表面のピエゾ水頭分布を計測し、それを境界条件として用いた定常解析によって、浸透流挙動の特性を定量的に評価した。実験結果および解析結果から、以下の知見を得ることができた。

- 1) 飽和水平地盤に開水路流れが作用することで地盤内において浸透現象が生じる。この浸透流について、地表面の機微な凹凸が浸透挙動の進展に影響していたことから、地表面の起伏が浸透挙動の発生・発達を大きく助長すると考えられる。この起伏が大きくなることで、より浸透挙動が生じやすくなると考えられる。
- 2) 津波が発生すると、流れが河床波や防波堤等によって抵抗を受けて生じる空間的な水圧変化に伴って、地盤内部のピエゾ水頭分布についても変化することで、地盤内部で浸透流が発生することが明らかとなった。このことから、防波堤マウンド基礎の設計計算において、水圧変化に起因する浸透流の影響を反映することで、地盤内における浸透流挙動を正確に把握することに繋がり、支持マウンドにおける洗掘現象や浸透破壊に対する安定性評価の向上が期待できると考えられる。
- 3) 港外側のマウンド上部表面から流入した浸透流は港内側の法肩付近に集中し、局所的に排水される。これは、浸透流が地盤内のピエゾ水頭差によって移動するため、最少のエネルギー損失で圧力消散に向かおうとした結果であると考えられる。この浸透流の局所化に伴ってマウンド法肩部の地盤内で大きな局所動水勾配が発生し、浸透流の発生要因が空間的な水圧変化だけの条件下であっても、洗掘現象を発生させる程度の

土粒子の浮遊作用が生じる。

- 4) 防波堤マウンド基礎が津波力を受ける際、マウンド天端付近の広範囲の地盤において大きな水平方向の浸透力が作用することで、浸透破壊が発生することがわかった。特に、港内側法肩において著しく不安定化し、最大深さ 1m 程度の洗掘を観察することができた。
- 5) 定常状態における飽和浸透流解析において、簡易的な計測装置であるストロー状の細管を用いて直接計測した、地表面のピエゾ水頭を境界条件として設定することで、空間的な水圧変化が浸透流挙動にもたらす影響を反映することができる。その解析結果を用いて、防波堤のマウンド基礎において浸透破壊が発生する箇所や規模を簡易的に、従来の解析方法よりも高い精度で特定することができる。

今後の検討としては、洗掘現象及び浸透破壊が進行する過程に着目し、本論文で新たに検討・提案した境界条件下における非定常状態での飽和浸透流解析の適用を試みる。

#### 参考文献

- 1) 岩垣雄一：限界掃流力に関する基礎的研究(I) 限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第 41 号，pp.1-21，1956.
- 2) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，pp. 29，2015.
- 3) 木村克俊，山本泰司，笹島隆彦，鶴谷広一，中川康広：1993 年北海道南西沖地震津波による奥尻港防波堤の被災原因について，土木学会論文集，第 41 巻，pp.1191-1195，1994.
- 4) 鈴木 悠真，前田 健一，松田 達也，高木 健太郎：水平流れが作用する地盤への浸透現象に伴う過剰間隙水圧の発生要因分析，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.74，No.2，pp. I\_721-I\_726，2018.
- 5) 山口敦志，前田健一，松田達也，高木健太郎：表層流れに起因する地盤の流動および間隙水圧変化に関する DEM-CFD 解析，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.73，No. 2，pp. I\_517-I\_522，2017.
- 6) 松田達也，前田健一，山口敦志，高木健太郎，鶴ヶ崎和博，宮本順司，角田紘子：PIV による水平流れに起因した土粒子・土粒子群の微視的な流動挙動解析，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.73，No.2，pp. I\_529-I\_534，2017.
- 7) 松田達也，前田健一，泉典洋，伊藤嘉，山口敦志，鶴ヶ崎和博，宮本順司：自由表面流れに起因して発生する地盤内の過剰間隙水圧に関する一考察，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 72，No. 2，pp. I\_565-I\_570，2016.
- 8) 今瀬達也，前田健一，三宅達夫，澤田豊，鶴ヶ崎和博，角田紘子，張鋒：地震および越流による地盤損傷を考慮した津波力を受ける混成堤の支持力破壊検討，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.68，No.2，pp. I\_866-I\_870，2012.
- 9) 松田達也，前田健一，三宅達夫，宮本順司，角田紘子，鶴ヶ崎和博：土粒子－土要素レベルに着目したジェット流に伴う地盤洗掘の実験的考察，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.70，No.2，pp. I\_1041-I\_1045，2014.

排気・排水／非排水条件下における不飽和シルトの体積圧縮時の水分特性に関する研究  
 (Study on soil-water characteristics of unsaturated silt during volume compression  
 under exhausted-drained/undrained conditions)

服部敦貴<sup>1</sup>, 吉川高広<sup>1</sup>, 野田利弘<sup>2</sup>, 北折陽一<sup>1</sup>, 中澤一真<sup>3</sup>

1 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 hattori.atsuki@h.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学減災連携研究センター

3 西日本旅客鉄道株式会社

## 概 要

不飽和土の水分特性の主な特徴としては、吸排水時のヒステリシス性と間隙比依存性が挙げられる。本研究では、間隙比依存性（体積圧縮時）の水分特性に注目して、まずは不飽和シルトの排気・排水／非排水条件下の三軸試験を実施した。その結果、空気圧および水圧を一定に保つ排気・排水条件（サクシオン一定条件）下において体積圧縮時の吸水挙動が、排気・非排水条件下において体積圧縮時の水圧低下（サクシオン上昇）挙動が観察された。次に、本実験の数値シミュレーションを行った結果、この一見不思議に思える力学挙動は、水分特性の間隙比依存性により説明できることを示した。

キーワード：不飽和土，水分特性，三軸試験

## 1. はじめに

近年、豪雨や地震による斜面や盛土等の不飽和地盤・土構造物の崩壊が相次いで発生し、その被災メカニズムの解明が強く求められている。不飽和土の力学挙動を把握するためには、水分特性を把握する必要がある。不飽和土の水分特性の主な特徴としては、吸排水時のヒステリシス性と間隙比依存性が挙げられる。本研究では、間隙比依存性（体積圧縮時）の水分特性に注目して、不飽和シルトの排気・排水／非排水条件の三軸試験とその数値シミュレーションを実施した。

## 2. 実験条件

### 2.1 土試料

実験に用いた土試料は非塑性シルト（DL クレー）であり、その粒径加積曲線を図 1 に示す。また、その土粒子密度は  $2.70\text{g/cm}^3$  であった。

### 2.2 実験機の概要

不飽和三軸試験機に関して、供試体下端に微細多孔質膜（Nishimura ら<sup>1</sup>）またはセラミックディスクを、上端に撥水性を持つポリフロンフィルタを用い、間隙水と間隙空気の間隙を分離し、サクシオンを制御した。本研究で与えたサクシオンは 10, 20, 30, 50kPa の 4 ケースであり、Nishimura らを参考に、10, 20, 30kPa の場合は微細多孔質膜を、50kPa

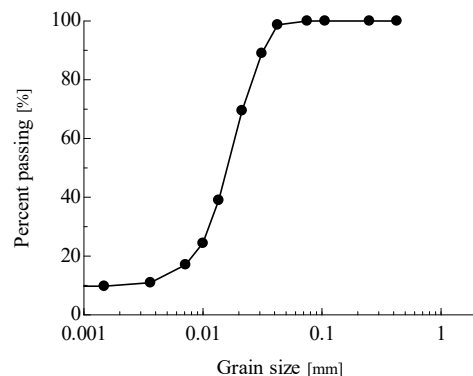


図 1 粒径加積曲線

の場合は AEV が 50kPa 以上のセラミックディスクを用いて実験を行った。また体積変化は、二重セルシステムを用いて、内セルの水位変化から算出した。

### 2.3 実験手順

小高ら<sup>2,3)</sup>の実験手順を参照して、次の通りに実験を行った。(i) 含水比 20% になるように調整した土試料をモールド内で静的に締固めて、間隙比 1.18、飽和度 46% の円筒供試体（直径 50mm、高さ 100mm）を作製する。(ii) 円筒供試体を三軸試験機に設置し、排気・非排水条件下でセル圧を 20kPa まで上昇させる。(iii) セル圧と空気圧をそれぞれ 270kPa, 250kPa まで同時に上昇させた後、所定のサクシオン（本稿では 10, 20, 30, 50kPa の 4 ケース）を与える。(iv) 排気条件でセル圧を上昇させて基底応力 200kPa で等

方圧密する。(v) 排気条件で軸ひずみ速度 0.05%/min で三軸圧縮試験を行う。ここで、(iv)および(v)の過程では、排水条件および非排水条件の2つの条件下で実施する。つまり、(iii)のサクシオン 4 ケースのそれぞれに対して、(iv)以降は排水条件および非排水条件の2種類となる合計8ケースの実験を行った。本稿では、(iv)と(v)の実験結果について示す。なお、(iii)の過程のサクシオンの値 (10, 20, 30, 50kPa) を用いて実験ケースを呼称する。

### 3. 実験結果

#### 3.1 等方圧密過程

図 2 と図 3 は、それぞれ排水条件と非排水条件の実験結果を示す。体積ひずみ-時間関係より、排水・非排水条件に関わらず、サクシオンが小さいほど体積圧縮量が大きい

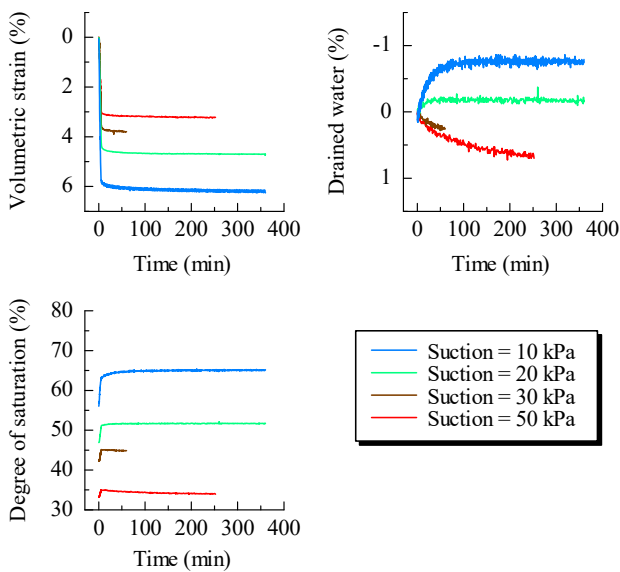


図 2 等方圧密過程 (排水条件) の実験結果

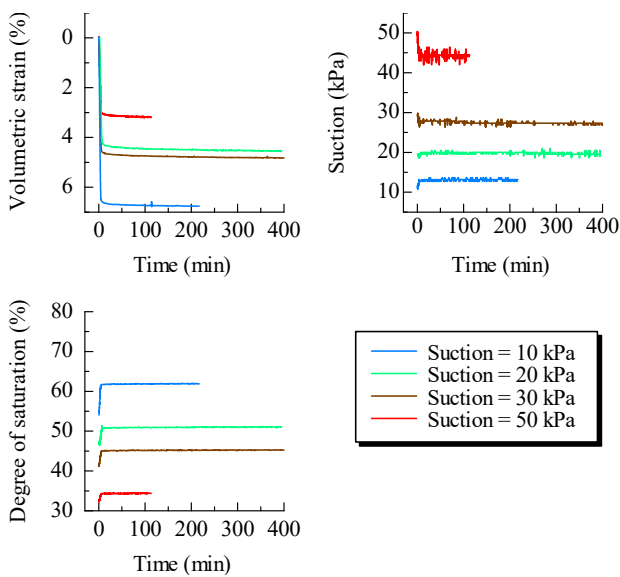


図 3 等方圧密過程 (非排水条件) の実験結果

いことがわかる。また、排水条件の場合は、吸排水量-時間関係より、サクシオン 10, 20kPa のときに、サクシオン一定条件にも拘らず、体積圧縮時に吸水し、非排水条件の場合は、体積圧縮時に水圧が低下してサクシオンが上昇している点は興味深い。不飽和土特有の吸水コラプス挙動は、サクシオン低下時の吸水圧縮であり、サクシオン一定時の吸水圧縮挙動とは異なる。一方で、サクシオン 30, 50kPa のときは、排水条件の場合は、体積圧縮時に排水し、非排水条件の場合は、水圧が上昇してサクシオンが低下している。さらに、飽和度-時間関係より、全ケースにおいて飽和度が上昇し、その飽和度上昇量は、体積圧縮量が大きいサクシオンが小さいケースほど大きいことがわかる。

#### 3.2 三軸圧縮過程

図 4 と図 5 は、それぞれ排水条件と非排水条件の実験結果を示す。まず、軸差応力-軸ひずみ関係、骨格応力経路および体積ひずみ-軸ひずみ関係より、排水条件・非排水条件およびサクシオンの大きさに関わらず、全てのケースでほぼ同じ挙動を示している。これは、排気条件下で側圧一定の三軸圧縮を行ったため、どのケースにおいても骨格応力経路はほぼ 1:3 の直線を示し、大きな違いが生じなかったと考える。また、等方圧密過程と同様に、サクシオン 10, 20kPa のときに、排水条件の場合は吸排水量-軸ひずみ関係より、サクシオン一定条件下で体積圧縮時に吸水し、非排水条件の場合はサクシオン-軸ひずみ関係より、体積圧縮時に水圧が低下してサクシオンが上昇している

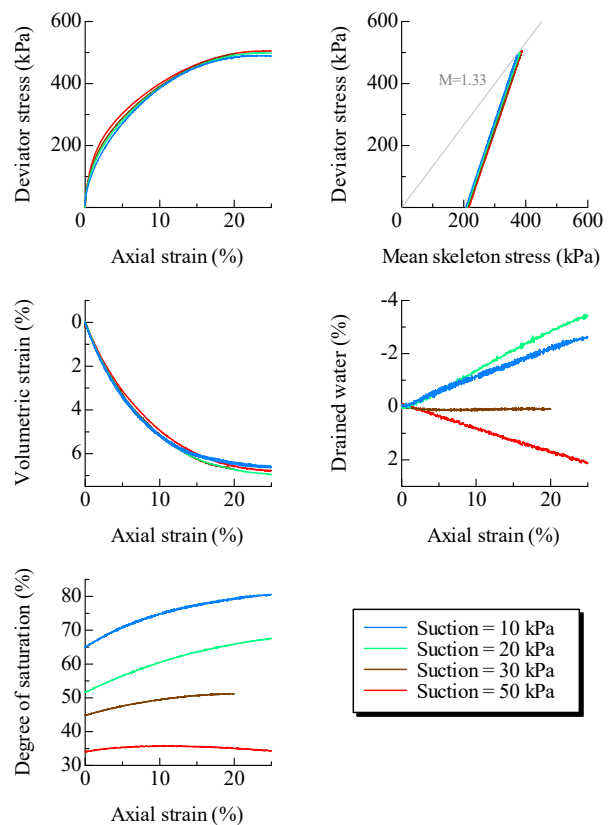


図 4 三軸圧縮過程 (排水条件) の実験結果

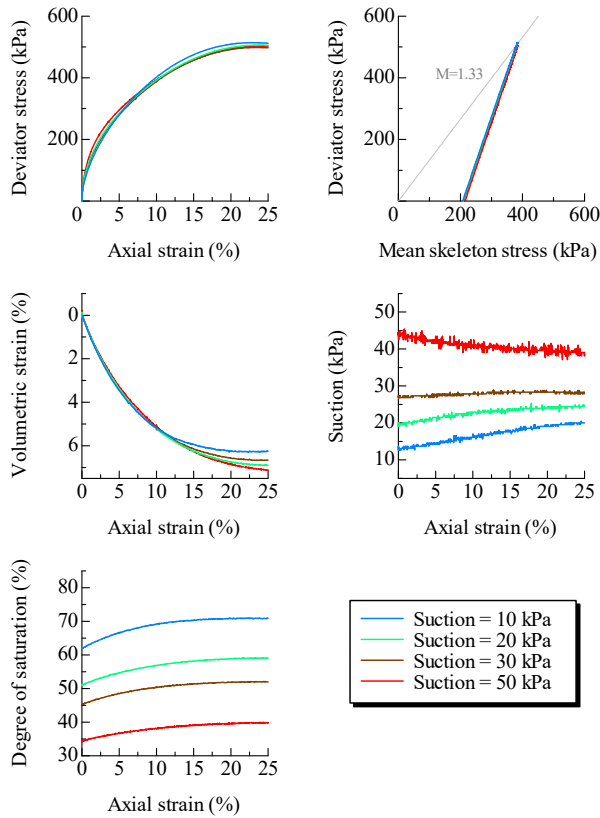


図5 三軸圧縮過程（非排水条件）の実験結果

点は興味深い。一方で、サクシオン 30, 50kPa のときは、排水条件の場合は体積圧縮時に排水し、非排水条件の場合は水圧が上昇してサクシオンが低下している。さらに、飽和度一軸ひずみ関係より、全ケースにおいて飽和度が上昇し、その飽和度上昇量は、サクシオンが小さいケースほど大きいことがわかる。

## 4. 計算結果

### 4.1 計算手法の概要

本稿では一様変形場を仮定して、前述の三軸試験の数値シミュレーションを実施し、構成式と水分特性式の応答を出力した。土骨格の弾塑性構成式は、SYS Cam-clay model<sup>4)</sup> に対して、京川ら<sup>5)</sup>・Zhang & Ikariya<sup>6)</sup>を参考に、正規圧密線の切片  $N$  と限界状態線の切片  $\Gamma$  が飽和度に応じて変化する手法を導入し<sup>7)</sup>、応力の式には骨格応力<sup>8)</sup>を用いた。

水分特性式には、Gallipoli ら<sup>9)</sup>の間隙比依存性モデルを用いた。これは、次式に示すように、van Genuchten<sup>10)</sup>モデルの材料パラメータ  $\alpha$  を間隙比の関数にするモデルである。

$$S_e = \left\{ 1 + (\alpha e^w p^s)^{n'} \right\}^{-m'}, \quad m' = 1 - 1/n' \quad (1)$$

ここに、

$$s^w = s_{\min}^w + S_e (s_{\max}^w - s_{\min}^w) \quad (2)$$

である。 $S_e$  は有効飽和度、 $e$  は間隙比、 $p^s$  はサクシオン、 $s^w$  は飽和度、 $s_{\max}^w$  は最大飽和度、 $s_{\min}^w$  は最小飽和度、 $\alpha$ 、 $w$ 、 $n'$ 、 $m'$  は水分特性に関する材料パラメータである。

Gallipoli らのモデル導入により、van Genuchten モデルから新たに増えるパラメータは、 $\psi$  のみである。式(1)より、サクシオン  $p^s$  が同じであっても、間隙比  $e$  が小さいほど飽和度が大きいことを表現可能である。さらに、対象とする実験において、初期のサクシオン 20kPa から、サクシオンを低下させて吸水させる場合 ( $p^s = 10\text{kPa}$ ) と、サクシオンを上昇させて排水させる場合 ( $p^s = 30, 50\text{kPa}$ ) の両方があるため、本稿では、水分特性モデルの吸排水時のヒステリシスを菊本ら<sup>11)</sup>に倣って導入した。

### 4.2 計算条件

表 1 は土骨格の構成式に関する材料定数と初期値を、表 2 は水分特性に関する材料定数と初期値およびその他の物性値を示す。実験の全 8 ケースで共通である 2.3 節で示した手順(ii)の排気・非排水条件下でセル圧を 20kPa 与え終わったときを初期状態として、その後の背圧上昇過程、サクシオン変化過程、等方圧密過程、三軸圧縮過程のシミュレーションを、一組の材料定数と初期値を用いて行った。

表 1 土骨格の構成式に関する材料定数と初期値

弾塑性パラメータ		
$S_e^1 = 1$ における限界状態線の $p' = 98.1\text{kPa}$ , $q = 0\text{kPa}$ のときの比体積	$\Gamma$	1.965
$S_e^1 = 0$ における限界状態線の $p' = 98.1\text{kPa}$ , $q = 0\text{kPa}$ のときの比体積	$\Gamma_r$	2.09
限界状態定数	$M$	1.33
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.05
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.01
ポアソン比	$\nu$	0.3
発展則パラメータ		
正規圧密土化指数	$m$	1.3
構造劣化指数	$a$	1.0
構造劣化指数	$b$	1.0
構造劣化指数	$c$	1.0
構造劣化指数	$c_s$	0.8
回転硬化指数	$b_r$	0.0
回転硬化限界定数	$m_b$	-
初期値		
初期構造の程度	$1/R_0^*$	5.0
初期過圧密の程度	$1/R_0$	1.7
初期間隙比	$e_0$	1.16
初期応力比	$\eta_0$	0.0
初期異方性の程度	$\zeta_0$	0.0

表 2 水分特性に関する材料定数と初期値およびその他の物性値

水分特性曲線		
最大飽和度 %	$s_{\max}^w$	0.84
最小飽和度 %	$s_{\min}^w$	0.08
van Genuchten パラメータ (排水時) $\text{kPa}^{-1}$	$\alpha_d$	0.023
van Genuchten パラメータ (吸水時) $\text{kPa}^{-1}$	$\alpha_w$	0.065
van Genuchten パラメータ ( $m' = 1 - 1/n'$ )	$n'$	2.5
ヒステリシスパラメータ	$\xi$	50.0
初期飽和度 $\text{kPa}$	$s_0^w$	47.0
初期サクシオン $\text{kPa}$	$p^s$	20.0
その他の物性値		
土粒子密度 $\text{g/cm}^3$	$\rho^s$	2.70
水の体積弾性係数 $\text{kPa}$	$K_w$	$2.19 \times 10^6$
空気気体定数 $\text{m}^2/\text{s}^2/\text{K}$	$\bar{R}$	287.04
絶対温度 $\text{K}$	$\Theta$	293.15



### 4.3 等方圧密過程の計算結果

図 6 と図 7 は、それぞれ排水条件と非排水条件の計算結果を示す。計算開始時と終了時の点を直線で繋いだ図で示した。まず、体積ひずみの計算結果より、実験結果と同様に、排水条件と非排水条件の両方において、サクシオンが小さいほど体積圧縮量が大きい挙動を表現できている。次に、飽和度の計算結果より、Gallipoli らの間隙比依存性の水分特性モデルを用いているため、排気・排水（サクシオン一定）条件下であっても、体積圧縮（間隙比低下）に伴い飽和度上昇する挙動を表現可能である。非排水条件の場合も、実験と同様の飽和度変化を表現できている。ただし、サクシオン 10kPa の計算結果では、等方圧密開始時（サクシオン変化過程終了時）の飽和度が、実験結果に比べて高かった。しかし、飽和度の変化量で見ると、全てのサクシオンの場合において実験結果をよく表現できている。次に、排水条件の吸排水量に注目する。なお、 $es^w = wG_s$  ( $w$ : 含水比、 $G_s$ : 土粒子の比重) の関係があるため、体積ひずみ ( $e$ ) と飽和度 ( $s^w$ ) より、吸排水量 ( $w$ ) は自動的に計算される。サクシオン 10kPa のときの計算結果を見ると、実験結果と同様に、サクシオン一定条件にも拘らず、体積圧縮時に吸水する挙動を再現できている。間隙比依存性の水分特性モデルにより、体積圧縮（間隙比低下）に伴う飽和度上昇挙動として説明されることがわかる。つまり、サクシオン 10kPa のときは、体積圧縮時に吸水するほどに飽和度が上昇する水分特性であったと言える。これに対応して、非排水条件では水圧が低下してサクシオンが上昇している。一方で、サクシオン 30、50kPa のときは、サクシオン 10kPa のときほどは飽和度が上昇せず、排水条件では体積圧縮時に排水し、非排水条件では水圧が上昇してサクシオンが低下している。

### 4.4 三軸圧縮過程の計算結果

図 8 と図 9 は、それぞれ排水条件と非排水条件の計算結果を示す。まず、軸差応力-軸ひずみ関係、骨格応力経

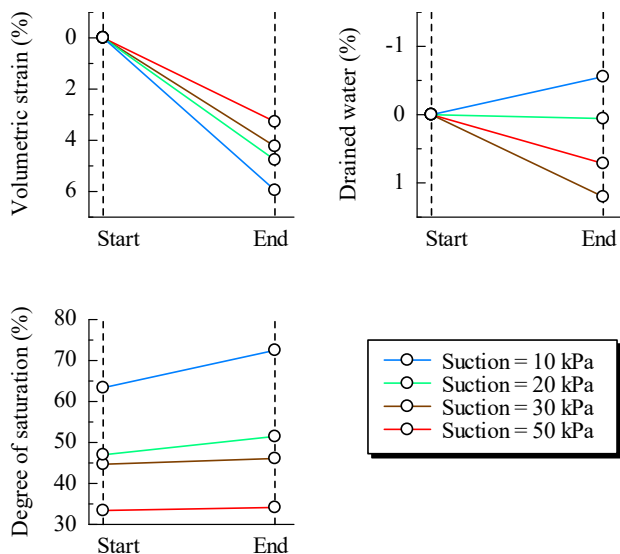


図 6 等方圧密過程（排水条件）の計算結果

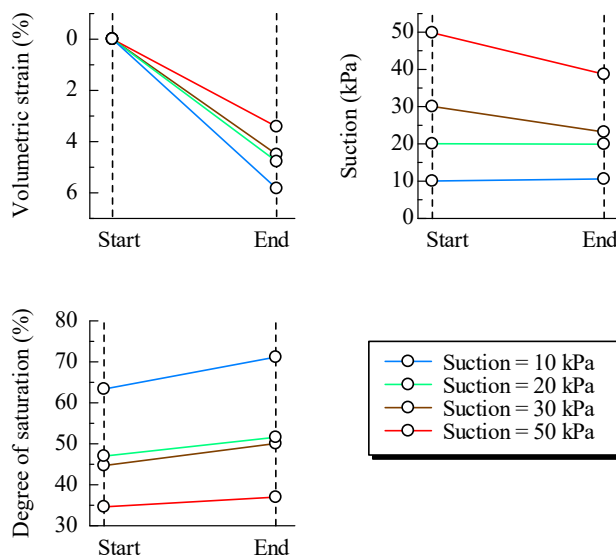


図 7 等方圧密過程（非排水条件）の計算結果

路および体積ひずみ-軸ひずみ関係の計算結果は、実験結果との整合性が高い。飽和度-軸ひずみ関係を見ると、全てのケースで飽和度が上昇する様子を表現できている。また、実験結果と同様に、サクシオン 20kPa のときに、排水条件の場合は吸排水量-軸ひずみ関係より、サクシオン一定条件下で体積圧縮時に吸水し、非排水条件の場合はサクシオン-軸ひずみ関係より、体積圧縮時に水圧が低下してサクシオンが上昇している。この挙動は、前述の通り、間隙比依存性の水分特性モデルにより、体積圧縮（間隙比低下）に伴う飽和度上昇挙動として説明可能である。一方で、サクシオン 30、50kPa のときは、排水条件の場合は体積圧縮時に排水し、非排水条件の場合は水圧が上昇してサクシオンが低下している。しかし、サクシオン 10kPa のときは、排水条件下の吸水挙動や非排水条件下のサクシオン上昇挙動を表現できなかった。その原因として、三軸圧縮過程前までの、特にサクシオン変化過程の飽和度変化を再現できていないためだと考えられる。今後、パラメータや水分特性モデルの再検討を行っていく必要がある。

## 5. おわりに

本論文では、排気・排水/非排水条件下における不飽和シルトの力学挙動、特に体積圧縮時の水分特性に着目した。実験では、空気圧および水圧を一定に保つ排気・排水条件（サクシオン一定条件）下において体積圧縮時の吸水挙動が、排気・非排水条件下において体積圧縮時の水圧低下（サクシオン上昇）挙動が観察された。計算では、この挙動を、間隙比依存性の水分特性モデルにより、体積圧縮（間隙比低下）に伴う飽和度上昇挙動として説明されることを示した。しかし、一組の材料定数と初期値を用いて実験の一連過程をシミュレートしたが、三軸圧縮過程のサクシオン 10kPa の挙動を表現できていないなどの課題もあり、今後はパラメータの再検討や水分特性モデルの改良を行っていきたい。

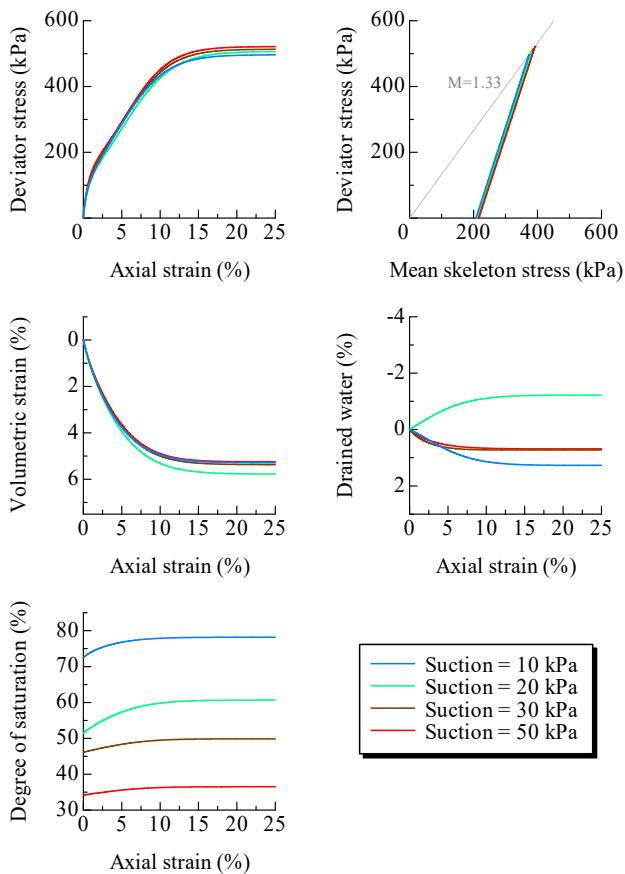


図 8 三軸圧縮過程（排水条件）の計算結果

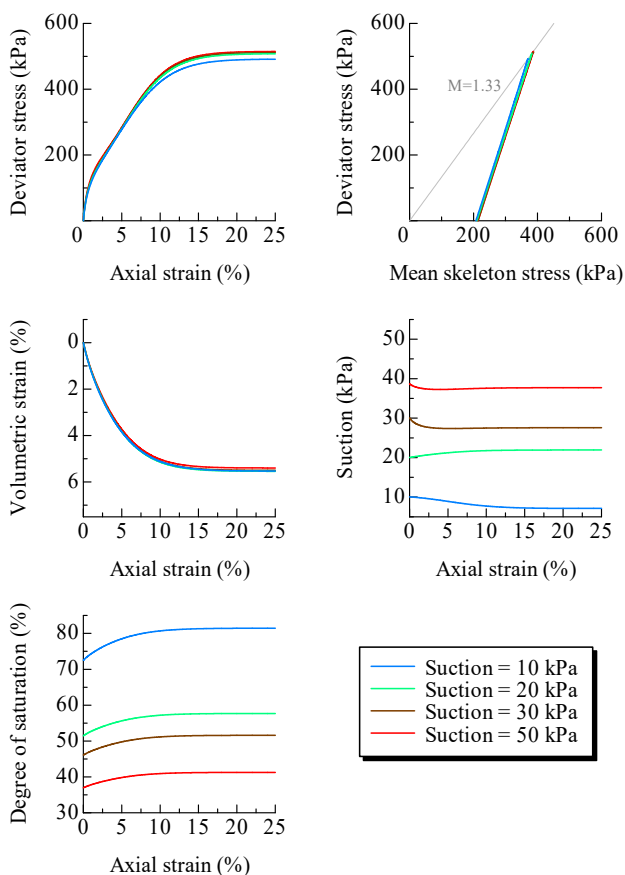


図 9 三軸圧縮過程（非排水条件）の計算結果

また、本稿では飽和度～サクシオン関係に吸排水時のヒステリシスを考慮した。著者らの研究グループでは、封入空気を考慮することで、飽和度～サクシオン関係のヒステリシスを表現できることも示しており<sup>12)13)14)15)</sup>、今後はその手法を用いた数値シミュレーションも実施していく予定である。なお、サクシオン一定条件下の吸水圧縮挙動や排気・非排水条件下の水圧低下（サクシオン上昇）挙動は、ヒステリシスの考慮だけでは表現できず、間隙比依存性の水分特性モデルが必要である。

## 謝辞

JSPS 科研費 17H01289 と 17K14720 の助成を受けた。ここに、謝意を表します

## 参考文献

- 1) Nishimura, T., Koseki, J., Fredlund, D.G. and Rahardjo, H.: Microporous membrane technology for measurement of soil-water characteristic curve, *Geotechnical Testing Journal, the American Society for Testing and Materials*, 35(1), 201-208, 2012.
- 2) 小高猛司, 鈴木宏尚, 岡二三生: 排気・排水条件を制御した不飽和シルトの三軸圧縮試験, 第18回中部地盤工学シンポジウム, 地盤工学会中部支部, 6, 2006.
- 3) Oka, F., Kodaka, T., Suzuki, H., Kim, Y.-S., Nishimatsu, N. and Kimoto, S.: Experimental study on the behavior of unsaturated compacted silt under triaxial compression. *Soils and Foundations*, 50(1), 27-44, 2010.
- 4) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils. *Soils and Foundations*, 42(5), 47-57, 2002.
- 5) 京川裕之, 菊本統, 中井照夫, Hossain Md. Shahin: サクシオン・飽和度・密度を統一的に考慮できる不飽和土の弾塑性モデル, *応用力学論文集*, 12, 331-342, 2009.
- 6) Zhang, F. and Ikariya, T.: A new model for unsaturated soil using skeleton stress and degree of saturation as state variables, *Soils and Foundations*, 51(1), 67-81, 2011.
- 7) 吉川高広, 野田利弘: 不飽和土の排気・排水三軸圧縮シミュレーションを通じた水分特性モデルにおける間隙比依存性考慮の必要性, 第22回計算工学講演会, F-04-5 (CD-ROM), 2017.
- 8) Jommi, C.: Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils, *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils* (eds. by Tarantino, A. and Mancuso, C.), Balkema, 139-153, 2000.
- 9) Gallipoli, D., Wheeler, S.J. and Karstunen, M.: Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil, *Géotechnique*, 53(1), 105-112, 2003.
- 10) van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898, 1980.
- 11) 菊本統, 京川裕之, 中井照夫: サクシオン履歴・間隙比・温度の影響を考慮した水分特性曲線モデル, *応用力学論文集*, 12, 343-352, 2009.
- 12) 野田利弘, 吉川高広, 西垣隆士: 新たに定義する有効飽和度に基づく不飽和土の有限変形解析手法の提案, 第53回地盤工学研究発表会, pp. 725-726, 2018.
- 13) 吉川高広, 野田利弘, 西垣隆士: 封入空気を考慮可能な不飽和土の有限変形解析手法の妥当性確認, 第53回地盤工学研究発表会, pp. 727-728, 2018.



- 14) 吉川高広, 野田利弘, 西垣隆士: 新たに定義する有効飽和度に基づく不飽和土の有限変形解析手法の開発と検証, 第30回中部地盤工学シンポジウム, pp. 13-18, 2018.
- 15) 吉川高広, 野田利弘, 中澤一眞: 繰返し吸排水履歴に関する不飽

和シルト三軸試験と封入空気を考慮した水分特性モデルを用いた数値シミュレーション, 第31回中部地盤工学シンポジウム, 2019.

空洞発生及び進展条件と空洞上地盤の耐力に着目した陥没発生の危険度評価  
(Risk assessment of depression occurrence based on cavity generation and development condition and strength of cavity ground)

平子ともみ<sup>1</sup>, 河田真弥<sup>2</sup>, 前田健一<sup>3</sup>

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 31415073@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻

3 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

### 概 要

全国各地で地下空洞を起因とした陥没災害が多発しており、今後地下インフラの老朽化によってその数は増加すると予想される。本研究では、地下水位と粒度分布の違いによる地下空洞形成への影響を明らかにするため、モデル実験を行った。加えて、空洞形成後の陥没発生挙動について、空洞形状や空洞上の地盤条件に着目し土槽実験を行った。その結果、土砂が流出する条件として欠損の大きさと平均粒径の値が挙げられ、空洞が発達する条件としてある一定以上の地下水位が挙げられることが判明した。また、空洞形状、大きさ、空洞上地盤の条件によって空洞上地盤の耐力が大きく異なることが明らかになった。これらの実験結果より、地下水位を含めた地盤条件と空洞耐力に着目した地下空洞の危険度評価と陥没発生フローの提案を行った。これを用いて、探査により発見された地下空洞の補修優先度を決定することで、陥没の予防保全が可能となる。

キーワード：空洞，陥没，地下水位，粒度分布

## 1. はじめに

都市部をはじめとする全国各地で、下水管の損傷を起因とする陥没災害は年間約3,300件発生しており、今後下水管の老朽化によってその発生件数は増加すると予測されている。空洞探査や陥没発生箇所からは、陥没災害の原因となる空洞が埋設管周辺に存在していることが報告されており、既往の実験結果<sup>1)</sup>から、地下水位の高さや、下水管の欠損の位置が空洞進展に大きな影響を及ぼすことが確認されている。さらに、形成された空洞上地盤について、空洞形状や地盤条件によってその耐力が大きく異なる<sup>2)</sup>ことが明らかになっている。このように、既往の研究により陥没発生のメカニズムは判明しているが、発生危険度については言及されていない。

そこで、本研究では陥没災害を予測し未然に防止することを目的として、過去5年分の実験データをもとに陥没発生の指標作成と危険度評価フローの提案を行った。

## 2. 空洞進展実験

### 2.1 実験概要

図1に使用土槽の概略図、表1に各土槽の寸法を示す。土槽底面部に下水管を模擬したアクリルパイプを設置し、欠損が生じた管渠周辺地盤を再現した。実験に使用した土

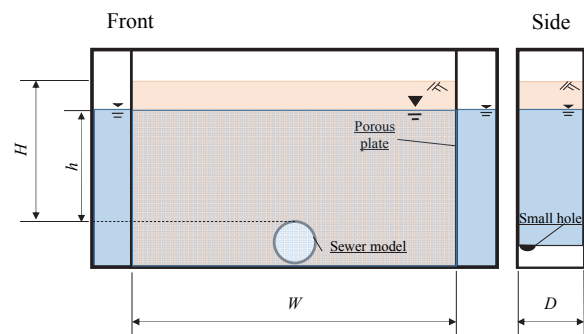


図1 使用土槽の概略図

表1 各土槽の寸法

土槽名	T1	T2	T3
$H$ (mm)	500	800	600
$W$ (mm)	500	1600	1200
$D$ (mm)	250	500	250
$h$ (mm)	100~500	600~800	100~600
欠損形状	円	スリット	円
欠損径 $d$ (mm)	5	5,15,30,50	30,40,50
使用試料	混合硅砂, 豊浦砂, 山砂	山砂, 礫等	山砂

槽は3種類あり、それぞれの土槽寸法、実験条件は表1に示すとおりである。T1, T2 土槽においては水位  $h$  を一定として実験を実施し, T3 土槽において図2に示すように段階的に上昇させた。図3に各土槽で用いた粒度分布を示す。

## 2.2 実験結果及び考察

### 2.2.1 T1 土槽を用いた実験についての結果と考察

図4に実験終了時の土槽の様子, 表2にT1土槽を用いた実験結果を元に管上水位  $h$  と  $d/D_{50}$  ( $d$ : 欠損径,  $D_{50}$ : 平均粒径) ごとの土の流出量を示した。また, 図5に  $d/D_{50}$  の概念図を示す。表2より,  $d/D_{50}$  の値が大きい順に, 豊浦砂, 珪砂2号と珪砂7号を重量比3:7で混合した(以下S3:7と示す)ケースにおいて流出が多かった。対照的に,  $d/D_{50}$  が最も小さいケースであるS4:6においては土粒子の流出は見られなかった。また, S6:4を用いたケースにおいては, 地下水位によって空洞の進展の有無に大きな差があった。この要因としては, 水位が高いケースほど水頭が高くなり, 管周辺に流速が集中するため, 目詰まりが生じなかったケースにおいて土粒子が流出したと考えられる。これらの結果から,  $d/D_{50}=5\sim 25$  までの空洞の形成の閾値, 管上水位  $h=200\text{mm}\sim 300\text{mm}$  が空洞の進展の閾値である可能性があることが判明した。

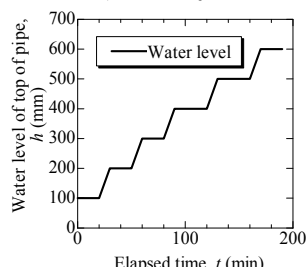


図2 T3土槽における水位条件

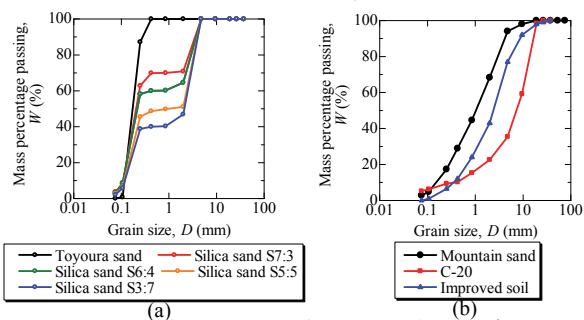


図3 (a)T1土槽, (b)T2, 3土槽で用いた試料の粒度

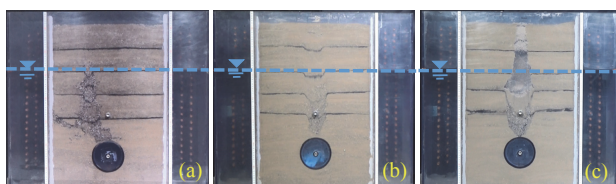


図4 (a)S4:6, (b)S5:5, (c)S7:3を用いた実験結果

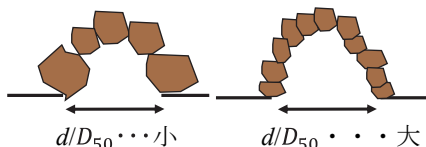


図5  $d/D_{50}$  の概念図

### 2.2.1 T2 土槽を用いた実験についての結果と考察

T1 土槽で判明した土粒子の流出条件を確認するためにさらに規模の大きな T2 土槽を用い実験を行なった。表3に T2 土槽を用いた実験結果を元に管上水位  $h$  と  $d/D_{50}$  ( $d$ : スリット幅,  $D_{50}$ : 平均粒径) ごとの土の流出量を示した。この結果,  $d/D_{50}$  が 25 以下のケースにおいては水位を地表面まで上昇させても空洞は形成されなかったが, 23 以上では土粒子の流出が見られた。これより  $d/D_{50} \geq 25$  が流出量の条件として考えられることが判明した。この表においても,  $d/D_{50} \geq 25$  において空洞が形成されたことが確認できる。図5に示した土粒子が構成するアーチの概念図より, 欠損径に対する土粒子の個数が増えると, 欠損付近で土粒子によって形成されるアーチの耐力が減少し, 土粒子の流出が容易になると考えられる。これらの結果より,  $d/D_{50} \geq 25$  であることが土粒子流出・空洞形成における要因の1つであると考えられる。

### 2.2.2 T3 土槽を用いた実験についての結果と考察

図6に T3 土槽を用いた実験での土の流出量を示す。水位を段階的に上昇させたこの実験において水位 200mm 以下ではどのケースにおいても土粒子の流出は少なかった

表2 T1土槽の実験結果

		水位 $h$ (mm)				
		100	200	300	400	500
$d/D_{50}$	2.03	-	-	278.2	-	28.7
	5.20	-	-	324.8	-	2476.4
	26.26	175.1	382.8	757.6	1660.9	2008.4
	27.78	-	-	1787.1	-	-
	31.84	-	-	46450.0	-	-

表3 T2土槽の実験結果

		水位 $h$ (mm)		
		400	600	800
$d/D_{50}$	4.12	616	-	-
	6.89	1911	-	-
	7.67	-	121	-
	15.34	-	30	-
	20.92	-	-	81
	23.01	-	606	-
	46.01	2103	165337	353835
	76.69	-	33706	133836

空洞形成されず  
目詰まり発生  
空洞形成

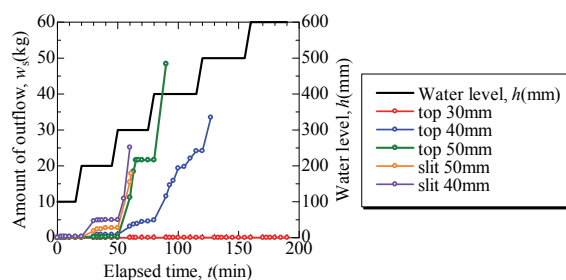


図6 T3土槽の実験結果

が、水位が 200mm から 300mm に上昇する際に土粒子流出量が急激に増加していることが確認できる。水位の上昇により、欠損付近における流速が増大したことで、土粒子で形成されるアーチが崩壊し、土粒子流出につながったと考えられる。これより、水位が管上 200mm を超えると水位 200mm 以上であることが空洞形成における要因の 1 つと言える。

### 3. 空洞耐力実験

#### 3.1 実験概要

地下空洞が形成された後の空洞上地盤の危険度を評価するため、小型土槽を用いて地盤条件と空洞条件を変化させ空洞耐力を測定した。図 7 に実験土槽の概要図、図 8 に用いた試料の粒度分布を示す。土槽は幅 500mm×高さ 300mm×奥行き 100mm を持ち、土槽下部の中央には縦横比( $a/b$ )で成形した木枠を設置して、供試体作成後にこれを取り外すことで所定の空洞を成型した。供試体は、試料を相対密度 70%で層厚  $t$  (mm)まで締固めて作成した。

#### 3.2 実験結果及び考察

##### 3.2.1 飽和度と層厚変化による耐力への影響

試料に豊浦砂、珪砂 4 号、6 号、8 号を用いて空洞形状は  $a=50\text{mm}$ ,  $b=50\text{mm}$  の一定の条件で実験を行った。図 9 に実験結果、表 4 に各試料の最適含水比と対応する飽和度を示す。図 9 (a)より、各試料の最適含水比付近において最大強度を示し、飽和度の上昇・下降によって耐力が減少していることが分かる。低飽和度領域において耐力の減少幅が小さいが、このような現象を示した要因として、低飽和度領域においてはサクションによる影響で、見かけの粘着力が大きくなったことが考えられる。また、各試料の最適含水比となる飽和度から 20%の範囲を超えると耐力が 2 分の 1 まで低下するため、空洞上地盤の危険性を評価するにあたり重要な指標となる。また、試料による耐力の違いも顕著であり、珪砂 8 号を用いたケースではその他の試料を用いたケースより 2 倍以上耐力が大きくなることが明らかになった。逆に、珪砂 4 号は飽和度に関わらず耐力がかなり小さい。

図 9(b)からも、試料によって耐力がかなり変化し、粒径幅の狭い土においては細粒分が多いほど耐力が大きいことがわかる。また、層厚の増加に伴い耐力も増加し、細粒分が多いほど曲線の立ち上がりも顕著である。ここで、 $t/(t+a)$ を層厚比と定義すると、 $t=25\text{mm}$  においてどの試料も耐力をほぼ持たないことから、今回の条件下では  $t/(t+a)<0.33$  の範囲は危険度が高いといえる。

##### 3.2.2 空洞形状による耐力への影響

図 10 に異なる空洞形状における層厚と空洞耐力の関係を示す。縦軸について、空洞耐力  $q$  を大気圧  $P$  で正規化した。これらは全て試料に山砂を用い、相対密度 70%、飽和度  $S=58.9\%$ の条件で空洞形状のみを変化させた。図 10 より、空洞上部地盤が厚くなるほど空洞耐力は増加する傾向にあることがわかる。さらに、空洞形状に着目すると空洞

の縦横比  $a/b$  の値が大きく空洞形状が縦長であるケースほど耐力が大きく、 $a/b$  が一定の場合は空洞面積が小さいほど耐力が大きい。 $a/b$  が大きく空洞形状が縦長の場合、地盤上部より載荷された荷重による鉛直応力が空洞の側面に沿って分散することで、より大きな荷重にまで耐えたと考えられる。これより、空洞上部地盤の陥没発生危険度を推定するには、空洞形状も考慮に入れる必要があるといえる。特に、 $a/b<1$  で空洞形状が横に扁平なものは危険度が高いと考えられる。

図 11 に、異なる空洞形状で行った実験について、層厚比と空洞耐力の関係を示す。図 11 より、すべての空洞形状において、 $0.7<t/(t+a)$ においては耐力が極端に大きくなっているものが多いことが分かる。このとき層厚  $t$  は空洞高さ  $a$  の約 2.3 倍以上であり、空洞高さに対して層厚がある程度確保されていれば空洞形状の影響を受けず耐力が保たれると予想される。これより、層厚比は空洞上地盤の陥没発生危険度を評価するうえで重要な指標であるといえる。

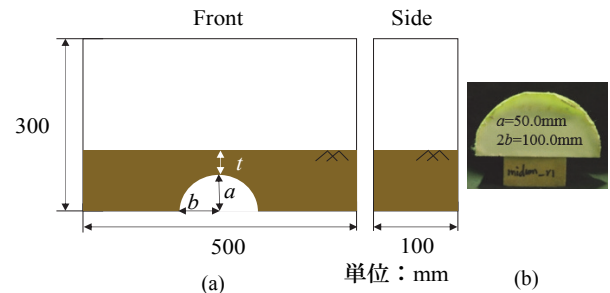


図 7 (a)空洞耐力実験機, (b)空洞作成用木枠の概要図

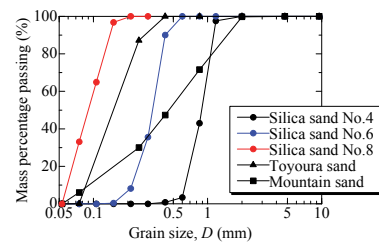


図 8 用いた試料の粒度分布

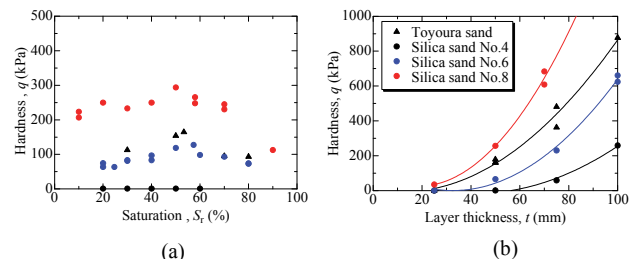


図 9 (a)飽和度と耐力の関係, (b)層厚と耐力の関係

表 4 各試料の最適含水比と対応する飽和度

	最適含水比 $w_{opt}(\%)$	飽和度 $S_t(\%)$
豊浦砂	14.0	53.34
珪砂 4 号	12.0	40.85
珪砂 6 号	17.0	57.64
珪砂 8 号	17.9	57.95

#### 4. 陥没発生危険度評価フローの提案

地盤の陥没に至るには、地盤内に空洞が形成される過程と空洞上地盤の耐力が低下し地盤が崩壊する過程を経る。よって、これらの過程をそれぞれ空洞形成過程、陥没発生過程と定義し、各過程について実験結果から得られた指標を用いてフローを作成した。図 12 に陥没発生の危険度評価フローを示す。

##### 4.1 空洞形成過程

空洞形成過程においては、欠損径または幅  $d$ 、平均粒径  $D_{50}$ 、水位  $h$  を用いて危険度 1, 2 に分類した。欠損径または幅  $d$  に対する平均粒径  $D_{50}$  より  $d/D_{50}=25$ 、水位  $h$  より、 $h=200\text{mm}$  を閾値として設定した。

##### 4.2 陥没発生過程

陥没発生過程においては、層厚比、空洞形状、飽和度、地盤材料の項目を用いて危険度 3, 4, 5 に分類した。層厚比  $t/(t+a)$  より  $t/(t+a)=0.7$ 、空洞形状  $a/b$  より  $a/b=1$ 、飽和度  $S_r$  より  $\pm 20\%$  を閾値として設定し、地盤材料については砂質土、粘性土で場合分けを行った。

#### 5. まとめ

本研究では、空洞の発生及び進展条件と空洞上地盤の耐力に着目して陥没発生の危険度評価を行った。その結果、以下のことが分かった。

- 1) 欠損径または幅に対する土粒子の個数がある一定の値を超えると土粒子で構成されたアーチが崩壊し、空洞が形成される。また、空洞発生の閾値として  $d/D_{50} \geq 25$  が挙げられる。
- 2) 地下水位がある一定の値を超えると、欠損部における流速の増加によって、地下空洞は急激に進展する。アーチが崩壊し空洞が進展する閾値として管上 200mm 以上が挙げられ、地下水位がそれ以上になる可能性のある地域は重点的な調査が必要である。
- 3) 空洞形成後は空洞上の地盤特性によって陥没発生の危険度が異なり、空洞上地盤が最適含水比となる飽和度で最も高い耐力を有する。また、耐力は飽和度の上昇・下降によって減少するため、空洞形成後においては、空洞上部地盤の飽和度を把握することが重要である。
- 4) 空洞耐力は空洞上地盤の材料にも依存し、粒形幅の狭い地盤材料においては粒形が小さいほど耐力は大きい。また、粒径の大きい地盤材料を用いた場合は飽和度の変化によらず耐力が小さい。
- 5) 空洞上部の耐力は、層厚の増加に伴って増加する。空洞面積が一定の場合、空洞幅が長く横に扁平な形状を持つ空洞ほど耐力は低く、空洞高さが大きく縦に扁平な形状の空洞ほど耐力が高い。そのため、実際の現場においても横に広がった空洞が発見された場合、優先的に補修を行うべきであると

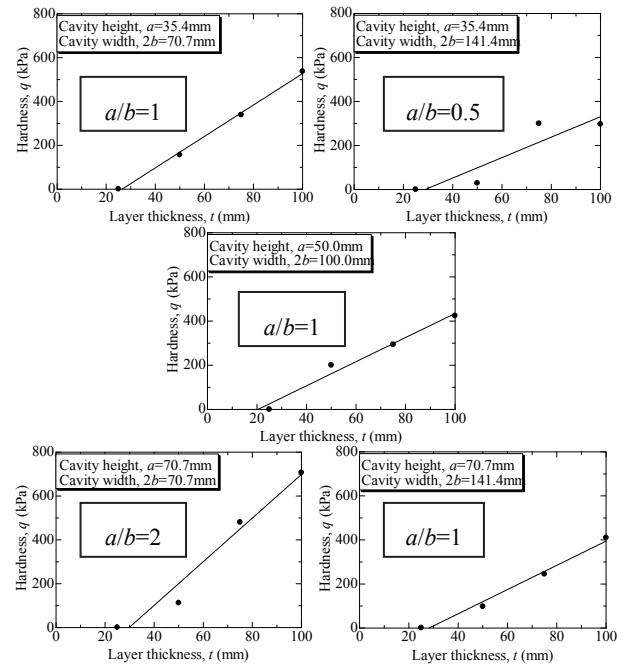


図 10 異なる空洞形状における層厚と空洞耐力の関係

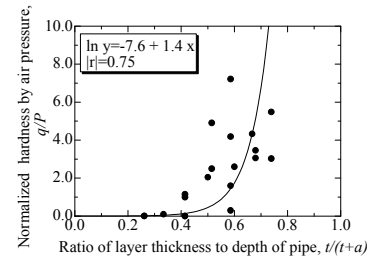


図 11 層厚比と耐力の関係

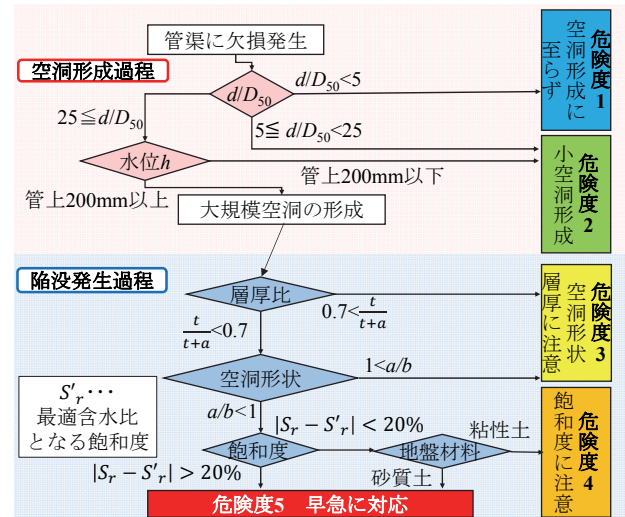


図 12 陥没発生の危険度評価フロー

考えられる。さらに、層厚比  $t/(t+a)$  について  $0.7 < t/(t+a)$  であると空洞形状によらず耐力が大きい。

#### 参考文献

- 1) 澤見英樹ら：管渠欠損部における水の流れに着目した地盤の空洞進展挙動，平成28年度土木学会中部支部研究発表会，pp. 297-298
- 2) 田坂晃一ら：空洞上地盤の層厚と粒度分布に着目した繰返し載荷による管渠周辺の陥没挙動，第52回地盤工学研究発表会，pp.1423-1424



## パイピング進展メカニズムと現地調査に基づく河川堤防の 簡易な弱部抽出フローの提案

### A proposal of simple weak part extraction flow of river embankment based on piping progress mechanism and field survey

牧洋平<sup>1</sup>，前田健一<sup>2</sup>，高辻理人<sup>3</sup>，伊神友裕<sup>4</sup>

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 31415084@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

3 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻

4 名古屋工業大学・社会工学科

## 概 要

近年、気象条件の変化により河川の高水位継続時間が長期化され河川堤防のパイピング破壊が増加している。既往の模型実験から河川堤防のパイピングメカニズムは堤体—基礎地盤の地盤特性により大きく異なり特に堤体の強度が高く、透水層の上に難透水層が被覆している複層構造基礎地盤を有する場合、パイピング破壊の危険度が高いことが明らかになった。今後はこれらの情報をもとに、現地の堤防においてもパイピングの危険性が高い箇所を抽出していく必要がある。そこで、本稿では実際に台風や豪雨により被災した地点で簡易貫入試験や電気探査、トレンチ掘削調査等を実施した結果を踏まえて、パイピング危険箇所の抽出およびパイピング進展メカニズムについて検討した。さらに、数値解析と模型実験による結果からパイピングの危険度を判定する簡易点検フローを作成し、実堤防の被災事例を基にフローの妥当性を検討した。

キーワード：河川堤防，パイピング，現地調査

## 1. はじめに

近年、河川水が透水性基礎地盤に浸透することで、堤内において漏水や噴砂が発生する被災事例が増加している。また、平成24年に矢部川堤防が決壊した事例のように、高水位の外力が長時間作用することで堤内側の漏水や噴砂の発生・継続を助長し、パイピング破壊に至る危険性がある。そこで、パイピングの進展によって河川堤防が損傷・決壊する危険性の高い水理—地盤の総合的な条件を力学的に把握する必要があり、それに基づく重点監視箇所を抽出するための重要指標を見出すことは今後の河川管理には不可欠な課題である。

既往の模型実験から河川堤防のパイピングメカニズムは堤体—基礎地盤の地盤特性により大きく異なり、特に堤体の強度が高く、透水層の上に低透水層が被覆している複層構造基礎地盤を有する場合、パイピング破壊の危険度が高いことが明らかになった<sup>1)</sup>。今後はこれらの情報をもとにパイピングに対する危険な基礎地盤構造をさらに細かく検討し、実際の現場に適用可能な評価指標を作成する必要がある。

西村らは模型実験、浸透流解析等の結果をふまえて図1のような、堤体—基礎地盤構造や堤内外の地形に着目した河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローを提案している<sup>1)</sup>。このフローは堤体の強度が比較的高い条件下、まず最重要項目である堤体を支持する基礎地盤構造（層構造、被覆土層厚、透水係数比）について評価し、その後、堤内・堤外の地形（行き止まり距離、透水層の露出、堤内地の不陸）について評価することで、河川堤防のパイピング破壊に対する危険度を定量的に分類できるものである。また、現時点で既知の範囲で子吉川、常呂川、矢部川、鬼怒川、北川、長良川の6河川の被災箇所のデータから、点検フローに従い各箇所のパイピング危険度を分類した結果、点検フローで示された危険度が上昇するにしたがって実際の被災レベルも大きくなっており、点検フローによって実際の被害の大きさを定量的に評価可能であることも報告されている<sup>1)</sup>。よって、今後は被災した地点の基礎地盤構造および堤内・堤外の地形情報や噴砂等の現地の被災情報を蓄積していくことで、事前にパイピング危険箇所を把握することができる。

そこで、本稿では透水性基礎地盤に起因する特徴的な浸



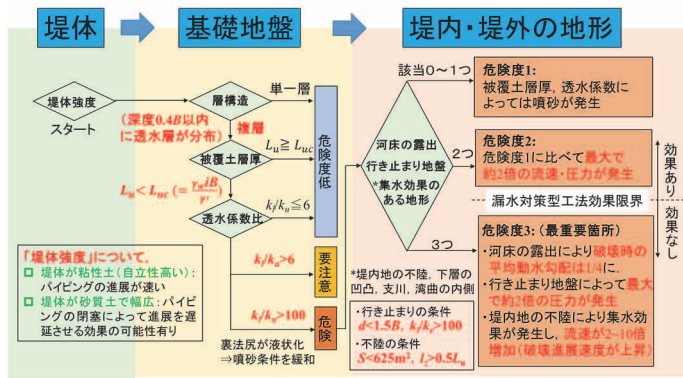


図 1 堤体—基礎地盤構造に着目した河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フロー

透被害が発生した北海道常呂川、宮崎県北川、秋田県子吉川の3カ所で実施した簡易貫入試験、電気探査、トレンチ掘削調査の結果から、パイピング進展メカニズムを検討し、それぞれの調査内容の必要性・有用性についてまとめた。

また、河川堤防の現地調査法について整理し、点検フローに示す各項目を現地で調査するために必要な調査方法および調査方針を提案した。

## 2. 噴砂動態からみる基礎地盤の上層厚の推測

### 2.1 噴砂動態と基礎地盤の上層厚の関係

図 1 に示すように複層構造基礎地盤の上層厚（被覆土層厚）が薄いとパイピングの危険度が高いことが定量的に示されている。また、既往の模型実験から、上層厚が薄いほど、発生する噴砂の個数が多くなり、直径は小さくなるのがわかっている<sup>2)</sup>。したがって、複層構造基礎地盤において、堤内で発生した噴砂の個数や大きさの情報から基礎地盤の上層厚を推測することでパイピングの危険度を評価できる可能性が示唆された。そこで、被災後の福岡県矢部川、北海道常呂川で撮影された噴砂情報と同地点の断面データをもとに、現地で発生した噴砂の個数や大きさ基礎地盤の上層厚の関係について検討した。

### 2.2 現地の噴砂動態について

図 2、3 に現地で発生した噴砂の状況と断面データから求めた基礎地盤の上層厚の関係を示す。図 2、3 に示すように、現地で発生した噴砂についても上層厚が薄いほど噴砂の個数多く直径が小さい傾向が確認できた。一方で上層厚が厚いほど噴砂の個数が少なく直径が大きくなる傾向となっていた。したがって、現地においても模型実験で観察された噴砂動態と上層厚の関係は一致しており、被災後の現地調査では噴砂の個数や大きさに関する情報を収集することで、パイピングの危険性が高い箇所を抽出することに繋がると考えられる。

## 3. 簡易動的コーン貫入試験からみるパイピング進展メカニズム

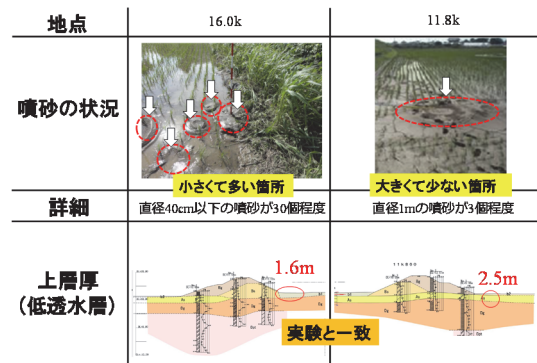
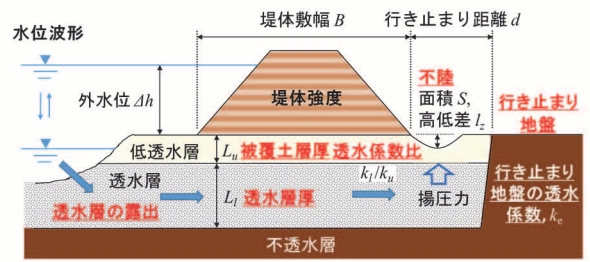


図 2 噴砂動態と上層厚の関係（福岡県矢部川）

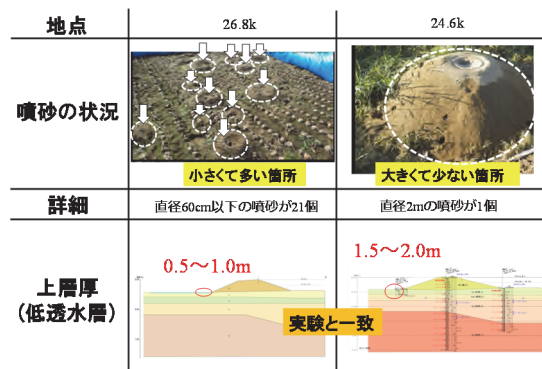


図 3 噴砂動態と上層厚の関係（北海道常呂川）

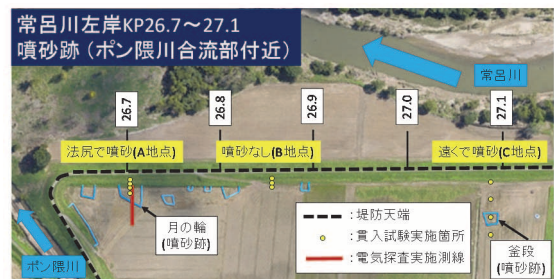


図 4 調査地点と貫入試験実施箇所の全景図

### 3.1 調査実施地点と試験方法

2016年8月に発生した台風11号により被災した北海道常呂川において現地調査を実施した。調査では簡易動的コーン貫入試験機を用いて堤体及び基礎地盤の緩みを測定し、噴砂が発生した地点の水道の特定と水道形成メカニズ

ムの解明を試みた。調査の実施は2017年7月及び10月であり被災から約1年経過しているが、噴砂等により形成された地盤の緩みは水位低下後も残り続けることが実験で確認されている<sup>3)</sup>。よって出水によって形成された地盤の緩みは出水後であっても観測可能と判断し、本試験を実施した。

図4に貫入試験の実施箇所を示す。調査箇所は常呂川左岸 KP26.7~27.1 のポン隈川合流部付近で、堤体の  $N_d$  値は平均5程度、法勾配は約2.5である。同地点には噴砂が多数発生しており、複数の釜段・月の輪工が施されていた。試験は法尻で多数の噴砂が発生した箇所 (A 地点)、噴砂が発生しなかった箇所 (B 地点)、法尻から離れた堤内側で噴砂が発生した箇所 (C 地点) の被災形態の異なる3箇所、法尻と堤内側を中心に実施した。また、簡易動的コーン貫入試験機は質量5kgのハンマーを50cmの高さから自由落下させ原位置における土の貫入抵抗を換算  $N$  値  $N_d$  として求める装置であり、可搬性が高く傾斜面でも適用性が高い。 $N_d$  は  $N_d = 10 \times (\text{打撃回数}) / (\text{貫入量})$  で算定する。先端コーンの直径は25mmである。試験の様子を図5に示す。また、同地点では貫入試験と同じ測線で応用地質の倉田らが電気探査を行っている<sup>4)</sup>。



図5 簡易動的貫入試験の様子

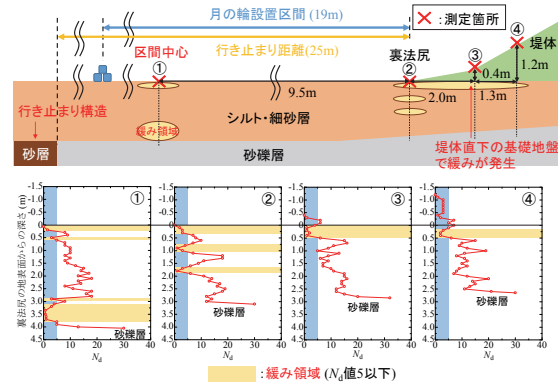


図6 (A地点)の貫入試験結果と断面の概要図

### 3.2 試験結果および考察

#### 1) 法尻で多数の噴砂が発生した箇所 (A 地点)

A 地点では月の輪工設置区間の中心 (①) と裏法尻3箇所 (②~④) の計4箇所貫入試験を実施した。図6にA地点における貫入試験結果及び断面の概要図を示す。なおグラフの縦軸は裏法尻先端 (②) の基礎地盤地表面を原点とした深度である。また、相対的に  $N_d$  値が小さい領域 ( $N_d \leq 5$ ) を緩み領域と定義し整理を行った。図より①で深度3.0~4.0m, ②で深度1.0mと1.75mに緩み領域が確認された。地表面から深い位置に局所的な緩みが生じており、噴砂に伴う土粒子の流出によって形成された緩み領域だと考えられる。また、いずれの地点でも基礎地盤の表層は柔らかく、さらに緩みは堤体直下の基礎地盤でも確認された。模型実験においても、裏法尻の基礎地盤から堤外側へ緩みが進展することでパイピングに至ることが明らかになっており、現地においても同様の現象が発生していた可能性がある。

また、A地点の電気探査の比抵抗分布を図7に示す。なお各比抵抗値における土質凡例は、オーガーボーリングにより現地で採取した試料から推定したものである。図より、透水性の高い礫混じり砂層は堤体から堤内方向へ25m程離れた地点で途切れており、いわゆる行き止まり構造になっていることが分かる。この行き止まり構造により基礎地盤内の圧力が上昇したため、A地点では特に多数の噴砂が発生した可能性がある。

#### 2) 噴砂が発生しなかった箇所 (B 地点)

B地点では堤内側の3箇所 (①~③) で貫入試験を実施した。図8にB地点における貫入試験結果及び断面の概要

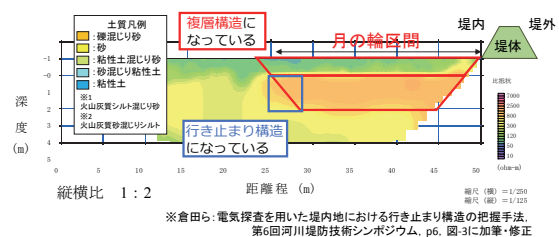


図7 (A地点)の電気探査の結果

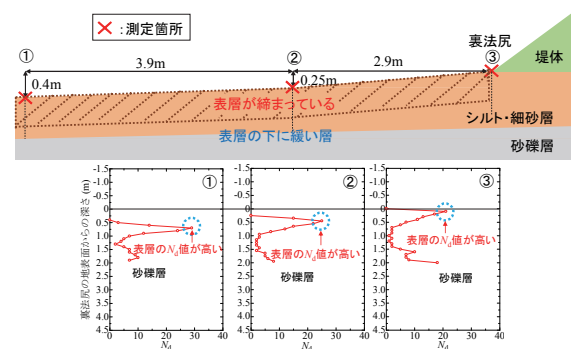


図8 (B地点)の貫入試験結果と断面の概要図

図を示す。深度の原点は裏法尻先端 (③) の基礎地盤地表面である。図よりいずれの測定箇所でも地表面から0.7m程度の表層の  $N_d$  値が高く、締め固まっていることが確認できる。表層に締め固まった地盤があることで、噴砂の発生を防いでいたと考えられる。しかし、表層の下は非常に緩い層が続いており、周辺で発生した噴砂等によって地盤内部が流動していた可能性がある。



### 3) 法尻から離れた堤内側で噴砂が発生した箇所 (C 地点)

C 地点では堤内側の 4 箇所 (①～④) で貫入試験を実施した。図 9 に C 地点における貫入試験結果及び断面の概要図を示す。図より裏法尻の④は表層が締め固まっております、噴砂が発生しにくい地盤条件である。一方、堤内側の①～③では表層が軟らかく、深い深度まで緩み領域が連続して分布していた。また①～③の貫入試験は砂礫層と考えられる層によって貫入が継続不可能となり試験を終了した。釜段設置箇所の直上である②で最も浅い位置に砂礫層が分布しており、いわゆる被覆土層が薄くなっていたため②で選択的に噴砂が発生したと予想される。また④では深度 3m まで砂礫層は確認できず、C 地点断面において A 地点、B 地点と比較して砂礫層が堤外まで連通していない可能性がある。よって C 地点に関しては、浸透流は縦断方向に続く砂礫層によって釜段設置箇所に供給されていた可能性がある。

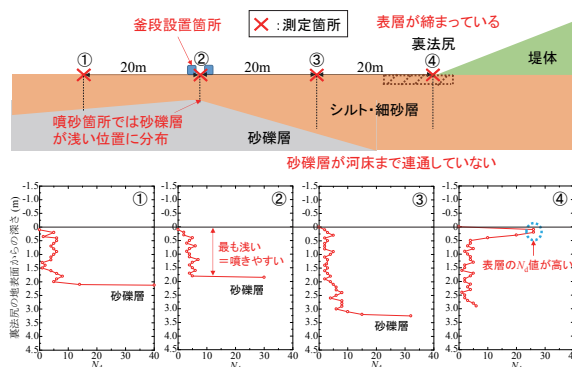


図 9 (C 地点) の貫入試験結果と断面の概要図

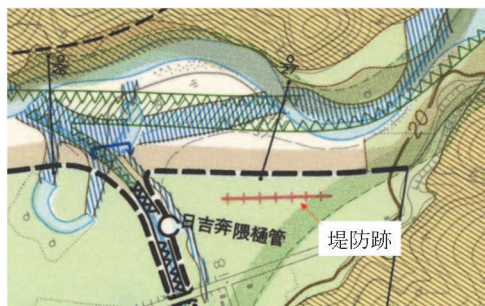


図 10 地質地形分類図 (北海道開発局提供資料に加筆)

### 3.3 地形情報からみる危険箇所の推定

図 10 に調査地点の地質地形分類図を示す。図より貫入試験を実施した C 地点には堤防跡が存在しており旧河道であったことが分かる。旧河道の影響により特異な砂礫層の分布が見られたと考えられる。また、同地点は河川の両岸が山で囲まれ狭窄部となっていることから、出水時には山の斜面から浸透した雨水が堤内まで流れてきて、地下水と共に堤内地を被圧したことで激しい噴砂・漏水の発生を助長したとも考えられる。さらに、同地点は常呂川の支川であるポン隈川が合流する地点でもあり、河川の増水時には本川からの浸透に加えて支川からの浸透の影響も加わり、パイピングの進展をさらに助長した可能性がある。

本調査地点では、地表面から深度 3～4m まで簡易動的コーン貫入試験を実施し、大まかな砂礫層の分布やパイピングの進展に伴う基礎地盤内の緩み領域が確認できた。したがって、パイピングの進展による基礎地盤内の緩みは深度 3～4m 程度 (砂礫層に到達するまでのシルト・砂質層) の浅部の地盤構造を調査するだけでも十分であるといえる。また、電気探査では基礎地盤内を面的に調査することができ、行き止まり構造を発見することができた。さらに、治水地形分類図から読み取れる旧河道や狭窄部、支川といった情報はパイピングの危険箇所を絞り込む上で重要な要素であると考えられる。

## 4. 噴砂動態と周辺地盤特性

### 4.1 調査地概要

宮崎県北部を流れる北川の左岸 12k800 から 13k700 の堤内地では過去 3 年間の出水により堤内地で著しい噴砂と陥没が繰返し発生した<sup>5)</sup>。特に川坂大橋 (13k250) から下流の約 500m 区間 (12k800～13k250) では、堤防から道路を挟んで 30～50m 離れた畑などの堤内地で激しい噴砂が多数発生した。基礎地盤は透水性の高い礫層の上に被覆土層がある層構造であり、上層が砂層の箇所では水防の釜

段工の土のうが大きく沈み込んだ箇所もみられた。

本地点では、川坂大橋から下流の区域 (以後、下流側区域と称す) における噴砂及び陥没の発生メカニズムを調べることを目的として堤内地及び裏法尻下部でパイプコーン貫入試験を行った。堤体は全面被覆構造による補強がされているが、裏法尻下を直接調べるために、一部のカゴ工を一時的に剥がす処理を行って調査を実施した。

### 4.2 下流側区間の噴砂および調査地点

#### 1) 噴砂地点の分布、標高および地形

UAV から地表面の写真を多数撮影し、SfM (Structure from Motion) を用いて作製した DEM (数値標高モデル) を基に、下流側区域のオルソ画像と地表面標高のコンター図を図 11 に示す。調査地点は北川左岸 12k900～13k200 の川坂大橋下流地点である。図 12 に、当該区域を拡大し、過去 3 年間 H28-H30 の出水で噴砂や陥没が発生した箇所に加えて矢板工の設置時期・範囲、旧河道域を示す。噴砂が多く観察された 13k100 付近は旧河道であり、その両側が自然堤防である。堤内地は水田部分が 1～2m 程度低く、いわゆる不陸が形成されている。

多くの噴砂地点は比較的地表の標高の低い箇所、旧河道箇所に分布しているようである。このように、治水地形分類図を調べることにより、旧河道や自然堤防等のパイピングの危険度が高い箇所を絞り込む可能性がある。また、UAV を使用して作成した DEM データから地形の標高差が得ることができた。この技術を活用して河川堤防の堤体の変状を調べることも可能である<sup>6)</sup>。ただし、標高が低くなく、旧河道でない箇所でも噴砂が発生している。また、図に示すように矢板の施工前後で、噴砂の個数や発生位置

に変化が見られる箇所と見られない箇所があった。

## 2) ボーリングデータによる地層構造

Bor. No.2, 3 (図 12) の堤防法肩付近でボーリング柱状図が得られている。盛土(シルト質砂礫)の下には, Bor. No.2 ではシルト質砂・砂礫が 6m 程度, シルト混じり砂礫が約 6m, 砂礫が 30m 以上の厚さで堆積し, Bor. No.3 ではシルト質砂/砂が約 3-4m, T.P.-30m 以深まで続くシルト混じり砂礫の構成である。つまり, 透水性の低い層の下に極めて高透水性の層をもつ複層構造の透水性基礎地盤である。また, 点検フローにあるような砂礫層が川表側で河床に露出している様子があり, 出水中には河川水の水圧が堤内まで伝播しやすい。さらに, 堤内地側は旧河道, 自然堤防があるため, 透水性が横断方向に変化し, 行き止まり地盤になっている可能性も否定できない。噴砂が極めて発生しやすい地盤条件となっている。今後, さらに詳細な調査が必要である。調査方法としては 2 章で述べたような電気探査等が考えられる。

以上から, 堤内地での砂礫層の出水中の水圧が高くなる条件がそろっている。地表面標高が低いところに加え, 礫層上面の標高が高い箇所において上向き動水勾配が特に高くなりボーリングが発生したことが想定される。

## 4.3 法尻付近の貫入抵抗とゆるみ

### 1) 実施した貫入試験概要

本地点での貫入試験では, 新たにパイプロコーン貫入試験装置を使用した。パイプロコーンは, 地盤内の空洞や緩み領域の把握を目的としたサウンディング試験であり, 荷重計を内蔵したコーンをパイプロハンマの振動打撃により地中に貫入することで, 深さ方向の先端抵抗値を測定するものである。パイプロハンマの重量は約 24kg と可搬性があり, 堤防法面など傾斜面でも適用性が高い。簡易貫入では貫入し難い礫混じりの層でも試験は可能である上, 試験に要する時間を大幅に短縮できる特長がある。試験装置を図 13 に示す。

コーン(荷重計内蔵), ロッド, トリガーセンサー, パイプロハンマ, 油圧発生ユニット, ワイヤ式深度検出器及びデータロガーで構成され, コーンの内径は 36.6mm, 断面積は 1,052mm<sup>2</sup> である。パイプロハンマの振動打撃は 12Hz 程度で, 0.03s 間隔でコーン先端の荷重(kN)と深度(m)を収録する。パイプロコーンで得られるデータは打撃貫入時の動的コーン先端抵抗  $q_{cd}(kN/m^2)$  とデータ数  $n_v$  (深度 1cm 当たりのサンプリング数) である。これらは, 予備試験から,  $N_d=10^{(1.76\text{Log}(q_{cd})+0.68\text{Log}(n_v)-5.68)}$  を用いてミニラムの  $N_d$  値に換算が可能である。

### 2) 試験結果と噴砂によるゆるみの考察

パイプロコーン貫入試験は No.1~No.8 (図 12 参照) のピット毎に 3 箇所ずつ行った(例えばピット No.6 内では縦断方向にピット中央 6-1, 中央との離隔 0.6m で上・下流側をそれぞれ, 6-2, 6-3)。このうち, 噴砂が近傍で確認さ

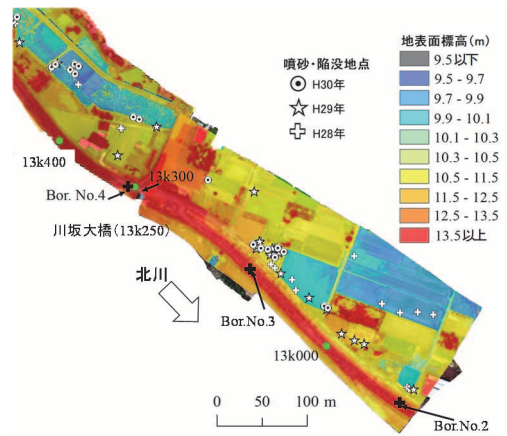


図 11 下流側区域のオルソ画像と地表面標高分布, 噴砂地点

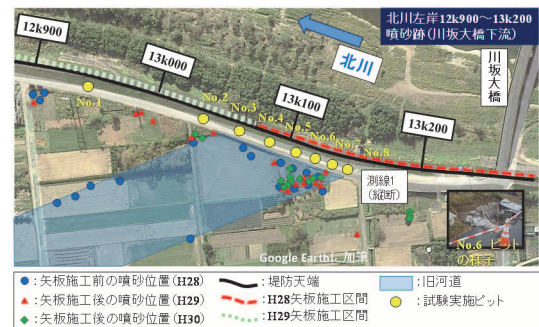


図 12 噴砂地点, 調査・試験実施箇所



図 13 パイプロコーン試験装置の様子

れなかったピット No.4 の試験結果を図 14(a)に, 堤内地側で噴砂が確認された箇所の代表としてピット No.6 の貫入試験結果を図 14(b)に示す。同図には既存の簡易動的貫入試験も併記した。簡易動的貫入試験の  $N_d$  は  $N$  値の 1~3 倍を示すため, ここでは 3 で除した値を併記した。

ピット No.4 では, 簡易動的貫入試験, パイプロコーン共に深度 1.6m 程度で貫入不能となり, 緩みや空洞は確認されなかった。

一方, 噴砂多発地点近傍のピット No.6 では, 簡易動的貫入試験, パイプロコーンともに深度 3.5m 付近まで貫入



し、ピット No.4 より貫入深度が深くなった。さらに換算  $N_d$  値が 1 程度を示す部分が連続することから、全体的に地盤が緩んでいることを確認した。また、深度 2m 付近、深度 3m 付近では、コーンが急速に自沈する状況が確認され、極めて緩い部分が存在することを確認した。

また、両試験方法の結果の比較から、今回、実施を試みたパイプロコーン貫入試験が、従来の簡易動的コーン試験との整合がとれており、有用であることが分かった。よって、パイプロコーンも簡易動的コーン貫入試験と同様に現地で活用することが可能であり、従来の簡易貫入試験よりも試験時間が短縮できるため、現地での作業性が向上すると考えられる。

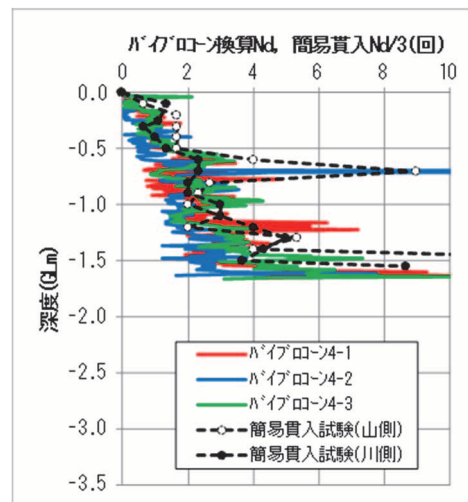
## 5. トレンチ調査からみるパイピング進展メカニズム

### 5.1 調査地概要

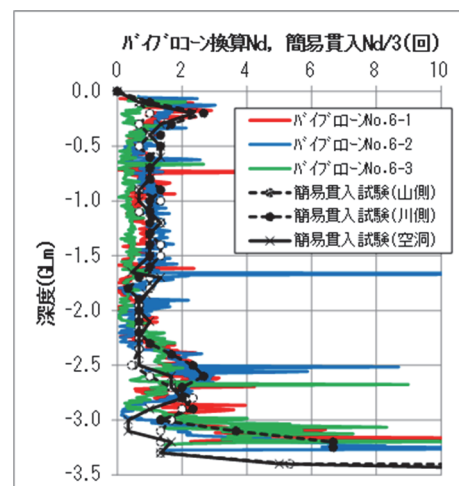
2013 年 7 月の前線性降雨による出水により秋田県の子吉川水系の堤内地で著しい噴砂と法すべりが発生した。その被災要因には基礎地盤で発生したパイピング現象が影響していると考えられている。また、本地点では、堤防被災箇所周辺でトレンチ掘削調査が行われており、トレンチ断面にはパイピングの跡と考えられる砂脈が確認された。トレンチ掘削調査は、現地で発生したパイピングの進展プロセスを断面で観察することができ、実験や解析で確認されたパイピングの進展プロセスと比較ができる。また、貫入試験や電気探査によって推測された地盤構造を実際に目視で確認できるため調査結果の整合性が向上する事にも繋がる。第 5 章では、トレンチ調査を実施する事のさらなるメリットを増やすことを目的に、トレンチ断面の剥ぎ取りを行い、断面の粒子配向を画像解析によって面的に調査し、被災当時の浸透流の方向や土粒子の移動・堆積状態を推定することで、パイピング進展メカニズムの解明を試みた。

### 5.2 解析概要

本解析では USB カメラで撮影した断面画像を二値化することにより土粒子を抽出し、解析を行った。断面のスケッチと撮影箇所を図 15 に示す。撮影は(A)箇所：砂脈(図 15 中の①～⑦)、(B)箇所：砂脈の下部の砂層(図 15 中の⑧～⑫)、(C)箇所：砂礫層の砂(図 15 中の⑬～⑮)の 3 種類の箇所の砂を撮影した。なお、粘土質シルト箇所は粒子がダメになっており撮影が困難だったこと、砂礫層の礫は撮影画面に粒子が収まらなかったことによりこの 2 種類の箇所は掲載していない。また、解析では土粒子の粒子配向を調べるため二値化した画像から土粒子の長軸の方位を計測した。粒子が水流中にある場合、粒子の長軸もしくは中間軸が傾斜する現象があり、これをインブリケーションと呼ぶ(図 16 参照)。これは、粒子が流れに対して傾斜している状態が安定であるためである。また、インブリケーションは一方向流が卓越する箇所によく確認される。



(a)ピット No.4：近傍で噴砂が確認されなかった箇所



(b)ピット No.6：近傍で噴砂が確認された箇所  
図 14 パイプロコーンの換算  $N_d$  値の深度分布

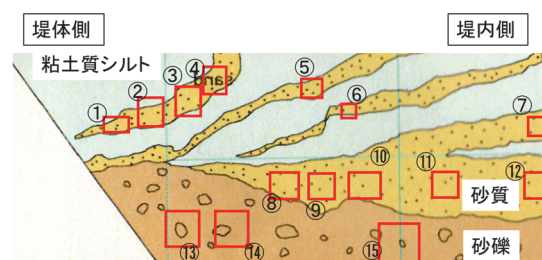


図 15 スケッチと撮影箇所

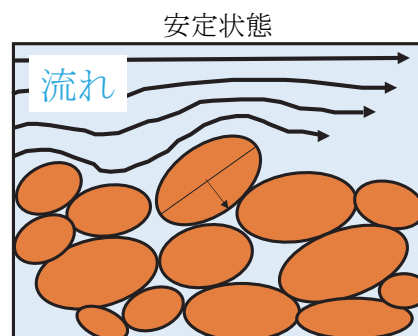


図 16 インブリケーション

この現象をもとに被災当時の浸透流の方向や土粒子の移動・堆積状態を推定した。

### 5.3 解析結果および考察

#### 1) (A) 箇所：砂脈 (①～⑦)

図 17 に本解析で計測した土粒子の長軸の角度の定義を示し、表 1 に各撮影箇所から得られた土粒子の長軸の角度を示す。角度が大きいほどより長軸が堤体側へ傾斜していることを表す。また、表 1 の土粒子の長軸の角度を用いて、インプリケーションの原理から予想される浸透流の向きを図 18 に示す。まず砂脈中の土粒子であるが、①～⑦のすべての箇所土粒子の長軸の角度が正になっており、堤体側に長軸が傾斜していることが確認できた。これより、現地の砂脈中では土粒子のインプリケーションが揃うような一方向流が卓越していたことがわかった。また、本断面の砂脈は法尻で発生しているが、このように法尻で発生するパイピング孔が堤体側へ傾斜する様子は模型実験から確認されている (図 19 参照)。よって、現地においても模型実験と同様に、パイピング孔 (砂脈) は鉛直方向から傾斜した角度で流速が卓越する状態であったことが確認できた。

#### 2) (B) 箇所：砂脈の下部の砂脈

表 1 の⑧～⑫の土粒子の長軸の角度をみると、⑧～⑩の土粒子の長軸は堤体側へ傾斜しており、⑪、⑫の土粒子の長軸は堤内側へ傾斜していることが確認できた。インプリケーションの原理から推測すると⑧～⑩の浸透流は堤体側から堤内側へ、⑪、⑫の浸透流は堤内側から堤体側へと発生したと考えられる。この原因として、⑧～⑫の浸透流が⑦の砂脈へと流れようとしたため、図 18 の⑧～⑫に示すような浸透流の向きになったと考えられる。このように、一度砂脈のようなパイピング孔が形成されると、そこへ浸透流が集中すると考える。

#### 3) (C) 箇所：砂礫層の砂

5.2 でも述べたように礫は撮影できなかったためここでは砂礫層内の砂分について解析を行った。表 1 の⑬～⑮の角度をみると、(B) 箇所のように、土粒子の長軸が堤体側へ傾斜している箇所 (⑬、⑮) と堤内側に傾斜している箇所 (⑭) がわかる。砂礫層内の砂粒子は礫分の隙間を通過して移動すると考えられるが、その場合、流れが一方向に卓越せず複雑な流れの向きとなっていたため、インプリケーションが一方向に発達しなかったと考えられる。

第 5 章では、トレンチ調査のさらなるメリットを示すためにトレンチ断面の粒子配向を画像解析により計測した。その結果、粒子の配向から被災当時の浸透流が大まかに予測できた。トレンチ断面を目視で確認するだけでなく、本解析のようにミクロな視点で調査することもパイピング進展メカニズムの整合性を高める手段として利用可能であるとえられる。

種類	場所	角度
(A) 砂脈	①	1.0°
	②	6.1°
	③	9.9°
	④	10.6°
	⑤	9.0°
	⑥	2.1°
	⑦	10.5°
(B) 砂脈の下部の砂脈	⑧	7.6°
	⑨	3.1°
	⑩	3.1°
	⑪	-2.6°
	⑫	-4.6°
(C) 砂礫層の砂	⑬	5.0°
	⑭	-4.7°
	⑮	-4.6°

図 17 角度の定義

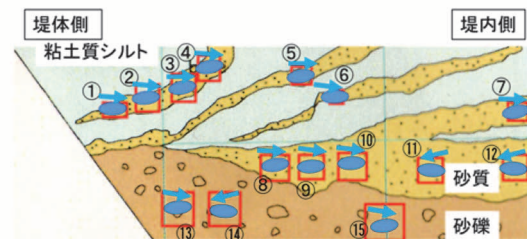


図 18 土粒子の傾きと予想される浸透流の向き

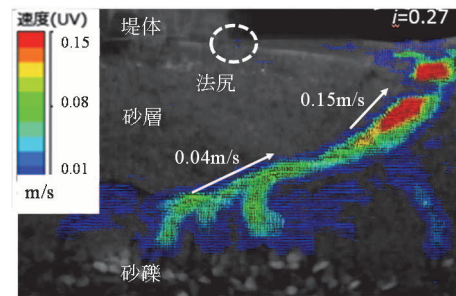


図 19 PIV による地盤中のパイピング孔の速度

## 6. 河川堤防の調査フローの提案

図 20 に河川堤防のパイピング破壊に対する調査方針フローを示す。このフローは出水後に被災を受けた地点において実施すべき調査方法および調査方針についてまとめられており、これまでに実施した調査手法が含まれている。このフローに従って調査を実施していくことで、これまで現地で見逃してきた基礎地盤内に潜在するパイピング危険箇所を見つけ出ししていくことに繋がると考えられる。また、フローに示す全ての調査ができない場合には、各調査に対し優先度をつけて実施していくことが重要であり、最低限現地で実施すべきポイントは被災後の様子 (噴砂の大きさ・個数等の情報) をデータとして記録し、堤外側の流入箇所及び堤体の損傷度、基礎地盤内の緩みの把握である。このフローに基づき整理された現地の情報を考慮し、浸透流解析を実施することで、より正確な河川堤防の安全照査が可能になると考えられる。



## 7. まとめ

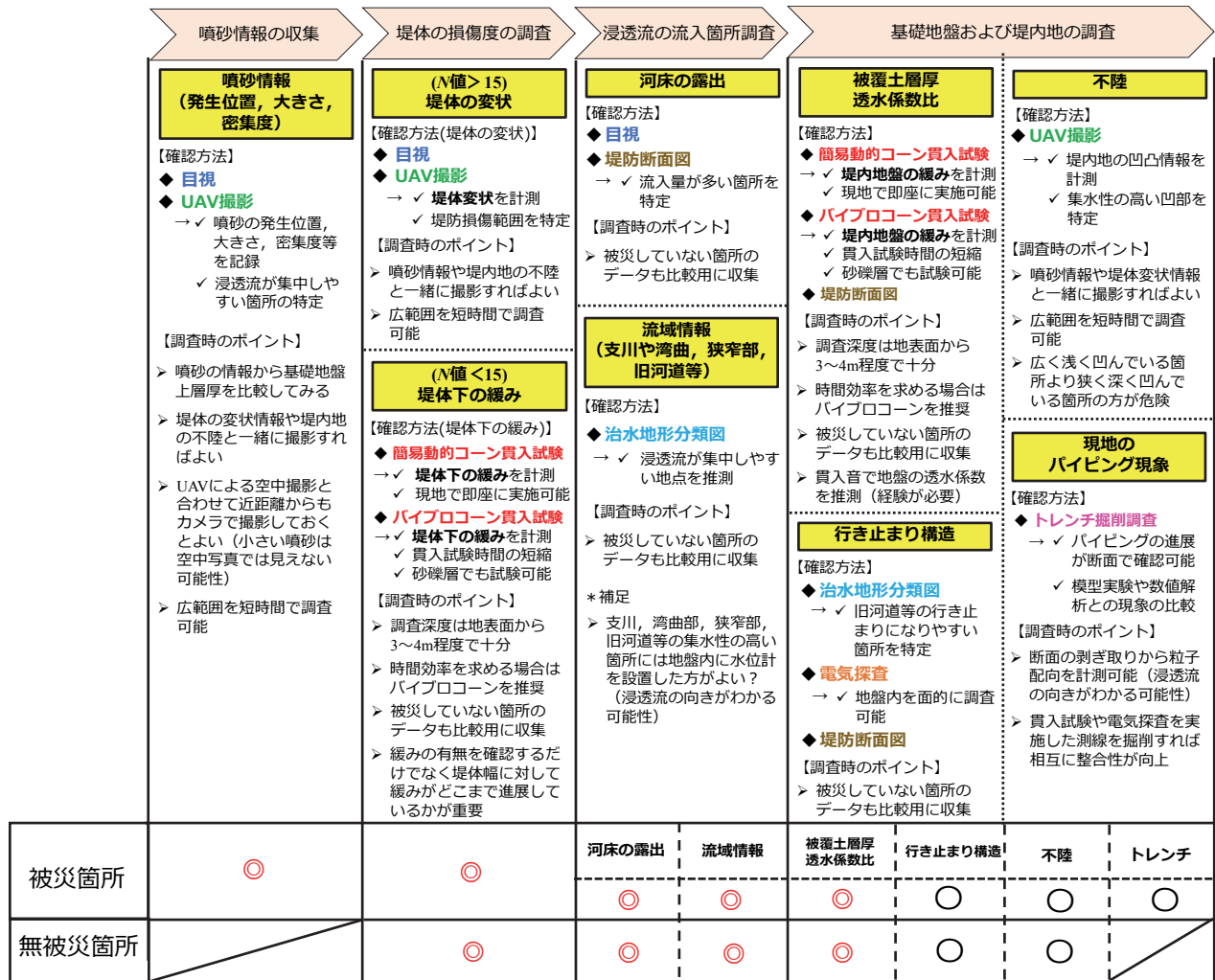
本稿では、実際に被災した河川堤防で簡易貫入試験や電気探査等を実施した結果、パイピングが進展しやすい箇所を示すことができ、調査手法の必要性・有用性について示すことができました。また、治水地形分類図から読み取った狭窄部や旧河道などの地形情報と噴砂動態を比較することでパイピングが発生しやすい条件を推定した。また、これまで実施してきた調査手法を含めた調査方針フローを作成した。これにより、今後は被災した河川堤防で着目すべきポイント・データを効率よく整理していくことで、パイピング危険箇所を事前に抽出していくことに繋がると考えられる。

### 参考文献

- 1) 西村柁哉, 前田健一, 高辻理人, 牧洋平, 泉典洋: 実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案, 河川技術論文集 25 巻, pp.499-504, 2019.
- 2) 牧洋平, 前田健一, 西村柁哉, 牧洋平, 高辻理人: 河川堤防の基礎地盤構造特性と噴砂動態の関係, 平成 30 年度中部支部研究

発表会, 2019

- 3) 新清晃, 倉田大輔, 川原孝洋, 京野修, 小西千里: X 線を用いたパイピング破壊に伴う緩み領域の進行と水位履歴の影響, 第 5 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.5-8, 2017.
- 4) 倉田大輔, 新清晃, 小西千里, 山下善弘: 電気探査を用いた堤内地における行き止まり構造の把握手法, 第 6 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.5-8, 2018.
- 5) 前田健一, 岡村未対, 石原雅規, 新清晃, 上野俊幸, 西村柁哉, 高辻理人, 品川俊介, 笹岡信吾: 北川で繰返し発生した噴砂による堤内・裏法尻箇所のゆるみ調査, 河川技術論文集 25 巻, pp.535-540, 2019.
- 6) 岡村未対, 今村衛, 陣内尚子, 小野耕平, 山本卓男, 鎌田卓: 堤体表面沈下分布と貫入試験によるパイピング緩み領域の把握, 河川技術論文集 24 巻, pp.529-534, 2018.
- 7) 牧洋平, 前田健一, 高辻理人, 西村柁哉: 透水性基礎地盤中の粒子配列に着目した河川堤防のパイピング進展挙動, 第 54 回地盤工学研究発表会, 2019.



◎: 必ず実施

○: 必要に応じ実施, 他調査と併せて実施

図 20 簡易点検フローに対する調査項目

## 河川堤防土を適正に強度評価するための室内試験法

## A Laboratory test method for appropriate strength evaluation of river embankment soils

中山雄人<sup>1</sup>, 小高猛司<sup>2</sup>, 李圭太<sup>3</sup>, 久保裕一<sup>4</sup>, 李朝暉<sup>1</sup>, 石原雅規<sup>5</sup>

1 名城大学大学院・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻

2 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp

3 日本工営株式会社

4 中部土質試験協同組合

5 国立研究法人土木研究所

## 概 要

本研究グループではこれまで、礫質土から粘性土まで様々な現地河川堤防土を採取し、その室内土質試験を実施してきた。その結果、過去に被災経験が無いにも拘わらず、三軸圧縮試験においてせん断強度が低く評価される礫質堤体土や、細粒分を多く含む比較的硬質であるにも拘わらず湿潤時にすべり破壊した粘性土質堤体土があり、現行の試験法だけでは材料特性の評価が難しい堤体土が存在することが判明してきている。本論文では、河川堤防土の浸透時のせん断強さを適正に評価するための室内試験法を提案する。具体的には、浸透時の低有効応力条件下では、摩擦によるせん断抵抗しか発揮しない粘性土堤体土や、逆にゆる詰めながらも高いせん断強さを発揮する礫質堤体土のような事例を示し、現行の三軸圧縮試験では評価が難しい河川堤防土の浸透時のせん断強さを適切に評価するために考案した吸水軟化試験を示す。

キーワード：河川堤防，浸透，せん断，三軸試験，吸水軟化試験

## 1. はじめに

近年、集中豪雨などにより長時間に及ぶ降雨が発生し、河川堤防の浸透破壊やすべり破壊による被災が多数報告されている。降雨による河川堤防の浸透破壊やすべり破壊のメカニズムとしては、降雨や河川水が堤体内に浸透し、堤体内の有効応力が低下し、せん断強度が低下することによって崩壊が生じることが考えられる。従来の河川堤防の照査法では、透水性が高く、かつ、一般にゆる詰めであるためにせん断強度が低く評価されがちな礫質土堤防は、浸透破壊やすべり破壊に対して脆弱であると判断されやすい。その一方で、透水性が低く、かつ、粘着力を有する粘性土の堤体は、円弧すべり解析による安全率は高く計算され、安全性が高いと評価されることが多い。

現行の圧密非排水三軸圧縮試験（以下、 $\overline{CU}$ 試験）で得られる土の強度定数は、完全非排水条件で土を定体積に拘束したまま無理矢理に到達させた軸差応力の最大時点の有効応力状態で決定される。しかし、浸透による堤防崩壊は、堤体内部の間隙水圧上昇に伴う有効応力の低下によって発生するため、現行の三軸試験では破壊時に到達させるせん断条件も有効応力経路も大きく異なることから、堤体土によっては、 $\overline{CU}$ 試験で得られる強度定数では堤防の浸透時の安定性評価が難しい場合がある。

本研究グループではこれまで、礫質土から粘性土まで

様々な現地堤体土の室内三軸試験を実施してきた。その中には、過去に被災経験が無いにも拘わらず、安全率が低く評価される礫質土堤防や、逆に細粒分を多く含む比較的硬質な粘性土堤体であるにも拘わらず湿潤時にすべり破壊した粘性土堤防から採取した試料も含まれており、現行の室内試験を含む照査法の問題点が明らかとなってきた。本論文では、河川堤防の浸透時の破壊条件、すなわち低有効応力条件下で適正な強度評価を行うための吸水軟化試験を用いた堤防照査のための室内試験法を提案する。

## 2. 対象とした試験試料の概要

本研究で使用する試験試料は岐阜県の犀川<sup>2)</sup>と青森県の二ツ森川<sup>3)</sup>の細粒堤体土、ならびに岡山県の小田川<sup>4)</sup>と高知県の物部川<sup>4)</sup>の礫質堤体土である。犀川と二ツ森川はそれぞれ被災しており、すなわち、犀川は平成29年台風21号により延長約100m、法肩部の段差約1.2mにわたって大雨による降雨のみで法すべりを起こしており、一方の二ツ森川は、平成28年の台風10号の出水によって越流はせずに浸透のみにより破壊した。

試料のサンプリング方法について説明する。犀川と二ツ森川の堤体土は内径71mm、長さ500mmの塩ビ管VU65を内管とする特製の2重管サンプラーを打ち込む方法を用いた。これを被災箇所付近で試料を乱さないよう丁寧に

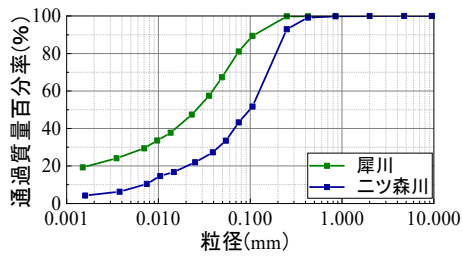


図1 細粒土堤防土の粒径加積曲線

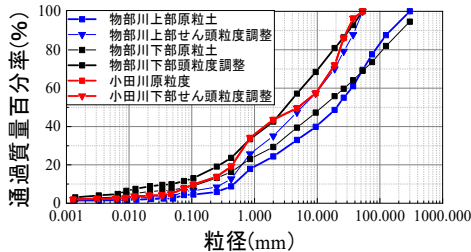


図2 礫質土堤防土の粒径加積曲線



写真1 物部川試料（堤体上部で採取）



写真2 物部川試料（堤体下部で採取）



写真3 小田川試料



写真4 犀川試料



写真5 二ツ森川試料

打ち込み採取した。犀川の被災箇所は細粒分を多く含むため、凍結させずに自然状態で直径 50mm、高さ 100mm の供試体に成形した。一方、二ツ森川については含水状態も低く、自然状態では成形は難しいと判断し、一旦凍結させてから、直径 50mm、高さ 100mm の供試体に成形した。また、小田川、物部川の礫質堤体土はバックホウを用いて大量に採取し、細粒分に注意しながら自然乾燥させ、四分法を用いて規定量まで均等に小分けした。その後、最大粒径 53mm でせん頭粒度調整して、3層で現場密度に調整し直径 200mm、高さ 400mm の供試体を作製した。

図1に犀川と二ツ森川の細粒堤体土の粒径加積曲線を示す。二ツ森川は全体的にシルト～砂分で構成されており、細粒分含有率は約40%の細粒分質砂である。一方、犀川堤体土はシルト分を約60%含む細粒土である。図2に物部川と小田川の礫質堤体土の粒径加積曲線を示す。どちらも最大粒径 53mm のせん頭粒度調整試料とともに原粒度試料も示す。いずれも石混じり礫質土である。写真1～5に試験に用いた試料の状況を示す。

### 3. 吸水軟化試験

吸水軟化試験とは、三軸試験装置を用いた試験法である。まず、 $\overline{CU}$  試験と同様に等方圧密過程を行う。そして、排水条件で所定の軸差応力の異方応力状態にした後、軸差応力を一定に保ちつつ間隙水圧を上昇させて供試体を破壊に至らしめる。間隙水圧は、供試体の軸変位が落ち着くことを確認しながら、1kPa ずつ徐々に上昇させる。この試験は、有効応力を精密に制御することによって対象土の骨格構造が急激に変化しはじめる有効応力条件を探索し、浸透条件下での破壊条件を正確に把握できる。なお、破壊に至る直前まで、間隙水圧を上昇させても供試体内へ吸水もせず、軸ひずみもほとんど発生しないが、ある有効応力状態に到達した途端に急激に軸ひずみが発生して破壊に至る。

本研究グループではこれまで複数の細粒土現地堤体試料を用いて吸水軟化試験を実施し、河川堤体土の浸透すべりに対する耐性の評価を行った<sup>4)</sup>。この結果3つのパターンに分類可能なことを明らかにした。図3は吸水軟化試験での有効応力経路のパターンを示したものである。図の実線は $\overline{CU}$  試験での限界応力比を、点線は吸水軟化試験での有効応力比（破壊応力比  $q/p'$ ）を示す。パターン1（図3(a)）は、吸水軟化試験での  $q/p'$  が  $\overline{CU}$  試験と同程度の比較的小さな応力比を示すものであり、土が摩擦抵抗以上のせん断強度を発揮しない砂質土に近い性質の堤防土がこのパターン1に分類できる。すなわち、浸透条件下での低有効応力では、摩擦抵抗角に応じたそれなりのせん断抵抗しか発揮しないので浸透に対しては脆弱な堤体土である。逆に、パターン3（図3(c)）は、低有効応力を含む広い応力条件下において、高い破壊応力比  $q/p'$ 、すなわち引張破壊を表す最大値3に近い値を示すもので、浸透時の低有効応力条件下においても粘着力に相当する高いせん断強度を示す堤体材料であり、浸透に対しては比較的強固と判断

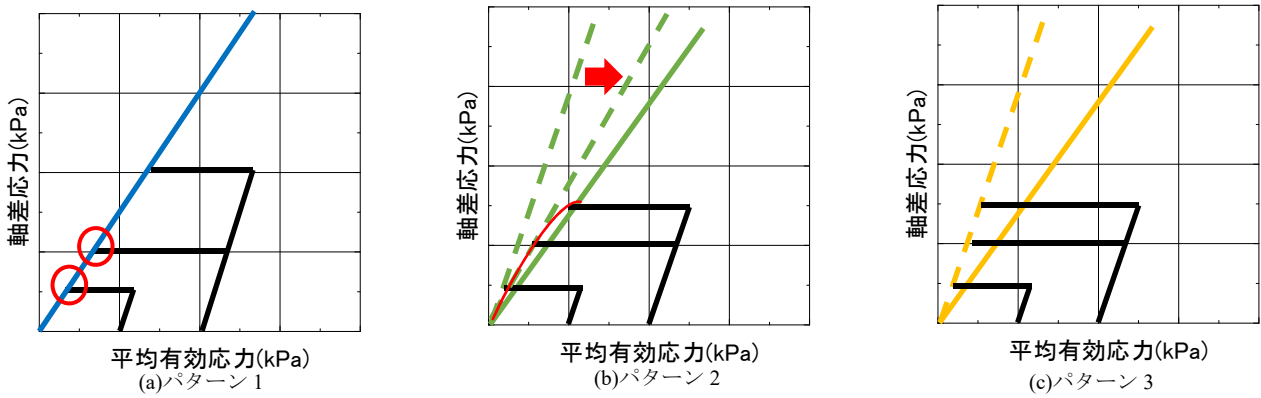


図3 吸水軟化試験による浸透すべり耐性の分類

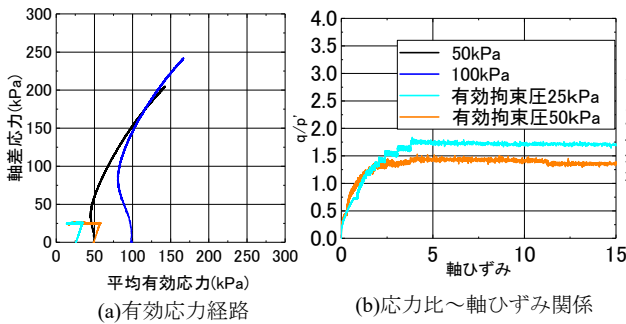


図4 犀川堤体土試験結果

できる。一方、パターン2 (図3(b)) は、低有効応力条件下での破壊応力比は引張強度相当の3に近い値を示すが、有効拘束圧が高くなるにつれて、せん断強度は通常の摩擦抵抗程度に減少するものであり、パターン1と3の中間に相当する。

#### 4. 試験結果

##### 4.1 細粒土堤体試験結果

図4に犀川堤体土の試験結果を示す。図4(a)には $\overline{CU}$ 試験と吸水軟化試験のどちらの有効応力経路も示しており、図4(b)には吸水軟化試験のみの軸ひずみ～応力比 $q/p'$ 関係を示している。 $\overline{CU}$ 試験の有効応力経路は、変相後に塑性膨張を伴う硬化によって軸差応力は上昇し続け、限界応力比は1.5程度となった。また、別途実施した一軸圧縮試験による $q_u$ は80kPaとなり、 $\overline{CU}$ 試験の結果とあわせて判断すると写真5の見た目どおりに比較的硬質な過圧密粘性土と判断できる。一方、吸水軟化試験の結果に着目すると、破壊応力比は1.5～1.7程度となり、今回の有効応力条件下においては破壊応力比が小さく、図3におけるパターン1に分類すべき堤体材料と判断できる。すなわち、細粒分非常に多く、物理試験からは粘性土と判断される土であっても、浸透を伴う低有効拘束圧下においては、摩擦抵抗のみにしか期待できない砂質土に近い性状の堤体土であることが示された。

図5は、二ツ森川堤体土の試験結果を図4の犀川の結果と同様のグラフで示す。図5(a)の $\overline{CU}$ 試験の有効応力経路から、ゆる詰め傾向の塑性圧縮を伴う正規圧密的な挙動を

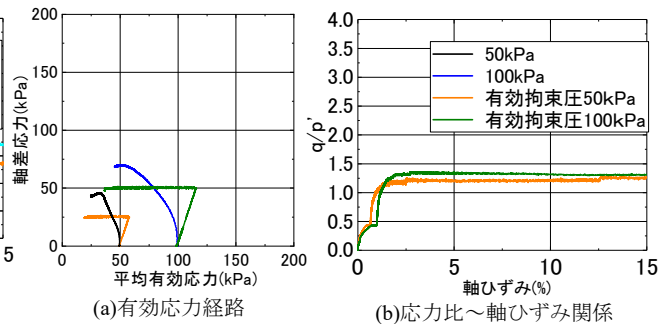


図5 二ツ森川堤体土試験結果

示しており、破壊応力比は1.3程度となった。吸水軟化試験においても、破壊応力比は1.3程度となった。したがって、犀川堤体土と同様に、図3のパターン1に分類でき、浸透条件下においては脆弱な堤体材料であると判断できた。なお、前述のとおり二ツ森川では、越流せずに堤体が浸透破壊したと推測されており、この試験結果はその推測を裏付けるものとなった。

##### 4.2 礫質土堤体試験結果

次に物部川と小田川の堤防で採取した堤体土の $\overline{CU}$ 試験と吸水軟化試験の結果を図6～8に示す。物部川では堤体上部と下部に分けて採取している。いずれの試料の $\overline{CU}$ 試験結果においても、軸ひずみ1%程度で軸差応力が最大値となるひずみ軟化挙動を示し、有効応力経路は原点に向かう静的液状化を示している。これらの $\overline{CU}$ 試験結果だけを見ると、これら礫質土堤防はゆる詰め構造であり、脆弱な地盤材料と判断せざるを得ない。一方、吸水軟化試験で到達する有効応力は、 $\overline{CU}$ 試験の軟化時の有効応力経路の左側にわずかに飛び出しており、吸水軟化試験での破壊応力比は、最大軸差応力で評価する $\overline{CU}$ 試験の限界応力比よりも大きくなるのがわかる。図6～8には(c)と(d)にそれぞれ、 $\overline{CU}$ 試験と吸水軟化試験のモールの応力円を示すが、吸水軟化試験での破壊時有効応力のモールの応力円から得られる破壊規準線((d)の実線)は、 $\overline{CU}$ 試験での破壊規準線((c)の実線と(d)の破線)と比べて、上部に位置しており、せん断強度が大きく評価される。すなわち、河川堤防の浸透レベルで発生する低有効応力状態においては、 $\overline{CU}$ 試験だけでは礫質土のせん断強度を過小評価する可能性を示唆している。



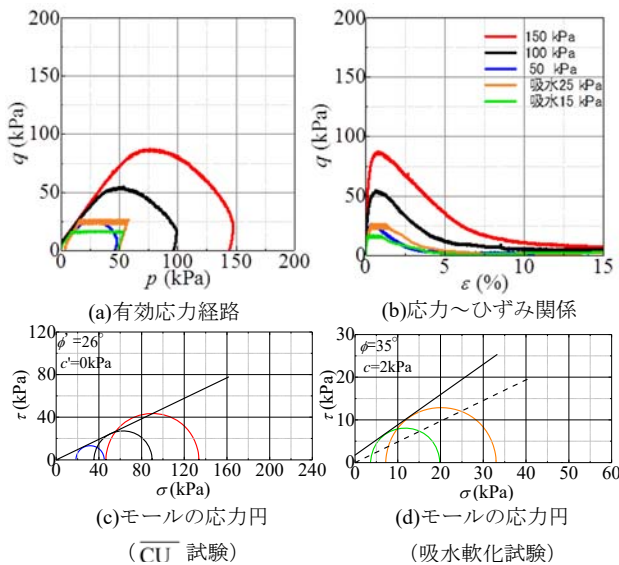


図6 物部川堤体土（上部採取試料）の試験結果

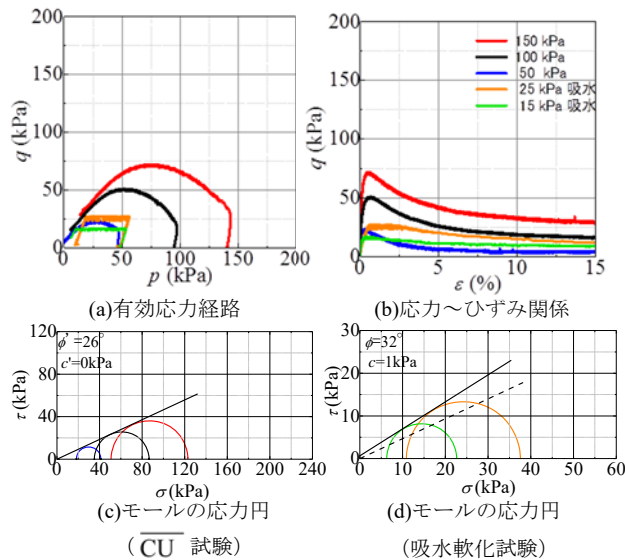


図8 小田川堤体土の試験結果

$\overline{CU}$  試験では完全非排水条件で無理矢理に軸圧縮応力を載荷するために、最大軸差応力に達した時点で相当量の塑性体積ひずみが発生、すなわち土の骨格構造が変化している。一方、吸水軟化試験では、破壊時の有効応力状態まで土の構造変化がほとんど発生しないため、初期状態の堤体が有するせん断強度の評価が可能となる。なお、吸水軟化試験の破壊規準線が低有効応力条件下で  $\overline{CU}$  試験の破壊規準線を上回るのは、礫粒子同士の噛み合わせによるせん断抵抗の発現などの要因が考えられる。

## 5. まとめ

本論文では、三軸圧縮試験機を用いた吸水軟化試験を実施することで、礫質土から細粒土までの様々な河川堤防土の浸透時に発揮するせん断強度を適正に評価できる試験法を示した。現状の河川堤防の照査法を適用すると、本論文で示した2つの事例においては、細粒土の場合には過剰な過大評価、すなわち危険側の評価をする恐れがあり、礫

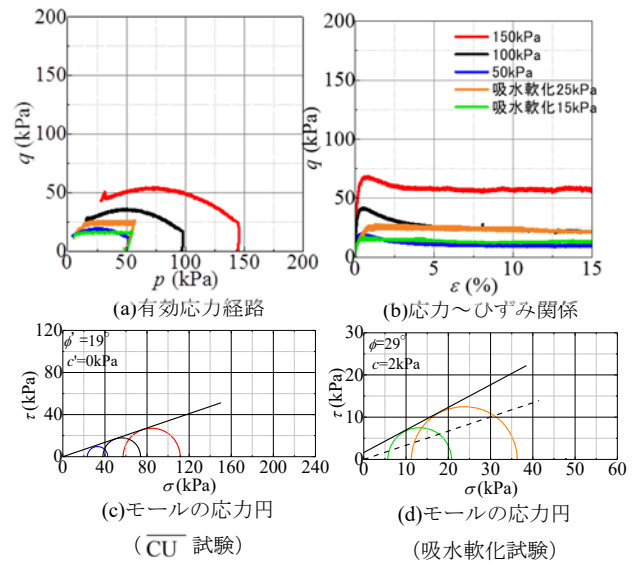


図7 物部川堤体土（下部採取試料）の試験結果

質土の場合には、過小評価をすることにつながり、過剰な対策をしてしまうことにつながる事が示された。

具体的には、犀川堤防土は細粒分50%以上あることから粘性土と分類され、せん断強度はUU試験やCU試験で粘着力主体の強度評価がなされる。しかし、吸水軟化試験からわかるように、浸透時の低有効応力条件下においては、砂質土と同様の摩擦抵抗しか発揮せず、浸透に脆弱であることが明らかとなった。

一方、物部川や小田川のような礫質土堤体は、一般的に自然状態ではゆる詰め傾向であり、 $\overline{CU}$  試験で評価する強度定数は非常に小さくなる。しかし、吸水軟化試験の結果を踏まえると、礫質土堤防は低有効応力条件下においては比較的高いせん断強度を発揮することが確認でき、安全性はそれほど低くはない。そのことは、礫質土堤防で過去に大きな被災事例がない事実とも一致する。

以上より、現行の照査法では河川堤防の安全性を過大にも過小にも評価している可能性があるが、堤体土のせん断強度を評価する室内試験として吸水軟化試験を採用することにより、より精度の高い堤防の照査が可能となる。

## 参考文献

- 1) 小高猛司, 崔瑛, 李圭太: 弾塑性論と吸水軟化試験による砂質土の強度定数に関する考察, 第70回土木学会年次学術講演会, pp.505-506, 2015.
- 2) 小高猛司, 李圭太, 久保裕一, 石原規則, 中山雄人: 細粒分が卓越した疑似粘性土堤防の強度評価の注意点, 第54回地盤工学研究発表会, pp.1013-1014, 2019.
- 3) 小高猛司, 李圭太, 石原規則, 久保裕一, 森智彦, 中山雄人: 高透水性基礎地盤を有する河川堤防の崩壊メカニズムと評価手法に関する研究, 河川技術論文集, ジウム, 第24巻, pp. 559-564, 2018.
- 4) 小高猛司, 李圭太, 石原規則, 久保裕一, 田中貴之, 梅村逸遊: 吸水軟化試験による河川堤防土の低拘束圧下のせん断強度の評価, 第5回河川堤防技術シンポジウム, pp.45-48, 2017.



繰返し吸排水履歴に関する不飽和シルト三軸試験と  
封入空気を考慮した水分特性モデルを用いた数値シミュレーション  
(Triaxial tests on cyclic water absorption-drainage history of unsaturated silt and their  
numerical simulations using a SWC model taking trapped air into consideration)

吉川高広<sup>1</sup>，野田利弘<sup>2</sup>，中澤一眞<sup>3</sup>

1 名古屋大学大学院・工学研究科土木工学専攻・yoshikawa.takahiro@b.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・減災連携研究センター

3 西日本旅客鉄道株式会社

### 概 要

不飽和土の水分特性曲線が吸排水時のヒステリシス性を持つ要因として、インク瓶効果、間隙水と土粒子の接触角の影響、空気の封入の影響が挙げられている。本研究では、空気の封入の影響により生じるヒステリシス性に注目して、不飽和シルトを用いた繰返し吸排水履歴に関する三軸試験とその数値シミュレーションを実施した。まず実験結果から、繰返し吸排水履歴の違いにより不飽和土の水分特性に違いが生じ、特にサクション 0kPa での飽和度が吸排水履歴の違いにより異なることを示す。次にその数値シミュレーションにおいては、封入空気を考慮した水分特性モデルを用いることで、有効飽和度～サクション関係にヒステリシス性を導入せずとも、実験で得られた飽和度の吸排水時のヒステリシス性や、サクション 0kPa での飽和度が吸排水履歴の違いにより異なる挙動を表現できることを示す。

キーワード：不飽和土，水分特性，封入空気，三軸試験

## 1. はじめに

近年、豪雨による斜面や盛土等の不飽和地盤・土構造物の崩壊が相次いで発生し、その被災メカニズムの解明が強く求められている。降雨と乾燥の繰返し履歴を受ける不飽和土の力学挙動を把握するためには、水分特性を把握することが重要である。不飽和土の水分特性の主な特徴としては、吸排水時のヒステリシス性と間隙比依存性が挙げられる。吸排水時のヒステリシス性が生じる要因としては、インク瓶効果、間隙水と土粒子の接触角の影響、空気の封入の影響が挙げられている。本研究では、空気の封入の影響により生じるヒステリシス性に注目して不飽和シルトを用いた繰返し吸排水履歴に関する三軸試験とその数値シミュレーションを実施した。シミュレーションに用いた水分特性モデルの特徴は、間隙空気を「封入空気」と「連続した相として存在する空気（連続空気）」に明確に分け、この考え方に基づいて新たに定義した有効飽和度を用いる点と、封入空気と連続空気が吸排水に伴い遷移する点である。まず、次章では解析手法の概要を述べる。

## 2. 解析手法の概要

解析手法の詳細は別文献<sup>1)2)3)</sup>を参照されたい。ここではその要点を述べる。図 1 は土の示相図および各種諸量の定義を示す。土を「土粒子」「吸着水」「自由水」「封入空気」「連続空気」に明確に分けて扱う。土粒子と吸着水が一体となって「土骨格」を形成し、土粒子と吸着水を除く部分を土骨格の体積変化に有効な間隙（以後「有効間隙」と考える。有効間隙が土全体に占める体積割合を有効間隙率  $n_e$  とする。封入空気は自由水に封入されているため、自

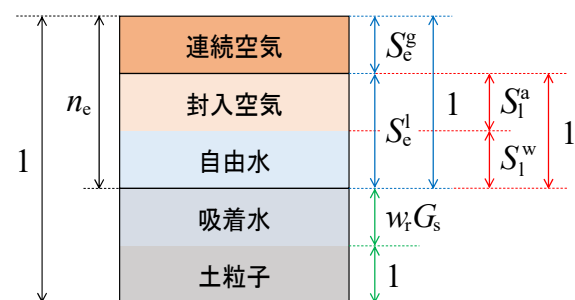


図 1 土の示相図および各種諸量の定義  
(全て体積に関する諸量)

由水+封入空気が有効間隙に占める体積割合を新たに有効飽和度  $S_e^l$  と定義し、 $S_e^l$  とサクシオン・間隙比等を水分特性式で関係付ける。また、自由水が自由水+封入空気に占める体積割合を自由水飽和度  $S_w^*$  と定義し、未知変数として扱う。吸着水は、高サクシオン時に土粒子表面に吸着した水であるため、含水比  $w_r$  で定義し、簡単のため材料定数と考える（吸着水は非圧縮と仮定）。最終的に解くべき方程式は、運動方程式、自由水～土骨格連成式、封入空気～土骨格連成式および連続空気～土骨格連成式である。既往の空気～水～土骨格連成の変形解析手法と比べて、 $S_w^*$  が新たに未知数として増えるが、連続空気に加えて封入空気の質量保存則も支配方程式として用いるため、未知数と方程式の数は一致する。ただし、封入空気の圧力は自由水の圧力に等しいと仮定する。

また不飽和土は、例えば、吸水時には連続空気の一部が封入空気に、排水時には封入空気の一部が連続空気に遷移すると考えられる。そこで、封入空気と連続空気の質量交換を考慮するため、封入空気と連続空気がそれぞれ単位時間・単位体積当たり湧き出す質量  $m_{la}$  と  $m_{ga}$  に対して、次に示す簡単な遷移モデルを考える。なお、本論文では、封入空気と連続空気の質量交換のみを考えるため、 $m_{la} + m_{ga} = 0$  とする。

#### (i) 連続空気から封入空気への遷移 ( $\dot{S}_e^l \geq 0$ の場合)

有効飽和度  $S_e^l$  の土骨格から見た物質時間微分  $\dot{S}_e^l \geq 0$  のときに遷移すると考える。 $S_e^g = 0$  で連続空気が存在しないとき、および、 $S_e^g = 1$  で自由水が存在しないときは封入空気への遷移は生じないため、次に示すようなモデルを考えたい。

$$\frac{m_{la}}{\rho_{la}} = n_e \alpha^* S_e^g (1 - S_e^g) \dot{S}_e^l \quad (1)$$

ここに  $\alpha^*$  は材料定数で、値が大きいほど遷移量が多い。

#### (ii) 封入空気から連続空気への遷移 ( $\dot{S}_e^l < 0$ の場合)

$\dot{S}_e^l < 0$  のときに遷移すると考える。 $S_e^a = 0$  で封入空気が存在しないときは遷移しない。また、 $S_e^a = 1$  のときは自由水が存在せず、有効間隙が全て連続空気であることを意味するため、このような状態は定義できない。このため、次に示すようなモデルを考えたい。

$$\frac{m_{ga}}{\rho_{ga}} = n_e \mu^* \ln(1 - S_e^a) \dot{S}_e^l \quad (2)$$

ここに  $\mu^*$  は材料定数で、値が大きいほど遷移量が多い。

本稿では、 $S_e^l$  に Gallipoli et al.<sup>4)</sup> の水分特性式を用いる。 $S_e^l$  に対してはヒステリシス性モデルを導入せず、式(1)と式(2)に示した封入空気と連続空気の遷移に起因する飽和度～サクシオン関係のヒステリシス性に注目して、数値シミュレーションを行った。本解析モデルでは  $\alpha^*$  と  $\mu^*$  が材料定数として新しく加わるが、「最大飽和度」と「ヒステリシス性を表現するために導入するパラメータ」が不要なため、一般的なヒステリシス性モデルと材料定数の数は同じである。また、土骨格の弾塑性構成式は、SYS Cam-clay model<sup>5)</sup> に対して、京川ら<sup>6)</sup>・Zhang & Ikariya<sup>7)</sup> を参考に、正

規圧密線の切片  $N$  と限界状態線の切片  $\Gamma$  が  $S_e^l$  に応じて変化する手法を導入し、応力の式には骨格応力<sup>8)</sup>を用いた。なお、本稿では、一様変形場を仮定して三軸試験の数値シミュレーションを実施し、構成式と水分特性式の応答を出力した。

### 3. 実験条件と計算条件

#### 3.1 実験条件

実験に用いた三軸試験機について述べる。供試体下端では微細多孔質膜<sup>9)</sup>を用いて水圧を、上端では撥水性のポリフロンフィルターを用いて空気圧を、それぞれ独立して制御した。非排気試験を行う場合は、三軸セル内の供試体から極力近い位置に設置した電磁弁を閉じて、供試体内の空気の圧力と圧縮量を評価できるように努めた。体積変化は、二重セルシステムを用いて、内セルの水位変化から算出した。

実験に用いた土試料は非塑性シルト（DL クレー）である。繰返し吸排水履歴に関する実験を2種類実施した。(A) 同じサクシオンで繰返す吸排水試験と(B) 排水時のサクシオンを段階的に上昇させつつ繰返す吸排水試験である。以下に各実験の手順を示す。

#### (A) 同じサクシオンで繰返す吸排水試験

(i) 含水比 20%になるように調整した土試料をモールド内で静的に締固めて、間隙比 1.18、飽和度 46%の円筒供試体（直径 50mm、高さ 100mm）を作製する。(ii) 供試体を三軸試験機に設置し、排気非排水条件下でセル圧を 20kPa まで上昇させる。(iii) セル圧と空気圧を同時に上昇させて、セル圧 270kPa、空気圧 250kPa にする（このとき水圧は約 230kPa、サクシオンは約 20kPa）。(iv) 供試体のサクシオンを変えずに排水条件にして、セル圧を 450kPa まで上昇させて、基底応力 200kPa で等方圧密する。(v) 基底応力一定の下、まずサクシオン 20kPa から 0kPa に低下させて（この過程を 0 回目と呼ぶ）、その後サクシオンを 0 と 30kPa の間で吸排水を 2 回繰返す試験を実施した。

#### (B) 排水時のサクシオンを段階的に上昇させつつ繰返す吸排水試験

実験(A)の場合と(i)、(ii)の過程は同じである。(iii) セル圧と空気圧を同時に上昇させて、セル圧 60kPa、空気圧 40kPa にする（このとき水圧は約 20kPa、サクシオンは約 20kPa）。(iv) 供試体のサクシオンを変えずに排水条件にして、セル圧を 240kPa まで上昇させて、基底応力 200kPa で等方圧密する。(v) 水圧を 40kPa まで上昇させて、サクシオン 20kPa から 0kPa に低下させる（この過程を 0 回目と呼ぶ）。(vi) セル圧・空気圧・水圧を同時に上昇させて、セル圧を 450kPa、空気圧と水圧を 250kPa にする。この過程は飽和土の三軸試験における背圧上昇過程に対応して、実験(A)の場合より飽和度は高くなる。(vii) 基底応力一定の下、サクシオン 0kPa から、0→20→0→25→0→30→0kPa と排水時のサクシオンを段階的に上昇させて吸排水を 3

回繰返す試験を実施した。(viii) (vii)の後にサクシオン 0kPa で非排気・非排水三軸圧縮試験を行った。また、別の供試体を用いて、吸排水を繰返す前の(vi)の過程後にもサクシオン 0kPa の非排気・非排水三軸圧縮試験を行った。

なお、(A)と(B)のどちらにおいても、サクシオンを変化させる際は、基底応力一定の下、サクシオン上昇時にはセル圧と空気圧を、サクシオン低下時には水圧を上昇させた。

### 3.2 計算条件

サクシオン 0kPa のときは封入空気量(自由水飽和度  $S_1^w$  の値)が明確であるため、(A)では 1 回目の排水過程開始時、(B)では 0 回目の吸水過程終了後の背圧上昇過程開始時を初期状態とした。また、(A)と(B)の実験において、吸水コラプスが生じた 0 回目の吸水過程終了後は、吸排水過程を繰返しても間隙比変化がほぼ生じなかったため、まずは水分特性モデルのみの妥当性を検証するために、変形が生じない条件下で、数値シミュレーションを行った。

表 1 土骨格の構成式に関する材料定数

弾塑性パラメータ		
$S_1^s=1$ における限界状態線の $p'=98.1\text{kPa}$ , $q=0\text{kPa}$ のときの比体積	$\Gamma$	1.95
$S_1^s=0$ における限界状態線の $p'=98.1\text{kPa}$ , $q=0\text{kPa}$ のときの比体積	$\Gamma_r$	2.07
限界状態定数	$M$	1.33
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.05
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.01
ボアソン比	$\nu$	0.3
発展則パラメータ		
正規圧密土化指数	$m$	0.3
構造劣化指数	$a$	1.0
構造劣化指数	$b$	1.0
構造劣化指数	$c$	1.0
構造劣化指数	$c_s$	0.8
回転硬化指数	$b_r$	0.0
回転硬化限界定数	$m_b$	-

表 2 水分特性に関する材料定数およびその他の物性値

水分特性		
吸着水含水比 %	$w_r$	0.0
van Genuchten <sup>10)</sup> パラメータ $\text{kPa}^{-1}$	$\alpha$	0.044
van Genuchten パラメータ $(m'=1-1/n')$	$n'$	2.1
Gallipoli パラメータ	$\psi$	3.0
封入空気への遷移パラメータ	$\alpha^*$	2.62
連続空気への遷移パラメータ	$\mu^*$	1.65
物性値		
土粒子密度 $\text{g/cm}^3$	$\rho^s$	2.704
水の体積弾性係数 $\text{kPa}$	$K_w$	$2.19 \times 10^6$
空気の気体定数 $\text{m}^2/\text{s}^2/\text{K}$	$\bar{R}$	287.04
絶対温度 $\text{K}$	$\Theta$	293.15

表 3 実験(A)と(B)のシミュレーションに用いた初期値

		(A)	(B)
構造の程度	$1/R_0^*$	3.06	2.24
過圧密比	$1/R_0$	1.20	1.20
間隙比	$e_0$	0.98	0.97
応力比	$\eta_0$	0.0	0.0
異方性の程度	$\zeta_0^*$	0.0	0.0
自由水飽和度 %	$S_{10}^w$	81.36	81.52

表 1 は土骨格の構成式に関する材料定数を示す。Yoshikawa et al. <sup>11)</sup>の DL クレーのパラメータを参考にして値を決定した。表 2 は水分特性式に関する材料定数およびその他の物性値を示す。水分特性式に関する材料定数は、(A)の 1 回目の吸排水過程と、別で実施した初期間隙比が異なる場合の 1 回目の排水過程を最もよく再現できる値に決定した。この材料定数を用いて、(A)の 2 回目の吸排水過程と(B)のシミュレーションを行った。表 3 は実験(A)と(B)のシミュレーションに用いた初期値を示す。実験結果に基づいて各初期値を設定した。

## 4. 実験結果と計算結果の比較

### 4.1 (A)同じサクシオンを繰返す吸排水試験

図 2 は(A)の 3.1 節で前述した(v)の過程における飽和度および間隙比とサクシオンの関係の実験結果を示す。なお、各サクシオンで得られた飽和度および間隙比の実験値の点を便宜的に直線で結んでいる。まず、飽和度～サクシオン関係より、吸排水時のヒステリシス性を確認できる。サクシオン 0kPa における飽和度は、0 回目の吸水過程終了時より 1 回目の方が若干低い。つまり、0 回目より 1 回目の方が封入空気の割合が高いと言える。一方で、1 回目と 2 回目の吸水過程終了時の飽和度は等しく、また吸水過程全体を通じて同じサクシオン～飽和度関係になっている。次に間隙比～サクシオン関係を見ると、0 回目の吸水過程で体積圧縮(吸水コラプス)しているが、それ以降は吸水コラプスが生じていない。

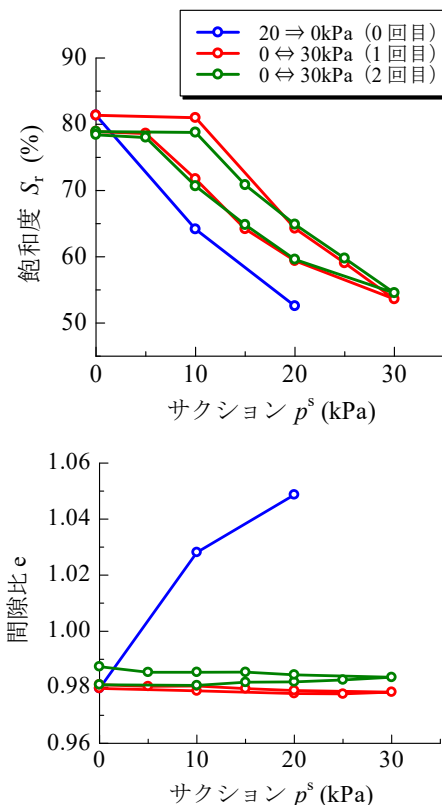


図 2 (A)の実験結果

図 3 は数値シミュレーション結果を示す。3.2 節で前述した通り、1 回目の排水過程開始時を初期状態として、変形が生じない条件下で数値シミュレーションを行った。まず、有効飽和度  $S_e^i$  ~ サクシオン  $p^s$  関係にヒステリシスを導入せずとも、封入空気と連続空気の遷移を考慮するだけで、実験結果の飽和度  $S_r \sim p^s$  関係のヒステリシスを表現可能である。特に  $p^s=0\text{kPa}$  のときに注目すると、吸水過程終了時の飽和度が、1 回目より 2 回目の方が排水過程開始時の飽和度に近づく様子も再現できている。これは式 (2) より、自由水飽和度  $S_1^w$  が低くなるほど、封入空気が連続空気に遷移する量が大きくなるためである。

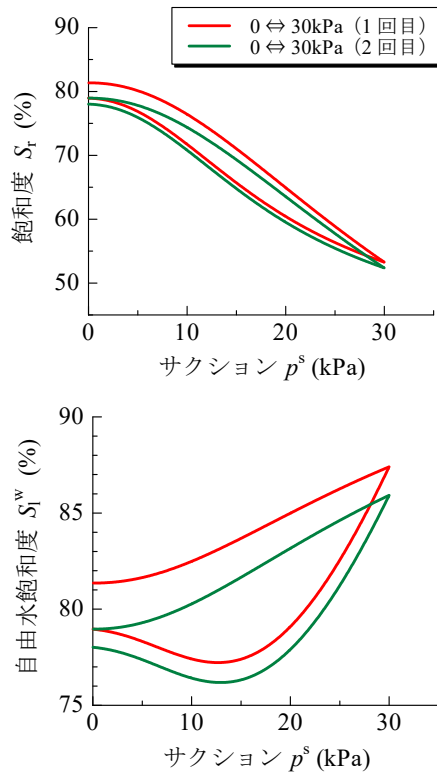


図 3 (A)の計算結果  
(ヒステリシスの表現)

#### 4.2 (B)排水時のサクシオンを段階的に上昇させつつ繰り返す吸排水試験

図 4 は(B)の 3.1 節で前述した(v)~(vii)の過程における飽和度および間隙比とサクシオンの関係の実験結果を示す。なお、各サクシオンで得られた飽和度および間隙比の実験値の点を便宜的に直線で結んでいる。まず、飽和度~サクシオン関係より、背圧を上昇させて飽和度を高めた後に、排水時のサクシオンを段階的に上昇させて吸排水過程を繰り返すと、サクシオン 0kPa での飽和度が徐々に低くなり、空気の封入量が増加していく。これにより、吸排水時のヒステリシスが観察されるが、1 回目の吸排水過程以降は、排水過程で同じサクシオンに戻ったときに飽和度も同じ値に戻っている点は興味深い。次にサクシオン~間隙比関係を見ると、(A)と同様で、0 回目で吸水コラプスを示すが、それ以降は吸水コラプスが生じていない。

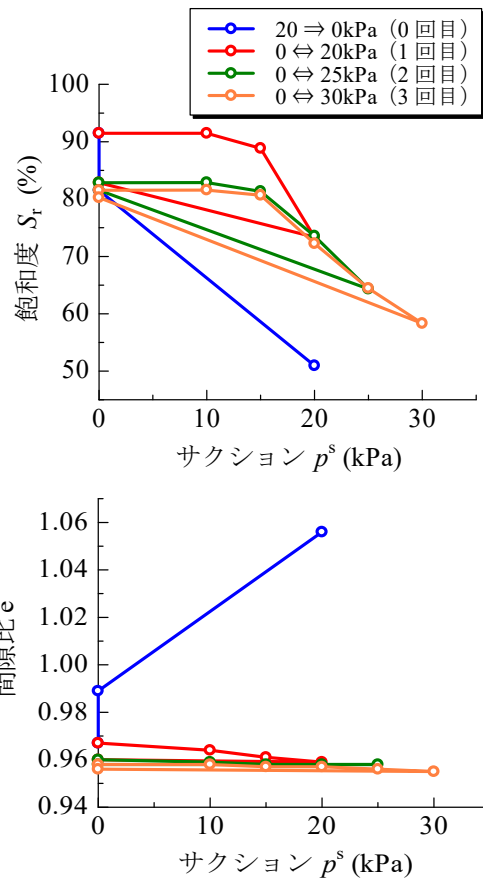


図 4 (B)の実験結果

図 5 は数値シミュレーション結果を示す。3.2 節で前述した通り、0 回目の吸水過程終了後の背圧上昇過程開始時を初期状態として、変形が生じない条件下で数値シミュレーションを行った。まず背圧上昇過程において、 $p^s=0\text{kPa}$  での飽和度上昇を封入空気の圧縮 ( $S_1^w$  の上昇) により表現可能である。次に、排水時のサクシオンを段階的に上昇させて吸排水過程を繰り返すと、 $p^s=0\text{kPa}$  での飽和度が徐々に低下し、空気の封入量が増加していく ( $S_1^w$  が低下する) 様子が再現できている。ただし、実験に比べて数値シミュレーションでは、1 回目の吸排水過程における空気の封入量が小さい。今後は式(1)と式(2)の遷移モデルを中心に、解析手法の改良を行う必要がある。

図 6 は(viii)の過程について、背圧上昇過程後および吸排水過程を 3 回繰り返した後の、サクシオン 0kPa における非排気・非排水三軸圧縮試験の実験結果を示す。0 回目の吸水過程後に背圧上昇させた供試体をせん断した場合は、限界状態線の下側での軟化挙動が見られるが、吸排水過程を 3 回繰り返した供試体をせん断した場合は、硬化し続け、両者で強度が倍半分異なっている。

図 7 は数値シミュレーション結果を示す。ここまでは変形が生じない条件を与えていたが、その制約を取り外して、両ケースとも同じ背圧上昇過程開始時を初期状態としてせん断までの一連の過程をシミュレートした。実験結果とシミュレーション結果を比較すると、吸排水履歴が異なる非排気・非排水三軸圧縮挙動の特徴を捉えられている。

特に吸排水過程を繰り返さない場合の骨格応力経路では、SYS Cam-clay model の上負荷面が記述する構造の劣化により、限界状態線下側での軟化挙動を表現できている。

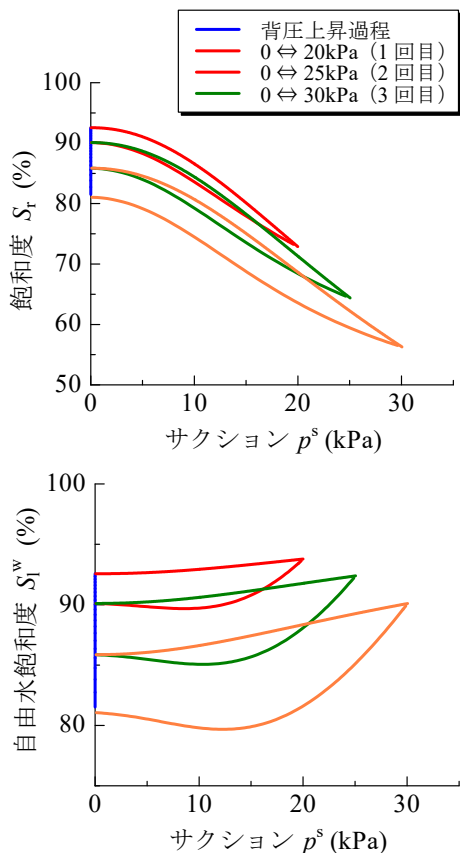


図 5 (B)の計算結果 (ヒステリシス性の表現)  
(吸排水の繰り返しに伴い間隙水に空気が封入されていく様子の表現)

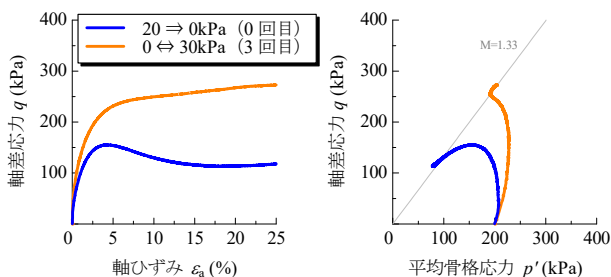


図 6 (B)の非排気・非排水せん断の実験結果

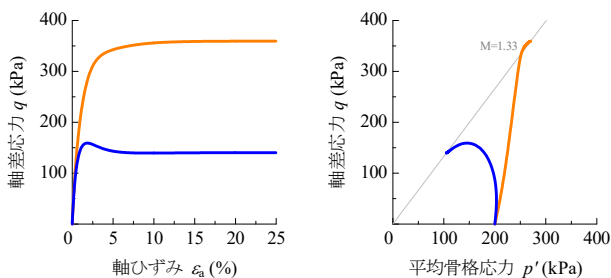


図 7 (B)の非排気・非排水せん断の計算結果  
(限界状態線下側での軟化と硬化の違いを表現)

## 5. おわりに

本稿では、不飽和シルトを用いた繰り返し吸排水履歴に関する三軸試験と封入空気を考慮した水分特性モデルを用いたその数値シミュレーションを行った。まず、封入空気と連続空気の吸排水に伴う遷移を考慮するだけで、有効飽和度～サクシオン関係にヒステリシス性を導入することなく、実験で得られた飽和度～サクシオン関係のヒステリシス性を表現できることを示した。また、サクシオンが同じゼロであっても、吸排水履歴の違いで飽和度が異なる挙動を表現でき、さらには、それら供試体に対して実施した非排気・非排水三軸圧縮試験において、吸排水履歴の違いにより、一方は軟化、他方は硬化を示す挙動も表現できることを示した。本稿では、サクシオンがゼロでの飽和度変化に注目したシミュレーション結果を示したが、最大飽和度を材料定数で与える既往の手法ではこのような挙動を表現できない点を強調しておく。

## 謝辞

JSPS 科研費 17H01289 と 17K14720 の助成を受けた。ここに、謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 野田利弘, 吉川高広, 西垣隆士: 新たに定義する有効飽和度に基づく不飽和土の有限変形解析手法の提案, 第53回地盤工学研究発表会, pp. 725-726, 2018.
- 2) 吉川高広, 野田利弘, 西垣隆士: 封入空気を考慮可能な不飽和土の有限変形解析手法の妥当性確認, 第53回地盤工学研究発表会, pp. 727-728, 2018.
- 3) 吉川高広, 野田利弘, 西垣隆士: 新たに定義する有効飽和度に基づく不飽和土の有限変形解析手法の開発と検証, 第30回中部地盤工学シンポジウム, pp. 13-18, 2018.
- 4) Gallipoli, D., Wheeler, S.J. and Karstunen, M.: Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil, *Geotechnique*, 53(1), 105-112, 2003.
- 5) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils. *Soils and Foundations*, 42(5), 47-57, 2002.
- 6) 京川裕之, 菊本統, 中井照夫, Hossain Md. Shahin: サクシオン・飽和度・密度を統一的に考慮できる不飽和土の弾塑性モデル, *応用力学論文集*, 12, 331-342, 2009.
- 7) Zhang, F. and Ikariya, T.: A new model for unsaturated soil using skeleton stress and degree of saturation as state variables, *Soils and Foundations*, 51(1), 67-81, 2011.
- 8) Jommi, C.: Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils, *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils* (eds. by Tarantino, A. and Mancuso, C.), Balkema, 139-153, 2000.
- 9) Nishimura, T., Koseki, J., Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (2012): Microporous membrane technology for measurement of soil-water characteristic curve, *Geotechnical Testing Journal*, the American Society for Testing and Materials, 35(1), 201-208.
- 10) van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898, 1980.
- 11) Yoshikawa, T., Noda, T. and Kodaka, T.: Effects of air coupling on



triaxial shearing behavior of unsaturated silty specimens under constant confining pressure and various drained and exhausted conditions, *Soils*

and Foundations, 55(6), 1372-1387, 2015.

特別講演 その2  
(14:40～15:40)

黒部ダムに学ぶ  
—志は連鎖する—

大田 弘 氏

(株式会社熊谷組 元社長)

第3セッション  
(15:50～17:20)

司会 藤井 幸泰  
(名城大学)

宅地開発に適用する杭基礎パネル式擁壁の応答関数法を用いた設計試算  
 Trial calculation of facing panel piled retaining wall for housing land development  
 by using response function method

三浦均也<sup>1</sup>, 松田達也<sup>1</sup>, 鈴木恒太<sup>2</sup>, 小野正<sup>2</sup>, 小林睦<sup>3</sup>

- 1 豊橋技術科学大学, 建築・都市システム学系・k-miura@ace.tut.ac.jp  
 2 豊橋技術科学大学, 大学院博士前期課程, 建築・都市システム学専攻  
 3 豊田工業高等専門学校, 環境都市工学科

### 概 要

自立式看板・交通標識や擁壁において、杭を用いることによって風力や土圧のような横荷重に対して耐久性のある自立式構造物を構築できることを、筆者らは解析や載荷試験、試験施工によって示してきた。擁壁のような抗土圧構造物に杭基礎を適用する施工法においては、施工期間の短縮とコスト縮減に加えて、背後地盤の掘削を最小限に留めることによるコンパクトな施工が可能であることも明らかになっている。本研究では、杭基礎を適用したパネル式擁壁を宅地開発に用いる場合の適用性について解析的に検討する。杭基礎のたわみ解析には、層状地盤における有限長杭に適用可能な非線形応答関数法を用いた。設定した種々の地盤条件、壁高と杭間隔において杭のたわみ解析を系統的に実施し、選択可能な支柱および杭の断面を示し、必要杭長を算定した。

キーワード：擁壁，杭基礎，試設計，宅地開発

### 1. はじめに

道路建設や宅地造成等において土工の効率性や盛土・切土の安定性、施工・維持管理の合理性、経済性を向上させるためには、擁壁の建設技術が重要である。擁壁には種々のタイプがあり、石積み擁壁、ブロック積み擁壁、コンクリート擁壁（重力式、鉄筋コンクリート式）のように発展的に利用されてきた。重力式擁壁は構造の一体性に優れるために比較的高い壁高にも適用されるが、地震時の安定性に関しては万全ではない。一方、テールアルメや多数アンカー式補強土壁に代表される鉛直な壁面を有する補強土式擁壁は現地発生土を有効利用できるとともに、基本的に柔構造であるため重力式擁壁に比べて地震時の安定性に優れ、より高い壁高の擁壁への適用実績を有している<sup>1)</sup>。

本研究で提案する杭基礎パネル式擁壁は、杭の横荷重に対する耐荷性能を活用することによってよりコンパクトな基礎を提供するため、背後地盤の乱れを最小限に抑えながら建設することを可能にするために開発した擁壁構築工法である。これにより、背後地盤の安定化、擁壁に作用する土圧の低減、土工量の縮減、その結果としての専有面積の縮小、施工期間の短縮、コスト縮減が可能になると期待できる。また、杭基礎擁壁は重力式と比べて杭のたわみによる土圧や地震力に対する反発力に余裕があり、耐震性能の向上も期待できる。

筆者らはこれまで、道路建設を想定した条件で杭基礎パネル式擁壁の適用性を検討してきた<sup>2,3)</sup>。本研究では、これを盛土地盤の沈下等に対する要件がより厳しい、住宅地の開発に適用する場合を想定して、適用範囲について検討する。先ず、擁壁の基本的な構造を紹介するとともに、層構造を有する地盤における横荷重を受ける杭のたわみ解析を可能にする、応答関数法を用いた解析手法を説明する。住宅盛土としての安定性の評価に対しては、「住宅建設に

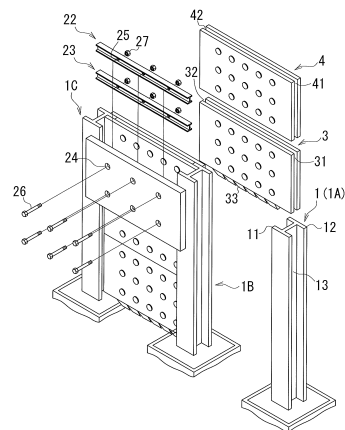


図 1 杭基礎パネル式擁壁<sup>3)</sup>

表 1 本研究で対象とした角形鋼管のリスト (STK400)

許容応力(長期荷重) : $\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )					140.0	無限長杭式	
						N=5	
	D	t	I	Z	Ma	$\beta$	$Lc=\pi/\beta$
単位	mm		cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	kNm	1/m	m
Ps 150	150	12.0	1923	256.35	35.89	0.769	4.08
Ps 175	175	12.0	3214	367.36	51.43	0.683	4.60
Ps 200	200	16.0	6076	607.64	85.07	0.587	5.35
Ps 250	250	19.0	14351	1148.11	160.73	0.481	6.54
Ps 300	300	19.0	26243	1749.54	244.94	0.418	7.51
Ps 350	350	22.0	48355	2763.12	386.84	0.362	8.67
Ps 400	400	25.0	82151	4107.56	575.06	0.319	9.84
Ps 450	450	19.0	120583	5359.25	750.30	0.293	10.72

よる上載荷重の増大」および「擁壁の前面掘削」の2つの条件を設定し、その条件での杭基礎パネル式擁壁の適用性を検討する。

## 2. 擁壁の構成と部材の特性

### 2.1 擁壁の構成

図 1 は杭基礎パネル式擁壁の構造を模式的に示している。図中に示したのは、角形鋼管と H 型鋼を組み合わせた「杭・支柱一体構造」を活用し、打設後に鉄筋コンクリート製の壁面パネルを支柱に取り付ける形式のものである。本研究では、支柱に十分な剛性を持たせることによって盛土の沈下に影響する壁面のたわみを抑制するために、杭と支柱を 1 本の円形鋼管で構成する「杭・支柱単体構造」を採用した。

### 2.2 杭・支柱部材

杭・支柱一体構造の部材として、円形鋼管と角形鋼管を対象としたが、本報告では、スペースの制約もあるので、同じ径でもより大きな断面剛性を有する角形鋼管についての検討結果のみを示すことにする。表 1 は本研究で対象とした市販されている角形鋼管のリストを示している。長期荷重である土圧に対する許容応力  $\sigma_a$  に断面係数  $Z$  を乗じて得られる許容曲げモーメント  $M_a$  は杭径に対応して増大する。したがって、杭部分に発生する最大曲げモーメントに応じた必要杭径を選択することが必要になる。また、杭を無限長と仮定することで得られる Chang の公式から地盤の N 値が 5 の条件における特性値  $\beta$  と必要杭長  $Lc$  も列挙している。Chang の公式では、杭長を無限と仮定しているために、杭頭荷重には関係なく、特性値のみの関数として杭長が決まるということによる特徴がある。

## 3. 応答関数法による杭のたわみ解析

### 3.1 支配方程式と応答関数の誘導

杭のたわみ解析とその数式解は、弾性床上の梁としてモデル化して誘導されるのが普通である。式(1)はモデルによって導かれる支配方程式を示している。ここで、 $\delta$  を杭の水平変位(たわみ量)、 $D$  を杭径、 $EI$  を曲げ剛性、 $k$  を地盤反力係数とすると、たわみ挙動に対する支配方程式は以下のように表せる。

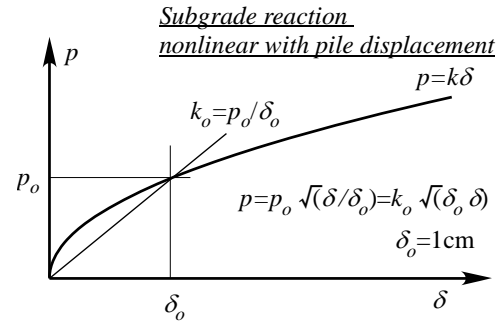


図 2 非線形な地盤反力挙動

$$-EI \frac{d^4 \delta}{dz^4} = P = pD = kD\delta \quad (1)$$

$$\theta = -\frac{d\delta}{dz}, \quad M = EI \frac{d^2 \delta}{dz^2}, \quad Q = EI \frac{d^3 \delta}{dz^3}, \quad pD = -EI \frac{d^4 \delta}{dz^4}$$

たわみ角  $\theta$  と曲げモーメント  $M$ 、せん断力  $Q$ 、地盤反力  $p$  はいずれも水平変位  $\delta$  の導関数である。杭に対する地盤反力は強い非線形性を示し、図 2 に示す建築学会の考え方<sup>4)</sup>に従うと、原点を通る割線で定義される地盤反力係数  $k$  は次式のように定式化できる。

$$p = k\delta \quad \because k = k_0 \sqrt{\frac{\delta_0}{\delta}} \quad (2)$$

$$p = p_0 \sqrt{\delta/\delta_0} = k_0 \sqrt{\delta_0} \cdot \delta \quad \because k_0 = p_0/\delta_0$$

$$k_0 = \alpha \cdot E_0 \cdot (100D)^{-3/4} \times 10^4 \text{ (kN/m}^3\text{)}; \quad \alpha = 0.2, \quad E_0 = 28N$$

基準となる  $k_0$  は N 値から推定する方法を用いた。式(1)を線形微分方程式として解くと以下の解が得られる。

$$\delta(z) = e^{-\beta z} (a \cos \beta z + b \sin \beta z) + e^{\beta z} (c \cos \beta z + d \sin \beta z) \quad (3)$$

杭長を無限と仮定して、発散しないように係数を  $c=d=0$  とすると Chang の公式と知られて無限長杭に対する解を得ることができる。

式(1,2)に基づくと、たわみ関数と係数との関係をマトリックス方程式の形で整理できる。

$$\begin{Bmatrix} \delta \\ \theta \\ M \\ Q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} e^{-\beta z} \cos \beta z & e^{-\beta z} \sin \beta z & e^{\beta z} \cos \beta z & e^{\beta z} \sin \beta z \\ -\beta e^{-\beta z} (-\cos \beta z) & -\beta e^{-\beta z} (+\cos \beta z) & -\beta e^{\beta z} (+\cos \beta z) & -\beta e^{\beta z} (-\cos \beta z) \\ 2\beta^2 EI e^{-\beta z} \sin \beta z & -2\beta^2 EI e^{-\beta z} \cos \beta z & -2\beta^2 EI e^{\beta z} \sin \beta z & 2\beta^2 EI e^{\beta z} \cos \beta z \\ 2\beta^3 EI e^{-\beta z} (-\sin \beta z) & 2\beta^3 EI e^{-\beta z} (+\sin \beta z) & 2\beta^3 EI e^{\beta z} (-\sin \beta z) & 2\beta^3 EI e^{\beta z} (+\sin \beta z) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$\Rightarrow \{Q\}_{(z)} = [S]_{(z)} \{A\}$$

この関係を整理することによって、均質な単一の層内における応答関数  $[R]_{(z)}$  を以下のように定義できる。

図 2 に示す非線形挙動に対して非線形な解を誘導するのは困難なため、杭を複数のセグメントに分割して多次線



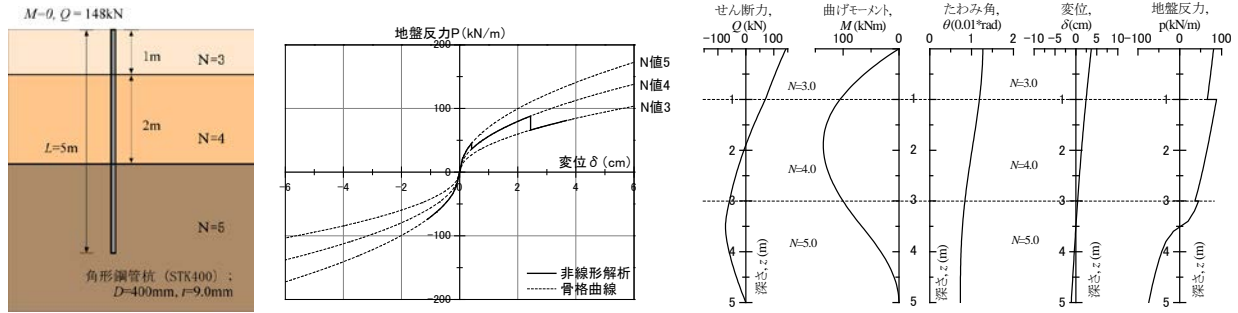


図 3 非線形応答関数法を用いた層状地盤における杭のたわみ挙動

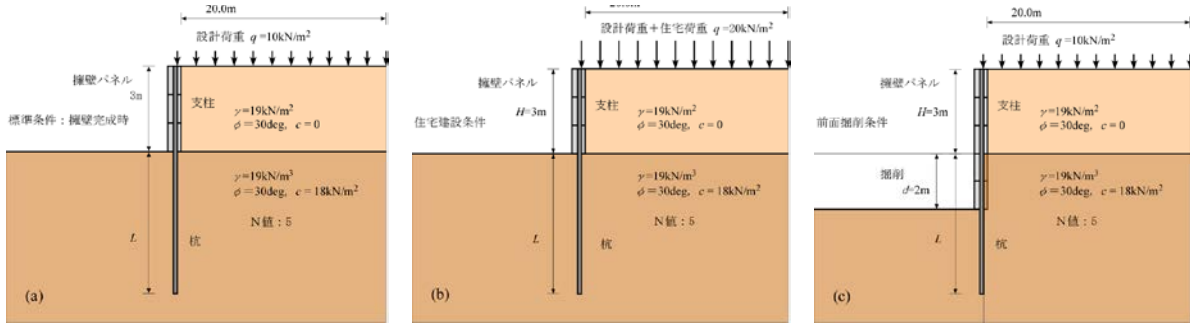


図 4 地盤と擁壁の設定条件：(a) 標準条件，(b) 住宅建設条件，(c) 前面掘削条件

形関係で表すことを考える。式(1)を以下のように修正され、解(式(4))も以下ようになる。

$$p = k^* \delta + p^* \Rightarrow -EI \frac{d^4 \delta}{dz^4} = P = pD = k^* D \delta + p^* D \quad (4)$$

$$\{Q(z)\} = [S(z)]\{A\} + \{U(z)\} \quad (5)$$

$$\therefore \{U(z)\} = \{-p\delta^* / k \quad 0 \quad 0 \quad 0\}^T$$

最終的に応答関数は以下のようにまとめられる。

$$\begin{aligned} \{Q(z)\} &= [Q(z)] = [R(z)]\{Q(0)\} + [V(z)] \\ \therefore [R(z)] &= [S(z)][S(0)]^{-1} \cdot [V(z)] = [U(z)] - [R(z)]\{U(0)\} \\ [R(z)] &= \begin{bmatrix} +\cosh \beta z \cos \beta z & -\cosh \beta z \sin \beta z & +\sin \beta z \sinh \beta z & -\sinh \beta z \cos \beta z \\ \beta \begin{pmatrix} +\cosh \beta z \sin \beta z \\ -\sinh \beta z \cos \beta z \end{pmatrix} & +\cosh \beta z \cos \beta z & -\cosh \beta z \sin \beta z & -\sin \beta z \sinh \beta z \\ 2\beta^2 EI \begin{pmatrix} -\sin \beta z \sinh \beta z \\ \sinh \beta z \cos \beta z \end{pmatrix} & \beta EI \begin{pmatrix} +\cosh \beta z \sin \beta z \\ -\sinh \beta z \cos \beta z \end{pmatrix} & +\cosh \beta z \cos \beta z & +\sinh \beta z \cos \beta z \\ 2\beta^2 EI \begin{pmatrix} -\cosh \beta z \sin \beta z \\ -\sinh \beta z \cos \beta z \end{pmatrix} & 2\beta^2 EI \begin{pmatrix} +\sin \beta z \sinh \beta z \\ +\sinh \beta z \cos \beta z \end{pmatrix} & \beta \begin{pmatrix} -\cosh \beta z \sin \beta z \\ +\sinh \beta z \cos \beta z \end{pmatrix} & +\cosh \beta z \cos \beta z \end{bmatrix} \quad (6) \end{aligned}$$

地盤が層構造を有する場合には、各層の剛性に於いた式(6)のを連結して用い、杭頭と杭先端における境界条件を与えることによって、繰り返し計算を経てたわみ挙動を計算することが可能になる。

### 3.2 非線形応答関数を用いた計算例

層状地盤の杭の挙動を解析した結果の一例を図 3 に示す。図示した 3 層構造では、N 値が異なる設定とし、杭頭にはせん断力のみを与えた。図示のように、繰り返し計算の結果、たわみ量とたわみ角、曲げモーメント、せん断力は各層の境界においても連続性が満たされている結果となっている。地盤反力は層ごとに N 値に応じた値が得られている。この例では杭長全体を 50 分割し、実用的には十分な精度が得られることを確認している。

## 4. 宅地開発における地盤と擁壁の設定条件

### 4.1 3 ケースの設定条件

本研究で設定した宅地開発用擁壁の検討条件は図 4(a,b,c) に示すようである。上段に示す「(a) 標準条件」は、宅地開発の過程で盛土が完成した状態に対応している。設計上載荷重は標準値として、 $q=10\text{kN/m}^2$  とし、擁壁の背後地盤は非粘性土による盛土、基礎地盤は粘着成分を獲得した自然地盤(地山)と設定した。基礎地盤の N 値は 5 とし、他の地盤条件は図中に示すとおりである。中段は「(b) 住宅建設条件」であり、「(a) 標準条件」に住宅建設による荷重を等分布荷重( $q=10\text{kN/m}^2$ )として付加した。下段は「(c) 前面掘削条件」であり、「(a) 標準条件」において前面を深さ  $d=2\text{m}$  掘削すると設定した。

「(b) 住宅建設条件」においては擁壁に作用する土圧が増加するので、支柱はたわみ、壁面が前方へ変位するとともに、盛土地盤には沈下すると考えられる。一方、「(c) 前面掘削条件」では、擁壁に作用する盛土地盤からの土圧は変化しないが、基準面が 2m 下がることによって、基礎地盤から新たに土圧が作用し、加えて壁高と支柱長が長くなるための杭頭曲げモーメントの増大する。さらには、杭長が掘削深に相当する 2m 短くなるという影響によって、擁壁の荷重耐力は大幅に増大すると設定している。

### 4.2 擁壁に作用する土圧および杭頭荷重の算定

表 2 は、一例として(c) 前面掘削条件における土圧分布およびその結果として生じる杭頭荷重の計算結果を示している。土圧の計算には壁面摩擦角を考慮できるクーロンの土圧論を適用した。関連するパラメータの値は表中に示

表 2 擁壁に作用する土圧と杭頭荷重の算定：(c) 前面掘削条件

「盛土」				土圧強度: $p$ (kN/m <sup>2</sup> )			
湿潤重量, $\gamma t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0	上載荷重, $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	10.0	壁高, $H$ (m)	1.0	2.0	3.0
粘着力, $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.0	内部摩擦角, $\phi$ (deg)	30.0	擁壁天端	2.794	2.794	2.794
壁面摩擦角, $\delta$ (deg)	20.0	主働土圧係数, $K_a$	0.29731	擁壁下端	8.102	13.410	18.718
「基礎地盤」				掘削天端	0.0	-10.344	-5.035
湿潤重量, $\gamma t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0	掘削深さ $d$ (m)	2.0	掘削下端	-2.0	0.273	5.581
粘着力, $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	18.0	内部摩擦角, $\phi$ (deg)	30.0	曲げモーメント $M$ (kNm)	-1.296	126.241	325.858
壁面摩擦角, $\delta$ (deg)	20.0	主働土圧係数, $K_a$	0.29731	せん断力 $Q$ (kN)	-13.868	50.249	130.292
杭間隔, $B$ (m)	3.00	パネル重量, $W_p$ (kN)	3.500	軸力 $F$ (kN)	1.952	25.289	54.422

土圧分布 (水平成分)

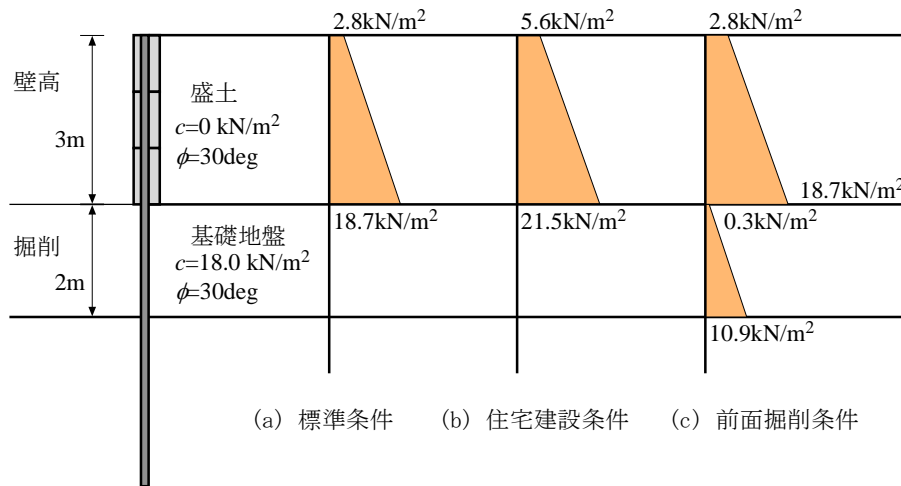


図 5 3条件において擁壁に作用する土圧の分布：壁高 3 m

表 3 各条件における杭頭荷重の算定結果：角形鋼管：左側 壁高  $H=3m$ , 右側 壁高  $H=2m$

壁高 $H=3m$						壁高 $H=2m$							
条件	杭間隔 $B$ (m)	M (kNm)	Q (kN)	F (kN)	1.2M (kNm)	杭径 D (mm)	条件	杭間隔 $B$ (m)	M (kNm)	Q (kN)	F (kN)	1.2M (kNm)	杭径 D (mm)
条件(a)	3	109.4	96.8	42.2	131.3	P <sub>s</sub> 250	条件(a)	3	38.0	48.6	24.7	45.6	P <sub>s</sub> 175
	2.0	72.9	64.5	28.2	87.5	P <sub>s</sub> 250		2.0	25.3	32.4	16.5	30.4	P <sub>s</sub> 150
	1.5	54.7	48.4	21.1	65.6	P <sub>s</sub> 200		1.5	19.0	24.3	12.3	22.8	P <sub>s</sub> 150
	1.0	36.5	32.3	14.1	43.8	P <sub>s</sub> 175		1.0	12.7	16.2	8.2	15.2	P <sub>s</sub> 150
条件(b)	3	147.1	121.9	51.4	176.5	P <sub>s</sub> 300	条件(b)	3	54.8	65.4	30.8	65.7	P <sub>s</sub> 200
	2.0	98.1	81.3	34.3	117.7	P <sub>s</sub> 250		2.0	36.5	43.6	20.5	43.8	P <sub>s</sub> 175
	1.5	73.5	61.0	25.7	88.3	P <sub>s</sub> 250		1.5	27.4	32.7	15.4	32.9	P <sub>s</sub> 150
	1.0	49.0	40.6	17.1	58.8	P <sub>s</sub> 200		1.0	18.3	21.8	10.3	21.9	P <sub>s</sub> 150
条件(c)	3	325.9	130.3	54.4	391.0	P <sub>s</sub> 400	条件(c)	3	126.2	50.2	24.7	151.5	P <sub>s</sub> 250
	2.0	217.2	86.9	36.3	260.7	P <sub>s</sub> 350		2.0	84.2	33.5	16.5	101.0	P <sub>s</sub> 250
	1.5	162.9	65.1	27.2	195.5	P <sub>s</sub> 300		1.5	63.1	25.1	12.3	75.7	P <sub>s</sub> 200
	1.0	108.6	43.4	18.1	130.3	P <sub>s</sub> 250		1.0	42.1	16.7	8.2	50.5	P <sub>s</sub> 175

している。標準条件を含む3つの条件における土圧分布は図5に示すようである。

各条件において、杭・支柱の間隔を1mと3mの間で4通り設定して得られた杭頭荷重を表3にリストしている。杭頭荷重は単純に杭・支柱間隔に比例している。左右の表はそれぞれ壁高  $H=3m$  と  $2m$  に対応している。杭頭の曲げモーメントは壁高のおおよそ3乗に比例するので、両者では3倍程度の杭頭荷重の違いが見られる。これらに対してどのように鋼管断面を選択し、さらには必要な杭長を算定することが設計における重要な工程でとなる。

最大曲げモーメントは地盤面から1m弱下がったところで現れるが、その値は杭頭曲げモーメントよりも20%程度増加する傾向がある。したがって、表3には1.2倍した曲げモーメント値を示すとともに、その曲げモーメント値

を許容できる角形鋼管断面を表1から選択し、表の右端の列に示している。表1に示す角形鋼管杭のリストでは、断面係数は杭径の3乗に比例する傾向があるので、支柱・杭の設置間隔が  $B=1m$  と  $3m$  では、選択された杭径  $D$  におよそ1.5倍の差があることが分かる。一方、壁高が  $H=3m$  と  $2m$  では杭頭曲げモーメントにほぼ3倍の差があるのに対して、選択された杭径にはここでも約1.5倍の差があることが認められる。

5. たわみ解析による杭断面と杭長の決定

図6には本研究における検討条件を決定するために予備的に実施したたわみ解析の結果を示している。上載荷重の増大によって、曲げモーメントがおおよび擁壁の水平変位

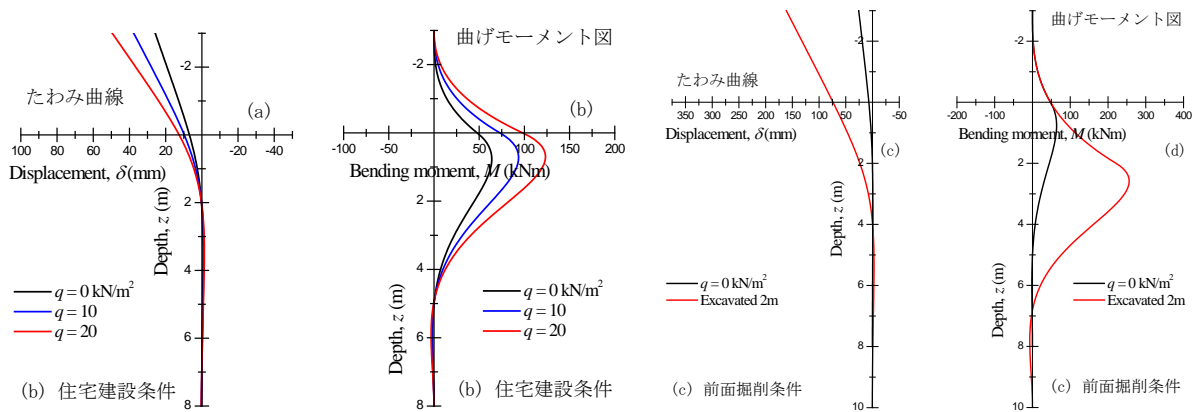


図 6 応答関数法による水平変位と曲げモーメントの分布：円形鋼管 (D=267.4, t=9.3)  
 (a, b) 住宅建設条件；L=6m (c, d) 前面掘削条件；L=10m

表 4 許容応力度から決定した杭断面に対する必要杭長

(a) 標準条件	壁高 H = 3m				壁高 H = 2m			
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>200</b>	<b>175</b>	<b>175</b>	<b>150</b>	<b>150</b>	<b>150</b>
Mo (kNm)	109.4	72.9	54.7	36.5	38	25.3	19.0	12.7
Qo (kN)	96.8	64.5	48.4	32.3	48.6	32.4	24.3	16.2
無限長公式								
Lc (m)	6.54	6.54	5.35	4.60	4.60	4.08	4.08	4.08
δ t (mm)	74.9	50.0	64.0	64.6	55.7	50.9	38.2	25.5
δ o (mm)	<b>23.0</b>	<b>15.3</b>	<b>16.0</b>	<b>13.7</b>	<b>17.8</b>	<b>14.5</b>	<b>10.9</b>	<b>7.3</b>
応答関数法								
δ o (mm) = D*0.05	<b>12.5</b>	<b>12.5</b>	<b>10.0</b>	<b>8.8</b>	<b>8.8</b>	<b>7.5</b>	<b>7.5</b>	<b>7.5</b>
δ t (mm)								25.9
L(m)	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	3.20
Mmax (kNm)								16.5
(b) 住宅建設条件								
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	<b>300</b>	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>200</b>	<b>200</b>	<b>175</b>	<b>150</b>	<b>150</b>
Mo (kNm)	147.1	98.1	73.5	49.0	54.8	36.5	27.4	18.3
Qo (kN)	121.9	81.3	61.0	40.6	65.4	43.6	32.7	21.8
無限長公式								
Lc (m)	7.51	6.54	6.48	5.35	5.35	4.6	4.08	4.08
δ t (mm)	68.2	65.3	49.0	56.2	53.7	52.0	53.6	35.7
δ o (mm)	<b>23.4</b>	<b>19.7</b>	<b>14.8</b>	<b>13.8</b>	<b>19.4</b>	<b>16.4</b>	<b>15.0</b>	<b>13.5</b>
応答関数法								
δ o (mm) = D*0.05	<b>15.0</b>	<b>12.5</b>	<b>12.5</b>	<b>10.0</b>	<b>10.0</b>	<b>8.8</b>	<b>7.5</b>	<b>7.5</b>
δ t (mm)								
L(m)	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Mmax (kNm)								
(c) 前面掘削条件								
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	<b>400</b>	<b>350</b>	<b>300</b>	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>200</b>	<b>175</b>
Mo (kNm)	325.9	217.2	162.9	108.6	126.2	84.2	63.1	42.1
Qo (kN)	130.3	86.9	65.1	43.4	50.2	33.5	25.1	16.7
無限長公式								
Lc (m)	11.84	10.67	9.51	8.54	8.54	8.54	7.35	6.60
δ t (mm)	82.4	78.1	89.2	91.7	86.5	57.7	80.9	87.3
δ o (mm)	<b>21.3</b>	<b>17.6</b>	<b>17.0</b>	<b>14.7</b>	<b>17.0</b>	<b>11.4</b>	<b>12.3</b>	<b>10.9</b>
応答関数法								
δ o (mm) = D*0.05	<b>20.0</b>	<b>17.5</b>	<b>15.0</b>	<b>12.5</b>	<b>12.5</b>	<b>12.5</b>	<b>10.0</b>	<b>8.8</b>
δ t (mm)						60.8		
L(m)	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	6.40	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
Mmax (kNm)						92.3		

が目に見えて増大する様子が見られる。また、擁壁の前面掘削による曲げモーメントと変位の増大は、上載荷重よりも深刻であることが分かる。

### 5.1 許容応力から決定した杭断面に対する検討

表 3 に示した許容応力条件を満たす杭断面に対して、応答関数を用いたたわみ挙動を検討した結果を表 4 に示

している。表中においては、杭を十分に長くとっても杭頭変位  $\delta_o$  が許容条件を満たさなく、結果として杭長を決定できないケースを赤で示している。杭頭変位の許容条件には種々の提案があり定まっていないが、本研究では杭径  $D$  の 5% 許容値とした。杭径によらない許容変位を設定する考え方もあるが（例えば 15mm）、杭の変位によって基礎地盤に生じるひずみは水平変位の杭径に対する比  $\delta_o / D$

表 5 杭頭の許容変位から決定した杭断面に対する必要杭長： $\delta_0/D < 5\%$

(a) 標準条件	壁高 H = 3m				壁高 H = 2m			
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	350	300	250	250	250	200	200	150
Mo (kNm)	109.4	72.9	54.7	36.5	38	25.3	19	12.7
Qo (kN)	96.8	64.5	48.4	32.3	48.6	32.4	24.3	16.2
無限長公式								
Lc (m)	8.67	7.51	6.54	6.54	6.54	5.35	5.35	4.60
$\delta t$ (mm)	37.1	34.9	37.5	25.0	24.0	41.4	19.3	18.6
$\delta o$ (mm)	14.54	12.143	11.48	7.66	10.3	14.9	7.1	5.9
応答関数法								
$\delta o$ (mm) = D*0.05	17.5	15.0	12.5	12.5	12.5	10.0	10.0	7.5
$\delta t$ (mm)	43.5	41.7	39.7	40.4	28.5	26.8	26.6	26.6
L(m)	5.10	4.30	4.50	2.85	3.80	3.90	2.65	2.20
Mmax (kNm)	155.7	97.8	72.4	43.5	55.8	36.0	24.8	16.5
(b) 住宅建設条件								
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	400	350	300	250	300	250	200	175
Mo (kNm)	147.1	98.1	73.5	49.0	54.8	36.5	27.4	18.3
Qo (kN)	121.9	81.3	61.0	40.6	65.4	43.6	32.7	21.8
無限長公式								
Lc (m)	9.84	8.67	7.51	6.54	7.51	6.54	5.335	4.6
$\delta t$ (mm)	36.0	32.1	24.2	32.6	24.1	22.2	26.9	26.0
$\delta o$ (mm)	15.4	12.4	9.5	9.9	11.3	9.4	9.7	8.2
応答関数法								
$\delta o$ (mm) = D*0.05	20.0	17.5	15.0	12.5	15.0	12.5	10.0	8.8
$\delta t$ (mm)	46.1	44.4	48.3	40.1	31.9	29.2	27.4	27.1
L(m)	5.25	4.30	3.30	3.60	3.90	3.40	4.25	3.30
Mmax (kNm)	208.8	130.3	94.2	61.2	80.1	50.6	38.3	23.9
(c) 前面掘削条件								
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	450	400	350	300	300	250	250	200
Mo (kNm)	325.9	217.2	162.9	108.6	126.2	84.2	63.1	42.1
Qo (kN)	130.3	86.9	65.1	43.4	50.2	33.5	25.1	16.7
無限長公式								
Lc (m)	12.72	11.84	10.67	9.51	9.51	8.54	8.54	7.35
$\delta t$ (mm)	64.3	54.9	58.5	59.4	56.7	57.7	43.3	53.9
$\delta o$ (mm)	18.3	14.2	13.2	11.3	13.2	11.4	8.5	8.2
応答関数法								
$\delta o$ (mm) = D*0.05	22.5	20.0	17.5	15.0	15.0	12.5	12.5	10.0
$\delta t$ (mm)	75.6	73.5	72.9	73.0	61.8	60.8	57.6	60.2
L(m)	8.15	6.90	6.60	6.00	6.75	6.40	5.20	5.15
Mmax (kNm)	385.6	247.4	183.0	119.3	140.8	92.3	67.6	44.7

に直接関連していると考えられるので、ここでは、やや緩めの 5% という値を採用した。図がほとんどのケースで許容変位が満たされないことを示しているように、このタイプの擁壁の設計では概して許容応力条件よりも許容変位条件の方が厳しいと言える。

## 5.2 許容変位から決定した杭断面に対する検討

前節において杭頭における水平変位 $\delta_0$ が許容変位を満足しないケースでは、杭・支柱の径を1回り大きくする必要がある。新たな径  $D$  に対して非線形応答関数解析を実施して許容変位を満たすことを確認した後、必要最短杭長  $L$  を繰り返し計算により算定した。その結果を表 5 に列挙している。表中には無限長杭の公式 (Chang の公式) により求めた杭長  $L_c$  も合わせて示している。必要杭長  $L$  は  $L_c$  よりも十分に短くてよく、半分以下でも足りるケースがあることが分かる。

擁壁の前面掘削は条件としてかなり厳しいが、杭・支柱間隔を  $B=3m$  と長くした場合でも、表 1 に示した杭断面のリストの範囲で十分に設計することが可能であることが分かった。

## 6. おわりに

本研究では、杭基礎パネル式擁壁を宅地開発に適用することを想定して、「住宅建設による上乗荷重の増大」と「擁壁の前面掘削」を想定してその妥当性を検討した。擁壁前面が掘削されるような場合には、土圧の増大による杭頭荷重の増大に加えて、杭長が減少することにより擁壁の耐力は大幅に減少するが、市販の角形鋼管を用いることによって十分に設計・施工が可能であることが分かった。また、本研究では、非線形応答関数法を用いることにより杭・支柱のたわみ挙動を検討したが、無限長杭の公式を用いるよりも経済的な設計が可能であることを示すことができた。

### 参考文献

- 1) 右城猛：新・擁壁の設計法と計算法，理工図書，1998。
- 2) 岩越恭平，三浦均也，栗田和博，松田達也：擁壁のための杭基礎の許容変位を考慮したたわみ挙動解析，地盤工学会中部支部，地盤工学シンポジウム，2015。
- 3) 三浦均也，松田達也，鈴木恒太，小野正，小林睦：切削式杭基礎パネル擁壁の構造と施工法および設計試算による適用性の検討，地盤工学シンポジウム，2018。
- 4) 建築基礎構造設計指針 6.6節；日本建築学会 (2001)，pp. 262-296。

## 埋込み工法における掘削抵抗に関する評価 (Evaluation on Excavation Resistance in Bored Pile Method)

吉田 光<sup>1</sup>, 石田昇平<sup>2</sup>, 山崎友也<sup>3</sup>, 可児幸彦<sup>4</sup>

- 1 大建設計・hikaru@daiken-sekkei.co.jp
- 2 大建設計
- 3 日本コンクリート工業
- 4 エイトン

### 概 要

近年のPC杭の施工法は、埋込み工法が主流となっている。従来の打込み工法のように、施工時に支持力の確認ができないため、杭の施工の際に掘削する地層の確認が一層重要となっている。地層の確認は、一般的にオーガ駆動装置の電流値や積算電流値の変化、杭打機の振動、オーガモータの音の変化等により総合的に判断している。電流値と標準貫入試験のN値との関係は、地層の固さなどの変化傾向を調べるための目安となっているが定量的な関係は明確ではない。電流値は掘削径、土質、オーガモータ、ロッド周辺の地盤の抵抗、掘削液等の影響を受けるため、単純に評価することは難しいが、電流値や積分電流値から地層を把握することが施工管理において重要と考えた。本稿では、掘削径や土質、掘削液注入量などの違いによる電流値や積分電流値を比較検討した。総合型管理装置に示された帳票の電流値や積分電流値のみから判断するのではなく、掘削液の注入の影響を加味し、総合的判断が必要であると考察した。

キーワード：支持層、掘削抵抗、電流値、掘削液

### 1. はじめに

今回、名古屋市内の工事現場で統合型管理装置を使用した埋込み工法の施工を行った。埋込み工法では、打込み工法のように打込みの際に杭の貫入量やリバウンド量を記録して、その値から支持力を推定するような手立てがない。現在の埋込み工法の施工管理は、設計で想定した支持層の到達をもって杭先端支持力を確認することと、合わせて、支持層到達までの各地層を確認して、周面摩擦力を推定している。具体的には、掘削する際のオーガ駆動装置の負荷電流値や積分電流値の変化とボーリング柱状図の地質やN値のデータとを対比させて地層の再確認をしている。換言すれば、数少ないボーリングデータに杭施工本数分だけのデータを補完しながら設計杭支持力を再確認していることになる。

電流値・積分電流値は土質、掘削径、ロッド周面の地盤抵抗、オーガモータの回転（高速回転／低速回転）及び掘削液注入量等の影響を受けていると考えられる。その中で、掘削液の注入量が電流値・積分電流値の値に最も大きな影響を与えていると考え、積分電流値と掘削液注入量の相関性に着目し分析を行った。

### 2. 統合型管理装置の概要

統合型管理装置とは、掘削時のオーガ駆動装置の負荷電流値、積分電流値、時間、注入量（根固め液、杭周充填液）及び拡大ヘッドの深度の計測値を一元的に統合処理する装置である。電流値・積分電流値の計測は処女地盤を掘削した時のみ計測される。杭の施工の際、オペレーターは杭打機の運転席に取り付けられた統合管理装置のモニター画面を確認しながら操作をする。また、杭工事管理者も確認ができるように杭打機の外周部にもモニターが取り付けられている。計測したデータは電子的に記録が可能である。統合型管理装置の計測画面を図1に示す。



図1 統合型管理装置の計測画面（左：支持層、右：数値）



### 3. 地盤概要

工事現場は、愛知県名古屋市の名古屋城の東へ約500mの所に位置している。名古屋市の地盤は、西部の沖積平野域、中央部の洪積台地域、東部の洪積・第三紀丘陵域に分かれている。現場は沖積平野域にあり、南側は熱田台地に接している。

地盤構成は地表面からGL-7.70mまでN値=2~4程度の沖積層(B,As1,Ac,As2)、GL-11.40mまでN値=15~29程度の鳥居松礫層(D5)、GL-19.60mまで熱田層上部となっているが、N値=28~40程度の砂層(D3u-sg)とN値=8~9のシルト層(D3us)の互層となっている。GL-19.60mより深はN値=35~60程度の海部・弥富累層(Dm)となっている。

### 4. 杭仕様及び敷地の柱状図

施工法は、プレボーリング拡大根固め工法に分類されるHyper-MEGA工法である。

表1 地層分類

地層	土質区分	深度 (IFLより)	N 値
粘性土層	砂混りシルト層	4.02m~7.92m	2~3
	砂混り粘土層	11.62m~12.02m	-
	砂混り粘土層	13.32m~15.92m	8~14
砂質土層	シルト混り砂層	7.92m~8.62m	15
	礫混り砂層	12.02m~13.32m	28
	礫混り砂層	15.92m~19.82m	32~40
砂礫層	砂礫層	8.62m~11.62m	15~37
	砂礫層	19.82m~21.45m	57~60

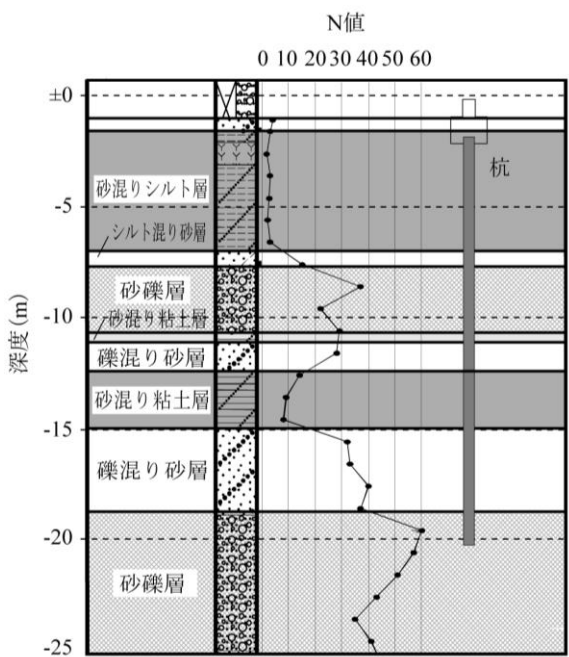


図2 ボーリング柱状図

表2 杭仕様

杭径	杭種 (上-中-下杭)	杭長	本数
500φ	SC-PHC-節杭 PHC	18m	4
700φ	SC-PHC-節杭 PHC	18m	7
800φ	SC-PHC-節杭 PHC	18m	7

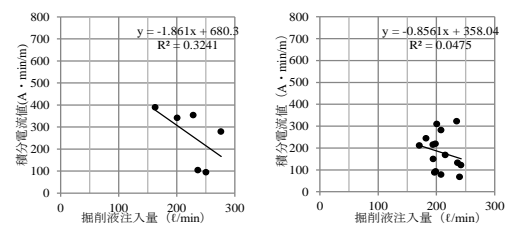
### 5. 掘削液注入量と積分電流値の散布図

土質の締固り具合は、掘削する時間にも影響するため、電流値と掘削時間の積である積分電流値と掘削液注入量との関係に着目した。

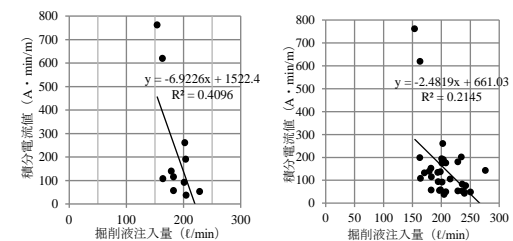
掘削液注入量と積分電流値の散布図は、本杭で計測した18本分とし、標準貫入試験を基に土質を粘性土層、砂質土層、砂礫層に分け、土質毎とした。積分電流値、掘削液注入量の値は、地層間の平均値とした。

なお、1FL-4.02mまでは盛土や腐植土があるため、分析から除外した。さらに、オーガの回転速度は、高速回転と低速回転の切り替えが可能であり、地盤が硬い時にはトルクのある低速回転で掘削するなど、掘削状況によって使い分けをしている。今回の杭の施工においても、高速回転による掘削と低速回転による掘削とが混在していた。高速回転と低速回転では電流値の値が異なるため、分析には不相当であると考え、データ数の多い高速回転のみのデータを採用した。以上のデータから作成した散布図より相関関係を計る回帰直線を求め、相関係数を求めた。また、杭径に係わらず比較を行う試みとして、杭径による積分電流値の違いの補正は、掘削する回転エネルギーが掘削径の2乗に比例すると仮定し、掘削面積の比で換算し地層別と全地層の積分電流値と掘削液注入量の相関係数も求めた。積分電流値と掘削液注入量の関係図を図3~図6に、相関係数と相関関係を表3に、相関係数のまとめを表4に示す。

#### 1) 粘性土層



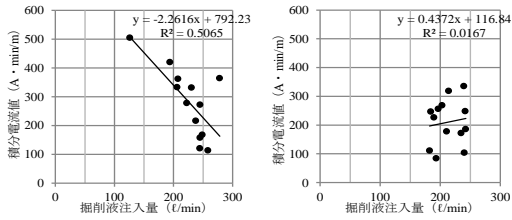
(a) φ800 相関係数=0.569 (b) φ700 相関係数=0.218



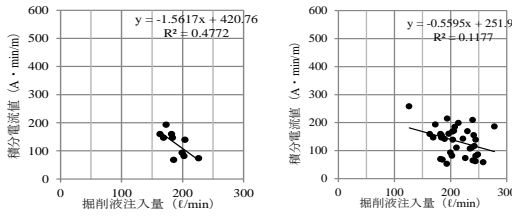
(c) φ500 相関係数=0.640 (d) 全杭径 相関係数=0.463

図3 積分電流値と掘削液注入量の関係図

2) 砂質土層



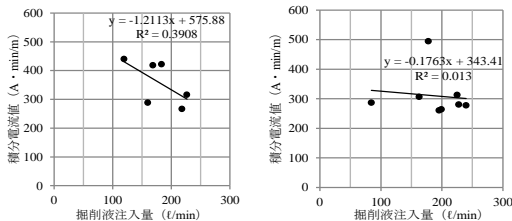
(a) φ 800 相関係数=-0.712 (b) φ 700 相関係数=-0.129



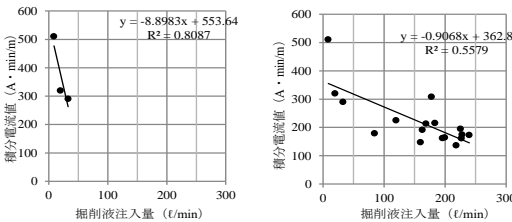
(c) φ 500 相関係数=-0.691 (d) 全杭径 相関係数=-0.343

図 4 積分電流値と掘削液注入量の関係図

3) 砂礫層



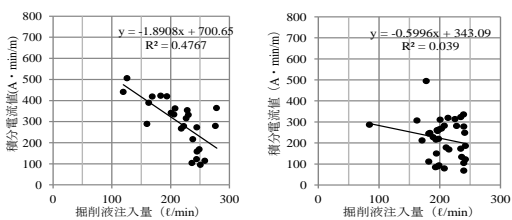
(a) φ 800 相関係数=-0.625 (b) φ 700 相関係数=-0.114



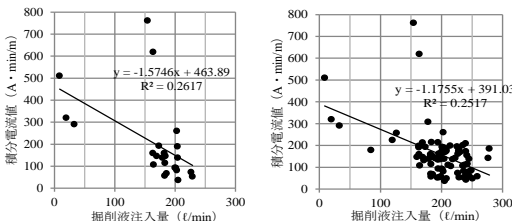
(c) φ 500 相関係数=-0.899 (d) 全杭径 相関係数=-0.747

図 5 積分電流値と掘削液注入量の関係図

4) 全地層



(a) φ 800 相関係数=-0.690 (b) φ 700 相関係数=-0.197



(c) φ 500 相関係数=-0.512 (d) 全杭径 相関係数=-0.502

図 6 積分電流値と掘削液注入量の関係図

表 3 相関係数と相関関係

相関係数 r	相関関係
0.0~0.2 のとき	ほとんど相関関係がない
0.2~0.4 のとき	やや相関関係がある
0.4~0.7 のとき	かなり相関関係がある
0.7~1.0 のとき	強い相関関係がある

表 4 相関係数のまとめ

地層	杭径			
	全ての杭	φ 800	φ 700	φ 500
全地層	0.502	0.690	0.197	0.512
粘性土層	0.463	0.569	0.218	0.640
砂質土層	0.343	0.712	0.129	0.691
砂礫層	0.747	0.625	0.114	0.899

全ての杭の積分電流値は、積分電流値=積分電流値/（掘削断面積/基準掘削断面積）にて換算している。

6. 掘削液注入量と積分電流値の相関関係

粘性土層における相関係数は、φ 800 が 0.569、φ 700 が 0.218、φ 500 が 0.640、全ての杭は 0.463 であった。φ 800 と φ 500 の積分電流値と掘削液注入の相関関係は「かなり相関関係がある」という結果であった。

砂質土層における相関係数は、φ 800 が 0.712、φ 700 が 0.129、φ 500 が 0.691、全ての杭は 0.343 であった。φ 800 と φ 500 の積分電流値と掘削液注入の相関関係は「かなり相関関係がある」～「強い相関関係がある」という結果であった。

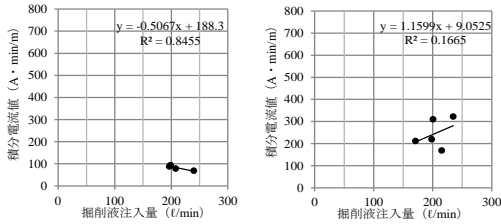
砂礫層における相関係数は、φ 800 が 0.625、φ 700 が 0.114、φ 500 が 0.899、全ての杭は 0.747 であった。φ 800 と φ 500 の積分電流値と掘削液注入の相関関係は「かなり相関関係がある」～「強い相関関係がある」という結果であった。

全地層における相関係数は、φ 800 が 0.690、φ 700 が 0.197、φ 500 が 0.512、全ての杭は 0.502 であった。φ 800 と φ 500 の積分電流値と掘削液注入の相関関係は「かなり相関関係がある」という結果であった。

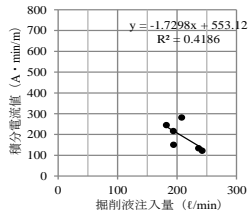
全ての杭の積分電流値と掘削液注入の相関関係は、「やや相関関係がある」～「強い相関関係がある」であった。

相関関係の結果が、一般的に考えられる傾向とは異なっていた φ 700 について各層毎の積分電流値と掘削液注入量の散布図を図 7～図 9 に示す。粘性土層は 3 層あったが、その内の 1FL-11.62m～-12.02m の砂混り粘土層において、砂質土層は 3 層あったが、その内の 1FL-7.92m～-8.62m のシルト混り砂層と 1FL-12.02m～-13.32m の礫混り砂層において直線回帰式の第 1 項がプラスとなり、掘削液注入量が増えるほど積分電流値が大きくなる傾向を示していた。プロット数が 4～5 点と少なかったことが要因として挙げられる。

### 1) 粘性土層



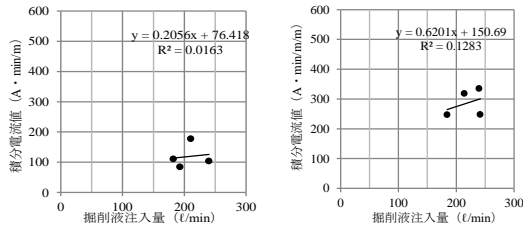
(a) 1FL-4.02m～7.92m の砂混りシルト層  
(b) 1FL-11.62m～12.02m の砂混り粘土層



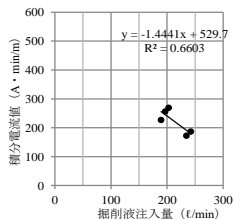
(c) 1FL-13.32m～15.92m の砂混り粘土層

図 7 φ700の積分電流値と掘削液注入量の関係図

### 2) 砂質土層



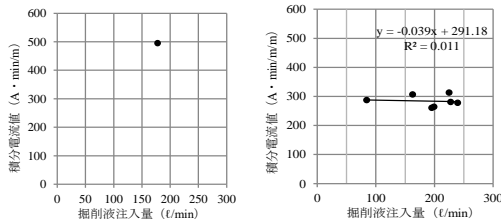
(a) 1FL-7.92m～8.62m のシルト混り砂層  
(b) 1FL-12.02m～13.32m の礫混り砂層



(c) 1FL-15.92m～19.82m の礫混り砂層

図 8 φ700の積分電流値と掘削液注入量の関係図

### 3) 砂礫層



(a) 1FL-8.62m～11.62m の砂礫層  
(b) 1FL-19.82m～21.45m の砂礫層

図 9 φ700の積分電流値と掘削液注入量の関係図

砂礫層では、1FL-8.62m～11.62mの砂礫層はデータが1点であったため、直線回帰式が求められず、傾向はつかめなかった。1FL-19.82m～21.45mの砂礫層は、プロット数が7点あったが、掘削液注入量の多少にかかわらず積分電流値がほぼ同じ値となっていた。積分電流値と掘削液注入量の相関関係は「ほとんど相関関係がない」という結果であった。掘削液注入量に係わらず積分電流値がほぼ同じ値となった原因としては、拡大ビットの形状の違いによる影響を考えたが、施工時に使用していた拡大ビットは杭径φ500、φ700、φ800とも同じ形状の拡大ビットを使用していた。

### 7. まとめ

積分電流値と掘削液注入量の相関関係を分析するに当たり、杭径の違いによる補正が必要となるため、掘削する回転エネルギーが掘削径の2乗に比例すると仮定し、積分電流値を掘削面積の比で換算し換算積分電流値として分析を行った。

φ500とφ800においては「かなり相関関係がある」～「強い相関関係がある」という結果であり、掘削液の影響により積分電流値が小さな値になることが判明した。しかし、φ700においては、粘性土層はやや相関関係があるものの、砂質土層、砂礫層においては、殆ど相関関係が見られず、各層毎の積分電流値と掘削液注入量の相関関係を分析すると粘性土層は1FL-11.62m～12.02mの砂混り粘土層において、砂質土層は1FL-7.92m～8.62mのシルト混り砂層と1FL-12.02m～13.32mの礫混り砂層において直線回帰式の第1項がプラスとなっており、掘削液注入量が増えるほど積分電流値が大きな値になっていくという傾向になる。

原因の究明はできないがサンプルデータ数が4～5であり相関関係を分析するには、決して多くないため今後、データ数を増やしていき、積分電流値と掘削液注入量の相関関係を継続して分析をしていきたい。また、施工が可能であれば、積分電流に影響する要素である掘削速度や掘削液の注入量を一定とし掘削を行い、その時の積分電流値を支持層到達確認の有効な目安とすることも考えていきたい。

### 参考文献

- 1) 日本建設業連合・コンクリートパイル建設技術協会：杭の施工管理における支持層到達の確認方法（既製コンクリート杭埋込み工法）、2016
- 2) 堀内孝英、可児幸彦、早川尚：埋込み杭工法における支持層の確認手法の試み。第2回地盤工学シンポジウム、中部支部、pp.113-116,1990
- 3) Yoshida, H. Ishida, S. Okuda, M. Nakane, Y. and Kani, Y.: A construction management method of the bored pile foundation, proceedings of the 28<sup>th</sup> International Offshore and Polar Engineering conference, Sapporo, pp. 513-518, 2018

## 空気注入不飽和化工法による既設小規模建築物の液状化対策について

### Effectiveness of desaturation by air-injection as liquefaction countermeasure of existing small building

小林睦<sup>1</sup>, 横井亜紀<sup>2</sup>

1 豊田工業高等専門学校・環境都市工学科・makotok@toyotact.ac.jp

2 基礎地盤コンサルタンツ

#### 概 要

2011年の東北太平洋沖地震以降、市民の資産を守るために宅地の耐震対策に関する研究報告が多くなされてきた。ところが、既設の小規模建築物に対する液状化対策工法は施工エリアが限定されるために、新設と比較して同じ対策原理に基づく工法であっても高額になることが指摘されている。そこで本研究では、軽量の住宅構造物を対象にした不飽和化工法の効果を検証し、住宅直下に限らず周辺領域を不飽和化した場合の家屋沈下挙動を把握し、本工法の性能評価に資する知見を得ることを目的として一連の遠心模型実験を実施した。その結果、有効上載圧の小さな深度であっても飽和度を十分に低下させることができれば液状化対策効果を確認することができた。また、注入パイプの打設方向の影響について検証したところ、住宅直下に対策領域が確保できなくても、不飽和化領域に挟まれた地盤のせん断変形が抑制されることから、無対策と比較して住宅の沈下量を抑制することが分かった。

キーワード：液状化、空気注入不飽和化工法、既設小規模建築物、遠心模型実験

#### 1. はじめに

2011年の東北太平洋沖地震では、関東地方沿岸部で広範にわたり液状化が発生し、2万棟におよぶ住宅が被害を受けた<sup>1)</sup>。このエリアでは、地表最大加速度は $2\text{m/s}^2$ と大きくはなかったものの、継続時間が2分程度と長かったことが特徴として挙げられている。南海トラフ地震における被害予測では、愛知県内だけで液状化による倒壊家屋数が約2万棟であると試算されており<sup>2)</sup>、大規模地震の際の個人資産の被害は相当額にのぼるとみられる。しかしながら、戸建て住宅の多くが個人資産であるために、公費投入による対策には限界があり、液状化対策は遅々として進んでいないのが現状であろう。

宅地地盤の液状化対策として、新規建設の場合は施工エリアも確保できるため、ある程度の選択肢があるものの、既存住宅を対象にした対策工法は施工エリアが限定されるために極めて限定的であるのが現状である。戸建て住宅の液状化対策の経済性評価に関する研究<sup>3)</sup>では、個別に液状化対策を実施するような施工面積が小さい場合は、固定費の負担割合が大きくなるために、全体的な施工費は施工面積が広い場合と比較して割高になると指摘している。また、既設住宅の場合は、施工方法が限定されるうえ、外構の撤去や建物内部の養生といった補修費が生じるために、同じ原理での液状化対策工法であっても、新設住宅と比較して

工費は3倍以上になるとの試算がある。薬液注入工法については、打設方向の違いによる施工能率の違い等によって既設/新設の比率が1.6倍程度であると指摘されている。ただし、これらは施工面積、改良深さ、新設・既設の影響について比較したものであり、薬液注入による固化処理は500~800万円程度と高額であることには変わらない<sup>4)</sup>。東北太平洋沖地震の被災家屋アンケートでは、液状化対策として負担できる費用範囲が200万円までと答えた被験者が6割程度であった<sup>5)</sup>。このことから、費用を抑えた液状化対策工法の開発が望まれる。

空気注入不飽和化工法は、大規模な重機を必要としないだけでなく、高価な材料も不要であるために、廉価な液状化対策工法として開発された経緯がある<sup>6)</sup>。これまでに、空気注入による不飽和化領域の形成過程における確認試験<sup>7)</sup>や港湾構造物を対象にした液状化対策効果の検証<sup>8)</sup>がなされ、工法のマニュアル作成にまで至っている。道路路土の基礎地盤の液状化対策工としての有効性も示され<sup>9)</sup>、軽量の住宅を対象にした液状化対策工の有効性の研究もなされている<sup>10)</sup>。

ところが、先述のように戸建て住宅を対象にする場合、本工法による対策効果を市民レベルで理解してもらえない性能として明示しなければならない。さらに、既存住宅を対象にするために、施工エリアが狭隘である場合を想定しなければならない。すなわち、家屋直下を適切に不飽和化

させることができない場合が存在するかもしれない。そのような事例に対応するために、本研究では、軽量の住宅構造物を対象にした不飽和化工法の効果を検証し、住宅直下に限らず周辺領域を不飽和化した場合の家屋沈下挙動を把握し、本工法の性能評価に資する知見を得ることを目的とする。

## 2. 遠心模型実験

### 2.1 実験システム

図1に模型地盤概要を示す。50Gの遠心加速度場で加振実験を行うため、縮尺は1/50である。液状化層は、相対密度が60%になるように乾燥豊浦砂を用いて空中落下法により作製した。アクリル容器で作製した住宅模型は3kN/m<sup>2</sup>になるように重量を調整している。空気注入パイプは、住宅を挟んで70mmの間隔とし、鉛直に挿入する場合は、注入口が地表から70mmの位置まで地盤内に挿入した。斜め方向に注入する際は、ノズル先端は表層からおよそ60mmの深さにあることを確認している。不飽和化エリアが住宅地の直下に形成されるように、パイプ挿入位置は奥行き方向に35mmの間隔で挿入した。加振実験中の模型地盤の変形状況を記録するために、住宅直下および住宅から76mm離れた地盤内にヌードルターゲットを設置した。

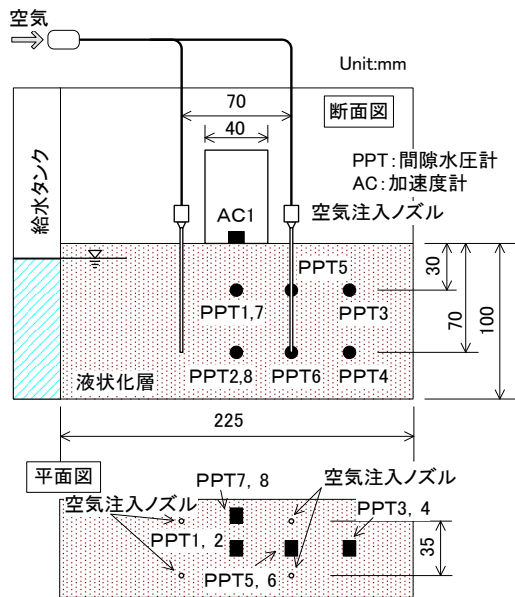
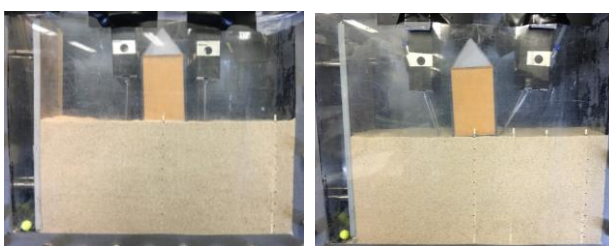


図1 模型地盤概要



(a) PV21

(b) PS72-2

図2 模型地盤

表1 実験条件

実験コード	注入パイプ挿入方向	注入時間 (s)	間隙水圧計配置
PN	無対策	—	1,2
PS21	斜め	21	1,2
PS72-2	斜め	72	7,8
PV21	鉛直	21	1,2,3,4
PV72-1	鉛直	72	1,2,3,4
PV72-2	鉛直	72	1,2,5,6

また、既存住宅の直下を確実に不飽和化するためには、注入パイプを住宅周囲から斜め方向に挿入する必要があると考えられる。そこで、空気注入口が住宅の直下に配置したケースについて検証した。本研究では、ノズルとチューブの接続部に治具を用いて注入パイプを固定しているために、斜め方向に注入パイプを打設する場合も、この固定位置は変えていない。したがって、斜め方向に挿入したケースでは改良深さが異なる。図2, 3に打設方向の異なる実験ケースの模型地盤を示す。間隙水圧計は、表層から30, 70mmの位置に設置し、住宅模型中央直下をそれぞれPPT1, 2とし、不飽和化領域外をそれぞれPPT3, 4とした。また、不飽和化領域の形成状況を検証するために、表層からの深さを同じとし、幅方法および奥行き方向のノズル間の中央部にPPT5, 7およびPPT6, 8を設置した。

### 2.2 実験条件および実験方法

水圧計の配置を含めて、実験条件を表1に示す。遠心載荷中に、実験フロアより模型土槽に設置した給水タンク内に水の50倍の粘性を持つメチルセルローズ水溶液を供給し、模型地盤を飽和させた。このとき、住宅直下に実規模換算でおよそ50cmの不飽和層を設けた。ただし、遠心加速度が作用する半径に沿って地下水水位が上昇するため、模型地盤の両端では地下水水位が表層に達した。所定の地下水水位を再現できたら、実験フロアより空気注入ノズルに空気を送る。注入圧力は、マニュアル<sup>1)</sup>に従い注入口に作用する間隙水圧に同位置の有効応力の半分程度を加えて、7.5kPaとした。注入時間を21, 72秒(実規模換算で0.3, 1.0Hr)に設定し、空気注入を停止してから5秒後に、図3に示すような実規模換算で周波数1Hz, 1.5m/s<sup>2</sup>相当の地震波を20波与えた。

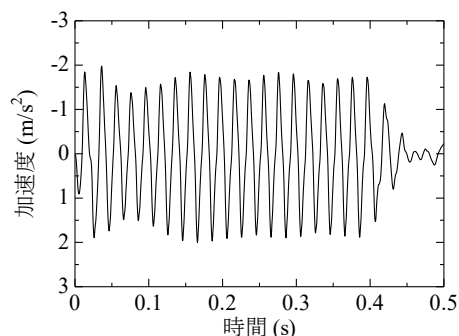


図3 振動台応答加速度

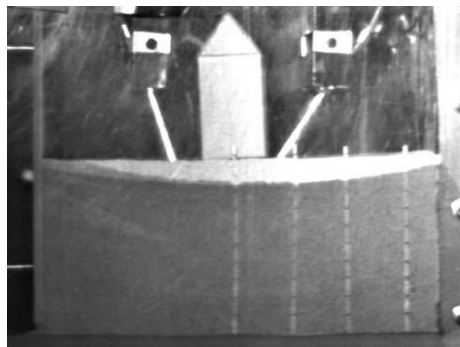


### 3. 不飽和化工法による液状化対策効果

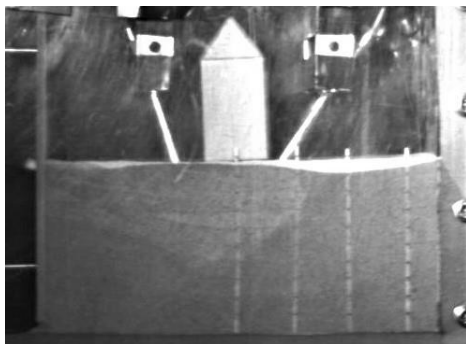
地盤の飽和度が低下すると液状化強度が増加することは知られている<sup>12)</sup>。深度 2m では和度が 5%低下すると液状化強度が 1.5 倍になるが、土被り圧の小さな地表面付近（深度 0.5m）では、1.2 倍と強度改善効果がほとんど期待できないと指摘している。ところが、飽和度を 20%低下させると、深度 0.5m においても液状化強度は 1.5 倍の増加が見込まれる。本研究では、検証する液状化層が浅いことに加えて、既設の小規模建築物を上載荷重としているために、有効拘束圧が小さく不飽和化による液状化強度増加率は期待するには、飽和度の低下量を確保することが重要である。

#### 3.1 空気注入による不飽和化領域の形成

図 4 に、空気注入前後の遠心载荷中の模型地盤の様子を示す。この写真は、ケース PS-72-2 である。注入前後の地



(a) 空気注入前



(b) 注入後

図 4 不飽和化領域の形成

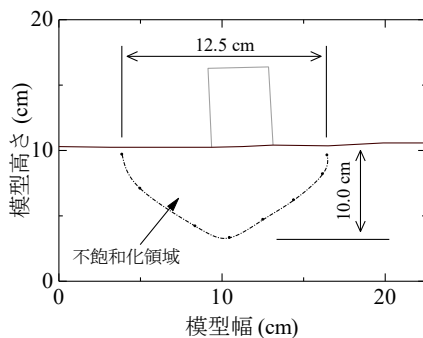


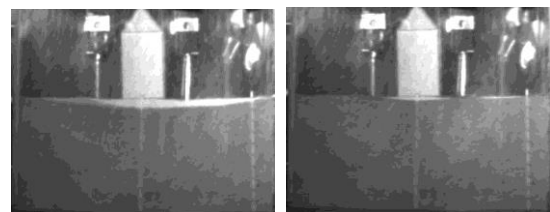
図 5 不飽和化領域の飽和度

下水位を比較すると、空気注入により地下水水位が上昇し、不飽和領域が形成されていることが確認できる。給水タンク内の地下水水位上昇量が 6.1mm であることから、間隙空気を伝って地表に排出された空気の存在を差し引いても、少なくとも見積もって 36.4cm<sup>3</sup> もの空気量が注入されて不飽和化領域が形成されたことがうかがえる。図 5 に空気注入後の模型地盤の写真から読み取った不飽和化領域を示す。奥行き方向に注入パイプはほぼ等間隔に打設していることから、図中の断面積 (59.5cm<sup>2</sup>) から不飽和化領域を求めるとおよそ 368.9cm<sup>3</sup> となる。これより、不飽和化領域の飽和度が約 77%となっていると推定できる。

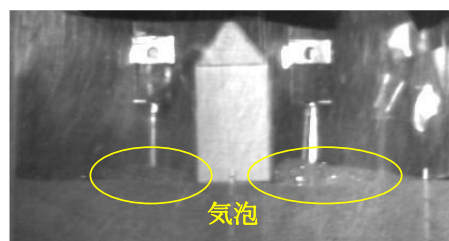
一方で、ケース PV72-1 においては、図 6 に示すように空気注入により注入パイプ打設部上部での地下水水位が地表に達し、住宅模型周縁部より地下水が気泡とともに湧き出ている様子が確認できる。このことから、注入圧力が有効上載圧を上回り、地盤の緩みを生じさせることになったものと推察される。しかしながら、平面的な広がりを持つ実地盤において、局部的に地下水水位が上昇するような現象は考慮しなくてよいと考える。

#### 3.2 地震時の間隙水圧の挙動

図 7 にすべてのケースにおける加振中の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。同図は、加振直前の間隙水圧を基準として増分を示している。図中の一点鎖線は、間隙水圧計が設置されている深さにおける空気注入前の有効上載圧である。なお、ケース PN における PPT2 は計測できなかったため記載していない。図 7(a) より、空気注入による不飽和化領域が形成されたことで、PPT1、7 の加振中の過剰間隙水圧の上昇が抑制されていることがわかる。ただし、PV72-1、2 では実験条件が同様であるにもかかわらず、過剰間隙水圧の挙動が異なっていることが指摘できる。これは、PV72-1 では、空気注入により地下水が地表面に達し、住宅周縁部に気泡が確認されたことと関係していると考えられる。すなわち、地盤に緩みが生じたために間隙水圧計

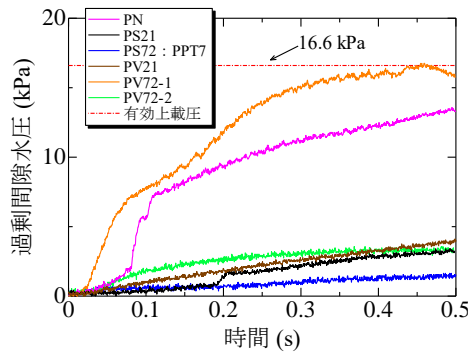


(a) 空気注入前 (b) 地下水到達

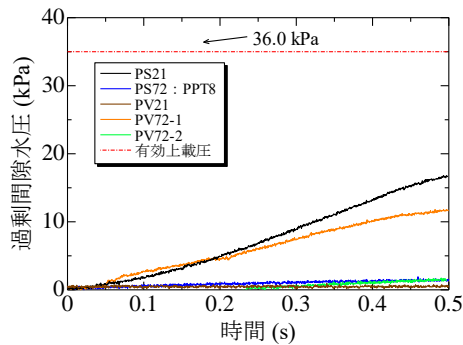


(c) 住宅周縁部の湧き出し

図 6 不飽和化領域の形成



(a) 表層から 3cm (PPT1, 7)



(b) 表層から 7cm (PPT2, 8)

図 7 加振中の過剰間隙水圧の時刻歴

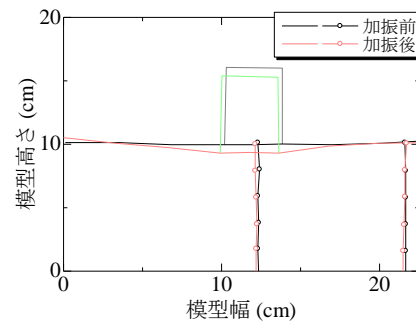
周囲の有効上載圧が小さくなり、液状化抵抗が低下したことにより起ると考えられる。本研究では、地表から 3.5m 以浅の比較的浅い部分で、かつ小規模建築物をモデリングしているために、地表面以下数十 cm の地盤の変化が過剰間隙水圧の挙動に影響したものと推察される。

図 7(b)より、PPT2, 8 が設置されている深さは、鉛直方向に打設したケースにおけるノズル先端と同一であるにもかかわらず過剰間隙水圧の上昇が抑制されていることが確認できる。さらに、斜め方向に打設したケースでは、注入孔よりも間隙水圧計が 0.5m ほど下部に位置するものの鉛直のケースと同様に過剰間隙水圧の上昇が抑制されているのは興味深い結果である。模型地盤解体時に不飽和領域の確認はできなかったものの、間隙水圧計設置個所周辺が不飽和に至ったこととあわせて、加振中にこの領域に挟まれた地盤のせん断変形抑制効果が期待できる。

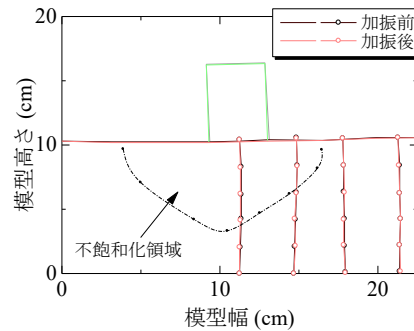
### 3.3 住宅の沈下挙動および地盤の変形

図 8 に無対策のケース PN および PS72-2 における加振前後の模型地盤の変形状況を比較する。図より明らかなように、住宅模型下部に対策領域が明瞭に確認できる PS72-2 では家屋模型がほぼ変位していないことが指摘できる。また、ヌードルターゲットについても同様に変位が確認できない。これに対して、無対策のケース PN においては、地盤の液状化に伴い遠心加速度が作用する半径に沿って流動したことに伴って家屋模型下部の地盤が沈下しそれに追随する形で住宅も沈下している様子がうかがえる。

これらのことから、空気注入により不飽和領域が形成されると地盤の液状化による変形が抑制されるため、上載



(a) PN



(b) PS72-2

図 8 加振前後の住宅モデル変位状況および地盤の変形 (不飽和化工法の効果)

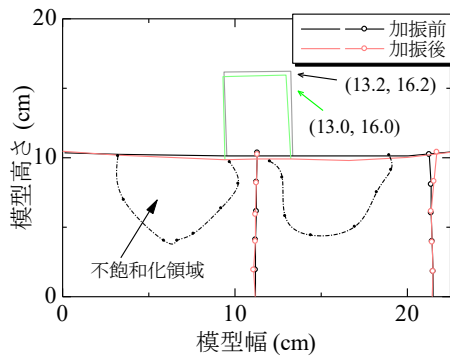
荷重の小さな小規模建築物の沈下対策に大きく貢献することが確認できた。

## 4. 打設方向および注入時間の影響

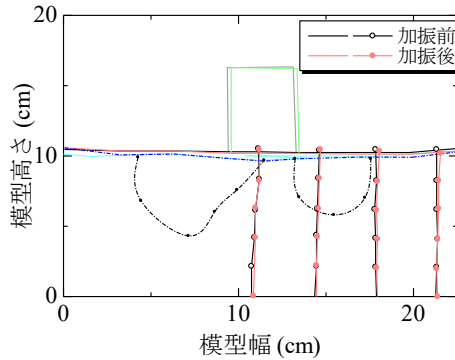
### 4.1 打設方向の影響

図 9 に注入パイプを鉛直方向に打設したケース PV72-1 およびケース PV72-2 における加振前後の模型地盤の変形状況を示す。これらより、両ケースで特に右側の不飽和領域の大きさに違いが生じていることが指摘できる。PV72-1 では、空気注入により地表面に気泡が確認され、地盤内の過剰間隙水圧の上昇が他のケースより大きかったものの、無対策と比較して住宅の変位が小さくなっているのは、3.2 節で指摘したように不飽和領域に挟まれた領域が地盤のせん断変形を抑制したためであると推察される。このケースでは、実規模換算で 10cm の沈下量であった。本研究では、住宅幅が 2m であることから 1%程度の傾斜角を検証するには至っていないことを付け加えておく。一方で、PV72-2 ではヌードルターゲットの変位状況より地盤が液状化による側方流動がうかがえ、それに伴って住宅が水平方向に変位していることが確認できる。しかしながら、無対策と比較して地盤の側方流動量が小さかったために、住宅モデルは水平方向に移動したものの沈下していないことが確認できる。

これらのことから、以下の二つのことが指摘できる。ひとつは、本工法による液状化対策効果を得るためには、地下水位が浅い場合は地盤の緩みを招くために十分に留意



(a) PV72-1



(b) PV72-2

図9 加振前後の住宅モデル変位状況および地盤の変形 (鉛直方向打設)

する必要があることである。ふたつめは、施工エリアが狭隘な場合に打設方向を自由に制御できなくても、不飽和化領域を適切に形成させることで住宅直下地盤の液状化を抑制することで沈下をある程度軽減させることができることを示唆している。

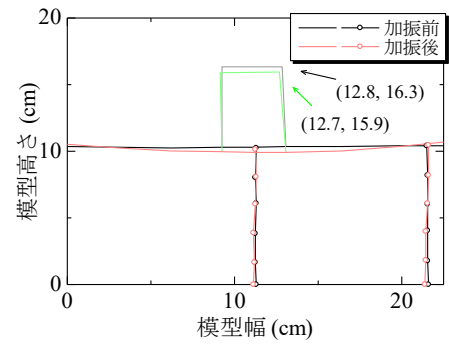
#### 4.2 空気注入時間の影響

注入時間を実規模換算で 18 分に設定したケース PS21 および PV21 の加振前後の模型地盤の様子を図 10 に示す。PS21 では、不飽和化領域の読み取りが困難であったため、グラフから割愛している。これらより、両ケースともに地盤の側方流動と住宅の沈下、移動が確認できる。不飽和化領域が確認できた PV21 においても、対策領域が小さいことが確認でき、それによって地盤の液状化と側方流動の抑制効果が小さくなったものと考えられる。これらのことから、不飽和化領域の大きさが液状化対策の効果に大きく影響を及ぼしていることから、適切な施工とともに飽和度の管理が重要であるといえる。

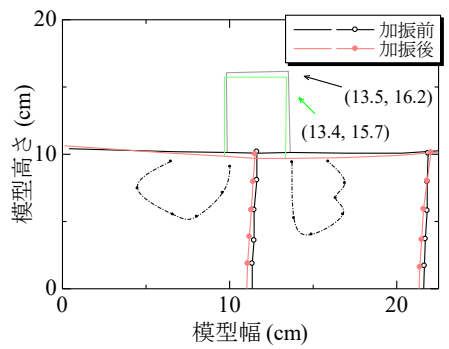
### 5. まとめ

本研究では、軽量の住宅構造物を対象にした不飽和工法の効果を検証し、住宅直下に限らず周辺領域を不飽和化した場合の家屋沈下挙動を把握し、本工法の性能評価に資する知見を得ることを目的として一連の遠心模型実験を実施した。その結果、以下の結論を得た。

(1) 地下水が極めて浅い場合は、空気注入により間隙水が気泡とともに地盤表層に湧き出し、地盤の緩みを発生さ



(a) PS21



(b) PV21

図10 加振前後の住宅モデル変位状況および地盤の変形 (空気注入時間)

せることに留意しなければならないことが分かった。

(2) 有効上載圧の小さな小規模建築部の直下の浅い地盤においても、飽和度を 20%程度低下させることができれば、地震による液状化を防止することで住宅の変位を適切に抑制することができた。

(3) 施工方法が限定され、住宅直下に不飽和化対策を施せない場合においても、不飽和化領域に挟まれた地盤のせん断変形が抑制され、結果として液状化対策に寄与することが分かった。

#### 参考文献

- 1) 安田進, 原田健二, 石川敬祐: 東北地方太平洋沖地震による千葉県被害, 地盤工学ジャーナル No.7, Vol.1, pp.103-115, 2012.
- 2) 中央防災会議, 防災対策推進検討会議, 南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ: 南海トラフ巨大地震の被害想定について (第一次報告), 2012.
- 3) 谷和夫, 松下克也, 橋本隆雄, 山本彰, 竹内秀克, 野田利広, 規矩大義, 大林淳, 清田隆: 浅層盤上改良工法による戸建て住宅の液状化被害軽減効果の検証と経済性評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.4, pp.533-553, 2014.
- 4) 日本建築学会: 復旧・復興支援 WG 「液状化被害の基礎知識」, <http://news-sv.ajj.or.jp/shien/s2/ekijouka/measure/>, 参照日: 2019.03.26
- 5) 品川恭一, 藤井衛: 東北地方太平洋沖地震の液状化地域における戸建住宅居住者の意識調査および液状化による不同沈下に対する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.10, No.2,

- pp.285-293, 2015.
- 6) 岡田克寛, 太田正規, 磯谷修二, 大内正敏, 高野仁, 岡村未対: 空気注入不飽和化工法の開発 その1: 現場実験(徳島県鳴門市)の概要, 土木学会第67回年次学術講演会公演概要集(第Ⅲ部門), pp.491-492, 2012.
  - 7) 新川直利, 三枝弘幸, 藤井直, 山田直之, 岡田克寛, 岡村未対: 空気注入不飽和化工法の開発 その4: 空気注入とそのモニタリング, 土木学会第67回年次学術講演会公演概要集(第Ⅲ部門), pp.497-498, 2012.
  - 8) 三枝弘幸, 三好朗弘, 藤井直, 山田直之, 岡田克寛, 岡村未対: 空気注入不飽和化工法の開発 その7: 千葉県袖ヶ浦市での現場実験(品質確認), 土木学会第67回年次学術講演会公演概要集(第Ⅲ部門), pp.503-504, 2012.
  - 9) 富田雄一, 紙田直充, 内田純二, 岡本辰也, 岡村未対: 液状化対策としての地盤不飽和化工法の道路盛土への適用性に関する研究, 地盤工学ジャーナル, vol.9, No.3, pp.375-386, 2014.
  - 10) Marasini, N.P., and Okamura, M.: Numerical simulation of centrifuge tests to evaluate the performance of desaturation by air infection on liquefiable foundation soil of light structures, *Soils and Foundations*, Vol.55, No.6, pp.1388-1399, 2015.
  - 11) Air-des 工法研究会: 空気注入不飽和化工法(Air-des 工法)技術マニュアル, p.26, 2012.
  - 12) Okamura, M. and Soga, Y.: Effect on liquefaction resistance of volumetric strain of pore fluid, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No.5, pp.703-708, 2006.

## 発電所リプレース工事における発生土活用の推進に向けた流動化処理土の適用 Application of fluidized soil-cement mixture to promote surplus soil use in renewal project of thermal power station

石井裕泰<sup>1</sup>，松井秀岳<sup>1</sup>，小川智孝<sup>2</sup>，大石俊広<sup>3</sup>

1 大成建設株式会社・技術センター hiroyasu.ishii@sakura.taisei.co.jp

2 株式会社 J E R A

3 中部電力株式会社

### 概 要

本報では、武豊火力発電所リプレース工事で実践した多様な発生土の活用実績を紹介する。旧発電所建設前に造成された埋め立て地盤における施工に際して、構造物設置に先立ち生じる掘削土、液状化対策目的での砂杭打設に伴う盛り上がり土など、広範囲から得る多様な発生土の有効利用が必要となった。流動化処理土としての活用を前提に行った事前検討を通しては、i)掘削土、盛り上がり土の特性は埋め立て材として用いられた埋め土とフライアッシュの混合材料として統一的に扱えること、ii)簡易な試験により発生土特性を確認し流動化処理土の配合調整に反映できること、を確認した。これらの知見を活用した製造・管理計画を立案し、現地製造プラントを用いた試行適用と本施工（合計約9,000m<sup>3</sup>）を、練り上がり性状と固化後強度を満足しながら完遂した。

キーワード：地盤改良，安定処理土，セメント，製造管理

### 1. はじめに

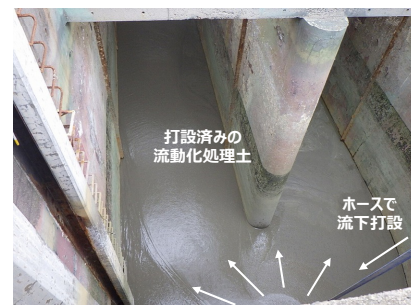
流動化処理（写真1参照）は、建設発生土の有効利用と埋め戻し作業の効率化を両立する技術として、i)多様な現場から発生土を受け入れ任意の現場への提供にあたる固定商業プラント方式、ii)特定工事に伴う発生土を活用し場内での利用にあたる現場プラント方式、の双方で広く普及が進む。数多くの研究と施工適用実績に基づき配合設計法、製造方法、施工管理方法が確立されるとともに<sup>1)</sup>、力学特性などの調査・研究から各現場での適用に関する技術的な成果が、例えば文献2), 3), 4)等にまとめられている。

一方、本報の実地検討・適用箇所となる武豊火力発電所においては、運転開始から40年が経過した火力発電所設備を最新鋭の発電設備にリプレースすることが計画され、2022年3月の運転開始に向けた工事が進められている<sup>2)</sup>。一連の施工における地盤工学的取組みとしては、大規模液状化対策や沈下・変形抑止のための地盤改良、場内掘削や液状化対策により得られる発生土の有効活用が必要となった。そこで、現地プラント方式にて流動化処理土を製造し、旧施設やその周辺の埋め戻し材料として活用することが計画に盛り込まれ実施にあたった。

本報では、上記流動化処理土に関する一連の取組みとして、発生土の基本特性、流動化処理土としての配合検討と現場プラントでの製造計画、および製造結果について報告



(a) シリンダーフロー (C.F.=約200mm)



(b) 旧構造物の埋め戻しに際しての打設状況

写真1 武豊火力リプレース工事で用いた流動化処理土

する。とりわけ発生土が埋立て造成に用いられたフライアッシュと埋め土からなる特異な性状であったことを踏まえ、材料・配合管理の合理化を図った技術的取組みを解説する。



## 2. 発生土の基本特性

表 1 に施工に先立つ調査・検討用に採取した発生土 5 試料の一覧を、写真 2 にはこのうち 2 試料を抜粋して外観を示す。流動化処理土に用いる発生土としては、埋立て造成に用いられたフライアッシュ、埋め土が想定された。一方、本試料採取に先立ち工事計画の一環で実施された土質調査結果では、各箇所フライアッシュ、埋め土のどちらが主体かについては明瞭な区分は明示されていなかった。結果的に本検討に際しては、表中左欄に示すような目視分類にて準備にあたった。

これらの基本物性の抜粋を表 1 右欄と図 1 に示す。土粒子密度  $G_s$  については、2.2, 2.4, 2.6 程度の 3 水準に分類され、FA 主体 a については、5 種のフライアッシュを扱

表 1 検討用に採取した試料

目視分類	呼称	基本物性		
		$G_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	細粒分 含有率(%)	$D_{50}$ (mm)
フライアッシュ主体	FA 主体 a	2.17	70.5	0.034
	FA 主体 b	2.44	18.6	0.221
埋め土主体	BA 主体 a	2.64	21.1	0.413
	BA 主体 b	2.66	22.7	0.641
混合土	*盛上り土	2.45	33.2	0.284

※ 砂杭打設に際して地中より排出した土砂

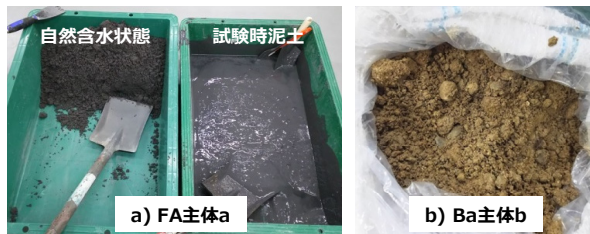


写真 2 検討対象土

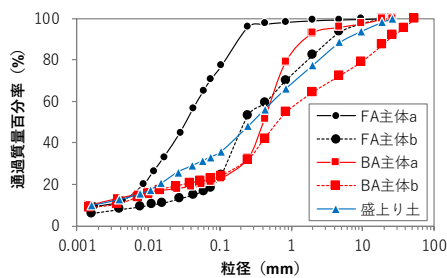


図 1 粒径加積曲線

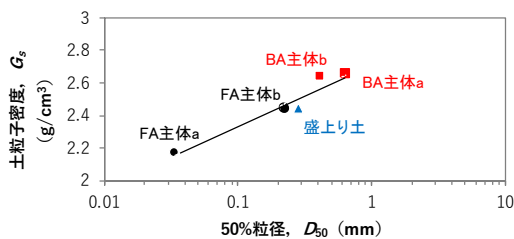


図 2  $G_s$  と  $D_{50}$  の関係

った既往の文献6)に示された  $G_s=2.06\sim 2.16\text{g/cm}^3$  の土粒子密度範囲と 0.01~0.1mm の割合が卓越する粒度分布特性に整合する。他の 4 試料について、 $G_s$  は土砂として標準的な水準 (2.6 程度) と土砂とフライアッシュの中間的な水準 (2.4 程度) となり、粒径加積曲線は 0.5mm 粒径付近で重なる共通した分布を呈する。一方、全 5 試料に対しては、50%粒径  $D_{50}$  と  $G_s$  の間に図 2 のような明瞭な相関が見られる。

以上の結果から当該発生土については以下のことが言える。

- ・ 発生土がフライアッシュと埋め土が任意の割合で混合されたものであることが基本物性から裏付けられる。
- ・ フライアッシュ主体、埋め土主体か否か、あるいは両者の混合比の度合いは目視では明確に判断できない。

## 3. 流動化処理土の配合検討

配合検討にあたり、前出の表 1 の採取試料を複数の割合で混合・準備の上、室内試験に供した。本報で抜粋して試験結果を示す 3 試料を、混合比率に応じて算定できる計算密度  $G'_s$  と共に表 2 に示す。流動性の傾向を把握するにあたり、流動化処理土 (以下、処理土) としたの単位セメント量を 50, 100, 150kg/m<sup>3</sup> の 3 水準に設定し、泥水密度

表 2 配合検討用の試料

分類	呼称	表 1 中試料の構成	計算 $G'_s$
埋め土	埋め土	「BA 主体 a, b」を均等に混合	2.65
	混合 A	全 BA, FA を均等に混合	2.50
混合土	混合 B	「盛上り土」をそのまま利用	2.45

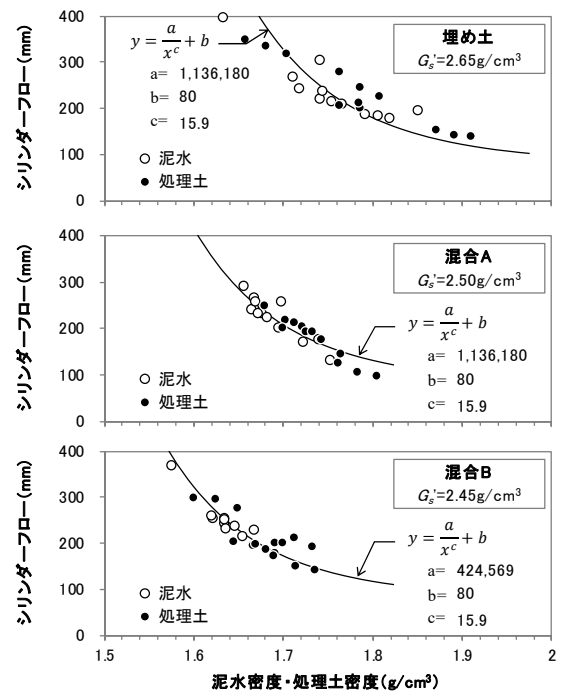


図 3 泥水・処理土密度とシリンダーフローの関係

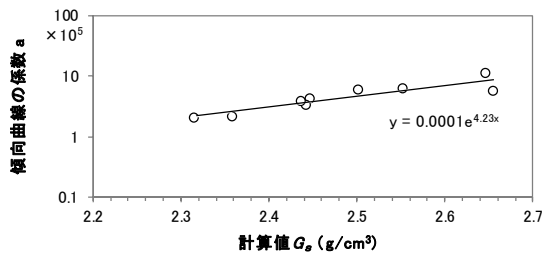


図 4 計算  $G_s$  と係数  $a$  との関係

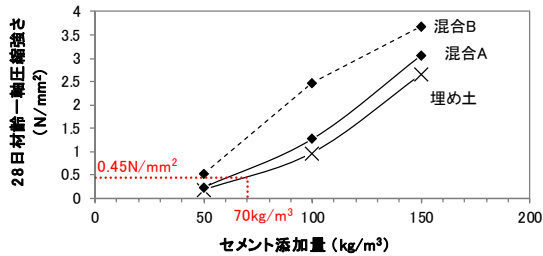


図 5 セメント添加量と28日材齢強度の関係

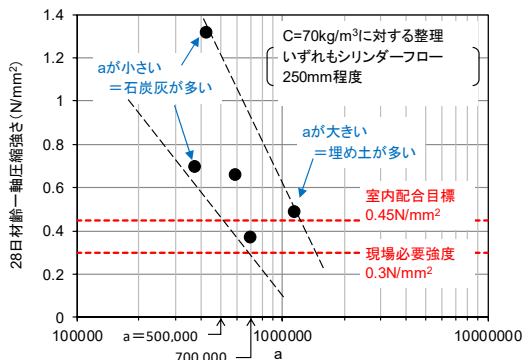


図 6 係数  $a$  と28日材齢強度の関係

を変化させながらシリンダーフローを測定した。強度については、このうちシリンダーフロー200mm程度を確保できる配合を選定して28日材齢(20°C, 湿空養生)での一軸圧縮強さを測定した。

図3に、泥水密度・処理土密度とシリンダーフローの関係を示す。各々の試料に対しては、泥水、処理土の双方とも同一の傾向線上にプロットされ、その位置は計算  $G_s$  に応じて横軸方向に推移するように見受けられる。図中に示した近似曲線では、密度の増大に伴うシリンダーフローの収束値(係数  $b$ )は試料が自立した場合に相当する80mmとし、いったん一通りの近似曲線を特定した上で係数  $c$  を平均的な値で固定し、最終的に係数  $a$  のみを変数として実測値に関連付けた。検討試料一通りについて、 $a$  と計算  $G_s$  との関係にまとめると図4のような相関となり、図3の近似曲線は、土粒子密度に依存する関数と見なすことができる。さらに土粒子密度の大小は、フライアッシュと埋め土の混合割合を反映するものと考えられることから、ある程度の精度でその混合比を把握できることになる。

図5にはセメント水比  $C/W$  と一軸圧縮強さ  $q_u$  の関係を示す。一般的なセメント系材料と同様に、 $C/W$  に対する  $q_u$  の増加傾向を確認するとともに、埋め土の混入度合いが



写真 3 現場導入プラント

多くなるほど強度が低下する傾向が見られた。本結果から、配合目標強度として定めた  $0.45\text{N/mm}^2$  に対して、セメント量を  $70\text{kg/m}^3$  に設定した。ただし、検討配合に対してシリンダーフロー200mm程度を前提とした以上の結果では、厳密には強度に対する加水量やフローの許容範囲を特定できない。そこで後述のように、i)施工時には流動化処理土製造に用いる発生土に極力フライアッシュ分を含有させること、ii)先行打設する  $2,000\text{m}^3$  を試行適用と位置づけ、製造・管理方法の妥当性を検証することとした。

#### 4. 製造・管理計画

一般的な流動化処理土の製造では、使用する発生土の特性に変化が見られれば、基本物性等を確認し、配合の再設定にあたるのが基本となる。本件の適用に際しては、前記配合検討に基づく知見を活用し、泥水製造に先立ち前出の図3で確認した近似線の特性から発生土の利用適否を確認する方法を採用した。すなわち、i)必要に応じて発生土をフライアッシュ主体土、あるいは埋め土主体土と混合調整したのち、ii)調整した土と水を混合した泥水の密度・シリンダーフローを測定する、iii)両者の関係を図3の曲線式で近似することで特定される係数  $a$  ( $b, c$  は固定値として設定) から適否を判断した。データ数は限られるが、シリンダーフロー値250mm程度を前提に追加で調査した強度確認結果(図6)を参考に、係数  $a$  の管理目標を700,000以下として製造管理を実施した。

以上の前処理と確認・判断を経た後の製造に関しては、汎用機械を用いた以下の手法を採用した(写真3参照)。

- 泥水の製造は  $20\text{m}^3$  タンクを用いた調泥槽でバックホウ混合により行う、
- 泥水はサンドポンプで輸送し、 $1\text{m}^3$  の強制攪拌型ミキサーにてセメントとバッチ混合して処理土を製造する、
- 処理土はスクイーズポンプにより貯留タンクあるいは運搬車に輸送する。

#### 5. 製造結果

主に掘削土由来の発生土を用いた先行施工として、1ヶ月間で約  $2,000\text{m}^3$  を製造し、製造・管理方法の妥当性判断にあたった。

写真4に泥水・処理土のシリンダーフロー測定状況を、

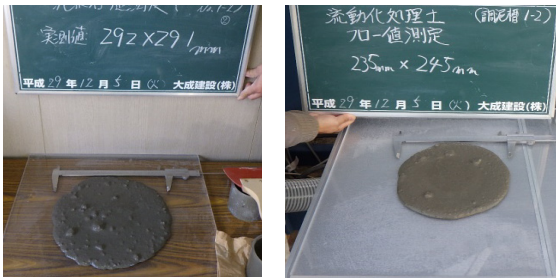


写真 4 泥水 (左) と処理土 (右) のシリンダーフロー測定

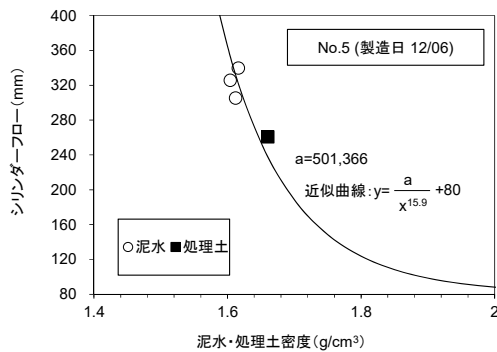


図 9 密度とシリンダーフローの測定例

図 9 に着手初期に確認した密度・フローの関係を例示する。泥水段階で確認した 3 点と、セメント混合後の処理土段階で確認した 1 点が室内配合検討で想定した傾向線上にプロットされることが確認でき、発生土特性の指標として特定した係数  $a=501,366$  が管理規定内 ( $<700,000$ ) にあることがわかる。同測定による確認は、着手直後は泥水製造ごとに、その後は品質の安定性が確認できたことを受けて半日に一回を目処に行った。得られた係数  $a$  の頻度分布は図 7 のようになり、管理規定内に収めることができた。

図 8 には、同先行施工期間に得た 28 日材齢強度の頻度分布を示す。発生土特性が一樣でない条件において、必要強度  $0.3\text{N/mm}^2$  をすべて満足できたことは、上記判断を導入した成果と考えられる。

先行施工から約 10 ヶ月の期間をおき、盛上り土由来の発生土を主に用いて、約 3 か月にわたる本施工で約  $7,000\text{m}^3$  を打設した。上記を踏襲した施工管理の結果、先行施工に比べて泥水と処理土のシリンダーフロー差が大きくなる傾向が見られたものの、先行施工と同様の強度品質を確保しながら施工を完遂することができた。

## 6. まとめ

流動化処理土の製造管理に際して、標準的には発生土特

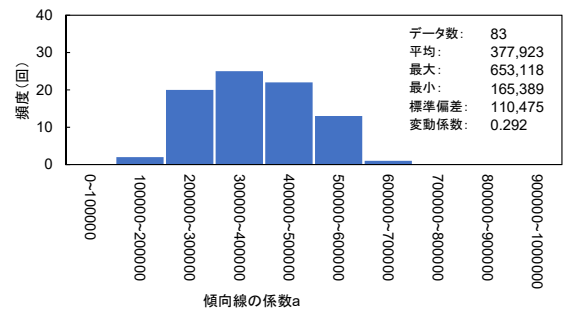


図 7 施工管理で確認した係数 a の頻度分布

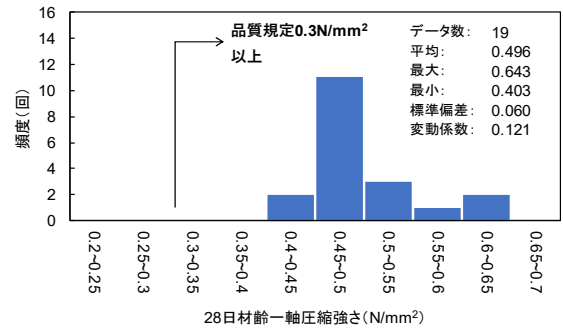


図 8 施工管理で得た28日材齢強度の頻度分布

性的変化に応じて配合検討と再設定を繰り返すことになる。本事例では、事前の調査を通して、多様な発生土を一元的に取り扱い、現場での簡易な試験で使用の適否を判断する方法を考案・実践した。その結果として、追加の配合検討・再設定を行うことなく、練り上がり性状と固化後強度の適正管理を実現したものと考えられる。現場における土質特性の見極めや現場導入プラントの製造管理の合理化事例として、今後の実施検討の一助になれば幸いである。

## 参考文献

- 1) 土木研究所: 流動化処理土利用技術マニュアル, 技報堂出版, 2008.
- 2) 成岡正祥, 井下一郎, 松山祐介, 富山竹史: 石炭灰を用いた流動化処理土の検討(その2・実施工への適用性), 第41回地盤工学研究発表会, pp. 581-582, 2006.
- 3) 木幡行宏: 流動化処理土の力学特性と今後の課題, 土木学会論文集, Vol.62, No.4, pp.618-627, 2007.
- 4) 西山綾香, 堤知明, 石井裕泰: 鹿島火力7号系列増設工事に伴う土木工事の設計・施工の概要 ～フライアッシュを活用した気泡モルタル系流動化処理土の適用～, 電力土木, No.366, pp.39-43, 2013.
- 5) 西牧孝洋, 丹羽強, 中下太陽: 武豊火力発電所5号機リプレース計画のうち土木工事の概要, 電力土木, No.396, pp.73-77, 2018.
- 6) 川上晃, 李昇憲, 坂井悦郎, 大門正機: 未燃カーボンを多量に含んだフライアッシュと高性能AE減衰剤の作用, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, pp.127-132, 1999.

災害により発生する分別土処理に着目した災害廃棄物処理・管理システムの開発  
Disaster Waste Treatment and Management System Focusing on effective usage  
of treated soil generated by disaster

中野正樹<sup>1</sup>，酒井崇之<sup>2</sup>，加藤雅彦<sup>3</sup>，大塚義一<sup>4</sup>

1 名古屋大学・大学院工学研究科・nakano@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・大学院工学研究科

3 明治大学・農学部農芸化学科

4 株式会社奥村組・土木本部土木部環境技術室

## 概 要

将来必ず起こると言われている南海トラフ巨大地震においては、東日本大震災における災害廃棄物の約10倍発生すると予想されている。このような大規模災害が発生した場合、処理事業に携わる自治体が、迅速かつ効率的に災害廃棄物等を処理していくためには、発災前の処理計画の策定、発災後の計画更新、管理等の支援が挙げられる。本研究の目的は、大規模災害における災害廃棄物等処理事業管理システムの考え方を提案することであり、特に、災害廃棄物の有効利活用においてボトルネックとなる分別土に着目し、分別土を効率よく利用するために事前に土砂の性状を把握する方法とその結果を利用した処理フローを作成した。本稿では、災害廃棄物処理システムの内容について概要を示すとともに、分別土の有効利活用を促進するための試験方法および結果について示す。

キーワード：災害廃棄物，分別土，復興資材，情報通信技術，処理管理システム

## 1. はじめに

東日本大震災では約三千万トンという大量の災害廃棄物等が発生し、復旧・復興の妨げとなった。来たる南海トラフ巨大地震においては、東日本大震災の約10倍の災害廃棄物が発生する<sup>1)</sup>ことから、災害廃棄物の迅速かつ効率的な処理・利用が、早期復旧・復興の重要な鍵となる。

これら災害廃棄物は、そのほとんどが仮置場において選別されて受入先が決まっている。しかし、不燃・可燃混合物が処理・利用の足かせとなっている。迅速かつ効率的な処理・利用のためには、2次仮置場での高度選別処理において混合物から生産される選別品、すなわち不燃物、可燃物、分別土の発生量を予測することが重要となる。さらに、選別品の中でも、大量に生産され、復興事業に利用される可能性のある分別土を如何に利活用するかも重要となる。仮に利用せずにすべてを処分することになれば、逼迫する最終処分場に大きく影響し、環境負荷は図り知れない。

災害廃棄物の速やかな処理・利用のためのもう一つの重要な点として、処理事業に携わる地方自治体に対する発災前の処理計画の策定、発災後の計画更新、管理等の支援が挙げられる。大規模災害が発生した場合、迅速かつ効率的に災害廃棄物等を処理していくためには、処理実行計画の策定や更新に対し、処理過程において逐次的に入ってくる情報をリアルタイムで利用できる枠組みが重要となる。ま

た災害処理事業に直接携わる各地域（地方自治体）に対しては、発生する廃棄物性状の予測、処理方法の策定、処理過程における災害廃棄物の量・質の動きの把握、復旧・復興計画における復興資材の利用計画も踏まえた統合的な処理事業を、逐次実行・更新できる仕組みが必要になる。

本研究は、大規模災害において、災害処理にあたる市町村レベルの自治体が、特に分別土の利活用を目指した処理技術および進捗管理を実施できる災害廃棄物等処理事業管理システムの提案を目的とする。そのため、具体的に以下の3つのサブテーマを設定した。

- 1) 処理事業の入り口側の課題、すなわち災害廃棄物や分別土の量・質の動きを整理する仕組み構築に向けた災害廃棄物等の量や質の推定手法を構築する（サブテーマ(1)）。
- 2) 処理事業の出口側の課題、災害廃棄物の中でも特に、復興の妨げとなっていた混合物処理について、高度選別処理で得られる選別品としての分別土の処理・有効活用を目指し、短期・長期の力学挙動、環境影響を把握する（サブテーマ(2)）。
- 3) 災害廃棄物の発生量、処理計画の作成、復興資材の利活用等を統合的に管理するシステムの要求性能を明らかにして、災害廃棄物等の処理や利活用を促進するための考え方を提案する（サブテーマ(3)）。



## 2. 災害廃棄物処理・管理システムの概要(サブテーマ3)

災害廃棄物管理システムのイメージは、大規模災害の発生に備えて自治体職員が災害廃棄物処理管理に必要な情報をクラウドサービスにて集計・分析に加え、共有・可視化を目指すというものである。図1に本管理システムの概要を、各サブテーマとの連携も含め示す。提案する管理システムは、図1で示す通り、平時・発災前の日常業務、災害廃棄物処理計画の作成だけでなく、発災後の災害廃棄物等の処理・利活用も対象にして、発災直後の情報をもとにした災害廃棄物実行計画の作成、その後の進捗管理と実行計画の更新の効率的な実施を支援するものである。たとえば、発災前には、自治体が管理する処理施設の情報や廃棄物発生量のシミュレーション結果から廃棄物処理計画を立てる。発災後は、発生した災害の被害データを収集し、処理計画や実行計画の作成・更新や廃棄物の再利用に係る情報の蓄積が可能となる。

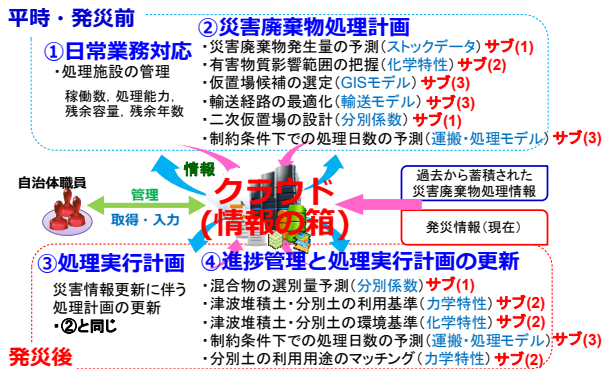


図1 災害廃棄物等処理事業管理システムの概要

図2は、平時・発災前における日常業務・災害廃棄物処理計画の作成のシステム入出力データのイメージである。システム利用者である自治体職員は、自分の自治体対象地域を選定する(①対象地域設定)。それが入力データとなり、出力データとして、地域特性、すなわち焼却施設など処理施設の情報、PRTR情報、また3.1節で説明するストックデータ(対象地域のGIS上に蓄積された建築物1棟ごとの建築資材データ)などを得る。これらの情報は、日常業務として管理・更新される。

発災前の処理計画の作成については以下のデータのやり取りが行われる。職員は、対象とする災害の種類、規模を入力する(②災害外力設定)。そのデータは、先の地域特性の情報を得て、出力データとして対象地域の被害予測結果を得る。その結果は、本研究成果であるサブテーマ(1)のストックデータを用いた廃棄物発生量予測(3.1節)とサブテーマ(2)の有害物質汚染範囲予測(4.2節)により、出力データとして、廃棄物発生予測、すなわち災害廃棄物発生量、発生分布、汚染物質の漏洩範囲などを得る。被災状況をGIS上に入力することにより、出力データとして、

通行可能道路や場所、さらに一次・二次仮置場の利用可能空間を得る。職員は、③処理計画設定条件として、処理期間、輸送能力、一次・二次仮置場処理能力などを入力することで、サブテーマ(1)の分別係数データ(3.2節)、サブテーマ(2)の処理機械と必要面積、サブテーマ(3)での災害廃棄物収集運搬モデル<sup>2)</sup>を用いることにより、発災前の処理計画の作成が出力データとして得られる。

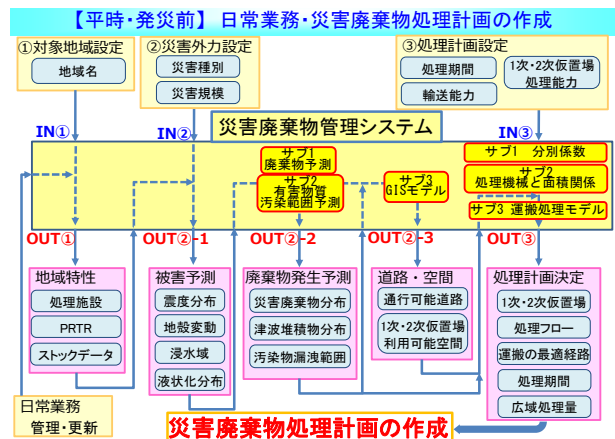


図2 システム入出力データのイメージ(平時・発災前)

図3は、発災直後の処理実行計画作成のシステムである。平時・発災前の処理計画作成の流れはほぼ同じであるが、不確実であった災害外力、すなわち災害の種類と規模が明確になり、被害予測ではなく被害情報を得ることになる。この情報はDiMAPS<sup>2)</sup>など様々な機関が提供している情報を利用する。その後の入出力データは更新されたデータに基づき、処理実行計画の作成が出力データとして得られる。

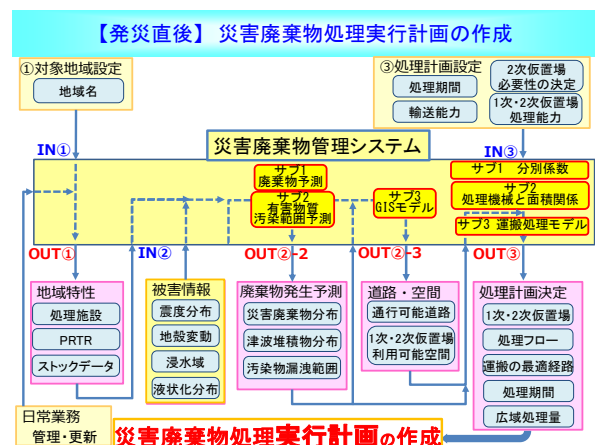


図3 システム入出力データのイメージ(発災直後)

図4は、発災後の二次仮置場整備後の進捗管理と処理実行計画作成の更新のシステムである。各搬入地点(被災地・一次仮置場・二次仮置場・一時保管ヤード・中間処理施設等)において、搬入トラックに対し、日時や質量に紐づけられた様々なデータを蓄積し、データベース化させる。復旧が進み一次仮置場での災害廃棄物発生量は計測による予測に変わる。また二次仮置場に運ばれた廃棄物のう



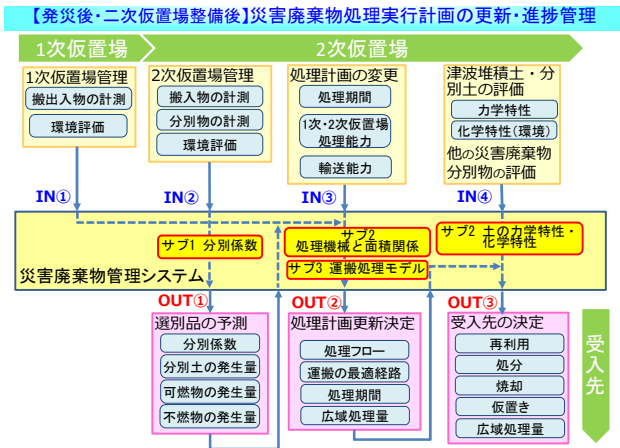


図4 システム入力データイメージ(発災直後)

ち、高度選別処理が施された廃棄物については、高度分別処理前後の各組成の質量割合を関係づける「分別係数」を算出し、可燃物、不燃物、分別土の発生量を予測し、必要に応じて処理計画の変更を行う(3.2節)。本研究で注目している津波堆積土、分別土については、サブテーマ(2)の成果である津波堆積土・分別土の処理・利用のための物性・力学特性、化学特性の把握と品質保証(4章)により、利活用のための品質評価と改良による品質向上等を行い、復興資材として利用するためのマッチング情報を提供する。

### 3. 災害廃棄物の種類・発生量の予測方法(サブテーマ1)

#### 3.1 地域特性を考慮した積み上げ方式の災害廃棄物発生量予測

本研究では、災害廃棄物処理事業の入口側の課題である災害廃棄物の量と質を、地域特性を考慮したうえで空間的に把握する方法を提案した。災害廃棄物発生量の推計には、建築基準法などから設定される資材投入量より資材種類別に整備されているストックデータを使用した。推計手法は、原単位を設定せず被災地域が保有するストックデータから廃棄物となる量を積み上げていく「積み上げ方式」とした。四日市市をモデルとした災害廃棄物発生量の推計結果を図5に示す。災害廃棄物発生量を積み上げ方式と内閣府方式と比較すると、市全体では非木材が内閣府方式の方が多く推計されたが、一部では傾向が逆転している。この理由の一つは、本研究では下部部材が災害廃棄物として発生するかどうかは、災害の規模や復興の際に基礎を撤去するかどうかなど未確定な要素が多いため、下部部材を推計の対象から除外した点が挙げられる。理由の二つ目は、内閣府方式は原単位を全国一律に設定しているが、積み上げ方式は地域による特性の違いが反映されている点が挙げられる。すなわち、ストックデータを活用することで、地域特性を考慮した災害廃棄物量と質の推計が可能であることを明らかにした。

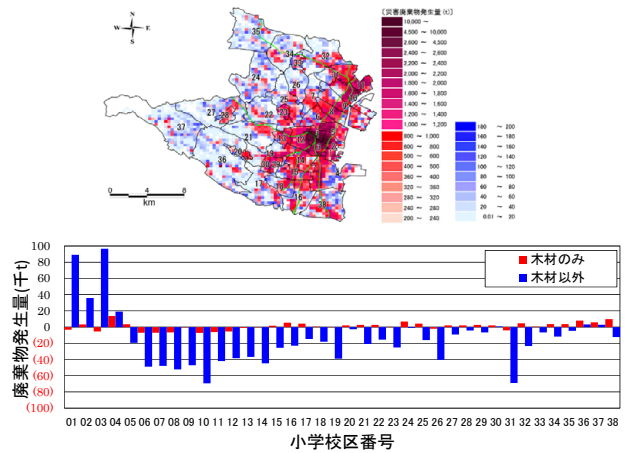


図5 災害廃棄物発生量の推計結果

#### 3.2 分別係数という新たな概念による合理的な土砂混合廃棄物の処理

本研究において、東日本大震災の災害廃棄物処理において情報通信技術により取得された大容量実績データ(238万点)を分析・考察した。図6は岩手県山田地区での、混合物に関する二次仮置場の処理フローにおける高度選別処理前後の廃棄物の質量の経時変化である。二次仮置場への搬入量(高度選別処理前)と搬出量(高度選別処理後)が月ごとに概ね一致しており、取得データの有用性が示された。また、搬入出の廃棄物の種類・量から、4つの期間に分けることができる。この混合物処理に関する実測データは、ここでは詳細は示さないが、災害廃棄物処理の実態と整合が取れていた。

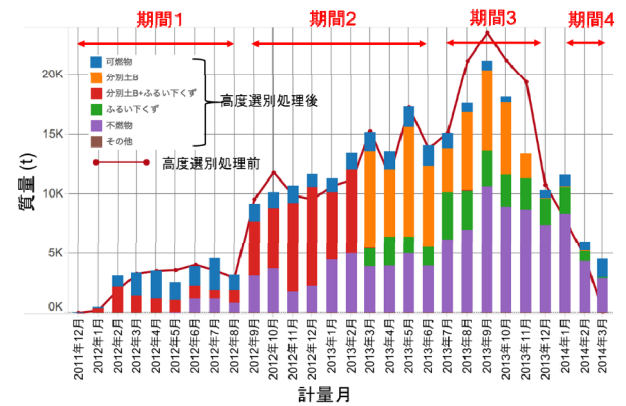


図6 山田地区・二次仮置場からの搬出質量

以上のデータに基づいて、高度選別処理前後における土砂混合物(処理前)と選別品(処理後)に注目し、その関係性と時間依存性ならびに影響因子等を解析し、「分別係数」という新しい概念を導入することで与条件下での合理的な処理を構築する上での考え方を提示した。土砂混合物(処理前)は、「混合物大(40mmオーバー)」と「混合物小(40mmアンダー)」で、選別品(処理後)は、「可燃物」、「分別土B」、「ふるい下くず」、「不燃物」である。これら

の質量関係を表す係数として、図7のように「分別係数  $x_i$ ,  $y_i$  ( $i=1,2,3,4$ )」を定義する。「 $x_i$ ,  $y_i$ 」は、それぞれ混合物大、混合物小に含まれる各選別品の割合を示しており、「 $i$ 」には図7に示す選別品の番号が入る。

表1は期間ごとの平均分別係数を示す。期間ごとの平均分別係数を用いた算出値と実績データとを比較したところ、期間2において精度の高い一致が見られた。そのため、期間2のような搬入量が安定した時期においては、リアルタイムの処理データから平均分別係数を算出し、受け入れ状況に応じて処理設計することで、処理の合理化を行うことができると考えられる。

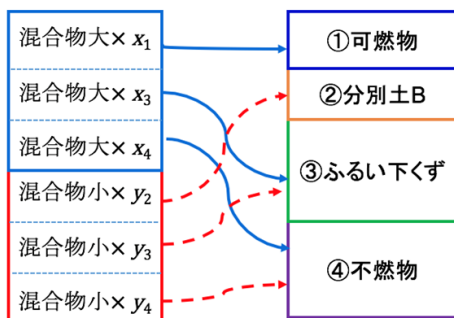


図7 高度選別処理前後の混合物と選別品の構成関係

表1 期間別の平均分別係数

	$x_1$ (混合物大と可燃物)	$x_3$ (混合物大とふるい下くず)	$x_4$ (混合物大と不燃物)	$y_2$ (混合物小と分別土B)	$y_3$ (混合物小とふるい下くず)	$y_4$ (混合物小と不燃物)
期間1	0.53	0.32	0.16	0.67	0.00	0.33
期間2	0.43	0.15	0.42	0.64	0.10	0.26
期間3	0.87	0.13	0.00	0.27	0.19	0.54
期間4	1.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.75

#### 4. 災害廃棄物から発生する分別土の利活用促進 (サブテーマ2)

##### 4.1 模擬津波堆積物の作製方法

本研究では対象地域の四日市港内にて採取された河口堆積物2種類を試料として用いている。後述するように堆積物2種類とは、粗粒分が卓越した粒度と細粒分が卓越した粒度を持つ試料で、前者を砂、後者を粘土と呼ぶ。砂は4.75mmふるいで粒径を調整し、一方、粘土は水と攪拌機を用いて混合し、異物を取り除くため425 $\mu$ mふるいを通過させ、自然含水比まで乾燥させたあと、4.75mmふるいで粒径を調整した。津波堆積物は砂と粘土が混合していることが想定されるため、想定範囲を網羅できるように5種類の混合率で調整した。混合率は化学特性の把握時については、砂と粘土の乾燥重量比3:0, 2:1, 1:1, 1:2, 0:3で混合し、力学特性の把握時については、100:0, 75:25, 50:50, 25:75, 0:100で混合した。

図8に粒径加積曲線を示す。Sは砂の混合率、Cは粘土の混合率を示し、例えばS75C25は砂:粘土が75:25である。5種類の混合土砂は東日本大震災における津波堆積物の粒径の範囲を内包しており、津波堆積物の主体となる土

砂としてみなすことができる。

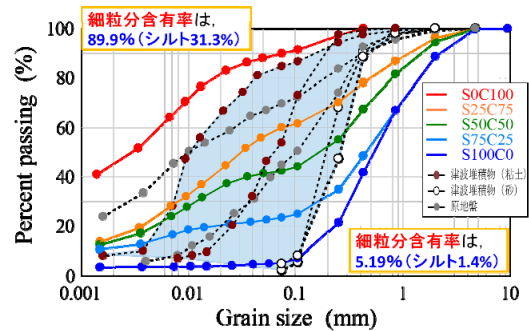
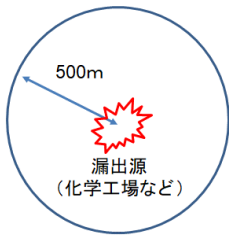


図8 模擬津波堆積物の粒径加積曲線(文献3に加筆)

##### 4.2 模擬津波堆積物の化学物質溶出量の把握

模擬津波堆積土に対し、有害物質（ここでは重金属類）の比率を変えて混合し、①重金属類吸着等温線から重金属類吸着特性を評価し、②重金属類吸着等温線から土壤環境基準値を超過する際の重金属類吸着量（以下、超過吸着量）を推定した。また③推定した重金属類超過吸着量からどれくらい重金属類が漏出源から漏出した場合に、土壤環境基準値を超過する津波堆積土が発生するか見積もった。本研究では重金属類、鉛、ヒ素、フッ素、ホウ素、ニッケルを対象とした。重金属類は、多くの汚染事例が報告されており、また自然由来による汚染事例も多いからである。

試験より得られた超過吸着量を基に、土壤環境基準値を超過する津波堆積土が発生する、すなわち漏出源からの重金属類の許容漏出量を試算した。試算方法の概要を図9に示す。推定シナリオは、ある一地点から重金属類が一定の範囲を均等に漏出し、均等に堆積物に吸着すると仮定した。実際の漏出条件は、本シナリオとは異なると想定される。しかし、環境安全性を評価すべき津波堆積物の範囲を発災前にスクリーニングするという視点では安全側に位置付けられる。また、推定条件として、漏出範囲は、東日本大震災時の文献値を参考に、最大到達距離の500mとした。津波堆積土高を0.04m、堆積物密度を1.46 t/m<sup>3</sup>とした。試算した結果を表2に示す。鉛の許容漏出量は、海:河=3:0では5.02 t、海:河=0:3では0.04 tと見積もられ、両者で大きな差が生じた。このことから津波堆積土の性状、および土砂性質により、許容鉛漏出量に大きな差が生じることが示唆された。また、河口堆積物が津波堆積土となって生じた場合には、比較的低濃度の鉛の漏出でも土壤環境基準値を超過する可能性が示唆された。海:河=2:1, 1:1, 1:2の混合比率の津波堆積土は、それぞれ0.87, 0.55, 0.56 tと比較的に差がないと考えられた。ヒ素の許容漏出量も海底堆積物の混合比が高いほど多かったが、その量は他元素と比較すると非常に小さかった(2.93~35.2 kg)。以上のことから、地域ごとで発生する津波堆積土の粒径等の性状や対象となる重金属類の種類を考慮していきながら、津波堆積土、分別土の環境安全性を評価する必要がある。



**推定シナリオ**  
 ・ある一地点からの有害金属が漏出  
 ・ある一定の範囲を均等に漏出、堆積物に吸着（スクリーニングでは安全側）

**推定条件**  
 ・漏出範囲：500 m（高井ら2013）  
 ・四日市市の津波堆積物高：0.04 m  
 ・一㎡当たりの津波堆積物量：1.46 t

許容漏出量(kg/工場)=  
 津波被害面積(m<sup>2</sup>)×津波堆積物高(0.04m)×1.46(t/m<sup>2</sup>)×最大の吸着量(kg/t)

図9 重金属類の許容漏出量の試算概要

表2 漏出源からの重金属類の許容漏出量

海底:河口	最大保有量				
	As	F	B	Pb	Ni
	(kg)		(t)		
3:0	35.2	1.41	20.5	5.02	17.4
2:1	15.8	1.18	12.6	0.87	7.34
1:1	12.7	0.95	11.3	0.55	2.53
1:2	4.40	0.87	8.67	0.56	2.16
0:3	2.93	0.17	0.46	0.04	0.14

なお、木片やコンクリート片などの夾雑物が混入すると、化学物質の吸着特性が変化する。夾雑物によって土壤環境基準値を超過する分別土が発生した場合を想定し、本研究では、不溶化を取り上げる。土壤環境基準値を超過する夾雑物の模擬分別土に対して、不溶化材（CaO、MgO、セメント系固化材）を重量比で5%添加混合した試料に対する重金属類の溶出性を評価し、不溶化による溶出量低減への有効性を検証した。図10は不溶化材を添加した模擬分別土における重金属類の溶出量を示す。コンクリート片混入におけるヒ素、木片混入における鉛、ニッケルの溶出量は、不溶化資材未添加では土壤環境基準値（ニッケルにおいては水道管理目標設定値）を上回ったが、資材を10wt%添加混合することでいずれの資材においても土壤環境基準値あるいは水道管理目標設定値を下回った。これらの結果は、夾雑物が混入し、重金属類の溶出量が増加した分別土においても不溶化資材を添加することで、重金属類の溶出を抑制できることを示す。

### 4.3 津波堆積物を土構造物の材料として扱える許容木片混入量の把握

木片が混入した分別土は、木片腐朽により強度が将来どのように変化するかが不明で、有効利用の足かせとなっていた。そこで木片が完全に腐朽した状態として、分別土に空隙ができると仮定し、水に溶けて空隙を作る肥料を用いた実験を行い、木片腐朽が強度特性に及ぼす影響を調べた。

4.1節で示した模擬津波堆積土に対し、肥料混入率を変化させ、最適含水比に調整して、締め固め度95%となるように締め固めて供試体を作製し、一軸圧縮試験を実施した。図11は、木片混入率に対する一軸圧縮強度の関係を示す。横軸の木片混入率は、木片と肥料の密度から体積比を算出

し、設定木片混入率に対応する肥料を混入している。図11より肥料混入率が高くなるほど、強度が低下していることがわかる。その傾向は津波堆積土の粒度の影響も受ける。特にS25C75については混入率0%において最も強度が大きかったが、強度の低下度合いが最も大きくなった。

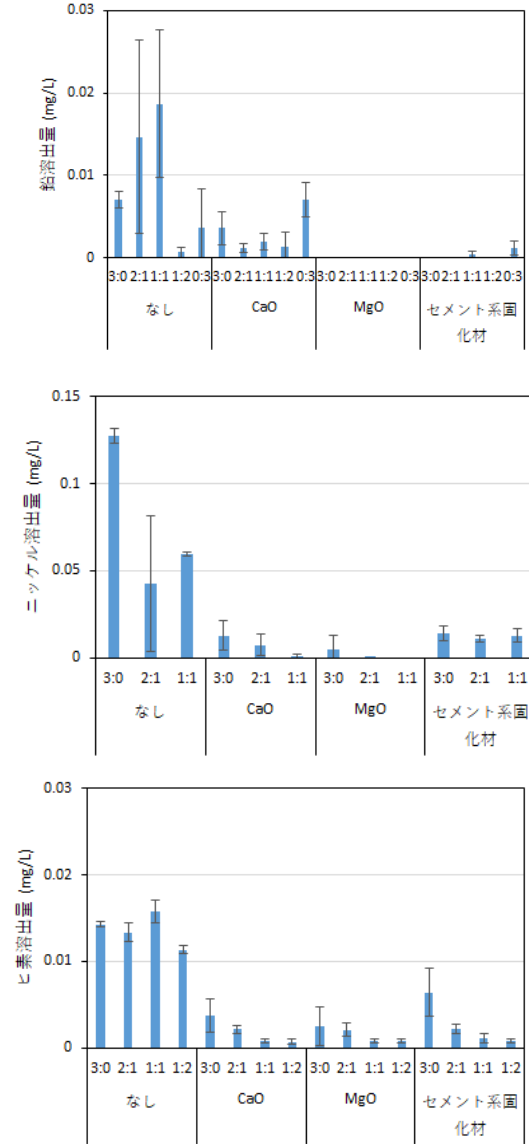


図10 木片混入による鉛、ニッケル、コンクリート片混入によるヒ素の不溶化材添加による溶出量

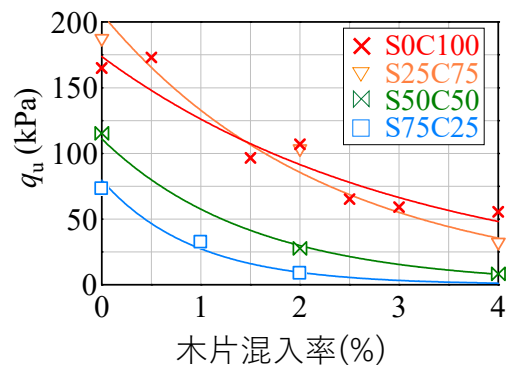


図11 木片混入率と一軸圧縮強度の関係



分別土の地盤材料として利用できる強度の基準を一軸圧縮強度 50kPa 以上として、木片の許容混入率を求めた。この値は、建設汚泥処理土利用技術基準において地盤材料として利用できる最低の値に対応する。表 3 は、模擬分別土の粒度に対する木片の許容混入率を示している。粘土分が多いほど、許容木片混入率が多いことがわかる。なお、ここでの結果は、四日市港湾からの浚渫土砂であり、災害場所に応じて、土砂の物性は異なることから、全ての津波堆積土に対応するものではない。許容木片混入率の算定の 1 つの方法を提案している。

表 3 木片許容混入率

S75C25	S50C50	S25C75	S0C100
0.5%	1.5%	3.5%	4.0%

次に、肥料を用いて求めた許容木片混入量が妥当であるか調べるため、許容木片混入率の木片を混ぜた供試体をファンガスセラーに埋めて木片の腐朽を促進させた後、一軸圧縮試験を行った。ファンガスセラーとは、木片腐朽菌が繁殖しやすい恒温多湿な部屋に設置された腐葉土槽で、木片腐朽促進実験で利用される。本研究では、締固め度 95% に締固めた供試体をファンガスセラーに 1 年間放置した。

図 12 は、ファンガスセラーに 1 年放置した木片混入供試体と放置 0 日の木片混入供試体の一軸圧縮強度の関係を示す。○印は 1 年放置したケース、□印は放置 0 日のケースをそれぞれ示している。S75C25 を除き、腐朽により強度低下を引き起こしていることがわかる。しかし、許容木片混入率を求める際使った一軸圧縮強度 50kPa をいずれのケースも超えている。図 13 は、試験後、供試体から木片を取り出し、顕微鏡により撮影した木片断面の拡大観察画像であり、木片の腐朽が進行していることが確認された。

図 14 に許容木片混入率を超えた木片混入供試体に対するセメント混入の効果を示した三軸圧縮試験結果を示す。木片が多く混入したとしても、セメントを混入させることにより、木片が腐朽する前の状態よりも強度が大きくなることわかった。また、セメント添加量が増えると強度が大きくなる。供試体がアルカリ性になることにより、腐朽が抑制されていることや、セメントの固化作用により強度が増加したことが考えられる。

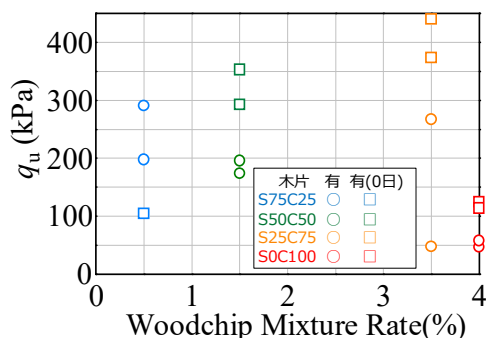


図 12 木片腐朽の有無による一軸圧縮強度の変化

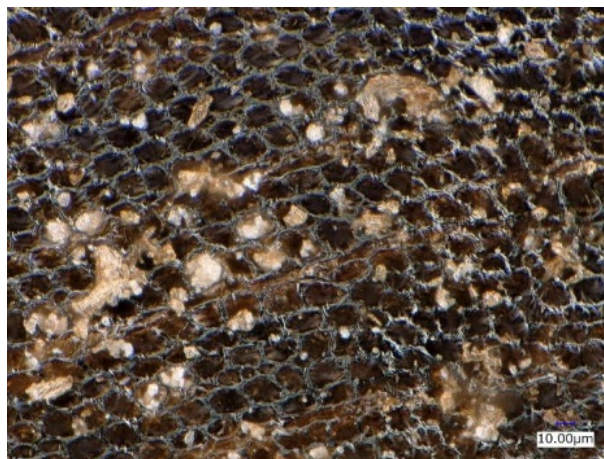
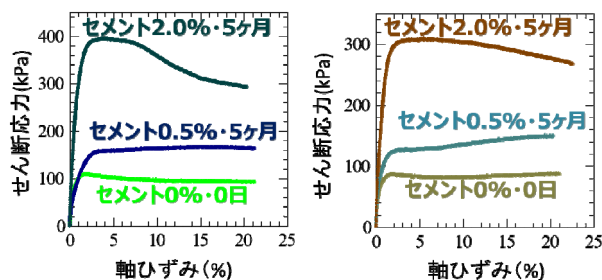


図 13 木片の拡大写真(S50C50)



(a)木片 1.5%

(b)木片 2.5%

図 14 セメント添加の効果の検証

#### 4.4 分別土の処理・利活用のための品質評価手法・処理フローの提案

有害物質の含有を考慮した木片混入分別土の処理・利活用のため、品質評価と処理フローを、東日本大震災における岩手県復興資材処理マニュアル<sup>4)</sup>を参考に作成した。品質評価に対する評価基準として、環境・木片混入分別土の利用・強度に関する基準の 3 つとした。

津波堆積土・分別土の処理・利活用の処理フローを図 15 に示す。紙面の都合上、簡易版となっている。4.2 節と 4.3 節との関係を示している。処理フローは一時集積所から受入先（最終処分と利活用先）までとなっている。

一時集積所において、有害物質を有する津波堆積土と有害物質を有しない津波堆積土に分けている。これは、4.2 節の成果で、有害物質となり得る物質を持つ工場から有害物質が一定の範囲を均等に漏出し、均等に津波堆積物に吸着すると仮定し、土壤環境基準値を超過する津波堆積土が発生する範囲を、発災前にスクリーニングすることで得られる。被害を受けた場合に有害物質が漏出する恐れのある工場の位置を、GIS 上で把握しておくことで、一時集積所を分類することが可能となる。

それぞれの集積所からの一次仮置場に運搬された津波堆積土は、評価基準(1)により環境に関する評価がなされる。有害物質を含む堆積土については、第一種～三種特定有害物質の溶出量・含有量基準および対象化学物質、含まない

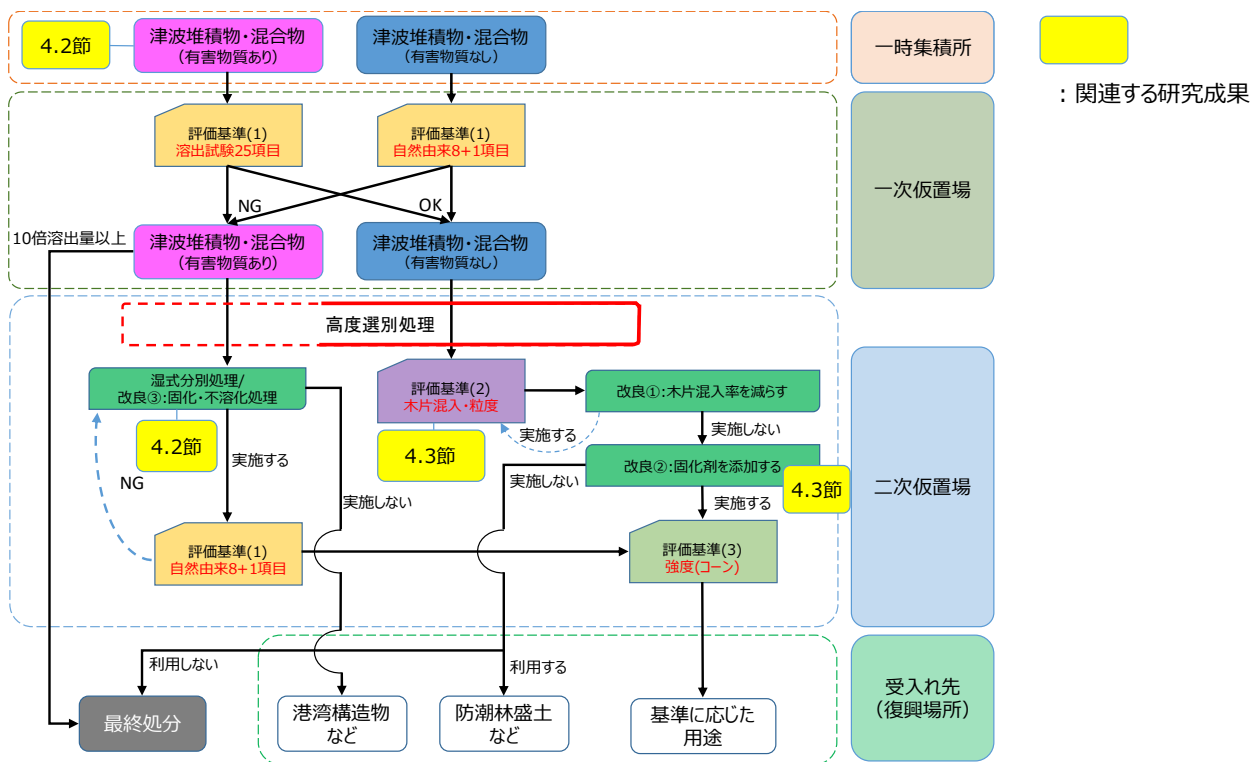


図 15 品質評価を備えた津波堆積土・分別土の処理・利用までの処理フロー

堆積土であっても、自然由来の物質が入っている恐れがあるため、自然由来 8 項目（重金属類）についての評価を行う。図には示していないが、評価基準(1)を満足した津波堆積物は、仮設道路などの緊急復旧の利用が求められる場合は、フレキシブルコンテナバックに詰めて利用する。あくまで「仮」復旧資材であり、本復旧の際に用いる場合は、改めて二次仮置場へのフローへと進むことになる。一方、利用の緊急性を有しない場合は、一次仮置場で保管される。また混合物については、評価基準(1)を満足する場合でも、一次仮置場で保管される。

二次仮置場において、評価基準(1)を満足しない場合は、津波堆積物も土砂混合物も、港湾施設への利用の可能性を考慮し、土壌汚染対策基本法の 10 倍の溶出量か否かで判定を行う。10 倍溶出量以上である場合は、最終処分を行う。10 倍溶出量以下である場合は、そのまま港湾施設の資材として利用を検討する。港湾施設以外の用途へと広げるためには、湿式分別処理を行うか、高度選別処理を施したあとに改良して品質を高める。改良方法については、固化不溶化処理を行う（図中の改良③、4.2 節）。固化不溶化した後は、評価基準(1)で品質評価を行ったあと、評価基準(3)のコーン試験を実施し、発生土利用基準に基づいた強度に関する評価を行う。発生土基準は、第 1 種から第 4 種まで分類され、土構造物などの適用用途標準が示されており、復興資材としての分別土と用途のマッチングを行うことができる。

一時集積所から一次仮置場で保管された有害物質を保有していないと判断された津波堆積物と混合物は、二次仮置場に運搬され、高度分別処理が行われる。そこで木片の

少ない分別土 A とそれ以外（分別土 B、ふるい下くず）とに分ける。分別土 A は、評価基準(3)のコーン試験により、上記と同様に分類する。必要に応じて、粒度調整・含水比調整、固化材添加などの改良を施し、用途を広げることも可能である。

分別土 B とふるい下くずについては、混入している木片の混入率が、4.3 節で得られた許容木片率より多いか少ないかを判定する。許容木片率より少ない場合は、分別土 A と同様に扱う。多い場合は、再度分別を行うか、良質土を加え木片混入率を下げるか（図中の改良①）、4.3 節で効果的であると示されたセメント改良を行う（図中の改良②）。その後、評価基準(3)のコーン試験により、上記と同様に分類する。木片が多いまま利用する際には、腐朽の影響が問題とならないような構造物に利用するか、最終処分を行う。

分別土 B とふるい下くずの木片混入率と許容木片率の算定は、以下の通りである。土に応じて混入木片率と強熱減量には直線関係があることが確認されている<sup>9)</sup>ので、発災前に、発生すると予測される津波堆積物の粒度を複数設定し、木片混入率と強熱減量の関係を調べておく。発災後、搬出した分別土 B とふるい下くずに対し粒度を測ることにより、許容木片率を算定する。さらに強熱減量を計測することにより木片混入率を算定し、先に算定した許容木片率と比較する。

以上より模擬津波堆積物を作製し、あらかじめ許容木片混入量や粒度、化学物質の溶出特性などを把握しておくことで、実際に災害が起きた際に、簡単な試験を実施するだけで、利用可能か否か、利用する場合はどのような構造物



に利用できるか判別することができるため、スムーズに処理・マッチングが可能となる。

## 5. おわりに

最後に本研究が社会にどのような形で貢献できるのかと今後の展望をまとめる。

- 1) 日本全国の物質ストックデータは GIS 上に整理されており、対象自治体のハザードデータとストックデータを GIS 上で重ね合わせ、建物の被害率曲線を用いれば、地域特性に応じた災害廃棄物発生量と種類の分布を、全国どの地域でも様々な災害に対し算出することができる。そのため、地域特性に応じた災害廃棄物処理計画作成の一助となる。この方法は、災害直後の被害情報を得ることにより、発災後の発生量予測も可能である。
- 2) 提案するシステムによって、処理過程における分別係数を時系列で算出でき、分別土の発生予測が可能となり利活用が促進される。また、例えば当初計画よりも分別土の発生量が大きかった場合には、一時保管ヤードが必要になるなど、自区内の仮置き場所計画の必要性の有無を、早期に判断でき、処理時間の短縮・延長のための処理設備の更新計画にも寄与する。
- 3) 発災前に、許容値を越える有害物質を含む津波堆積土のスクリーニングできる可能性があり、発災後の経費、時間、労力などの軽減に繋げられる。許容混入率以下となるように混合廃棄物を高度分別処理することで、環境安全性を担保した分別土を生産できると期待される。そして土壌環境基準値を超過する分別土が発生しても、比較的容易に行える対策である不溶化を行うことで、利活用できる可能性がある。発災前後に簡易実験を行うことにより、強度に関する

る木片混入分別土の許容混入率が得られ、また、許容値以上であっても、セメントによる改良効果が示され、分別土の利活用促進に貢献できる。

最後に、東北太平洋沖地震後も日本列島に数多くの災害が起こり、それにともない多くの災害廃棄物が発生している。ここで紹介した考え方をもとに、本システムが実現化することにより、災害種類・外力によらず、災害廃棄物が迅速に効率的に処理・活用できるよう今後も研究を遂行していく。

## 謝辞

本研究は（独）環境再生保全機構の環境研究総合推進費（課題番号：3K163011）の補助を受けて実施した。ここに記して謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 内閣府，南海トラフ巨大地震の被害想定（第二次報告）のポイント～施設等の被害及び経済的な被害～，[http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku\\_wg/pdf/20130318\\_kisha.pdf](http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku_wg/pdf/20130318_kisha.pdf), 2013.
- 2) 国土交通省 HP 総合災害情報システム (DiMAPS) <http://www.mlit.go.jp/saigai/dimaps/>
- 3) 坂口直也，田内裕人，江種伸之，大塚義一，災害廃棄物の適切な処理計画策定支援を目的とした収集運搬・処理連動モデルの開発，土木学会論文集 G (環境)，74 巻，5 号，pp. I\_195-I\_202, 2018
- 4) 高井敦史他，東日本大震災における津波堆積物の分布特性と物理化学特性，地盤工学ジャーナル，vol.8，No.3，pp.391-402, 2013.
- 5) 岩手県：復興資材活用マニュアル（改訂版），2013
- 6) 勝見武：廃棄物混じり土砂の特性化と，混入可燃物の Deterioration の影響、科学研究費報告書，2014

濃尾平野北西部における農業用水としてのマンボの役割と現状  
(Role and present status of MAMBO as agricultural water  
at northwestern region of Nobi plain)

山田富久<sup>1</sup>・中根洋治<sup>2</sup>・奥田昌男<sup>3</sup>・可児幸彦<sup>4</sup>

1 無所属・yamada.tomihisa@softbank.ne.jp

2 豊田中日文化センター講師

3 奥田建設

4 エイトン

## 概 要

新田開発のためには用水確保が必須である。岐阜県関ヶ原町の野上（のがみ）地区では、1880年代頃、東海道本線開通を機に山林を開墾し新田開発を行った。当初は畑地である。後に河川・溜池・井戸・湧水を利用して用水を確保し水田とした。河川などからの取水が困難かまたは水量不足であり、かつ透水性が大きい土地柄では、マンボを掘って用水とした。大規模な農業用水が整備されてからは、マンボの役割が減少し大半が失われた。しかし1909～1915年に掘られた長距離のマンボは、地下水の集水だけでなく、川から引いた水の通水機能を併せ持ち、今も使われ続けている。マンボのそうした現状を明らかにし、新田開発における農業用水としてのマンボの位置づけを考察した。

キーワード：マンボ，地下水，台地，農業用水，新田開発

## 1. はじめに

東海3県には「マンボ」と呼ばれる地下水路がある。マンボとは、地下数mの位置に横穴を掘り、地下水を集めて流す農業用・生活用の用水路である(図1)。河川・溜池・井戸・湧水からの取水が困難かまたは水量不足であり、かつ透水性が大きい地域で、マンボが掘られた。

台地上にあり西濃用水が来ていない地域では、現在でもマンボが自然流下で利用されている。

## 2. マンボ調査

### 2.1 マンボの定義

マンボとは、(用途は)農業用水や生活用水を確保するため、(水源は)地下水または水田からの浸透水とし、(形態的には)素掘りであり、かつ掘削作業や維持補修のための堅穴(たてあな)がある、地下水路システムである(図1)。現地では、堅穴を「息穴」「息ぬき」、浸透水を「お垂れ」とも呼ぶ。なお地下水を集水していれば、河川などからの取水が混入する場合も、マンボに含むものとする。

### 2.2 対象地域

岐阜県南西部の垂井町と関ヶ原町を対象とする。当該地

域は、北は伊吹山地、南は南宮山地に挟まれた西高東低の傾斜地である。相川は、関ヶ原町では西から東へ流れる。垂井町北部では、岩手川などが南へ向かって流れ相川へ合流する。相川は垂井駅辺りから南流する。(図2～6)。

町境にある関ヶ原町野上地区は、東海道本線の垂井駅・関ヶ原駅のほぼ中間地点に位置する。段丘や崖が随所に見られ、高低差に富む地形である。ここを重点的に調査した。(図4)。

### 2.3 調査方法

本稿は、農業用水としてのマンボが掘られた経緯と現状について、主として地元民からの聞き取りを参考にしながら踏査した報告である。

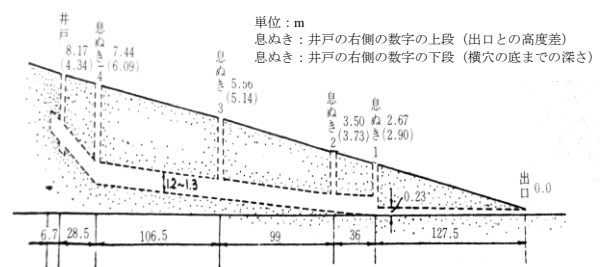


図1 マンボの構造<sup>1)</sup> (垂井町新井地区の戸野田マンボ)  
(井戸はマンボの後に掘られた)

### 3. 調査結果 <sup>2)</sup>

#### 3.1 関ヶ原町東部（野上）（図4）

##### 1) 表1のA

東海道本線北側の傾斜地にある。野上地区字北整理（以後、北整理）の水田10haへ配水している（写真1）。水は東へ流れる。西濃用水は垂井町まで通水しているが、関ヶ原町には来ていない。5カ所の竪穴は、掘削当初の石積みが残りに、地表から3~4m下に方形の横穴と水の流れが見られる（写真2）。企業内にある竪穴一つは未確認である。

##### 2) 表1のB

5章2)で後述する。

##### 3) 表1のC

国道21号（以後、R21）バイパス（以後、BP）の信号、新日守と野上北の中間地点の林の中の崖下にある。相川右岸に近い。素掘りの横穴の吐口が見られる。横穴は中で2方向に分かれるが、危険なため中に入れない。横穴は崖に向かってほぼ西向きに掘られている。少量だが水が出ている（写真3）。戦時中に米増産のため個人が掘ったが、今は水田耕作を放棄して荒地と化している。

##### 4) 表1のD

R21の南側、平木川の東にある。マンボは断層崖に沿



図2 対象地域（広域）（国土院地図（電子国土 Web）より）

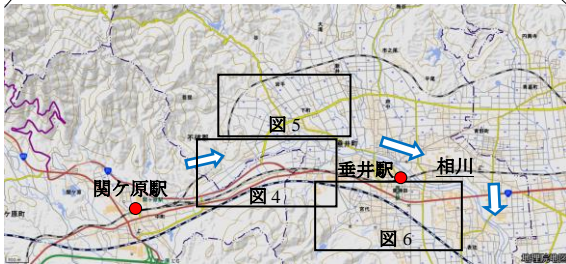


図3 対象地域（詳細）（●：東海道本線駅）（国土院地図に加筆）



図4 関ヶ原町東部・垂井町北部（部分）（国土院地図に加筆）

（●：竪穴，■：吐口・□：未確認・■：暗渠吐口，▲：取水口，○：井戸）



図5 垂井町北部（部分）（国土院地図に加筆）

ってほぼ東から西に掘られている（写真4）。時期は不明だが、KH氏の牛マンボ陥没による穴に落ちたことで、マンボが掘られていたことが判明した。地下水だけでなく、平木川・東新池の水が混入している。東方向だけでなく、南方向にも配水しているが、吐口は未確認である。

#### 3.2 垂井町北部（岩手）

（以下、1）~3）は図4、4）~7）は図5を参照）

##### 1) 表1のE

戸海溜池がいつ作られたかは不明だが、南側に崖があり湧水の貯水ではないかと思われる。相川の水が暗渠で引かれており、不帰川（かえらずがわ）からも取水している。『垂井町北部マンボの記録』<sup>3)</sup>には、戸海マンボの水を溜池に貯水している旨の記述がある。マンボの吐口は、池の中から目視したが確認できなかった。土砂崩れにより埋没した可能性がある（写真5）。

##### 2) 表1のF

断層崖下部（北側）に吐口がある。どこに繋がるかは不明である。

##### 3) 表1のG

茶畑が広がる急な緩斜地にあるアリノ戸池の南側の崖下にマンボの吐口があるはずだが、土砂崩れにより位置が確認できなかった（写真6）。



写真1 マンボA・吐口



写真2 マンボA・竪穴



写真3 マンボC・吐口



写真4 マンボD・竪穴



4) 表1のH

大石川右岸近くにある(写真7)。1902年に掘削し、1906年、1908年、1930年、1948年の4度の延長工事があり、164m(91間)あるとされる<sup>4)</sup>。堅穴(西)は、これを含めると長さが260mになるので、別のマンボグループかもしれない。

5) 表1のI

大石川右岸近くに吐口がある。元の吐口は、現在火葬場のある場所の北東にあったが、現在地に変更された(写真8)。

6) 表1のJ

数mの崖下に吐口がある。他の吐口は失われた。

7) 表1のK

5章6)で後述する。



写真5 マンボF(左:南側に崖, 下:不帰川から取水)



写真6 マンボG(傾斜地。上:南側に崖)



写真7 マンボH・堅穴(東)



写真8 マンボI・吐口

3.3 垂井町南部(垂井・宮代(みやしろ)) (図6)

1) 表1のL

垂井駅南西300mにある金蓮寺の南に位置する4軒の民家の庭先の地下1.5~2.0mにあり、野菜などの洗い場として使われているのが特徴である(写真9)。水は西から東へ流れ末端で側溝に通じ、その先の水田に配水している。水源は、西約2kmの継ヶ谷との証言もあるが、堅穴が失われたため地下水路が辿れず、確認できなかった。

2) 表1のM

南宮大社の東北にある宮代小学校や垂井警察署付近にある。町道宮代83号線の西(南宮山)側で集水し、町道の東側の水田に配水する(写真10)。揖斐川から取水する西濃用水が1984年に開通して以後、当地区のマンボの大半が失われたが、今でも補助的に使われている。

3) 表1のN

垂井警察署の西マンボの工事に携わった、と本人から直接聞いている。の断層崖にある。宮代地区の字大持野(だいまちの)に配水している。

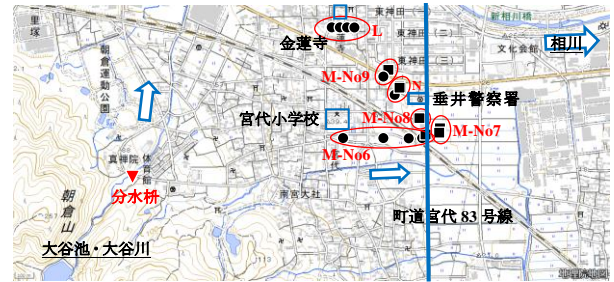


図6 垂井町南部(国土地理院地図に加筆)(▼:分水柵)



写真9 マンボL・洗い場



写真10 マンボM No7・吐口

3.4 調査結果一覧

マンボ調査結果を表1にまとめた。

表1 マンボの概要

	所在 *1	水源	取水口	堅穴(個)	吐口	現存の長さ(m)	現況	備考	地形の特徴
A	野上北1	マンボ	—	6	1	1,100 (取水口からは1900m)	北整理10haの水田に配水中	マンボ浚えが行われ、保全されている	東海道本線北側の傾斜地
		相川	あり	1					
		一之谷川	あり	—					
B	野上北2	—	—	4	(4)*2	不明	(吐口は集水用暗渠)	相川南の崖の上	
C	野上北3	—	—	0	1	不明	横穴の吐口が見られる	戦時中にコメ増産のため掘った	相川近くの崖の下
D	野上南	マンボ	—	2	2	600	・平木川の取水口は確認できず ・2つの吐口(武田機械・伊富岐神社参道)は未確認		断層崖近く
		平木川	未確認	—					
		東新池	あり	—					
E	戸海溜池	マンボ	—	—	—	不明	・戸海溜池の水源は、湧水・相川・不帰川である。溜池の南側にある崖下で、マンボの吐口(池の取水口)を確認できず ・溜池の西側に相川からの取水口、東側に不帰川からの取水口		
		相川	あり	—					
		不帰川	あり	—					

表 1の続き

F	戸海	—	—	0	1	不明		約5mの崖下	
G	アリノ戸	—	—	—	—	不明	アリノ戸池の南側にあるはずのマンボの吐口(池の取水口)は、土砂崩れによる埋没のため確認できず	急な傾斜地	
H	小川原(こがら)	—	—	2	1	(260)	文献 <sup>9)</sup> と長さが不一致。堅穴(西)は別のマンボグループの可能性あり	大石川右岸近く	
I	ブタイ	—	—	—	1	不明		大石川右岸近く	
J	竹屋	—	—	—	1	不明	吐口が数個あったが、一つのみ残存	相川の河岸段丘数mの崖下	
K	乙井(おとゆう) <sup>*3</sup>	マンボ	—	5	1	350	取水口は岩出川左岸の字西大井(にしおおゆう)。字乙井に配水	扇状地	
		岩出川	あり	—					
L	金蓮寺	—	—	堅穴	0	1	160	堅穴は2018年12月に埋めたため現存しない 4軒が洗い場として使用中	断層崖近く
				洗い場	4				
M	宮代東	—	—	No5	—	—	不明	4水路が現存。マンボは補助的で、西濃用水が主 No5の水路は失われて痕跡もない	断層崖近く
				No6	4	1	400		
				No7	0	2	不明		
				No8	0	1	不明		
				No9	1	1	不明		
N	大持	—	—	1	1	不明	字大持野へ配水中	断層崖近く	

注1: 行政区分では、A~Dが関ヶ原町、E~Nが垂井町である

注2: マンボの吐口ではなく集水用暗渠の吐口であるため、( )で示す

注3: 岐阜県では、井(い)を「ゆ・ゆう」と発音する。「湯」の字をあてることある<sup>5)</sup>。井とは、川や地下水から水を汲みとる場所を指す

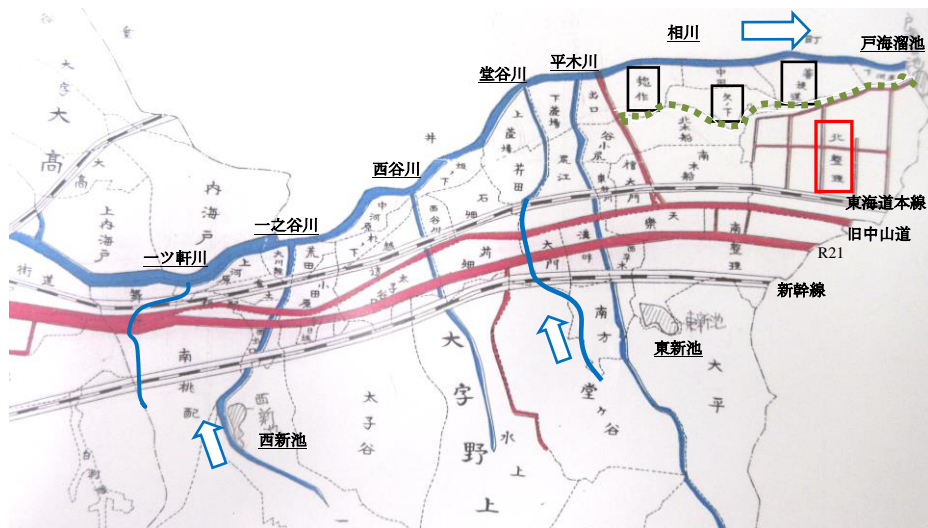


図 7 不破郡関ヶ原町の部分(土地宝典 略図<sup>6)</sup>に加筆)

(北整理: □, 三つの字: □, 崖: .....)

(上から東海道本線・旧中山道・R21・新幹線が東西を走る)

#### 4. マンボ掘削の経緯(関ヶ原町野上地区)

聞き取りおよび文献調査(地形図・碑文・町史など)の結果は以下の通りである。

##### 4.1 掘削の時期と範囲

- 1) 関ヶ原町野上地区は、東海道本線が開通した1880年代頃に、山林を開墾し新田開発した。飲料水は、家毎に掘った井戸を利用した。関ヶ原・垂井・大垣間の開通が1884年、東海道本線全線開通は1889年である。
- 2) 北整理は、1887年<sup>7)</sup>地形図で山林(松・杉・雑樹)であり、1891年の地形図<sup>8)</sup>で桑畑である。1920年の地形図<sup>9)</sup>で水田となっている。『土地台帳』<sup>10)</sup>は、1922年に水田の地目で記録する。北整理の北に隣接する三つの字(菩提道・欠ノ下・惣作)は、1887年は畑であり

1891年に水田となる。『土地台帳』は、1898年に水田の地目で記録する。この3地域は、台地上の北整理とは高さ数mある崖で区切られた崖下であり、相川から取水ができる(図7)(写真11)。「カケ」という地名は、崖<sup>11)</sup>または河岸段丘<sup>12)</sup>を表し、現地の地形と一致する。

- 3) 野上の東部にある若宮八幡神社参道脇の『野上整田碑』(1923年)(写真12)は、こう記す。「不破郡関原村野上區地勢高低不一…明治四十二年十二月得官許速起工大正四年七月竣工…穿暗渠一千有餘間引地下水以供灌溉之用而變畑為田得井然良田三十有町歩…」<sup>13)</sup>

溜池の貯水と暗渠の地下水で30町を水田化したとある。東新池の貯水で南整理の約10数haを、暗渠の地下水で北整理の約10haを水田化したと解釈できる。暗渠の長さ一千有餘間は、約1800mである。

- 4) 地元の複数の古老からの聞き取りでは、マンボは発掘



当時から、地下水だけでなく川からの取水もしていた。現在のマンボは、旧 JA ガソリンスタンド（以下、GS）付近を起点とし、R21・BPの吐口まで約1000mあり、北整理の水田に配水している。

当初は、相川の支流である一ツ軒（ひとつや）川から取水し、GSまで約800mの暗渠を掘った。取水口を水量の多い相川に変えたのは、圃場整備（1981～1988年）の時である。現在の相川取水口は R21・BPの大高（おだか）交差点南東にあり、一ツ軒川取水口まで約130mの距離である（図8、9）（写真13、14）。

現在は相川で取水後、地下水路のヒューム管を通り途中で開水路となって、GSまで東海道本線沿いに流れている。長さは、約1900mである。一之谷川からも取水しているが（写真15）、開始時期は特定できていない。一之谷川の水が不足するとき、西新池からの水を同川に流しているため、西新池を築造した1930年以降ではないかと推定される（図7～9）。

- 5) 1949年頃、一之谷川が相川に合流する近くの水田でマンボの陥没があった。水路が分断されたため、ポンプで水を汲みあげ、東海道本線沿いに流して既設に繋いだ。2005～2006年頃、GSの工事でマンボの痕跡である陶管が出てきた（図8、9）。この陶管ルートは、陥没以降は使われていない。
- 6) 1931年生まれ河合綱夫氏は、父が結婚したての頃マンボの工事に携わった、と本人から直接聞いている。

結婚という重要な出来事であり、間違いがないと思われる。年代的にみて1909～1915年に相当する。

- 7) 『関ヶ原町史』<sup>14)</sup> はこう記す。「…マンボは…長いものでは1200メートル（野上地区）があるが…」「野上地区のマンボは、明治四十二年（1909）に起工し、大正四年（1915）に竣工した耕地整理事業の一環として掘られている。」
- 8) 野上ネットワークの解説板には、「（マンボは（著者注）明治末・大正時代に作られたと思われていますが、当時は一之谷川付近から掘られていました。」とある（写真16）。同団体は現存しないが、詳しく調べた結果だと思われる。

1)～8) を総合すると、マンボ掘削時期は1909～1915年であり、その範囲は一ツ軒川から現在の R21・BP の吐口まで約1800mである。地下水や浸透水の集水だけでは不足するため、川からの水の導水路と兼用する目的でマンボが掘られた。

なお川からの取水については、8)の解説板のように、当初は一之谷川であり、後に一ツ軒川まで延長したとも考えられる。しかし一之谷川だとすると、埋没した可能性もあるが同川からの取水口が見つからず、総延長が碑文の1800mより短い1400mとなる。

以上の点から、掘削当初、一ツ軒川から取水したと判断する（図8、9）。



図8 マンボAの取水口（写真）（国土地理院地図に加筆）  
（取水口（▲）：左から 相川・一ツ軒川，他の位置（●）：左から 陥没・GS，マンボの旧水路：——が陶管ルート，……が推定ルート）



写真11 北整理の地形  
（右上:台地が北整理，左下:三つの字）



図9 マンボAの取水口（地図）（国土地理院地図に加筆）



写真12 野上整田碑



写真 13 一軒川取水口



写真 14 相川取水口

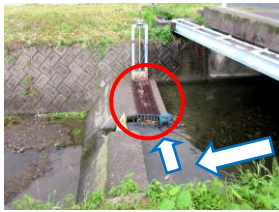


写真 15 一之谷川取水口

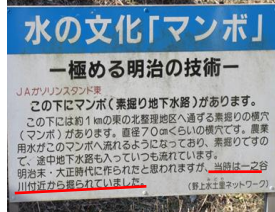


写真 16 解説板(下線加筆)

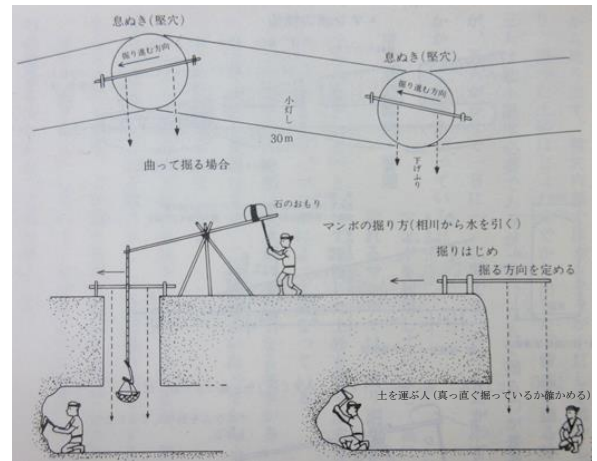


図 10 マンボの掘り方の部分<sup>14)</sup>

#### 4.2 掘削の技術

- 1) 地元では、マンボの掘削は福井県から来た技師の指導を受け、地元民3～5人を一組として行ったと伝えられている。祖父から聞いたという人もいる。
- 2) 照明はカンテラを使用した。酸素消費量が少なく、煤が少ない菜種油を使った。
- 3) 横穴の掘削は、配水したい土地から始める。しゃがんだ状態で直線状に横穴を掘る。直線かどうかをカンテラの灯りで確認する。横穴を一定距離掘り進むと堅穴を掘り、さらに横穴を掘り進める。横穴を曲げる場合は、堅穴の位置で変更する。

『関ヶ原町史』<sup>15)</sup>には、「工事は出口から掘り始める。最初は地面を掘り割って土管を埋めたり、石を組んで水路を作る。」とあり、新谷<sup>16)</sup>は「横穴は出口側からばかり掘るのでなく、堅穴から先に掘って、そこから両側へ掘ることもよく行われた。」とする(図10)。

掘削の詳細は、経験者が亡くなり、多くの聞き取りでも地元民の証言を十分には得られない。文献の蓄積も少ない。

#### 5. 踏査と聞き取りの結果

現地踏査と聞き取りから得られた知見は以下の通りである。

- 1) 北整理には吐口が4ヶ所、堅穴が4ヶ所残存しており、地元ではいずれもマンボと呼んでいる。  
堅穴はマンボと思われるが、吐口が見つからない。このマンボの掘削時期は古く遡る可能性があるが、時期は不明である。  
吐口は、堅穴が存在しない暗渠のものであり、今でも水が出ているものがある。これは横穴を掘ったマンボの吐口ではない。しかし貴重なものと判断し、2)に記録する。主として前掲の河合氏からの聞き取りによるものである(表1のB)(写真17)。

- 2) この暗渠は、水もちが悪く「ザル田」と呼ばれる透水性が大きい土質への対応策である。溝を掘って搗き固め、そこへ表土である上土(うわつち)を約10～20cm覆土して作られた。通常の暗渠は排水用だが、天水や表面水を集める目的である点が独自である。吐口が残る辺りにはかつて小さな池があったので、池の水を引いた暗渠の吐口である。

暗渠の施工時期は、長老が施工方法を確かに覚えているので、野上地区の圃場整備(1981～1989年)前である。なお、吐口のポリ塩化ビニールパイプや堅穴のコンクリート化は、圃場整備時に従来のものと置き換えられた。

- 3) 北整理では、マンボの管理は農事組合である。持ち回り当番制の「年行事」を中心にマンボの面倒を見ている。表1のAマンボは堅穴が6ヶ所あり、そのうちの一つを数年前にマンボ浚え(掃除)した。それ以降は、人手不足のため実施していない。
- 4) 垂井町岩手地区にあるはずの、マンボから2つの溜池への吐口は確認できなかった(表1のE, G)。同地区だけでなく垂井町では、西濃用水が通水したためマンボの用水としての役割が減少し、高齢化のためマンボの維持活動が困難になっている。さらに子供が堅穴に落ちないように、安全確保の点からもマンボの埋め立てや消失が急速に進行している。
- 5) 岩手地区の字戸海(表1のF)では、今でもポンプの井戸が見られる。現在使用中の井戸や、使用されなくなり放置されたものがある(図4)(写真18)。
- 6) 岩手地区の井堰の取水口は、扇状地を流れる岩手川左岸(字西大井)にある(写真19)。地下水路を通り、南350m先の上川原橋で開水路となる。字乙井の水田に配水している。堅穴は5ヶ所ある。取水口近くの堅穴の深さは地下約8mである(表1のK)。主として川水の通路として使われているが、素掘りの横穴には地下水も混入しており、マンボである。





写真 17 集水用暗渠の吐口  
(マンボB付近)



写真 18 ポンプ井戸  
(マンボE付近)



写真 19 マンボK・  
岩手川取水口



写真 20 宮代の分水枡  
(大谷川から取水)

7) 垂井町宮代地区で大谷川は南から北へ流れ、相川に合流している。分水枡が、真禅院近くの朝倉山山際にある。南宮耕地整理組合によって1911年に築造された大谷池の水を、この枡で3方向に分水し、同地区に供給している(図6)(写真20)。

吐口は、表1のMマンボ吐口近くにある。吐口だけを見ても水源は分からない。流路を線として把握すると水源が分かる。関ヶ原町の北整理にある集水用暗渠と同様、地元民の証言や案内によって分かった。

## 6. まとめ

これまで見てきたように対象地域の中でも、台地上にあるため河川から取水が困難かまたは水量不足であり、かつ透水性が大きい土質の地域では、地形など土地の特徴を生かしながら、溜池、井戸、湧水、マンボなど多様な手段によって用水を確保してきた。

マンボにおいても、地下水や浸透水を利用しながら、河川や築造した溜池から少しでも水量を確保する方法

が取られてきた事がわかった。

1984年に完成した西濃用水が通水する垂井町では、マンボの役割が減少し、現在ではマンボが急速に失われている。対照的に、西濃用水が来ていない関ヶ原町野上地区では、マンボが現役で使われている。

同地区は、1880年代の東海道本線開通を機に山林を切り開いて畑としたが、北整理は特に用水確保が困難だった。1909~1915年に長いマンボを掘削して、ようやく水田化できた。

地形や土質の制約、そして用水確保のための歴史的な経緯があるため、野上地区北整理では今もマンボが使われ続けていると考える。

今後の課題としては、

- 1) これまで岐阜県南西部を調査してきたが、今後は対象地域を拡大する。愛知県では名古屋市周辺や知多半島(武豊町・美浜町・半田市)、さらに三重県の鈴鹿山脈東麓を継続調査する。マンボ掘削を必要とした歴史的背景および地形・土質などの自然条件について、地域間の共通性や違いを明らかにしたい。
- 2) また江戸時代から昭和にかけての新田開発において灌漑用水の果たした役割、なかでも河川とマンボとの相違点・共通点をより詳しく解明する。
- 3) 灌漑技術の側面では、マンボ掘削技術の由来とその伝承(通説では鉾山での排水技術に由来し、マンボの語源は鉾山用語で坑道を意味する「まぶ」からの転訛とされる)、江戸時代の土木技術集団である黒鍬(くろくわ)などの在来の伝統的な技術との関連・比較、伏流水を集める堰堤の技術との対比などが未解明である。維持費用のミニマム化、自然環境変化の少なさなどの視点からの土木史的アプローチが必要である。今後の取り組みを予定したい。

## 謝辞

地元の方々には、現地案内や資料提供だけでなく、3月の溝浚え作業後に農道で話を伺ったり、6月は地図を睨みながらマンボの水路を確認するなど、お世話になった。また地元の役場、図書館、歴史資料館、法務局支局の方々にも、ご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 新谷一男：岐阜県南西部にみられるマンボの構造と現況、小堀巖(編)「マンボ」-日本のカナート-、三重県郷土資料刊行会、pp.128-136、1988。
- 2) 山田富久、中根洋治、奥田昌男、可児幸彦：濃尾平野北西部におけるマンボの現況、第59回土木計画学研究会・講演集、CD No34、pp.1-5、2019。
- 3) 北村茂八：戸海マンボ、岩手郷土史研究会(編)マンボの記録、岩手郷土史研究会 岩手公民館内、pp.27-47、2001。
- 4) 北村鉦次：小川原マンボ、岩手郷土史研究会(編)マンボの記録、岩手郷土史研究会 岩手公民館内、pp.8-16、2001。

- 5) 服部真六：日本おもしろ地名考，文芸社，p.74，2015.
- 6) 日本土地宝典刊行社：不破郡関ヶ原町（関ヶ原，玉地区）  
土地宝典 略図（一万二千分之一），1971.
- 7) 名古屋鎮台参謀部：二万分一地形図（垂井村美濃国不破郡），  
1887.
- 8) 大日本本帝国陸地測量部：二万分一地形図（関原）（垂井），  
1891.
- 9) 大日本本帝国陸地測量部：二万五千分一地形図（関ヶ  
原）（大垣），1920.
- 10) 大垣税務署：不破郡関ヶ原町大字野上 土地台帳（14冊），  
1898～1966.
- 11) 鏡味完二，鏡味明克：地名の語源，角川書店，p.93，1977.
- 12) 中根洋治：愛知・岐阜の災害地名，谷川健一（編）地名は警  
告する 日本の災害と地名，富山房インターナショナル，  
pp.117-136，2013.
- 13) 野上区耕地整理組合：野上整田碑（裏面碑文），1923.
- 14) 関ヶ原町教育委員会編：関ヶ原町史 通史編 下巻，  
pp.380-381，1993.
- 15) 前掲14)，pp.382-383.
- 16) 新谷一男：垂井盆地のマンボの構造と掘削，地理の広場，  
第18号，pp.59-71，1973.

公益社団法人 **地盤工学会中部支部**

〒460-0008 名古屋市中区栄二丁目9番地26号

ポーク名古屋ビル8階

TEL 052-222-3747・FAX 052-222-3773