

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¹, 鈴木 薫², 張 鋒³, 岩井 裕正⁴,

- 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」^{2) 3)}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 $q/2\sigma'_{m0} = 0.25$ 、載荷周波数 $f = 0.005\text{Hz}$ とした。両振幅ひずみが 5% 生じたことを確認した後、繰返し載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 点で載荷を停止させた (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。

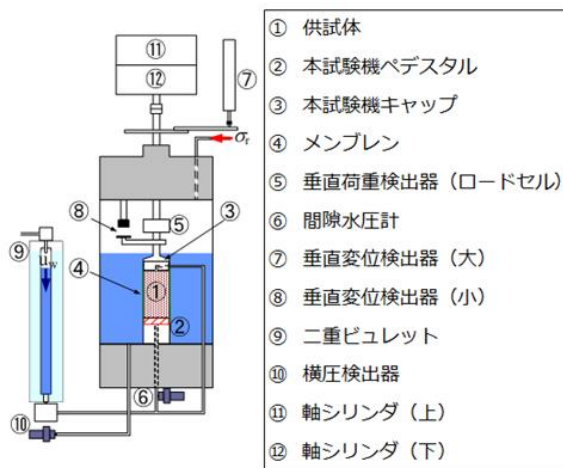


図 1 使用した三軸試験機概要

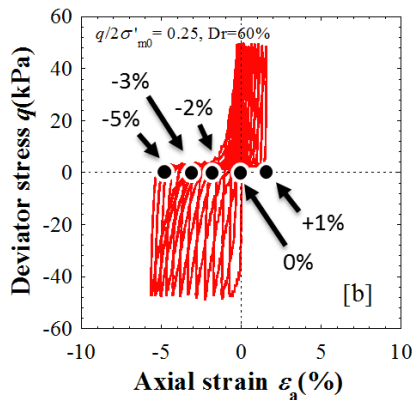


図 2 初期液状化時の残留ひずみの与え方

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、繰返し載荷開始直後に平均有効応力はわずかし減少し

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。

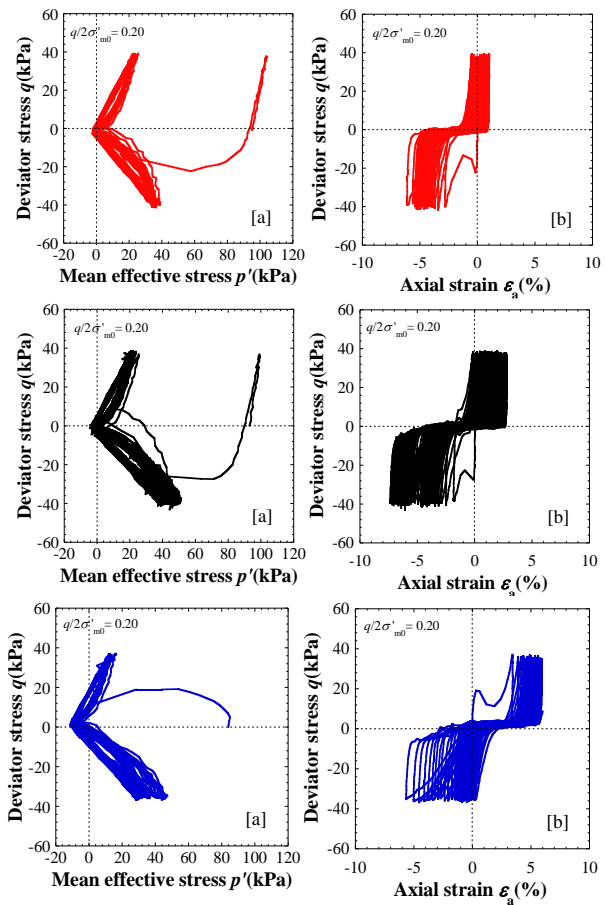


図 3 再液状化試験結果

(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 Δ とした。図5に Δ の求め方を示す。

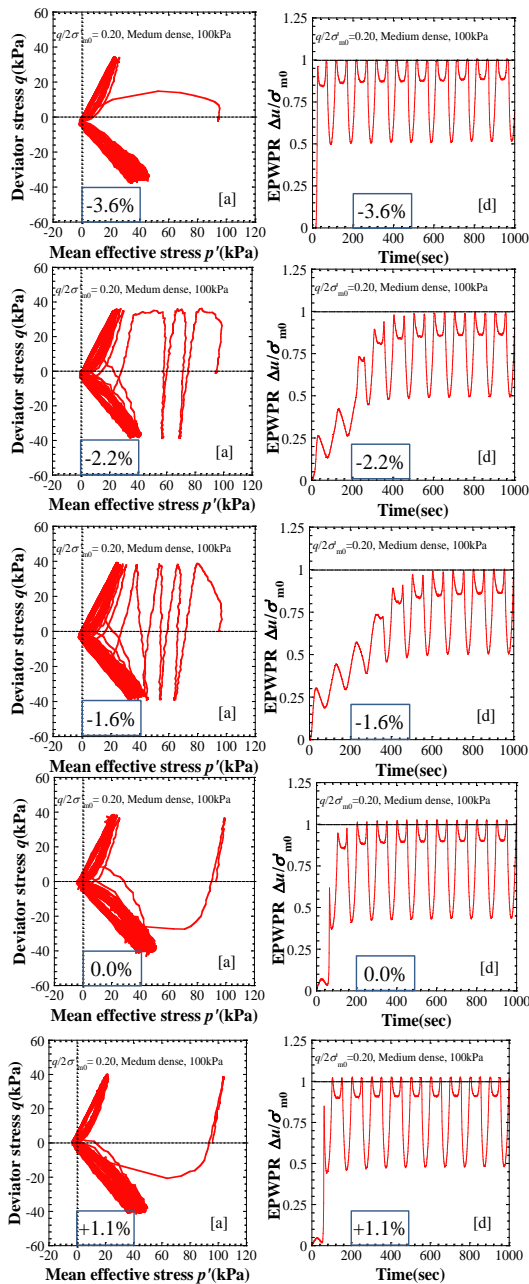


図4 残留ひずみごとの再液状化試験
(有効応力経路, 過剰間隙水圧比)

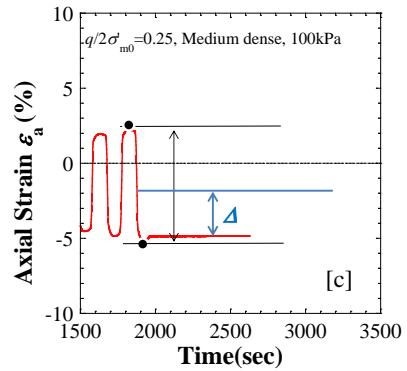


図5 Δ の求め方

図6は Δ 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 Δ 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、 Δ 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 Δ 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 Δ と繰返し回数の関係

Δ	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

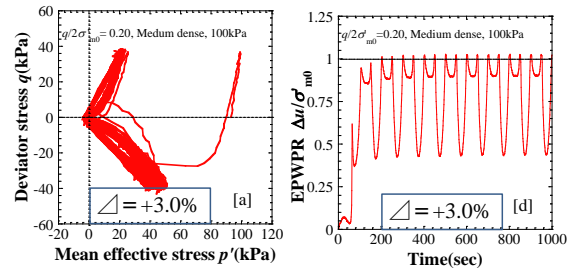
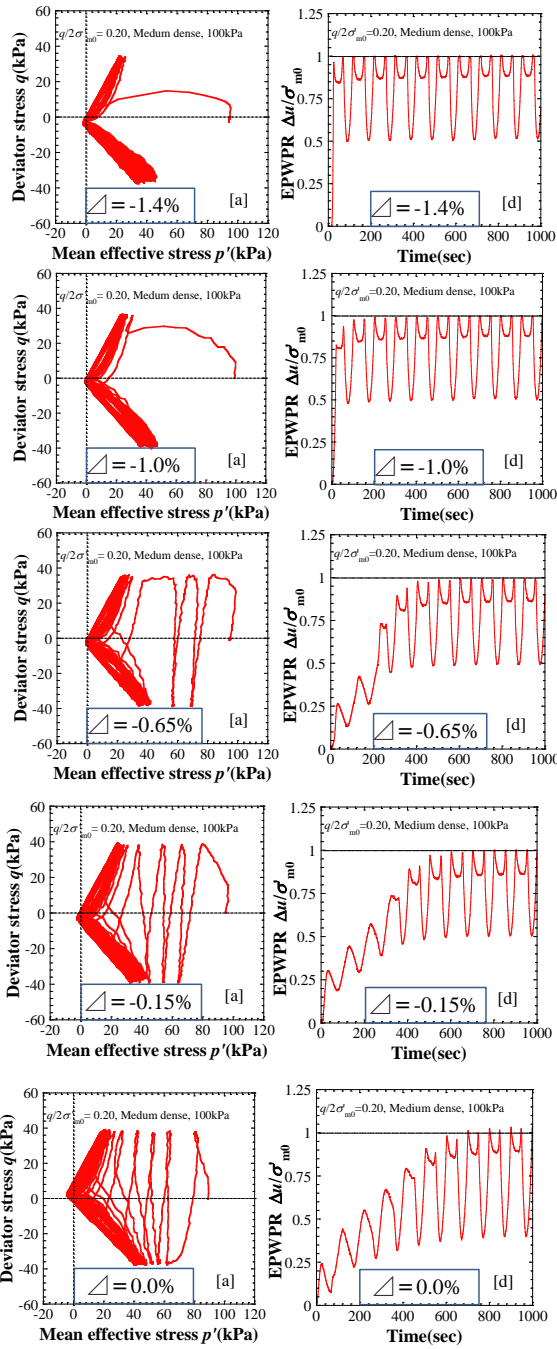


図6 残留ひずみごとの再液化化試験
(有効応力経路, 過剰間隙水圧比)

4. まとめ

液状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状化強度が低下し、中間地点に近いほど残留ひずみを与えると液状化強度が大きくなることが確認できた。このことから、液状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状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, “液状化履歴に伴う液状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 Xi¹, 沖野頌悟², 已上諒太¹, 馬俊男¹, 岩井裕正¹, 張鋒¹

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¹⁻³⁾。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⁴⁾。

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 ρ_d (Mg/m ³)	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。

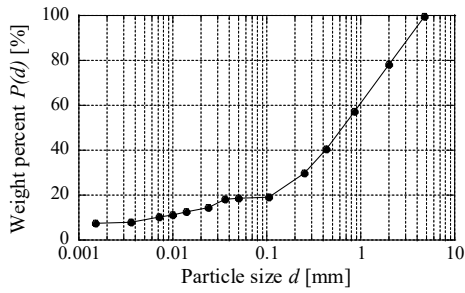


図 1 まさ土の粒径加積曲線

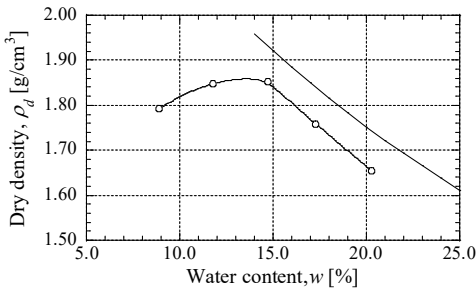
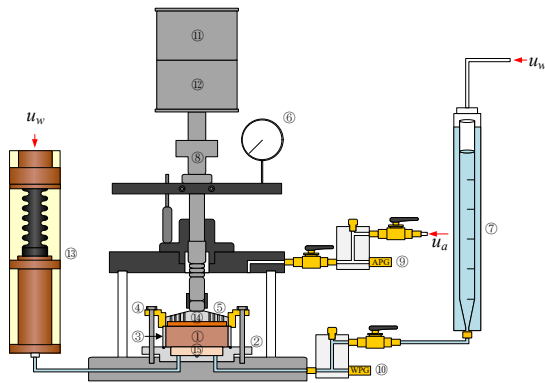


図 2 まさ土の締め固め曲線



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。

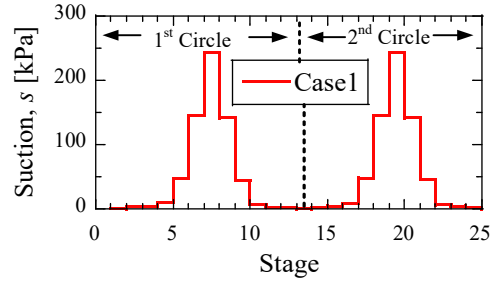
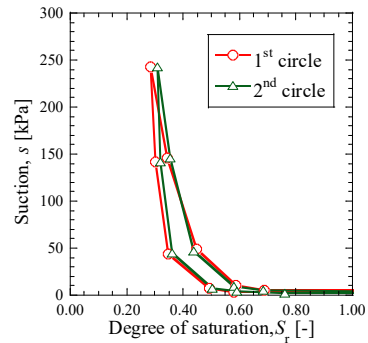


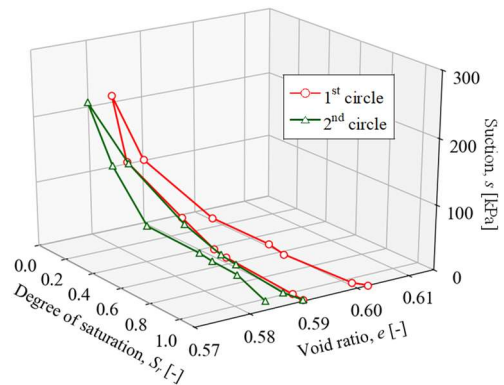
図 4 サクシオン載荷過程

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

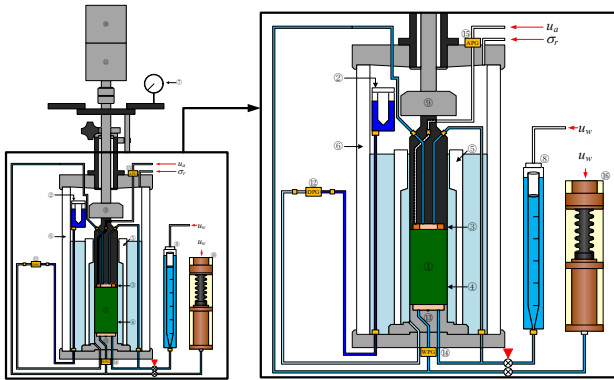
4.1 三軸試験装置

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) (⑯) 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.⁶⁾ 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。

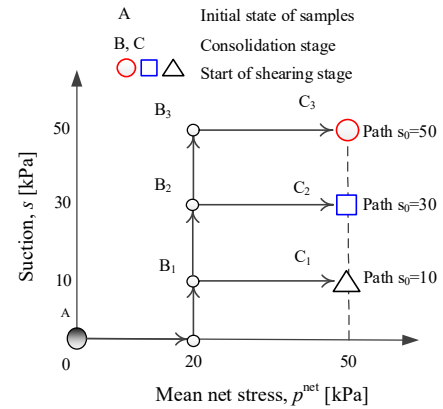


図 7 せん断前の圧密応力経路

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 ₀ (%)	e ₀ (-)	S _{r0} (-)	w ₀ (%)	e ₀ (-)	S _{r0} (-)	w _f (%)	e _f (-)	S _{rf} (-)
サクシオン一定	s ₀ =50	15.1	0.59	0.68	11.7	0.54	0.53	10.8	0.59	0.44
	s ₀ =30	15.1	0.62	0.65	12.2	0.56	0.58	11.5	0.60	0.51
	s ₀ =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 ₀ =50	14.9	0.61	0.65	10.9	0.56	0.52	11.5	0.59	0.52
	s ₀ =30	14.8	0.62	0.63	11.4	0.57	0.53	11.6	0.58	0.53
	s ₀ =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 ₀ =50	14.7	0.60	0.65	10.7	0.54	0.53	10.7	0.54	0.52
	s ₀ =30	14.8	0.61	0.65	11.9	0.58	0.55	11.8	0.56	0.56
	s ₀ =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、s₀=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、s₀=30, s₀=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いることが分かる。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。

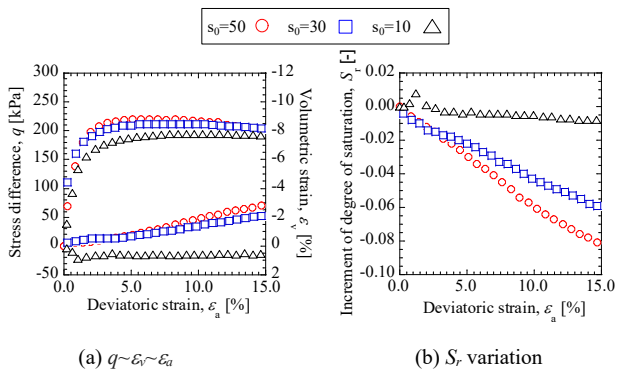


図 8 サクシオン一定三軸圧縮試験結果

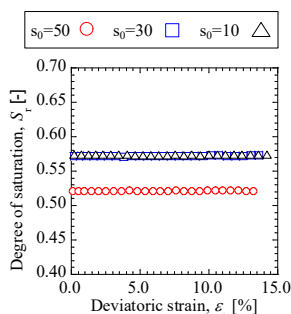


図 9 飽和度一定三軸圧縮試験の飽和度～軸ひずみ関係

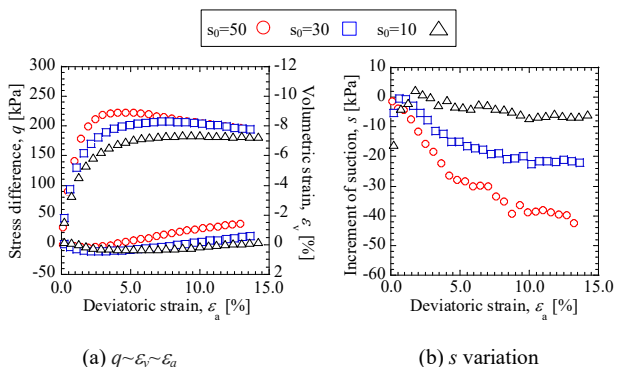


図 10 飽和度一定三軸圧縮試験結果

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⁷⁾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。

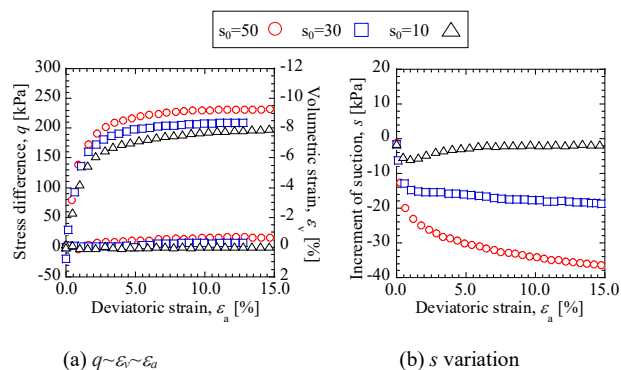


図 11 非排気・非排水三軸圧縮試験結果

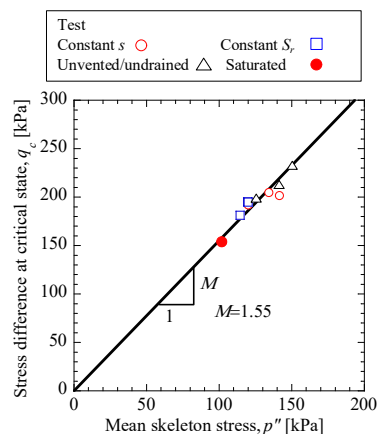


図 12 限界状態における飽和・不飽和マサ土の応力状態

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⁵⁾に改良を加え、新しい水分特性モデルを提案し、それ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⁵⁾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 σ_{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⁵⁾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、

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

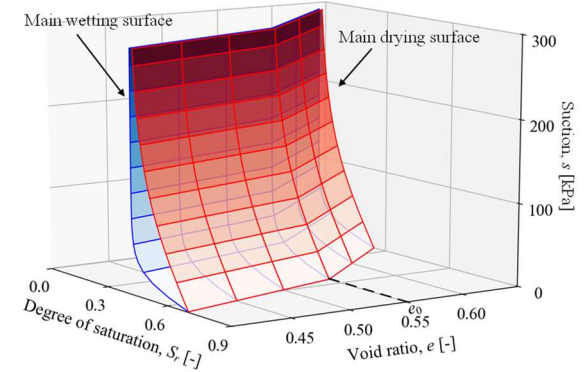


図 13 水分特性曲面(曲線)の3D 鳥瞰図

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 ρ_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 λ	0.089
Swelling index κ	0.008
Critical state parameter R_{cs}	3.65
Void ratio N ($p^* = 98$ kPa on N.C.L.)	0.60
Poisson's ratio ν	0.25
Parameter of overconsolidation a	10.0
Parameter of suction b	20.0
Parameter of overconsolidation β	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。

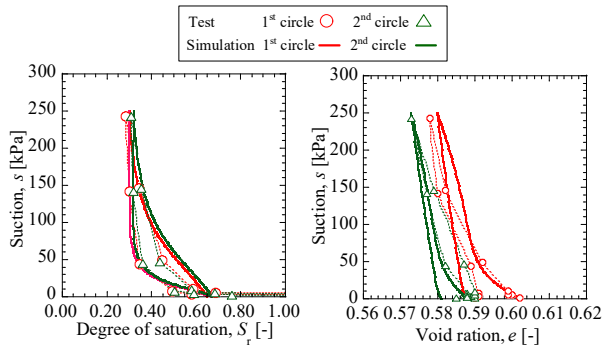
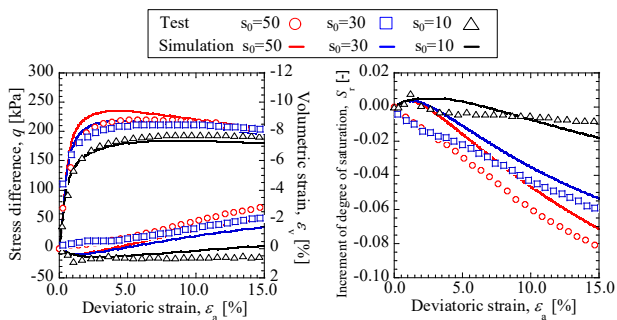


図 14 保水性試験結果と解析値の比較



(a) $q \sim \epsilon_v \sim \epsilon_a$ (b) S_r variation

図 15 サクシオン一定試験結果と解析値の比較

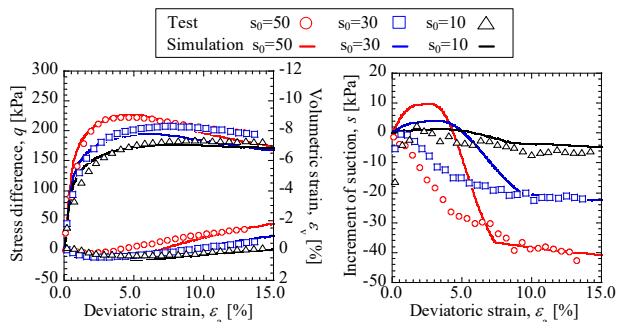
6. まとめ

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

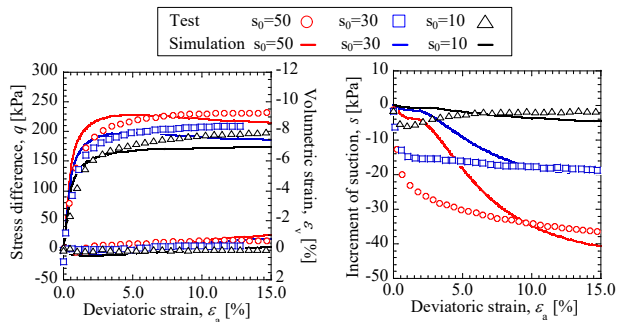
により、水分特性曲線が変化したためと言える。

- 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) $q \sim \epsilon_v \sim \epsilon_a$ (b) s variation

図 16 飽和度一定試験結果と解析値の比較



(a) $q \sim \epsilon_v \sim \epsilon_a$ (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¹, 石川雄大², 日比義彦³, 守村融⁴

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¹⁾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)²⁾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³⁾。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} 、 μ 、 p 、 ρ 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、 Φ 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/cm³)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

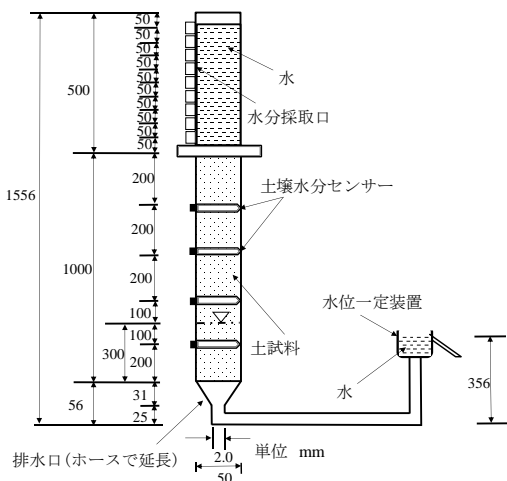


図 1 水位低下実験装置概略図

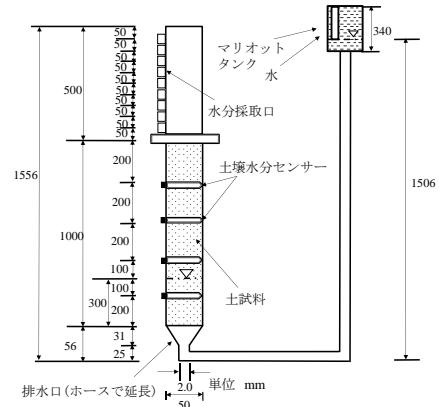


図 2 水位上昇実験装置概略図

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⁴⁾。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、 α と β 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。

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

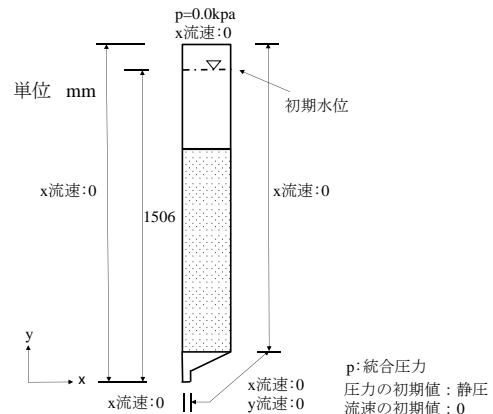


図 3 解析の境界条件と初期条件

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 ²)	2.092e-10	2.092e-10
間隙率	0.345	0.345
α (kPa ⁻¹)	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。

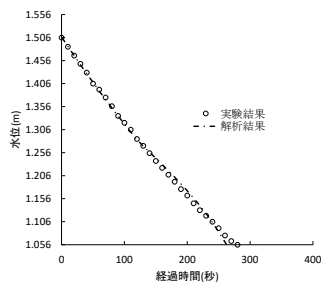


図 4 排水過程の地表水水位の経時変化

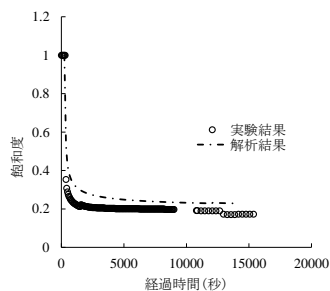


図 5 排水過程の飽和度の経時変化(85.6cm)

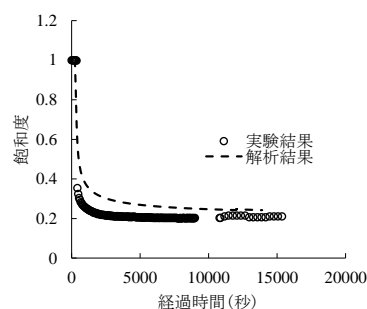


図 6 排水過程の飽和度の経時変化(65.6cm)

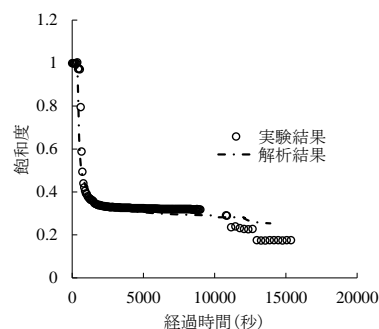


図 7 排水過程の飽和度の経時変化(45.6cm)

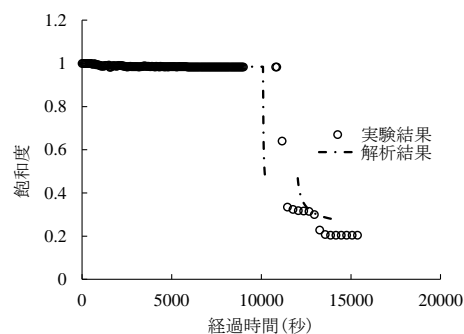


図 8 排水過程の飽和度の経時変化(25.6cm)

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。

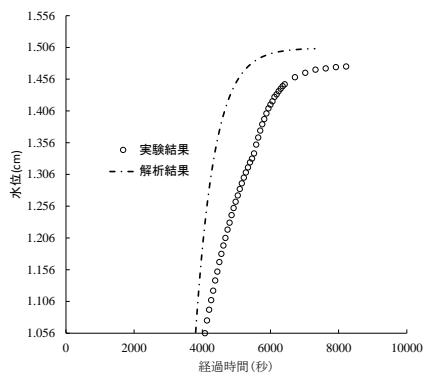


図9 吸水過程の地表水水位の経時変化

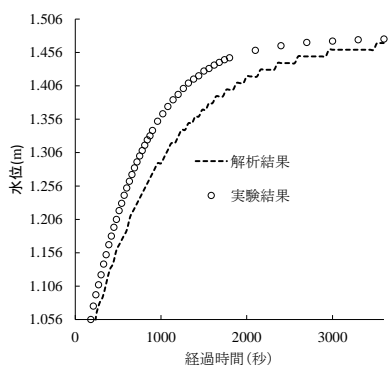


図10 吸水過程のみの地表水水位の経時変化

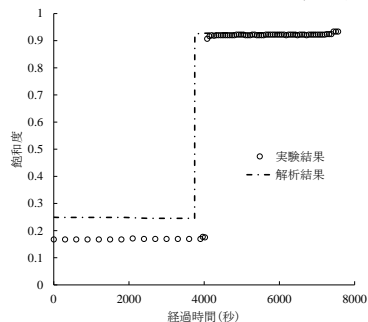


図11 吸水過程の飽和度の経時変化(85.6cm)

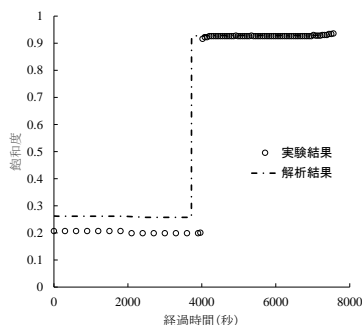


図12 吸水過程の飽和度の経時変化(65.6cm)

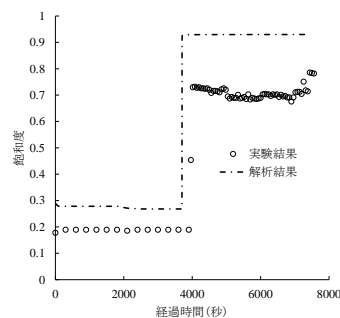


図13 吸水過程の飽和度の経時変化(45.6cm)

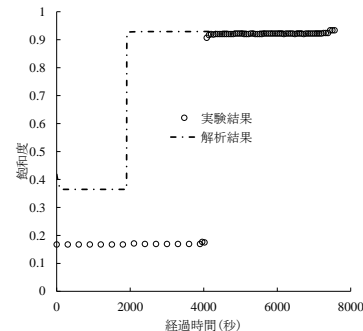


図14 吸水過程の飽和度の経時変化(25.6cm)

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¹, 平嶋智希², 日比義彦³, 守村融⁴

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¹⁾。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²⁾。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³⁾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)⁴⁾⁵⁾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。

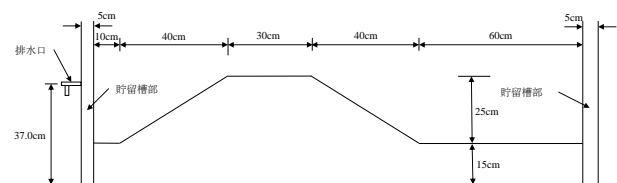


図1 実験装置

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/cm³、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。この際に堤防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、 Δt は時間増分、 ρ と μ 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、 μ_w と μ_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、 ϕ は間隙率、 ρ_w と ρ_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。

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

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

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

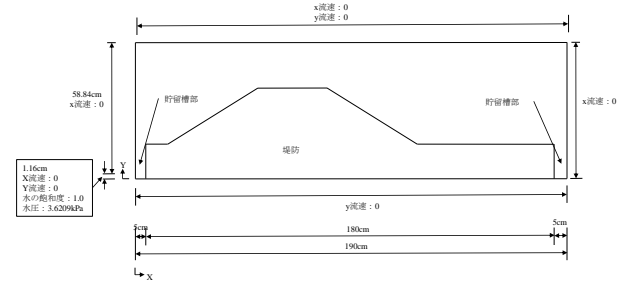


図2 解析モデルと境界条件

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。

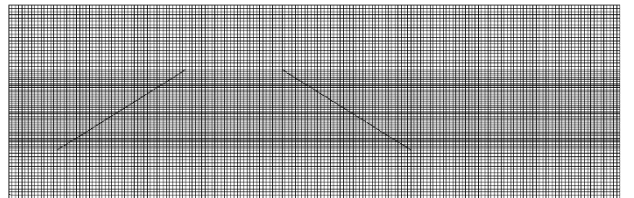


図3 要素分割(mesh1)

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。

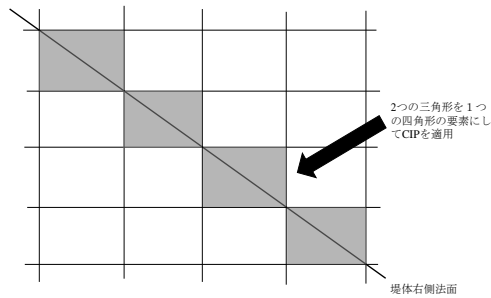


図4 mesh4における三角形要素の結合

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 0.9986g/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。

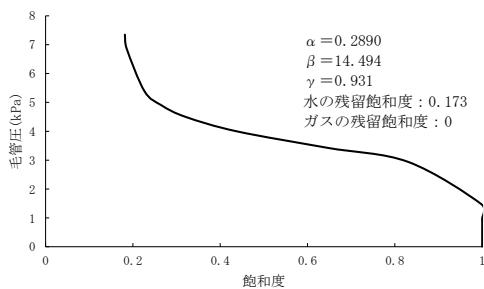


図5 6号砂の水分特性曲線

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

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

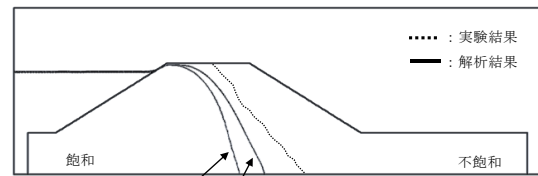
ここで、 P_c は水とガスの毛管圧、 S_e は有効飽和度、 S_w は水の飽和度、 S_{rw} は水の残留飽和度、 S_{rg} はガスの残留飽和度となる。

5. 結果

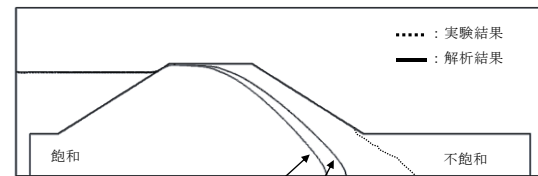
本研究では前記した 5 種類のメッシュのうち、mesh1、2 については解析の時間間隔を 0.01 秒、0.0005 秒、0.0025 秒の 3 種類に設定し、また mesh3、4 と 5 では時間間隔 0.0025 秒で解析を行った。

5.1 時間間隔 0.01 秒

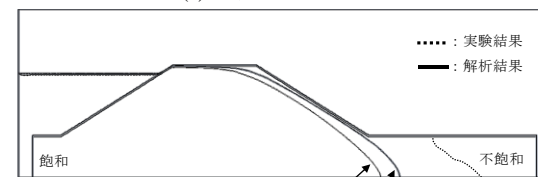
解析の時間間隔を 0.01 秒の場合の経過時間 500 秒毎の解析結果と実験結果の比較図を図 6 に示す。図中の破線は実験より得られた浸潤面または表面水の位置であり、堤体内の実線は解析により得られた飽和度 0.5 の等値線を示し、堤体外は表面水の水位を表す。



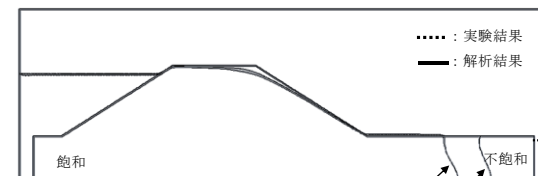
(a) 経過時間500秒



(b) 経過時間1000秒



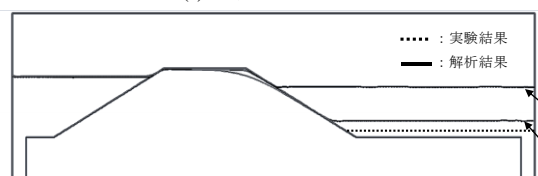
(c) 経過時間1500秒



(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。

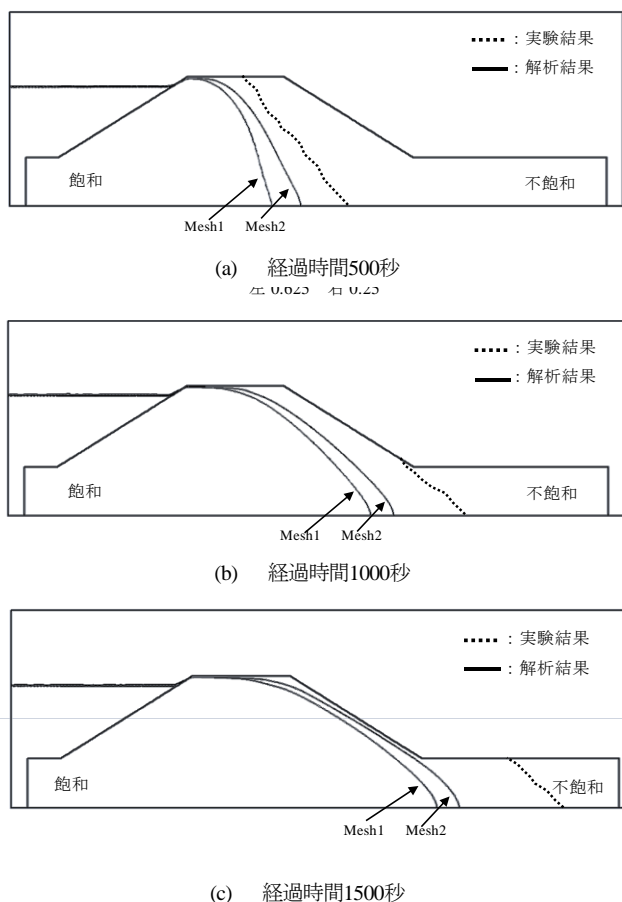


図7 時間間隔0.005秒における実験結果と解析結果の比較(その1)

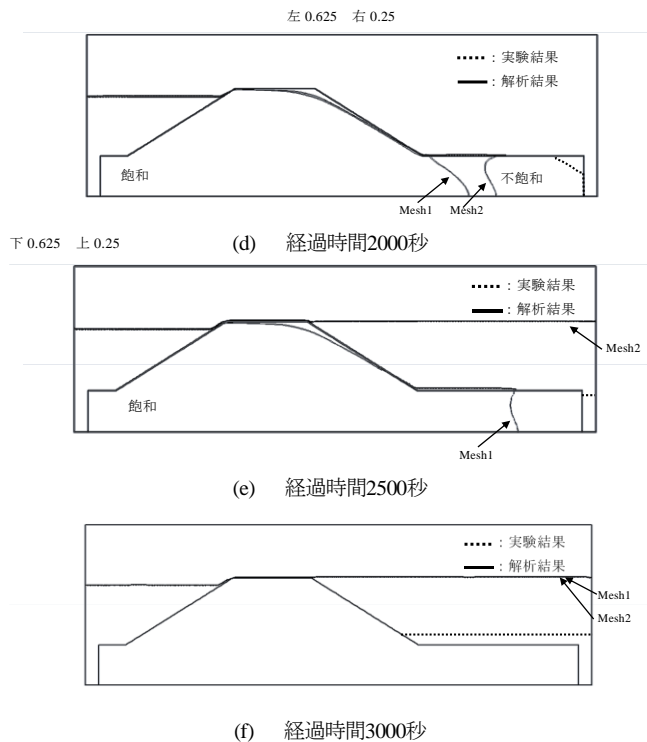


図8 時間間隔0.005秒における実験結果と解析結果の比較(その2)

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。

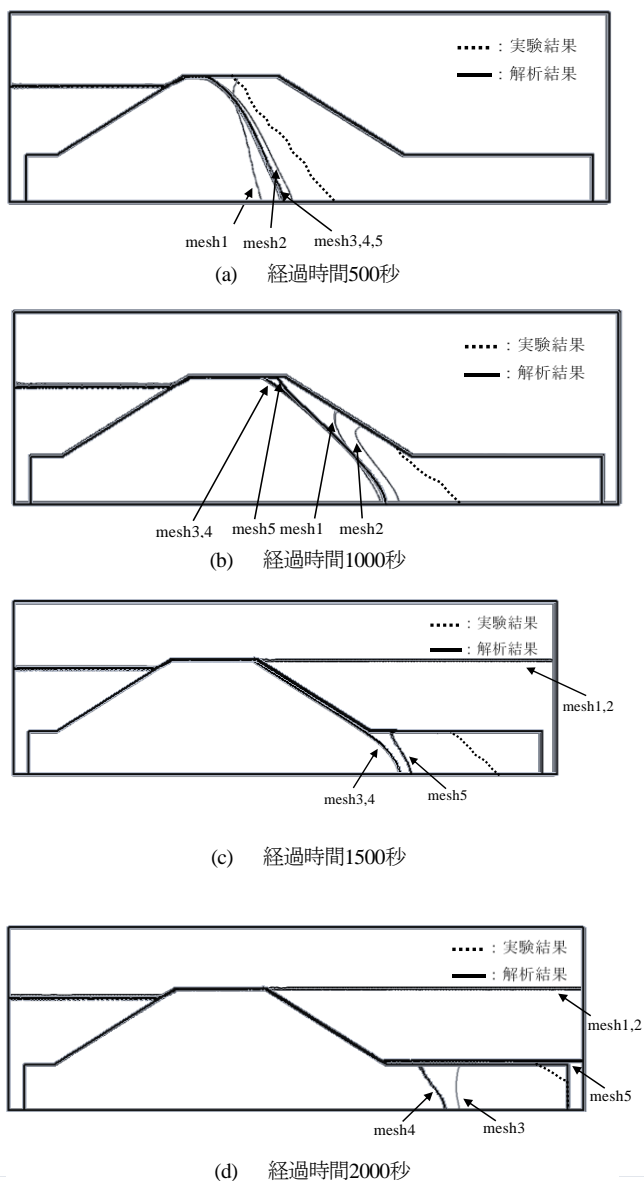


図9 時間間隔0.0025秒における実験結果と解析結果の比較(その1)

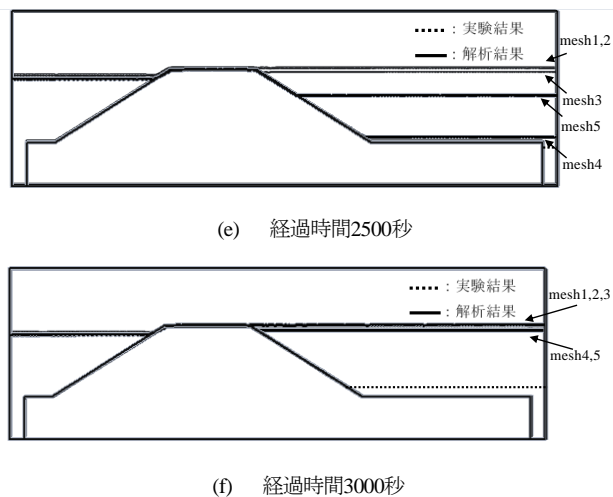


図10 時間間隔0.0025秒における実験結果と解析結果の比較(その2)

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¹, 野田利弘²

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、Biot¹⁾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²⁾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、 $\rho = \rho_s + \rho_f$ 、 $\rho_s = (1-n)\rho^s$ 、 $\rho_f = n\rho^f$ 、 ρ^s 、 ρ^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、 γ_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- θ 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²⁾、これは透水係数 k が大きい場合や時間刻み幅 Δt 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³⁾。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。

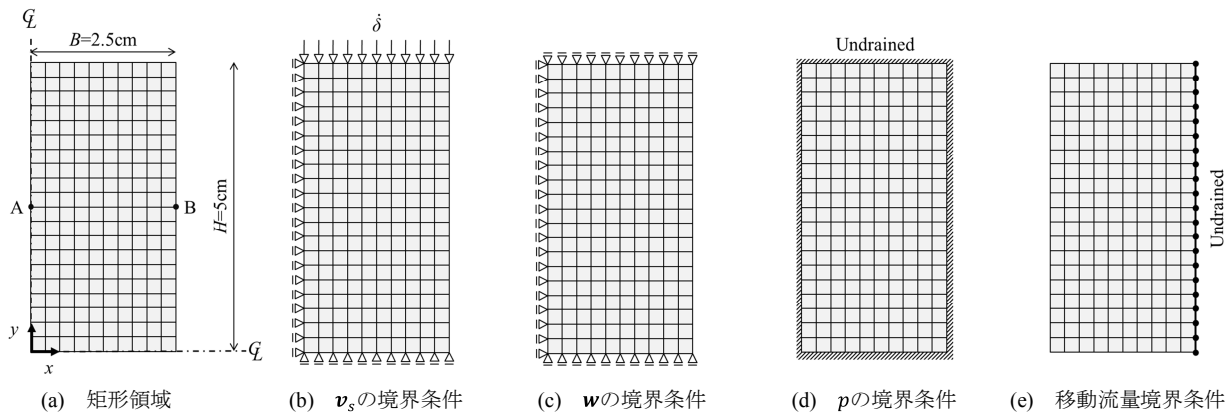


図1 有限要素メッシュと境界条件

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「 $\mathbf{u}\text{-}\mathbf{w}\text{-}p$ 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 model⁴⁾を用いた。Noda et al.²⁾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 $k=10\text{ cm/s}$ 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 $B=2.5\text{cm}$ 、高さは $H=5\text{cm}$ 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 $\delta=10^{-1}\text{m/s}$ を与えると同時に、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とため、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³⁾。

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- θ 法*
相対平均流速 \mathbf{w}	Isoparametric 要素 (1次)	Wilson- θ 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 λ	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 ν	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 ρ^s (g/cm ³)	2.65
間隙水の密度 ρ^f (g/cm ³)	1.00
透水係数 k (cm/s)	10
水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	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 $p_c=294.3\text{kPa}$ 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 $\Delta t=2\times 10^{-6}\text{sec}$ とした。また、Wilson- θ 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

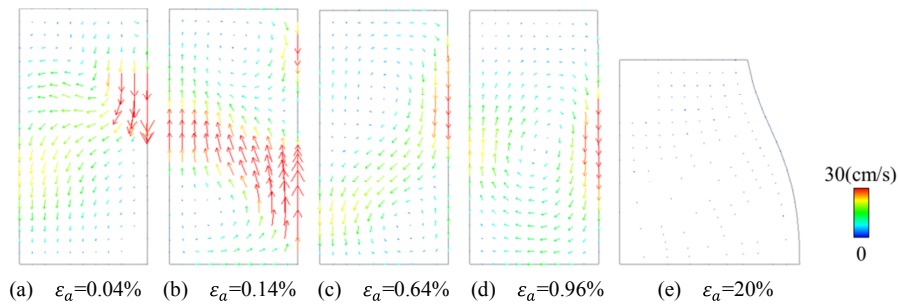


図2 間隙水の相対平均流速分布

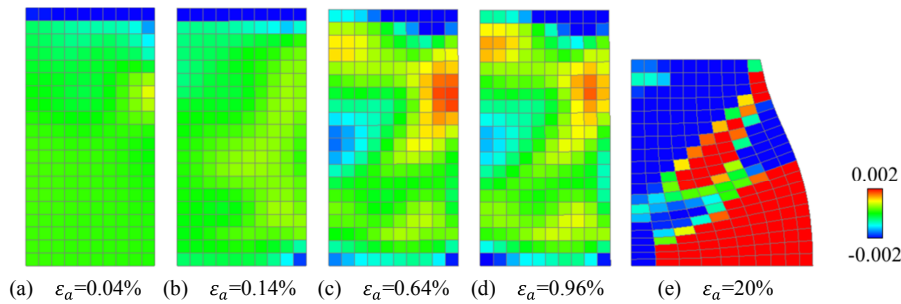


図3 比体積分布

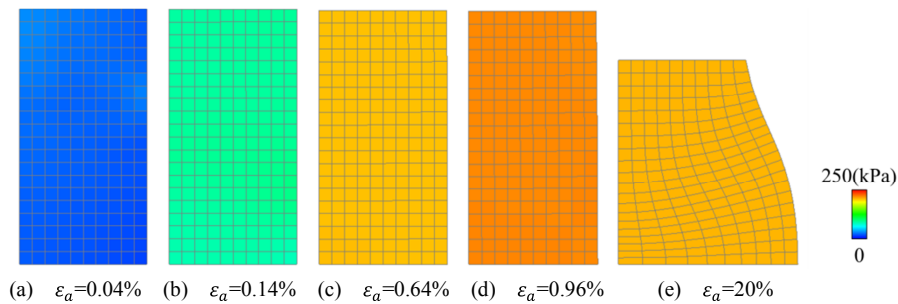


図4 間隙水圧分布

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。

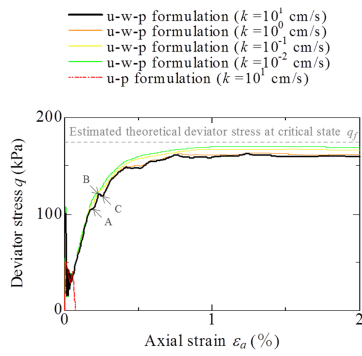
3.2 動的流れが供試体のみかけの挙動に及ぼす影響

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 ε_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

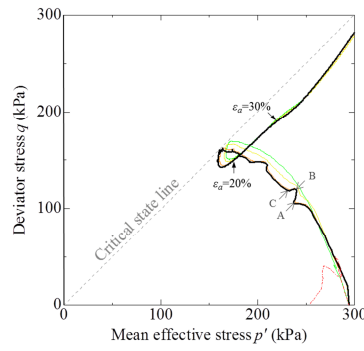
ように見える。しかし、実はこの現象もまた、間隙水の動的応答に起因して生じたものであると解釈できる。図6は、図5(a)の黒線で示される軸差応力を再プロットした上で、この軸差応力に占める間隙水の寄与分(上記の③に由来)のみを抽出し、灰線で表示したものである。図6は、端面で上向きの間隙水加速度が生じているときはみかけの軸差応力が増加し(時点AおよびC)、端面で下向きの間隙水加速度が生じているときはみかけの軸差応力が減少することを示している(時点B)。すなわち、間隙水がペDESTALに加速度的に衝突する/引き込むことによる反力の増減が、供試体のみかけの応答に影響を与えうることが示唆された。

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

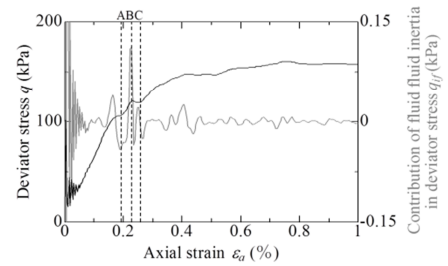


図6 みかけの軸差応力 q とその液相慣性寄与分 q_{if} の比較

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²⁾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¹, 中野正樹², 中村洋丈³, 早野智彦⁴

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¹⁾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²⁾、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³⁾、菊本ら⁴⁾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 model⁵⁾⁶⁾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 ³)	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 ³)	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、

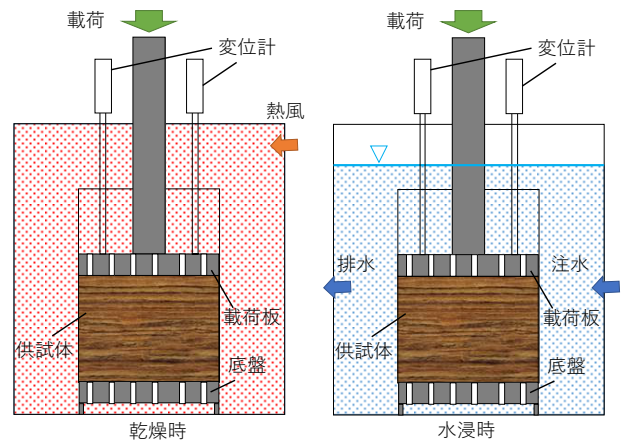


図 1 乾湿繰返し圧縮試験機の概要

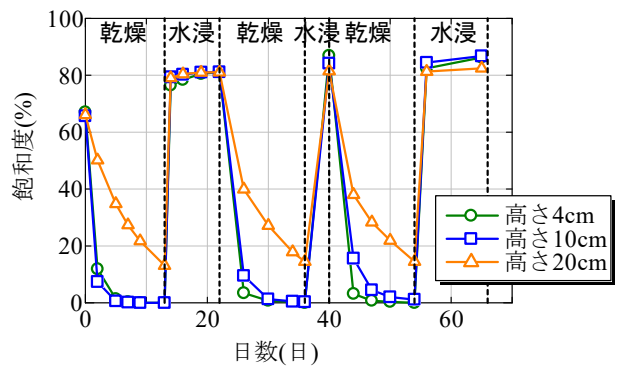


図 2 飽和度－日数の関係

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。

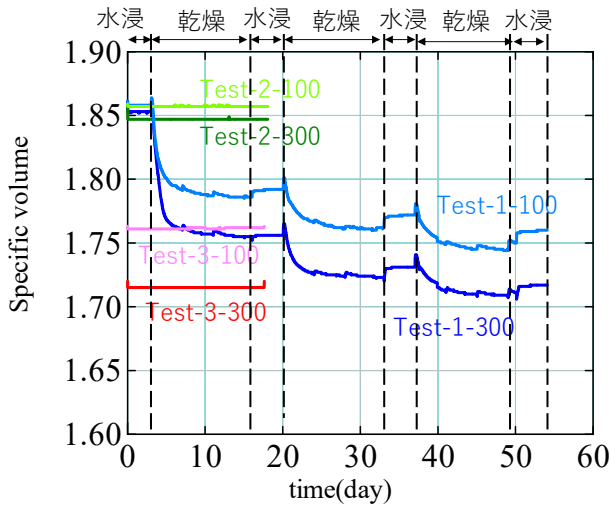


図3 比体積-時間関係

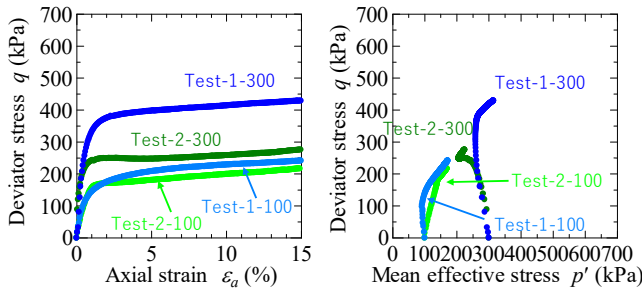


図4 Test-1 と Test-2 の非排水せん断挙動の比較

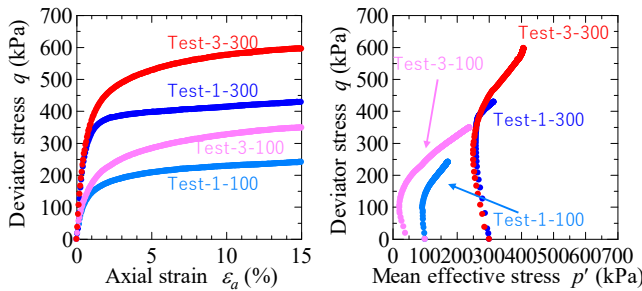


図5 Test-1 と Test-3 の非排水せん断挙動の比較

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 ϵ_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²⁾。

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。

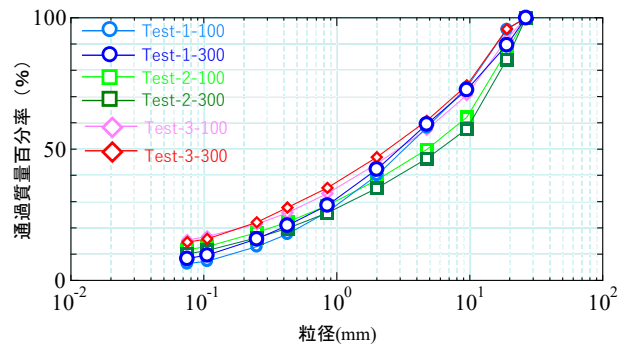


図6 試験後供試体に対して行った粒度試験結果

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, $s^w=s^w_{min}$)	Γ_r	2.100
ポアソン比	ν	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	α	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 v	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 v	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 v	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、サクションが 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。

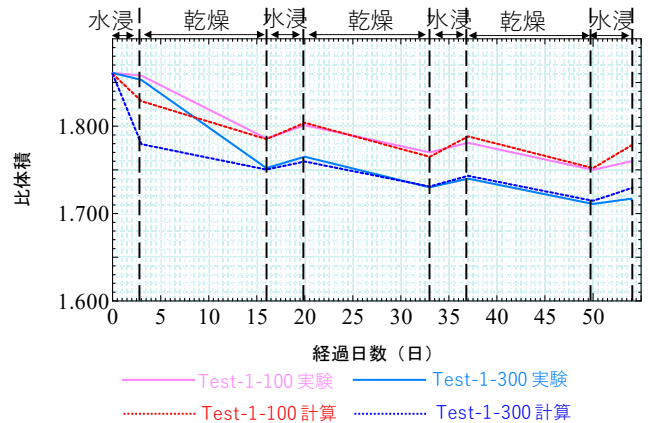


図 7 乾湿圧縮過程の再現結果

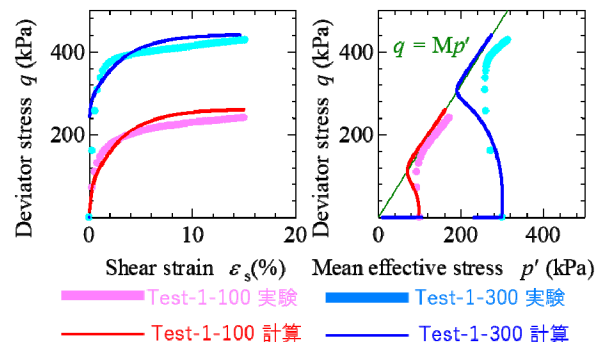


図 8 Test-1 の非排水せん断の再現結果

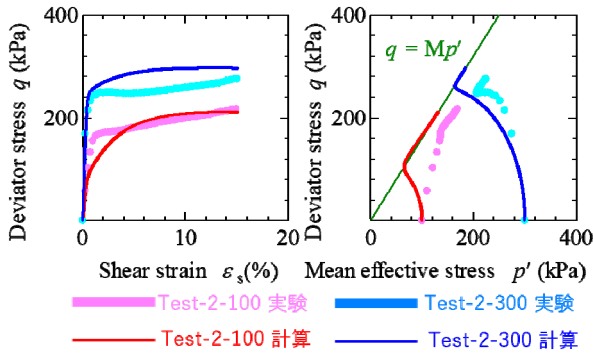


図9 Test-2の非排水せん断の再現結果

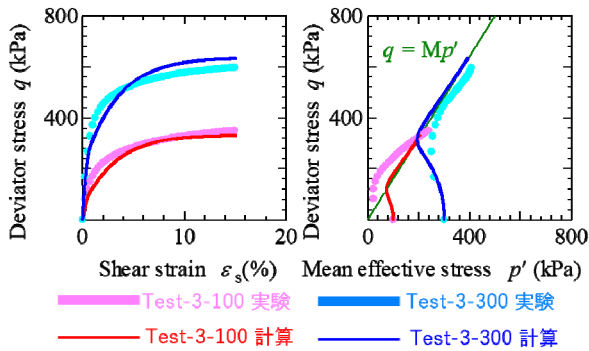


図10 Test-3の非排水せん断の再現結果

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。

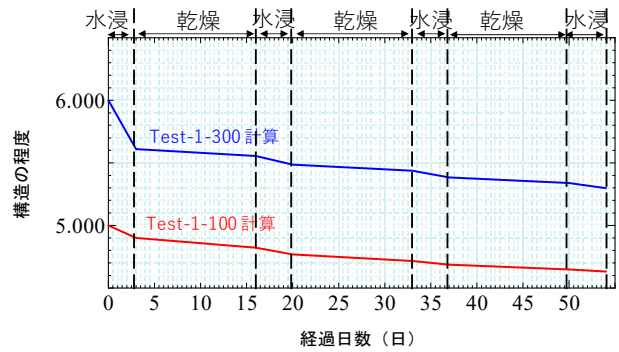


図11 乾湿圧縮中の構造の程度の変化

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¹, 松田達也¹, 藤井湧大², ARIF Daniel bin Aami³

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¹⁾, Oka, et al²⁾）。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¹⁾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 al²⁾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.³⁾, Zen and Yamazaki⁴⁾ 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⁵⁾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 Yamazaki⁶⁾, 三浦ら⁷⁾, 松田ら⁸⁾ 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^{8,9)}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^{10,11)}。

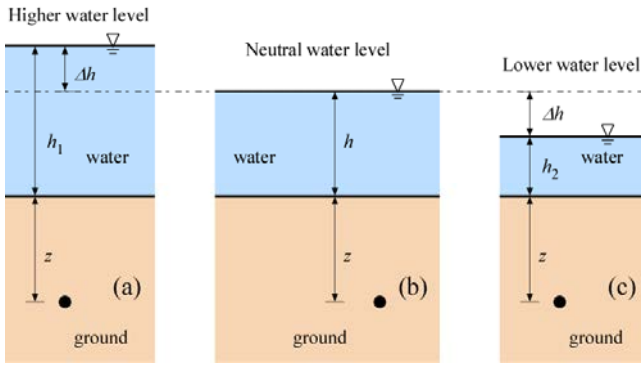


図 1 水位変動による砂地盤内における応力状態の変化；
古典力学では有効応力は変化しない

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。

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

全応力 σ_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¹²⁾。

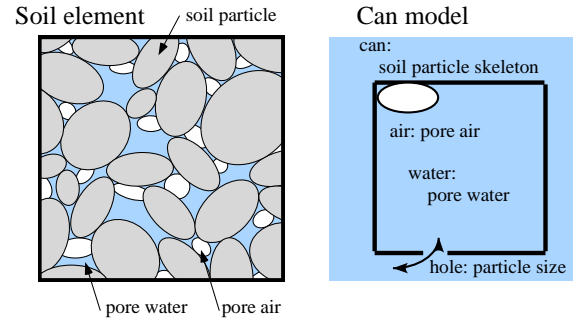


図 2 「空き缶モデル」土要素との対応

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。

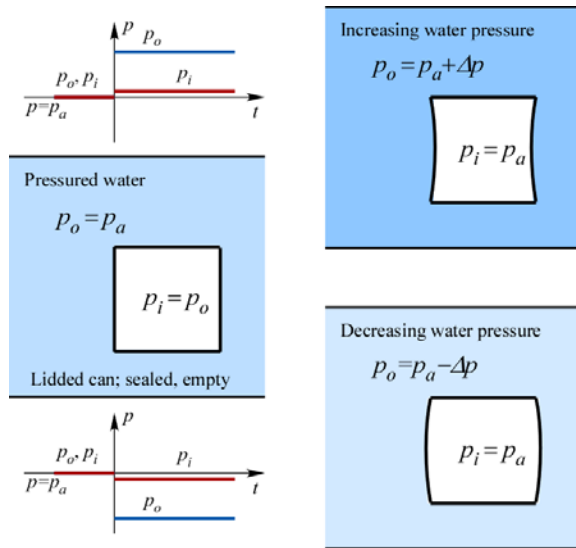


図 3 水圧を受ける空き缶の変形

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すため、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従すると考えられ、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。

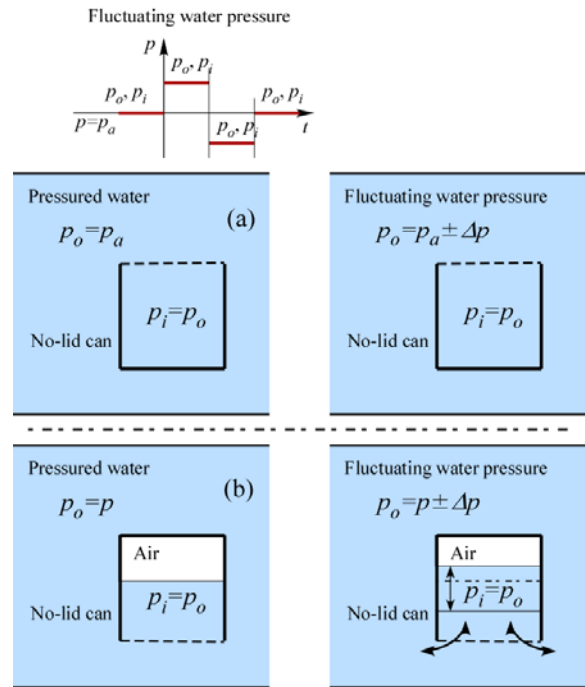


図 4 蓋のない空き缶の挙動

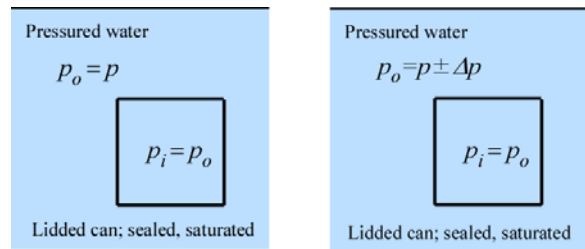


図 5 飽和された空き缶の挙動

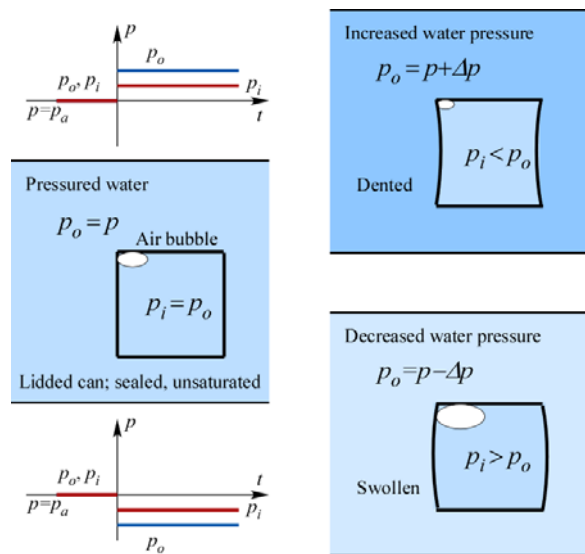


図 6 不飽和な（気泡を含む）空き缶の挙動

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

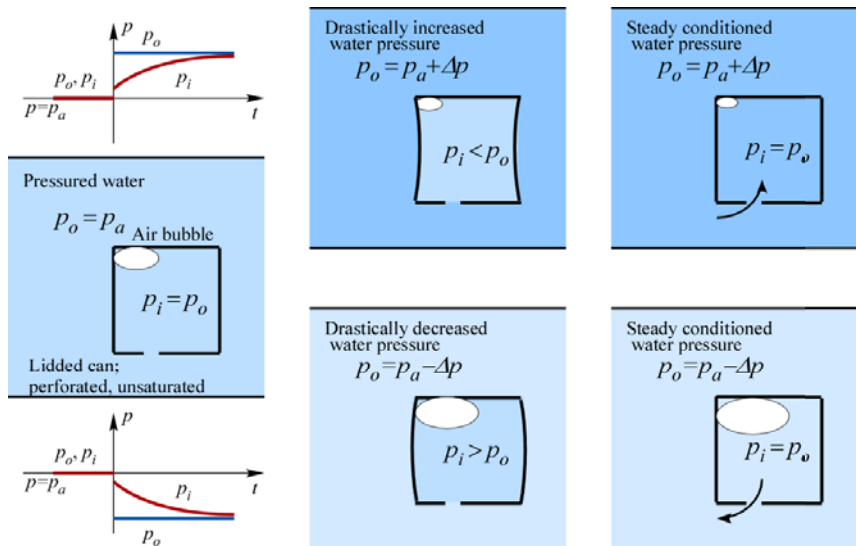


図 7 孔を有する不飽和な（気泡を含む）空き缶の挙動

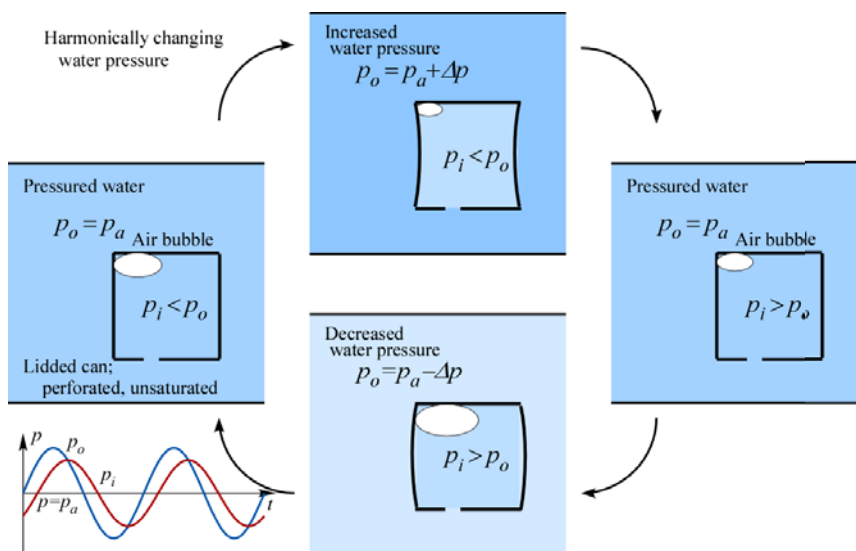


図 8 調和振動する水圧変動を受ける孔を有する不飽和な（気泡を含む）空き缶の挙動

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様に、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 α ）で接触している。この場合の支配方程式は以下のようなものである。

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

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 α 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

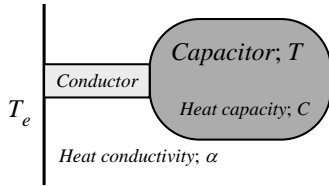


図 9 熱伝導系の概念図

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 μ はより大きな値を取るようになる。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 (ω/μ) 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 (ω/μ) 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 (ω/μ) 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 (ω/μ) の影響は大きく、 (ω/μ) 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 (ω/μ) 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）。

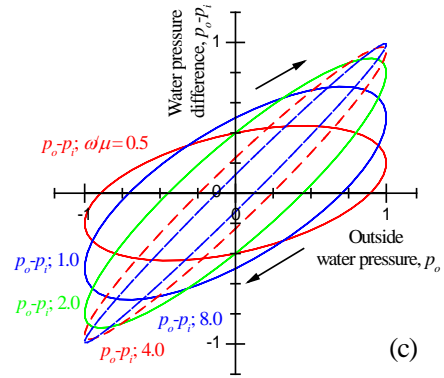
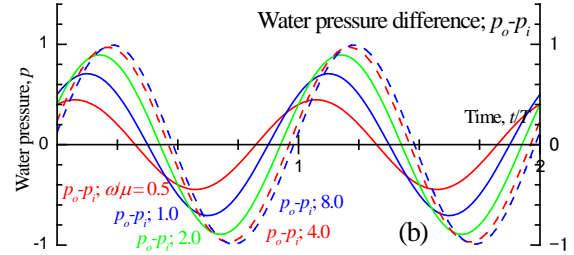
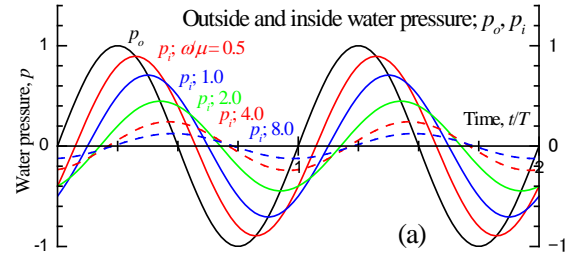


図 10 調和振動水圧変動を受ける空き缶の水圧応答 (a) 空き缶内外の水圧の挙動, (b) 空き缶内外の水圧差の挙動, (c) 水圧差と外水圧の関係

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¹³⁾

Material Type	Loose Sand	NC Clay	Gravel	Note
ρ_f : bulk density of wet material (kg/m ³)	1,900	1,800	1,750	
ρ_s : density of solid phase (kg/m ³)	2,650	2,750	2,360	
n : porosity	0.454	0.543	0.448	
G_s : shear modulus of solid phase (N/m ²)	0.4×10^8	0.3×10^8	1.0×10^8	
ν_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)	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-2}	
E_{us} : stiffness in 1-D of solid phase (N/m ²)	1.40×10^8	1.05×10^8	3.50×10^8	$E_{us} = 2(1-\nu_s)G_s / (1-2\nu_s)$
K_f : bulk modulus of fluid phase (N/m ²)	0.424×10^8	2.28×10^8	2.35×10^8	$K_f = nE_{us}B' / (1-B')$
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 ² /sec)	1.43	1.07×10^{-4}	3.57×10^2	$c_v = kE_{us} / (g\rho_w)$
h_v : hydraulic Consolidation Factor (sec/m ²)	1.75	1.17×10^4	4.67×10^{-3}	$h_v = 1 / (c_v B')$

density of air, $\rho_a = 0.0$ (kg/m³)
density of water, $\rho_w = 1000.0$ (kg/m³)

bulk modulus of air, $K_a = 3.03 \times 10^5$ (N/m²)
bulk modulus of saturated water, $K_w = 2.31 \times 10^9$ (N/m²)

浦ら⁵⁾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ようなものである。

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

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 Δp , $\Delta \sigma_z$ 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¹³⁾の成果に基づく表 1 に示すようである。

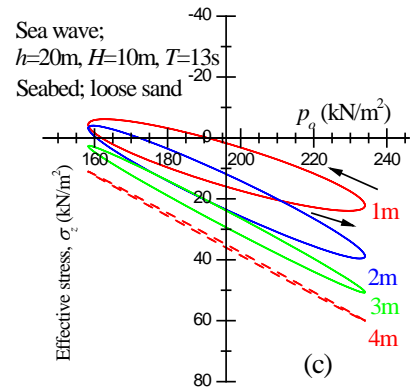
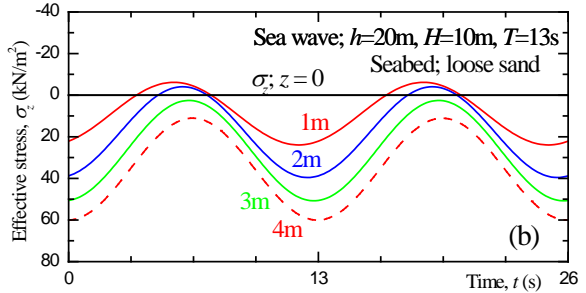
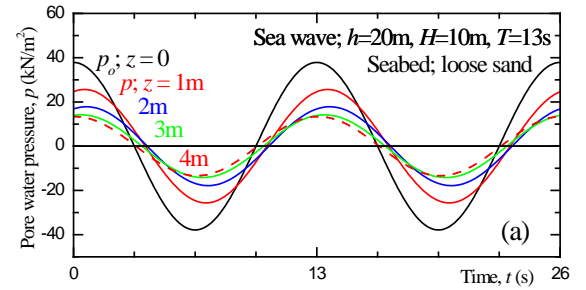


図 11 進行波を受ける海底地盤の水圧応答
(a) 間隙水圧の挙動, (b) 有効応力の挙動, (c) 有効応力と海底面水圧の関係

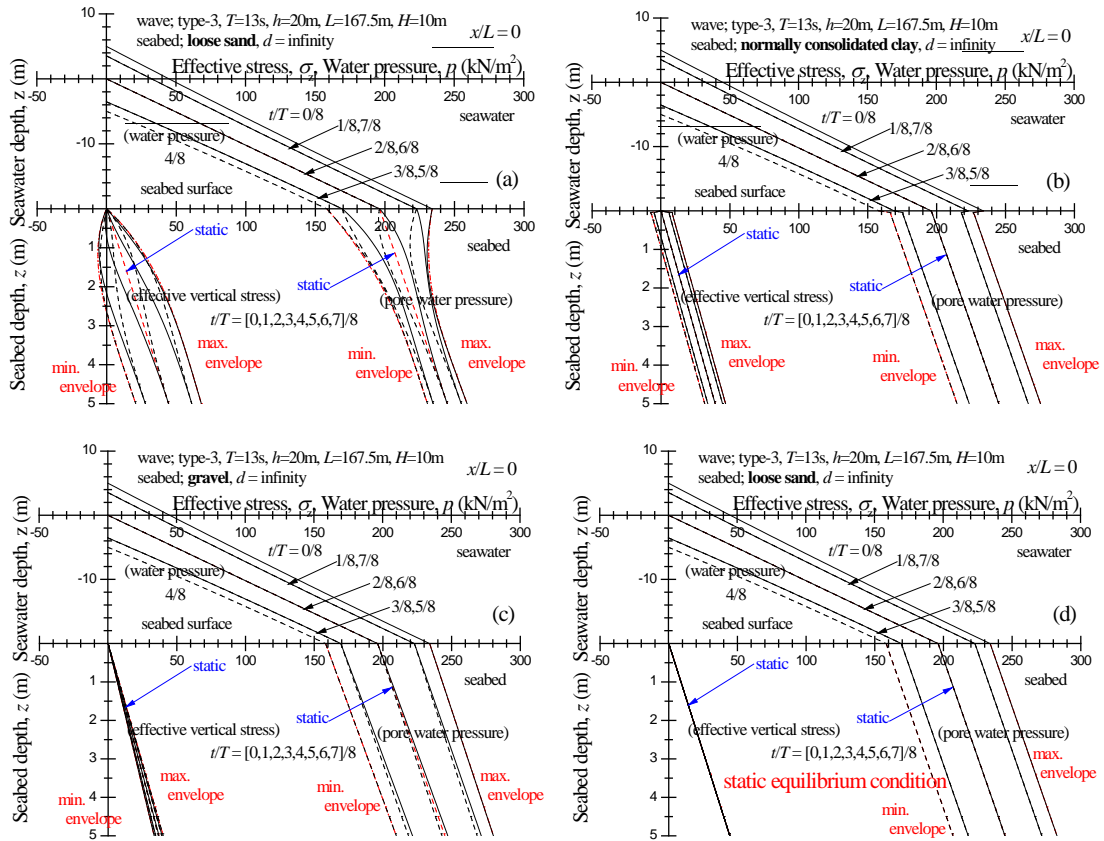


図 12 海底地盤における有効応力挙動 (a) 緩い砂, (b) 正規圧密粘土, (c) 礫, (d) 静的平衡条件 (緩い砂)

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¹³⁾。

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 2cm³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

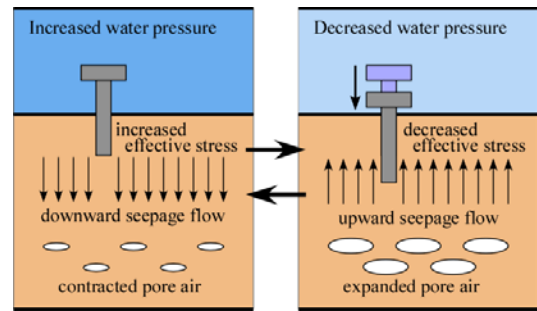


図 13 模型実験で観察されたボルト沈下のメカニズム

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.