第29回 中部地盤工学シンポジウム論文集

平成29年8月2日(水)

主催:公益社団法人 地盤工学会 中部支部

後援:(一社)建設コンサルタンツ協会中部支部

(一社) 日本建設業連合会中部支部

(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

目 次

第1	l セッション(9:35~10:45)	司会 名古屋工業大学 岩井 裕正
1-1		表層地盤のリーデルせん断帯の形成に及ぼす影響1 豊田 智大,野田 利弘,山田 正太郎,山田 翔太
1-2	名古屋工業大学	基礎地盤特性の堤防の噴砂動態・パイピング挙動5 西村 柾哉,前田 健一,櫛山 総平,高辻 理人 泉 典洋
1-3	名古屋大学	方性に関する実験的研究11 山田 正太郎,中野 正樹,野田 利弘 岡田 麻希
1-4		ト含有地盤の弾塑性構成式の提案18 川崎 貴也,岩井 裕正,張 鋒
1-5	名古屋大学	を用いた三軸試験による

特別講演その1 (10:55~11:55) 司会 豊田工業高等専門学校 小林 睦 「大震法は地震防災に役に立つか 一成立の過程と問題点」 名古屋大学名誉教授/静岡大学防災総合センター客員教授 安藤 雅孝 先生

2-1	鉛直振動荷重を受けるパイルド・ラ	フト基礎の変形特性に関する研究	28
	名古屋工業大学	張 鋒,長野 兄裕,岩井 裕正	
	構造物設計㈱	Kheradi Hamayoon	
	㈱横河住金ブリッジ	西遥輝	
2-2	自立式鋼矢板土留め壁の線形応答関	数法によるたわみ解析と設計	34
	豊橋技術科学大学	澤木 達也, 三浦 均也, 松田 達也, 穴井 啓太	
	㈱コクヨ	渡辺 強	
	㈱サインファースト	栗田 和博	
2-3	FCB 工法の長期耐久性に関する試験	結果報告	38
	㈱高速道路総合技術研究所	池田 一成,藤岡 一頼,小林 一	
2-4	管渠周辺地盤における空洞進展と陥	没発生のメカニズム	42
	名古屋工業大学	田坂 晃一, 前田 健一	
	㈱三菱電機	川田 卓嗣,渡辺 完弥	
2-5	上層に礫層を有する砂質地盤の波浪	場における水圧応答に関する造波水路実験	46
	豊橋技術科学大学	澤田 弥生,松田 達也,三浦均也	
	ショーボンド建設(株)	佐藤 隼可	
2-6	無害で軽量性、摩擦性、排水性が高	い破砕瓦の有用性に関する検討	52
	名古屋工業大学	森河 由紀弘, 前田 健一	
	愛知県陶器瓦工業組合	神谷 彦二	
	名古屋工業大学	佐藤 智範, 武田 祐輔	

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 「BCP において地質・地盤専門家が担うべき役割 -基礎地盤問題の重要性-」 ジオ・とよくら技術士事務所 豊蔵 勇 氏

第3セッション(15:55~16:50)	司会 豊橋技術科学大学 松田 達也
3-1 両面アンカー式補強土壁の補強メカニス	<i>ي</i> ك60
豊田工業高等専門学校	鈴木 恒太, 小林 睦
豊橋技術科学大学	三浦 均也
岡三リビック㈱	小浪 岳治, 林 豪人
3-2 地盤改良による既設のボックスカルバー	- ト構造物の耐震性能評価に関する
1g 振動台模型実験及びその解析	65
名古屋工業大学	長野 兄裕
㈱横河住金ブリッジ	西 遥輝
名古屋工業大学	岩井 裕正, 張 鋒
3-3 熊本地震による補強土壁の健全度調査網	「果と補修事例について71
前田工繊㈱	伊藤 修二, 久保 哲也, 辻 慎一郎
3-4 降雨浸透を受ける補強土壁の地震時挙動	Jについて77
豊田工業高等専門学校	小林 睦
豊橋技術科学大学	三浦 均也
岡三リビック(株)	小浪 岳治, 林 豪人
九州工業大学	佐藤 寛樹

第1セッション (9:35~10:45)

司 会 岩井 裕正 (名古屋工業大学)

横ずれ断層における幾何学的不整が表層地盤のせん断帯の形成に及ぼす影響 Effects of geometrical imperfections in strike-slip fault on shear bands formation

豊田智大1,野田利弘2,山田正太郎3,山田翔太3

- 1 名古屋大学・工学研究科・社会基盤工学専攻・toyoda.tomohiro@i.mbox.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学・減災連携研究センター
- 3 名古屋大学・工学研究科・土木工学専攻

概 要

地下深部において横ずれ断層が変位すると、その上に堆積した表層地盤の内部にフラワー構造が形成され、地表面にはリーデルせん断帯が出現する。筆者らはこれまでに、地盤解析コード *GEOASIA* を用いた三次元弾塑性有限変形解析の適用により、これらの付随断層構造の形成過程を再現するとともに、地盤内の材料的初期不整がせん断帯の形成に与える影響について検討してきた。本稿では、幾何学的初期不整としてジョグと呼ばれる横ずれ断層の不連続性を考慮した数値解析を実施した。これにより、フラクタルなリーデルせん断や P-shear、低角・高角なせん断面といった特徴的な付随断層構造の形成過程が再現された。

キーワード:横ずれ断層, リーデルせん断, フラワー構造, ジョグ, 弾塑性有限変形解析

1. はじめに

2016 年熊本地震では、右横ずれ断層である布田川断層帯の地表面において、図 1 のような走行方向に対して斜めに連なる雁行状のリーデルせん断帯の出現が確認された。このような変状は横ずれ断層特有の付随断層構造の一形態として知られており、表層地盤内部にはフラワー構造と呼ばれる花弁状のすべり面が主断層を起点として三次元的に発達することが知られている。リーデルせん断帯は、図 1 のような小規模な破砕帯から、図 2 のようなサンアンドレアス断層上のトランスバース山脈まで、様々なスケールにおいて出現すること、また、断層変位の累積によるせん断帯の形成と成長に伴い、1 つのリーデルせん断帯の中に高次のリーデルせん断帯がフラクタルに形成されてゆくことが知られている 3,4,6).

野田ら⁵は材料不整の導入によりリーデルせん断帯が数値解析的に再現できることを示しているが、Woodcock et al.⁶)、奥村⁷によれば、このフラワー構造は幾何不整、すなわち図 3 に示すように横ずれ断層が不連続に配置するジョグと呼ばれる箇所の存在に起因して発達するとされている。すなわち、図 3 奥側のように、ジョグが両側から引かれる場合には、引張応力場の下で正断層的に図 4(a)のような負のフラワー構造が形成されて局所的な沈下を生じる。これに対し、図 3 手前側のようにジョグが両側から押される場合には、圧縮応力場の下で逆断層的に図4(b)のような正のフラワー構造が形成されて局所的な隆起を生じる。構造地質学の分野では、前者のような引張によ



(a) 布田川断層帯



(b) せん断帯

図 1 熊本地震で出現した小規模なリーデルせん断帯 1)



図 2 サンアンドレアス山脈に見られるリーデルせん断帯 2)

る変形場をプルアパート、後者のような圧縮による変形場をプッシュアップと呼ぶ。本稿では、これらのプルアパートおよびプッシュアップを模擬した不連続な断層変位場 (幾何不整)を境界条件として考慮した大規模3次元弾塑性有限変形解析を実施することで、横ずれ断層における局所的なジョグの存在に起因した付随断層構造の形成過程を数値解析的に再現することを目指す.

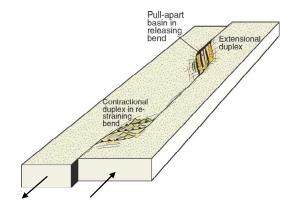


図 3 横ずれ断層のジョグ 8)

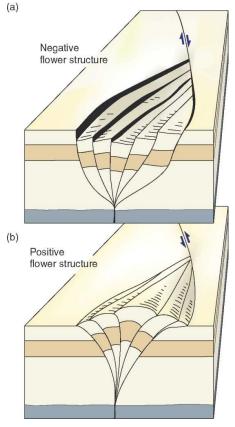


図 4 フラワー構造 8)

2. 解析条件

解析には、骨格構造概念に基づく土の弾塑性構成式 SYS Cam-clay model⁹⁾を搭載した静的/動的水〜土骨格連成有限変形解析コード *GEOASIA*¹⁰⁾を用いる. なお、本解析で用いる手法は二相系連成解析にも対応しているが、本稿では一相系条件での解析について述べる.

2.1 有限要素メッシュと境界条件

図 5 のように、y 軸方向を横ずれ断層の走向方向にとる 3 次元直方体メッシュ (要素数:32800) を用いた. 模型 底面においては、鉛直変位を拘束した上で、図 6 に示すような屈曲した断層領域を設定し、その両側の節点に y 方

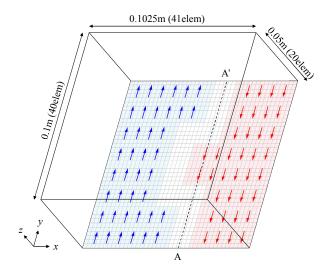


図 5 有限要素メッシュ

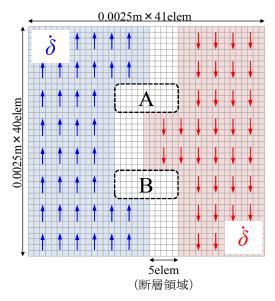


図 6 模型底面の境界条件

向の強制変位(変位速度: $\dot{\delta}=10^{\circ} \text{m/s}$)を与えることで、領域 A では引き離されてプルアパートの応力場が、領域 B では圧縮されてプッシュアップの応力場がそれぞれ表現されることとなる。側面については、x-z 面では周期境界を設定し、y-z 面では摩擦なし条件を与えた。

2.2 材料定数と初期条件

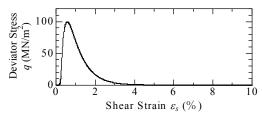
SYS Cam-clay model の材料定数は、既往の解析事例 5,11 を参照し、表 1 の通り設定する. 初期状態は、地盤全体で構造なし、異方性なし、等方応力状態とし、一様に間隙比 $(e_0=0.57)$ を与えた. このような条件の下で、SYS Cam-clay model は三軸排水せん断時に図 7 のような応答を示す. すなわち、材料は比較的小さなひずみ領域で膨張に転じる超過圧密土である. ピーク強度発現後の著しい軟化を示す材料パラメータを設定することで、岩盤材料の脆性的な応答を模擬した.

表 1 材料定数

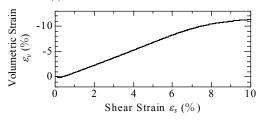
<弾塑性パラメータ>	
圧縮指数 λ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~	0.0150
膨潤指数 κ	0.0002
限界状態定数 M	1.0
NCL の切片* N	1.7
ポアソン比 ν	0.3
<発展則パラメータ>	
正規圧密土化指数 m	2.0
<物性値>	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm³)	2.65

^{*} せん断応力q=0, 平均有効応力p'0=98.1 kPaに

おける練返し粘土のNCL上の比体積



(a) せん断応カーせん断ひずみ関係



(b) せん断応カーせん断ひずみ関係図 7 材料定数

3. 解析結果

前節で示した模型について、解析終了段階におけるせん断ひずみ分布を図 8(a)に示す。また、この模型寸法を要素数は変えずにy 軸方向に2倍、3倍に拡大することでジョグの間隔を変更した模型の解析結果を同図(b), (c)にそれぞれ示す。

3.1 等倍模型での解析結果

等倍模型について,図 7(a)のようにプッシュアップ側の地表面においてせん断帯の出現が確認できる。そして,同図のせん断帯は,緑色で示された大きなせん断帯が赤色で示された小さなせん断帯を内包するフラクタルな形態をとっている。上田 12)は,豊浦標準砂・石膏・水を混合して作成した模擬岩盤に横ずれ変位を与える模型実験を実施し,模型表面において図 9 のような 1 次オーダーのせん断帯の形成後に 2 次オーダーのせん断帯が形成されることを確認しているが,本稿の解析結果はこの実験事実と極めて類似している。

3.2 等倍模型での解析結果

2 倍模型について、図 8(b)の地表面の変状を見ると、不連続に連なるリーデルせん断を互いに接続するように伸びるせん断帯が形成されることが分かる. Naylor et al.¹³⁾ は模型実験において図 10 のように同様の現象を確認して

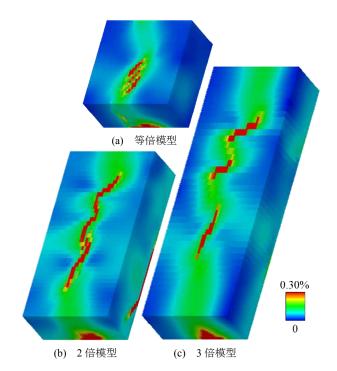
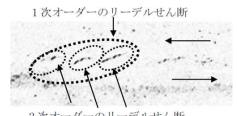


図 8 せん断ひずみ分布



2次オーダーのリーデルせん断

図 9 フラクタルなせん断帯の出現 12)

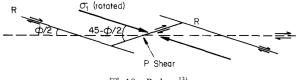


図 10 P-shear¹³⁾

おり、これを P-shear と呼んでいる. 上田 ¹²)もまた、先の模型実験において P-shear の出現を確認しているが、P-shear は乾燥砂地盤には出現せず、模擬岩盤においてのみ形成されることを確認している. このことから、本稿の解析により P-shear の出現を再現できたのは、材料を著しい軟化挙動を示す超過圧密土としたことで模擬岩盤の脆性的な応答を正確に捉えることが出来たためであると考えられる.

3.3 等倍模型での解析結果

3 倍模型について、図 8(c)をみると、プルアパート側の 地表面では走向方向に対して高角のせん断帯が引張応力 の下で主動的に形成され、プッシュアップ側の地表面では 走向方向に対して低角のせん断帯が圧縮応力の下で受動 的に形成されることが確認された.

以上のような脆性材料の変形の局所化は弾塑性解析に よってのみ得られるものであるが、とくに、以上で再現し たフラクタルなせん断帯や P-shear といった 2 次的な変形は、1 次的な変形状態を参照可能な、すなわち変形の履歴を考慮可能な有限変形解析によってのみ再現可能なものである.

4. おわりに

4.1 まとめ

本稿では、横ずれ断層上に堆積した地盤について、断層変位の累積に伴う変状を、解析コード *GEOASIA* を用いた三次元弾塑性有限変形解析によりシミュレートした. 横ずれ断層におけるジョグ(幾何不整)を境界条件として考慮することで、フラクタルなリーデルせん断帯や P-shear、低角・高角なリーデルせん断帯といった特徴的な付随断層構造の形成過程が再現可能であることを示した.

4.2 今後の課題

図 8(a)に示した等倍模型の解析における走向方向断面 (図 5 に示す A-A'断面) 上の変位場を図 11 に示す. 同 図は,本解析においてプッシュアップ側での地表面の隆起 現象は再現できているものの、プルアパート側での沈下は 再現できていないことを示している. この原因として, プ ッシュアップ側での領域の隆起がプルアパート側にも干 渉していることが挙げられる. しかしそれ以上に, 今回扱 っている材料が完全排水状態にある超過圧密土であり, せ ん断に伴う正のダイレイタンシーにより図 8(b)のように 著しく塑性膨張することでプルアパートにおける質量欠 損が埋め合わされてしまうことによる影響が極めて大き い. プルアパート側での隆起を抑制するためには、体積膨 張が起こらない等体積条件(非排水条件)での解析を行う とともに, 非排水条件での軟化を表現可能な上負荷面(土 の骨格構造)を導入した解析が必要となる. あるいは, 軟 化が起こっても著しい体積膨張を生じないような岩石特 有の挙動を構成式として考慮する必要があると考えてい る.

また、本稿の解析により、ジョグに起因した付随断層構造の形成過程を説明することは出来たとしても、ジョグそのものの形成過程を明らかにすることは出来ない。現象を理解する上では、地盤内でのジョグの形成過程を含む一連の現象を一貫して解くことを目指さなければならない。

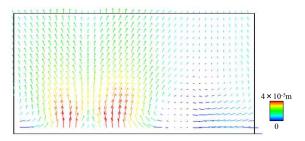


図 11 走向方向断面上の変位ベクトル ※ ベクトルの色は鉛直変位量を表す

謝辞

本研究の一部は京都大学学術情報メディアセンターのスーパーコンピュータを利用して実施した。また、科学研究費補助金(基盤研究(A):課題番号 25249064) の助成を受けた。

参考文献

- 国土地理院: 平成28年熊本地震に関する情報, http://www.gsi.go. jp/BOUSAI/H27-kumamoto-earthquake-index.html, 2017年1月.
- Searls, D.: San Andreas fault, https://www.flickr.com/photos/ docsearls/sets/72157600928312546/, June 29, 2017.
- Tchalenko, J. S.: Similarities between shear zones of different magnitudes, GSA Bulletin, Vol.81, No.6, pp.1625-1640, 1970.
- 4) 宇田川義夫:自己組織臨界現象と断層破砕帯のフラクタル、土木学会第50回年次学術講演会、pp.28-29、1995.
- 5) 野田利弘,山田正太郎,豊田智大,浅岡顕:横ずれ断層に伴う表層地盤のリーデルせん断帯の形成に及ぼす材料的初期不整の影響,土木学会論文集A2(応用力学),Vol.71,No.2(応用力学論文集Vol.18),I_463-I_474,2015.
- Woodcock, N. H. and Fischer, M.: Strike-slip duplexes, Journal of Structural Geology, Vol.8, pp.725-735, 1986.
- 奥村晃史:大地震が作る地形を読み解く,地盤工学会誌(講座 地盤に刻まれた大地震の足跡), 2017.
- Fossen, H.: Structural Geology, Cambridge University Press, pp.377-400, 2nd edition, 2016.
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils Found, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 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 Found, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008.
- 山田正太郎, 野田利弘, 浅岡顕: 過圧密地盤の排水支持力解析, 応用力学論文集, Vol.12, pp.247.254, 2009.
- 12) 上田圭一:横ずれ断層の変位に伴う岩盤の3次元変形過程-ヘリカル X線 CT を用いた断層変位実験による検討-,電力中央研究所研究報告, N08039.
- Naylor, M. A., Mandl, G. and Sijpesteijn, C. H. K.: Fault geometries in basement-induced wrench faulting under different initial stress states, Journal of Structural Geology, Vol.8, No.7, pp.737-752.

三次元浸透流の局所化に着目した 異なる基礎地盤特性の堤防の噴砂動態・パイピング挙動

Sand boiling dynamics and piping behavior of river levee with different foundation ground characteristics focusing on localization on 3D permeation flow

西村柾哉 1, 前田健一 2, 櫛山総平 3, 高辻理人 4, 泉典洋 5

- 1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 29415077@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・都市社会工学科
- 5 北海道大学教授・環境フィールド工学専攻

概 要

河川堤防を模擬した模型実験から堤防の基礎地盤構造によって噴砂等の浸透破壊の挙動が異なることが明らかになってきた。そこで、本稿では三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し、基礎地盤への浸透に着目した模型実験結果との比較から解析の適用範囲を明らかにし、その妥当性を検討した。その上で、実験では検討が難しい、基礎地盤の透水層構造、法尻から行き止まり境界までの距離、堤内地の不陸(高低差)、噴砂孔の位置、間隔(噴砂の干渉)をそれぞれ定量的に比較し浸透破壊に対する安定性評価を行った。その結果、単一層と複層で圧力伝播の様子が大きく異なり、複層では法尻から離れた行き止まり境界付近でも噴砂が発生する可能性があることが示された。さらに、複層では単一層に比べて行き止まり境界と堤内地の不陸の影響が大きいことが分かった。また、噴砂動態及びパイピング破壊の進展特性は経時的に変化することも分かった。

キーワード:河川堤防,パイピング,浸透流

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,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にわたって作用し漏水,噴砂が長時間継続した場合,基礎地盤でのパイピングが進展し堤防の決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したり決壊したりする危険性の高い水理—地盤条件を力学的に把握し,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のメカニズムは堤体—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基礎地盤が透水層の上に不透水層が被覆している複層構造の場合,パイピング破壊の危険度が高いことが明らかになった ¹⁾²⁾。そして,模型実験の結果を基に上記のような堤体—基礎地盤の地盤条件でのパイピング機構を「噴砂の発生」,「空洞の進展」,「空洞の貫通」

の3段階に分けて図1のようなパイピングフローチャート²⁾を作成した。また、「噴砂の発生」は被覆土層厚と基礎地 盤内の揚圧力が、「空洞の進展」はパイプ内の流速と土粒 子径が、「空洞の貫通」は限界動水勾配がそれぞれの段階 での現象を支配する主要因であると推定している。

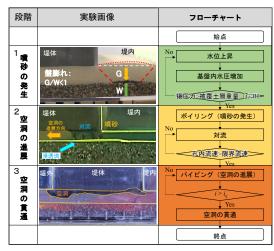


図1 パイピングフローチャート

本稿ではなるべく単純化した条件下で基礎的な考察のために三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し、基礎地盤への浸透に着目した簡易実験結果との比較から解析の適用範囲を明らかにし、その妥当性を検討した。その上で、実験では検討が難しい、基礎地盤の透水層構造、法尻から行き止まり境界までの距離、堤内地の不陸(高低差)、噴砂孔の位置、間隔(噴砂の干渉)について、パイピングフローチャートの各段階での支配的要因に着目しながら孔内及び周辺で局所化した流れの速度と水圧に及ぼす影響を調べた。

2. 解析結果の適用性の検討

2.1 解析概要

図 2 に解析モデルの概要図を示し、図 3 に入力した外力 波形の平均動水勾配の経時変化を示す。堤体は粘土を使用 し基礎地盤は硅砂 7 号単一層、上層硅砂 7 号下層硅砂 2 号の複層、河川水が下層に直接流入するよう露出した複層の 3 ケースについて解析を行った。堤内側の基礎地盤の右端(図 2 参照)は浸透流が浸出しないよう設定し、いわゆる行き止まり境界になっている。また、解析モデルと同様のスケールの模型を用いて解析と同じ水位、地盤条件で実験を行った。なお模型実験では図 2 のように基礎地盤底部の土層奥行中央に間隙水圧計を設置した。各材料の透水係数は模型実験と比較するため粘土 k=3.00×10⁻⁸(m/s)、硅砂 7 号 k=1.40×10⁻⁵(m/s)、硅砂 2 号 k=1.80×10⁻²(m/s)に設定した。模型実験で用いた材料の粒度分布は図 4 に示す。

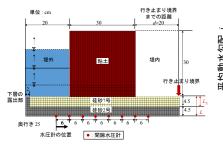
2.2 模型実験との比較

浸透流解析では堤体、基礎地盤の変状に伴う幾何学的非線形性や土の状態変化に伴う透水係数の変化などが考慮されていないため、模型実験の結果と解析結果を比較し解析結果の適用範囲を明らかにする必要がある。そこで、図2に示した位置の間隙水圧の実験値と解析値を、模型実験での噴砂の発生前後で比較した。表1に比較する模型実験の噴砂の発生及びパイピングが発生した時の時刻と平均動水勾配を示す。図5に各ケースの圧力水頭の実験値と解析値を示す。なお各ケースで噴砂、パイピングする時刻が異なるため比較する時刻は図5に示す方法で決定した。

図5より単一層の場合, 噴砂の発生前後ともに実験値と解析値は非常に近い値を示している。しかし, 複層の2ケースでは噴砂の発生前は比較的近い値を示しているが噴砂の発生後は実験値が解析値よりも顕著に低い圧力になっている。模型実験において単一層のケースは噴砂などの変状が小さく突発的に破堤するのに対し, 複層のケースは早い段階で噴砂が発生し破堤に至るまで徐々に変状が拡大することが確認されており, 模型実験での変状の大きさが実験値と解析値のずれを増大させることが分かった。以上から, 複層で噴砂が発生し始める平均動水勾配 i=0.20までは高い精度で解析結果が適応可能であると言える。

表1 比較する模型実験の詳細

	単一層	複層(露出なし)	複層 (露出あり)
噴砂の発生	t=68min (<i>i</i> =0.87)	t=4.6min (<i>i</i> =0.20)	t=1.6min (<i>i</i> =0.20)
パイピング	t=78min (<i>i</i> =0.87)	t=59min (<i>i</i> =0.70)	t=47min (<i>i</i> =0.53)



1.0 一0.8 至0.6 至0.4 时 0.2 0 20 40 60 80 経過時間, t (min)

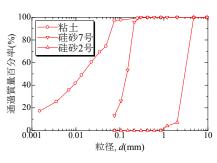


図2 解析モデル (実験模型) の概要図

図3 平均動水勾配の経時変化

図4 材料の粒度分布

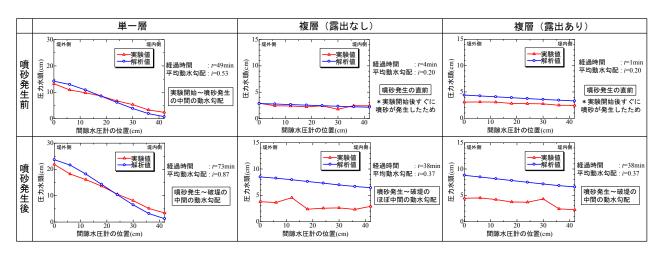


図 5 実験と解析の間隙水圧分布の比較

3. 基礎地盤構造の影響

パイピング発生に影響を及ぼす要因として基礎地盤の「層構造」,「行き止まり境界」,「透水層の河床への露出」が重要であることが模型実験などから明らかになっている。そこで,これら3つの要素を同時に変化させ基礎地盤内の圧力伝播や過剰間隙水圧の上昇を比較することで,それぞれの要素のパイピング発生に対する影響を定量的に検討した。

解析を実施したケースの解析条件の一覧は表 2 に示す。解析モデルは図 2 を基本とし基礎地盤の上層と下層の層厚比 L_r , 裏法尻から行き止まり境界までの距離 d, 下層の露出の有無を変化させた。層厚比 L_r は上層の硅砂 7 号の層厚 L_u と全層厚 L の比で L_r = L_u /L で表される(単一層の場合 L_r =1.0)。なお全層厚 L は 1 9cm に固定し上層の厚さ 1 のみ変化させた。外力条件は解析結果の適用範囲を考慮し、平均動水勾配 1=10.20, 10.10, 10.05 の 13 種類の条件で一定に保った状態を想定し、定常解析を行った。

表 2 解析条件一覧

平均動水勾配 i	層厚比 Lr	行き止まり境界	下層の河床
		までの距離 <i>d</i> (cm)	への露出
0.20	0.22	5	あり
0.10	0.50	10	なし
0.05	0.78	20	※単一層は
	1.0 (単一層)	40	なし
		100	

3.1 圧力分布の比較

平均動水勾配 i=0.20, 行き止まり境界までの距離 d=20cm のケースの単一層および複層(層厚比 L=0.5)の 露出ありと露出なしの3ケースの圧力水頭分布を図6に示す。単一層は堤外から堤内に行くにつれて基礎地盤の圧力 水頭が減衰しているが,複層では下層の圧力水頭の減衰が小さく堤内まで高い圧力が維持されている。さらに下層の透水層が堤外に露出しているケースでは行き止まり境界まで非常に高い圧力が伝播していることが分かる。基礎地盤が複層構造で特に透水層が堤外に露出している場合,法尻から離れた行き止まり境界まで,堤内の広い範囲で噴砂が発生しやすい条件であると言える。この結果は模型実験の噴砂動態の観察結果とも一致している。

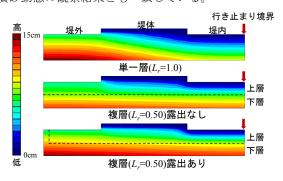


図6 層構造が異なる透水性基礎地盤の圧力水頭分布

3.2 噴砂の発生条件 (G/W) による検討

噴砂は浸透水圧が上載荷重を超えて地表面に噴出する現象であり、被覆土層重量と基礎地盤内の揚圧力(G/W)により決まる。被覆土層である硅砂 7 号の土粒子密度 $G_s=2.65$ g/cm³, 間隙比 e=0.90 より被覆土層重量は式(1)となる。

$$G = \gamma' L_u = \frac{G_s - 1}{1 + e} L_u \approx 0.86 L_u \tag{1}$$

G:被覆土層重量 γ ':水中単位体積重量 L_u :被覆土層層厚

揚圧力 W は裏法尻直下の透水性基礎地盤底面における飽和状態(河川水位 0cm)からの過剰間隙水圧の圧力水頭とする。各ケースにおける G/W の値の一覧を図 7 に示す。平均動水勾配 i=0.20 における行き止まり境界までの距離 $d \geq G/W$ の関係を図 8 に示す。

被覆土層が薄く、行き止まり境界までの距離が短いほど G/W の値が小さくなっていることが分かる。図 7 より平均 動水勾配 i=0.05 では全ケースで G/W の値が 1 以上で噴砂

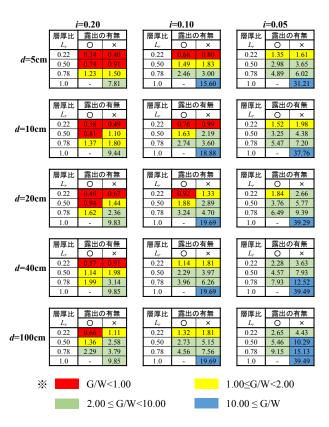


図 7 各ケースの G/W の一覧

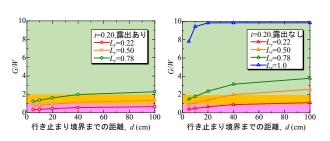


図 8 行き止まり境界までの距離 d と G/W の関係 (i=0.20) 左図;露出あり 右図;露出なし

は発生しないが、i=0.10 では全 35 ケース中 5 ケースで噴砂の発生条件を満たしている。さらに一級河川などの HWL に相当する i=0.20 になると全 35 ケース中,13 ケースで噴砂の発生条件を満たしている。噴砂が発生・継続することで堤体直下に空洞が形成され局所的に動水勾配が上昇しパイピング破壊のリスクが加速的に増加するため,長時間噴砂を継続させることは危険である。早期に噴砂が発生すると考えられる i=0.10 で噴砂の発生条件を満たした 5 ケースについては,事前の対策が有効であると考える。i=0.20 で新たに噴砂の発生条件を満たした 8 ケースについては重要監視箇所に指定し出水時に水防工法による対処を行うなど,危険度を数値化することで危険度に応じた適切な対策方法を提案できると考える。

また、透水層が河床へ露出しているケースは露出していないケースに対しG/Wの値が平均で2/3程度に減少するため危険度が約1.5倍になることが分かった。一方で単一層(層厚比L=1.0)についてはG/Wの最小値が9.44であり噴砂が発生する可能性は非常に低いことが分かる。また、複層構造であっても被覆土層が厚い層厚比 $L_r=0.78$ のケースもG/Wの最小値が1.37で1未満には至らなかった。以上から、噴砂の発生条件を満たすには基礎地盤が透水層の上に不透水層が被覆している複層構造であり、さらに被覆土層厚が薄いことが重要で上記のような非常に限られた条件では単一層の10倍以上のリスクがあることが分かった。

3.3 行き止まり境界の影響範囲

図 9 は平均動水勾配 i=0.20 における裏法尻から行き止まり境界までの距離 d と裏法尻直下の透水性基礎地盤の底面の過剰間隙水圧の圧力水頭の関係である。

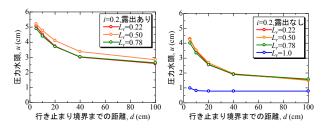


図 9 行き止まり境界までの距離 d と圧力水頭の関係 (i=0.20) 左図: 露出あり 右図: 露出なし

図よりいずれの基礎地盤でも行き止まり境界までの距離が短いほど高い圧力が伝播していることが分かる。また、単一層のケースでは行き止まり境界に位置による圧力水頭の変化は小さいが複層のケースは d=40cm を境に急激に圧力水頭の変化が顕著になり行き止まりの影響を強く受けていることが分かる。よって、行き止まり境界の影響は単一層に比べて複層構造の方が強く、基礎地盤が複層構造になっている場合は堤内側基礎地盤の行き止まりの有無及び法尻から行き止まり境界までの距離がパイピング破壊に対する重要指標の一つであると考える。また、行き

止まりの影響が強い複層構造においても d=40cm より d が大きくなっても法尻直下の圧力にはほとんど影響が見られず,この解析モデルにおける行き止まり境界の影響範囲は 40cm 程度といえる。この距離は堤体幅の約 1.3 倍の長さである。

4. 堤内地の不陸の影響

漏水、噴砂などの浸透破壊を助長する要因の一つとして 堤内地の不陸(高低差)が考えられる。そこで、図2の解析モデルの d=20cmで、単一層及び複層(層厚比 L=0.50、下層の露出なし)の2ケースについて、解析モデル奥行中央の堤内側法尻地表面に縦横1cmの正方形の低地を作成し、高低差を変化させた場合の低地部分の浸透流速を比較した。外力条件は堤外に地表面から6cmの水位を一様に作用させ、堤内は平地の地表面を水位に設定し、平均動水勾配が0.20で定常解析を実施した。また、メッシュサイズの感度分析も実施し、メッシュサイズの影響は充分小さいことを確認している。

図 10 に高低差と低地部分の流速の関係を示す。図 11 に 複層のケースの解析モデル奥行中央の断面の流速は最大で 平地の 1.37 倍しか増加せず不陸の影響はほとんど受けて いないが、複層では低地の深度が 3.6cm で流速が平地の 3.09 倍に増加し、下層まで達する 4.5cm では平地の 81.9 倍に跳ね上がっている。よって、複層は単一層に比べて不 陸の影響を強く受けていると言える。また、図 11 より不 陸箇所の高低差が大きくなるにつれて不陸箇所の流速が 増加する一方で行き止まり付近の流速は低下していることが分かる。周囲の浸透流が不陸箇所に集中することで流れの局所化が起き、急激に流速が増加したと考えられる。

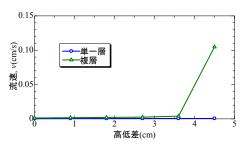


図 10 堤内地の不陸箇所における流速

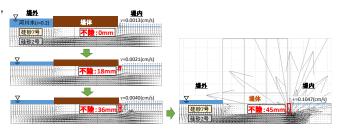


図11 堤内地の不陸箇所における流速

5. 噴砂孔の集水性

前章で流れの局所化によって浸透流速は増加し、さらに 不陸が下層に貫通し鉛直パイプが形成されることで通常 の約80倍の流速が発生することが分かった。そこで、こ の下層に貫通したパイプを噴砂孔のモデルと捉えパイプ に発生する流速と漏水流量を比較することで噴砂孔の三 次元的集水性, 噴砂の発生位置, 噴砂の発生間隔 (噴砂の 干渉) について検討を行った。図 12 に解析モデルの概要 図を示す。堤体は粘土を使用し基礎地盤は上層硅砂 7 号下 層硅砂2号の複層で作成し、解析モデルの中心部分の堤内 側法尻に噴砂孔を模擬した縦横1cm深さ4.5cmの鉛直パイ プを設置した。外力条件として堤外に地表面から 6cm の 水位を一様に作用させ, 堤内は平地の地表面を水位に設定 し平均動水勾配が 0.20 で定常解析を実施した。また、噴 砂孔のモデル化による検討はパイピングフローチャート における第2段階に相当するため流速,流量に着目して検 討を行った。

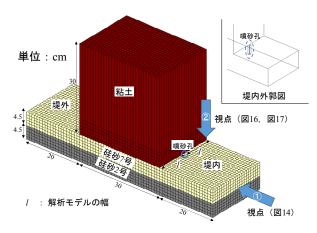


図 12 堤内地の不陸箇所における流速

5.1 噴砂孔の三次元的集水性の検討

図 12 における解析モデルの幅 l を 0, 1, 5, 10, 20, 30, 40cm の 7 ケースに変化させた場合の噴砂孔底面の流速,漏水流量を比較することで,透水性基礎地盤の縦断方向の広がりが浸透破壊の進展にどのように影響するか検討した。図 13 は解析モデルの幅 l と噴砂孔底面の漏水流量の関係である。図 14 は l=40cm のケースの基礎地盤内の流速ベクトルを図 12 の矢印①の方向から見た断面図である。

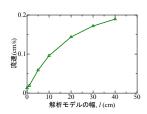


図13 解析モデルの幅と 流速の関係

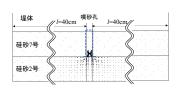


図 14 流速ベクトル図 (堤内・ 断面図;図 12 の視点①)

図 13 より解析モデルの幅が大きいほど流速が増加して いることが分かる。また、図 14 では透水性の高い下層の 硅砂 2 号の層において浸透流が噴砂孔へ集中している様 子が顕著に確認でき,下層の透水層において噴砂孔は広範 囲にわたって集水性を発揮していることが分かった。よっ て,解析モデルの幅が大きいほどより広い範囲の浸透流が 噴砂孔に集中し流速が増加したと考えられる。以上より, 堤体の直下に透水性基礎地盤が広く分布している方が浸 透破壊の危険性が高いと考えられる。また、I=40cm(三次 元)のケースの流速は *l*=0cm(二次元)のケースの約 14 倍で あり非常に顕著な差が生じていることから, 噴砂の発生な どで堤防の断面が一様でなくなった場合の浸透メカニズ ムの整理は二次元よりも三次元での検討が適切であると 考える。また図 13 のグラフから 1 の増加に従い流速が収 束している様子が確認でき, 噴砂孔の集水範囲には限界値 が存在することが推察できる。

第1章で述べたようにパイピングフローチャートの第2 段階「空洞の進展」はパイプ内の流速と土粒子の粒径が支 配的な要因であると考えている。そこで、本解析で得られ た複層の低地部分の流速を, 粒径と限界流速の関係と比較 した結果を図15に示す。 図15には透水係数,単粒子の 沈降速度や浮き上がりの限界流速も示しており, 珪砂 7 号 の平均粒径 D_{50} は 0.15mm である。不陸がない場合はいず れの限界流速も超えないが,不陸が下層まで到達しパイプ 孔状となると約80倍の流速が発生し、久楽らの限界流速 の 10 倍以上となることから、地表面から下層へ貫通する 鉛直パイプが形成されることで噴砂が発生し得る流速が 発生することが示された。ただし, 久楽らの実験は単一層 の結果であり複層への適用性は今後検討を要する。また, 三次元的集水性を考慮することでさらに流速が 1.8 倍にな るが, 浸透流解析の流速は単粒子の限界流速までは達して いない。本解析では土粒子は移動しないが、実際は、噴砂 孔周辺の局所的な動水勾配によって土要素が液状化状態 となって流動したり、粒子が流出したりしてより速い流れ となる可能性があり、今後検討を進める。

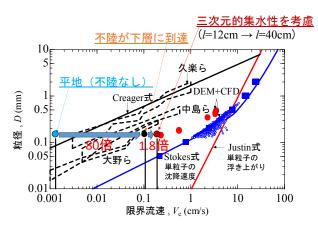


図 15 限界流速との比較

5.2 噴砂の発生位置の検討

噴砂孔のモデルは三次元で検討することが重要であると明らかになった。そこで、最も幅の広い I =40cm の解析モデルを用いて、解析モデル内で噴砂孔の位置を A(中心)、B(三等分点)、C(端部)の 3 ケースに変化させ噴砂の発生位置と流速、漏水流量の関係を検討した。図 16 に噴砂孔の設置位置の概略図を示す。なお図 16 は解析モデルを図 12 矢印②の方向から見た平面図である。また、表 3 に各ケースの噴砂孔底面の流速、漏水流量を示す。

流速,漏水流量の大小関係は C(端部)<B(三等分点)<A(中心)となった。前節で述べたように噴砂孔には集水可能な範囲が存在すると仮定すれば,最も効率的に集水できる解析モデルの中心に噴砂孔を設置したケースで流速,漏水流量が最大になった結果は妥当であると言える。よって,透水性基礎地盤が縦断方向に広く分布している場合,分布範囲の中心が危険箇所の一つであると言える。



図 16 噴砂孔の位置(堤内・平面図;図 12 の視点②)

表 3 噴砂孔の位置と流速,漏水流量

噴砂孔の位置	A(中心)	B(三等分点)	C(端部)
流速(cm/s)	0.188	0.186	0.170
漏水流量(cm³/s)	0.190	0.185	0.161

5.3 噴砂の発生間隔の検討

2016 年に被災した常呂川の現地調査において噴砂は密集して発生することが確認されている。そこで、2 箇所で噴砂が同時に発生した場合の噴砂孔同士の影響を検討するため、全幅が80cmの解析モデルを用いて、解析モデルの中心を境に左右対称に噴砂孔を2つ設置し、2つの噴砂の間隔をa(近い)、b(中程度)、c(遠い)の3ケースに変化させ、それぞれの噴砂孔底面の流速、漏水流量を比較した。図17に噴砂孔の設置位置の概略図を示す。なお図17は解析モデルを図12の矢印②の方向から見た平面図である。また表4に各ケースの流速、漏水流量を示す。

表 4 より噴砂孔同士の間隔が近いほど流速,漏水流量が減少していることが分かる。噴砂孔の間隔が近いほど,それぞれの噴砂孔の集水範囲が重複し,集水可能な範囲が減少するため流速,漏水流量が減少したと考えられる。つまり噴砂が密集して発生した場合,それぞれの噴砂孔の流速,漏水流量が低下するため,噴砂の継続は難しくなると言える。裏返すと噴砂孔の集水範囲が重複・干渉しないでより多くの流量が確保でき,噴砂孔がより高い流速を確保できる箇所で噴砂が進展し,局所的な浸透破壊が発達すると考えられる。また,前節においては透水層の縦断方向の分布範囲の中心(a部)で流速,漏水流量が最大であったが本

節では端部(c部)で最大になった。よって,噴砂の発生 に伴って噴砂動態や破壊の進展特性が変化する可能性が あると考えられる。



図17 噴砂孔の位置(堤内・平面図;図12の視点②)

表 4 噴砂孔の間隔と流速,漏水流量

噴砂孔の間隔	a(近い)	b(中程度)	c(遠い)
流速(cm/s)	0.127	0.141	0.149
漏水流量(cm³/s)	0.126	0.139	0.148

6. まとめ

三次元浸透流解析により単一層と複層で圧力伝播の様子が大きく異なり、複層では法尻から離れた行き止まり境界付近でも噴砂が発生する可能性があることが示された。さらに、複層では単一層に比べて行き止まり境界と堤内地の不陸の影響が大きいことが分かった。堤防の性能評価において堤体の力学特性把握に偏るのではなく、堤内地の地形や基礎地盤の層構造などの大まかな地盤条件がパイピング破壊の重要指標になると考える。これらの指標は、近年発達した測量技術や簡易ボーリングなどによって比較的簡単に入手し易い情報である。

また、噴砂の干渉の検討から、噴砂の発生に伴って噴砂動態が変化する可能性があることも示され、噴砂の継続的な監視と被災履歴の記録が破壊危険度の高い箇所の抽出に有益な情報となることも分かった。今後は、土の流動状態を考慮した限界流速の検討が必要である。

謝辞

本研究の成果は、国土交通省・河川砂防技術研究開発制度平成27年度国総研からの委託研究によるものである。 末筆ながら深謝の意を示します。

参考文献

- 1) 櫛山総平,前田健一,齊藤啓,李兆卿:透水性基盤の層構造による噴砂口動態およびパイピング進行性への影響,第 51回地盤工学研究発表会,pp.1093-1094,2016.
- 2) 西村柾哉,前田健一,櫛山総平,泉典洋,齊藤啓:異なる 基礎地盤特性の堤防の噴砂動態・パイピング挙動と漏水対 策型水防工法の効果,河川技術論文集,第23巻,pp.381-386, 2017
- 3) 齊藤啓,前田健一,泉典洋:基盤漏水に伴う噴砂及びパイピング進行条件の検討,河川技術論文集,第22巻, pp.251-256,2016.

中空ねじり試験装置を用いた砂の誘導異方性に関する実験的研究 Experimental study on the induced anisotropy of sand by using hollow cylindrical torsional shear test apparatus

山田正太郎1, 岡田麻希2, 中野正樹3, 野田利弘4

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科・s-yamada@civil.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋市・上下水道局
- 3 名古屋大学大学院・工学研究科
- 4 名古屋大学・減災連携研究センター

概 要

中空ねじり試験装置を用いて砂の誘導異方性について実験的に調べた。せん断応力だけでなく、鉛直応力、さらには内圧と外圧を独立に制御することで、主応力方向や中間主応力の大きさを自由に制御可能な装置を用いた。はじめに、堆積面を有する供試体に対し、密度や、主応力方向、中間主応力を変化させた実験を行うことで、初期異方性が砂のせん断挙動に与える影響について把握した。また、一度せん断履歴を与えた供試体に対し、再度せん断を行うことで、せん断中に誘導異方性が変化する様子を実験的に捉えた。さらに、誘導異方性が液状化現象や締固め現象にとって重要な役割を果たしていることを片振りおよび両振りの繰返しせん断試験を行うことで実験的に示した。

キーワード:誘導異方性,砂,中空ねじり試験

1. はじめに

図 $1\sim3$ は Yamada et al. 1)が三軸試験装置を用いて実施した豊浦砂の実験結果を示している(図中の D_r は相対密度を表す)。図 1 と 2 は空中落下法によって作製した供試体に対し行った単調および繰返し非排水せん断試験結果をそれぞれ示している。また,図 3 は繰返し非排水せん断の最中に,図 2 の $[a]\sim[e]$ で示す位置でせん断を停止した後に,せん断開始前の応力状態[s]まで排水してから,単調非排水せん断を行うことで得た実験結果を示している。

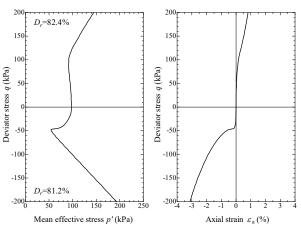


図 1 液状化履歴を受けていない供試体の単調非排水せん断挙動り

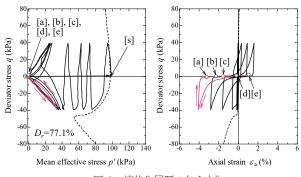


図 2 液状化履歴の与え方()

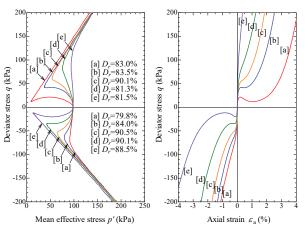


図 3 液状化履歴を受けた供試体の単調非排水せん断挙動り

図1と図3を比べて、液状化履歴を受けると、液状化前とは全く異なるせん断挙動を取るようになることが分かる。また、図3から、液状化後の単調非排水せん断挙動は、それに先立つ液状化試験の停止位置に大きく依存することが分かる。Yamada et al.は一連の実験の考察を通して、このような結果は誘導異方性の存在に起因して生じること、また、これらの実験結果が系統立った変化を遂げていることから、液状化中は誘導異方性が規則的な変化を繰り返していることを主張している。さらに、Yamada et al.は液状化中に生じる誘導異方性の変化の影響で、再液状化抵抗が大きく変化することも実験的に示している。

さて、これらの実験結果は、サイクリックモビリティに 代表される、繰返し載荷時に生じる砂の複雑な力学挙動に とって誘導異方性が重要な役割を果たしていることを予 見させる。そこで、本研究では、新たに、中空ねじりせん 断試験装置を用いて、三軸試験装置では実現し得ないより 一般的な応力状態の下で誘導異方性がせん断中に変動す る様子を捉えることを目的に実験を行った。

以下では、まず、第2章で、本研究で中空ねじり試験装置を用いて行った実験の概要を示す。次に、第3章では堆積面を有する砂供試体に対し、密度や、主応力方向、中間主応力を変化させた実験を実施し、主に初期異方性が砂のせん断挙動に及ぼす影響について調べる。第4章では、非排水せん断履歴を与えた供試体に対し、様々な方向へ再度非排水せん断を行うことで、せん断中に生じる誘導異方性の変化について調べる。第5章と第6章では、片振りおよび両振りの繰返しせん断試験を実施することで、液状化現象や締固め現象にとって誘導異方性の存在が如何に重要であるか示す。

2. 実験方法

実験は中空ねじりせん断試験装置を用いて行った。使用 した試験装置はトルクおよび鉛直荷重を空圧サーボで,内 側圧,外側圧,背圧を電空レギュレーターで,PC より自 動制御する機構となっている。試料には豊浦砂(最大間隙 比 e_{max} = 0.985, 最小間隙比 e_{min} =0.639) を用いた。供試体の 大きさは高さ 16cm, 外径 8cm, 内径 6cm である。供試体 は基本的に空中堆積法(モールドを打撃して密度を調整し ながら、徐々に試料を堆積)により作製した。ただし、一 部の実験では、供試体作製過程において、堆積面を崩すべ く細い棒で突いた供試体(棒付き法)も用いた。せん断中 は、平均応力p、中間主応力係数b(=[中間主応力-最小 主応力]/[最大主応力-最小主応力]),最大主応力角 α を一 定に保った。いずれの試験においてもp=196kPaに設定し た。bについては0.50を基本とし、中間主応力の影響につ いて調べるときのみ、様々な値で実験した。 α については 図4に示すいずれかの値(ただし,90と-90は同じ条件) に設定した。 $\alpha = 0.0^{\circ}$, 90.0 のときは軸変位を, その他の 場合は回転角を定率で変化させることでせん断した。メン ブレン補正は施している。

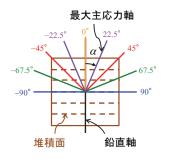


図 4 最大主応力角α

3. せん断履歴を受けていない供試体に対する実験

はじめに、空中堆積法で作製した堆積面を有する砂供試体に対し、密度・主応力方向・中間主応力を変えた実験結果を示す。

3.1 単調非排水せん断挙動に与える密度の影響

空中堆積法で作製した密度の異なる供試体に対し b=0.50, $\alpha=45.0^\circ$ で単調非排水せん断を行った。実験結果を 図 5 に示す。ゆるい状態から密な状態まで典型的な砂の挙動が表れている。

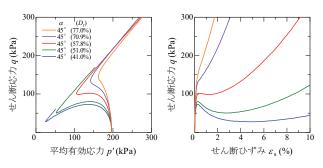


図 5 密度の異なる供試体に対する非排水せん断試験結果(供試体作製法:空中堆積法)

3.2 単調非排水せん断挙動に与える主応力方向の影響

空中堆積法で作製した D_r = 60%の供試体に対し,b = 0.50, α =0.0, 22.5, 45.0, 67.5, 90.0° で単調非排水せん断試験を実 施した。実験結果を図6に示す。これもよく知られた挙動 2),3)であるが, αが小さいほど, すなわち最大主応力軸と堆 積面のなす角が大きいほど、あたかも密な砂に似た硬い挙 動が表れている。この特徴は供試体作製時に与えられた初 期異方性の影響であると考えられる。そのことをより確か なものにするために、棒付き法で作製した Dr≒60%の供試 体に対し, 主応力方向を変化させて非排水せん断試験行っ た。実験結果を図7に示す。図6に見られたような明確な 違いが見られないことより, 先に挙げた特徴はやはり初期 異方性の影響であると言える。ここでは, 次の議論のため にも,図6に示す結果に加えて,空中堆積法で作製したDr ≒60%の供試体に対し、最大主応力角が負となる方向に非 排水せん断した結果を図8に示す。ただし、せん断応力qには便宜上 α に合わせて符号をつけている。また、 α =

 0.0° の結果は正負どちらの側にも示した。さらに、 $\alpha=90.0^\circ$ と -90.0° の結果は同じ結果である。図 8 にはほぼ対称な挙動が表れている。このことは、図 6 に示す結果にとって堆積面とのなす角がやはり重要で、 α に応じて表れる挙動の違いが初期異方性の影響であるということをさらに強固にしている。

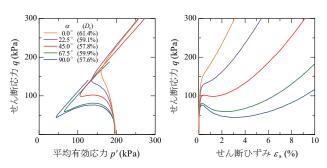


図 6 主応力方向を変えた非排水せん断試験結果(供試体作製法:空中堆積法)

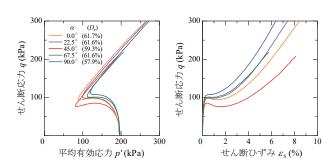


図 7 主応力方向を変えた非排水せん断試験結果 (供試体作製法:棒付き法)

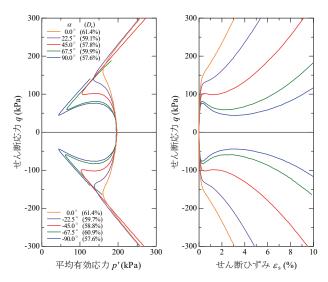


図 8 主応力方向を変えた非排水せん断試験結果(供試体作製法:空中堆積法)

3.3 単調非排水せん断挙動に与える中間主応力の影響

空中堆積法で作製した D_r = 60%の供試体に対し, b = 0.50, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, α = 0.0° で非排水せん断した際の挙動を図 9 に示す。

中間主応力係数bが大きくなるほど、すなわち、中間主応力が最大主応力に近づくほど、ゆるい砂で見られるような、有効応力が原点に向かって一旦低下する挙動が顕著に表れている。これは、図10に示す通り、本試験条件の下では、中間主応力が大きくなるほど、堆積面に沿う方向から押す力が強まるためであり、初期異方性の影響が表れていると言える。

また、p'と q が上昇に転じた後の角度(ここでは慣習に従って破壊角と呼ぶ)に着目すると、中間主応力係数 b が大きくなるほど、破壊角が大きくなっている。これは、よく知られた土の破壊ないしは限界状態に与える中間主応力の影響であると考えられる。そこで、図 11 に、図 10 より得られる破壊角を Matsuoka-Nakai の破壊基準 4)と、Lade-Duncan の破壊基準 5 と比較した結果を示す。本実験で得られた破壊角は Lade-Duncan の破壊基準に近い値を示している。

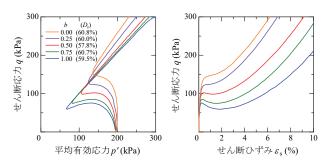


図 9 中間主応力の大きさを変えた非排水せん断試験結果(供試体作製法:空中堆積法)

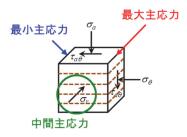


図10 中間主応力の作用方向

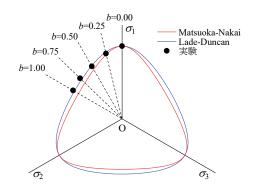


図11 実験で得られた破壊角と二つの破壊基準との比較

4. せん断履歴を与えた供試体に対する実験

次に、誘導異方性に関する実験結果を示す。ここでは、 せん断中に誘導異方性の発達程度が変化する過程と、せん 断中に異方性の発達方向が変化する過程を捉えた実験結 果を示す。

4.1 異なる大きさのせん断履歴を受けた供試体の単調 非排水せん断挙動

まず、図 12 に示すように、 D_r $\stackrel{.}{=}$ 60%の空中堆積法で作製した供試体に対し、b=0.50、 $\alpha=45.0$ ° で、進捗程度の異なる三つのレベルの載荷履歴を与えた。進捗の目安として、いわゆる変相線に到達前・到達時・到達後を選んだ。その後、非排水条件を保ったまま等方応力状態になるまでq を除荷し、さらに排水コックを開けて等方圧縮する履歴を与えた。そのような履歴を受けた供試体に対して、b=0.50、 $\alpha=\pm45.0$ ° で再び単調非排水せん断を行った。載荷履歴を受けた後の単調非排水せん断試験結果を図 13 に示す。比較のため、図 11 には、載荷履歴を受けていない状態の単調非排水せん断試験の結果も示している。

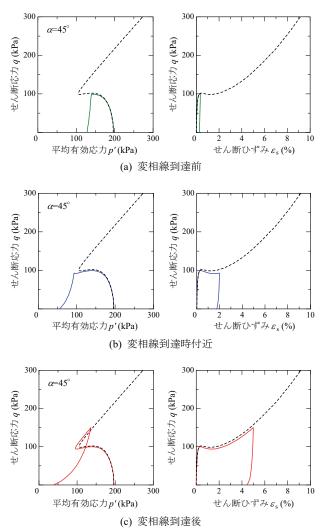
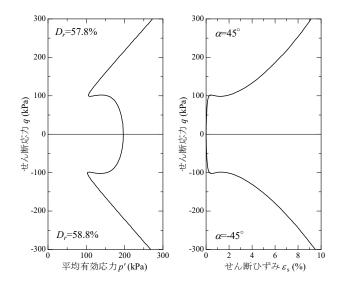
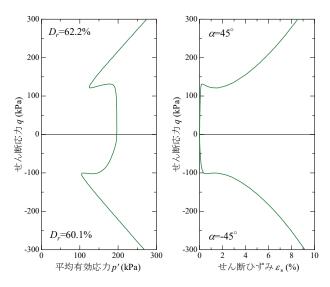


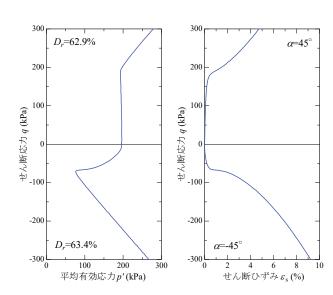
図12 せん断履歴の大きさの違い



(o) 履歴なし



(a) 履歴あり (変相線到達前)



(b) 履歴あり (変相線到達時付近)

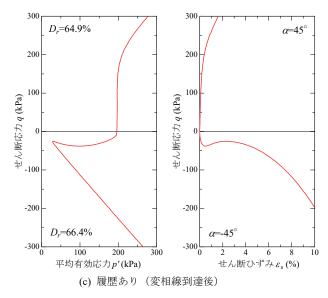


図13 異なる大きさのせん断履歴を受けた供試体の単調非排水せん 断挙動

図 13(a)が示すように、ひずみの顕著な発生を伴わないようなレベルのせん断履歴では、履歴を受けた方向と同一 $(\alpha=45.0^\circ)$ 方向に載荷すると、初期に弾性的な挙動が表れるが、履歴を受けていない場合の挙動(図 13(o))と比較して、その後のせん断挙動や、履歴と直交 $(\alpha=-45.0^\circ)$ 方向に載荷した際の挙動には目立った違いが表れていない。図 13(b)や(c)のように、せん断履歴のレベルが上がってゆくと、載荷方向の違い($\alpha=45.0^\circ$ 方向へ載荷した場合と $\alpha=-45.0^\circ$ 方向へ載荷した場合の違い)が顕著に表れてくる。載荷履歴のレベルが上がるにつれ、載荷履歴を受けた方向と同一方向では、密な砂に似た挙動が表れ、載荷履歴を受けた方向と同一方向では、密な砂に似た挙動が表れている。これらの実験結果は、せん断中に生じる誘導異方性の発達程度の変化を捉えたものであると言える。

4.2 せん断履歴を受けた供試体の単調非排水せん断挙 動に与える主応力方向の違い

図 14 に示すように、 D_r $\stackrel{.}{=}$ 60%の空中堆積法で作製した供試体に対し、b=0.50、 $\alpha=45.0^\circ$ で q=150kPa まで非排水せん断した後(図 12(c)と同じ載荷履歴)、非排水条件を保ったまま等方応力状態になるまで q を除荷し、さらに排水コックを開けて等方圧縮する履歴を与えた。そのような履歴を受けた供試体に対して、図 4 に示す各方向に非排水せん断を行った。実験結果を図 15 に示す。ただし、 $\alpha=0.0^\circ$ や $\pm90.0^\circ$ の結果については、図 8 と同様な取り扱いをしている。また、図中に示す相対密度は 2 回目のせん断時の値である。図 15 に示す結果は、図 8 に示す結果と異なり、不規則に並んでいる。そこで今度は、図 16 に示すように、載荷履歴を与えた方向を基準にとった最大主応力角を α *と置き直して整理した結果を図 17 に示す。ただし、やはり α *= 0.0° や $\pm90.0^\circ$ の結果については、図 8 と同様な取り扱いをしている。図 17 には間隔こそ異なるが、図

8 と同様に規則的に結果が並んでいる(間隔の広い方向については、破線で示すように間を補完するような実験を追加した)。 $\alpha^* = 0.0^\circ$ に近づくほど密な砂に似た挙動が表れていることから、載荷履歴を与えた方向に硬い挙動が表れるように誘導異方性が発達したといえる。また、載荷履歴を与えた図 17 に示す結果においても硬さの違いが擬似的な密度の違いとして表れていることより、少なくとも砂の場合、供試体作製時に与えられた異方性と載荷履歴によって誘導された異方性の間には本質的な違いがなく、供試体作製時に与えられた異方性は誘導異方性の初期状態とみなすのが妥当であると考えられる。なお、図 17 には正負で非対称な結果が表れているが、これは初期異方性の影響が残っているためであり、より大きな履歴を加えれば対称な挙動に近づくと思われる。したがって、図 17 も誘導異方性の発達過程を捉えた実験結果であると言える。

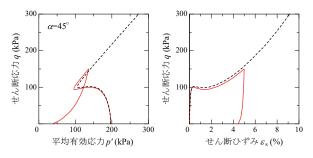


図 14 せん断履歴の与え方

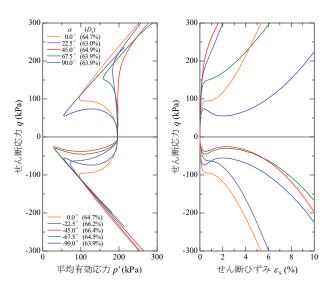


図15 せん断履歴を与えた供試体に対する主応力方向を変えた非排 水せん断試験結果

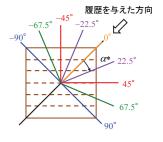


図 16 履歴を与えた方向を基準にした最大主応力角 α*

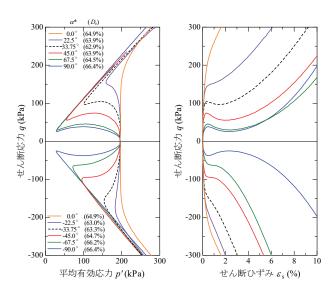


図17 せん断履歴を与えた供試体に対する主応力方向を変えた非排 水せん断試験結果(α*で整理,供試体作製法:空中堆積法)

5. 誘導異方性が砂の液状化現象に及ぼす影響

はじめにでも述べた通り、液状化時に砂は規則的な誘導 異方性の変化を繰り返し生じている。ここでは、誘導異方 性の変化が液状化現象自体にとって、重要な役割を果たし ていることを実験的に示す。

まず、 D_r $\stackrel{.}{=}$ 60%の空中堆積法で作製した供試体に対し、b=0.50、 $\alpha=\pm45.0^\circ$ で行った非排水繰返しせん断試験の結果を示す。この載荷条件は、中空ねじりせん断試験装置を用いた一般的な液状化試験と同じである(ただし、回転角を漸増・漸減させるひずみ制御で試験を行っている)。せん断応力の振幅は $q_{amp}=69$ kPa とした。図 18 に実験結果を示す。繰返し載荷に伴い、p が徐々に減少した後、液状化に至り、サイクリックモビリティを描いている。

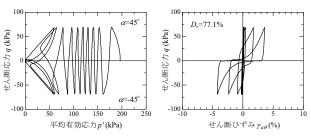


図18 繰返し非排水せん断試験結果(両振り)

次に、図 19 に液状化前の段階で振幅を片振りにした実験結果を示す。片振りにしている最中は有効応力経路が「足踏み」をするが、載荷方向を 90° 切り替えると、p'の減少幅が両振り載荷をしているときと同様になることが分かる。これは、図 13(a)が示すように、せん断履歴のレベルが小さい段階では、直前に載荷した方向へ再び載荷すると、比較的弾性的な挙動が表れるのに対し、直交方向へ載荷した場合には、顕著な履歴が表れないことに対応している。

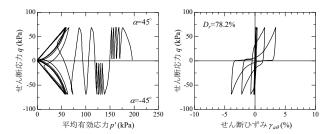


図 19 繰返し非排水せん断試験結果(液状化前に片振り)

今度は、液状化中に両振りから片振りに変化させた場合の実験結果を図 20 に示す。液状化中に片振りに変化させると、有効応力経路が同じループを周回し、液状化中に生じるひずみの進展が著しく抑制されることが分かる。図13(b)や(c)が示すように、ひずみの顕著な発生を伴うようなレベルのせん断履歴を受けると、誘導異方性が顕著に発達し、載荷履歴を受けた方向と直交方向に載荷されると、あたかもゆるい砂のような挙動が表れる。Yamada et al¹¹によると、液状化中の誘導異方性の変化は、平均有効応力が有効応力空間の原点付近に突っ込み、剛性をほぼ失った、まさに液状化と呼ぶにふさわしい状態で生じる。液状化中に片振りに切り替えると、このような状態を経なくなるため、サイクリックモビリティが描かれなくなり、ひずみの進展が著しく抑制される。

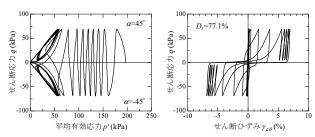


図 20 繰返し非排水せん断試験結果(液状化中に片振り)

上記の実験結果が示す通り,液状化現象にとって,誘導 異方性の変化は重要な役割を果たしている。この章の最後 に、このことをより確かにする実験結果を二つほど示す。 図 21 にせん断開始から片振りせん断を続けた結果を、図 22 に振幅を非対称に与えた両振りせん断の実験結果を示 す。図 21 が示す通り、片振りせん断を続けている限りは 液状化に至らないことが分かる。一方で, 非対称な両振り を繰り返すと、対称に両振りを繰り返した場合(図18)に 比べて回数は要するものの, 液状化に至り, サイクリック モビリティを描く。なお、図21には、最終的に、片振り から両振りに切り替えた結果も示している。有効応力がそ れなりに低下した後、片振りから両振りに切り替えると直 ちに液状化に至り, サイクリックモビリティが描かれ始め る。これらの結果から、液状化試験の場合、平均有効応力 軸を跨ぐか否か,換言するならば,顕著な誘導異方性の変 化を生じさせるか否かが,液状化現象にとって重要な意味 合いを持っていると言える。

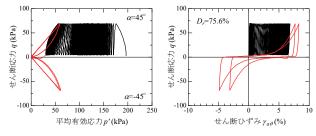


図 21 繰返し非排水せん断試験結果 (片振り)

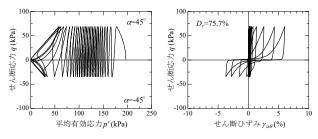


図 22 繰返し非排水せん断試験結果 (非対称両振り)

6. 誘導異方性が砂の締固め現象に及ぼす影響

液状化と締固めはコインの裏表であると言われる %。前章では、液状化現象に与える誘導異方性の重要性について 実験的に示したが、本章では、締固め現象においても誘導 異方性が重要な役割を果たしていることを実験的に示す。

図 23 に、 D_r = 45%の空中堆積法で作製した供試体に対し、b = 0.50、 α = \pm 45.0° で行った排水繰返しせん断試験の結果を示す。せん断応力の振幅は q_{amp} = 196kPa とした。繰返しせん断に伴い徐々に間隙比が減少し、体積変化が収束する様子を見て取れる。

図 24 に、繰返しせん断の初期段階で、片振り試験を織り交ぜた結果を示す。片振りせん断中はほぼ弾性的な挙動を示すが、両振りせん断に切り替えると、ひずみが発生し、体積圧縮が進行することが分かる。これらの実験結果は、排水せん断中でも誘導異方性の変化が顕著に生じており、片振りせん断中はその変化が止まること、ならびに、締固め現象においても、誘導異方性の変化が重要な役割を果たしていることを示していると考えられる。なお、檜尾らりは同様な実験を三軸試験装置により行っている。

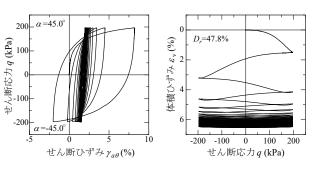


図 23 繰返し非排水せん断試験結果(両振り)

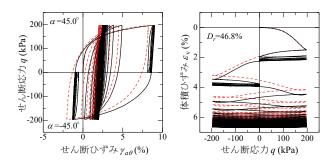


図 24 繰返し非排水せん断試験結果 (途中で片振り)

7. おわりに

本論文では、初期異方性および誘導異方性に関する基礎的な実験結果を提供した。これらの中には、せん断中における誘導異方性の変化を捉えた実験結果も含まれる。また、 片振りや両振りの繰返しせん断試験を通して、液状化現象や締固め現象にとって、誘導異方性が重要な役割を果たしていることを実験的に示した。

なお、本論文で示した実験は構成式の高度化を目標とした基礎的研究の一環として行ったものでもある。今後は、本論文で示した実験結果から得られた知見をもとに構成式の高度化を図り、これらの実験結果の再現を試みてゆきたい。

謝辞

本研究は科学研究費補助金(基盤研究(B):課題番号 16H04408)の補助を受けて実施した。ここに記して謝意を 表する。

参考文献

- Yamada, S. Takamori, K. and Sato, K.: Effects on reliquefaction resistance produced by changes in anisotropy during liquefaction, Soils and Foundations, Vol. 50, No. 1, pp. 9-25, 2010.
- Nakata et al.: Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation, Soils and Foundations, Vol. 38, No. 2, pp. 115-128, 1998.
- Yoshimine, M., Ishihara, K. and Vargas, W.: Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand, Soils and Foundations, Vol. 38, No. 3, pp. 179-188, 1998.
- Matsuoka, H. and Nakai, T.: Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses, Proc. of JSCE, Vol. No. 232, pp. 59-70, 1974.
- Lade, P. V. and Duncan, J. M.: Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil, Proc. of ASCE, Vol. 101, Issue 10, pp. 1037-1053, 1975.
- 6) Asaoka A.: Consolidation of clay and compaction of sand –An elasto-plastic description-, Keynote lecture, Proc. of 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Leung et al, Singapore, Vol. 2, pp. 1157-1195, 2003.
- 7) 檜尾正也,中井照夫,星川拓哉,吉田英生:単調および繰返 し載荷を受ける砂のダイレイタンシー特性と異方性,地盤 工学会論文集, Vol. 41, No. 3, pp. 107-124, 2001.

異なる存在形態を有するガスハイドレート含有地盤の弾塑性構成式の提案

Proposal of elasto-plastic constitutive model of gas hydrate containing sediments with diffrrent hydrate morphology

川崎 貴也1, 岩井 裕正2, 張 鋒3

- 1 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻・29415031@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻・iwai.hiromasa@nitech.ac.jp
- 3 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻・cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

近年,新しいエネルギー資源としてメタンハイドレート,二酸化炭素地中固定化技術の一つとして CO_2 ハイドレートが注目されている。メタンハイドレートおよび CO_2 ハイドレート含有地盤の強度変形特性に関する実験は数多くなされているが,その中で,ハイドレート含有による強度増加やダイレイタンシーの変化は,ハイドレート含有量のみならずその存在形態に大きく依存することが分かってきた。しかし存在形態を考慮した構成式に関してはあまり研究が進んでいないのが現状である。本研究ではハイドレートの地盤間隙中における存在形態を考慮した弾塑性構成式を新たに提案し,既往の研究で得られたメタンハイドレート含有地盤および CO_2 ハイドレート含有地盤の排水・非排水三軸圧縮試験結果の再現シミュレーションを行った。その結果,提案する構成式は実験結果を精度よく再現することが可能であり,メタンハイドレートおよび CO_2 ハイドレート含有地盤の強度変形特性の違いは存在形態によって説明可能であることを示した。

キーワード:ガスハイドレート含有地盤,三軸圧縮試験,弾塑性構成式,存在形態

1. はじめに

近年,資源枯渇問題や地球温暖化問題などでガスハイドレートの利用が注目されている。ガスハイドレートは水分子が構成する籠状の結晶構造の内部にメタン分子や CO2などのゲストガスが内包された固体で,低温高圧下で安定に存在することができる。標準状態換算で自身の160~170倍の体積のガスを放出する特質を持つことから地球温暖化の原因である温室効果ガスの CO2をハイドレート化し地中貯留する技術や天然ガスの運搬への利用,海底地盤や永久凍土に存在するメタンハイドレート(以下 MH と記す)の資源開発が注目されている。

しかし MH 含有地盤からのメタンガス産出にはなお多くの課題があり、そのうちの一つが地盤変形問題である。地盤内では固体であった MH が回収時に水とメタンガスに分解されることで地盤内の応力が変化し土粒子骨格が変形することで大規模な海底地すべりや地盤沈下が起こり周辺の構造物に多大な被害やメタンガスの漏洩の危険性がある。現在、MHの回収法として最有力視されている方法は減圧法であるが、減圧によって周辺地盤の有効応力が大きく変化することや、分解に伴い、固体である MH が消失することを考えると、安全な MH 生産のためには、深海底 MH 含有地盤の変形挙動を予測することが可能な数

値シミュレーションの開発が必要である。

また近年、MHと並んで CO2ハイドレート (以下 CDH と記す) の活用も注目されている。現在、MH含有地盤からメタンガスを回収する方法としては地盤内の圧力を下げていく減圧法が取り入れられている。しかし MHの分解は吸熱反応であるので、減圧法だけではメタンガスの回収効率が低いという問題がある。そこでこの問題を解決するために CDHを利用した MH含有地盤からのメタンガス増進回収技術が考えられている。この方法は MH含有地盤に CO2を注入し CDHを生成し、CDH生成時の生成熱で MHの分解を増進しメタンガスを生成する方法である。この方法によって地盤変形やガスの漏洩などを抑止するとともに CO2の地中貯留法としても期待されている。

以上のような背景から、MH 含有地盤だけでなく CDH 含有地盤の力学特性についても数多くの研究がなされている。特に、MH および CDH 含有模擬地盤に対する排水・非排水三軸圧縮試験はここ数年で相当数のデータが蓄積された ¹⁾²⁾³⁾。MH 及び CDH 生成砂の三軸圧縮強度はハイドレートのセメンテーションによる強度増加がみられ、その強さはハイドレート飽和率の増加、温度の低下、初期有効拘束圧の増加とともに高くなることが分かった。また体積ひずみはハイドレートの存在により正のダイレイタンシーが増加する傾向がみられることが分かった。ところが

その一方で、ガスハイドレート含有地盤は同程度のハイド レート飽和率を持つにもかかわらず異なる力学挙動を見 せることということが発見された4。これはつまり、室内 試験で人工的に作製したガスハイドレート含有模擬地盤 と実際の海底地盤で強度変形特性が異なる可能性を示唆 している。ガスハイドレートの種類によってピーク強度や ダイレイタンシーなどの力学特性が異なってくると,産出 に関わる坑井や洋上構造物などの被害や, 予期せぬ海底地 盤災害を招く恐れがある。これに対して,同じハイドレー ト飽和率を有するにも関わらず, 異なる力学挙動を見せる 原因として, ガスハイドレートの地盤間隙中における存在 形態が寄与していると主張する研究もあるが, 詳細な検討 がなされていないのが現状である。そこで本研究では, 既 往の研究によって得られたガスハイドレート含有地盤の 排水・非排水三軸圧縮試験結果をハイドレート存在形態の 違いという観点から考察する。併せて, それらの試験結果 に対してハイドレートの存在形態を考慮した弾塑性構成 式の構築を試み、実験結果との比較によりその合理性を調 べた。

2. ガスハイドレートの存在形態と力学特性

Pinkert et al. (2014)⁵⁾ は地盤中のハイドレートは大きく分けて、Cementing型 (CM型)、Pore filling型 (PF型)、Load bearing型 (LB型)、の3つの形態に分類されると述べており、それぞれのハイドレート存在形態によって地盤の強度、ダイレイタンシー特性が変化してくると論じている。図1に土粒子間隙中に存在するハイドレートの存在形態の模式図を示す。

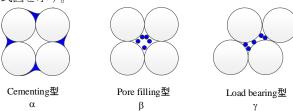


図 1 地盤内におけるガスハイドレート存在形態の模式図

以下にそれぞれの存在形態と地盤の力学特性との関係に について説明すると,

- ➤ CM 型は土粒子同士を固着するように存在するもので強度やダイレイタンシーに大いに影響し、土粒子の回転移動の抑制効果はあるとされている。
- ▶ PF型は土粒子の間隙に粒子状に存在するもので、地盤の固体相の密度は増加するが、初期の強度やダイレイタンシーには影響が小さいと考えられている。
- ➤ LB 型は土粒子の間隙で骨格を支えるように存在するものであり、強度やダイレイタンシーには影響するが、土粒子の回転、移動の抑制効果は少ないと考えられている。

またこれらの存在形態は、地盤がせん断を受けることによって変化すると考えられている。図2および図3は地盤間隙中におけるハイドレート存在形態の変化を模式的に表

したものである。図2に示すように、せん断によって間隙が減少することで、初期状態では間隙に浮遊していたハイドレートが土粒子に接触しLB型に移行する。また図3に示すように、ハイドレート自身がせん断によって破壊されることで、CM型のハイドレートは減少するが、土粒子に固着した状態で残ったハイドレートが他の土粒子と接触することでLB型として作用することも考えられる。



図2 Pore filling 型から Load bearing 型への移行の様子

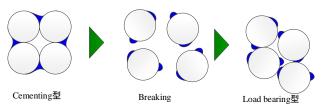


図3 Cementing 型から Load bearing 型への移行の様子

また一般的にハイドレート含有地盤は CM 型が卓越しているガスハイドレート含有地盤では強度が大きく、土粒子が団粒化して動くため正のダイレイタンシーが顕著になることが分かっている。

このようにガスハイドレートは地盤中のガスハイドレートの存在形態の割合により地盤の力学特性が変わっていくことや、せん断が進行するとともにその存在形態を変化していくため、ガスハイドレート含有地盤の強度変形特性をとらえることは複雑である。そこで本研究では、全体のハイドレート飽和率を PF型、LB型、CM型の3種類の存在形態の総和からなると考える。つまり、

$$S_r^H = S_{pf} + S_{lb} + S_{cm} (1)$$

$$S_{cm} = \alpha S_r^H$$
, $S_{pf} = \beta S_r^H$, $S_{lb} = \gamma S_r^H$ (2)

ここで, α , β , γ はそれぞれ,CM 型,PF 型,LB 型の存在割合を示す。 S_r^H はハイドレート飽和率であり式(3)で表される。

$$S_r^H = V_H / V_V \tag{3}$$

 V_{H} は土粒子中のハイドレートの体積, V_{V} は土粒子中の間隙の体積である。また,ハイドレートの存在形態によっては地盤に対して正のダイレイタンシー挙動,粘着力が発現されることがある。本研究では以上の特性を提案する構成式に取り入れるために表 1 のように仮定した。

表 1 存在形態に関する仮定のまとめ

	粘着力	ダイレイタンシー	せん断による形態の移行	
CM 型	0	0	せん断によって LB 型へ	
LB 型	_	0	体積膨張により PF 型へ	
PF 型	_	_	体積圧縮により LB 型へ	

3. ガスハイドレートの存在形態を考慮した弾塑性 構成式

3.1 弾塑性構成式の概要

本研究で用いる降伏関数は Uchida et al. (2012)⁶ が提案した弾塑性構成式を改良したものを用いる。この構成式は修正カムクレイモデルにガスハイドレートを含有することによる圧密降伏応力,ダイレイタンシーの変化を表すことができるモデルである。

$$f = q^{2} + M^{2} p' \left[p' - R \left(p'_{cs} + p'_{cm} + p'_{lb} \right) \right]$$
 (4)

ここで、q は軸差応力、M は限界状態応力比、 p'_{ca} は圧密降伏応力であり(5)、 p'_{cm} 、 p'_{b} はそれぞれ CM 型および LB型ガスハイドレートによるダイレイタンシーへの影響を考慮した強度増加パラメータであり(6)で表される。

$$p'_{cs} = p'_{cs0} \exp\{(1 + e_0) \varepsilon_v^p / (\lambda - \kappa)\}$$
 (5)

 p'_{co} は初期圧密降伏応力, e_o は初期間隙比, λ は圧縮指数, κ は膨張指数, ε'_v は塑性体積ひずみである。

$$p'_{cm} = a(\alpha S_r^H)^b, \quad p'_{lb} = c(\gamma S_r^H)^d$$
 (6)

a,b,c,d はフッィティングパラメータである。

次に存在形態割合の増分 $d\alpha$, $d\beta$ を決める。CM 型はせん断によってハイドレート自身が破壊された場合,自然にCM 型に再生することはない。つまり一度 CM 型の割合は減少すると,増加することがない。よって塑性せん断ひずみ増分に絶対値をつけ α の増分が常に負になるようにした。PF 型の割合 β は土粒子中の間隙体積の増減によってLB 型に移行したりするため塑性体積ひずみに依存するようにした。以上より

$$d\alpha = -m_{\alpha}\alpha \left| d\varepsilon_{d}^{p} \right|, \quad d\beta = -m_{\beta}\beta d\varepsilon_{v}^{p} \tag{7}$$

と仮定する。 m_{α} は CM 型から LB 型への存在形態の変化の速度を示すパラメータ, m_{β} は PF 型と LB 型の間の存在形態の変化を表すパラメータであり, $d\varepsilon_v^{\prime}$, $d\varepsilon_a^{\prime}$ は塑性体積 ひずみ増分,塑性せん断ひずみ増分である。(7)でせん断による存在形態の移行を表現している。

また、弾性領域でも塑性ひずみを計算するため、 Hashiguchi(1989) 7 の下負荷面を導入しているが、ハイドレートの存在によって過圧密領域が変化するのでこのモデルに p'_{cm} , p'_{lb} を取り入れている。

$$dR = -m_R \left(p'_{cs} + p'_{cm} + p'_{lb} / p'_{cs} \right) \ln R \left| d\varepsilon^p \right|$$
 (8)

R は正規降伏比で過圧密比の逆数である。 m_R は過圧密消散パラメータである。式(4)で示す降伏関数を図示したものが図 4 である。

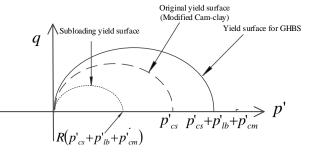


図 4 存在形態を考慮した降伏関数の降伏曲面

本研究では特にガスハイドレートの存在形態の違いによるダイレイタンシー特性への影響に着目したい。

次に以上の式に対して関連流れ則、Prager の適合条件を用い塑性ひずみ、応力増分を計算していく。

3.2 塑性ひずみ増分の計算

この節では降伏関数の増分式から塑性ひずみ増分を導出していく。

まず降伏関数の増分式

$$df = \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial p'} dp' + \frac{\partial f}{\partial p'_{cs}} dp'_{cs} + \frac{\partial f}{\partial p'_{cm}} dp'_{cm} + \frac{\partial f}{\partial p'_{lb}} dp'_{lb} + \frac{\partial f}{\partial R} dR = 0$$
 (9)

に p'_{cs} , p'_{cm} , p'_{lb} ,Rの発展則を代入し,関連流れ則より,

$$\begin{pmatrix} d\varepsilon_{\nu}^{p} \\ d\varepsilon_{d}^{p} \end{pmatrix} = \Lambda \begin{pmatrix} \frac{\partial f}{\partial p}, & \frac{\partial f}{\partial q} \end{pmatrix}^{T}$$
 (10)

また、Prager の適合条件式 df=0 よりひずみ増分 Λ について整理し、得られた Λ を式(10)に代入し、塑性ひずみ増分を計算する。

3.3 応力増分の計算

次に応力増分の式を導出していく。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \mathbf{\sigma'}}^{T} d\mathbf{\sigma'} + \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^{P}}^{T} d\boldsymbol{\varepsilon}^{P} + \frac{\partial f}{\partial S_{r}^{H}} dS_{r}^{H}$$
 (11)

この降伏関数の増分式にハイドレート含有地盤の応力 - ひずみ関係の増分式(12), 関連流れ則により(10)を代入していく。

$$d\mathbf{\sigma'} = \mathbf{D}_{be}^{e} d\mathbf{\epsilon}^{e} \tag{12}$$

ここで、 $d\sigma'$ は応力増分、 \mathbf{D}_{hs}^e はハイドレート含有地盤の 弾性剛性マトリクス、 $d\epsilon^e$ は弾性ひずみベクトルである。 ここで \mathbf{D}_{hs}^e は式(13)で表される。

$$\mathbf{D}_{hs}^{e} = \begin{pmatrix} K' + \frac{4}{3}G_{hs} & K' - \frac{2}{3}G_{hs} & K' - \frac{2}{3}G_{hs} \\ K' - \frac{2}{3}G_{hs} & K' + \frac{4}{3}G_{hs} & K' - \frac{2}{3}G_{hs} \\ K' - \frac{2}{3}G_{hs} & K' - \frac{2}{3}G_{hs} & K' + \frac{4}{3}G_{hs} \end{pmatrix}$$
(13)

K' は体積剛性係数, G_{hs} はハイドレートによる影響を考慮したせん断剛性係数であり, それぞれ式 (14), (15) で表される。

$$K' = \frac{1 + e_0}{\kappa} p' \tag{14}$$

$$G_{hs} = \left(3K' \frac{1 - 2\nu}{2(1 + \nu)} + m_2(1 - \beta)S_r^H\right) \frac{p'}{p'_i}$$
 (15)

 ν はポアソン比, m_2 はハイドレートによるせん断剛性増加パラメータである。この式に用いられるハイドレート飽和率は力学挙動に寄与するものでなければならないので全体の飽和率から PF型の割合を引いたものとなっている。 p_i' は基準応力であり,せん断弾性係数の平均有効応力依存性を考慮するために導入した。また,

$$\frac{\partial f}{\partial \mathbf{\epsilon}^{p}}^{T} = \frac{\partial f}{\partial k} \frac{\partial k}{\partial \mathbf{\epsilon}^{p}}^{T} \tag{16}$$

と偏微分させた式を導入する。 k は硬化パラメータであり, p'_{co} , p'_{co} , p'_{bo} , R^{co} ある。

(16) を (11) に代入し、整理すると、

$$d\mathbf{\sigma'} = \left[\mathbf{D}_{hs}^{e} - \frac{\mathbf{D}_{hs}^{e} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{\sigma'}} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{\sigma'}}^{T} \mathbf{D}_{hs}^{e}}{\frac{\partial f}{\partial \mathbf{\sigma'}} - \frac{\partial f}{\partial k} \frac{\partial k}{\partial \epsilon^{p}}^{T} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{\sigma'}}} \right] d\mathbf{\epsilon}$$
(17)

となる。

4. 解析結果および考察

4.1 材料パラメータの決定

MH, CDH 含有地盤の三軸圧縮試験結果に対して提案した弾塑性構成式を用いた再現シミュレーションを行い,実験結果と解析結果の比較を行う。初期平均有効応力 1MPa の比較には Miyazaki et al.(2016) 4 が行った排水三軸圧縮試験の結果を,初期平均有効応力 5MPa に関しては Hyodo et al.(2014) 3 が行った排水三軸圧縮試験に対して再現シミュレーションをする。表 2 に材料パラメータをまとめる。また,全体のハイドレート飽和率及び存在形態の初期割合を表 3 及び表 4 の値で仮定する。また,図 5 に初期平均有効応力 1 MPa における $S_r^H = 50\%$ 付近,図 6 では初期平均有効応力 1 MPa $S_r^H = 30\%$ 付近の MH, CDH 含有供試体及び豊浦砂のみの排水三軸圧縮試験,及び再現結果を図示する。

図5の実験結果より IMPa においては砂のみの供試体と比較して、MH 含有供試体、CDH 供試体ともに q 、初期剛性、正のダイレイタンシーが大きい結果となった。しかしながら、MH 含有供試体、CDH 供試体の結果を比較すると、同程度の S_r^H を持つにもかかわらず、軸差応力及び体積膨張量に大きな差がみられた。また、図 6 より S_r^H = 30%付近においては MH、CDH 含有供試体の強度はともに S_r^H = 50%付近の時と比べて小さいが、MH、CDH 含有供試体を比較するとほとんど変化がない。しかし体積膨張量に差がある結果となっている。これは S_r^H = 50%付近での MH 含有地盤においては CM 型のガスハイドレートが卓越しているということが原因と考えられている 4 0。よって表 4 3 に示すように MH 含有供試体では力学挙動に大いに影響してくる CM 型の割合 4 4 を CDH 供試体よりも多めに、逆に CDH 供試体では、力学挙動に影響しない PF 型の割合

etaを増やすことで調整した。本来ならば、実際の存在形態の割合を可視化して確認することが望ましいが、現状では不可能である。よってこれらの存在形態の割合をフィッティングパラメータのように取り扱って、lpha、eta、表来的にはハイドレート飽和率が上がるにつれて MH 含有供試体では CM 型の割合 lpha を,CDH 供試体では LB 型の割合 lpha を増やした。 5MPa においても同様の理由で表 4 のように設定した。

表2材料パラメータ

24 - 13411 - 27	•		
初期平均有効拘束圧(MPa)	p'	1.0	5.0
基準応力(MPa)	p'_i	0.1	0.1
ポアソン比	ν	0.2	0.2
限界状態応力比	M	1.2	1.23
圧縮指数	λ	0.16	0.072
膨張指数	K	0.04	0.035
初期間隙比	e_0	0.613	0.667
初期降伏応力(MPa)	p'cs	9.0	9.0
過圧密解消パラメータ	m_R	20.0	11.0
CM 型から LB 型への存在形態の変化を表すパラメータ	m_{α}	1.0	1.0
PF 型と LB 型への存在形態の 変化を表すパラメータ	m_{β}	7.0	7.0
ハイドレートによるせん断剛 性増加パラメータ	m_2	250.0	250.0
<i>p'_{cm}</i> に関するパラメータ	a,b	21.0,1.0	55.0,1.0
p'_{lb} に関するパラメータ	c,d	6.0, 1.0	10.0,1.0

表 3 ガスハイドレート飽和率と存在形態の

割合の初期条件(1MPa)

F. F. 18377781411 (1999)					
1MPa	S_r^H	α	γ	β	
MH	48.0	0.7	0.2	0.1	
MH	34.0	0.5	0.4	0.1	
CDH	49.0	0.2	0.7	0.1	
CDH	33.0	0.2	0.4	0.4	

表 4 ガスハイドレート飽和率と存在形態の 割合の初期条件 (5MPa)

5MPa	S_r^H	α	γ	β
MH	41.9	0.7	0.2	0.1
MH	35.1	0.4	0.2	0.4
CDH	44.9	0.2	0.5	0.3
CDH	32.7	0.2	0.4	0.4

4.2 排水三軸圧縮試験及び再現シミュレーション

図 5 より初期平均有効応力 1MPa における $S_r^H = 50\%$ 付近においては a,b,c,d をガスハイドレートの種類によって変えることなく、初期剛性、ピーク強度、体積変化量を再現することができた。 $S_r^H = 30\%$ 付近の CDH 含有地盤に関しては S_r^H とハイドレートの初期割合を $S_r^H = 50\%$ 付近から変えただけで強度及びダイレイタンシーの傾向を表現できた。しかし、MH 含有地盤においては、体積ひずみの傾向は表現できたが、強度が実験結果を超える結果となった。原因としては先に体積ひずみの解析結果を実験値に合わせたからだと考えられる。

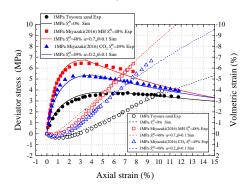


図 5 拘束圧 1MPa, $S_r^H = 50\%$ 付近における実験 4 と解析結果

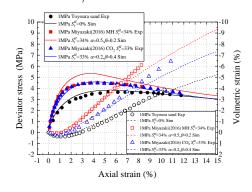


図 6 拘束圧 1MPa、 $S_r^H = 30\%$ 付近における実験 0 と解析結果 次に図 7 に初期平均有効応力 5MPa における $S_r^H = 40\%$ 付近,図 8 では $S_r^H = 30\%$ 付近の MH,CDH 含有地盤及び豊浦砂のみの排水三軸圧縮試験,及び再現結果を図示する。しかしハイドレートによる強度増加の拘束圧依存性を考慮するために,1MPa のケースからフィッティングパラメータを変化させた。

5MPa O S_r^H = 40% における場合でも,a,b,c,d をガスハイドレートの種類によって変えることなく, MH 含有地盤の三軸圧縮強度の増加傾向,体積ひずみの膨張傾向を表現できた。特に初期剛性はよく表現できている。しかし CDH 含有地盤の圧縮量は実験結果と差が出てしまう結果となった。これは実際の実験が高拘束圧の下で行われていたので,粒子破砕が発生し,圧縮量が多くなってしまったと考えられる。次に 1MP と同様にa,b,c,d を変えずに存在形態の割合を変えて S_r^H = 40% 付近から S_r^H = 30% へハイドレート含有地盤の力学特性が合うように調整した。その結果,MH 含有地盤、CDH 含有地盤ともにピーク強度,体積圧縮

傾向を表現できた。また、CDH 含有地盤に関しては初期 剛性から限界状態における強度までの実験結果をほぼ再 現することができた。

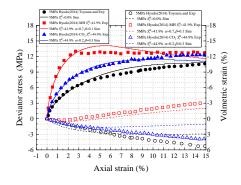


図 7 拘束圧 5MPa, $S_{\mu}^{H}=40\%$ 付近における実験 $^{3)}$ と解析結果

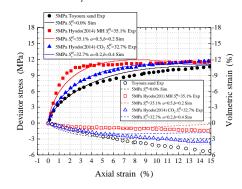


図 8 拘束圧 5MPa, $S_r^H = 30\%$ 付近における実験 3 と解析結果

4.3 非排水三軸圧縮試験結果の再現シミュレーション

次に CDH 含有地盤の非排水三軸圧縮試験結果に対して 提案した弾塑性構成式を用いた再現シミュレーションを 行い,実験結果と解析結果の比較を行う。 初期平均有効 応力 2MPa に関しては Iwai et al. (2017)⁸⁾ が行った非排水三 軸圧縮試験に対して再現シミュレーションをする。表 5 に 材料パラメータをまとめる。

また、**図9**に初期平均有効応力2MPaにおけるCDH含有地盤及び豊浦砂のみの非排水三軸圧縮試験,及び再現結果の応力-ひずみ関係,**図10**に有効応力経路を図示する。

図 9 の実験結果より、q は S_r^H の増加に伴い増加していく。また、図 10 の有効応力経路より、各ケースの変相後のダイレイタンシーは全体のハイドレート飽和率 S_r^H が大きくなるほど、正のダイレイタンシーが顕著になり正の相関があることがわかる。しかし一方で、せん断初期の正の過剰間隙水圧の大きさに差が見られない。非排水三軸圧縮試験で用いた CDH 含有供試体において、せん断が進行することによる PF 型から LB 型への存在形態の移行が行われたからであり、 S_r^H が大きいほどその影響が顕著に表れたと考えられる。

次に構成式における各存在形態の初期割合であるが,前節の実験及び解析結果より CDH 含有地盤においては, CM型のハイドレートよりも PF型及び LB型が卓越している可能性が示唆された。よって非排水試験での各飽和率の初

期割合を表 6 の値で仮定した。また、飽和率が上昇するごとに LB 型の割合を増やすことで調整した。

図 9 より各飽和率のケースにおける非排水三軸試験の応力ーひずみ関係の初期剛性、ピーク強度を再現することができた。非排水試験においても排水試験の時と同様に存在形態の割合を変えることによって応力―ひずみ関係を再現することができる。また、図 10 より有効応力経路もほぼ再現することができた。

表5材料パラメータ

表り材料ハフメーク	4	
初期平均有効拘束圧(MPa)	p'	2.0
基準応力(MPa)	p'_i	0.1
ポアソン比	ν	0.2
限界状態応力比	M	1.2
圧縮指数	λ	0.16
膨張指数	K	0.004
初期間隙比	e_0	0.740
初期降伏応力(MPa)	p'_{cs}	6.5
過圧密解消パラメータ	m_R	250.0
CM 型から LB 型への存在形態 の変化の速度を示すパラメータ	m_{α}	1.0
PF 型と LB 型への存在形態の 変化の速度を示すパラメータ	m_{β}	1.0
ハイドレートによるせん断剛性 増加パラメータ	m_2	250.0
p'_{cm} に関するパラメータ	a,b	21.0,1.0
<i>p'_{lb}</i> に関するパラメータ	c,d	6.0,1.0

表 6 ガスハイドレート飽和率と存在形態の 割合の初期条件 (2MPa)

2MPa	S_r^H	α	γ	β
CDH	25.8	0.1	0.3	0.6
CDH	36.3	0.1	0.45	0.45
CDH	56.8	0.1	0.5	0.4

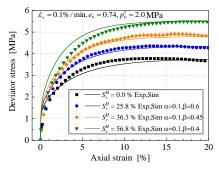


図 9 拘束圧 2MPa における実験 8)と解析結果

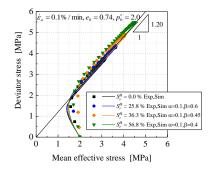


図 10 拘束圧 2MPa における実験 8 と解析結果

5. まとめと今後の課題

本研究ではガスハイドレートの存在形態を考慮した弾塑性構成式を提案し、提案した構成式を用いて MH, CDH 含有地盤の排水及び非排水三軸圧縮試験結果の再現解析を試みた。まとめ及び今後の課題を以下に示す。

- 1. MH, CDH 含有地盤の実験結果に対しては、*a*,*b*,*c*,*d* をガスハイドレートの種類によって変えることなく、存在形態の割合を変化することで両者の違いを精度よく再現することができる。
- 2. MH と CDH の違いだけでなく、 *S_r* が減少した場合も 同様に、ガスハイドレートの存在形態の割合を変化させることで強度変形特性の違いを再現することが可能である。
- 3. 同程度の S_r^H で初期平均有効応力が異なる場合は、ハイドレートによる強度増加は拘束圧に依存するという知見に基づいて、フィッティングパラメータを増減させることで実験結果を精度良く再現することができる。この時、全体のハイドレート飽和率はほぼ等しいため、存在形態の割合は変化させていない。
- 4. 本研究ではダイレイタンシー特性に着目し、粘着力による強度増加は考慮しなかった。今後の課題として粘着力の影響も考慮したガスハイドレート含有地盤の再現シミュレーションを実施する。

参考文献

- *田純,兵動正幸,中田幸男,吉本憲正:深海底におけるメタンハイドレート堆積土の三軸せん断特性,土木学会論文集 C, Vol.66, NO.4, pp.742-756, 2010.
- Hyodo, M., Yoneda, J., Yoshimoto, N. and Nakata, Y.: Mechanical and dissociation properties of methane hydrate-bearing sand in deep sealbed, Soils and Foundations, Vol.53, NO.2, pp.299-314, 2013.
- Hyodo, M., Li, Y., Yoneda, J., Nakata, Y., Yoshimoto, N., Kajiyama, S., Nishimura, A. and Song, Y.: A comparative analysis of the mechanical behavior of carbon dioxide and methane hydrate-bearing sediments, American Mineralogist, Vol.99, pp.178-183, 2014.
- Miyazaki, K., Oikawa, Y., Haneda, H., Yamaguchi, T.: Triaxial Compressive Property of Artificial CO₂-Hydrate Sand, *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, Vol.26, NO.3, pp.315-320, 2016.
- Pinkert, S., Grozic, J.L.H.: Failure Mechanisms in Cemented Hydrate-Bearing Sands, *Chemical and engineering data*, Vol60, NO3, pp.376-382, 2014.
- Uchida, S., Soga, K. and Yamamoto, K.: Critical state soil constitutive model for methane hydrate soil, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 117, NO.B03209, 2008.
- Hashiguchi, K.: Sobloading surface model in unconventional p lasticity, *International Jorunal of Solids and Structures*, Vol.25, pp.917-945, 1989.
- Iwai, H., Konishi, Y., Kimoto, S.: Undrained triaxial compression tests on artificial CO₂-hydrate-bearing sand specimens, *Energy Procedia*, 2017. (in printing)

セラミックディスクおよび微細多孔質膜を用いた 三軸試験による不飽和シルト排気排水せん断挙動の把握

(Comprehension of mechanical behavior of a triaxial silty soil under exhausted and drained condition using ceramic disc and micro-porous membrane for suction control)

中澤一眞1,吉川高広1,野田利弘2,中井健太郎1,髙根澤巧也3

- 1 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 nakazawa.kazumasa@j.mbox.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学減災連携研究センター
- 3 東日本旅客鉄道株式会社

概 要

不飽和土の三軸試験においては、間隙水と間隙空気の経路を分離し、サクションを制御するために、セラミックディスクや微細多孔質膜が用いられる。ディスクは膜に比べて、空気侵入値が大きく、高サクションまで制御できる一方で、透水性が低く、吸排水に長時間を要することが指摘されている。本研究では、ディスクおよび膜の両方を用いた不飽和シルト排気排水三軸試験を実施し、ディスクと膜との違いが試験結果に及ぼす影響を改めて考察した。その結果、ディスクの低透水性が不飽和シルト三軸供試体への吸排水を阻害し、軸ひずみ速度によっては、排気排水せん断時の吸排水挙動が、ディスクと膜とで大きく異なることを示す。また、膜を用いた排気排水せん断試験により、サクション低下時の吸水圧縮挙動(吸水コラプス)だけでなく、サクション一定のせん断時においても吸水圧縮挙動が現れることを示した。

キーワード:不飽和土,三軸試験,セラミックディスク,微細多孔質膜,排気排水せん断

1. はじめに

不飽和土の三軸試験においては、間隙水と間隙空気の経路を分離し、サクションを制御するために、セラミックディスク(以後「ディスク」と略す)や微細多孔質膜¹⁾(以後「膜」と略す)が用いられる。ディスクは膜に比べて、空気侵入値(AEV)が大きく、高サクションまで制御できる一方で、透水性が低く、吸排水に長時間を要することが指摘されている²⁾。吉川ら³⁾は、小高ら⁴⁾⁵⁾のディスクを用いた不飽和シルト排気排水三軸試験の空気~水~土連成シミュレーションを通じて、ディスクの低透水性が不飽和シルト三軸供試体の吸排水を阻害し、試験結果に影響を与えることを示唆している。

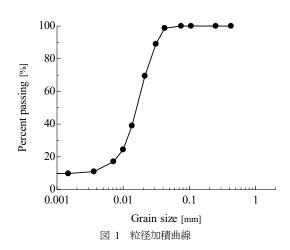
本研究では、小高らの不飽和シルト三軸試験を参照して、 ディスクおよび膜の両方を用いた実験を実施し、ディスク と膜との違いが試験結果に及ぼす影響を改めて考察する。

2. 実験条件

まず不飽和三軸試験機に関して、供試体下端にはセラミックディスク(厚さ 3mm, AEV200kPa)および微細多孔質膜を用いてサクションを制御した。供試体上端には撥水

性のポリフロンフィルターを用いることで間隙水と間隙 空気の経路を分離した。なお、供試体の体積変化は、内セルの水位変化から算出している。

実験で用いた土材料は非塑性シルト (DL クレー) で, その粒径加積曲線を図 1 に示す。また, 土粒子密度は $2.70 \mathrm{g/cm^3}$ であった。



前述の通り、実験手順は小高らの実験を参照した。本研究で具体的に行った実験の概要は次の通りである。(i)含水比 20%になるように調整した DL クレーを用いて、間隙比

1.18,飽和度 46%の不飽和供試体を作製する(初期サクションは約 20kPa)。(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 まで上昇させた後、セル圧と空気圧を同時に 250kPa 上昇させる。(iii)所定のサクション (0, 10, 20, 30kPa の 4 ケース)となるように水圧のみを変化させ、その後セル圧を 450kPa まで上昇させて圧密する。この過程では、吸排水量が収束するまで時間をかけ、ディスクの場合は、サクション 0kPa のみ実験を行った。なお、膜を用いたサクション 20kPa の場合は、サクション作用時に供試体は吸排水しないため、圧密のみを行った。(iv)以上の過程を経た供試体を、側圧一定・排気排水条件の下、軸ひずみ速度一定でせん断させた。軸ひずみ速度の値は、3 章において示す。

3. 実験結果

3.1 サクション OkPa を与えた場合のディスクと膜の 実験結果の比較

サクション 0kPa の場合に、ディスクと膜の両方を用いて実験を行い、その結果を比較・考察する。

図 2 は、サクション作用・圧密過程における排水量と 体積ひずみの経時変化を比較した図である。図中の白抜き 点は、セル圧を 450kPa まで上昇させる圧密開始直前の点 を示す。いずれの実験においても、供試体の初期サクショ ンが 20kPa のため、サクション 0kPa を与えると供試体は 吸水し、体積圧縮した(吸水コラプス挙動)。ディスクと 膜の結果を比較すると、ディスクの方が、吸水量が収束し 始めるのに非常に長い時間がかかり、その結果、吸水コラ プス挙動も長時間にわたり観察された。 つまり, ディスク の透水性は供試体の透水性よりも低く, 吸水量と体積圧縮 量の経時変化において支配的であると言える。一方で,吸 排水挙動が落ち着いた時点での両者の吸排水量および体 積圧縮量は概ね一致している(ただし,サクション作用過 程において体積圧縮量に少し差が生じた点は, 再度実験を 行って確認する必要がある)。このように、収束時の状態 量を議論する場合は膜とディスクで大きな違いはないが, 経時的な変化までを議論する場合は、同じ材料・状態の土 供試体であっても, 膜とディスクで力学挙動が大きく異な

図 3 は、側圧一定・排気排水条件の下、軸ひずみ速度 0.075%/min でせん断させた際の、体積ひずみ・排水量および飽和度と軸ひずみの関係を、ディスクと膜で比較した図である。参考として、ディスクを用いて軸ひずみ速度 0.0125%/min で遅い載荷でせん断した結果も併記した。まず、軸ひずみ速度 0.075%/min の場合のディスクと膜の結果を比較すると、同じ載荷速度にも関わらず、ディスクと膜で結果が異なる。膜の場合はせん断中に飽和度変化がほぼ生じておらず、つまり体積圧縮量の約85%の排水量が生じている。一方でディスクの場合は、殆ど排水しておらず、膜の場合は変化がなかった飽和度が、約5%も上昇している。さらに、ディスクを用いた軸ひずみ速度 0.0125%/min

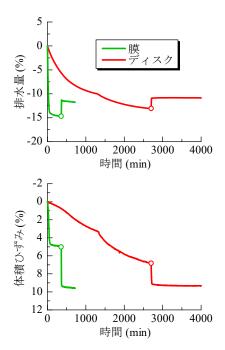


図 2 サクション作用・圧密過程における膜とディスクの比較 (サクション0kPa)

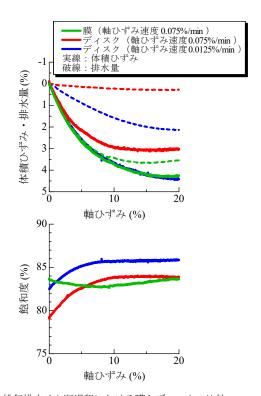


図 3 排気排水せん断過程における膜とディスクの比較 (サクション0kPa)

での実験結果は、軸ひずみ速度 0.075%/min の場合よりゆっくり時間をかけてせん断したため、排水量が多くなっている。このように、せん断過程においても、ディスクの透水性が供試体の透水性よりも小さいことが実験結果に影響を与えることがわかる。したがって、ディスクを用いたせん断を行わざるを得ない場合、今回実施した軸ひずみ速度 0.075%/min や軸ひずみ速度 0.0125%/min では、サクション 0kPa においてせん断中に土が飽和度上昇する力学的

性質を持つと誤解する恐れがあるため、注意を要したい。 最後に参考として、各段階における飽和度および間隙比 の値を表 1 に示した。

表 1 飽和度と間隙比のディスクと膜を用いた場合の比較 (サクション0kPa)

	飽和度(%)		間隙比	
	ディスク	膜	ディスク	膜
初期状態	44.7	45.8	1.19	1.18
セル圧・空気圧上昇後	45.3	46.7	1.17	1.16
サクション作用放置後	79.8	81.8	1.02	1.05
圧密終了時	79.3	83.6	0.97	0.95
排気排水せん断後	83.9	83.7	0.91	0.87

3.2 サクション 0, 10, 20, 30kPa を与えた場合の膜 を用いた実験結果

3.1 節では、低サクション時にはディスクではなく、膜を用いるべきであることを示した。そこで次に、低サクション時の不飽和シルトの排気排水せん断挙動を把握するために、膜を用いてサクション 0, 10, 20, 30kPa を与えた場合の実験結果を示す。

図 4 はサクション作用・圧密過程における排水量、体 積ひずみおよび飽和度の経時変化を示す。図中の白抜き点 は、セル圧を 450kPa まで上昇させる圧密開始直前の点を 示す。サクション作用時と圧密時の放置時間をそれぞれ6 時間に設定した。なお、サクション 20kPa の場合は、サク ション作用過程で供試体が吸排水しないため, 圧密過程の みを行ったが、他のサクション値の場合との比較のために、 図中では圧密開始点を6時間の位置と一致させた。サクシ ョン作用過程を見ると、供試体の初期サクションが 20kPa のため、サクション 0kPa および 10kPa を与えると吸水、 サクション 30kPa を与えると排水挙動を示す。また、サク ション 0kPa を与えた場合は、吸水コラプス挙動を確認で きる。次に、セル圧を 450kPa まで上昇させる圧密過程に 着目すると、サクション 10kPa を与える場合では、吸水な がら体積圧縮している点は興味深い。従って, この場合は 飽和度が大きく上昇していることがわかる。また、サクシ ョン 20,30kPa を与える試験でも,吸水こそしていないが, 飽和度が上昇している。

図 5 は、側圧一定・排気排水条件の下、軸ひずみ速度 0.05%/min でせん断させた際の、体積ひずみ・排水量および飽和度と軸ひずみの関係を示す。サクション 0kPa を与える場合は、3.1 節において述べた通り、せん断中に飽和度変化がほぼ生じておらず、つまり体積圧縮量の約85%の排水量が生じている。一方で、サクション 10、20、30kPa の場合では、せん断中に吸水しながら体積圧縮していて、飽和度が大きく上昇している。

このように、圧密過程のサクション 10kPa の場合や排気排水せん断過程のサクション 10,20,30kPa の場合において、サクションが一定であるにもかかわらず、吸水しながら体積圧縮する挙動が観察された。なお、吸水コラプス挙動は、サクション低下を伴う吸水圧縮現象である点が、ここで示した結果と異なることに注意されたい。

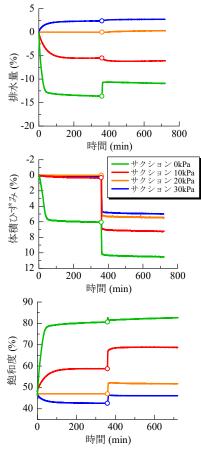


図 4 膜を用いてサクション0, 10, 20, 30kPa を与える場合の サクション作用・圧密過程における実験結果

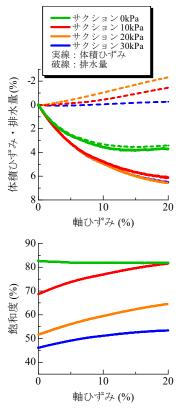


図 5 膜を用いてサクション0, 10, 20, 30kPa を与える場合の 排気排水せん断過程における実験結果

最後に参考として、各段階における飽和度の値を表 2 に、間隙比の値を表 3 に示した。

表 2 膜を用いた場合の各段階の飽和度の値

与えたサクション	0kPa	10kPa	20kPa	30kPa
初期状態	45.4	47.3	46.3	46.1
セル圧・空気圧上昇後	46.2	48.1	47.0	46.9
サクション作用放置後	80.7	58.7	-	42.5
圧密終了時	82.7	68.7	51.7	46.1
排気排水せん断後	81.9	81.7	64.5	53.5

表 3 膜を用いた場合の各段階の間隙比の値

与えたサクション	0kPa	10kPa	20kPa	30kPa
初期状態	1.19	1.17	1.18	1.18
セル圧・空気圧上昇後	1.17	1.16	1.16	1.16
サクション作用放置後	1.03	1.15	-	1.15
圧密終了時	0.94	1.00	1.04	1.05
排気排水せん断後	0.87	0.88	0.91	0.91

4. おわりに

本研究ではまず、セラミックディスクと微細多孔質膜を 用いて不飽和シルト三軸試験を実施し、ディスクと膜の違いが実験結果に及ぼす影響を比較・考察した。その結果、ディスクは透水性が不飽和土供試体よりも低い場合があり、載荷速度効果などの土の時間依存挙動を調べる場合にも十分注意が必要であることを示した。つまり、低サクション下で物性解明のための実験を行う場合は、膜を使う方が余計な気遣いが少なくなる。

次に、低サクション時の不飽和シルトの排気排水せん断挙動を把握するために、膜を用いて、サクション 0, 10, 20,30kPaの場合の不飽和シルト三軸試験を実施した結果、サクション低下時の吸水圧縮挙動(吸水コラプス)だけでなく、サクション一定時の吸水圧縮挙動が現れることを示した(サクション 10kPa の圧密時とサクション 10, 20, 30kPa のせん断時)。吸水圧縮は、間隙比減少を伴う飽和度上昇とも捉えられるため、これは水分特性の間隙比依存性(同一サクションの場合、間隙比が小さい方が飽和度が高い性質)を表しているとも言える。この点に注目して、本実験の数値シミュレーションを実施した研究もある⁶⁷⁰。

今後は、様々な排水・排気条件下での実験を行い、精緻に土の力学挙動を表現可能な土骨格の構成モデルと水分特性モデルの開発を行っていく予定である。

謝辞

JSPS 科研費 25249064 の助成を受けた。名城大学の小高猛司教授には、実験結果に関するご助言をいただいた。足利工業大学の西村友良教授には、実験装置に関するご助言をいただいた。ここに謝意を表します。

参考文献

 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) 西村友良, 古関潤一:加圧膜法による低サクション領域の非塑性シルトの水分特性曲線,第47回地盤工学研究発表会,681-682,2012.
- 3) 吉川高広, 野田利弘, 小高猛司:セラミックディスクの透水性 が不飽和土三軸試験結果に及ぼす影響の数値解析的考察,第51 回地盤工学研究発表会,705-706,2016.
- 4) 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.
- 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.
- 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, 第22回計算工学講演会, F-04-5 (CD-ROM), 2017.
- 7) 野田利弘,吉川高広:排気・排水三軸圧縮試験の間隙比依存性 水分特性を考慮した空気~水~土連成シミュレーション,第52 回地盤工学研究発表会,595-596,2017.

特別講演 その1 (10:55~11:55)

「大震法は役に立つか 一成立の過程と問題点ー」

安藤 雅孝 先生

(名古屋大学名誉教授/ 静岡大学防災総合センター客員教授)