第２２回　中部地盤工学シンポジウム論文集

平成２２年８月６日（金）

主催：社団法人 地盤工学会 中部支部

後援：（社）建設コンサルタンツ協会中部支部

（社）日本土木工業協会中部支部

中部地質調査業協会

目　次

午前の部Ⅰ（ ９：３５～１１：００）　司会　岐阜大学　檜尾　正也

１．砂の繰返し載荷特性における応力比・密度・主応力方向の影響 …… 1
名古屋工業大学　山崎 光、伴 旭将、京川 裕之、菊本 統、中井 照夫
名古屋市役所　石原 隆寛

２．連続体モデルと離散体モデルを用いた砂の流動実験の再現解析 …… 9
岐阜大学　小田 憲一、森口 周二、沢田 和秀、八嶋 厚

３．非排水繰返し載荷時における豊浦砂の力学挙動の数値シミュレーション …… 15
名古屋工業大学　山口 健太郎、笹岡 大路、張 鋒
韓国建設技術研究院　陳 英芝
NEXCO中日本　黒川 正弘

４．高塑性粘土の力学挙動に及ぼす種々の要因についての実験的検討…… 21
名城大学　三好 直輔、福沢 宏樹、小高 猛司、板橋 一雄

５．管中混合固化処理工法を想定した名古屋港浚渫処理土の力学挙動の把握…… 29
名古屋大学　堀内 俊輔、依田 広貴、中野 正樹
中部電力㈱　山田 英司

６．各種の供試体条件が圧縮ベントナイトのせん断強度特性と破壊挙動に及ぼす影響 ……37
名城大学　元山 泰久、平手 寿大、小高 猛司

午前の部Ⅱ（１１：１０～１２：２０）　司会　豊田工業高等専門学校　小林　睦

７．浸透発泡乳化法と毛管ウェルポイントによる大型土槽油汚染浄化実験 …… 45
大同大学　佐野 豊生、窪田 豪人、林 雅人、棚橋 秀行

８．地盤材料の直接的モデル化に基づく透水シミュレーション …… 53
岐阜大学　森口 周二、沢田 和秀、八嶋 厚、花北 誠

９．細粒分のダイナミクスを考慮した内部浸食メカニズムの解明 …… 59
名古屋工業大学　近藤 明彦、温谷 恵美、前田 健一

10．剛塑性有限要素法を用いた基礎の根入れを有する地盤の支持力解析 …… 67
岐阜工業高等専門学校　水野 和憲
名古屋港管理組合　森 弘一

11．地盤材料の脆性的性質が支持力特性に及ぼす影響 …… 71
五洋建設㈱　椎名 貴彦
名古屋大学　山田 正太郎、野田 利弘
(財)地震予知総合研究振興会　浅岡 顕

午後の部Ⅰ（１３：２０～１４：２０）　司会　名古屋大学　野田　利弘

特別講演　「性能設計と信頼性設計法」　岐阜大学教授　本城 勇介 先生

午後の部Ⅱ（１４：３０～１５：４０）　司会　名古屋工業大学　Md. Shahin Hossain

12. 静岡市清水区における常時微動による表層地盤震動特性評価の試み …… 77
東海大学　北 勝利

13. 地震後に発生する道路盛土の崩壊メカニズムに関する土の骨格構造概念に基づく解釈 … 81
名古屋大学　酒井 崇之、中野 正樹、野田 利弘

14. 谷埋め造成地における盛土地盤の非線形性が地震動の増幅パターンに及ぼす影響 …… 89
基礎地盤コンサルタンツ㈱　大橋 正
岐阜大学　杉戸 真太

15. 軟弱地盤上に設置した鋼板組立柱の地震時安定性評価 …… 97
名古屋大学　中井 健太郎、野田 利弘、濁川 直寛、清水 亮太
㈱淺沼組　高稲 敏浩
東邦ガス㈱　太田 真立、森 栄爾、古田 裕之

16. 津波襲来時における海底地盤の変形に起因した防波堤の不安定化…… 101
名古屋工業大学　今瀬 達也、前田 健一
東洋建設㈱　三宅 達夫、鶴ヶ崎 和博、澤田 豊、角田 紘子

午後の部Ⅲ（１５：５０～１７：１５）　司会　大同大学　棚橋　秀行

17. 既設群杭基礎における地盤の部分固化工法の数値実験 ……109
名古屋工業大学　近藤 祥光、包 小華、中村 圭佑、張 鋒
韓国建設技術研究院　陳 英芝

18. 3 次元解析を用いた砂圧入式静的締固めの周辺構造物に及ぼす影響検討 …… 115
中部電力㈱　河村 精一
㈱不動テトラ　竹内 秀克
名古屋大学　野田 利弘
(財)地震予知総合研究振興会　浅岡 顕

19. 軟弱地盤に対する拡孔式アンカーの現地実験 ……121
日特建設㈱　伏屋 行雄、岩崎 玄之

20. グラウンドアンカーによる山留め支保メカニズムに関する 2 次元モデル実験 ……129
名古屋工業大学　加藤 盛大、菊本 統、中井 照夫、H. M. Shahin
鹿島建設㈱　上谷 泰高

21. 小土被りトンネル掘削時サンドパイル工の効果的な設置位置に関する解析的検討 ……135
名城大学　崔 瑛
京都大学　岸田 潔、木村 亮

22. 背面地盤に鉛直荷重を受けるジオシンセティックス補強土擁壁の変形・破壊機構に関する 2 次元モデル実験と解析 …… 141
名古屋工業大学　岩田 敏和、石井 健嗣、中井 照夫、H. M. Shahin、菊本　統

午前の部Ｉ

（９：３５～１１：００）

司 会　　檜尾　正也

(岐阜大学)

砂の繰返し載荷特性における応力比・密度・主応力方向の影響

（The influence of the applied stress ratio, density and the direction of principal stress on the deformation characteristics of sand during cyclic loading）

山崎光[1]，伴旭将[2]，京川裕之[3]，菊本統[4]，中井照夫[5]，石原隆寛[6]

1　名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・博士前期課程 1 年
2　名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・博士前期課程 2 年
3　名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・博士後期課程 3 年
4　名古屋工業大学・都市社会工学科・助教（kikumoto@nitech.ac.jp）
5　名古屋工業大学・都市社会工学科・教授
6　名古屋市役所（元名古屋工業大学大学院・社会工学専攻）

概　　要

ダイレイタンシー特性は，せん断応力載荷時の土の変形特性を説明する上で，もっとも特徴的な現象である。同特性に関しては，多くの検討および説明がなされているが，繰返し載荷時の土の変形特性は未だ不明瞭な部分が多く，特に排水時繰返し載荷による変形（体積圧縮）の収束に関しては適切な説明がなされていない。しかしながら，繰返し載荷時の力学特性は，排水時には地盤の締固め，非排水時には液状化現象などの地盤工学が対象とする多くの諸問題と密接に関係するため，そのメカニズムの解明が望まれる。本稿では三軸試験および三主応力制御試験機を用いて密度および繰返し応力比の異なる繰返しせん断試験を行い，砂の繰返し載荷特性における応力比・密度・主応力方向の影響について検討した。その結果，土は繰返し載荷に伴ってダイレイタンシー特性を変化させながら，ある間隙比においてせん断および体積変化ともに収束する。さらに，その間隙比は，応力比・密度・主応力方向の影響を受けることが示された。

キーワード：繰返しせん断，砂，誘導異方性，ダイレイタンシー

1.　はじめに

地盤材料は鉄やガラスといった連続体とは異なり，せん断応力変化に伴う体積変化，いわゆるダイレイタンシー特性を示す。このダイレイタンシー特性は，コンクリートなど他の材料にも見られるが，土のような粒状体の集合体においてその影響は顕著である。そのため古くから研究が盛んに行われており，ダイレイタンシーは同じ土であっても，土の密度や応力レベルおよび応力比によってその振る舞いが大きく異なり，間隙比が小さい（密度が大きい）とせん断時に体積膨張を示し，一方，間隙比が大きい（密度が小さい）と体積圧縮（負のダイレイタンシー）を示すことが広く知られている。

たとえ密に詰めた土も圧縮および伸張状態などの繰返しせん断応力を作用させると，少なからず体積圧縮を示し，ある密度に収束することが示されている[1)]。これは，静的な荷重増加に対しては，大きな上載圧をかけるよりも，様々な方向から繰返しせん断させる方が容易に圧縮することからも分かる。また地震動のように，間隙水の排出が間に合わない短時間の不規則な繰返し載荷では，繰返し時に圧縮傾向を示すダイレイタンシー特性が原因で，正の過剰間隙水圧が発生するため，有効拘束圧が減少して，ついには液状化現象に至る。

以上に示すような排水および非排水繰返しせん断時における土のダイレイタンシー特性に関してこれまでに多くの研究成果が挙げられているが，定性的かつ定量的に繰返し時のダイレイタンシー特性を適切に評価する予測手法は未だ開発されておらず，近年では地盤の液状化現象に着目して，非排水条件での繰返し（三軸およびねじり）せん断試験が多く行われている。しかしながら，先に示すような排水条件下での繰返しせん断時の体積変化の収束などに関しては，適切な説明がなされないままである。また，排水・非排水条件の違いは，体積変化を許さないように束縛力として発生する過剰間隙水圧による有効応力経路の違いであると考えられるため，土のダイレイタンシー特性を精緻に考察するためには，排水試験による検討が本質的であると考えられる。

したがって，本研究では，三軸試験機および三主応力制御試験機を用いて，密度・繰返し応力比および主応力方向を変えた排水条繰返しせん断試験を行い，土の繰返し変形

特性，特にダイレイタンシー特性の変化および変形の定常化に関して詳細な説明を加える。

2. 試験概要

ここでは，本試験で用いる試料および供試体の作成方法，供試体の初期状態の説明および試験機(三軸試験および三主応力制御試験)の概要を示す。

2.1 実験に用いた試料と供試体

実験には豊浦標準砂（土粒子比重：$G_s = 2.65$）を用いた。供試体は水中落下法により作成し，目標の間隙比（緩詰め：$e_0 = 0.85$，密詰め：$e_0 = 0.68$）になるように，突き固め回数を調整して作成した。供試体は，三軸試験では高さ12.15cm，直径 5cm の円柱形，三主応力制御試験では高さ10cm，幅 10cm，奥行き 7cm の直方体である。

また，試験では繰返し載荷時の変形が収束した状態における微小な変形まで計測するため，供試体周囲のメンブレンが粒子間に貫入する分の体積変化を補正することで，正確な体積変化量を計測する。

2.2 供試体の初期異方性

上記の手順で作成された緩詰めおよび密詰め供試体について，等方圧密試験を行い，供試体作成時に形成される初期異方性の検証を行った。この結果，密詰め供試体は軸差ひずみ（$\varepsilon_d = 2/3*(\varepsilon_a - \varepsilon_r)$）が発生しない理想的な等方圧密挙動を示し，初期異方性の影響は確認されなかった。一方で，緩詰め供試体は，軸差ひずみが負の方向に発生したため，側方ひずみに対して軸ひずみが発生しにくいような，堆積過程における典型的な初期異方性の発生が確認された。本稿で示す繰返しせん断試験では，応力載荷に伴って，様々な方向に初期異方性を打ち消す誘導異方性が発達すると考えられるため，供試体の初期異方性の影響を無視して実験および検討を行う。

2.3 実験ケース

以下に本研究で行った繰返し三軸試験および三主応力制御試験の実験ケースをまとめる。

(1) 繰返し応力比振幅一定の両振り（圧縮・伸張）繰返し三軸試験

表‐1 に，繰返しせん断試験の応力経路ならびに試験種別をまとめる。試験の応力経路は，$p = 196$kPa の等方応力状態から平均主応力一定のまま応力比振幅を q/p = 1.37⇔-0.94 (R =±3.5)，q/p = 1.2⇔-0.86 (R =±3.0)，q/p = 0.75⇔-0.6 (R =±2.0)の 3 パターンとして，せん断変形・体積変化ともに収束する（定常状態）に至るまで繰返し載荷を与えた。ここに，R は主応力比(R = σ_1/σ_3)であり，応力比振幅 q/p および R は，圧縮側と伸張側を区別するために伸張側を負としている。また，各応力経路で密詰めと緩詰めの供試体を用いて実施し，繰返し載荷特性に及ぼす密度の影響を検討する。

試験種別は，たとえば“D3.5-CE”のように表される。はじめの“D”は初期密度を表し，D（Dense）もしくは L（Loose）となり，“3.5”は繰返し応力比振幅を表すため(R =)3.5，3.0，2.0 となる。最後の“CE”は，繰返しせん断時の応力状態を表し，“CE”ならば圧縮・伸張側に繰返しせん断，“C”なら圧縮側のみ，“TC”は各三主応力を最大主応力とする圧縮せん断を表すこととなる。

(2) 応力比振幅を増加させた両振り（圧縮・伸張）繰返しせん断試験

ある応力比振幅で繰返しせん断を与え，定常状態に至った土にさらに大きな応力比振幅を与えた際の変形特性について検討する。応力経路を図－1 示す。応力経路は，(1)と同様に p = 196 kPa の等方状態を初期状態として，平均主応力一定下で応力比振幅 q/p = 0.75⇔-0.6 (R =±2.0)の繰返し載荷を行い定常状態に至った後，応力比振幅 q/p = 1.2⇔-0.86 (R =±3.0)，q/p = 1.5⇔-1.0 (R =±4.0)と同様に定常化確認後に繰返し応力比振幅を増加させていく。用いた試料は，中密試料（$e_0 = 0.77$）の一種類のみの結果を示す。

(3) 主応力方向の異なる応力比振幅一定繰返しせん断試験 - 両振り（圧縮・伸張），片振り（圧縮），三主応力（圧縮）

続いて，繰返し載荷時の力学特性に及ぼす主応力方向の影響に関して検討を行うため，三主応力制御試験機を用いた繰返し載荷試験を行った。基本的にはこれまでに示した(1), (2)の実験と同様に，平均主応力 p = 196 kPa 一定下で，繰返しせん断試験を行う。応力経路は，図－2 に示すように，a 方向に q/p = 1.2⇔0 (R = 3)の圧縮側のみの片振りせん断を行い，続いて l 方向，r 方向の順に同様の片振りせん断を変形が収束するまで行う(D-3.0TC)。表に示すθは，π面上における載荷方向を表す Lode 角:θを表す。

また，比較のために，三軸試験機を用いた同様の片振り繰返しせん断試験も行う(D-3.0C，D-3.0CE)。

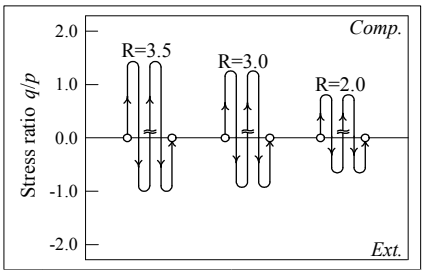
なお，全ての試験は排水条件で，三軸試験は軸ひずみ制御(軸ひずみ速度: 0.03(%/h))，三主応力制御試験は全主応力共に応力制御にて行った。また，全ての試験は 98kPa のバックプレッシャーを一定で与えている。なお，本文で示す応力はすべて有効応力である。

3. 実験結果と考察

3.1 繰返し応力比振幅一定の両振り（圧縮・伸張）繰返し三軸試験

図‐3 に，密詰め供試体の主応力比 R = 3.5 の繰返しせん断試験（D3.5-CE）の軸差ひずみε_d－応力比 q/p 関係を示す。土は繰返し回数の増加に伴い徐々にせん断剛性が大きくなり，やがて変形が収束し，ループを描くような挙動が確認できる。密度や繰返し応力比振幅に依らず，このような繰返し載荷時のせん断変形の収束が確認できた。

以後，本論文では繰返し載荷時のダイレイタンシー挙動



	Dense	Loose
R = 3.5	D3.5 - CE (e_{196} = 0.643)	L3.5 - CE (e_{196} = 0.843)
R = 2.0	D2.0 - CE (e_{196} = 0.659)	L2.0 - CE (e_{196} = 0.849)

表 - 1 繰返し応力比振幅一定の両振り繰返しせん断試験の応力経路ならびに試験種別

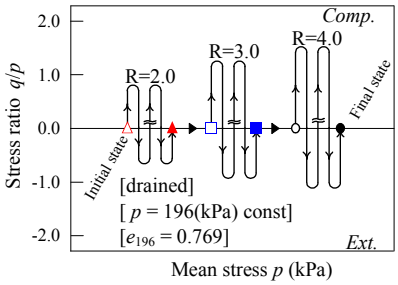


図 - 1 応力比振幅を増加させた両振り繰返しせん断試験の応力経路

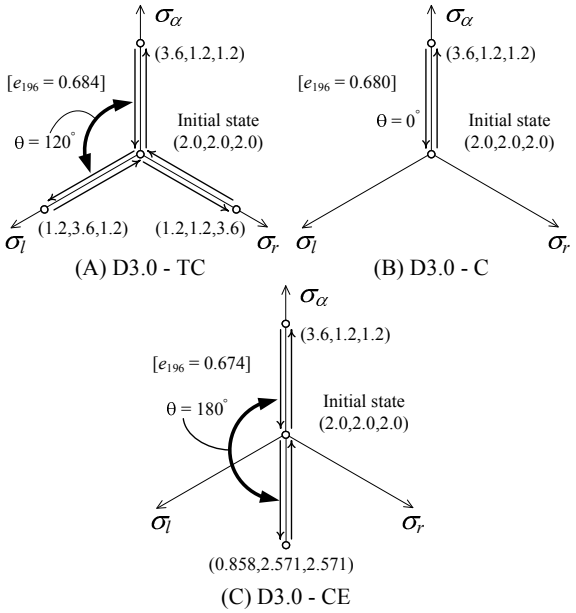


図 - 2 主応力方向の異なる応力比振幅一定繰返しせん断試験の応力経路

および変形定常状態に着目して検討を行っていく。

(a) 応力比 q/p－間隙比 e 関係

図 - 4 に繰返し応力比振幅 R = 2.0 および 3.5 の密・緩詰め供試体の試験結果の応力比 q/p－間隙比 e 関係をまとめる。図－4 から，繰返し以前の単調載荷時には，応力比振幅 R = 2 では初期密度によらず終始圧縮挙動を示し（L2.0-CE，D2.0-CE），R=3.5 の緩詰め供試体（L3.5-CE）でも同様に体積圧縮している。一方で，応力比振幅が R = 3.5 の密詰め供試体（D3.5-CE）だけは，応力比 q/p=1.0 付近を境に膨張挙動を示す。土の体積変化挙動（圧縮もしくは膨張）は，ストレスダイレイタンシー関係から応力比によって一意に決定されると考えられることが多いが，本試験結果のように密度の影響を受けることも過去の研究[1)]で指摘されている。

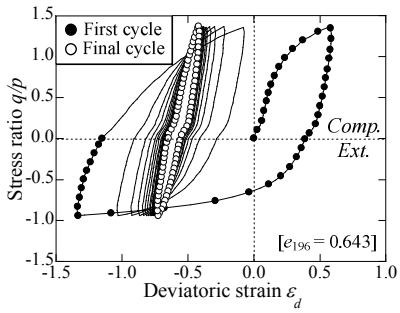


図 - 3 主応力比 R = 3.5 の繰返しせん断試験(密詰め)における軸差ひずみε_d－応力比 q/p 関係

単調載荷後，載荷方向が逆転すると全てのケースで大きな体積圧縮挙動が見られる。D3.5-CE では，初期載荷経路において膨張挙動を示すにも関わらず，大きく体積圧縮する。また，これら全ての体積圧縮挙動は，載荷経路が反転した直後の除荷過程においてその発生が確認でき，伸張側での応力比の増大とともに，大きく体積圧縮する。ただし，D3.5-CE および L3.5-CE では，伸張側の応力比増加とともに，最終的には膨張挙動を示す。一般的に土は，載荷方向と同一方向にコラムを形成するように土粒子配列が変化し，その影響を受けて土の剛性が異方的に変化する（元々の載荷方向に強い構造を示す），いわゆる誘導異方性が知られている。この誘導異方性の影響を受けて一度発達した粒子配列が，載荷方向の変化とともに消散し，その際に大きな体積圧縮挙動が生じると考えられる。

その後の繰返し載荷経路においても，同様に体積圧縮挙動は見られるものの，繰返し回数の増加とともに圧縮量は減少し，最終的にはある間隙比において，図 - 3 に示したせん断変形と同様に体積変化が収束する定常状態に至る。図 - 5(a), (b)はそれぞれの試験での定常状態（試験終了前の最終サイクル）における応力比 q/p－間隙比 e 関係の拡大図をそれぞれ表している（サイクル初期の等方応力状態を始点として，間隙比軸のプロットを重ねて示している）。図 - 5 から，定常状態での体積変化挙動は，繰返し応力比振幅および初期間隙比によらず“８の字”を描くようなループ挙動を示す。また，多少の差異はあるものの，繰返し応力比振幅が大きいほど，ループは大きくなっている。このようなループ挙動から，変形定常状態では弾性特性によって変形が収束しているわけではなく，弾塑性的な変形による圧縮量と膨張量がバランスしている。つまり，初期の

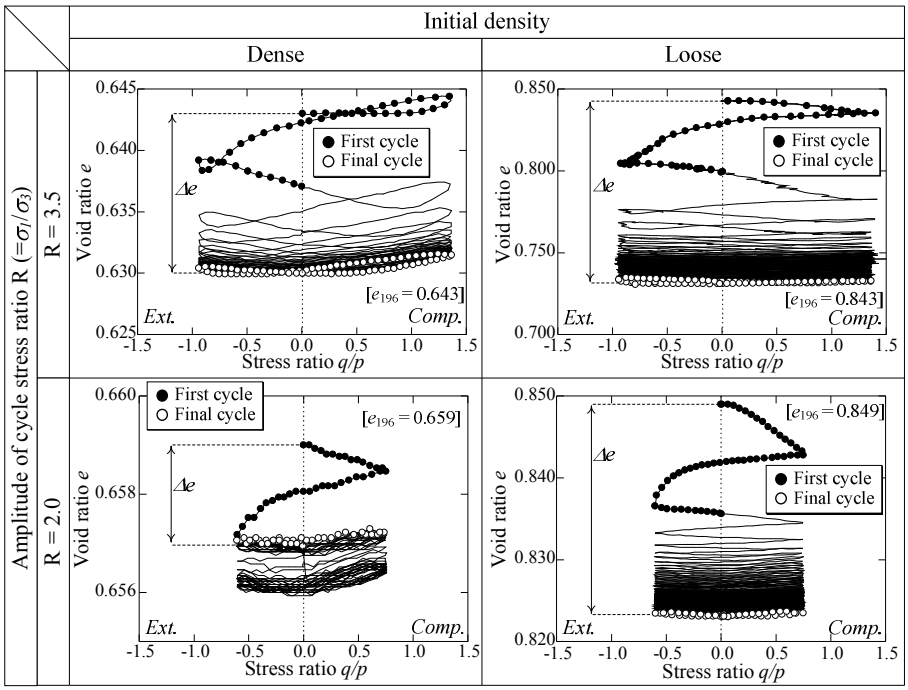
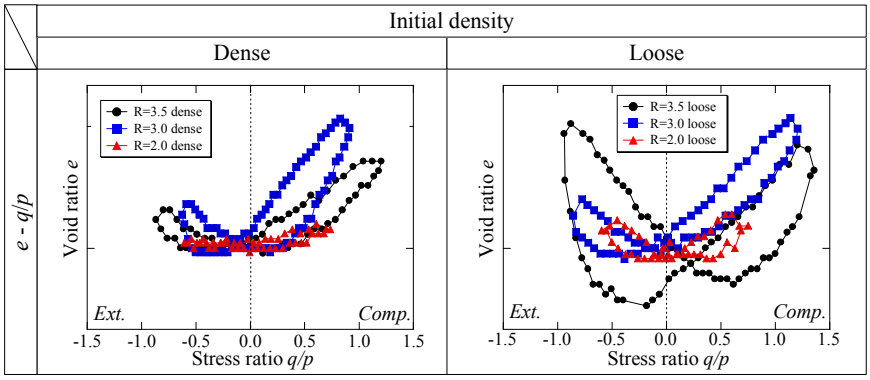


図 - 4 主応力比 R = 2.0 および 3.5 の繰返しせん断試験
(密詰め・緩詰め)における応力比 q/p－間隙比 e 関係



(a) 密詰め　　(b) 緩詰め

図 - 5 最終サイクルにおける応力比 q/p－間隙比 e 関係の比較図

単調載荷において体積圧縮挙動を示していた L2.0-CE, D2.0-CE および L3.5-CE は，繰返しせん断を与えることにより，同一の繰返し応力比において膨張挙動を示すように変化したことになる。次節では，これらダイレイタンシー特性の変化を検討する。

(b) 応力比 - ひずみ増分比（ストレスダイレイタンシー）関係

図 - 4 に対応した試験結果における応力比 t_S/t_N －ひずみ増分比 $-d\varepsilon^*_N / d\varepsilon^*_S$（ストレスダイレイタンシー）関係を図 - 6 にまとめる。図 - 6 は，中井らが提案する修正応力 t_{ij} の概念[2)]におけるひずみ増分パラメータ（$d\varepsilon^*_N$, $d\varepsilon^*_S$）および応力パラメータ（t_N, t_S）を用いて整理しており，そのため，中間主応力の程度によらずストレスダイレイタンシー関係を一意的に記述する[3)]ことができる。なお各図中の破線は，体積ひずみ増分の圧縮と膨張の境界“$d\varepsilon_v = 0$”，●プロットは 1cycle 目，○プロットは試験最終サイクルでの値をそれぞれ表す。また，弾塑性論を適用する際には，ストレスダイレイタンシー関係は塑性ひずみ増分を用いて表されるが，実測値において弾性ひずみ増分が微小であると考えて，本試験では全ひずみ増分を用いて実測値を整理している。

図 - 6 より，First cycle（●プロット）は D3.5-CE を除いた 3 つのケースでは，常に“$d\varepsilon_v = 0$”のラインを越えておらず，前節 (a) で示した単調載荷時のストレスダイレイタンシー関係の違いが表現されている。また，圧縮側から伸張側へと載荷方向が転じた後に，早々と体積圧縮が発生していることも同図から確認できる。

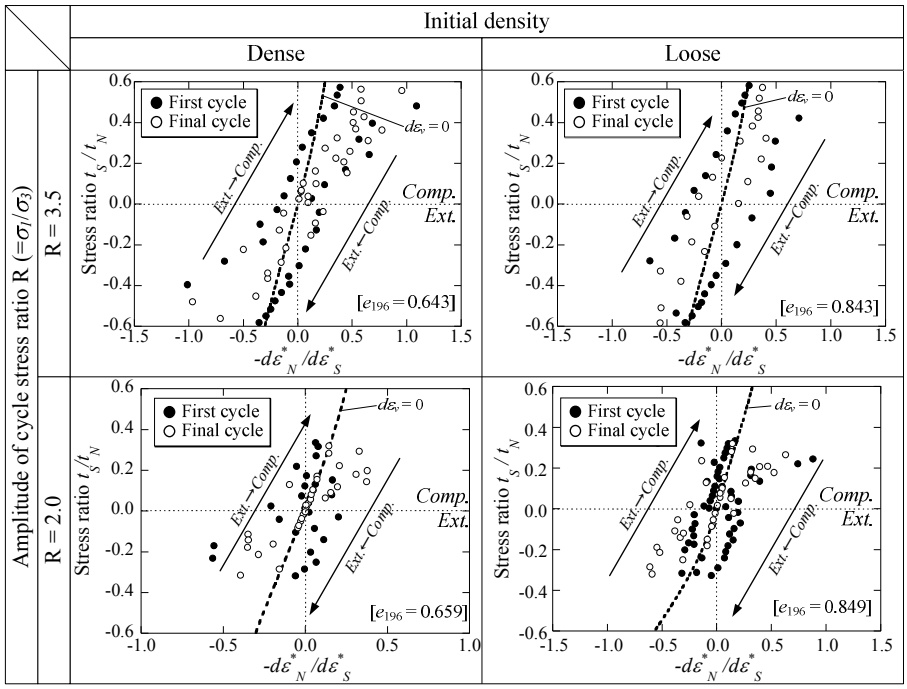


図 - 6 主応力比 R = 2.0 および 3.5 の繰返しせん断試験(密詰め・緩詰め)
における応力比 t_S/t_N －ひずみ増分比 $-d\varepsilon^*_N/d\varepsilon^*_S$ 関係

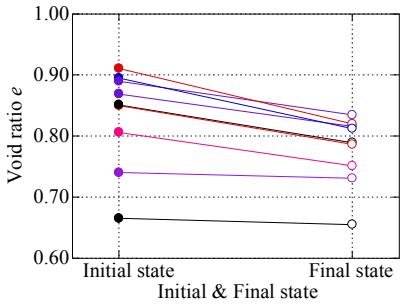


図 - 7 主応力比 R=3.0 における定常状態に至るまでの間隙比変化の初期密度による影響

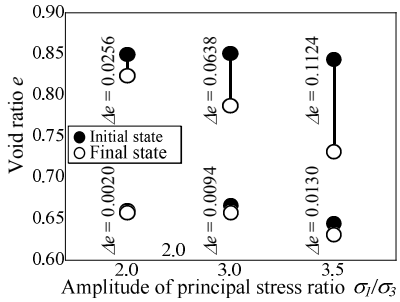


図 - 8 定常状態に至るまでの間隙比変化の初期密度･主応力比の影響

次に，繰返し載荷後，変形が収束した際のストレスダイレイタンシー関係－Final cycle（○プロット）を見ると，全てのケースにおいて First cycle（●プロット）よりも内側に値が寄っており，より低い応力比で膨張挙動を示すようにストレスダイレイタンシー関係が移動していることとなる。特に初期に体積圧縮挙動のみを示していた 3 ケース（D3.5-CE 以外）では，同一応力比振幅において“$d\varepsilon_v = 0$”のラインを横切るように圧縮から膨張挙動へと変化している。

以上のことから，土は同一経路を辿る繰返しせん断を受けると，せん断および体積剛性が増加しながら徐々に変形が減少すると同時に，ストレスダイレイタンシー関係は中心に寄り，土は膨張傾向を示すように変化する。最終的には，弾塑性的な体積圧縮と膨張がバランスするループ挙動を示す定常状態へと至る。

(c) 繰返し応力比振幅および初期密度の影響

図 - 7 は，初期密度の異なる供試体を用いた繰返し応力比振幅 R =3.0 一定せん断試験における定常状態に至るまでの間隙比変化をまとめた。図から，多少の誤差はあるものの初期密度に応じて，それぞれ異なる密度で定常状態に至っていることが分かる。

図 - 8 に，繰返し応力比振幅一定せん断試験全 6 ケースにおける定常状態に至るまでの体積変化量(Δe)をまとめる。図中の○プロットが試験開始時の間隙比，●プロットが繰返し定常状態に至った試験終了時の間隙比を表している。図から，初期間隙比が大きいほど，繰返し応力比振幅が大きいほど. 載荷時に生じる体積圧縮量は大きくなることが分かる。

3.2 応力比振幅を増加させた両振り（圧縮・伸張）繰返しせん断試験

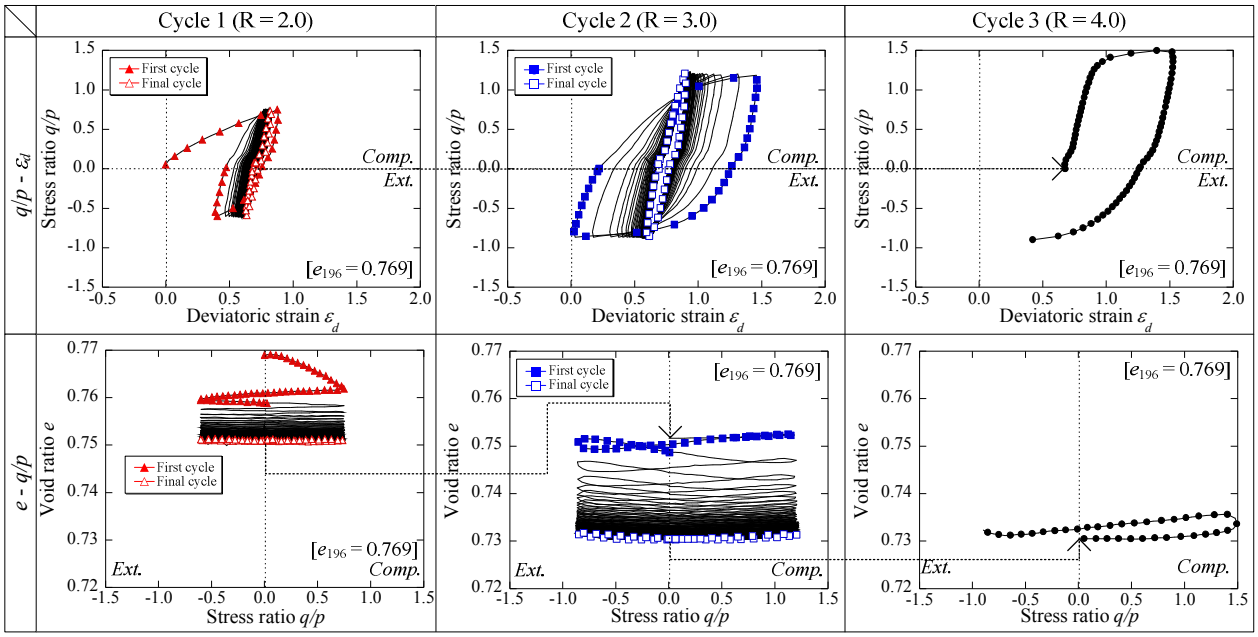
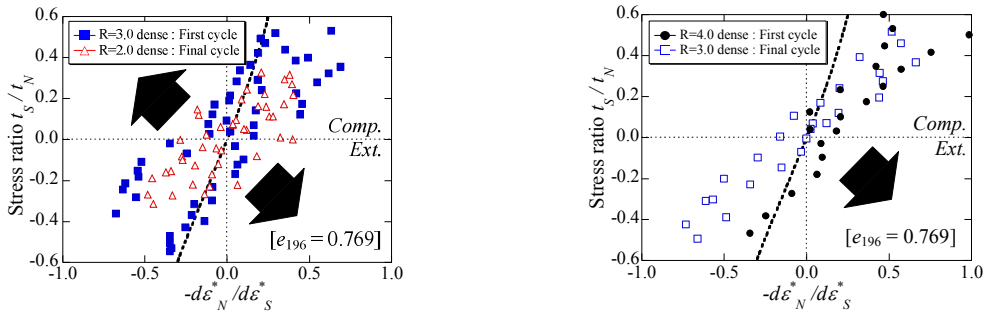


図 - 9 各繰返し応力比振幅での軸差ひずみε_d－応力比 q/p 関係および応力比 q/p－間隙比 e 関係



(a) R = 2→3　　(b) R = 3→4

図 - 10 応力比増加時におけるダイレイタンシー特性の変化

(a) 応力－ひずみ関係

図 - 9 に，各繰返し応力比振幅での軸差ひずみε_d－応力比 q/p 関係および応力比 q/p－間隙比 e 関係をまとめる。図上段の軸差ひずみε_d－応力比 q/p 関係から，$q/p = 0.75 \Leftrightarrow -0.6$ (R =±2)の繰返し載荷でループ挙動を示す定常状態に至った土（△）を，さらに大きな繰返し応力比：$q/p = 1.2 \Leftrightarrow -0.86$ (R =±3.0)で繰返し載荷を行うと，増加初期圧縮時（■）にはこれまでの最大応力比 R = 2 ($q/p = 0.75$) までは定常状態に見られる高い剛性を示すものの，一度その応力比を超えると剛性は大きく減少する。さらにその後の載荷方向の反転時には，定常状態の影響を受けず通常の逆振り載荷と同様の挙動を呈する。また，その後の繰返し載荷では再び定常状態（□）を向かえ，R =±4(q/p = 1.5⇔-1.0)（●）へ増加するときは再度剛性の減少が確認できる。なお，R =±4 の繰返しせん断において伸張側で破壊強度に達したため，試験を終了した。

一方で，図－9 下段の応力比 q/p－間隙比 e 関係からもせん断変形と同様に，定常状態の解消および発達を確認することができる。R =±2 の繰返し載荷で定常化して体積変化がバランスしている土（△）に，繰返し応力比振幅を増加させると，初期には微量の膨張挙動が見られるものの，載荷方向が一転すると大きな体積圧縮を呈し（■），その後数サイクルは大きな体積圧縮を示す。そして，最終的には，再度体積変化が収束する定常状態へ移る（□）。以上のことから，繰返し載荷によって一度定常化状態に至った土も，さらに大きな応力比振幅を与えると，せん断変形ならびに体積圧縮ともに進行して，新たな定常状態へと移行する。紙面の都合上載せていないが，本ケースとは逆の繰返し応力比を減少させていくケースでは，応力比の減少に伴ったせん断変形や体積圧縮は見られず，定常状態も変化しなかった。

(b) ストレスダイレイタンシー関係の遷移

前節の応力－ひずみ関係からは，繰返し応力比増加に伴った，定常状態の解消・発達およびそれに伴うせん断変形・体積変化が確認された。本節では，応力比増加時におけるダイレイタンシー特性の変化について検討を行う。図－10 は，定常化時および応力比振幅を増加時の初期サイクルにおけるストレスダイレイタンシー関係の変化を，(a) R = 2→3，(b) R = 3→4 にそれぞれまとめる。それぞれの応

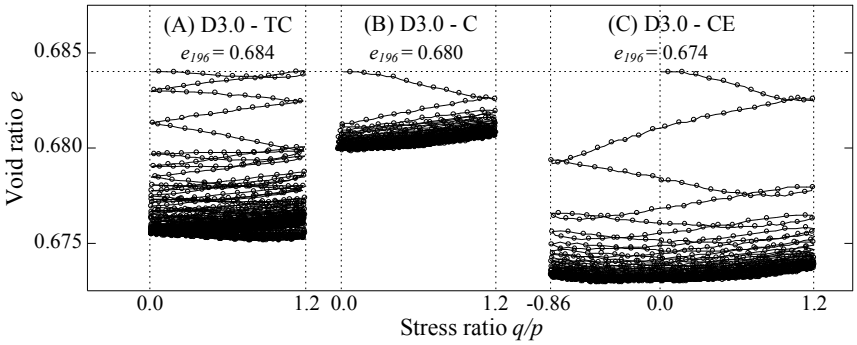


図 - 11 三主応力制御試験機を用いた三軸圧縮片振り繰返し載荷試験と
三軸試験機による繰返し載荷試験との間隙比変化の比較

力比振幅で定常状態（Final cycle）に至り，膨張傾向（ストレスダイレイタンシー関係が中央に寄る）を示す土のダイレイタンシー特性は，続くさらに大きな載荷を加えると，中央から離れるように処女載荷時と似たようなダイレイタンシー特性へと移行していることが，図－10(a), (b)の両図から分かる。このダイレイタンシー特性の回復によって，その後の繰返し載荷時に土は再度圧縮することができる。

以上から，繰返し載荷を受けて定常状態に至った土は，これまでに経験していない大きな応力比の載荷を受けると，せん断剛性ならびにダイレイタンシー特性が初期載荷時に戻ること，応力履歴の無いときの処女挙動に似た挙動を呈するため，繰返し応力比が大きくなる度に異なる定常状態まで圧縮する。

3.3 主応力方向の異なる応力比振幅一定繰返しせん断試験 - 両振り（圧縮・伸張），片振り（圧縮），三主応力（圧縮）

次に，三主応力制御試験機を用いた片振り繰返しせん断試験を実施し，三軸試験機を用いた繰返し載荷試験の結果と比較することで，応力比振幅一定条件における最大主応力方向の変化が土の変形に及ぼす影響について検証した。図－11 に，三主応力制御による片振り繰返し（圧縮）せん断試験(D3.0-TC)，比較として三軸試験機を用いた片振り・両振り繰返しせん断試験(D3.0-C，D3.0-CE)の応力比 q/p－間隙比 e 関係を示す。

図から，D3.0-TC は初期単調載荷経路で他の試験と同様に体積膨張を示し，除荷時の等方応力以前に体積圧縮挙動が見られる。また，その後の再載荷時では，同じ片振り試験の D3.0-C は膨張挙動を示すのに対して，D3.0-TC および D3.0-CE は体積圧縮している。その後も同様のことがいえ，これまでの繰返しせん断試験と同様に繰返し回数を重ねると，どの試験もある密度において定常状態を向かえ，体積変化が収束している。

ここで載荷方向の変化量に着目して，π 面上における載荷方向を表す Lode 角：θを考えると D3.0-C はθ = 0°，D3.0-CE はθ = 120°，D3.0-TC はθ= 180°ずつ載荷毎に方向が変わっている。この方向の変化は，誘導異方性の消散に大きな影響を与え，載荷方向の変化が大きいほど，その前に形成された異方性（構造）が消失しやすいと考えられる。そのため載荷方向の変化 3.0-CE ＞ D3.0-TC > D3.0-C と大きな順に繰返し載荷毎の体積圧縮量が大きく，最終的に定常化に至る間隙比も小さくなる。

前節までの結果から，土は繰返し載荷を受ける変形が収束する定常状態に至り，それまでに生じる体積変化量は初期密度および繰返し応力比の大きさが影響する。さらに本節の三主応力制御試験機を用いた検討より，上記の二つの影響に加えて，主応力方向の変化も大きな影響を与えることが分かった。

4. 結論

本稿では，豊浦砂を用いた排水条件下での繰返しせん断試験より，繰返し回数の増加に伴う砂の変形定常化特性について検討を行った。以下に，実施された試験より得られた知見をまとめる。

(1) 土は同一経路を辿る（一定応力比振幅）での繰返しせん断を受けると，せん断および体積剛性が徐々に増加する。このとき，ストレスダイレイタンシー関係は中心に寄り，土はより膨張挙動を示しやすくなる。これにより，やがて体積圧縮量と膨張量がバランスする定常状態に至る。

(2) ある応力比振幅で定常状態に至った土は，その応力比振幅よりも大きな応力比の載荷を受けると，せん断剛性ならびにダイレイタンシー特性（膨張→圧縮）が回復し，応力履歴の無いときの処女挙動に似た挙動を呈する。そのため，新たな繰返し載荷によって土はさらに圧縮し，異なる密度（間隙比）で定常状態をむかえる。

(3) 土が緩い（間隙比が大きい）ほど，与える繰返し応力比振幅が大きいほど，主応力方向の変化が大きいほど繰返しせん断開始から定常状態に至るまでの間に生じる密度増加（間隙比の減少）は大きくなる。

(4) 主応力方向が大きく変化するとき，ある載荷方向に発達した誘導異方性が消失し，そのため体積圧縮が大きくなると考えられる。またその他の試験と

同様に，繰返し載荷回数が増えてくると変形が収束し，定常状態に至る。このような異方性の消散・発達は，（2）の応力比を増大させるケースと類似している。本稿では，Lode 角θ の変化が 120°の 1 ケースのみの検討であったが，今後は Lode 角の異なる他のケースも行い，主応力方向の変化を含む繰返し載荷時におけるダイレイタンシー特性について検討を行っていく。

参　考　文　献

1) 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，地盤工学会論文報告書, Vol.41, No.3, pp.107-124, 2001
2) Nakai, T and Mihara, Y : A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models, Soils and Foundations, vol. 24, No. 2, pp. 82-94, 1984.
3) Nakai, T. and Matsuoka, H. : Shear behaviors of sand and clay under three-dimensional stress condition, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 2, pp. 26-42, 1983.

連続体モデルと離散体モデルを用いた砂の流動実験の再現解析
Simulation of granular avalanche test using CFD and DEM

小田憲一 [1]，森口周二 [2]，沢田和秀 [3]，八嶋厚 [4]

1　岐阜大学・大学院工学研究科・n3812103@edu.gifu-u.ac.jp
2　岐阜大学・工学部・smori33@gifu-u.ac.jp
3　岐阜大学・流域圏科学技術研究センター・sawada@gifu-u.ac.jp
4　岐阜大学・yashima@gifu-u.ac.jp

概　　要

斜面崩壊後の土砂の移動や土石流など，地盤材料の流動的な挙動による災害は，ひとたび発生すればその社会的影響は大きい。効率的に対策を講じるためには，数値解析による流動挙動の予測が重要となる。本研究では，地盤材料を連続体としてモデル化する流体解析と，離散体としてモデル化する個別要素法を用いて，過去の研究で行われた乾燥砂の流動実験の再現解析を実施した。連続体モデルによる解析では，底面付近での粒子の回転が考慮されないことを考慮して，底面摩擦が解析結果に与える影響を調べた。また，離散体モデルによる解析では，個別要素法の各種パラメータと非球形粒子の影響を明らかとすることを目的として実施した。連続体モデルおよび離散体モデルそれぞれの結果に基づいて，両モデルの違いによる流動挙動の違いや各種パラメータが与える影響について議論する。

キーワード：数値解析，連続体モデル，離散体モデル，粒状体

1.　はじめに

地震や豪雨の度に全国各地で発生する斜面崩壊や土石流などの災害は，土砂の流下範囲に存在する構造物や社会基盤施設に甚大な被害をもたらす。平成 13 年に施行された土砂災害防止法は，土砂災害のおそれのある区域の危険の周知，避難に関する情報の伝達などの体制整備や住宅等の立地抑制，移転促進等のソフト対策を推進する法律であり，土砂災害の恐れのある危険個所について警戒区域と特別警戒区域を指定することが義務付けられている。斜面崩壊後の土砂流動や土石流などは，地形勾配や地形形状，および土砂を構成する土の種類や含水量などにより流動特性が変化し，簡易な経験則のみでは，その被害想定を正確に行うことが難しい。そのため，シミュレーションによる個別斜面での被害想定が有効であり，土砂の流動挙動や流下範囲を精度よく表現できる解析ツールの構築が重要である。

筆者らは，これまでに，CFD(Computational Fluid Dynamics)に基づいて土砂流動や地盤の大変形を表現する手法を提案している [1)]。この手法では，土砂を Bingham 流体と仮定して連続体モデルを用いて土砂の流動特性を再現する。これまでに，自由表面の計算精度と完全な質量保存を目的として THINC(Tangent of Hyperbola for Interface Capturing)法 [2)3)]を導入しており，底面摩擦の影響を考慮するための速度の境界条件を提案している [4)]。

本研究では，CFD による連続体モデルと，DEM（Discrete Element Method）による離散体モデルを用いて，Denlinger ら [5)]が行った乾燥砂の流動実験を再現する。連続体と離散体の両モデルの結果を比較することで，両者の利点や解析上の留意点を整理し，土砂の流動挙動を再現する上で重要となる項目について議論する。

2.　解析手法

2.1　連続体モデル(CFD)

連続体モデルを用いる CFD 解析では，流動材料を非圧縮性流体と仮定し，以下の式を支配方程式として用いる。

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho}\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + g_i \tag{1}$$

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial (u_i \varphi)}{\partial x_i} = 0 \tag{2}$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial (u_i \rho)}{\partial x_i} = 0 \tag{3}$$

式(1)は，運動量保存則，式(2)は密度関数の保存則，式(3)は密度の質量保存則である。ここで，φは密度関数，u は速度，

ρ は密度，σ は応力，g は重力を表している。非圧縮性材料の場合，密度変化がないため，式(3)は以下のようになる。

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \tag{4}$$

本研究では，以下の非圧縮性非 Newton 流体の応力～ひずみ関係を用いる。

$$\sigma_{ij} = -p\delta_{ij} + 2\eta' V_{ij} = -p\delta_{ij} + \eta'\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right) \tag{5}$$

ここで，δ_{ij} はクロネッカーのデルタ，V_{ij} はひずみ速度テンソルである。また，η' は時間的および空間的に変化する粘性係数であり，以下の式により計算される。

$$\eta' = \eta_0 + \frac{c + p\tan\phi}{\sqrt{2V_{ij}V_{ij}}} \tag{6}$$

ここで，η_0 は粘性係数の最小値，c は粘着力，ϕ は内部摩擦角である。上式は，Mohr-Coulomb の破壊基準により得られるせん断強度を有した Bingham 流体モデルの粘性を，Newton 流体の粘性として表現した場合の等価粘性係数を示している。上式中には粘着力と内部摩擦角が含まれており，これらの値を変化させることで粘性材料と摩擦性材料の両方の変形特性を表現することができる。計算の中では，毎時間ステップ各計算点で等価粘性係数の値は更新されるが，1 ステップの計算の中では一定の値としている。

式(1)に式(5)を代入すると次式となる。

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j\frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x_i} + 2\frac{1}{\rho}\frac{\partial}{\partial x_j}(\eta' V_{ij}) + g_i \tag{7}$$

通常，Newton 流体を対象とする場合は，粘性係数が変化しないとして，式(7)をさらに変形するが，本研究では，等価粘性係数を用いており，粘性の空間勾配を考慮する必要があるため，式(7)をそのまま用いる。

密度関数φ は各材料に対してそれぞれ定義され，計算メッシュ内に存在する各材料の占有率を示し，0～1 の値で表現される。例えば，空気と水の混相場を考えれば，空気と水に対してそれぞれの密度関数φ_{air}とφ_{water}が定義される。このとき，あるメッシュにおいてφ_{air}=1 でφ_{water} =0 であれば，そのメッシュ内は全て空気となる。

各メッシュ内の物性値(粘性係数η，密度ρ)は以下の式で定義する。

$$\rho = \varphi_{air}\rho_{air} + \varphi_{snow}\rho_{snow} \qquad (0 \le \varphi \le 1) \tag{8}$$

$$\eta = \sum \varphi \cdot \eta \qquad (0 \le \varphi \le 1) \tag{9}$$

速度の移流項の計算には CIP(Confined Interpolation Profile)法[6]を適用し，それ以外の項の空間離散化については差分法を適用している。

式(2)の移流方程式流を解くことで流動材料の自由表面の移動を表現できる。式(2)については，流動材料の質量保存とシャープな界面の表現を目的として，THINC 法[2) 3)]を適用している。THINC 法は，補間関数に双曲型正接関数を用いることによって，自由表面をシャープに扱うことができる。双曲型正接関数は式(10)のような式で示される。

$$F^{\pm}(x) = \pm\tanh(\beta x) \tag{10}$$

この関数は，図 1 に示すようなプロファイルであることが一般的に知られている。

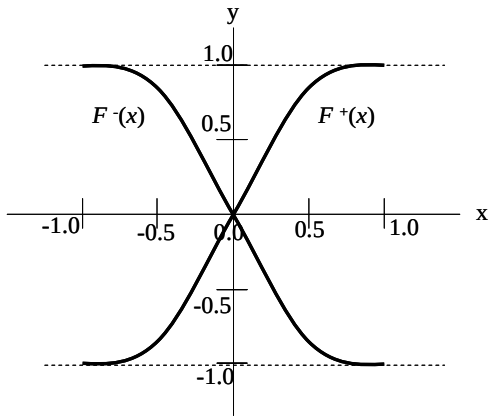
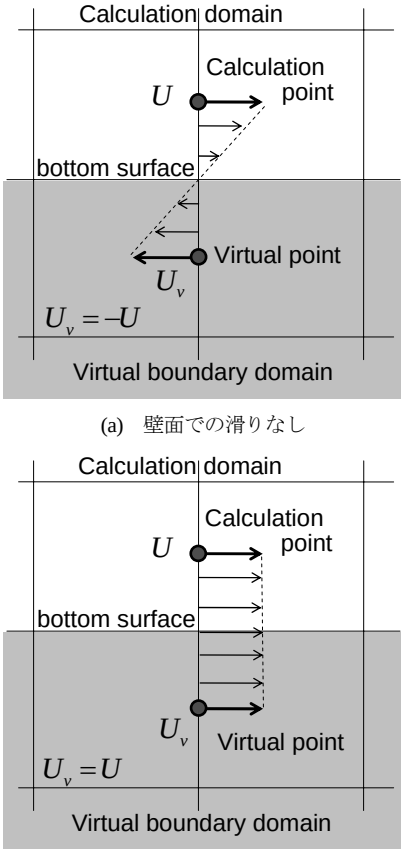


図 1　双曲型正弦関数のプロファイル

β は補間関数の勾配の大きさを調節する値であり，数値拡散を防ぎたい場合には，β を大きくし補間関数の勾配をさらに急峻なものにし，自由表面をシャープにすることができる。



(a)　壁面での滑りなし

(b)　壁面での滑りあり

図 2　壁面での速度の境界条件

壁面摩擦の影響については，図 2 に示すように，壁面部での速度の境界条件を操作することで表現している。壁面

部で non-slip 条件とする場合，図 2-(a)のように，壁面内部に仮想計算点を配置し，壁面近傍の計算点の速度に対して逆方向の速度を与え壁面上で速度が 0 となる条件を満足させる。これに対して，任意の壁面摩擦を表現するために，仮想点における速度の設定に係数 を導入することで，仮想点の速度を変化させて壁面上での摩擦を調整する。仮想点での速度 U_v は，壁面近傍の速度を U とすると以下のようになる。

$$U_V = -U(2\alpha - 1) \tag{11}$$

係数αは 0～1 の値をとり，α=1 のとき non-slip 条件となり，α=0 のとき slip 条件となる。また，係数αは，粘着成分を含まない摩擦性材料の場合，以下の式により決定される。

$$\alpha = \frac{\tan\phi_B}{\tan\phi} \tag{12}$$

ここで，ϕ は流動材料の内部摩擦角，ϕ_Bは壁面摩擦角である。

2.2 離散体モデル(DEM)

離散体モデルを用いる DEM 解析では，粒子の集合体の動きを計算し，粒状材料の挙動を再現する。本研究では粒子間力を図 3 のモデルで表現する。図に示したように，法線方向と接線方向にそれぞれバネとダッシュポットを設定している。さらに，接線方向にはスライダーを設定している。

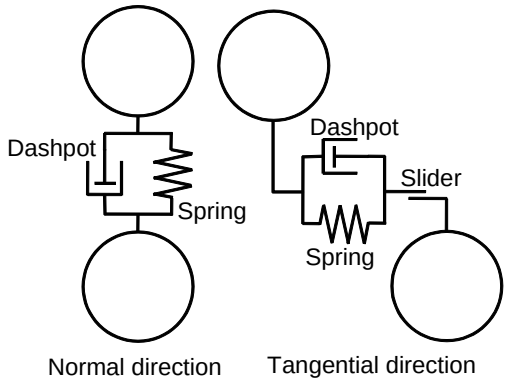


図 3　DEM で用いる粒子間力モデル

解析パラメータは，法線方向のバネ定数 k_n と粘性係数 C_n，法線方向のバネ定数 k_s と粘性係数 C_s，および粒子間摩擦係数μである。本研究においては，法線方向と接線方向のバネ定数および粘性係数は一致すると仮定する。バネ定数と粘性係数の関係は，減衰定数 h を導入して以下の式で表現される [7]。

$$C = 2h\sqrt{k \cdot m} \tag{13}$$

ここで，m は DEM の粒子の質量である。上式より，バネ定数と減衰定数が決まれば粘性係数が決定できる。

3. 砂の流動実験の再現解析

Denlinger ら [5]は，図 4 に示した乾燥砂の流動実験を行い，時間経過に伴う到達距離と砂の層厚分布について調べている。図 5 は各時刻における実験から得られた層厚分布であり，図中のコンター線は層厚を表し，その間隔は 1mm である。実験では，模型斜面上部に壁を設置して一定量の乾燥砂(290cm^3)を投入し，壁を取り除くことで砂の流動を発生させている。初期状態における砂の密度は 16kN/m^3，斜面角度は 31.4 度，砂の内部摩擦角は 40 度，斜面底面は合成樹脂で作られており，砂と底面部の摩擦角は 29 度と報告されている。ただし，底面の摩擦角は静的な実験で得られたものであり，動的な値については言及されていない。

本研究では，Denlinger ら [5]が行った実験を，CFD(連続体)と DEM(離散体)の 3 次元解析によって再現する。図 6 と図 7 は，CFD と DEM で用いたそれぞれの解析モデルを示している。CFD の解析モデルは，重力加速度の方向を変化させて斜面勾配を表現した。DEM の計算では，直径 2mm の球形粒子を 35410 個用いて実験と同様の初期位置に同様の密度となるように設置し，砂を表現した。表 1 に CFD の解析で用いたパラメータ，表 2 に DEM の解析で用いたパラメータを示す。CFD の解析では底面摩擦角を，DEM の解析では粒子間力のパラメータを変化させた。全てのケースで土粒子密度を 2.65×10^{3}kg/m^3，実験前の砂の初期密度を 1.61×10^{3}kg/m^3，内部摩擦角を 40 度とした。

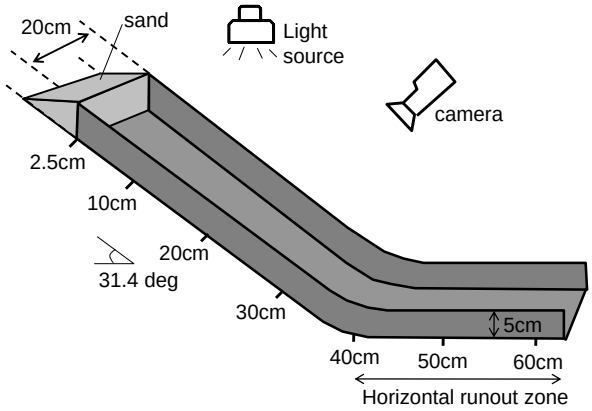


図 4　小規模な滑り台で行った砂の流動実験

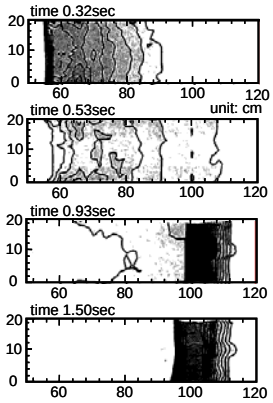


図 5　実験で得られた土砂の層厚分布

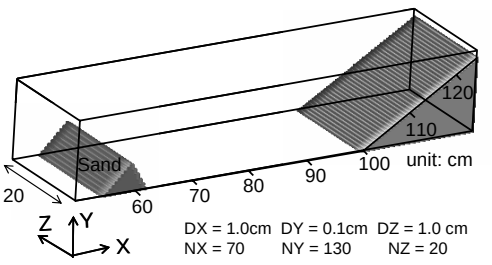


図 6　CFD 解析で用いた解析モデル

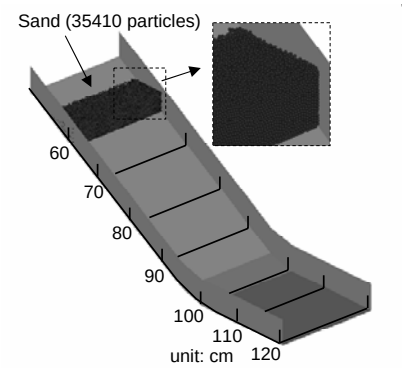


図 7　DEM 解析で用いた解析モデル

表 1　CFD の解析パラメータ

Case	Surface friction angle (degree)
CFD case1	29
CFD case2	20
CFD case3	15

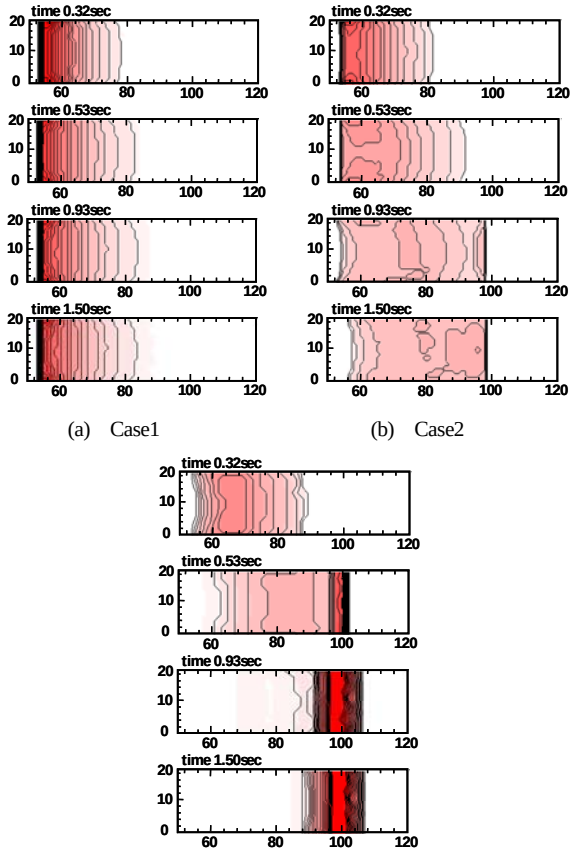
表 2　DEM の解析パラメータ

Case	Surface friction angle (degree)	Spring constant (N/m)	viscosity coefficient (N·s)	Dumping coefficient
DEM case1	29	1.0×10^{3}	6.66×10^{0}	1.0
DEM case2	29	1.0×10^{4}	2.11×10^{1}	1.0
DEM case3	29	1.0×10^{5}	6.66×10^{1}	1.0
DEM case5	29	1.0×10^{6}	2.11×10^{2}	1.0
DEM case6	29	1.0×10^{6}	4.20×10^{3}	2.0
DEM case7	29	1.0×10^{6}	6.30×10^{3}	3.0

3.1　CFD 解析の結果

図 8 に解析から得られた層厚分布を示す。実験結果と同様に，図中のコンター線は層厚を表し，その間隔は 1mm である。Case1(底面摩擦角 29 度)では，実験で流動した距離の半分程度しか流れておらず，与えた底面摩擦角の値が大きすぎることがわかる。これは，実験で報告されている底面摩擦角が静的な実験により求められたものであるためと考えられる。

簡易的に砂を剛体として仮定した場合，実験結果の砂の先端部の到達距離と時間の関係から動的な底面摩擦角は 15 度程度と推測される。そのため，底面摩擦角を 20，15(Case2，Case3)の 2 ケースについて解析を行った。これらのケースの計算結果より，底面摩擦角を小さくすることで，解析結果が実験結果に近づいていることがわかる。特に Case3（底面摩擦角が 15 度）から得られた結果は概ね実験結果と一致している。現実の現象においては，底面付近で流れている砂は，粒子の回転や粒子同士の反発が影響して，全体としての動摩擦係数は非常に小さくなると考えられる。連続体モデルでは，これらの効果は無視しているため，実際の粒状体の流れを表現するためには，流動中の粒子の回転や反発の効果を含んだ底面摩擦角を設定する必要があることがわかる。



(a)　Case1　　(b)　Case2

(c)　Case3

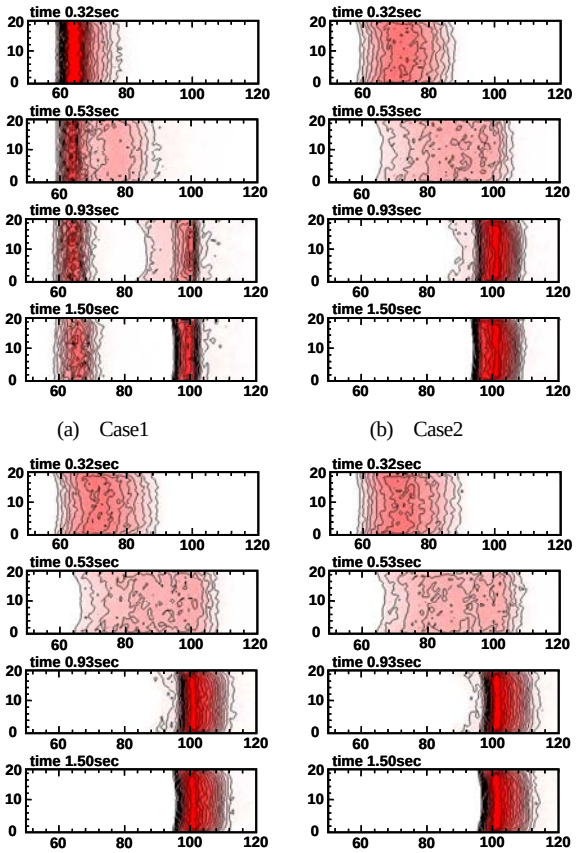
図 8　CFD で得られた層厚分布

3.2　DEM 解析

3.2.1　バネ定数の効果

DEM による解析では，バネ定数と減衰定数を決定し，式(13)からダッシュポットの粘性係数を決定する。バネ定数は材料の疎密波速度やせん断波速度から求めるのが一般的[8]であるが，多くの場合，バネ定数が非常に大きな値となり，時間増分を小さく設定することになるため，長い計算時間が必要となる。特に，本研究のように，粒子サイズが小さい多数の粒子を扱う場合，この傾向は顕著になり，計算時間が長くなりやすい。これに対して，減衰定数が一定であれば，バネ定数がある程度大きな値であれば解析結果に影響を与える影響は少ないと考えられる。そこで，本研究では，まず，減衰定数を一定の条件下で，バネ定数が解析結果に与える影響を調べた。表 2 の Case1～Case4 は，減衰定数を一定値の 1.0 として，バネ定数を変化させた解

析ケースである。なお，先述のとおり，接線方向のバネ定数と法線方向のバネ定数の値は同じ値としている。図 9 は計算から得られた層厚分布である。実験結果と同様に，図中のコンター線は層厚を表し，その間隔は 1mm である。バネ定数が一番小さい Case1(k=1.0×10^3 N/m)では，実験に比べてゆっくりと流動し，流動挙動も他の結果と比べて大きく異なっている。しかし，バネ定数を大きくすることで徐々に実験に近い停止位置で流動が収まる結果となることがわかる。また，Case3(k=1.0×10^5 N/m)と Case4(k=1.0×10^6 N/m)では，ほぼ同様の結果となっており，バネ定数の値が大きくなるにつれて，解析結果が収束していることが確認できる。よって，1.0×10^6 N/m は本解析のバネ定数として十分に大きな値であると推測されるため，以下の解析では，バネ定数を 1.0×10^6 N/m に固定して解析を実施している。



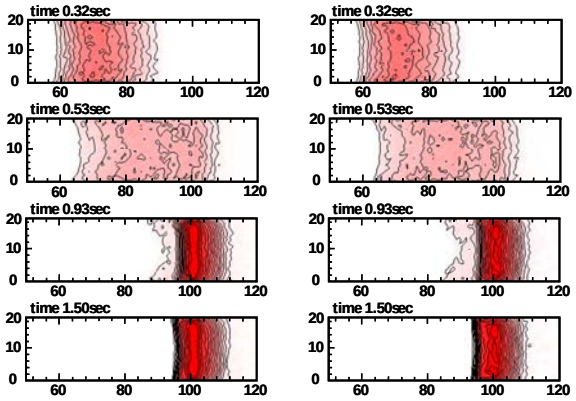
(a) Case1　(b) Case2

(c) Case3　(d) Case4

図 9　DEM で得られた層厚分布(バネ定数の効果)

3.2.2　減衰係数の効果

先述の Case4 の結果では，砂の最終的な到達距離は実験結果と一致しているものの，0.53 秒後の流動中の層厚分布を比較すると，実験結果では斜面上部に砂の大部分が残っているのに対して，解析結果では斜面下部に大部分が移動している。そのため，流動中の流動速度は実験値よりも早くなっていると考えられる。しかしながら，Case4 では，減衰定数を 1.0 としており，流動速度を下げるためには，1.0 以上の減衰定数を設定する必要がある。そこで，値としては非現実的ではあるが，Case5，6 において，減衰定数を 2.0 と 3.0 として解析を行った。図 10 にこれらの計算結果を示す。減衰係数を大きくすることで，流動途中の層厚分布が実験の層厚分布に近いていくが，それとともに最終的な到達位置が短くなっており，これ以上減衰定数を大きくしても，解析結果と実験結果が一致しない。以上により，球形粒子を用いた解析では，ある程度実験の層厚分布を表現できるが，流動中の挙動と流動後の到達距離を同一のパラメータで再現することは難しいということが確認された。



(a) Case5　(b) Case6

図 10　DEM で得られた層厚分布(減衰係数の効果)

3.2.3　非球形粒子モデル

球形モデルでは，解析パラメータを変化させても，実験から得られた流動する砂の層厚分布を完全に表現することは難しいという結果になった。そのため，非球形粒子モデルを用いて解析を行った。図 11 は解析で用いた非球形の粒子モデルである。非球形の粒子は，直径の最大値が 2mm となるように球形粒子を 4 つ重ね合わせている。

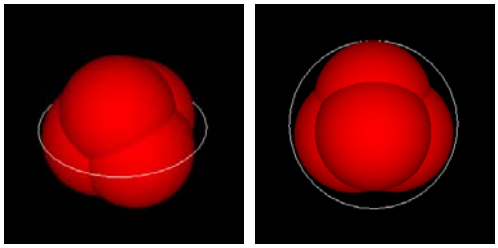


図 11　非球形の粒子モデル

表 3 に非球形粒子モデルを用いた解析の各ケースのパラメータを示す。バネ定数は k=1.0×10^6 で固定し，減衰係数を 1.0，0.8，0.6，0.4，0.1，0.07 の 6 ケースとした（Case7～12）。図 12 は解析結果から得られた層厚分布である。粒子を球形から非球形に変化させることで，球形モデルの場合と比べて砂の流動速度が著しく遅くなっており，粒子モデルを非球形とすることで，解析結果が減衰定数に大きく依存することがわかる。最終的に実験に近い結果を示した

減衰係数は 0.07 であり，流動中と流動後の層厚分布が非常に実験とよく一致しており，実験の砂の流動を精度よく再現できていることがわかる。

表 3　非球形粒子を用いた DEM 解析のパラメータ

Case	viscosity coefficient (N·s)	Dumping coefficient
DEM case7	2.10×10^{2}	1.0
DEM case8	1.68×10^{2}	0.8
DEM case9	1.26×10^{2}	0.6
DEM case10	8.39×10^{1}	0.4
DEM case11	2.10×10^{1}	0.1
DEM case12	1.47×10^{1}	0.07

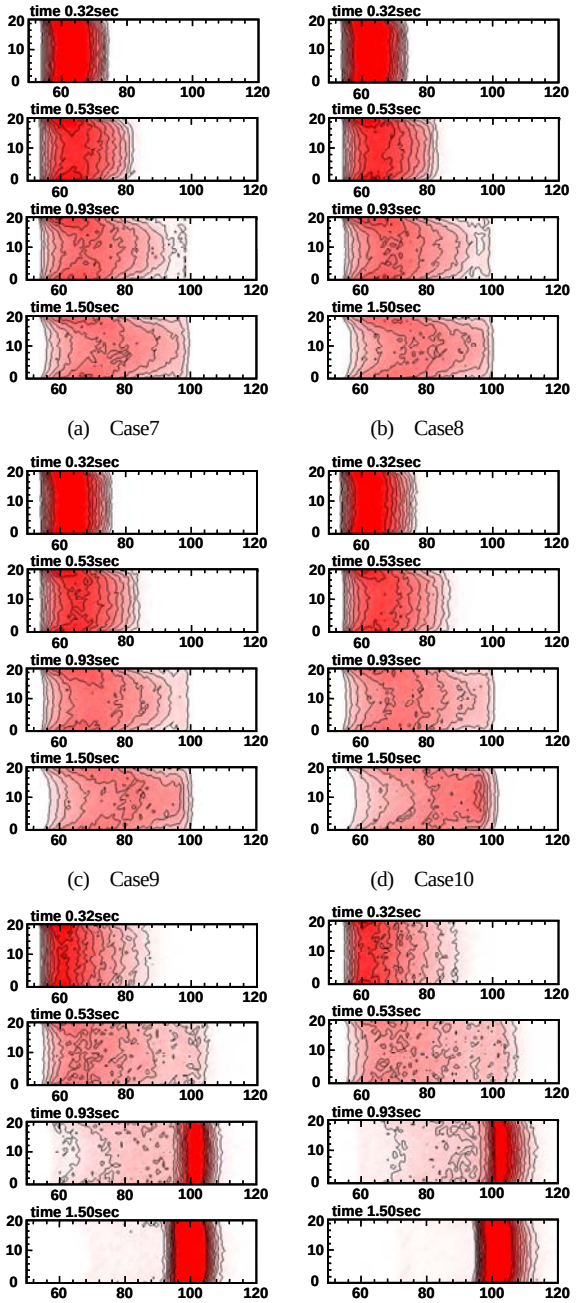


図 8　DEM で得られた層厚分布(非球形)

以上の結果から，離散体モデルを用いて粒状体の流動を再現する場合，球形粒子モデルでは限界があるのに対して，非球形粒子モデルは現実的なパラメータの値の範囲内で現実を制度よく再現することができることが確認された。

4.　まとめ

本研究では，連続体モデルと離散体モデルを用いて，砂の流動実験を再現した。連続体モデルでは，実験で報告されている底面摩擦角よりも小さな値を用いることで，実際に模型斜面で流動した砂の挙動を概ねうまく再現することができた。これは，流動中の底面部での砂粒子の回転や反発の効果を連続体で直接表現することが困難であるため，底面摩擦角にそれらの効果を含めて設定する必要があるためである。離散体モデルでは，始めに球形粒子を用いた解析を実施したが，砂の流動と流動後の到達距離を同一のパラメータで再現することは難しいという結果になった。また，減衰定数の値も過減衰領域である 1.0 以上の値を使う必要があり，実際の現象との整合性がとれていない。そのため，非球形粒子モデルを導入して解析を行った。減衰定数を変化させたところ，減衰定数を 0.07 に設定したケースの解析結果で，流動中と流動後の層厚分布が実験と制度よく一致し，実際の砂の流動を再現できていることが確認された。

本研究の結果より，流動中の粒子の回転や反発を考慮できない連続体モデルでは，底面摩擦角が流動挙動をコントロールする重要な解析パラメータとなることが確認された。これに対して，離散体モデルでは，粒子の回転や反発を直接表現できるが，球形モデルと非球形モデルでは，流動挙動が大きく異なり，現実の現象を精度よく再現するためには，非球形粒子モデルを用いることが重要となることが確認された。

参　考　文　献

1) S. Moriguchi, A. Yashima, K. Sawada, R. Uzuoka, and M. Ito: Numerical simulation of flow failure of Geomaterials based on fluid dynamics, Soils & Foundations, 45, pp.155-166, 2005.

2) Xiao, F., Honma, Y. and Kono, T.: A simple algebraic interface capturing scheme using hyperbolic tangent function, International Journal for Numerical Methods in Fluids,48,pp.1023-1040,2005.

3) K. Yokoi.: A simple algebraic interface capturing scheme using hyperbolic tangent function. J. Comput. Phys. 2007, vol.226, pp.1985-2002.

4) 森口周二, Ronald I. Borja, 八嶋厚, 沢田和秀, 小田憲一: 底面摩擦を考慮した乾燥砂の流動解析, 日本機械学会第22回計算力学講演会 CD-ROM 論文集, pp.484-485, 2009.

5) R. P. Denlinger and R. M. Iverson: Flow of variably fluidized granular masses across three-dimensional terrain, Journal of Geophysical Research, 106, B1, pp. 553-566, 2001.

6) T. Yabe and T. Aoki: A universal solver for hyperbolic equations by cubic polynomial interpolation, Computer Physics Communications, 66, pp.219-232, 1991.

7) 大町達夫, 荒井靖博: 個別要素法で用いる要素定数の決め方について, 構造工学論文集 Vol.32A, pp.715-723, 1986.

8) 伯野元彦: 破壊のシミュレーション, 森北出版, pp.39-45, 2004.

非排水繰返し載荷時における豊浦砂の力学挙動の数値シミュレーション

Numerical simulation of Toyoura sand subjected to cyclic load under undrained conventional triaxial test

山口健太朗[1]，陳英芝[2]，黒川正弘[3]，笹岡大路[1]，張鋒[4]

1　名古屋工業大学大学院・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻
2　韓国建設技術研究院・基盤施設研究本部・地盤研究室
3　NEXCO 中日本
4　名古屋工業大学大学院・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻 E-mail：cho.ho@nitech.ac.jp

概　　要

地盤の液状化挙動を評価するために数値解析が用いられている。境界値問題の数値解析の精度を向上するためには室内要素試験結果の信頼性が求められている。本研究では、動的三軸試験機を用いて非排水繰返し試験を行うことにより、砂の非排水せん断時の力学挙動を検証した。また，過圧密・構造・異方性の概念を導入した弾塑性構成式を用いて、非排水繰返しせん断時試験と同条件の２次元及び３次元有限要素解析を行い、供試体の不均一性が砂の力学挙動に及ぼす影響を検証した。 要素試験の結果より、初期間隙比・繰返し応力比・初期拘束圧の違いが供試体の平均的挙動に与える影響はあるが、載荷周波数による影響はないことが分かった。一方、数値解析の結果より、摩擦や初期不整などの要因が供試体に力学挙動の不均一性をもたらすが、供試体の平均的力学挙動にさほど影響をおよぼさないことも分かった。

キーワード：砂の非排水繰返し試験，構成式，過圧密，構造，有限要素解析

1.　はじめに

近年では，地震時の地盤の挙動や液状化を評価するにあたって，数値解析によって正確に地盤の挙動を予測しようという考えが研究の主流となっており，地盤材料の変形挙動をより正確に表現できる構成式の提案が最も重要であると言える．本研究では，動的三軸試験機を用いて砂の繰返しせん断時の力学挙動を検証し，液状化時の砂の力学挙動の実験的解明を試みる．また，過圧密(Hashiguchi & Ueno, 1977)・構造(Asaoka et al, 1998)・異方性(Sekiguchi, 1977)の概念を導入した砂の弾塑性構成式(Zhang et al, 2007)に基づいた 2 次元及び 3 次元の有限要素解析を行い，供試体の内部に生じる応力状態や変形挙動を検証し，要素試験の結果と比較することにより本構成式に基づく有限要素解析の有用性を検証する．また，実際の土の供試体は物理的な制約条件により，内部の力学挙動が均一であることは不可能であるため，供試体の不均一性が変形及び破壊挙動特性にどのような影響を及ぼすかを有限要素解析によって検討する．

2.　室内動的三軸試験

2.1　試験概要

本試験では，繰返し荷重とその載荷周波数を制御できる動的三軸試験機を用いて非排水繰返しせん断試験を行った．試験に用いた土の試料は豊浦砂（e_{max} = 0.975, e_{min} = 0.613, ρ = 2.65g/cm^3）である．供試体は高さ 10cm，直径 5cm の円柱のものを用いる．計測項目は垂直荷重，垂直変位，横圧（側圧），間隙水圧と体積変化の 5 つである．周辺機器及び三軸室の概要は図 1 に示す．なお中密な砂は締め固め法で，緩い砂は水中落下法で供試体を作製した．

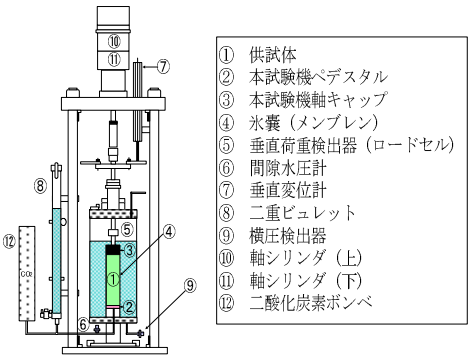


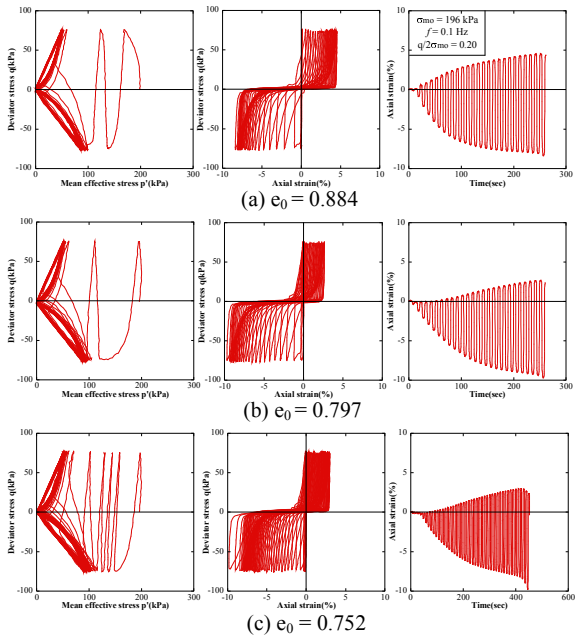
図 1　三軸室及び周辺機器

2.2　試験結果

本研究では，初期間隙比，繰り返し応力比，載荷周波数，初期拘束圧の影響について着目し，繰返しせん断時の力学挙動を検討した．

(1) 初期間隙比の影響

まず，初期間隙比の違いについて比較する．試験結果を図 2 に示す．なおグラフは左から有効応力経路，応力－ひずみ関係，軸ひずみの時刻暦である．共通する初期条件は図(a)中に示す．有効応力経路より，初期間隙比の値が大きい方が，サイクリックモビリティに至るまでの繰り返し回数が少なく非常に液状化しやすいことが分かる．応力 - ひずみ関係及び軸ひずみの時刻歴を見ると，ゆるい供試体の場合は，載荷初期には伸張側に発達していた軸ひずみが，繰り返し載荷が進むにつれて圧縮側にも発達し，供試体が圧縮と膨張を繰り返しながら，次第に剛性を失い，変形の度合いが大きくなっている．密な供試体では圧縮側へのひずみの進行は比較的小さい．



(a) $e_0 = 0.884$

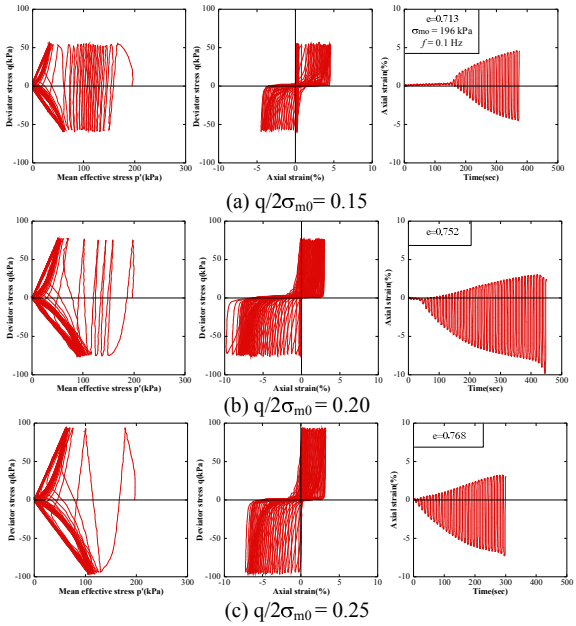
(b) $e_0 = 0.797$

(c) $e_0 = 0.752$

図 1 初期間隙比の違いによる影響

(2) 繰返し応力比の影響

繰り返し応力比の違いによる影響を比較する．試験結果を図 3 に示す．有効応力経路を見ると，繰り返し応力比が小さい方がサイクリックモビリティに至るまでの繰り返し回数が多いことが分かる．このことから，繰り返し応力比が 0.15 と非常に小さい場合は，他のケースと比べてもはるかに液状化しにくいことが分かる．それぞれのケースで有効応力経路は異なった挙動を示しているが，応力 - ひずみ関係及び軸ひずみの時刻歴を見ると，液状化後の繰り返し載荷回数の違いから若干の違いはあるが，繰り返し応力比が変わっても，ほぼ同じような挙動を示していることがわかる．このことから，供試体の間隙比が同じであるのなら，繰り返し応力比が異なっていても変形挙動の違いはさほど大きくないということが言える．また，繰返し応力比が小さい程，軸ひずみが生じるのに時間がかかっていることが分かる．



(a) $q/2\sigma_{m0} = 0.15$

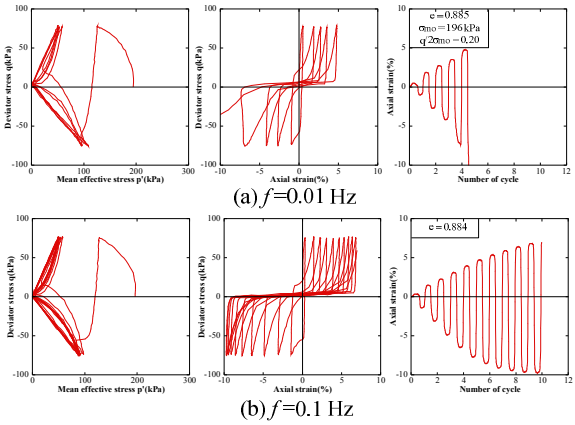
(b) $q/2\sigma_{m0} = 0.20$

(c) $q/2\sigma_{m0} = 0.25$

図 2 繰返し応力比の違いによる影響

(3) 載荷周波数の影響

載荷周波数が与える影響について比較する．試験結果を図 4 に示す．図 4 に関しては，二酸化炭素で供試体内の空気を置換する方法で作製した非常にゆるい供試体を用いて行った実験結果を提示する．有効応力経路を見ると，液状化するまでの繰り返し回数に大きな違いはないが，応力 - ひずみ関係，軸ひずみの時刻歴を見ると，0.01Hz という遅い載荷周波数ではサイクリックモビリティに入ると，少ない載荷回数で急激に伸張側に変形が進行し軸ひずみが 10%を大きく超えて実験を続けることが不可能になった．一方，比較的速い周波数で載荷すると，ひずみの蓄積が急激に大きくなることなく、徐々に進展していく．しかし，全体的挙動を見るかぎり，載荷周波数による影響が少ないと考えられる．



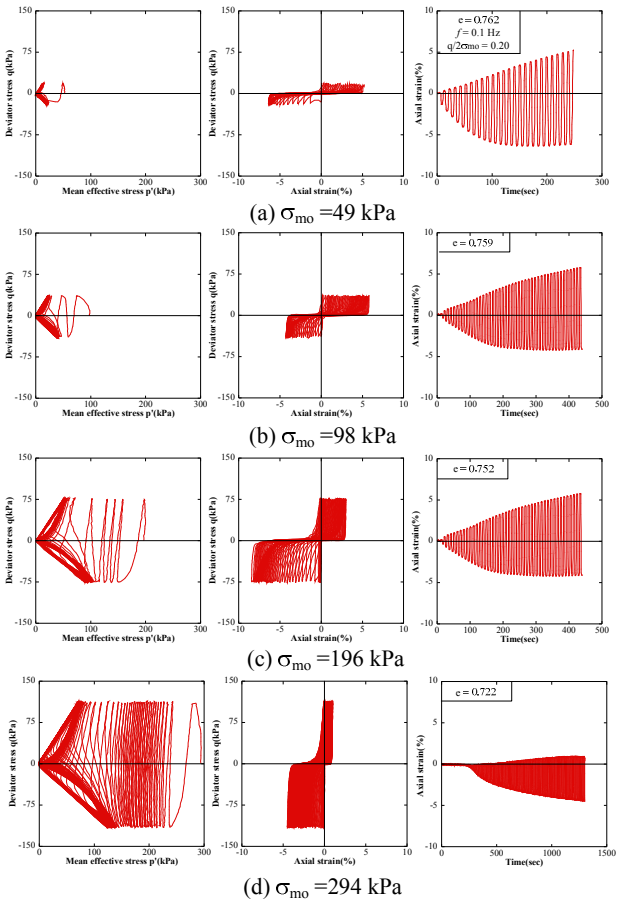
(a) f=0.01 Hz

(b) f=0.1 Hz

図 3 載荷周波数の違いによる影響

(4) 初期拘束圧の影響

次に，初期拘束圧が与える影響について比較する．試験結果を図 5 に示す．有効応力経路を見ると，拘束圧が大きくなるにつれて，液状化に至るまでの繰り返し回数が多くなることが分かる．の応力 - ひずみ関係を見ると，ひずみの発生量の程度に大きな違いが表れ，特に(d)の拘束圧 294kPa に関しては圧縮側のひずみがほとんど進行していないことが分かる．また，両ひずみ振幅が 5%に達するまでの繰り返し回数は，196kPa では 14 回，294kPa では 108 回とその違いが顕著に表れた．拘束圧が高くなることで，圧縮側のひずみの発達が抑制され，結果としてひずみ振幅の増加が抑えられたものと考えられる．



(a) σ_{mo} =49 kPa

(b) σ_{mo} =98 kPa

(c) σ_{mo} =196 kPa

(d) σ_{mo} =294 kPa

図 4　初期拘束圧の違いによる影響

以上の比較検証により，本研究で行った非排水繰り返しせん断試験の結果の再現性及びほかの既存研究データとの一貫性があることがわかった．また，構成式を検証するための重要な基礎データを得ることも出来た．

3.　数値シミュレーション

3.1　数値解析の概要

過圧密・構造・異方性の概念を導入した砂の弾塑性構成式(Zhang et al, 2007)及び有限変形アルゴリズムに基づいた土 - 水連性境界値問題の支配方程式によって作られた解析プログラム「DBLEAVES」(Ye, 2007)を用いて 2 次元及び 3 次元有限要素解析を行うことによって，境界値問題としての供試体の変形挙動を検証する．図 5 に解析メッシュ及び境界条件を，表 1 及び表 2 に決定した豊浦砂の材料パラメータ(Jin,2010)および要素シミュレーションにより決定された供試体の初期状態特性値(黒川,2010)を示す．

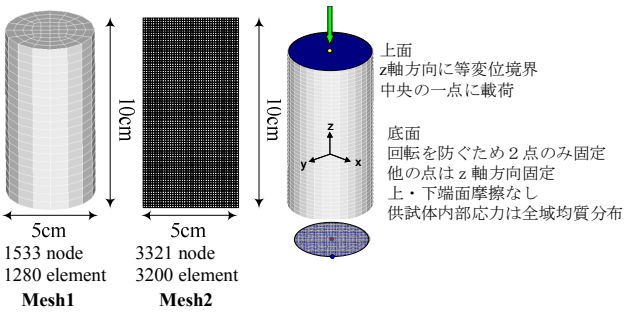


図 5　解析メッシュ及び解析条件(Jin, 2010)

表 1　豊浦砂の材料パラメータ

弾塑性及び発展則パラメータ	記号	値
破壊時の主応力比	σ_1/σ_3	3.29
ポアソン比	ν	0.3
間隙比　N　(p'=98kPa on N.C.L)	N	0.87
圧縮指数	λ	0.05
膨潤指数	κ	0.0064
過圧密劣化指数	m	0.01
構造劣化指数	a	0.5
異方性発展指数	br	1.5

表 2　初期状態特性値

初期状態及び状態特性値	値
初期間隙比　e_0	0.705
初期拘束圧　p'（kPa）	196
初期構造　R^*	0.40
初期過圧密比　OCR	50.0
初期異方性　ζ	0.00

3.2　数値解析結果

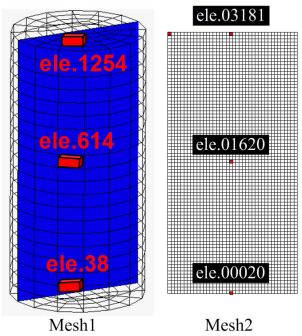


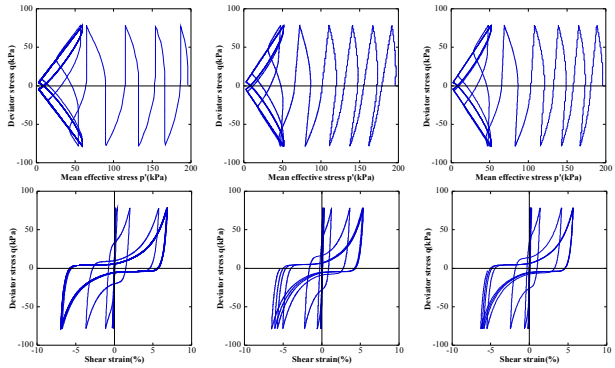
図 6　出力する要素の位置

本項で行う数値解析は初期拘束圧 196kPa, 繰り返し応力比 0.20，載荷周波数 0.1Hz（動的解析）のもとで行った．解

析メッシュ中の応力の出力位置は図 7 に示す通りである．ただし初期の内部応力は均質であるため，供試体端面の摩擦を与える場合以外の結果については，メッシュ中央部の要素のみを出力するものとする．

(1) 解析手法の違い

解析手法の違いが解析結果に与える影響を検討する．非排水条件下での繰返しせん断試験をそれぞれ，要素シミュレーション，静的有限要素解析，動的有限要素解析で再現する．静的有限要素解析では慣性力と，それに付随する減衰効果を無視できるという特徴がある．解析には Mesh2 の 2 次元解析メッシュを使用する．図 8 に解析結果を示す．結果を見ると，全ての解析手法においてサイクリックモビリティの挙動を確認することが出来た．動的解析と静的解析の結果を比較すると，発生するせん断ひずみ，サイクリックモビリティに至るまでの繰り返し回数など，両解析手法の結果は概ね一致していると言える．また，，，これらの解析結果と要素シミュレーションの結果を比較すると，サイクリックモビリティに至るまでの繰り返し回数に若干の違いがあるものの，繰り返し載荷に伴う有効応力の減少や，せん断ひずみの発生量にも大きな差がないことが分かる．

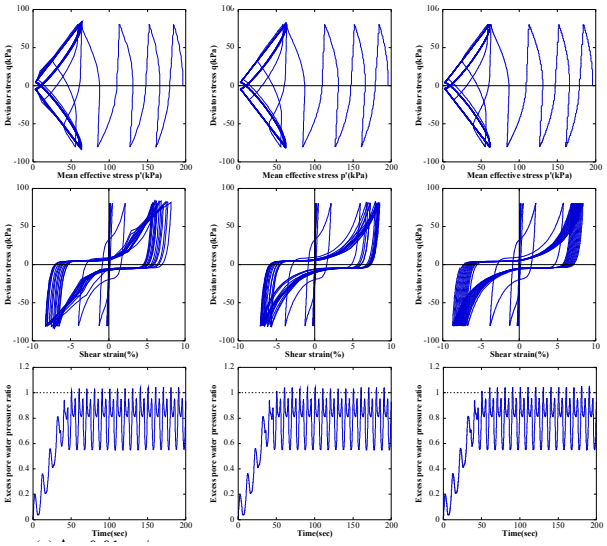


(a) 要素シミュレーション　(b) 静的解析　(c) 動的解析

図8　解析手法の違いによる影響

(2) 計算時間増分の違い

計算時間増分の違いが解析結果に与える影響について検討する．解析メッシュは Mesh1 を使用し，前述の所定の初期条件下で，20 回の繰り返し載荷の動的解析を行った．解析結果については図 9 に示す．解析結果のグラフのうち，有効応力経路及び応力 - ひずみ関係のグラフから，計算時間増分の違いは解析結果にある程度の違いを与えることが分かる．どのケースにおいてもサイクリックモビリティの挙動に至っているが，計算時間増分が 0.01sec/step 及び 0.005sec/step の場合には解析結果が若干荒くなっている．特に，0.01sec/step のケースでは有効応力経路と応力 - ひずみ関係のグラフに顕著な乱れが生じている．このことから動的解析を行う場合には，載荷周波数に応じて，適切な計算時間増分を選択することが重要であると考えられる．

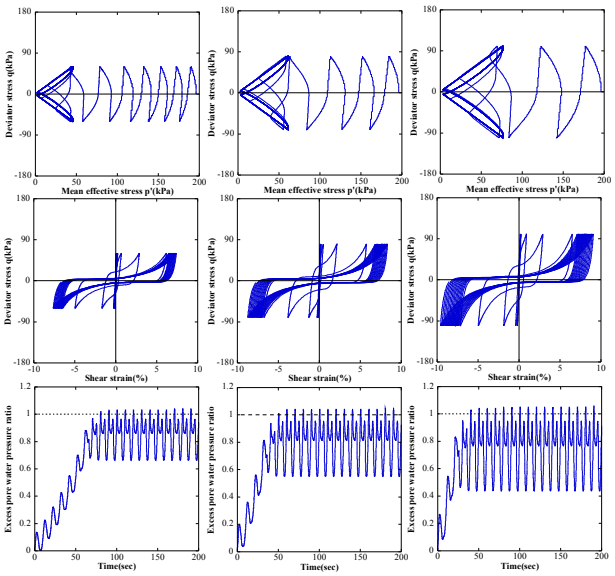


(a) Δt=0.01step/sec　(b) Δt=0.005step/sec　(c) Δt=0.002step/sec

図 9　時間増分の違いによる影響

(3) 繰返し応力比の影響

繰返し応力比の違いによる影響を検証する．解析メッシュは Mesh1 を使用するここでは 4 つの異なる繰返し応力比 0.15，0.20，0.25 でそれぞれ解析を行い，その結果を図 10 に示す．結果から，繰返し応力比が高ければ，より少ない繰り返し回数でサイクリックモビリティに至り，また，，より大きなせん断ひずみが生じており，砂の特性をよく表現できていることが分かる．しかしながら，圧縮側と伸長側にはほぼ同程度のひずみが発生しており，実験において伸長側の方がひずみの発生量が多いという結果と異なることから，この点に関しては今後構成式の改良が必要であるといえる．

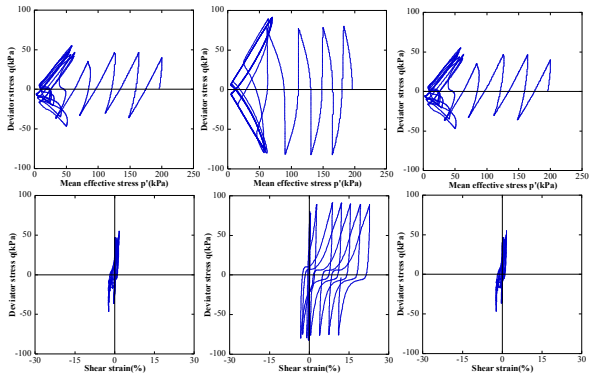


(a) q/σ_{mo}=0.15　(b) q/σ_{mo}=0.20　(c) q/σ_{mo}=0.25

図 10　繰返し応力比の違いによる影響

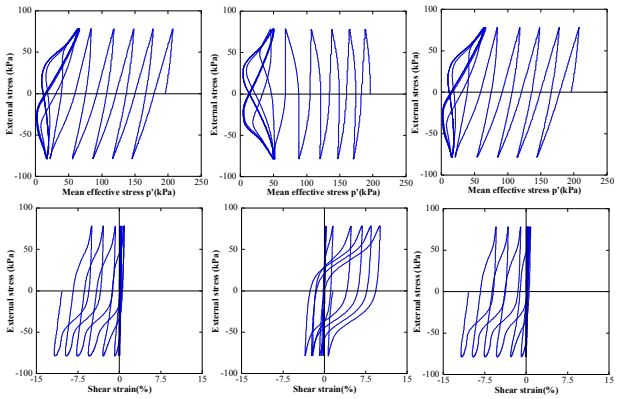
(4) 拘束条件の影響

Mesh1 を用いて供試体上下端面に摩擦を考慮した拘束条件を与え（供試体上部は x 軸方向固定，底部は x,y 軸方向固定），解析結果にどのような変化が生じるか検証を行なった．その解析結果を図 11 に示す．拘束条件を与えたところ供試体の上下と中央部での挙動は大きな差異を示した．中央部の要素の挙動は摩擦のない場合の挙動と比較的に似ている．また,，図 12 は上部，中央部および底部要素の平均結果を出力たものである．有効応力経路及び応力－ひずみ関係は供試体上部要素と下部要素で比較的に似た挙動を示しており，また,，せん断ひずみは伸張側に進展していることから，上部及び下部要素は膨張傾向にあることが分かる．また,，，中央部は摩擦なしの場合（図 8 及び図 9）と似た有効応力経路を示し，せん断ひずみは圧縮側に発生していることから圧縮傾向にあることが分かる．供試体に拘束条件を与えた場合，供試体の局所的な挙動が大きく異なることはあるが，供試体全体的な平均挙動は摩擦なし（理想状態）の状態と似た挙動を示すことが分かる．



(a) Element No.38　(b) Element No.614　(c) Element No.1254

図 11　上下端面の摩擦を考慮した解析結果（要素）

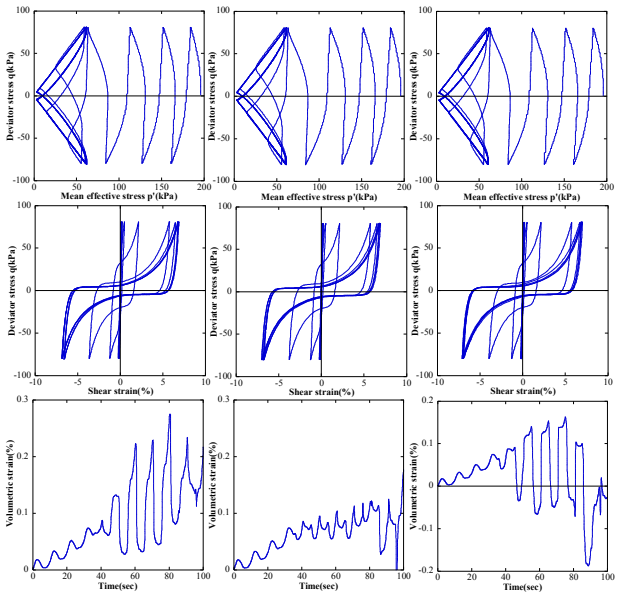


(a) Top layer　(b) Middle layer　(c) Bottom layer

図 12　上下端面の摩擦を考慮した解析結果（平均）

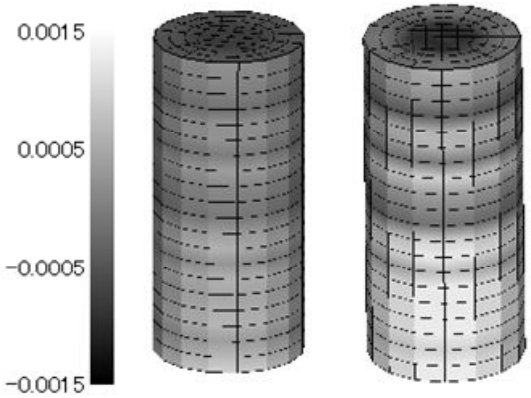
(5) 自重の影響

Mesh1 を用いて解析を行う際、供試体の自重の影響を考慮した場合、解析結果にどのような影響を与えるかを検証した．供試体の高さは 10cm と小さいので供試体自身の自重は拘束圧拘束圧に比べればはるかに小さいので自重の影響については，通常無視されることが多い．しかし，非排水繰返しせん断を行う際，供試体を液状化させた直後に，しばしば下方に砂が堆積し，上方に水がたまる現象が確認されており，供試体自重の影響がどの程度あるのかを比較・検証した．その解析結果を図 13 に示す．3 次元での有限要素解析では，体積ひずみの時刻歴には若干の違いが見られるが，有効応力経路及び応力－ひずみ関係にはそれほど大きな違いは見られなかった．また,，，体積ひずみの時刻歴は非常に小さな値を示しており，このことからも供試体の自重が与える影響は大きくないと考えられる．ただし、体積ひずみの発展傾向から見ると、自重を考慮した場合には供試体上部では膨張傾向，中央部及び底部では圧縮傾向にあることが分かる．このことは図 14 に示した載荷終了後の体積ひずみの分布図よりも見て取れる．実験で観察された供試体下方に砂が堆積し，上方に水がたまる現象に一致している．一方，供試体の自重を考慮していないケースでは体積ひずみの分布は一様である．



(a) Element No.38　(b) Element No.614　(c) Element No.1254

図 13　供試体の自重による影響

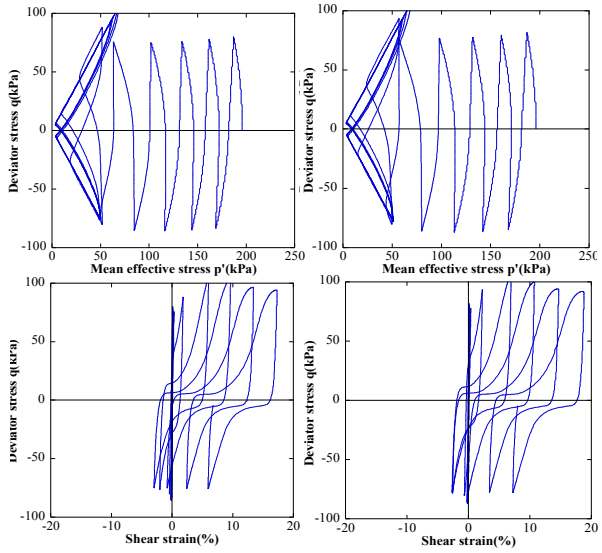


(a)自重なし　(b)自重あり

図 14　載荷終了後の体積ひずみの分布図

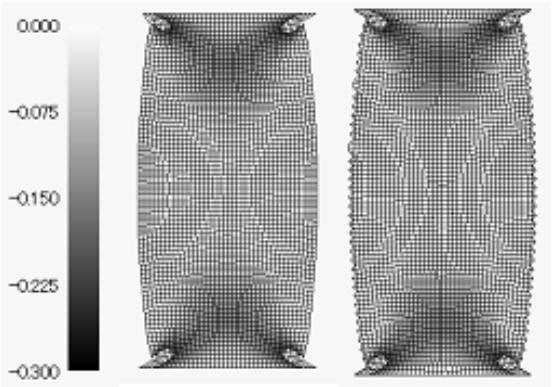
(6) 初期不整形の影響

最後に，Mesh2 を用いて供試体の初期不整形の影響について検証する．上下端面の拘束に加えて，供試体の表面の水平座標を 1mm ずつ内側にずらし，表面に初期不整形を与えて，比較・検証を行った．その解析結果を図 15 に示す．有効応力経路及び応力－ひずみ関係のグラフより，初期不整形を与えても，供試体の挙動には大きな違いが見られなかった．また，図 16 の載荷終了時の軸ひずみの発生量及び分布にも大きな違いは見られなかった．よって供試体全体としては初期不整形よる影響はさほど大きくないことが分かる．



(a)不整形なし　　(b)両面連続不整型

図 15　初期不整形の影響（端面摩擦あり）



(a)不整形なし　　(b)両面連続不整型

図 16　載荷終了後の軸ひずみの分布

4.　まとめ

動的三軸試験機を用いて，砂の非排水繰返し特性を様々な初期条件で比較検証を行った。その結果、初期間隙比や繰返し応力比、初期拘束圧の違いにより液状化に至るまでの繰返し回数やひずみの進行速度に違いが表れたが、載荷周波数の違いによる影響は見られなかった。また,，土・水連成解析プログラム「DBLEABES」を用いて砂の非排水繰返しせん断時の力学挙動を境界値問題としてシミュレーションした．解析において，載荷周波数や摩擦、初期不整形などの要因は供試体の局所的な挙動に影響を及ぼすが，供試体全体の平均的な挙動にとさほど影響がないことが分かった。したがって、要素試験の不均一性があったとしても、その試験結果が構成式のパラメータの決定に使用されても差し支えないと言える。しかし，摩擦がない計算では圧縮側と伸長側にはほぼ同程度のひずみが発生しているのに対して，実験では伸長側のひずみが大きく発生していることから，今後構成式の改良が必要であると考えられる．

参　考　文　献

1. Asaoka, A., Nakano, M. and Noda. T. (1998): Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, Proc. of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98, 232-242.
2. Hashiguchi, K. and Ueno, M. (1977): Elastoplastic constitutive laws of granular material, Constitutive Equations of Soils, Pro. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Spec. Ses. 9, Murayama, S. and Schofield, A. N. (eds.), Tokyo, JSSMFE, 73-82.
3. Jin Youngji (2010):Unified modeling of sand under different conditions and its applications and its application to numerical simulation of boundary value problem, Doctoral Dissertation, Nagoya Institute of Technology.
4. Sekiguchi, H. (1977): Rheological characteristics of clays, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech., Found. Eng., Tokyo, Vol.1, 289-292.
5. Ye Bin(2007): Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand.
6. Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K. (2007): Explanation of Cyclic Mobility of Soils: Approach by Stress-Induced Anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, 635-648.
7. 黒川正弘 (2010) ：繰返し載荷を受ける砂の力学挙動の要素試験及び数値シミュレーション，名古屋工業大学修士論文

高塑性粘土の力学挙動に及ぼす種々の要因についての実験的検討

Effects of various factors on mechanical behavior of highly plastic clay

三好直輔[1]，福沢宏樹[1]，小高猛司[2]，板橋一雄[3]

1　名城大学大学院・理工学研究科建設システム学専攻
2　名城大学・理工学部建設システム工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
3　名城大学・常勤理事

概　　要

本研究では，高塑性粘土の力学挙動を形成している個々の要因を実験的に明らかにすることを目的とし，三軸試験，中空ねじりせん断試験および単純せん断試験を実施することにより，載荷方向，載荷モードならびに圧密応力履歴の影響について検討した。東大阪 Ma13 沖積粘土の不攪乱供試体とその練返し供試体の単調載荷の圧縮および伸張三軸試験の結果より，練り返して攪乱することによって圧縮載荷時のひずみ軟化挙動は見られなくなるが，圧縮と伸張の強度差は維持していることから，不攪乱粘土の初期構造に起因する異方性は小さいことが示された。また，三軸圧縮試験で観察される不攪乱粘土のひずみ軟化挙動は，中空ねじりせん断や単純せん断条件では観察できないことがわかった。さらに，高塑性粘土の繰返し載荷時の力学挙動を把握するために，再構成粘土を用いて種々の圧密時の応力履歴を与えた単純せん断試験を実施し，過圧密や初期異方性の影響度合いについて検討を行った。

キーワード：高塑性粘土，構造，過圧密，異方性，載荷モード

1.　はじめに

自然堆積粘土の力学挙動は，構造，過圧密，異方性などの種々の要因が複雑に影響を及ぼしあっており，それぞれの影響度合いを評価することは容易ではない。その難しさは，構成モデルにおけるパラメータ設定の困難さに直結する問題でもあり，近年高性能な構成モデルが開発され，複雑な力学挙動を説明できるようになってきた一方で，種々の影響因子の評価については，パラメータフィッティングに委ねられることが多い。本研究では，自然堆積粘土の静的ならびに動的な力学挙動に影響を及ぼす要因を実験的に明らかにすることを目的としている。特に，粘性土の繰返しせん断時の力学挙動については，特にひずみレベルが大きな領域では，実験的にも検証されていない事項が多い。従来，動的解析の主流であった粘性土地盤の全応力地震応答解析では，等価剛性と履歴減衰率の非線形性を考慮しているものの，それほど大きなひずみレベルは想定していない。しかし，長周期かつ継続時間が長い海溝型地震を検討対象とする場合には，より大きなひずみレベルを想定した繰返しせん断挙動を説明できる構成モデルが必要となる。特に，鋭敏な自然堆積粘土であれば，繰返しせん断時の構造劣化に伴う強度低下も危惧されており，動的挙動の解明が急務となっている。

本研究では，高い鋭敏性を有する東大阪沖積粘土 Ma13 を不攪乱試料として用い，その力学挙動を詳細に検討する。はじめに，不攪乱試料と攪乱試料との比較を通して，自然堆積粘土固有の性質について検討する。次に，より系統的な実験を実施するために，高塑性粘土である再構成有楽町粘土供試体を用いて，三軸試験，中空ねじりせん断試験，単純せん断試験を実施し，粘性土の力学特性に影響を及ぼす諸要因について検討を行う。

2.　実験試料

本実験に用いた試料は，東大阪地区で採取した不攪乱の自然堆積粘土（以下，不攪乱赤井粘土）と再構成の有楽町層粘土（以下，再構成有楽町粘土）である。

不攪乱赤井粘土は大阪府大東市赤井で採取した Ma13 沖積粘土であり，大阪平野における内湾部の汽水環境で堆積しており鋭敏性が高い[1)2)]。今回の試験では，シンウォールサンプラーで採取した不攪乱試料を用いた。液性限界は 70～80%，塑性限界は約 35%，塑性指数は 40～50 である。自然含水比が液性限界を上回る，高塑性かつ鋭敏性の高い粘土である。

再構成有楽町粘土は，東京湾で浚渫したいわゆる有楽町層粘土である。420μm のフルイで裏濾しして貝殻などの固形物を取り除き，液性限界の 2 倍程度まで蒸留水を加えてスラリー状にして，ミキサーで十分に攪乱した。アクリル円筒にて 24 時間真空ポンプを用いて脱気した後に，圧密荷重を 5 日ほどかけて徐々に増加させてゆき，最終的に

100kPa の圧密荷重で 2 週間, 1 次元的な予備圧密を行った。なお，再構成有楽町粘土の物理特性は，液性限界が 86%，塑性限界が 31%，塑性指数が 55 である。

3. 試験装置の概要と試験手順

3.1 三軸試験機

単調載荷による圧縮・伸張試験に関しては，DC サーボモータによる軸ひずみ速度制御とした。一方，繰返し載荷試験に関しては, 空圧サーボ式アクチュエータによる載荷周波数を制御した正弦波荷重を載荷する方式とした。荷重計測は, 内部ロードセルを用いている。供試体は直径 5cm, 高さ 10cm の円柱形である。

3.2 単純せん断試験機

載荷機構はパルスモーターであり, 単調および繰返し載荷ともに，軸ひずみ制御としている。荷重の計測は，鉛直荷重，水平荷重ともに内部ロードセルで，水平変位は上部ペデスタルの移動量をギャップセンサーで計測している。供試体寸法は直径 6cm，高さ 3cm であり，シンウォールサンプラーで採取した自然堆積粘土の試験を無理なく実施できる。上下ペデスタルには刃付きのポーラスストーンを設置しており，十分に摩擦を確保した上で，上部ペデスタルを水平移動させることにより単純せん断試験を行う。なお，せん断中に単純せん断モードを確保するために，多層スリップリングで供試体側面を拘束してせん断を行う。すなわち，写真 1 に示すように，メンブレンを被せた供試体の外側に供試体径と同じ内径の穴を持つ厚さ 1mm のドーナツ形状の多層スリップリングを積層させて設置し, 供試体側面形状を拘束しながらせん断している。せん断時には非排水条件による定体積せん断を実施するが, 鉛直載荷軸は固定したまません断することで, 異方圧密条件下でも無理なく定体積単純せん断が可能である。

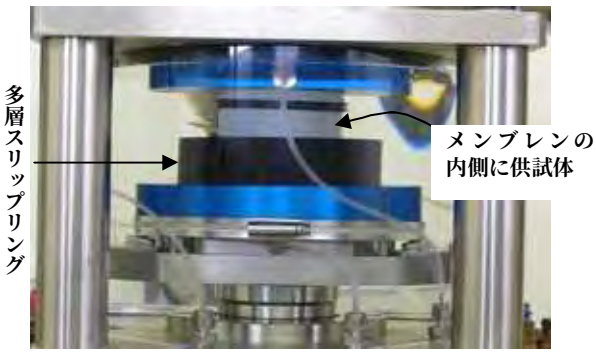


写真 1　単純せん断試験機のセル内の様子

3.3 中空ねじりせん断試験機

載荷機構は AC サーボモータであり，電磁クラッチ及び電磁ブレーキで軸載荷を制御し, 正転, 反転を瞬時に行う。荷重計測には 2 方向内部ロードセルを用いている。供試体は外径 10cm，内径 6cm，高さ 10cm である。

中空ねじりせん断試験は, 単純せん断試験と同様に異方圧密条件下での実験が可能であり，また，単純せん断試験以上に単純せん断モードの実現が容易である。しかしながら，試験が煩雑であり，また比較的大きな供試体を必要とする欠点もある。本研究では，単純せん断試験は中空ねじりせん断試験の欠点を補完する役割を期待している。

3.4 試験手順

いずれの試験においても, 成型した供試体をセルに設置後，二重負圧法により飽和化を行った。背圧は 200kPa 作用させ，各試験所定の圧密条件で，単純せん断試験では 20 時間，三軸試験および中空ねじりせん断試験では 24 時間圧密後，非排水条件でせん断を行う。ひずみ制御の試験では, 基本的に単調載荷試験では 0.1%/min, 繰返し載荷試験では 0.5%/min のせん断ひずみ速度とした。正弦波による繰返し載荷試験では載荷周波数を 0.01Hz とした。

4. 単調載荷試験よる高塑性粘土の力学挙動の検討

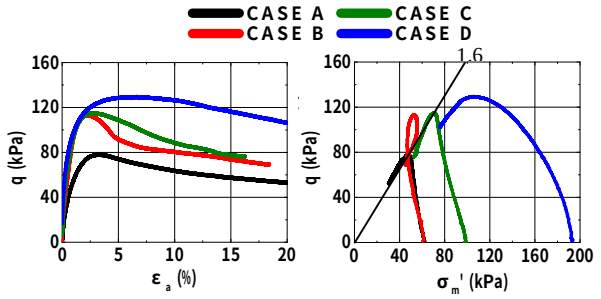
4.1 不攪乱赤井粘土の三軸試験

表 1 に不攪乱供試体の採取深度, 有効土被り圧と実験時の初期有効拘束圧を示す。別途実施した圧密試験結果より, CASE A と CASE B の深度に相当する赤井粘土の圧密降伏応力は約 70～90kPa であったことから, 原地盤の異方応力状態を勘案して初期有効応力を 60kPa とした。一方, CASE C および CASE D では CASE B とほぼ同深度の供試体であるが, 有効拘束圧の影響を検討するために，初期有効拘束圧を 100kPa，200kPa と大きく作用させることにより実験を実施した。

図 1 に軸差応力～軸ひずみ関係ならびに有効応力経路を示す。CASE A の有効応力経路を見ると，ピーク強度を過ぎてからは顕著に塑性圧縮を伴うひずみ軟化挙動を示しており，典型的な鋭敏粘土のせん断挙動が観察できる。CASE B の実験結果を見ると，軸差応力～軸ひずみ関係ではピーク強度直後に急激なひずみ軟化挙動を示しているが, 有効応力経路ではせん断途中で正のダイレイタンシーが現れている。これは過圧密挙動であることから, CASE A と同じ有効拘束圧では過小であったことを示唆している。一方，CASE B と同深度の供試体を用いた CASE C では，ピーク強度を超えると塑性圧縮を伴うひずみ軟化の挙動を示し，軸差応力～軸ひずみ関係，有効応力経路ともに CASE A の相似形となっている。したがって，この深度の供試体にとっては 100kPa の初期有効拘束圧の方が適当であったことが示唆される。さらに，同深度の供試体で初期有効拘束圧を大きくした CASE D では，CASE C と同様にピーク強度が現れ，その後，塑性圧縮を伴うひずみ軟化の挙動を示すが，CASE C と比べてひずみ軟化の度合いが小さく，破壊応力比の値も小さくなった。これは，圧密過程での過大な等方圧密応力履歴により, 原地盤の異方応力状態で構成された鋭敏な粘土の骨格構造が劣化したことに起因している。以上より，室内試験で原地盤粘土のせん断

表 1　不攪乱赤井粘土による試験の基本ケース

CASE	深度	土被り圧	拘束圧	間隙比
A	8.6m	59kPa	60kPa	2.27
B	11.1m	72kPa	60kPa	2.05
C	11.2m	73kPa	100kPa	1.86
D	10.9m	71kPa	200kPa	1.63

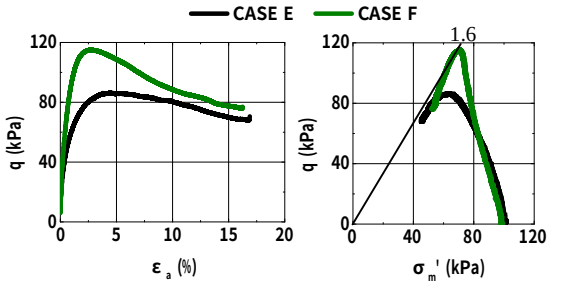


(a)応力～ひずみ関係　(b)有効応力経路

図 1　基本的な三軸試験結果（不攪乱赤井粘土）

表 2　載荷速度の影響を比較する試験ケース

CASE	深度	土被り圧	拘束圧	載荷速度
E	10.7m	70kPa	100kPa	0.005%/min
F	11.2m	73kPa	100kPa	0.1%/min



(a)応力～ひずみ関係　(b)有効応力経路

図 2　三軸試験によるひずみ速度依存性（不攪乱赤井粘土）

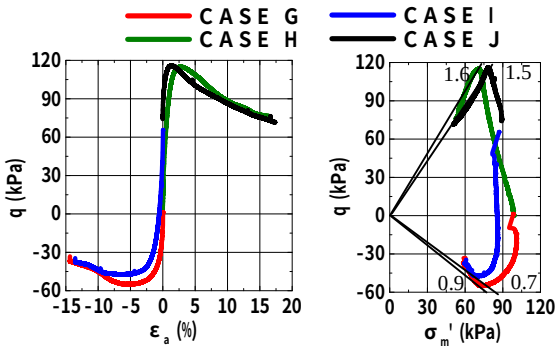
挙動を正確に予測するためには，適切な初期有効拘束圧を用いる必要があることがわかった。

次に，載荷速度の影響を検討するために，載荷速度を変えて試験を行った。表 2 に不攪乱供試体の採取深度，有効拘束圧および載荷速度を示す。図 2 に軸差応力～軸ひずみ関係および有効応力経路を示す。軸差応力～軸ひずみ関係を見ると載荷速度が大きい CASE F の方が，軸ひずみが小さい段階で大きなピーク強度が現れ，軸ひずみが大きくなるにつれてひずみ軟化し，CASE E に近付いている。有効応力経路を見ると CASE E と CASE F ではひずみ軟化の程度は異なるが，最終的な有効応力状態は近くなる。以上より，赤井粘土のような鋭敏性の高い粘土においては，ひずみ速度依存性が顕著に現れるが，最終的な有効応力状態は同一となる。

次に，原地盤の応力状態に近い異方圧密条件で試験を実施した。表 3 に不攪乱供試体の採取深度，圧密条件および載荷条件を示す。図 3 に軸差応力～軸ひずみ関係および有効応力経路を示す。圧縮載荷の CASE H と CASE J では，最大軸差応力はほぼ同じとなるが，伸張載荷の試験では，異方圧密の CASE I は等方圧密の CASE G に比べて最大軸差応力が若干小さい。圧縮，伸張のいずれも異方圧密の供試体の方が，若干破壊応力比が小さいものの，総じて，等

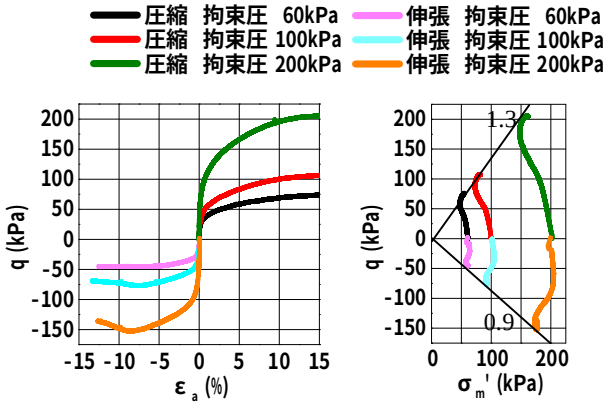
表 3　圧密条件の影響を比較する試験ケース

CASE	深度	土被り圧	圧密条件	載荷条件
G	10.8m	70kPa	K_0=1.0（等方）	伸張
H	11.2m	73kPa	K_0=1.0（等方）	圧縮
I	11.4m	74kPa	K_0=0.5（異方）	伸張
J	11.7m	75kPa	K_0=0.5（異方）	圧縮



(a)応力～ひずみ関係　(b)有効応力経路

図 3　異方圧密条件下での三軸試験（不攪乱赤井粘土）

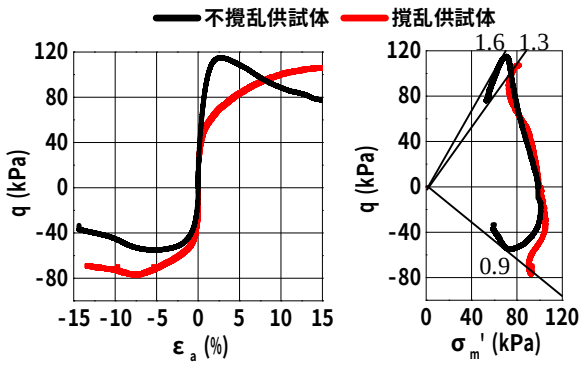


(a)応力～ひずみ関係　(b)有効応力経路

図 4　撹乱赤井粘土供試体の三軸試験結果

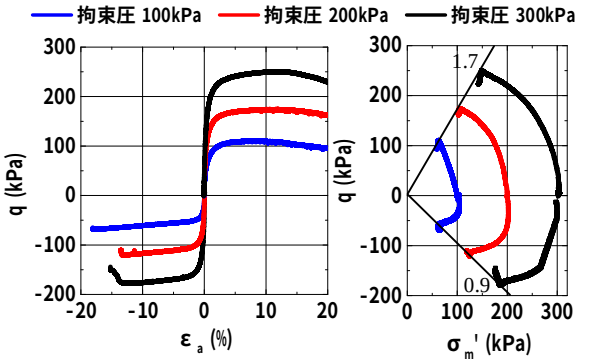
方圧密条件と同等のせん断挙動を示している。

図 4 に練り返して作製した撹乱供試体の三軸試験結果を示す。ここでは，試験後の不攪乱試料を十分に手で練り返して，撹乱供試体を再構成している。ただし，練り返しによって赤井粘土は液状になってしまうために，ペーパータオルによって試料表面から徐々に水分を減じてゆき，自立するまで含水比を低下させた後，円柱形に供試体を成型した。図の軸差応力～軸ひずみ関係をみると，軸差応力は単調に増加して，ピーク強度が見られないまま実験が終了している。また，有効応力経路においては，いずれの CASE においても，せん断後半で正のダイレイタンシーの発生が見られる。図 5 に撹乱，不攪乱のせん断挙動を比較するために，図 3，図 4 の同深度かつ同拘束圧の供試体による三軸試験結果を同時に示す。有効応力経路より，不攪乱供試体では塑性圧縮を伴う軟化挙動を示すが，撹乱供試体ではせん断途中で正のダイレイタンシーが発生し，全く異なる挙動となった。これは，練り返したことにより，不攪乱粘土の骨格構造が大幅に低位化したことに起因すると考えている。また，圧縮側の破壊応力比は不攪乱および撹乱粘土でそれぞれ 1.6 および 1.3 であり，練り返しによる構造



(a)応力～ひずみ関係　(b)有効応力経路

図 5　不攪乱および攪乱供試体による三軸試験結果



(a)応力～ひずみ関係　(b)有効応力経路

図 6　三軸試験結果（再構成有楽町粘土）

劣化により，破壊応力比は大幅に低下することがわかる。

以上の不攪乱粘土の三軸試験から得た知見を，以下に整理して示す。

①圧縮載荷時の破壊応力比は非常に大きく，顕著なひずみ軟化挙動が観察される。

②原地盤以上の過大な有効拘束圧で等方圧密された供試体では，破壊応力比は若干小さくなり，ひずみ軟化の度合いも低くなる。

③ひずみ軟化挙動はひずみ速度に大きく依存し，ひずみ速度が低下するとひずみ軟化の度合いも低くなる。

④異方圧密供試体と等方圧密供試体は，圧縮，伸張ともに大きな違いは見られず，適正な有効拘束圧であれば等方圧密で三軸試験を実施することに問題はない。

⑤不攪乱供試体の圧縮と伸張の強度差は 2 倍程度あり，破壊応力比にも大きな差が現れる。

⑥攪乱することによりひずみ軟化挙動は見られなくなり，圧縮時の破壊応力比は小さくなるものの，伸張時の破壊応力比には大きな変化は見られない。

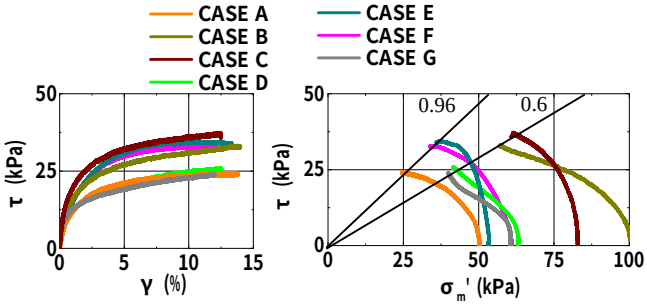
⑦攪乱試料でも圧縮と伸張の強度差は大きく，破壊応力比にも大きな差がある。この差は初期構造に由来するものではない。

4.2　再構成有楽町粘土の三軸試験

図 6 は再構成有楽町粘土の三軸圧縮および伸張試験結果である。軸差応力～軸ひずみ関係を見ると，不攪乱粘土

表 4　単純せん断試験の圧密条件（不攪乱赤井粘土）

CASE	深度	土被り圧	K_0	σ_1'	σ_3'	σ_m'
A	7.4m	53kPa	1.0	50kPa	50kPa	50kPa
B	7.4m	53kPa	1.0	100kP	100kPa	100k
C	7.4m	53kPa	0.5	120kP	60kPa	80kPa
D	8.2m	57kPa	1.0	60kPa	60kPa	60kPa
E	9.5m	64kPa	0.5	80kPa	40kPa	53kPa
F	9.7m	65kPa	1.0	60kPa	60kPa	60kPa
G	再構成		1.0	60kPa	60kPa	60kPa



(a)応力～ひずみ関係　(b)有効応力経路

図 7　赤井粘土の単調載荷単純せん断試験結果

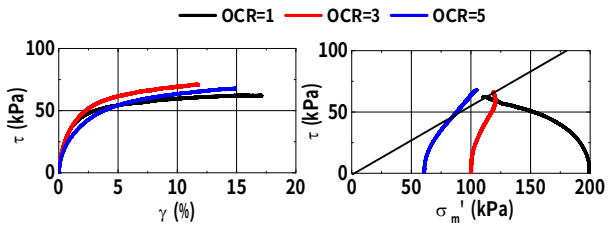
のような明確なピーク強度はみられない。有効応力経路を見ると，圧縮側と伸張側に明確な強度差があり，破壊応力比にも差がある。また，破壊応力比を含む有効応力経路の形状には，有効拘束圧の違いによる差はそれほど見られないことから，100kPa での予備圧密の一次元圧密履歴の影響は小さいと考えられ，圧縮と伸張の強度差は，供試体の初期構造の異方性によるものではなく，圧縮と伸張の載荷モードの違いによって現れていると考えられる。

4.3　不攪乱赤井粘土の単純せん断試験

表 4 に不攪乱粘土供試体の採取深度，圧密条件を示す。図 7 にせん断応力～せん断ひずみ関係および有効応力経路を示す。いずれの CASE においても，三軸圧縮試験で観察されたひずみ軟化挙動は見られず，せん断応力が単調増加したまま破壊に到達している。また，原地盤の有効土被り圧程度で圧密した供試体（CASE A, E, F）では，等方圧密（CASE A, F）であっても異方圧密（CASE E）であっても破壊応力比に大きな差はない。一方，過大な有効拘束圧で圧密した供試体（CASE B, C）や，練り返した攪乱供試体（CASE G）については，破壊応力比が大きく低減している。この破壊応力比の差は，不攪乱粘土の有する骨格構造によるものと考えられる。

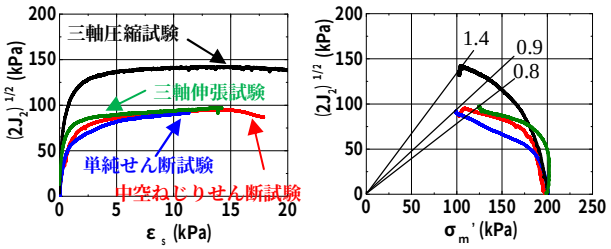
4.4　再構成有楽町粘土の単純せん断試験

正規圧密供試体と過圧密供試体で単純せん断試験を実施した。過圧密供試体は，一旦 300kPa で圧密した後に，100 あるいは 60kPa まで除荷することにより，OCR=3 あるいは 5 の供試体とした。図 8 に試験結果を示す。過圧密比は異なるが，せん断時の間隙比が近いために，せん断応力～せん断ひずみ曲線はいずれの CASE も近いものとなっている。また，有効応力経路も最終状態は近づいていることがわかる。破壊応力比はほぼ 0.6 となるが，これは，圧



(a)応力～ひずみ関係　(b)有効応力経路

図 8　過圧密供試体の単純せん断試験（再構成有楽町粘土）



(a)偏差応力～偏差ひずみ関係　(b)偏差応力の有効応力経路

図 9　載荷モードの異なる単調載荷試験結果（再構成有楽町粘土）

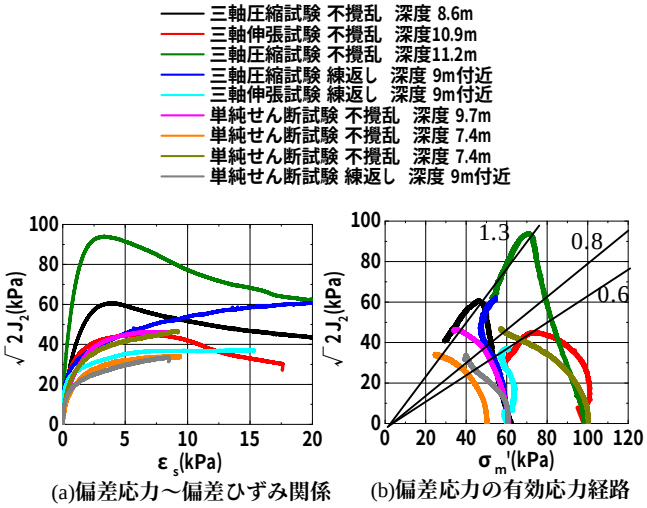
密条件を種々に変えて実施した試験[3]で観察された破壊応力比と同じである。

4.5　三軸試験と単純せん断試験の結果の比較

図 9 は，4.2，4.4 で示した再構成有楽町粘土の三軸圧縮・伸張試験および単純せん断試験の結果をさらに中空ねじりせん断試験の結果も加えて示したものである。ただし，すべての試験を同一尺度で比較するために，せん断応力としては偏差応力テンソルの第 2 不変量 $\sqrt{2J_2}$（以下，偏差応力と呼ぶ）を用い，せん断ひずみとしては偏差ひずみテンソルの第 2 不変量 ε_s（以下，偏差ひずみと呼ぶ）を用いた。なお，今回の実験試料は，せん断中に大きな正のダイレイタンシーが発生する材料ではないことから，単純せん断試験においては，スリップリングと供試体の間に発生する相互作用力は無視している。いずれの試験においても，応力～ひずみ関係に明確なピーク強度は見られず，偏差応力が一定値で収束している。異方性と中間主応力の効果が現れやすい地盤材料にとっては，三軸圧縮と三軸伸張は両極端の載荷条件と言える。今回の試験でも両条件の差が顕著に現れている。単純せん断試験と中空ねじりせん断試験は，その間に位置すると考えられるが，今回の試験結果はいずれも三軸伸張試験結果を若干下回るものになった。しかし，限界状態線の傾きについては，三軸伸張が最も小さくなっている。

図 10 は 4.1，4.2 で示した不攪乱赤井粘土の三軸圧縮・伸張試験および単純せん断試験の結果を示したものである。三軸圧縮と伸張の破壊応力比に大きな差があるのは再構成有楽町粘土と同様であるが，単純せん断試験における破壊応力比は，三軸圧縮の破壊応力比に等しい。ただし，練り返して攪乱した赤井粘土の単純せん断試験については，破壊応力比は三軸伸張に近くなっている。

以上の実験より，不攪乱粘土が有する高位な骨格構造によって，三軸圧縮と単純せん断では破壊応力比が大きく現



(a)偏差応力～偏差ひずみ関係　(b)偏差応力の有効応力経路

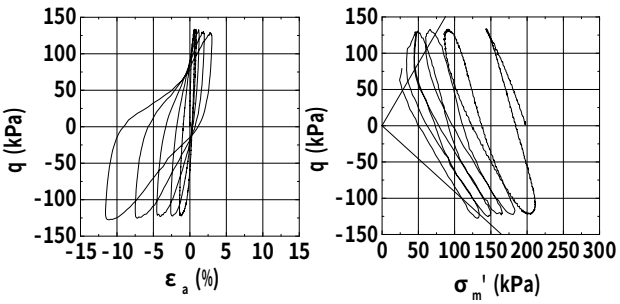
図 10　載荷モードの異なる単調載荷試験（赤井粘土）

れる。ただし，骨格構造が低位である再構成粘土や練返し粘土であっても，三軸圧縮時にだけは破壊応力比が大きく現れる傾向がある。これは，初期構造に起因する異方性とは異なる載荷モードに依存した誘導異方性の効果であると考えている。したがって，高塑性粘土の場合，三軸圧縮試験では圧縮時のせん断強度や破壊応力比を過大に評価している可能性があることに注意すべきである。

5.　繰返し載荷試験による高塑性粘土の力学挙動の検討

5.1　再構成有楽町粘土の繰返し三軸試験

図 11 に再構成有楽町粘土の繰返し三軸試験結果を示す。繰返し応力比($q/2\sigma'_m$)が 0.3 の試験結果を例示している。有効応力経路に示す直線は単調載荷試験で得られた破壊応力比を表している。軸差応力～軸ひずみ関係を見ると，単調載荷で見られた圧縮と伸張の強度差を反映して，軸ひずみは伸張側に偏って発生している。有効応力経路を見ると，総じて有効応力は減少しているが，圧縮載荷時に有効応力が減少する一方で，伸張時には有効応力の回復が見られる。三軸試験は供試体が長いために，特に繰返し載荷時に大きく変動する過剰間隙水圧は正確に計測することは難しく，有効応力経路の信頼性は決して高くない。



(a)応力～ひずみ関係　(b)有効応力経路

図 11　再構成有楽町粘土の繰返し載荷三軸試験結果

表 5　正規圧密粘土の圧密条件

CASE	K_0	σ_1'	σ_3'	σ_m'
A	1.0	200kPa	200kPa	200kPa
B	0.67	300kPa	200kPa	233kPa
C	0.5	400kPa	200kPa	267kPa
D	0.5	200kPa	100kPa	133kPa

表 6　過圧密粘土の圧密条件

CASE	K_0	OCR	σ_{mc}'	σ_m'
E	1.0	3	300kPa	100kPa
F	1.0	5	300kPa	60kPa

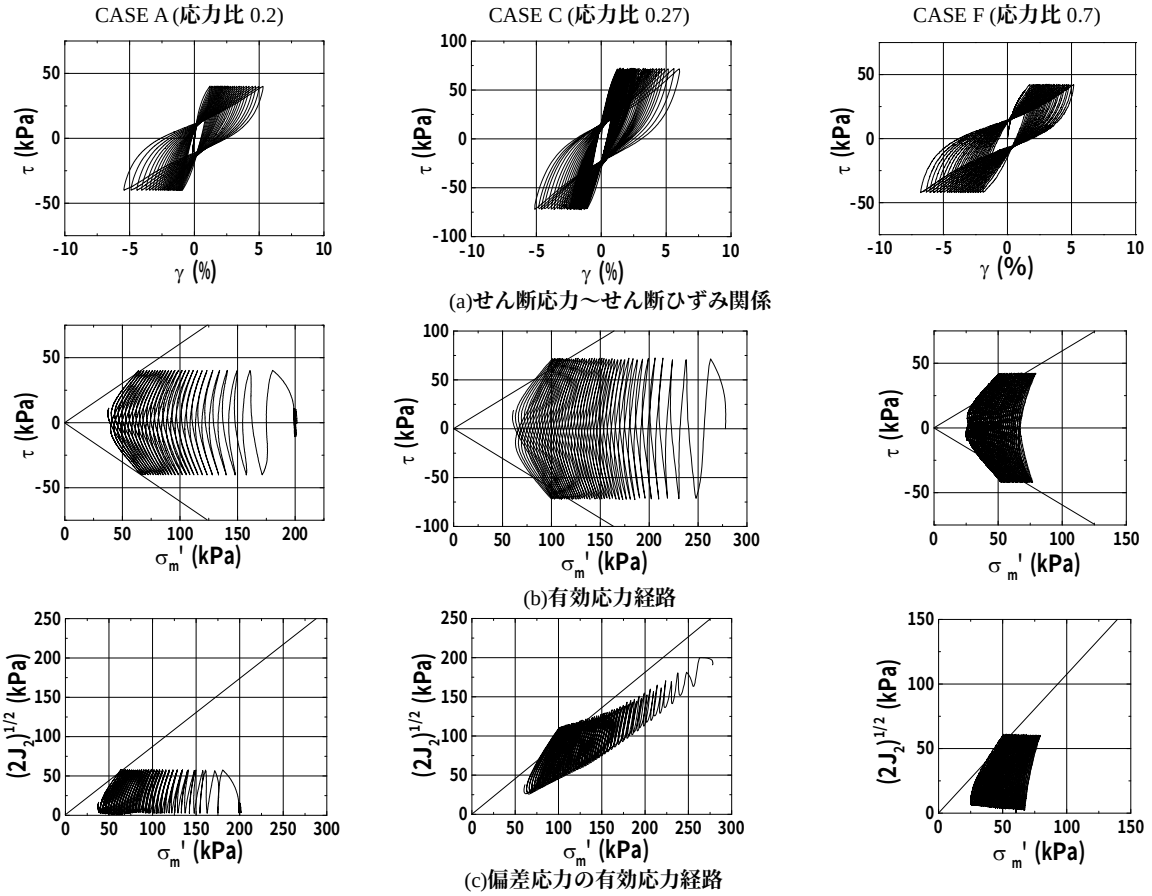


図 12　種々の圧密条件の供試体のよる繰返し載荷試験結果（再構成有楽町粘土）

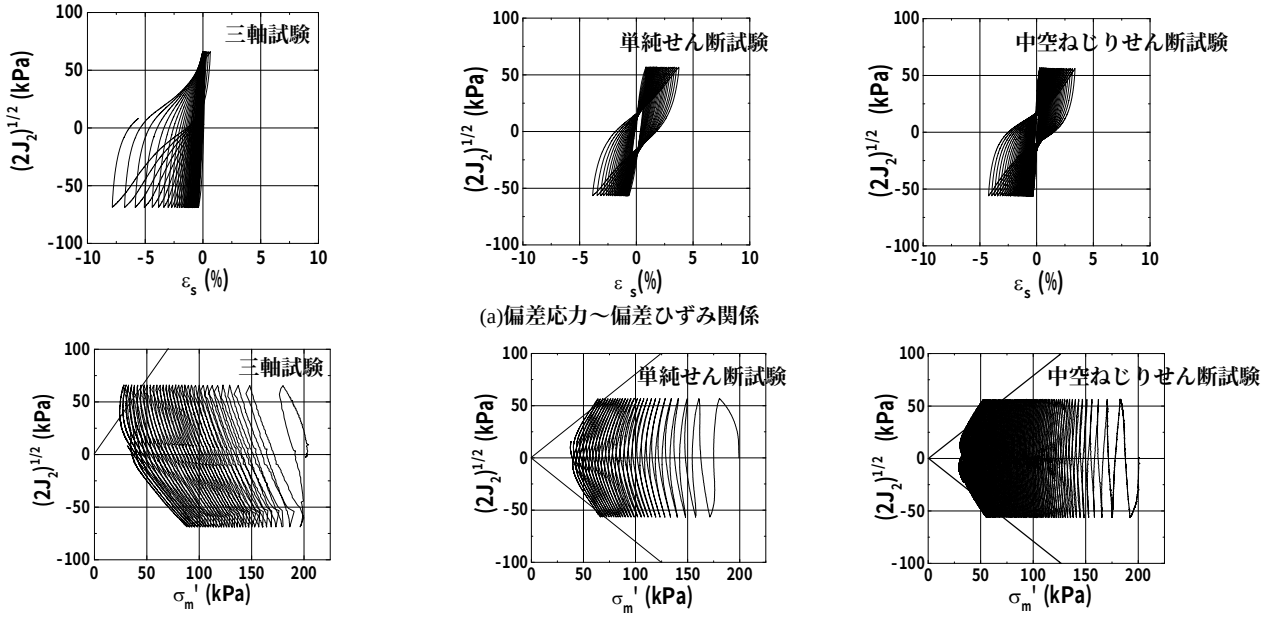
5.2　再構成有楽町粘土の繰返し単純せん断試験結果

表 5 および 6 に，繰返し単純せん断試験を実施した正規圧密および過圧密供試体の圧密条件をそれぞれ示す。正規圧密供試体では，異方圧密も実施した。代表として，図 12 に正規圧密・等方圧密（CASE A），正規圧密・異方圧密（CASE C）および過圧密（CASE F）の繰返し単純せん断試験結果を示す。有効応力経路の図中の直線は，同条件の供試体の単調載荷試験で得られた破壊線である。

等方圧密状態から繰返しせん断を開始した正規圧密供試体 CASE A の結果を見ると，(a)に示すせん断応力～せん断ひずみ関係では，正負のせん断ひずみがほぼ均等に発生し，徐々に増加している。(b)に示す有効応力経路では，第一波目の載荷に伴う有効応力の減少が顕著であり，その後減少の程度が小さくなる。せん断ひずみが大きくなると，破壊線に漸近しながらサイクリックモビリティーに似た挙動が観察できる。(c)は図 9 の整理に使用した偏差応力を縦軸として整理した有効応力経路である。等方圧密状態を初期状態とする本 CASE では，通常の有効応力経路(b)を，正の領域のみで描いた形となっている。

異方圧密状態から繰返しせん断を開始した CASE C の結果を見ると，せん断応力～せん断ひずみ関係，有効応力経路ともに，CASE A の結果と大きな差異は見られない。しかし，(c)に示す偏差応力の有効応力経路では大きな違いがある。すなわち，比較的大きなせん断応力を一定振幅で繰返し載荷しているにも拘わらず，繰返しせん断初期には偏差応力の変動は小さいが，せん断の進行に伴い有効応力状態は破壊線に漸近しつつ原点に近づき，偏差応力の変動は徐々に大きくなる。これは，せん断開始時には異方応力状態だった粘土が，繰返しせん断に伴い等方応力状態に近づいてゆくことを表している。

過圧密供試体の CASE F の結果を見ると，有効応力経路ではせん断初期から過圧密粘土特有の正のダイレイタンシーが現れているが，繰返しせん断に伴い，有効応力は徐々に減少してゆくことがわかる。最終的には，有効応力経路は破壊線近傍で収束して繰り返しているが，せん断ひずみは徐々に発生し続けている。



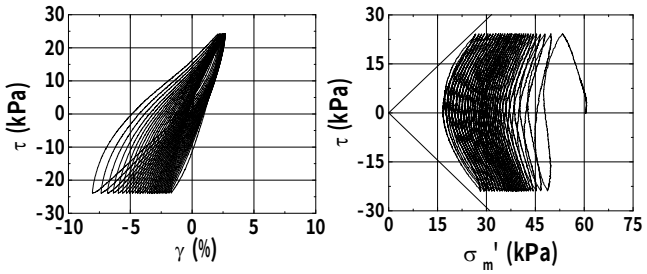
(a)偏差応力～偏差ひずみ関係

(b)偏差応力の有効応力経路

図 13　載荷モードの違いによる繰返し載荷試験結果の比較（再構成有楽町粘土）

表 7　不攪乱赤井粘土の圧密条件（単純せん断試験）

CASE	深度	圧密条件	土被り圧	σ_1'	σ_3'	σ_m'
G	9.3m	K_0=1.0	63kPa	60kPa	60kPa	60kPa
H	9.3m	K_0=0.5	63kPa	80kPa	40kPa	53kPa



(a)応力～ひずみ関係　　(b)有効応力経路

図 14　不攪乱赤井粘土の繰返し
単純せん断試験結果(CASE G)

5.3　せん断モードによる繰返しせん断挙動の違い

再構成有楽町粘土により，200kPa で正規圧密した同条件の供試体を用いて繰返し載荷による三軸試験，単純せん断試験および中空ねじりせん断試験を実施した。図 13 に代表的な結果を示す。三軸試験では伸張側に偏重して偏差ひずみが発生するのに対して，単純せん断試験と中空ねじりせん断試験は正負同様にひずみが発生している。同じ応力振幅での繰返しせん断であるが，中空ねじりせん断試験の方が繰り返し回数が若干多い。

5.4　不攪乱赤井粘土の繰返し単純せん断試験結果

表 7 に，繰返し単純せん断試験を実施した供試体の採取深度ならびに圧密条件を示す。図 14 は代表的な試験結果である。試験の応力レベルが小さいために，せん断ひずみの発生に偏りが見られるが，有効応力経路ではせん断応力の正負によらず，上下対称の挙動となっている。1 回目の載荷で有効応力は大きく減少するものの，2 回目以降は逆に正のダイレイタンシーを生じる挙動に転じており，再構成粘土の過圧密粘土と類似した挙動が見られる。

5.5　繰返し強度曲線

図 15 に再構成有楽町粘土と不攪乱赤井粘土の繰返し強度曲線を示す。横軸は両振幅ひずみが 10%で整理した繰返し回数，縦軸は繰返し応力比である。繰返し応力比はせん断応力 τ もしくは最大非排水せん断応力($q/2$)を初期平均有効応力 σ_m'で除した値と定義した。全般的に不攪乱赤井粘土の方が再構成有楽町粘土に比べ繰返し強度が大きい。また，再構成有楽町粘土と不攪乱赤井粘土を個々にみてみると，いずれにおいても異方性の度合いが大きいほど（K_0 値が小さいほど）繰返し強度が大きくなっている。CASE C と D では初期有効応力は異なるが K_0 値が同じであるため，繰返し強度曲線は一致している。過圧密供試体においては，過圧密比 OCR が大きいほど繰り返しせん断強度は大きくなる。同条件の再構成有楽町粘土供試体を用いてもせん断試験機が異なれば，偏差応力～偏差ひずみ関係，偏差応力の有効応力経路の挙動に明らかな差異がみられるが，繰返し強度曲線をみると多少のバラツキはあるものの，有意な差は見られない。

図 15 では繰返し応力比として，せん断応力 τ もしくは最大非排水せん断応力($q/2$)を初期平均有効応力 σ_m'で正規化していたが，等方圧密および異方圧密供試体，ならびに過圧密供試体による試験結果を統一的に解釈するために，再構成有楽町粘土では等価平均有効応力 σ_{me}'を，不攪乱赤井粘土では先行圧密応力 σ_{mc}' を用いて繰返し応力比を定

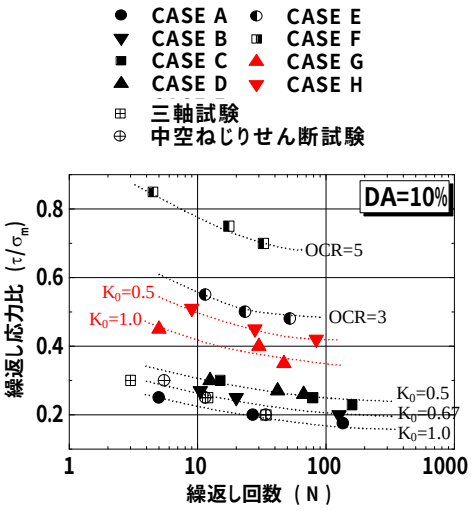


図 15　繰り返し強度曲線

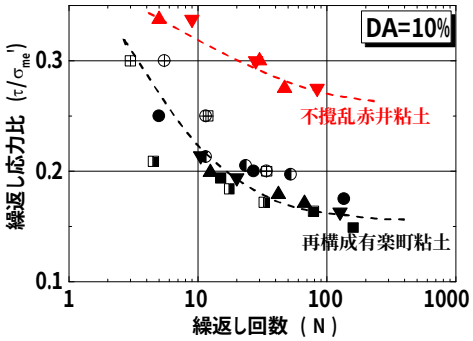


図 16 等価平均有効応力で整理した繰り返し強度曲線

義する。等価平均有効応力 σ_{me}'とは，繰返しせん断時の間隙比から仮想的に等方応力条件の正規圧密状態に相当する平均有効応力を算定したものである。なお，異方圧密条件の σ_m'から等方圧密条件の σ_{me}'を求めるに当たり，単調載荷試験で得られた限界状態係数 M と標準圧密試験から得た圧縮指数 λ と膨潤係数 κ から予測される非排水経路を用いて算出した。この繰返し応力比(τ/σ_{me}')を用いて整理した繰返し強度曲線を図 16 に示した。図より，これらの正規化を施すことにより，圧密過程の応力履歴によらず，再構成有楽町粘土，不攪乱赤井粘土それぞれにおいて繰返し強度曲線が近くなることがわかる。

再構成有楽町粘土の繰返し強度曲線に着目する。単純せん断試験による各種の繰返しせん断試験結果は，等価平均有効応力 σ_{me}'による正規化によって一本の曲線に近似できるが，三軸試験と中空ねじりせん断試験は単純せん断試験に比べてわずかに上側に位置している。図 9 の再構成有楽町粘土の単調載荷試験結果を振り返ると，三軸圧縮試験の破壊応力比が突出して大きく，三軸伸張，中空ねじりせん断，単純せん断の破壊応力比は小さい。繰返し三軸試験では，破壊応力比が小さい伸張側の影響を強く受けると考えられる。三軸伸張，中空ねじりせん断，単純せん断の破壊応力比はいずれもほぼ同じであるが，図 9 の応力～ひずみ関係を見ると，三軸伸張も中空ねじりせん断も単純せん断に比べてせん断ひずみの発生速度は小さい。そのため，繰返しせん断においても同じせん断ひずみに到達する繰返し載荷回数は，単純せん断試験よりも多くなり，単純せん断試験の繰返し強度曲線よりわずかに上側となる。

一方，不攪乱赤井粘土においては，図 10 に示した単調せん断試験結果で単純せん断でも大きな破壊応力比を有ることが示されており，また図 14 の繰返し載荷時の有効応力経路においても，せん断の進行に伴い疑似過圧密性を発揮することが明らかになっている。これらより，繰返し強度曲線は再構成有楽町粘土に比べて大きくなっていると考えられる。

今後，不攪乱粘土，攪乱粘土ともに，動的変形試験を実施し，せん断ひずみに伴う剛性劣化の観点からも詳細に繰返し強度について検討する必要がある。

6.　まとめ

不攪乱粘土のせん断挙動の特徴として筆頭に挙げられるのは，ひずみ軟化を伴う脆性破壊であるが，本研究の一連の試験より，その挙動は三軸試験，特に圧縮載荷で顕著に観察される特有の現象であることがわかった。その際のピーク強度はひずみ速度に大きく依存する。しかし，破壊応力比は，構造が高位な不攪乱粘土であれば単純せん断試験でも三軸圧縮試験と同様に大きい。一方，再構成粘土の場合，三軸圧縮試験の軸差応力と破壊応力比が突出して大きくなり，三軸伸張，中空ねじりせん断，単純せん断は応力～ひずみ関係，有効応力経路ともに類似している。このような載荷モードの違いによる非排水せん断挙動の相違は，誘導異方性や中間主応力の効果が考えられる。不攪乱粘土では，この効果よりも構造の効果がより強く現れる。

繰返しせん断挙動については，繰返しせん断強度の大きさは，単調載荷時の特徴を反映した値となる。より詳細に不攪乱赤井粘土の繰返し載荷時の有効応力経路を見ると，再構成有楽町粘土の過圧密供試体で見られる特徴が明確に現れており，繰返し載荷時には疑似過圧密性を示すことがわかる。この疑似過圧密性は，不攪乱粘土の構造の効果によるものと考えられるが，単調載荷の単純せん断試験では破壊応力比が大きくなることは示されているものの疑似過圧密性までは読み取れない。

今後，単調載荷試験のみならず，繰返しせん断挙動までも合理的に表すことができる構成モデルの開発が急務である。また，その一方で，境界値問題としての種々のせん断試験法による試験結果の解釈も進める必要がある。

参　考　文　献

1)　KG-NET 関西圏地盤研究会：新関西地盤　大阪平野から大阪湾，2007.
2)　大島昭彦，盛岡学，山本浩司，濱田晃之：東大阪地域の鋭敏粘土層の分布域とその成因の再考察，第 43 回地盤工学研究発表会，pp.257-258, 2008.
3)　福沢宏樹，小高猛司，板橋一雄，加藤信二郎：単純せん断試験による異方圧密粘土の繰り返しせん断強度特性の評価，第 21 回中部地盤工学シンポジウム論文集，pp.63-70, 2009.

管中混合固化処理工法を想定した名古屋港浚渫処理土の力学挙動の把握

Mechanical properties of dredged soil treated by Pneumatic Flow Method

堀内俊輔[1]，依田広貴[1]，中野正樹[1],山田英司[2]

1　名古屋大学・大学院工学研究科，s-horiuchi@soil.civil.nagoya-u.ac.jp
2　中部電力株式会社・技術開発本部・電力技術研究所・土木建築グループ

概　　要

名古屋港の浚渫土は年間 130 万 m^3 を越えており，浚渫土の仮置き場である名古屋港ポートアイランドへの受け入れ容量に限界がきている．本研究の目的は管中混合固化処理工法[1)]を想定した名古屋港ポートアイランド浅層部の浚渫土の改良効果と地盤材料としての有用性，力学特性を把握することである．まず，浚渫土の物理的，力学的性質を把握し，浚渫土が固化材等の改良なしでは，地盤材料として有効利用できないことを示した．次に，浚渫土に固化材として高炉セメント B 種を添加した流動性を持ったセメント改良土の各種室内力学試験を行った．その結果，ポートアイランド浅層部の浚渫土は，適切な固化材配合率により，目標フロー値，一軸圧縮強度を満足する地盤材料に転化することと，特徴的な挙動として，処理土の三軸せん断特性について，固化材添加量が多く，拘束圧が低いと，有効応力パスがテンションカット（引張り限界）に到達し，破壊に至ることが分かった．

キーワード：浚渫土，セメント固化処理土，管中混合固化処理工法，三軸圧縮試験

1.　はじめに

名古屋港は，日本有数の貿易港として中部圏の経済・産業だけでなく，日本の経済をも支えている．その一方で，河川からの土砂流入が絶えない浅水深の港であり，また年々大型化する船舶に対応するための大水深コンテナターミナル，航路・泊地の整備拡充が必要となっており，毎年 130 万 m^3 以上の浚渫土砂が発生している．これら浚渫土砂はその多くが，名古屋港ポートアイランド（以後，PI）に仮置きされている．しかし，PI の受け入れ容量にも限界がきており，その対応として，築堤嵩上げ，プラスチックボードドレーンを施工し，圧密沈下を促進することによる浚渫土減容化など，処分容量の増大が図られてはいるが，今後も浚渫土砂は発生し続けること，さらに土砂循環との視点から，浚渫土の有効利活用が喫緊の課題となっている．

本研究では，PI 浅層部の含水比の高い浚渫土砂の有効利活用として，浚渫土砂改良に対し多くの実績を残している管中混合固化処理工法に着目する．管中混合固化処理工法は，その施工実績から施工マニュアル[1)]も整備され，浚渫土砂の改良工法としては十分に実用化できている．しかし設計においては，一軸圧縮強度とフロー値のみを設計値としており，既往のセメント処理土の研究においても，変形挙動に注目した研究は少なく，三軸試験を行っていても粘着力 c と内部摩擦角 φ に注目した研究が多い[たとえば 2),~6)]．しかし今後，地盤工学においても性能照査型設計への転換は不可避であり，固化処理土の変形挙動の把握は重要となると思われる．もちろん変形挙動の把握は数値解析への応用も可能になる．

そこで本研究では，管中混合固化処理工法をターゲットとして，PI 浚渫土，特に浅層部の高含水比浚渫土の改良土の力学挙動を，室内試験により把握することを目的とする．

2.　浚渫土の物理的性質の把握

本研究で用いた浚渫土は，名古屋港 PI 浅層部にある比較的高い含水比を有する浚渫土である．浚渫土の物理的性質を表 2.1 に，粒径加積曲線を図 2.1 に示す．表 2.1，図 2.1 より，浚渫土は粘土分 35.1%，シルト分 34.2%，砂分 30.7% から構成され，PI に堆積した浚渫土の中では，比較的砂分が多い材料である．しかし細粒分含有率が 7 割以上を占め

表 2.1　浚渫土の物理的性質

土粒子密度	ρ_s[g/cm^3]	2.639
自然含水比	w_n[%]	40～70
液性限界	w_L[%]	57.0
塑性限界	w_P[%]	29.6
塑性指数	I_P[%]	27.4
粘土分	[%]	35.1
シルト分	[%]	34.2
砂分	[%]	30.7
平均粒径D_{50}	[mm]	0.011
pH		8.0

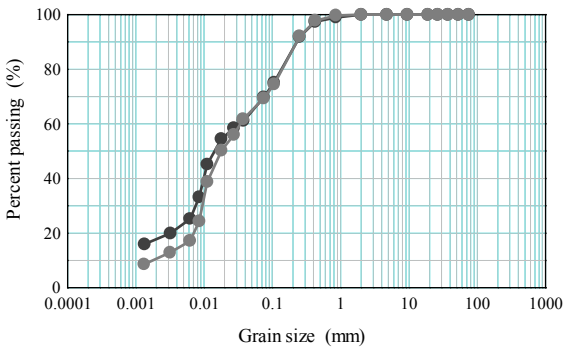


図 2.1　浚渫土の粒径加積曲線

る材料であり，地盤材料の工学的分類に基づくと粘土(CH)に分類される．自然含水比のまま，モールドで供試体を整形し，一軸圧縮試験を実施したところ，一軸圧縮強度が 20kPa 程度の低い値を示すことから [7]，そのままでは浚渫土を地盤材料として有効利用することは困難である．

3.　浚渫土の力学特性の把握

ここでは，力学試験を行い，浚渫土の力学的性質を把握する．5 章において管中混合固化処理工法を想定した配合試験から得られた改良土の力学試験を示し，改良効果を比較する．ここではそのための基礎データを示すことになる．力学試験としては，標準圧密試験，三軸圧縮試験である．

3.1　浚渫土の一次元圧縮特性

浚渫土の標準圧密試験を，JIS A 1217 : 2000 に準じて実施した．標準圧密試験用の供試体は，浚渫土を 425μm ふるいで裏ごしすることで貝殻片などの混入物を取り除き，液性限界の 2 倍になるよう含水比調整して，真空状態で練り返し，予備圧密槽内で約 1 週間，一次元圧縮（鉛直応力：196.2kPa）して作製した（以後，再構成試料と呼ぶ）．なお，予備圧密終了時の供試体含水比は 35%であった．図 3.1 に浚渫土の標準圧密試験の結果(比体積 v～鉛直応力 σ_v' 関係）を示す．圧縮線の傾きは λ =0.12（Cc＝0.29）であり，粘性土の多い浚渫土に比べて，圧縮性は小さい．

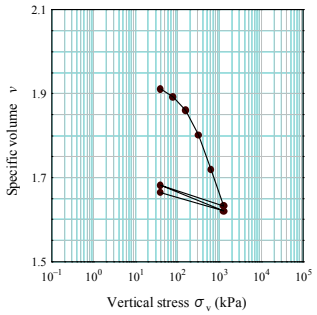


図 3.1　浚渫土の標準圧密試験結果

3.2 浚渫土のせん断特性

浚渫土の側圧一定非排水三軸圧縮試験を実施した．試験用供試体は，3.1 と同様に再構成試料(鉛直応力：196.2kPa)を作製し，直径 35mm，高さ 80mm の円筒供試体になるようにトリミングした．拘束圧 98.1kPa，294.3kPa でそれぞれ 24 時間等方圧密した後，せん断速度 0.007mm/min で非排水せん断を行った．

図 3.2 に浚渫土の非排水三軸圧縮試験結果を示す．平均有効応力 p' ～軸差応力 q 関係に着目すると，浚渫土は拘束圧 98.1，294.3kPa ともに，せん断初期に p' が減少しながら q が増加した後，p' が増加に転じながら q は増加する挙動となった．この挙動は，典型的な練返し粘土の非排水せん断挙動を呈している．

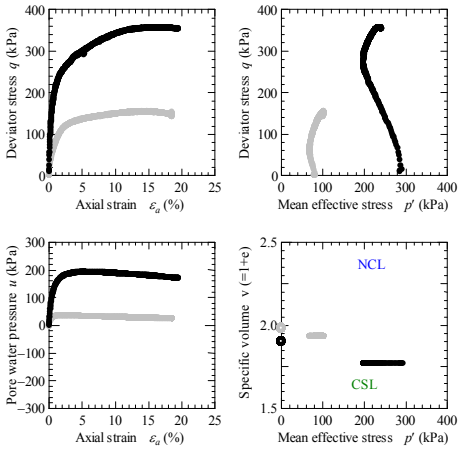


図 3.2　浚渫土の非排水三軸圧縮試験結果

4.　管中混合固化処理工法を想定した供試体の作製方法

本章では浅層部の高含水比浚渫土を対象として，管中混合固化処理工法による有効利用を試みるため，固化材として高炉セメント B 種を採用し，固化材添加後，固化作用が起こる前に流動性のある改良土を作製する手順を述べる．

4.1　管中混合固化処理土の概要 [1]

軟弱な浚渫土に固化材を添加して攪拌混合し，港湾・空港の埋立てや裏埋材に用いる改良工法を軟質土固化処理工法 [1]と呼ぶ．管中混合固化処理工法は軟質土固化処理工法の一種であり，図 4.1 のように空気圧送中の管内に固化材を添加して，管内で発生するプラグ流による乱流効果を利用して，浚渫土と固化材を混合する工法である．管中混合固化処理工法は，浚渫土を改良して，埋立材や裏埋材，

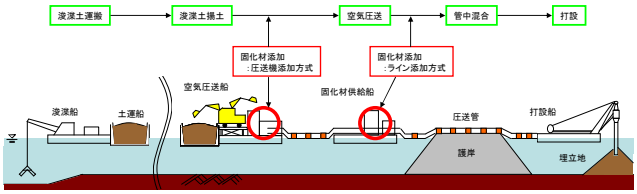


図 4.1　管中混合固化処理工法の施工概要図 [1]

表 4.1　管中混合固化処理工法の適用範囲 [1)]

分類		含水比（土運船運搬土）	適用性	評価項目	
				固化材添加量	圧送能力
粘性土	砂礫分 30～50%	高	○	標準	やや低下
		低	○	標準	低下
	砂礫分 30%以下	200%以上（2.8wL程度以上）	×	－	－
		110%～200%（1.5w_L～2.8w_L程度）	○	増加	標準
		90%～110%（1.3w_L～1.5w_L程度）	○	標準	標準
		70%～90%（1.0w_L～1.3w_L程度）	○	標準	やや低下
		50%～70%（0.7w_L～1.0w_L程度）	○	標準	低下
		50%以下（0.7w_L以下）	×	－	－

固化材添加量：設計基準強度がquck=100kN/m2、強熱減量Li=10%以下の場合、固化材添加量C=50～70kg/m3程度が標準。
圧送能力：浚渫土中の雑物が少ない、処理土の含水比調整が容易あるいは管内の圧力損失が比較的小さいことなどにより圧送機械の能力が十分発揮できる状態が標準。
粘性土：細粒分（0.075mm以下）が50 %以上含まれる土。

表層改良などの施工事例が数多く存在する．

また，管中混合固化処理工法における土質の適用範囲を表 4.1 に示す．詳細はマニュアルに記載されているが，管中混合固化処理工法に適する浚渫土は，砂分の含有率が30%以下で，含水比が液性限界の 1.3～1.5 倍程度の粘性土である．今回用いる浚渫土は，表 2.1 に示しているように砂分が 30%であり，比較的管中混合固化処理工法に適した試料といえる．

4.2　管中混合固化処理土の作製・養生方法

管中混合固化処理工法によって改良された土（以後，処理土と表記する）の作製方法，および供試体の作製・養生方法について述べる．処理土の作製は，文献 8)に準じて行った．また，固化材には高炉セメント B 種を使用した．浚渫土を規定含水比（液性限界の 1.3～1.5 倍程度）に調整し，粉体状の固化材を添加してミキサーにより攪拌混合した．この時，試料が飛散することを防ぐため，初めにミキサーの回転数を低速（154r.p.m）に設定して 5 分間攪拌し，いったん中断して手練りで十分にかき混ぜた後，回転数を中速（234r.p.m）に上げて更に 5 分間攪拌した．

供試体の作製方法として，攪拌後の試料をモールドに何層かに分けて入れ，その際にコンクリート床にモールドを打ち付け（タッピング），気泡除去を行った．また，供試体の上端が時間経過とともに沈降する恐れがあるため，あらかじめモールド内に硬質フィルムを入れておき，規定の高さよりも 1～1.5cm 程度高くなるように試料を詰め，養生後に規定の高さに成形した．作製した供試体はモールド全体を密封材で被覆し，一定温度（21℃）に保たれた部屋に設置された水槽の中に入れて規定日数養生した．

4.3　管中混合固化処理土の配合設定

管中混合固化処理工法は，空気圧送の過程で攪拌混合と圧送を行うので，空気圧送に必要な流動性を最低限確保する必要がある．流動性は処理土の利用用途や圧送能力，圧送距離により必要な値が変わってくるが，一般に処理土のフロー値が 90～100mm 以上ならば，最低限の流動性が確保できるとされている [1)]．管中混合固化処理土の配合設計の要点は，以下の 2 点である．

① 浚渫土の物理特性に基づき，流動性が確保できる目標フロー値 90～100mm 以上を満足するように，浚渫土の含水比を調整する（規定含水比の決定）．

② 処理土を用いる箇所で要求される目標強度を満足するように，固化材添加量を決定する．

そこで，4.3.1 で浚渫土を用いた管中混合固化処理土の流動特性を調べ，浚渫土の規定含水比を決定する．4.3.2 では固化材（高炉セメント B 種）添加量が管中混合固化処理土の力学特性に与える影響を調べる．本研究では管中混合固化処理土の具体的な用途を設定していないが，本研究と同じ名古屋港浚渫土砂を管中混合固化処理して埋立に用いた中部国際空港建設時の室内強度 430kPa を参考に，室内目標強度を養生 28 日の一軸圧縮強度が 400kPa 以上と設定した．

4.3.1　管中混合固化処理土の流動特性

表 2.1 に示す浚渫土の物理的性質をもとにして，浚渫土の含水比 w_n を液性限界 w_L の 1.2～1.6 倍に，固化材添加量 C を 50～100kg/m^3 に変えて処理土を作製し，フロー試験を JHS A 313：1992 に準じて実施した．なお固化材添加量 C は，処理土 1m^3 に対する固化材の質量(kg)を表す．

図 4.2 に，固化材を添加する際の浚渫土含水比とフロー値の関係を，固化材添加量 C ごとに示す．なお浚渫土のフロー値も併せて示す．図 4.5 より，固化材添加量 C によるフロー値の差はほとんどみられず，フロー値 90～100mm 以上の条件を満たす浚渫土の含水比 w_n は，固化材添加量 C によらず 80%以上となった．固化材添加量 C によるフロー値のばらつきが少なく，表 4.1 から液性限界 w_L の 1.4 倍程度の処理土評価として標準であることから，本研究における浚渫土の規定含水比を w=79.8%とする．

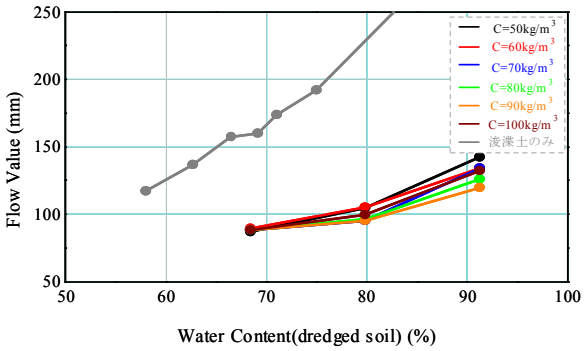


図 4.2　浚渫土含水比-フロー値関係

4.3.2　管中混合固化処理土の一軸圧縮特性

4.3.1 から，浚渫土含水比が 79.8%の時に，管中混合固化処理工法に必要な最低限の流動性が確保されることが

わかった．そこで，w=79.8%を浚渫土の規定含水比として，固化材添加量 C を 50，70，100kg/m^3 として処理土を作製し， JIS A 1216:1998 に準じて処理土の一軸圧縮試験を実施した．一軸圧縮試験用の供試体は，直径 50mm，高さ 100mm であり，タッピングにより試料内の気泡を除去し，規定日数の養生終了後に，試料の余剰部分を成形して作製した．なお，せん断速度は 1mm/min である．

図 4.3 に各種処理土の養生日数と一軸圧縮強度の関係を示す．養生日数は 3，7，28，56，91 日とした．**図** 4.3 より，固化材添加量 C に応じて一軸圧縮強度は増加し，特に初期の強度増加率は大きい．また，固化材添加量 C により差はあるものの，養生 28 日以降もわずかながら強度増加がみられ，処理土の長期養生効果が期待できる．また固化材添加量 C=70kg/m^3 では養生 28 日の一軸圧縮強度が 400kPa 以上となった．したがって本研究における浚渫土の基準固化材添加量 C を 70kg/m^3 と設定する．なお，固化材添加量 C=50kg/m^3 においても，養生 28 日の一軸圧縮強度は 127kPa で，通常設定する設計基準強度 100～200 kPa を満足し，処理土として利用可能である．

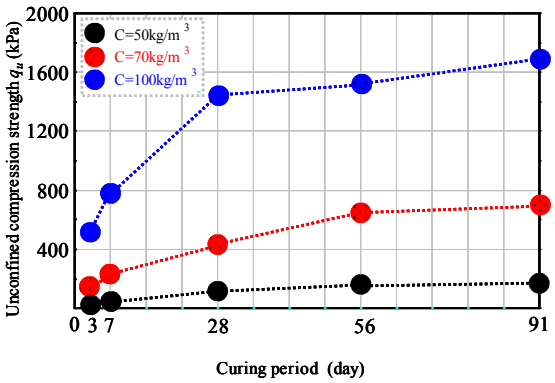


図 4.3　処理土（w=79.8%）の養生日数-一軸圧縮強度関係

5.　管中混合固化処理土の力学的性質の把握

4.3 において基準配合を決定した．ここでは基準配合で作製した処理土に対し，圧縮特性やせん断特性に及ぼす養生日数の影響および，固化材添加量の影響を把握するために，各種力学試験を実施した．

5.1　管中混合固化処理土の一次元圧縮特性

処理土の標準圧密試験を JIS A 1217:2000 に準じて実施した．圧密試験用の供試体は，タッピングにより試料内の気泡を除去して，図 5.1 に示す圧密試験用プラスチック容器に入れ（直径 80mm，高さ約 30mm），規定日数の養生終了後に圧密リングを押し込み，試料を乱さないようにトリミングした．

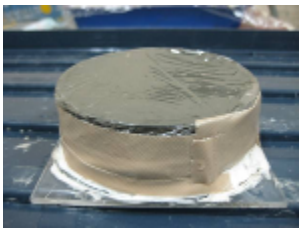


図 5.1　圧密試験用プラスチック容器

(1) 養生日数の影響

図 5.2 に，規定含水比 w=79.8%，基準固化材添加量 C=70kg/m^3 の処理土に対する養生日数の違いによる圧縮特性を，浚渫土砂の圧縮特性と併せて示す．養生日数は 7 日，28 日，56 日とした．処理土の初期比体積は養生日数によらず一定で，浚渫土と比較してかなり大きくなる．これは，処理前の浚渫土の規定含水比が高く，またセメントとの固化反応により，締固めずとも大きい含水比のままで供試体が状態を保てるためであると考えられる．処理土の初期圧縮量（載荷前～200kPa 程度）は小さいが，200kPa より大きな鉛直応力になると，養生 7 日では圧縮量が増加し，全体の圧縮量は浚渫土とほぼ変わらない．養生 28 日と 56 日の 300kPa より大きな鉛直応力での圧縮量は増加するもののそれほど大きくならず，全体としては養生 7 日の約半分程度である．養生 7 日では固化反応が十分に進行していないが，養生 28 日以降はセメントの固化反応が十分に進行していると考えられる．すなわち，処理土は浚渫土に比べて比体積が大きいにも関わらず，200kPa 程度の鉛直応力までの低圧条件下では浚渫土よりも圧縮量が小さくなっており，固化材の添加，養生過程を施すことで，低圧条件下において圧縮性の低い材料に改善される．一方，200kPa を越える高圧条件下では，圧縮線の傾きが急増し，粘土の先行圧密圧力に類似する．このあたりからセメント固化が，載荷により劣化し始めていると考えられ，その度合いは養生日数が少ないほど大きくなる．

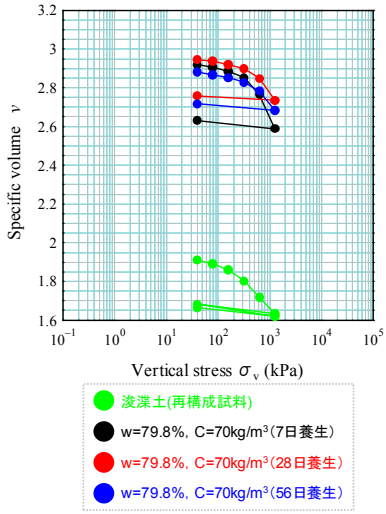


図 5.2　標準圧密試験結果（養生日数比較）

(2) セメント添加量の影響

図 5.3 に浚渫土の含水比を w=79.8%と一定にし，また養生日数は 28 日で固定して，固化材添加量 C を 30.9，50，70kg/m^3 の 3 パターンに変えて，固化材添加量の処理土の

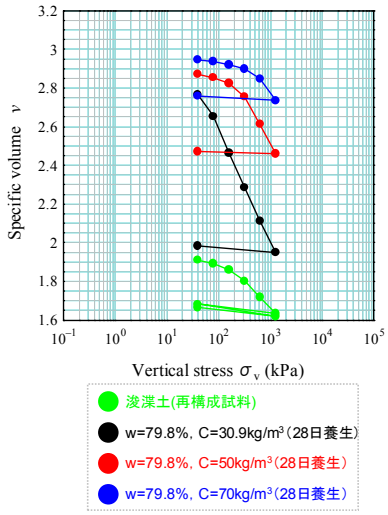


図 5.3　標準圧密試験結果(固化材添加量比較)

圧縮特性への影響を示す．図 5.3 に示すように，処理土の初期比体積は固化材添加量によらず一定で，浚渫土と比較してかなり大きくなる．処理土の圧縮量は，固化材添加量の減少に伴い大きくなり，C=50kg/m^3 の時に浚渫土の圧縮量を越え，C=30.9kg/m^3 では大圧縮がおこり，セメントの固化作用は初期比体積を大きくすることにのみ使われている．図 4.3 で示したように，固化材添加量 C=50kg/m^3 の養生 28 日の一軸圧縮強度は 127kPa で，C=30.9kg/m^3 の場合は，それを下回ることが予測され，地盤材料としての利用用途は限られることを示唆している．

5.2　管中混合固化処理土のせん断特性

処理土のせん断特性を調べるため，側圧一定非排水三軸圧縮試験を実施した．基準設計配合で作製した処理土について，せん断挙動に及ぼす養生日数の影響を調べ，ついでセメント添加量の影響を調べた．試験用供試体寸法は，一軸圧縮試験と同じ直径 50mm，高さ 100mm の円筒供試体で，拘束圧 98.1kPa，294.3kPa でそれぞれ 24 時間等方圧密した後，せん断速度 0.014mm/min で非排水せん断を行った．

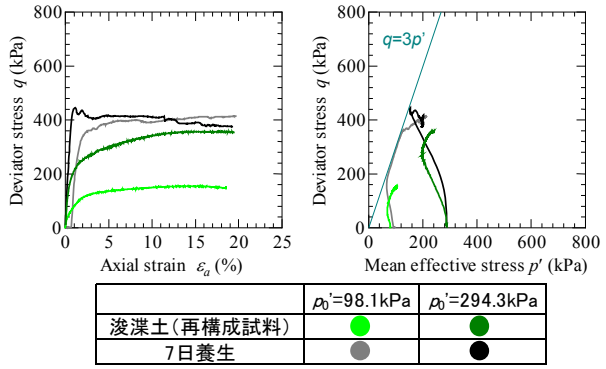


図 5.4　処理土（C=70kg/m^3，養生 7 日）のせん断特性

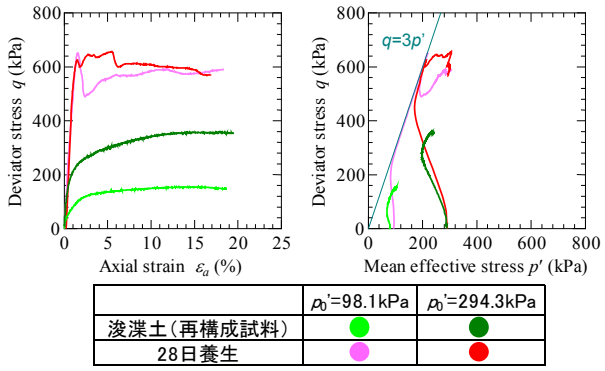


図 5.5　処理土（C=70kg/m^3，養生 28 日）のせん断特性

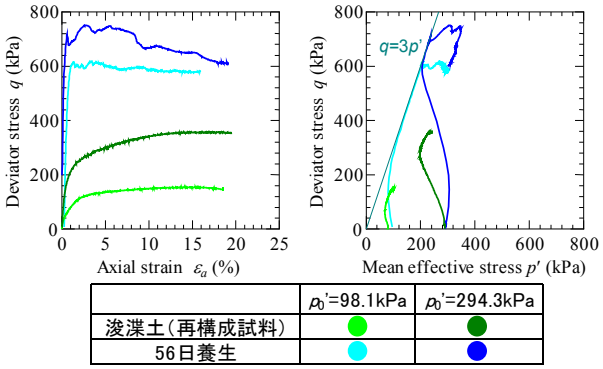


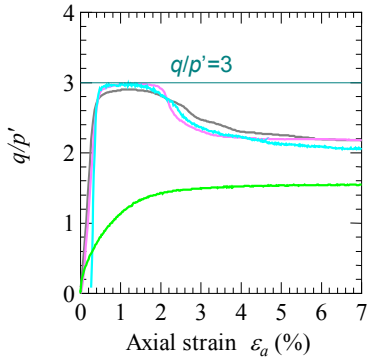
図 5.6　処理土（C=70kg/m^3，養生 56 日）のせん断特性

(1) 養生日数がせん断挙動に及ぼす影響

基準配合（w=79.8%，C=70kg/m^3）で作製した処理土に対し，養生日数 7 日，28 日，56 日における試験結果を浚渫土の試験結果と併せて，それぞれ図 5.4～5.6 に示す．

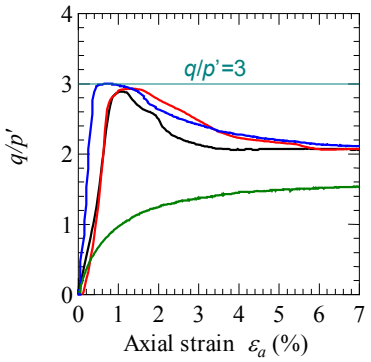
図 5.4 に示す養生 7 日のせん断挙動について，浚渫土が拘束圧の違いで変形挙動，最大軸差応力に違いが表れるのに対し，処理土は拘束圧の影響を受けず，ほぼ同じ最大軸差応力を示す．また最大軸差応力は 400kPa を越えるものの，浚渫土の拘束圧 294kPa での最大軸差応力よりも若干大きい程度である．有効応力パスから，浚渫土に比べ大きな応力比にまで状態をとることができ，その傾きは原点を通り傾き 3 のいわゆるテンションカットに到達し，破壊に至っていると考えられる．通常の固化材などで処理されていない土は，有効応力パスがテンションカットにまで到達することはなく，固化材による処理土の大きな特徴である．

図 5.5 に示す養生 28 日のせん断挙動も，養生 7 日の処理土と同様に，拘束圧によらずほぼ同じ最大軸差応力を示し，その値は約 600kPa で，浚渫土よりも高い最大軸差応力を得る．また図 5.6 に示す養生 56 日においては，拘束圧の違いによる最大軸差応力の違いが現れたが，最大軸差応力は 700kPa 程度となり，養生日数とともに最大軸差応力も高くなる．しかしやはり，有効応力パスは，テンションカットに漸近し，その後破壊に至っている．



	p_0'=98.1kPa
浚渫土（再構成試料）	●
7日養生	●
28日養生	●
56日養生	●

図 5.7　テンションカットへの接近（P_0'=98.1kPa）



	p_0'=294.3kPa
浚渫土（再構成試料）	●
7日養生	●
28日養生	●
56日養生	●

図 5.8　テンションカットへの接近（P_0'=294.3kPa）

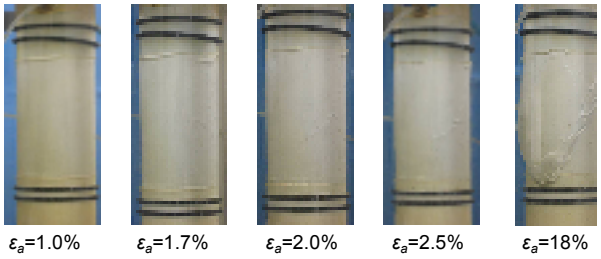


図 5.9　供試体写真

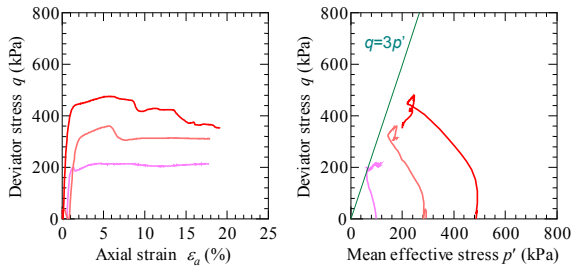
テンションカットに達したときの供試体の応力状態は，側方有効応力 σ_3' がゼロとなる．引張り破壊に抵抗できない材料は，最大の応力比は，テンションカットに到達した 3 となり，抵抗できる材料はテンションカットをこえる [9]．q～p'関係ではテンションカットに漸近した状態がわかりにくいので，縦軸に応力比 q/p'，横軸に軸ひずみ εa をとり，拘束圧ごとに整理した．図 5.7 は拘束圧が 98.1 kPa，図 5.8 は 294.3kPa である．拘束圧が 98.1kPa で低い場合，養生日数によらず，軸ひずみが 1%を過ぎた時点で q/p'は ほぼ 3 に到達する．一方，拘束圧が 294.3kPa で高い場合，養生日数 7 日では，応力比 q/p'が 3 に達しておらず，養生日数が増加するとともに応力比 q/p'が 3 に到達する．

図 5.9 に 28 日養生，側圧 98.1kPa の供試体の破壊に至るまでの変形挙動を示す．軸ひずみ 18%では供試体を貫くせん断体が明確に現れている．軸差応力 q がピークを示し，その後減少しながら増減を繰り返しているが，q のピーク後の挙動は，供試体に発生したせん断帯などから供試体を要素とみなして解釈することができない．軸ひずみ 2.5%においても供試体を貫くせん断帯の発生を確認したが，有効応力パスがテンションカットに到達した時点との観察が不十分であり，今後の課題としたい．

(2) セメント添加量と拘束圧がせん断挙動に及ぼす影響

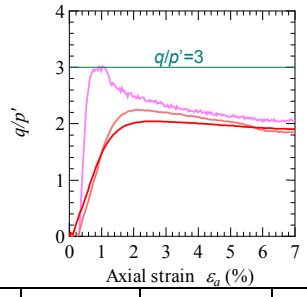
(1)において，固化材添加量 C=70kg/m^3 の処理土に対し，テンションカットに到達した有効応力パスが観察された．通常の土や今回実験した浚渫土では観察されないものであることから，ここでは，有効応力パスがテンションカットに達する要因について調べることを目的とする．せん断挙動に及ぼす影響として，固化材添加量 C と拘束圧を取り上げる．浚渫土の含水比を w=79.8%と一定にし，養生日数を 28 日で固定して，固化材添加量 C=30.9，50kg/m^3 の 2 パターンに変えた処理土の非排水三軸圧縮試験を行った．

図 5.10 は C=50kg/m^3 の処理土のせん断試験結果である．拘束圧が大きくなるにつれてせん断変形も変わり，最大軸差応力も上昇する．このような拘束圧依存性は，C=70kg/m^3



	p_0'=98.1kPa	p_0'=294.3kPa	p_0'=490.5kPa
C=50kg/m^3	●	●	●

図 5.10　処理土（C=50kg/m^3，養生 28 日）のせん断特性



	p_0'=98.1kPa	p_0'=294.3kPa	p_0'=490.5kPa
C=50kg/m^3	●	●	●

図 5.11　テンションカットへの接近
（C=50kg/m^3，養生 28 日）

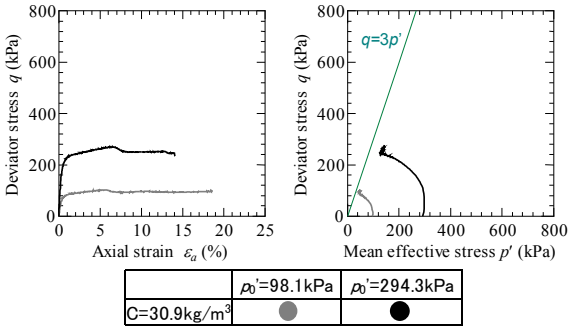


図 5.12　処理土（C=30.9kg/m^3，養生 28 日）のせん断特性

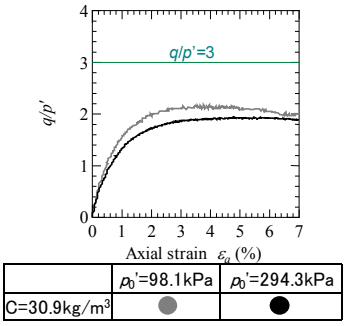


図 5.13　テンションカットへの接近
（C=30.9kg/m^3，養生 28 日）

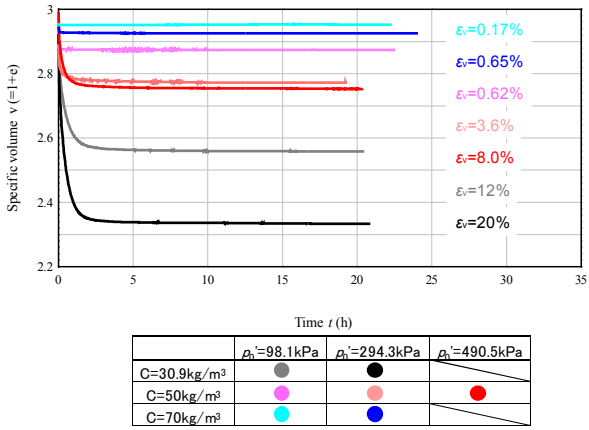


図 5.14　等方圧密過程の沈下曲線
（C=30.9，50，70kg/m^3，養生 28 日）

の処理土には観察されなかったことである．拘束圧が 98.1kPa で小さいときは，有効応力パスはテンションカットに到達している．しかし，拘束圧が増加するにしたがい，有効応力パスはテンションカットにまで到達しない．拘束圧に応じたせん断に伴う応力比 q/p' の変化を図 5.11 に示す．拘束圧が 98.1kPa では，確かに応力比は 3 に達しているが，拘束圧が大きくなるにしたがい，応力比は減少し，浚渫土の限界状態定数（M =1.4）に近づく．

図 5.12 は C=30.9kg/m^3 の処理土のせん断試験結果である．拘束圧が大きくなるにつれてせん断変形も変わり，最大軸差応力も大きくなる点，C=30.9kg/m^3 の処理土のせん断挙動と同様である．しかし有効応力パスについては，拘束圧が 98.1kPa，294.3kPa ともにテンションカットにまで到達していない．せん断に伴う応力比 q/p' の変化を図 5.13 に示す．低い拘束圧の方が高い応力比となるが，ともに応力比 3 にまで達しておらず，やはり浚渫土の限界状態定数に近づいている．

図 5.14 は養生 28 日での，固化材添加量 C=30.9，50，70g/m^3 それぞれの等方圧密過程での比体積変化を示す．C=70g/m^3 の処理土では拘束圧によらずほぼ同じ比体積変化となり，通常の土の圧密挙動と異なることがわかる．一方，C=30.9，50g/m^3 の処理土では，拘束圧に応じて，圧密曲線が変化し，拘束圧が大きいほど大きな圧縮を示すといった通常の土と類似した挙動を示している．

以上から，処理土の有効応力パスや強度に及ぼす影響を整理する．処理土は，固化材添加量が多いほど，拘束圧が小さいほど，また養生日数が長いほど，セメントの固化作用が卓越する．そのため，有効拘束圧がゼロに近づいても外力を支えることができ，有効応力パスがテンションカットまで達する．しかし，固化材添加量が小さく，また拘束圧が大きくなってゆくと，浚渫土の限界状態定数よりも大きいものの，有効応力パスはテンションカットに到達しない．なぜなら，固化材添加量が小さいほど，セメントの固化作用の影響は小さくなり，また拘束圧が大きいほど，圧密時の圧縮が大きく，セメントの固化作用を劣化させるとともに，密度（比体積）に応じた強度特性，つまり通常の土の強度特性へと変化するためである．

6. 結論

本研究では，名古屋港 PI 浅層部の高含水比浚渫土砂を地盤材料として有効利用するため，管中混合固化処理工法による改良を想定し，得られた固化処理土の力学特性を各種室内試験を行うことにより調べた．以下に本研究で得られた結論を示す．

1) 今回用いた浚渫土は砂分を 3 割程度含む材料で，名古屋港 PI の浚渫土のなかでも砂分の多い材料である．
2) 高含水比浚渫土のセメント固化処理土について，浚渫土の含水比 70%に対し，固化材添加量を変化させてもフロー値は大きくは変化しない．しかし初期含水比が大きくなるにつれて，固化材添加量に応じてフロー値は変化する．また固化材添加量が増加するにつれて一軸圧縮強度は大きくなる．

   今回，設定強度を 430kPa としたところ，浚渫土の含水比 79.8%，固化材添加量 C=70kg/m^3 が基準配合となった．
3) 処理土の標準圧密試験結果から，wn=79.8%，C=70kg/m3 の処理土は，28 日以上の養生を施すことで，鉛直応力 200kPa 程度までであれば，浚渫土よりも圧縮性が小さくなる．しかし，200kPa をこす鉛直

応力では，圧縮性が大きくなる．添加量 70kg/m^3 以下の処理土では，浚渫土よりも大きな圧縮性を示す．

4) 処理土の非排水三軸圧縮試験結果から，処理土は，固化材添加量が多いほど，拘束圧が小さいほど，また養生日数が長いほど，セメントの固化作用が卓越し，有効応力パスがテンションカットまで達する．しかし，固化材添加量が小さく，また拘束圧が大きくなってゆくと，セメントの固化作用の影響は小さくなり，有効応力パスはテンションカットに到達しない．

今後は，テンションカットに至るまでの供試体の詳細な観察，そして粘土分の多い典型的な浚渫土を用いた固化処理土についての一連の研究，そして弾塑性構成モデルによる力学挙動の再現などを行ってゆくつもりである．

参考文献

1) 財団法人沿岸技術研究センター : 管中混合固化処工法技術マニュアル（改訂版）
2) 矢島寿一，永岡高，谷崎誠二(1997), 正規・過圧密セメント改良土のせん断特性と破壊基準, 土木学会論文集（Ⅲ部門），No.561，pp.205-213.
3) 上俊二ら他(1997), セメント系固化材により安定処理されたカオリン粘土の力学的性質，土木学会論文集（Ⅲ部門），No.582，pp.217-227.
4) 矢島寿一，丸尾茂樹，小川正二(1994), 気泡を混入した軽量土のせん断特性, 土木学会論文集（Ⅲ部門），No.499，pp.197-204.
5) 矢島寿一，丸尾茂樹，小川正二(1996), 飽和軽量土の初期間隙比・一軸圧縮強さと破壊基準, 土木学会論文集（Ⅲ部門），No.554，pp.251-257.
6) Kasama, K., Zen, K. and Iwataki, K.(2006), Undrained shear strength of cement-treated soils, Soils and Foundations, Vol.46, No.2, pp.221-232.
7) Kai, S., Yamada, E., Nakano, M. and Asaoka, A.(2009), Elasto-plastic description of mechanical behavior on treated soils of the dredged soil of Nagoya Port, Journal of Applied Mechanics Vol.11,pp.413-420.
8) 社団法人地盤工学会 : 土質試験の方法と解説（改訂版）
9) Atkinson, J. H. (1978) : The Mechanics of Soils -An Introduction to Critical State Soil Mechanics-, McGRAW-HILL Book, p.212-214

各種の供試体条件が圧縮ベントナイトのせん断強度特性と破壊挙動に及ぼす影響

Effect of various specimen conditions on shear strength properties and failure behavior of compacted bentonite

元山泰久[1]，平手寿大[1]，小高猛司[2]

1　名城大学大学院・理工学研究科建設システム工学専攻
2　名城大学・理工学部建設システム工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp

概　　要

本研究では，高レベル放射性廃棄物を地層処分する際に用いられる緩衝材に地震等の外力によりせん断帯が発生した場合，緩衝材の基本特性の維持について検討を行っている。地下 300m 以深に埋設される際には不飽和状態である緩衝材が，再冠水に伴い，飽和状態になると考えられている。本論文では，不飽和および飽和圧縮ベントナイト供試体に一面せん断試験を実施し，供試体密度と珪砂混合率がせん断特性に及ぼす影響を調べるとともに，X 線 CT によりせん断後の供試体内部の観察を行った。また，飽和供試体においては，供試体作製方法の違いによる影響も検討した。その結果，不飽和供試体では，珪砂混合率が高くなるほどせん断抵抗角が大きくなった。一方，飽和供試体では，乾燥密度が高くなるほどせん断抵抗角が大きくなり，供試体作製方法によるせん断抵抗角に変化は見られなかった。X 線 CT の結果から不飽和・飽和供試体ともに乾燥密度が高くなるほど，亀裂が生じやすいことが分かった。別途，実施した数値シミュレーションはX 線 CT の結果に類するものを示した。

キーワード：圧縮ベントナイト，一面せん断試験，密度，珪砂，X 線 CT

1.　はじめに

我が国では，原子力発電で使用済みの燃料を有効利用の観点から再処理し，再利用することを方針としている。しかし，再処理によりウランやプルトニウムを回収した後には高い放射能を持った廃液（以下，高レベル放射性廃棄物と呼ぶ）が発生する。我が国では，高レベル放射性廃棄物を長期間に渡って化学的および物理的に安定した地下深部の地層中に処分することを決めている。地層処分における基本的な考えは，1999 年に，旧核燃料サイクル開発機構（現：日本原子力研究開発機構）が公表した「わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第 2 次取りまとめ－」において，わが国における最終処分場の基本設計の概念を示しており，廃液をガラス固化体にして，金属製のオーバーパックに封入し，その周りを緩衝材で覆い，深層の岩盤中に埋設する人工バリアの設計について詳細に記されている[1)]。

人工バリアに用いられる緩衝材の力学的役割には，オーバーパックを支持するだけでなく，周辺岩盤のクリープ変形による応力の緩衝性能や核種移行を抑止する機能などが必要であり，その候補材料に高圧で圧縮されたベントナイトが有効視されている。珪砂を混合することにより，熱伝導性や透気性など，性能を向上させるだけでなく，現場における施工性や経済性にも有利な方向になるため，珪砂を混合した材料においても検討されている。現場施工時では不飽和状態であるが，地下深部には地下水が存在し，長い時間が経過するうちに，地下水が高レベル放射性廃棄物最終処分場を覆う状態（以下，再冠水と呼ぶ）になる。再冠水に伴い，ベントナイト自身の膨潤による緩衝材内の圧力の上昇，オーバーパックの腐食膨張など，周囲の環境が変化すると考えられている。

本研究の目的は，急激な地殻変動や周辺岩盤のクリープ破壊により，現場施工後の最終処理場が損壊し，緩衝材も損傷を受けた場合を想定し，緩衝材の基本性能の維持について検討することである[2)3)]。本論文では不飽和および飽和圧縮ベントナイト供試体において，各種の供試体条件がせん断特性に及ぼす影響を検討する。具体的には，高拘束圧一面せん断試験を実施し，圧縮ベントナイト混合体における供試体密度と珪砂混合率が強度特性に及ぼす影響を検討する。また飽和供試体については供試体作製方法の違いによる影響も検討する。さらに，一面せん断試験時に CCD マイクロスコープにより，せん断中の破壊挙動を供試体表面から PIV 画像解析によ

って観察し，せん断後の供試体において，マイクロフォーカス X 線 CT を用いて，表面上では観察できない損傷を受けた緩衝材の内部構造変化を詳細に観察する。

2. 不飽和供試体の一面せん断試験

最終処分場で処理した後も緩衝材は数十年から百年の間，不飽和状態であると考えられ，不飽和状態の圧縮ベントナイトにおける強度特性を把握することは重要である。しかし，不飽和三軸試験は難しいとされており，ほとんど実施されておらず，不飽和状態のベントナイトの変形・強度特性はほとんど解明されていないのが実情である。また，先述の地層処分研究開発第 2 次取りまとめにおいて，緩衝材の設計をする場合に考慮するべき要件が示されている [1)]。その中において，現場締固め方式や機械成型加工方式の両方に求められる機能を満足する緩衝材仕様（珪砂混合率，乾燥密度）の最適化が図られている。

本章では，珪砂混合率および乾燥密度が不飽和圧縮ベントナイトの力学特性に及ぼす影響について検討するとともに，せん断帯の生成・発達について観察した。

2.1 供試体作製方法および試験方法

供試体試料には，ベントナイト（クニミネ工業(株)製 Na 型ベントナイト・クニゲル V1）に三河珪砂 6 号を乾燥質量比 30%混合したものを用いる。ベントナイトの含水比は 10%で，珪砂の含水比は 0%である。圧縮成型時の乾燥密度が 1.55，1.65，1.70，1.75 Mg/m^3 になるようにそれぞれの質量を決定し，よく攪拌させ，高拘束圧一面せん断試験機により圧縮成型し，供試体を作製する。また 1.55 Mg/m^3 においては，珪砂混合率を 40%，50%に変え，実施した。本論文において，緩衝材は高圧で圧縮成型され，かつ硬質であるために，せん断試験機も高圧性能が必要であるため，写真 1 に示す高拘束圧一面せん断試験機を用いた。載荷機構には，メガトルクモータを採用しており，垂直および水平方向の載荷容量はそれぞれ 15 MPa と 12.5 MPa である。ひずみ速度は垂直，水平ともに 0.001mm/min～1.0mm/min の範囲で可変である。垂直荷重計測用のロードセルは，加圧盤側に付けると，せん断に伴う供試体の体積膨張により発生するせん断箱内部との摩擦力を計測できないので，載荷軸とは反対側のせん断箱の下部に設置している。

供試体寸法は，せん断帯を長手方向に観察するために，50mm×50mm の正方形断面，厚さ 40mm の矩形供試体を基準とした。せん断箱前面に硬質のアクリル板を取り付けることで，せん断帯の観察を容易とした。せん断は，上部せん断箱を高剛性ボルトで連結固定させ，下部せん断箱を水平移動させることで実施している。またメガトルクモータを任意の高さで固定することができるため，定体積条件で一面せん断試験を実施することが可能である。本論文では，圧縮成型時の垂直荷重を加圧したまません断する供試体（以下，正規圧密供試体と呼ぶ），と圧縮成型時の垂直荷重を 0MPa まで除荷してせん断する供試体（以下，過圧密供試体と呼ぶ）の 2 種類の供試体を用いて，ひずみ速度 0.4mm/min で水平変位 6.0mm まで定体積条件で一面せん断試験を実施した。

せん断帯の発生・発達過程を観察するために，せん断箱前方に CCD マイクロスコープを設置し，デジタル画像を撮影する。せん断箱前面に設置している硬質アクリル板を通して，せん断箱のエッジ部分から伝播してくるせん断帯を観察できるよう，写真 2 に示す枠線で囲った箇所をせん断終了まで撮影する。撮影した画像より PIV（Particle Image Velocimetry : 粒子画像流速測定法）画像解析をすることにより，速度ベクトルを計測する。また，せん断終了後の供試体を専用の器具を用いて，せん断箱より取り出し，真空パックした後，京都大学に搬入し，マイクロフォーカス X 線 CT 装置 KYOTO-GEOμX CT（東芝製 TOSCANER-32250μHDK）を用いて，供試体内部の観察を行った。

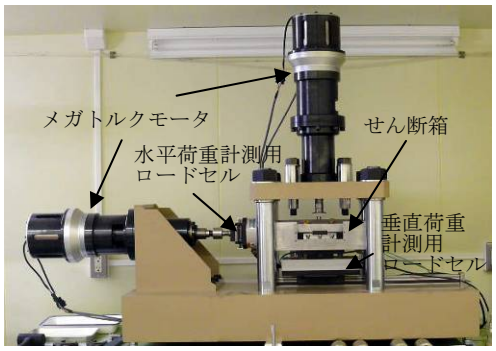


写真 1 高拘束圧一面せん断試験機(全様)

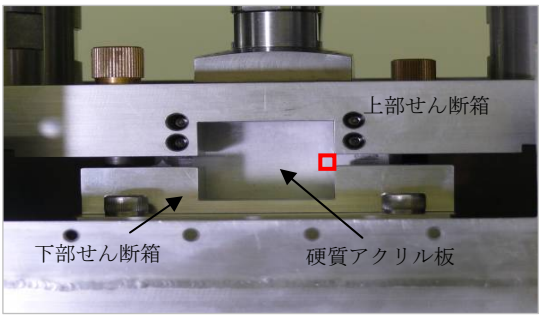


写真 2 せん断箱中心部

2.2 不飽和供試体の一面せん断試験結果

図 1 に珪砂混合率を 30%に限定して，供試体の乾燥密度を 1.55，1.65，1.70，1.75 Mg/m^3 に変えて実施した試験結果を示す。凡例の数字は乾燥密度を示しており，正規圧密供試体には N，過圧密供試体には O を記す。図 1(a)のせん断応力～変位関係を見ると，正規圧密供試体ではせん断初期に急激にせん断応力が増加し，水平変位 1.5mm 付近で最大せん断応力に達して，その後減少して

いる。乾燥密度が高いほど，最大せん断応力が大きく，その後の減少幅が大きくなっている。一方，過圧密供試体は，せん断初期に緩やかにせん断応力が増加し，水平変位 2.0mm 付近で一定もしくはわずかな減少となり，明確なピークは確認できない。次に図 1(b)の応力経路を見ると，正規圧密供試体では乾燥密度が高くなるほど供試体の圧縮成型時に高い垂直応力を要するため，初期の垂直応力に違いが見られる。しかしながら，各乾燥密度においてせん断が進むにつれて，負のダイレイタンシーの発現により，塑性圧縮を伴うひずみ軟化の挙動を示している。原点と各々の乾燥密度の最大せん断応力を直線で結ぶことでせん断抵抗角を求めると，$\phi'=33°$ となる。過去に実施されている緩衝材の飽和三軸試験における内部摩擦角 $\phi'=16.6°$ [4]よりも大きい値を示している。一方，過圧密供試体では正のダイレイタンシーにより，せん断応力が増加するとともに垂直応力も増加する挙動を示している。

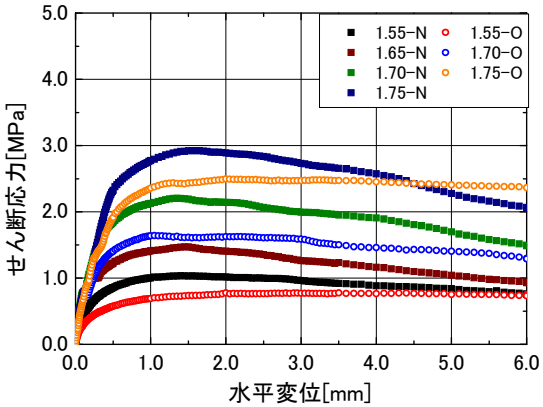
図 2 には供試体の乾燥密度 1.55 Mg/m^3 において，珪砂混合率を種々に変えて実施した試験結果を示す。凡例は，正規圧密供試体には N，過圧密供試体には O を記し，数字は珪砂混合率を示している。図 2(a)のせん断応力～変位関係を見ると，正規圧密供試体では珪砂混合率が高くなるほど最大せん断応力が小さくなっている。過圧密供試体の O-40%および O-50%においては，せん断初期に急激に増加したせん断応力がわずかに減少した後，再び増加する挙動を示している。図 2(b)の応力経路を見ると，正規圧密供試体においては，珪砂混合率が高くなるほど，高圧を要する要因となる粉末状のベントナイトの割合が少ないために，初期の垂直応力は小さくなっている。せん断抵抗角を求めると正規圧密供試体 N-40%および N-50%では N-30%よりも大きく $\phi'=37°$ となり，珪砂混合率が高くなるとせん断抵抗角が大きくなることを示している。

2.3 PIV 画像解析によるせん断帯の観察

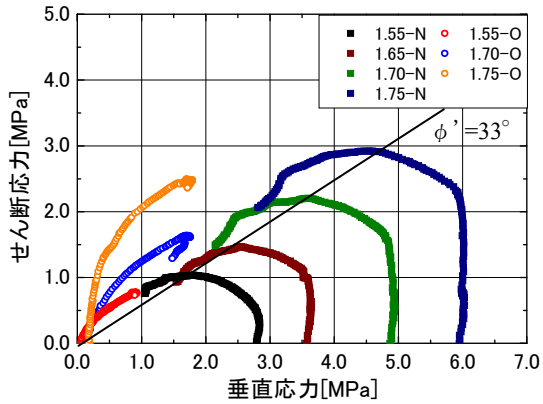
一面せん断試験中のせん断帯の生成・発達の観察を行った。2.2 節で示した図 1 の乾燥密度 1.70 Mg/m^3 の正規圧密供試体および過圧密供試体の一面せん断試験中に撮影した写真に速度ベクトル分布を重ねて示したものを示す。

デジタル画像の 15 ピクセル四方を 1 要素として，縦 31 要素×横 40 要素の計 1240 要素で写真全領域をカバーしており，1 ピクセルあたりの実際の長さは約 0.01mm となっている。ベクトルの速度の色表示に，最大値 10μm/s を赤色，最小値に 0μm/s を青色で評価した。

図 3(a)の正規圧密供試体の速度ベクトルを見ると，水平変位 1.5mm で斜めの亀裂が発生し，変位が進むにつれて小さな亀裂を伴い，速度ベクトルの領域を拡大している。せん断初期に斜めに入った亀裂は徐々に水平に近

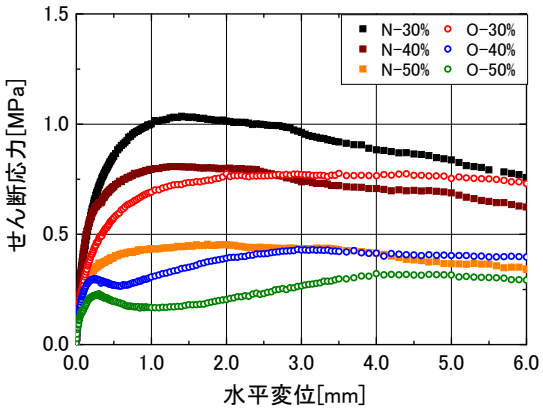


(a) せん断応力～変位関係

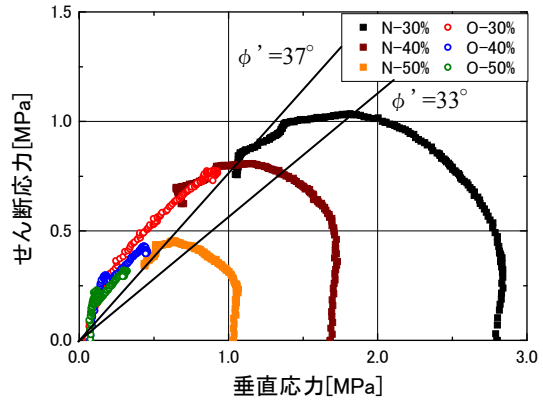


(b) 応力経路

図 1 乾燥密度の異なる供試体の試験結果



(a) せん断応力～変位関係



(b) 応力経路

図 2 珪砂混合率の異なる供試体の試験結果

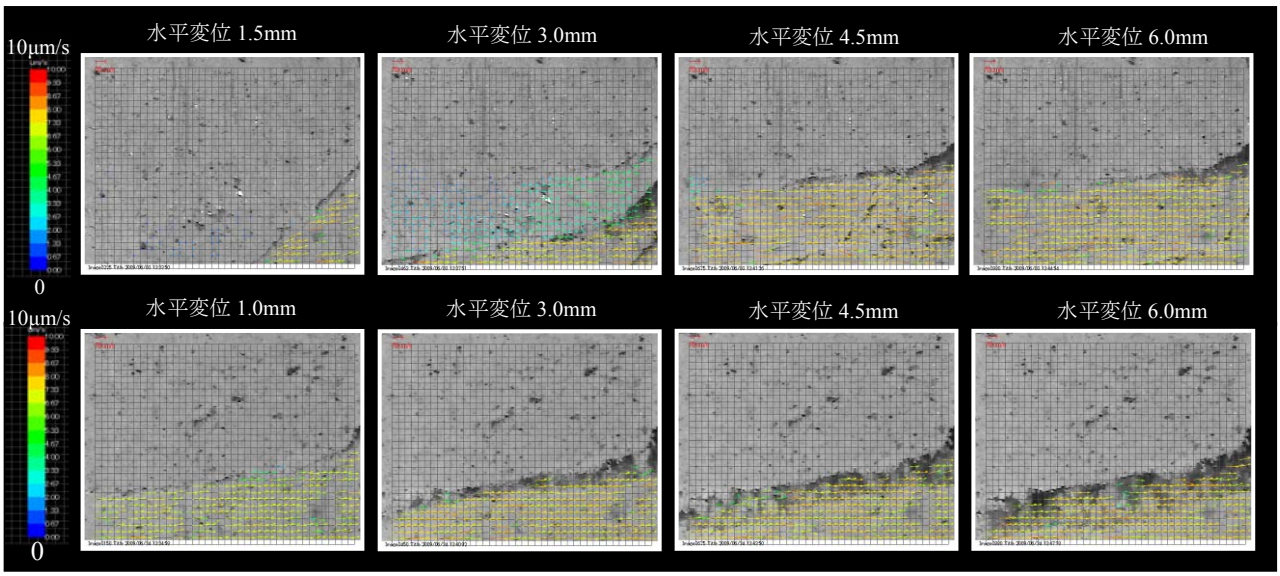


図 3　速度ベクトル；(a) 正規圧密供試体（上図），(b) 過圧密供試体（下図）

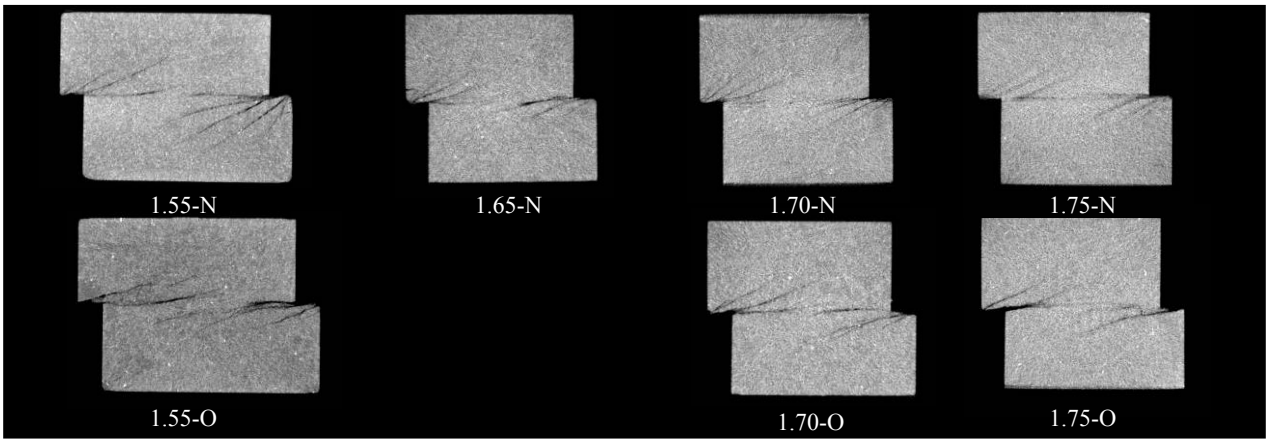


図 4　X 線 CT 結果

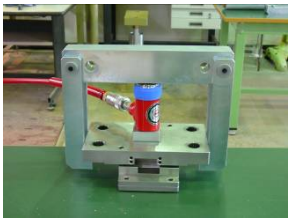
づく。次に図 3(b)の過圧密供試体の速度ベクトルを見ると，早い段階の水平変位 1.0mm で観察領域全体に水平な亀裂が生じ，この亀裂より下側の領域が右方向に移動している。また，正規圧密供試体とは異なり，初期に発生した水平な亀裂はそのまま観察できる。その下側の領域がせん断に伴いゆっくりと移動し続けていることがわかる。また，下側領域の移動に伴い，亀裂の開口部が大きくなっている。

2.4　X 線 CT による供試体内部の観察

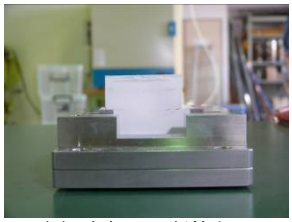
前節では，PIV 画像解析による結果から，供試体表面上におけるせん断帯の生成・発達を観察したが，本節では，供試体の内部構造変化について観察する。

写真 3 にせん断終了後に供試体を取り出す手順を示す。せん断箱ごと供試体を一面せん断断試験機本体より取り出し，専用の治具を取り付け，油圧ジャッキを用いて，せん断箱から供試体を取り出す。一面せん断試験によって損傷を受けた供試体は脆性的であるため，すべての工程を慎重に行う。取り出した供試体は含水比が変化しないように，真空パックし，京都大学に搬入し，X 線 CT 撮影する。

図 4 に正規圧密供試体および過圧密供試体の X 線 CT による内部観察結果を示す。供試体名は図 1 で用いたものと同様である。供試体のほぼ中央を撮影しており，X 線の透過量が多いほど黒くなり，低密度領域を示している。正規圧密供試体および過圧密供試体ともにせん断箱

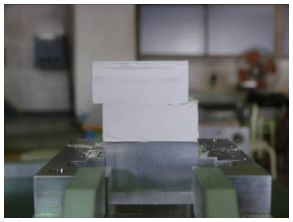


(a) 油圧ジャッキによる
上部せん断箱の取り外し



(b) 上部せん断箱を
取り外した状態

(c) 油圧ジャッキによる
下部せん断箱の取り外し



(d) せん断箱から取り外した
試験後の供試体

写真 3　せん断箱から供試体を取り出す過程

端部から供試体内部に向かって，斜めの亀裂が発生していることが確認できるが，供試体中心部では連続した水平な亀裂は確認できない。また，正規圧密供試体と過圧密供試体の X 線 CT 結果が類似しているのは，図 1 で示した結果における残留応力が近い値だからである。しかしながら，高密度供試体である 1.75N および 1.75O については，中心部でうっすらと連続した低密度領域が確認できる。

3. 飽和供試体の一面せん断試験

3.1 飽和供試体作製方法

本試験では飽和供試体作製用モールドを用いて飽和供試体を作製する方法を基本としているが，その作製過程は，最終処分場での緩衝材の状態を模擬していないことが懸念されるため，本論文では一面せん断試験機内で圧縮成型し飽和させ供試体を作製する方法も用いた。

3.1.1 飽和モールドを用いた供試体作製方法

不飽和供試体を作製する際と同様に，ベントナイト供試体の試料を計測し，写真 4 に示す飽和モールドの一部である直径 80mm，高さ 20mm の高剛性圧縮リングに詰め，油圧ジャッキにより，リング高さまで圧縮する。圧縮リングごと供試体を飽和モールドにセットし，上部載荷ピストンを設置した後に，写真 5 に示す剛なフレームによって，軸変位を固定する。図 5 に飽和モールドの概略図を示す。供試体の上下にはポーラスメタルがあり，吸水が可能となっている。アクリル円筒内に蒸留水を入れ，浸潤飽和させるが，浸潤初期は片面注水で供試体内の空気の逃げ道を確保しながら，実施し，その後両面注水させる。その際に，ロードセルにより膨潤圧を計測して，飽和の目安とする。膨潤圧がある程度一定になった時を飽和とし，飽和モールドを解体し，供試体を取り出す。専用のガイドカッターを用いて，50mm×50mm×20mm 厚の短形供試体に成型し，飽和時に計測した膨潤圧と同等の垂直荷重を作用させた後，一面せん断試験を実施した。

3.1.2 一面せん断試験を用いた供試体作製方法

不飽和供試体を作製する際と同様に，配合した試料をせん断箱に入れ，高拘束圧一面せん断試験機により圧縮成型し，不飽和供試体を作製する。供試体寸法は飽和モールドと同様の 50mm×50mm×20mm 厚とした。本論文では正規圧密供試体と過圧密供試体の 2 種類の供試体を飽和させた。図 6 に試験機中心部の概略図を示す。供試体上下にポーラスメタルがあり，吸水が可能となっている。浸潤初期は上下せん断箱間まで蒸留水を入れて，空気の逃げ道を確保しながら実施し，その後，せん断箱上部まで入れて最終的な飽和化を約 1 ヶ月間行った。その際，飽和過程の膨潤圧をせん断箱下部に設置されたロードセルにより計測した。最終的な膨潤圧は正規圧密供試体，過圧密供試体いずれも同様な値を示した。飽和後，蒸留水を排水し，一面せん断試験を実施した。

写真 4 専用飽和モールド

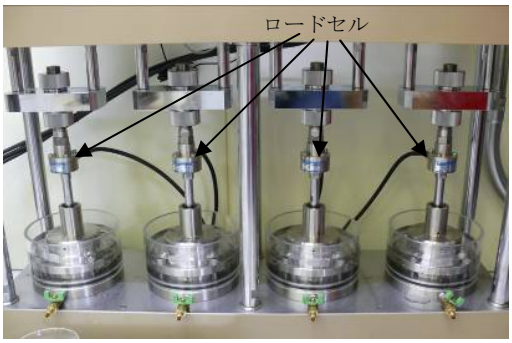


写真 5 4 連載荷フレーム

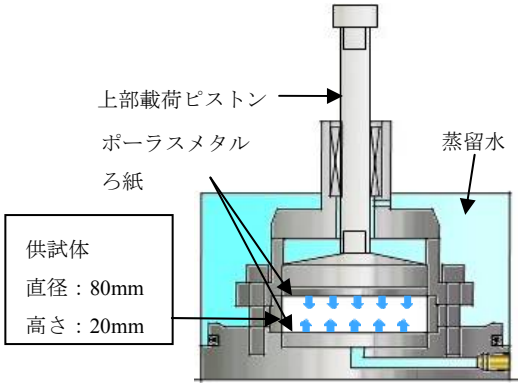


図 5 モールド概略図

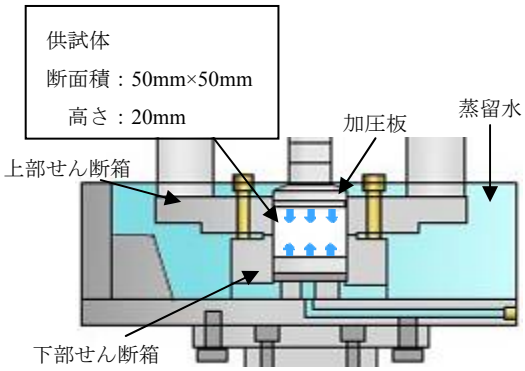


図 6 試験機中心部の概略図

3.2　飽和供試体の一面せん断試験結果

図 7 に飽和モールドで作製した供試体の乾燥密度 1.55，1.60，1.70，1.75，1.80 Mg/m^3 の一面せん断試験結果を示す。凡例は乾燥密度を示している。また，各供試体の初期垂直荷重は飽和過程で観測した膨潤圧を使用した。

図 7(a)に示すせん断応力～変位関係を見ると，せん断開始時より急激にせん断応力が上昇し，ピークに達すると，緩やかにひずみ軟化する挙動を示している。また，乾燥密度が高くなるほど，最大せん断応力が大きく，ピーク後の減少幅が大きいことがわかる。図 7(b)に示す応力経路を見ると，せん断開始時よりせん断応力が上昇し，負のダイレイタンシーにより供試体体積を収縮するとともに垂直応力が減少している。各供試体の最大せん断応力を示す応力状態と原点を結んでせん断抵抗角を求めると，乾燥密度が高くなるにつれて，せん断抵抗角が高くなる傾向が見られる。緩衝材の飽和三軸試験 [4]から得られた内部摩擦角と比較すると近い値であるが，2.2 節に示した不飽和供試体における一面せん断試験の結果と比較すると小さい値である。

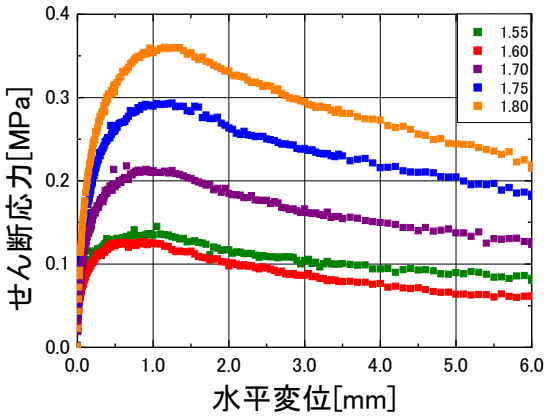
図 8 に乾燥密度を 1.60 Mg/m^3 に限定し，試験機内で飽和させた供試体の一面せん断試験結果を示す。なお，飽和モールド内で作製した供試体の試験結果も比較のため掲載した。凡例において試験機内で飽和させた供試体の頭には S をつけ，浸潤させる前の供試体の状態が正規圧密の場合を N，過圧密の場合を O とした。

図 8(a)に示すせん断応力～変位関係を見ると，試験機内で飽和させた供試体の方がピークに達する水平変位が若干小さく，最大せん断応力に大きな差が見られ，ピーク後のせん断応力の減少幅が大きいことがわかる。図 8(b)に示す応力経路を見ると，膨潤圧の違いのために初期垂直応力に差が見られ，モールド内と試験機内で飽和させた供試体とではせん断開始時の立ち上がりに違いが生じている。これはせん断開始前に，上下せん断箱間隔を空けるために上部せん断箱を引き上げた際に，供試体とせん断箱壁面の間の摩擦力により，供試体に負荷していた垂直応力が減少したために，供試体が過圧密挙動を示したと考えている。ただし，試験機内で作製した供試体のせん断抵抗角は，飽和モールドで作製した供試体のせん断抵抗角と同じ ϕ'=18°　となり，作製方法による違いは生じなかった。

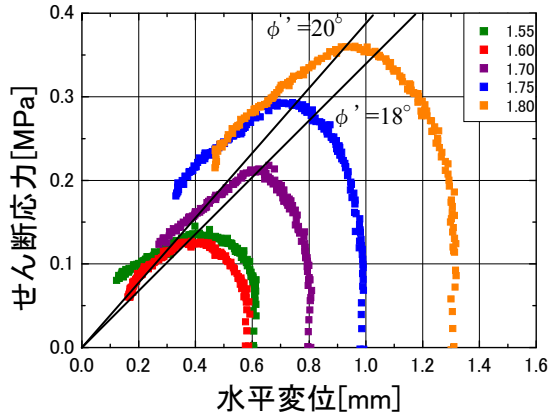
3.3　PIV 画像解析によるせん断帯の観察

不飽和供試体と同様に，飽和供試体でもせん断帯の生成・発達を観察した。図 9 に 3.2 節で示した飽和モールドおよび試験機内で作製した供試体における一面せん断試験中に撮影した写真に速度ベクトル分布を重ねて示したものを示す。

図 9(a)のモールドを用いて作製した供試体における

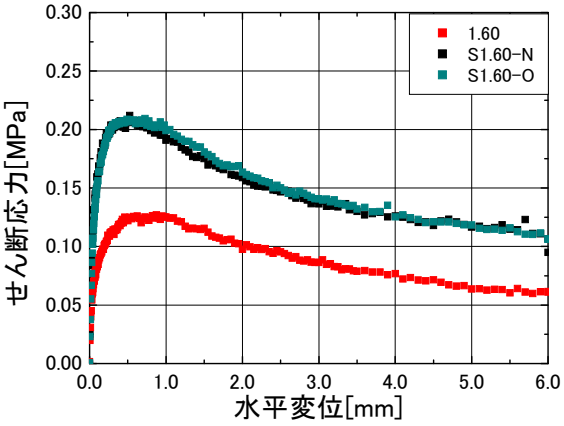


(a) せん断応力～変位関係

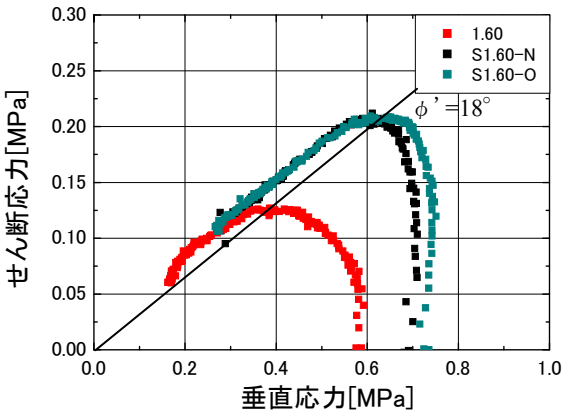


(b) 応力経路

図 7 乾燥密度の異なる供試体の試験結果



(a) せん断応力～変位関係



(b) 応力経路

図 8 供試体作製方法の異なる供試体の試験結果

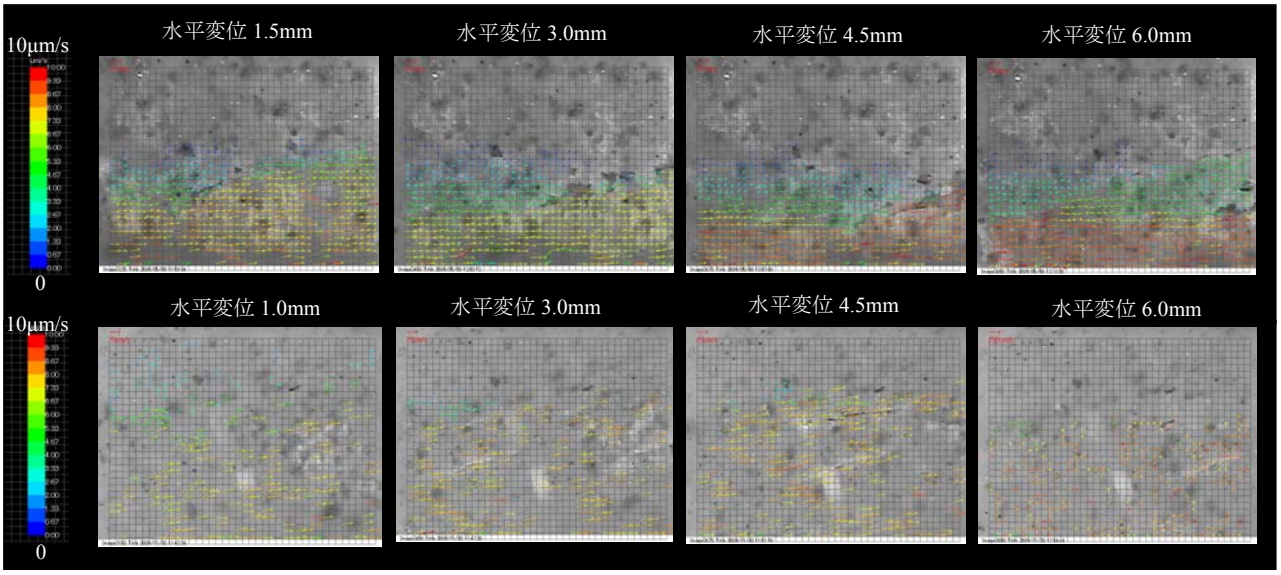


図 9　速度ベクトル；(a) モールドを用いて作製した供試体（上図），(b) 試験機内で作製した供試体

速度ベクトルを見ると，不飽和供試体と違い，水平変位 1.5mm に達しても，明確な亀裂は生じず，水平変位 3.0mm で空洞が見られる。これは，供試体設置時にアクリル板との間に隙間ができることにより，空洞が見えたり見えなかったりするものと考えられる。変位が進むと，その現象が顕著に見られる。図 9(b)の試験機内で作製した供試体における速度ベクトルを見ると，図 9(a)よりも速度ベクトルが少なくなっている。これは飽和させた際，供試体がアクリル板にくっつき，全体的にぼやけた画像になってしまったためと考えられる。一面せん断試験をしている間，明確な亀裂は生じなかった。

3.5　X 線 CT による供試体内部の観察

不飽和供試体と同様に，飽和供試体でも供試体内部の構造変化を観察した結果を図 10 に示す。供試体名は，図 7，図 8 で用いたものと同じである。全体的に密度のばらつきが見られるが，特に 1.75，1.80 では上下せん断箱間の端部より左斜め下に向かって明確な亀裂が生じているのが確認できる。S1.60-O においては，上下せん断箱境界の両端部から供試体内部に向かう水平な低密度領域が見られ，内部に行くほど，不明確になっている。

飽和供試体による一面せん断試験について，2 次元平面ひずみ条件下でシミュレーションを実施することで，供試体内に発生するせん断帯近傍の密度構成について調べた [5]。

解析には *GEOASIA* を用い，SYS カムクレイモデルの基本的なパラメータは，日本原子力研究開発機構(JAEA)の緩衝材の基本特性データベースで一般公開されているベントナイト珪砂混合供試体の一次元圧密試験および非排水三軸試験の結果より設定した [4]。それ以外の弾塑性パラメータは，初期有効拘束圧 0.9 MPa における実験結果を説明するように設定した。シミュレーションにおける供試体寸法は前述の飽和供試体の試験と

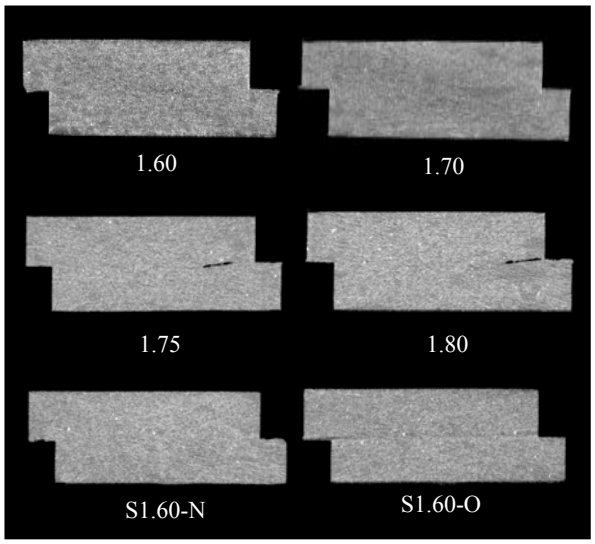


図 10　X 線 CT 結果

同様にした。要素数は横 50 要素×縦 40 要素の合計 2000 要素である。境界は，下部せん断箱と接する部分は固定境界とし，上部せん断箱と接する部分は唐変位境界とした。せん断は，上部せん断箱を右方向に強制変位させた。

図 11 に一面せん断試験の数値シミュレーション結果におけるせん断ひずみ分布を示す。水平変位 0.5mm から 3.8mm まで示したものである。上下せん断箱間の両端から発生したせん断ひずみの集中領域が水平変位 1.0mm を超えるあたりで明確に水平につながり，せん断帯を形成している。S1.60-O で生じた低密度領域と類似するものをシミュレーションでも生じている。図 12 は比体積変化の分布であり，圧縮を青，膨張を赤とする。せん断帯の両端には，応力解放ならびに引張ひずみの発生によって膨張する領域が発生しているが，試験時に亀裂が発生する場所と調和している。これは，今回の亀裂がせん断箱の端部という特殊な境界条件下で発生していることを示している。なお，解析でも試験でも供試体の中心部では低密度領域は見られない。

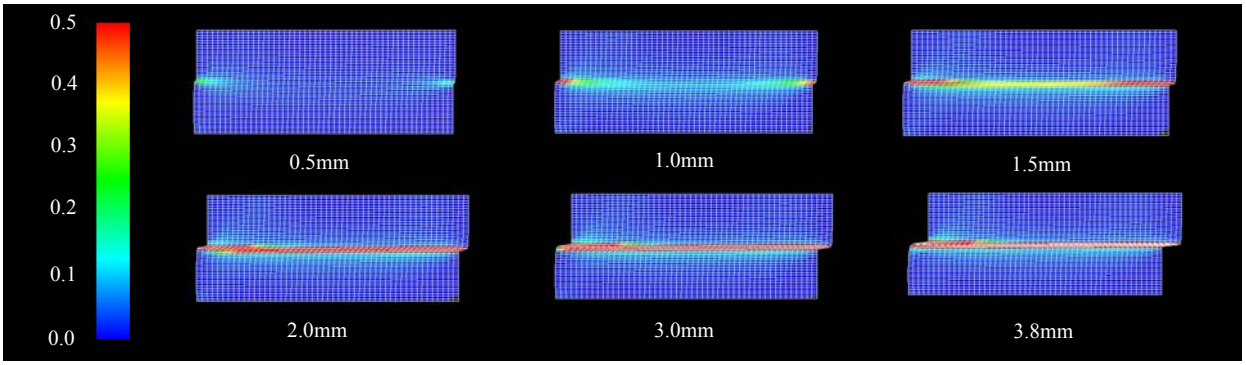


図 11　一面せん断試験の数値シミュレーション（せん断ひずみ分布）

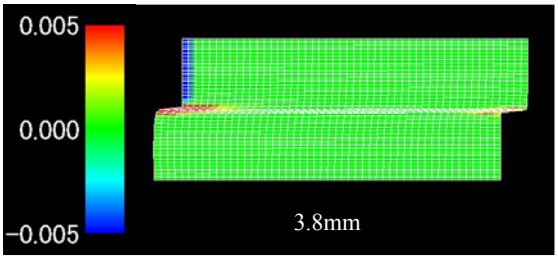


図 12　比体積の分布

4.　結論

本研究を通して，以下の知見を得た。

(1) 乾燥密度が異なる不飽和圧縮ベントナイトにおいて，正規圧密，過圧密ともに乾燥密度が高くなるほど，最大せん断応力が大きく，また正規圧密ではピーク後に負のダイレイタンシーの発現により塑性圧縮を伴うひずみ軟化する挙動を示している。せん断抵抗角はϕ'=33°と，緩衝材における飽和三軸試験の内部摩擦角の約 2 倍を示した。

(2) 珪砂混合率の異なる不飽和圧縮ベントナイトにおいては，正規圧密，過圧密ともに珪砂混合率が高くなるほど，最大せん断応力が小さくなるが，正規圧密において，珪砂混合率が高くなるほど，せん断抵抗角は大きい値を示した。

(3) 不飽和条件下の正規圧密および過圧密供試体における PIV 解析よりせん断に伴う亀裂を観察することができた。過圧密のおいては，せん断が進むにつれて，下部領域で亀裂が大きくなることが示された。

(4) せん断後の不飽和供試体において，X 線 CT を用いて，供試体内部を観察した結果，供試体内部に向かって，斜めに亀裂が生じていることが確認されたが，供試体中央部では，低密度領域は確認されなかった。

(5) 乾燥密度の異なる飽和圧縮ベントナイトにおいて，不飽和供試体と同様な挙動を示し，乾燥密度が高くなるほど，せん断抵抗角は大きくなるが，不飽和供試体よりも小さい値を示した。

(6) 供試体作製方法の異なる飽和圧縮ベントナイトにおいては，挙動に違いが見られたが，せん断抵抗角に有意な差は生じなかった。

(7) PIV 画像解析により，飽和供試体のせん断帯の観察を行ったが，明瞭な亀裂は観察できなかった。

(8) せん断後の飽和供試体において，X 線 CT を用いて，供試体内部を観察した結果，乾燥密度が高くなるほど，亀裂が生じやすいことが示された。

(9) 飽和供試体の一面せん断シミュレーションでは，X 線 CT と同様な傾向が得られた。

以上の結果より，不飽和圧縮ベントナイトは乾燥密度および珪砂混合率が高くなることで大きなせん断強度を有するが，大変位による亀裂を生じやすくなることが示唆された。そのため，せん断強度，亀裂の発生を考慮して，その両方を満足する乾燥密度および珪砂混合率を求める必要がある。再冠水後を考慮した飽和圧縮ベントナイトにおいては，供試体作製方法において，せん断強度に有意な差は生じないことが分かり，大きな変位が生じても，低密度領域が発生しないことが示された。

謝　辞

本研究は，中部電力基礎技術研究所の特別研究助成で実施したものである。また X 線 CT の観察にあたり，京都大学の岡二三生教授，肥後陽介助教にご協力を賜りました。また，数値解析にあたり，浅沼組の高稲敏浩氏にご指導賜りました。記して，謝意を表します。

参　考　文　献

1) 核燃料サイクル開発機構，わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第 2 次取りまとめ－，分冊 2 地層処分の工学技術，第Ⅳ章 処分場の設計に関する検討，4.1 人工バリアの設計・製作，pp.Ⅳ-1-Ⅳ-205，1999.

2) 小高猛司，寺本優子：不飽和および飽和条件下での圧縮ベントナイトのせん断破壊特性，地盤工学ジャーナル，Vol.4, No.1, pp.59-69. 2009.

3) 小高猛司，寺本優子，平手寿大，元山泰久：圧縮ベントナイト緩衝材のせん断破壊時の性能評価，地盤工学ジャーナル，Vol.5, No.2，pp.207-218, 2010.

4) 高治一彦，鈴木英明：緩衝材の静的力学特性，核燃料サイクル開発機構報告書，JNC TN8400 99-041，1999.

5) 小高猛司，寺本優子，平手寿大，元山泰久，高稲敏浩：飽和圧縮ベントナイトの一面せん断破壊挙動の数値解析，第 45 回地盤工学研究発表会講演概要集，2010.

午前の部Ⅱ

（１１：１０～１２：２０）

司 会　小林　睦

(豊田工業高等専門学校)

浸透発泡乳化法と毛管ウェルポイントによる大型土槽油汚染浄化実験

Purification experiment in oil polluted large soil tank
with seepage /sparkle/emulsification method and wellpoint in capillary zone

佐野豊生[1]，窪田豪人[2]，林　雅人[3]，棚橋秀行[4]

1　大同大学・工学部都市環境デザイン学科
2　大同大学・大学院工学研究科都市環境デザイン学専攻
3　大同大学・大学院工学研究科都市環境デザイン学専攻
4　大同大学・工学部都市環境デザイン学科・tanahasi@daido-it.ac.jp

概　　要

油による地盤汚染が問題となっている。揮発性油に関する浄化の研究は進んでいるが、機械油などの高粘性油に対してはあまり進んでいない。本研究室では、界面活性剤で機械油を乳化させ非掘削浄化する技術について研究を行っている。油汚染ゾーンの下部より化学反応により発泡する重曹と酢酸を添加した界面活性剤を浸透させることにより乳化を促進する方法を発案した。これに加え下部から空気を圧入することにより、浄化液が油汚染ゾーン深くに浸透したのちに発泡するように工夫した。これらにより乳化した汚染油を、上部から別途界面活性剤を浸透させることによってできた流れに乗せて流動させ下流の適切なポイントで吸引・回収する実験を行った。

実験の結果、発泡により油の乳化が促進され、その回収に成功した。空気圧入により汚染ゾーンの下部に空気のエリアが広がり、地下水の揚水を抑えつつ、乳化液を効率よく吸引できる好ましい結果も得られた。

キーワード：油汚染地盤，浄化，非掘削，界面活性剤，浸透発泡乳化法

1.　　はじめに

油による地盤汚染が問題となっている。このうちトリクロロエチレンなどの有機塩素化合物，あるいは燃料といった揮発性に富み粘性の小さな油に対する浄化は進んでいるが，機械油などの揮発性に乏しい高粘性油に対しての浄化技術開発はあまり進んでいない。多くの機械工場で用いられるこうした機械油の地盤汚染が今後問題になるといわれており，我が国の中小の事業所数から考えても，浄化需要は非常に大規模である。機械油は潤滑油として対象物に膜状に付着することを目的に作られているため，土粒子に対する付着性が高く，かつ揮発性にも乏しいため，非掘削で除去する有効な技術は現在までのところ確立されていない。そのため，機械油で汚染された地盤は，汚染土壌を掘削して運搬し産廃処理するしかないが，埋め戻すための土も別途必要であるから，運搬費は汚染土壌の単純に約2倍必要であり膨大な額となる。また，埋め戻し土を採取するには場合によると貴重な自然を破壊しなければならなくなるうえ，産廃処理が適正に行われず新たな汚染問題を引き起こしてしまうケースも懸念されている[1)]。非掘削浄化が可能になればこういったリスクを回避できるだけでなく工場を操業したまま行うことが可能になり，社会的な貢献度は高いものと考える。

本研究の目的は大同大学･棚橋研究室がこれまでに開発した，地盤に浸透した重曹・界面活性剤・酢酸水溶液の反応による発泡で機械油を乳化させる浄化技術「浸透発泡乳化法」に毛管上昇帯でのウェルポイント回収を組み合わせることで，機械油汚染地盤の効率のよい非掘削浄化技術の確立を目指すことである。

「浸透発泡乳化法」における二酸化炭素の発生の化学反応を以下に説明する。

酢酸と炭酸水素ナトリウム（以下，重曹）を混合すると以下の反応により酢酸ナトリウムと炭酸が発生する。この反応は酢酸の濃度が大きいときは進行せず，濃度が約 5%以下で起こることが実験からわかっている。

$$\text{酢酸}(CH_3COOH) + \text{重曹}(NaHCO_3) \rightarrow \text{酢酸ナトリウム}(CH_3COONa) + \text{炭酸}(H_2CO_3)$$

実際には，炭酸はすぐに分解して，以下のように水と二酸化炭素の気体が発生する。

$$\text{炭酸}(H_2CO_3) \rightarrow H_2O + CO_2(\text{気体})$$

本研究では，この現象を利用した「浸透発泡乳化法」を考案した。酢酸を添加した界面活性剤と，重曹を添加した界面活性剤の両者を汚染地盤中で接触させ，CO_2 を発生させることで界面活性剤を発泡させるのである。従来より，

地上であらかじめ気泡させた界面活性剤を汚染地盤に圧入する方法は行われているが，泡状の界面活性剤は油汚染部位内部には入って行かず，これを避けて流れてしまうことがわかっている [2]。「浸透発泡乳化法」は界面活性剤が油汚染部位内部に十分浸透したのちに内部から発泡することにより，高粘性の機械油と効率よく混合され，従来法よりも油に対する界面活性剤の乳化力が向上することを狙うものである。

2. 非掘削浄化実験

2.1 幅広薄型二次元土槽を用いた実験（1）

2.1.1 実験方法

実験装置は写真-1 に示した幅 190cm，高さ 90cm，奥行き 5cmの幅広薄型二次元土槽を用いた。豊浦砂および初期汚染土（写真中の白点線で囲まれた領域）を土槽に写真-1 の様に充填し，吸引孔と注入孔を埋設した。吸引孔上部をCMCで被覆し，空気の流入を防いだ。地下水位は破線の位置で一定に保つ様にした。吸引孔，注入孔共に 2 番・3 番を用い，その他のものは状況の推移に応じて使用することにした。注入孔 2 番・3 番からの浄化溶液の投与は酢酸添加界面活性剤 500ml，界面活性剤 500ml，重曹添加界面活性剤 500ml，界面活性剤 500mlの順に行った。

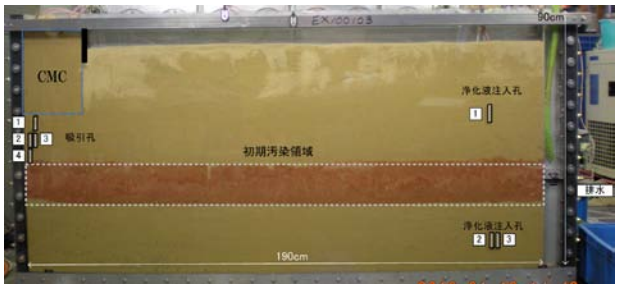


写真-1　幅広薄型二次元土槽を用いた実験　初期状態

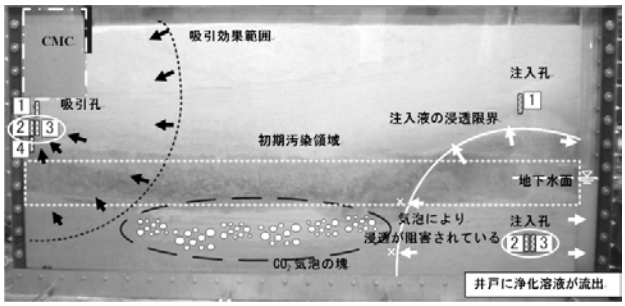


写真-2　幅広薄型二次元土槽を用いた実験
開始から 9 時間 30 分後

2.1.2 実験状況

写真-2 は，実験開始 9 時間 30 分後の様子である。写真に示した初期汚染領域と比較して，土槽の左端では吸引によって汚染油が吸引孔に向かって若干上昇している様子が分かる。土槽右端では，注入した浄化溶液の発泡によって乳化した油が，上方向に移動している様子が分かる。しかし，土槽中央部の汚染油はあまり移動していない。右井戸に浄化溶液が流出しており，土槽中央下部の豊浦砂が乾燥していたことから，ここでCO_2の気泡が停滞して塊となり，後続の浄化溶液の流れを阻害していると考えられた。酢酸添加界面活性剤と重曹添加界面活性剤を投与する合間に界面活性剤を投与する事により注入孔近傍で反応を起こさない様に工夫したことで，実際に注入孔から離れた汚染領域の付近で反応を起こす事ができたのだが，吸引効果が黒点線部あたりまでしか及んでいない為、回収されない気泡が蓄積してしまったものと思われる。これ以上の進展が見られないと判断した為，この時点で実験を終了した。この実験から，CO_2 の気泡塊上部に吸引孔を設置し，それを用いてCO_2の気泡塊を吸引回収する事ができれば，浸透阻害を取り除くと共に油汚染部位をCO_2 の気泡が通過することで乳化が促進され浄化が進行するのではないかと考えられたため，次のような実験を行うことにした。

2.2 薄型二次元土槽を用いた実験（１）

2.2.1 実験方法

実験には前出の薄型二次元土槽(内寸幅 60cm, 高さ 60cm, 奥行き 5cm)を用いた。充填土試料と汚染土も同様のものを用いた。写真-3 の白線に示すように汚染ゾーンを設けた。

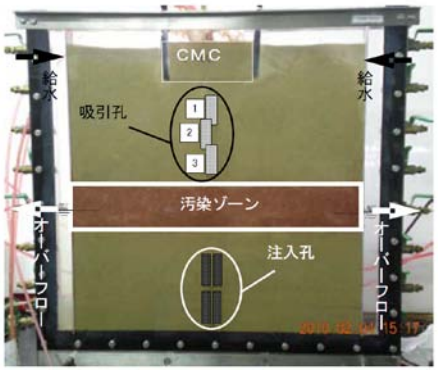


写真-3　薄型二次元土槽を用いた実験の初期状態

汚染ゾーンの中央下部に圧入孔を上下二対合計４つ，上部に吸引孔を 3 つ埋設した。吸引孔は目詰まり時のバックアップとして複数埋設したもので，平常時は 2 番を用いて吸引することにした。また，吸引孔の上部にはゴム板を用いて仕切りを設け，CMCを混合した充填を施し，被覆効果を持たせた。

土槽の両側に井戸を設け，井戸上部より水を給水しつつ，下から四段目のバルブを開放しオーバーフローさせ水位を固定した。4 つの注入孔のうち下部の 2 つから空気を供給し，空気の流路によって井戸からの地下水の流入を遮断し余剰な吸引を抑制するとともに，逆に井戸へ浄化液が流れ出す事を防ぐバリア効果を期待した。注入孔の上部の 2 つからは重曹添加界面活性剤と酢酸添加界面活性剤を投与する。このとき発生した気泡を空気が押し上げることによる浄化効率の向上も期待して実験を行った。

2.2.2　実験状況

写真-4 は実験開始 2 時間後の様子である。圧入孔から吸引孔まで一直線に浄化されていることが目視できる。また，下部の圧入孔より空気の層が形成されて，地下水の吸い上げを抑制することに成功している。さらに空気による押し上げ効果と吸引により，問題であった気泡の停滞が抑えられ，順調に浄化が進んでいる。

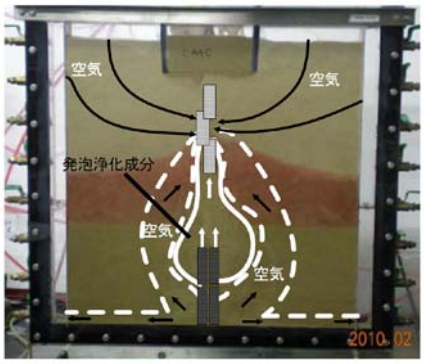


写真-4　実験開始 2 時間後

写真-5 は実験開始 4 時間後の様子である。中央の初期汚染ゾーンの浄化がほぼ完了している。また，実験前の予想では圧入孔から吸引孔へ一直線上の狭い範囲しか浄化できないのではないかと考えていたが予想よりも広範囲で浄化されている。写真-8 を見てもわかるように，吸引孔と圧入孔から離れた部分の汚染もまだらになっており乳化が進んでいることが見てとれる。井戸に近い部分にも乳化が広がり全面的に浄化が進行するのではないかと期待し観察を継続した。

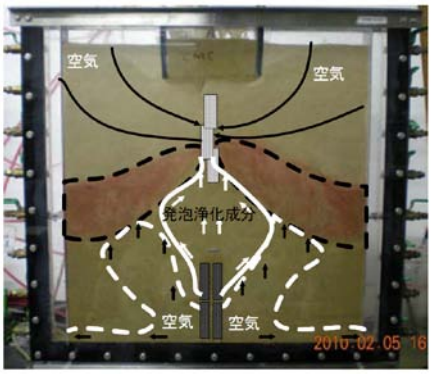


写真-5　実験開始 4 時間後

実験開始から 10 時間後（写真なし），全面的に乳化が進み初期汚染ゾーンの浄化がほぼ完了したが，予想よりも浄化液が広範囲に拡散してしまい井戸に浄化液が流れ出てしまった。また，乳化液が毛管上昇してしまい，吸引圧の掛からない部分に移動し油が残留してしまった。この後，数時間継続したが大きな変化が見られなかったため実験を終了した。

2.3　薄型二次元土槽を用いた実験（２）

2.3.1　実験方法

写真 6 のように薄型二次元土槽(縦 80cm×横 72cm×奥行き 5cm)を用い，充填試料と汚染土も同様のものを用いた。写真 6 の白い点線が初期の汚染土の位置である。1，2 から重層と酢酸を発泡させて上部から水を散布し，3 から吸引を行った。

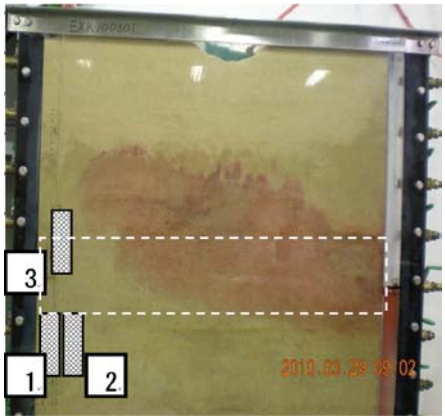


写真-6　発泡を用いた浄化実験

2.3.2　実験状況

1，2 から重層と酢酸を圧入し発泡させたところ、写真-6 のように順調に乳化していったので，3 から吸引を行ったが吸引孔の回りしか浄化できず大半が残ってしまった。なぜこのようになったか考察したところ，発泡の流れと吸引の流れが反対だからではないかと考えられた。発泡と吸引の流れを同じ方向にすればより効率よく浄化できるのではないかと考え，発泡し乳化した先に吸引口の設置位置を変更したのが写真-7 である。

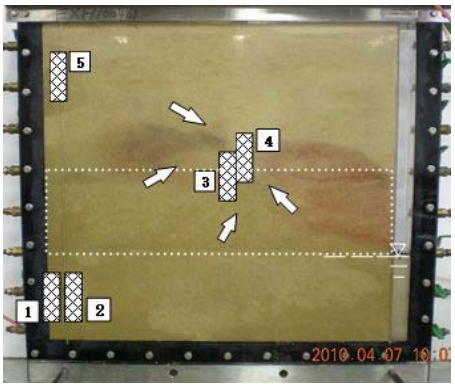


写真-7　発泡と界面活性剤を用いた浄化実験

写真-7 のように吸引孔の位置を変えたことにより，効率よく浄化が進行するようになった。ただし油の浄化が進んでくると徐々に地下水を吸引するようになり，あまり右のほうに吸引口を設置してしまうとさらに地下水ばかりを吸うことも確認できた。写真-7 で行った実験を終了したのち，土槽を解体して土試料を 9 つのブロックに分けてノルマルヘキサン抽出による残留油分の分析を行った。結果的

に数値としては 9 つ全てのブロックで残留油分質量比は 1%未満であったが，局部的に汚染土が見つかったところがあり，この部分はやはり周りより残留油分質量比は高かった。

2.3.3　追加実験

追加実験として，発泡をより深く浸透させるため重曹と酢酸を圧入する下から空気を圧入し，より深くまで届くように試みたのが写真-8 の実験である。

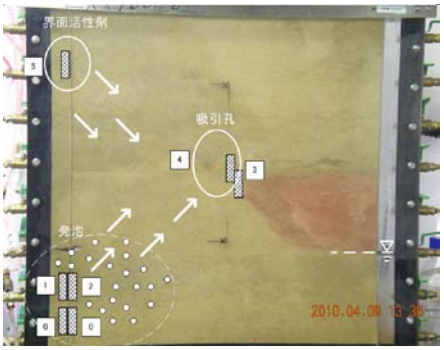


写真-8　浸透発泡乳化法を用いた浄化実験

重曹と酢酸を圧入する下から空気を圧入したことで，これに押し上げられた発泡界面活性剤の油汚染部分への浸透が促された。さらに地下水に空気が溜ったことで界面活性剤が下流の地下水に無駄に流出しにくくなった。空気を圧入したことで吸引孔から過剰に揚水してしまう地下水量も減らせた。

目視で土の中に汚染油が見受けられなくなったのち，ノルマルヘキサン分析を行ったところ，9 つのすべてのブロックが 1%未満であった。

2.4　幅広薄型二次元土槽を用いた実験（2）

2.4.1　実験方法

2.3 の追加実験において良い成果が得られた写真-8 のような配置で幅広薄型二次元土槽を用いて実験を行うことにした。今回の実験では写真-9 の初期状態のような位置関係で吸引孔と圧入孔を埋設した。

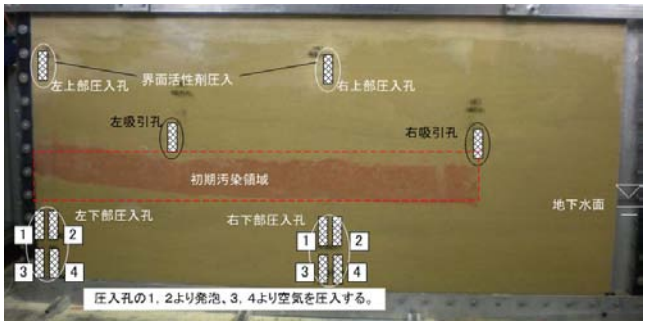


写真-9　幅広薄型二次元土槽を用いた実験の初期状態

この配置により，汚染油は下からの発泡と上からそれを抑える液体状の界面活性剤の降下により挟み撃ちになり両サイドへと追いやられ、これを待ち構えるように側方にオフセットした吸引孔で回収する，という図-1 のような挙動を想定した。

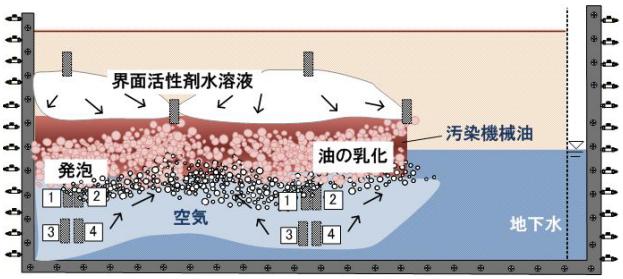


図-1　挙動予想図

写真-9 の初期状態において右吸引孔より右側に初期汚染土が充填されていないのは，右吸引孔でキャッチできずに流れて行ってしまう油がどの程度かを観察するためである。注入・吸引は左右で独立しており進行や状況によって片方ずつ制御できるようになっている。

界面活性剤には，ペレソフト 205 を 3%に希釈した水溶液を用いた。左右の上部圧入孔からは界面活性剤，左右の下部圧入孔の 1 からは重曹添加界面活性剤，2 からは酢酸添加界面活性剤を圧入し発泡をさせ 3・4 からは空気を圧入する。この操作で汚染油が乳化するにはある程度の時間を要することから，上部からの界面活性剤の圧入と吸引の操作は，汚染油がある程度乳化しているのが確認できた際にのみ行うことにした。

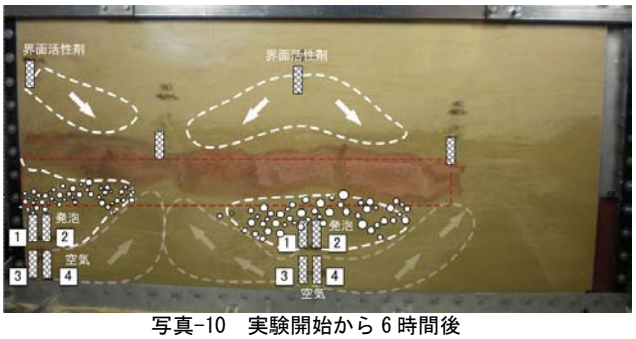


写真-10　実験開始から 6 時間後

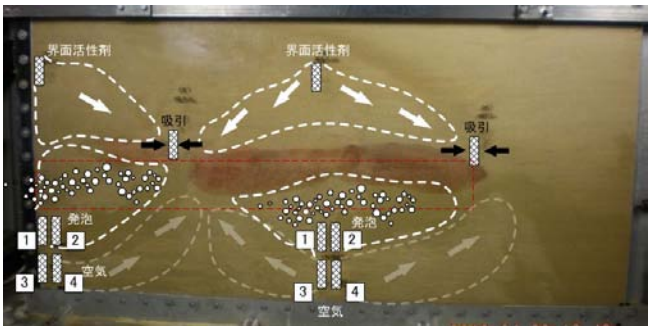


写真-11　実験開始から 10 時間後

2.4.2　実験状況

写真-10 が実験開始から 6 時間後の写真である。下部圧入孔 1・2 の上の汚染油が左右とも押し上げられているのが目視できる。写真-11 は 10 時間後の写真である。右側に比べ左側は壁になっているので明らかに浄化が先行しており，上下の圧入孔の間に存在した汚染油が浄化されたことにより，汚染ゾーンの側方からも乳化していくことができ浄化のスピードアップが期待される。

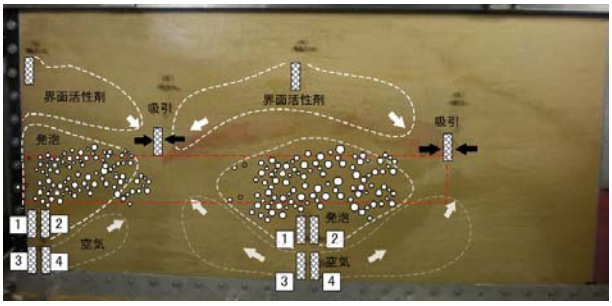


写真-12　実験開始から 16 時間後

写真-12 は 16 時間後の写真である。初期油汚染部分の左のほうは目視できないくらいまで浄化できている。ここで左の圧入孔からはこれ以上界面活性剤を圧入する必要はないと判断し，すすぎのための水に切り替えた。右側は左に比べると浄化は遅れているが，上下圧入孔の線上に存在した汚染油が浄化されたことにより左側同様に浄化のスピードアップが期待できる。

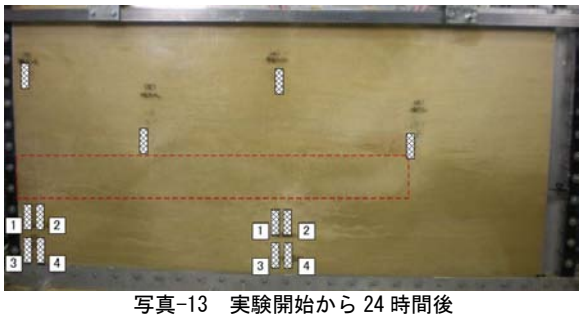


写真-13　実験開始から 24 時間後

写真-13 は 24 時間後の写真である。全体的に汚染はほぼ目視できない程度にまで浄化されたため，ここで実験を終了した。その後，写真-14 に示すように 27 ブロックに分けてサンプルを取り出し，ノルマルヘキサン抽出法で残留油分質量比（乾燥土の質量を 100%としたときの残留油分質量のパーセント）を測定した。

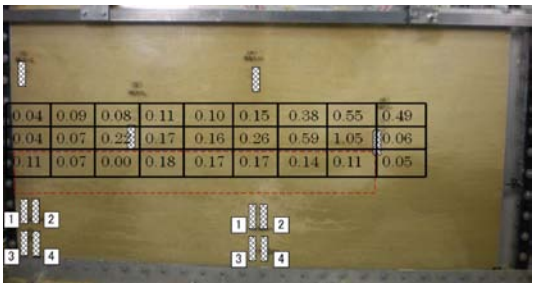


写真-14　分析結果（残留油分質量比%）

その結果，右吸引孔の左側の 1 つのブロック以外はすべて 1 パーセント以下になっていることがわかった。右吸引孔の周りは左に比べると若干高い数値となっているが，これは左のほうの浄化が先行していたためであり，あと数時間実験を継続してから分析を行っていたら差はさほどではなかったと考えられ，おおよそ今回の実験の浄化方法・配置は成功であったといえる。

2.5　幅広薄型二次元土槽を用いた実験（3）

2.5.1　実験方法

前節の実験 2.4 では好ましい結果が得られたが，実際の地盤に応用するには埋設ピッチが約 50cmでは狭すぎることが懸念された。一方，装置の全幅（190cm）について浄化を試みた以前の実験 2.1 において写真-2 のようになってしまったのは，確かにCO_2の気泡が停滞して後続の浄化溶液の流れを阻害した面もあろうが，それよりも圧入孔のすぐそばに井戸があったためにここに流出してしまい正確に実験が行えていなかったのではないか，という省察もある。そこで，埋設物の配置を見直し，あらためてどこまでの水平距離の汚染油を浄化できるのかを検証する実験を行うことを考えた．図-2 の(a)(b)に今回の幅広薄型二次元土槽を用いた実験（3）において期待する挙動をイラストで示した。

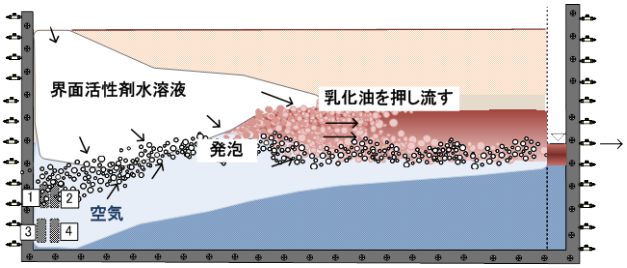


図-2(a)　挙動予想　下からの発泡と空気の圧入より油を乳化

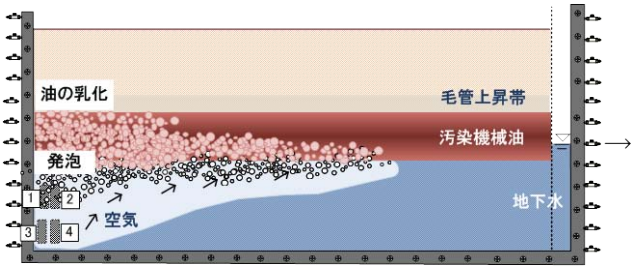


図-2(b)　挙動予想　上から界面活性剤で乳化油を押し流す

今回は左端に圧入孔を集め，圧入孔の 1 からは重曹添加界面活性剤，2 からは酢酸添加界面活性剤を圧入して発泡させ，3・4 からは空気を圧入する。この実験では，発泡と空気圧入のみの圧入孔からどこまで遠くまでの油を乳化できるかを見たいので，吸引は行わないこととした。図-2 の(a)のように地下水面へと空気が浮上する力によって発泡した界面活性剤が汚染油下面に押しつけられ，油を乳化させながら右の井戸のほうへと移動していく挙動を期待する。これがどの範囲まで到達できるのかを観察する。

その後，タイムラグを置いて図-2 の(b)のように土槽左端の地表面から界面活性剤水溶液（重曹・酢酸無添加）を投与することによって，乳化油を効率よく井戸まで押し流してゆくことができるのではないかと考えた。

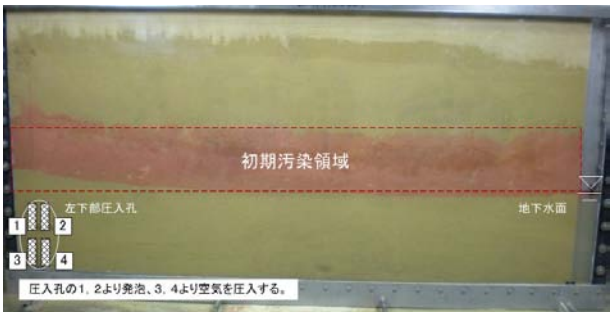


写真-15　幅広薄型二次元土槽を用いた実験（3）初期状態

実験土試料はこれまでと同様に豊浦砂を使用し，エンジンオイルをズダン IV で赤く着色し土試料に混ぜた汚染土を写真-15 のように充填して初期汚染領域を作成した。実験の後半で上部から投与する界面活性剤水溶液はペレソフト 205 を 3%に希釈した水溶液とした。左下部圧入孔の 1 からはこの界面活性剤水溶液に重曹を添加したもの，2 からは酢酸を添加したものを圧入して発泡をさせ，圧入孔 3･4 からは空気を圧入した。

2.5.2　実験状況

写真-16 は実験開始から 6 時間後の写真である．空気と発泡で乳化が進行し，圧入孔付近の汚染油が激しく押し上げられているのが確認できる。

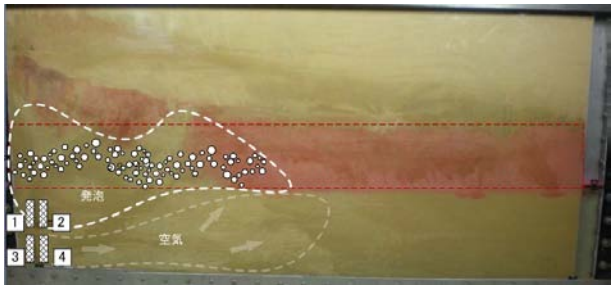


写真-16　実験開始から 6 時間後

予想では図-2 の(a)のように発泡した界面活性剤が右の方向に流れていくと考えていたが，上に流れていく成分のほうが多く見られた。発泡だけでも上に流れるがさらに空気まで圧入しているので上に流れやすくなっている。空気は地下水面下に領域を広げつつあり，これを乗り越えるかたちで発泡した界面活性剤がちょうど油汚染ゾーンを通過しつつ右へ移動してゆくことが期待される。気になったのは汚染ゾーンの中央やや左で油の汚染が分断されるように浄化されつつあることであった。この浄化ルートから左側の汚染域はこのあと流れの無い領域となり浄化されにくくなってしまわないかという懸念も浮かんだが，実験を継続した。

写真-17 は実験開始から 13 時間後の写真である。先ほどの写真-16 でいったん浄化されたルートに乳化したエンジンオイルが流れ込み結局これを塞いでしまった。左上部にせり上がっていた乳化油が全体的に右へと移動したためにいったん浄化できたところに流れ込んだことが観察された。

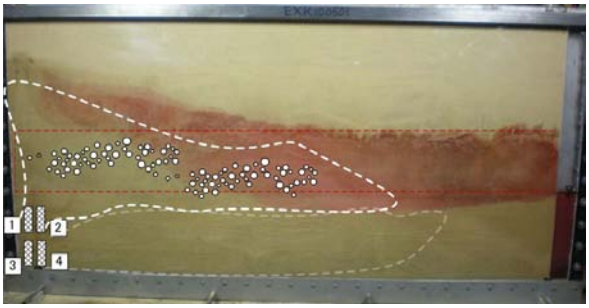


写真-17 実験開始から 13 時間後

同じように上昇してきた発泡界面活性剤もこの乳化液の流れに飲まれる形でともに右下へと進む流れが形成されつつある。その流れの下には写真-17 よりも右のほうまで空気による低透水性の領域が待ちかまえるように展開されてきており，これによって下方への浸透を阻まれることで行き場をなくした乳化油が右のほうへと徐々に移動してゆく，という図-2 の(a)のような状況になりつつある。しかし，この数時間後から圧入した空気と発泡界面活性剤に押し上げられすぎて，徐々に地表面にエンジンオイルがにじみ出てきてしまった。これは想定していなかったシナリオであったが，当初の計画で後半行うことにしていた界面活性剤水溶液を投与する工程へと移ったところ，さらに予想していなかった問題が生じた。その様子が実験開始から 21 時間後の写真-18 である。

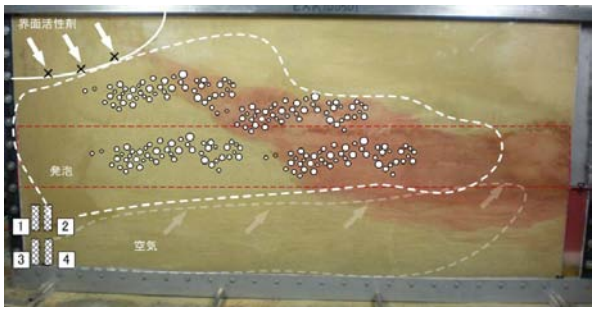


写真-18　実験開始から 21 時間後

地下水面上の不飽和帯に界面活性剤の気泡が存在する領域が広がったため，これに阻害されて地表面から投与した界面活性剤がほとんど浸透して行かない状況になり，計画した実験が進行できなくなってしまった。こののち，下方からの発泡と空気の圧入を停止して様子を見たが封入された界面活性剤の気泡と置換して上方投与の界面活性剤水溶液が浸透し始める気配が見られなかったため実験を終了した。

2.6　幅広薄型二次元土槽を用いた実験（4）

2.6.1　実験方法

前回の実験は浄化としては失敗であったが，吸引・界面活性剤水溶液の上方投与がない状態で、下方からの浸透発泡と空気の圧入だけを継続した場合には不飽和帯に界面活性剤の気泡が大量に封入されその後の浄化工程が困難になるという有益な知見が得られた。このことから，浸透発泡乳化法を成功させるには，上方からの界面活性剤の投与を先行させ，汚染油上部に界面活性剤の流れ領域を形成させた後に下方からの浸透発泡を行う手順とすべきことがわかった。一方，前回の実験状況を観察する中で，浸透発泡を行わず下部からの空気の圧入だけではどうなるのか，という興味が生まれてきた。もし，空気の地下水面へと浮上しようとする力で界面活性剤および乳化した油を側方移動させることができるのであれば，前回の実験で問題になった，不飽和帯に界面活性剤の気泡が大量に封入されてしまうというリスクがなくなる。

そこで，一度浸透発泡乳化法から離れ、重曹・酢酸による発泡は行わず界面活性剤と空気のみで実験を行った。実験装置、実験試料そして界面活性剤も前回と同じペレソフト 205(ミヨシ油脂製)を 3%に希釈したものを使用し写真-19 のように充填を行った。

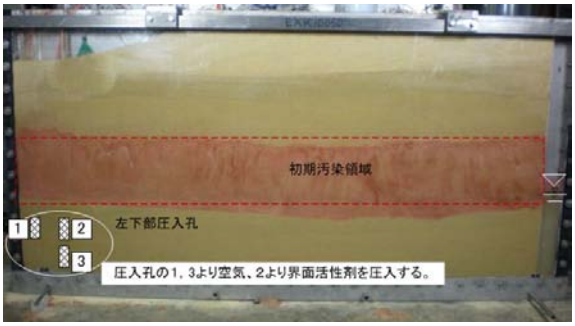


写真-19　幅広薄型二次元土槽を用いた実験（4）初期状態

今回は先に左上部から界面活性剤を散布したのちに左下部圧入孔 2 から界面活性剤を，圧入孔 1，3 から空気の圧入を行う。図-3(a)のように先に左上部より界面活性剤を先行して散布することで，前回問題になった地表面に汚染油がにじみ出るのを防止するとともに，先に毛管上昇帯に界面活性剤の浸透流を形成することで後で空気の気泡が浮上してもこれを抑えて透水性が低化しないようすることができないかと考えた。

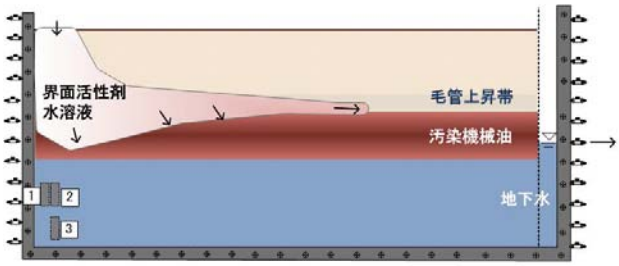


図-3 (a)挙動予想　上から界面活性剤を先行散布

図-３(a)で示すように先に上部から界面活性剤を散布した後，タイムラグを置いて図-3(b)のように下部から界面活性剤と空気を圧入する．圧入された界面活性剤は，空気の浮力により汚染油の下面に常に押しつけられ，油の下面を乳化させながら側方に流れ，地下水面付近にある汚染ゾーンを浄化していくものと予想した。

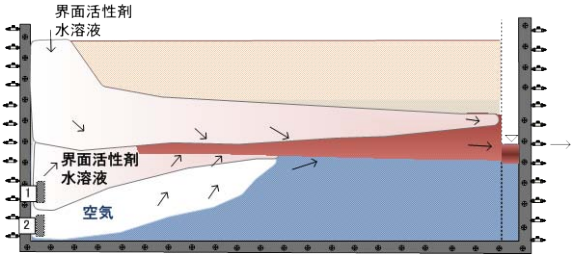


図-３(b)下からの空気と界面活性剤の圧入による挙動予想

2.6.2　実験状況

写真-20 は実験開始から 14 時間後で，すでに「挟み撃ち」の状況になりつつある。上部から散布した界面活性剤により汚染ゾーンが左上部から少しずつ乳化してきていると同時に，下部から圧入された界面活性剤が空気の浮力により汚染油の下面に常に押しつけられ，油の下面を乳化させながら側方に流れ，地下水面付近にある汚染ゾーンを浄化していくものと予想した図-3(b)のようになりつつある。

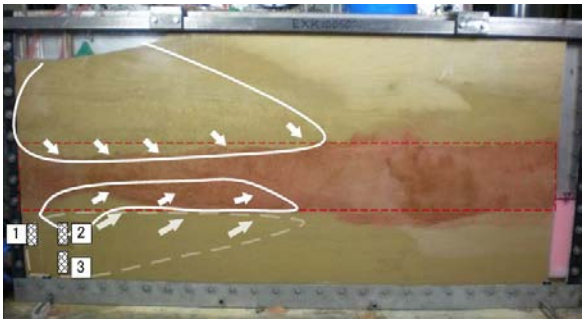


写真-20　実験開始から 14 時間後

写真-21 は実験開始から 30 時間後の様子である。写真からわかるように，下部の圧入孔のすぐ上が顕著に浄化されている。空気の領域が地下水の上部に広がり始め，下部から圧入した界面活性剤がこれに乗り上げた格好で広域に広がり，効率よく汚染油を乳化し続けている様子が観察される。

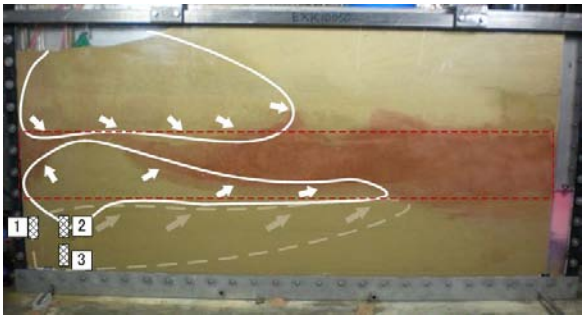


写真-21　実験開始から 30 時間後

もう数時間もすれば圧入孔の上部が完全浄化され，油汚染領域が寸断されて側方からの界面活性剤の浸透が始まると思われる。今までに行った他の実験の観察から，この側方からの界面活性剤の浸透が始まると浄化のスピードが上がる傾向が強い。圧入孔 1 の左上部にまだ汚染油が若干残っているが，これも時間とともに浄化されて行くのではないかと予想し観察を継続した。

写真-22 は実験開始から 47 時間後の様子である。前節の実験では下からの圧入だけだったために汚染油をめくりあげたような状況になり，初期に汚染されていなかった部分の土に汚染油を移動させてしまい，浄化しているのか汚染しているのか分からなかったが、今回は初期の油汚染領域からあまり汚染油を広げずに浄化が進行している。写真-21 で残っていた左の汚染油もかなり浄化されており、圧入孔付近の浄化がほぼ完了しつつあるので，徐々に土槽の右半分の浄化が進行するのを期待し観察を継続した。

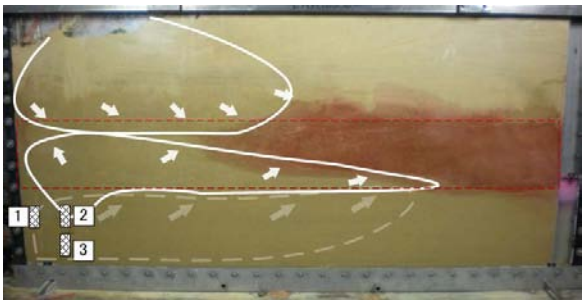


写真-22　実験開始から 47 時間後

写真-23 は実験開始から 67 時間後の様子である。写真-21 に比べるとかなり浄化が進んでいるが，写真-22 に比べると汚染されていない上部の土に影響が出ている。上部から散布している界面活性剤がおそらくここに届いておらず、下部から圧入している界面活性剤が汚染油を上に押し流しているのではないかと考えられる。

写真-23　実験開始から 67 時間後

写真-24 は実験開始から 87 時間後の様子である. 初期汚染領域の下のほうはかなり浄化が進んでいるが，上の方は浄化の進行が遅い。汚染油が汚染されていない土に移動し乳化油が滞りつつある程度は写真-23 のときよりあまり変化が見られず，このまま浄化が進行することが望ましい。

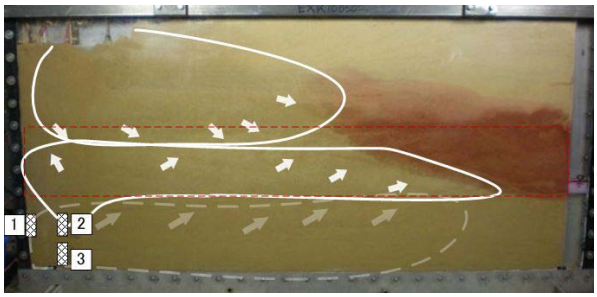


写真-24　実験開始から 87 時間後

この実験は現在も進行中であるが，今までの経過を見ると「挟み撃ち」の状況が安定して継続しており，挙動予想図に近い方向に進んでいるといえる。ここまで，界面活性剤と空気圧入のみで挙動を観察したが，本来本研究では毛管上昇帯にウェルポイントを埋設することを考えていたので，土槽右端の毛管上昇帯にウェルポイントを埋設して吸引をかけることで，ここに若干滞りつつある乳化された油が効率よく回収でき，浄化が終了できるものと考える。

3.　まとめ

本研究の目的は大同大学･棚橋研究室がこれまでに開発した，地盤に浸透した重曹・界面活性剤・酢酸水溶液の反応による発泡で機械油を乳化させる浄化技術「浸透発泡乳化法」に毛管上昇帯でのウェルポイント回収を組み合わせることで，機械油汚染地盤の効率のよい非掘削浄化技術の確立を目指すことであった。

実験の結果，油汚染部位の下部から発泡を行って乳化を促進し，上部からの界面活性剤水溶液でこれを押し流すのが成功パターンの一つであることがわかった。ただし，下方からの浸透発泡と空気の圧入だけを継続した場合には不飽和帯に界面活性剤の気泡が大量に封入されその後の浄化工程が困難になるという知見が得られた。そこで，上方からの界面活性剤の投与を先行させ，少し遅れて汚染油の下方からの界面活性剤（発泡せず）の圧入とさらにそれを押し上げる空気の圧入を行う実験を行ったところ，浸透発泡乳化法よりも「挟み撃ち」の状態が安定して継続できることがわかった。現在進行中の実験では若干乳化油が滞る部分が形成されつつあるが，今後は毛管上昇帯のウェルポイントによるその回収実験を行い，その結果を浸透発泡乳化法と比較検討してさらなる効率のよい非掘削浄化技術を開発したいと考えている.

参考文献

1)環境省水・大気環境局土壌環境課：改正土壌汚染対策法の概要と留意点，第16回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会・特別講演-1，資料p. 1，2010.

2) Stephanie Fiorenza et.al : NAPL Removal: Surfactants, Foams, and Microemulsions, *Lewis Publishers*, 2000.

地盤材料の直接的モデル化に基づく透水シミュレーション

森口周二[1]，沢田和秀[2]，八嶋厚[3]，花北誠[4]

1　岐阜大学・工学部社会基盤工学科・smori33@gifu-u.ac.jp
2　岐阜大学・流域圏科学研究センター
3　岐阜大学
4　岐阜大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻

概　　要

近年の地盤工学においては，土粒子レベルの運動メカニズムの解明が連続体としての挙動を説明する有力な情報となることが報告されている。土粒子レベルの挙動の再現には，個別要素法が広く用いられているが，間隙水の影響を考慮することが難しいため，水の挙動が支配的となる現象についてはその再現に限界がある。しかしながら，土粒子と間隙流体の挙動を直接的に再現することができれば，液状化，締固め，不飽和土の挙動など，未だメカニズム解明が十分でない問題に対して新たなアプローチが可能となる。本研究では，粒子と流体の連成解析による地盤材料の直接計算手法の有効性を検証するために，地盤材料の透水挙動を数値解析により再現した。材料には砂を想定し，粒径を変化させた場合の透水挙動を調べた。得られた結果は，各種の透水係数の推定式で示されている粒径依存性を適切に表現できており，また，実験結果に基づいて報告されている乱流の影響についても再現可能であることが確認された。

キーワード：数値解析，透水，流体解析

1.　はじめに

近年の著しい計算機能力の向上により，数値解析で再現可能な現象の解像度も大幅に向上している。地盤工学においても，土粒子レベルの運動メカニズムの解明が連続体としての挙動を説明する有力な材料となることが報告されている[1)]。土粒子と間隙水および間隙空気の挙動を直接的に数値解析で再現することにより，液状化，締固め，不飽和土の挙動など，未だメカニズム解明が十分でない問題に対して新たなアプローチが可能となる。

土粒子レベルの地盤材料の挙動の再現には，個別要素法（DEM）[2)] が広く用いられおり，近年では，DEM の計算に，間隙水の影響を採り入れた研究成果も報告されている。例えば，１次元のパイプネットワークでモデル化する方法[3)]，バックグラウンドセルとダルシー則を用いて簡易的に水圧や間隙水の移動を解く方法[4)]，格子ボルツマン法による間隙流体の挙動解析[3)] などが挙げられる。しかしながら，粒子と流体の相互作用問題は，数値流体力学の分野においても未だ議論の対象であり，実現象を精度よく再現することは難しい。特に，多数の粒子と流体の混合場では，相互作用力の計算が複雑になるため，流体を直接的に解かず，粒子に作用する流体力をモデル化して粒子の運動方程式の外力として表現することも多い。この場合，地盤材料を直接的にモデル化しているとは言えず，再現できる現象の範囲も狭い。地盤材料のミクロレベルの挙動を再現するためには，粒子と流体の挙動を直接的に，かつ精度よく表現できる手法が必要となる。

本研究では，流体と固体の混合場の解析に対して非常にフレキシブルな解析手法である Immersed boundary method (IBM)[5)]を用いて，地盤材料の飽和透水シミュレーションを実施し，既存の実験結果や経験則と比較することにより，解析結果の妥当性を確認する。

2.　数値解析手法

本研究では，間隙流体の挙動を差分法で表現し，土粒子と間隙水の相互作用を IBM で表現することにより，地盤材料内部の間隙水の挙動を直接表現する。

2.1　間隙水挙動の表現

間隙水の挙動は，非圧縮性流体と仮定して以下の Navier-Stokes 方程式を支配方程式として解く。

$$\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + (\mathbf{u}\cdot\nabla\mathbf{u}) = -\frac{1}{\rho}\nabla p + \frac{\mu}{\rho}\nabla^2\mathbf{u} + \mathbf{g} \tag{1}$$

ここで，$\mathbf{u}$ は速度ベクトル，p は圧力，ρ は密度，μ は粘性係数である。また，非圧縮性流体の質量保存則から導かれる以下の式を用いている。

$$\nabla\cdot\mathbf{u} = 0 \tag{2}$$

1 回の計算ステップの中では以下の手順で式(1)を解く。まず，次式のように，式(1)の圧力項とそれ以外の項に分離する。

$$\frac{\mathbf{u}^t-\mathbf{u}^n}{\Delta t}+(\mathbf{u}^n\cdot\nabla\mathbf{u}^n)=\frac{\mu}{\rho}\nabla^2\mathbf{u}^n+\mathbf{g} \tag{3}$$

$$\frac{\mathbf{u}^{n+1}-\mathbf{u}^t}{\Delta t}=-\frac{1}{\rho}\nabla p^{n+1} \tag{4}$$

ここで，上付き添え字の n は前の時間ステップの物理量を表し，$n+1$ は現在の時間ステップの物理量であることを示している。Δt は 1 回の計算ステップの時間増分である。また，$\mathbf{u}^t$ は式(1)を分離するための仮の速度ベクトルである。式(3)の各項は，既知情報である前のステップの速度ベクトル $\mathbf{u}^n$ で構成されているため，仮の速度ベクトル $\mathbf{u}^t$ を求めることができる。これにより $\mathbf{u}^t$ が既知となるが，$\mathbf{u}^{n+1}$ と p^{n+1} が未知数であるため，式(4)だけでは解くことができない。ここで，式(4)の両辺の発散をとり，変形すると以下の式を得る。

$$\nabla\cdot\mathbf{u}^{n+1}=\nabla\cdot\mathbf{u}^t-\nabla\cdot\left(\frac{1}{\rho}\nabla p^{n+1}\right)\Delta t \tag{5}$$

ここで，式(2)に注目すると，式(2)は速度の発散がゼロになることを示しており，非圧縮条件が満足されるためには，各計算ステップにおいてこの条件が満たされるべきである。式(5)の左辺は，現在のステップの速度の発散を示しているため，ゼロになるはずである。よって，式(5)はさらに変形されて，以下のようになる。

$$\nabla\cdot\left(\frac{1}{\rho}\nabla p^{n+1}\right)=\frac{1}{\Delta t}\nabla\cdot\mathbf{u}^t \tag{6}$$

上記の右辺は，圧力のポアソン方程式であり，中心差分法により左辺を離散化すると，圧力を未知数とする連立一次方程式となる。これを解いて，現在の圧力 p^{n+1} を求め，これを式(4)に代入することで，現在の速度ベクトル $\mathbf{u}^{n+1}$ を求めることができる。以上で示した計算アルゴリズムは，MAC（Maker and Cell）法[6]のものであり，非圧縮性流体解析ではこのアルゴリズムが広く用いられている。本研究では，この一連の計算を等間隔直行格子上で行い，間隙水の挙動を再現している。

2.2　間隙水の流れの中に存在する粒子の表現

本研究では，地盤材料の透水挙動を再現することを目的としているため，先述の間隙水の挙動解析の中で粒子の影響を考慮しなければならない。直行格子を用いた流体解析の中で固体を扱う方法には，分布関数によって固体形状を表現する CIP 法[7]や Level set 法[8]，格子を横切る物体の表面位置を直接表現するカットセル法[9)10)]などが挙げられる。前者は，各計算点の分布関数の値から固体の位置を把握することができるため，分布関数を使って支配方程式中で固体と流体との相互作用を表現することが可能であるが，複数個の固体が解析領域に存在するような場合は，分布関数が局所的に変化する部分が多くなるため，高い計算解像度が必要となる。これに対して，後者は，格子の中を横切る物体表面を直接表現することができるが，物体表面で格子がどのように分割されるかなどの場合分けが煩雑であり，複数個の固体を取り扱う場合は，さらに複雑な計算が必要となる。これに対して，本研究で用いている IBM は，非常に複雑な形状の物体や複数個の移動物体と流体との相互作用に適用した研究成果が報告されており[11)12)]，本研究のように，流体の流れの中で多数の粒子を扱う場合には利点の多い手法である。以下では，IBM の計算アルゴリズムを説明する。

IBM では，式(8)のように支配方程式に付加的な力 $\mathbf{f}_a$ を導入し，物体表面の速度を強制する手法である。これにより，直交格子系の中で物体境界が斜めに横切るような場合でも速度の境界条件を満足させることができる。

$$\frac{\partial\mathbf{u}}{\partial t}=-(\mathbf{u}\cdot\nabla\mathbf{u})-\frac{1}{\rho}\nabla p+\frac{\mu}{\rho}\nabla^2\mathbf{u}+\mathbf{g}+\mathbf{f}_a \tag{7}$$

IBM は，大別して Feedback forcing method と Direct forcing method の 2 種類の手法に分けられるが，本研究では feedback forcing method を用いている。Feedback forcing method では，図-2 に示すように，通常の直行格子による計算点（Eulerian point）だけでなく，物体表面にも計算点（Lagrangian point）を配置する。Lagrange point は，物体の移動に伴って位置が変化する。

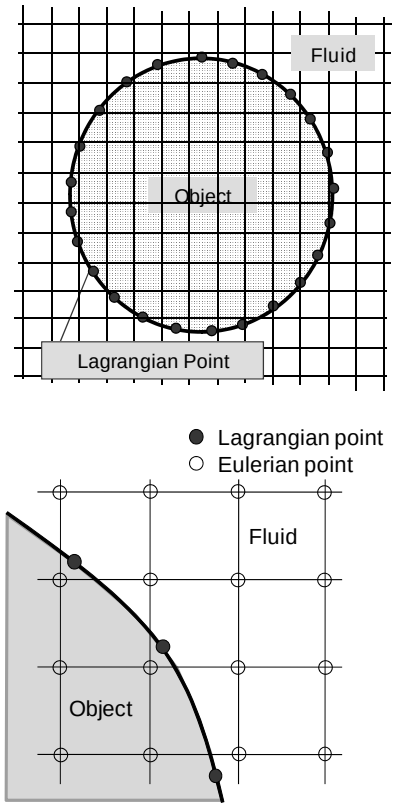


図 1　Lagrangian point と Eulerian point

物体表面で滑りなしの条件（non-slip 条件）の場合，Lagrange point 上における流体速度は，物体の表面速度に一致するように強制されるため，次ステップにおいて流体速度が物体の表面速度に一致すると考えれば，Lagrange point 上で

は以下の関係が成り立つ。

$$\frac{\mathbf{U}_L - \mathbf{u}_L^n}{\Delta t} = -(\mathbf{u}^n \cdot \nabla \mathbf{u}^n) - \frac{1}{\rho}\nabla p^n + \frac{\mu}{\rho}\nabla^2 \mathbf{u}^n + \mathbf{g} + \mathbf{F}_a \tag{8}$$

ここで，$\mathbf{U}_L$ は物体表面（Lagrangian point 上）の速度ベクトル，$\mathbf{u}_L^n$ は前のステップの Lagrangian point 上での速度ベクトル，$\mathbf{F}_a$ は Lagrange point 上での付加的な力を表す。物体の表面速度 $\mathbf{U}_L$ は既知であるため（本研究では粒子は動かないので速度はゼロとなる），上式から Lagrange point 上での付加的な力 $\mathbf{F}_a$ を求めることができる。ただし，Lagrange point 上の流体の速度 $\mathbf{u}_L^n$ は，周辺の Eulerian point の流体速度 $\mathbf{u}^n$ から補間する必要がある。速度の補間は，デルタ関数を用いて以下のように行う。

$$\mathbf{u}_L^n = \sum_{\mathbf{x}\in\Omega} \mathbf{u}^n \, \delta(\mathbf{x}_L - \mathbf{x}) h^2 \tag{9}$$

ここで，$\mathbf{x}_L$ は Lagrange point の位置ベクトルであり，$\mathbf{x}$ は Eulerian point の位置ベクトルを表す。h はデルタ関数の影響半径である。ここでのデルタ関数は，本来の数学的な意味とは異なり，有限の広がり（影響半径）をもつ分布関数であり，本研究では以下の式で表現している [13]。

$$\delta(\mathbf{x}_k - \mathbf{x}) = \frac{1}{h^2} D\left(\frac{x - x_L}{h}\right) D\left(\frac{y - y_L}{h}\right) \tag{10}$$

$$D(r) = \begin{cases} \left(3 - 2|r| + \sqrt{1 + 4|r| - 4r^2}\right)\Big/8 & 0 \le r < 1 \\ \left(5 - 2|r| + \sqrt{-7 + 12|r| - 4r^2}\right)\Big/8 & 1 \le r < 2 \\ 0 & 2 \le r \end{cases} \tag{11}$$

ここで，r は Lagrange point から Eulerian point までの距離をデルタ関数の影響半径で除した値である。式(9)～(11)を用いて Lagrangian point 上での速度ベクトル $\mathbf{u}_L^n$ を算出し，式(8)により $\mathbf{F}_a$ を求める。その後，デルタ関数を用いて，図 3 に示したように，Lagrange point から Eulerian point に力を分配する。

$$\mathbf{f}_a(\mathbf{x}) = \sum_{k=1}^{N} \mathbf{F}_a(\mathbf{x}_L) \, \delta(\mathbf{x} - \mathbf{x}_L) \Delta V \tag{12}$$

ここで，ΔV は Lagrange point での微小体積であり，以下の式で計算される [14]。

$$\Delta V = \frac{2\pi R}{N} h \tag{13}$$

R は粒子の半径，N は 1 つの粒子の表面に配置した Lagrange point の数である。上記の操作により，Eulerian point での付加的な力が得られ，これを式(7)に示したように支配方程式の中で外力として考慮することで，物体表面での流体の速度条件を満足することになる。ただし，式(8)～(12)の一連の操作を 1 回だけ行っても精度よく速度の境界条件を満足しないことが報告されており [15]，複数回同じ操作を行う必要があることが確認されている。そのため，本研究でも 1 ステップの中で繰り返し計算を行うことにより計算精度の向上を図っている。

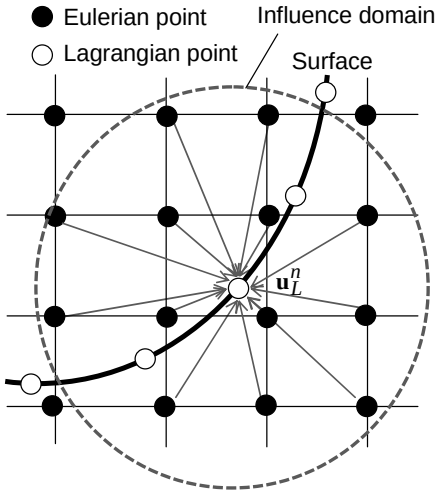


図 2　Lagrangian point 上での流体速度の補間

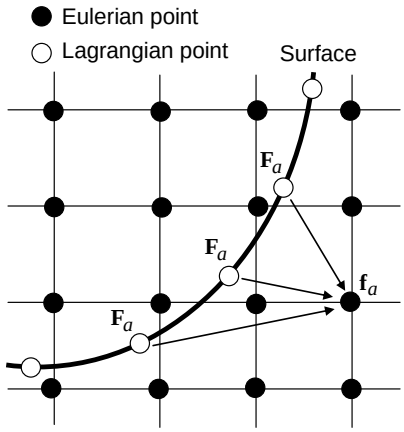


図 3　Lagrangian point から Euler point への力の分配

3.　透水シミュレーション

解析手法の妥当性を検証するために，規則的に配置された粒子の間を流れる 3 次元透水シミュレーションを行った。図 4 に解析モデルの概略図と解析条件を示す。立方体の解析領域を想定し，内部に粒子を配置している。立方体の 1 辺の長さは粒子径の 5 倍であり，1 方向に 5 個の粒子を配列しているため，解析領域内の粒子の総数は 125 個である。粒子表面が壁面に接するように配置すると，他の部分に比べて壁面部で空隙が大きくなるため，粒子の中心が壁面上になるように粒子を配置している。解析の中では，図 4 に示すように，一方向を透水方向とし，透水方向の一端を流入境界，もう一端を流出境界とした。流入・流出境界の圧力を固定し，圧力差によって間隙水を移動させた。図 5 は解析結果からから得られた透水方向に垂直な断面の流速ベクトルを示している。図 5 より，間隙の小さい断面では流速が速くなっていることがわかる。また，流入面と流出面での流量はほぼ一致しており，非圧縮条件および連続式を精度よく満足していることを確認している。

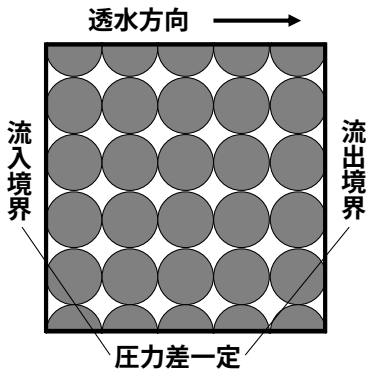
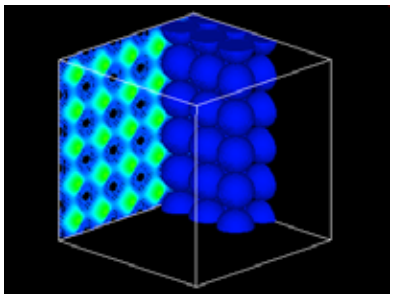
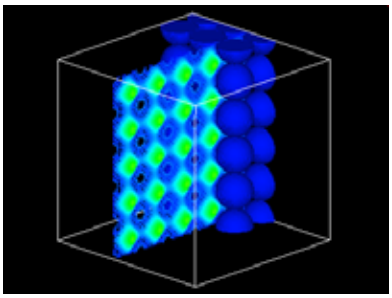


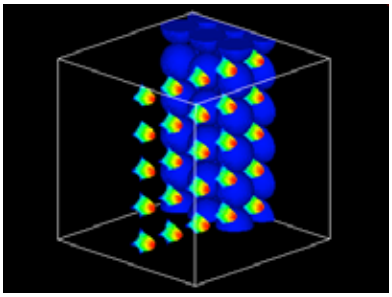
図 4　解析モデルの概略図と解析条件



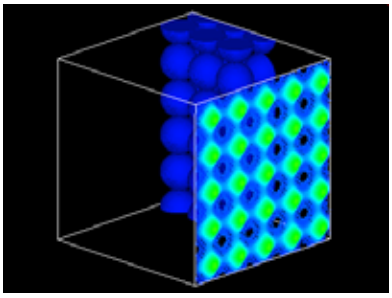
(a)　流入面



(d)　間隙の大きい断面



(c)　間隙の小さい断面



(d)　流出面

図 5　内部の流速分布

解析結果の検証として，まず，ダルシー則を満足しているかどうかについて調べた。この検証では，粒径を 0.6mm に固定して，流出面と流入面に設定する圧力の差を変化させることで，異なる導水勾配（0.05，0.1，0.2，0.3，0.5，1.0，2.0 の 7 種類）の条件のものでの流出流速を求めた。図 6 は解析結果から得られた導水勾配と平均流速の関係図である。比較のために，図中にダルシー則から算出される導水勾配と流速の関係を実線で示している。解析結果は，導水勾配が 0.5 以下の領域ではダルシー則と一致しているが，それ以上の領域では差が生じている。

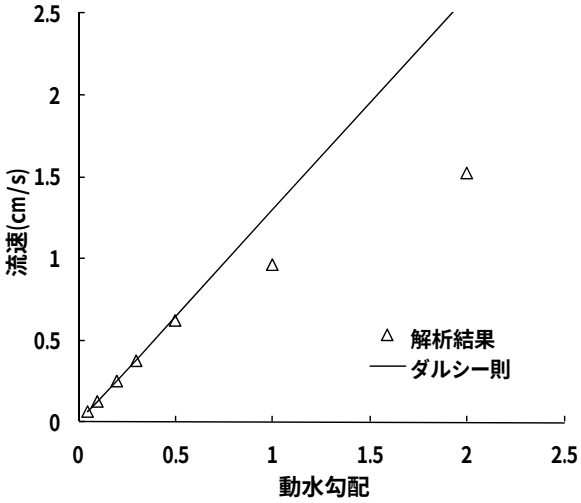


図 6　導水勾配と流速の関係図

図 6 の導水勾配が 0.5 以上の領域でダルシー則と解析結果に差が生じた原因について考察する。ダルシー則は層流状態で成立するものであり，流速が速い場合は，乱流領域となり，ダルシー則は成立しない。Fancer ら [15] は，以下のレイノルズ数を用いて，実験結果をもとに層流域と乱流域の整理を行っている。

$$\mathrm{Re} = \frac{VD}{\nu} \tag{14}$$

ここで，V は流速，D は粒径，ν は間隙流体の動粘性係数，R_e はレイノルズ数である。上式のレイノルズ数を用いた実験結果の整理から，レイノルズ数が 1 以上の領域では，乱流の影響を受けるために，ダルシー則が成立しないとしている。そこで，図 6 の解析結果についてレイノルズ数を算出した。図 7 は図 6 の各解析結果の隣にレイノルズ数を示したものである。これより，レイノルズ数が小さい領域（層流領域）では，解析結果とダルシー則は精度よく一致しているのに対して，ダルシー則からはずれている結果のレイノルズ数は 1 以上であり，乱流の影響を受けているために，ダルシー則が成立しないと考えられる。以上より，図 6 中のダルシー則と解析結果の差は，解析精度が低いために生じている差ではなく，むしろ実際の現象を精度よく再現した結果であると言える。

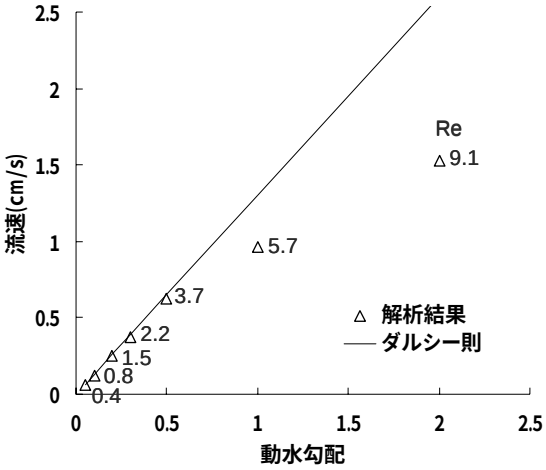


図 7　導水勾配と流速の関係図

次に，これまでに提案されている透水係数の推定式と比較することで，解析手法の精度を検証した。透水係数の推定式の代表的なものとして．以下のものが挙げられる。

$$k = CD_{20}^2 \qquad \text{(Hazen)} \qquad (15)$$

$$k = CD_{10}^2 \frac{\gamma_w}{\eta_w} \frac{e^3}{1+e} \qquad \text{(Taylor)} \qquad (16)$$

$$k = CD_w^2 \frac{\gamma_w}{\eta_w} \frac{n^3}{(1-n)^2} \qquad \text{(Kozeny - Donat)} \qquad (17)$$

ここで，k は透水係数，C は形状係数，D は土粒子の粒径，r_w は間隙水の単位体積重量，η_w は間隙水の粘性係数，n は間隙率である。これらの式は，共通して透水係数が粒子径の 2 乗に比例するということを示している。そこで，粒子の直径を変化させて，解析を実施し，透水係数がどのように変化するか調べた。粒子の直径は，砂の粒径範囲を想定して，0.08，0.1，0.2，0.4，0.6，0.8，1.0，2.0mm の 8 種類とした。同じ導水勾配でも，流径が大きくなると流速が早くなるため，全ての解析ケースで間隙水の流れが層流域となるように，導水勾配を調整している。表 1 は各粒径の計算で設定した導水勾配，解析結果から得られた平均流速と式(14)のレイノルズ数を示している。解析結果から得られたレイノルズ数は全て 1.0 よりも小さく，層流域であることがわかる。

表 1

粒径(mm)	導水勾配	流速(cm/s)	レイノルズ数
0.08	1.0	0.023	0.02
0.1	1.0	0.041	0.04
0.2	1.0	0.13	0.26
0.4	0.1	0.53	0.21
0.6	0.05	1.3	0.38
0.8	0.02	2.3	0.37
1.0	0.01	3.1	0.31
2.0	0.002	12.0	0.47

図 8 は，解析結果から得られた粒径と透水係数の関係である。図中の点線は，粒径 0.08mm の結果を基準にして，粒径の 2 乗に比例する関係を示している。この結果より，解析結果は，推定式が表現している透水係数の粒径依存性を適切に表現できていることがわかる。

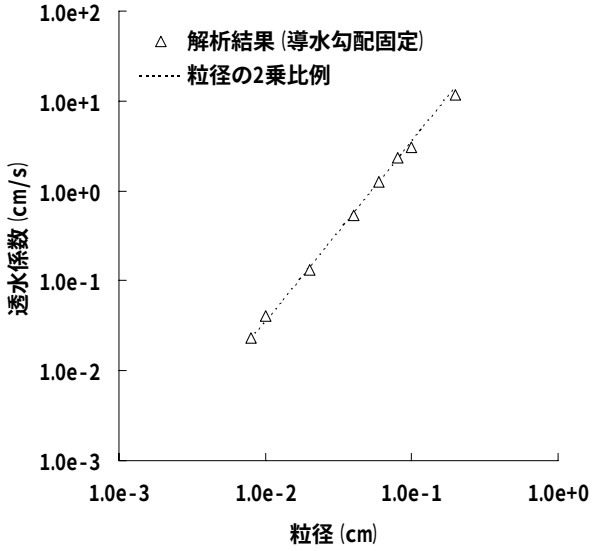


図 8　粒径と透水係数の関係図

4.　まとめ

本研究では，IBM を用いて，多数の粒子の間を流れる間隙水の挙動を直接的に表現し，ダルシー則およびこれまでに提案されている透水係数の推定式との比較を行った。ダルシー則との比較では，動水勾配を増加させていくと，導水勾配が小さい領域では，解析結果とダルシー則がよい精度で一致したが，動水勾配が大きくなるにつれて，解析結果とダルシー則との間の差が大きくなった。レイノルズ数を算出した結果，解析結果とダルシー則との間の差が生じている解析ケースは，レイノルズ数が 1 以上であり，ダルシー則が成立しない領域であることが確認された。透水係数の推定式との比較では，透水係数の粒径依存性に着目し，解析の中で粒径を変化させて透水係数の変化を調べた。解析結果は，推定式で表現されている透水係数が粒径の 2 乗に比例するということを非常によい精度で再現した。以上により，本研究で用いた解析手法は，地盤材料の透水挙動を再現するのに十分な精度を有していることが確認された。

参 考 文 献

1)　例えば，Maeda, K. and Hirabayashi, H., Influence of grain properties on macro mechanical behaviors of granular media by DEM, Journal of Applied Machanics, 9, pp.623-630, 2006.

2)　Cundall P.A.et al., Geotechnique, 29, 47, 1979.

3)　Ahrenholz et al., Prediction of capillary hysteresis in a porous material using lattice-Boltzmann methods and comparison to experimental data and a morphological pore network model,

Advances in Water Resources, 31, pp. 1151–1173, 2008.

4) 例えば，高田至郎，尾崎竜三，山根健太郎，個別要素法による液状化側方流動シミュレーション，建設工学研究所論文報告集，43-B，pp.35-54，2001.

5) Peskin, C.S, Numerical analysis of blood flow in the heart, J. Comput. Phys., Vol.25, pp.220-252, 1977.

6) Harlow, F.H. and Welch, J.E., Numerical calculaion of time dependent viscous incompressible flow of fluid with free surface. Phys. Fluids. Vol8, pp.2182-2189, 1965.

7) Xiao, F., A computational model for suspended large rigid body in 3D unsteady viscous flow. J. Comput. Phys., 115, 1999.

8) Osher, S. and Sethian, J., Fronts Propagating with Curvature Dependent Speed, Algorithms Based On Hamiliton-Jacobi Formulations, J. Comp. Phys. 79, pp.12–49, 1988.

9) Yang, G, Causon, DM, Ingram, DM, Saunders, R and Batten, P., A Cartesian cut cellmethod for compressible flows,Part A: Static body problems, Aeronaut. J.,Vol 101, No1002, pp47-56, 1997.

10) Quirk, J. J., An Alternative to Unstructured Grids for Computing Gas Dynamic Flows Around Arbitrarily Complex Two-Dimensional Bodies, Computers Fluids, 23, pp.125–142, 1994.

11) Jung-Il Choi, Roshan C. Oberoi, Jack R. Edwards, Jacky. A. Rosati, An immersed boundary method for complex incompressible flows, Journal of Computational Physics 224, pp. 757–784, 2007.

12) Zhi-Gang Feng, Efstathios E. Michaelides, A direct forcing method in the simulations of particulate flows, Journal of Computational Physics 202, pp.20–51, 2005.

13) Griffith B. E., Peskin C. S., On the order of accuracy of the immersed boundary method, Higher order convergence rates for sufficiently smooth problems. J. Comput. Phys. 208, pp.75-105, 2005.

14) Uhlmann, M., An immersed boundary method with direct forcing for the simulation of particulate flows. J. Comput. Phys. 209, pp.448-476, 2005.

15) Wang Z., Fan J.and Luo K., Combined multi-direct forcing method and immersed boundary method for simulating flows with moving particles, Int. J. multiphase flow, 34, 283-302, 2008.

16) Fancher, G.H., Lewis, J.A. and Barnes, J.B. Some physical characteristics of oil sands. Bulletin 12, Mining & Industrial Experiment Station, Pennsylvania State College. Fancer, Lewis and Barnes, 1933.

細粒分のダイナミクスを考慮した内部浸食メカニズムの解明

Internal erosion mechanism of soil with account for dynamic fine of particles

近藤明彦 [1]，温谷恵美 [2]，前田健一 [3]

1　名古屋工業大学大学院・工学研究科・21418527@stn.nitech.ac.jp
2　名古屋工業大学大学院・工学研究科
3　名古屋工業大学・都市社会工学科

概　　要

浸透力の作用する地盤においては，細粒分が移動・流出する内部浸食現象が確認されている。細粒分の流出（ミクロな変化）が陥没孔の発生（マクロな変化）に至るまでの局所的な変形・破壊メカニズムと目詰まりに代表される細粒分のダイナミクスとの関係を解明することで効率的な発生対策の検討を目的としている。個別要素法を用いた目詰まり現象の再現と粒子流出を模擬した数値実験を実施することで，内部浸食現象が応力状態一定でも変形を発生させ，その地盤が発揮しうる強度を低下させることが判明した。加えて，上記の結果を地盤の限界状態を中心に現象の整理をすることで，構成式の開発に至った。模型実験による検討では内部浸食現象に与える影響因子や目詰まり現象の評価を行っている。本稿は，上記の事柄を総合し，境界値問題への対応を図るものである。

キーワード：細粒分のダイナミクス，内部浸食，個別要素法，構成式

1.　はじめに

近年，我が国に限らず世界各地で地盤の陥没災害が発生しており，その発生個所も水位変動がある護岸の背後地盤だけでなく都市の劣化したライフライン周辺など多岐にわたる。陥没発生個所の現地調査からは，周辺地盤内においてゆるみ領域の形成と粒度分布の貧配合への変化（細粒分の流出）が確認[1)]されている。

図 1 に細粒分流出に起因した陥没孔発生に至るまでのプロセスを示している。粒子流出は，その現象だけで陥没孔の発生というマクロスケールの変化を招くわけではなく，細粒分の目詰まりや内部浸食といったミクロスケールのダイナミクスが局所的な変形・破壊を誘発し，それらが方向性をもって伝播すること（メゾスケールの連鎖的変化）が影響している。この連鎖の深部には細粒分のダイナミクスが大きく関係しており，これと粒度変化を起点とする変形・破壊挙動との関係を解明することで連鎖を断ち切り，効率的な陥没孔発生対策を行うことを目的としている。

図 1　陥没孔発生に至るプロセスとマルチスケールな視点

本論文は，既報 [2)3)]に加え DEM[4)]（個別要素法）を用いた数値実験と模型実験による検討を試みたものである。数値実験を中心に，図 1 における目詰まり現象の再現，細粒分の流出により地盤の応力状態が一定であっても局所的変形・破壊を招くこと，局所的変形・破壊が周囲に伝播するという一つの流れを総合的に考察している。特に粒子流出を模擬した数値実験による検討では，細粒分の流出が材料の限界状態を中心に整理出来ることを示し，数理モデルの構築 [3)]を行った。また，提案モデルを用いた解析フレームを提案することで，境界値問題へ対応を図るものである。

2.　浸透力が作用する粒状体における細粒分のダイナミクス

2.1　模型実験による粒子流出特性の検討

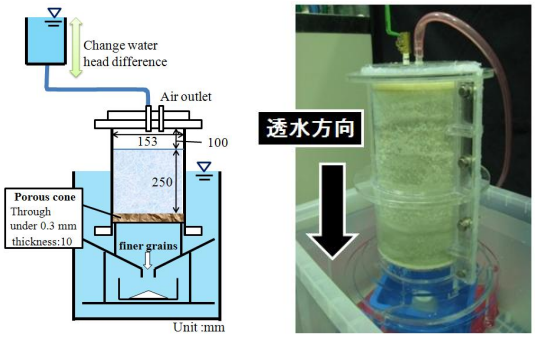


図 2　実験装置概略図と実験写真

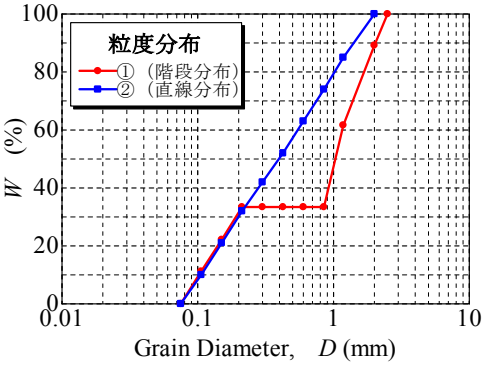


図 3　粒子流出実験で用いた粒度分布

表 1　実験試料緒元

Parameter	Unit	Value
D_{max}	mm	2.000
D_{min}	mm	0.075
D_{50}	mm	①0.300,②1.020
U_c	--	①5.446,②9.667
U_c'	--	①0.7201,②0.3728
ρ_s	kg/m^3	2.590
Relative density, D_r	(%)	30

図 2 に実験機概要と実験中の写真を，表 1 に実験で用いた試料の緒元を示す。本論文では，DEM との対応を考え，実験試料には GB（ガラスビーズ）を用いている。図 3 に粒子流出実験で用いた粒度分布を示す。この粒度分布は，Kenny らの提案した間隙くびれ径[5)6)7)]の考え方をもとに内部浸食が発生しやすいもの（①：赤色）と粒子流出に対する安定性の良いもの（②：青色）となっている。

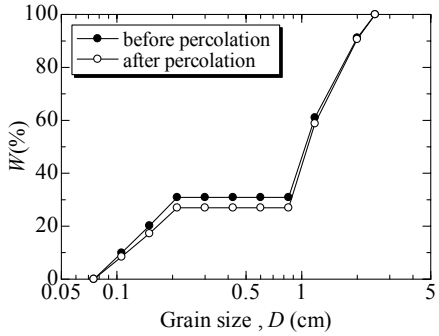


図 4　細粒分流出による粒度分布の変化

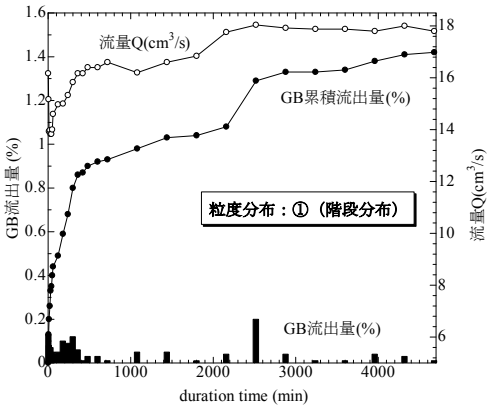


図 5　水位差一定時における細粒分の流出量と流量の経時変化

図 6　供試体写真による粒子移動の経時変化（図中の白い部分は細粒分，左から実験開始直後，7 時間経過後，76 時間経過後）

水位差を一定に保持した際の粒子流出実験結果を，図 4 に実験前後の粒度分布，図 5 に GB の流出量と流量の経時変化を示す。図 5 において，流出量変化の前に流量の増減（透水係数の変化）がみられる。また，流出量は一定ではなく増減を繰り返していることから，粒子流出現象は目詰まりと流出を繰り返す現象といえる。細粒分の移動は図 6 の供試体写真における赤色の 2 つの円からも確認出来る。

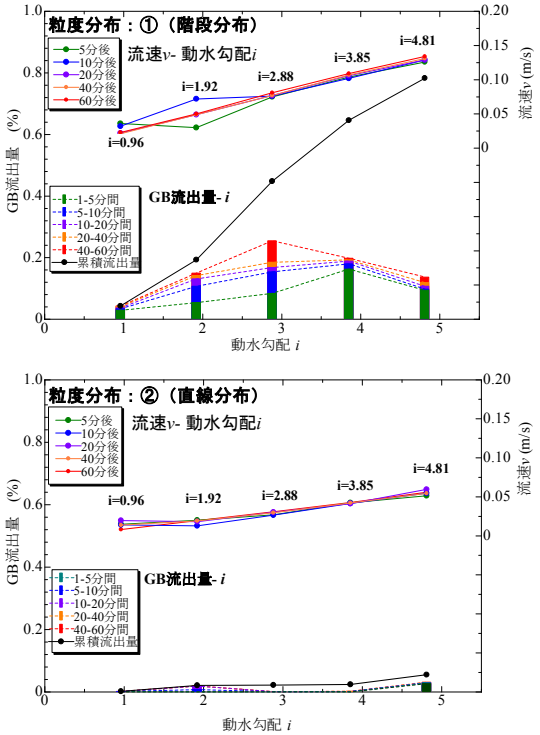


図 7　動水勾配変化に伴う GB 流出量と流速 v の変化に対する粒度分布の影響（上図：粒度分布①，下図：粒度分布②）

図 7 に粒度分布の異なる供試体において動水勾配を 1 時間毎に変化させた際の流速と GB 流出量に対する粒度分布の影響を示す。図 7 上図から，動水勾配を上げても流出量は頭打ちになるとみられ，材料内で流出する量には限界があるとみられる。また，粒度分布による流出量への影響は顕著であり，間隙くびれ径の重要性が示唆された。

2.2　個別要素法による目詰まりの検討

本項では，三次元個別要素法を用いて浸透力の作用する粒状体内における目詰まり現象を粒径比 $R_D = D_{max} / D_{min}$ に着目して検討する。使用するパラメータは表 2 に示すものとし，供試体は母材となる大きな粒径で作成した材料の上

に小さい粒径の粒子を自由落下させ作成している。透水力は動水勾配 0.5 程度となるよう体積力を負荷している。

表 2　三次元個別要素法の解析パラメータ

Parameter	Unit	Value
Basal plane size of specimen	mm	5000×5000
D_{max}	mm	2.000
D_{min}	mm	0.075
Grain size ratio, $R_D=D_{max}/D_{min}$	--	①3.0,②4.0,③5.0
Number of particle , D_{max}	--	490
Number of particle , D_{min}	--	980
ρ_s	kg/m^3	2.65
Normal spring coefficient	N/m^3	1.0×10^8
Tangential spring coefficient	N/m^3	1.0×10^8
Normal damping	--	critical
Tangential damping	--	critical
Resistant friction angle ϕ_μ(deg.)	--	tan ϕ_μ=0.25

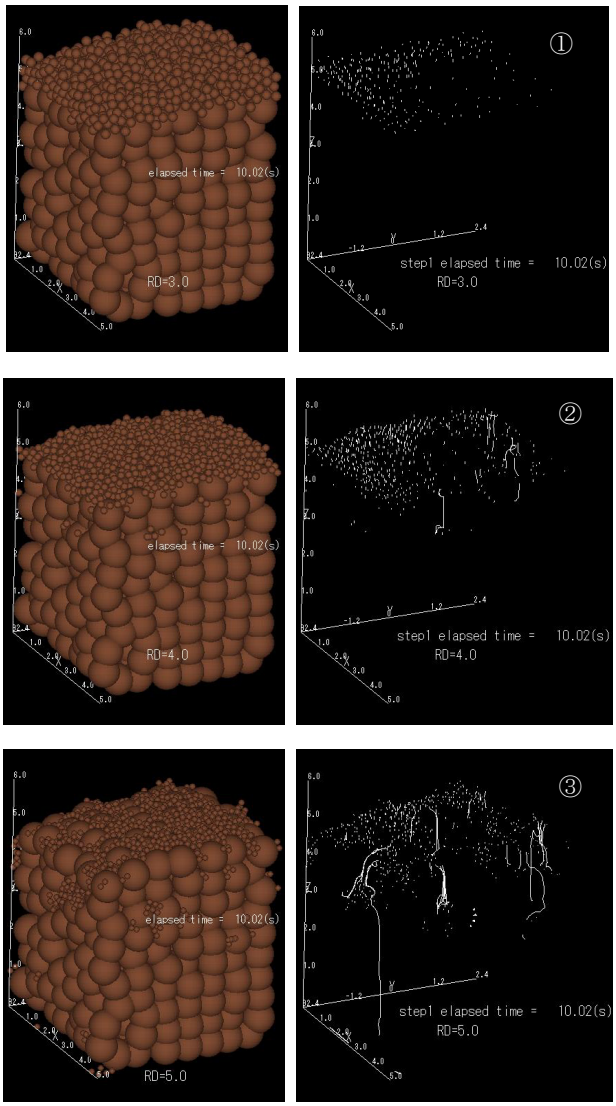


図 8　浸透力のかかった粒径比の異なる粒状体における粒子の移動と目詰まり（上から粒径比 R_D=3.0,4.0,5.0，左図：透水力による粒子の移動が終わった時点の供試体の様子，右図：浸透力による粒子移動の軌跡）

図 8 に上記の粒状体に動水勾配 0.5 となる透水力の負荷による粒子移動がなくなった供試体の状態と負荷によって発生した粒子の全ての移動軌跡を示す。移動軌跡に着目すると，粒径比 R_D が大きくなるにつれ母材となる粒子間の間隙を通って移動する粒子が増加している。特に R_D=5 の場合は，他の場合に比べてとりわけ多くの粒子が移動している。これは，Kenny らの内部浸食が発生する粒径比は，対象とする粒径 D の 4 倍粒径 $4D$ の粒子質量含有率に依存する [5)6)7)]という結果を裏付けるものと言える。壁面を移動する粒子が多いことは，粒状体内部に比べ間隙が大きくなるためと考えられる。また，粒子の移動距離に着目すると，供試体の下部まで移動している粒子はなく，移動の過程で粒子間の隙間にはまる目詰まり現象が発生している。R_D=5 では，中心部においてその現象が顕著である。

3.　内部浸食による粒度変化を模擬した数値実験による変形・破壊メカニズムの解明

3.1　解析方法及び条件

本章の解析には二次元個別要素法を用いた。二次元個別要素法で用いた主なパラメータは既報 [8)]に詳しい。ここでは円形粒子のみを用い，図 9 に示すような重量分布で正規分布の粒度を 4 種類作成した。粒度指標として粒径比 R_D を用い，最大粒径 D_{max}=100mm のもとで最小粒径 D_{min} を変化させた(R_D=2, 5, 10, 20)。無重力下において二軸圧縮試験を実施し，4 枚の壁要素（摩擦なし）を移動させることによって供試体の応力・ひずみを制御した。尚，応力は全て有効応力である。最大主応力方向を y 方向とし，直ひずみ ε_{xx} と ε_{yy}，体積ひずみε_v，平均主応力σ_m と最大せん断応力 τ_m を用いて整理する。応力状態(平均主応力)を一定に保ちながら，各状態の粒度からその時点で最小径粒子を強制除去する（Removal）。それに伴う内部の不釣合い力の発生によってマクロな変形が誘発される。これを粒子流出の模擬として，除去粒子の径が原粒度の 5%粒径までか ε_{yy}>10% となるまで除去を繰り返す。

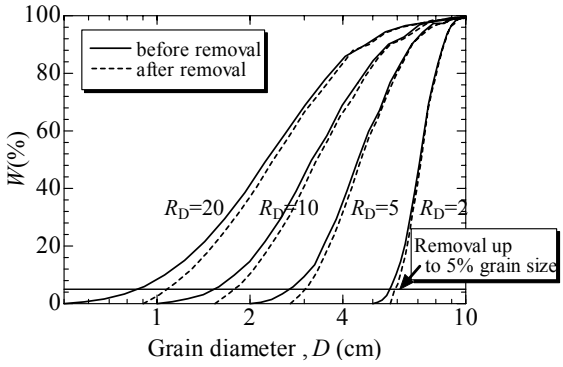


図 9　数値実験で用いた粒度分布

3.2　粒子流出時の土中への微視的変形の伝播とその方向性

図 10 に Removal の 1 サイクル（粒子一つの除去）に伴って発生した不釣合い力が供試体内を伝播する様子を示

す。赤色な所ほど不釣合い力が高いことを示している。等方応力状態からの場合は等方的に，異方応力状態からの場合は方向性がみられる。これは，Removal された粒子の近くの微視構造が除去粒子に類似した応力状態であり，異方性を持っているためである。

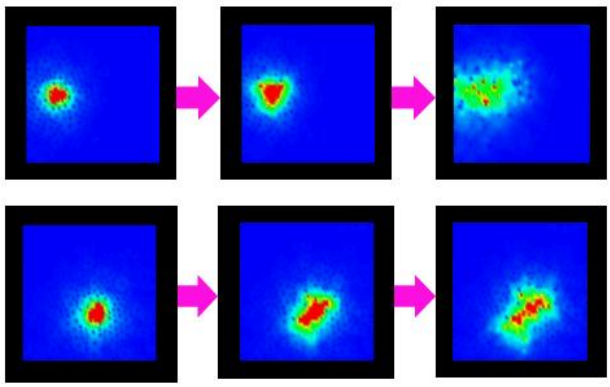
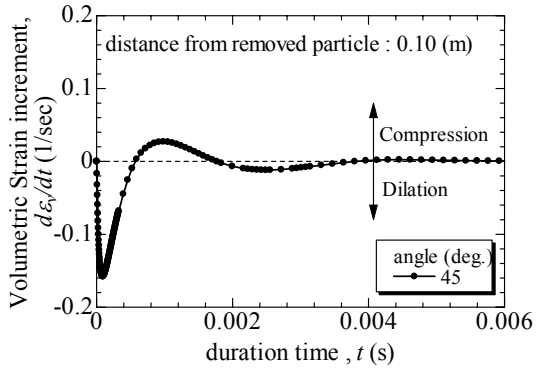


図 10　応力状態の異なる粒状体の Removal 試験に伴う不釣合い力の伝播（上図：等方応力状態，下図：異方応力状態）



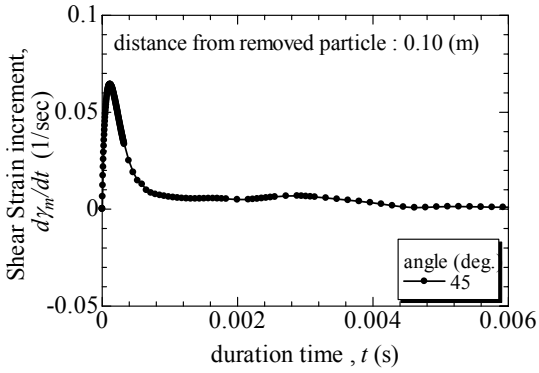


図 11　Removal に伴う縦波・横波の伝播波形（上図：縦波，下図：横波）

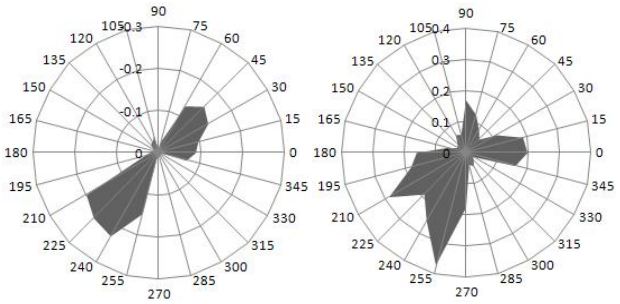


図 12　Removal に伴う縦波・横波の指向性（左図：縦波，右図：横波）

図 11 に Removal された粒子から 0.1m 離れ，水平方向から 45 度の地点における縦波（体積ひずみ増分），横波（せん断ひずみ増分）の波形を，図 12 に Removal 粒子から 0.1m 離れた地点において，伝播波形の最大振幅発生時における各方向の振幅の大きさを示す。図 11 の縦波の波形から，除去粒子の周辺では膨張の後で圧縮するという挙動がみられる。これは，粒子が除去され発生した間隙が周囲に微小なゆるみ領域を形成し，拘束圧によって圧縮するためである。図 12 の伝播波形の空間分布から，最も大きな波が伝播する方向は，縦波では 30-60 度，横波は 90 度（最大主応力方向）と 0 度（最小主応力方向）に卓越している。

以上から，内部構造の劣化を発生させる波の伝播には指向性があり，供試体内部における弱面の形成などへの関係が示唆される。

3.3　粒度による単調載荷挙動への影響

粒度分布の悪化による影響のみを捉えるため，内部浸食のない材料における供試体全体の体積変化に着目し，比体積 v (=1+e) で整理することで変形・破壊挙動を観察する。

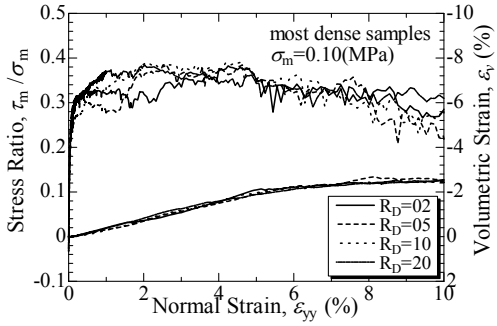


図 13　内部浸食のない材料の軸変形挙動における粒度の影響

図 13 に最も密な材料の単調載荷時における応答を示す。締固め状態（D_r）が同じであれば粒度に関わらず同じ挙動を示している。また，これらの関係から flow rule[9]（流れ則）は同一のもので表されることになる。

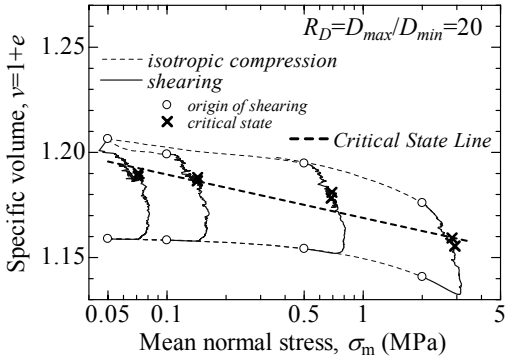


図 14　比体積の限界状態

図 14 は最密・最緩な材料を様々なσ_mからせん断した場合の比体積変化を示している。密度が異なってもσ_m が同一であれば一定の比体積で限界状態に至っている。σ_m を結んだ直線は比体積の限界状態を示し，材料によって限界状態の比体積は規定されていることになる。

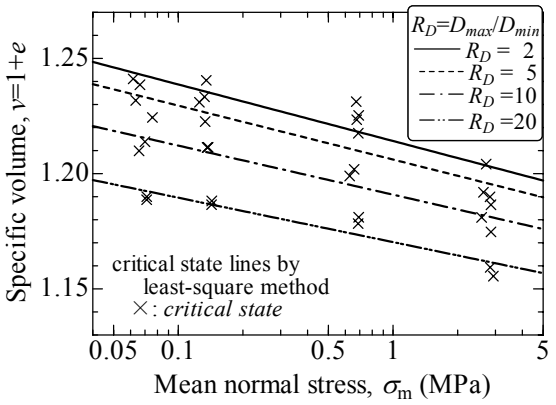


図 15　比体積の限界状態線に及ぼす粒度の影響

図 15 に図 14 の v と σ_m 関係における限界状態線を粒度別に示す。R_D が大きく粒度がよいと限界比体積が小さくなっている。同じ締固めエネルギー下では粒度の良いものほど簡単に締まる（D_r が高くなる）ことに起因している。

3.4　粒度変化による土の変形・破壊挙動メカニズムの解明

図 16，17 は Removal 試験を行った際の軸変形とダイレタンシー挙動をそれぞれ示している。ここでは，密な状態の R_D=10 の結果のみを示す。粒子が一つ除去された場合に生じる変形量は図中の各ドット間で示され，除去される粒子が増加し粒度が悪くなる（R_D が減少する）と軸ひずみが発達し，高い応力比（0.271 以上）では 10%以上の大きな変形が発生し，破壊している。

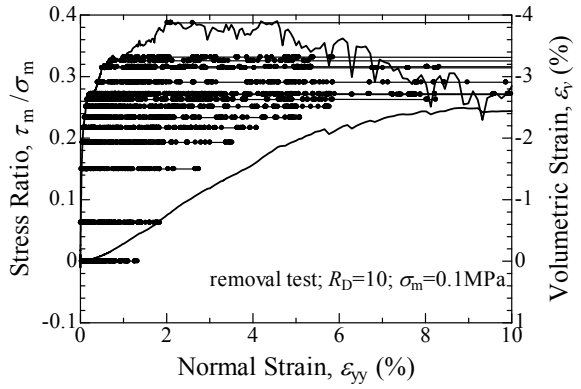


図 16　応力比一定下の粒度変化に伴う軸変形

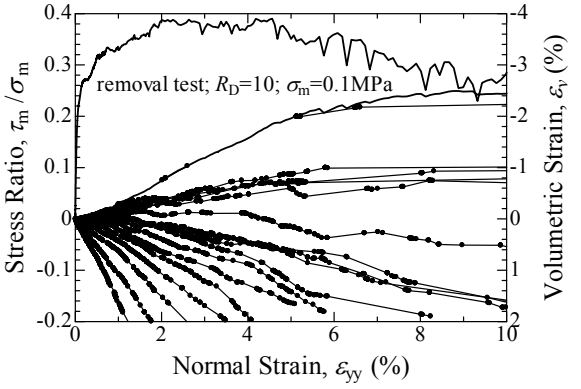


図 17　応力比一定下の粒度変化に伴うダイレタンシー挙動

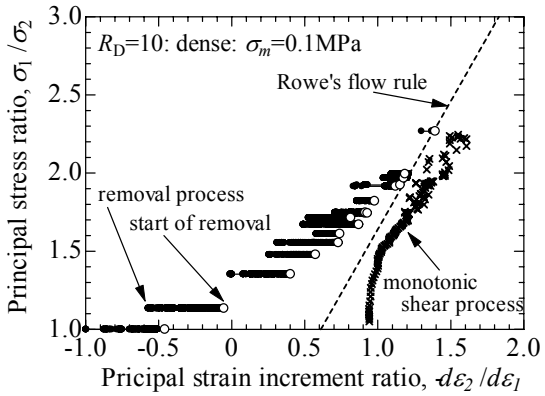


図 18　応力比一定下の粒度変化に伴う主応力比と主ひずみ増分比の関係

図 17 からダイレタンシーは Removal 過程において比較的直線関係を示す。これは，Flow rule が粒度の影響を受けないことが一因と考えられる。より詳細に調べるために図 18 に Removal 時の主応力比と主ひずみ増分比の関係を示している。体積ひずみと軸ひずみの傾度（$-d\varepsilon_2/d\varepsilon_1$）は，応力比が低いほど flow rule から圧縮方向に離れ，Removal の進行に伴ってより圧縮側へと変化している。

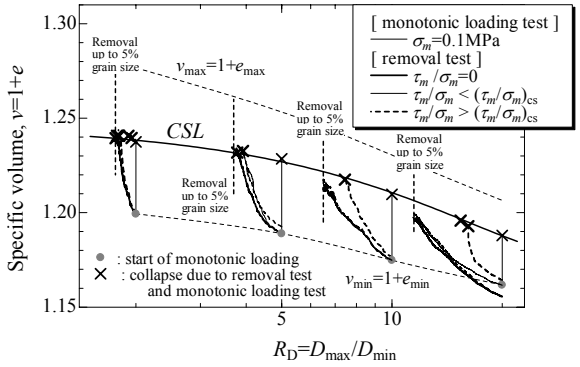


図 19　応力比一定下における粒度変化に伴う供試体の比体積変化と限界状態の比体積変化

図 19 には Monotonic loading test と Removal test の結果を比体積 v と R_D との関係で整理している。図中には，図 A の各粒度の限界比体積 v_{cs}（σ_m=0.1MPa）と R_D の関係を補完した曲線を内挿している。図より R_D の悪化と共に供試体の間隙比が増加している。これは，除去された粒子の体積分だけ間隙が増加するが，Removal に伴う構造変化による圧縮変形がこの体積より小さいためである。一連の Removal 試験によって，現在の供試体の比体積 v が粒度変化によって変化した限界状態の比体積 v_{cs} に近づくことで破壊するといえる。

図 20 に図 19 の挙動の説明を示す。密詰めの場合（v>v_{cs}），過程 c は Removal 過程の間隙比増加δv を示している。過程 C は c と同じ過程の粒度変化が材料自身の変化をもたらすことで，限界比体積を増加δv_{cs} させる。この二つの間隙比変化によって前者と後者が等しくなると（v=v_{cs}），例え応力状態が変化しなくても材料自身の変化で破壊することになる。

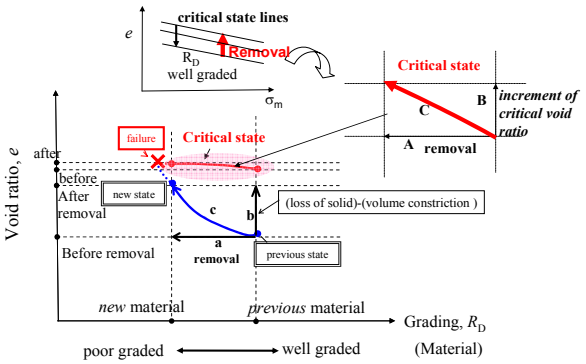


図 20　粒度変化に伴う現在の比体積と限界状態の比体積の相互的変化による変形破壊挙動の概念図

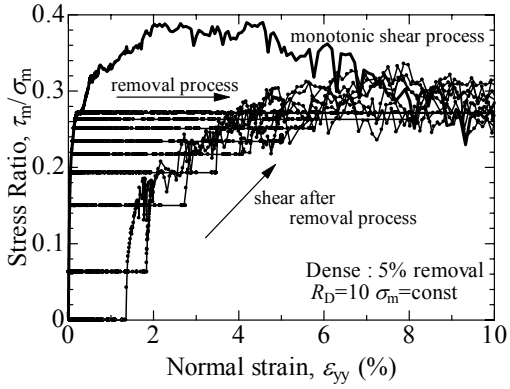


図 21　Removal 後の再載荷試験における軸変形

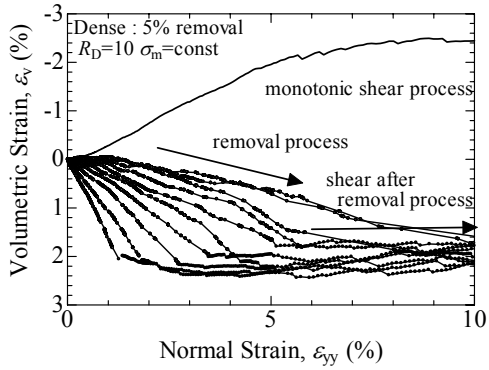


図 22　Removal 後の再載荷試験におけるダイレタンシー挙動

図 21，22 に Removal 後の各状態から再載荷試験（Shear after removal）を行った供試体の変形・破壊挙動とダイレタンシー挙動を示す。Removal された材料は，本来発揮出来るピーク強度やダイレタンシーを発揮出来ず限界状態に至っている。また，再載荷時の限界状態の応力比は Removal 試験が行われる前の限界状態に一致している。

これまでを総合し，土の変形・破壊挙動は，密度と応力の大きさに依存するが，それらは限界状態を基に統一的に理解できることが良く知られている。その有用な指標の一つとして現在の比体積 v と限界比体積 v_{cs} との差で表される state parameter $\psi=v-v_{cs}$[10)11)12)]がある。state parameter は土の締まり具合を間隙比自体の大きさではなく，限界状態に対する相対的な間隙状態を捉える指標である。$\psi > 0(v > v_{cs})$のとき緩い状態，$\psi < 0(v < v_{cs})$のとき密な状態，$\psi=0(v = v_{cs})$で限界状態として評価する。

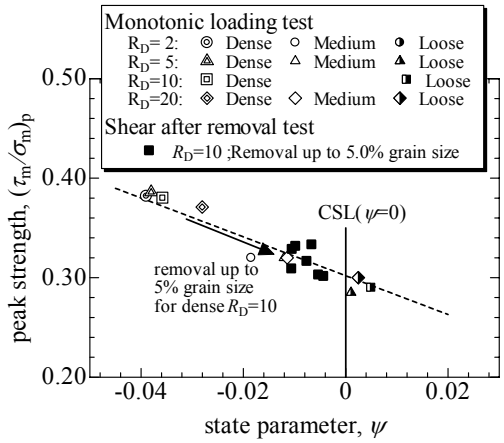


図 23　期待される強度とせん断初期の State parameter

図 23 に単調載荷試験（図 13）から得られた各密度状態におけるピーク強度とせん断初期におけるψとの関係を示す。ψが大きくなる（緩くなる）につれて期待されるピーク強度は低下する。これに図 21 で得られた Removal 後の再載荷時に示すピーク強度結果（■）を加えると，Removal によって緩い状態になるとともに発揮しうる強度の低下がみられる。つまり，応力状態一定下でも内部浸食によって，潜在的な強度が低下し破壊（ψ=0）に至る。さらに，内部浸食を受けた土を含めて発揮しうる強度と State parameter に一次関数的な関係がみられるため，限界状態に対する現在の状態を把握することで，浸食などの材料自身が変化する場合の挙動が予測可能なことが示唆された。

4.　内部浸食に起因する粒度変化に伴う土の変形・破壊挙動再現モデルの構築

4.1　粒度変化を表す粒度指標 I_G

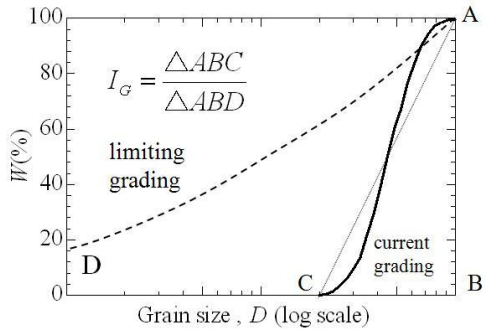


図 24　粒度分布における粒度指標 I_G

構築するモデルは，細粒分流出に起因する粒度分布の変化を起点として構築するため，初期条件に依存せず変化を明確に比較できる必要がある。粒度指標 I_G は限界粒度（図 24-ABD）に対する現在の粒度（図 24-ABC）との面積比で表される。ちなみに I_G は，単一粒径のみで構成される粒度分布では 0 を，Limiting grading（限界フラクタル粒度）においては 1 となる。また，面積比をもとにする I_G は最大粒径 D_{max} と最小粒径 D_{max}，延いてはその比である R_D に大きく依存している。

4.2　Removal メカニズムの定式化

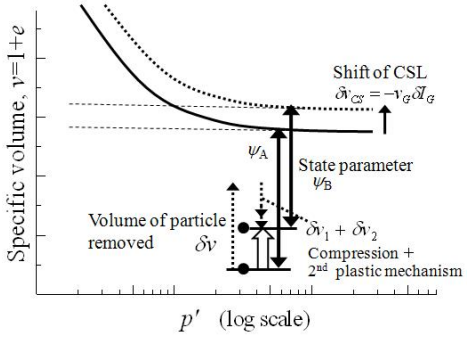


図 25　比体積変化を中心とした内部浸食の相互作用図

粒子を除去することは，比体積 v の増加，拘束圧による体積収縮，材料の欠損による粒度分布の悪化（δI_G）という材料自身の変化が相互に関連しながら変化していくことである。定式化にあたり，このプロセスをそのまま追うのではなく，比体積の変化を state parameter : ψを用いて変化する限界状態の比体積（δv_{CS}）を中心に整理する。ここでは，ψがψ_Aからψ_Bまで変化したとする。その変化量（$\delta\psi$）の成分は，流出した粒子体積分の比体積増加（δv）と拘束圧による圧縮（δv_1），Second plastic mechanism による圧縮（δv_2）の和で表される。これらの詳細は既報 [2)]に譲る。

4.3　限界状態と現在の比体積変化の定式化

図 19 に示される比体積の変化をそれぞれ定式化する。地盤材料において，比体積はどのような値でもとることが出来るわけではなく，上限値（v_{max}）・下限値（v_{min}）を持つ。これらの値は材料固有であり，I_G を用いて表現する。

$$v_{max} = v_0 - v_G I_G + \Delta v \tag{1}$$

$$v_{min} = v_0 - v_G I_G \tag{2}$$

ここで，v_0 は初期の比体積を，Δv は v_{max} と v_{min} の比体積差を示す。比体積の限界状態線もこの 2 直線間に存在し，平均応力 p と p_{cs} を引数に加えて次式で表現する。

$$v_C = v_{min} + (v_{max} - v_{min})\exp\left[-(p/p_{cs})^{\beta}\right] \tag{3}$$

現在の比体積変化も固有パラメータ v^* と p_{nc} を用いて同様に次式で表現される。

$$v = v_{min} + (v^* - v_{min})\exp\left[-(p/p_{nc})^{\beta}\right] \tag{4}$$

図 26 にδI_G を一定の変化量として入力した際の比体積挙動を示す。Removal される応力比が限界状態の応力比より高いほど限界状態に近づきやすい点が表現されている。

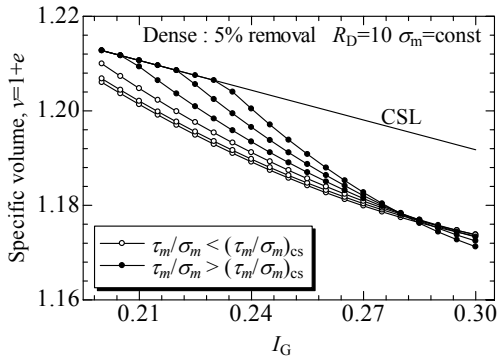


図 26　Removal 時の比体積変化挙動（構成式：図 19 に対応）

4.4　比体積変化によるマクロな変形・破壊挙動の表現

図 22 でも触れたように，粒子除去によって材料自身が変化した場合，発揮できるピーク強度$\eta_p=(\tau_m/\sigma_m)_{peak}$は State parameter を用いて一次関数で表現出来ることから，次式で表現する。

$$\eta_p = M - k_R \psi \tag{5}$$

ここで，M は限界状態における応力比，k_R は材料固有のパラメータである。また，材料自身が変化しているにも関わらず M が不変の独立したパラメータとなっているのは，対象としている現象があくまで粒度分布の変化が小さい範囲のためである。ひずみ発生挙動は，式(5)と双曲線硬化則を用いて表現する。

$$\eta/\eta_p = \varepsilon_d^p / (a + \varepsilon_d^p) \tag{6}$$

ここで，a は載荷時に発揮できる強度の 50%を発揮するまでに発生するひずみを示す材料固有のパラメータである。加えて，Stress-dilatancy 関係は A と k_D を材料固有定数として次式で表される。

$$\delta\varepsilon_p^p / \delta\varepsilon_q^p = A\left[(1 - k_D\psi)M - \eta\right] \tag{7}$$

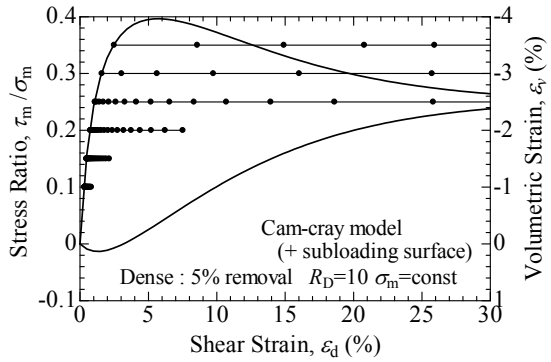


図 27　Removal 時の軸変形・破壊挙動（構成式：図 16 に対応）

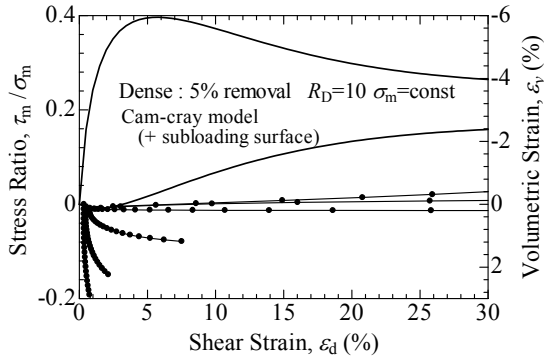


図 28　Removal 時のダイレタンシー挙動（構成式：図 17 に対応）

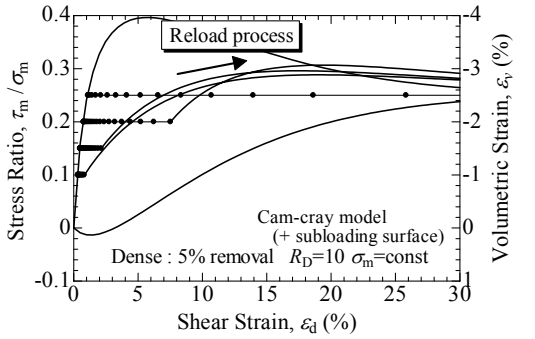


図 29　Removal された供試体に再載荷を行った際の軸変形・破壊挙動（構成式：図 21 に対応）

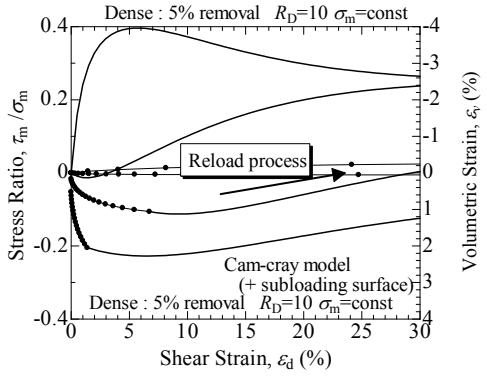


図 30　Removal された供試体に再載荷を行った際のダイレタンシー挙動（構成式：図 22 に対応）

図 27, 28 に図 26 と同様のδI_Gが入力された際の軸変形・ダイレタンシー挙動を示す。両図とも応力比が高い状態から Removal される程発生するひずみが大きく，粒子除去量の増加に伴って発生するひずみの増加が表現出来ている。また，図 28,30 に 5%粒径まで粒度分布が変化した材料に再載荷を行った際の挙動を示す。図 28 では，限界状態が変わらずピーク強度が低下する点，図 29 では圧縮傾向が強くなっていることが再現されている。

4.5　粒子流出を考慮したモデルにおける解析フレーム

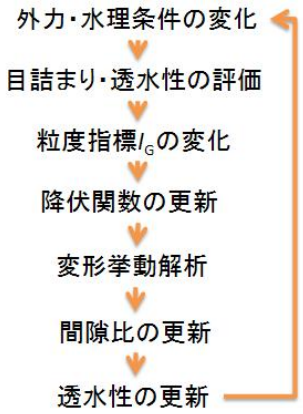


図 31　粒子流出に起因する変形・破壊モデルの解析フレーム概略図

図 31 に，前節で提案した粒子流出に起因する粒度変化を考慮した数理モデルを用いる際の解析フレームを示す。フレームの起点となる変化は透水力・目詰まりなどによる透水力の変化とし，これによって粒度指標 I_G が変化する。I_G の変化は現在の比体積と限界状態の比体積の変化，つまり state parameter の変化を発生させるため，降伏関数が変化し，発揮しうる強度が変化する。その後，ひずみの発生により変位，局所的応力状態の変化が発生する。更新された間隙比によって透水力の変化を算出することでサイクルとなる。本稿では，紙面の都合により境界値問題への対応図った変形・破壊挙動解析は省略する [3)]。

5.　おわりに

本論文では，浸透力の作用する地盤材料において発生する細粒分のダイナミクス（細粒分の移動や目詰まり現象）に起因する地盤内の局所的変化を模型実験と個別要素法による数値実験によって検討した。

透水力の作用する地盤内における細粒分の移動や目詰まり現象発生の有無は，細粒分の移動が出来る間隙の大きさに依存し，その間隙径は細粒分の粒径 D に対する 4 倍粒径 $4D$ が境界であることを確認した。

粒子流出を模擬した数値実験によって，粒子の流出は周囲の粒子間構造を変化させ地盤に微小なゆるみ領域を形成する。また，その領域の形成は最大主応力方向・最小主応力方向に卓越した方向性を持つ。これらを供試体スケールの比体積で捉えると，細粒分の流出は，現在の間隙状態を変化させると同時に限界状態における間隙状態をも変化させ，両者の間隙状態が等しくなった際に材料として破壊に至る。つまり応力状態が一定であっても，細粒分の流出による間隙状態の変化だけで限界状態に至る。加えて，細粒分の流出は，その材料が本来発揮できる強度を低下させ，その低下量を限界状態の間隙比に対する現在の間隙比で予測可能であることが明らかになった。

数値実験により得られた知見を用いて細粒分のダイナミクスを考慮した構成式を開発し，透水現象に伴う変形・破壊挙動解析を実現した。

謝辞

この研究は，日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B)20360210 および基盤研究(B)21360222 の助成を受けており，ここに深謝の意を表します。

参　考　文　献

1) Wood, D. M. and Maeda, K.: Changing grading of soil: effect on critical states, *Acta Geotechnica*, 3 (1), pp.3-14, 2008.
2) Wood, D. M., Maeda, K. and Nukudani, E.: Modelling mechanical consequences of erosion, *Geotechnique*, 60(6), pp.447-457, 2010.
3) 前田健一,近藤明彦: 出砂による粒度変化を考慮した海底地盤の固・液・気相の三相連成挙動, 第１回メタンハイドレート総合シンポジウム講演集, pp.10–17, 2009.
4) Cundall, P. A., & O. D. L. Strack.: A discrete model for granular assemblies, *Geotechnique*, 29(1), pp.47-65, 1979.
5) T.C.Kenny and D.Lau,: Internal stability of granular finers, *Canadian Geotech. J.*, pp.215-225, 1985.
6) 杉井俊夫,山田公夫,Indraratna, B.: 粒状性フィルター材の透水性挙動の評価，中部大学工学部紀要，第44巻, 2008
7) 杉井俊夫,山田公夫,Indraratna, B.:粒状性フィルター材の透水性挙動予測に関する試み,第２０回地盤工学シンポジウム論文集（地盤工学会中部支部）,pp.1-6 ,2008
8) Maeda, K. and Hirabayashi, H.: Influence of Grain Properties on Macro Mechanical Behaviors of Granular Media by DEM, *Journal of Applied Mechanics JSCE*, 9: pp.623-630 , 2006
9) Rowe, P.W.: The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, *Proc. R. Soc. London, Ser. A.*, Vol.269, pp.500-527, 1962.
10) Wood, M. D.: *Soils behaviour and critical state soil mechanics*, Cambridge University Press. 1990.
11) Gajo, A. & Muir Wood, D.: A kinematic hardening constitutive model for sands: the multiaxial formulation. *Int. J.Numer. Anal. Methods Geomech.*, 23(5), pp.925–965, 1999.
12) Gajo, A. & Muir Wood, D.: Severn-Trent sand: a kinematic hardening constitutive model for sands: the q–p formulation. *Geotechnique,* 49(5), pp.595–614, 1999.

剛塑性有限要素法を用いた基礎の根入れを有する地盤の支持力解析
Bearing capacity analysis with penetration by using RPFEM

水野和憲[1]，森　弘一[2]

1　岐阜工業高等専門学校・環境都市工学科・kazu@gifu-nct.ac.jp
2　名古屋港管理組合・企画調整室

概　　要

一般に，根入れ深さが基礎幅までの浅い剛な帯基礎による地盤の支持力算定にはテルツァギーの支持力公式が用いられる．本研究は，同様の支持力問題（ただし，ここでは飽和粘性土地盤を対象とした急速載荷の支持力問題に限る）に剛塑性有限要素法を適用し，その有用性の確認を検討した．特に，1) 基礎の形状，2) 地盤内の不均一応力分布，3) 基礎側面と地盤間の摩擦について，これらが極限支持力に与える影響を調べた．得られた知見として，本研究の条件下では，1) と 2) を同時に考慮することで，根入れ深さに伴う極限支持力の増加がテルツァギーの支持力公式と同様に線形増加すること，また，基礎の形状によっては 3) の影響のため支持力公式の補正などが実施されるが，本解析手法であれば，基礎形状に関係なく，一つの解析手法で極限支持力が算定可能であることが明らかとなった．

キーワード：支持力，剛塑性有限要素法，根入れ

1　はじめに

一般に，図 1 に示すような根入れを有した剛な帯基礎（基礎底面は粗）による水平地盤の極限支持力の算定には Terzaghi の支持力公式が用いられる．ここで，内部摩擦角ゼロ（ϕ=0）で，粘着力 c_u なる強度を有している均一な粘性土地盤を想定すると，Terzaghi の支持力公式は次式[1]を得る．

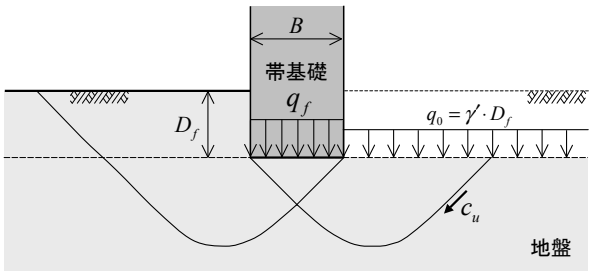


図 1　基礎の支持力問題

$$q_f = 5.71c_u + \gamma' D_f \tag{1}$$

ここで，q_f：極限支持力 [kN/m^2]，c_u：非排水せん断強度 [kN/m^2]，γ'：土の有効単位体積重量 [kN/m^3]，D_f：基礎の根入れ深さ [m] である．式 (1) の右辺第 2 項は基礎側方の根入れ部を押え荷重として表現したものであり，c_u と γ' が地盤内で一定であれば，極限支持力 q_f と根入れ深さ D_f は線形関係となっている．しかし，式 (1) で得られる極限支持力 q_f は，1) 基礎幅 B に無関係である，2) 地盤内の強度 c_u は均一とする，3) 基礎側面と地盤間の摩擦（相互作用）は考慮しない，と理想化して算出される．

そこで本研究は，これらの影響を考慮できる支持力問題の計算手法として，浅岡ら[3),4)]の剛塑性有限要素法（Rigid Prastic Finite Element Method, 以下, RPFEM と呼ぶ）に着目した．この RPFEM は，Cam-clay モデルの限界状態の構成式と非排水条件での水～土骨格連成式を用いることにより，地盤内の不均一な初期有効応力分布を与えて支持力解析を行うことができる．この計算手法を用いて本研究は，根入れを有する基礎の形状，地盤内の応力不均一性および基礎側面と地盤間の摩擦の有無などが極限支持力 q_f にどのように影響を及ぼすかを検討した．また，Terzaghi の支持力公式との比較から，RPFEM の有用性についても再検討した．

2　基礎の形状が極限支持力に及ぼす影響

本研究では，基礎の形状を表すパラメータとして根入れ幅比 D_f/B を用いる．根入れ幅比が 0≤ D_f/B ≤1 であれば横長の形状をした基礎であり，1< D_f/B であれ

ば縦長の形状をした基礎である．一般に，前者を「浅い基礎」と呼び，後者を「深い基礎」と呼ぶ[2]．ここでは，基礎の形状 D_f/B が極限支持力 q_f に及ぼす影響について検討した．

2.1　解析条件

計算に用いた有限要素メッシュは，3 種類の基礎幅 B(4m,8m,12m) に対して，根入れ深さ D_f をそれぞれ 0.25 倍，0.5 倍，0.75 倍，1 倍したもの，および根入れのない形状に対応した合計 15 種類である．計算は，基礎幅の中心線より左右対称性を考慮した半断面地盤とし，二次元平面ひずみ条件下で行った．一例として，基礎幅 B=4m, 根入れ深さ D_f=4m（D_f/B=1）の有限要素メッシュおよび境界条件を図 2 に示す．また，地盤内は等方性（K_0=1.0）を有する飽和粘性土地盤を想定し，急速に基礎載荷した場合の極限支持力について求める．なお，ここでは基礎の形状のみの影響を検討するため，地盤内の応力は一定（σ'_v=40kN/m^2 で均一な応力分布）と仮定し，基礎端部には特異点処理を施した．

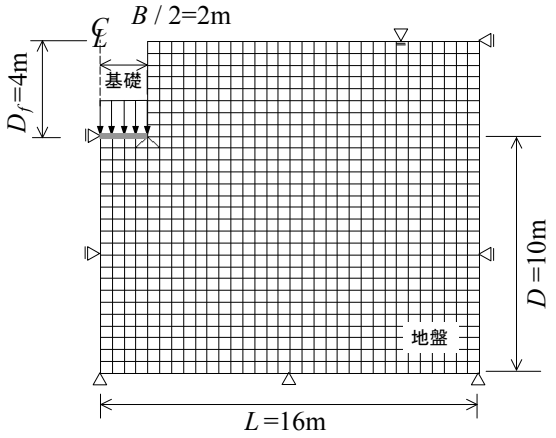


図 2　有限要素メッシュと境界条件（D_f/B=1）

次に，本計算では基礎が基礎近傍の地盤の変位を拘束する役割を果たすことに着目し，基礎と接する土の節点間に「距離不変」,「角度不変」の 2 種類の制約条件を導入することで基礎をモデル化した[5]．つまり，粗い基礎はこの 2 つの制約条件を同時に課すことで表現できる．図 3 に示すように，本章では基礎底面と地盤間においては粗とし，基礎側面と地盤間には「距離不変」の制約条件を外すことで滑らかな基礎側面とモデル化した．

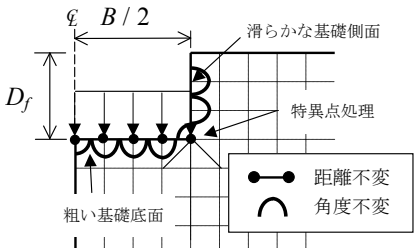


図 3　基礎のモデル化

2.2　解析結果

基礎の形状を表す根入れ幅比 D_f/B と極限支持力 q_f の関係を図 4 に示す．

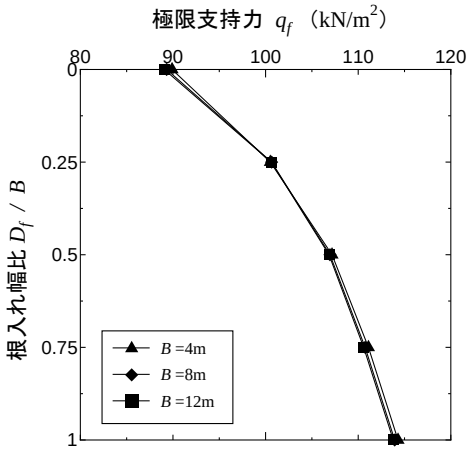


図 4　根入れ幅比と極限支持力の関係

図 4 より，地盤内の応力分布が一定であれば，極限支持力 q_f は基礎の大きさに関係なく形状のみに依存することがわかった．また，根入れ幅比 D_f/B が大きくなるにつれて極限支持力 q_f も大きくなることがわかる．しかし，その関係は線形ではなく，根入れ幅比 D_f/B が大きくなるにつれて極限支持力 q_f はあまり増加しにくくなることがわかる．

次に, B=4m を取り上げ, 根入れ幅比 D_f/B=0, 0.25, 0.75，1 の 4 つの基礎形状の破壊時変位速度場を図 5 に示す．根入れ幅比 D_f/B=0 と D_f/B=0.25 の変位速度場を比較すると，1m の根入れ深さの増加によって，破壊領域（塑性流れ）が拡大している．一方，根入れ幅比 D_f/B=0.75 と D_f/B=1 の変位速度場を比較すると，

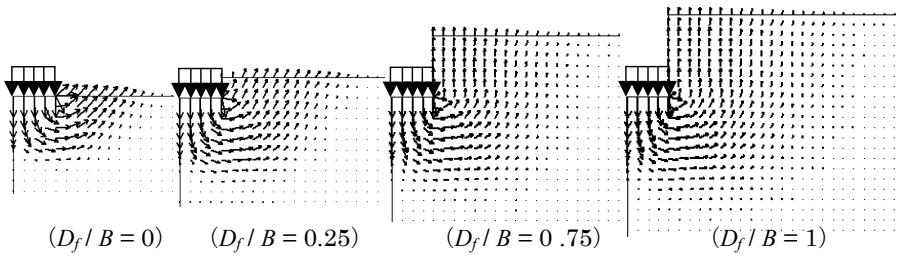


図 5　基礎の形状の違いによる破壊領域の変化（破壊時変位速度場）

同じ 1m の根入れ深さの増加でも，破壊領域の大きさはあまり変化していない．すなわち，破壊領域の大きさの変化が極限支持力 q_f の増加と関係していると考えられる．

3　地盤内の応力不均一性による影響

3.1　解析条件

本章では，図 6 に示すように，実際の土の自重を考慮した地盤内の応力不均一性が極限支持力にどのような影響を及ぼすのかを検討した．この不均一な応力分布として，本研究では土の有効単位体積重量 γ'=6.5 kN/m^3 で深さ方向に単調増加する三角形分布を採用した．その他の条件については，2 章と同様である．

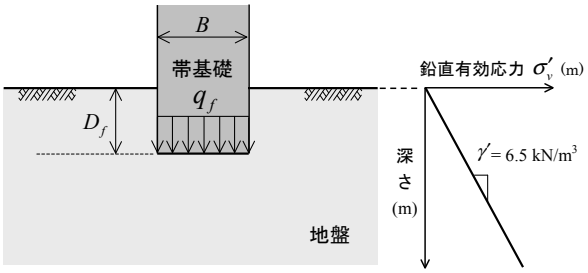


図 6　地盤内の鉛直有効応力

3.2　解析結果

根入れ幅比 D_f/B と極限支持力 q_f の関係を図 7 に示す．

図 7 を前出の図 4 と比較すると，基礎の形状（根入れ幅比 D_f/B）が同じでも，基礎の大きさに伴い極限支持力 q_f も大きくなり，両者の関係は比例関係が成り立つことがわかった．この理由として，基礎幅 B の大きい基礎は根入れ深さ D_f も大きくなり，地盤の深部，すなわち地盤内の応力が大きいところで破壊が生じるため，極限支持力も大きくなったと考えられる．

次に，図 7 の縦軸を根入れ深さ D_f で整理したものが図 8 である．本計算の条件下においては，異なる基礎幅でも同じ根入れ深さであれば，得られる極限支持力はほぼ同程度となることがわかった．また，図 8 中には Terzaghi の支持力公式（式 (1)）によって得られる極限支持力 q_f の値（図中，白丸）も併記した．ここで，式 (1) 中の非排水せん断強度 c_u については，各根入れ深さ D_f に相当する有効土被り圧から，Cam-clay モデル（ただし，材料定数は RPFEM と同じ）に従う粘土の非排水条件下での破壊時せん断応力を求め，これを平面ひずみ条件下で算出したものを用いた．そして，c_u は地盤内で均一として各根入れ深さ D_f における極限支持力 q_f を計算した．これをみると，RPFEM と Terzarghi の支持力公式で得られる極限支持力はほぼ一致し，同様の線形関係を示すことが明らかとなった．

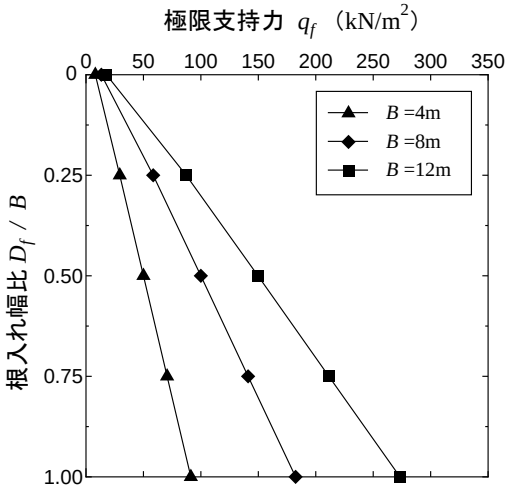


図 7　根入れ幅比と極限支持力の関係

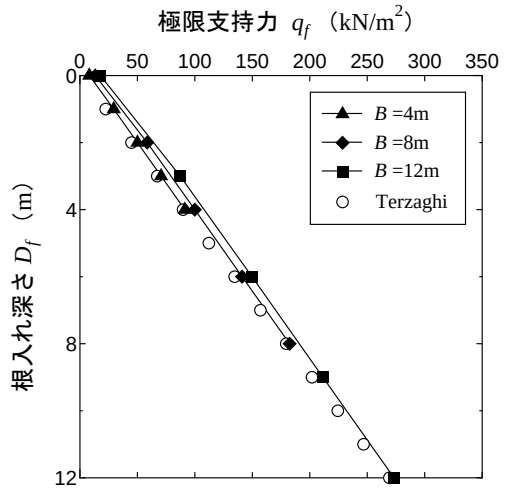


図 8　根入れ深さと極限支持力の関係

4　基礎側面と地盤間の摩擦の影響

基礎の根入れがある程度深くなると，基礎側面と地盤間の摩擦の影響が無視できない．そこで本章では，基礎側面と地盤間において十分に摩擦が作用している（粗い基礎側面）と想定し，この作用が極限支持力にどのような影響を及ぼすかを検討した．

4.1　解析条件

前章までに用いた有限要素メッシュに加え，さらに深い基礎（1< D_f/B）での摩擦の影響を検討するために，B=4m の基礎については根入れ深さ D_f を B の 1.5 倍および 3 倍した有限要素メッシュを新たに加えて計算を行った．なお，**2.1** で説明したように，ここでは基礎側面に接する土の節点間に「距離不変」，「角度不変」の制約条件を 2 つ同時に課して極限つり合い計算を解くことにより，摩擦の影響を考慮できる極限支持力 q_f を算出した．その他の条件についても前章までと同様であり，地盤内の応力分布も不均一とした．

4.2　解析結果

根入れ幅比 D_f/B と極限支持力 q_f の関係を図 9 に示す．基礎側面と地盤間の摩擦の影響を検討するために 3 章の解析結果（摩擦なし，黒色マーク）も図 9 中に併記した．なお，ここでは基礎幅 B=8m の結果については省略した．

図 9 より, 基礎側面と地盤間の摩擦を考慮すると, すべての場合において極限支持力は向上することがわかる．例えば，D_f/B=1 となる B=4m では約 28%，B=12m では約 21% 程度の支持力増加である．しかし，B=4m の D_f/B=3 では約 60% の支持力増加となった．また，摩擦を考慮しない場合は根入れ幅比と極限支持力はおおむね線形関係であるが，摩擦を考慮することで，特に深い基礎 (1< D_f/B) において極限支持力が非線形的に向上した．

図 10 は根入れ深さ D_f と極限支持力 q_f の関係に整理したものであり，摩擦を考慮した結果のみを表している．図 10 の B=4m の基礎に着目すると，摩擦を考慮しても D_f=4m まで（0≤ D_f/B ≤1 まで）は，図 8 と同様に，基礎幅 B に関係なく同程度の極限支持力 q_f が得られる．しかし，1< D_f/B となる根入れ深さ D_f=4m 以深において，B=4m の極限支持力 q_f が B=12m のそれを大きく上回る結果となった．つまり，同じ根入れ深さであっても，摩擦を考慮すると縦長の形状をした深い基礎の方が大きな極限支持力を得られることがわかった．

図 11 に，基礎幅 B=4m，根入れ深さ D_f=12m の非常に細長い基礎（D_f/B=3）を設置した場合の破壊時変位速度場を示す．これをみると，基礎側面と地盤間が粗のため基礎近傍の土は図 5 と違って，鉛直下方に塑性流れが見られる．

5　おわりに

本研究は，根入れを有する基礎の支持力問題に RPFEM を適用し，1) 基礎の形状，2) 地盤内応力不均一性，3) 基礎側面と地盤間の摩擦がそれぞれ極限支持力にどのような影響を及ぼすかを検討した．

1) および 2) までの条件であれば，PRFEM と Terzaghi の支持力公式は，ほぼ同じ極限支持力を得ることができた．本来，Terzaghi は理想的な仮定に基づいて支持力公式を考案しているが，PRFEM によって実地盤に近い条件を取り入れた結果と同程度となることが明らかとなった．また，RPFEM では基礎側面と地盤間の摩擦について考慮できるので，基礎の根入れ深さ D_f や基礎の形状に関係なく，一つの解析手法で様々な支持力問題での極限支持力が算定可能であることが明らかとなった．

なお，今回は 2 次元の平面ひずみ条件で解析を実施したが，今後の課題として，軸対称条件にて，杭基礎のような 1 ≪ D_f/B の基礎形状の支持力解析を行うつもりである．

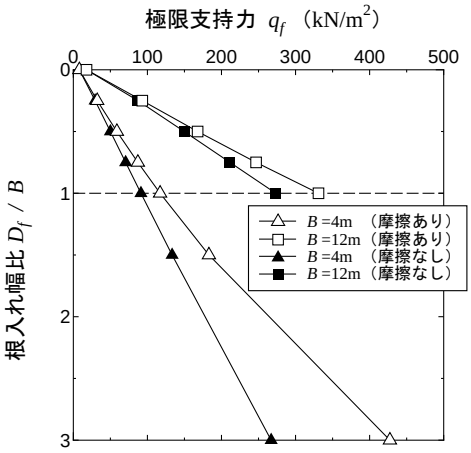


図 9　根入れ幅比と極限支持力の関係

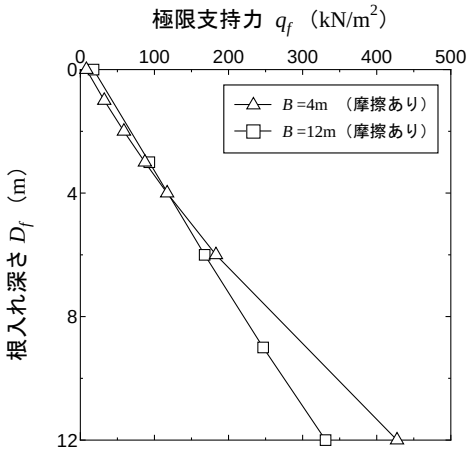


図 10　根入れ深さと極限支持力の関係

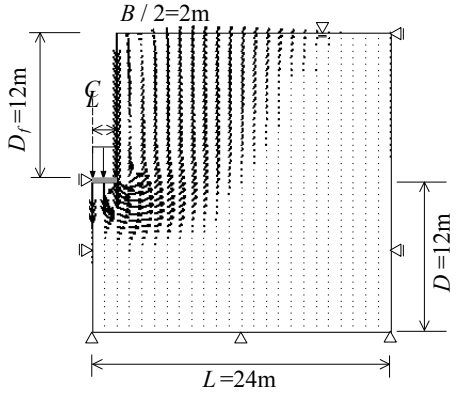


図 11　破壊時変位速度場（D_f/B=3）

参　考　文　献

1) 石原研而：土質力学，丸善，pp.268–271, 1988.
2) 山口柏樹：土質力学，技法堂出版，pp.253, 1969.
3) 浅岡顕：支持力と有効応力，土と基礎，Vol.36，No.6, pp.43–49, 1988.
4) 小高猛司：水–土骨格連成極限つり合い解析に基づく複合地盤の支持力に関する研究，名古屋大学学位論文, 1993.
5) Asaoka,A., Noda,T. and Kaneda,K.：Displacement/Traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp.173–181, 1998.

地盤材料の脆性的性質が支持力特性に及ぼす影響
Effects of brittleness of soil material on bearing capacity characteristics

山田正太郎[1]，椎名貴彦[2]，野田利弘[1]，浅岡　顕[3]

1　名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・s-yamada@civil.nagoya-u.ac.jp
2　五洋建設株式会社・技術研究所
3　地震予知総合研究振興会・地震防災調査研究部

概　　要

骨格構造の変化を記述可能な SYS Cam-clay model によって，セメント改良土の非排水三軸せん断挙動を再現した。また，水～土骨格連成有限変形解析コード ***GEOASIA*** を用いて，セメント改良地盤を想定した支持力解析を行い，基礎端部からすべり線を徐々に伸展させながら破壊が進行してゆく様子を計算によって再現した。このとき地盤内では，すべり線上の各要素が順次軟化を生じているため，例え地盤が脆性的な材料で構成されていたとしても，荷重－沈下関係にはそのような材料特性は表立って表れてこないことが分かった。以上の議論に加え，地盤の構成材料の脆性的性質司る因子として，ピーク強度発揮後の強度低下率と強度低下速さを取り上げ，これらの因子が地盤の非排水支持力特性に与える影響について調べた。その結果，基礎端部からすべり線を徐々に伸展させながら破壊が進行してゆく場合には，すべり線上の各要素が一斉にピークを示すわけではないことに起因して，構成材料のピーク強度が等しくても，残留強度が低いほど地盤の支持力は小さくなることや，強度低下が速く生じるほど，地盤の支持力は小さくなると同時に，顕著な荷重低下が生じなくなることを示した。

キーワード：セメント改良土，脆性的性質，支持力，進行性破壊，ひずみの局所化

1.　はじめに

本論文では，セメントなどの固化材で改良された粘土地盤の非排水支持力問題を取り上げる。解析の対象とするセメント改良土は剛性や強度が大きい一方で，比較的小さなひずみレベルでピークを示した後，急激な軟化挙動を示すという特徴を有する。このような脆性的性質を有する材料からなる地盤の破壊問題は，地盤を剛塑性体と仮定する実務レベルでの設計法にしばしば疑問を投げかけてきた。議論の最大の要点は，進行性破壊にある[1) 2)]。地盤の破壊は変形を通じて進行的に生じるのが常であるため，最終的に形成されるすべり線上の各要素が一斉にピーク強度を示すわけではなく，時間差を持ってピークを迎える。このため，古典的な極限釣合解析に対して，ピーク強度を用いて設計にあたれば過大評価を行うことになるし，残留強度を用いれば過小評価を行うことになるというのが一般的な見方である。安全側の評価という意味で残留強度が採用されることが多いようであるが，経済的な設計を行うために，中間的な強度を決めるような研究もなされてきた[3)]。このような簡便的な手法を基本とする試みとは異なり，本論文では，弾塑性構成式を用いた水～土骨格連成有限変形解析によって，脆性材料の進行性破壊問題を取り扱う。

セメント改良土を対象とした数値解析を行うにあたり，固化材が添加された土を人工的な構造高位化と疑似的な過圧密土化[4)]がもたらされた土としてみなして，土骨格の弾塑性構成式には，骨格構造（構造・過圧密・異方性）の変化を記述可能な上下負荷面修正 Cam-clay model（SYS Cam-clay model）[5)]を用いた。また，初期値境界値問題を解くにあたり，同構成式を搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード ***GEOASIA***[6) 7)]を用いた。以下では，条件に応じて構成式を恣意的に軟化させたり，不連続な変形を許容する要素を導入したりすることなく，支持力問題において，軟化を示し得る材料で構成された地盤が，変形の結果，ひずみの局所化を伴って進行的に破壊に至る様子が数値解析によって再現される。結果として，例え材料として脆性的な性質を有していても，進行的に破壊が進むために，地盤全体の荷重－沈下関係には，必ずしも材料の脆性的な性質が表立って現れてこないことが示される。

以上に加え，本研究では，セメント改良土を対象に決めた材料定数と初期値を変化させることで，ピーク強度に対する残留強度の割合とピーク強度から残留強度に至るまでの強度の低下速さを系統的に変化させた地盤材料を用

意し，支持力解析を行った。本論文では，この結果をもとに，変形の先に破壊を求める体系の中で，地盤材料の脆性的性質が支持力特性に与える影響についても述べる。

2. SYS Cam-clay model によるセメント改良土の力学挙動のシミュレーション

はじめに，セメント改良土の非排水三軸せん断試験結果を示すと共に，三軸試験を要素試験と見做す立場に立って，SYS Cam-clay model によりセメント改良土の非排水三軸せん断挙動を再現することを試みる。

2.1 セメント改良土の非排水三軸せん断挙動

改良の対象となる原料土の物理特性と，改良時のセメントの配合条件を表 1 に示す。材齢 28 日における一軸圧縮試験の目標強度を 200kPa，施工性を考慮して初期含水比を液性限界の 1.8 倍に設定して固化材（高炉セメント B 種）の添加量を決定した。

上記の条件で作製したセメント改良土に対して，三軸試験装置を用いて，拘束圧が 50kPa および 200kPa になるまで圧密した後，非排水せん断を行った。実験結果を図 1 に示す。拘束圧の高いレベルでは，平均有効応力 p'の減少（塑性圧縮）を伴う軟化挙動が現われていることが分かる。一方で，拘束圧の低いレベルでは，平均有効応力 p'の増加（塑性膨張）を伴う硬化挙動が現れた後，平均有効応力 p'の減少（塑性圧縮）を伴う軟化挙動へと移行している。このような挙動は自然堆積粘土に見られる挙動とよく似ているが，一般の自然堆積粘土に比べセメント改良土は急激な軟化を示している。

2.2 SYS Cam-clay model によるセメント改良土の非排水三軸せん断試験結果の再現

SYS Cam-clay model によって，図 1 に示す非排水三軸せん断挙動を再現するのに際し，表 2 に示す材料定数と初期値を用いた（表 2 において，特に説明のない記号は，SYS Cam-clay model に関する既往の論文 [5) 8)]の表記に準ずる。土の構造の程度を表す定量的指標 R^*の発展則については，塑性ストレッチングのせん断成分の大きさ$\|D_s^p\|$と体積成分の大きさ$\|D_v^p\|$の和を使う方法 [8)]を用いた）。これらの値を決めるにあたって，固化材が添加された土を人工的に構造を発達させた土とみなして，初期に構造を与えた。一方で，固化する過程では異方性の発達に寄与するような塑性変形が生じないと仮定して，初期に等方的な状態を仮定した。過圧密比 $1/R$ は表 2 に示すその他の初期値を元に自動的に決定される値である [9)]が，この値が 1 以上であることは，セメント改良土が特別な応力履歴なしに疑似的に過圧密な状態 [4)]になっていることに対応している。また，構造劣化指数 a は，セメント改良土の脆性的な性質を考慮した結果，自然堆積粘土を想定した場合 [9)]に比べて大きめの値となった。なお，表 2 に示す初期値は拘束圧 50kPa に対する値である。拘束圧 200kPa の非排水三軸せん断試験のシミュレーションは，この状態から，等方圧縮する過程も含めて行った。

SYS Cam-clay model による計算結果を図 1 の実験結果に重ねて示す。今述べた条件設定（表 2）の下で，SYS Cam-clay model によって，先に挙げたようなセメント改良土の脆性的な挙動が概ね再現できていることが見て取れる。また，ピーク強度と残留強度の比もほぼ実験値と一致している。

表 1　原料土の物性と配合条件

[物理特性]		
土粒子の密度	ρ_s (g/cm^3)	2.70
液塑性限界	液性限界 LL (%)	82.0
	塑性限界 PL (%)	34.0
	塑性指数 PI	48.0
粒度塑性	砂分 (%)	2.0
	シルト分 (%)	48.0
	粘土分 (%)	50.0
[配合条件]		
調整土の含水比	w_0 (%)	147.0
セメント添加量	C (kg/m^3)	65.5

表 2　セメント改良土の材料定数と初期値

[弾塑性パラメータ]		
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.9
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.004
限界状態定数	M	2.3
NCL の切片※	N	5.45
ポアソン比	ν	0.15
[発展則パラメータ]		
構造劣化指数	a (b, c)	8.0 (1.0, 1.0)
	c_s	0.9
正規圧密土化指数	m	9.0
回転硬化指数	b_r	0.01
回転硬化限界面	m_b	0.6
[初期値]		
比体積	v_0	5.36
過圧密比	$1/R$	6.66
構造の程度	$1/R^*_0$	3.00
平均有効応力	p'_0 (kPa)	50.0
静止土圧係数	K_0	1.0
異方性の程度	ζ_0	0.0

※ p'=98.1kPa における NCL 上の比体積

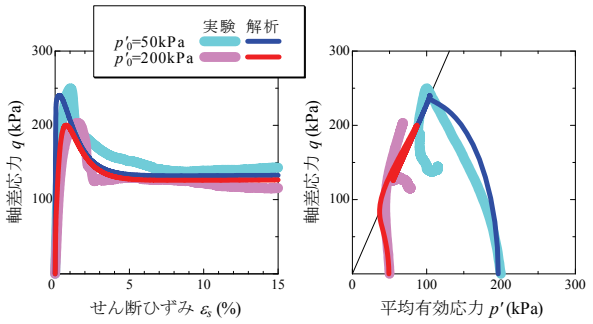


図 1　セメント改良土の非排水せん断挙動と SYS Cam-clay model によるその再現

3. セメント改良地盤の非排水支持力解析

次に，セメント改良土の非排水三軸せん断試験結果の再現に用いた材料定数と初期値（表 2）を基に，水～土骨格連成有限変形解析コード ***GEOASIA*** を用いて行った非排水支持力解析結果を示す。

3.1 有限要素メッシュと境界条件

計算は平面ひずみ条件下で行った。図 2 に有限要素メッシュと境界条件を示す。典型的な支持力問題を考えるため，剛で摩擦のある基礎に鉛直変位を与える問題を設定した。

基礎は簡単のため相当する節点間に線形制約条件[10]（距離不変・角度不変・方向不変条件）を課して表現した。解析は全断面を対象に行ったが，基礎が傾いたりずれたりするような変形を許さないような条件で解析を行った。これは，非対称な変形モードが現われる場合は，対称に変形する場合よりも顕著な荷重低下が生じうる[9]が，そのような効果抜きで，どの程度の荷重低下が生じるか示すためである。鉛直変位は，基礎中心節点に，地盤内部で間隙水の移動がほとんど生じることのないような速い速度（10^{-3}cm/sec）で与えた。

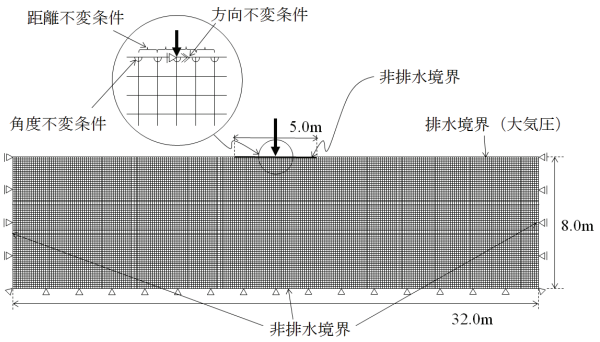


図 2　有限要素メッシュおよび境界条件

3.2　地盤の材料定数と初期条件

SYS Cam-clay model に必要な材料定数は表 2 に示す値を用いた。その他の材料定数として，透水係数 k = 1.0×10^{-6}cm/sec，土粒子の密度ρ_s = 2.70g/cm^3 を用いた。

初期条件については表 2 を基に，自重を考慮して以下のように決めた。一般に，高含水比粘土に対し，セメント添加による地盤改良がなされると，自重による圧密の進行速度よりも遥かに速い速度で，地盤の固化は進行する。固化後に過剰間隙水圧が消散して，有効応力が増加しても，その時すでに地盤は文字通り固くなっているから，間隙比はほとんど減少しない。このことは，攪拌不良に伴う不均質性などを無視すれば，深さ方向にも均質な含水比の高い地盤が形成されることを意味する。また，同じく地盤全体にセメントが均質に混合できたと仮定して，土の構造の程度を表す定量的指標 R^*を地盤全体で一定とした。加えて，地盤の形成過程で塑性変形を伴うような一次元圧縮履歴を受けないことを考慮して，初期異方性がない状態を仮定した。具体的に与えた数値は，過圧密比 $1/R$ を除き表 2 に示す値と同じである。これらの条件の下，地表面にごく僅かな荷重（9.81×10^{-2} kPa）を作用させた状態で，自重を考慮して初期応力と初期過圧密比を計算した。地表面に与えた荷重は，値を 1 オーダー小さくしても初期分布がほぼ変わらないような小さな値である。図 3 に地盤の初期分布を示す。算出された過圧密比[11]は，深度が大きくなるほど小さくなっている。これは，セメント改良地盤の圧密降伏応力が深さ方向にほぼ一定の値を取るのに対して，鉛直有効応力は地盤深部ほど大きくなることに対応している。また，図 3 に示す非排水せん断「強度」q_u は，理想的にサンプリングされた状態を数値的に再現して得られる粘土試料の一軸圧縮強度を表している[12]。均質にセメントが混合されたと仮定したことを反映して，地盤の「強度」は深さ方向にほぼ等しい値を取っている。

3.3　解析結果

図 4 に荷重－沈下関係を，図 5 にせん断ひずみ分布を示す（図 4 の鉛直荷重は，基礎に作用する地盤からの全反力

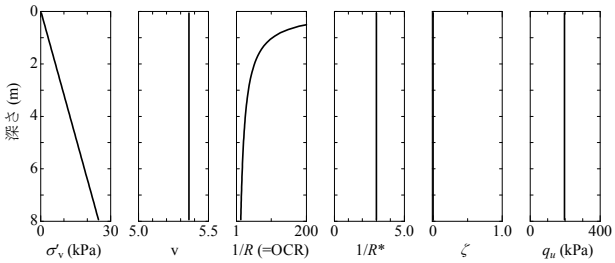


図 3　初期分布

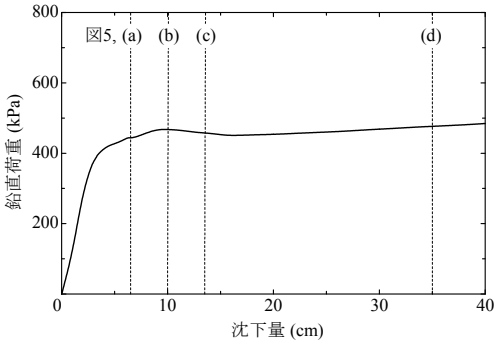


図 4　荷重－沈下関係

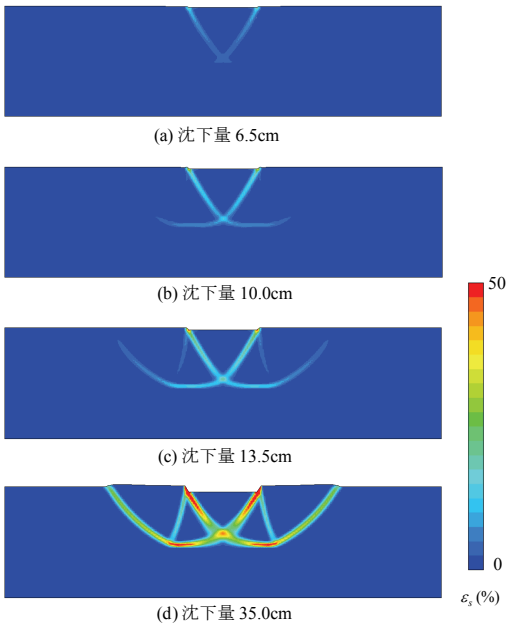


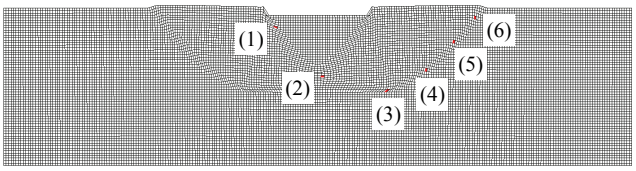
図 5　せん断ひずみ分布

を基礎の面積で除した値である）。せん断ひずみ分布より，基礎の押し込みに伴いひずみの局所化が生じて，最終的に円弧状のすべり線が発生することが分かる。しかし，この

ような明確なひずみの局所化が生じる一方で，材料レベルでの脆性的な挙動から想像されるのとは裏腹に，荷重－沈下関係では顕著な荷重低下が見られない。

次に，地盤内のひずみの局所化領域において，各要素がどのような挙動を取っているのか見てゆく。すべり線上の要素の挙動を図 7 に示す（各要素の位置は，図 6 の変形図に示す）。図 7 の各要素の挙動に示した点(a)から(d)のプロットは，地盤全体の荷重－沈下関係（図 4）に示した(a)から(d)における時点の状態を表している。図 7 の各要素は，急激な軟化を示しており，確かに脆性的な挙動を示していることが分かる。各要素がピークを示すタイミングについて着目してみると，荷重－沈下関係でピークが現れる前から軟化を始める要素もあれば，荷重－沈下関係でピークが現れた後で軟化を始める要素もあることに気づく。さらに詳しく見てみると，セメント改良地盤では，基礎端部直下の要素(1)から，すべり線のもう一方の端部に向かって順次軟化を生じていることが分かる。ここで改めて図 5 に示すせん断ひずみ分布にて，ひずみの局所化の進展の仕方に着目してみると，基礎端部から徐々にすべり線が伸びてゆく様子が伺える。局所化はピークに至る前からすでに進行しており，ピーク付近で一旦楔を形成してから，最終的に円弧状のすべり線を描いている。地盤が脆性的な材料で構成されているにも係わらず，荷重－沈下関係で明確なピークが現れないのは，すべり線上の土要素が一斉にピークを示すわけではなく，順次ピークを示しながら破壊が進行してゆくためであることがわかる。

なお，地盤の初期分布などによっては，すべり線上の要素がほぼ一斉にピークを示す場合もある。このような場合，要素レベルの軟化特性が素直に荷重－沈下関係に表れて，明確な荷重低下[9]が生じる。



沈下量 35.0cm

図 6　変形図と挙動を示す要素の位置

地盤の構成材料の脆性的性質を司る因子として，ピーク強度に対する残留強度の割合（強度低下率）とピーク強度発揮後の強度の低下速さを取り上げ，これらの因子が地盤の非排水支持力特性に与える影響について示す。ここでは，セメント改良土を対象に決めた材料定数と初期値を変化させることで，ピーク強度に対する残留強度の割合とピーク強度から残留強度に至るまでの強度の低下速さを系統的に変化させた地盤材料を用意し，これらの因子が支持力特性に及ぼす影響を調べる。

4.1　強度低下率の影響

まずは，強度低下率が地盤の支持力特性に与える影響について示す。ここでは，ピーク強度を揃えた上で，ピーク強度に対する残留強度の比を 3 通りに変化させて解析を行った。表 3 に，ここでの議論にとって主要な材料定数と初期値を示す。表 3 に示す以外の値は，すべて表 2 に示す値に等しい。また，Case A2 は 3.で示したセメント改良地盤の解析と完全に同じ条件であり，これを基本ケースとする。強度の低下速さを一定にして比較するために，構造劣化指数 a はすべてのケースで等しい値とした。SYS Cam-clay model の残留強度は比体積 v によって一意に決まるため，Case A2 に比べて，Case A1 は残留強度が大きく，Case A3 は残留強度が小さくなるように比体積 v を与えた上で，ピーク強度が等しくなるように構造の程度 $1/R^*$ を決めた。過圧密比 $1/R$ は，これらの値を用いて計算された値である。

図 8 に各ケースの非排水せん断挙動を示す。すべてのケースでピーク強度が等しいことを確認できる。また，Case A1 から A3 の順で残留強度が小さくなっていることを確認できる。Case A1 から A3 のピーク強度に対する残留強度の比は，それぞれ 0.75，0.63，0.50 である。

これらの材料で構成された地盤の荷重－沈下関係とせん断ひずみ分布を，それぞれ図 9 と 10 に示す。荷重－沈下関係（図 9）からは，材料レベルでのピーク強度が等しくても，残留強度が異なれば，地盤の支持力（ピーク荷重）に違いが表れることが分かる。より具体的には，残留強度が小さいほど，すなわちピーク後の強度低下率が大きいほ

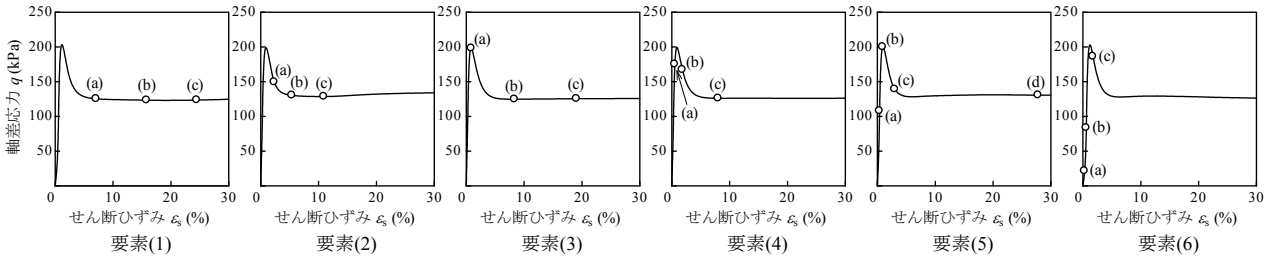


図 7　すべり線上の要素の挙動

表 3　主要な材料定数と初期値（強度低下率の違い）

4.　地盤の構成材料の脆性的性質が非排水支持力特性に及ぼす影響

解析ケース	Case A1	Case A2	Case A3
[発展則パラメータ]			
構造劣化指数　a	8.0	8.0	8.0
[初期値]			
比体積　v_0	5.21	5.36	5.56
過圧密比　$1/R$	6.24	6.66	7.01
構造の程度　$1/R^*_0$	2.38	3.00	3.95

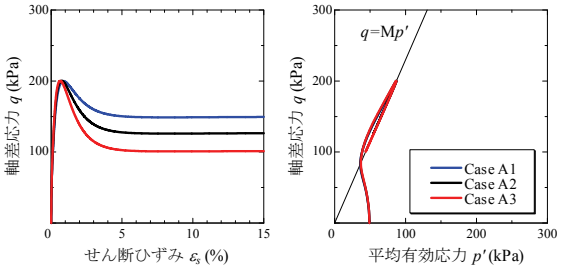


図 8　非排水せん断挙動（強度低下率の違い）

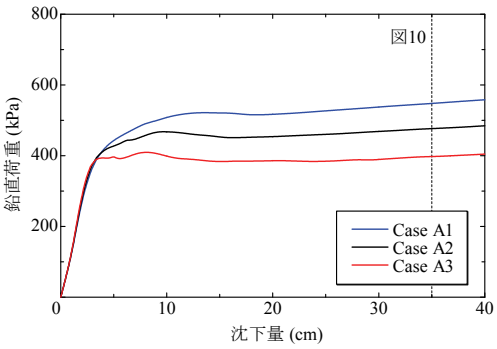


図 9　荷重－沈下関係（強度低下率の影響）

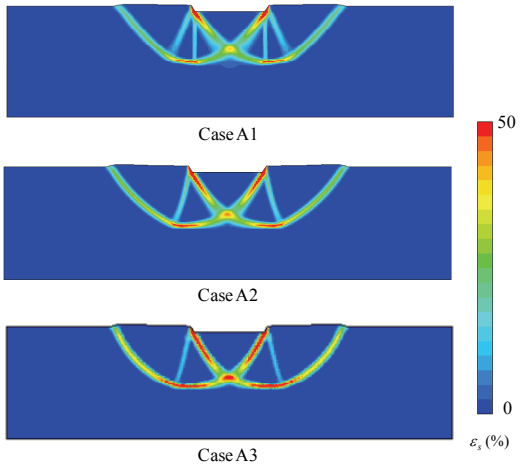


図 10　せん断ひずみ分布（強度低下率の影響）

ど，地盤の支持力は小さくなる。残留強度がピーク強度に影響を及ぼすのは，これらのケースでは，すべり線上の要素が順次ピークを示すためである。すなわち，容易に想像がつくように，荷重－沈下関係でピークが表れるとき，すべり線上の要素の一部はすでに残留状態もしくは軟化状態にあるために，残留強度がピーク荷重に影響を及ぼすのである。ひずみ分布（図 10）からは，強度低下率が大きい材料で構成された地盤ほど，顕著な局所化を生じることが分かる。また，強度低下率が大きい地盤では，より円弧に近いすべり線が形成されており，強度低下率は地盤の破壊モードにも影響を及ぼすことが分かる。なお，この中では Case A3 が最も大きな破壊領域を示しているが，それにも係わらず Case A3 のピーク荷重が最も小さいのは，すでに述べたように，ピーク荷重が示されるときに，すべり線上の要素の一部はすでに残留状態もしくは軟化状態にあるためである。

4.2　強度の低下速さの影響

次に，地盤の構成材料の強度の低下速さが地盤の支持力特性に及ぼす影響について示す。ここでは，ピーク強度と残留強度を揃えた上で，強度の低下速さを 3 通りに変化させて解析を行った。表 4 に，ここでの議論にとって主要な材料定数と初期値を示す。先程と同様に，表 4 に示す以外の値は，すべて表 2 に示す値に等しい。また，Case B2 は 3.で示したセメント改良地盤の解析と完全に同じ条件であり，前節と同様にこれを基本ケースとする。Case B2 に比べて，Case B1 が緩やかに軟化し，Case B3 が急激に軟化するように，構造劣化指数 a を与えた。すべてのケースで残留強度が等しくなるように，比体積 v を与えた上で，ピーク強度が等しくなるように構造の程度 $1/R^*$を決めた。過圧密比 $1/R$ は，これらの値を用いて計算された値である。

図 11 に各ケースの非排水せん断挙動を示す。すべてのケースでピーク強度と残留強度が等しいことが確認できる。また，Case B1 から B3 の順で強度の低下速さが増していることが確認できる。

これらの材料で構成された地盤の荷重－沈下関係とせん断ひずみ分布を，それぞれ図 12 と 13 に示す。荷重－沈下関係（図 12）からは，材料レベルでのピーク強度が等しくても，強度の低下速さが異なれば，地盤の支持力に違いが表れることが分かる。より具体的には，強度の低下速さが増すほど明確な荷重低下が見られなくなり，地盤の支持力は小さくなる。強度の低下速さが増すほど明確な荷重低下が見られなくなるのは，やはり，これらのケースでも，すべり線上の要素が一斉にピークを示さないためである。すなわち，急激に軟化する場合は，ピークを過ぎた要素の多くがすぐに残留状態に至ってしまい，緩やかに軟化する場合に比べて同時に軟化状態を示す要素の数が限られてくるためである。ひずみ分布（図 13）からは，強度の低下速さが増すほど破壊領域が若干大きくなる傾向を見て取れるが，それにもかかわらず，強度の低下速さが増すほどピーク荷重が小さくなるのは，やはり，各要素がピーク強度を示した後にすぐに残留状態に達してしまうためである。

表 4　主要な材料定数と初期値（軟化速さの違い）

解析ケース	Case B1	Case B2	Case B3
[発展則パラメータ]			
構造劣化指数　a	4.0	8.0	16.0
[初期値]			
比体積　v_0	5.36	5.36	5.36
過圧密比　$1/R$	5.19	6.66	9.32
構造の程度　$1/R^*_0$	2.34	3.00	4.20

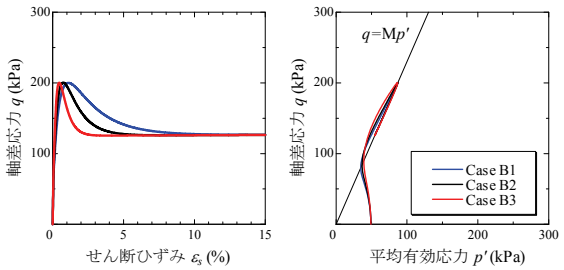


図 11　非排水せん断挙動（軟化速さの違い）

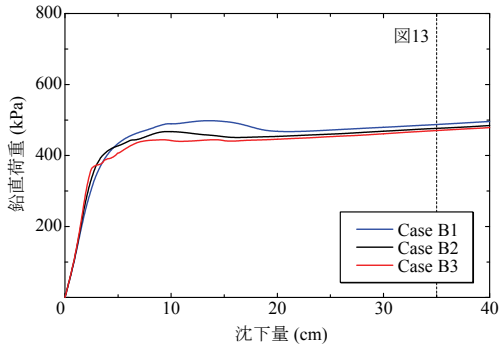


図 12　荷重－沈下関係（軟化速さの影響）

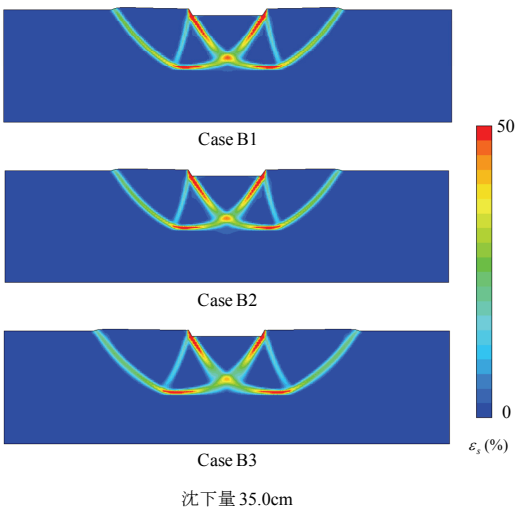


図 13　せん断ひずみ分布（軟化速さの影響）

5.　結論

本研究では，まず，骨格構造の変化を記述可能な SYS Cam-clay model によって，セメント改良土の非排水三軸せん断挙動を再現した。さらに，セメント改良地盤の形成過程を考慮して地盤の初期分布を与えた上で，水～土骨格連成有限変形解析コード ***GEOASIA*** を用いて，セメント改良地盤を想定した非排水支持力解析を行った。その結果，セメント改良地盤が，基礎端部からすべり線を徐々に伸展させながら破壊が進行してゆく様子を計算によって再現した。このとき地盤内では，すべり線上の各要素が順次軟化を生じているため，例え地盤が脆性的な材料で構成されていたとしても，荷重－沈下関係にはそのような材料特性は表立って表れてこないことが分かった。

以上の議論に加え，地盤の構成材料の脆性的性質司る因子として，ピーク強度発揮後の強度低下率と強度低下速さを取り上げ，これらの因子が地盤の非排水支持力特性に与える影響について調べた。その結果，基礎端部からすべり線を徐々に伸展させながら破壊が進行してゆく場合には，すべり線上の各要素が一斉にピークを示すわけではないことに起因して，構成材料のピーク強度が等しくても，残留強度が低いほど地盤の支持力は小さくなることや，強度が速く低下するほど，地盤の支持力は小さくなると同時に，顕著な荷重低下が生じなくなることを示した。

参　考　文　献

1) Yamaguchi, H., Kimura, T. and Fujii, N.: On the influence of progressive failure on the bearing capacity of shallow foundations in dense sand, *Soils and Foundations,* Vol. 16, No. 4, pp. 25-38, 1976.
2) 龍岡文夫: 室内せん断試験・原位置地盤調査・安定解析・模型実験・実構造物の挙動の関連について－砂地盤上の基礎の支持力問題を例にして－，わかりやすい土質力学原論（第一回改訂版），土質工学会, pp. 109-154, 1992.
3) Tatsuoka, F.: Design shear strength and compaction control of backfill a current wide and deep gap between industry and academia, *Proc. of the13th Asian regional conference on soil mechanics and geotechnical engineering,* Vol. 2, pp. 442-451, 2007.
4) 田代むつみ，野田利弘，中野正樹: 土の骨格構造の働きに着目した「疑似過圧密効果」の一考察，応用力学論文集，Vol. 7, pp. 589-596, 2004.
5) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57, 2002.
6) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol. 34, No. 1, pp. 91-106, 1994.
7) 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-slay model, *Soils and Foundations*, Vol. 48, No. 6, pp. 771-790, 2008.
8) Noda, T., Asaoka, A., Nakai, K. and Tashiro, M.: Structural upgradation in clay and sand accompanying plastic swelling, *Proc. of the13th Asian regional conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, pp. 23-26, 2007.
9) Noda, T., Asaoka, A. and Yamada, S.: Some bearing capacity characteristics of a structured naturally deposited clay soil, *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 2, pp. 285-301, 2007.
10) Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K.: Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 4, pp. 173-181, 1998.
11) Noda, T., Asaoka, A. Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, Vol. 45, No. 5, pp. 39-51, 2005.
12) Noda, T., Yamada, S. and Asaoka, A.: Elasto-plastic behavior of naturally deposited clay during/after sampling, *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 1, pp. 51-64, 2005.