

第24回 中部地盤工学シンポジウム論文集

平成24年8月7日（金）

主催：公益社団法人 地盤工学会 中部支部

後援：（社）日本建設業連合会 中部支部

中部地質調査業協会

（社）建設コンサルタント協会 中部支部

目次

午前の部Ⅰ（ 9：35～10：35） 司会 名古屋大学 檜尾 正也

1. 低拘束圧非排水繰返し载荷を受ける豊浦砂の力学挙動 1
名古屋工業大学 長田 辰弥、張 鋒
（株）トヨタマップマスター 笹岡 大路
2. 中空ねじりせん断試験装置を用いた砂の液状化に及ぼす初期異方性の影響に関する
基礎的研究 5
名古屋大学 岡田 麻希、山田 正太郎、野田 利弘
中野 正樹
3. 固有振動数・固有振動モードに着目した土構造物・地盤系の地震応答解析 11
名古屋大学 清水 亮太、野田 利弘、山田 正太郎
（公財）地震予知総合研究振興会 浅岡 顕
4. 震度の小さい余震による再液状化のメカニズムと 3DFEM 解析による解釈 15
名古屋工業大学 森河 由紀弘、包 小華、張 鋒
（独）海洋研究開発機構 平 朝彦、阪口 秀
5. 動的運動を伴う自然堆積粘土地盤の破壊シミュレーション 23
名古屋大学 矢藤 彰悟、山田 正太郎、野田 利弘
（公財）地震予知総合研究振興会 浅岡 顕

午前の部Ⅱ（10：45～11：45） 司会 豊田工業高等専門学校 小林 睦

6. 供試体作製法と締固め度がセメント固化処理粘土の三軸試験結果に及ぼす影響 27
名城大学 石樽 宏充、小高 猛司、崔 瑛
7. 詳細地形情報を用いた山岳道路盛土の抽出に関する基礎的検討 31
岐阜大学 沢田和秀、森口周二、岩田麻衣子
8. 初期含水比の違いが河川堤防砂の力学特性に及ぼす影響とその三軸試験シミュレーション
..... 35
名城大学 兼松 祐志、森 涼香、小高 猛司、崔 瑛
建設技術研究所 李 圭太
9. 放射性廃棄物の地下処分における粉末および粒状ベントナイト緩衝材の変形・強度特性
..... 43
名城大学 高田 英典、小高 猛司
日特建設(株) 元山 泰久
10. 地盤材料の破碎特性に関する研究 51
名古屋工業大学 山口 卓洋、井上 和香奈、
Md. Shahin Hossain、中井 照夫

午後の部Ⅰ（13：00～14：00） 司会 大同大学 棚橋 秀行

特別講演 「意外と知らない地盤の労働災害」
労働安全衛生総合研究所 伊藤和也氏

午後の部Ⅱ（14：10～15：10） 司会 名古屋工業大学 Md. Shahin Hossain

11. 不飽和土の浸水挙動に関する実験的検討 57
名古屋工業大学 塚本 晃平、張 鋒、Md. Shahin Hossain、
中井 照夫
名古屋市 小池 真奈、山田 享平
東京大学 京川 裕之
12. 高速流体の作用に伴う間隙圧の変化に着目した洗掘現象の実験的考察 63
名古屋工業大学 伊藤 嘉、今瀬 達也、前田 健一
13. 内部浸食および目詰りに及ぼす間隙構造の影響 71
名古屋工業大学 近藤 明彦、山田 高弘、前田 健一
14. 3D FE Analysis of Monotonic Undrained Hollow Cylinder Torsional Shear Test considering Specimen Geometries 79
名古屋大学 XU Binbin、中井 健太郎、野田 利弘
15. 空気～水～土骨格連成有限変形解析を用いた不飽和土の非排気・非排水三軸試験のシミュレーション 87
名古屋大学 吉川 高広、野田 利弘

午後の部Ⅲ（15：20～16：20） 司会 名古屋大学 山田 正太郎

16. 2次元アクリル円板の一面せん断試験による粒状体のせん断機構に関する基礎的研究 ... 93
名城大学 中村 太意、板橋 一雄、小高 猛司
中央開発㈱ 岩田 賢
17. 動的繰返し等方荷重による地盤材料の異方性発達の実験検証 101
名古屋工業大学 西村 友宏、栗本 悠平、張 鋒
三重県 神部 智也
(独)海洋研究開発機構 阪口 秀、氏家 恒太郎、山本 由弦
18. 砂のせん断特性に及ぼす粒度組成の影響に関する実験的研究 105
名古屋工業大学 浅野 加南子、大橋 龍起、Md. Shahin Hossain、
中井 照夫
19. 双設トンネル及び大深度トンネル掘削時の地盤挙動 111
名古屋工業大学 黒井 翔、Md. Shahin Hossain、中井 照夫
西日本電信電話㈱ 岩田 敏和

| | |
|-----------------------------------|-------|
| 20. 各務原市鵜沼に築造された坊の塚古墳の設計について…………… | 119 |
| 各務原市歴史民俗資料館 | 西村 勝広 |
| エイトン | 可児 幸彦 |
| 奥田建設 | 奥田 昌男 |
| 昭和コンクリート工業 | 中根 洋治 |

午後の部Ⅳ（16：30～17：20） 司会 岐阜大学 森口 周二

| | |
|--|------------------|
| 21. 鉛直方向に埋設した吸引・圧入孔を用いた油汚染地盤の浄化…………… | 127 |
| 大同大学 | 寺田 暁彦、佐野 豊生 |
| | 清宮 崇寛、棚橋 秀行 |
| 22. 乱さない試料を用いた分子拡散に関する屈曲度、Knudsen 拡散係数と分散長の算出…………… | 131 |
| 名城大学 | 園田 剛大、日比 義彦 |
| 基礎地盤コンサルタンツ(株) | 小口 和明 |
| 23. 射撃場土壌へのアパタイト施用における含鉄資材の添加が鉛およびアンチモンの不溶化に与える影響…………… | 135 |
| 岐阜大学 | 小川 翔平、佐藤 健、加藤 雅彦 |
| 24. 新東名高速道路盛土建設における重金属含有土対策…………… | 139 |
| 中日本高速道路(株) | 山脇 慎 |
| 名古屋大学 | 中野 正樹 |
| 川崎地質(株) | 三嶋 信雄 |

午前の部 I
(9 : 35 ~ 10 : 35)

司会 檜尾 正也
(名古屋大学)

低拘束圧非排水繰返し载荷を受ける豊浦砂の力学挙動

Mechanical behavior of Toyoura sand subjected to undrained cyclic loading under low confining pressure

長田辰弥¹, 笹岡大路², 張鋒³

- 1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・社会工学専攻
- 2 株式会社トヨタマップマスター
- 3 名古屋工業大学・高度防災工学センター・cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

地盤の液状化挙動を評価する場合、厳密な構成式に基づいた数値解析によって行うことが徐々に主流となっており、そのための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と言える^{1,2,3)}。数値解析の精度を向上するためには、室内要素試験による土の挙動をまず把握しなければならない。現在では、液状化に関する様々な研究がされているが、地盤のごく浅い部分の液状化に伴う地盤変化の予測の精度はまだ十分とはいえない。本研究では、地表面付近にある拘束圧の低い砂質地盤に着目し、動的三軸試験機を用いて初期拘束圧 10kPa から 20kPa という低拘束圧環境下での豊浦砂の繰返し非排水せん断試験を行い、その力学挙動を検証した。その結果、通常拘束圧環境下 ($p \geq 50kPa$) で得られた砂の三軸試験結果とは異なる力学挙動を示すことが確認された。

キーワード：繰返し三軸試験, 低拘束圧, 砂質土

1. はじめに

液状化のメカニズムに関する実験的・解析的研究が多くなされているが、すべての問題が解決されているわけではない。砂の力学挙動は極めて複雑であり、様々な排水条件と载荷過程で室内試験による実験的研究がなされてきたが、多くのメカニズムが明らかになってきたにもかかわらず、まだ解明されていないものもある。本論文では、非排水繰返し三軸試験を低拘束圧環境下 ($p=10kPa, 20kPa$) で実施し、拘束圧、応力比の影響に着目し、砂の力学挙動を検証した。

現すために、高さ 10cm、直径 5cm の円柱の供試体を水中落下法で作成している。また、本試験は低拘束圧で行うため、実験結果に影響が出にくいラテックス製のメンブレンを使用している。

2. 室内動的三軸試験

2.1 試験概要

本研究では、繰返し荷重とその周期を制御することが可能な低拘束圧用動的三軸試験機を用いて非排水繰返しせん断を行った。周辺機器及び三軸室の概要を Fig.1, Photo1 に示す。本試験機は、横圧・背圧レギュレータを設置することで 1kPa ごとに空気圧をかけることができ、加えて横圧・背圧インジケータを取り付けることで 50kPa~0.05kPa の範囲で計測が可能になっている。試験に用いた試料は、Table1 に示すような物理特性を持つ豊浦砂を用いており、地中のごく浅い部分 (1~2m) を再

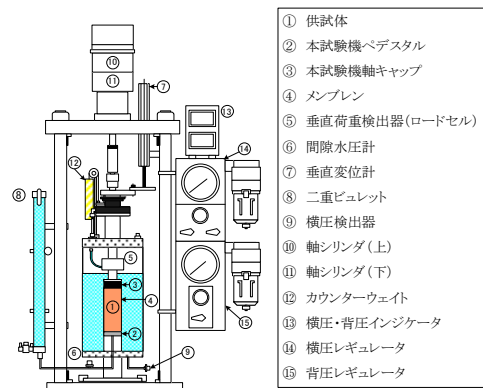


Fig.1 周辺機器及び三軸室の概要

Table1 豊浦砂の物理特性

| | | | |
|----------------------|-------|---------------------------|-------|
| 土粒子の比重 $G_s(g/cm^3)$ | 2.65 | 均等係数 | 1.37 |
| 最大粒径 (mm) | 0.425 | 最大密度 $\rho_{max}(g/cm^3)$ | 1.647 |
| 最小粒径 (mm) | 0.102 | 最小密度 $\rho_{min}(g/cm^3)$ | 1.347 |
| 60%粒径 (mm) | 0.281 | 最大間隙比 e_{max} | 0.975 |
| 30%粒径 (mm) | 0.241 | 最小間隙比 e_{min} | 0.613 |
| 10%粒径 (mm) | 0.206 | | |



Photo1 動的三軸試験機の概観

2.2 試験結果

本研究の検討項目としては、メンブレンの違いによる影響、応力比の違いによる影響、初期拘束圧の違いによる影響、通常拘束圧との比較について行い、これより低拘束圧環境下の砂の液状化特性について検討していく。

2.2.1 メンブレンの違いによる影響

まず、メンブレンの違いによる影響を検証する。通常拘束圧での試験で使われていた天然ゴム（氷嚢）を用いたメンブレンと、本試験で使用したラテックス製のメンブレンの詳細を **Table2** に示す。また、氷嚢を用いた試験結果を **Fig.2** に、ラテックス製のメンブレンを用いた試験を **Fig.3** に、それぞれの試験条件を **Table3** に示す。いずれも左図が有効応力経路、右図が応力-軸ひずみ関係を示す。ここでの応力比は、偏差応力 q を初期拘束圧 σ_{m0} の2倍で除した値である。また、DA=5%,DA=10%はそれぞれ両振幅ひずみが5%,10%に達するまでの繰返し回数を言う。 e は間隙比である。

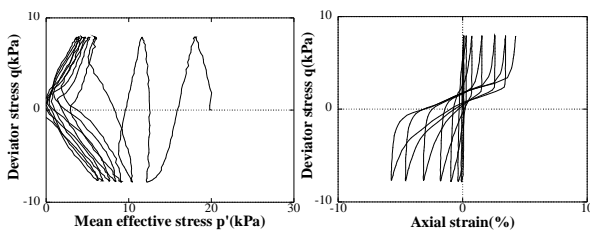


Fig.2 天然ゴム製のメンブレンを使った試験結果
(初期拘束圧=20kPa)

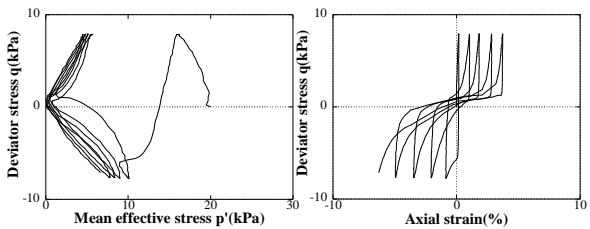


Fig.3 ラテックス製のメンブレンを使った試験結果
(初期拘束圧=20kPa)

Table.2 メンブレンの詳細

| | メンブレン | |
|------------|-----------|----------------------|
| | 天然ゴム (氷嚢) | ラテックス |
| 厚さ | 約 0.4mm | 約 0.15mm |
| 弾性係数 (GPa) | 0.03-0.08 | 1.5×10^{-3} |

Table3 Fig.2, Fig.3の試験結果

| | 天然ゴム(氷嚢) | ラテックス |
|------------|----------|-------|
| 応力比 | 0.2 | 0.2 |
| 初期拘束圧(kPa) | 20 | 20 |
| 載荷周波数(Hz) | 0.01 | 0.01 |
| 間隙比 e | 0.86 | 0.84 |
| DA=5% | 5.1 | 2.7 |
| DA=10% | 7.3 | 4.7 |

まず、両条件の DA=5%,DA=10%に注目すると、全体的に氷嚢を使った場合の方が大きい値を示していることがわかる。また、**Fig.2, Fig.3**の有効応力経路を見ると、氷嚢を用いた場合、サイクリックモビリティの挙動に入った際すぐに有効応力が0になることはなく、数回の繰返し載荷を経て原点へと到達することが見て取れる。一方、ラテックス製のメンブレンを用いた場合にはこのような現象が見られず、低拘束圧の試験において氷嚢の過剰な拘束力により実験の精度に影響を及ぼすことがわかった。

2.2.2 応力比の違いによる影響

繰返し載荷応力比の違いによる影響を検証する。初期拘束圧 20kPa 行った試験結果を **Fig.4** に、試験条件を **Table4** に示す。左図が有効応力経路、右図が応力-軸ひずみ関係を示す。

Fig.4の有効応力経路が示すように、間隙比が同様な緩い砂に異なる応力比のもとで繰返しせん断を行うと、いずれもサイクリックモビリティの挙動が見られるが、応力比が大きくなるにつれ、液状化に至るまでの繰返し載荷回数が少なくなる事が分かる。また、DA=5%,DA=10%の値に注目すると、全体的に応力比が大きくなるにつれて DA=5%,DA=10%の値が小さくなっていることが分かる。

加えて **Fig.5**に3ケースの結果を重ねたグラフを示す。まず、有効御応力経路を見ると、最初の圧縮側への載荷時の有効応力経路がほとんど同じところを通っていることがわかる。そして、応力比の増大にしたがい、その応力経路の延長上になるように有効応力が減少しているのが見て取れる。これより、この3ケースの再現性は高いと判断できる。また、応力-軸ひずみ関係を見ると、液状化発生後のひずみの進行が3ケースともほぼ同程度の増加率で進行しているのが分かる。これより、低拘束圧環境下での液状化後のひずみの進行速度は応力比によるものではなく、間隙比に依存するものではないかと考えられる。

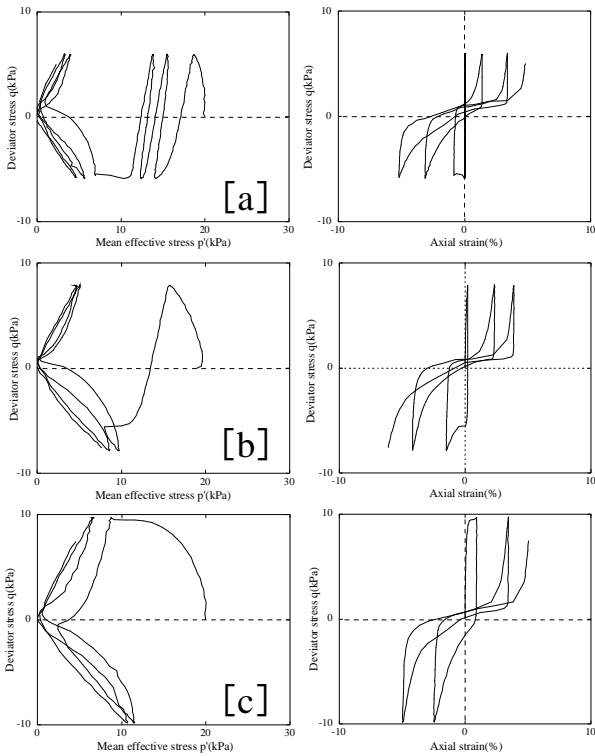


Fig.4 応力比の異なる試験結果 (初期拘束圧=20kPa)

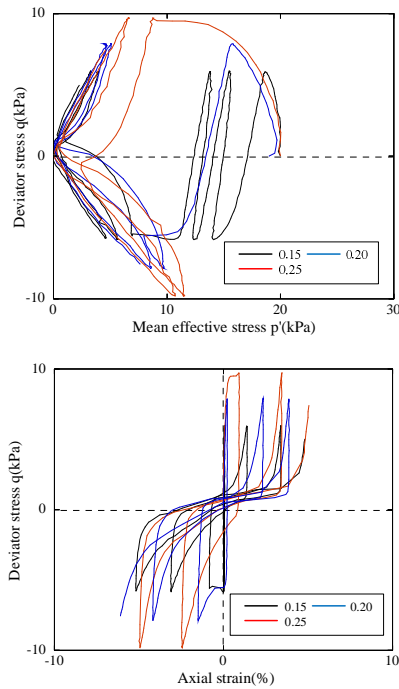


Fig.5 同一グラフにプロットした応力比の異なる試験結果 (初期拘束圧=20kPa)

Table4 Fig4の試験条件

| | [a] | [b] | [c] |
|------------|------|------|------|
| 応力比 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 初期拘束圧(kPa) | 20 | 20 | 20 |
| 載荷周波数(Hz) | 0.01 | 0.01 | 0.01 |
| 間隙比 e | 0.92 | 0.93 | 0.92 |
| DA=5% | 4.1 | 1.6 | 1.1 |
| DA=10% | 5.2 | 2.7 | 2.1 |

2.2.3 初期拘束圧の違いによる影響

次に、初期拘束圧の違いによる影響を検証する。初期拘束圧 10kPa で行った試験結果を Fig.6 に、試験条件を Table5 に示す。いずれも左図が有効応力経路、右図が応力-軸ひずみ関係を示す。

まず、DA=5%,DA=10%に注目すると、図 2 に示す 20kPa の結果と同様に全体的に応力比が大きくなるにつれて DA=5%,DA=10%の値が小さくなっている事が分かる。初期拘束圧 10kPa では、応力比 0.15 と 0.20 において DA=5%,DA=10%が同じ値をとってしまっているが、これは応力比 0.15 のケースのみ間隙比が少し小さい事が影響している可能性があるため、より間隙比の近いデータを取り検証する必要がある。また、有効応力経路に関しても、20kPa の結果と同様に応力比が大きいと液状化に至るまでの繰返し回数が少なくなる事が分かる。

初期拘束圧 10kPa と 20kPa の有効応力経路と応力-軸ひずみ関係を比較してみると、共に非常に似た形である事が分かる。液状化に至るまでの有効応力経路は応力比 0.15 では差が見られるものの、応力比 0.20, 0.25 ではほぼ同じであることが見て取れる。また、液状化後のひずみの進行も、初期拘束圧の大小にかかわらず、ほとんど変わらない事が分かる。このことから低拘束圧環境下では、初期拘束圧による影響はほとんど無いものだと考えられる。

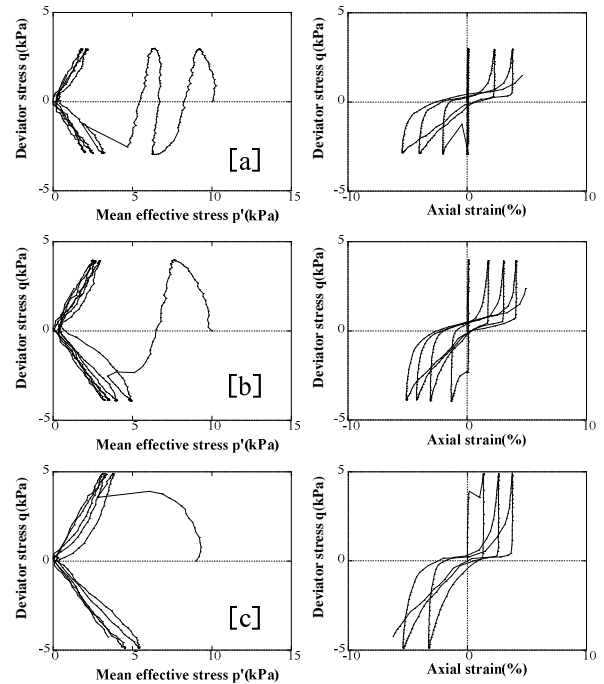


Fig.6 応力比の異なる試験結果 (初期拘束圧=10kPa)

Table5 Fig6の試験条件

| | [a] | [b] | [c] |
|------------|------|------|------|
| 応力比 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 初期拘束圧(kPa) | 10 | 10 | 10 |
| 載荷周波数(Hz) | 0.01 | 0.01 | 0.01 |
| 間隙比 e | 0.88 | 0.91 | 0.91 |
| DA=5% | 2.6 | 2.1 | 1.1 |
| DA=10% | 4.1 | 4.1 | 2.7 |

2.2.4 通常拘束圧との比較

次に、通常拘束圧で行った試験結果との違いを検証する。初期拘束圧 98kPa で行った試験結果を Fig.7 に、試験条件を Table6 に示す。いずれも左図が有効応力経路、右図が応力-軸ひずみ関係を示す。

まず、98kPa の結果について、表の DA=5%、DA=10% に注目すると、低拘束圧環境下の結果と同様、全体的に応力比が大きくなるにつれて DA=5%、DA=10% の値が小さくなっている事が分かる。また、有効応力経路に関しても、20kPa の結果と同様に応力比が大きいと液状化に至るまでの繰返し回数が少なくなる事が分かる。

次に、初期拘束圧 98kPa と 20kPa の有効応力経路を比べてみると、応力比 0.20、0.25 のケースは通常拘束圧では最初の圧縮側の載荷ではほとんど有効応力が減少せず、引張側載荷で大きく有効応力が減少するのに対し、低拘束圧では最初の圧縮側載荷で大きく有効応力が減少している事が分かる。また、応力比 0.15 のケースでは明らかに低拘束圧での試験の方が液状化に至るまでの繰返し載荷回数が少ないことが見て取れる。また、応力-軸ひずみ関係を見ると、応力比 0.15 での最終的なひずみの出方はほぼ同様なものに対し、応力比 0.20、0.25 の場合、通常拘束圧での試験結果では圧縮側にひずみはほとんど発生していない。これまで行なっていた通常拘束圧での試験結果から、繰返し三軸試験では引張側にひずみが発生しやすく、初期拘束圧が大きいほどその傾向が顕著になる事がわかっている。

このことから、低拘束圧での試験では応力比 0.20、0.25 の場合でも圧縮ひずみが出やすい傾向が見られることがわかった。これは、初束圧が小さい場合には圧縮側の載荷によるひずみが発生しやすくなるのが原因だと考えられる。

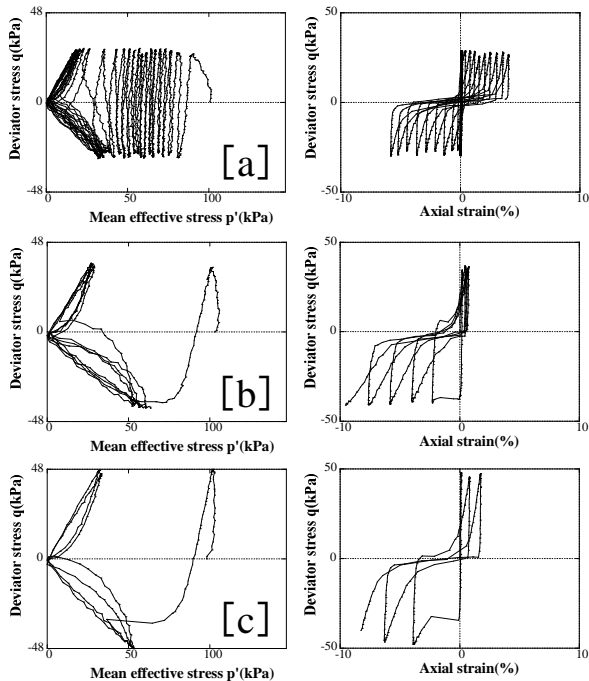


Fig.7 初期拘束圧98kPa での試験結果

Table6 Fig.7の試験条件

| | [a] | [b] | [c] |
|------------|------|------|------|
| 応力比 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 初期拘束圧(kPa) | 98 | 98 | 98 |
| 載荷周波数(Hz) | 0.01 | 0.01 | 0.01 |
| 間隙比 e | 0.93 | 0.93 | 0.91 |
| DA=5% | 19.5 | 2.5 | 1.6 |
| DA=10% | 23.5 | 4.7 | 2.7 |

以上より、極端に拘束圧の小さい低拘束圧での試験では通常拘束圧での試験と異なり、引張側と圧縮側でほぼ均等にひずみが発生する結果は妥当だといえる。

3. まとめ

本論文では、動的三軸試験機を用いて、低拘束圧環境下の砂の非排水繰返し載荷挙動について検証した。緩い砂を対象にして試験を行い、全体の傾向としてどの試験においても有効応力が減少した後、サイクリックモビリティ現象が起こることが確認された。また、低拘束圧での実験ではメンブレンの剛性が試験結果に大きな影響を与えることも確認できた。

低拘束圧環境下において、載荷応力比が大きいほど速く液状化に至る傾向が見られたが、液状化に至った後のひずみの増加率はほとんど変わらないケースがあることが確認された。

また、初期拘束圧が小さいと、応力比が小さい場合は液状化に至るまでの繰返し載荷回数が減少する傾向に見られるが、全体的に応力経路や、応力-軸ひずみ関係にはさほど影響がないことが確認された。

通常拘束圧と比較すると、通常拘束圧と比べて低拘束圧では圧縮側にも引張り側と同等のひずみが発生し、最初の圧縮側の載荷で大きく有効応力が減少するという違いが見られた。

今後は、さらに小さい初期拘束圧での試験結果との比較、加えて中密 (e=0.76) の供試体でも同様の試験を行い、緩い供試体での試験結果と比較し、低拘束圧環境下の液状化挙動の検討を図りたい。

また、実験結果は全て3回以上行っているが、再現性を取るのが難しいため、今一度の実験を試みたい。

参考文献

- 1) Ye, B. (2007): Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University
- 2) 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.
- 3) Zhang, F., Ye, B. and Ye, G. L. (2011) : Unified description of sand behavior, Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, Vol.5, No.2, 121-150.

中空ねじりせん断試験装置を用いた
砂の液状化に及ぼす初期異方性の影響に関する基礎的研究
Basic study on Influence of initial anisotropy on liquefaction of sand
using hollow cylindrical torsional shear test apparatus

岡田麻希¹, 山田正太郎¹, 野田利弘², 中野正樹¹

1 名古屋大学大学院・工学研究科・s-yamada@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・減災連携研究センター

概 要

初期異方性が砂の液状化挙動に及ぼす影響を検討するにあたり、主応力方向と中間主応力の大きさを自由に变化させて実験を行うことが可能な中空ねじりせん断試験装置を用いて実験を行った。実験を行うにあたり、はじめに供試体寸法が実験結果に与える影響について考察した。供試体寸法の影響を検討した結果より外径 10cm, 内径 6cm, 高さ 15cm の供試体を用いて、主応力方向の設定を系統的に変化させて繰返し非排水せん断を与えたところ、初期異方性を有する砂では、最大主応力方向と堆積面のなす角が小さいほど、ゆるい砂に似た挙動を示すことが分かった。

キーワード：液状化，初期異方性，主応力方向，砂，中空ねじりせん断試験装置

1. はじめに

近年、液状化挙動や再液状化挙動に対する異方性の重要性が認識されつつある。例えば、Yamada et al.¹⁾は、三軸試験装置を用いて液状化中には異方性が規則的かつ連続的な変化を生じていることを示すと共に、液状化終了時の異方性の状態が再液状化抵抗を大きく左右することを示した。このような実験結果に基づいて、液状化現象を合理的に記述しうる弾塑性構成式を開発するためには、より一般的な応力条件の下で、異方性の性質ならびに異方性が砂の液状化および再液状化挙動に与える影響について調べることが重要になってくる。そこで本研究では、主応力方向や中間主応力の大きさを任意に設定することが可能な中空ねじりせん断試験装置を用いて、初期異方性が砂の液状化挙動に及ぼす影響について調べた。

の供試体の 4 種類である。3.において供試体形状が実験結果に与える影響について調べ、最も妥当な供試体寸法を決定する。4.では 3.で最適と判断した寸法の供試体を用いて初期異方性が砂の液状化に与える影響について調べる。

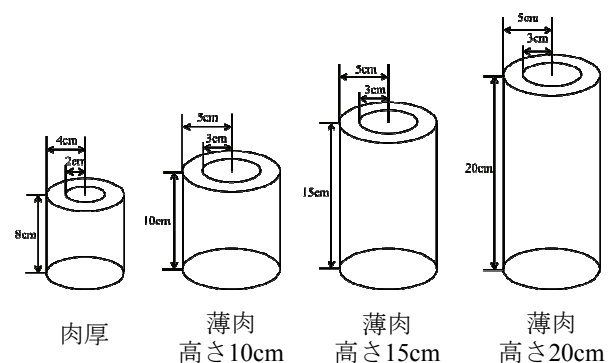


図1 供試体寸法概略図

2. 実験条件

2.1 実験で用いた試料と供試体

実験には豊浦砂(土粒子密度 $\rho_s=2.646\text{g/cm}^3$, 最大間隙比 $e_{\max}=0.985$, 最小間隙比 $e_{\min}=0.639$)を用いた。供試体は空中落下法を用いて作成した。用いた供試体の寸法は、図1に示すように、肉厚(外径 8cm, 内径 4cm, 高さ 8cm)なもの、薄肉(外径 10cm, 内径 6cm)で高さが 10cm, 15cm, 20cm

2.2 実験に用いた試験装置と制御方法

本研究で用いた中空ねじりせん断試験装置は、供試体上端面に作用するトルクを制御するトルク制御と、供試体上端面の回転角を制御する回転角制御が可能である。いずれもサーボ機構により制御が行われる。今回の実験では回転角制御を採用した。また、中空ねじりせん断試験装置では、

トルクないしは回転角に加え、内側圧、外側圧および鉛直荷重を制御することにより、主応力方向と中間主応力を任意に設定することができる。回転角制御を採用する本研究では、供試体上端面を一定の速度で回転させることにより発生するトルクに対し、以下の条件が満たされるように、内側圧、外側圧、鉛直荷重を電空変換器を用いて、PCにより自動制御した。

2.3 実験条件

本研究では、1)平均応力、2)主応力方向、3)中間主応力とその他の主応力の割合がせん断中に変化しないように、軸差応力振幅一定の繰返し非排水せん断を行った。平均応力は $p=196\text{kPa}$ とした。供試体の半径方向軸を中間主応力軸とし、残る二つの主応力軸を図2に示すいずれかの角度に設定した。また、純粋に主応力方向の影響だけを見るために、中間主応力は最大主応力と最小主応力のちょうど半分になるような条件 ($b = (\sigma_{\text{mid}} - \sigma_{\text{min}}) / (\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}) = 0.5$) でせん断を行った。

なお、上記の条件下では、最大主応力方向が繰返しせん断中に、等方応力状態を経て 90° 入れ替わる。例えば、図2(2)に示す条件では、供試体上端面を時計まわりにねじっているときには鉛直軸と最大主応力軸のなす角度が 30° となり、供試体上端面を反時計まわりにねじっているときには鉛直軸と最大主応力軸のなす角度が 60° となる。以下では鉛直軸と最大主応力軸のなす角を最大主応力角 α として表記する。

3. 供試体寸法が実験結果に与える影響

3.1 限界状態線の傾きと中間主応力の関係

限界状態線の傾きは中間主応力が最大主応力に近いほど大きく、最小主応力に近いほど小さくなると言われている(例えば、Matsuoka and Nakai²⁾)。本研究では、すべての試験において、中間主応力が常に最大主応力と最小主応力のちょうど半分の値となるような応力状態を設定している。このような応力状態では、限界状態線の傾きは主応力方向に依存せず、一定の値をとると考えられる。

3.2 限界状態線の傾きから見た供試体寸法の影響

図1に示した4種類の供試体寸法それぞれに対し、最大主応力角を 30° - 60° 、 75° - 15° 、 45° - 45° と設定した場合の実験結果を図3に示す(図中に示した角度は最大主応力角 α の値を表している)。ただし、ここでの実験結果は、1本の供試体に対して主応力方向を変えて3度試験を行った結果である(図3では、上から1回目、2回目、3回目の順で示している)。限界状態線の傾きを検証する上では、1本の供試体を用いて複数回実験を行っても影響はないと思われる。また、図3の結果では、(a)~(d)で液化化に至るまでの繰返し回数が大きく異なっている。これは、それぞれの実験で、相対密度およびB値が異なっているためである。これらの違いが限界状態線の傾きに何らかの影響を

与えていることも考えられる。しかし、相対密度をそろえ、B値を高めて行った実験結果においても限界状態線の傾きは、図3の結果と変わらなかったため、限界状態線の傾きを検討していく上では結論に影響を与えないと思われる。以上の2点を踏まえて、限界状態線の傾きに注目して図3を見ていく。

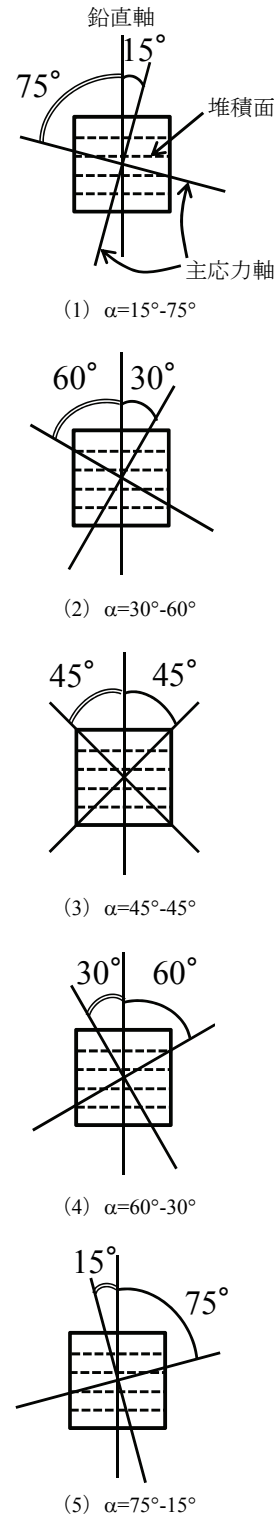


図2 主応力軸の方向

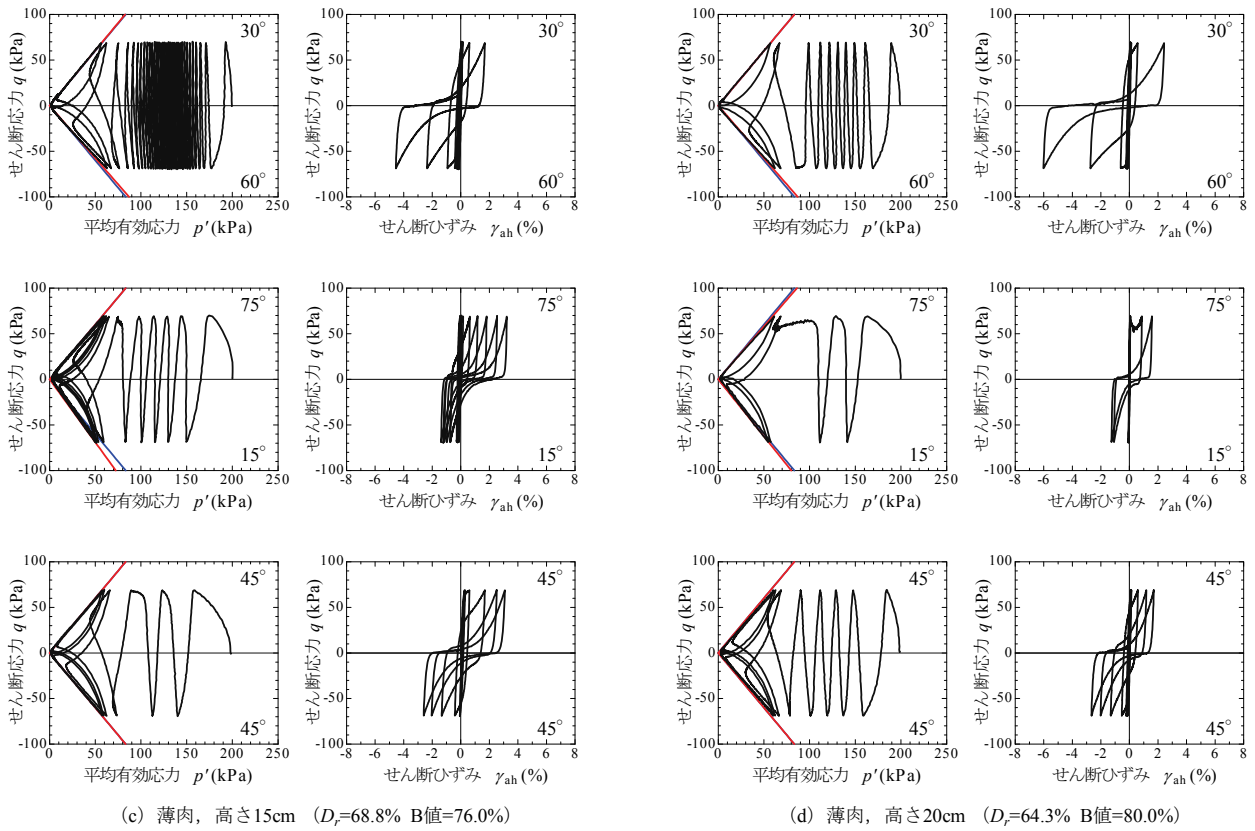
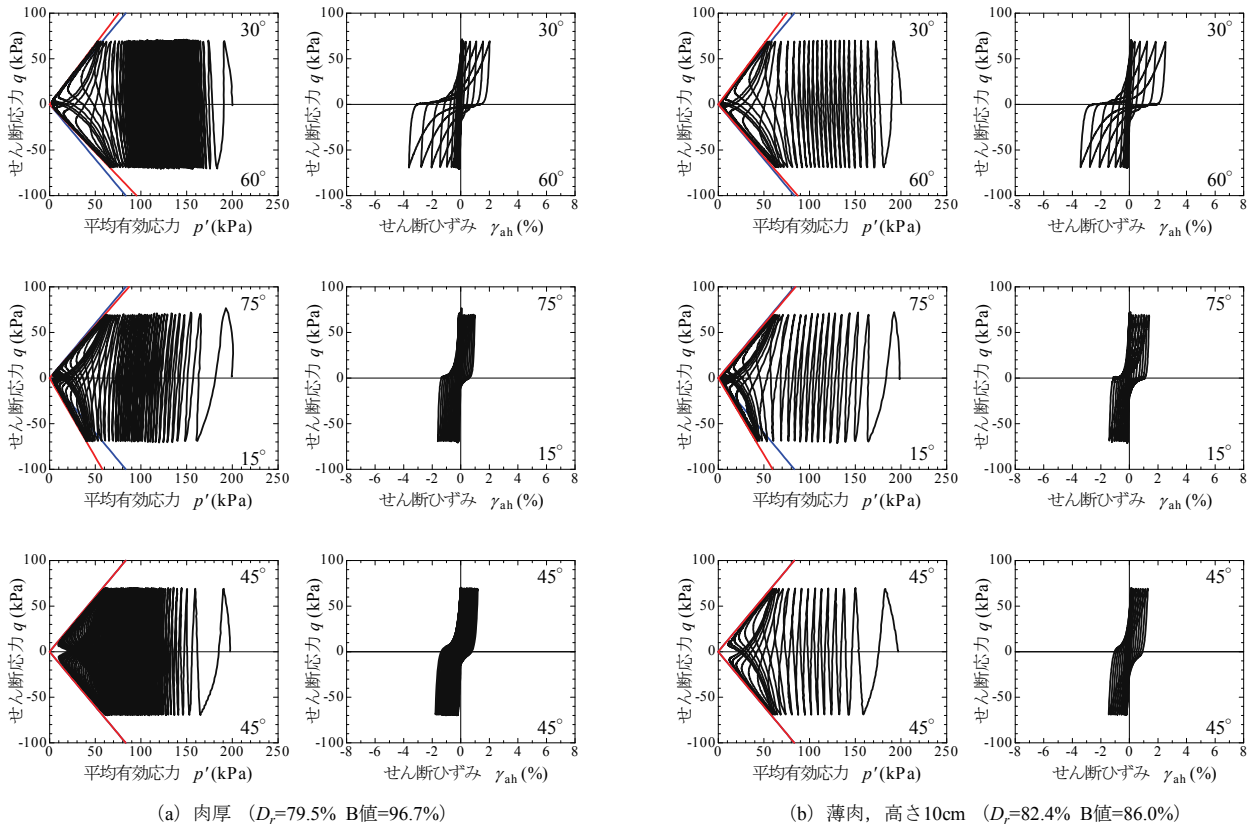


図3 供試体寸法を変化させた繰返し非排水せん断試験結果

はじめに、最大主応力角が45°の結果を見ると、限界状態線の傾きは供試体寸法によらず一定になっていることが分かる。それに対して、最大主応力角が15°、30°、60°、75°の場合では供試体寸法によって限界状態線の傾きが異なっている。図3では、最大主応力角45°の場合の限界状態線を青線で、それぞれの実験結果から得られた、45°以外の最大主応力角に対する限界状態線を赤線で示し、限界状態線の傾きの比較を行う。図3を見ると、供試体が肉厚の(a)の場合では、主応力方向によって限界状態線の傾きが大きく異なっていることが分かる。特に最大主応力角が15°の結果にその影響が顕著に現れている。3.1で述べたように、試験中、中間主応力が一定である本研究では、限界状態線の傾きは常に一定となると考えられるが、図3の実験結果では、最大主応力方向の違いに応じて限界状態線の傾きが異なっている。限界状態線の傾きが主応力方向によって異なってしまった原因としては、次の2点が考えられる。1) 供試体の半径方向に応力が分布する影響が顕著に現れている。2) 供試体の端面に摩擦が発生することにより供試体に余計な応力が発生している。このような影響を受けた場合、供試体内の応力状態がマスとして整理した応力状態と大きく異なっており、中間主応力が設定した状態になっていない影響が限界状態線の傾きに違いを与えてしまっていると考えられる。また、(a)~(d)の結果を比較すると、供試体の厚さを肉厚から薄肉に、また薄肉な供試体で高さを高くしていくことにより、限界状態線の傾きの違いが改善されていくことが分かる。そこで次に、主応力角と限界状態線の傾きの関係をまとめたものを図4に示し、供試体寸法が限界状態線の傾きに及ぼす影響について具体的に検証していく。

はじめに、供試体の厚さによる限界状態線への影響を検証する。厚さの影響を検証するにあたり、表1より、外径と高さの比が同じで、外径に対する内径の大きさが異なる、肉厚な供試体と薄肉で高さ10cmの供試体を用いた実験結果の比較を行う。

表1 供試体寸法の諸量

| | 外径:高さ | 内径/外径 |
|------------|-------|-------|
| 肉厚 | 1:1 | 0.5 |
| 薄肉, 高さ10cm | 1:1 | 0.6 |
| 薄肉, 高さ15cm | 1:1.5 | 0.6 |
| 薄肉, 高さ20cm | 1:2 | 0.6 |

赤線で示した肉厚の供試体と、緑線で示した薄肉で高さ10cmの供試体の結果を比較すると、最大主応力角が60°と75°の場合では、供試体の厚さを薄くしたことにより、限界状態線の傾きの違いが最大主応力角45°の結果に近づいていることが分かる。このような改善が見られた理由としては、供試体の厚さを薄くしたことにより、供試体内の半径方向の応力状態が不均質になるのを軽減できたためであると考えられる。次に、供試体の高さによる影響を検証する。高さによる影響を検証する際には、表1より外径

に対する内径の大きさが同じで、外径と高さの比が異なる、薄肉で高さが10cm、15cm、20cmの供試体を用いた実験結果の比較を行う。3つの供試体の結果を比較すると、高さが15cmと20cmの供試体を用いた場合、高さ10cmの供試体を用いた場合に見られる最大主応力方向による限界状態線の傾きの大きな違いが見られなくなっていることが分かる。これは、供試体の高さを高くすることにより、供試体端面の摩擦の影響を受けにくくなったため、改善が見られたと考えられる。限界状態線の傾きという観点では、薄肉で高さが20cmの供試体を用いて実験を行うことが妥当であると言える。なお、主応力角45°の結果では、供試体の厚さによる影響も高さによる影響も受けていない。その理由としては、次の2点が考えられる。1) 内側圧および外側圧の大きさが試験中常に同じであるため、半径方向に応力が分布しにくく、均質に近い応力状態となっている(ただし、水平面に働く円周方向のせん断応力 τ を除く)。2) 内側圧および外側圧が同じ大きさであるため、供試体が半径方向に膨らむ、また縮むといった変形が起こりづらく、端面における半径方向の摩擦が発生しにくくなっている。以上の2点より、主応力角が45°の場合では、供試体寸法によらず限界状態線の傾きが一定であったと考えられる。

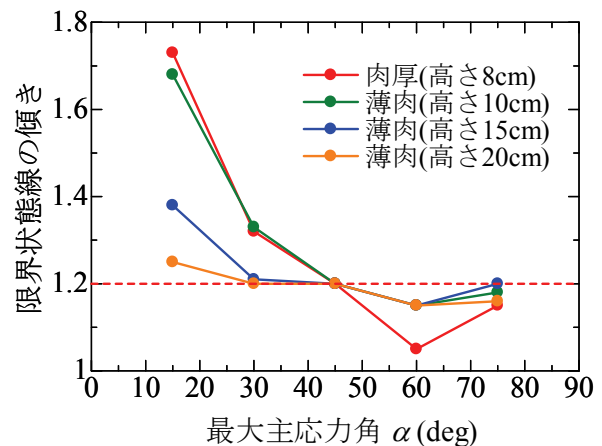


図4 主応力角と限界状態線の傾きの関係

3.3 実験中の供試体形状から見た供試体寸法の影響

3.2で限界状態線の傾きより供試体寸法の影響を検証した結果を考慮して、薄肉で高さ20cmの供試体を用いて実験を行った。実験結果を図5に、試験中の供試体の様子を写真1に示す。写真1は、図5の結果において、液状化中に剛性が回復せず、せん断ひずみが伸び続けているとき(図5、点(A))の供試体を撮影したものであるが、供試体上部の試料が下方に移動し、供試体形状が崩れていることが分かる。限界状態線の傾きという観点では、薄肉で高さ20cmの供試体を用いることが妥当だと思われた。しかし、供試体形状が崩れるという影響が生じたため、次に、薄肉で高さ15cmの供試体を用いて実験を行った。実験結果を図6に、試験中の供試体の様子を写真2に示す。写真

2は、図6において、せん断ひずみが10%程度生じているとき(図6, 点(B))の供試体を撮影したものである。写真を見ると、せん断ひずみが大きく生じているにも関わらず、供試体形状は維持されていることが分かる。高さ15cmの供試体は、3.2で限界状態線の傾きを検証した結果においても、高さ20cmの場合と大きな違いは見られなかった。そのため、実験中の供試体形状も考慮した場合、薄肉で高さ15cmの供試体を用いて実験を行うことが妥当であると思われる。

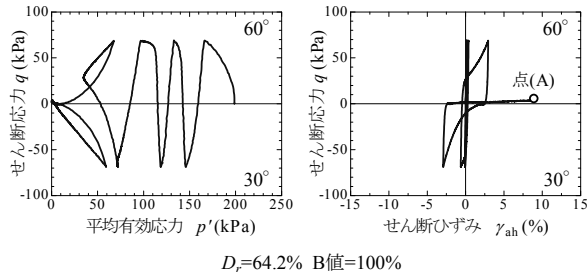


図5 繰返し非排水せん断試験結果(薄肉, 高さ20cm)

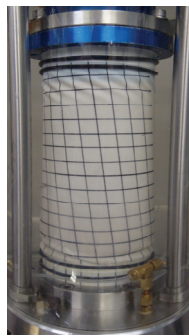


写真1 供試体の様子(薄肉, 高さ20cm)

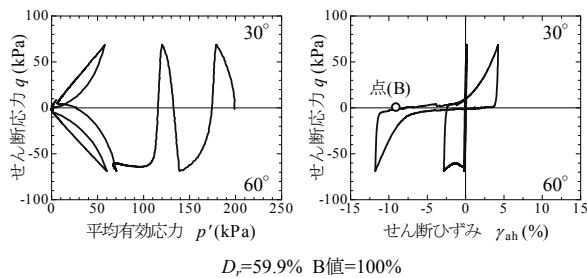


図6 繰返し非排水せん断試験結果(薄肉, 高さ15cm)

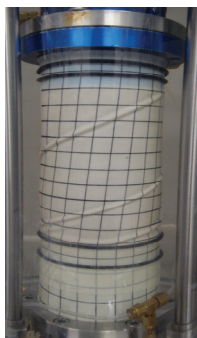


写真2 供試体の様子(薄肉, 高さ15cm)

4. 主応力方向が初期異方性を有する砂の液状化挙動に及ぼす影響

初期異方性を有する砂の液状化挙動に対して主応力方向が及ぼす影響を示すにあたり、はじめに、既往の研究を参照する。図7は中田ら³⁾が中空ねじりせん断試験装置を用いて行った、単調非排水せん断試験結果である(図中に示した角度は最大主応力角 α である)。最大主応力角が大きくなる、すなわち堆積面と平行に近い方向に最大主応力軸がある状態ほど、平均有効応力の低下が著しいことが分かる。図8は三軸試験装置を用いて相対密度の異なる供試体に対して行った単調非排水せん断試験結果である。図7と図8を比較してみると、最大主応力角が大きいつきに現れる、いったん原点に向かって軟化する挙動が、相対密度が低い場合(ゆるい砂)の挙動とよく似ていることが分かる。

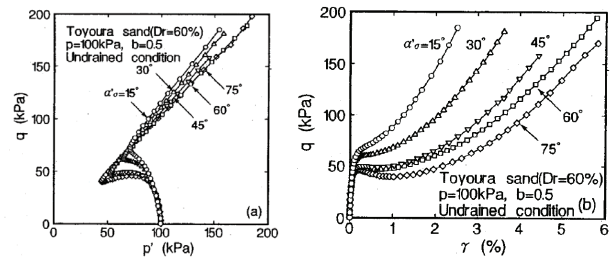


図7 単調非排水せん断挙動に与える主応力方向の影響(中空ねじりせん断試験, 中田ら³⁾)

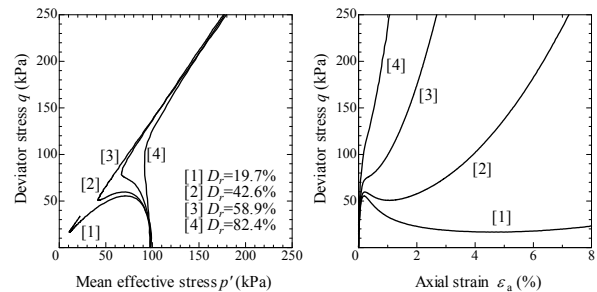


図8 密度の異なる砂の繰返し非排水せん断試験結果(三軸試験, Yamada et al.¹⁾)

次に、本研究で行った主応力方向の設定を変化させた繰返し非排水せん断試験の結果を図9に示し、既往の研究で得られているような挙動が砂の繰返し非排水せん断挙動にどのような影響を及ぼすのか示していく。実験には、3.2および3.3で供試体寸法が実験結果に与える影響を検証した結果より、薄肉で高さ15cmの供試体を用いた。図9の実験結果を見ると、(a) $\alpha=30^\circ-60^\circ$, (c) $\alpha=60^\circ-30^\circ$ のどちらの場合においても、最大主応力角が 30° の方向にせん断した時に比べ、 60° の方向にせん断した際に間隙水圧が発生しやすく、平均有効応力の低下が顕著に現れている。一方で、(b) $\alpha=45^\circ-45^\circ$ の場合では最大主応力角が常に 45° であるため、有効応力経路はせん断方向によらず、平均有効応

力軸を挟んで対称な挙動をしていることが分かる。以上より、繰返し非排水せん断時においても単調非排水せん断時と同様に最大主応力角が大きくなる、すなわち堆積面と平行に近い方向に最大主応力軸がある状態ほど、平均有効応力が大きく低下し、ゆるい砂に似た挙動を示すことが分かった。Yamada et al.¹⁾は、液状化中は異方性がめまぐるしく変化することを実験的に示している。一方、図9の(a)や(c)で見られる非対称な有効応力経路は、液状化するまでの繰返し非排水せん断過程においては、初期異方性が大きな変化を受けないことを示している。

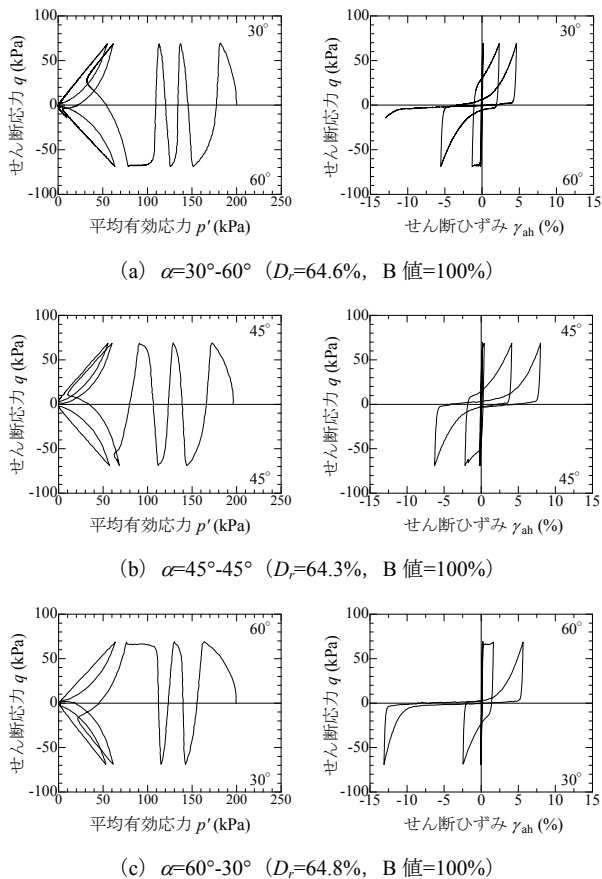


図9 主応力方向を変化させた繰返し非排水せん断試験結果

なお、繰返し非排水せん断試験では、一度等方応力状態を経て、最大主応力方向と最小主応力方向が入れ替わるため、(a) $\alpha=30^\circ-60^\circ$ と(c) $\alpha=60^\circ-30^\circ$ の実験は、せん断開始時

の最大主応力方向と最小主応力方向が反対であるのみで、実験中に供試体が受ける応力履歴は基本的に同じである。このような面から図9の実験結果を見ると、(a) $\alpha=30^\circ-60^\circ$ と(c) $\alpha=60^\circ-30^\circ$ の2つの結果が対称的な挙動をしていることで、供試体内が想定したような応力状態になっており、妥当な実験が行われていることを確認することもできた。

5. まとめ

本研究では、中空ねじりせん断試験装置を用いて主応力方向の設定を変化させて繰返し非排水せん断試験を行った。実験を行うにあたり、はじめに最も実験に適した供試体寸法を検討した。その結果、供試体の厚さを薄くすることにより供試体内の応力状態が半径方向に不均質になることを軽減でき、また、高さを高くすることにより端面摩擦の影響を受けにくくなるため、薄肉で高さの高い供試体を用いることが、供試体を理想的な応力状態に近づけるためには有効であることが分かった。しかし、供試体の高さが高い場合、実験中に供試体形状が崩れることがあるため、その点も考慮すると、今回用いた供試体の中では外径10cm、内径6cm、高さ15cmの供試体を用いて実験を行うことが妥当であると考えられる。また、主応力方向を変化させ繰返し非排水せん断試験を行った結果、単調非排水せん断時と同様に、最大主応力角が大きくなる、すなわち堆積面と平行に近い方向に最大主応力軸がある状態ほど、平均有効応力が低下しやすく、ゆるい砂に似た挙動が現れることが分かった。なお、この結果より液状化するまでの繰返し非排水せん断過程では、初期異方性が大きな変化を受けないことが分かった。

参考文献

- 1) Yamada, S., Takamori, T. and Sato, K.: Effects on liquefaction resistance produced by changes in anisotropy during liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol. 50, No. 1, pp. 9-25, 2010.
- 2) Matsuoka, H. and Nakai, T.: Relationship among Tresca, Mises, Mohr-Coulomb and Matsuoka-Nakai failure criteria, Vol. 25, No. 4, pp. 123-128, 1985.
- 3) 中田幸男, 安福規之, 村田秀一, 兵動正幸, 永島剛圭: 主応力方向固定条件下における異方性砂の非排水・排水せん断挙動, *土木学会論文集*, No. 511/III-30, pp.209-220, 1955. 著作権

固有振動数・固有振動モードに着目した土構造物・地盤系の地震応答解析
 Seismic response analysis of soil structure – ground system
 focusing on eigen frequencies and eigen vibration modes

清水亮太¹，野田利弘²，山田正太郎¹，浅岡 顕³

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科・s-yamada@civil.nagoya-u.ac.jp
 2 名古屋大学・減災連携研究センター
 3 公益財団法人地震予知総合研究振興会

概 要

土構造物・地盤系の初期値・境界値問題に対して固有振動解析を行った上で、地震応答解析を水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA** によって行った。具体的には、まず、系全体の初期の固有振動数および固有モードを算定し、①地盤が大きく変状するモードと②土構造物が大きく変状するモードを抽出した。次に、それぞれのモードが励起されるように、各モードに対応する固有振動数付近に卓越振動数を有する2種類の地震波を用いて地震応答解析を行った。その結果、①に着目した地震波では地盤から土構造物へ進行する遅れ破壊挙動が、②に着目した地震波では土構造物から地盤へ進行する遅れ破壊挙動が現れることを示した。

キーワード：土構造物・地盤系，固有振動解析，地震応答解析，水～土骨格連成解析，遅れ破壊

1. はじめに

本論文では、水～土骨格二相系の土構造物・地盤系を対象にした初期値・境界値問題に対し、固有振動数および固有振動モードを求める手法を示す。また、地盤とその上部に構築された盛土を対象に土構造物・地盤系全体の地震直前の固有振動数および固有振動モードを算出し、地盤と土構造物がそれぞれ大きく変形するモードを抽出する。さらに、各モードに対応する固有振動数付近に卓越振動数を有する2種類の地震波を入力波として、水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA**¹⁾ により地震応答解析を行い、卓越する固有振動モードの違いが、土構造物・地盤系の変形破壊挙動に大きく影響を与えることを示す。

2. 有限要素離散化された速度型運動方程式と水～土骨格連成式の固有値問題としての定式化

弾塑性体のような速度型構成式で表される物体の動的境界値問題では、速度型運動方程式を解く必要がある。そこで、速度型運動方程式を弱形式化した上で、土骨格の構成式として有効応力を用いて記述した弾塑性構成式を適用すると共に、有限要素離散化を行う。また、水～土骨格連成式については、飽和土の連続式および平均的な間隙水の流速式に基づいて、各要素の中心に間隙水圧 u を代表させる Christian 流²⁾または田村流³⁾の物理モデルを拡張して

用いる。さらに、有限要素法の数値場場に線形制約条件が課せられる場合を考慮すると、最終的に解くべき連立常微分方程式は次式のように表される¹⁾。

$$\begin{cases} [\mathbf{M}]\{\dot{\mathbf{v}}\} + [\mathbf{C}^*]\{\dot{\mathbf{v}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{v}\} - [\mathbf{L}]^T\{\dot{\mathbf{u}}\} - [\mathbf{C}]^T\{\dot{\mathbf{u}}\} = \{\dot{\mathbf{f}}\} \\ [\mathbf{L}']\{\dot{\mathbf{v}}\} - [\mathbf{L}]\{\mathbf{v}\} + [\mathbf{H}]\{\mathbf{u}\} + [\mathbf{G}]\{\dot{\mathbf{u}}\} = \{\mathbf{f}_u\} \\ -[\mathbf{C}]\{\mathbf{v}\} = \{\mathbf{0}\} \end{cases} \quad (1)$$

ここに、 $[\mathbf{M}]$ は質量マトリックス、 $[\mathbf{K}]$ は接線剛性マトリックス、 $[\mathbf{L}]$ は土骨格の変位速度を土骨格の体積変化に変換するマトリックス、 $\{\mathbf{v}\}$ は節点の変位速度ベクトル、 $\{\dot{\mathbf{u}}\}$ は要素中心における土骨格から見た間隙水圧速度、 $[\mathbf{L}']$ は $[\mathbf{L}]$ を変形して作られる水～土骨格連成式の加速度項に関するマトリックス、 $[\mathbf{H}]$ は透水係数マトリックス、 $[\mathbf{G}]$ は間隙率と水の圧縮率で与えられるマトリックスである。また、 $[\mathbf{C}^*]$ は粘性境界を導入したことによって生じる減衰マトリックスであり、非比例減衰である。 $[\mathbf{C}]$ は節点の運動に課される線形制約条件を表すマトリックス、 $\{\dot{\mathbf{u}}\}$ はLagrangeの未定乗数であり、 $-[\mathbf{C}]^T\{\dot{\mathbf{u}}\}$ は節点に加わる束縛力としての物理的意味を持つ。

ここで、Fossの方法⁴⁾に倣って、

$$\{\dot{\mathbf{v}}\} = \{\mathbf{w}\} \quad (2)$$

とおくと、式(1)の斉次方程式は、

$$\begin{cases} [M]\{\dot{w}\} + [C^*]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} - [L]^T\{\dot{u}\} - [C]^T\{\dot{u}\} = \{0\} \\ [M]\{\dot{w}\} - [M]\{\dot{v}\} = \{0\} \\ [L]\{\dot{v}\} - [L]\{v\} + [H]\{\dot{u}\} + [G]\{\dot{u}\} = \{0\} \\ -[C]\{v\} = \{0\} \end{cases} \quad (3)$$

と書き換えることができる。式(3)の連立常微分方程式をまとめてマトリックス表示すれば、

$$[A]\{\dot{x}\} = [B]\{x\} \quad (4)$$

となる。ここに、

$$\begin{cases} \{x\} = \begin{Bmatrix} \{v\} \\ \{w\} \\ \{u\} \\ \{\dot{u}\} \end{Bmatrix}, [A] = \begin{bmatrix} [C^*] & [M] & -[L]^T & [O] \\ [M] & [O] & [O] & [O] \\ [L] & [O] & [G] & [O] \\ [O] & [O] & [O] & [O] \end{bmatrix} \\ [B] = \begin{bmatrix} [K] & [O] & [O] & -[C]^T \\ [O] & -[M] & [O] & [O] \\ -[L] & [O] & [H] & [O] \\ -[C] & [O] & [O] & [O] \end{bmatrix} \end{cases} \quad (5)$$

である。

ここで、 $\{v\} = \{v_0\}e^{2t}$ および $\{u\} = \{u_0\}e^{2t}$ 、 $\{\dot{u}\} = \{\dot{u}_0\}e^{2t}$ と表されると仮定すると、

$$\{x\} = \{x_0\}e^{2t} \quad (6)$$

が得られる。ここに、

$$\{x_0\} = \left\{ \{x_0\}^T, \{w_0\}^T, \{u_0\}^T, \{\dot{u}_0\}^T \right\}^T \quad (7)$$

である。式(6)のように表される $\{x\}$ が存在するのであれば、

次式で表される一般固有値問題に帰着する。

$$\lambda[A]\{x_0\} = [B]\{x_0\} \quad (8)$$

3. 解析条件

計算は二次元平面ひずみ条件で行った。水平地盤上に盛土を施工した場合を考える。計算に用いた有限要素メッシュと境界条件を図1に示す。地盤の境界条件として地盤下端の水平方向に粘性境界($\rho=2.0\text{g/cm}^3, V_s=1000\text{m/s}$)、鉛直方向に速度境界(固定条件)を与え、側方には周期境界を与えた。また、地盤の側面と底面は非排水境界とした。盛土は飽和状態とし、水～土骨格二相系の弾塑性有限要素を図1に示す位置に段階的に追加し、圧密が終了するまで計算を行った。地盤下部の砂層には珪砂6号の材料定数を、地盤上部の粘土層にはトクレーの材料定数をそれぞれ使い、盛土材には珪砂7号とトクレーを混ぜた中間土の材料定数を用いた⁵⁾。以上の条件より、圧密放置後の土構造物・地盤系に対し、固有振動解析と地震応答解析を行った。

4. 土構造物・地盤系の初期の固有振動数と固有振動モード

計算によって得られた初期(圧密放置後)の固有振動モードのうち、地盤が大きく変形するモード(MODE 1)と盛土が大きく変形するモード(MODE 2)を図2に示す。なお、本論文では固有振動モードが複素固有ベクトルの実部と虚部の線形結合で表されるが、ここでは、複素固有ベクトルの虚部で表されるモードのみを示している。

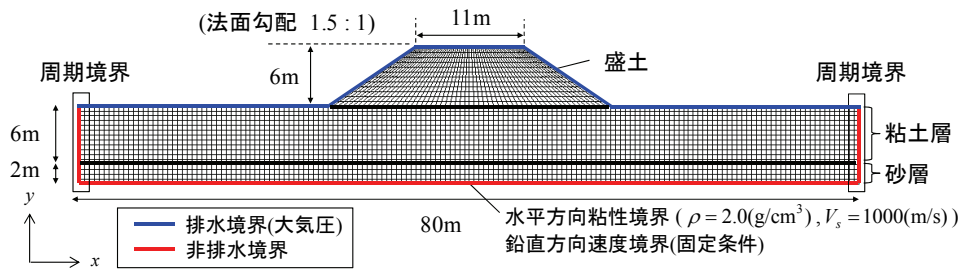


図1 有限要素メッシュおよび境界条件

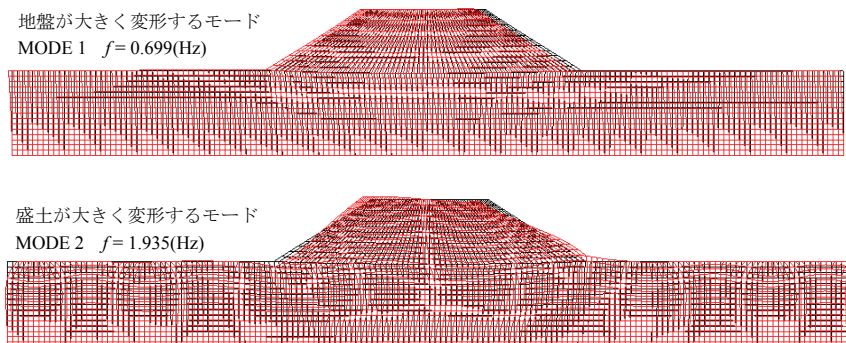
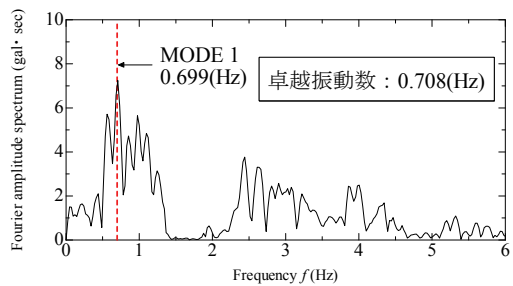
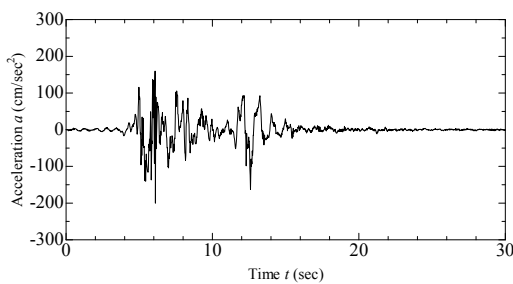


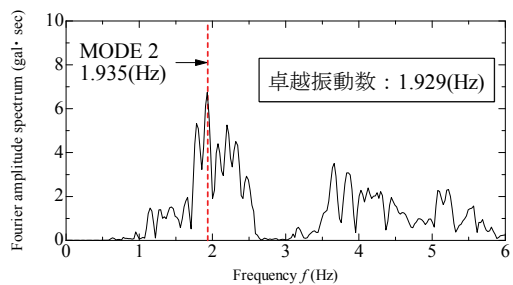
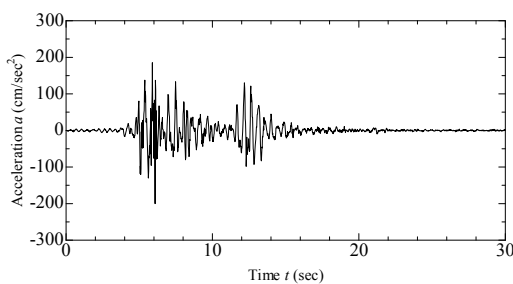
図2 固有振動数および固有振動モード(虚部)

5. 土構造物を有する地盤の地震応答解析

計算は前章で用いた圧密放置後の土構造物・地盤系を対象とした。入力地震波は系全体の固有振動数付近に卓越振動数を有し、最大加速度が200galとなるように作成した。入力地震波の加速度履歴およびフーリエ振幅スペクトルを図3に示す。WAVE 1はMODE 1に対応する固有振動数に卓越振動数を合わせた地震波であり、WAVE 2はMODE 2に対応する固有振動数に卓越振動数を合わせた地震波である。以上より、地盤底面の全節点の水平方向に課せられた粘性境界に、図3に示す地震動を入力し、地震後は地盤変形が収まるまでそのまま圧密放置した。なお、以下では、WAVE 1を入力した場合をCASE 1、WAVE 2を入力した場合をCASE 2とする。



(a) WAVE 1



(b) WAVE 2

図3 地震波の加速度波形とフーリエ振幅スペクトル

図4に地震中から地震後にかけてのせん断ひずみ分布の推移を示す。CASE 1、CASE 2ともに地震後に遅れ破壊を生じている様子が見て取れる。せん断ひずみの進展過程に着目すると、CASE 1では、地震中に砂層上端から地盤中央へとせん断ひずみが進展していることが分かる。その後、時間の経過とともに地盤から盛土へとひずみが進展し、遅れ破壊を生じている。一方、CASE 2では、地震中に砂層上端にひずみが集中するものの、盛土、地盤ともに大きな変形は生じていない。しかし、時間が経過するにつれて、まず盛土に滑り面が発生し、その後地盤内へ滑り線が進展していることが分かる。つまり、地震波が有する卓越振動数の違いによって、遅れ破壊過程に大きな違いが見られることが分かった。

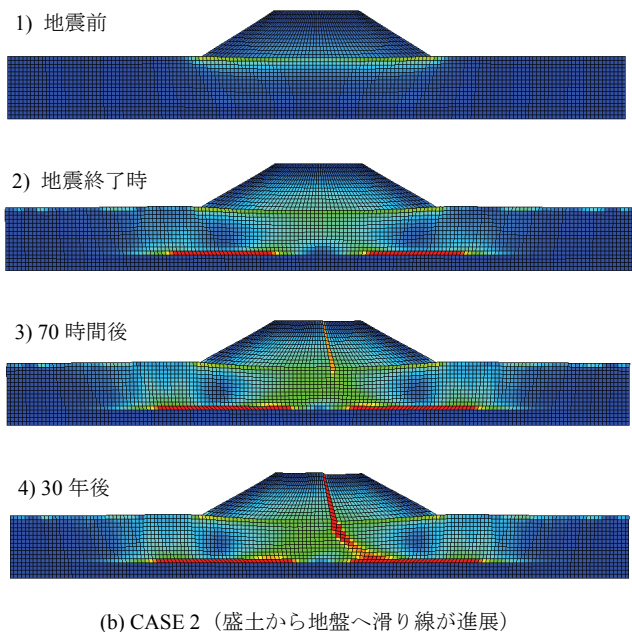
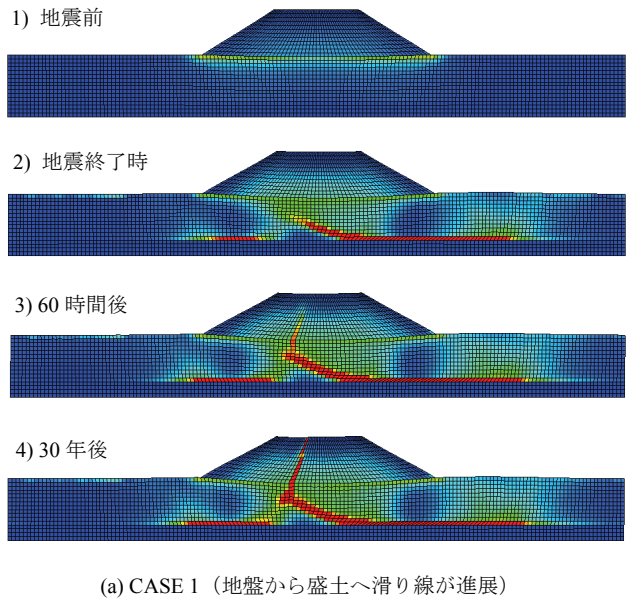


図4 せん断ひずみ分布

このような違いが生じた原因を調べるため、まずは地震中における各 CASE の振動特性にどのような違いが現れているか調べる。地盤中央の層境における応答加速度のフーリエ振幅スペクトルを図 5 に示す。地震波が基盤から盛土へ伝わる過程において、CASE 1 では、粘土層上端で WAVE 1 の卓越振動数付近の振動数成分が大きく増幅していることが分かり、粘土層が大きく変形する MODE 1(図 2 上)に対し、共振していると考えられる。また、CASE 2 では、天端において WAVE 2 の卓越振動数付近の振動数が大きく増幅していることから、盛土が大きく変形する MODE 2(図 2 下)に対し、共振していると考えられる。

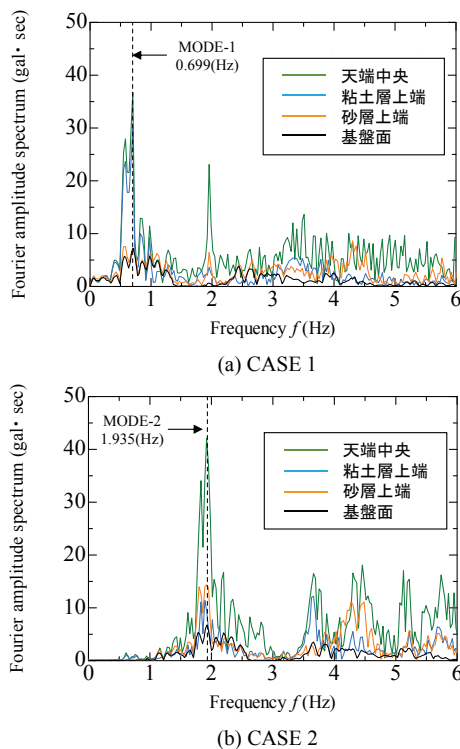


図 5 応答加速度のフーリエ振幅スペクトル

次に、今回の解析で発生した遅れ破壊のメカニズムを調べる。まず、地震終了時の過剰間隙水圧分布図を図 6 に示す。両者はともに地盤上部および盛土内部で負の過剰間隙水圧が発生し、地盤中央部から下部にかけて正の過剰間隙水圧が生じていることが見て取れる。地盤上部および盛土は地震前に過圧密状態にあるために、地震中に非排水せん断を受けると塑性膨張を伴う硬化を示し、負の過剰間隙水圧が発生する。一方、地盤下部は地震前に正規圧密状態に近い状態にあるために、地震中に非排水せん断を受けると塑性圧縮を伴う硬化を示し、正の過剰間隙水圧が発生する。これらの挙動は実際に土要素の挙動を調べることで確認できる。地震後は、間隙水圧が定常状態に向かう過程において、負の過剰間隙水圧を生じていた土要素が周辺の土要素から水を受け取るために、吸水軟化を生じ、遅れ破壊に至る。このような遅れ破壊のメカニズムは CASE 1, CASE 2 に共通しているが、CASE 1 と CASE 2 では、卓越して現れる固有振動モードが異なるために、遅れ破壊の進行過程

には図 4 に示すような大きな違いが生じる。CASE 1 では地震中に MODE 1(図 2 上)に対して共振するため、先に地盤内にせん断ひずみが集中して発生し、地震後、吸水軟化によって地盤上部から盛土へ徐々にせん断帯が形成される。一方、CASE 2 では、地震中に MODE 2(図 2 下)に対して共振するため、盛土は大きく揺れるが、地盤はあまり揺れない。このため、地震後、吸水軟化によって地盤より先に盛土に滑り面が発生し、荷重の均衡が崩れることで、盛土直下の地盤内要素がせん断され、地盤内にもせん断帯が形成される。

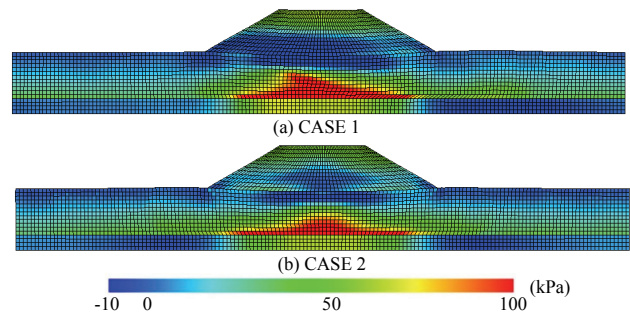


図 6 地震終了時の過剰間隙水圧分布

6. 結論

本論文では、地盤の初期値・境界値問題に対して、固有振動数および固有振動モードを計算する手法について示した。また、土構造物・地盤系に対して地震応答解析を行った結果、地震動の卓越振動数が異なれば、異なる固有振動モードが卓越して現れ、地震中、地震後の破壊を含む地盤変形の進行はその固有振動モードの影響を強く受けることを示した。有限変形の弾塑性体を対象とした初期値・境界値問題では、幾何学的および材料的非線形性を有するため、固有振動数は時々刻々変化するが、例え初期に限ったとしても固有振動数および固有モードを把握しておくことが有効であるといえる。なお、本論文では、固有振動数付近に卓越振動数を有する地震波のみを入力したが、同程度の規模の地震波で、卓越振動数が固有振動数と一致しないような場合では、地震中に大きな変形は生じず、地震後も遅れ破壊を生じないことを確認している。

参考文献

- 1) 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. 45, No. 6, pp. 771-790, 2008.
- 2) Christian, J. T.: Undrained stress distribution by numerical method, Proc. ASCE, Vol. 94, pp. 1331-1345, 1968.
- 3) 赤井浩一, 田村武: 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集, 第 269 号, pp. 95-104, 1978.
- 4) Foss, K. A. : Coordinates which Uncouple the Equations of Motion of Damped Linear Dynamic Systems, Journal of Applied Mechanics, ASME, Vol.32, No.3, pp.361-364, 1958.
- 5) Noda, T. Nakai, K. and Asaoka, A.: Delayed failure of a clay foundation-embankment system after the occurrence of an earthquake, Theoretical and applied mechanics JAPAN, Vol. 57, pp. 41-47, 2008.

震度の小さい余震による再液状化のメカニズムと 3DFEM 解析による解釈 Explanation of re-liquefaction due to a small aftershock using numerical 3D FEM analysis

森河由紀弘¹，包小華²，張鋒³，平朝彦⁴，阪口秀⁵

1 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻・yukihiro113@yahoo.co.jp

2 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻

3 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻

4 海洋研究開発機構

5 海洋研究開発機構

概 要

東北地方太平洋沖地震では地盤の液状化は広範囲で発生しているが、今回の被害を十分に理解するには、地震動の長い継続時間と短期間に起きた数度の余震の影響は見逃すことができないと考えられる。今後発生することが予想されている連動型地震に適切に対応するためにも、地盤の再液状化を含めた地震時地盤の複雑な力学挙動を論理的解明しなければならない。本研究では、3次元水・土連成動的有限要素解析手法を用い、本震・余震による地盤の液状化だけでなく、地震後の圧密沈下挙動も考慮する厳密な数値解析を行った。繰返し長時間地震動による動的挙動と液状化後の過剰間隙水圧消散と再液状化時のメカニズムの解明を試みた。

キーワード：液状化，圧密，異方性，複数地震動

1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分 18 秒に太平洋三陸沖を震源とするマグニチュード 9.0、死者・行方不明者は 1 万 9 千人にもなる国内観測史上最大である東北地方太平洋沖地震が発生した。この大震災の特徴として、「地震動の長継続時間性」、「津波による浸食・洗掘」、「短期間における複数回にわたる地震動」等が挙げられる。その被害は今までの代表的な震災である「地震動による建物の倒壊」や「液状化による構造物の損傷」のみならず、巨大津波による被害も甚大であった。本稿では被害の中でも、特に余震時における再液状化に着目した。今回の液状化被害は観測史上最大規模のものであり、これは非常に大きな本震により地盤全体が健全度を失い、その状態で本震よりも比較的小さい余震を複数回受けることによる異方性の発達や過剰間隙水圧の再上昇などに起因すると考えられる。そこで本稿では余震も含めた複数回の地震動による弾塑性動的有限要素解析を行うことにより、液状化やその後の圧密沈下等についての影響を考察した。

2. 液状化による被害状況

「浦安市液状化対策技術検討調査委員会 第二回委員会」で報告された千葉県浦安市における液状化、及び再液状化

による被害状況を写真 1 に示す。当該地区は昭和 39 年～昭和 50 年に造成された第 1 期埋立地であり、以前より液状化の危険性は危惧されていたが、今回の大震災において短期間に複数回の余震が起きることにより、再液状化や過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の不安定化が複数回引き起こされたと考えられ、歩道は自転車での走行が困難なほど激しくうねり（最大高低差は 60cm 程度）、信号柱や情報板等は激しく歩道側へ傾斜していた。この写真を見てもわかるように、余震を含め複数回発生した地震動により、地盤が再液状化すると被害が拡大することが分かる。



(a) 本震直後

(b) 余震直後

写真 1 液状化による被害状況（千葉県浦安市 HP より）

3. 解析モデル

3.1 定式化

解析は回転硬化型弾塑性構成式Cyclic mobility model¹⁾による土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES」²⁾を用いる。Cyclic mobility modelは土の力学挙動に大きな影響を与える土の密度や過圧密比，自然堆積過程に形成された構造，および各種応力履歴を受けることで発生した土の応力誘導異方性を一つのモデルでパラメータを変えることなく表現することを目的に開発された構成式である。

Zhang et al.(2007)は下負荷面の概念(Hashiguchi and Ueno, 1977)³⁾及び，上負荷面の概念(Asaoka et al., 1998)⁴⁾に基づき，図1に示す新たな降伏曲面を提案した。このモデルの特徴の一つは限界状態線(C.S.L)の勾配が異方性の発展によらず一定となり，楕円形の降伏曲面の扁平率が一定ではなく，サイクリックモビリティを示すような状態では異方性の大きさに依存して楕円の扁平率が変化する。すなわち応力誘導異方性が大きくなるほど，楕円の扁平率が大きくなることを特徴とする。

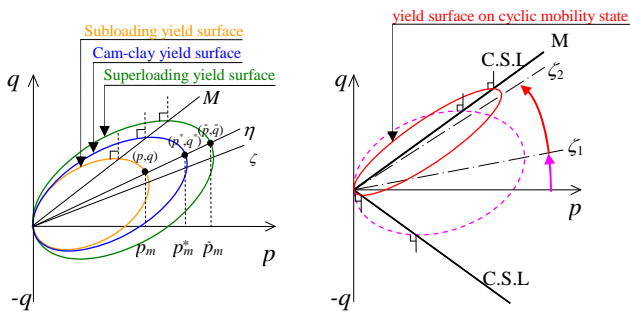


図1 Cyclic mobility modelの降伏曲面

一般応力状態での下負荷面は次式のようなになる。

$$f = \ln \frac{p}{p_0^*} + \ln \frac{M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}}{M^2 - \zeta^2} + \ln R^* - \ln R - \frac{\varepsilon_v^p}{C_p} = 0 \quad (1)$$

ここで，

$$p = \frac{1}{3} \sigma_{ii} \quad (2)$$

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \hat{\eta}_{ij} \hat{\eta}_{ij}}, \quad \hat{\eta}_{ij} = \eta_{ij} - \beta_{ij}, \quad \eta_{ij} = \frac{S_{ij}}{p} = \frac{\sigma_{ij} - p \cdot \delta_{ij}}{p} \quad (3)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{3}{2} \eta_{ij} \eta_{ij}}, \quad \zeta = \sqrt{\frac{3}{2} \beta_{ij} \beta_{ij}}, \quad C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \quad (4)$$

$$\begin{cases} p = R\bar{p} \\ q = R\bar{q} \end{cases}, \quad 0 < R \leq 1, \quad R = \frac{1}{\text{OCR}} \quad (5)$$

$$\begin{cases} p^* = R^* \bar{p} \\ q^* = R^* \bar{q} \end{cases}, \quad 0 < R^* \leq 1 \quad (6)$$

であり， (p, q) ， (p^*, q^*) ， (\bar{p}, \bar{q}) はSubloading yield surface, Cam-clay yield surface, Superloading yield surface 上での平均主応力と軸差応力， p_0^* は初期基準状態での p_m^* (図1)， S_{ij} は偏差応力テンソル， β_{ij} は異方性応力テンソルである。ここで，式(1)より適合条件式は以下のようなになる。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}} d\beta_{ij} + \frac{1}{R^*} dR^* - \frac{1}{R} dR - \frac{1}{C_p} d\varepsilon_v^p = 0 \quad (8)$$

3.2 応力誘導の異方性応力テンソルの発展則

応力誘導異方性は過去の応力履歴に依存し，特に砂のような粒状体において，粒子の配列が土の挙動，特にせん断強度だけではなく，ダイレタンシーにも多大な影響を与える。砂がサイクリックモビリティの挙動を示すと，非排水せん断過程において，せん断方向が変わると，砂の体積変化特性が急激にせん断膨張から圧縮，あるいは圧縮から膨張に転じることによって，間隙水圧が急激に変化し(非排水の場合は体積変化が許されない)，平均有効応力が増減する。これは明らかに限界状態線(C.S.L)の付近において，応力誘導異方性が発達して，その変化も激しくなることを意味する。従って，異方性応力比 ζ がC.S.Lの勾配 M を上回らないよう，応力誘導異方性テンソルの発展則は以下のように定式化される。ここで， b_1 は応力誘導異方性の発展速度である $d\beta_{ij}$ の大きさをコントロールするパラメータである。

$$d\beta_{ij} = A \frac{\sqrt{6} M b_1 (M - \zeta) \hat{\eta}_{ij}}{C_p (M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}) p} \quad (9)$$

3.3 構造喪失の発展則

Asaoka et al.(1998)は合理性に富んだ構造喪失の発展則を提案しており，その概念をそのまま利用する。ただし，異方性の影響を考慮する必要があるので，構造喪失の発展則 dR^* は次式になる。ここで， a は構造 R^* の喪失速度である dR^* の大きさをコントロールするパラメータである。

$$dR^* = A \frac{2aMR^* (1 - R^*) \eta^*}{C_p (M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}) p} \quad (10)$$

3.4 過圧密比解消の発展則

今まで提案されてきた下負荷面を用いている構成式の多くにおいて，過圧密比の増大は弾性除荷時に下負荷面が小さくなることによりのみ表現されてきたが，室内試験において，砂がサイクリックモビリティ領域に入ると，繰返しせん断過程において応力経路がVの字のようになり，有効応力がゼロに近づき，過圧密比が増加する現象が見られる。Cyclic mobility modelは過圧密の変化速度を塑性ストレッチングテンソルと応力誘導異方性の二つの要因によってコントロールしている。過圧密の発展則は次式で表される。ここで， m は過圧密の解消速度である dR の大きさをコントロールするパラメータである。

$$dR = A \frac{-m \cdot M \ln R \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M^2 - \eta^2)^2}}{C_p (M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}) p} \left\{ \frac{(p/p_0)^2}{(p/p_0)^2 + 1} \right\}^2 + R \frac{\eta}{M} \frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}} d\beta_{ij} \quad (11)$$

3.5 Cyclic mobility model の特徴

提案モデルの特徴を以下にまとめる。

- 1) 土の力学挙動を表現している 8 つのパラメータの内、5 つのパラメータ (λ , k , M , N , ν) はカムクレイモデルと全く同じであり、室内三軸試験により決められる。他の 3 つのパラメータ (a , m , b_r) はそれぞれ構造喪失の速度、過圧密解消の速度、および応力誘導異方性の発展速度をコントロールするパラメータである。実験結果より、サイクリックモビリティ状態では応力比が C.S.L の勾配とほぼ同じであり、異方性応力は $\zeta < M$ を常に満足させ、決して C.S.L を超えない。
- 2) 塑性圧縮と塑性膨張の境界である限界状態線はいかなる載荷過程での有効応力経路において不変である。
- 3) 緩い砂の場合はサイクリックモビリティなしで液状化が起きるが、中密の砂の場合はサイクリックモビリティが起きながら液状化に至る。サイクリックモビリティを伴った液状化は主に応力誘導異方性の発展によって引き起こされる。一方、密な砂は液状化が起きにくい。これらの密度の異なる砂の全ての挙動は同じ材料パラメータを用いて表現できる。
- 4) 過剰間隙水圧が消散した後に強い動作を受けた場合に、再び液状化する現象も表現できる⁵⁾。
- 5) 応力誘導異方性の発達速度は、砂質土のサイクリックモビリティ発生までの繰り返し回数に影響を及ぼす。異方性の発達速度が速ければ速いほど、土のサイクリックモビリティがより起きやすくなる。

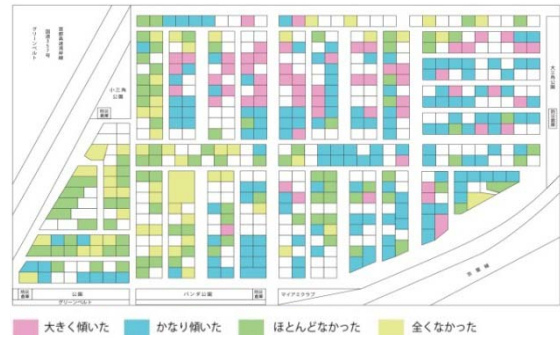
4. 解析条件

4.1 地盤条件

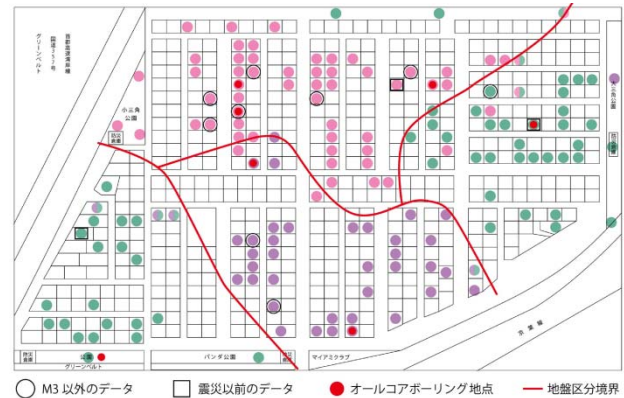
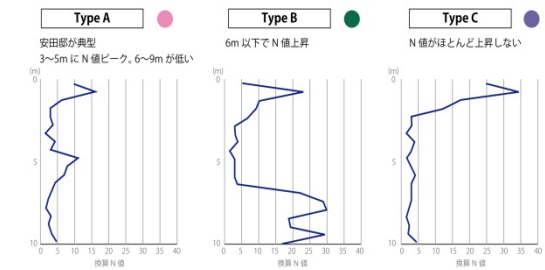
解析の対象となる東北地方太平洋沖地震において本震だけでなく、余震においても地盤が激しい液状化が発生した地域を想定した。図 2 に地震後に住民らが自主的に行ったスウェーデンサンディング試験などによる綿密な地盤調査結果を示す。調査の結果、その町の概ねの大きさである 300m×400m の範囲において地層が起伏していることを把握したため、正確な解析を行うために、3次元モデルを用いることとした。解析に用いられるプログラムは DBLEAVES (Bin, 2007) であり、水土連成有限要素解析手法を用いている。使用モデルは、地盤が液状化するかどうかを前もって指定する必要がなく、地盤条件と外力により、自動的に判断を行う解析手法である。

解析は 1 辺が 20.0m の正方形からなる 300m×400m の範囲に設定し、震災後の調査結果 (図 2) より、図 3 に示す TypeA~TypeC の 3 種類のエリアに区分けした。ここで、各エリア内では起伏の無い成層地盤として扱い、各エリア間の土層は 20.0m×2=40.0m で擦り付けを行った。ここで、Type A と Type B との擦りつけ区間を Type AB、Type AB と Type AC との擦りつけ区間を Type ABAC とした。深度方向の解析メッシュ幅は 1.0m を基本とし、ほぼ単一シルト層となる GL-16.0m 以深においては 1 辺を 2.0m とした。

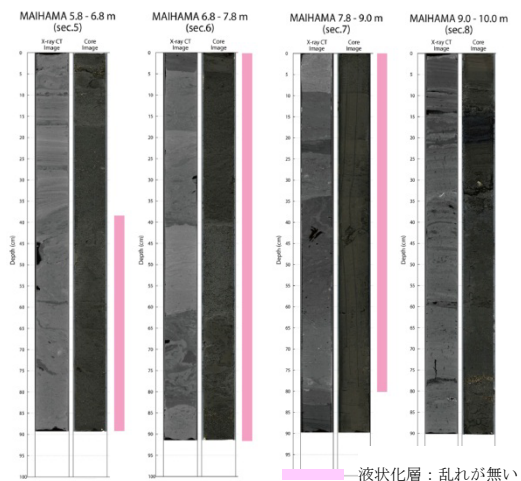
ここで、被災によりほぼ全ての測量杭が損傷を受けており、図 3(b)に示す柱状図 (震災後の調査) は標高が不明だったため、土層区分は柱状図に加え図 2 に示す震災後調査結果や CT スキャン結果を参考にし、図 3(a)に示す区分において、図 3(c)に示す断面を仮定した。



(a) アンケート調査に基づく被害状況



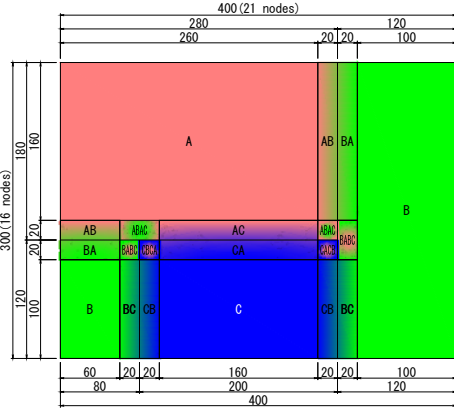
(b) スウェーデン式サンディング試験結果に基づく地盤区分



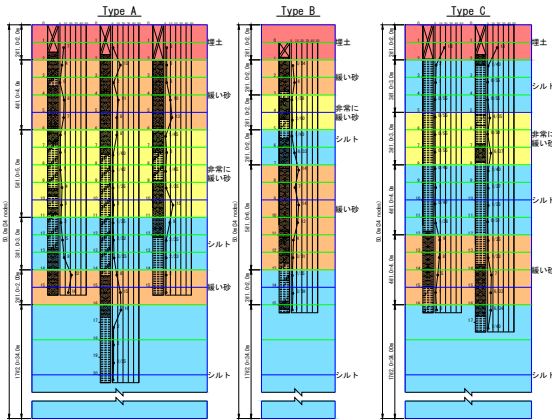
(c) 採取コアの X線 CT 像結果

図 2 震災後調査結果

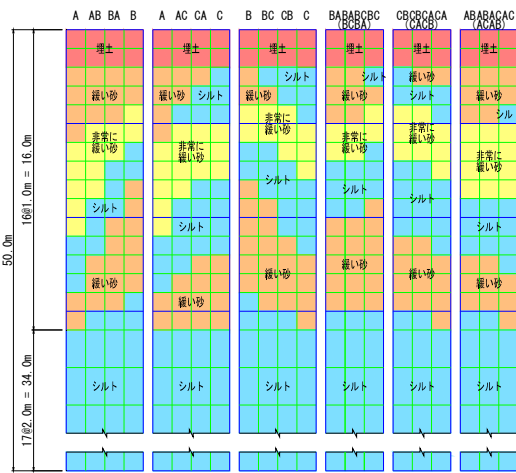
境界条件については、メッシュ下部を x, y, z 方向の変位固定、また同一平面上の端部においては x, y, z 方向の等変位境界とした。水理境界については下面、および側面を非排水境界とし、地下水位は $GL-1.0m$ と仮定した。初期応力は自重圧密解析により与えた。



(a) 地層区分平面図



(b) 土層区分図



(c) 土層断面図

図 3 解析条件

次に、解析パラメータは室内試験結果等が入手できなかったため、 N 値や土層区分より判断し、表 1~表 2 に示すように仮定した。ここで、透水係数は土工指針等に示されている一般的と考えられる値を用いた。

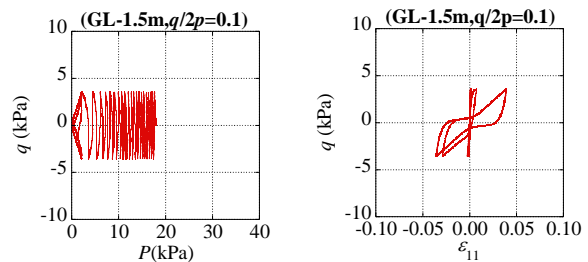
表 1 材料パラメータ (砂質土)

| 名称 | 埋土 | 緩い砂 | 非常に緩い砂 |
|--|--------------|--------------|--------------|
| Compression index λ | 0.0300 | 0.0300 | 0.0430 |
| Swelling index κ | 0.0060 | 0.0060 | 0.0009 |
| Stress ratio at critical state R | 4.600 | 4.600 | 4.600 |
| Void ratio e_0 ($p'=98kPa$ on N.C.L.) | 0.720 | 0.720 | 0.880 |
| Poisson's ratio ν | 0.300 | 0.300 | 0.300 |
| Degradation parameter of overconsolidation state m | 0.100 | 0.100 | 0.100 |
| Degradation parameter of structure a | 2.200 | 2.200 | 2.200 |
| Evolution parameter of anisotropy b_r | 1.500 | 1.500 | 1.500 |
| wet unit weight γ (kN/m^3) (under water) | 17.60 (7.60) | 18.00 (8.00) | 17.00 (7.00) |
| Permeability k (m/sec) | 1.00E-5 | 1.00E-5 | 1.00E-6 |
| Initial structure R_0^* | 0.800 | 0.800 | 0.800 |
| Initial degree of overconsolidation $1/R_0$ | 5.000 | 5.000 | 3.000 |
| Initial anisotropy ζ_0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

表 2 材料パラメータ (粘性土)

| 名称 | シルト (上部) | シルト (上部) |
|--|--------------|--------------|
| Compression index λ | 0.2070 | 0.2070 |
| Swelling index κ | 0.0410 | 0.0410 |
| Stress ratio at critical state R | 3.500 | 3.500 |
| Void ratio e_0 ($p'=98kPa$ on N.C.L.) | 1.100 | 1.100 |
| Poisson's ratio ν | 0.350 | 0.350 |
| Degradation parameter of overconsolidation state m | 3.800 | 3.800 |
| Degradation parameter of structure a | 0.100 | 0.100 |
| Evolution parameter of anisotropy b_r | 0.100 | 0.100 |
| wet unit weight γ (kN/m^3) (under water) | 15.40 (5.40) | 17.70 (7.70) |
| Permeability k (m/sec) | 1.00E-7 | 1.00E-7 |
| Initial structure R_0^* | 0.600 | 0.600 |
| Initial degree of overconsolidation $1/R_0$ | 2.500 | 2.500 |
| Initial anisotropy ζ_0 | 0.000 | 0.000 |

図 4~図 8 に繰返し応力振幅比 (繰返し軸差応力の片振幅の 1/2 を有効拘束圧で除した値) を 0.10 とした場合の非排水繰返し載荷時の解析例を示す。埋土層、緩い砂層、及び非常に緩い砂層において、荷重の繰返し回数とともにひずみが増大し、サイクリックモビリティを伴いながら液状化に至っている。また、シルト層においては液状化に至らないまでも、有効応力が減少 (過剰間隙水圧が上昇) していることが分かる。



(a) $q-p$ 関係

(b) $q-\varepsilon_{11}$ 関係

図 4 材料パラメータ (埋土層)

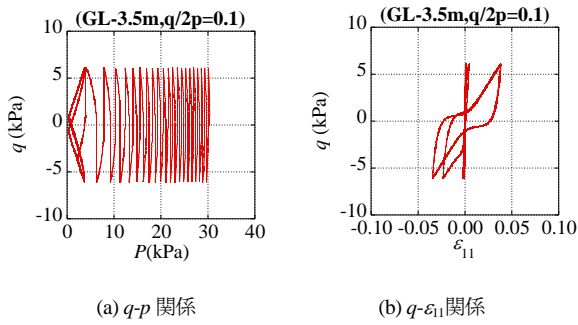


図 5 材料パラメータ (緩い砂層)

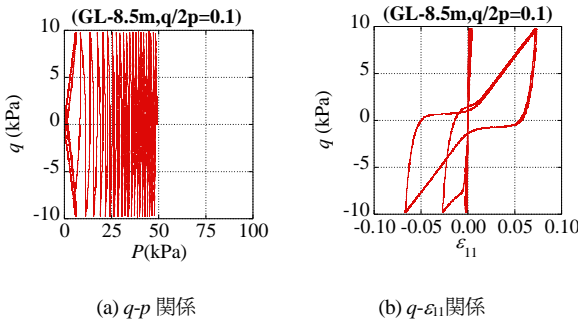


図 6 材料パラメータ (非常に緩い砂層)

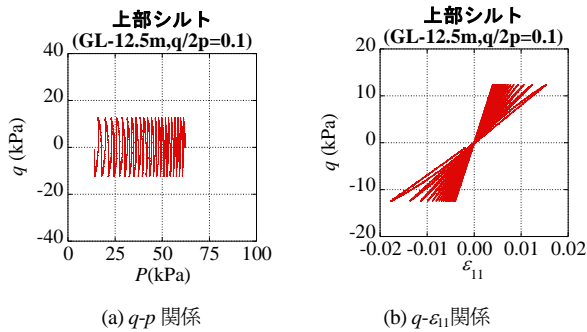


図 7 材料パラメータ (上部シルト層)

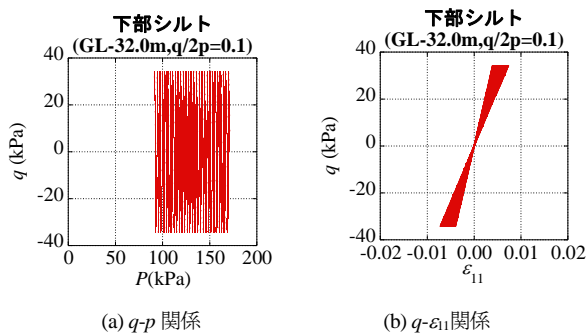


図 8 材料パラメータ (下部シルト層)

4.2 入力地震動

入力地震動は Kik-net 下総 (千葉県) において、設置深度 2300m で観測されたマグニチュード 7.0 以上の地震動 3 波⁶⁾ (本震と 2 つの余震) を用いて、N-S 方向、および E-W 方向の 2 方向より同時に入力した。図 9 に入力地震動の時刻歴を示す。ここで観測地と対象地域は約 15km 離れており、また観測深度 (2300m) と解析対象地盤の深度 (50m)

に大きな差異は見られるが、対象地域付近の観測結果が得られなく、また対象地盤において GL-50m 以深で N 値が 50 以上となっていることから、上記観測地震動を用いて計算を行うこととした。ここで、地震動間隔は実際の地震動観測時刻より決定し、各地震間には同じモデル・パラメータを用いて連続的に静的圧密解析を行った。図 10 に各地震動における N-S 方向、および E-W 方向での加速度の詳細を示す。観測された最大加速度は本震である第 1 波目が約 0.85m/sec^2 、第 2 波目 (第 1 波目終了から約 24 分後) では約 0.25m/sec^2 、第 3 波目 (第 2 波目終了から約 6 分後) では約 0.04m/sec^2 程度であった。

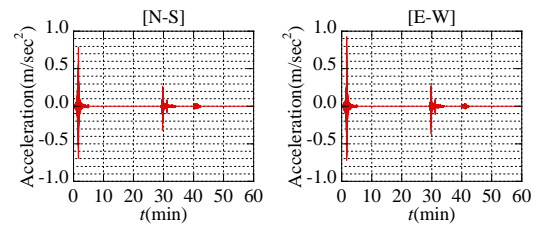
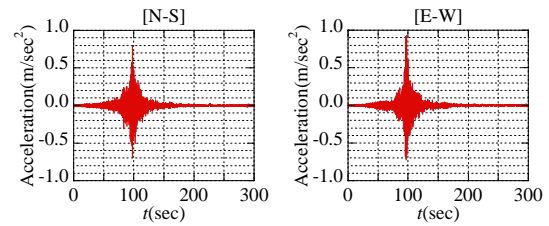
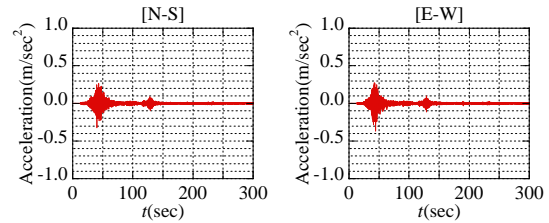


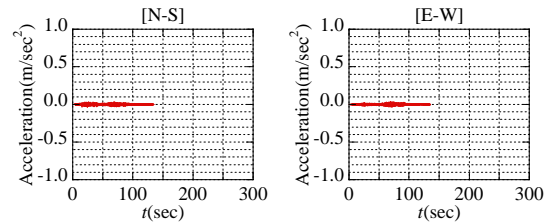
図 9 入力地震動の時刻歴



(a) 第1波【本震 : 0.85m/s^2 】



(b) 第2波【余震1 : 0.25m/s^2 】



(c) 第3波【余震2 : 0.03m/s^2 】

図 10 各入力地震動の詳細

ここで、静的解析と動的解析の定義は下記の釣り合い式により与えられている。

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + kx = f(x) \quad (12)$$

すなわち、慣性項 $m\ddot{x}$ と粘性項 $C\dot{x}$ がゼロではない時には動的解析、ゼロの場合は静的解析となる。動的解析と静的

解析に全く異なる解析プログラムを用いて別々に解析を行うことが普通であるが、本解析では同一のプログラムを用いて、慣性項と粘性項を単に省略して静的解析を行っている。また、静的解析と動的解析での時間積分方法は同様である²⁾。なお、動的解析（液状化解析）と静的圧密解析を連続的に行っているのは、地震動が非常に小さくなった時に動的解析から静的解析へ切り替えることを意味する。表 3 に示すように、入力地震波の計算時間は第 1 波は 300 秒、第 2 波は 300 秒と第 3 波は 135 秒であった。いずれも動的解析が打ち切られた時点の加速度が極めて小さくなっている。言い換えれば、その時点で慣性項と粘性項が無視できる。勿論、圧密解析を実行している間に地盤の変形速度が零にはならないが、値が極めて小さいため無視できる（静的解析と見なせる。なお、本解析では初期剛性比例型のレイリー減衰を使用しており、減衰係数 h の値は全地盤において 0.05 である。

表 3 解析ステップ (Case1)

| Step | 解析の種類 | 地震動の種類 | 解析時間(sec) |
|------|-------|--------|----------------|
| 1 | 動的解析 | 第 1 波 | 300(5.00min) |
| 2 | 静的解析 | (圧密) | 1440(24.00min) |
| 3 | 動的解析 | 第 2 波 | 300(5.00min) |
| 4 | 静的解析 | (圧密) | 360(6.00min) |
| 5 | 動的解析 | 第 3 波 | 135(2.25min) |
| 6 | 静的解析 | (圧密) | 約 50 年 |

5. 解析結果

5.1 過剰間隙水圧比

各層、各エリアにおける過剰間隙水圧比（過剰間隙水圧を初期有効上載圧で除したもので、過剰間隙水圧比=1.0 で液状化を意味する）を図 11 に示す。(a)図に示す緩い砂層（下部）に着目すると、各エリアにおいて深度の差による初期有効応力に差があるため、過剰間隙水圧の上昇に伴う過剰間隙水圧比の変化にも差が生じているが、全エリアにおいて本震（第 1 波）よりも比較的小さい余震（第 2 波）に本震と同程度の過剰間隙水圧比になっている。

次に(b)図に示す緩い砂層の上部に位置するシルト層(上部)に着目すると、本震・余震終了後にシルト層下部からの過剰間隙水圧の伝搬により、余震終了後においても過剰間隙水圧比が上昇し続けていることがわかる。次に(c)図に示す最も液状化が生じやすいと考えられる「非常に緩い砂層」に着目すると、Type A、および Type B において、本震時には液状化が生じていないにもかかわらず、本震後の余震時には過剰間隙水圧比が 1.0 程度まで上昇し、ほぼ液状化に至っていることが分かる。また Type C においては、上下を透水性の低いシルト層で囲まれているため、過剰間隙水圧の消散が終わらないうちに余震が起り、再液状化に至っている。次に(d)図に示す緩い砂層（上部）に着目すると、Type A においては本震では過剰間隙水圧比が 0.7 以下であったが、本震よりも小さい余震時において過剰間隙水圧比が 0.9 近くまで上昇し、ほぼ液状化にいたっている。また Type B においても、本震において過剰間隙水圧

比が 0.9（ほぼ液状化）まで上昇した後、余震までに過剰過激水圧比が 0.3 程度まで低下しているものの、余震において再び大きく上昇していることが分かる。これらはすべて本震により異方性が発達したためだと考えられる。

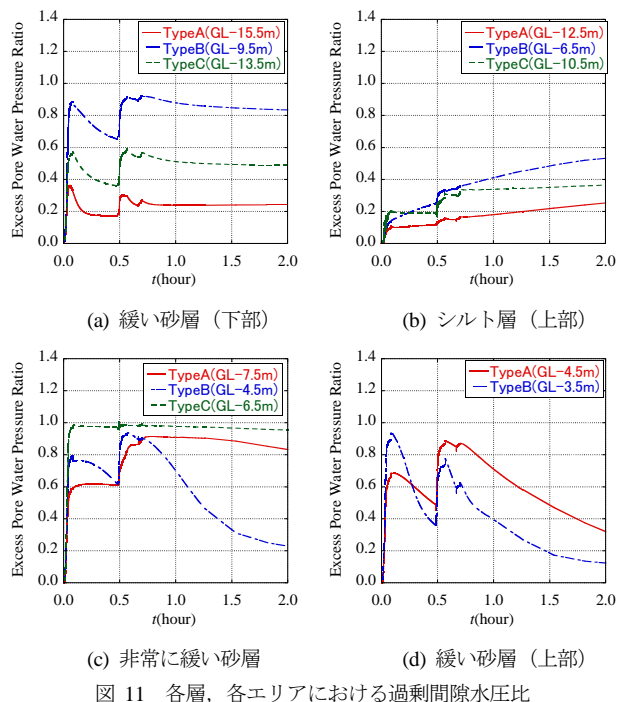
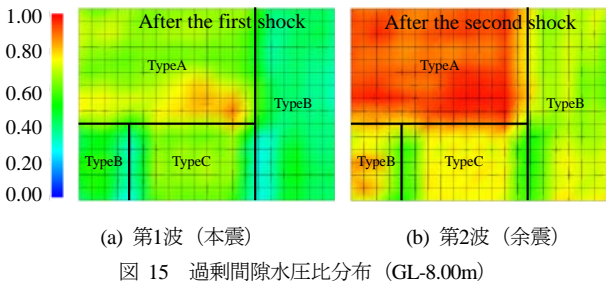
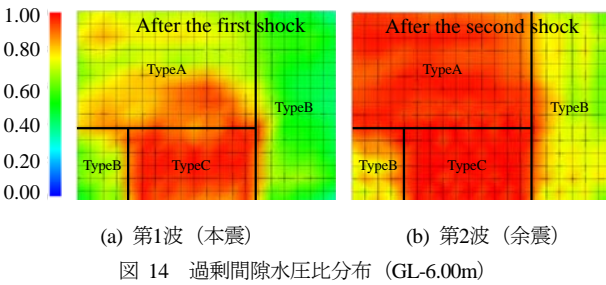
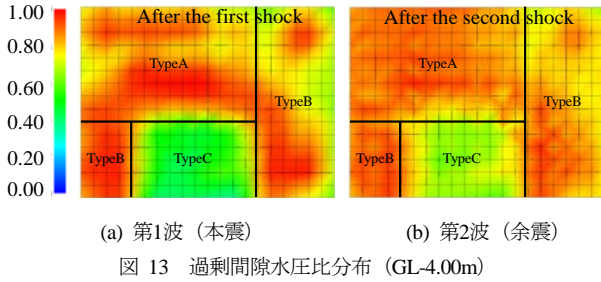
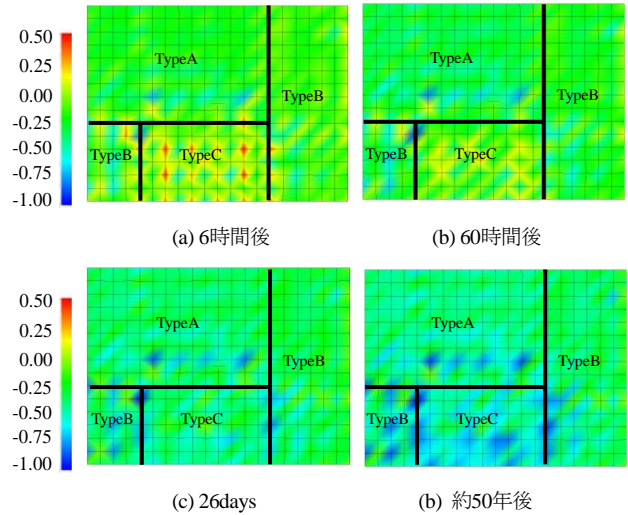
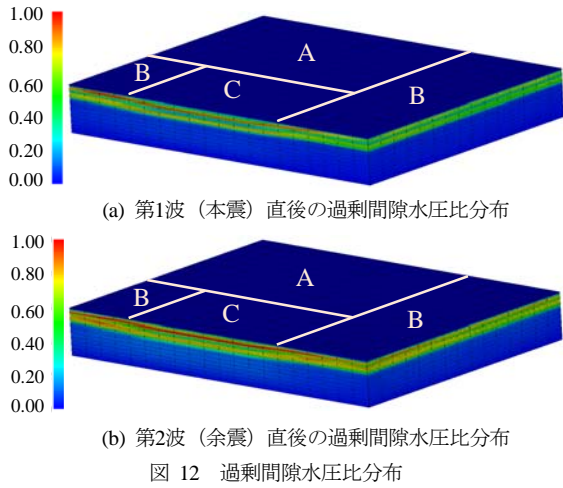


図 11 各層、各エリアにおける過剰間隙水圧比

図 12 に第 1 波（本震）、および第 2 波（余震）直後における過剰間隙水圧比の分布を示す。解析結果より第 1 波直後において、解析対象全域で過剰間隙水圧比が上昇し、GL-6m~GL-8m 付近において液状化に至っているが、第 2 波においてはさらに過剰間隙水圧比が上昇し、液状化被害の範囲が拡大していることがわかる。

各深度における過剰間隙水圧比を図 13~図 15 に示す。最初に(a)図に示す第 1 波（本震）に着目すると、過剰間隙水圧の上昇により GL-4.0m 付近の Type A、および Type B エリアにおいて、過剰間隙水圧比が 1.0 に近づき、比較的広範囲において液状化に至っていることが分かる。また GL-6.00m 付近の Type C エリアにおいても Type A と同様に液状化に至っている。次に(b)図に示す第 2 波（余震）に着目すると、GL-6.0m~GL-8.0m において、第 1 波では液状化が生じていなかった Type A を含めた非常に広範囲で液状化に至っており、過剰間隙水圧比の上昇が比較的小さかった GL-6.00m~GL-8.00m 付近の Type B においても、余震時では 0.7 程度まで過剰過激水圧比が上昇している。

余震が本震に比べ比較的小さいことから、これらの現象は残留水圧のみの影響ではなく、本震により発達した異方性の影響を意味しており、実現象と同様に複数回の地震動は再液状化を生じさせ、液状化の被害を拡大させていることが確認できる。



5.2 地表面沈下量

図 16 に全エリアにおける余震終了後における沈下量を示す。解析結果より、余震終了後から 6 時間後に Type C では最大 0.4m 程度の隆起現象が起きているが、Type A エリアや Type B では 0.5m 程度沈下しており、激しい不陸となっていることが分かる。そして時間の経過とともに圧密沈下が進行し、約 26 日後では最大沈下量が 0.5m 程度、51 年後では 0.9m 程度と非常に大きな圧密沈下を生じている。実際の沈下量や隆起量は、測量杭等の被災や液状化に伴う噴砂等により測定はできていないが、図 17 に示すように、被災地においても、0.5m 程度隆起した部分や、沈下した様子がうかがえる。



5.3 本震履歴の影響

本震、余震がそれぞれ及ぼす影響を把握するために、同じ地震波を使った 1 コラム地盤における解析を行った。解析メッシュは、これまでの解析地点の近傍に位置するボーリングデータより、図 18 に示すように決定した。

各層における余震（第 2 波）における過剰間隙水圧比の結果を図 19 に示す。(b)図に示す本震を受けていない等方状態の場合、余震のみではそれほど間隙水圧が上昇していない（過剰間隙水圧比で約 0.05 上昇）。しかし、(a)図に示す本震履歴により異方性の発達した状態では、余震時に過剰間隙水圧がかなり上昇した（過剰間隙水圧比で約 0.30 上昇）。したがって、余震時の検討において残留水圧のみの影響だけでなく、異方性の発達により小さい地震であっても再液状化を引き起こす可能性があることが示された。これは異方性の発達による砂地盤力学挙動への影響に関する最新の研究成果⁷⁾にも裏つけられている。

次に本震+余震、および本震のみにおける沈下量の解析結果を表 4、図 20 に示す。先行して発生した大きな本震による異方性の発達や過剰間隙水圧の上昇により健全度を失った地盤に対しては、比較的小さな余震でも沈下量に大きな影響を与える可能性がある。

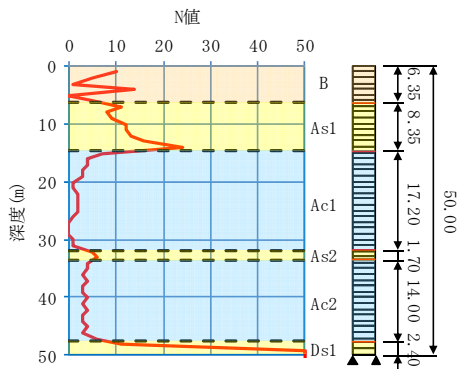
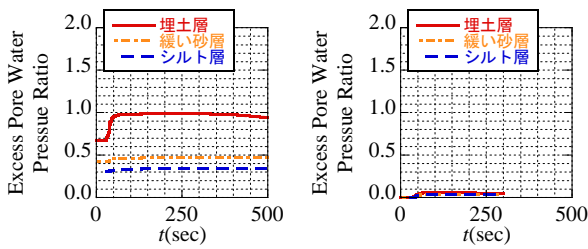


図 18 余震が沈下量に与える影響

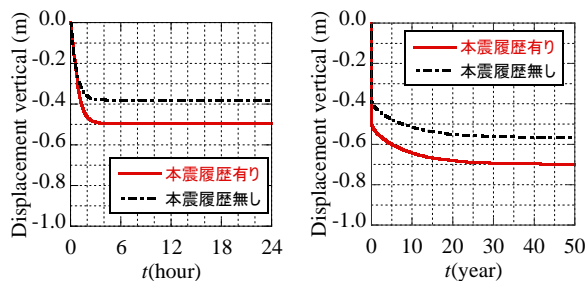


(a) 本震履歴有り (b) 本震履歴無し

図 19 本震が余震に与える影響

表 4 余震が沈下量に与える影響

| Item | 1 day (after earthquake) | 50 years (after earthquake) |
|------------------------------|--------------------------|-----------------------------|
| Case-1 (with aftershocks) | 49cm | 70cm |
| Case-2 (without aftershocks) | 38cm | 57cm |
| difference | 11cm | 13cm |



(a) 24時間後 (b) 50年後

図 20 余震が沈下量に与える影響

6. まとめ

移動硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model を有する土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES」を用いて本震後の余震も含めた複数の地震動による動・静的解析を行った結果、以下の結論を得た。

- 1) 応力履歴（先行した地震動）により発達した異方性の影響により、後発地震動が小さい場合でも過剰間隙水圧が上昇しやすく、再液状化等が起こりやすい。
- 2) 大きな本震波のみで計算した場合と、本震後に余震を与えた場合では短期・長期において沈下量に大きな違いが生じる可能性がある。
- 3) 応力履歴は異方性の発達に影響を与え、そして異方性

の発達はその後の挙動に大きな影響を与えることから、応力経路（地震動等）が複雑な場合でもその経路を適切に表現する必要がある。

- 4) 今後は成層地盤ではないという実地盤の状況を考慮し、綿密な地盤調査データに基づいてより精密な3次元解析を行いたい。

参考文献

- 1) Zhang, B. Ye, T. Noda, M. Nakano and K. Nakai: Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, pp.635-648, 2007
- 2) Ye, B.: Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University, 2007.
- 3) Hashiguchi, K. and Ueno, M.: 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, pp.73-82, 1977
- 4) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, Proc. of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98, pp.232-242, 1998.
- 5) Ye, B., Ye, G. L., Zhang, F. and Yashima, A.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47, No.3, 547-558, 2007.
- 6) 防災科学技術研究所 基盤強震観測網 KiK-net: <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 7) Ye B., Ye G. L., F. Zhang.: Numerical modeling of changes in anisotropy during liquefaction using a generalized constitutive model, Computers and Geotechnics, 42, 62-72, 2012.

動的運動を伴う自然堆積粘土地盤の破壊シミュレーション Simulation of the failure of a naturally deposited clayey soil with dynamic motion

矢藤彰悟¹, 山田正太郎¹, 野田利弘², 浅岡 顕³

1 名古屋大学大学院・工学研究科・s-yamada@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・減災連携研究センター

3 公益財団法人地震予知総合研究振興会

概 要

水～土骨格連成有限変形解析により、自然堆積粘土地盤上の帯状基礎に対し支持力解析を行った。支配方程式が慣性項を有する動的問題に対応可能な手法と、慣性項を無視したいわゆる準静的な手法の二つの解析手法を用いて計算を行った。変位制御下において変形の局所化を伴って荷重低下を引き起こすような地盤に対し、荷重制御で載荷を行うと、準静的な解析手法では、荷重が極限支持力に達した時点で計算を続行できなくなるが、慣性項を有する動的問題に対応可能な手法では、動的運動を伴って地盤が破壊してゆく様子を再現できることを示した。

キーワード：動的運動、慣性力、支持力、自然堆積粘土

1. はじめに

地盤の破壊は変形を通じて発生する。ただし、時間的な観点から言うと、多くの破壊現象は、ある瞬間を境に急速に進行して、終局的な状態へ至る。降雨や地震による盛土の崩壊、掘削壁面の崩壊、浸透破壊、地中空洞の陥没、斜面崩壊などいずれも主要な変形はごくごく短い間に進行する。このような破壊挙動は当然のように加速度運動を伴って進行するため、慣性力を無視して力のつり合いを求める（準）静的な解析手法では、破壊中の挙動を数値計算によって再現することはできない。一方、Noda et al.¹⁾は速度型運動方程式と慣性項を有する水～土骨格連成式を支配方程式とする水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA** を開発し、動的問題と静的問題を区別することなく解析することを可能にしている。慣性力を考慮することの重要性は地震応答解析のような典型的な動的問題では広く認識されているが、上記のような破壊問題に対してはほとんど認識されていない。そこで、本論文では、上記解析コードを用いて自然堆積粘土地盤の支持力解析を実施することにより、これまで（準）静的問題として取り上げられてきた問題においても慣性力を考慮した動的問題に対応可能な解析手法が不可欠となる場合があることを示す。

2. 解析条件

解析には、動的問題に対応可能な手法として支配方程式

に慣性力を考慮した水～土骨格有限変形解析コード **GEOASIA**¹⁾を用いた。一方、（準）静的な解析手法としては、**GEOASIA**²⁾の前身となる慣性力を考慮していない解析コードを用いた。前者が速度型の運動方程式を時間積分して時々刻々の運動を求めるのに対し、後者は慣性項を捨象した速度型の力のつり合い式を時間積分して運動を求める。また、水～土骨格連成式においても、前者は慣性項を有するが、後者は有さない。なお、いずれの解析コードも土骨格の構成式には、骨格構造の変化を記述する弾塑性構成式 **SYS Cam-clay model**³⁾を搭載している。

図 1 に解析に用いた有限要素メッシュと境界条件を示す。計算は二次元平面ひずみ条件下で行った。剛で摩擦のある帯状基礎に載荷する問題を想定した。基礎に相当する節点間に線形制約条件⁴⁾（長さ不変・角度不変）を課すことで、剛で摩擦のある基礎を表現した。また、僅かな数値誤差によって、基礎の非対称な運動が発生するのを防ぐために、基礎中央節点の水平変位を拘束するとともに、節点間の方向不変条件を用いて基礎の傾斜を拘束した。解析に用いた材料定数は、典型的な粘土の弾塑性挙動（過圧密解消速度が構造劣化速度に比べて速く、異方性の発展が遅い）が再現されるように表 1 と表 2 に示すように与えた。支持力計算に先立って、初期に構造と異方性の発達した正規圧密地盤から地表面荷重（98.1kPa）を除荷した後、定常状態に落ち着くまで圧密計算を行った。支持力解析は、この地表面荷重のない過圧密な地盤に対して行った（初期地盤の与え方の詳細は文献⁵⁾に譲る）。載荷方法は変位制御と荷重制御の二つの方法を用いた。変位制御で載荷する

場合は、鉛直強制変位を、基礎中央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($1.0 \times 10^5 \text{cm/sec}$)で与えた。荷重制御で載荷する場合は、荷重を基礎中央節点に載荷速度が $1.5 \times 10^2 \text{kPa/sec}$ となるように鉛直に与えた。なお、荷重制御の載荷速度は、変位制御問題において、ピーク荷重をピークに達するまでの時間で割ることによって決定している。(つまり、極限荷重に達するまでの時間が変位制御と荷重制御ではほぼ等しくなるようにしている。)

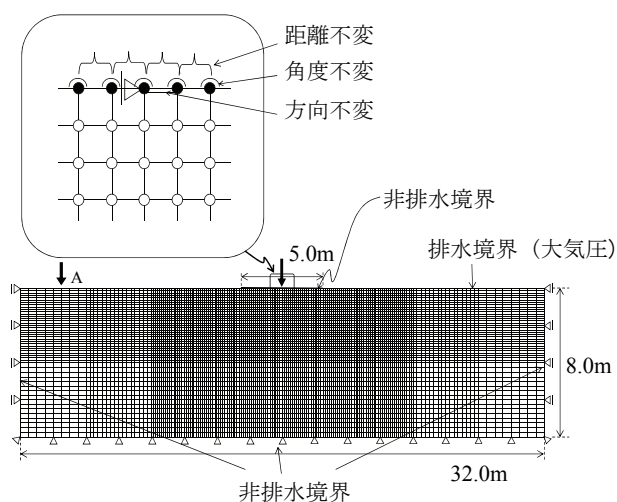


図1 有限要素メッシュと境界条件

表1 地盤の材料定数

| 〈弾塑性パラメータ〉 | |
|--|----------------------|
| 圧縮指数 $\tilde{\lambda}$ | 0.23 |
| 膨潤指数 $\tilde{\kappa}$ | 0.01 |
| 限界状態定数 M | 1.15 |
| NCLの切片* N | 2.75 |
| ポアソン比 ν | 0.1 |
| 〈発展則パラメータ〉 | |
| 構造低位化指数 a ($b=c=1.0$) | 0.2 |
| 正規圧密土化指数 m | 5.0 |
| 回転硬化指数 b_r | 0.001 |
| 回転硬化限界定数 m_b | 1.0 |
| 透水係数 k (cm/sec) | 2.8×10^{-7} |
| 土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3) | 2.75 |
| * $q=0, p'=98.1 \text{kPa}$ における練返し粘土の正規圧密線上の比体積 | |

表2 地盤の初期値

| | |
|----------------------------------|------|
| 構造の程度 $1/R_0^*$ | 4.0 |
| 過圧密比 $1/R_0$ | 1.0 |
| 異方性の程度 ξ_0 | 0.75 |
| 側圧係数 $\sigma_{h0}'/\sigma_{v0}'$ | 0.5 |

以下では、変位制御および荷重制御の両問題に対し、慣性項を省略して力のつり合いを求めるいわゆる(準)静的

な解析手法²⁾(慣性項なし)と、運動方程式を忠実に時間積分してゆく動的問題に対応可能な解析手法¹⁾(慣性項あり)で解析を実施することにより、加速度運動を伴う破壊中の挙動を再現するためには、慣性力を考慮した解析手法が必須となることを示す。

3. 変位制御による帯状基礎の支持力解析

慣性項の有無が、変位制御問題に与える効果について比較する。図2に荷重～沈下関係を、図3にせん断ひずみ分布を示す。第一に、慣性項の有無が解析結果にほぼ影響を与えていないことが分かる。これは、基礎を等速で押し込む変位制御問題では、地盤内において実質的に無視して構わない程度の加速度しか生じないためである。また、この地盤は変位制御下において荷重低下を示すと共に、変形が局所化して円弧状のすべり線を形成することが分かる。このような特徴は、構造の発達した自然堆積粘土が非排水せん断時に塑性圧縮を伴う軟化挙動を示す際に現れやすい⁵⁾。また、荷重低下後も変位を与え続けると、荷重が再上昇する様子が見て取れる。これは、基礎両脇の地盤の隆起から分かるように、すべり土塊を持ち上げるために生じる現象で、有限変形の効果といえる。

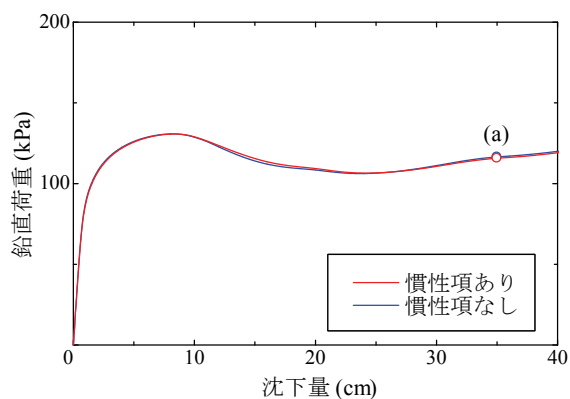


図2 荷重－沈下関係 (変位制御)

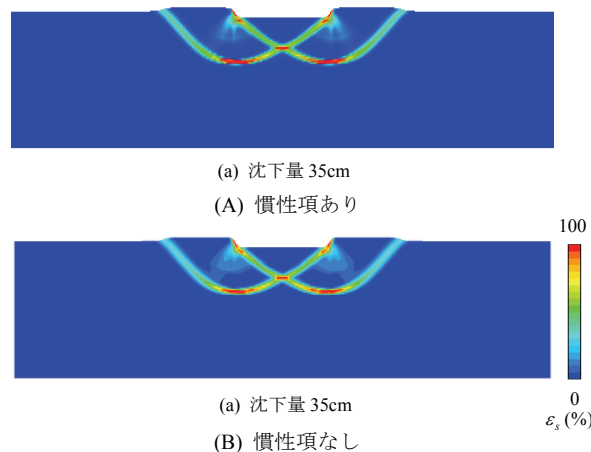


図3 せん断ひずみ分布 (変位制御)

4. 荷重制御による帯状基礎の支持力解析

次に、荷重制御問題に与える慣性項の効果について示す。図4に荷重～沈下関係を示す。同図には、変位制御問題（慣性項あり）の結果も示している。慣性項を考慮しない（準）静的な解析手法では、図中の点(a)、すなわち変位制御問題において荷重がピークを示す点までしか解析を実行することができない。一方、動的問題に対応可能な解析手法では、変位制御問題における荷重のピーク点を過ぎてからも解析を継続することが可能であり、荷重がほぼ一定のまま

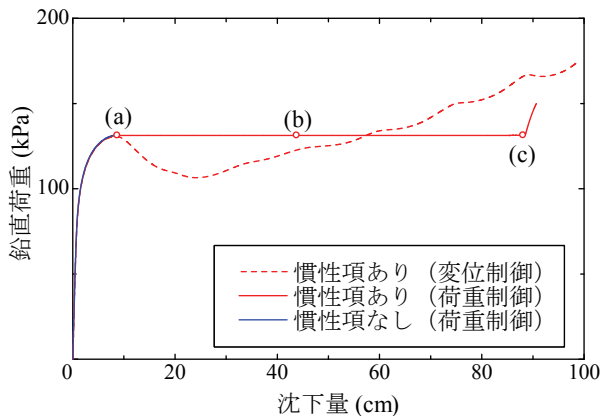


図4 荷重～沈下関係（荷重制御）

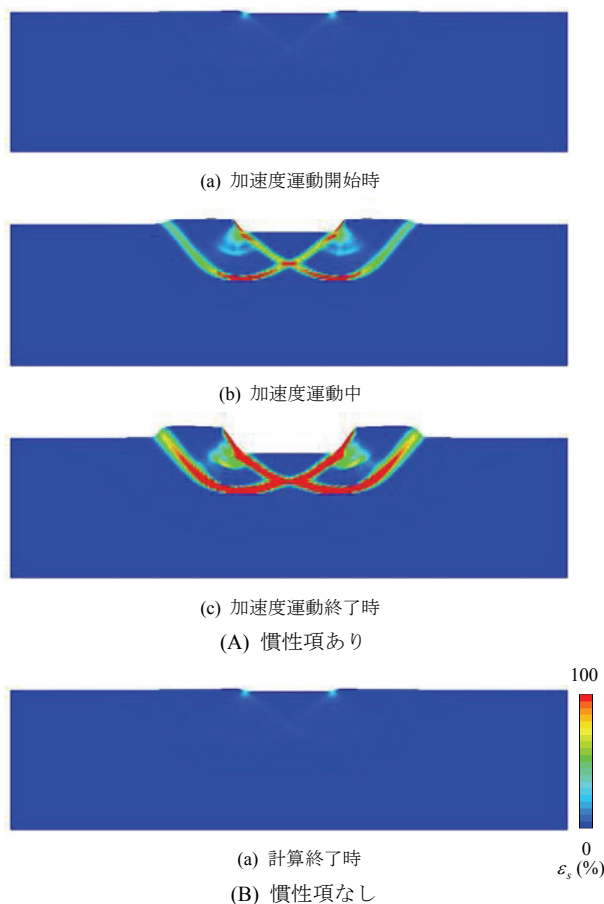


図5 せん断ひずみ分布（荷重制御）

沈下が発生し、その後、再び荷重が増加を始める。次に、図5にせん断ひずみ分布を示す。慣性項ありの場合については、図4の点(a)～(c)に相当する時点のせん断ひずみ分布を、慣性項なしについては、計算終了時のせん断ひずみ分布を示す。慣性項を有する解析手法では、変形が局所化し、変位制御問題と同様な円弧状のすべり線が発現していることが見て取れる。一方、慣性項がない場合では、計算終了時点では、変形の局所化がまだ生じていないことが分かる。図6に、基礎中央節点の鉛直方向の加速度、速度、変位（下向きを正）の時刻歴を示す。ただし、（準）静的解析については速度のみを示す。図6,(A)より、動的問題に対応可能な手法では、変位制御問題の荷重のピーク点を過ぎると加速度運動が始まることが分かる。加速度はピークを示した後、負に転じ、加速と減速を繰り返しながら再び値がほぼ零へ収束する。この加速度運動に対応して、速度はピークを示した後、零へと収束する。この間、変位は単調に増加し、約80cmの沈下を生じる。この運動に要する時間は僅か2,3秒である。図4における荷重一定のまま生じる沈下のほとんどは、このごく短い時間に発生している。一方、図6,(B)では、（準）静的解析でも、速度が急増

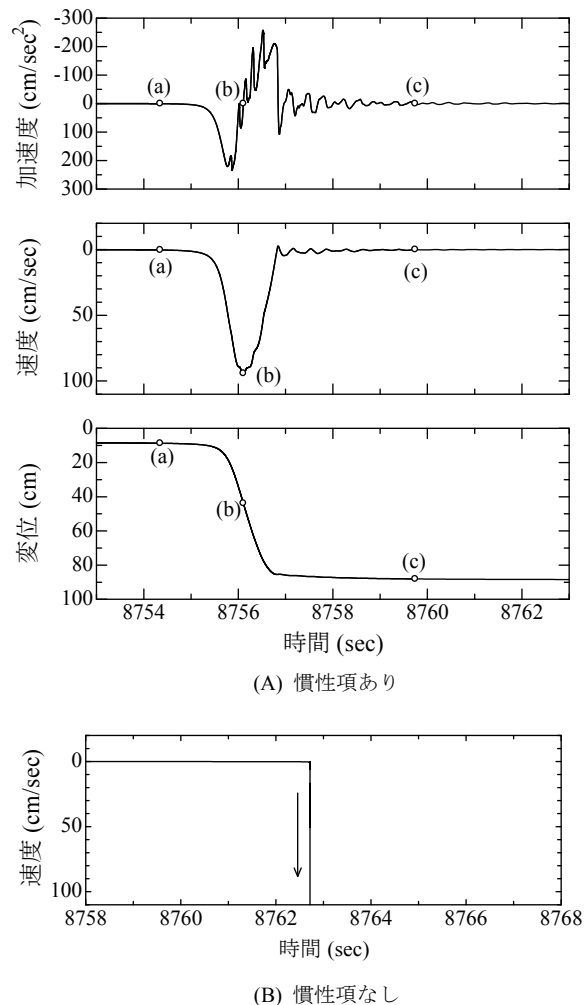


図6 基礎中央節点における鉛直方向の加速度・速度・変位の時刻歴（荷重制御）

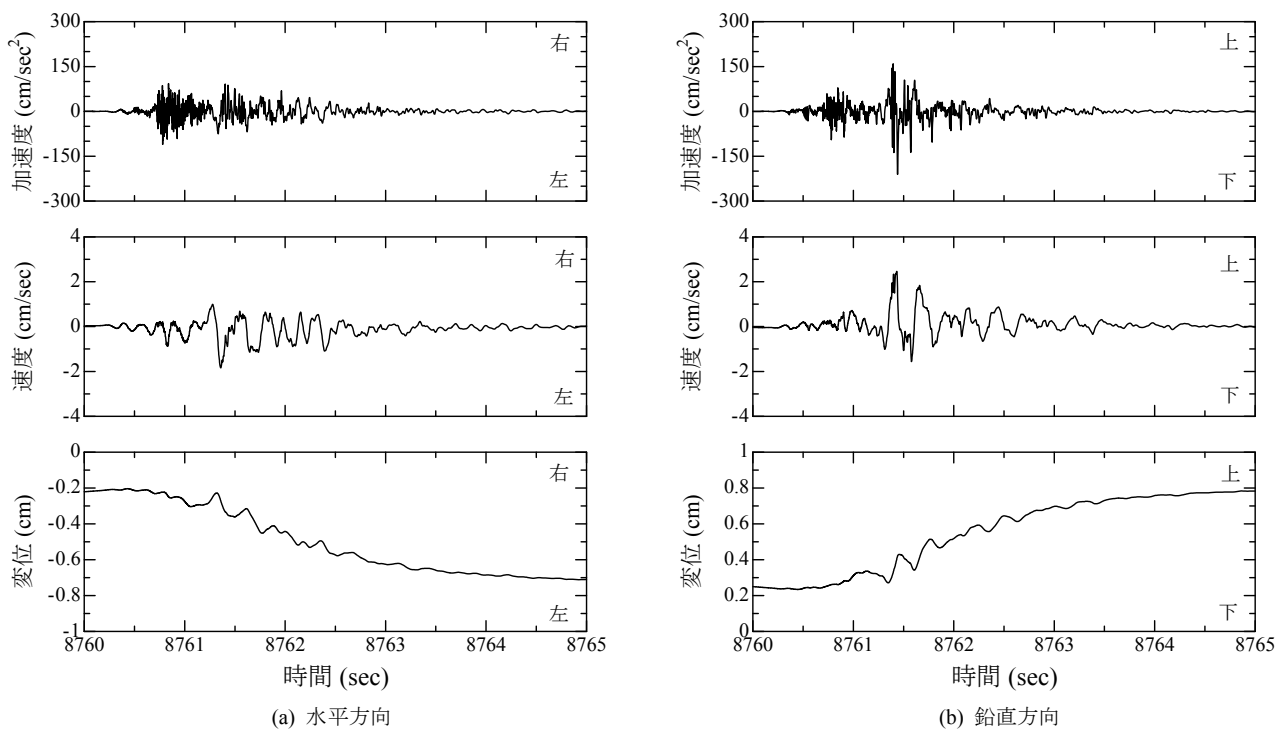


図7 地盤の破壊に伴う周辺地盤の振動（基礎中央から左へ12.5m離れた地点）

し、破壊しかけていることが分かる。しかし、速度の増加は慣性項を考慮する場合に比べて急激であり、すぐに発散して、計算が破綻する。慣性項を考慮する解析手法における速度変化は、最大で約0.25gの加速度を伴うものであるが、（準）静的解析に比べれば緩やかな変化であることが分かる。これはもちろん慣性力が運動の変化を抑える方向に働くためである。図5では、破壊後は基礎両脇の地盤の盛り上がりを確認できるが、有限変形解析では、この盛り上がりが加速度運動から再び静的な運動へ戻る際に有意に働くものと考えられる。

次に、図4において、変位制御問題と荷重制御問題を比較してみると、変位制御問題の荷重のピーク点（点(a)）までは同じ挙動を示していることが分かる。荷重制御問題では、変位制御問題のピーク以降に加速度運動を生じることから、静的には受け持てない分の外力によって、加速度運動が引き起こされていると理解することができる。視点を改めて、基礎と共に加速度運動する人から見れば、慣性力という見かけの力が力のつり合いを保つのに不足する力を補っているともいえる。加速度運動開始（点(a)）までの挙動が変位制御問題に一致する一方で、加速度運動終了（点(c)）後の挙動は、変位制御問題の荷重～沈下関係と一致しないことが分かる。これは加速度運動を伴う破壊現象と、静的に進行する破壊現象とでは、土エレメントは異なる応力履歴を受けるためである。

最後に、破壊が生じる時刻付近における、基礎中央から左に12.5m離れた地点での鉛直方向の加速度応答について図7に示す。破壊の発生とほぼ同時刻に基礎周辺の地盤

が振動していることが分かる。これは、破壊の衝撃が地盤内を伝播してゆく様子を捉えたものである。付加的ではあるが、動的問題に対応可能な手法では、解析結果にこのような挙動まで現れる。

5. 結論

本稿では、自然堆積粘土の支持力問題を例に挙げ、加速度運動を伴う破壊現象の破壊中の挙動を数値的に再現するためには、慣性力を考慮した動的問題に対応可能な解析手法が必須であることを示した。

参考文献

- 1) 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. 45, No. 6, pp. 771-790, 2008.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.

午前の部Ⅱ
(10 : 45 ~ 11 : 45)

司会 小林 睦
(豊田工業高等専門学校)

供試体作製法と締固め度がセメント固化処理粘土の三軸試験結果に及ぼす影響

Effects of specimen preparation methods and degree of compaction on triaxial test result of cement treated soil

石樽宏充¹, 小高猛司², 崔 瑛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

近年、現場発生粘性土を固化処理して補強盛土壁の裏込め土に用いることを目的とし、固化処理土における補強材の引抜き抵抗の研究が進められている。通常の補強盛土壁の設計では、非常に粘着力が大きいセメント固化処理した粘性土を用いることは想定しておらず、固化処理土を用いるには設計土圧の算定も含めて合理的な設計法を開発する必要がある。本論文では、固化処理土の裏込め土としての力学特性をまず理解することを目的とし、粘性土にセメント添加した固化処理土の三軸圧縮試験を実施した。具体的には、養生日数、セメント添加してから締め固めるまでの仮置き時間と供試体作製方法の影響について検討した。その結果、わずかなセメント添加で粘性土のせん断強度は劇的に増大し、破壊直前まで弾性挙動し最終的に引張破壊に至った。しかし、締固め度が大きかったため作製方法の違いによる力学挙動の変化は、ほとんど見られなかった。そこで新たに締固め度を変えて試験を行い締固め度と作製方法の関係性について検討を行った。

キーワード：セメント固化処理、固化破碎土、カオリン、三軸圧縮試験、締固め度

1. はじめに

補強盛土擁壁は補強材の引抜き抵抗によって安定化が図られる土構造物であり、特に補強材と裏込め土との摩擦特性が重要となる。しかし、近年、現場発生粘性土を固化処理して裏込め土に用いることを目的とし、固化処理した粘性土を用いた補強材の引抜き抵抗の研究が進められている¹⁾。通常の補強盛土擁壁の設計では、設計土圧算定は裏込め土の粘着力を考慮せずに安全側に見積もり、対する引抜き抵抗力の算定（すなわち、補強材密度の算定）には粘着力が考慮される²⁾ 場合が多い。すなわち、通常の補強盛土擁壁の設計では、非常に粘着力が大きい固化処理土を裏込め材に用いることは想定していない。そのため固化処理土を裏込め材に用いるためには設計土圧の算定も含めて合理的な設計法を開発する必要がある。さらに固化処理土の粘着力は、永久構造物としてどれほどの信頼性があるのかも併せて十分に検証しておく必要もある。本論文では、固化処理土の裏込め土としての力学特性をまず理解することを目的とし、粘性土にセメント添加した固化処理土の三軸圧縮試験を実施した。具体的には、セメント添加と無添加、養生日数、セメント添加してから締め固めるまでの仮置き時間と作製方法の違いによる影響について検討した結果について考察する。

2. 試験概要

2.1 供試体作製方法

本研究の試験試料には、カオリン粘土の粉末を用いた。物理特性は、液性限界が 41.8%、塑性限界が 32.0%、塑性指数が 9.8%である。セメント無添加のカオリン単体の試験では、締固め度 90% ($\rho_{\max}=1.40\text{g/cm}^3$) の供試体を使用した。具体的にはカオリンを含水比 25%に調整し、5層に突き固めて高さ 10cm、直径 5cm の供試体とした。一方、セメント添加試料では普通ポルトランドセメント 9.8g (質量比約 4%：地盤改良の実施工での最低添加量 50kg/m^3 に相当) を添加した。セメント添加供試体の締固め度はカオリン単体を基準にして 90%相当とし、セメントを添加する分だけカオリンの質量を減少させ、乾燥密度を無添加供試体と同一とした。セメントはあらかじめ含水比 25%に調整したカオリンに添加し、良く攪拌してから突き固めて供試体（固化土）を作製し、モールドに入れたまま恒温室内で所定の日数気中養生させてから試験を実施した。一方、現場施工でのセメント添加から転圧までの仮置き時間の影響を考慮し、粘性土にセメント添加して攪拌後、そのまま 1日仮置きしてから突き固めて作製した供試体（仮置き土）でも試験を実施した。さらに、固化処理してから一旦粉砕して様々な粒径の粒状材料とすることで摩擦性材料として再生することを目論んだ固化破碎土でも試験を実施し

表 1 試験条件

| 締固め度 (%) | 80 | | | | | | 85 | | | | | | 90 | | |
|-------------------|-------|-------|---------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| セメントの添加 | 添加 | | | | | | 添加 | | | | | | 無添加 | | |
| 作製方法 | 固化 | | 固化破砕 | | | | 固化 | | 固化破砕 | | | | | | |
| 仮置きまたは破砕までの日数 (日) | 0 | | 1 | | 7 | | 0 | | 1 | | 7 | | | | |
| 養生日数 (日) | 7 | | 7 | | 7 | | 7 | | 7 | | 7 | | | | |
| 圧密時有効拘束圧 (kPa) | 100 | 200 | 100 | 200 | 100 | 200 | 100 | 200 | 100 | 200 | 100 | 200 | 100 | 200 | |
| せん断時間隙比 | 1.317 | 1.271 | 1.263 | 1.240 | 1.279 | 1.331 | 1.135 | 1.182 | 1.179 | 1.175 | 1.163 | 1.149 | 0.981 | 0.970 | |
| 締固め度 (%) | 90 | | | | | | | | | | | | | | |
| セメントの添加 | 添加 | | | | | | | | | | | | | | |
| 作製方法 | 固化 | | | | | | 仮置き | | 固化破砕 | | | | | | |
| 仮置きまたは破砕までの日数 (日) | 0 | | | | | | 1 | 1 | 3 | 7 | | | | | |
| 養生日数 (日) | 7 | | 14 | | | | 28 | | 7 | 7 | 7 | 7 | | | |
| 圧密時有効拘束圧 (kPa) | 100 | 200 | 100 (b) | 100 (c) | 200 | 100 | 200 | 200 | 100 | 100 | 200 | 100 | 200 | | |
| せん断時間隙比 | 1.104 | 1.033 | 1.030 | 1.035 | 1.091 | 1.026 | 1.013 | 1.033 | 1.051 | 1.052 | 1.039 | 1.059 | 1.045 | | |

た。具体的には、固化処理土を通常の高さの1.5倍の高さに突き固め、1日または7日養生させてからモールドから取り出し、軽くほぐして9.5mmふるいにかけた粒状試料を、再度突き固めて供試体（固化破砕土）を作製した。固化破砕土供試体では高い締固め度において粒状体がつぶれてしまうことで力学挙動に変化する可能性を考慮して、締固め度80%および85%の供試体でも試験を実施した。またその比較のために固化土供試体でも同様に締固め度を変えた供試体でも試験を実施した。表1に試験一覧を示す。

2.2 試験装置

本研究では三軸試験を実施した。成形した供試体をセルに設置後、二重負圧法によって飽和化を行う。背圧を200kPa作用させ、所定の有効拘束圧で等方圧密し、非排水せん断試験を実施した。また、載荷速度は0.1%/minのひずみ速度制御とした。

3. 試験結果

3.1 セメントの有無と養生日数

図1にセメント無添加のカオリン単体の供試体とセメント添加による固化土供試体（養生7日、28日）のCU試験結果を示す。カオリン単体の限界状態定数Mは1.35であり、 ϕ' に換算しておよそ33°となる。セメント添加した固化土はセメント添加によって劇的にせん断特性が変化していることがわかる。すなわちせん断初期から破壊するまでほぼ弾性挙動を示している。また有効応力経路を見ると、平均有効応力と軸差応力が1:3のいわゆる tension cut-off の境界線に沿って軸差応力が増加していることから、これは固化処理供試体が最小主応力ゼロの状態から引張破壊したことを示している。また養生日数に着目すると、供試体作製後の養生日数が増すことによって軸差応力も増加している。いずれも破壊時には明確な不連続帯が発生しており、軸ひずみの増加とともに不連続面で正のダイレイタンシーが発生するために、負の間隙水圧が発生し、徐々に無添加カオリンの限界状態線に近づきつつある。

図2に固化土のモールの応力円を示す。セメント添加によってせん断強度は増したが、増加したのは粘着力のみで

内部摩擦角の増加は見られなかった。写真1は有効拘束圧100kPa、200kPaで試験を行った養生14日の固化土の破壊形態を示している。有効拘束圧で比較すると、せん断に伴って発生したせん断面の角度は拘束圧の低い方が大きくなっている。これは有効応力経路における軸差応力の増加の際、拘束圧の低いものほど早く tension cut-off の状態

■ 固化土 養生7日 ■ 固化土 養生28日 ■ セメント無添加

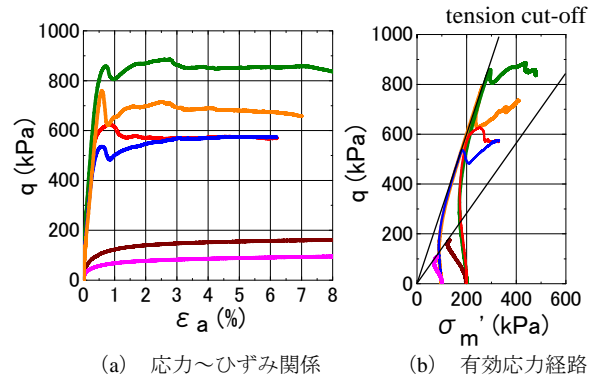


図1 無添加・添加（固化土）供試体のCU試験結果

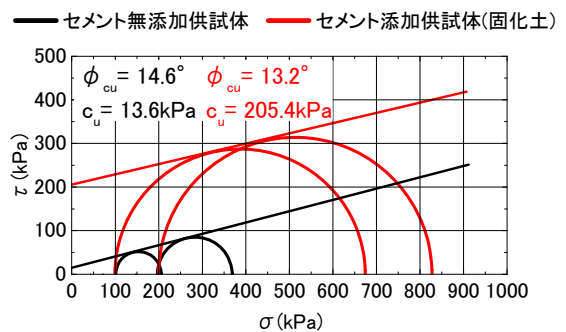


図2 無添加・添加（固化土）供試体のモールの応力円



(a) 拘束圧 200kPa (b) 拘束圧 100kPa (c) 拘束圧 100kPa

写真1 試験後の供試体(固化土 養生14日)

に達することが原因だと考えられる。これにより引張破壊が顕著に現れ、せん断面の角度が大きくなったり、縦に現れると考えられる。同条件で試験を行った供試体 (b) と供試体 (c) を比較すると、供試体 (b) はせん断面が1つだけ確認できたのに対し、供試体 (c) には複数のせん断面が確認できた。

3.2 供試体作製方法の違い

図3に供試体作製方法の違いによる \overline{CU} 試験結果を示す。なお供試体の養生日数はいずれの供試体でも7日である。固化土と仮置き土(仮置き1日)を比較すると、軸差応力~軸ひずみ関係、有効応力経路のどちらでも目立った違いは見られなかった。固化土、仮置き土と固化破砕土(1日後破砕)を比較すると、軸差応力~軸ひずみ関係において固化土、仮置き土はせん断初期に軸差応力が大きく上昇しピーク強度を示した後、急激に低下をしているのに対し、固化破砕土はせん断初期に軸差応力が上昇するのは変わらないが、ピーク強度を迎えた後の低下は見られなかった。また有効応力経路を見ると固化土、仮置き土は軸差応力上昇の過程で tension cut-off に接しているのに対し、固化破砕土は tension cut-off に接しないで軸差応力が上昇していることから固化破砕土は摩擦性材料として再生できていると考えられる。

3.3 破砕までの日数の違い

図4に固化破砕供試体における破砕までの日数を変えて供試体を作製し、7日間養生させたものの \overline{CU} 試験結果を示す。軸差応力~軸ひずみ関係を見ると、いずれの試験結果においてもせん断初期に弾性挙動を示している。また破砕までの日数が長くなるほどピーク時の軸差応力が大きくなっている。また破砕までの日数が長くなるにつれてピーク強度からの低下も大きいことがわかる。これはカオリンとセメントを混ぜ合わせてからの日数が影響しているのではないかと考えられる。破砕までが1日と3日の供試体においては、拘束圧 200kPa での軸差応力はピーク強度から急激な低下していないが、破砕までが7日の供試体においては固結力が増大するためか、拘束圧 200kPa において軸差応力はピーク強度から急激に低下している。しかし残留強度はいずれも近い値となっている。拘束圧 100kPa の供試体では破砕までが3日、7日ともにピーク強度後、軸差応力が低下している。

図5に固化破砕供試体における破砕までが3日と7日の供試体の供試体のモールの応力円を示す。粘着力はどちらも非常に大きく現れているが破砕までの日数が長くなるにつれて若干の増加が見られる。また内部摩擦角はどちらも大きな違いは見られず、図2の固化土と比較しても大きな違いはない。今回の試験では、密度を同一にし、かつその値が大きかったため、固化破砕時にできた粒状試料が供試体作製時の突固めによってつぶれてしまい、固化供試体とあまり差がない結果になったと考えられる。

3.4 締固め度の違い

固化破砕土において粒状試料がつぶれてしまわいよう考慮して締固め度を小さくして行った試験結果を図5に示す。比較のため固化土でも同様に締固め度を変えて試験を行った。まず締固め度ごとの固化土、固化破砕土(1日、7日)を比較する。締固め度 80%の応力~ひずみ関係を見ると拘束圧 200kPa において破砕までの日数が長くなるにつれて軸差応力がピークを迎えた後の減少が緩やかになっている。また拘束圧 100kPa では固化土よりも固化破砕土(1日)の低下が大きくなっているものの、固化破砕土(7日)では軸差応力の低下が見られなかった。有効応力経路を見ると拘束圧 100kPa において、破砕までの日数が長くなるにつれて tension cut-off から遠くなっている。続いて締固め度 85%の応力~ひずみ関係を見ると拘束圧 200kPa の固化土以外では締固め度 80%と同様の傾向を示してい

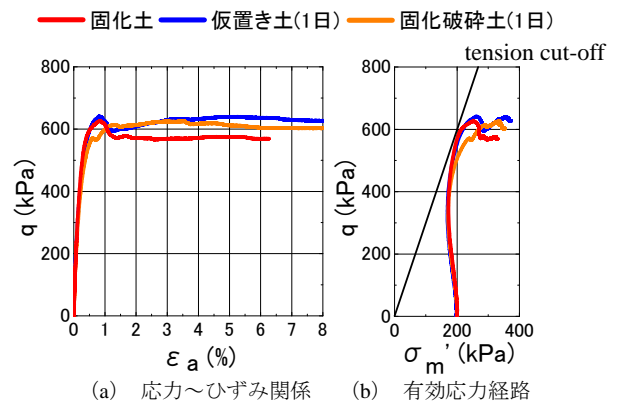


図3 供試体作製方法の異なる供試体の \overline{CU} 試験結果

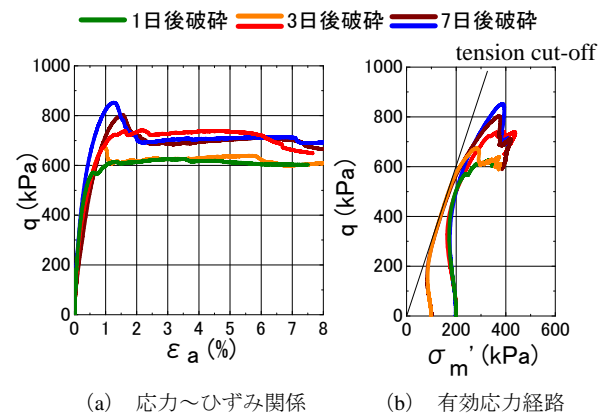


図4 破砕までの日数が異なる供試体の \overline{CU} 試験結果

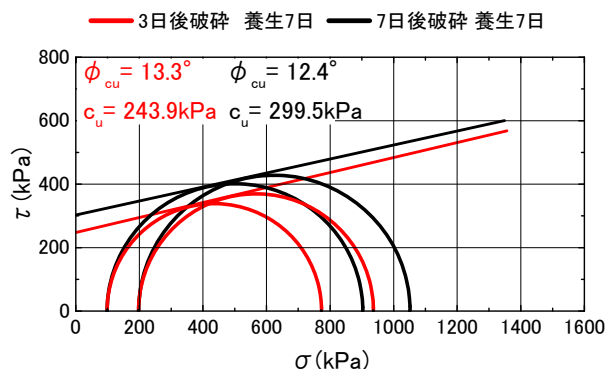


図5 破砕までの日数が異なる供試体のモールの応力円

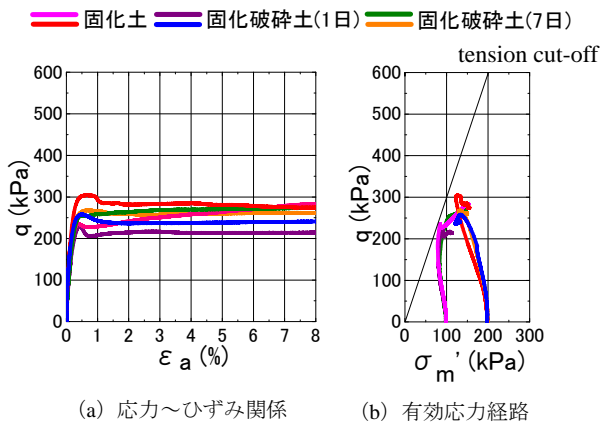


図6 作製方法の異なる供試体のCU試験結果 (締固め度 80%)

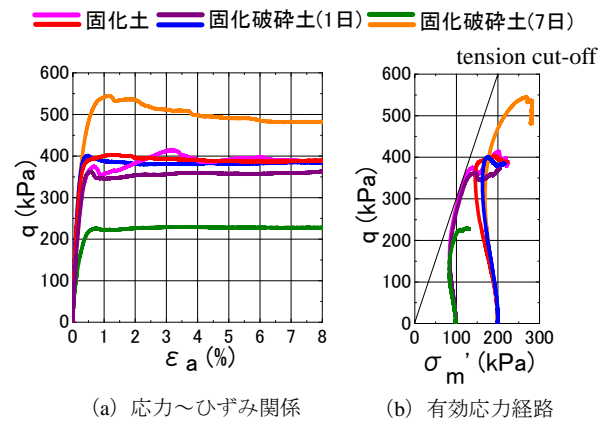


図7 作製方法の異なる供試体のCU試験結果 (締固め度 85%)

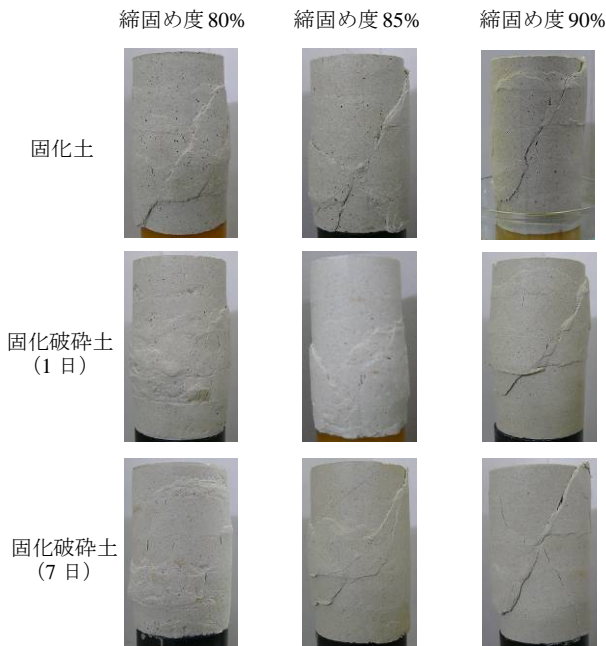


写真3 試験後の供試体

る。また有効応力経路でも締固め度 80%と同様に破砕するまでの日数が長くなるにつれて tension cut-off から遠ざかっている。

写真3にせん断後の写真を示す。固化土を見ると締固め度が変わってもせん断面がはっきりできているのに対し、固化破砕土(1日, 7日)を見ると締固め度が低下するに従って、せん断面が確認しづらくなっているのがわかる。締固め度 80%の供試体では供試体中央部に粒状のものが確認できる。このことから締固め度が小さい場合には粒状試料がつぶれず摩擦性材料の特徴が現れる。

図6・図7に締固め度 80%, 85%それぞれのピーク強度を用いたモールの応力円を示す。固化土を見ると、締固め度 90%の時と比較して粘着力は小さくなっているが、内部摩擦角はほとんど変わらない。また固化破砕土(1日, 7日)を見ると締固め度の 85%の固化破砕土(7日)はかなり良質な摩擦性材料として傾向を示しているがそれ以外はほとんど変わらない結果となった。以上の結果から締固め度を小さくすることで粒状試料が潰れないままで済み、軸差応力の急激な減少を軽減することはできるが、設計で

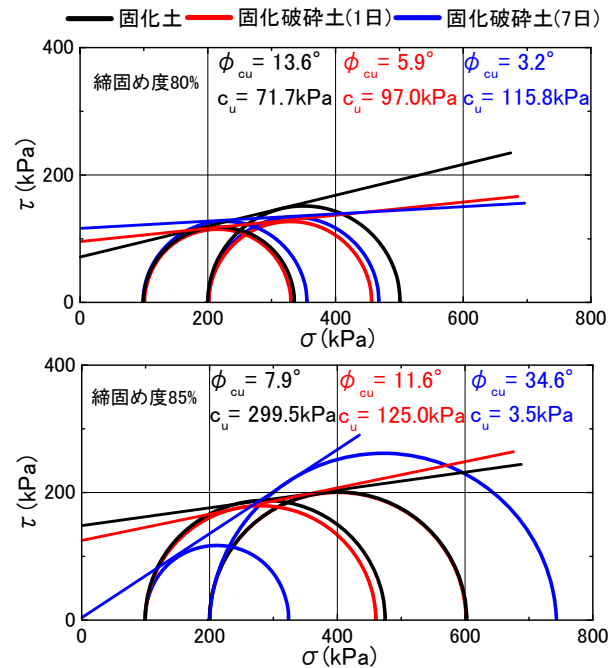


図8 締固め度ごとのモールの応力円

必要となる内部摩擦角の増加には至らなかった。

4. まとめ

粘性土にわずかなセメントを添加することでせん断強度は劇的に増大した。しかし、せん断強度の増大は粘着力の増加が支配的で、設計で必要とされる内部摩擦角の増加には至らなかった。固化破砕土を用いて締固め度を小さくすることで摩擦性材料のような挙動を示す事例も見られたが、総じて内部摩擦角の増加には至らなかった。今後は引き続き効率的な改良方法を検討するとともに、粘着力も考慮した補強盛土擁壁の合理的な設計法の開発を行う予定である。

参考文献

- 1) 例えば、米田ら：固化処理土を用いた帯鋼補強土壁工法における施工プロセス上の要因が補強材土中引抜き抵抗に与える影響、地盤工学ジャーナル、6(2)、2011。
- 2) FILL WALL 工法設計・施工マニュアル(第2版)、2010。

詳細地形情報を用いた山岳道路盛土の抽出に関する基礎的検討

A study on detection of mountain road embankments using high-resolution topography data

沢田和秀¹, 森口周二², 岩田麻衣子³

1 岐阜大学・流域圏科学研究センター・sawada@gifu-u.ac.jp

2 岐阜大学・工学部社会基盤工学科

3 岐阜大学・工学部

概 要

2004年新潟県中越地震および2007年能登半島地震などでは、山岳道路盛土に多くの被害が生じ、道路ネットワークの遮断や交通機能の低下が発生した。このため、山岳道路の耐震評価と対策が重要であり、そのためには道路や地形の情報が必要となるが、全ての道路について十分な情報が整備されていないのが現状である。多くの道路の情報は道路台帳で管理されているが、古い道路などは紙面上のデータであることが多い。そこで、本研究では、岐阜県が有する2mメッシュの数値標高モデル（DEM）を用いて、地形情報から山岳道路の危険箇所（特に盛土部）を抽出するモデルの可能性について検討した。その結果、本研究で対象とした道路区間については、2mDEMを用いることにより、盛土部を精度よく抽出できることを確認した。

キーワード：道路盛土, DEM, ロジスティック回帰分析

1. はじめに

2004年新潟県中越地震および2007年能登半島地震などでは、山岳道路の盛土部で多くの被害が生じた¹⁾²⁾。また、2011年東北地方太平洋沖地震でも、山岳部の道路の盛土部で変状が多く発生している。これらの被害は、直接的に道路ネットワークの遮断や機能低下につながるとともに、地震直後の救援や復旧作業の遅延の原因となる。これらの被害を防ぐ、または最小限に留めるためには、限られた予算の中で効率的に対策を進めなければならない。そのためには道路の危険箇所の抽出と危険度評価が不可欠となるが、道路台帳などの道路の情報は、未だ紙面データである場合も多く、一元的に管理できないため、これらの情報を用いて道路の危険箇所を抽出するだけでも多大な労力と費用を要する。そこで、本論文では、近年様々な用途に利用されている数値標高モデル（Digital Elevation Model：以下、DEMと記す）を用いて山岳道路の盛土部を抽出するモデルの構築を試みた結果について報告する。道路周辺の地形情報を地理情報システム（Geographic Information System：以下、GISと記す）上で数値化し、ロジスティック回帰分析によりモデルを構築する。岐阜県では、全県を対象として独自に作成した2mメッシュのDEMデータを所有しており、本研究ではこのDEMデータを用いて研究を実施した。

2. 対象道路区間とモデル構築方法

本研究では、実際の山岳道路の情報を用いて盛土部抽出モデルを構築し、そのモデルの精度を検証する。本研究で対象とした路線区間は、図1に示す岐阜県内の県道91号線（地方主要道）の一部である。この山岳区間には、路線内には補強土工法などで構築された盛土部分なども存在するが、本研究ではこれらを対象外としているため、これらを含まないNo.1～3の区間を対象区間とした。区間内の盛土部と切土部の詳細な情報は、道路台帳などを参照して、検証データとして利用した。以下、モデルの構築手順について説明する。

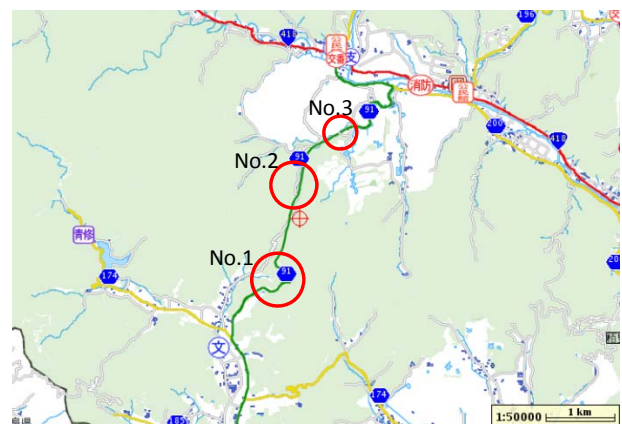


図1 対象道路区間（岐阜県県域統合型GISに加筆）

まず、岐阜県が所有する 2m メッシュの DEM データを用いて GIS 上で地形と道路の位置を関連付ける (図 2)。図 2 および図 3 は、2m メッシュ DEM データを用いて地形 (標高) を段彩表現している。次に、図 3 に示すように、道路線形に対して一定の幅 (本研究では 90m とした) を考慮して等間隔で断面位置を決定する。道路台帳に記載されている断面が 20m 間隔であったため、本研究でも 20m 毎に断面位置を設定した。各断面位置についてそれぞれ断面図を作成し、盛土抽出に対して有効と考えられる情報を数値化する。これらの情報の具体的な算出手法は、後に説明する。

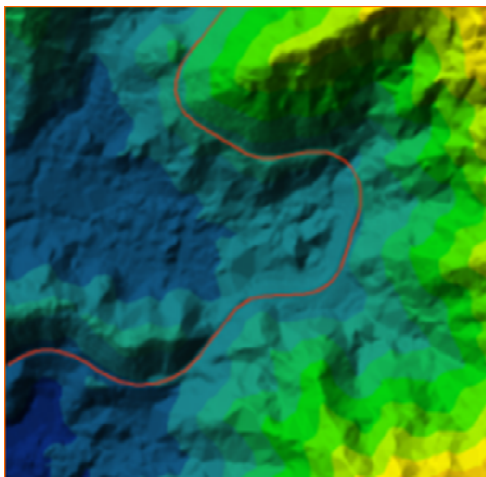


図 2 対象区間 No.1 の標高図

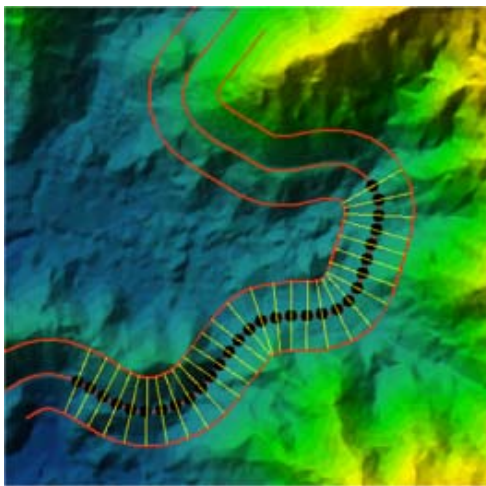


図 3 断面図位置のイメージ図

断面情報を数値化した後、その情報を用いてロジスティック回帰分析により、モデルを構築する。ロジスティック回帰分析とは、予測したい事象 (目的変数) が 2 値の質的変数であるとき、量的変数である説明変数を含む関数を用いて、事象の発生確率を算出することができる一般化線形モデルの 1 種である。ロジスティック回帰分析に用いられるモデルは以下のものである。

$$p = \frac{\exp(Z)}{1 + \exp(Z)} = \frac{1}{1 + \exp(-Z)} \quad (1)$$

$$Z = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_k x_k + \dots + \beta_n x_n \quad (2)$$

ここで、 p は事象の発生確率、 x_k は説明変数、 β_k は最尤法によって算出される係数である。 p は 0~1 の値をとり、対象としている事象の発生確率を意味する。本研究においては、地形情報から数値化された盛土抽出に対して有効と考えられる情報を説明変数 x_k として、対象断面が盛土部である確率を算出するモデルを構築する。

3. 説明変数

ロジスティック回帰分析を用いて、各道路断面の地形情報から盛土部を抽出するモデルを構築するためには、複数の目的変数と説明変数の組み合わせのデータが必要となる。本研究の場合、各断面が盛土部であるかどうか目的変数となり、各断面の地形情報から数値化された情報が説明変数となる。各断面が盛土部であるかは、道路台帳に記載されている設計断面図から判断した。説明変数は、盛土部の抽出に寄与する可能性があるものとして、①開度、②山留側傾斜角、③路側側傾斜角、④地山の表面角度、⑤水平開度、⑥道路曲率の 6 種類の変数を設定した。ここで、「盛土部の抽出に寄与する可能性があるもの」という表現を用いた理由は、必ずしもこれらの変数全てがモデルの中に組み込まれるわけではなく、ロジスティック回帰分析の結果、寄与度の高い変数のみが採用されるためである。以下、各変数の算出方法について説明する。

3.1 開度について

開度は、図 4 に示すように、道路の横断方向の地形の開き具合を示す角度である。この角度は、直接的に盛土部を抽出するものではないが、開度が小さい場合は切土部である可能性が高くなるため、盛土部抽出に対しては負の説明変数となるものと考えて説明変数に設定した。

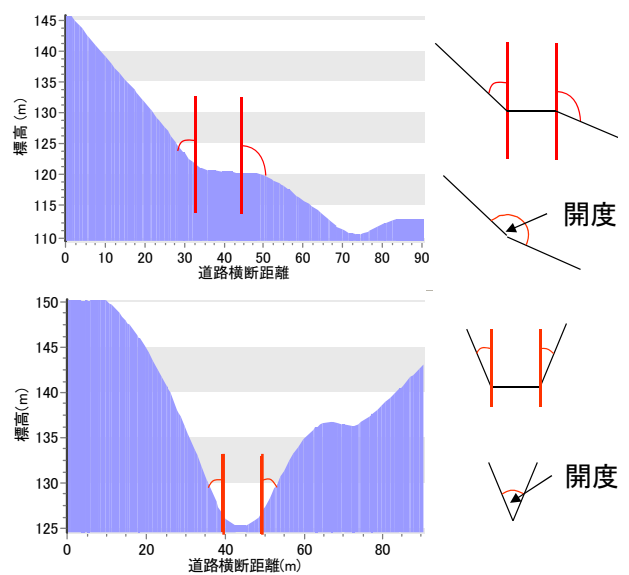


図 4 開度のイメージ図

3.2 山留側傾斜角と路側側傾斜角について

傾斜角については、図5に示すように、山留側の傾斜角と路側側の傾斜角の2種類を考慮した。これらの角度を区別して設定した理由は、切土斜面では山留側の傾斜角（勾配）、盛土斜面では路側側の傾斜角（勾配）が、それぞれ設計の条件として定められているという事実に基づいている。そのため、図6のようなイメージを持って、2種類の変数を設定した。

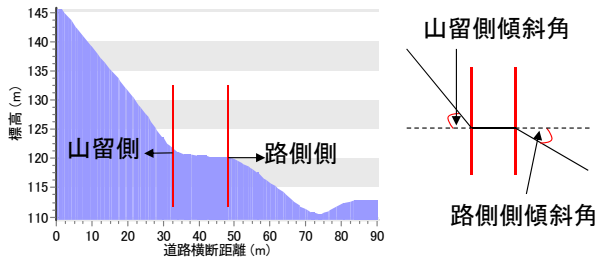


図5 傾斜角のイメージ図

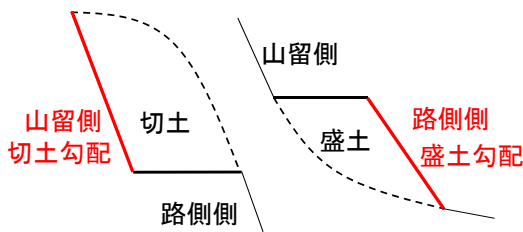


図6 切土部と盛土部のイメージ図

3.3 地山地表面角度について

地山表面角度とは、図7に示すように、地山内部の表面角度を示し、この角度が180度以上であれば凹型、180度以下であれば凸型の地山形状であることを意味する。この値の算出には、図8に示すように、道路端から水平距離で5m離れた地点から水平距離30mの範囲で複数の表面角度を算出し、その平均値を断面の代表値として用いた。

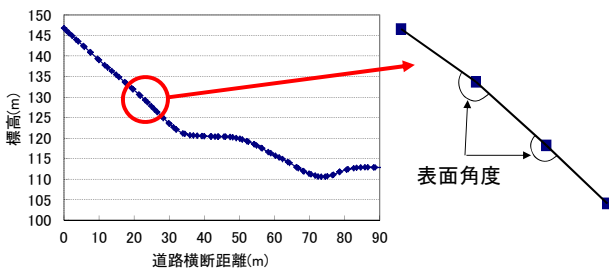


図7 地山地表面角度のイメージ図

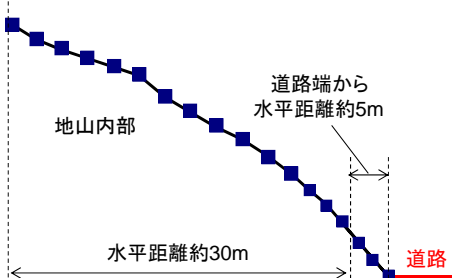


図8 地山地表面角度のイメージ図

3.4 地山地表面角度について

水平開度と道路曲率は、他の説明変数とは異なり、道路平面の延長方向の変化に関する情報である。先述のように、本研究では、20m 間隔で道路横断方向の断面図を作成している。これらの断面と道路の中心線の交点の座標を用いて水平開度と道路曲率を算出した。水平開度と道路曲率のイメージは図9,10に示すとおりである。

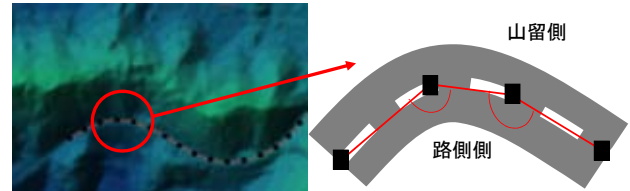


図9 水平開度のイメージ図

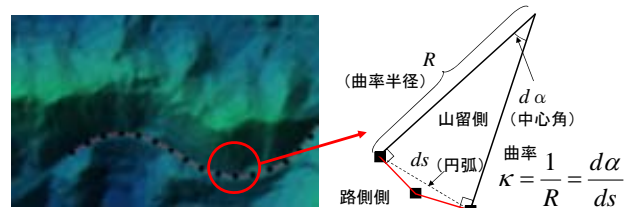


図10 道路曲率のイメージ図

4. ロジスティック回帰分析によるモデルの構築

4.1 モデル構築

先述のように、各道路断面が盛土部か切土部であるかは、道路台帳の情報を基に既知データとした。本研究では、盛土部であるかどうかだけでなく、切土部および片切片盛土部の計3種類の分類を試みた。そのため、断面地形情報を活用して、片切片盛土部のみを抽出するモデル（モデルA）、盛土部のみを抽出するモデル（モデルB）、片切片盛土部と盛土部を抽出するモデル（モデルC）の3種類について抽出を検討した。対象区間（No.1～No.3）に含まれる断面数は合計で44であり、切土部、盛土部、片切片盛土部の断面数は表-1に示すとおりである。

表1 各断面の分類割合

| | |
|--------|----|
| 盛土部 | 22 |
| 切土部 | 14 |
| 片切片盛土部 | 8 |
| 合計 | 44 |

ロジスティック回帰分析を用いて複数の説明変数でモデルを構築する場合、複数の説明変数の組み合わせが考えられ、その中で最も説明性の高い組み合わせを最適モデルとして選択する必要がある。本研究では、全ての組み合わせについてロジスティック回帰分析を行い、赤池の情報量規準(AIC)³⁾および残差の値を基準として、A、B、C3種類

のモデルに対して最適なモデルを選択した。得られた最適モデルの各説明変数の係数とt値を表-2に示す。表中の空欄部分は、説明変数として採用されなかったことを意味する。この結果より、開度はどのモデルに対しても非常に説明性の高いパラメータであることが確認できる。

表 1 最適モデルの各説明変数の係数とt値

| | 片切片盛土部のみを抽出するモデル(モデルA) | | 盛土部のみを抽出するモデル(モデルB) | | 片切片盛土部と盛土部を抽出するモデル(モデルC) | |
|--------------|------------------------|-------|---------------------|-------|--------------------------|-------|
| | 係数 β | t 値 | 係数 β | t 値 | 係数 β | t 値 |
| 開度 | 0.017 | 0.848 | 0.164 | 2.422 | 0.150 | 2.322 |
| 山留側傾斜角 | | | | | | |
| 路側側傾斜角 | | | 0.090 | 0.939 | 0.205 | 1.504 |
| 地山表面角度 | | | 2.801 | 1.936 | 5.787 | 1.910 |
| 水平開度 | 0.056 | 1.206 | | | | |
| 道路曲率 | | | | | | |
| 切片 β_0 | -1.435 | | -534.2 | | -1067.0 | |

4.2 構築したモデルの精度検証

表-2に示した3種類のモデルの精度を検証するために、各断面の確率(ロジスティック回帰分析により得られたモデルにより算出される確率)を算出し、図11~13のようにグラフ化した。図11~13は、それぞれモデルA~Cの結果を示しており、横軸に道路台帳番号(断面番号)、縦軸に確率を示している。図中の赤と青の色分けは、赤が確率100%となるべき断面であり、青が確率0%となるべき断面であることを意味する。例えば、片切片盛土部を抽出するモデルAの場合、片切片盛土部となるべき断面は赤、それ以外は青で示され、赤が100%に近く青が0%に近ければ精度のよいモデルといえる。モデルAの結果から、片切片盛土部とそれ以外を精度よく分離できていないため、片切片盛土部のみを抽出することは非常に困難であることがわかる。ただし、全体として片切片盛土部断面の総数が少ないことがこの要因の1つとも考えられる。モデルBの結果では、盛土部とそれ以外をある程度分離するような傾向は確認できるが、50%程度の確率のものも多く存在しており、抽出精度は低い。これらに対して、片切片盛土部と盛土部を同時に抽出するモデルCは、よい精度で分離できていることが確認できる。図中の点線で囲まれた確率が低い値を示している断面は片切片盛土部であり、これらの精度を向上させる改良を加えることで、より精度の高いモデルの構築が可能と考えられる。

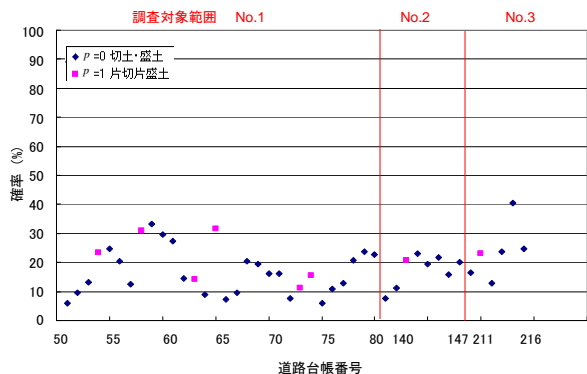


図 11 モデル A (片切片盛土部を抽出) の結果

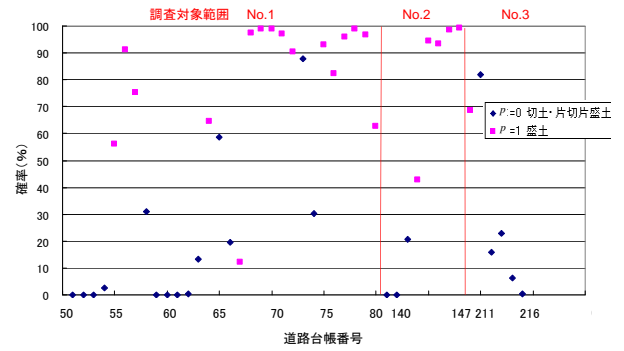


図 12 モデル B (盛土部のみを抽出) の結果

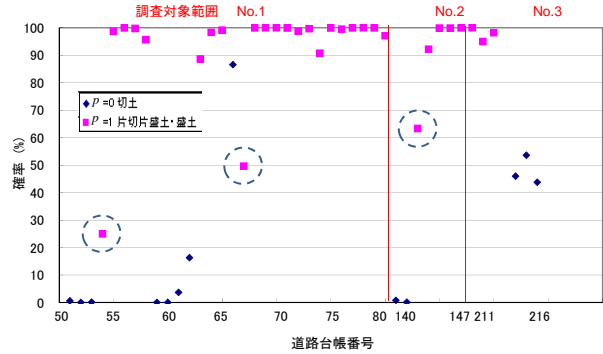


図 13 モデル C (片切片盛土部と盛土部を抽出) の結果

5. まとめ

詳細地形データを用いて、山岳道路の盛土部を抽出するモデルの構築を試みた結果、片切片盛土部と盛土部を個別に抽出するモデルでは十分な抽出精度が確認されなかったが、それらを同時に抽出するモデルでは高い抽出精度を確認した。近年整備が進む詳細地形モデルの活用に対して有益な情報であると考え、ここに報告するものである。今後、本研究で得られた知見をもとに、モデルの精度向上を目指すとともに、地形情報から得られるその他の重要な情報(集水地形など)と組み合わせ、道路の危険度箇所を抽出できるモデルの構築を検討する。

本研究は、岐阜県および(財)岐阜県建設研究センターの協力によって実施できた。ここに記して、感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 例えば、地盤工学会：2004年新潟県中越地震災害調査報告書、2007
- 2) 例えば、土木学会：2007年能登半島地震被害調査報告書、2007
- 3) 赤池弘次ら：赤池情報量規準AIC—モデリング・予測・知識発見、共立出版(株)、2007。

初期含水比の違いが河川堤防砂の力学特性に及ぼす影響と その三軸試験シミュレーション

Effects of degree of initial water content on mechanical properties of sand in river embankment and its numerical simulation of triaxial test

兼松祐志¹, 森 涼香¹, 小高猛司², 崔 瑛², 李 圭太³

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

3 建設技術研究所

概 要

河川堤防の耐震性照査に用いられている土質定数は、粒度調整試料による再構成供試体を用いた室内試験により求められている。しかし、室内試験時の供試体作製における再構成方法、密度、粒度調整法等の諸条件について明確に定められていない。そこで、本論文では、礫混じり砂を対象とした三軸試験を行い、その際の供試体作製時の含水比の違いが力学特性にどのような影響を及ぼすのかについて検討した。その結果、初期含水比の違いによって力学特性は大きく異なることが示された。次に、その力学特性の違いは供試体内に形成される骨格構造の違いが関係していると考えて、SYS カムクレイモデルを用いたシミュレーション解析を行った。その結果、各供試体が有する初期構造の程度とその劣化のしやすさを表す構造劣化指数の2つのパラメータを系統的に変化させることで、各供試体の締固め度と初期含水比の違いによる力学挙動の変化を表現できることを示した。

キーワード：河川堤防，礫混じり砂，三軸圧縮試験，構造，構成式，シミュレーション

1. はじめに

河川堤防の浸透時のすべり破壊に対する安定性照査に用いる強度定数を求める際には、基本的に攪乱試料で供試体を再構成して室内試験が実施される¹⁾。試験で求める土質定数は、安定性照査にとって極めて重要であるにも拘わらず、再構成供試体の作製方法や粒度調整方法等の諸条件については明確に定められていないのが現状である。小高らは礫から細粒分まで含む河川堤防砂礫を用いて、原粒度試料による大型三軸試験と粒度調整試料による通常的小型三軸試験を実施し、供試体寸法、粒度調整方法、供試体密度、試験時の排水条件が砂礫の力学特性に大きな影響を及ぼすことを示した²⁾。本論文では、供試体作製時の含水比の違いによって、三軸試験で得られる砂礫の力学特性が大きく異なることを示す。均一粒径砂では、供試体作製法を変えることによって、同一の初期有効応力下でも異なる間隙比の供試体が作製でき、それぞれの非排水せん断挙動が異なることがIshihara³⁾によって示されている。本論文では、堤体材料として一般的な砂礫（粒度調整後には礫混じり砂に分類）を対象とし、異なる供試体作製法ではあるがほぼ同一の間隙比の供試体を再構成し、それぞれの力学特

性が大きく異なることを示すことがIshiharaの研究³⁾とは大きく異なる。

本論文の後半では、前半で示す「供試体再構成時の含水比の違いによって、同じ間隙比の供試体でも力学挙動が大きく異なる」試験事実を、「供試体毎に骨格構造が異なるため」という仮説を立て、それを実証するために行った数値シミュレーションの結果を示す。具体的には、土の構造、過圧密、異方性を表すことのできるSYSカムクレイモデル⁴⁾を用いて、同じ間隙比であっても、構造ならびに過圧密度が異なる供試体を模擬して非排水せん断試験をシミュレートすることにより、三軸試験結果を無理なく説明できることを示す。

2. 試験の概要

(1) 試験試料

試験試料は鳥取県小鴨川の河川堤防で採取しており、図1の黒のプロットに原粒度試料を、赤のプロットに粒度調整試料を示す。本試験の供試体直径は5cmであるため、せん頭粒度法を用いて9.5mm（直径のおよそ1/5）以上の礫を除外した粒度調整試料を用いた。また、突固めによる土の締固め試験（JIS A 1210 A-a 法）により最大乾燥密度が

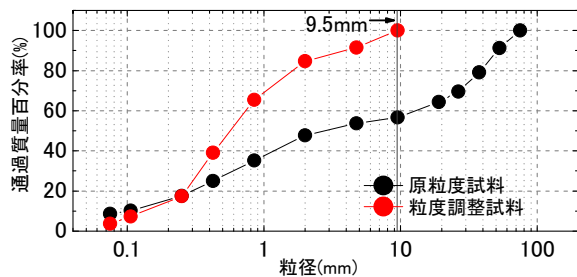


図 1 実験試料の粒度分布

表 1 単調載荷試験の供試体の圧密終了後の間隙比

| 供試体作製時の 初期含水比 (%) | 締固め度 (%) | | |
|----------------------|----------|-------|-------|
| | 80 | 85 | 90 |
| 0 | 0.565 | 0.519 | 0.465 |
| 3 | 0.549 | 0.492 | 0.475 |
| 5 | 0.554 | 0.503 | 0.451 |
| 10 | 0.589 | 0.513 | 0.439 |
| 14 | 0.598 | 0.499 | 0.439 |

2.0g/cm³となり、最適含水比は 10.5%となった。

(2) 供試体作製と試験手順

供試体作製時の乾燥密度は 1.6, 1.7 および 1.8g/cm³ (それぞれ、締固め度 80, 85 および 90%に相当) とした。また、いずれの締固め度の供試体においても、試験試料を含水比 0, 3, 5, 10 および 14% の 5 種類に含水調整してから、供試体の作製を行った。具体的には、供試体を作製するために必要分の自然乾燥状態の試験試料を準備し、所定の含水比となるように、試料を霧吹きで加水し、水分が均一に行きわたるようにかき混ぜる。初期含水比 0% の供試体に関しては、自然乾燥試料をそのまま使用した。試料は、モールドに 5 層に分けて入れるため、含水比調整後の試料を 5 等分しておく。その後、直径 5cm, 高さ 10cm のモールド内で軽く突き固めて作製した。なお、突固め後に自立できない含水比が低い供試体においては、三軸試験機のペダスタルに設置した 2 つ割りモールドの内側にあらかじめメンブレンを張っておき、モールド内にて軽く締固めを行うことで、供試体を作製した。この後、キャップを設置して、供試体に負圧をかけることで自立させた。本論文では、供試体作製時に含水調整した際の含水比を「初期含水比」と呼ぶ。ただし、いずれの初期含水比の供試体であっても、三軸試験を実施する際には、二重負圧法により飽和化しており、B 値が 0.95 以上となっていることを確認している。なお、飽和化に伴い供試体内部でコラプス現象が発生していると予想されるが、その量はわずかであると考えている。その理由は、二重負圧法による飽和化の過程において、供試体は有効拘束圧 20kPa という低拘束圧条件下にあり、しかもセル内に作用させる負圧による載荷ロッドの引き込みを防ぐために、供試体の軸方向変位は固定されており、供試体内のサクシオン消失に伴う骨格構造の急激な崩壊を極力防いでいるからである。また、供試体飽和後にはサ

クシオンは消失しており、次章で示す試験結果には影響していないことを付記する。

飽和化終了後、有効拘束圧 20kPa のまま慎重に背圧を 200kPa まで増加させた後、有効拘束圧 100kPa に増加させて 1 時間の等方圧密を行う。表-1 は等方圧密後の供試体の間隙比である。飽和化の過程における微小な体積変化は反映できていないが、有効拘束圧増加に伴う堆積圧縮は反映されている。表より、圧密後の間隙比にばらつきは見られるが、供試体作製時の初期含水比に依存したばらつきであるとは言えず、有意な差ではないと判断した。

等方圧密後の供試体は、単調載荷試験においては、軸変位速度 0.1%/min で非排水せん断を行い、繰返しせん断試験においては、所定の繰返し応力比を用いて非排水条件下で、0.1Hz の周波数による繰返しせん断を実施した。

3. 試験結果

(1) 単調載荷試験結果

図 2 に軸差応力～軸ひずみ関係を示す。締固め度 80 % の場合、初期含水比が 14% と 10% のケースでは、軸差応力が最大値に達した後、ひずみ軟化挙動が見られる。初期含水比 5% のケースでは、初期含水比 14% と 10% のケースに比べて軸差応力の最大値は小さくなっているが、ひずみ軟化の度合いが小さいために最終的な軸差応力は大きい。初期含水比 3% および 0% では、ひずみ軟化がごくわずかに見られた後に硬化に転じた後、軸差応力が増加してゆく。軸差応力～軸ひずみ曲線の初期立ち上がりは、初期含水比によらずほぼ同一であるが、せん断後半になるにつれて各ケースの試験結果の差が顕著になる。この差は、締固め度が高くなるにつれて一層顕著になる。

図 3 に有効応力経路を示す。締固め度 80 % の場合、初期含水比 14 % と 10 % のケースでは、特にゆる詰め傾向を示している。初期含水比 5% のケースではひずみ軟化の程度が小さくなり、さらに初期含水比 3 % と 0 % のケースとなると正のダイレイタンスー挙動が見られる。また、最大軸差応力に至るまでの経路を見ると、初期含水比が高いケースほど、せん断初期に有効応力がほぼ一定のまま軸差応力が増加する弾性挙動が顕著に現れていることがわかる。締固め度 85 % の場合には、さらに上述の傾向が顕著になり、初期含水比 14 % と 10 % のケースでは、弾性挙動を示した後に急激な脆性破壊に伴うひずみ軟化を呈し、初期含水比 5% 以下のケースでは、せん断初期から塑性圧縮が顕著に見られ、とりわけ初期含水比 3% と 0% のケースでは変相後の正のダイレイタンスーが発現している。締固め度 90 % の場合には、いずれの初期含水比でも密詰め傾向のせん断挙動を示しているが、やはり初期含水比の高い 14 % と 10 % では、せん断初期に弾性挙動を顕著に示している。

(2) 繰返し載荷試験結果

締固め度 80% の場合における応力～ひずみ関係および

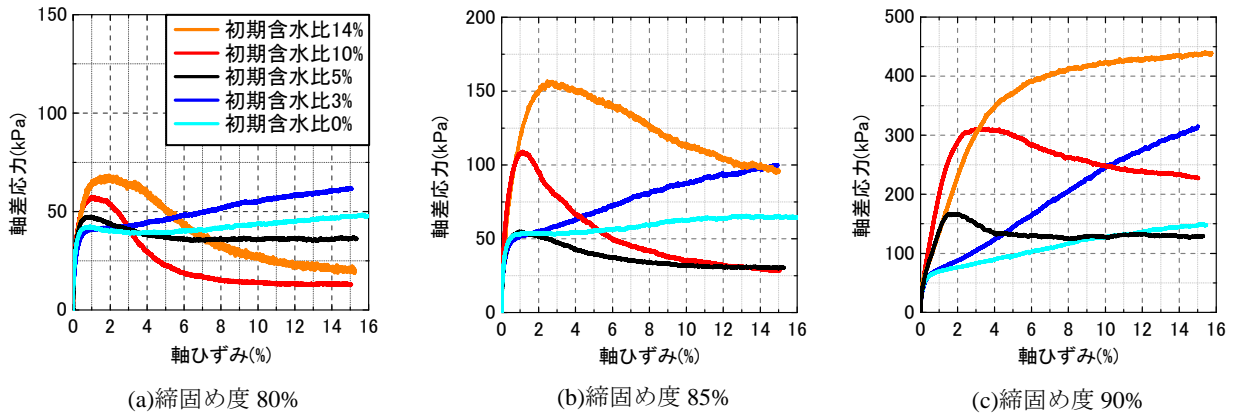


図 2 応力～ひずみ関係

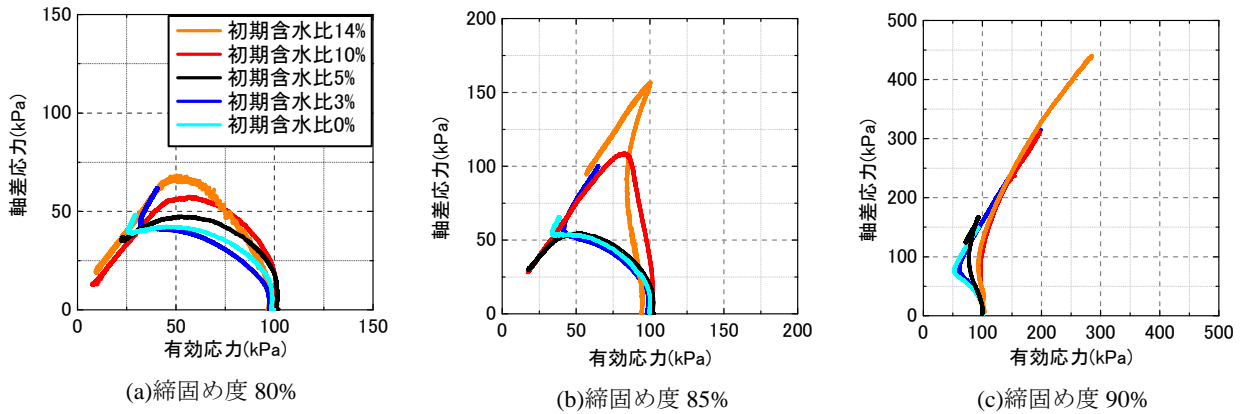


図 3 有効応力経路

有効応力経路をそれぞれ図 4 および図 5 に示す。いずれの供試体でも変相線に近づくまでの繰返し過程においては、軸ひずみの発生は非常に小さいが、初期含水比 10% の供試体では、大きなひずみが発生した途端に一気に液状化に至る。一方、初期含水比 0% の供試体では、変相線到達後もサイクリックモビリティによる有効応力の増加・減少を繰り返し、徐々にひずみが大きくなる。変相線到達までの挙動に着目すると、初期含水比 10% の供試体の方が、1 回の繰返しに伴う有効応力の低下量は小さく、単調載荷試験で観察された小ひずみレベルでの弾性挙動と調和している。また、一気に液状化に至る点も、単調載荷時に正のダイレイタンスの発現が見られないことと一致している。

締固め度 90% の場合における応力～ひずみ関係および有効応力経路をそれぞれ図 6 および図 7 に示す。いずれの供試体も、変相線到達後もサイクリックモビリティによる有効応力の増加・減少を繰り返し、徐々にひずみが大きくなっている。しかし、1 回の繰返しに伴う有効応力の低下量に着目すると、締固め度 80% の結果よりも顕著に、その差が見られることがわかる。

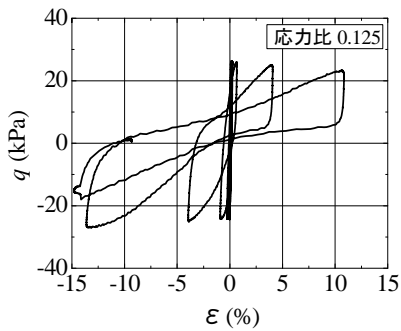
図 8 は過剰間隙水圧比 95% で定義した液状化強度曲線である。締固め度が大きいほど、曲線はグラフの上部へ位置している。初期含水比 0% と初期含水比 10% の差に着目すると、締固め度 80% においては、両供試体で液状化強度曲線に差は見られないが、締固め度 90% では差が現れ、例えば、繰返し載荷回数 20 回での液状化強度比は含水比 0%

のほうが 0.04 程小さい値となる。

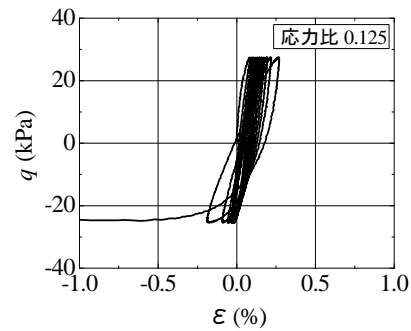
密詰めの場合には液状化強度に顕著に差が生じることはわかるが、ゆる詰めの場合には液状化強度曲線に大きな差がない。しかし、応力～ひずみ関係や有効応力経路には大きな差があり、有効応力解析を実施するには注意が必要である。

(3) 考察～供試体内に形成される構造～

供試体作製時の初期含水比によってせん断挙動が大きく異なることが明らかとなった。この理由として、各供試体が有する骨格構造が関係していると考えられる。写真 1 および 2 に、初期含水比 10% および 0% の供試体の作製直後の供試体全体写真とマイクログラフで供試体表面を撮影した写真を示す。いずれも締固め度は 90% の供試体である。供試体の全体写真から、初期含水比 10% の供試体は均質的な表面となっていることがわかる。しかし、初期含水比 0% の供試体では、礫分が多い所と細粒分が多い所に分かれており、目視でも不均一性が確認できる。供試体表面の写真の正確な縮尺が計測できていないが、いずれも写真の横幅が数 mm 程度に相当する。これらの写真より、初期含水比 10% では礫のまわりに細粒分がついているが、初期含水比 0% では礫の周りには細粒分が少なく、礫の形がはっきりと見て取れる。初期含水比 10% の供試体は、あらかじめ含水比調整を行ったため、モールドに試料を投入する以前から、サクシヨンの作用によって粗粒分の周りに

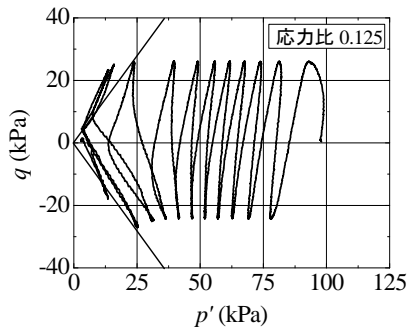


(a) 初期含水比 0%

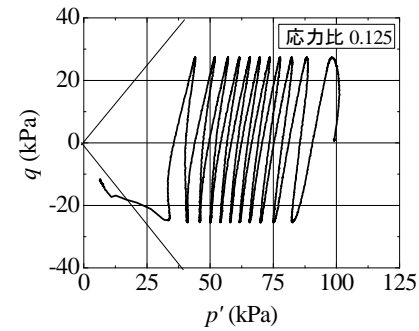


(b) 初期含水比 10%

図4 応力～ひずみ関係 (締固め度 80%)

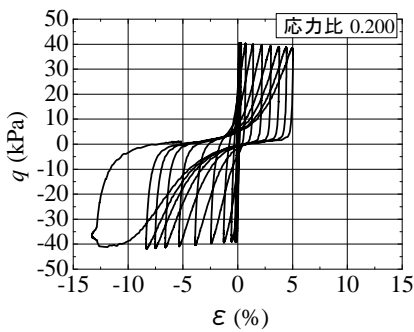


(a) 初期含水比 0%

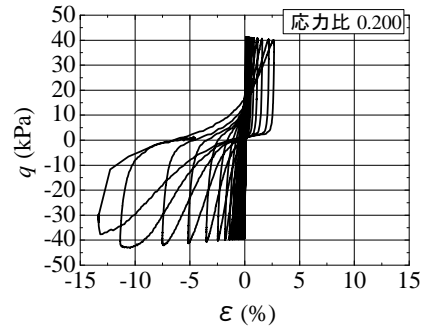


(b) 初期含水比 10%

図5 有効応力経路 (締固め度 80%)

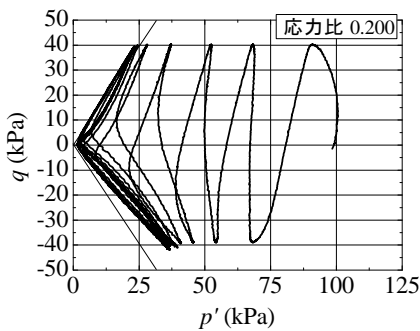


(a) 初期含水比 0%

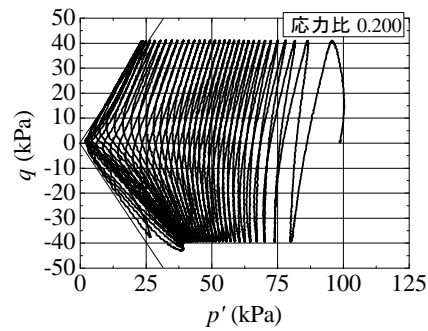


(b) 初期含水比 10%

図6 応力～ひずみ関係 (締固め度 90%)



(a) 初期含水比 0%



(b) 初期含水比 10%

図7 有効応力経路 (締固め度 90%)

均一に細粒分が分布するため、比較的卓越した骨格構造が形成されるものと考えられる。一方、初期含水比 0% の供試体では、乾燥試料を自然落下させ、突き固めた際に細粒分と粗粒分との分級が進み、骨格構造が形成されづらかったと考えられる。供試体作製時の含水比が高い供試体ほど、締固めて供試体を作製する際には強く突き固める必要が

あったが、これは含水比が高い供試体ほど骨格構造が高位であることと調和的である。

以上より、骨格構造が卓越した初期含水比 14% と 10% の供試体の単調載荷試験においては、せん断初期に弾性挙動を呈する反面、せん断が進行すると急激な脆性破壊を呈する傾向が強い。一方、高位な骨格構造を持たない初期含

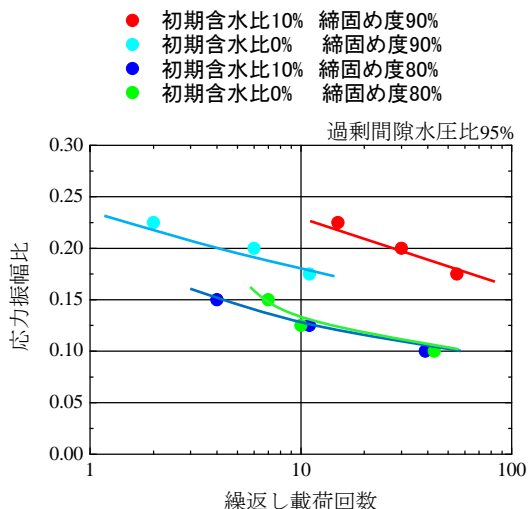


図8 液状化強度曲線



写真1 初期含水比10%で作製した供試体の全体(左)とマイクロスコープによる供試体表面の写真(右)

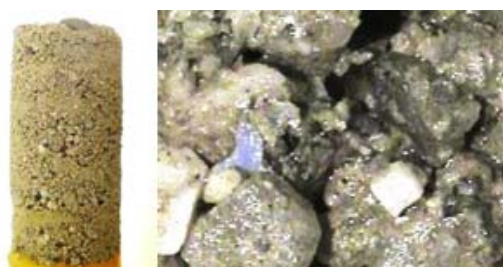


写真2 初期含水比0%で作製した供試体の全体(左)とマイクロスコープによる供試体表面の写真(右)

水比3%と0%では、せん断初期から塑性的なせん断特性を示したと考えられる。

4. SYS カムクレイモデルによるシミュレーション

(1) シミュレーションの概要

前章における供試体作製時の締固め度と初期含水比による三軸試験結果の違いは、供試体内に形成される骨格構造に起因すると考えられる。本章では、骨格構造の変化を記述することができる上下負荷面カムクレイモデル (SYS カムクレイモデル⁴⁾) を用いて、単調載荷試験結果をシミュレートすることにより、上記の考えの理論的な裏付けを行う。具体的には、各供試体が有する骨格構造の程度とその劣化のしやすさを系統的に設定することにより、一様変形場における SYS カムクレイモデルの構成式応答が各供

表2 シミュレーションに用いた各種パラメータ

| | | 締固め度 (%) | 80 | 85 | 90 |
|-------|-----|---|--------|-------|-------|
| パラメータ | 弾塑性 | 圧縮指数 $\bar{\lambda}$ | 0.100 | | |
| | | 膨潤指数 $\bar{\kappa}$ | 0.011 | | |
| | | 限界状態定数 M | 1.460 | | |
| | | NCL の切片 N ($q=0, P'=98.1\text{kPa}$ の時の比体積) | 1.570 | | |
| | | ポアソン比 ν | 0.300 | | |
| パラメータ | 発展則 | 構造劣化指数 a ($b=c=1.0$) | 図-5 参照 | | |
| | | 正規圧密土化指数 m | 0.030 | | |
| | | 回転硬化指数 b_r | 1.00 | | |
| | | 回転硬化限界定数 m_b | 0.001 | | |
| 初期値 | | 初期比体積 v_0 | 1.637 | 1.536 | 1.457 |
| | | 初期構造の程度 $1/R_0^*$ | 図-5 参照 | | |
| | | 初期過圧密度 $1/R_0$ | 図-5 参照 | | |
| | | 初期異方性 $\zeta = \sqrt{2/3}\beta_0 \cdot \beta_0$ | 0.01 | | |
| | | 初期平均有効応力 p_0' | 9.80 | | |

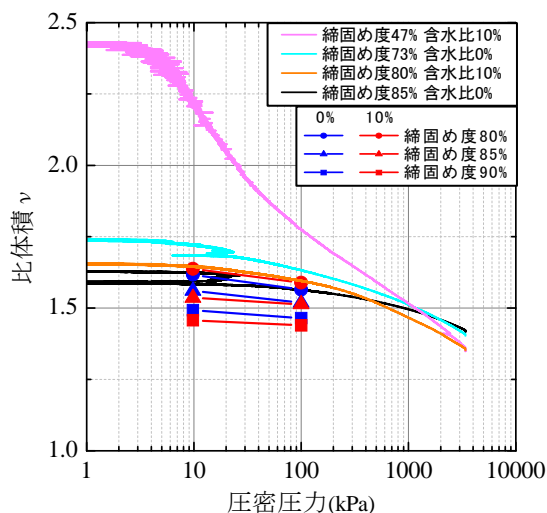


図9 CRS 圧密試験結果と三軸試験での圧密前後の比体積変化

試体の三軸試験結果を説明できることを示す。なお、SYS カムクレイモデルは、カムクレイモデルに骨格構造 (以下、単に構造と呼ぶ)・過圧密・異方性の 3 つの概念を導入した構成モデルであり、構造は載荷時の塑性変形の進展に伴って次第に低位化 (劣化) するが、その際の構造劣化の速さの大小によって、様々な土の力学挙動を統一的に記述することが可能となる⁴⁾。

表2に弾塑性パラメータ、発展則パラメータ、初期状態を示す。本章の解析では、各供試体の初期の構造の程度を表す $1/R_0^*$ 、初期の過圧密度 $1/R_0$ および構造劣化の速さを表す構造劣化指数 a のみが異なるものとし、その他の土質定数は共通とした。なお、構造の程度 $1/R_0^*$ が大きいほど構造が高位である (嵩張っている) ことを示す。また、 $1/R_0^*$ と $1/R_0$ は従属関係にあり、 $1/R_0^*$ を設定すれば、 $1/R_0$ は初期比体積 v_0 と NCL の切片 N の値から自ずと決定される。一方、構造劣化指数 a, b, c は正の材料定数であるが、本章の解析では簡単のため $b=c=1.0$ とした。なお、 a が大きいほど構造の劣化が速い。

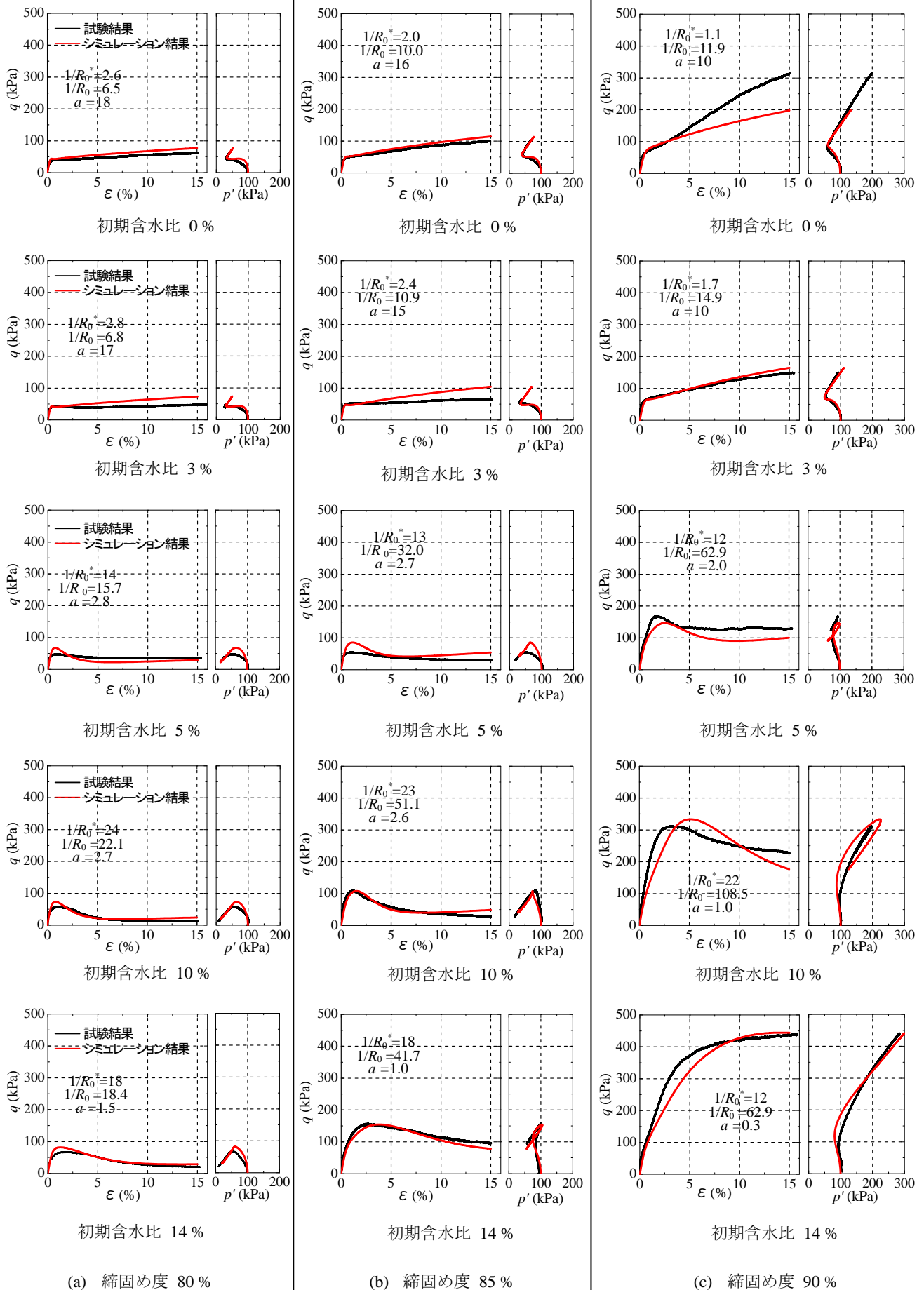


図 10 試験結果とシミュレーションにおける応力～ひずみ関係と有効応力経路

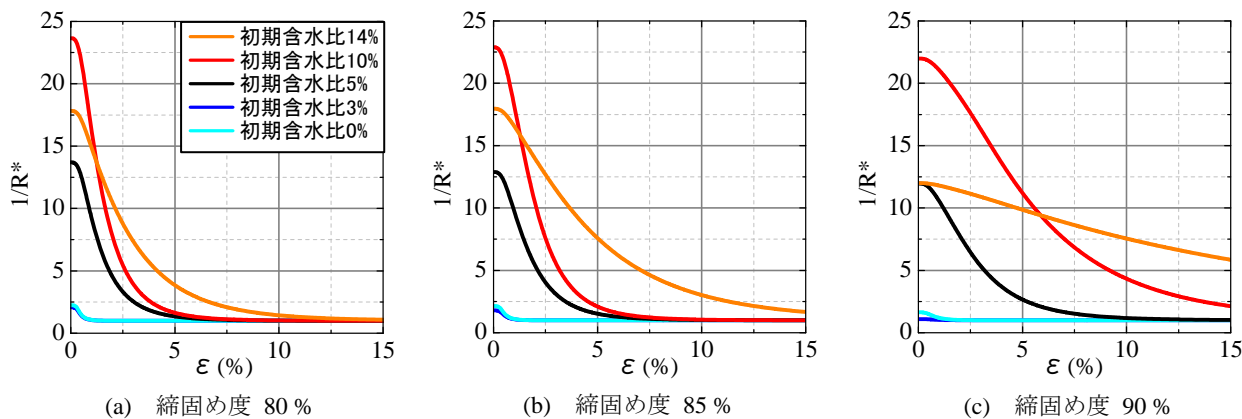


図 11 せん断に伴う構造の程度の変化

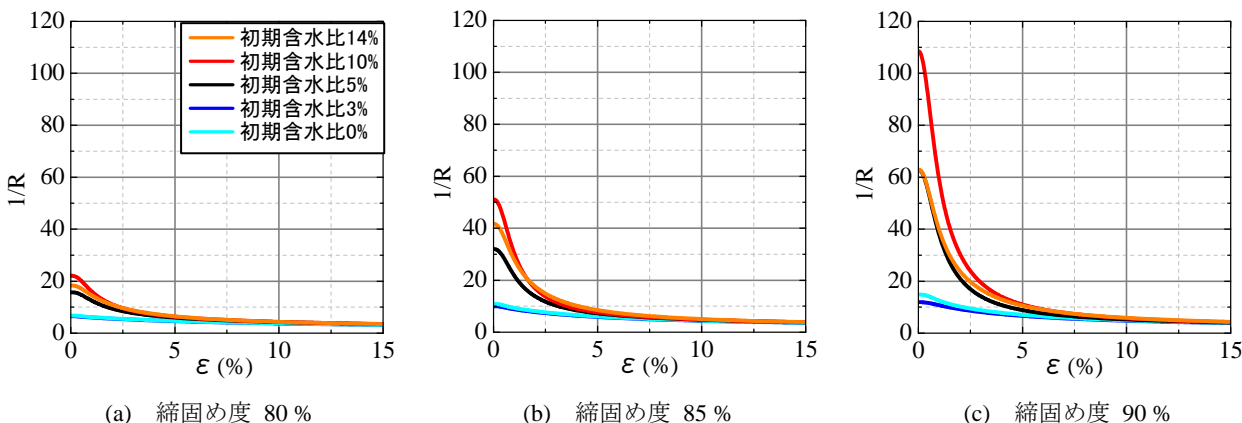


図 12 せん断に伴う過圧密度の変化

初期比体積 v_0 は、初期含水比 10% の供試体の試験値を代表値として選定した。圧縮係数 λ は図 9 に示すように、初期含水比 0% と 10% の試料を用いた定ひずみ速度圧密試験 (CRS 圧密試験) により求めた。限界状態定数 M と膨潤指数 κ は、三軸試験結果を参考に決定し、その他のパラメータは試験結果に合うように決定した。

いずれのケースにおいても、初期平均有効応力は供試体作製時のサクションに近い $p_0' = 9.8 \text{ kPa}$ とし、実際の三軸圧縮試験と同様に 100kPa まで等方圧密をした後に非排水せん断を行う過程を忠実にシミュレートした。

(2) シミュレーション結果と考察

SYS カムクレイモデルによる各供試体のシミュレーション結果を図 10 に示し、それぞれの解析に用いた初期構造の程度 $1/R_0^*$ と構造劣化指数 a 、過圧密度 $1/R_0$ の値も併記する。本論文では、3 章の三軸試験結果より、初期含水比が高いほど供試体に高位な構造が作られていると仮定し、総じて初期含水比が高いほど構造の程度 $1/R_0^*$ を大きく設定した。さらに、初期含水比が高いほど構造が劣化しにくいと仮定し、構造劣化指数 a も小さく設定した。一方、締固め度の小さい供試体ほど構造は高位であり、かつその構造は劣化しやすいと考え、総じて締固め度が小さいほど初期構造の程度 $1/R_0^*$ ならびに劣化指数 a をともに大きく設定した。

図 10 に示すように、シミュレーション結果は概ね三軸試験結果をよく再現できている。すなわち、基本的な材料定数群を共通なものとし、構造に関するパラメータのみを変えることにより、供試体の初期含水比と締固め度に応じた三軸試験結果の違いを無理なく説明できている。したがって、前章の試験における初期含水比と締固め度の違いによって、構造が異なる供試体が形成されるという考えは、このシミュレーションによって、概ね妥当であることが裏付けられたと考えて良い。

ただし、初期含水比 14% の試験結果に関しては、他のケースと傾向が若干異なっており、構造の程度 $1/R^*$ を 10% のケースより小さく設定しないと、試験結果を適切再現することができなかった。実際の試験においては、初期含水比 14% の供試体は飽和ならびに圧密の過程において、コープスを伴う大きな圧縮変形が観察されており、実際の比体積はさらに小さい可能性が高い。

また図 9 の圧密試験結果に、初期含水比 10% の供試体における等方圧密前の比体積 (9.8kPa 時) と、100kPa まで等方圧密した後のせん断前の比体積を併せて示す。中実のシンボル (▼▲◆) は三軸試験結果を示し、中空のシンボル (▽△◇) はシミュレーション結果である。等方圧密後の比体積を比較すると、いずれの締固め度においてもシミュレーション結果は三軸試験結果とほぼ同じ値を示し、三軸圧縮試験におけるせん断前の等方圧密過程も適切に表現

することができている。

(3) 骨格構造の変化

図 11 に、せん断過程での構造の程度 $1/R^*$ の劣化履歴を示す。いずれの初期含水比においても、せん断が進むにつれ、構造の程度 $1/R^*$ は 1.0 (構造が完全に消失した状態) に近づいていく。締固め度が同じ供試体の挙動を比較すると、初期含水比が大きいほど初期構造の程度 $1/R_0^*$ が大きく、かつ構造が劣化しやすいと設定していることを反映し、初期含水比が大きいほど構造が完全に消失する時点のせん断ひずみは大きい。一方、初期含水比が低い場合には、比較的早く構造が劣化し、消失している。

同一の初期含水比で比較すると、締固め度に応じて初期構造の程度 $1/R_0^*$ の差はあまり大きくないが、構造の劣化しやすさは締固め度が小さいほど大きいと設定していることを反映し、締固め度が低いほど比較的小さなせん断ひずみで構造が完全に消失している。一方、締固め度が大きいほど、せん断とともにゆっくり劣化していく。結果として締固め度 90%、初期含水比 10 % の供試体は、せん断完了後も高位な構造を維持している。

図 12 に、せん断中の過圧密度 $1/R$ の変化を示す。初期過圧密度 $1/R_0$ は、先述のように表-1 に示す $1/R_0$ 以外の 4 つの初期値により自動的に決定される。初期含水比が高い場合は、初期過圧密度が大きく、せん断開始と同時に急激に低下しているが、初期含水比が低い場合には初期過圧密度は低く、せん断開始から緩やかに低下する。また、初期含水比が同じ供試体を比較すると、締固め度が大きいほど過圧密度が大きいことが反映されている。なお、すべてのケースでせん断完了後も、過圧密度は完全には消失せず残留していることがわかる。

5. おわりに

供試体作製時の初期含水比と締固め度の違いによって、完全飽和後のせん断試験においても礫混じり砂の力学特性が大きく異なることが示された。その理由は、初期含水比と締固め度の違いによって異なる骨格構造の供試体が再構成されているためであることが、本論文のシミュレーションを通して示すことができた。特に、初期含水比が高いほど高位かつ強固な構造が形成されるが、逆に初期含水比が低い場合には構造は低位であり、かつ劣化しやすいことが示された。実務の室内試験では気中落下法で供試体を作製することが多いが、乾燥試料では湿潤試料のような構造が生成されないため、試験結果は現実の土構造物の挙動とは異なる可能性が高い。また、締固め度が低い場合には、構造は高位であるものの、簡単に劣化するのに対し、締固め度が大きい場合には、低位であるが劣化しにくい構造が生成される。したがって、再構成試料を用いた三軸試験によって、堤防の材料定数を決定する際には、現地堤防の密度と含水比などを反映した供試体を作製する必要がある。

謝辞：本論文のシミュレーションにあたり、名古屋大学の野田利弘教授に有益なご助言をいただいた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) (財) 国土技術センター：河川堤防の構造検討の手引き (改訂版)，pp.29-30, 2012.
- 2) 小高猛司・板橋一雄・中島康介・牧田祐輝・李圭太・上村俊英・坪田邦治・加藤雅也：河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察，地盤工学ジャーナル，Vol.5, No.2, pp.193-205, 2010.
- 3) Ishihara, K.: Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes, *Géotechnique*, 43(3), 351-451, 1993.
- 4) 例えば，Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *S&F*, 42(5), 47-57, 2002.

放射性廃棄物の地下処分における粉末および粒状ベントナイト緩衝材の変形・強度特性

Deformation and strength properties of buffer materials made of powder or granular bentonite for the underground disposal of radioactive waste

高田英典¹, 元山泰久², 小高猛司³

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 日特建設（元名城大院）

3 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、放射性廃棄物の地下処分で緩衝材として用いられる高密度の粉末および粒状ベントナイト緩衝材の変形・強度特性の検討を目的とし、高圧一面せん断試験を実施した結果を示す。具体的には、粉末および粒状ベントナイトを様々な乾燥密度で圧縮成型した供試体を用いて試験を実施し、変形・強度特性を検討した。また、供試体の含水比を自然含水状態から飽和状態まで変化させ、供試体の飽和化による影響を検討した。さらに試験後の供試体内部を X 線 CT によって観察した。一面せん断試験の結果より、供試体の飽和化に伴いせん断抵抗角が小さくなることが示された。また、不飽和状態の粉末ベントナイト供試体が脆性的な破壊形態を示すのに対し、粒状ベントナイト供試体は延性的な破壊形態を示した。さらに、X 線 CT による観察結果では、不飽和供試体においてせん断に伴う亀裂が供試体内部に進展している様子が観察された。しかし、飽和供試体では、せん断に伴う亀裂は観察されなかった。

キーワード：粉末ベントナイト，粒状ベントナイト，一面せん断試験，飽和度，X 線 CT

1. はじめに

原子力発電に伴い生産される放射性廃棄物の安全な処分は我が国が直面する重要な課題である。放射性廃棄物は、その放射性濃度や性状によって、大きく 2 つに分類される。使用済の燃料および再処理の工程で分離された高い放射能を持った廃液を高レベル放射性廃棄物と呼び、チャンネルボックスや制御棒、作業員が用いた防護服等の消耗品など、高レベル放射性廃棄物と比較して放射濃度の低いものを低レベル放射性廃棄物と呼ぶ。これらの放射性廃棄物は人間の生活空間から隔離する必要があり、自然災害や人間の活動の影響を受けにくくする必要がある。我が国では、2000 年に「特定放射性廃棄物の最終処分に関する法律」¹⁾（特定放射性廃棄物とは、高レベル放射性廃棄物および TRU 廃棄物を指す）が制定されている。その中で地下深部の地層ならば地下水の移行が遅いため物質が動きにくく、人間の生活環境から十分な距離を得ることができると考えられ、特定放射性廃棄物の最終方針として、地下 300m 以上の政令で定める深さの地層に必要な措置を講じて安全かつ確実に埋設することを決定している。また、地下処分は、天然の地質環境（天然バリア）と工学的な対策（人工バリア）を組み合わせた多重バリアシステムによって放射能を封じ込めることを基本としている。

放射性廃棄物の地下処分は廃棄物の放射性濃度によって人工バリアの構成ならびに処分サイトの深度等が異なる。高レベル放射性廃棄物はまずガラス原料と高温で融かし合わせ、オーバーパックと呼ばれる金属製の容器の中で固化し、安定したガラス固化体にする。次に、ガラス固化体を金属製の容器に封入した後、その周りを緩衝材で覆って、地下 300m 以深の安定した地層中に埋設する²⁾。一方、低レベル放射性廃棄物の中で放射能濃度が比較的低い廃棄物に関しては浅地中に、それよりも高い廃棄物に関しては地表から 50m～100m 程度（余裕深度）の核種移行防止機能の高い地中にコンクリートピットと同等以上の閉じ込め機能を持った人工バリアを設置するとされている。また人工バリアの構成に関しては、低透水層の内側に核種移行を抑止するための低拡散層を設ける形態となっている³⁾。

人工バリアにおける緩衝材は、放射性廃棄物の地下処分において大きな役割を担っている。その役割としては主に廃棄物と地下水の接触を阻み、放射性核種の移行を遅延させることである。また放射性核種が残存する数百年から千年程度の期間に起こりうる現象に対応可能な材料である必要がある。地下処分においてこれらの必要条件を満たす材料として、高密度のベントナイトが有力視されている。なお、高レベル放射性廃棄物の処分に用いられる緩衝材では経済性や支持力性能、さらに放射性廃棄物の発する熱を

逃がすための熱伝導率や透気性の向上を見込んで、ベントナイトに珪砂混入した珪砂ベントナイト混合体の使用が検討されている。また低レベル放射性廃棄物の処分では、粒状のベントナイトを用いることが検討されている。

処分場で用いられるベントナイト緩衝材は施工時の不飽和状態から地下水の再冠水によって飽和状態へと変化する。また処分場の設計のために、高密度ベントナイト緩衝材の強度・変形特性を把握することは必要不可欠であると言える。

そこで本研究の目的は、放射性廃棄物の地下処分において用いられる粉末および粒状ベントナイト緩衝材の不飽和から飽和状態までの変形・強度特性を把握することである。本論文では粉末および粒状ベントナイトを用いた不飽和および飽和状態の高密度ベントナイト供試体において、各種の供試体条件が変形・強度特性に及ぼす影響について検討した。具体的には、高圧一面せん断試験を実施し、粉末および粒状ベントナイトを用いた圧縮ベントナイト供試体における供試体の乾燥密度が変形・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飽和化に伴う変形・強度特性の変化に加え、供試体作製方法の違いによる影響も検討する。さらに、試験後の供試体において、X線CTを用いて、表面上では観察できない緩衝材の内部構造の変化について観察する。

2. 試験方法

2.1 試験装置

写真1に本研究で用いた高圧一面せん断試験装置を示す。地下処分場で用いられるベントナイト系材料は高圧で圧縮成型されかつ硬質であることから、载荷装置にも高圧条件が必要であるため、垂直方向および水平方向の载荷容量の最大を、それぞれ10、および8MPaとした。本試験装置にはメガトルクモータを採用し、パソコンにより高い分解能で制御が可能であり、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。さらに、定体積条件および定圧条件で一面せん断試験を実施可能である。写真2に試験機中心部を示す。せん断は高剛性ボルトで上部せん断箱を固定し、上部と下部のせん断箱の間に隙間を空けて、水平方向のメガトルクモータにより下部せん断箱を水平方向に可動させることによりせん断する。垂直荷重計測用ロードセルは、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の影響を避けるために、载荷軸とは反対側のせん断箱の下部に設置している。水平荷重計測用ロードセルは、左方向より水平荷重を作用するため、せん断箱の左側面に設置している。供試体は50mm×50mm角の正方形断面で40mm厚の矩形供試体であり、厚さ10mmのスペーサーを用いることで、厚さ20mmの供試体も試験可能である。加圧板はせん断箱と触れ合うことで摩擦が発生しないように、加圧板の寸法を供試体の寸法より0.2mm程度小さくしている。またせん断箱に硬質アクリルを設置することで、せん断中に生成・

発生するせん断帯を長手方向に定量的かつ容易に観察することができる。

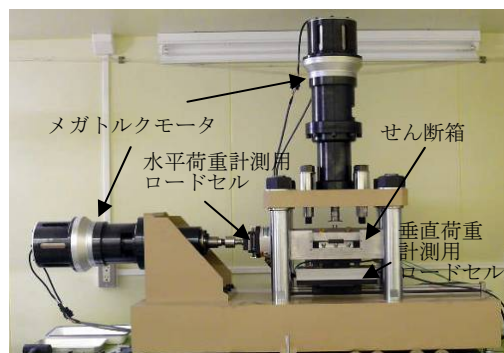


写真1 高拘束圧一面せん断試験機(全様)

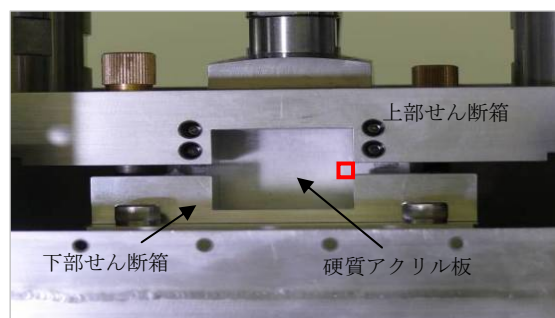


写真2 せん断箱中心部

2.2 試験試料

試験試料には粉末ベントナイト（クニゲル V1, クミネ工業製 Na 型ベントナイト, 含水比 $w=11.61\%$ ）と粒状ベントナイト（クニゲル GX, 含水比 $w=8.6\%$ ）の2種類のベントナイトを用いた。粉末ベントナイトを用いる試験の場合、三河珪砂6号を乾燥質量比で30%混合する。また余裕深度処分における低透水層の施工には、最大粒径10mm以下のベントナイトが用いられるが、本試験における粒状ベントナイトの最大粒径は2.0mm以下に調整して用いた。しかし、地盤工学会基準における「土の圧密定体積一面せん断試験方法」においては、最大粒径0.85mmを超える土に対しては供試体直径を最大粒径の70倍程度を標準とするとされているが、それに従えば試料の最大粒径は本試験で用いるせん断箱の直径（50mm）を1/70倍した0.71mm以下にする必要がある。今回はそれより大きい、粒状ベントナイトの粒子は非常に簡単に破砕するため、特に関係はないと判断した。図1に粒状ベントナイトの全粒度試料および粒度調整試料の粒度分布を示す。

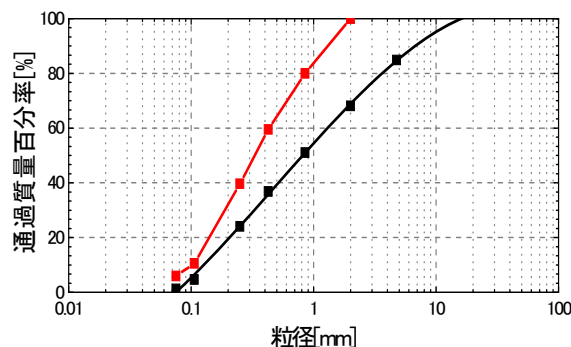


図1 粒状ベントナイトの粒度分布

2.3.1 不飽和供試体の作製方法

不飽和供試体は、写真1に示す高圧一面せん断試験装置で圧縮成型して作製した。なお本研究では、自然含水状態の粉末ベントナイトに珪砂を混合し圧縮成型を行った供試体を珪砂ベントナイト混合体、一方、粒状ベントナイトを圧縮成型した供試体を圧縮粒状ベントナイト供試体と呼ぶ。珪砂ベントナイト混合体では供試体の乾燥密度を1.55, 1.60, 1.65, 1.70, 1.75 Mg/m³とし、供試体は前述のように、50mm×50mmの正方形断面、厚さ40mmの矩形供試体を基本とするが、乾燥密度1.65 Mg/m³については厚さ20mmの供試体も作製し、供試体厚さによる影響を検討した。圧縮粒状ベントナイト供試体では供試体の乾燥密度を1.50, 1.55, 1.60, 1.65, 1.70 Mg/m³とし、供試体寸法は50mm×50mmの正方形断面、厚さ20mmの矩形供試体を基本とするが、乾燥密度1.60 Mg/m³については厚さ40mmの供試体も作製し、供試体厚さによる影響を検討した。せん断はせん断速度0.4mm/minで水平変位6.0mmまで定体積条件で行い、供試体の乾燥密度が圧縮ベントナイト供試体の力学特性に与える影響について検討した。

2.3.2 飽和供試体の作製方法

本研究では、飽和供試体の作製方法は、専用モールドを用いて圧縮成形した不飽和圧縮ベントナイト供試体に蒸留水を浸潤させる方法を基本とするが、比較のため、霧吹きで含水調整したベントナイトを高圧一面せん断試験装置にて圧縮成型する方法も用いた。以下に飽和供試体の作製手順を示す。

(1) 上部分離型モールドを用いた作製方法

自然含水状態の試料を油圧ジャッキで直径80mm、高さ20mmの高剛性リング内に圧縮成型した後、写真3の上部分離型モールドに設置し、上部载荷ピストンを設置した後、写真4に示す剛なフレームによって、軸変位を固定する。図2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供試体を飽和させる。その際に飽和モールド上部に設置されたロードセルによって膨潤圧を計測する。膨潤圧が一定になった段階を飽和とみなした。その後、モールドを解体し、高剛性リングを取り出し、50mm×50mm角のガイドカッターによって矩形供試体を成型し試験を実施した。

(2) 完全拘束型モールドを用いた作製方法

上部分離型モールドと同様に、自然含水状態の試験試料を直径80mm、高さ20mmの高剛性リング内に圧縮成型する。次に写真5に示す完全拘束型モールドに設置し、真空圧を作用させ脱気を行う。脱気の完了後、膨潤圧を計測しつつ注水し飽和させた。図3に完全拘束型モールドの概略図を示す。供試体の上下のポーラスメタルから蒸留水を浸



写真3 上部分離型モールド

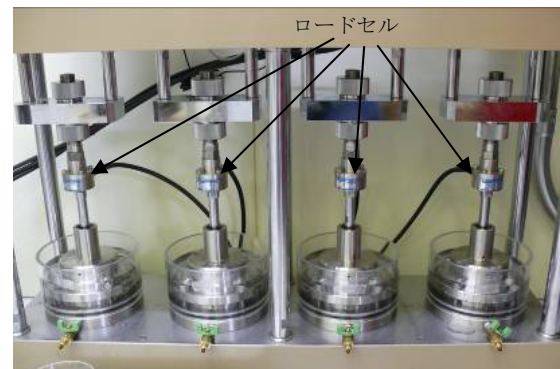


写真4 4連载荷フレーム

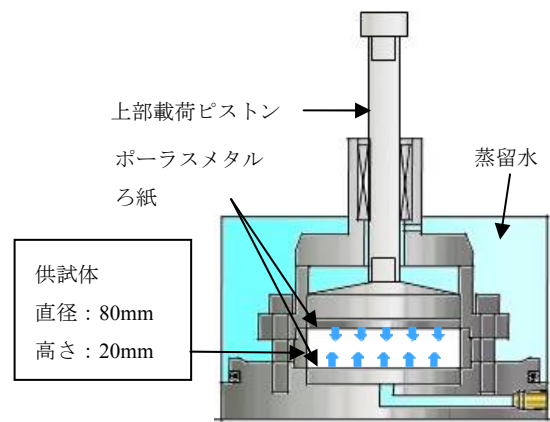


図2 上部分離型モールド（概略図）



写真5 完全拘束型モールド

潤させることが可能となっている。また、モールド下部のロードセルにより、供試体の膨潤圧を計測する。(1)の上下分離型モールドと同様に膨潤圧が一定となった段階で飽和とみなした。その後、上下分離型モールドと同様の供試体成型を行い、試験を実施した。

(3) 霧吹きであらかじめ含水調整する作製方法（加水法）

自然含水状態の試験試料に霧吹きによる加水を行い、試料の含水比を調整した後、一面せん断試験装置にて供試体を圧縮成型する（以下、加水法と呼ぶ）。その際、加水によってベントナイトが団粒化した部分は除去し、出来る限り均質に含水調整ができた試料を用いて供試体作製を行った。ただし、供試体の飽和度を上昇させるために、圧縮成型後に試験装置内で1日水浸させることで飽和度をさらに上昇させた。なお、供試体寸法は50mm×50mmの正方形断面に、厚さ20mmの矩形供試体とした。図4に浸水中的試験装置中心部の概略図を示す。供試体上下にポラスメタルがあり、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、空気の逃げ道を確認しながら浸潤し、その後、せん断箱上部まで給水し最終的な飽和化を行う。その際、飽和過程の膨潤圧をせん断箱下部に設置したロードセルにより計測した。飽和後、蒸留水を排水し、一面せん断試験を実施した。

これらの飽和供試体の作製方法を、珪砂ベントナイト混合体および圧縮粒状ベントナイト供試体において実施する。なお、供試体の乾燥密度を完全拘束型では1.60、1.70 Mg/m³とし、上部分離型および加水法では1.60 Mg/m³とした。せん断は不飽和供試体と同様にせん断速度0.4mm/minで水平変位6.0mmまで定体積条件で行い、供試体の飽和化が力学特性に与える影響について検討した。また、供試体の作製方法の違いによる影響についても検討した。

3. 珪砂ベントナイト供試体の試験結果

3.1 不飽和供試体の一面せん断試験結果

図5に珪砂ベントナイト供試体における不飽和供試体の一面せん断試験結果を示す。凡例は各供試体の乾燥密度を示している。

図5(a)のせん断応力～変位関係より、いずれの乾燥密度においてもせん断初期にせん断応力が増加し、水平変位1.5mm程度でピークに到達している。その後、せん断応力は徐々に減少している。乾燥密度が高いほど、最大せん断応力が大きく、その後の減少幅も大きくなっている。乾燥密度1.65 Mg/m³において供試体厚さによる比較を行うと、せん断応力のピーク時の水平変位が、厚さ40mmの供試体では1.5mm程度であったのに対し、厚さ20mmの供試体では2.0mmと供試体が厚い方が、せん断応力が早くピークに到達することがわかる。

図5(b)に示す応力経路を見ると、供試体の乾燥密度が高くなるほど圧縮成型時に高い垂直応力を要するため、初期

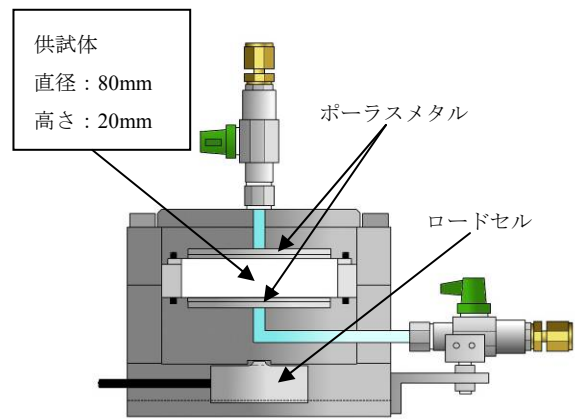


図3 完全拘束型モールド（概略図）

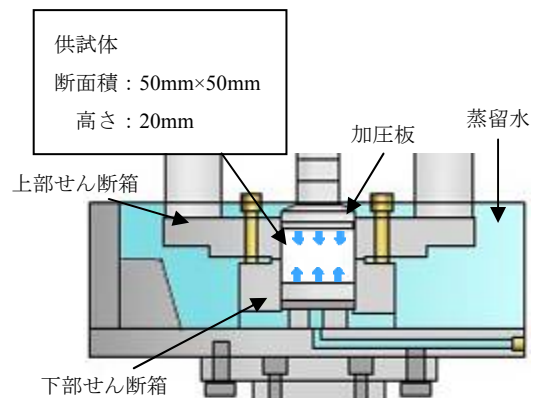


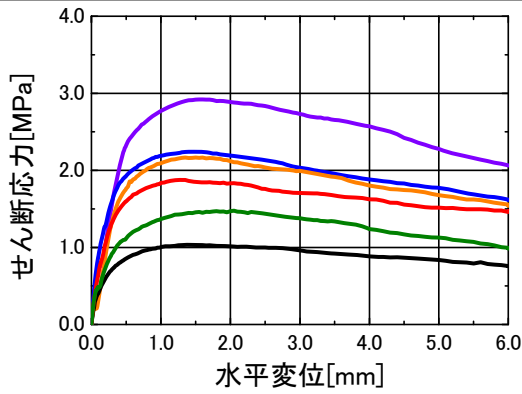
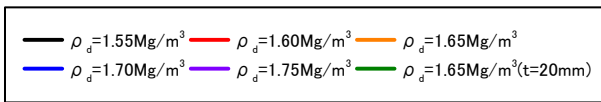
図4 試験機中心部の概略図

垂直応力に違いがある。また、いずれの乾燥密度においても、せん断が進むにつれ、負のダイレ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。粘性土の一面せん断試験の整理法にならないせん断抵抗角を求めると、いずれの乾燥密度でもせん断抵抗角は $\phi' = 33^\circ$ となった。乾燥密度1.65 Mg/m³において供試体厚さによる比較を行うと、せん断抵抗角 $\phi' = 28^\circ$ となり、供試体厚さ40mmと比べると低い値となり、供試体厚さが厚いほど最大せん断応力が大きくなっている。

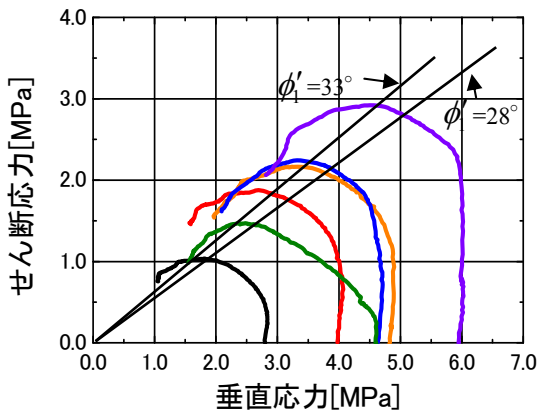
3.2 飽和供試体の一面せん断試験結果

図6に珪砂ベントナイト混合体における飽和供試体の一面せん断試験結果を示す。凡例は各供試体の乾燥密度と飽和方法を示している。なおせん断の際には、各供試体が飽和化の過程で示した膨潤圧を垂直応力として負荷させている。ただし、一面せん断試験装置で作製した供試体では、圧縮成型時の垂直応力を初期垂直応力としている。

図6(a)のせん断応力～変位関係を見ると、いずれの供試体もせん断開始直後に、せん断応力が急激に増加し、ピークに到達した後、緩やかに軟化している。飽和モールドを用いた場合では、せん断応力のピークは水平変位0.6mm程度で到達しており、最大せん断応力は上部分離型モールドより完全拘束型モールドで作製した場合の方が大きい結果となった。図6(b)に示す応力経路を見ると、完全拘束



(a) せん断応力～変位関係



(b) 応力経路

図5 不飽和供試体の一面せん断試験結果

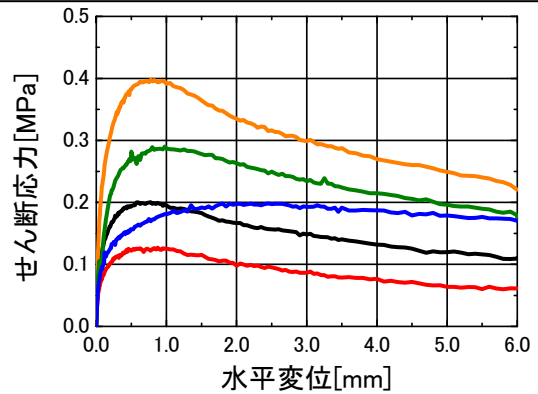
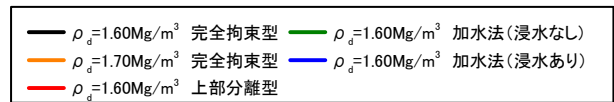
型モールドで作製した供試体の方が大きな膨潤圧を計測し、初期垂直応力も大きくなっている。それに伴い最大せん断応力が大きくなったと考えられる。また加水法を用いた場合には、せん断応力のピークは浸水なしでは 1.0mm、浸水ありでは 1.8mm 程度となった。最大せん断応力は、浸水ありでは飽和モールドで作製した場合と同等の値となったが、浸水なしは大きい値となった。これは、加水のみでは十分な飽和に至っておらず、浸水を行ったことにより供試体の飽和化がより進んだことが考えられる。

図 6(b)に示す応力経路を見ると、不飽和供試と同様に、せん断が進むにつれ、ひずみ軟化の挙動を示している。せん断抵抗角 ϕ'_1 を求めると、飽和モールドで作製した供試体で $\phi'_1=19^\circ$ となり、飽和モールドの違いによるせん断抵抗角への影響は見られなかった。また、加水法の浸水なしで $\phi'_1=23^\circ$ 、浸水ありで $\phi'_1=20^\circ$ となり、浸水ありの方が低い値となった。これは、浸水による供試体の飽和によって、せん断抵抗角が低下したと考えられる。

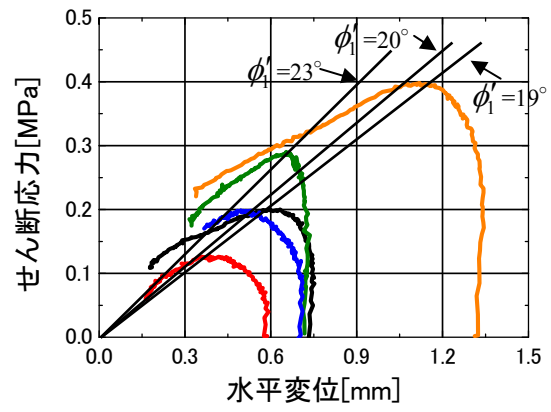
3.3 X線 CT による観察結果

本節では、供試体表面からは観察できない供試体の内部構造の変化について観察を行った。

写真 6 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試験機本体より取り出し専



(a) せん断応力～変位関係



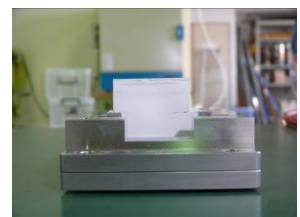
(b) 応力経路

図6 飽和供試体の一面せん断試験結果

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、マイクロフォーカス X 線 CT 装置 (KYOTO-GEOμXCT : 東芝 TOSCANER-32250μHDK) を用いて観察した。



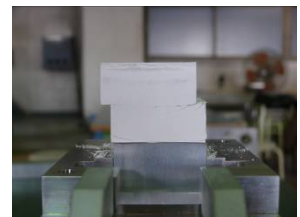
(a) 油圧ジャッキによる上部せん断箱の取り外し



(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 6 せん断箱から供試体を取り出す過程

図7に不飽和および飽和供試体のX線CTによる内部観察結果を示す。凡例は供試体の乾燥密度を示している。なお、飽和供試体では供試体の作製方法についても示す。X線CT画像は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。

図7(a)の不飽和供試体では、いずれの乾燥密度でも供試体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、供試体の中心部では連続した水平な亀裂は確認できない。しかし、高密度供試体である 1.75 Mg/m^3 については、中心部分にうっすらとした連続する高密度領域が確認できる。

図7(b)の飽和供試体では、全体的に密度のばらつきが見られるが、不飽和供試体で見られるような特殊なせん断帯は見られない。しかし、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、内部に進行するほど、不明確となっている。また飽和モールドで作製した供試体の濃淡が全体的に均一であるのに対し、加水法によって作製した供試体中には明暗がはっきりとわかる部分が見られる。これは、供試体作製時に一部高密度化した部分が存在していることを示唆している。

4. 粒状ベントナイト供試体の試験結果

4.1 不飽和供試体の一面せん断試験結果

図8に圧縮粒状ベントナイトの不飽和供試体の一面せん断試験結果を示す。凡例は各供試体の乾燥密度を示している。

図8(a)のせん断応力～変位関係より、いずれの乾燥密度においても水平変位 3.0mm 程度まで緩やかにせん断応力が増加していることがわかる。

図8(b)に示す応力経路を見ると、供試体の乾燥密度が高くなるほど圧縮成型時に高い垂直応力を要するため、初期垂直応力に違いがある。また、いずれの乾燥密度においても、せん断が進むにつれ、負のダイラテンション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。せん断抵抗角を求めると、乾燥密度 $1.50, 1.55, 1.60, 1.65 \text{ Mg/m}^3$

ではせん断抵抗角 $\phi'_1=38^\circ$ となり、 1.70 Mg/m^3 では $\phi'_1=34^\circ$ となった。また乾燥密度 1.60 Mg/m^3 の試験結果より、供試体厚さによる力学特性への影響は認められない。

4.2 飽和供試体の一面せん断試験結果

図9に圧縮粒状ベントナイトにおける飽和供試体の一面せん断試験結果を示す。凡例は各供試体の乾燥密度と飽和方法を示している。なおせん断の際には、珪砂ベントナイト混合体と同様に、飽和化の過程で計測された膨潤圧を垂直応力を負荷させている。ただし、一面せん断試験装置で作製した供試体に関しては圧縮成型時の垂直応力をせん断開始時の初期垂直応力としている。

図9(a)のせん断応力～変位関係より、いずれの乾燥密度、飽和方法においても水平変位 1.5mm 程度でピークを迎えている。

図9(b)に示す応力経路を見ると、各供試体の膨潤圧から設定した初期垂直応力に応じて、最大せん断応力が異なっている。不飽和供試体と同様にせん断抵抗角を求めると、完全拘束型モールドにおける乾燥密度 1.60 Mg/m^3 で $\phi'_1=29^\circ$ 、 1.70 Mg/m^3 で $\phi'_1=25^\circ$ となり、不飽和供試体のせん断抵抗角よりも小さい値を示した。また、乾燥密度の増加に応じて、せん断抵抗角が小さくなっている。さらに、上部分離型モールドにおける乾燥密度 1.60 Mg/m^3 では $\phi'_1=25^\circ$ となり、飽和供試体の作製方法によって、せん断強度に若干の差が見られた。これは、飽和の際の拘束方法の違いなどにより、計測された膨潤圧が異なるためと考えられる。加水法によって作製した供試体では、浸水無しでは $\phi'_1=29^\circ$ 、浸水ありでは $\phi'_1=25^\circ$ となり、供試体作製後の浸水によってより飽和化が進み、せん断強度が低下したと考えられる。

4.3 X線CTによる観察結果

圧縮粒状ベントナイト供試体において、試験後の供試体を珪砂ベントナイト混合体と同様に試験装置から取り出し、X線CTによる観察を行った。

図10に試験後の不飽和および飽和圧縮粒状ベントナイ

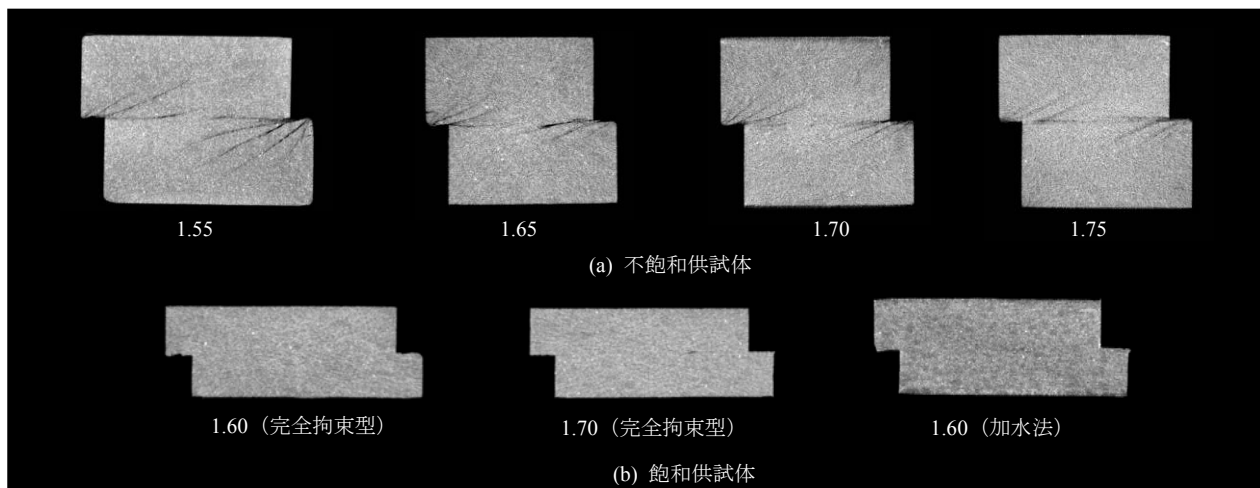


図7 X線CTによる観察結果 (珪砂ベントナイト混合体)

ト供試体の CT 画像を示す。不飽和供試体では、高密度な粒状部分とそれ以外の低密度部分の明暗が明確であり、さらにせん断に伴う亀裂が供試体内部に進展している様子がわかる。一方、飽和供試体では、高密度な粒状部分は依然として存在するが、それ以外の部分では全体的に濃淡が均一化しているように見える。これは、飽和化に伴いベントナイトが膨潤し、間隙を充填したことを示唆している。さらに、せん断に伴う亀裂は、飽和供試体中では観察できなかった。

5. 珪砂ベントナイト混合体と圧縮粒状ベントナイト供試体の変形・強度特性の比較

本章では、乾燥密度 1.60 Mg/m^3 の珪砂ベントナイト混合体と圧縮粒状ベントナイト供試体の不飽和供試体を用いた一面せん断試験結果の比較を行った。

図 11 に一面せん断試験結果を示す。凡例は供試体の種類を示している。

図 11(a)のせん断応力～変位関係を見てみると、最大せん断応力はほぼ同等の値であるが、その値に達する水平変位は、圧縮粒状ベントナイト供試体では 3.0mm 程度、珪砂ベントナイト混合体では 1.5mm 程度となっており、最大せん断応力に達するのは圧縮粒状ベントナイト供試体の方が遅いことがわかる。また最大せん断応力を迎えた後の減少幅は、珪砂ベントナイト混合体の方が大きくなっている。このことから、珪砂ベントナイト混合体よりも粒状ベントナイト供試体の方が延性的な性質を示していることがわかる。

図 11(b)の応力経路を見ると、いずれにおいても同様の挙動を示している。せん断抵抗角 ϕ'_1 を求めると、粒状ベントナイト供試体では $\phi'_1 = 38^\circ$ 、珪砂ベントナイト混合体では $\phi'_1 = 34^\circ$ を示しており、粒状ベントナイト供試体の方が若干大きい結果となった。

写真 7 に珪砂ベントナイト混合体および圧縮粒状ベントナイト供試体のせん断後の供試体の様子を示す。写真 7(a)の珪砂ベントナイト混合体を見ると、均質な固結材料を強制的にせん断したために、せん断箱端部という特殊な境界条件から数本の亀裂が斜めに生じていることがわかる。そのため、せん断箱から受ける圧力が供試体厚さによって変化し、3.1 節において異なるせん断抵抗角を示したと考えられる。一方、写真 7(b)に示す圧縮粒状ベントナイト供試体を見てみると、珪砂ベントナイト混合体と同様に、特殊な境界条件から亀裂が生じているが、砂の一面せん断試験に近い破壊形態を示している。このため、4.1 節において粒状ベントナイト供試体の試験結果において、供試体厚さによる影響が見られなかったのは、粒状ベントナイト供試体が粒状体としての性質を示したためと考えられる。

これらのことから、珪砂ベントナイト混合体が固結材料としての脆性的な破壊形態を示すのに対し、圧縮粒状ベントナイト供試体の方が粒状体としての性質を表し、比較的延性的な破壊挙動を示すことがわかった。

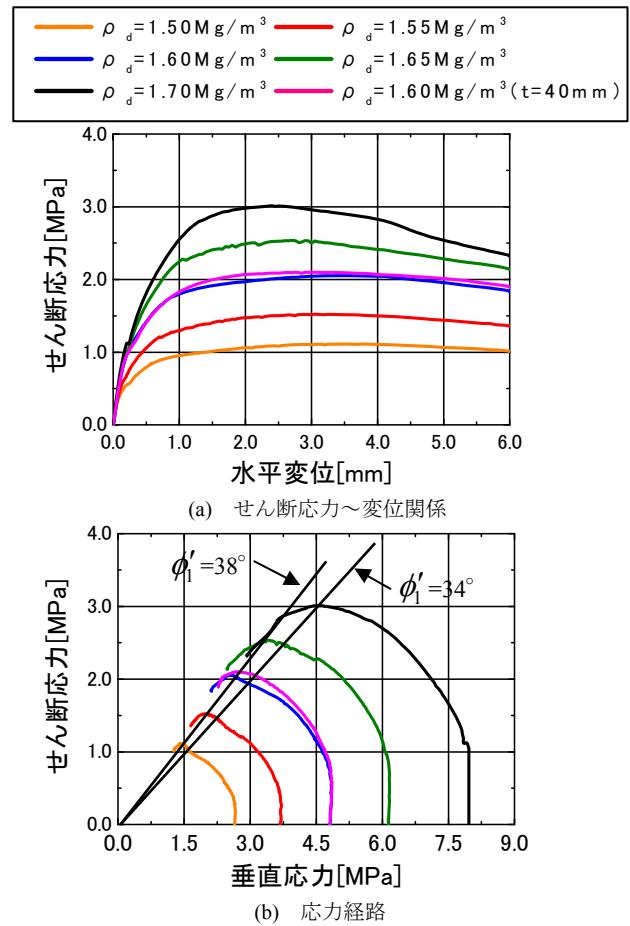


図 8 不飽和供試体の一面せん断試験結果

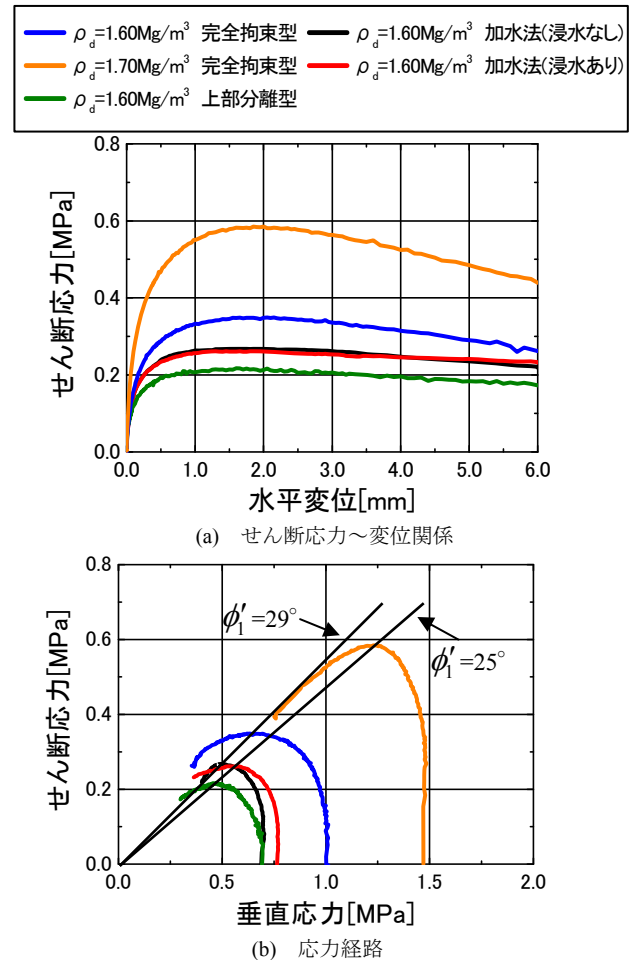


図 9 不飽和供試体の一面せん断試験結果

6. おわりに

珪砂ベントナイト混合体および圧縮粒状ベントナイト供試体を用いて高圧一面せん断試験を実施した。試験結果より、いずれの不飽和供試体においても供試体の乾燥密度が高くなるにつれ、最大せん断応力が大きくなった。しかし、せん断抵抗角はほぼ同等の値を示した。また飽和供試体では、飽和化に伴い不飽和供試体より総じてせん断抵抗角が小さくなることが示された。X線CTによる試験後の供試体内部の構造についての観察結果より、いずれの不飽和供試体では、せん断箱端部という特殊な境界条件から供試体内部に向かう斜めの亀裂が確認されたが、飽和供試体ではこのような亀裂は確認されなかった。また、飽和状態の圧縮粒状ベントナイト供試体では、依然として高密度な粒状部分が見られるが、飽和化に伴いベントナイトが膨潤し、間隙を充填している様子が確認された。珪砂ベントナイト混合体と圧縮粒状ベントナイト供試体についての比較より、せん断応力のピークに到達する水平変位に差異が見られた。また応力経路において、最大せん断応力は同等の値であったが、せん断抵抗角は若干異なった値となった。これらの結果より、珪砂ベントナイト混合体が固結材料としての脆性的な破壊形態を示すのに対し、圧縮粒状ベントナイト供試体の方が粒状体としての性質を表し、比較的延性的な破壊挙動を示すことがわかった。

謝辞

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、本試験に用いたクニゲルGXはハザマの千々松正和氏にご提供いただきました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 経済産業省 資源エネルギー庁、特定放射性廃棄物の最終処分に関する法律（平成十二年六月七日法律百十七号、最終改正平成二十三年七月二日法律第八四号）
- 2) 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。
- 3) 内閣府原子力委員会、現行の政令濃度上限値を超える低レベル放射性廃棄物処分の基本的考え方について、第1章 対象廃棄物処分に関する安全確保の考え方、3.対象廃棄物処分の基本的考え方、pp.4-7、1998。

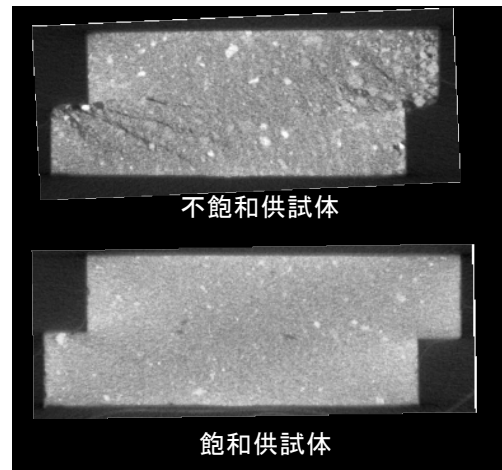
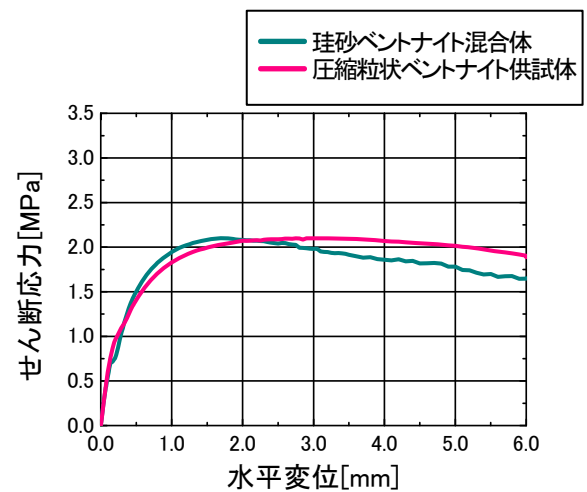
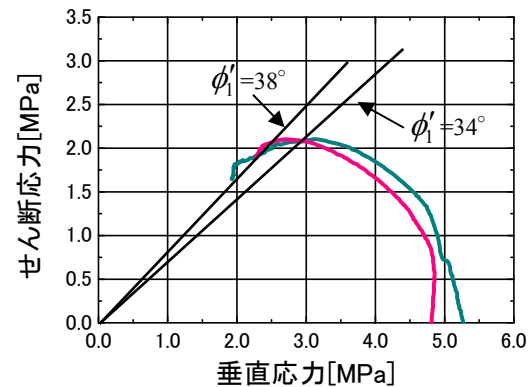


図10 X線CTによる観察結果（粒状ベントナイト）

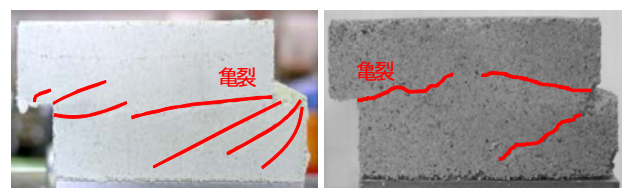


(a) せん断応力～変位関係



(b) 応力経路

図11 珪砂ベントナイト供試体と圧縮粒状ベントナイト供試体の一面せん断試験結果



(a) 珪砂ベントナイト供試体 (b) 圧縮粒状ベントナイト供試体

写真7 珪砂ベントナイト混合体と圧縮粒状ベントナイト供試体の試験後の様子

地盤材料の破碎特性に関する研究 On the particle breakage of geomaterials

山口卓洋¹, 井上和香奈¹, Hossain Md. Shahin², 中井照夫³

- 1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・E-mail : originalsin-of-aj.@docomo.ne.jp
2 名古屋工業大学大学院・都市社会工学科・准教授
3 名古屋工業大学大学院・都市社会工学科・特命教授

概 要

地盤材料に用いられる粒状体は様々な状況下で破碎を生じる。粒子破碎を生じると粒度分布や粒子形状といった粒子特性が不可逆的に変化し、破碎後の粒状体の応力-ひずみ特性は破碎前とは大きく異なると考えられる。本稿では材料の破碎性に着目し、水砕スラグを用いた三軸圧縮試験を行い、密度、拘束応力、ひずみ量が粒子破碎量におよぼす影響について検討を行った。その結果、破碎量は密度、拘束応力、ひずみ量それぞれの影響を受けることが分かった。また、粒子破碎は広い意味でのボンディング効果の消失ととらえ、ボンディング効果を考慮できる既存の構成モデル¹⁾を発展させ、破碎性を有する地盤材料の構成モデルの提案を行った。提案モデルを用いた解析結果より、試験の傾向を表現することができた。

キーワード：粒子破碎，破碎量，構成モデル

1. はじめに

地盤材料に用いられる粒状体は様々な状況下で破碎を生じる。例えば、石灰質砂や火山灰といった破碎性土は、比較的低い拘束圧下でも粒子破碎を生じる。非破碎性土の場合でも、打込み杭の先端や土石流など高い応力条件下では破碎を生じることが知られている。また最近では、石炭灰や発泡灰ガラス、水砕スラグといった産業副産物の再生材料がしばしば地盤材料と用いられているが、これらのリサイクル材料は多孔質粒子からなるため高い破碎性を示すことが指摘されている。粒子破碎の進行に伴い、粒度分布や粒子形状といった土の粒子特性が不可逆的に変化し、圧縮特性の増加やピーク強度の低下を生じる。よって破碎後の土の応力-ひずみ特性は破碎前とは大きく異なると考えられる。それは室内試験での破碎性地盤材料の評価によって明らかにされてきた。したがって、現場では破碎性土や非破碎性土にかかわらず、粒子破碎は発生するものだと認識した上で、十分な対策を講じなければならない。そのためには、数値解析による力学挙動の予測が必要不可欠である。今日ではコンピュータの性能の向上に伴い数値解析が広く普及しているが、その解析結果の信頼性は用いる構成モデルに依存する。つまり、地盤材料の構成モデルは上述したような粒子破碎の影響を適切に記述できなければならない。しかし、Cam Clay モデルをはじめとする従来の地盤材料の弾塑性モデルは、粒子破碎の影響を直接的には考慮していない。そこで、著者らの研究グループで

は主に応力変化に起因する粒子破碎現象を考慮した構成モデルを提案している²⁾。本研究では、破碎性を示す粒状体の一例として水砕スラグを用いた三軸圧縮試験を実施し、密度、拘束応力、ひずみ量が粒子破碎量におよぼす影響について検討した。そして、試験で得られた結果をもとに既存の構成モデルの改良を試みた。

2. 試験概要

2.1 試料

試験に用いた試料は、1.2mm 以下に粒度調整し、24 時間炉乾燥した水砕スラグである。水砕スラグは、製鉄過程で、鉄鋼石とコークス、石灰石等を溶融して銑鉄を分離した溶融スラグを急冷することにより³⁾生成される産業副産物である。急冷処理されることにより粒子内に放出しきれないガスが気泡として残るため⁴⁾多孔質の角ばった粒子形状をしているのが特徴である。Table-1 に試験に用いた水砕スラグの物理特性を、Fig.1 に粒度分布を示す。Table-1 より、水砕スラグの粒子密度は一般的な砂質土($2.6 \times 10^3 \sim 2.8 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$)と同程度であることが分かる。また、Fig.1 より、粒度組成は大部分が粗砂(1.2~0.85mm)、中砂(0.85~0.25mm)成分から成り、粒径の大きい粒子が多いことが分かる。

Table-1 水砕スラグの物理特性

| Density of slag particles $\rho_s(\text{kg/m}^3)$ | Liquid limit $w_L(\%)$ | Plastic limit $w_p(\%)$ | Maximum void ratio e_{max} | Minimum void ratio e_{min} |
|--|---------------------------|----------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 2.89×10^3 | Non-Plastic | Non-Plastic | 1.387 | 0.924 |

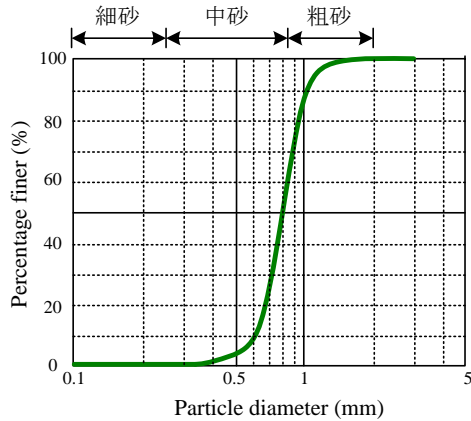


Fig.1 水砕スラグの粒度分布

2.2 試験方法

実施した試験は、三軸試験機による等方圧密試験および平均有効応力一定の排水三軸圧縮せん断試験である。供試体寸法は直径 5cm、高さ 10cm で、供試体作製方法は水中落下法とした。試験は、応力制御で等方圧密を行い、ひずみ制御にて平均有効応力一定条件でせん断を行った。供試体の下面からのみ排水を許し、供試体には 98kPa の背圧を一定で作用させる。等方圧密試験は等方応力状態での破砕性を把握する目的で、供試体密度を変えて行った。排水三軸圧縮せん断試験は異方応力状態での破砕性を把握する目的で供試体密度、拘束応力、せん断する偏差ひずみを変えて行った。Table-2 に水砕スラグの相対密度 - 間隙比関係を Table-3 に実施した試験パターンを示す。試験名について、例えば、排水三軸圧縮せん断試験において密な供試体 ($Dr = 80\%$) を平均有効応力 $p = 588(\text{kPa})$ まで等方圧密した後、偏差ひずみが 30% 程度になるまでせん断した試験を S-D-588-30 とする。また、Fig.2 に行った試験の応力経路の模式図を示す。

Table-2 水砕スラグの相対密度 - 間隙比関係

| | Dense | Loose |
|---------------------------|-------|-------|
| Relative density $Dr(\%)$ | 80 | 30 |
| Void ratio e | 1.017 | 1.249 |

Table-3 試験パターン

| 試験名 | 試験内容 | 供試体密度 | p (kPa) | ε_d (%) | プロット |
|-------------|---------------|-------|-----------|---------------------|------|
| C-D-588 | Consolidation | Dense | 588 | | □ |
| C-L-588 | Consolidation | Loose | 588 | | ■ |
| S-D-588-30 | Shear | Dense | 588 | 30 | ■ |
| S-L-588-30 | Shear | Loose | 588 | 30 | ■ |
| S-L-588-10 | Shear | Loose | 588 | 10 | ■ |
| S-L-58.8-30 | Shear | Loose | 58.8 | 30 | ■ |

(p : 平均有効応力, ε_d : 偏差ひずみ)

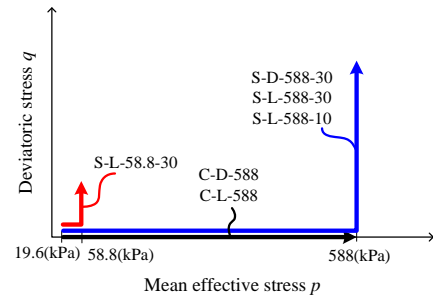


Fig.2 試験パターンの応力経路の模式図

2.3 粒子破砕の判断と破砕量 Br の定義

試験後に粒子破砕が生じているか否かの判断方法について述べる。Fig.3 にリングせん断試験における Dog's bay 砂の粒度変化 (Coop et al. 2004)⁵⁾ を示す。Fig.3 より、せん断の進行に伴い粒子破砕を生じ、粒度分布が変化している様子が分かる。粒子破砕を生じて最大粒径は変化せず細粒分含有率が増加する。これは、大きな粒子は粒子内に弱部を多く含むため破砕しやすいが、破砕した粒子に囲まれ等方的な応力状態に近づくためである。その結果、粒子破砕を生じると粒径加積曲線は Fig.3 に示すように左にシフトし、それ以上粒度が変化しない限界を迎える。この他にも石油コークスの一次元繰返し圧縮試験 (Bard 1993; Biarez and Hicher 1994)⁶⁾ で同様の結果が報告されている。そこで本研究では、試験により Fig.3 に示すように粒径加積曲線が左にシフトしていれば粒子破砕が生じていると考える。また、Fig.4 に試験前後の粒径加積曲線の変化を模式的に示しているが、これらで囲む斜線部の面積を破砕量 Br (Relative breakage)⁷⁾ と定義し、各試験の粒子破砕現象を定量的に比較する。ここで、粒径加積曲線の作成方法は以下の通りとした。①24 時間炉乾燥した試料を 0.85, 0.25, 0.075mm の 3 段階のふるいで 3 分間ふるい、各ふるいの残留質量を求める。②0.075mm~1.2mm の粒径(mm) に対する通過質量百分率 (%) を計算する。③横軸に対数目盛でふるいの目開きに対する粒径(mm) を縦軸に算術目盛で通過質量百分率(%) をとりプロットを直線で結ぶ。

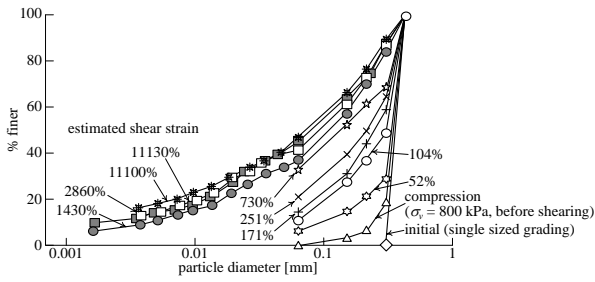


Fig.3 リングせん断試験における Dog's bay 砂の粒度変化

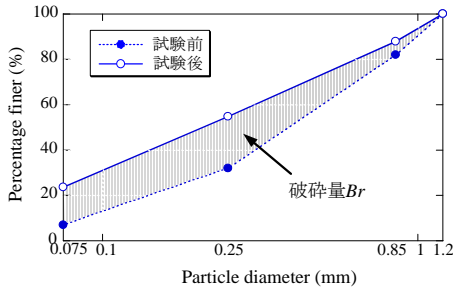


Fig.4 破砕量 Br^γ の定義

3. 試験結果と考察

ここでは密度、拘束応力、偏差ひずみの違いに着目し、これらがせん断時の応力 - ひずみ関係や破砕量におよぼす影響を考察する。Fig.5 に $q/p-\varepsilon_d-\varepsilon_v$ 関係を Fig.6 に破砕量 Br を示す。Fig.5 は縦軸に応力比と体積ひずみ、横軸に偏差ひずみをとっている。

はじめに、密度の違いに着目する。Fig.5, Fig.6 の S-D-588-30 (青・ $Dr=80\%$) と S-L-588-30 (赤・ $Dr=30\%$) を比較する。これらは、同じ拘束応力($p=588\text{kPa}$)でせん断した結果である。Fig.5 より、相対密度の高い S-D-588-30 (青・ $Dr=80\%$) は相対密度の低い S-L-588-30 (赤・ $Dr=30\%$) に比べピーク強度が高く、ひずみ軟化を生じていることが分かる。体積ひずみはせん断初期において圧縮傾向にあるが、せん断の進行に伴い膨張に転じている。一方で、密度の低い S-L-588-30 (赤・ $Dr=30\%$) はひずみ硬化を生じており、体積圧縮のみを生じている。これらは、一般的な砂にみられる、密度がせん断特性におよぼす影響と同様である。また、Fig.6 より、破砕量は密度の低い S-L-588-30 (赤・ $Dr=30\%$) の方が大きいことが分かる。同図の C-D-588 (白・ $Dr=80\%$) と C-L-588 (灰・ $Dr=30\%$) は拘束応力 $p=588\text{kPa}$ まで等方圧密した結果であるが、これらにおいても同様の傾向がみられた。これは、密度の低い方が粒子同士の接触点が多く、各接触点に作用する応力が大きくなり、破砕が起りやすいためと考えられる。また、等方圧密による破砕量とせん断による破砕量を比較すると、同じ拘束応力下ではせん断に起因する破砕量が多いことが分かる。このことから、粒子破砕は等方的な応力状態よりもせん断ひずみが生じる異方的な応力状態で顕著になると考えられる。これは、等方圧密試験および三

軸圧縮試験におけるチャタフーチー川砂の粒度分布の変化 (Vesić and Clough 1968)⁸⁾と同様の傾向である。

次に、拘束応力の違いに着目する。Fig.5, Fig.6 の S-L-588-30 (赤・ $p=588\text{kPa}$) と S-L-58.8-30 (緑・ $p=58.8\text{kPa}$) を比較する。これらは同じ相対密度($Dr=30\%$)でせん断した結果である。Fig.5 より、拘束応力の低い S-L-58.8-30 (緑・ $p=58.8\text{kPa}$) は拘束応力の高い S-L-588-30 (赤・ $p=588\text{kPa}$) よりもピーク応力比が高いことが分かる。また、体積ひずみはせん断初期より圧縮傾向にあるがすぐに膨張に転じている。一方で、拘束応力の高い S-L-588-30 (赤・ $p=588\text{kPa}$) は圧縮のみを生じている。これは、同じ間隙比の試料では拘束応力の小さい時、相対的に密な状態となるため、粒子破砕の生じない砂のせん断でも観察されるが、ここでは特にその差が顕著である。ここで、Fig.6 の粒子破砕量をみると、破砕量は拘束応力の大きい S-L-588-30 (赤・ $p=588\text{kPa}$) の方が大きく、拘束応力の影響に加えて粒子破砕量が応力 - ひずみ挙動に影響していることが分かる。拘束応力の大きい方が各粒子の接触点に作用する応力が高くなることで、破砕を生じやすい応力状態になるためこのような結果が得られたと考えられる。

最後に、偏差ひずみの違いに着目する。Fig.6 の S-L-588-30 (赤・ $\varepsilon_d=30\%$) と S-L-588-10 (黒・ $\varepsilon_d=10\%$) を比較する。これらは同じ相対密度($Dr=30\%$)、拘束応力($p=588\text{kPa}$)でせん断した結果である。 $q/p-\varepsilon_d-\varepsilon_v$ 関係について S-L-588-10 は S-L-588-30 (赤・ $\varepsilon_d=30\%$) と概ね同様の挙動を示しており偏差ひずみ 10%程でピーク強度を迎えていることを確認している。Fig.6 より、破砕量は偏差ひずみの大きい S-L-588-30 (赤・ $\varepsilon_d=30\%$) の方が大きいことが分かる。つまり、ピーク強度に到達して以降、応力状態が平衡している残留応力状態で偏差ひずみの増加により破砕量が増加している。これは、Fig.3 にみられる傾向と同様の結果である。偏差ひずみが大きくなれば、せん断帯周辺において粒子の引っかかりに起因する破砕が多くなるためこのような結果になったと考えられる。

以上から、密度・拘束圧・ひずみ量の違いによる水砕スラグのせん断特性は、一般的な砂のそれと同様であることが分かった。また、破砕量は、密度・拘束圧・ひずみ量の影響を受け、それぞれの要因のみにより一義的に決定しないと考えられる。

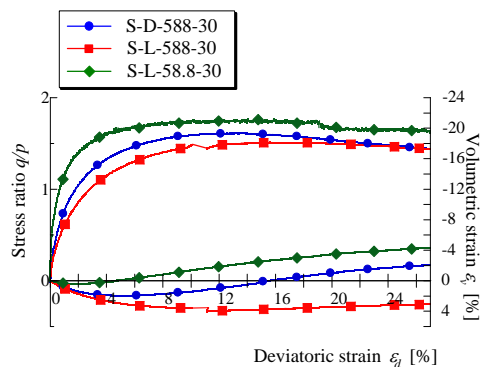


Fig.5 $q/p-\varepsilon_d-\varepsilon_v$ 関係

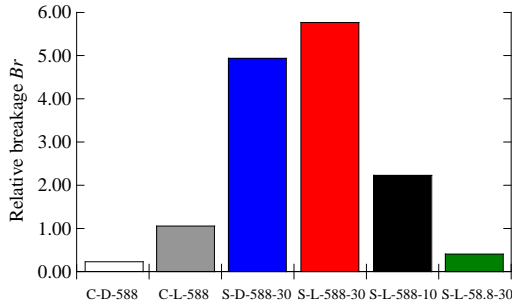


Fig.6 破砕量 Br

4. 粒子破碎を考慮した構成モデルを用いた解析

4.1 粒子破碎を考慮した1次元弾塑性モデル

粒子破碎を考慮した構成モデルについて述べる。式(1)は本研究グループが提案している密度効果及びボンディング効果を考慮した1次元弾塑性モデルの間隙比増分～応力増分関係である。

$$d(-e) = d(-e)^p + d(-e)^e = \left\{ \frac{\lambda - \kappa}{1 + G(\rho) + Q(\omega)} + \kappa \right\} \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (1)$$

ここに $G(\rho)$ は密度、 $Q(\omega)$ はボンディングの関数である。粒子破碎は、広い意味でのボンディング特性の消失と考へ $Q(\omega)$ の項を応用し、粒子破碎の影響を表現する。また、Fig.3 より粒子破碎に伴う粒径加積曲線の変化には限界(限界粒度)があることが分かる。そこで、粒子破碎を生じて限界粒度に至る粒状体の粒度変化をボンディング特性 ω の消失と捉え状態変数 ω の発展則を規定する。式(2)に従来の発展則を、式(3)に改良した発展則を示す。ここで、 B, D はそれぞれ粒子破碎に関するパラメータである。従来の発展則は粒子破碎に伴う粒度変化を応力のみで規定していた。しかしながら、試験結果より粒子破碎量(粒径加積曲線の変化量)は応力だけでなく密度、ひずみ量の影響を受け、それらの要因が複合して影響するものと考えられる。そこで、改良した発展則は ω の発展則を応力と塑性ひずみがなす仕事で規定した。ここでは、一次元モデルについて説明しているが、修正応力 t_{ij} に基づく応力パラメータを用い t_{ij} 空間で流れ則を仮定するだけで、中間主応力や異方性の影響を考慮しつつ容易に一次元モデルを多次元モデルに拡張することができる⁹⁾。

$$\begin{cases} \text{if } \sigma_c < \sigma_{\max} \leq \sigma_c + \frac{\omega_0}{B} \text{ and } d\sigma_{\max} > 0 & d\omega = -B \cdot d\sigma_{\max} \\ \text{else} & d\omega = 0 \end{cases} \quad (2)$$

$$\begin{cases} \text{if } \omega < 0 & \omega = 0 \\ \text{else} & d\omega = -D \cdot \alpha d\varepsilon^p \end{cases} \quad (3)$$

4.2 解析概要

解析は、豊浦砂($e_{\max}=0.922, e_{\min}=0.645$)のパラメータを用いた等方圧密試験および側圧一定の三軸圧縮せん断試験を想定して行った。Table-4 に豊浦砂の相対密度 - 間隙比関係を Table-5 に解析パラメータを示す。また Fig.7 に解析パターン of 応力経路の模式図を示す。なお、解析名については Table-3 に示す試験名と同様である。例えば、密 ($Dr=80\%$) な共試体を想定し、平均有効応力 $p=588(\text{kPa})$ まで等方圧密した後、偏差ひずみが 30%程度になるまで側圧一定でせん断した解析を S-D-588-30 とする。

Table-4 豊浦砂の相対密度 - 間隙比関係

| | Dense | Loose |
|---------------------------|-------|-------|
| Relative density $Dr(\%)$ | 80 | 30 |
| Void ratio e | 0.700 | 0.839 |

Table-5 解析パラメータ

| 材料パラメータおよび共通の構成パラメータ | | | | | | |
|----------------------|---|------|-----------------|-----|-----|------------|
| λ | κ | N | ν | a | b | ω_0 |
| 0.070 | 0.0045 | 1.10 | 0.20 | 50 | 10 | 0.20 |
| 粒子破碎に関するパラメータ | | | | | | |
| 粒子破碎なしの場合 | 従来の構成モデルを用いる場合 | | 改良した構成モデルを用いる場合 | | | |
| | $B=0.001, t_{N1}(\text{bs})=19.6(\text{kPa})$ | | $D=0.25$ | | | |

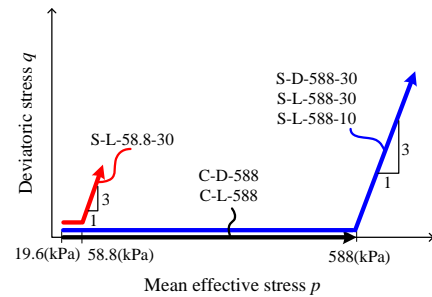
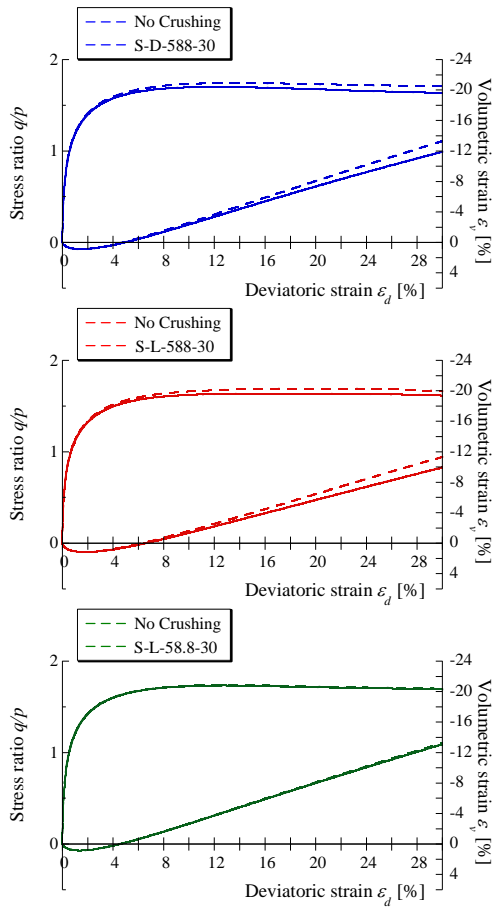


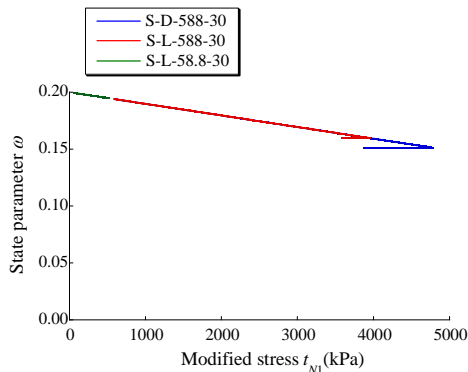
Fig.7 解析パターン of 応力経路の模式図

4.3 解析結果と考察

ここでは、従来のモデルと改良したモデルを用いた解析結果を比較検討する。従来のモデルを用いた解析結果は、Fig.8(a)に $q/p - \varepsilon_r - \varepsilon_v$ 関係を(b)に $\omega - t_{N1}$ 関係を Fig.10(a)に $\Delta\omega$ を示す。改良したモデルを用いた解析結果は、Fig.9(a)に $q/p - \varepsilon_r - \varepsilon_v$ 関係を(b)に $\omega - t_{N1}$ 関係を Fig.10(b)に $\Delta\omega$ を示す。 $q/p - \varepsilon_r - \varepsilon_v$ 関係は縦軸に応力比と体積ひずみ、横軸に偏差ひずみをとっている。破線は粒子破碎を生じない場合を実線は粒子破碎を生じる場合の解析結果である。また、 $\omega - t_{N1}$ 関係は縦軸に ω を横軸に t_{N1} をとっている。ここで、 t_{N1} は降伏曲面の大きさを表す修正応力パラメータである。したがって、 $\omega - t_{N1}$ 関係は降伏曲面の大きさに対する粒子破碎の進行具合 (ω の変化の程度) を表している。



(a) q/p - ε_d - ε_v 関係

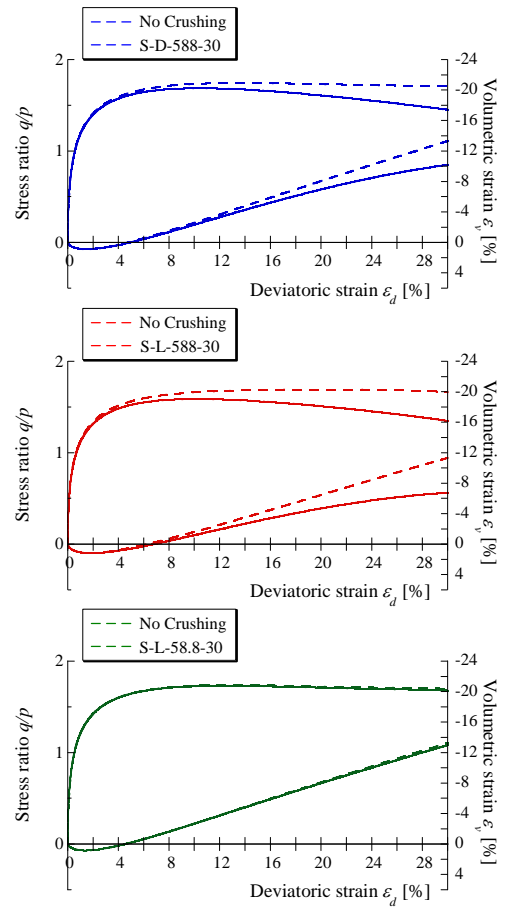


(b) ω - t_{N1} 関係

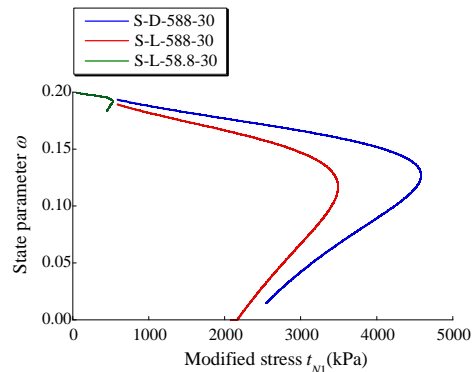
Fig.8 従来のモデルでの解析

また、 $\Delta\omega$ はボンディングの初期値 ω_0 から現在の ω までの変化量を表し、実際の試験における破砕量 Br に相当する値である。さらに、密度、応力、偏差ひずみが破砕量におよぼす影響を定性的に比較するため Fig.10(c)に試験から得られた破砕量 Br を示す。

はじめに密度の違いに着目する。S-D-588-30 (青・ $Dr=80\%$) と S-L-588-30 (赤・ $Dr=30\%$) を比較する。これらは、同じ側圧($\sigma_r=588\text{kPa}$)でせん断した結果である。Fig.8(a)の S-D-588-30 (青・ $Dr=80\%$) と S-L-588-30 (赤・ $Dr=30\%$) より、従来のモデルでは相対密度の高い



(a) q/p - ε_d - ε_v 関係



(b) ω - t_{N1} 関係

Fig.9 改良したモデルでの解析

S-D-588-30 (青・ $Dr=80\%$) の剛性・強度が高く、体積膨張率も高い。そして粒子破碎を生じると剛性、ピーク強度が低下し、体積変化は圧縮側に移行していることが分かる。Fig.9(a)の改良したモデルにおいても同様の結果である。しかし、改良したモデルは従来のモデルとは異なりピーク強度を迎えた後も、せん断の進行に伴い残留強度が低下し、体積変化も圧縮側に移行している。これは Fig.8(b), Fig.9(b) から分かるように従来のモデルでは、応力が小さくなるひずみ軟化過程では ω は変化しないが、改良したモデルはひずみ軟化過程においても ω が減少することに起因する。

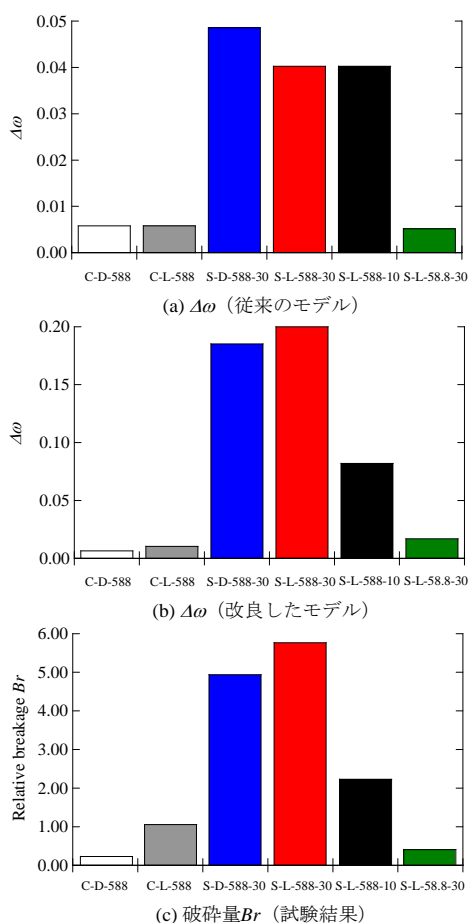


Fig.10 $\Delta\omega$ と破砕量 Br の比較

また, Fig.10(a)の C-D-588 (白・ $Dr=80\%$) と C-L-588 (灰・ $Dr=30\%$) は拘束応力 $p=588\text{kPa}$ まで等方圧密した結果であるが, 従来モデルでは, これらに密度の違いによる差はみられない。同図(a)の S-D-588-30 (青・ $Dr=80\%$) と S-L-588-30 (赤・ $Dr=30\%$) より, 従来モデルでは相対密度の高い S-D-588-30 (青・ $Dr=80\%$) の方が $\Delta\omega$ は大きい。これらは, 従来モデルでは ω の変化量が応力の最大値に依存するためである。一方で, 同図(b)の改良したモデルは, C-D-588 (白・ $Dr=80\%$) と C-L-588 (灰・ $Dr=30\%$) または S-D-588-30 (青・ $Dr=80\%$) と S-L-588-30 (赤・ $Dr=30\%$) より, 相対密度の低い方の $\Delta\omega$ が大きく, 同図(c)の試験結果の傾向と一致している。

次に側圧 (応力) の違いに着目する。S-L-588-30 (赤・ $\sigma_r=588\text{kPa}$) と S-L-58.8-30 (緑・ $\sigma_r=58.8\text{kPa}$) を比較する。これらは同じ相対密度 ($Dr=30\%$) でせん断した結果である。Fig.8(a)の S-L-588-30 (赤・ $\sigma_r=588\text{kPa}$) と S-L-58.8-30 (緑・ $\sigma_r=58.8\text{kPa}$) より, 従来モデルでは S-L-588-30 (赤・ $\sigma_r=588\text{kPa}$) に比べ S-L-58.8-30 (緑・ $\sigma_r=58.8\text{kPa}$) は実線と破線に差がなく, 粒子破砕の影響が小さいことが分かる。これは, 同図(b)より, S-L-58.8-30 (緑・ $\sigma_r=58.8\text{kPa}$) の ω の減少量が小さいためである。Fig.9(a), (b)より, 改良したモデルにおいても同様の傾向がみられる。また, Fig.10(a), (b)の S-L-588-30 (赤・ $\sigma_r=588\text{kPa}$) と S-L-58.8-30 (緑・ $\sigma_r=58.8\text{kPa}$) より, $\Delta\omega$ は側圧の高い S-L-588-30 (赤・ σ_r

$=588\text{kPa}$) の方が大きく, 従来モデル, 改良したモデルともに同図(c)の試験結果の傾向と一致している。

最後に, 偏差ひずみの違いに着目する。Fig.10の S-L-588-30 (赤・ $\varepsilon_d=30\%$) と S-L-588-10 (黒・ $\varepsilon_d=10\%$) を比較する。これらは同じ相対密度 ($Dr=30\%$), 同じ側圧 ($\sigma_r=588\text{kPa}$) でせん断した結果である。Fig.10(a)の S-L-588-30 (赤・ $\varepsilon_d=30\%$) と S-L-588-10 (黒・ $\varepsilon_d=10\%$) より, 従来モデルでは偏差ひずみの違いによって $\Delta\omega$ に差はみられない。これは, 従来モデルは $\Delta\omega$ の変化を応力のみで規定しており, ひずみ量に依存しないためである。一方で同図(b)より, 改良したモデルは偏差ひずみの小さい S-L-588-10 (黒・ $\varepsilon_d=10\%$) よりも偏差ひずみの大きい S-L-588-30 (赤・ $\varepsilon_d=30\%$) の $\Delta\omega$ が大きく, 同図(c)の試験結果の傾向と一致している。これは, 改良したモデルは $\Delta\omega$ の変化が, 応力だけでなく, 塑性ひずみ増分に依存するためである。つまり, 残留応力状態であっても塑性ひずみの増加に伴い $\Delta\omega$ が大きくなる。

以上から, 従来モデルでは, 応力の違いによる破砕量の増加傾向は表現できているが, 密度, ひずみ量の影響を表現できていないことが分かる。一方で, 改良したモデルは, 密度, 拘束応力, ひずみ量が粒子破砕量におよぼす影響について適切に表現できている。

5. まとめ

試験により, 粒子破砕量は, 密度, 応力, ひずみ量の影響を受けることが分かった。また, 試験結果より, 既存の状態変数 ω の発展則を応力, 塑性ひずみ増分がなす仕事で規定することにより試験結果の傾向を表現することができた。

参考文献

- 1) Teruo Nakai. et al.: S&F, Vol.51, No.6, 1129-1148, 2011.
- 2) 鈴木裕大, 菊本統, 中井照夫, H. M. Shahin, 京川裕之: 粒子破砕の影響を考慮した土の応力ひずみ関係の合理的なモデル化, 第45回地盤工学研究発表会, 講演集(CD-ROM), 2010.
- 3) 松田博, 中川雅夫, 篠崎晴彦: 建設・産業副産物の地盤工学的有効利用 9.鉄鋼スラグ, 土と基礎, pp.40-47,
- 4) (財)沿岸開発技術センター, 鉄鋼スラグ協会: 港湾工用水砕スラグ利用手引書, 1989.
- 5) Coop, M.R., Sorensen, K.K., Bodas Freitas, T. and Georgoutsos, G.: Particle breakage during shearing of carbonate sand, Géotechnique, 54(3), 157-163, 2004.
- 6) Bard, E.: Comportement des matériaux granulaires secs et un liant hydrocarbure, Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris, 1993.
- 7) Hardin: Crushing of soil particles, Journal of Geotechnical Engineering(1985) Vol.111 pp.1177~1192
- 8) Vesić, A.S. and Clough, G.W.: Behavior of granular materials under high stresses, J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the ASCE, SM3, 661-688, 1968.
- 9) Teruo Nakai. et al.: S&F, Vol.51, No.6, 1149-1168, 2011.