

午後の部 I
(1 3 : 0 0 ~ 1 4 : 0 0)

特 別 講 演

「意外と知らない地盤の労働災害」

伊藤 和也 氏

(労働安全衛生総合研究所)

司 会 棚橋 秀行
(大同大学)

午後の部Ⅱ
(1 4 : 1 0 ~ 1 5 : 1 0)

司 会 Md. Shahin Hossain
(名古屋工業大学)

不飽和土の浸水挙動に関する実験的検討

Experimental investigation on the behavior of unsaturated soils at soaking

塚本晃平¹, 小池真奈², 山田享平², 京川裕之³, 張鋒⁴, ホサイン シャヒン⁵, 中井照夫⁴

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 博士前期課程2年

2 名古屋市役所

3 東京大学生産技術研究所 JSPS ポスドク研究員

4 名古屋工業大学 都市社会工学科 教授

5 名古屋工業大学 都市社会工学科 准教授

概 要

近年、ゲリラ豪雨による斜面崩壊が日本各地で発生し、多数の被害が報告されている。このような降雨による斜面崩壊の発生原因として、浸水による強度低下や有効応力の変化による変形の進行が考えられるが、崩壊に至る過程やメカニズムの解明と数値解析による解釈がまだ十分とは言えない。本稿では、浸水挙動に着目し再現性のある試験を行うことで斜面崩壊に起因する不飽和土の力学特性について実験的に考察した。まず、標準圧密試験機を用いた気乾試料の浸水試験により1次元圧縮条件下での浸水挙動に及ぼす拘束圧・密度の影響について検討した。同試験はサクションを制御しない簡易的な試験であるが、これまでの不飽和土と同様の試験結果が得られた。また、斜面崩壊を想定して、サクションを制御した不飽和土三軸試験機を用いた異方応力条件下での浸水試験を行い、降雨による斜面崩壊を要素試験レベルで検討した。なお、サクションを制御しない系統的な試験についても行い、密度、浸水時の応力比、圧縮・伸長条件が浸水およびその後のせん断挙動に及ぼす影響について考察を加えた。

キーワード：斜面崩壊，不飽和土，浸水，要素試験

1. はじめに

近年、ゲリラ豪雨による斜面崩壊が日本各地で発生し、多数の被害が報告されている。こうした降雨による斜面崩壊が発生する一因として、地盤が浸水することによる強度低下が挙げられる。これは土が不飽和状態であることと深く関係する。土が不飽和状態にあるとき、土粒子間にメニスカス水による表面張力が作用し、粒子間に働く垂直応力が大きくなり、その結果粒子間の滑りが抑制されることで、飽和土よりも不飽和土の剛性が高くなる。そのため、同じ拘束圧下において、飽和土よりも緩い間隙状態を保持することができる。しかしながら、緩い間隙状態を保持している表層地盤が降雨による浸水作用を受けると、表面張力の作用が消失し、土粒子間の滑りが抑制されなくなり、体積変化やせん断破壊が発生する。このような水分量の変化に伴う力学挙動を適切に記述することは、降雨時の斜面崩壊の予測につながり、その地盤工学的な意味は大きい。そこで本稿では、標準圧密試験機による1次元応力下での圧密浸水試験、不飽和土三軸試験による異方応力条件下でのせん断浸水試験を実施し、種々の応力条件下での不飽和土の力学特性および浸水時の力学挙動について実験的に検討する

とともに、降雨による斜面崩壊のメカニズムについて考察を行う。

2. 一次元応力条件下での圧密浸水試験

2.1 試験概要

試料はカオリン ($\rho_s = 2.70\text{g/cm}^3$, $w_L = 49.83\%$, $w_p = 25.12\%$)および藤の森粘土と豊浦砂を重量比 1:1 で混合した混合土($\rho_s = 2.68\text{g/cm}^3$, $w_L = 18.00\%$, $w_p = \text{NP}$)を使用した。試験は通常の飽和試料に用いる標準圧密試験機を使用し、圧密時の載荷段階は通常の圧密試験(JIS A 1217)と同様に荷重増分比 $\Delta\sigma_v/\sigma_v = 1$ で行った。本試験では、浸水時の飽和度の増加を促すため、二酸化炭素を通気し脱気水を供試体下部から注入した。二酸化炭素タンクとビュレットを接続した試験機の概略図を図1に示す。この方法で浸水後の供試体の飽和度は85~100%となった。供試体作製では、圧密試験機に設置した圧密リングに所定の質量の気乾試料を入れ、加圧板で予圧密することで、初期間隙比を揃えるよう留意した。

実施した試験は、先行圧密応力の有無で二種類のケースに分けられる。Case 1は先行圧密応力なしの試験であり、

カオリンを用いた試験では加圧板を載せた状態($\sigma_v \approx 0.9$ kPa)を含めた各載荷段階で、混合土を用いた試験では加圧板を載せた状態と $\sigma_v = 19.6$ kPa, 157 kPa, 1256 kPa の計 4 段階で、載荷圧一定の浸水試験を行った。Case 2 は、各載荷段階まで先行圧密応力を与えた後、 $\sigma_v = 9.8$ kPa まで除荷し、載荷圧一定で浸水試験を行った。尚、カオリンに関しては Case 1 の試験のみ行った。

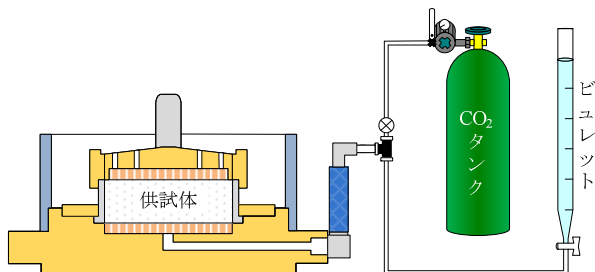


図 1 二酸化炭素タンクを接続した圧密試験機の概略図

2.2 試験結果と考察

図 2, 図 3 に Case1 での各試料の圧密応力 σ_v - 間隙比 e 関係を示す。プロットが気乾状態の圧密挙動(橙色の領域), 四角形プロットが浸水後の圧密挙動(緑色の領域), 矢印が載荷圧一定の浸水挙動(青色)の圧密挙動を表している。2 つの供試体の圧密載荷段階において、気乾供試体は飽和供試体よりも緩い間隙状態を保つことがわかる。しかしながら、緩い間隙状態から浸水させた試料は、拘束圧一定下であるにも関わらず体積圧縮を生じながら飽和供試体の間隙比に近づく、いわゆる浸水コラプス挙動が確認できる。浸水した供試体はその後の圧密載荷において、初期浸水の供試体と同様の圧密挙動を示す。以上の結果は、Jennings & Burland¹⁾などを例とした典型的な不飽和土の圧密試験および浸水試験と同様である。

次に図 4(a), (b)に Case2 における圧密応力 σ_v - 間隙比 e 関係、浸水時の先行圧密応力 σ_v^c (過圧密比) - 間隙比変化 Δe 関係を示す。図 4(a)より、先行圧密応力を与えた加圧密状態の気乾供試体を浸水させると、その間隙比は Case1 とは異なり、飽和供試体の間隙比とは一致しないことが分かる。浸水後の再圧密挙動に関しては、飽和過圧密供試体と同様に、初期に剛性の高い挙動を示しながら、圧密応力の増加に伴い飽和供試体の圧密線に漸近する。また、図 4(b)より、その時に生じる間隙比変化は先行圧密応力(過圧密比)が大きいほど圧縮量は小さくなり、特に大きな先行圧密応力では浸水コラプス挙動は見られず、体積膨張を示す事が確認できる。浸水後の再圧密挙動に関しては、飽和過圧密試料と同様に、初期に剛性の高い挙動を示しながら、圧密応力の増加に伴い飽和供試体の圧密線に漸近する。

以上から、コラプス挙動の有無を含む浸水時における土の挙動は、拘束圧および間隙比の影響を受けて大きく異なり、浸水後は同様な過圧密状態の飽和土の挙動を呈することがわかる。

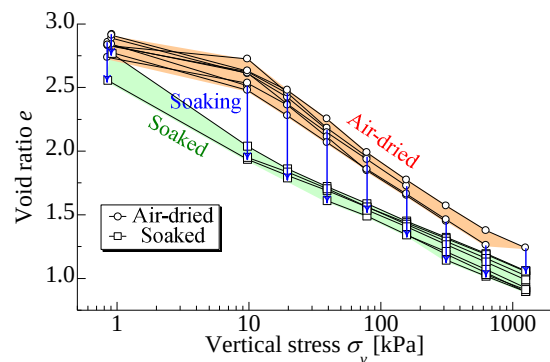


図 2 カオリンの圧密浸水試験結果(Case1)

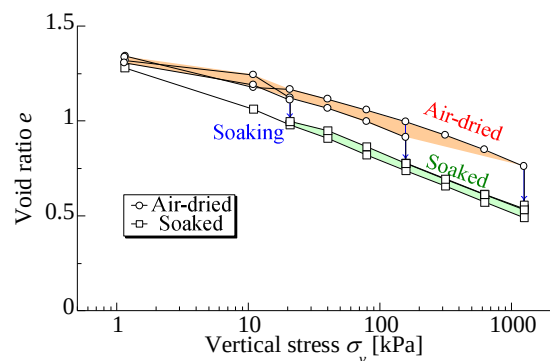
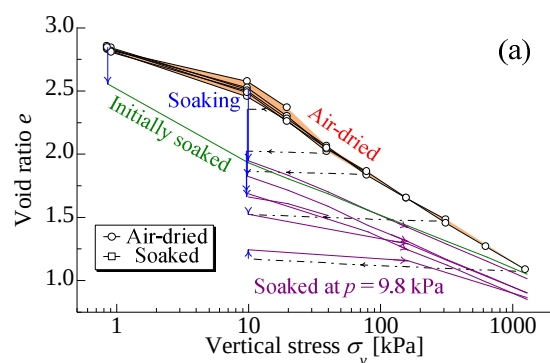
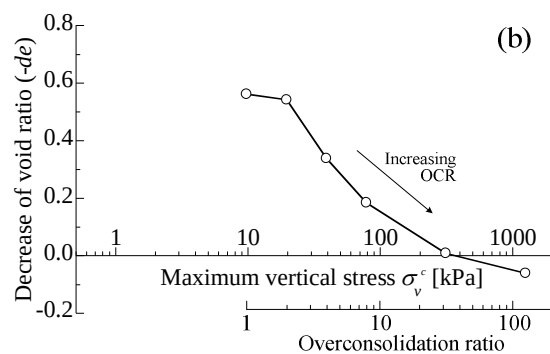


図 3 混合土の圧密浸水試験結果(Case1)



(a) $\sigma_v - e$



(b) $\sigma_v^c - \Delta e$

図 4 混合土の圧密浸水試験結果(Case2)

3. 異方応力条件下でのせん断浸水試験

3.1 概説

本試験では、サクシオン制御の有無で二種類の試験を実施した。サクシオン制御の有無で試験機の機構が異なる。サクシオンを制御する試験は、ペDESTALにセラミックディスクを用いて不飽和状態の供試体を所定の主応力比までせん断した後、浸水させて偏差応力一定のせん断浸水試験を行った。サクシオンや浸水過程での飽和度の変化を計測することにより斜面が浸水作用を受け変形・破壊に至るメカニズムについて考察する。一方、サクシオンを制御しない試験では、供試体上下にポーラスストーンを設置して、不飽和状態の供試体を所定の主応力比($R=\sigma_1/\sigma_3$)までせん断した後、二酸化炭素を通気した供試体に通水して飽和させる手法で実施した。この方法では、サクシオンや浸水過程での飽和度の変化は把握できないが、セラミックディスクを用いる不飽和土の試験に比べ試験時間が短いため、密度、応力条件の影響について系統的な検討が可能である。以下に実施した試験概要、結果および考察について述べる。

3.2 浸水時の変形メカニズムの検討

3.2.1 試験概要

試験は二重セル式で体積変化を計測する不飽和土用三軸試験機を用いて実施した。試験機の概略図を図5に示す。セラミックディスク(AEV: 294kPa)付きペDESTALを設置し、間隙空気圧 u_a は供試体上部から、間隙水圧 u_w は供試体底部から二重管ビュレットを介して作用させた。供試体にはカオリンを含水比 25%に調節した試料を用い、突固めにより間隙比 $e = 1.5$ 程度に調整し作製した。図6に実施した試験の応力経路((a)圧縮側, (b)伸張側)の概略図を示す。なお、図中の p^{net} - q 平面は飽和度 $S_r = 100\%$ の状態を示している。

等方圧密過程は三段階に分けて行った。まず、排気・非排水状態で初期載荷圧として基底応力 $p^{net} = p - u_a = 19.6\text{kPa}$ 、間隙空気圧 $u_a = 4.9\text{kPa}$ を瞬間的に載荷し、間隙水圧の平衡状態を確認した。(図6中のA)その後、サクシオン $s = 98\text{kPa}$ となるよう、排気・非排水条件で間隙空気圧 $u_a = 98\text{kPa}$ を載荷した。同時に基底応力 $p^{net} = 19.6\text{kPa}$ を保つように、軸圧とセル圧を増加させる。軸圧、セル圧及び空気圧の載荷速度は 4.9kPa/min とした。圧密載荷後、排水コックを開き、排気・排水条件で30分間計測を行い、体積変化の平衡状態を確認した。(図6中のB)次に、サクシオン一定で基底応力 $p^{net} = 49\text{kPa}$ を載荷した。不飽和状態でせん断を行う試験では体積変化及び排水量の平衡を確認し、飽和状態でせん断を行う試験では体積変化の平衡を確認した。(図6中のC)この状態を初期状態(基底応力 $p^{net} = 49\text{kPa}$ かつサクシオン $s = 98\text{kPa}$)として、排気・排水条件下の不飽和土の三軸圧縮・伸張試験(UnsatC: □, UnsatE: ■)と、圧縮・伸張側に主応力比 $R=4$ までせん断した後、偏差応力一定でサクシオンを減じた浸水試験(UnsatC-R4S: ◇, UnsatE-R4S: ◆), 浸水して飽和させ

た後の飽和土の排水三軸圧縮・伸張試験(SatC: ○, SatE: ●)の計6パターンを行った。

せん断過程は排気・排水条件下かつ基底応力・サクシオン一定で行った。単調せん断では、ひずみ制御(ひずみ速度 $0.0017\%/min$)によりせん断を行った。一方、せん断中に浸水を行う試験では、応力制御でせん断を行い、その載荷速度は所定のせん断応力に達する時間をひずみ制御で行ったせん断試験から決定した。浸水過程は基底応力・偏差応力一定で、間隙水圧を増加させることでサクシオンを減少させ、浸水を表現した。

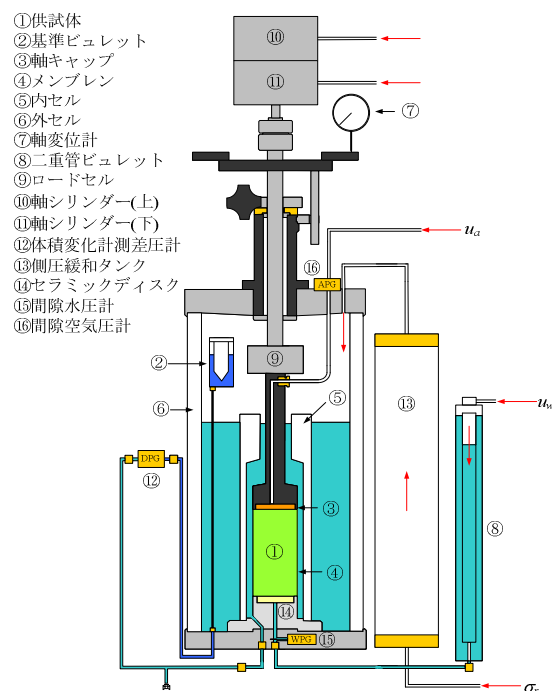


図5 二重セル式の不飽和土用三軸試験機

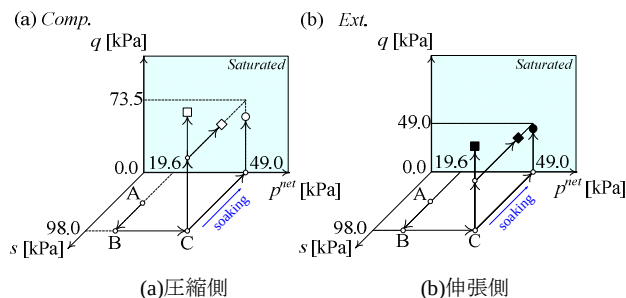


図6 応力経路

3.2.2 試験結果と考察

図7(a), (b)に三軸圧縮側、伸張側それぞれの応力-ひずみ関係を示す。SatC, SatEでは、飽和化のため等方応力状態で行った浸水時の挙動も含む。せん断挙動に着目すると、不飽和土は飽和土に比べて高いせん断強度を示す。また、伸張側よりも圧縮側のせん断強度が高いことから、不飽和土においても中間主応力の影響があることがわかる。せん断中の浸水挙動(UnsatC-R4S, UnsatE-R4S)では、体積変化を伴うせん断変形が生じており、その程度は強度と同

様に中間主応力の影響を受けることがわかる。浸水時の体積変化に関しては、三軸圧縮側で浸水を行った場合、体積圧縮を生じながら、せん断変形が進む。一方で、三軸伸長側では、浸水に伴う体積膨張が生じた。

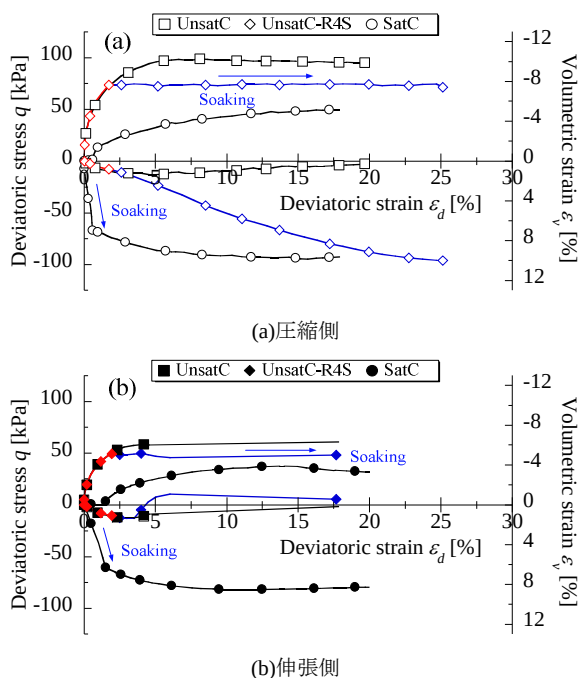


図 7 応力ひずみ関係

図 8 に三軸伸長側で行った試験の有効応力経路を示す。なお、この図の整理には、有効応力パラメータ $\chi = S_r$ とした Bishop²⁾ の有効応力式 ($p'' = p^{net} + S_r s$) を用いた。なお、図中の破線は限界応力状態を表している。UnsatE-R4S では三段階(①: $s = 98 \rightarrow 73.5$ kPa, ②: $s = 73.5 \rightarrow 49$ kPa, ③: $s = 49 \rightarrow 24.5$ kPa)に分けてサクションを除荷し、浸水を行っている。全ての段階で浸水によるせん断変形が進行し、②で限界状態線を超え、③で破壊を確認した。浸水による応力比の増加 ($q/p'' = 0.51 \rightarrow 0.57$) で、膨張に転じる応力比 $q/p'' = 0.56$ (UnsatE より) に達したため、伸長側では膨張挙動を示したと考えられる。

次に、浸水時の変形メカニズムについて考察する。図 9(a), (b) に浸水時の含水比とせん断ひずみ、応力比の変化を示す。サクションの除荷により全ての段階で応力比が増加することがわかる。①では応力比が一定のまま、水分量が増加し、せん断変形が生じた。一方で、②、③では水分量の変化はないが、せん断変形が生じ破壊に至る。一般的なコラプスでは水が入るため変形(圧縮)が進行するが、異方応力状態では、浸水による変形に加え、応力比の増加による変形も生じる。したがって、異方応力条件下で浸水が生じた際、応力比の増加による変形と水分量の増加による変形の 2 つのメカニズムにより、変形が生じると考えられる。

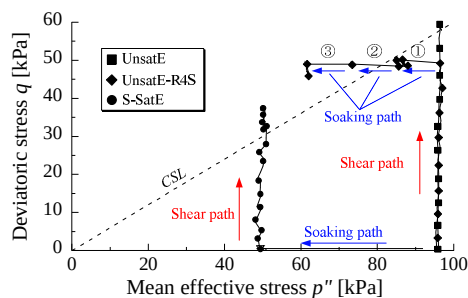


図 8 有効応力経路

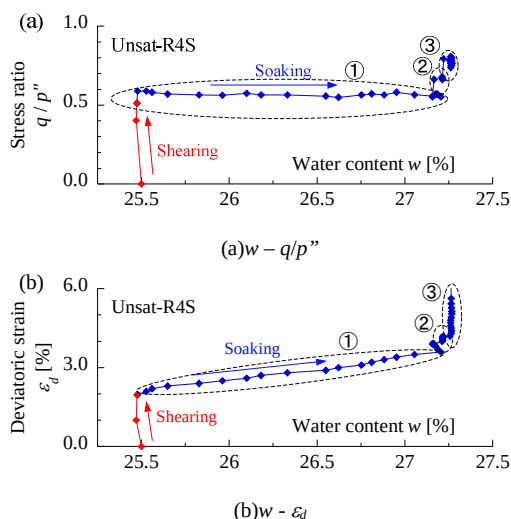


図 9 浸水時の挙動

3.3 浸水挙動に及ぼす密度、応力条件の影響

3.3.1 試験概要

3.2.1 節と同様に二重セル方式の不飽和土用三軸試験機を用いてせん断・浸水試験を実施した。ただし、供試体上下にポーラスストーンを設置して、不飽和状態の供試体を所定の主応力比までせん断した後、二酸化炭素を通気した供試体に通水して飽和させる手法で行った。二酸化炭素タンクと試験機を接続した試験機の概略図を図 10 に示す。供試体上部は軸キャップを介して試験機の上部(図 10 中 A)と繋がっており排気・排水経路となっている。試験条件に応じて A の部品を付替えることで供試体上面の非排水条件を確保する。供試体には、混合土を含水比 $w=19\%$ に調節した試料を用い、突固めにより混合土(loose): $e \approx 1.25$, 混合土(dense): $e \approx 0.75$ を作製した。図 11 に含水比(w)軸(浸水過程)を加えた応力経路((a)混合土(loose), (b)混合土(dense))の概略図を示す。なお、図中の e/G_s は飽和度 $S_r = 100\%$ の状態を示している。また、実施した試験パターンを表 1 に示す。試験は、二種類の密度の供試体(混合土(loose)および混合土(dense))に対して、拘束圧 $p=49.0$ kPa を二段階($p=19.6 \rightarrow 49.0$ kPa)で載荷し、体積変化の平衡を確認した時点初期状態として、不飽和土の三軸圧縮・伸張試験(UnsatC: □, UnsatE: ■), 所定の主応力比($R=2.0, 3.0, 6.0$)の異方応力状態での浸水試験(UnsatC-R2S: ◇, UnsatC-R3S: △, UnsatC-R6S: ▽, UnsatE-R2S: ◆, UnsatC-R3S: ▲), 等方応力状態で浸水

後の飽和土の三軸圧縮・伸張試験(S-SatC : ○, S-SatE : ●)を行った。なお、試験名のはじめの記号で供試体の密度を区別し、MI-は混合土(loose), Md-は混合土(dense)とする。不飽和土の試験は上下排気・非排水条件、飽和土の試験は図 10 中 A の部品を付替えることで供試体上部を非排気・非排水条件、供試体下部を排水条件として、平均基底応力一定、ひずみ制御(ひずみ速度 0.018% /min)によりせん断を行った。一方、せん断中の浸水試験では、所定の主応力比まで平均基底応力一定条件でせん断し、その後、偏差応力を一定に保ち浸水させた。一部の試験では浸水後、飽和土の試験と同様に供試体上部を非排気・非排水条件、供試体下部を排水条件としてひずみ制御で再せん断した。等方圧密過程及びせん断過程は排気条件で行い、含水比は一定と仮定した。また、浸水は二酸化炭素を供試体下部から通気させた後、ビュレットとメスシリンダーとの水頭差により行った。ただし、通水開始直後は水頭差がないため、背圧($u_w \approx 9.8$)を載荷し通水を促した。浸水時の全通水量は、供試体体積の 3 倍以上とした。

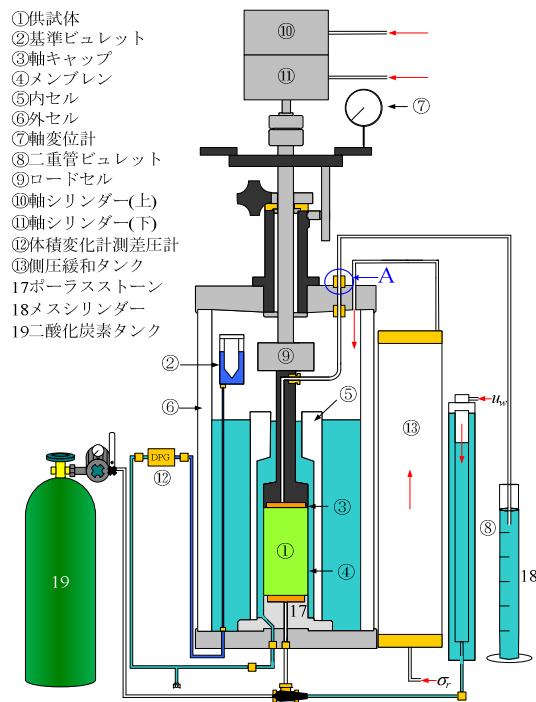


図 10 二酸化炭素タンクを接続した試験機の概略図

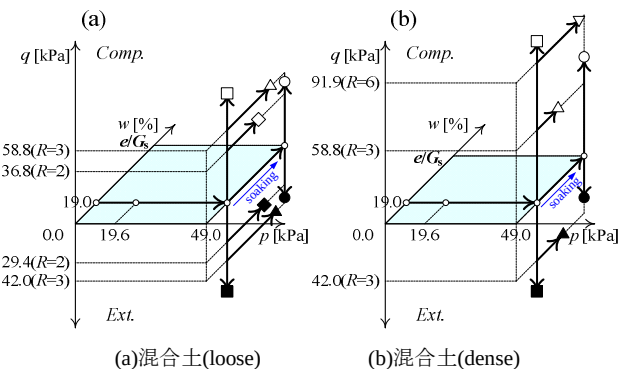


図 11 応力経路

表 1 実施した試験パターン

		不飽和土	せん断中の浸水	飽和土
混合土 (loose)	圧縮側	MI-UnsatC	MI-UnsatC-2RS MI-UnsatC-3RS	MI-S-SatC
	伸張側	MI-UnsatE	MI-UnsatE-2RS MI-UnsatE-3RS	MI-S-SatE
混合土 (dense)	圧縮側	Md-UnsatC	Md-UnsatC-3RS Md-UnsatC-6RS	Md-S-SatC
	伸張側	Md-UnsatE	Md-UnsatC-3RS	Md-S-SatE

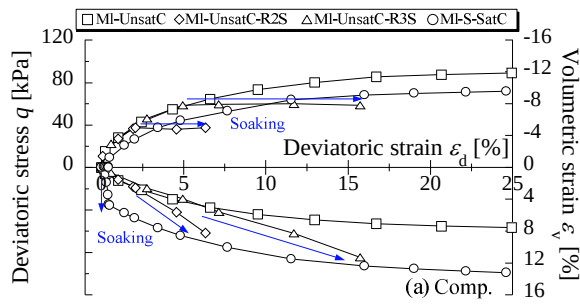
3.3.2 試験結果および考察

図 12, 図 13 に密度が異なる混合土の応力ひずみ関係 ((a)圧縮側, (b)伸張側)を示す。飽和土については、等方応力状態での浸水挙動も含めて示した。両図より、飽和土のせん断強度は不飽和土のそれよりも小さく、一般的によく指摘される飽和度による強度の違いを確認できる。また、伸張側に比べ圧縮側のせん断強度が高いことから、いわゆる中間主応力の影響は不飽和土においても本質的には同じといえる。密度の影響を見ると、図 12 (a), (b)と図 13 (a), (b)より、混合土(dense)の方が初期剛性、強度ともに大きく、軟化挙動や体積膨張など、典型的な密度によるせん断挙動の違いが見られる。

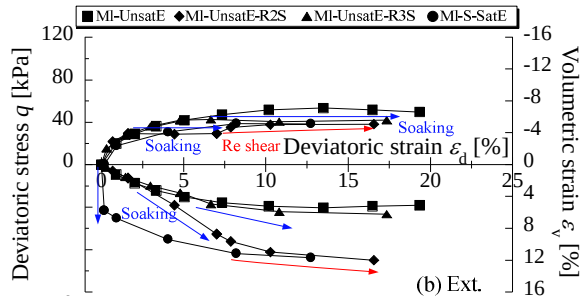
次に浸水挙動に着目すると、等方応力下で浸水させると混合土(loose)は大きく体積圧縮しているのに対して、混合土(dense)は同条件で浸水させても明確な体積変化を示さないなど、2.2 節に見られるような浸水コラプス挙動に及ぼす密度の影響が明確にみられる。一方、異方応力条件下では、体積変化とせん断変形を伴う浸水コラプスを起こしており、浸水に伴う変形は必ずしも等方的でなく応力状態の影響を受けている。また、その挙動は密度・応力比の影響を受け、混合土(loose)は圧縮、混合土(dense)は膨張を伴ってせん断変形が進行している。このことから浸水作用は、土がその時々で最も生じやすい変形を促進させる作用があるといえる。

浸水によるせん断変形の多寡に着目すると、図 12, 図 13 より飽和土の残留強度より高い偏差応力から浸水させた試験では、浸水により大きな変形を生じて破壊に至る様子を確認できる。すなわち、不飽和土は高い強度を示すものの、異方的な応力下で浸水すると強度を失って変形が進行する。なお、浸水した供試体を再びせん断すると、せん断強度や体積変化は飽和土の挙動に漸近していくことから、浸水過程の違いによらず飽和した土の応力・ひずみ・強度特性は同じといえる。

また、図 14 に密度の異なる混合土の浸水時の主応力比 R と偏差ひずみ ϵ_d の関係を示す。図 14 より、応力比が大きいほど大きなせん断変形が生じている。主応力比 $R=3$ でのせん断変形を比較すると密度の小さい方が、また圧縮側より伸張側の方がより大きなせん断変形を生じている。このことから、不飽和土の浸水時の変形・破壊挙動に及ぼす密度や中間主応力の影響は、飽和土のそれらの影響と基本的に同じであると考えられる。

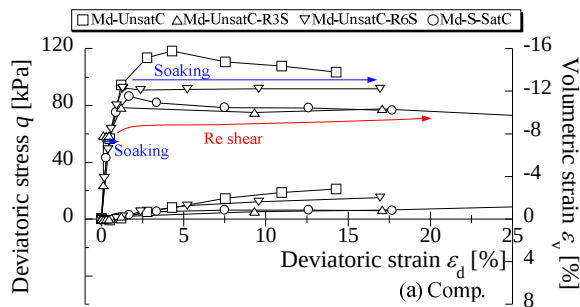


(a) 圧縮側

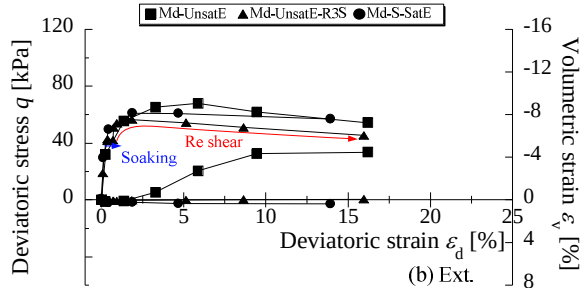


(b) 伸張側

図 12 混合土(loose)の応力ひずみ関係



(a) 圧縮側



(b) 伸張側

図 13 混合土(dense)の応力ひずみ関係

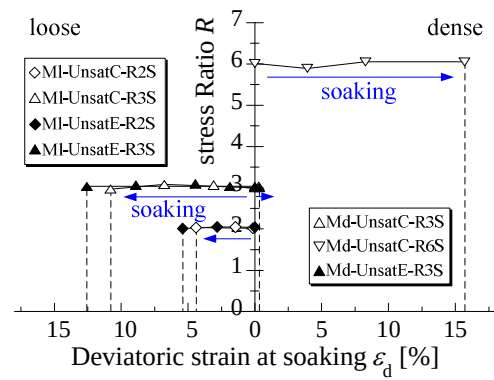


図 14 主応力比 R —浸水によるせん断変形量 ε_d 関係

左側：混合土(loose)，右側：混合土(dense)

4. まとめ

標準圧密試験機による一次元圧密浸水試験、不飽和土三軸試験機による異方応力下での三軸せん断浸水試験を実施し、種々の応力条件下で不飽和土の浸水挙動を検討した。

圧密浸水試験では、飽和土用の標準圧密試験機を用い、気乾試料で供試体を作製することで簡便かつ再現性のある試験を実施することができた。同試験結果より、緩い間隙状態の保持、浸水に伴う圧縮などの典型的な不飽和土の挙動を得ることができた。さらに、浸水時において拘束圧及び密度が体積変化に大きく影響することが示された。

三軸せん断浸水試験では、不飽和土三軸試験機を用い、サクシンの有無で二種類の試験を実施した。二つの試験から得られた知見を以下に示す。

- 1) 試験結果より、せん断挙動に及ぼす飽和度、密度および中間主応力の影響が確認された。また、異方応力下での浸水では体積変化を伴うせん断変形の進行が見られた。
- 2) 浸水による地盤の変形・破壊現象は、飽和度の増加とせん断応力比の増加という 2 つのメカニズムに起因する可能性を示した。
- 3) 浸水によるせん断変形の大きさは密度や浸水時の主応力比の違い、圧縮・伸張条件の影響を受ける。これは、不飽和状態の斜面が降雨による浸水作用を受けた際、それらの影響を受けることと同義である。

参 考 文 献

- 1) Jennings, J.E. and Burland, J.B. (1962) Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils, *Géotechnique*, 12(2), 125-144.
- 2) *Tecnisk Ukeblad* 39, 859-863, 1959.
- 3) 立松ら：不飽和土の弾塑性モデルによる圧密浸水試験のシミュレーション，第 45 回地盤工学研究発表会，2010.
- 4) 立松ら：圧縮・伸張条件下の不飽和土の浸水挙動とその解析，第 46 回地盤工学研究発表会，2011.
- 5) 小池ら：不飽和土の浸水およびその後のせん断挙動の実験的検討，第 47 回地盤工学研究発表会，2012.

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

Experimental study on scouring with change in pore pressure due to high-speed fluid

伊藤 嘉¹, 今瀬 達也², 前田 健一³

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・博士前期課程・社会工学専攻

2 名古屋工業大学大学院・工学研究科・博士後期課程・社会工学専攻

3 名古屋工業大学大学院教授・工学研究科・E-mail:maeda.kenichi@nitech.ac.jp

概 要

津波による構造物周辺の洗掘現象は、支持力を低下させ、大規模な被害を発生させる。これまでの洗掘現象に対する評価は、掃流力の概念を用いることが一般的である。しかし近年、掃流力に加え、地盤内の応力変化により洗掘規模を一層拡大させることが指摘されている。そこで、本研究では、異なる地盤条件下における地盤内の応力変化に着目し、開水路流れおよび越流に伴う洗掘に焦点を当てた水路実験により洗掘のメカニズム解明を試みた。開水路流れによる洗掘実験では、飽和地盤において流体力が作用する際、地盤表層では過剰間隙水圧が発生し、洗掘の進行を促すことがわかった。また、不飽和地盤では、間隙空気が地盤外に噴出し、噴出孔が切欠となり洗掘が進行した。越流に伴う洗掘実験では、越流水塊による衝撃力が洗掘規模に大きく起因した。また、衝撃力を受ける地盤下では過剰間隙水圧が発生し、液化化に似た状態となり洗掘現象を助長させることがわかった。

キーワード：洗掘，津波，間隙圧，衝撃力

1. はじめに

津波による洗掘現象は、大規模な地形変化や海岸構造物の支持力低下をもたらす、甚大な被害を発生させることがある。2011年3月に発生した東日本大震災においては、海岸構造物周辺の地盤が洗掘されたことで、海岸構造物の耐波機能が低下し、被害を発生・拡大した被災ケースが考えられる。洗掘現象については、これまでに河川・海岸工学分野において勢力的に研究が進められている。これまでの研究¹⁾²⁾では、流体力によって地盤表層へ作用するせん断力と地盤表層の土粒子の有効重量との力学的つり合い条件に着目した掃流力の概念や、渦の発生による土粒子の浮遊現象に着目して洗掘現象のメカニズムを説明することが一般的である。しかし、実際に被災した海岸構造物周辺の地盤洗掘の規模を踏まえると、地盤表層に着目した掃流力の作用のみでは、洗掘現象を評価することができないと考える。近年の研究においては、例えば、津波のような高速で作用する流体力の影響は、地盤表層のみではなく地盤内部に応力変化を生じさせ、洗掘を助長させる影響も指摘されている³⁾。さらに、1993年に発生した北海道南西沖地震による津波被害報告⁴⁾以降、津波による海岸構造物の被災メカニズムを検討する上での重要な項目として、津波

力を受ける海岸構造物直下の捨石マウンドとそれを支持する海底地盤の挙動が新たに挙げられている⁵⁾⁶⁾⁷⁾。このような、津波、構造物に加えて、海底地盤や捨石マウンドの力学的相互作用に着目した現象をより定量的に評価するためには、海岸工学で得られている知見に、地盤工学における知見を加え、新たに洗掘メカニズムを考える必要があると考える。

そこで本研究では、従来より考察されてきた掃流力の知見に加えて、新たに地盤内部の応力変化に着目した移動河床実験を実施した。実験では、水平堆積地盤に開水路流れを作用させた洗掘実験(実験1)、堰を越流した際の落水水塊による堰背後地盤の洗掘実験(実験2)、防波堤直下の捨石マウンドを浸透する流体力による洗掘実験(実験3)を実施した。

2. 実験概要および実験装置

実験では、長さ2.0m×幅0.3m×深さ0.3mの亚克力水槽を用いた。水槽上流より1.0mを起点に、長さ0.5m×幅0.3m×深さ0.1mの土槽区間を設置し、地盤を堆積させた。それ以外の区間は、不透水性の海底床とし、海底床区間の表面には、海底面の摩擦を考慮して平均粒径 $D_{50}=0.17\text{mm}$ の豊浦砂を付着させた。流体挙動は、2種類の水中ポンプ(120/min

規格と100l/min 規格)を用いて循環流を形成した。実験時には、小型間隙水圧計により地盤内部の間隙水圧の計測を行った。各実験における間隙水圧計の設置位置および装置の概略図は各章で詳細を示す。また、ビデオカメラ(29.97fps)を用いて現象の撮影を行った。

堆積地盤には、豊浦砂と2種類の礫材 A,B の3種類を用いた。粒径加積曲線を図1、平均粒径および透水係数を表1に示す。実験において豊浦砂を用いる場合は、水中落下法(飽和状態)および気中落下法(乾燥状態)により地盤を作製した。密地盤を作成する際は、突き棒で突き固めて所定の相対密度になるように管理した。

3. 開水路流れによる水平堆積地盤の洗掘実験 (実験1)

3.1 実験装置概要および実験ケース

実験1で用いた実験装置の概略図および間隙水圧計の設置位置を図2(a),(b)に示す。また、表2に実験ケースを示す。実験では、豊浦砂および礫材Bを用い、豊浦砂については相対密度($Dr=40,60,70\%$)と飽和度($Sr=0,17.7,100\%$)を変化させ、その影響を考察した。流体挙動は120l/min 規格の水中ポンプを用いて、外力を統一した。

3.2 無次元掃流力の算出

掃流力および限界掃流力を評価するため、ピトー管を用いて鉛直方向の流速分布を計測した。その結果を図3(a)に示す。次に、無次元掃流力を算出するため Prandtl-Karman の対数分布則を用いて摩擦速度 u^* を算出した⁸⁾。

$$\frac{u}{u_*} = A_r + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z}{k} \quad (1)$$

ここに、 κ は Karman 定数($\kappa=0.4$)、 k は相当粗度($k=0.2$)、

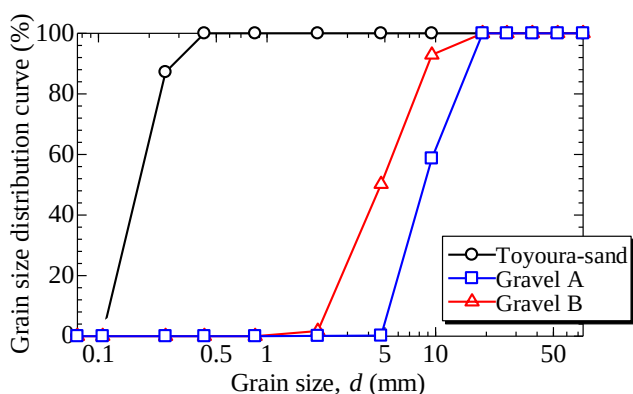


図1 実験で用いた豊浦砂および礫材 A,B の粒径加積曲線

表1 実験に用いた地盤材料の平均粒径および透水係数

地盤材料	豊浦砂	礫材 A	礫材 B
平均粒径 D_{50} (mm)	0.173	8.57	4.73
透水係数(cm/s)	2.21E-02(緩) 1.48E-02(密)	4.22E-02	4.16E-02

A_r は実験定数である。横軸に y 、縦軸に u をとった片対数グラフ(図3(b))において、計測結果が直線となる範囲に式(1)を適用し u^* を求めた。式(1)で算出した u^* を次式に代入し、無次元掃流力 τ^* を算出した。

$$\tau^* = \frac{u^{*2}}{sgd} \quad (2)$$

ここに、 s は水中比重($s=1.65$)、 g は重力加速度、 d は砂の平均粒径 D_{50} を用いることとした。

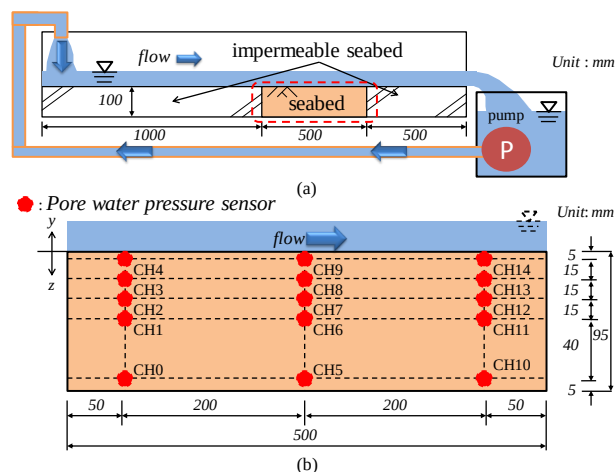


図2 実験装置概略図(a)、間隙水圧計の設置位置(b):(実験1)

表2 実験ケース(実験1)

実験ケース Case1-(No.)	地盤材料	飽和度 $Sr(\%)$	相対密度 Dr (%)
Case1-1	豊浦砂	100	40
Case1-2	豊浦砂	100	70
Case1-3	礫材 B	100	-
Case1-4	豊浦砂	17.7	60
Case1-5	豊浦砂	0	60

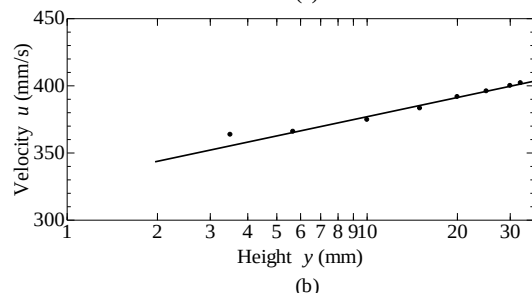
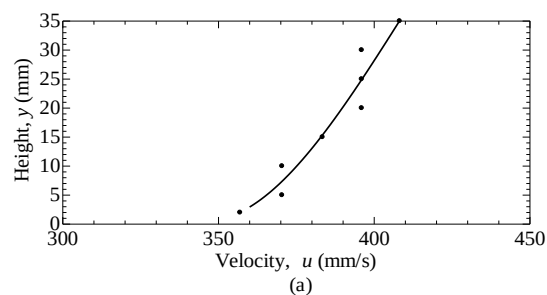


図3 ピトー管を用いて計測した鉛直流速分布(a)、縦軸に流速 u 、横軸に y をとった片対数グラフ(b)

さらに、土砂が移動を開始する無次元限界掃流力 τ_c^* を岩垣の式⁹⁾を用いて計算し、無次元掃流力 τ^* との比較を行った。その結果、豊浦砂では、 $\tau^*=1.030 > \tau_c^*=0.300$ となり、実験において洗掘が発生した。一方、礫材 B では、 $\tau^*=0.002 < \tau_c^*=0.050$ となり、実験において洗掘は発生しなかった。よって次節からは、豊浦砂について考察する。

3.3 洗掘の様子

飽和状態で相対密度 $Dr=40\%$ (Case1-1)および $Dr=70\%$ (Case1-2)の実験時の様子を図 4に示す。両者について、洗掘量に大きな違いは見られないが、洗掘発生後、下流方向への洗掘の進行速度は密な地盤(Case1-2)に比べて緩い地盤(Case1-1)の方が速いことを目視による観測で確認した。次に、津波が陸上へ遡上した際を想定し、乾燥地盤に開水路流れが作用した様子(Case1-5)を図 5に示す。実験開始直後は、堆積地盤内部の間隙空気が地盤表層からの浸潤水に置換され、地盤表面から噴き出すエアブローが発生した。その噴出孔は洗掘が発生・拡大させる切欠となった。その後、エアブローは徐々に減衰していき、実験開始より2分経過後にはほぼ終息した。

実験開始より3分経過後には、土槽内部に閉じ込められた空気塊によって地盤内にクラックを発生させた。この現象を踏まえると、津波が陸上へ遡上した際の洗掘現象には、流体力の作用に加えて間隙空気の影響も考慮しなくてはならないことがわかった。以上の結果は、掃流力の概念では説明ができず、掃流力に加えて、洗掘現象に影響を与える別の要因について検討する必要がある。そこで次節では、地盤内部の変化に着目して考察する。ただし、本稿では、まず間隙水圧のみの影響に着目し、飽和状態における実験ケースについて考察した。

3.4 地盤内部の応力変化

Case1-1 および Case1-2 の実験時に計測した間隙水圧の時刻変化を図 6(a),(b)に示す。本稿では境界面の影響が極めて小さいと考えられる土槽中央の間隙水圧計(CH5～CH9)で計測した結果を示す。流体力が作用すると、両実験ケースともに、水位上昇による水圧上昇値(図 6 中の青破線)に加え、過剰間隙水圧の発生を確認した。地盤表層部にのみ過剰間隙水圧が発生する密地盤(Case1-2)と比べて

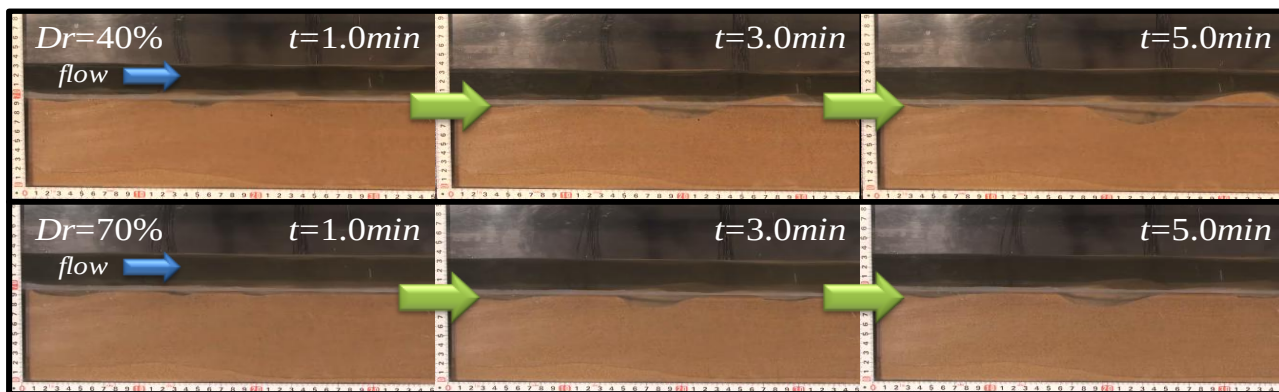


図 4 飽和堆積地盤に開水路流れが作用した際の様子：Case1-1(上),Case1-2(下)



図 5 乾燥地盤に開水路流れが作用した際の様子：Case1-5

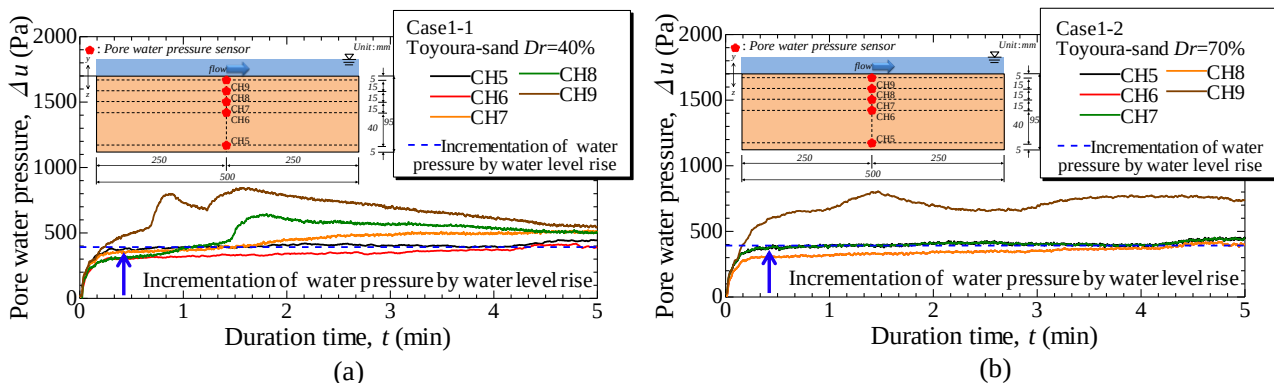


図 6 実験時に計測した間隙水圧の時刻変化の様子：Case1-1(a),Case1-2(b)

緩い地盤(Case1-1)では土槽中層部($z=35\text{mm}$)の地点まで過剰間隙水圧が発生した。よって、掃流力の作用に加えて、この過剰間隙水圧の発生が堆積地盤の強度を低下させ、洗掘現象を助長させるの一つの要因ではないかと考える。

4. 越流水塊の落下による堰背後地盤の洗掘実験(実験 2)

4.1 実験装置概要および実験ケース

実験2で用いた実験装置の概略図および間隙水圧計の設置位置を図 7(a),(b)に示す。また、実験ケースを表 3 に示す。本実験では、土槽上部部に $h_{\text{weir}}=80\text{mm}$ の越流堰を設けて越流現象を再現した。また、水路最下流部に止水壁を設け、この止水壁の高さを変化させて、越流堰より下流部の水位を調整した。流体挙動には、実験 1 と同様に水中ポンプ(120l/min 規格)を使用して循環流を形成し、外力を統一した。実験では、越流堰より上流と下流の初期水位差を変化させ、水塊の落下高さの変化による影響を考察した。本稿では、初期水位差を Δh と定義した。地盤条件は、実験 1 と同様に豊浦砂および礫材 B を用いて、飽和度($S_r=0\%$, 100%)および相対密度($D_r=40\%$, 60% , 70%)を変化させた。

4.2 洗掘の様子

(a) 飽和度の影響

$\Delta h=80\text{mm}$ で地盤条件を変化させた Case2-1～Case2-3 を図 8 に、 $\Delta h=20\text{mm}$ で地盤条件を変化させた Case2-7～Case2-9 を図 9 に示す。

$\Delta h=80\text{mm}$ について、まず、豊浦砂の飽和度の違い(Case 2-1 と Case2-2)に着目すると、目視での観察する限りは水平方向の洗掘の広がりには若干の違いが見られたが、鉛直方向の最大洗掘深の進行にあまり違いは見られない。この結果から、堆積地盤の飽和度の影響ははばないといえる。次に、豊浦砂と礫材の粒径の違い(Case2-1 と Case2-3)に着目

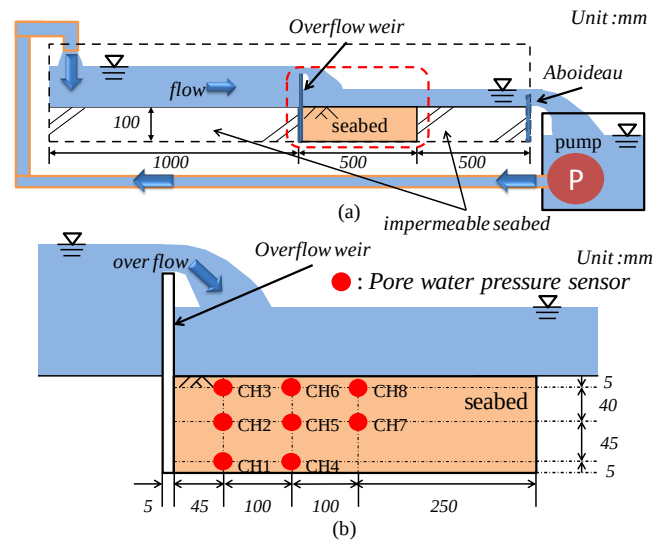


図 7 実験装置概略図(a),間隙水圧計の設置位置(b) : (実験2)

表 3 実験ケース(実験2)

実験ケース	Δh (mm)	地盤材料	飽和度 S_r (%)	相対密度 D_r (%)
Case2-1	80	豊浦砂	100	40
Case2-2	80	豊浦砂	0	60
Case2-3	80	礫材 B	100	-
Case2-4	40	豊浦砂	100	40
Case2-5	40	豊浦砂	100	70
Case2-6	40	礫材 B	100	-
Case2-7	20	豊浦砂	100	40
Case2-8	20	豊浦砂	100	70
Case2-9	20	礫材 B	100	-
Case2-10	0	豊浦砂	100	40
Case2-11	0	豊浦砂	100	70
Case2-12	0	礫材 B	100	-

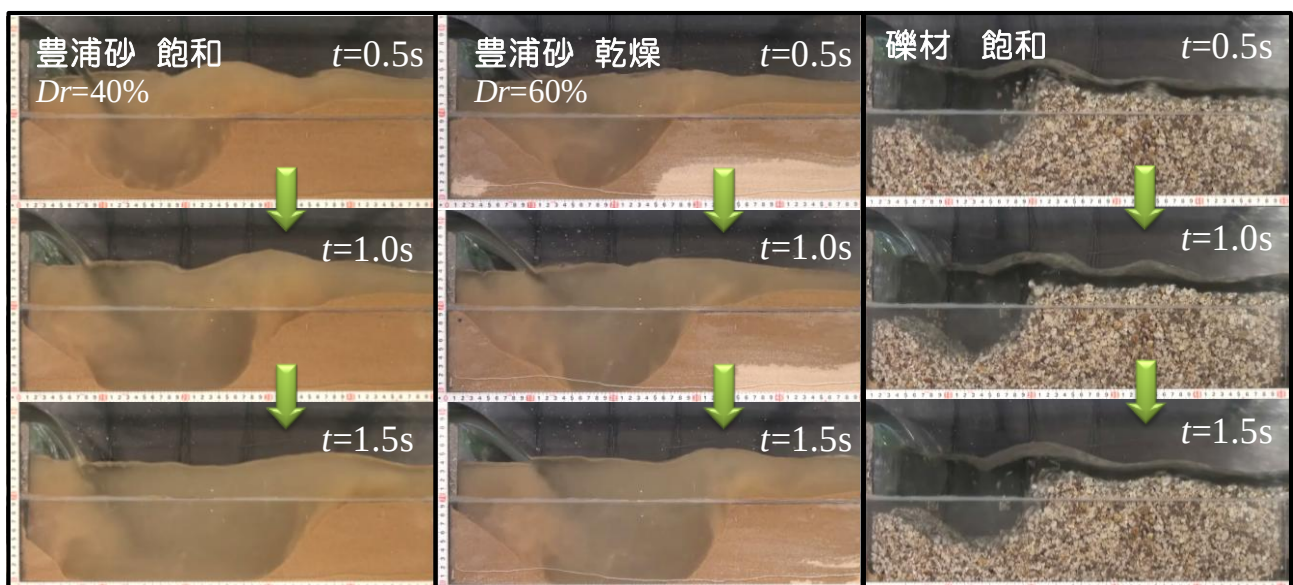
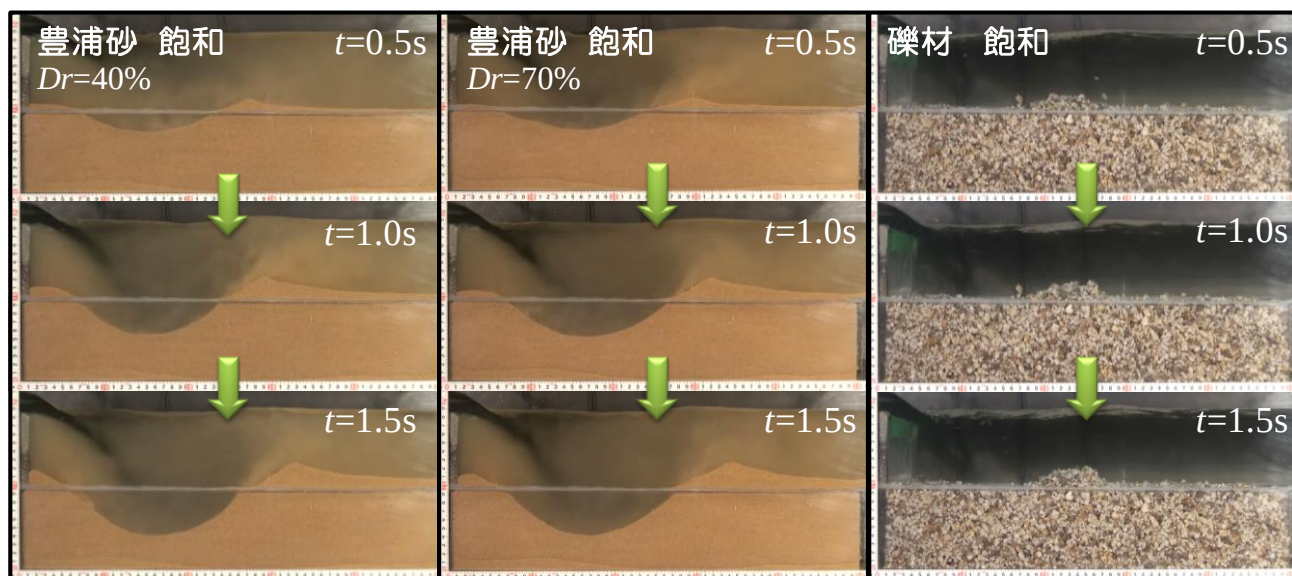


図 8 $\Delta h=80\text{mm}$ における実験の様子 : Case2-1(左),Case2-2(中央),Case2-3(右)

図9 $\Delta h=20\text{mm}$ における実験の様子：Case2-7(左),Case2-8(中央),Case2-9(右)

すると、鉛直方向の最大洗掘深および水平方向の洗掘の広がりに変化が見られた。この結果から、堆積地盤の粒径について考慮する必要がある、土粒子個々に作用する流体力と土粒子の有効重量のつり合いによる掃流力の概念が重要となる。

$\Delta h=20\text{mm}$ について、まず、相対密度の違い(Case2-7とCase2-8)に着目すると、目視で観察する限りは洗掘現象に大きな変化は見られなかった。この結果から、堆積地盤の相対密度の影響はほぼないといえる。一方、前述した $\Delta h=80\text{mm}$ の場合と同様に、粒径の違い(Case2-7とCase2-9)により洗掘現象に変化が見られた。

次に、初期水位差 Δh の変化に着目すると、 Δh が大きいほど、洗掘の規模も大きくなることがわかる。これは、越流による水塊の落下エネルギーに起因すると考える。

以上の結果から、越流による洗掘現象には堆積地盤の粒径および水塊の落下エネルギーに起因して現象が異なることがわかった。そこで次項では、粒径・水塊の落下エネルギーに着目した洗掘メカニズムの解明を試みる。現象を明確化するため本稿では、飽和状態に焦点を絞って考察した。

(b) 粒径および初期水位差が最大洗掘深に与える影響

前述に示した通り、粒径および初期水位差 Δh の変化が洗掘現象に影響することがわかった。そこで、ある時刻の最大鉛直洗掘深 D を計測し、落下エネルギーによる影響を考察するため、初期水位差 Δh で除した無次元最大洗掘深を求めた。図10(a)に相対密度 $Dr=40\%$ の豊浦砂、図10(b)に礫材Bの無次元洗掘深の時刻変化を示す。両材料において、初期の洗掘進行速度は、初期水位差 Δh と $h_{\text{weir}}/2$ の大小関係による依存が大きく、その後は初期水位差 Δh が小さくなるほど、洗掘速度が遅くなることがわかる。これは、堰背後に水が存在することで、越流による水塊の落下エネルギーを吸収するクッションとなることに起因すると考える。

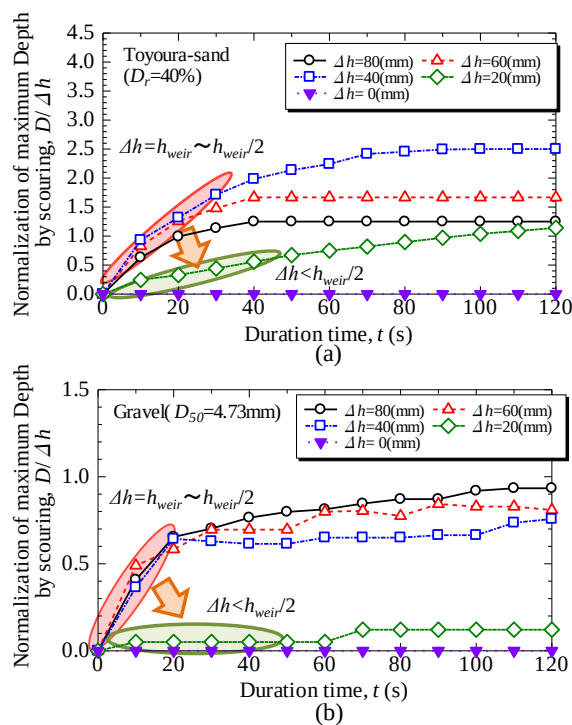


図10 無次元最大洗掘深の時刻変化：豊浦砂(a),礫材B(b)

(c) 地盤内部の応力変化

土槽内部に設置した間隙水圧計(CH5)で計測した間隙水圧の変動分 Δu の時刻変化の様子を図11に示す。礫材Bを用いた場合には、設置したすべての間隙水圧計において洗掘の有無に関係なく、同程度の水圧上昇が発生した。一方、豊浦砂を用いた場合は、実験初期に越流による水位上昇分の水圧上昇が見られるが、洗掘が進行するにつれて過剰間隙水圧が発生し、その後、洗掘により間隙水圧計が露出する傾向が見られた。以上の結果から、堆積地盤の粒径の違いにより、地盤内部の間隙水圧の上昇傾向に影響を与えることがわかった。そこで、豊浦砂を用いたCase2-7に

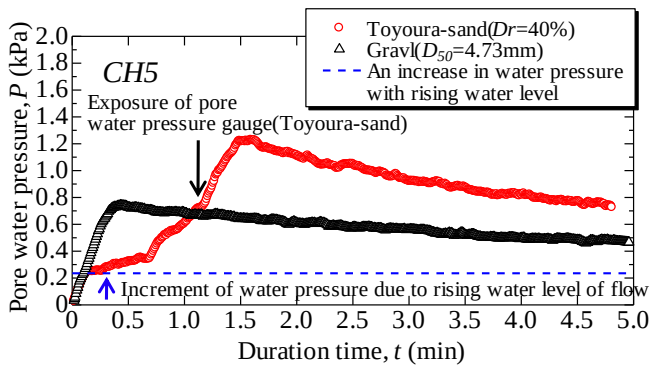


図 11 Case2-7,Case2-8 実験時におけるの間隙水圧変動(CH5)

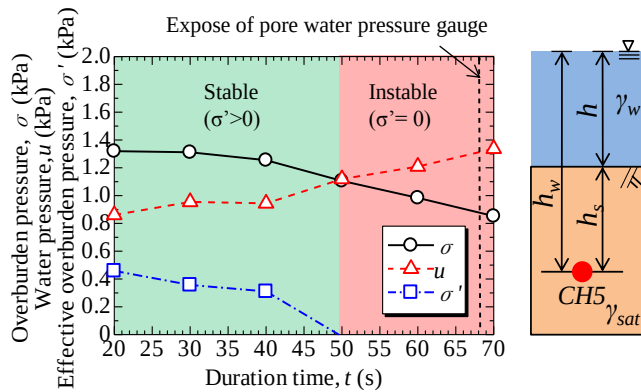


図 12 Case2-4における土被り圧、有効土被り圧、間隙水圧の時刻変化(左)と深度記号の定義(右)

ついて、実験時に撮影した画像をもとに一次的に地盤の土被り圧($\sigma = \gamma_w h + \gamma_{sat} \cdot h_s$; 記号の定義は図 12 中参照)を計測し、間隙水圧(u)との差をとった鉛直有効土被り圧(σ')の変化について検証した(図 12(左))。実験開始 20 秒経過後から過剰間隙水圧が発生し、49 秒経過時に有効土被り圧(σ')がゼロとなり、液状化に似た状態になった後、68 秒経過後に間隙水圧計が露出したことわかった。以上の結果から、越流水塊の落下に起因する地盤表層への衝撃力の作用に加えて、地盤内の有効土被り圧が減少し、堆積地盤が液状化に似た状態となることで、土粒子が浮遊し洗掘されやすい状態となっている可能性がある。

5. 構造物直下の浸透力による洗掘実験(実験 3)

5.1 実験装置概要および実験ケース

本実験で用いる実験装置の概略図および間隙水圧計の設置位置を図 13(a),(b)に示す。また、実験ケースを表 4 に示す。土槽上部には捨石マウンドおよび防波堤を模擬した混成堤模型を設置した。捨石マウンド内を浸透する流体力による洗掘現象に焦点を絞るため、越流は許さず、防波堤模型と捨石マウンドは固定した。捨石マウンドの高さは 20mm とした。また、水路最下流部に止水壁を設け、この止水壁の高さを変化させることで、実験初期の水位を調整した。流体挙動は水中ポンプ(100l/min 規格)を用いて循環流を作用させた。実験では、堆積地盤の条件の変化および

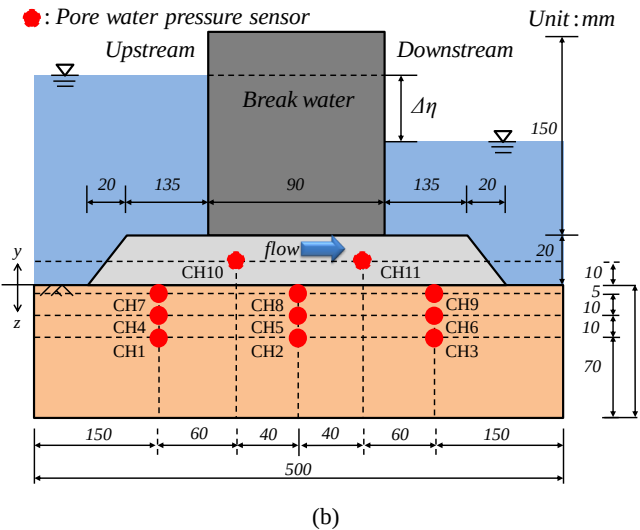
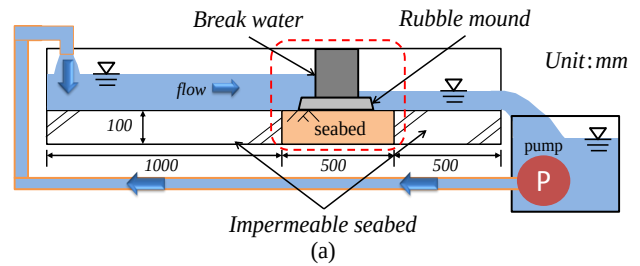


図 13 実験装置概要図(a),間隙水圧計設置位置(b):(実験 3)

表 4 実験ケース(実験3)

実験ケース	初期水位 (mm)	地盤材料 (土槽)	相対密度 Dr (%)	捨石マウンド 材料
Case3-(No)				
Case3-1	80	豊浦砂	40	礫材 A
Case3-2	80	豊浦砂	40	礫材 B
Case3-3	80	礫材 B	-	礫材 B
Case3-4	20	豊浦砂	40	礫材 A
Case3-5	20	豊浦砂	40	礫材 B
Case3-6	20	礫材 B	-	礫材 B

捨石マウンドの粒径、初期水位を変化させて、その影響を考察した。

5.2 洗掘の様子

海底地盤に $Dr=40\%$ の豊浦砂、捨石マウンドを礫材 B で作製し、初期水位を 80mm と 20mm に変化させた Case3-2 と Case3-5 の実験の様子を図 14 および図 15 に示す。実験時に防波堤を隔てて上流と下流で生じた水位差を本稿では、 $\Delta\eta$ と定義した。この水位差 $\Delta\eta$ による流下方向への水の流れは、堆積地盤に比べて透水性の高い捨石マウンドへ浸透すると考えられる。

初期水位を 80mm とした Case3-2 では、実験開始より 15 秒経過後に $\Delta\eta$ が 50mm となり、防波堤模型より下流へ豊浦砂が噴砂した。これと同時に、防波堤模型上流側の地盤表層部に洗掘の発生が見られた。この洗掘は、上流から下

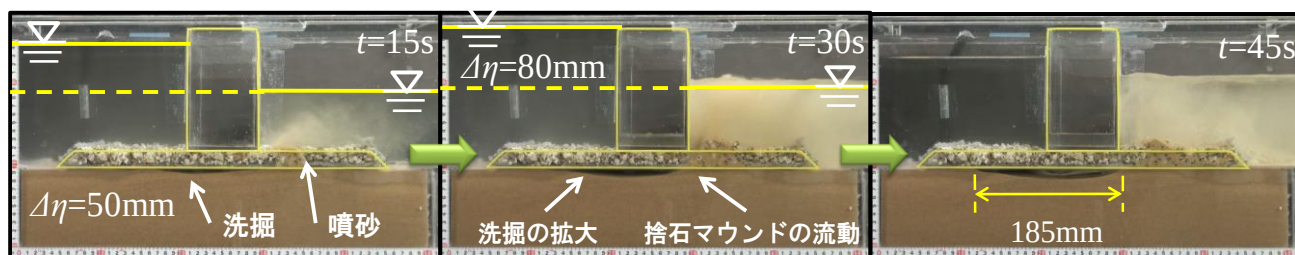


図 14 実験の様子：Case3-2

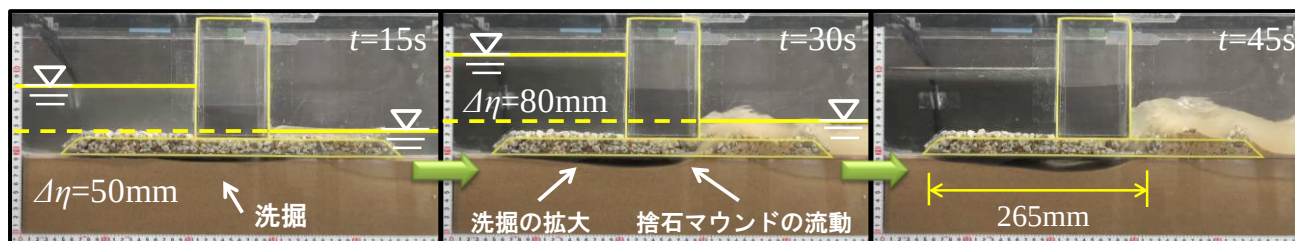


図 15 実験の様子：Case3-5

流へ流下する際、主として捨石マウンドを通過する流体が捨石マウンド内の流下能力を上回ることで、透水性が捨石マウンドより低い海底地盤へと浸透しようとする際に生じる掃流作用および浸透作用によるものと考えられる。その後、時間の経過とともに水位差 $\Delta\eta$ は大きくなり、同時に洗掘が大きく拡大した。実験開始より 30 秒経過後に、水位差 $\Delta\eta$ は 80mm で最大となり、防波堤模型より下流側の捨石マウンドの噴石、変形が見られた。この噴石、変形が切欠となり、捨石マウンドに流動が生じた。また、初期水位を 20mm とした Case3-5 においても Case3-2 と同様な洗掘の発生、拡大の様子が見られたが、地盤表層の洗掘の拡大する速度は Case3-2 と比べて速いことがわかる。さらに、実験開始から 45 秒経過後の地盤表層の洗掘の様子を比較すると、上流方向への洗掘規模に大きな変化が見られた。

以上の現象を踏まえると、防波堤模型より上流側の地盤洗掘の発生および防波堤模型直下の捨石マウンドの流動現象は $\Delta\eta$ の大小関係による影響が大きく、一般的な浸透破壊に似た現象であることがわかった。しかし、地盤表層の洗掘の速度および規模については、初期水位の違いによる水位変化に起因して現象が異なることがわかった。この水位変化が水の流れに与える影響に着目する必要がある。さらには、前途に示したような、高速で作用する流体力に起因した地盤内部の応力変化が洗掘現象に与える影響も無視できないと考える。そこで今後は、この洗掘規模の違いを説明するため、地盤内部の応力変化に着目した洗掘メカニズムの解明を試みる。

6. 結言

移動河床水路を用いた高速流体による地盤洗掘メカニズムの解明を試みた。実験の結果、以下の結論を得た。

地盤表層に作用する開水路流れにより飽和地盤内部に過剰間隙水圧が発生し、洗掘現象を助長させることがわかった。この傾向は緩い地盤ほど顕著であった。乾燥地盤で

は、浸潤水と間隙空氣が置換する過程において、地盤内の間隙空氣が地盤表層へと噴出するエアブロー現象を確認した。さらに、急激な水の浸透によって、地盤表層からの置換を妨げられた間隙空氣は空氣塊となり地盤内部に亀裂を生じさせた。この現象を踏まえると、陸域では不飽和地盤である可能性が高いため、陸上における洗掘では空氣の影響も考慮する必要がある。

越流による背後地盤の洗掘現象は、水塊の落下高さおよび背後地盤の粒径の違いが鉛直洗掘深に大きく影響を与えることがわかった。また、落下水塊による背後地盤への衝撃力は、地盤直下に過剰間隙水圧を発生させ、液状化に似た状態となることがわかった。これにより、地盤強度を低下させ、洗掘を助長させると考える。

構造物直下の捨石マウンド、海底地盤内に生じる浸透力による洗掘現象は、堆積地盤に比べて透水性の高い捨石マウンドを浸透する流体力によって、堆積地盤が洗掘されることを確認した。捨石マウンドにおいても、流体力の作用による噴石が切欠となり、捨石マウンドが変形や流動に至る現象を確認した。以上より、高速で作用する流体力に起因する洗掘現象は、これまでに考察されてきた掃流力の作用に加えて、地盤内部に応力変化を生じさせ、洗掘現象を助長する可能性あることを示すと同時に、今後検討する必要があることがわかった。

謝辞

本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B)23360203 と基盤研究(B)21360222 の助成を受けたものである。ここに記して深謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 芦田和男, 道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 206 号, pp.59-69, 1972
- 2) 野口賢二・佐藤慎司・田中茂信(1997): 津波遡上による護岸

越波および前面洗掘の大規模模型実験、海岸工学論文集，第44巻，pp.296-300.1997

- 3) 三宅達夫，澤田豊，角田紘子，鶴ヶ崎和博，前田健一，今瀬達也：遠心力場における津波による洗掘の相似則に関する一考察(その2)，第46回地盤工学研究発表会講演要旨集，pp2012-2014,2011
- 4) 稲富隆昌，上部達生，井合進，風間基樹，山崎浩之，松永康男，関口信一郎，水野雄三，藤本義則：1993年北海道南西沖地震による港湾施設被害報告，港湾技研資料，No.0791,1994
- 5) 三宅達夫，角田紘子，前田健一，坂井宏隆，今瀬達也：津波の遠心力場における実験手法の開発とケーソン式防波堤への適用，海洋開発論文集，第25巻，pp.87-92.,2009
- 6) 今瀬達也，前田健一，三宅達夫，鶴ヶ崎和博，澤田豊，角田紘子：津波力を受ける捨石マウンドー海底地盤の透水現象に着目した海岸構造物の安定性，土木学会論文集，A2(応用力学)，Vol. 67,No.1,pp. 133-144.,2011
- 7) 今瀬達也，前田健一，三宅達夫，鶴ヶ崎和博，澤田豊，角田

紘子：捨石マウンドー海底地盤への津波浸透による混成堤の不安定化，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol. 67, No 2,pp. I_551-I_555.,2011

- 8) 高橋智幸，黒川貴博，藤田将孝，島田広昭：津波による土砂移動の粒径依存性に関する水理実験，土木学会論文集 B2(海岸工学)Vol.67,No.2,I_231-I_235,2011
- 9) 岩垣雄一：限界掃流力に関する基礎的実験(Ⅰ)限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第41号,pp1-21,1956
- 10) 高橋重雄，戸田和彦，菊池喜昭，菅野高弘，栗山善昭，山崎浩之，長尾毅，下迫健一郎，根木貴史，菅野甚活，富田孝史，河合弘泰，中川康之，野津厚，岡本修，鈴木高二朗，森川嘉之，有川太郎，岩波光保，水谷崇亮，小濱英司，山路徹，熊谷兼太郎，辰巳大介，鷺崎誠，泉山拓也，関克己，廉慶善，竹信正寛，加島寛章，伴野雅之，福永勇介，作中淳一郎，渡邊祐二：2011年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報，港空研資料，No.1231.201

内部浸食および目詰りに及ぼす間隙構造の影響 Effects of the pore structure caused by the grading for internal erosion and clogging

近藤明彦¹, 山田高弘², 前田健一³

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・22518503@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学大学院・工学研究科

3 名古屋工業大学・都市社会工学科

概 要

近年, 我が国のみならず世界中で内部浸食に起因する地盤の陥没災害が数多く報告されている。本研究は, 細粒分の流出（マイクロな変化）と陥没孔の発生（マクロな変化）を結ぶ局所的な変形・破壊メカニズムに着目し, 一次元透水試験を模した模型実験と個別要素法を用いた数値解析により検討を行った。本論文では, 細粒分流出に影響を与える間隙構造に着目し, 粒度分布, 動水勾配が流出量に与える影響を検討した。模型実験では, 内部浸食量は水位変動によって増加し, 突発的な大量の流出が確認された。しかし, ある粒子が間隙を通過するという幾何学的検討だけでは説明が出来ない。そこで, 粒子が目詰りした時にアーチ構造が発生していると考え, アルミ棒積層体と数値実験によりその強度, 粒子数などを検討することで目詰り構造の安定性についての定性的評価を図った。数値解析においては, 粒度分布の変化によって流出量が増減することを, 粒子が移動できる間隙とその間隙の連続性をもとに粒子の移動しやすさを検討した。

キーワード：内部浸食, 目詰り, 間隙構造, アーチ構造, 水位変動

1. はじめに

近年, 我が国では地盤の陥没災害が地域を選ばず発生しており, 甚大な被害が発生している。陥没災害の多くは, 浸透力などの作用により粒子が流出し, 微小な空洞の発生・進展することが原因とされる¹⁾²⁾。このような粒子流出現象は, 地盤工学分野では内部浸食, 海岸工学分野では吸出し, 石油資源開発分野では出砂というように様々な分野で共通した問題である³⁾。しかし, 陥没災害に有効な対策はもとより, 細粒分の流出に起因する空洞の発生・進行メカニズムなど未解明な部分が数多く残されている。

その一因として, 地盤材料とは構成要素である粒子の寸法, 形状, 表面粗度, 強度, 粒度などの一次的性質に加え, 応力・ひずみ条件, 密度, 排水条件などの粒子を取り巻く環境を示す二次的性質の影響を受け, 応答が大きく変化する材料であることに端を発する。この地盤材料としての難しさによって, 従来の地盤力学では実験中に一次的性質は変化しないという仮定のもと, より支配的な二次的性質の与える影響に着目して, 変形・破壊メカニズムの解明がなされてきた。

内部侵食現象についても, 粒径の大きな粒子が大きな力を受け持つことから, 力のあまりかかっていない細粒分の流出による影響は少ないと見なされてきた。そのため, 流出を引き起こす動水勾配を求めること・流出量の限界値を

求め管理することに重点が置かれ, 透水に付随する問題という括りで考えられてきた。確かに, 粒子流出はある空間における物理的損失とみなすことで間隙比が増加し, 透水量や地盤の排水能力を変化させる。

しかし, 本研究で対象とする地盤の陥没災害は, 外力等の二次的性質が変化しない条件下で, 粒子が間隙をぬって流出する・目詰りするといった一次的性質の変化がダイナミックな現象に結びついている。このため, 内部浸食によって地盤材料自体の変化が起こった結果, もたらされる変形・破壊メカニズムは殆ど解明されておらず, 対策の検討が十分に行えていないのが現状である。

そこで, 本研究は, 浸透力の作用する地盤内において発生する細粒分のダイナミクス（内部浸食・目詰り）と陥没孔といった地盤の変形・破壊挙動を結びつけるメカニズムに着目する。そして, そのメカニズムを実験・解析（数値シミュレーション）的に解明することで対策法の提案を目的としている。本稿では, 特に細粒分の流出に影響を与える間隙構造を焦点に据え, 粒度分布, 動水勾配, 水位変動が流出量に与える影響を検討する。また, 陥没孔発生に至るプロセスとして, 局所的な流出とそれに伴う変形の進展が考えられることから, その不均一性にも着目している。検討方法としては, 一次元透水を模した模型実験と簡易化した流体力の影響を考慮した三次元個別要素法⁴⁾⁵⁾を用いて検討を行った。

2. 浸透力の作用による内部浸食・目詰りの挙動

2.1 模型実験概要

模型実験は定水位一次元鉛直下向き浸透を模し、供試体下部より流出量を計測した。また、供試体内には局所的な変化を観察するために間隙水圧計 18 個を半面に等間隔で設置している（図 1）。流出粒子については供試体底面に設置した多孔質フィルター盤によって 0.300mm 以下の粒子が通過できる。試料には粒度分布による幾何学的な影響を顕著にするため、球形ガラスビーズ（ $\rho_s=2.50 \text{ g/cm}^3$ ）を用い、突き固めにより相対密度 80%の密な状態にしている。実験条件として、図 2 中に示す動水勾配 i の変化によって供試体に透水力を作用させた。動水勾配は 2 つのパートで構成される。前半は $i=0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 2.0, 3.0, 5.0, 7.5, 10.0$ の順に段階的に単調増加させ、後半はその後一旦 $i=0.3$ に減少させ、再び $i=10.0$ に戻すサイクリックな载荷を行う。また、各動水勾配を変化させる時間間隔は 20 分とした。

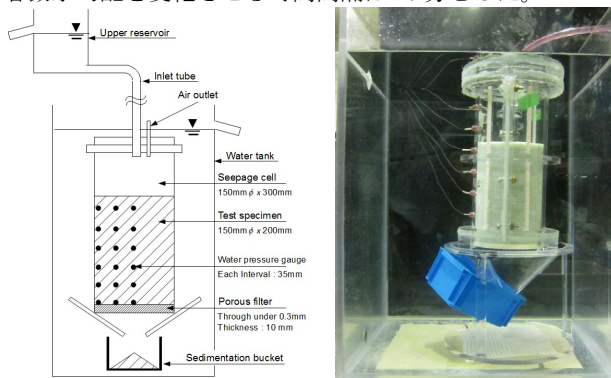


図 1 細粒分流実験模型概略図と実験機写真

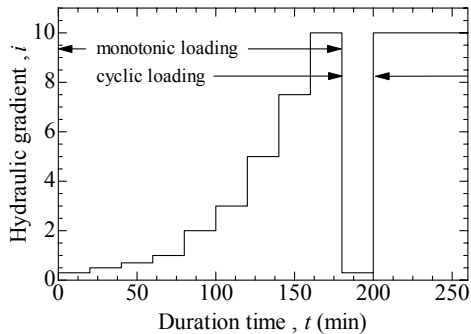


図 2 透水実験における動水勾配の変化

2.2 粒度分布の形状

表 1 実験試料諸元

粒径加積曲線	$D_{\max} \text{ (mm)}$	$D_{\min} \text{ (mm)}$	$R_p=D_{\max}/D_{\min}$	試料記号
広範な直線	2.000	0.075	26.7	st
上に凸	2.000	0.075	26.7	cv1
上に凸	2.000	0.075	26.7	cv2
上に凸	2.000	0.075	26.7	cv3
階段状	2.000	0.075	26.7	sp1
階段状	2.000	0.075	26.7	sp2
階段状	2.000	0.075	26.7	sp3
均等分布	0.250	0.177	1.4	un1
均等分布	0.177	0.150	1.2	un2
均等分布	0.150	0.106	1.4	un3
二粒径混合	1.180	0.106	11.1	bm1
二粒径混合	0.850	0.106	8.0	bm2
二粒径混合	0.600	0.106	5.7	bm3
二粒径混合	0.425	0.106	4.0	bm4
二粒径混合	0.425	0.106	4.0	bm5
二粒径混合	0.425	0.106	4.0	bm6

表 2 実験試料の間隙特性

試料記号	$D_{10} \text{ (mm)}$	$D_{50} \text{ (mm)}$	$e_{\max}$	$e_{\min}$	$e_{\max}-e_{\min}$	e_0
st	0.104	0.387	0.497	0.329	0.167	0.363
cv1	0.104	0.292	0.531	0.359	0.172	0.385
cv2	0.104	0.277	0.503	0.379	0.124	0.400
cv3	0.104	0.243	0.584	0.431	0.153	0.456
sp1	0.108	0.919	0.516	0.315	0.201	0.336
sp2	0.134	0.830	0.530	0.353	0.177	0.365
sp3	0.110	0.757	0.539	0.423	0.117	0.436
un1	0.110	0.194	0.670	0.539	0.131	0.579
un2	0.153	0.163	0.697	0.549	0.149	0.580
un3	0.180	0.126	0.729	0.552	0.178	0.581
bm1	0.114	0.354	0.476	0.307	0.169	0.341
bm2	0.114	0.300	0.533	0.343	0.190	0.377
bm3	0.114	0.252	0.574	0.384	0.190	0.423
bm4	0.114	0.106	0.583	0.406	0.177	0.471
bm5	0.114	0.425	0.550	0.390	0.160	0.426
bm6	0.114	0.425	0.556	0.410	0.146	0.444

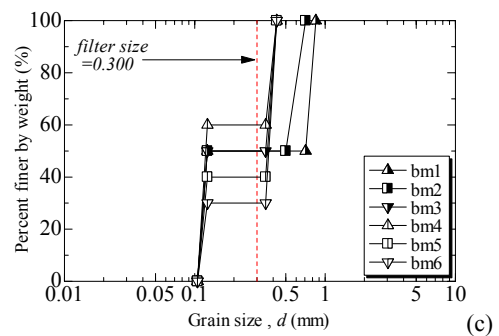
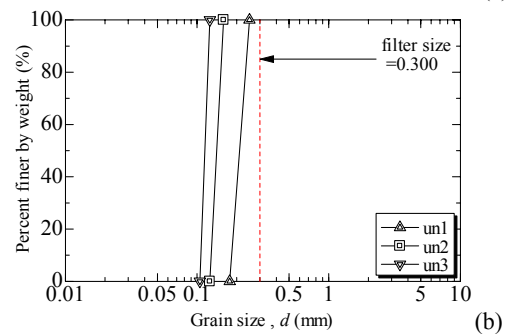
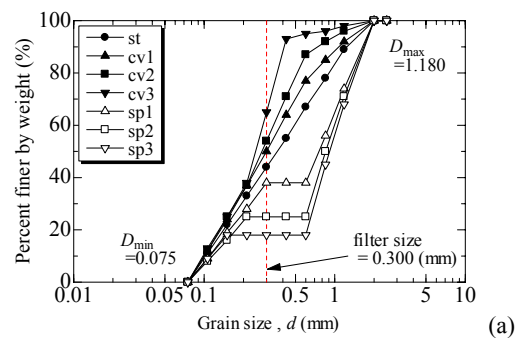


図 3 実験で用いた粒度分布

表 1 に模型実験で用いた粒度分布の特徴、最大粒径、最小粒径、粒度と試料記号を示す。表 2 はそれぞれの粒度分布における 10%、50%粒径（ D_{10} 、 D_{50} ）、最大・最小間隙比（ $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ ）、粒子骨格構造の変形の自由度を表す間隙比幅（ $e_{\max}-e_{\min}$ ）、初期間隙比 e_0 、を示している。また、図 3 には、それぞれの粒径加積曲線を示している。実験結果の考察としては、以上の分布において均等分布と二粒径混合分布は st, cv, sp の粒度分布の極端な例として考察に用いる。

2.3 粒度分布形状に起因する内部浸食挙動

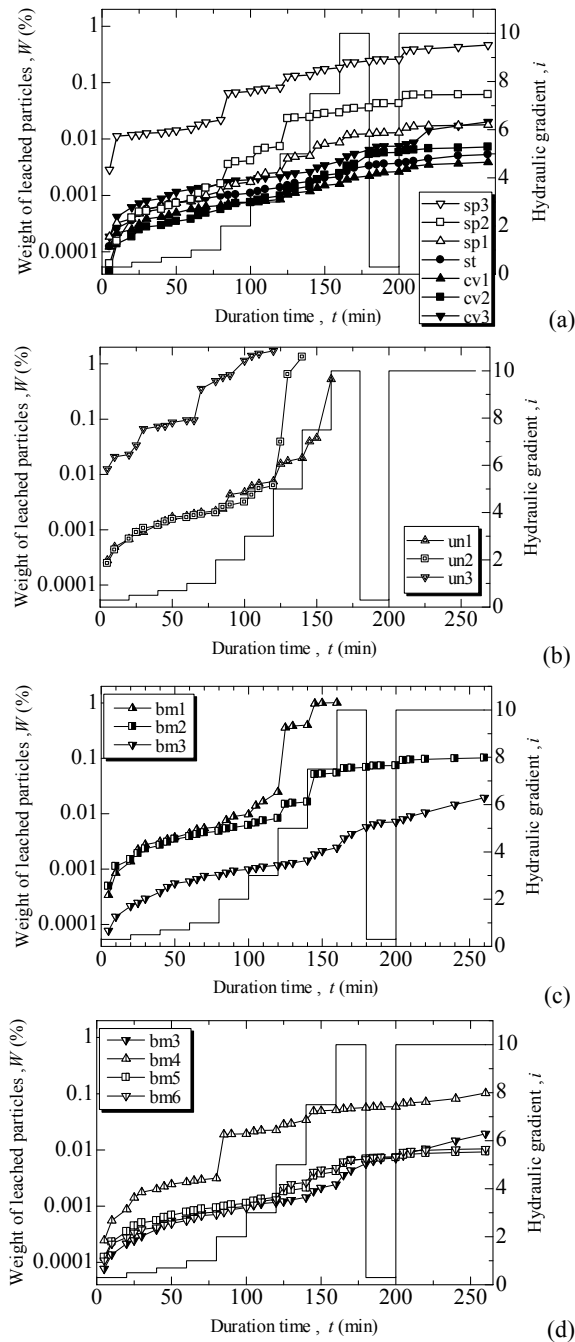


図4 動水勾配増加に伴う細粒分流出量の経時変化

(a): 広範な粒度分布 cv, st, sp, (b): 均等分布 un

(c): 二粒径混合 bm1-3, (d): 二粒径混合 bm4-6

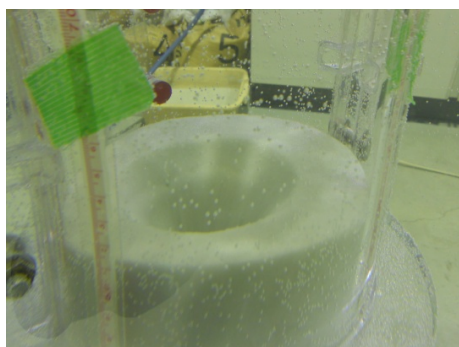
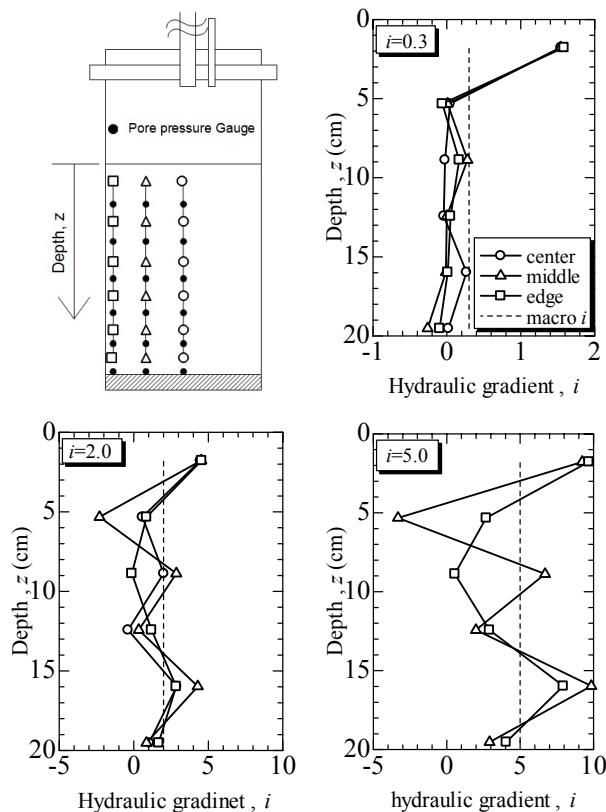
図5 陥没孔の発生 (粒度記号 un1: 動水勾配 $i=3.0$)

図4に各粒度分布における流出量の経時変化を示す。図4(a)の広範な粒度を含む分布における流出挙動において、st, cv1の分布が全粒度分布中で流出量が最も低く、次いで中間粒径が増加していく場合(cv2,3), 減少する場合(sp1,2,3)の順に流出量が多い。これは、流出可能粒径に対する4倍粒径(中間粒径)の存在割合の増減によって、間隙くびれ径とその間隙に対する細粒分の含有率が変化したために、流出量が増加したと考えられる⁶⁾⁻⁸⁾。また、sp2,3の流出挙動に着目すると、 $i=2.0, 5.0$ の時点で、これまでの流出量の2倍程度の流出をしている。このような大量の流出は(b)均等分布(c)(d)の二粒径混合分布でも確認できる。特に、un1では、 $i=1.0$ から流出が指数的に増加し、 $i=3.0$ において供試体中央部における陥没孔が発生した。(図5)

ここで、sp, unとbmにおける大量の流出に着目する。un1では動水勾配 $i=1.0$ から大量の流出が確認できるが、同じ細粒分を用いて粗粒分を含む分布では、図4(c)から粗粒径が大きくなるほど、図4(d)から粗粒分の混合率が低いほど流出量が減少している。つまり、4倍粒径の混合率に伴って粗粒分が流出に抵抗出来るようになるために、本来細粒分自身が流出する動水勾配以上でも流出しにくくなっていると考えられる。しかし、 $i=5.0$ などで大量の流出が見られるため、流出が発生する動水勾配は高めるが、一旦流出が始まると脆性的であることは変化していない。

また、均等な動水勾配という仮定の下では、陥没が中央部で発生したことを説明出来ない。そのため、面的に配置した間隙水圧計により局所的な動水勾配分布を検討する。

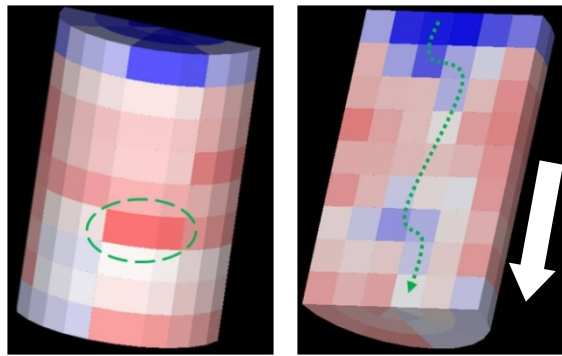
2.4 局所的動水勾配の空間分布

図6 二粒径混合分布 (bm3) における局所的な動水勾配の空間分布 (左上: 図示される位置, 右上から動水勾配 $i=0.3, 2.0, 5.0$)

ここでは、供試体内部における浸透力の均一性を検討する。図 6 に二粒径混合分布 (bm3) において動水勾配が 0.3, 2.0, 5.0 時の局所的動水勾配の空間分布を示す。図中には、供試体全体としての動水勾配も併せて記載している。尚、 $i=5.0$ 時において中心部に設置した間隙水圧計の値が計測不能となってしまったため省いている。グラフに共通する傾向として、最上面付近の動水勾配が高く、動水勾配の低い層を挟むように上から 3 層目、5 層目の値が比較的高くなっている。水平方向に見ると、壁面付近の動水勾配は他より比較的低く、全体の動水勾配に沿うように推移している。動水勾配が負の位置も存在しているが、同じ層内で正の部分と混在していることから複雑な流れの存在が考えられる。また、動水勾配が低い部分ほど透水しにくいことから、壁面付近よりも中心部で材料は不安定と考えられる。また、その為に 2 層目、4 層目といった内部で目詰りしやすい層が発生することが示唆される。

2.5 局所的な粒度分布の変化

本項では、上記の不均一な流れの中にさらされ続けることで、供試体内の粒度分布に与える局所的な違いについて検討する。供試体には、直径 7.4cm、高さ 11.5mm の円筒供試体を用い、試料には粒径 600 μ m、106 μ m のガラスビーズを質量比 7:3 で一様に混合したものを用いる。実験条件としては動水勾配 $i=5.0$ で一定に保ち、38 時間透水した後の細粒分含有率を測定した。測定メッシュは、供試体の最上部 5mm・最下部 10mm を除き、各層を層厚 1.0cm、45deg.毎に半径を 3 等分するよう分割した。(分割総数 216 個: 24 個/層 $\times$ 9 層)



(a)壁面での目詰まり (b)供試体内部での粒子流出

図 7 透水試験後の細粒分含有率の局所的变化

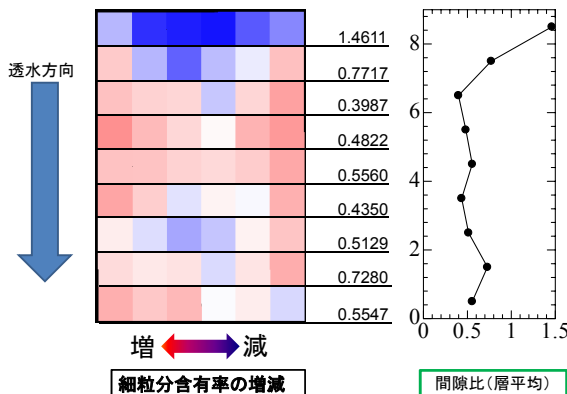


図 8 供試体内の細粒分の増減分布と間隙比分布の不均質性

図 7 は供試体作成時の細粒分含有率(30%)が供試体内で一様と仮定して、細粒分含有率の増減を色の濃淡で示している。(増加: 赤色, 低下: 青色) 図より実験終了後の供試体内部では細粒分含有率も不均一になっており、局所的な目詰まりや内部浸食が確認出来る。また、流出している部分は特に最上面の中心から比較的内部に集中している。併せて、図 8 には各測定メッシュの含有質量をもとに層別の平均間隙比を示している。この図からも流出によって緩くなりがちな層と目詰りによる層が交互に存在していると考えられる。また、実験条件が異なるため単純に比較を行うことは出来ないが、図 8 と図 6 を比較すると層平均の間隙比の高いところで局所的動水勾配も高いという定性的に対応した関係性を見ることが出来る。

3. 個別要素法による間隙構造の検討

3.1 粒子の運動方程式

本解析における個別要素法の運動方程式には、式(1)に示す Tchen によって提案された乱流中の単一球の運動方程式を用いた⁹⁾¹⁰⁾。この運動方程式は、周囲の流速と粒子との速度差に抗力係数等に乗じることで、流体との相互作用を体積力により再現するものである。また、本章で実施した解析は、計算コスト削減のために各項の評価を行い、全体としての挙動に与える影響が少ない項を省き簡略化した。

$$\begin{aligned} \sigma A_3 d^3 \frac{du_p}{dt} = & \frac{1}{2} C_D \rho A_2 d^2 |u - u_p| (u - u_p) + \sigma A_3 d^3 \frac{du_w}{dt} \\ & + C_M A_3 d^3 \left(\frac{du}{dt} - \frac{du_p}{dt} \right) + 6 \rho A_2 d^2 \sqrt{\frac{\nu}{\pi}} \int_{t_0}^{\tau} \frac{\left(\frac{du}{d\tau} - \frac{du_p}{d\tau} \right)}{\sqrt{T - \tau}} d\tau \\ & + A_3 d^3 (\sigma - \rho) g + F_{LM} + F_{LS} \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 u_p : 粒子の速度、 u_w : 流体の速度、 $A_3 d^3$: 粒子の体積、 $A_2 d^2$: 粒子の投影面積、 C_D : 抗力係数、 C_M : 付加質量係数、 σ/ρ : 土粒子の比重、 τ : 掃流力である。

次に、各項と係数について評価を行う。まず、抗力係数については、Reynolds 数に依存することから $Re < 1.0$ の低レイノルズ数領域における Stokes の理論解 $C_D = 24/Re$ と高レイノルズ数領域 ($Re > 1000$) における一定値 $C_D = 0.4$ から、簡便な以下の式がよく用いられる。

$$C_D = 0.4 + \frac{24}{Re}, \quad Re = \frac{|u - u_p|d}{\nu} \quad (2)$$

しかし、 $1.0 < Re < 1000$ の領域における実験値との差が大きいため、本解析では $Re < 1000$ の領域において高い近似度を示す式(3)を用いる。尚、 $Re > 1000$ の領域では同様に $C_D = 0.4$ としている¹¹⁾。

$$C_D = \frac{24}{Re} (1 + 0.15 Re^{0.687}) \quad (3)$$

右辺第六項と第七項の揚力項については、これまでの検討によって低レイノルズ数領域において主に影響があることが分かっている。本解析で対象とする粒子サイズにおけるレイノルズ数は主に 1.0 以上のため、これらの項は省略する。右辺第四項 (Basset 項) についても、これまでの

研究により他の項と比べてオーダーが小さいために近似的に省略出来るという報告があることから、省略する¹²⁾。

よって、最終的に相互作用力を算定する式は次式とする。

$$\rho \left(\frac{\sigma}{\rho} + C_M \right) A_3 d^3 \frac{du_p}{dt} = \frac{1}{2} C_D \rho A_2 d^2 |u - u_p| (u - u_p) + \rho (1 + C_M) A_3 d^3 \frac{du}{dt} + \rho \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) A_3 d^3 g \quad (4)$$

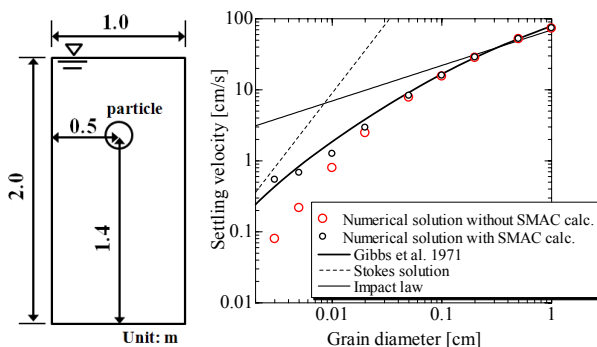


図9 最終沈降速度によるDEM粒子に関する運動方程式の検証¹³⁾

表3 三次元個別要素法の解析パラメータ

Parameter	Unit	Value
Time increment	s	1.0×10^{-5}
Height of specimen	m	2.00
Bottom plane size	m	1.00×1.00
Grain size diameter	mm	10.0, 5.0, 2.0, 1.0, 0.5, 0.2, 0.1, 0.05, 0.03
Particle density ρ_s	kg/m ³	2650
Water density ρ_w	kg/m ³	1000
Normal spring coefficient	N/m ³	1.0×10^7
Tangential spring coefficient	N/m ³	2.5×10^6
Normal damping	--	critical
friction angle ϕ_b (deg.)	--	$\tan \phi_b = 0.25$
Viscosity coefficient	m ² /s	1.0×10^{-3}
SMAC cell size (cubic shape) *	m	0.10
Boundary condition*	-	Non-slip

*SMAC法での解析のみに使用したパラメータ

図9には、先述した粒子の運動方程式を用いて水槽内を沈降する粒子の終端速度を対象に検証¹³⁾した結果を示す。検証には、解析解としてのストークス解、インパクト則、Gibbs et al.による模型実験結果を用いた。また、図中には、併せて Simplified Maker and Cell 法 (SMAC 法) による流体計算をカップリングさせて実施した結果も示している。解析パラメータは表3に示す。

結果を比較すると、SMAC法とカップリングさせた結果は、いずれの粒径でも実験結果に対して非常に良い対応を示している。SMAC法をカップリングさせず周囲の流速が一定として式(4)の運動方程式だけを用いた場合は、粒径が小さくなるにつれ誤差が大きくなっている。しかし、単一粒子の移動として0.1mm以上の範囲では、十分な精度が得られている。これは、粒径の増加に伴う重力の増加によって、抗力が運動方程式中の支配的な項に集中したためと考えられる。

以上より、本解析では粒径が0.1mm以上の砂粒子を対象とすることから、計算コストを低減するためにSMAC法とのカップリングを行わず、一定流速中の挙動として検討を行なっていく。

3.2 粒径比に起因する粒子の移動量

本項では、浸透力の作用する粒状体内における目詰まり現象を粒径比 $R_D = D_{\max} / D_{\min}$ に着目して検討する。使用するパラメータは表3に示すものとし、表2と異なるもののみ示した。供試体は、まず流速のない状態で母材となる大きな粒径を沈降させ作成する。十分に粒子移動が収束した後、その上に小さい粒径の粒子を体積力が作用している条件下で沈降させ、母材内において細粒分が移動した軌跡を観察した。流下方向の体積力としては、前述の模型実験における動水勾配0.5の流速を用いた。

表4 三次元個別要素法の解析パラメータ

Parameter	Unit	Value
Basal plane size of specimen	mm	64×64
$D_{\max}$	mm	8.0
$D_{\min}$	mm	①0.26, ②0.20, ③0.16
Grain size ratio, $R_D = D_{\max} / D_{\min}$	--	①3.0, ②4.0, ③5.0
Number of particle, $D_{\max}$	--	512
Number of particle, $D_{\min}$	--	1000

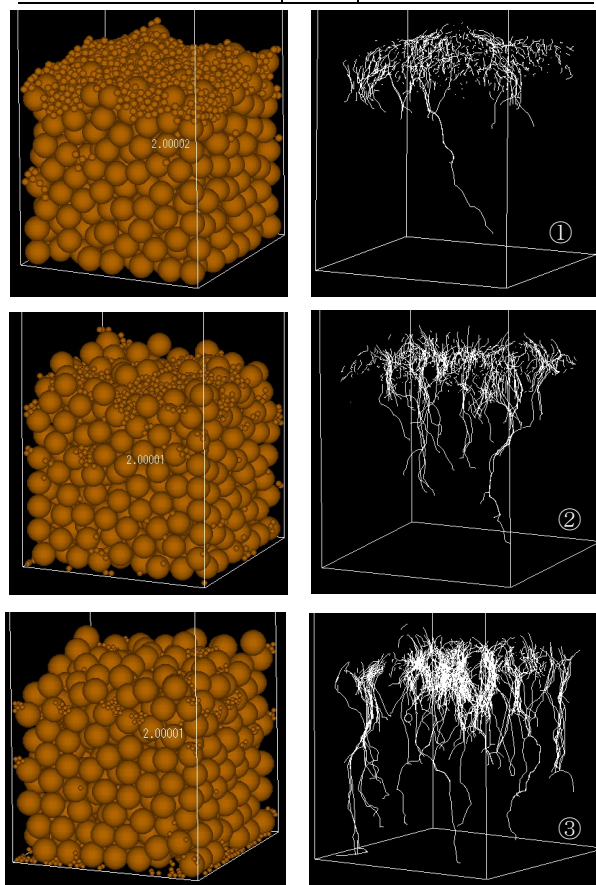


図10 浸透力による粒径比の異なる粒状体内の粒子移動と目詰まり (上から粒径比 $R_D=3.0, 4.0, 5.0$, 左図: 移動終了時の供試体の様子, 右図: 浸透力による粒子移動の軌跡)

図 10 に動水勾配 0.5 の状態に相当する条件下において、左図に粒子移動収束後における供試体の状態を、右図に壁面付近を除いた細粒分の全移動軌跡を示す。壁面付近の移動は、間隙が内部より大きく条件が異なるために除いた。移動軌跡に着目すると、粒径比 R_D が大きくなるにつれ母材となる粒子間の間隙を通して移動する粒子が増加している。特に $R_D=5$ の場合は、他の場合に比べてとりわけ多くの粒子が移動している。これは、Kenny らの内部浸食が発生する粒径比は、対象とする粒径 D の 4 倍粒径 $4D$ に依存するという結果を裏付けるものと言える⁶⁾⁷⁾⁸⁾。壁面を移動する粒子が多いことは、粒状体内部に比べ間隙が大きくなるためと考えられる。また、粒子の移動距離に着目すると、供試体の下部まで移動している粒子は $R_D=5$ において僅かに見られるだけであり、目詰まり現象が確認できる。

3.3 移動可能な間隙の連続性

本項ではこれまでに実験で用いた粒度分布：st(粒子数: 5254), sp(3102), cv(9117), bm3(2509), bm4(3388), bm5(4046), bm6(4721)を用いて、内部浸食時における粒子移動量の検討を行った。主に幾何学的な検討であるため、最大粒径 $D_{max}=0.08m$ 、最小粒径 $D_{min}=0.01m$ と比較的大きな粒径を用いた。ここでは、最小粒径の移動を対象とするため、図 11,12 の横軸の値は $D_{min}=0.01m$ で正規化している。

図 11 に最小粒径の 10% 以上の間隙径を対象として、これらの粒度分布における間隙くびれ径の頻度分布を示す。また、間隙くびれ径は、壁面付近の間隙が大きい部分を除き、供試体内の任意の点から他の粒子に接触せず存在できる最大径とした。図中の間隙くびれ径は最小粒径で正規化しているため、供試体内を動くことの出来る範囲は 1.0 以上となる。対応する粒度分布は同図中の右上に挿入した。

図 11(a) より細粒分の 4 倍粒径混合量が多い分布ほど間隙くびれ径の頻度は小さいものに集中している。ただし、移動可能な間隙くびれ径の頻度が高い sp の分布でも移動できる間隙は全体の 5% 程度であることから、大量の粒子が移動することは難しいと考えられる。次に図 11(b) の細粒分混合率を変化させた場合、概形は sp の分布に近く、 $D_{min}=0.01m$ の粒子が動くことの出来る間隙くびれ径は全体の 2~4% とさらに小さくなっている。

図 12 には間隙くびれ径の連続性を検討した結果を示す。連続性とは、任意の高さにおける間隙くびれ径のうち、最小粒径が間隙をぬって移動出来る最も長い道のりを指す。図 12(a) の広範な粒度を持つ分布においては、sp の分布が最も長い移動可能な距離を有している。しかし、それでも最小粒径の 8 倍程度（最大粒径粒子 1 つ分）であるから、大きい粒子一つ分程度しか移動可能な間隙は連続して存在していないといえる。図 12(b) の二粒径混合分布においても、細粒分の混合量が低いほど移動可能な距離が長くなる傾向が見られる。最も長い移動距離でも最小粒径の 4 倍であり、広範な粒度を持つ分布の半分程度である。また、図 4 の累積流出量の多寡と比較すると、分布別の間隙くびれ径とその連続性の傾向は定性的に一致している。

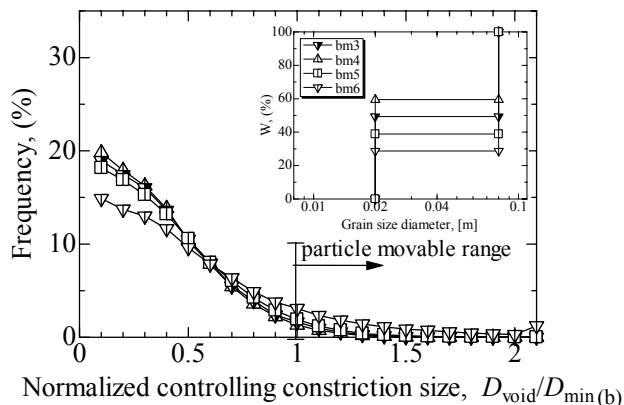
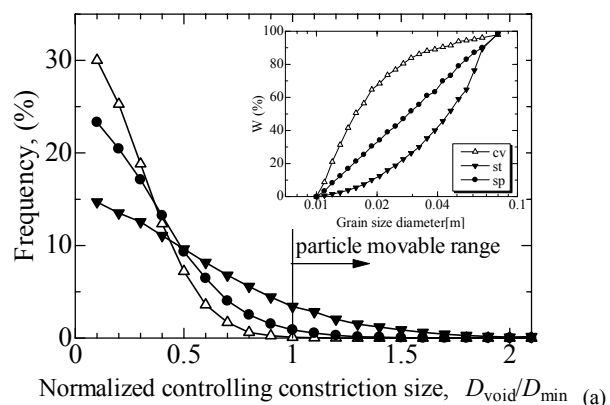


図 11 供試体内に存在する間隙くびれ径の頻度分布
(a): 広範な粒度分布 cv, st, sp, (b): 二粒径混合分布 bm

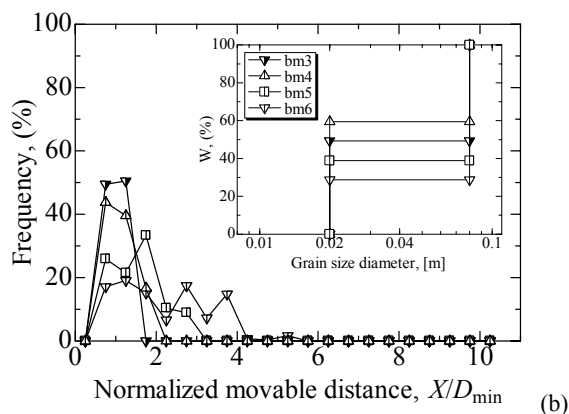
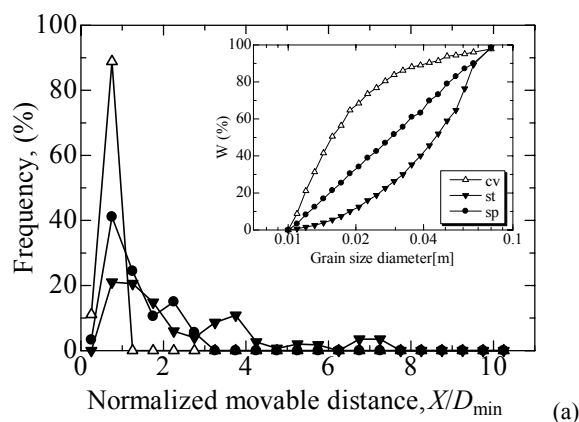


図 12 最小粒径粒子が移動可能な道のりの頻度分布
(a): 広範な粒度分布 cv, st, sp, (b): 二粒径混合分布 bm

3.4 流出境界周辺における流出挙動

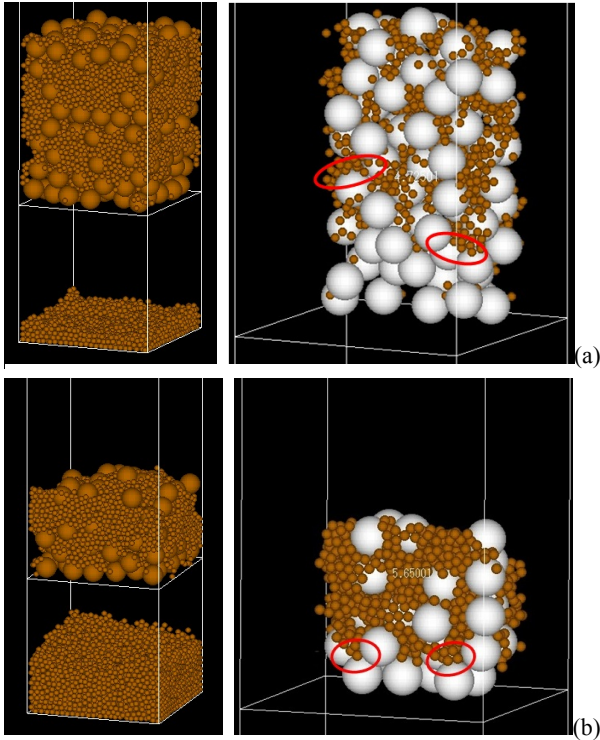


図 13 流出境界による細粒分混合率の違いに起因する流出量の差異と内部における目詰り構造(a) : bm6, (b) : bm4

図 13 に、前項で用いた bm6 と bm4 の供試体下部の境界を細粒分のみが通過できるよう変化させ、流出量（左図）と粒子移動が落ち着いた時点における内部の様子（右図）を示している。まず、左図の流出量について、両供試体共に初期高さは一定にしているが、細粒分混合率の高い bm4 の分布では特に多く流出している。また、細粒分流出可能境界周辺では粗粒分が主となって構成される層（(a)粗粒分 2 つ程度、(b)1 つ程度）が確認できる。

この点に加え、 R_D による粒子の移動量の違い、細粒分が移動可能な間隙径とその連続性は低いという 2 点から、細粒分の流出量は、流出境界付近の粒度分布に強く影響されると考えられる。つまり、内部で移動可能な間隙があまり存在しないにも関わらず 4 倍粒径を境界として大きく流出量が増加するのは、境界付近で粗粒子が主に構成するフィルター層の間隙くびれ径が 4D 付近になるためと考えられる。また、細粒分の混合率が 50%を越えると流出量が大きく増加するのは、このフィルター層が形成するために必要な個数が境界周辺に集まるまでに、流出しなければならない量が多くなるためだと考えられる。

また、右図中には赤線部分においては、数個の細粒分が粗粒分で構成される間隙に詰まっている。つまり、目詰りは間隙くびれ径を細粒分が通り抜けるという幾何学的な問題だけでなく、数個の粒子構造によって詰まることを検討する必要があると考えられる。また、このように詰まっている部分が抜けることで、その上部の粒子を含む大量の流出が発生していると考えられる。

4. 目詰り構造としてのアーチ構造の安定性

4.1 アーチ構造の安定な構造条件

前項における数個の細粒分によって構成される目詰り構造をアーチ構造と考え、その安定性を検討する。そこで、まず任意の外力条件に対して最も安定な構造をとる条件について単純化して考える。それぞれの条件は、粒子間の接点が連続的に並び、重力加速度 g のみが作用する二次元応力場($\sigma_{yy}=\sigma_1, \sigma_{xx}=\sigma_2$)について接触面の接線方向のせん断力が作用せず、軸方向圧縮力のみが作用するとする。構造部材の微小部分 ds の釣り合い式は以下ようになる。

$$\begin{cases} \frac{d}{ds} \left(f_n \frac{dx}{ds} \right) - \sigma_2 \frac{dy}{ds} = 0 \\ \frac{d}{ds} \left(f_n \frac{dy}{ds} \right) + \sigma_1 \frac{dx}{ds} + \rho g s = 0 \end{cases} \quad (5)$$

解は次に示す円錐曲線となる。

1) 重力場のみの場合($g \neq 0, \sigma_1, \sigma_2 = 0$)

$$y = a \cosh(x - b/a) - c \quad : \text{懸垂線 (6)}$$

2) 二次元重力場($g = 0, \sigma_1 \neq 0, \sigma_2 = 0$)

$$y = (ax + b)^2 \text{ または } y = c \quad : \text{放物線, 直線 (7)}$$

3) 二次元応力場($g = 0, \sigma_1 \neq 0, \sigma_2 \neq 0$)

$$x^2/b^2 + y^2/(\sigma_1/\sigma_2)^2 b^2 = 1 \quad : \text{楕円, 円 (8)}$$

ここで、 a, b, c はいずれも幾何学条件から決まる定数であり、特に二次元応力場において安定な構造の条件式は楕円形状となる。外力条件に対して最も安定な構造は、いずれもその構造の長軸方向 α_e が空間内の最大主応力方向 α_e と一致する場合であり、形状は次式を満たす。

$$a/b = \sqrt{\sigma_1/\sigma_2}, \quad \alpha_e = \alpha_s \quad (9)$$

4.2 アーチ構造を構成する安定な大きさ・粒子数

前項において、解析的に外力状態に対して最も安定な構造の形状が示された。逆に、応力状態と形状が不一致である場合、力の作用方向の変化に対して非常に脆性的な構造であることが考えられる。そこで、応力の作用方向、つまり主応力方向を回転させアーチ構造の安定性を検討する。

実験装置概略図を図 14 に示す。装置は直径 1.0cm のアルミ棒で作成したアーチ構造とアルミ棒積層体（厚さ 150mm, 単位体積重量: 20.4kg/m³, アルミ棒間の摩擦角: 16deg., 内部摩擦角: 27deg., 緩詰め）によって供試体を作成する。傾斜時にアルミ棒積層体の内部摩擦角で大きな変形が発生してしまうが、アーチ構造破壊までの傾斜を測りたいため、図の赤のラインにあたる部分にアルミ素材の剛なシートをかぶせて、上載材料の内部摩擦角を上回る 35.0deg. まで角度を変化させられるようにしている。

実験手順としては、アーチの形状をサポートするアルミ製のアーチ型を設置し、アルミ棒積層体を緩詰め状態で堆積させ、その後アーチ型をジャッキでゆっくりと下げることでアーチ構造を形成させる。その後、形成アーチに対して傾斜を与え、破壊する角度を計測する。

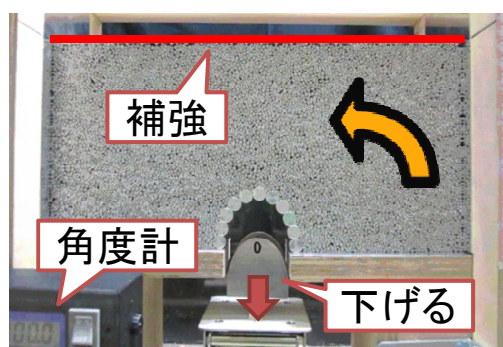
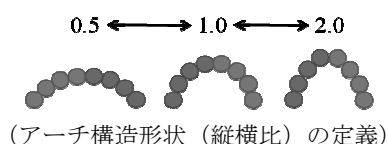


図 14 アーチ強度実験装置概要

表 5 アーチ構造傾斜実験結果

縦横比 個数	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75
7	29.3°	f	A	F	K	P
8	23.4°	34.7°	B	G	34.4°	26.2°
9	11.7°	h	C	33.0°	34.0°	29.4°
10	18.0°	i	D	33.4°	28.2°	32.6°
11	9.2°	j	E	32.3°	31.1°	24.0°



各ケースにおける計測結果を表 5 に示す。表中には、アーチ構造が破壊した傾斜角を示している。ただし、35deg. 傾斜させても破壊しなかった場合は記載していない。また、簡易ではあるが、破壊傾斜角ごとに色分けをしている。(0~15deg.: 赤, 15~20deg.: 橙, 20~25deg.: 黄, 25~30deg.: 緑, 30~35deg.: 青)

この表より、形状が円形に近いほど、また、形成個数が少ないほど傾斜に対する安定性が高い構造と考えられる。アーチ構造はその形状の特性から高い強度をもつが、応力方向の回転に伴い発生するせん断力が集中する箇所において、そこに粒子の接点があった場合、接点に働くせん断力が粒子間の摩擦力を超えると破壊に至る。アーチ構造の形成個数 N は少ない方が強度は高い傾向があることも粒子の接点が少ないためといえる。実験では最大 11 個のアルミ棒でアーチ構造を作ったが、アーチ構造は粒子数が多くと形状のバランスが良ければある程度のゆらぎに対して安定であるといえる。

5. 結論

本論文では、細粒分の流出に影響を与える間隙構造に着目し、粒度分布、動水勾配、水位変動が流出量に与える影響を検討した。一次元浸透を模した透水実験では、広範な粒度を含む分布と二粒径混合分布を用いて透水力の増加に伴う流出挙動を検討した。流出可能粒径に対する 4 倍粒

径の混合量によって流出量が大きく増加すること、細粒分の混合量によって大量の粒子流出が確認された。また、供試体内に面状に設置した間隙隙水圧計による局所的動水勾配の結果においては、非常に不均一であり部分的に全体としての動水勾配を上回る箇所が見られた。

三次元個別要素法における数値解析では、簡易化した流体力を考慮して模型実験で実施した粒度分布の間隙構造を検討した。粒子粒径比が 4.0 を境に内部で粒子移動量の増加が見られ、4 倍粒径混合量の増加に伴って移動可能な間隙径の頻度分布と道のりといった内部構造的にも内部浸食に対する安定性が示された。また、細粒分が流出可能な境界を用いた数値実験では、細粒分混合率の増加による流出量の増加に加え、内部においていくつかの粒子が大きな間隙に詰まっている様子が確認された。

最後に、この数個の粒子で構成される目詰り構造をアーチ構造と考え、アーチ形状と構成粒子数が安定性に与える影響を検討した。外力条件の主応力比に対して形状が近く、構成粒子数が少ないほど外力のゆらぎに対して安定であることが示された。

謝辞

この研究で用いた装置の一部は日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B) 23360203 によるものであり、深謝の意を表します。

参考文献

- 1) Wood, D. M. and Maeda, K.: Changing grading of soil: effect on critical states, *Acta Geotechnica*, 3 (1), pp.3-14, 2008.
- 2) Wood, D. M., Maeda, K. and Nukudani, E.: Modelling mechanical consequences of erosion, *Geotechnique*, 60(6), pp.447-457, 2010.
- 3) 前田健一, 近藤明彦: 内部構造の安定性に着目した細粒分のダイナミクスに関する検討とモデル化の試み, 第3回メタンハイドレート総合シンポジウム講演集, pp.10-17, 2011.
- 4) Cundall, P. A., & O. D. L. Strack.: A discrete model for granular assemblies, *Geotechnique*, 29(1), pp.47-65, 1979.
- 5) Maeda, K. and Hirabayashi, H.: Influence of Grain Properties on Macro Mechanical Behaviors of Granular Media by DEM, *Journal of Applied Mechanics JSCE*, 9: pp.623-630, 2006
- 6) T.C.Kenny and D.Lau.: Internal stability of granular finers, *Canadian Geotech. J.*, pp.215-225, 1985.
- 7) 杉井俊夫, 山田公夫, Indraratna, B.: 粒状性フィルター材の透水性挙動の評価, 中部大学工学部紀要, 第44巻, 2008
- 8) 杉井俊夫, 山田公夫, Indraratna, B.: 粒状性フィルター材の透水性挙動予測に関する試み, 第20回地盤工学シンポジウム論文集(地盤工学会中部支部), pp.1-6, 2008
- 9) Tchen, C.: Mean value and correlation problems connected with the motion of small particles suspended in a turbulent fluid, *D. Sc. dissertation*, Technische Hogeschool, Delft, Holland., 1947.
- 10) 後藤仁志: 数値流砂水理学, 森北出版, 2004.
- 11) Schiller L. and Naumann A.Z.: Über die grundlegenden berechnungen bei der schwerkraftaufbereitung, *Ver. Deut. Ing.*, Vol.77, 318-321, 1933
- 12) 林泰造, 大橋正和: 液体中に沈降する粒子の乱流特性について, 第24回水利講演会論文集, pp.7-12
- 13) Gibbs, R. J., Matthews, M. D., and Link, D. A.: The relationship between sphere size and settling velocity. *Journal of Sedimentary Petrology*, Vol.41 (1), 7-18. 1971.

3D FE Analysis of Monotonic Undrained Hollow Cylinder Torsional Shear Test considering Specimen Geometries

XU, Binbin¹, NAKAI, Kentaro², NODA, Toshihiro³

¹ Nagoya University • Department of Civil Engineering • xu@soil.civil.nagoya-u.ac.jp

² Nagoya University • Department of Civil Engineering

³ Nagoya University • Department of Civil Engineering

ABSTRACT

Hollow cylinder torsional shear test is simulated regarded as a boundary value problem employing a 3D static/dynamic soil-water coupled finite deformation analysis to investigate the influence of the specimen geometries on apparent behavior concerned in practical experiments. 1) As for the specimen geometries, a new evaluating method for the non-uniformity inside the specimen is proposed which is suitable for 3D deformation and can represent not only the influence of curvature but also the effect of end constraints. 2) A “Perfect path” which means the response of a single 3D element with uniform deformation is calculated to investigate the effect of non-uniformities on the apparent behavior. As can be seen, only the apparent behavior with thinnest wall thickness coincides with the “Perfect path”, which indicates a uniform deformation inside the thinnest specimen. 3) There is a sudden relaxation in the deviator stress in the specimen with $H/D=2.5$, which indicates that even if larger heights of specimen can reduce the end constraints, there is still a critical ratio of height and diameter to prevent end failure in advance. 4) Even though the non-uniformity in different geometries is quite different, there seem to be no significant influence on the apparent behavior. The reason may lie in the extreme constraint conditions, namely displacement control.

Keywords: three-dimension, non-uniformity, specimen geometries, apparent behavior

1. Introduction

In practical geotechnical engineering, grounds/soils are generally under a complex stress state and subjected to various loading conditions. In order to grasp strengthening and deformation properties of the ground, many laboratory testings were developed and conducted. Among them, the hollow cylinder torsional shear test controlled by four individual external forces is often employed in order to reproduce the actual stress path during in-situ constructions. Via adjusting the loading condition, the soil response can be investigated under the designated stress path by both monotonic and cyclic shear tests. **Fig. 1** presents a sketch of the specimen. F_z , T_θ , P_o and P_i represent the vertical load, torque and external and internal pressures respectively, which will result in stresses including σ_{zz} , σ_{rr} , $\sigma_{\theta\theta}$ and $\sigma_{\theta z}$ for every element in the sample and four induced strains consisting of ε_{zz} , ε_{rr} , $\varepsilon_{\theta\theta}$ and $\varepsilon_{\theta z}$ in each corresponding direction. Details can be seen in **Appendix-A**.

Since the new experiment apparatus was introduced by Height et al.¹⁾, a lot of literatures^{2), 3), 4)} have discussed

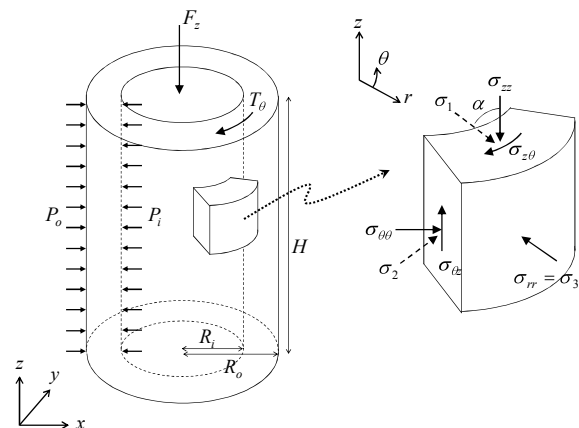


Fig. 1 Sketch of HCT test and stress state

about the influences of initial anisotropy, intermediate principal stress, direction of principal stresses and rotation of principal stresses on soil strength and deformation. Meanwhile, as indicated by Height et al., the non-uniformities of stress and strain would be caused due to both the curvature of the cylinder wall and the end constraints and an evaluating index which is related to the sample geometry, stress path and constitutive

model was defined to quantify the level of non-uniformities. Lade⁵⁾ conducted a series of hollow torsional experiments with different specimen heights to eliminate the effect of friction at the end. Sayao and Vaid⁶⁾, based on the assumption of Height, proposed a more rigorous index for the non-uniformities inside the sample and discussed the influence factors including stress ratio, specimen height, diameter and wall thickness by the assumption of a non-linear constitutive model.

In order to check the influence of non-uniform deformation during numerical calculations, it is reasonable to treat the analysis of specimen as boundary value problems (hereafter noted as BVPs) instead of one element response. The deformation of specimen was described as BVPs under axial-symmetric and plane strain conditions by Asaoka et al.^{7,8)} and it was found that there were remarkable water migration and obvious strain localization and the apparent behavior deviated from the one element behavior, which is quite different from the response of one element under uniform deformation. Xu et al.⁹⁾ modeled a conventional triaxial monotonic compression test under the three dimensional condition utilizing the same method and focused on the influence of loading rates on the geometry changes. Jin et al.¹⁰⁾ dealt with a series of cyclic triaxial tests numerically and demonstrated the results by changing the cyclic loading frequencies, confining pressures and so on. But for the numerical simulation of hollow torsional tests, since Gens and Potts¹¹⁾ presented a quasi-axisymmetric BVP by finite element analysis, where they expressed non-axisymmetric forces and/or displacements as Fourier series in the circumferential directions, to show the non-uniformity of stress along the wall thickness, there are few literatures concentrating on the simulation of hollow torsional tests.

Therefore, to succeed the study of BVPs and fill the gap of numerical simulation in hollow torsion tests, this paper intends to treat the monotonic undrained hollow cylinder shear test as a three-dimension boundary value problem to reevaluate non-uniformity because of sample geometries and end constraints by a more efficient constitutive model---SYS Cam clay model^{12,13)} and a dynamic soil-water coupled finite deformation analysis code^{14,15)}, and to establish a basic thought for further monotonic and cyclic loading conditions under more complex stress paths.

2. Calculation conditions

The specimen as a benchmark is with a height of 8 cm, inner diameter of 4 cm and outer diameter of 8 cm as shown in Fig. 2. The division in radial, circumferential and vertical directions is $5 \times 32 \times 20$ with totally 3200 elements and 4032 nodes. For the mechanical boundary conditions, all the nodes at the bottom surface are fixed in x , y and z directions and a constant angular velocity 0.005 rad/s, namely 0.1875%/s is applied to each node

on the top surface. Except the internal and external pressures, there is no additional vertical load, namely $F_z=0$ in the vertical direction at the top surface. Equal external and internal pressures are set up. Hereafter, if there is no additional specification, the above boundary condition is adopted preferably. Therefore, σ_{rr} is regarded as the intermediate principal stress and the coefficient of intermediate principal stress b is 0.5. The angle between orientation of maximum principal stress and the vertical orientation is constantly 45 degree. For the hydraulic boundary condition, the entire boundary is assumed to be impermeable.

Typical saturated clay with a relatively low permeability is employed in the analysis and the detailed elasto-plastic parameters and initial values are presented in **Table 1**, from which it can be seen it is non-structured overconsolidated clay. The sample is firstly consolidated to 1467 kPa and then unloaded to 294.3 kPa isotropically. Gravitational influence is not considered in the analysis and initial values are regarded to be uniform in the vertical direction.

Table 1 Soil parameters and initial conditions

Elasto-plastic parameters			Initial conditions	
Critical state index	M	1.55	Specific volume	v_0 1.747
NCL intercept	N	2.0	Stress ratio	η_0 0.0
Compression index	$\tilde{\lambda}$	0.108	Degree of structure	$1/R_0^*$ 1.0
Swelling index	$\tilde{\kappa}$	0.025	Degree of overconsolidation	$1/R_0$ 5.0
Poisson's ratio	ν	0.3	Degree of anisotropy	ζ_0 0.0
Evolution parameters			Soil particle density	ρ_s (g/cm ³) 2.65
Degradation index of OC	m	0.2	Coefficient of permeability	k (cm/s) 3.7×10^{-8}

3. Calculation results

3.1 A three-dimension Finite Element Result

First a benchmark result is presented under displacement control to demonstrate the distribution of the shear strain, excess pore water pressure and overconsolidation.

Fig. 2(a) indicates the deformation mode (3D shear strain distribution) as the apparent shear strain γ_s increases. Note that the apparent shear strain is acquired by $\gamma_s = (R_o + R_i) \times \Delta\theta / (2H)$, where $\Delta\theta$ is measured at the node located at the average of inner and outer radius on the top surface, while the shear strain in the contour means the Eulerian strain calculated from the current configuration. It is revealed that the torsional deformation is represented in the vertical direction which is similar to that in practical experiments as shown in **Fig. 2(b)**. **Figs. 3 and 4** indicate the distributions of excess pore water pressure and overconsolidation on the cross section of x - z plane at different apparent shear strains. As predicted theoretically by the linear elastic model¹⁾, there is a remarkable non-uniformity of shear strain along the radius. Benefiting from the soil-water coupled analysis and SYS-Cam clay model, the non-uniformities of excess pore water pressure and

overconsolidation are also newly observed. And all of the non-uniformities become severer/wider with the increase of apparent shear strain.

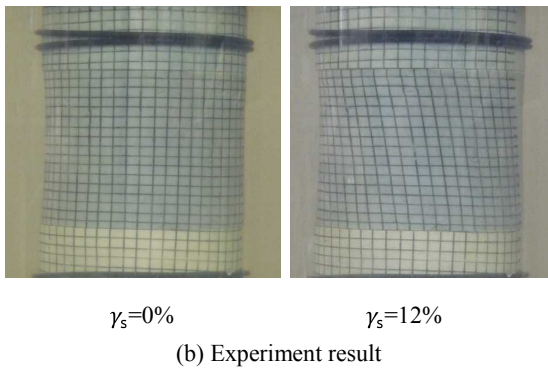
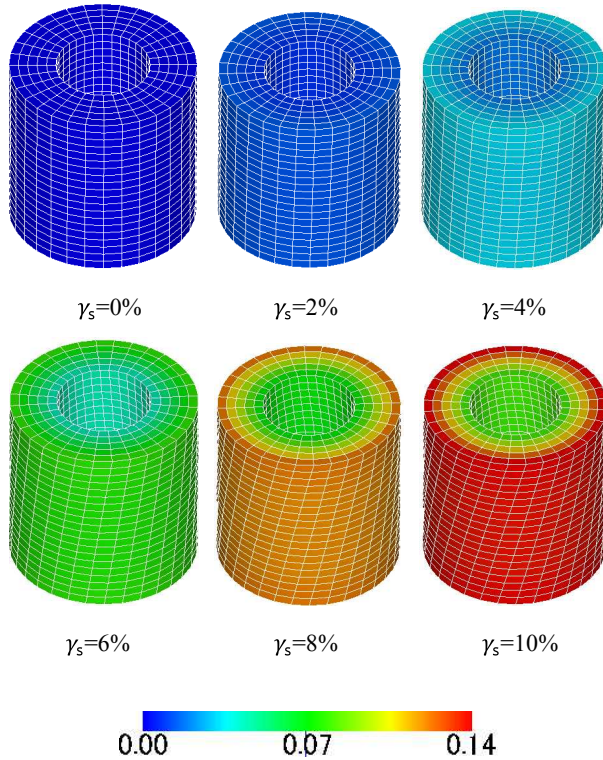


Fig. 2 Comparison of deformation mode between numerical and experimental results

3.2 Influence of specimen geometries

As mentioned initially, the non-uniformities in stress and strain mainly come from the curvature of cylinder wall and the friction due to constraints at the end. To reduce such non-uniformities, in the practical experiments the thinner wall thickness, the larger inner and outer diameters and the greater height are recommended. Before evaluating the influence of non-uniformities on the apparent behavior, a response under completely uniform deformation is calculated by modelling a single 3D eight-node element with unit dimensions to act as a benchmark. The boundary conditions are set to be exactly same

as the right element shown in Fig. 1. Details can be seen in **Appendix-B**. Meanwhile, as shown above now that the

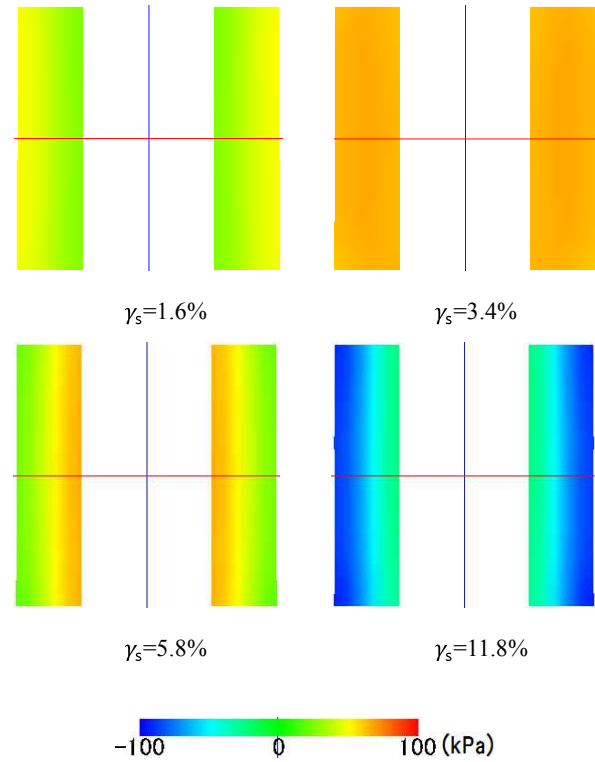


Fig. 3 Distribution of excess pore water pressure at x-z cross section

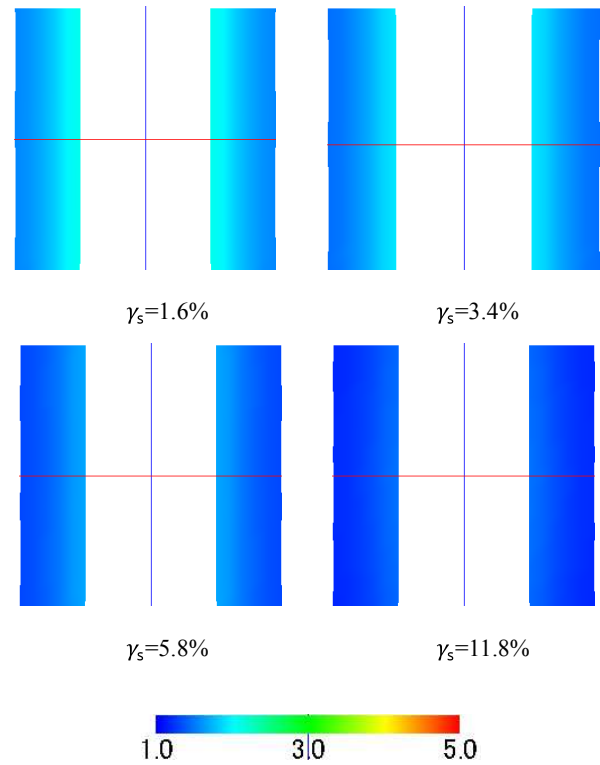


Fig. 4 Distribution of overconsolidation at x-z cross section

non-uniformities in shear strain, specific volume change are so significant, how to quantify such non-uniformities is essential.

Height et al.¹⁾ defined a coefficient β_3 for each individual stress to evaluate the non-uniformity of radial direction:

$$\beta_3 = \frac{1}{(R_o - R_i)} \frac{1}{\sigma_L} \int_{R_i}^{R_o} |\sigma(r) - \bar{\sigma}| dr$$

where $\sigma(r)$ is the individual stress including σ_{rr} , $\sigma_{\theta\theta}$ and $\sigma_{\theta z}$, $\bar{\sigma}$ is the average value of the corresponding stress and σ_L is the standard stress taken as $\bar{\sigma}_{\theta z}$ for $\sigma_{\theta z}$ and $1/2(\bar{\sigma}_{\theta\theta} + \bar{\sigma}_{rr})$ for σ_{rr} and $\sigma_{\theta\theta}$. Sayao and Vaid⁵⁾ proposed another evaluating coefficient β_η viewed from the stress ratio:

$$\beta_\eta = \frac{\eta_{max} - \eta_{min}}{\bar{\eta}}$$

where η_{max} , η_{min} and $\bar{\eta}$ are maximum, minimum and average stress ratios respectively.

However, both of them are proposed based on the axial-symmetry deformation, which is not suitable for three-dimension analysis. Therefore, a new variable ΔA is defined as follows to assess the non-uniformity:

$$\Delta A = \frac{\sum_{i=1}^{NE} |A(i) - \bar{A}| \cdot \Delta V(i)}{\sum_{i=1}^{NE} \Delta V(i)}$$

where

$$\bar{A} = \frac{\sum_{i=1}^{NE} A(i) \cdot \Delta V(i)}{\sum_{i=1}^{NE} \Delta V(i)}$$

here, $A(i)$ can be the mean effective stress, deviator stress, shear strain and so on within each element, $\Delta V(i)$ is the current volume for element i , $\bar{A}$ is the weighted average of $A(i)$ taking the volume ratio $\Delta V(i)/\sum_{i=1}^{NE} \Delta V(i)$ as the weight coefficient and ΔA is the weighted average of deviation between $A(i)$ and $\bar{A}$. ΔA has the same unit with $A(i)$. The smaller ΔA is, the more uniform $A(i)$ is. The ideal uniform distribution of $A(i)$, that is $A(i)=const$, results in $\Delta A=0$.

Table 2 gives the calculation schemes for different specimen geometries, in which “Thic.” means the cylinder wall thickness, “H” and “D” are the height and the outer diameter respectively. Take the first column “Thic.” as an example, the height and outer diameter of the specimen are kept constant with only changing the wall thickness with 0.4 cm, 2 cm and 3.6 cm to investigate the influence on non-uniformities and the bold item represents the benchmark geometry described in 3.1. The remaining columns of “H” and “D” can be interpreted analogically.

Table 2 Calculation schemes for various specimen geometries

Geometries:	Thic.	H	D
	0.4 cm	2 cm	8 cm
Thickness	2 cm	8 cm	12 cm
Height	3.6 cm	12 cm	16 cm
Diameter	×	20 cm	20 cm
Remarks	H=8 cm D=4 cm	Thic.=2 cm D=4 cm	Thic.=2 cm H=8 cm

3.2.1 Influence of wall thickness

Figs. 5, 6 and 7 presents the deviations of mean effective stress p' , stress ratio η and shear strain ε_s against the apparent shear strain. Once again, the non-uniformities of four variables increase as the wall thickness becomes larger, which proves the validity of the proposed method. The minimum deviations of mean effective stress, stress ratio and shear strain are about 6

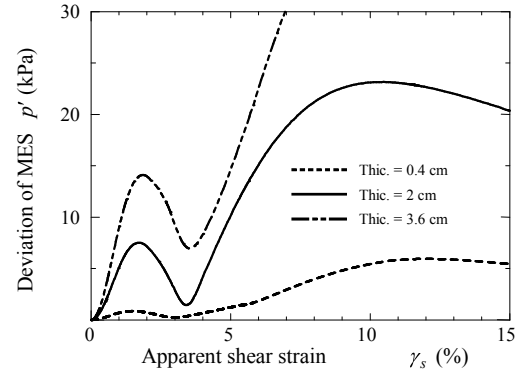


Fig. 5 Non-uniformity of mean effective stress p'

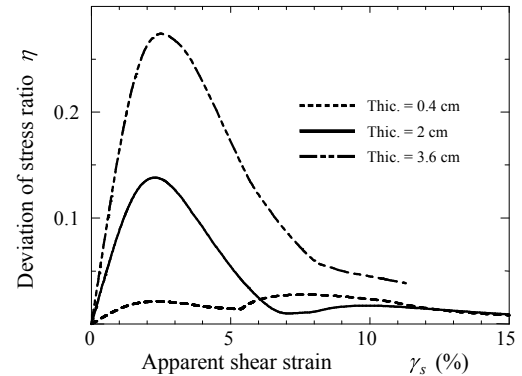


Fig. 6 Non-uniformity of stress ratio η

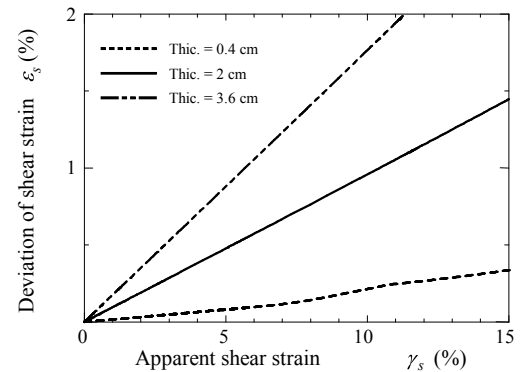


Fig. 7 Non-uniformity of shear strain ε_s

kPa, 0.03 and 4% respectively in Thic.=0.4 cm. The maximum ones are over 30 kPa, 60 kPa, 0.25 and 2% respectively in Thic.=3.6 cm. The non-uniformity of shear strain increases linearly with the increase of apparent shear strain.

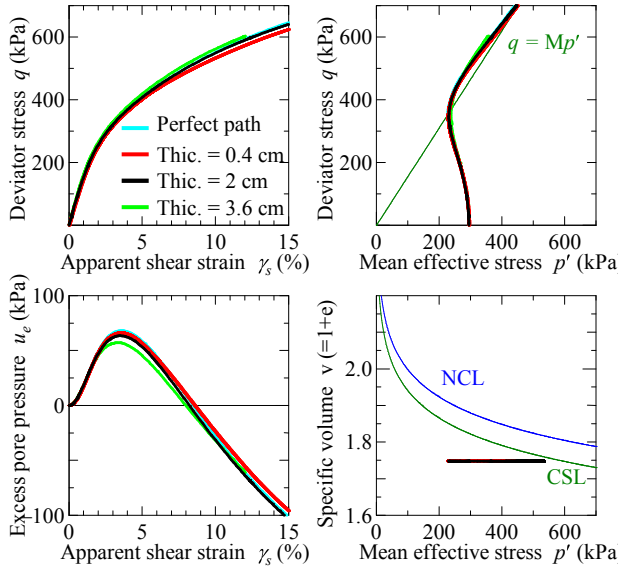


Fig. 8 Apparent behavior for different wall thicknesses

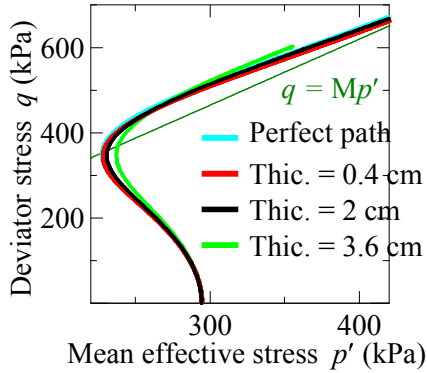


Fig. 9 Enlargement of effective stress path

Fig. 8 depicts the apparent behavior for three wall thicknesses comparing with the “Perfect path” that represents the response of one element mentioned at the beginning of 3.2 including deviator stress $q \sim$ apparent shear strain γ_s , $q \sim$ mean effective stress p' (namely effective stress path), excess pore water pressure $u_e \sim \gamma_s$ and specific volume $v \sim p'$. Here, q and p' are derived from Eq. (A-3) in Appendix-A, where the torque T_θ is the sum of products of the tangential nodal force calculated at each node on the top and the corresponding radial distance. Apparent shear strain γ_s is taken as the same method mentioned above. It should be pointed out here that different from $\sigma_{\theta z}$ directly measured step by step, σ_{zz} , σ_{rr} and $\sigma_{\theta\theta}$ which are equal to the confining pressure initially in Eq. (A-1) are average values viewing from the entire specimen and maintain constant under such mechanical boundary conditions. Excess pore water pressure u_e can be measured utilizing the weighted mean pore water pressure inside the elements at the top, bottom or average of top and bottom layers and here the excess pore water pressure generated at the top is adopted. As for specific volume v , the weighted average specific volume of

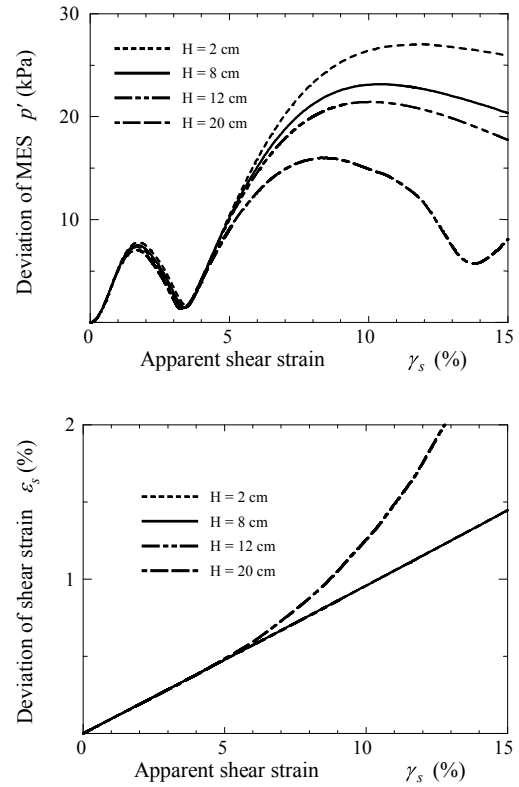


Fig. 10 Non-uniformity of (a) mean effective stress p' and (b) shear strain ε_s

each element is taken respect to the current configuration volume. The line $q=Mp'$ means the project of critical state surface on the q - p' stress plane and NCL and CSL represent the normal consolidated line and critical state line respectively. Except the obvious lower peak in excess pore water pressure at Thic.=3.6 cm, there seems to be no else difference between the “Perfect path” and responses of three thicknesses. Note that the reason that the relationship between deviator stress and apparent shear strain differs from one another may be attributed to the measurement of apparent shear strain at different average radii for various thicknesses. It can be seen from Fig. 9 which is the enlarged effective stress path that the thinner the cylinder wall is, the closer the effective stress path is to that in “Perfect path”. However, the differences among the “Perfect path”, Thic.=0.4 cm and Thic.=2 cm are so small that the result is acceptable as for Thic.=2 cm, even though the non-uniformity is quite large in Figs. 5, 6 and 7.

3.2.2 Influence of specimen height

Fig. 10 presents the deviations of mean effective stress and shear strain against the apparent shear strain for various heights. From the deviations of mean effective stress, it can be concluded that the non-uniformities decreases as the specimen height increases, which is in agreement with the experiment results in literature 5). Moreover, the results show that the

proposed method can deal with the non-uniformity of not only the radial direction but also the vertical direction.

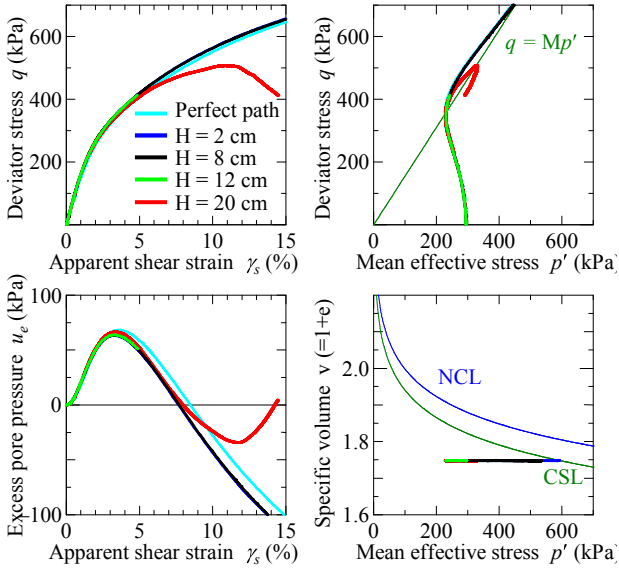


Fig. 11 Apparent behavior for different heights

Fig. 11 shows the apparent behavior for four heights comparing with the “Perfect path”. Similarly, there are only slight differences among the five responses except the one with $H=20$ cm. The deviator stress departs from the others at 6% apparent shear strain and then undergoes a sudden decrease at

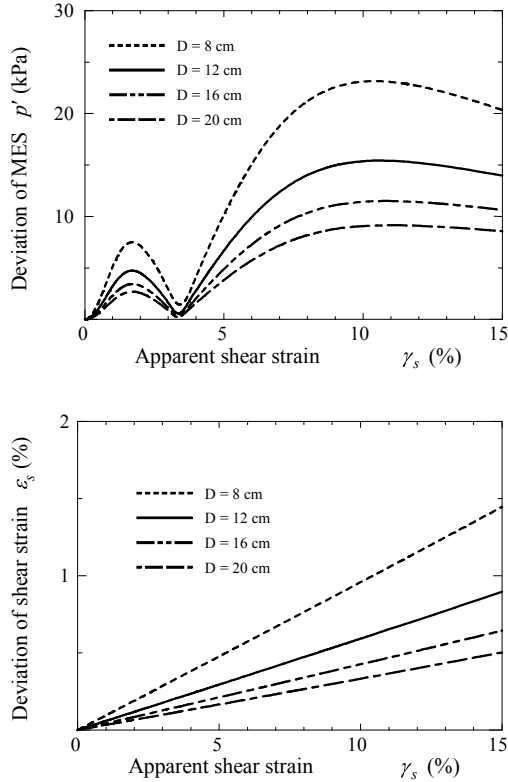


Fig. 12 Non-uniformity of mean effective stress p' and shear strain ε_s

about 12% apparent shear strain. From the distribution of shear strain (omitted), the torsion failure is observed at two ends. Generally, it is thought that in order to eliminate the end friction, specimens with greater heights are preferred, which also corresponds to the deviation results in **Fig. 10**. However, the end failure shown above illustrates that there should be a critical height for the given thickness and diameter to prevent the end failure and the height should be chosen carefully in practical experiments.

3.2.3 Influence of outer diameter

The deviations of mean effective stress and shear strain against the apparent shear strain are demonstrated in **Fig. 12**. As predicted using isotropic linear elastic analysis by Height et al.¹⁾, the same tendency that the smaller the curvature is, the smaller the deviation is can be acquired. In addition, the decreasing rate of the non-uniformities is becoming lower and lower until the point where even if the outer diameter is large enough, there are no significant decreases in the non-uniformity.

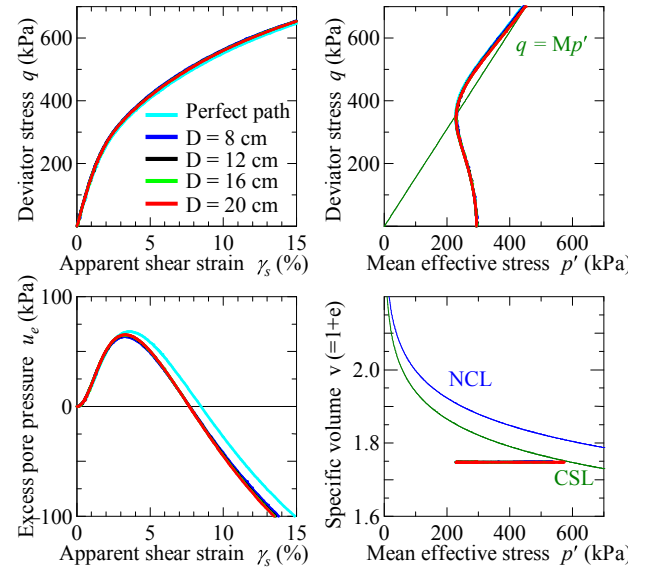


Fig. 13 Apparent behavior for different outer diameters

Fig. 13 gives the apparent behavior for four outer diameters comparing with the “Perfect path”. From the figure, the only difference between the “Perfect path” and responses at four various outer diameters is the excess pore water pressure, which comes from the wall thickness as clarified in **Fig. 9**. There is no influence of non-uniformity on the apparent behavior as seen from **Figs. 8, 11** and **13**. To sum up the apparent behaviors at different wall thicknesses, heights and outer diameters, there is almost no difference except excess pore water pressure due to wall thickness and the non-uniformities existing inside the specimen have no effect on the apparent behavior. One of the possible reasons is that the ideally equal torque rate is applied on the top for each node in numerical calculations, which

represents the perfectly frictional contact and no relative displacement between the pedestal and the top surface of specimen. However, such a strict constraint condition cannot be satisfied precisely in practical experiments, which results in slight differences in effective stress path between various specimen geometries.

4. Conclusions

A series of monotonic undrained hollow cylinder shear tests (HCT) has been carried out numerically taking into consideration of the influence of specimen geometries on non-uniformities and apparent behaviors. The conclusions are as following:

- 1) The feasibility of simulating the 3D HCT was proved by treating the specimen as a boundary value problem. The non-uniformities of shear strain, excess pore water pressure and overconsolidation were presented. For the different torque applications, the apparent behavior showed no significant difference while the specific volume change indicated a slight difference due to the variation of end constraints.
- 2) As for the specimen geometries, the focus was put on the extent of non-uniformity and the influence of curvature and end constraints on such a non-uniformity. A new evaluating method was proposed for the non-uniformity, which is suitable for 3D analyses. It was found that when the cylinder wall thickness became smaller, the non-uniformity also decreased correspondingly; the same decreasing tendency of non-uniformities could also be observed as the specimen height became greater and the specimen outer diameter became larger.
- 3) In addition, the response of a single 3D element with the same boundary conditions as the 3D hollow cylinder, which is called "Perfect path" and represented a completely uniform deformation field, was computed to investigate the influence of non-uniformities on the apparent behavior. The results indicated that except the case with thinnest wall thickness, there were slight deviations from the "Perfect path". However, the deviations were so small that it could be acceptable. Moreover, according to the apparent behavior, there should be a critical height for the given wall thickness and outer diameter to prevent the possible end failures, even though the increase of height could reduce the effect of end constraints.

5. Further study

- 1) There is no additional vertical load in the calculation and the stress path in this paper follows $p'=\text{const}$, $b=0$ and $P_t=P_o$. Simulations under more general stress paths should be carried out to extend the constitutive model and verify the constitutive response considering principal stress orientations and principal rotations.

- 2) A cyclic torque loading with torque control or displacement control should also be designed to investigate the influence of anisotropy on liquefaction and cyclic mobility in soils.
- 3) The shear band/strain localization phenomenon observed in most practical experiments is anticipated to be represented by introducing the initial geometrical imperfection.

ACKNOWLEDGEMENT

This work was supported by MEXT (The Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology) KAKENHI (Grant-in-Aid for Scientific Research (S)) 20126012.

Reference

- 1) Height, D. W., Gen, A. and Symes, M. J.: The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils, *Géotechnique*, Vol. 33, No. 4, pp. 355-383, 1983.
- 2) Lade, P. V., Nam, J. and Hong, W. P.: Shear banding and cross-anisotropic behavior observed in laboratory sand tests with stress rotation, *Can. Geotech. J.*, Vol. 45, pp. 74-84, 2008.
- 3) Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H. and Yasufuku, N.: Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 2, pp. 115-128, 1998.
- 4) Sayao, A. and Vaid, Y. P.: Effect of intermediate principal stress on the deformation response of sand, *Can. Geotech. J.*, Vol. 33, pp. 822-828, 1996.
- 5) Lade, P. V.: Torsion shear apparatus for soil testing, *Symp. On Laboratory Shear Strength of Soil*, ASTM STP 740, pp. 145-163, 1981.
- 6) Sayao, A. and Vaid, Y. P.: A critical assessment of stress non-uniformities in hollow cylinder test specimens, *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 1, pp. 60-72, 1991.
- 7) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.91-105, 1994.
- 8) Asaoka, A. and Noda, T.: Imperfection-sensitive bifurcation of Cam-clay under plane strain compression with undrained boundaries, *Vol.35, No.1*, pp.83-100, 1995.
- 9) Xu, B., Nakai, K., Noda, T., Kishimoto, M., and Takaine, T.: Effect of inertia term on the 3D undrained triaxial compression test, *Proc. of 46th JGS Annual Meeting*, 2011.
- 10) Jin, Y., Ye, B. and Zhang, F.: Numerical simulation of sand subjected to cyclic load under undrained conventional triaxial test, *Soils and Foundations*, Vol.50, No.2, pp.177-194, 2010.
- 11) Gens, A. and Potts, D. M.: Formulation of quasi-axisymmetric boundary value problems for finite element analysis, *Engineering Computations*, Vol.1, No. 2, pp.144-150, 1984.
- 12) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- 13) 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.
- 14) Asaoka, A., and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, *International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application*, pp.11-27, 2007.
- 15) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite

APPENDIX-A

In practical process, the entire specimen is regarded as a single element with stress and strain components derived from an assumption of linear elastic constitutive with infinitesimal deformation. Eqs. (A-1) and (A-2) present the average stress and strain due to non-uniformity, where R_o R_i are the external and internal radius; u_o u_i are the inner and outer displacement; ΔH $\Delta \theta$ are the increment in vertical and circumferential direction.

$$\begin{aligned}\sigma_{zz} &= \frac{F_z + \pi R_o^2 P_o - \pi R_i^2 P_i}{A} \\ \sigma_{rr} &= \frac{P_o R_o + P_i R_i}{R_o + R_i} \\ \sigma_{\theta\theta} &= \frac{P_o R_o - P_i R_i}{R_o - R_i} \\ \sigma_{\theta z} &= \frac{3T_\theta}{2\pi(R_o^3 - R_i^3)}\end{aligned}\quad (A-1)$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{zz} &= -\frac{\Delta H}{H} \\ \varepsilon_{rr} &= -\frac{u_o - u_i}{R_o - R_i} \\ \varepsilon_{\theta\theta} &= -\frac{u_o + u_i}{R_o + R_i} \\ \varepsilon_{\theta z} &= \frac{\Delta \theta (R_o^3 - R_i^3)}{3H(R_o^2 - R_i^2)}\end{aligned}\quad (A-2)$$

$$\begin{aligned}p &= -\frac{(\sigma_{zz} + \sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta})}{3} \\ p' &= p - u_e \\ q &= \sqrt{\frac{3}{2} \left\{ (\sigma_{zz} - p)^2 + (\sigma_{rr} - p)^2 + (\sigma_{\theta\theta} - p)^2 + 2\sigma_{\theta z}^2 \right\}}\end{aligned}\quad (A-3)$$

APPENDIX-B

In **Fig. C-1**, the triangle represents the displacement constraint in the direction. As can be seen, there are three symmetrical planes consisting of plane 1243, plane 3487 and plane 1375; constant stresses σ_{xx} , σ_{yy} and σ_{zz} are applied correspondingly. The shear stress is represented by applying a constant velocity on plane 2486.

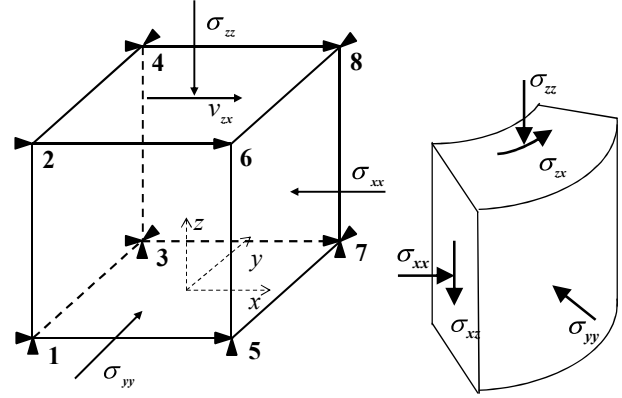


Fig. C-1 Boundary conditions for one 3D element with a uniform deformation field

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
(Soil-water-air coupled finite deformation simulation of an unexhausted and undrained
triaxial test of an unsaturated soil)

吉川高広¹, 野田利弘²

1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・yoshikawa.takahiro@b.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・減災連携研究センター

概 要

土骨格の構成式に SYS Cam-clay Model を搭載し, なおかつ $u-p^w-p^a$ formulation に基づく空気～水～土骨格連成有限変形解析コードを用いて実施した, 「不飽和土」の力学挙動の解析事例を示す。まず, 非排気・非排水三軸試験における初期サクシジョンの違いによる不飽和土供試体の力学挙動の違いが, 概ね表現できることを示した。さらに, 三軸試験を初期条件・境界条件が明確に整備された初期値・境界値問題として捉える立場から, 特に, 供試体の上端(・下端)の剛・摩擦性のペデスタルを介して与える軸変位速度の違いが供試体内部の不均質性に与えることを示し, 供試体と言えども, その力学挙動は初期値境界値問題の解として考える必要があることを示唆させた。

キーワード: 不飽和土, 連成解析, 有限要素法

1. はじめに

Noda¹⁾らは, これまでに飽和土の力学挙動を解析するために, 混合体理論(西村²⁾, de Boer³⁾他)に基づく水～土骨格連成有限変形解析コードを開発してきた。今回, $u-p^w-p^a$ formulation に基づいてこれを拡張し, 土骨格の構成式に SYS Cam-clay Model⁴⁾を搭載した空気～水～土骨格連成有限変形解析コードを新たに開発した。本稿では, 本解析コードによる解析事例として, 非排気・非排水三軸試験における初期サクシジョンの違いによる不飽和土供試体の力学挙動の違い⁵⁾を概ね表現できることを示す。

また, 三軸試験を初期条件・境界条件が明確に整備された初期値・境界値問題として捉える立場から, 本解析コードを用いて不飽和土円筒供試体の三軸試験のシミュレーションを実施した。特に, 供試体の上端(・下端)の剛・摩擦性のペデスタルを介して与える軸変位速度の違いが供試体内部の不均質性に与える影響に着目した。

2. 解析手法の概要

支配方程式のうち, 運動方程式, 土骨格と間隙水の連成式, 土骨格と間隙空気の状態式を, 式(1), 式(2), 式(3)に示す。

$$\rho \dot{\mathbf{x}}_s = \text{div } \mathbf{T} + \rho \mathbf{b} \quad (1)$$

$$s^w \text{div } \mathbf{v}_s + \text{div} \left[\frac{k^w}{\gamma_w} \{ -\text{grad } p^w + \rho^w \mathbf{b} - \rho^a (D_s \mathbf{v}_s) \} \right] + nC \{ (D_s p^a) - (D_s p^w) \} = 0 \quad (2)$$

$$s^a \text{div } \mathbf{v}_s + \frac{1}{\rho^a} \text{div} \left[\rho^a \frac{k^a}{\gamma_w} \{ -\text{grad } p^a + \rho^a \mathbf{b} - \rho^a (D_s \mathbf{v}_s) \} \right] + \frac{ms^a}{\rho^a R \Theta} (D_s p^a) - nC \{ (D_s p^a) - (D_s p^w) \} = 0 \quad (3)$$

ここで D_s は土骨格から見た物質時間微分を表す作用素であり, $\mathbf{x}_s$ は土骨格の変位ベクトル, $\mathbf{v}_s (= D_s \mathbf{x}_s)$ は土骨格の速度ベクトル, $\dot{\mathbf{x}}_s (= D_s \mathbf{v}_s)$ は土骨格の加速度ベクトルを表す。 $\mathbf{T}$ は全 Cauchy 応力テンソル, $\mathbf{b}$ は物体力ベクトル, p^w は間隙水圧, p^a は間隙空気圧を表し, s^w は飽和度, s^a は空気間隙比 ($= 1 - s^w$), n は間隙率, C は比水分容量を表す。また, ρ , ρ^w , ρ^a は土全体, 水, 空気の密度をそれぞれ表し, γ_w は水の単位体積重量を表す。なお, 簡単のために, 土粒子と間隙水は非圧縮性, 間隙空気は圧縮性を仮定し, 空気の圧縮性に関しては次式のように理想気体の状態方程式を用いている。

$$\rho^a = \frac{M}{R \Theta} p^a = \frac{1}{R \Theta} p^a, \quad D_s \rho^a = \frac{1}{R \Theta} D_s p^a \quad \left(\bar{R} = \frac{R}{M} \right) \quad (4)$$

ここに, $\bar{R}$ は空気の気体定数, Θ は絶対温度を示す。

Bishop の有効応力式には $\chi = s^w$ として, 次式を用いる。

$$-T' = -T - (s^w p^w + s^a p^a) \quad (5)$$

なお、 T' は有効応力テンソルであり、 T 、 T' は引張を正にとっている。

水分特性曲線は van Genuchten 式を、透水係数 k^w と透気係数 k^a は Mualem モデルを用いるとし、それぞれ次式を用いる。

$$S_e = \left\{ 1 + (ap^s)^n \right\}^{-m} \quad \left(p^s = p^a - p^w, m = 1 - \frac{1}{n} \right) \quad (6)$$

$$k^w = k_s^w \cdot S_e^\xi \left\{ 1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right\}^2 \quad (7)$$

$$k^a = k_d^a \cdot (1 - S_e)^y \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^{2m} \quad (8)$$

ここに、 S_e は有効飽和度、 k_s^w は飽和透水係数、 k_d^a は乾燥透気係数である。

初期値・境界値問題に対する解は、式(1)の3式に式(2)、式(3)を加えた合計5式に対し、土骨格の変位成分3個と間隙水圧 p^w 、間隙空気圧 p^a の計5個の未知数として、有限要素法を適用して求める。

3. 非排気・非排水三軸試験における初期サクションの違いによる力学挙動の違い

本解析コードを用いて、非排気・非排水三軸圧縮試験をシミュレートすることで、初期サクションの違いによる不飽和土供試体の力学挙動の違いを概ね表現できることを示す。本章では、最も単純な例として1要素での解析を示し、多要素での解析は次章にて示す。

3.1 解析条件

図1は境界条件を示す。上下・軸対称条件で、5cm×5cmの1要素を、軸ひずみ速度0.5[%/min]で非排気・非排水せん断を行なった。表1にSYS Cam-clay Modelの材料定数・初期値を示す。透水係数 k^w と透気係数 k^a のパラメータおよび、その他の物性値は表2と表3に示す。また、図2はサクション、透水係数および透気係数と飽和度の関係を示す。

表1 材料定数および初期値

弾塑性パラメータ			発展則パラメータ		
NCLの切片	N	1.51	正規圧密土化指数	m	0.15
限界状態定数	M	1.23	構造劣化指数	a ($b=c=1.0$)	2.0
圧縮指数	λ	0.063		c_s	1.0
膨潤指数	κ	0.012	回転硬化指数	b_r	0.0
ボアソン比	ν	0.3	回転硬化限界定数	m_b	(0.65)

初期値		
構造の程度	$1/R_0^*$	1.1
過圧密比	$1/R_0$	1.1
応力比	η_0	0.0
異方性の程度	ζ_0	0.0

表2 透水係数 k^w と透気係数 k^a のパラメータ

水分特性曲線		透水係数・透気係数	
s_{max}^w	0.99	k_s^w [cm/sec]	6.94×10^{-5}
s_{min}^w	0.073	ζ	0.5
α [cm $^{-1}$]	0.016	k_d^a [cm/sec]	3.82×10^{-3}
n	1.37	γ	0.5

表3 その他の物性値

物性値	
ρ^s [g/cm 3]	2.65
ρ^f [g/cm 3]	1.00
R [m 2 /sec 2 /K]	287.042
Θ [K]	293.15 (20°C)

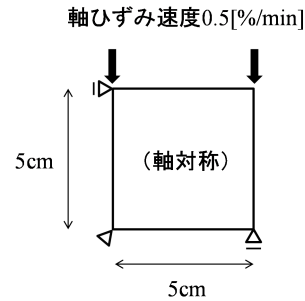


図1 境界条件

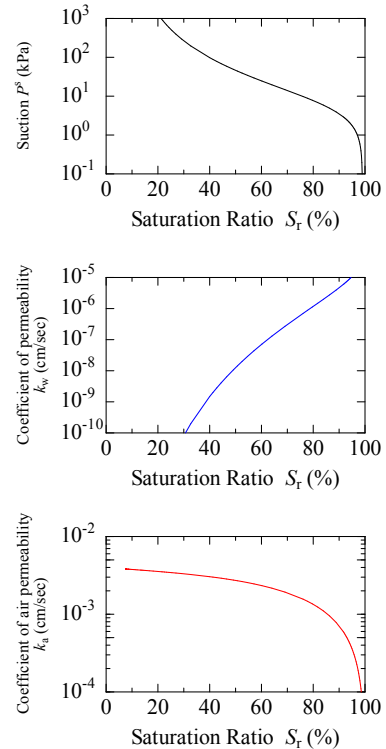


図2 サクション、透水係数および透気係数と飽和度の関係

3.2 参照実験と解析結果

小高らの実験結果を参考に解析を行なった。この実験は、

セル圧を 450kPa, 初期間隙空気圧を 250kPa に設定し, 初期サクシオンが 0, 10, 30, 50, 100kPa となるようにそれぞれ間隙水圧を与えて行なわれた非排気・非排水三軸圧縮試験である。実験結果を図 3 に示す。図 3 の(a)軸差応力～軸ひずみ関係に示されるように, 初期サクシオンが大きいほど, セン断強度・セン断剛性が大きいという不飽和土の典型的な力学挙動が見られるとともに, (b)の有効応力経路は初期サクシオンが大きいほど右に進むという特徴が見られる。

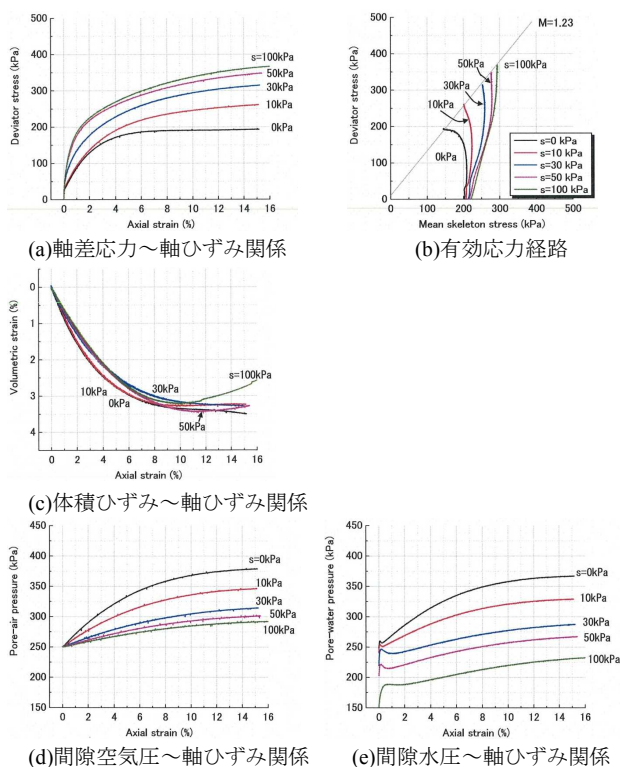


図 3 実験結果

本解析では, セル圧, 初期間隙空気圧, 初期サクシオンを実験と同じ値に設定する。さらに水分特性曲線より初期サクシオンから飽和度を読み取り, Bishop の有効応力式を用いて有効応力を求めた後, 初期比体積を SYS Cam-clay Model から算出することで, 全初期条件を決定した。

図 4 に解析結果を示す。(a)軸差応力～軸ひずみ関係を見ると, 実験結果と同様に, 初期サクシオンが大きいほどせん断強度・せん断剛性が大きいという結果が得られる。また, (b)の有効応力経路もサクシオンが大きくなるにつれて右に進んでいる。さらに, (d)間隙空気圧～軸ひずみ関係, (e)間隙水圧～軸ひずみ関係においても実験結果と同様の傾向を得ている。ただし, 初期サクシオンが 0kPa のときに計算結果では間隙空気圧が変化せずに一定となっているが, これは本解析手法から計算される必然の結果であり, 初期サクシオンを完全に 0 と設定するのではなく, わずかに与えて計算することで, 実験と同様の結果を得ることができる。

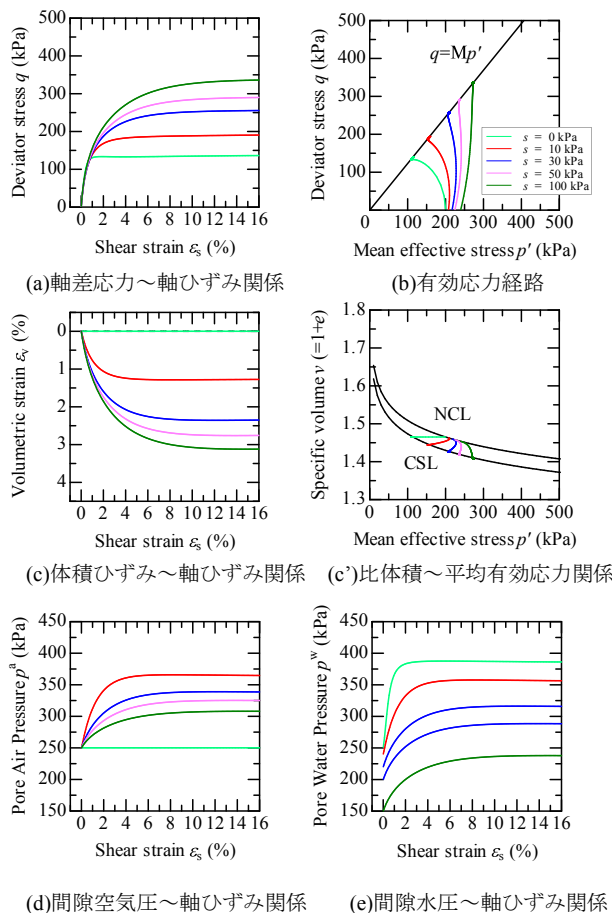


図 4 解析結果

4. 初期値・境界値問題として捉えた非排気・非排水三軸試験のシミュレーション

三軸試験を初期条件・境界条件が明確に整備された初期値・境界値問題として捉える立場から, 本解析コードを用いて, 不飽和土円筒供試体の三軸試験のシミュレーションを実施した。特に, 供試体の上端(・下端)の剛・摩擦性のペDESTALを介して与える軸変位速度の違いが供試体内部の不均質性に与える影響に着目した。

4.1 解析条件

図 5 は境界条件を示す。供試体形状と载荷の上下・軸対称性を仮定して, 10×20 要素の 1/4 断面の有限要素メッシュを用い, 軸ひずみ速度 0.5 および 0.005%/min で非排気・非排水条件での三軸試験をシミュレートした。ここでは初期サクシオンが 100kPa (飽和度 40%) の場合の解析結果を示す。土骨格の構成式 (SYS Cam-clay Model), 水分特性曲線, 透水/透気係数, これに用いる材料定数および初期値は第 3 章にて示した表 1, 表 2 および表 3 の値と同じである。

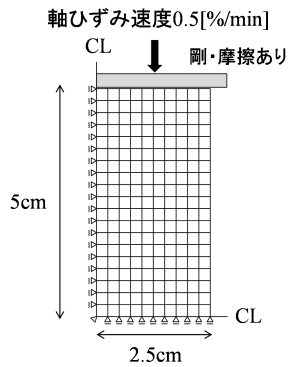
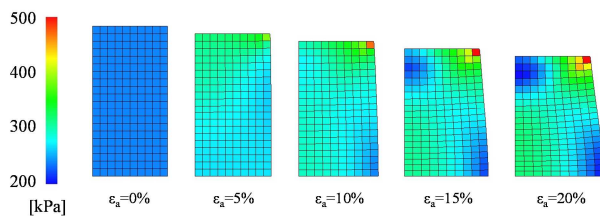


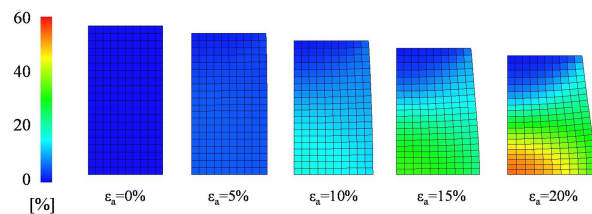
図5 境界条件

4.2 解析結果

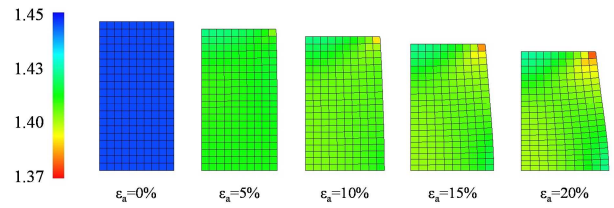
図6の(a)～(f)は、载荷が速い場合（軸ひずみ速度：0.5%/min）の平均有効応力、せん断ひずみ、比体積、間隙空気圧、間隙水圧および飽和度の各分布を示す。図6から、(d)間隙空気圧を除き、初期飽和度が低い供試体内部の各諸量は、上（・下）端がペDESTALで拘束してあるため、不均質な分布を示すことがわかる。(c)比体積を見ると、载荷が比較的速いのにもかかわらず、供試体内部の特に隅角部で間隙が小さくなっているのは、この部分で空気の移動が十分に起きていることに大きく起因する。これに伴って、間隙空気圧は供試体内で均質になっている。また、（飽和土または飽和度が高い土の場合と異なり、）間隙水による土骨格の拘束が小さくなるため、間隙水圧の不均質は緩やかに発達する。そして、サクシヨン（＝間隙空気圧－間隙水圧）が不均質になり、したがって飽和度も不均質性が現れている。



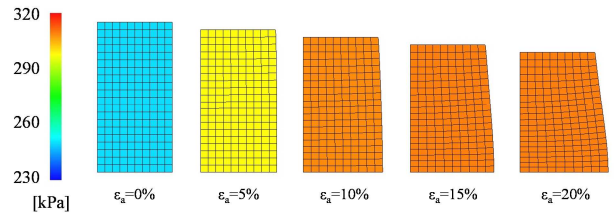
(a)平均有効応力分布



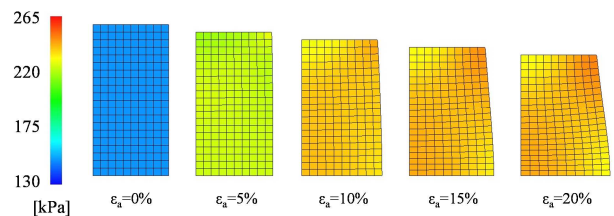
(b)せん断ひずみ分布



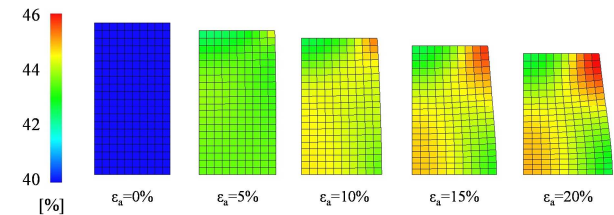
(c)比体積分布



(d)間隙空気圧分布



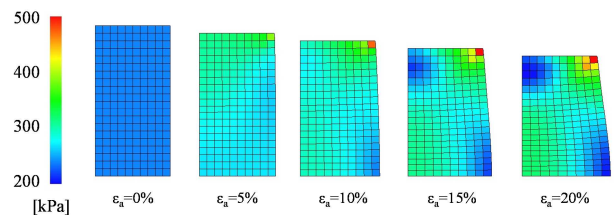
(e)間隙水圧分布



(f)飽和度分布

図6 諸量の推移図（軸ひずみ速度 0.5%/min の場合）

次に、载荷が遅い場合（軸ひずみ速度：0.005%/min）の諸量の推移を図7に示す。図6と比べると、(a)～(c)に大きな違いが見られないが、間隙水の移動も十分に生じるため、間隙水圧も均質に分布し、またそれに伴い、飽和度が均質に分布している。



(a)平均有効応力分布

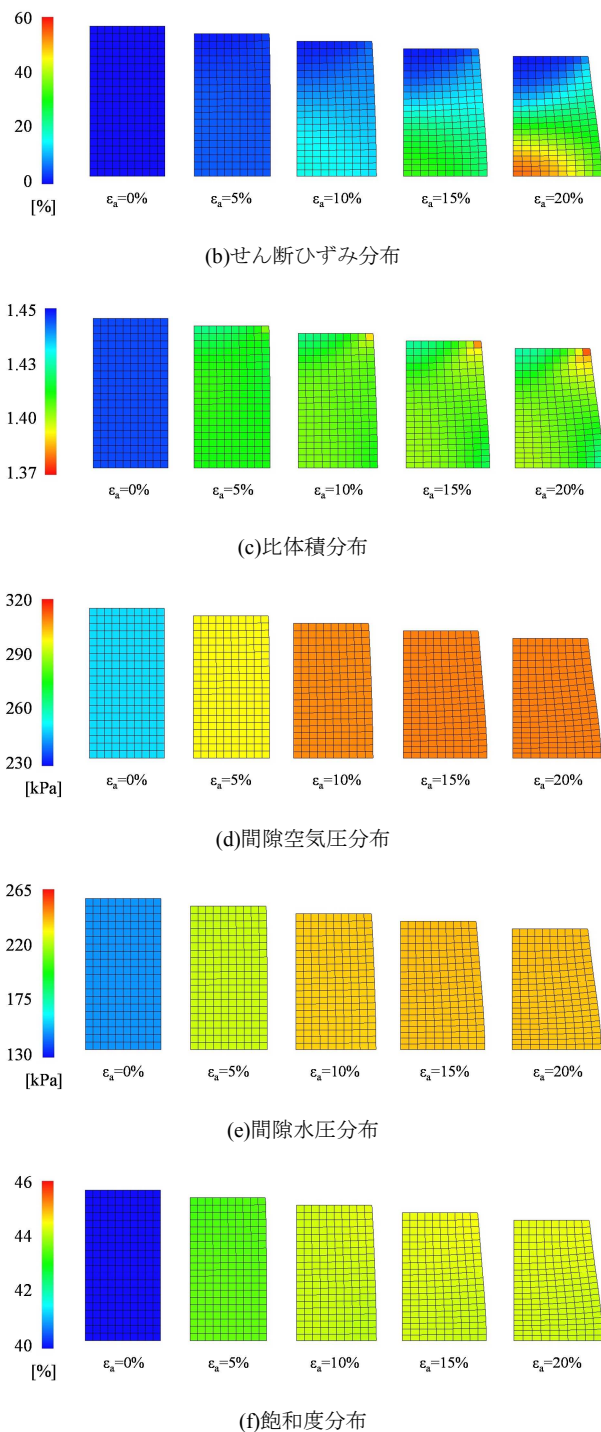


図7 諸量の推移図（軸ひずみ速度 0.005%/min の場合）

次に、遅い場合について、実際の三軸試験と同様に供試体のマスとしての見掛けの挙動を図8に示す。具体的には、図5で示す供試体の上端で反力と空気圧、水圧、変位を計測していると考え、その値を用いて算出した。載荷が速い場合の見掛けの挙動について、図は省略するが、違いはほとんど見られなかった。

図8には第3章の1要素で得られた計算結果も示している。見掛けの挙動と1要素の挙動を比較すると、軸差応力～軸ひずみ関係に若干の違いがあるものの、両者は概ね一致している。ただし、比体積を見ると、供試体が圧縮して

いるが、これは供試体内部の空気の圧縮によるものである。

供試体内部で隅角部が大きく圧縮しているのにもかかわらず、供試体全体の圧縮量が1要素の計算で得られた供試体の圧縮量と等しいのは、とても興味深い。この例が示すように、飽和土の解析⁶⁾の場合と同様に、供試体と言っても、その力学挙動は初期境界値問題の解として考える必要があることを示唆している。

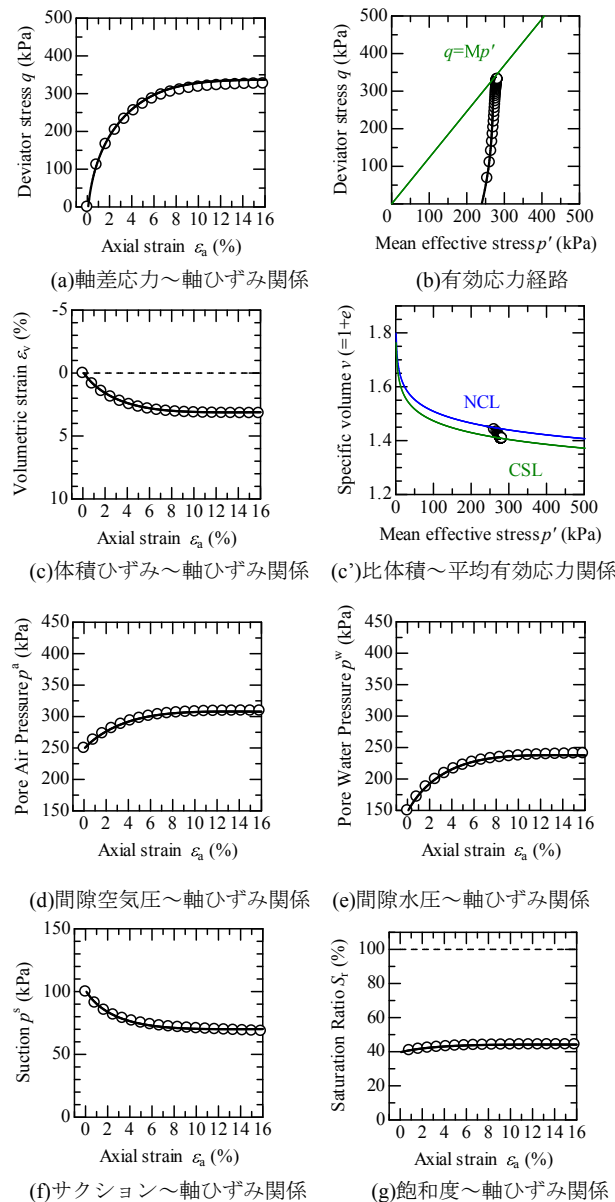


図8 mass としての要素挙動と1要素の要素挙動の比較（軸ひずみ速度 0.005%/min）

5. おわりに

土骨格の構成式に SYS Cam-clay Model を搭載し、なおかつ $u-p^w-p^a$ formulation に基づく空気～水～土骨格連成有限変形解析コードを用いて、非排気・非排水三軸試験における初期サクシオンの違いによる不飽和土供試体の力学挙動の違いが、概ね表現できることを示した。さらに、三軸試験を初期条件・境界条件が明確に整備された初期値・

境界値問題として捉える立場から、特に、供試体の上端（・下端）の剛・摩擦性のペデスタルを介して与える軸変位速度の違いが供試体内部の不均質性に与えることを示し、供試体と言えども、その力学挙動は初期値境界値問題の解として考える必要があることを示唆させた。

参 考 文 献

- 1) Noda, T. and Asaoka, A., Soil-water coupled finite deformation analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 48 (6), pp. 771-790, 2008.
- 2) 西村直志：地盤工学ハンドブック，地盤工学会，1999，第3章土質力学，pp. 51-64.
- 3) de Boer, R.: Contemporary progress in porous media theory, *Applied Mechanics Reviews*, Vol. 53 (12), pp. 323-369, 2000.
- 4) Asaoka et al.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42 (5), pp.47-57, 2002.
- 5) 小高ら：排気・排水条件を制御した不飽和シルトの三軸圧縮試験，第18回中部地盤工学シンポジウム，2006.
- 6) Asaoka et al.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42 (5), pp.47-57, 2002.

2次元アクリル円板の一面せん断試験によるせん断機構に関する基礎的研究

Fundamental study on shear mechanism of two-dimensional acrylic circular disks during direct shear

中村太意¹，板橋一雄²，小高猛司³，岩田 賢⁴

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・常勤理事

3 名城大学・理工学部建設システム工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp

4 中央開発株式会社

概 要

土のせん断特性に間隙率が大きく影響することは周知であるが，特に礫材料の場合には，充填特性や壁効果などの影響が顕著に現れる。本研究では，礫粒子をアクリル円板で模擬して一面せん断試験を実施することにより，せん断中の粒子の回転や粒子接点角の変化などを観察し，微視的に初期充填構造の効果や壁効果などの礫材料特有の問題の解明を試みる。本論文では，粒径 10, 20, 30mm の均一粒径アクリル円板ならびに細粒分含有率 5.26, 30.77, 80.00% の二種混合粒径アクリル円板での実験結果を示し，微視的な観察を通して粒子の内部構造の変化がせん断特性に与える影響を考察する。その結果，均一円板では粒径が大きいほど粘着力が大きくなり，せん断面にある粒子が膨張傾向を示した。また密な充填構造を形成するほどせん断応力が大きくなった。一方，二種混合円板では細粒分含有率が小さいほど粘着力が大きくなり，総じて膨張傾向を示すものの，圧縮傾向を示す粒子もみられた。また粗粒分が多いと容器端部で粒子が拘束されるため，みかけの粘着力が大きくなることが示唆された。

キーワード：礫材料，アクリル円板，一面せん断試験，粒子観察

1. はじめに

地盤の土圧，支持力や斜面安定などの安定解析を行う場合，粒子の配列方向や充填構造をはじめ，相対密度，せん断強度，粒度組成，粒度分布といった要素が重要となってくる。中でも，間隙率が土のせん断特性に大きく影響することは周知であり，さらに礫材料の場合には，壁効果などの影響が顕著に現れる。しかしながら，それらの影響についての研究はあまり行われていない。そこで，本論文では礫粒子をアクリル円板で模擬して一面せん断試験を実施することにより，せん断中の粒子の回転や粒子接点角の変化などを観察し，微視的に初期充填構造の効果や壁効果などの礫材料特有の問題の解明を試みる。

はじめに，一面せん断試験を実施し，巨視的にせん断特性を検討する。充填構造による影響を考察するため，均一な同じ大きさの粒径を用いた一面せん断試験（以下に「均一円板」と呼ぶ）と粒径が異なる 2 種類の円板を用いた一面せん断試験（以下に「二種混合円板」と呼ぶ）の 2 通りの試験を行う。次に，微視的な観察を行い，粒子の内部構造の変化がせん断特性に与える影響を考察する。これにより，微視的観点から巨視的なせん断特性に与える影響を考察する。

2. 試験概要

2.1 一面せん断試験

本試験では，粒径が 10, 20 および 30mm，厚さが 20mm のアクリル円板粒子を用いた。一面せん断試験はアクリル円板をせん断するための特殊な一面せん断試験機（写真 1）を用いた。せん断箱は幅 300mm，高さ 310mm の長方形であり，上下中央部の高さ 150mm の位置で，上下 2 分割できるようにになっている。そして，上部せん断容器を固定し，下部せん断容器にせん断力を与える。せん断力と垂直力はせん断荷重計と垂直荷重計で測定し，せん断変位と垂直変



写真 1 2次元一面せん断試験機

位は変位計により測定する。試験は3つの粒径の円板をそれぞれ単独でせん断する均一円板の試験と粒径 10mm および 30mm の2種類のアクリル円板粒子を混合して用いる二種混合円板の試験を行った。二種混合円板では、粒径比を 10/30 とし、細粒分含有率(混合割合)を面積比により、0 (30mm のみ) , 5.26, 30.77, 80.00, 100% (10mm のみ) と算出した。せん断箱および一面せん断試験機は均一円板と同様である。

試験手順は、均一円板では、(1) アクリル円板粒子が斜方配列を形成するように詰める。(写真 2=初期状態) (2) せん断箱上部から載荷板を介して垂直応力 50, 100, 150, 200kN/m² を一定にかける。(3) 手動式ジャッキによりせん断変位速度 2.4mm/min でせん断容器下部を左方向に移動させる。(4) 粒径と同じ水平変位となるまでせん断する。一方、二種混合円板では、(1) せん断容器に所定の細粒分含有率になるように粒子を一粒子ずつ無行為に投入し、粒子を投入するごとに落し蓋で軽く押し付け最密充填状態になるように詰める。(写真 3=初期状態) 均一円板と同様に (2), (3) を行い、(4) すべての細粒分含有率で水平変位 30mm となるまでせん断する。



写真 2 粒径 30mm の供試体



写真 3 細粒分含有率 5.26%の供試体

2.2 粒子観察

粒径 10 と 30mm の2種類のアクリル円板粒子を用いた試験を対象に観察を行った。垂直応力 50kN/m² の条件で 2.1.と同様のせん断試験を行った。せん断前、最大せん断応力 τ_{max} 発揮時、せん断中間部分、せん断終了時にそれぞれ粒子の観察を行った。そのため、粒径 10mm の均一円板では図 1 (a)より、 $\delta=0, 2 (\tau_{max}), 5, 10$ mm の4種類であり、粒径 30mm では図 1 (b)より $\delta=0, 2 (\tau_{max}), 15, 29$ mm の4種類である。

なお、粒径 30mm の $\delta=30$ mm ではせん断面で粒子の移動が拘束されるため、 $\delta=29$ mm とした。二種混合円板では、混合比 1 (粒径 10mm) : 2 (粒径 30mm) (細粒分含有率 5.26%) の試験において粒子観察を行った。観察を行うせん断変位は τ_{max} を示した時の充填構造を明らかにするために、せん断前と図 1(c)に示す τ_{max} の周辺部分とした。そのため、 $\delta=0, 20, 22, 23 (\tau_{max}), 25, 26$ mm の6種類である。なお、図 1 の詳細は、後述の 3.1 を参照していただきたい。

観察方法は、せん断試験中の供試体をデジタルカメラで撮影し、その画像から各粒子の中心座標とその周囲の粒子との接点座標を読み取り、写真 4 に示すように供試体の任意領域を 9 等分したうえで、せん断による各領域の間隙率、接点数、接点角度、粒子の回転の変化を計算した。

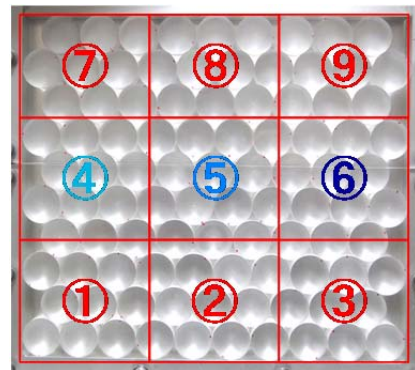


写真 4 せん断前の解析領域分け

3. 試験結果

3.1 一面せん断試験

表 1 と 2 に均一円板と二種混合円板のせん断変位とせん断強度ならびに強度定数を示す。また、図 1 にせん断変位とせん断応力の関係、図 2 にせん断変位と垂直変位の関係、図 3 に垂直応力とせん断応力の関係を示し、それぞれに均一円板の 10mm (図(a)) , 30mm (図(b)) , 二種混合円板の 5.26% (図(c)) の結果を示す。なお、図 3 の直線はせん断応力の最大値を結んだものであり、この直線から強度定数を決定した。図 1 (a), (b)と表 1 より、均一円板においては τ_{max} はせん断初期に発揮され、垂直応力が増加するほど大きくなる。図 1 (c)と表 2 より、二種混合円板においては垂直応力に関係なくせん断応力の変動が大きく、 τ_{max} はせん断後半部分に現れる。図 2 (a), (b)より、均一円板においては垂直応力の大きさに関係なくせん断開始直後から体積膨張しており、供試体の初期構造が密であることがわかる。また、ダイレイタンス特性を比較するために垂直変位、せん断変位の値をそれぞれの粒径の大きさに除して正規化した場合、粒径の大きさに関係なくダイレイタンス特性が等しいことを別途確かめている。図 2 (c)より、二種混合円板では、全体的に体積膨張の傾向を示しているが、せん断変位に応じて体積収縮する部分がみられる。図 1 (c)と比較すると局所的に体積収縮したせん断変位においてせん断応力が局所的に減少していることがわかる。そのた

め、せん断によって発生したすき間を細粒分が埋めるため膨張と同時に収縮し、供試体全体の充填構造が変わったことが考えられる。図3 (a), (b)と表1より均一円板では、粒径が大きいほど粘着力は高い値を示すが、粒径の違いがせん断抵抗角に与える影響は小さいことが示唆される。図3

せん断抵抗角に与える影響は小さいことが示唆される。図3 (c)と表2より二種混合円板では、細粒分含有率が小さいほど粘着力は高い値を示すが、細粒分含有率の違いがせん断抵抗角に与える影響は小さいことが示唆される。

表1 均一円板のせん断変位とせん断強度および強度定数と初期間隙率

	粒径10mm			粒径20mm			粒径30mm		
垂直応力 (kN/m^2)	せん断変位 (mm)	せん断強度 (kN/m^2)	初期間隙率 (%)	せん断変位 (mm)	せん断強度 (kN/m^2)	初期間隙率 (%)	せん断変位 (mm)	せん断強度 (kN/m^2)	初期間隙率 (%)
50	1.74	35.22	13.68	1.13	61.77	13.23	1.97	71.17	15.53
100	1.14	66.73	13.44	1.15	100.12	13.20	2.46	111.85	15.53
150	1.07	97.10	13.44	0.92	134.28	13.15	2.58	136.03	15.53
200	0.92	134.20	13.29	0.93	166.60	13.08	2.79	171.53	15.45
粘着力(kN/m^2)	2.89			26.56			39.45		
せん断抵抗角($^\circ$)	32.36			34.90			32.83		

表2 二種混合円板のせん断変位とせん断強度および強度定数と初期間隙率

	細粒分含有率5.26%			細粒分含有率30.77%			細粒分含有率80.00%		
垂直応力 (kN/m^2)	せん断変位 (mm)	せん断強度 (kN/m^2)	初期間隙率 (%)	せん断変位 (mm)	せん断強度 (kN/m^2)	初期間隙率 (%)	せん断変位 (mm)	せん断強度 (kN/m^2)	初期間隙率 (%)
50	22.73	85.12	18.84	10.69	58.20	16.77	4.36	44.73	15.59
100	23.02	112.90	18.80	25.11	78.30	16.71	9.53	83.68	15.55
150	28.36	142.58	18.80	25.09	119.65	16.53	5.48	106.27	15.55
200	27.87	184.93	18.72	4.99	154.65	16.46	9.47	133.57	15.55
粘着力(kN/m^2)	48.02			20.01			17.56		
せん断抵抗角($^\circ$)	32.32			33.21			29.97		

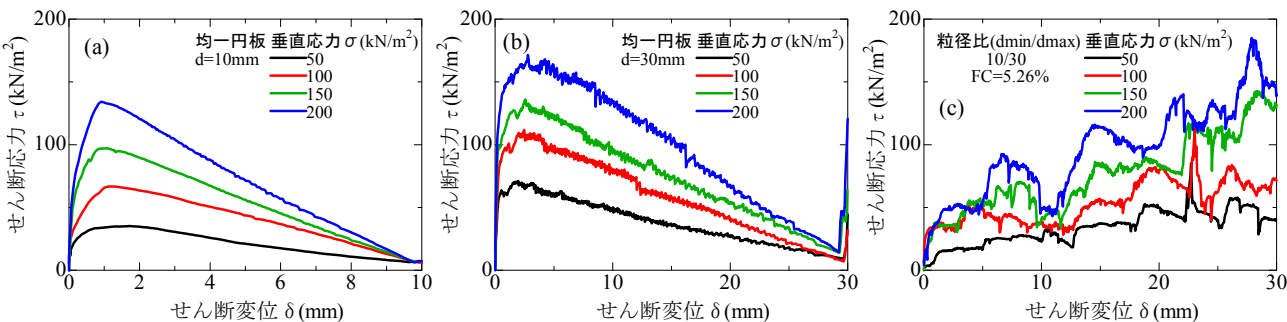


図1 せん断応力 - せん断変位の関係

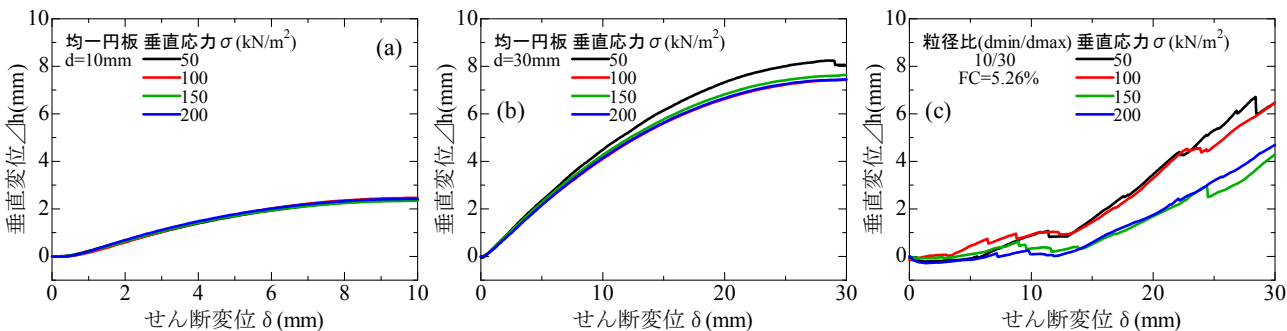


図2 垂直変位 - せん断変位の関係

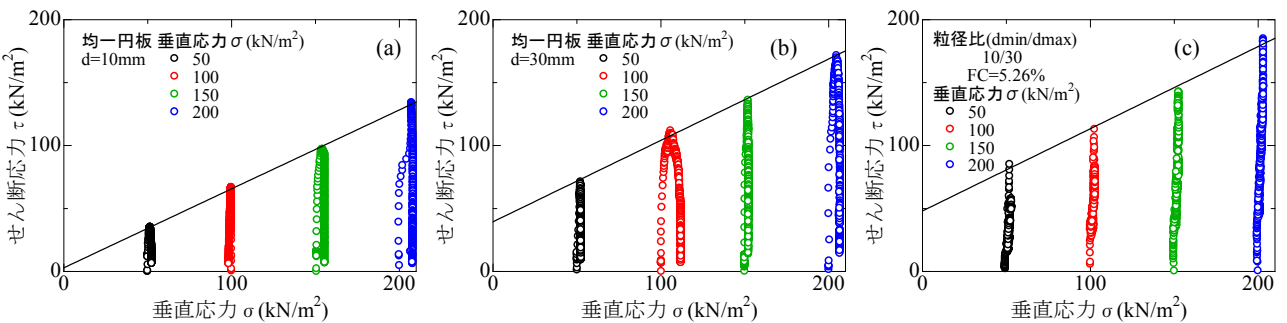


図3 せん断応力 - 垂直応力の関係

3.2 粒子観察

図4に30mmの均一円板と二種混合円板のせん断中の各粒子の中心座標の移動を示す。図4(a)より、30mmの均一円板の場合、せん断下部はせん断変位が大きくなっても粒子は移動せず、せん断面にある粒子のみが膨張しながら右方向に移動していることがわかる。そして、せん断面より上部の粒子はせん断面の粒子の膨張分だけ移動している。斜方配列を形成している均一円板では、せん断面以外の粒子の充填構造は乱されないことがわかった。なお、このような粒子の移動は均一円板の10mmでも同様にみられた。図4(b)より、二種混合円板の場合、均一円板と同様にせん断面を中心に右方向に膨張しているが、すべての粒子が膨張しているのではなく、せん断面の下側では下に移動している粒子もみられる。これが図1(c)でみられた局所的な体積収縮の原因であると考えられる。

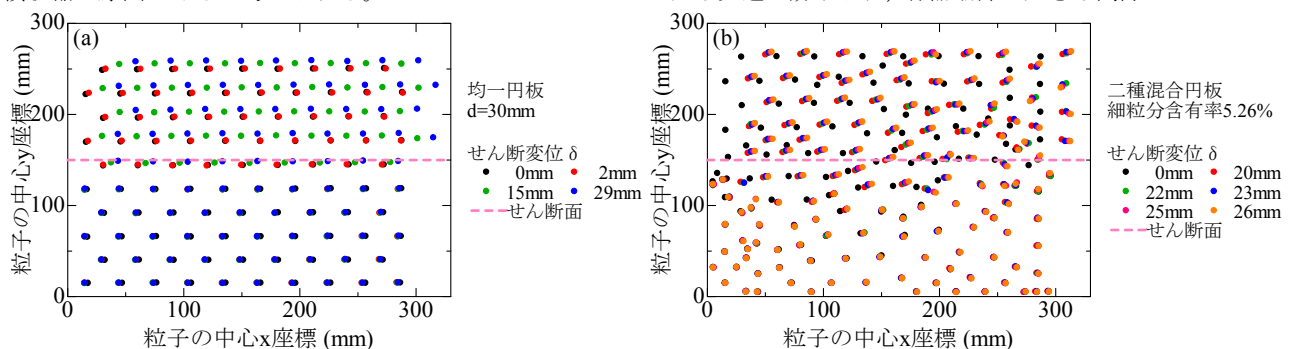


図4 せん断による各粒子の中心座標の移動

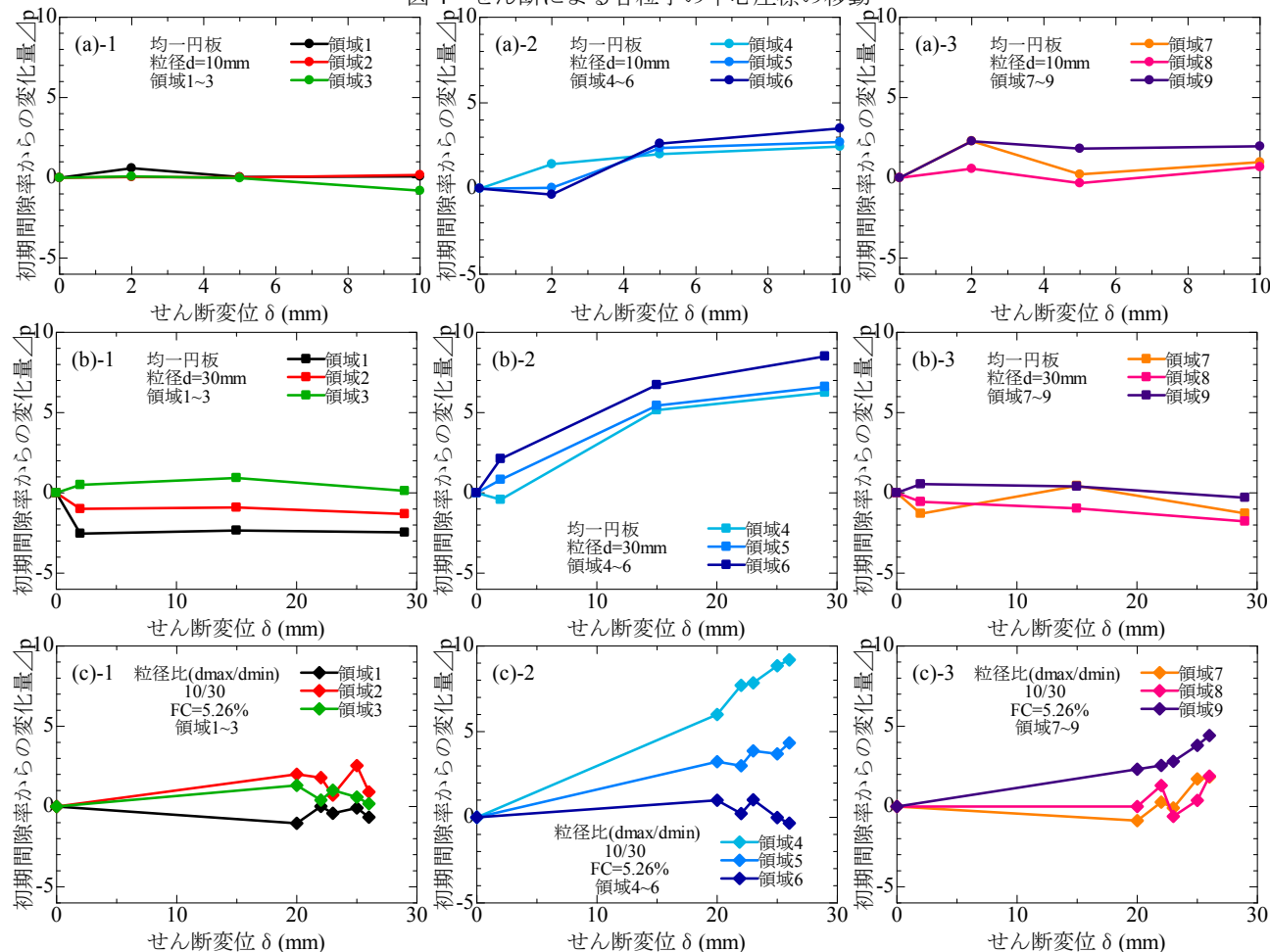


図5 初期間隙率からの変化量 - せん断変位の関係

図5に写真4に示した各領域における初期間隙率からの変化量とせん断変位の関係を示す。均一円板における試験結果の図5(a), (b)より、均一円板の領域1~3ならびに領域7~8ではせん断変位による間隙率の変化量に大きな差はみられなかった。領域4~6ではせん断初期に間隙率が大きくなり、せん断後半部分では間隙率の増加が緩やかになる。図1(a), (b)より、均一円板ではせん断初期にせん断応力が大きくなったが、最密充填状態を形成する初期状態に最も τ_{max} が大きくなると考えられる。二種混合円板の図5(c)より、領域1~3ではせん断変位による間隙率の変化量に大きな差はみられなかった。領域4~6ではせん断変位によって間隙率の変化量に大きな差がみられた。領域4ではせん断変位とともに間隙率が大きくなる。この要因として、せん断面上に粗粒分が多いことからせん断層の自由な発達が妨げられ、容器端部に大きな間隙が生じてしま

い、その間隙を粒子が埋めることができなかったことが示唆される。また、領域 5 と領域 6 では $\tau_{\max}$ を示す直前の $\delta=22\text{mm}$ では間隙率が小さくなり、 $\tau_{\max}$ を示した $\delta=23\text{mm}$ では間隙率が大きくなる。これより、粒子が密な充填構造を形成しているときにせん断応力が大きくなるという均一円板と同様な傾向がみられる。しかし、最密状態であるせん断初期ではなく、せん断後半部分で $\tau_{\max}$ を示した。その要因として、容器端部で粗粒分が拘束されたことが考えられる。その粒子の拘束力により、粗粒分が多いとみかけの粘着力が大きくなることが示唆される。領域 7～9 ではせん断変位により間隙率の変化量が多少のばらつきがみられた。この要因として、せん断面の粒子の移動により充填構造が乱れたことが考えられる。また、領域 9 では領域 7 および 8 と比較して間隙率の変化量が大きい。この要因として、領域 6 で生じた容器端部の間隙を粒子が埋めたため、領域 9 の粒子も下方向に移動して間隙率が大きくなったことが示唆される。

図 6 に各領域における単位面積 (1cm^2) あたりの接点数とせん断変位の関係を示す。なお、単位面積あたりの接点数は各領域に含まれる粒子接点数を各領域面積で除して算出した。図 6 (a), (b) より、均一円板では、初期接点数は容器壁に接している辺が多いほど少ない。この要因として、壁効果の影響により接点数が少なくなったことが示唆

される。また、中心の領域 4～6 では、せん断変位による接点数に大きな変化がみられ、せん断前半部分で接点数が減少し、その後ほぼ一定の値を推移している。また、せん断前半部分で $\delta=2\text{mm}$ のときに大きく減少している。これより、接点数は $\tau_{\max}$ を示すせん断初期に大きく変化し、図 1 (a), (b) のせん断応力の急激な増加は接点を通してより多くの力が伝達されたことが示唆される。図 6 (c) より、二種混合円板では、初期接点数は領域 1～3 では容器壁に接している辺が多いほど多くなり、均一円板とは異なる傾向を示した。この要因として、容器壁付近に細粒分が集中していることが考えられる。また、領域 4～6 および 7～9 において、初期接点数はそれぞれ一定の値を示している。この要因として、領域 1～3 と同様に容器壁付近に細粒分が集中していることが考えられる。そのため、均一円板でみられた壁効果による接点数の減少はみられなかった。そして、せん断変位による接点数の変化は間隙率と同様に領域 4～6 と領域 9 でみられ、全体的に接点数が減少していく傾向がみられた。以上の試験結果より、中心の領域 4～6 と上部の領域 7～9 でせん断による変化がみられたが、上部の領域の変化は中心の領域の変化の影響を受けている。したがって、次に均一円板とともに中心領域である領域 4～6 の内部構造を明確にする。

図 7 に領域 4～6 における接点角度の頻度を示す。なお、

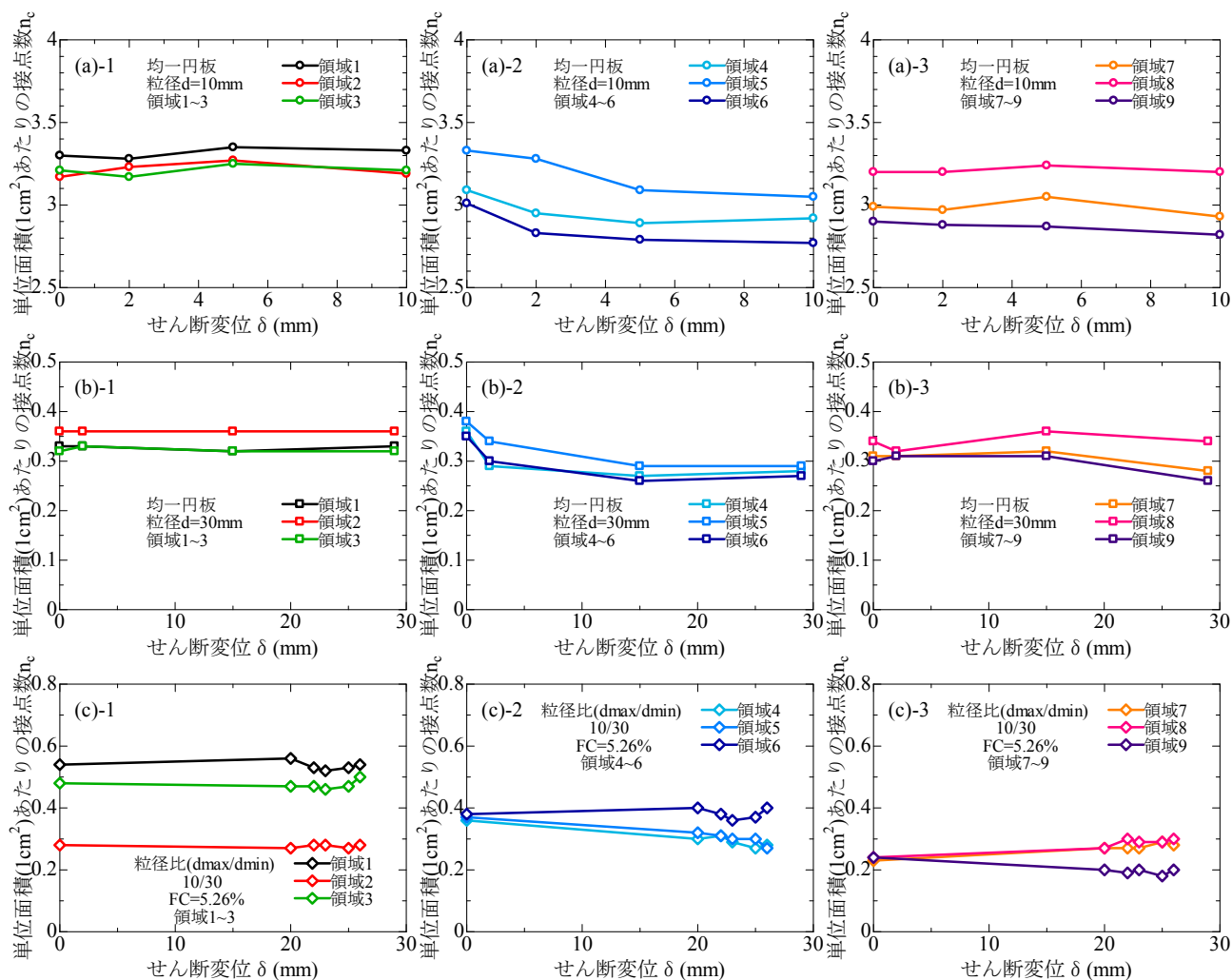


図 6 単位面積あたりの接点数 - せん断変位の関係

頻度は領域内の総接点数に対する所定の接点角度を有する接点数の割合である。接点角度はせん断方向に対して乗り上がる向きを正、真上で 0° 、下がる向きを負とする。均一円板の図7 (a), (b)より、 $\delta=0\text{mm}$ の初期接点角度は -30° 、 30° 、 90° 、 -90° の頻度が高くなっており、斜方配列を形成していることがわかる。また、せん断変位が大きくなると 30° の接点の割合が少なくなり、せん断終了時には 0° もみられた。図1 (a), (b)より、せん断応力は $\tau_{\max}$ を過ぎると減少していき、せん断終了時に最小となることから、接点角度が 0° に近づくほど抵抗しにくい角度になることがわかる。図7 (c)より、二種混合円板では $\delta=0\text{mm}$ の初期接点角度にばらつきがみられることから斜方配列を形成していないことがわかる。図1 (c)からせん断応力が大きくなるせん断変位 $22\sim 23\text{mm}$ と $25\sim 26\text{mm}$ をみると、 90° 、 -90° 付近の割合が多くなっている。これより、粒子が水平方向に並ぶと接点を通してより多くの力が伝わり、せん断応力が大きくなることがわかる。

図8に領域4～6における回転角度の頻度を示す。なお、領域分けは $\delta=0\text{mm}$ での粒子の中心座標で行い、頻度は各領域に含まれる各粒子の回転角度の数を領域内の総粒子数で除して算出した。また、回転角度とはせん断によって粒子自体が回転した角度で右方向の回転を正、左方向（せん断方向）への回転を負とする。均一円板における図8 (a),

(b)より、せん断変位が大きくなると、回転角度が大きくなる粒子がみられる。しかし、 10mm の粒子は右方向へ回転するが、 30mm の粒子は左右両方向に回転している。この粒径の違いによる粒子の回転角度の相違を明らかにするために、せん断面周辺の粒子に着目した。図9に 10mm および 30mm の均一粒径におけるせん断面付近の各粒子の回転角度を示す。横軸の粒子番号は、 10mm 粒径円板ではせん断面の下に位置する粒子（粒子番号1～30）、せん断面の粒子（粒子番号31～59）、せん断面の上に位置する粒子（粒子番号60～89）である。また、 30mm 粒径円板ではせん断面の下に位置する粒子（粒子番号1～10）、せん断面の粒子（粒子番号11～19）、せん断面の上に位置する粒子（粒子番号20～29）と振り分けた（写真5）。図9 (a)より、せん断面にある粒子以外はほとんど回転していないことがわかる。そして、せん断面にある粒子は、多くの粒子が右方向に回転しており、左方向に回転している粒子が少ない。図9 (b)より、粒子が右方向と左方向に交互に回転しており、左右の回転角度の大きさもほぼ等しい。この要因として、粒径が大きくなるとせん断面にある粒子の数が少なくなるため、一粒子にかかる粒子間の伝達力が大きくなり左右の粒子に影響を与えることが考えられる。この粒子の拘束力が、図3 (b)での粘着力の増加に影響を与えていることが予想される。

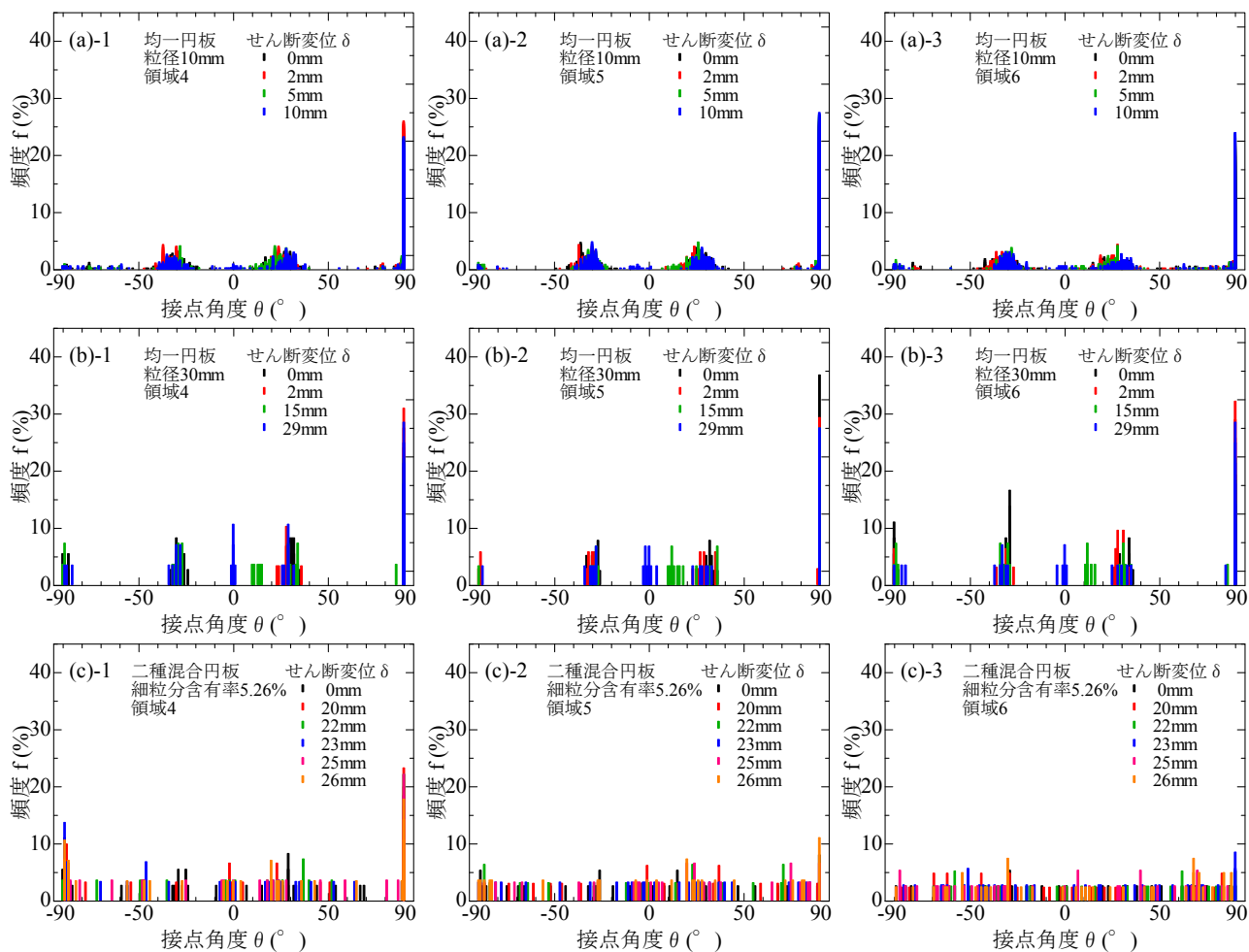


図7 接点角度の頻度

図8(c)より、二種混合円板では、 $\delta=0\sim20\text{mm}$ より、 0° 付近の粒子の頻度が高いが、回転角度のばらつきが大きくなっている。 $\delta=20\sim26\text{mm}$ より、全体的に 0° 付近の頻度が高くなっているが 0° 以外の角度がみられた。以上のことより、回転角度がせん断応力の減少や増加に影響を与えることがわかる。しかし、図8(c)からでは、回転している粒子が細粒分か粗粒分かわからない。そのため、図10および

図11に各せん断変位の領域4～6の回転角度の頻度を細粒分(10mm)および粗粒分(30mm)それぞれについて示す。各領域の $\delta=0\sim20\text{mm}$ より、細粒分・粗粒分に関係なく全体的に粒子が回転している傾向がみられるが10mmの方が大きく回転している。また、回転角度の偏りもみられず左右両方向に回転している。各領域の $\delta=20\sim26\text{mm}$ より、せん断応力が小さくなる $\delta=20\sim22\text{mm}$ と $\delta=23\sim25\text{mm}$

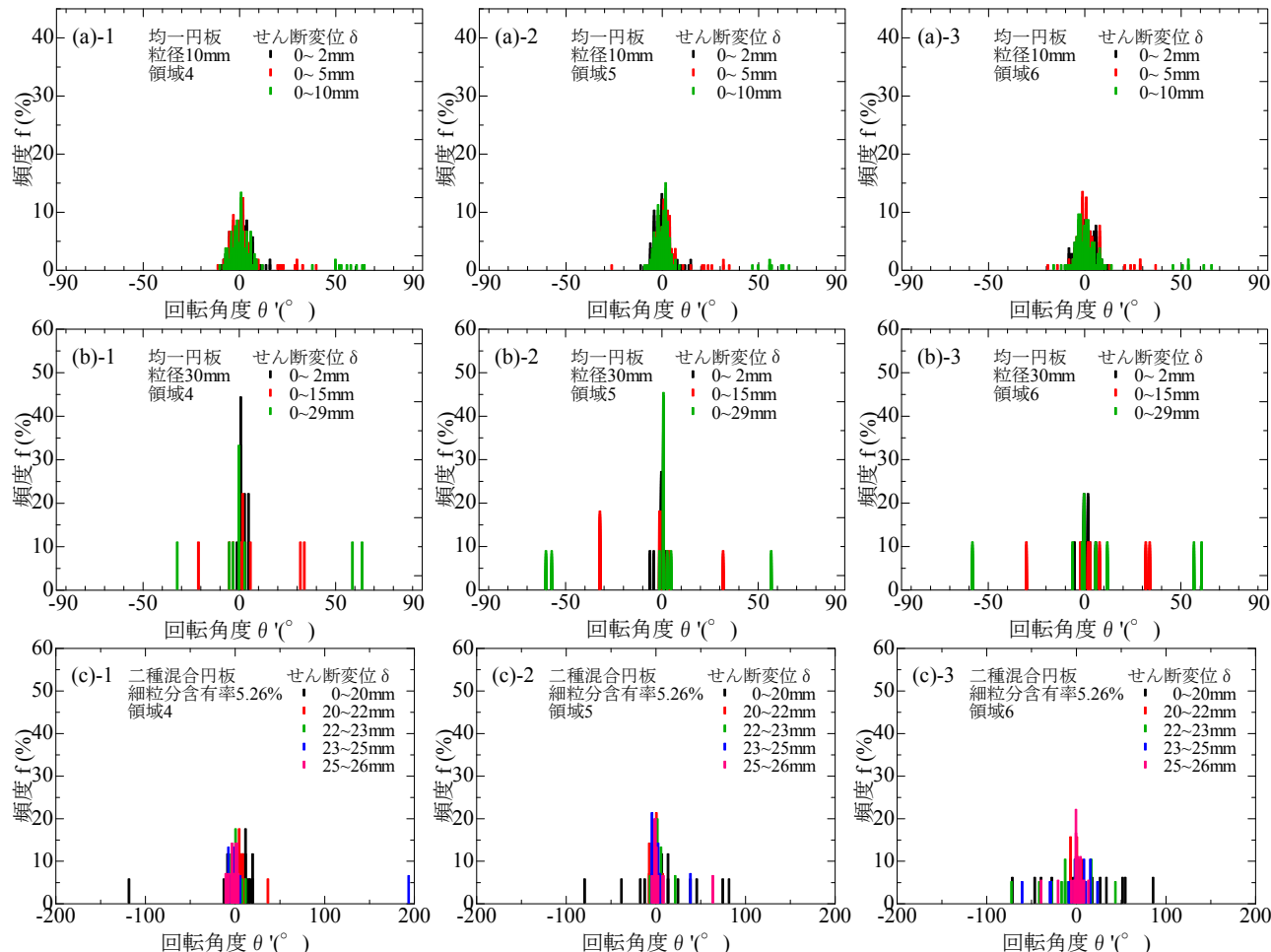


図8 回転角度の頻度

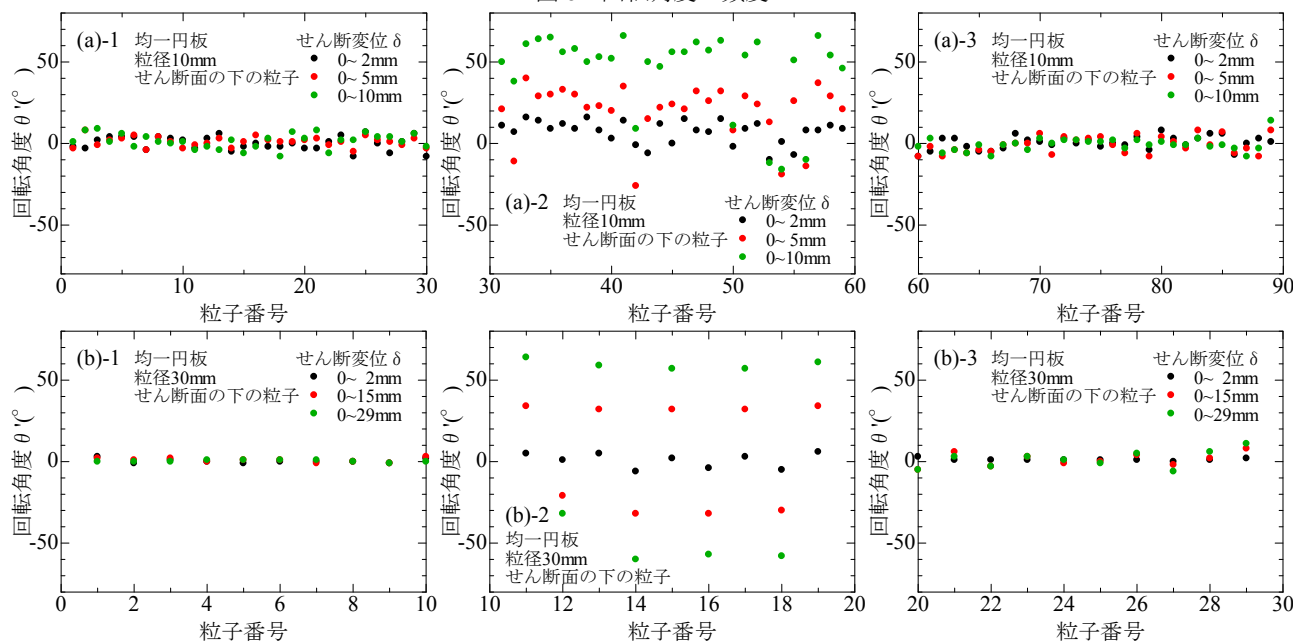


図9 回転角度 - 粒子番号の関係

では回転角度のばらつきが小さく、せん断応力が大きくなる $\delta=22\sim 23\text{mm}$ と $\delta=25\sim 26\text{mm}$ では細粒分の回転角度のばらつきが大きい。このことより、せん断応力が大きくなると粒子間の伝達力も大きくなり、粒子に回転が生じることが示唆される。図 11 の領域 4 では大きく回転している粒子がみられるが、これはせん断によって生じた間隙に粒子が入り込んだためである。全体的に領域 6 での回転角度のばらつきが大きい、この要因として容器端部に生じた間隙を粒子が埋めるときに回転したことが考えられる。

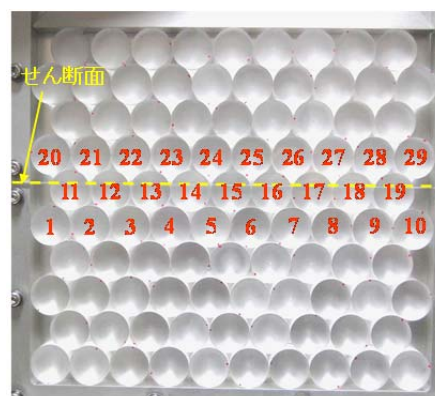


写真 5 せん断面周辺の粒子番号

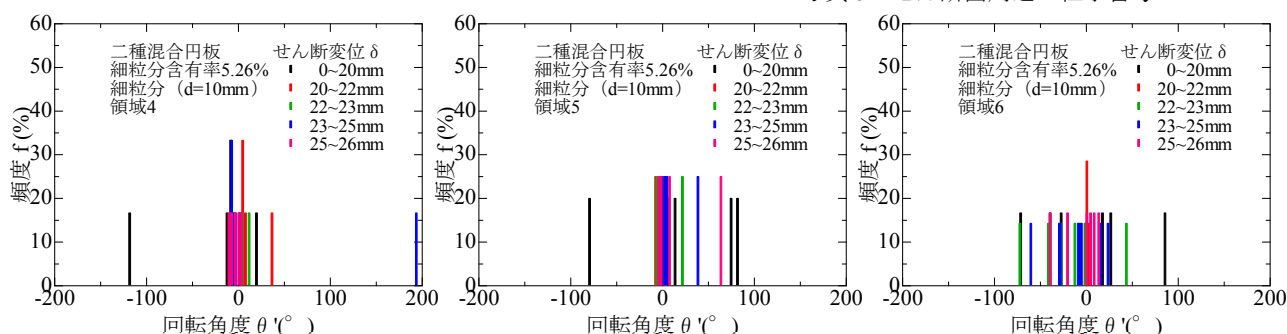


図 10 回転角度の頻度（細粒分）

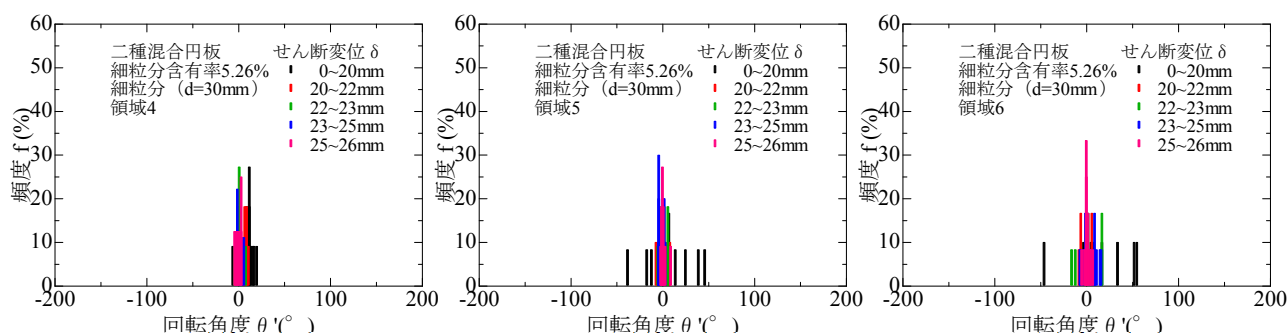


図 11 回転角度の頻度（粗粒分）

4. まとめ

本研究の一面せん断試験の結果、粒径が大きくなるほど、また粒径が大きい粒子が多いほど（細粒分含有率が小さいほど）せん断抵抗角に大きな差はないが、粘着力が大きくなることが示された。

粒子観察より、均一円板ではせん断面にある粒子が膨張傾向を示すが、二種混合円板では総じて膨張傾向を示すものの圧縮傾向を示す粒子もみられた。また、均一円板では密な充填構造を形成するとせん断応力が大きくなるが、二種混合円板では粗粒分が多いと容器端部で粒子が拘束されるため、みかけの粘着力が大きくなる。また、接点角度の変化がせん断応力に与える影響が大きいことが示唆された。粒子の回転角度より、均一円板では、せん断による回転角度の変化はせん断面にある粒子が回転しており、粒径が小さいと多くの粒子が右方向すなわちせん断方向に回転し、せん断方向が粒子の回転に影響を与えると考えられる。また、粒径が大きくなるとせん断面にある粒子の数が少なくなるため、一粒子にかかる粒子間の伝達力が大きくなり左右の粒子に影響を与える。同様に、このような粒

子の拘束力によってみかけの粘着力が大きくなることが示唆された。二種混合円板では、せん断による回転角度の変化は中心の領域だけでなく他の領域でも多少の変化がみられ、中心の領域では細粒分の方が大きく回転しており、一面せん断試験よりみられたせん断応力が大きくなるせん断変位では回転角度が大きくなる。

なお、試験の実施にあたり、元大学院生の春日井真氏、古谷祐樹氏に多大なお世話になった。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 春日井真・古谷祐樹・岩田賢・板橋一雄・小高猛司：二次元一面せん断試験による均一アクリル円板のせん断特性，平成 20 年度土木学会中部支部研究会発表会，2009.
- 2) 板橋一雄・小高猛司・中村太意・岩田賢：二次元アクリル円板粒子を用いた一面せん断試験，第 47 回地盤工学研究発表会，2012.
- 3) 板橋一雄・小高猛司・中村太意・岩田賢：アクリル円板粒子の一面せん断に伴う内部構造の変化，平成 24 年度全国大会第 67 回年次学術講演会，2012.

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

Laboratory survey of the development of anisotropy in geomaterial subject to isotropic cyclic loading

西村友宏¹, 栗本悠平¹, 神部智也², 阪口秀³, 氏家恒太郎³, 山本由弦³, 張鋒⁴

1 名古屋工業大学・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻

2 三重県庁県土整備部

3 独立行政法人海洋研究開発機構

4 名古屋工業大学・高度防災工学センター・E-mail : cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

地盤材料の力学挙動について、圧密沈下や圧密降伏応力を求める以外、ほとんどがせん断を中心に議論されてきており、動的繰返し等方荷重の载荷による地盤材料の挙動を調べる研究が少ないのが現状である。一方、せん断だけでは解釈できない現象も報告されており、室内試験による基礎的な研究が求められる。本稿では、2010年に名古屋工業大学に導入された高圧動的繰返し圧密試験機の概要と、房総半島で採取したシルト岩試料を用いた動的繰返し圧密試験の結果を述べる。動的繰返し圧密試験とは、所定の等方荷重下で一定幅の動的繰返し等方荷重を作用させる試験を言う。本研究では、载荷を受けていない試料、動的繰返し等方荷重を受けた試料、および静的荷重を受けた試料について、その帯磁率異方性を測定した。その結果より、等方荷重であっても動的に载荷することにより岩石の帯磁率異方性が発達することが確認された。

キーワード：動的繰返し等方荷重，帯磁率異方性，デコルマ

1. はじめに

四国南方沖のプレート沈み込み境界では、プレート境界に相当する巨大水平断層（デコルマ）と、沈み込む直前の堆積物に含まれ、後にデコルマになるデコルマ相当層準（プロトデコルマ）の存在が確認されている。これらを用いてデコルマの形成要因を実験的に検討することが、地震発生地帯の形成メカニズム解明への第一歩と考えられている。図1に国際深海掘削計画第190次航海（ODP Leg 190）の掘削地点を示す。これまでの深海掘削により、室戸岬沖のプロトデコルマにおいて粒子間セメンテーションが存在し、高間隙を保持する堆積物が形成されていることがわかっている。一方、デコルマゾーンではその粒子間セメンテーションが崩壊したものの、ランダムな構造が保ったまま、間隙が小さくなり、圧密が進行して密になる現象が報告されている¹⁾。室戸岬沖のデコルマゾーンは厚さ約32.6mで、その構造は数mm～数cm程度の角礫によって特徴付けられる。注目すべきは、断層角礫の表面（外縁部）は粘土鉱物粒子の定向配列が見られる（せん断の形跡がある）ものの、その内部ではランダムファブリック（せん断の形跡がない）を示す点である。このようなランダムファブリックを保ちながら、粒子間セメンテーションが崩壊するメカニズムを解明するために、まず動的繰返し等方荷重を地盤材料に作用させることで、その影響を検証する。

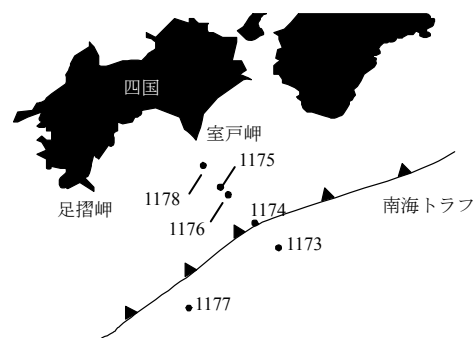


図1 ODP Leg 190 の掘削地点

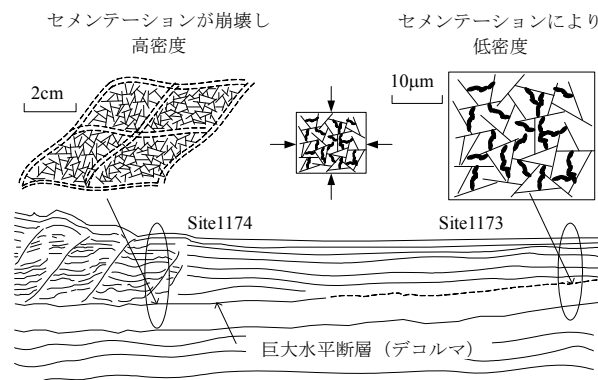


図2 デコルマ形成過程の概念図

2. 試験概要

ここでは試験概要として、試験を行う高圧動的繰返し圧密試験機と試験試料であるシルト岩について説明する。

2.1 高圧動的繰返し圧密試験機

図 3、4 に高圧動的繰返し圧密試験機全体図と三軸室詳細図を示す。本試験機は、①圧力制御部、②三軸試験室、③指令計測部の3箇所に分けることができる。以下に説明を記す。

- ① 圧力制御部：油圧サーボから供給された圧力を、拘束圧発生装置のピストンを用いて増幅し、最大 20MPa の動的繰返し等方荷重の载荷が可能である。
- ② 三軸試験室：固定バネにより、試験中の変位計のブレを防ぎ、安定した変位の計測値を得ることが可能である。また、上下ペダスタルに付属するポーラスストーンにより、試験試料の上下排水が可能である。
- ③ 指令計測部：増幅器（アンプ）のコントローラーにより、動的繰返し等方荷重の载荷条件（振幅、振動数）を設定し、制御することが可能である。（振幅：最大 10MPa、振動数：最大 10Hz）また、左右鉛直変位、等方荷重（セル圧）、間隙水圧（試験試料下部）、体積変化の計測が可能である。

に対する、試料に発生した間隙水圧の比）を測定すると、0.60 しか達しておらず、完全飽和状態での段階圧密試験ではないことが確認されている。

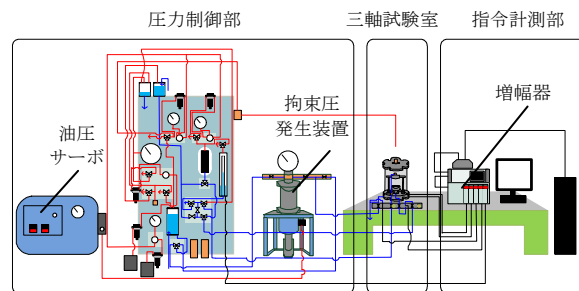


図 3 高圧動的繰返し圧密試験機全体図

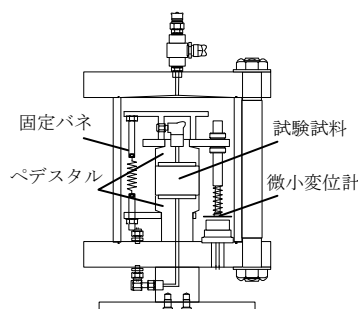


図 4 三軸室詳細図

2.2 試験試料

本来ならば、試験にはプロトデコルマ試料を用いるべきだが、大変貴重であることと試験機の精度確認の必要性を考え、練習用サンプルとしてシルト岩試料を用いて動的繰返し圧密試験を行った。シルト岩は房総半島（館山市内）の陸上に露出した被覆層から採取した。直径 50mm の円柱形にコアリングした後、高さ 2cm になるように端面整形を行った。表 1 と図 5 に物性値と試験試料の写真を示す。地層面と直交する方向からコアリングすることで、円柱の端面と地層面が平行になるようにした。整形後はカビの繁殖を抑えるために、表面をエタノールで拭いて真空パックした状態で冷蔵庫の中で保管している。試験試料を試験機にセットする際は、上下ペダスタルのポーラスストーンを脱気水で通水させた状態で、試験試料、メンブレン、O リングの順に取り付ける。その後、左右の変位計を取り付け、固定バネで固定する。三軸室をセルで密閉し、脱気水で満たしたら試験試料のセットは完了である。

表 1 シルト岩の物性値

土粒子密度 ρ_s	2.66[g/cm ³]
圧密降伏応力 p_c	2.1[MPa]
初期間隙比 e_0	0.76
含水比 w	27.4



図 5 試験試料の写真

2.3 段階圧密試験（予備試験）

房総半島で採取したシルト岩の圧密降伏応力 p_c を求めるために、動的繰返し圧密試験の予備試験として段階圧密試験を行った。表 2 に段階圧密試験の载荷段階を示す。1 段階を 60 分で行った。試験試料は試験日の 1 週間程前から、脱気水の入った真空タンクに投入し、脱気ポンプを用いて真空状態を保つことで飽和化した。しかし、段階圧密試験開始前の B 値（非排水条件下において与えた等方荷重

表 2 段階圧密試験の载荷段階

载荷段階（1 圧密段階を 60 分で実施）

0.1[MPa] → 0.2[MPa] → 0.4[MPa]
 → 0.8[MPa] → 1.6[MPa] → 3.2[MPa]
 → 6.4[MPa] → 12.8[MPa] → 16[MPa]
 → 12.8[MPa] → 6.4[MPa] → 3.2[MPa]
 → 1.6[MPa] → 0.8[MPa] → 0.4[MPa]
 → 0.2[MPa] → 0.1[MPa] → 終了

2.4 動的繰返し圧密試験

動的繰返し圧密試験とは、所定の等方荷重下で一定幅の等方荷重の載荷・除荷を繰返し作用させる試験である。表3に動的繰返し圧密試験の試験条件を示す。動的繰返し圧密試験に使用する試験試料は脱気作業を行わず、不飽和状態で使用した。不飽和状態の試験試料を用いることで、土に含まれる空気が圧縮しやすく、間隙水圧がほとんど発生しないため、外部荷重を確実に有効応力として試料に与えられることができる。

表3 動的繰返し圧密試験の試験条件

	等方荷重 [MPa]	振幅 [MPa]	振動数 [Hz]	振動回数 [回]
Case1	3	2.5	1	100
Case2	4	3	1	100

2.5 帯磁率異方性測定

帯磁率とは、与えた磁場に対して獲得した磁場強度であり、磁場を与える方向によって帯磁率が異なる性質を帯磁率異方性という。帯磁率異方性は、岩石に含まれる磁性鉱物粒子の形状やサイズ、配列などによって生じると考えられているため、堆積過程や、様々な応力履歴を受けた地盤材料の内部組織の議論などに応用される。以下の式(1)、(2)に示すパラメーターについて説明する。

$$F = \frac{K_{\text{int}}}{K_{\text{min}}} \dots\dots\dots(1)$$

$$L = \frac{K_{\text{max}}}{K_{\text{int}}} \dots\dots\dots(2)$$

式中の K_{max} 、 K_{int} 、 K_{min} は、多方向から帯磁率を求めることにより得た最大帯磁率方向 K_{max} 、中間帯磁率方向 K_{int} 、最小帯磁率方向 K_{min} (K_{max} 、 K_{int} 、 K_{min} は互いに直交) である。これらを用いて、帯磁率の異方性度合いを F 、 L で表す。 F 、 L の大きさは、図6に示す近似楕円体の形状を表し、 F が大きいほど扁平型、 L が大きいほど伸長型となる。近似楕円体の形状が扁平型の場合は面構造、伸長型の場合は線構造が発達していると考えられる。

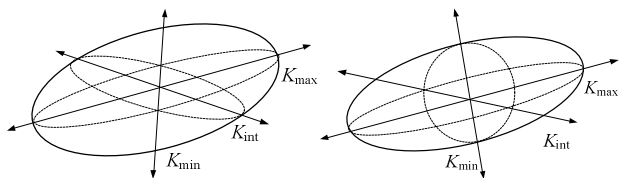


図6 近似楕円体の形状（左：扁平型，右：伸長型）

3. 試験結果

ここでは、段階圧密試験と動的繰返し圧密試験の結果を示す。両試験後の試験試料を用いて帯磁率異方性測定を行い、試験前の試料の帯磁率異方性と比較する。

3.1 段階圧密試験の結果

図7に段階圧密試験の時間～平均変位～等方荷重関係を示す。平均変位は左右鉛直変位の計測値の平均値を用いており、圧縮を正にしている。図7より、最大16MPaの静的な等方荷重が試験試料に作用したとき0.45mm（軸ひずみ2%程度）の変形が生じていることがわかる。また、図8に試験前の試料と段階圧密後の試料を用いて行った帯磁率異方性測定の結果を示す。先に述べたとおり、縦軸 L と横軸 F はそれぞれ、帯磁率の異方性度合いを表す。図8より、試験前の試料は元々帯磁率異方性を有することがわかる。これは、堆積過程で生じる粒子配列の異方性によるものと考えられる。また、段階圧密試験後の試料は試験前の試料と比較して帯磁率異方性の変化がほとんどないことが確認できる。

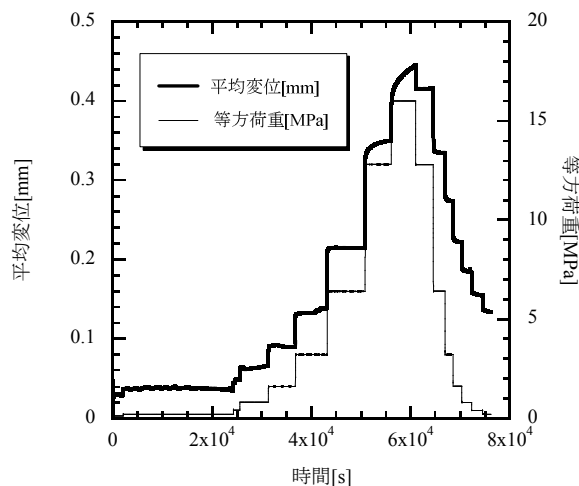


図7 時間～平均変位～等方荷重関係

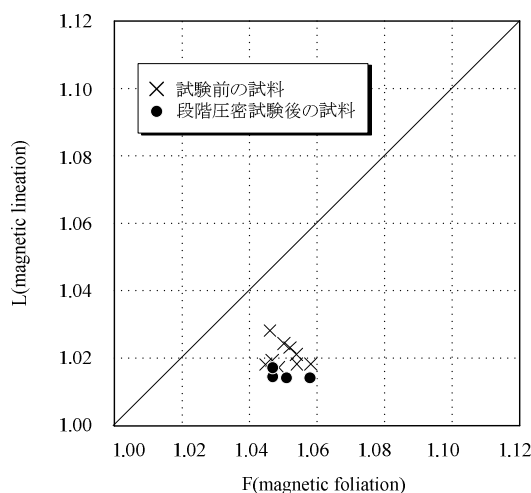


図8 帯磁率異方性測定結果

3.2 動的繰返し圧密試験の結果

図9に時間～等方荷重関係 (Case1) を示す。図9より、高圧動的繰返し圧密試験機を用いることにより、三軸室内

に正確に動的繰返し等方荷重が作用することが確認できる。図 10 に時間～平均変位関係 (Case1,2) を示す。時間～平均変位関係の横軸の時間は動的繰返し等方荷重を載荷した瞬間を 0 s としている。図 10 より、等方荷重が大きいほど動的繰返し等方荷重載荷直前の変位が大きいことが確認できる。Case1,2 両試験とも発生した過剰間隙水压は最大で 0.04MPa 程度であり、等方荷重と比較して非常に小さいため、外部荷重は有効応力として作用していると考えられる。動的繰返し等方荷重による塑性変位については、等方荷重 (または振幅) が大きいほど、わずかながら大きいことが確認できる。

図 11 に、試験前の試料と段階圧密後の試料を用いて行った帯磁率異方性測定の結果 (図 8) に、動的繰返し圧密試験後の試料を用いて行った帯磁率異方性測定の結果を加えた図を示す。先に示した図 8 より、段階圧密後の試料 (最大 16MPa、軸ひずみ 2%程度) は試験前の試料と比較して帯磁率異方性の変化がほとんどないことに対し、動的繰返し圧密試験後の岩石試料は帯磁率異方性が発達している (プロットが右に移動している) ことが確認できる。なお、等方荷重の振幅が大きいほど (Case2)、わずかながら帯磁率異方性の変化が大きいことも確認できる。

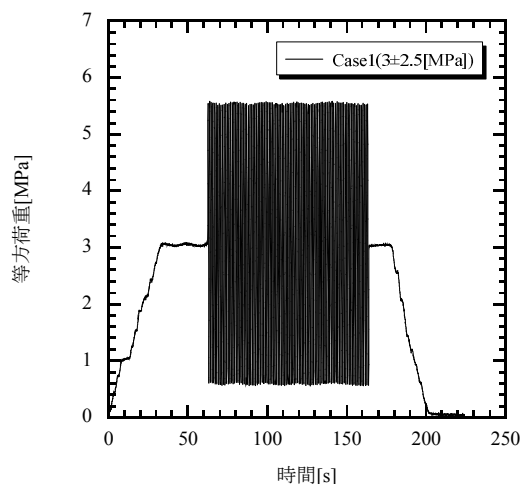


図 9 時間～等方荷重関係 (Case1)

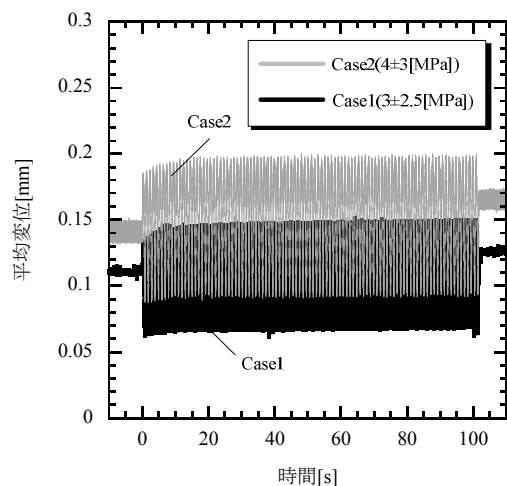


図 10 時間～平均変位関係

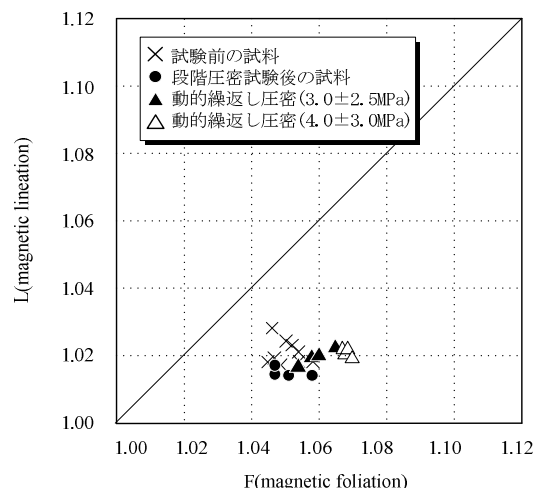


図 11 帯磁率異方性測定結果

動的繰返し圧密試験において発生した鉛直方向の変形量は、段階圧密試験において発生した変形量と比較して明らかに少ないにもかかわらず、動的繰返し圧密試験後に帯磁率異方性が発達していることから、帯磁率異方性の変化は、動的繰返し等方荷重の影響であると考えられる。

4 まとめ

本研究では、プレート沈み込み境界の巨大水平断層 (デコルマ) において確認されている「ランダム組織のまま、セメンテーションが崩壊した状態」の形成要因を動的繰返し等方荷重の影響と仮定し、高圧動的繰返し圧密試験機を導入した。以下に、シルト岩に対して動的繰返し等方荷重を作用させたことにより明らかになった点をまとめる。

- 初期に帯磁率異方性を有するシルト岩に対し、静的な等方荷重を与えた場合、試験前と比較して帯磁率異方性の変化は確認されなかった。一方、動的な等方荷重を与えた場合は、帯磁率異方性の発達が確認された。これにより、動的繰返し等方荷重が岩盤の異方的力学挙動に与える影響が無視できないことが示唆された。
- 動的繰返し等方荷重による地盤材料への影響について、今後は振幅や振動数依存性についても検討する他、プレート沈み込み境界の試料に対しても試験を行う。

参考文献

- 1) K. Ujiie, T. Hisamitsu and A. Taira: Deformation and fluid pressure variation during initiation and evolution of the plate boundary decollement zone in the Nankai accretionary prism, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH, VOL. 108, NO. B8, 2398, doi:10.1029/2002JB002314, 2003

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 Experimental Investigation on particle size distribution shear behavior of sand

浅野加南子¹，大橋龍起²，Hossain Md. Shahin³，中井照夫⁴

- 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・博士前期課程1年
- 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・博士前期課程2年
- 3 名古屋工業大学・都市社会工学科・准教授
- 4 名古屋工業大学・都市社会工学科・特命教授

概 要

地盤材料のような粒状体は、密度や時間効果、異方性などの様々な要因の影響を受け、複雑な変形挙動を呈する。近年では、このような地盤の変形破壊予測を行うために地盤の力学挙動を要素レベルでモデル化し、それに基づいて地盤工学の初期値、境界値問題を数値解析で解くようになってきた。自然に存在する土は様々な粒度組成を持っているため、最大粒径、最小粒径、均等係数や各粒径の試料の構成割合など、せん断挙動への影響を多様な観点から観察し、検討する必要がある。本稿では、特に粒度組成の変化に着目し、粒度調整をした珪砂の三軸せん断試験を実施した。せん断剛性およびストレス・ダイレイタンスの実験結果に基づき、粒度組成の変化がせん断特性に及ぼす影響を検討した。その結果、せん断剛性は最大粒径の影響を受け、最大・最小粒径が一定の場合、粒経加積曲線の形状によってせん断剛性およびストレス・ダイレイタンス関係も変化することがわかった。

キーワード：粒度分布，排水せん断試験，ダイレイタンス，砂

1. はじめに

東日本大震災では首都圏で大規模な液状化が発生し、道路や上下水道などが損傷し、多くの家屋が傾くなどの被害が発生した。近年、このような液状化の問題について数多くの研究が成されてきたが、そのメカニズムについての完全な説明はされておらず、地盤工学上の重要課題の一つであるといえる。

現在、液状化に対する強度判定はボーリングデータのN値などを用いた方式が広く使われているが、液状化予測に関するいくつかの問題点も報告されている¹⁾。さらに、液状化予測において粒度分布の与える影響についても数多く議論が交わされている。かつて真砂土に代表される粒度の良い砂は液状化しにくいと言われていたが、阪神・淡路大震災において真砂土を含む礫質地盤の液状化現象が確認されたことにより、それまでの定説が覆された。要因としては、応力履歴や異方性、間隙比や相対密度、粒度組成などの影響が考えられる。砂地盤は液状化すると排水を経て密な状態になるため、一度液状化を経験した地盤は再液状化しにくいと言われていた。しかし現在では、密度が増加しても異方性などの要因により再液状化しやすくなる

と言われている。そこで本稿では、再液状化に関して、噴砂による粒度組成の変化の影響を検討するため、粒度組成を調整した三軸せん断試験を行った。さらに粒度組成の変化や、間隙比、相対密度がせん断剛性とストレス・ダイレイタンス関係に及ぼす影響を検討した。

2. 実験に用いた試料及び実験概要

本実験に用いた試料は珪砂であり、密度は $2.65 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ である。粒径ごとに粒子形状に差異は見られなかった。106 μm 、250 μm 、425 μm 、850 μm 、2000 μm の5種類の目開きの金属性網ふるいを用い、珪砂を1分間の通過量が残留分の1%以下になるようにふるい分けを行った。ふるい分けにより試料A：106～250 μm 、試料B：250～425 μm 、試料C：425～850 μm 、試料D：850～2000 μm の4種類の試料を作成した。上記の試料の粒度分布を図-1に示す。測定には、島津レーザー回折式粒度分布測定装置(WingSALD II)を用いた。今後、本論文の実験はすべてこの4種類の試料(試料A～D)もしくはこれらの試料を混合して作成した試料を用いる。供試体はすべて水中落下法で作成し、各々の試験で目標となる指標をそろえるために突き固め

を行い、飽和砂で高さ 12.35mm、直径 50mm に作成した。試験はすべて排水条件とし、 $p=196 \text{ kPa}$ の平均有効応力一定下で行った。なお、すべての試験で 98kPa のバックプレッシャーを一定で与えており、本文中に示す応力はすべて有効応力である。

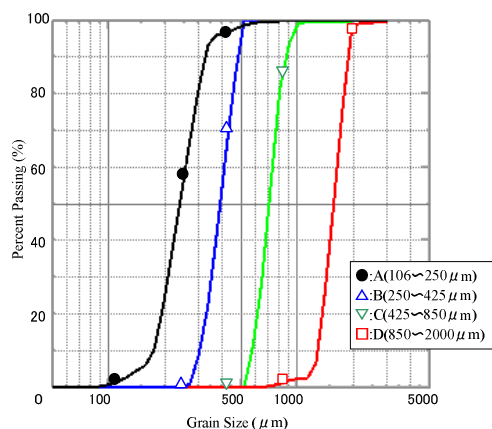


図-1 試料 A-D の粒度分布図

3. 最大・最小粒径を変えた三軸圧縮せん断試験

基本試験として、粒度分布の幅を揃え、最大粒径の異なる砂（相似粒度の砂）の三軸圧縮せん断試験を行い、最大粒径の違いがせん断挙動に及ぼす影響について検討する。表-1 に試料の間隙比(e)と相対密度(Dr)、図-2 には三軸圧縮せん断試験の結果をまとめる。図-2-(a)は応力比(q/p)～偏差ひずみ(ε_d)～体積ひずみ(ε_v)関係、(b)は中間主応力の影響を考慮できる修正応力 t_{ij} を用いて整理したストレス-ダイレイタンス関係(応力比(t_s / t_N)～全ひずみ増分($-de_N / de_s$)関係)である。今後、ストレス-ダイレイタンス関係は S-D 関係と表記する。

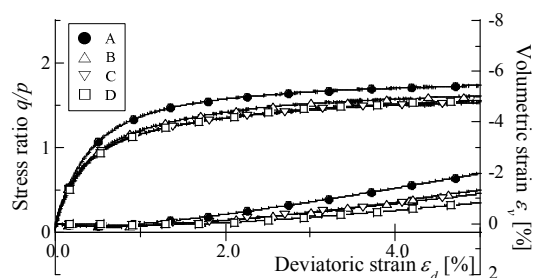
(a)図より、最大粒径が小さくなるほど、僅かながらせん断剛性が高くなっており、試料 A～D の間隙比・相対密度の大小関係はせん断剛性の大小関係とは必ずしも一致していないことがわかる。このことから、今回用いた試料においては、せん断剛性に対する間隙比あるいは相対密度の違いによる影響よりも、最大粒径の影響が大きいことがわかる。また、すべての試料において、限界状態における応力比は、ほぼ一定の値に収束している。さらに、(b)図より、S-D 関係は最大粒径の違いによらず一意的に決まることわかる。これらの挙動は、ガラスビーズ試料を用いた同様の試験においても確認することができた。そのため、破砕性や材質に依らず保有する変形特性であることがわかる。

また、図-3 に試料 A～D の最大最小間隙比を示す。これより最大粒径が小さいほど取り得る粒子構成の幅が広がることがわかる。この原因として、粒径が小さい試料では、個々の粒子の自重が小さくなるため、粒子の持つ自由度が高く、取り得る構成の範囲が広がるということが考えられる。しかし、この影響は相対密度に反映されるため、今回の実験結果の要因とは言えない。粒径の違いによって

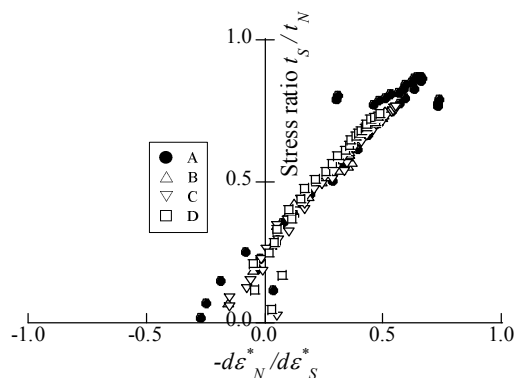
せん断剛性が変わるメカニズムの解明のためには、今後個々の粒子の有効接触面積などを考慮した粒子の摩擦試験などを行っていく必要がある。

表-1 実験試料の間隙比と相対密度

Sample	Void ratio e_{196}	Relative density Dr_{196}
A	0.80	0.85
B	0.75	0.89
C	0.82	0.68
D	0.75	0.96



(a) $q/p - \varepsilon_d - \varepsilon_v$ 関係



(b) S-D 関係

図-2 試料 A～D の三軸圧縮せん断試験結果

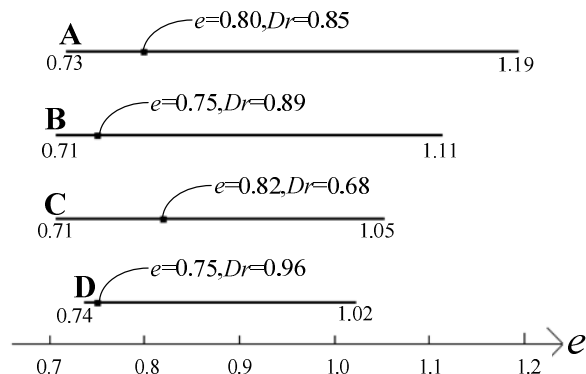


図-3 最大最小間隙比

4. 大小の粒子の混合比率を変化させた試料の三軸圧縮せん断試験

図-4に、集中豪雨により発生した大規模パイピングにより発生した噴砂と、元地盤の粒度組成²⁾を示す。この事例において、噴砂で発生する砂の粒径は、元の地盤に比べ粒径が均等であることがわかる。

噴砂で放出される砂の粒度が元の地盤よりも単一に近い場合、噴砂発生後の地盤は粒径加積曲線が変化する。そこで、試料内の大粒子と小粒子の混合割合を変化させ、粒径加積曲線の形を変化させた試料の三軸圧縮せん断試験を行い、せん断剛性と S-D 関係の変化に着目して検討を行う。

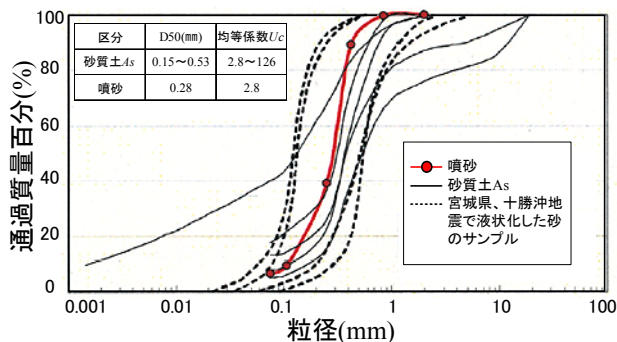


図-4 噴砂の粒度組成

4.1 混合比率の変化によるせん断剛性の変化

実験および考察は、試料 D を大粒子、試料 A を小粒子と捉えて行い、試料名は試料 A の配合比率を用いて示した。表-2に、実験に用いた試料の間隙比と相対密度を、図-5に三軸圧縮せん断試験の結果を示す。ここで、各試料における粒度分布は図-6のとおりである。

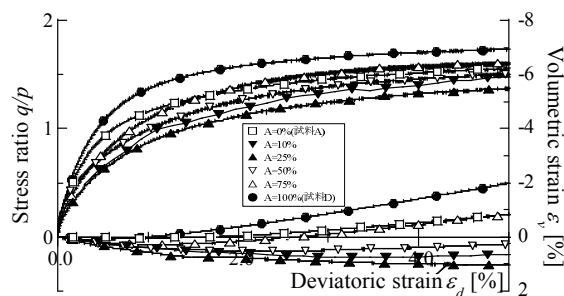
図-6より、小粒子(試料 A)の配合比率が 0%から増加するに従い、せん断剛性は小さくなり、S-D 関係は圧縮傾向側に移行することがわかる。しかし、さらに配合比率を増加させると小粒子の配合比率が 25%付近を境にして、せん断剛性の変化は増大に転じ、S-D 関係は膨張傾向側に移行する。なお、どの試料においても限界状態時の主応力比はほぼ一定の値に収束する。

図-7に大小の粒子の比率の変化による構成の変化を示す。このようにせん断挙動が変化する要因として、粒径の極端に異なる試料を混合させると、小粒子の割合が小さい場合、図-7(a)のように小粒子が大粒子の隙間で浮いた状態となることが考えられる。その小粒子が応力を受け持たないために、相対密度が等しくとも強度が低下する。さらに含有率を増加させると浮遊していた小粒子も応力を受け持つようになり、粒径が小さいほどせん断剛性が高いことから、全体的に剛性・強度が増加していくと考えられる。以上より、せん断剛性を決定する上では、相対密度だけでなく実際に応力を受け持つ粒子割合を考えて密度の影響を検討する必要がある。

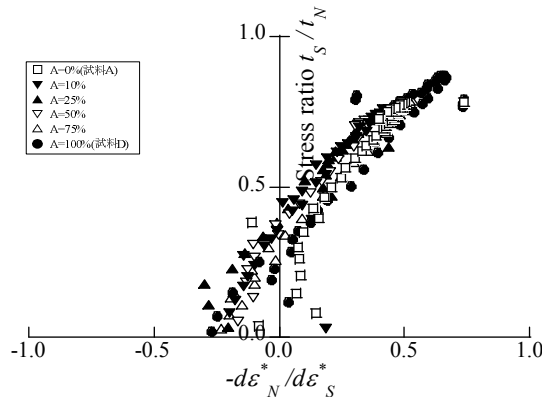
このような構成の影響は最大間隙比・最少間隙比にも影響を与えていると考えられる。図-8に最大最小間隙比をまとめる。試料 A が 0%から増加すると、まず試料 D の間隙に試料 A が浮いた状態となるため、最小間隙比は減少する。しかし、試料 D の間隙に試料 A が詰まりきった状態を境に、試料 D が存在した部分に試料 A が配置されるため、間隙比は増加していくことがわかる。しかし、今回の実験において、最大・最小間隙比が密になりやすい傾向側を示すピークが混合比 A:D=1:1 であるのに対し、せん断剛性は混合試料 A:D=1:3 が最も低い値を示した。これは、間隙比をそろえて試料を作成したため相対密度にばらつきが発生したことや、粒径の大小によるせん断剛性の変化などの影響ではないかと考えられる。

表-2 実験試料の間隙比と相対密度

Content of the sample A (%)	Void ratio e_{196}	Relative density Dr_{196}
0	0.75	0.96
25	0.76	0.73
50	0.66	0.80
75	0.64	0.76
90	0.77	0.49
100	0.80	0.85



(a) $q/p - \varepsilon_d - \varepsilon_v$ 関係



(b) S-D 関係

図-5 各種混合試料の三軸圧縮せん断試験結果

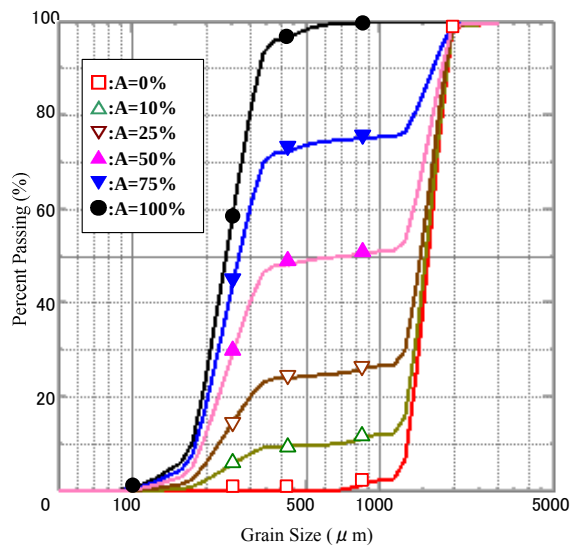


図-6 粒度分布図

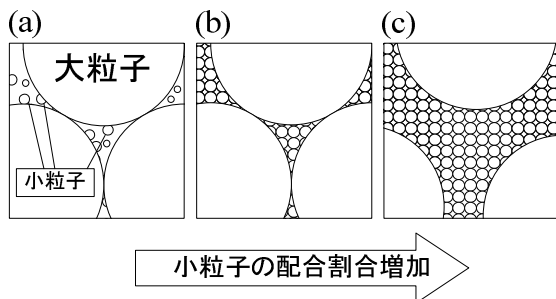


図-7 大小の粒子の比率の変化による構成の変化

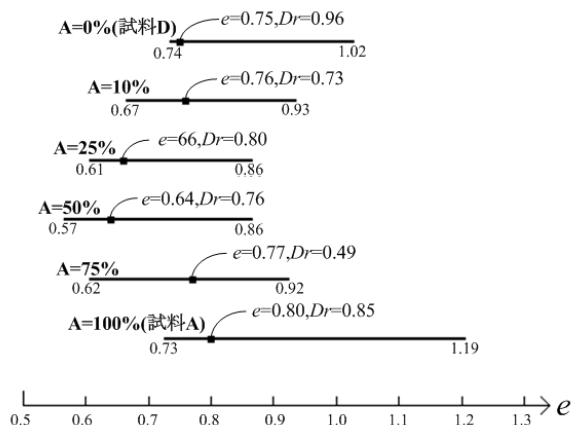


図-8 最大最小間隙比

4.2 S-D 関係に影響を及ぼす要因の検討

これまでの結果より相対密度、粒度組成のそれぞれの変化によってせん断剛性が変化し、S-D 関係が移行したことがわかる。しかしながら、これまで多くの構成式では相対密度が変化しても S-D 関係は変化しないものとして取り扱われることが多い。

4.1 の実験結果より、試料内の大粒子と小粒子の混合比を変化させると、同じ間隙比であっても、相対密度が変化し、同時に S-D 関係も変化させることがわかった。しかし、用いた試料の相対密度の変化にばらつきがあるため、S-D 関係の変化が相対密度によるものか、粒度組成の変化によるものが明確には示されない。そこで、S-D 関係に影響を及ぼした要因について、以下の二つの観点から検討を行う。

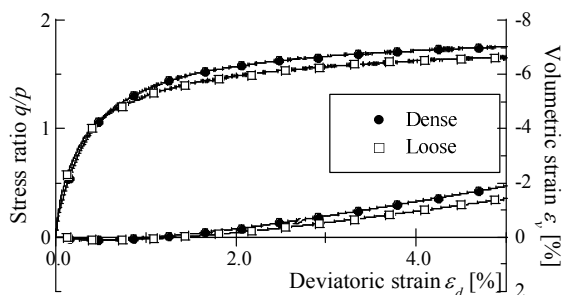
4.2.1 相対密度が S-D 関係に及ぼす影響

まず、相対密度が S-D 関係に与える影響を確認するため、粒度組成が等しく相対密度を変化させた試料の三軸圧縮せん断試験を行う。表-3 に、実験に用いた試料の間隙比と相対密度をまとめた。図-9 に試料 A=100% (試料 A)、図-10 に試料 A=25% (混合試料) のそれぞれの相対密度を変化させた三軸圧縮試験結果を示す。

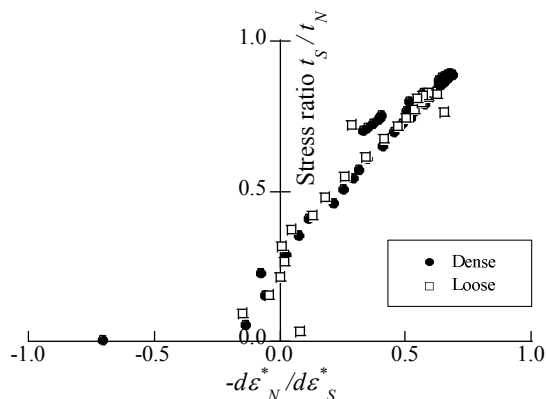
図-9 より、試料 A では相対密度が大きいほどせん断剛性が大きくなるが、S-D 関係は密度に関係なくほぼ一致している。対して、図-10 に示した混合試料では、相対密度が大きいほどせん断剛性は大きくなり、S-D 関係は膨張傾向側に移行することがわかる。通常モデル化では変わらないとする S-D 関係も厳密に検討すると、ある粒度組成においては密度の変化により無視できない差異が発現するといえる。このことから、間隙比を揃えた試験では、粒度分布の変化に起因する相対密度の変化によって S-D 関係が移行する。しかし、粒度分布の幅が極めて小さい試料においては相対密度の変化は S-D 関係に大きな影響を及ぼさないことがわかる。

表-3 実験試料の間隙比と相対密度

Content of the sample A (%)	Sample condition	Void ratio e_{196}	Relative density Dr_{196}
100	Dense	0.77	0.92
100	Loose	0.86	0.72
25	Dense	0.58	1.12
25	Loose	0.66	0.80



(a) $q/p - \varepsilon_d - \varepsilon_v$ 関係



(b) S-D 関係

図-9 三軸圧縮せん断試験 (試料 A)

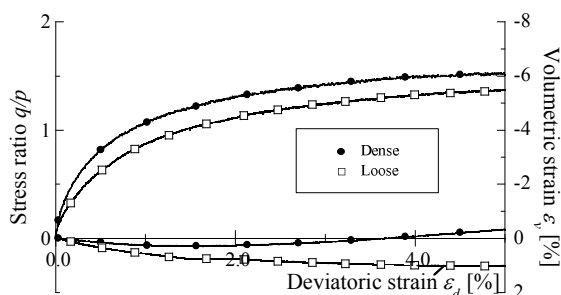
4.2.2 粒度組成が S-D 関係に及ぼす影響

さらに、粒度組成が S-D 関係に与える影響を検討するため、相対密度をそろえて粒度組成を変化させた試料の三軸圧縮せん断試験を行う。表-4 に、実験に用いた試料の間隙比と相対密度をまとめた。図-11 に、三軸圧縮せん断試験の結果を示す。

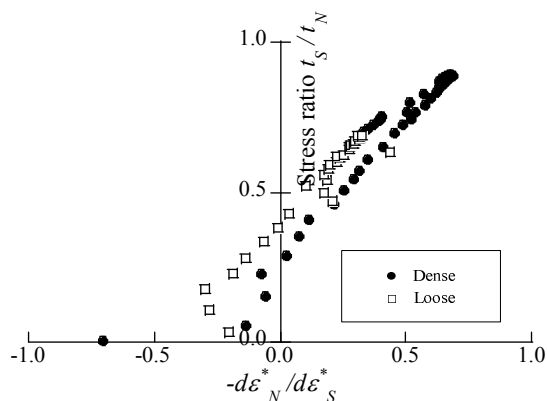
試料 A=0%(試料 D)と試料 A=25%(混合試料)では、小粒子が多い混合試料の方がせん断剛性の方が小さく、S-D 関係は圧縮傾向側に移行する。しかし、試料 A=100% (試料 A) と試料 A=25%(混合試料 A:D=1:3)では、小粒子の多い試料 A のせん断剛性の方が大きく、S-D 関係は膨張傾向側に移行する。このことから、相対密度に関わらず小粒子と大粒子の混合比によっても S-D 関係が変化し、ある混合比で最も圧縮傾向に寄ることがわかる。以上より、S-D 関係を決定する上では、相対密度だけでなく、実際に応力を受け持つ粒子割合を考えて密度の影響を検討する必要である。

表-4 実験試料の間隙比と相対密度

Content of the sample A (%)	Void ratio e_{196}	Relative density Dr_{196}
0.00	0.75	0.96
25.00	0.66	0.80
100.00	0.77	0.92

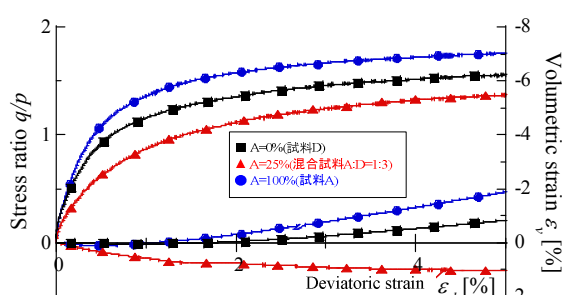


(a) $q/p - \varepsilon_d - \varepsilon_v$ 関係

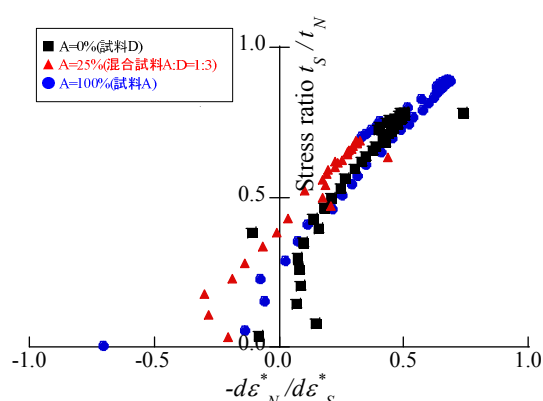


(b) S-D 関係

図-10 三軸圧縮せん断試験(混合試料 A=25%)



(a) $q/p - \varepsilon_d - \varepsilon_v$ 関係



(b) S-D 関係

図-11 三軸圧縮せん断試験結果(混合試料 A=0~25%)

5. 結論

本稿では、砂の一次特性のうち、最大粒径、粒度分布の幅、試料内の細粒分・粗粒分の割合などの砂の力学的挙動への影響を把握するために要素実験を行い、その結果について検討した。実験事実と考察結果を以下に述べる。

(1) 最大粒径がせん断特性に及ぼす影響

最大粒径を変化させた相似粒度の試料を用いて三軸圧縮せん断試験を行った結果、最大粒径の小さい試料ほどせん断剛性が大きくなることがわかった。一方、S-D 関係への影響は見られなかった。

(2) 大小の粒子の混合比率がせん断特性に及ぼす影響

試料内に大粒子と少量の小粒子が存在するとき、大粒子の間隙に小粒子が浮いた状態となり、小粒子が強度を受け持たない状態となる。しかし、間隙比の算定においては小粒子の体積が考慮されてしまうため、せん断剛性を正確に算出することができない。さらに相対密度が等しくても、粒子内の大粒子・小粒子の配合比率によってせん断剛性及び S-D 関係が変化することがわかった。また、ある粒度組成においては相対密度が変化すると S-D 関係が変化することもわかった。

(3) 噴砂による地盤への影響の検討

粒度組成の変化によって、S-D 関係は変わることがわかった。ここで、ある地盤において液状化が発生し、液状化による噴砂の影響で地盤の粒度分布が大きく変化した場合を想定する。図-12 に示した Lade による 2 種類の粒径の配合比率と間隙比の関係の理論値²⁾をもとに考察する。原地盤の粒度分布が噴砂によって変化し、現在のある状態(理論値の線上にある点)から図中の(c)に近づくのであれば、せん断剛性は小さくなり、S-D 関係は圧縮傾向側に移行する。そのため、この地盤における再液状化に対する抵抗力は低下すると考えられる。一方、(c)から遠ざかる方向に粒度分布が変化するのであれば、液状化に対して抵抗力は増加すると考えられる。再液状化に対する抵抗力は、図中における原地盤の位置を知ることと、噴砂の粒度分布を知ることによって、粒度組成自体による影響を勘案することができる。

そして、構成モデルにおいて粒度組成の違いによるせん断特性を表現するためには、粒度組成によって変化する相対密度が砂の変形特性に及ぼす影響を考慮する必要があることがわかる。言い換えれば、粒度組成の変化に伴う最大・最小間隙比の変化と粒子骨格構造が地盤材料の変形・強度特性への影響を考える必要がある。これらの要因をいかに構成モデルに取り入れていくかが今後の課題である。

実験の方法や解釈で有益な助言をいただいた本学前田健一教授に感謝します。

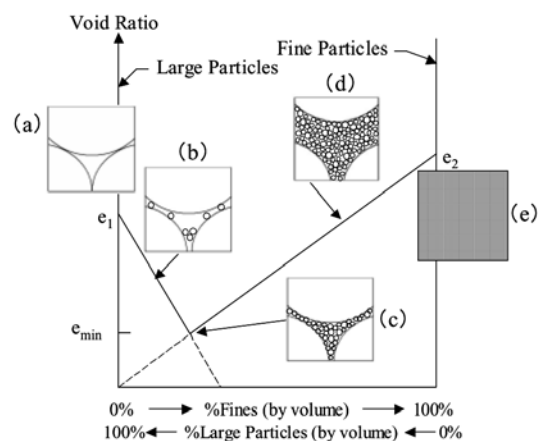


図-12 大小の粒径の比率の変化による構成の変化 (Lade,1997)

参考文献

- 1) 安田進・石田栄介・細川直行:液状化のハザードマップにおける作成方法の現状と問題点, 第 30 回土木学会地震工学研究発表会, 2009
- 2) 小松田孝寿・佐藤円・佐々木利明:協会誌「大地」 No49, 2009
- 3) 大橋龍起・浅野加南子・中井照夫・菊本統・ホサイン シャヒン: 砂のせん断特性に及ぼす粒度組成の影響, 第 47 回地盤工学研究発表会, 2012

双設トンネル及び大深度トンネル掘削時の地盤挙動

Ground behavior during deep tunnel excavation and twin tunnel excavation

黒井 翔¹, ホサインシャヒン², 中井照夫², 岩田 敏和³

1 名古屋工業大学大学院 E-mail : this_scenery_is-evergreen-@ezweb.ne.jp

2 名古屋工業大学・工学部・都市社会工学科

3 西日本電信電話株式会社

概 要

トンネル掘削が周辺地盤や既設構造物に及ぼす影響を予測することは重要である。そこで、本研究では変位・応力混合制御型トンネル掘削模型装置を用いて双設トンネル掘削と、大深度地下における杭基礎との近接施工を想定したトンネル掘削の2次元モデル実験を実施し、有限要素解析と合わせてトンネル-地盤-構造物の相互作用の検討を行った。双設トンネル掘削における相対位置と掘削順序に着目し、既往の研究との比較を行った。その結果2つのトンネルに作用する土圧モードは、掘削順序によって大きく異なることが分かった。大深度地下におけるトンネル掘削では、杭長を変化させたパターンの比較を行い、トンネルと杭基礎が相互に影響を及ぼし合うことが分かった。また、解析結果は実験結果をよく捉えており、トンネル掘削時の挙動を予測する上で有用なツールになると考えられる。

キーワード：トンネル、掘削、近接施工、モデル実験、有限要素法

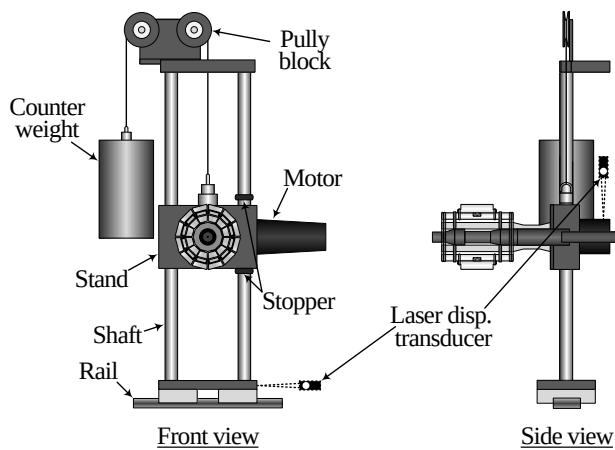
1. はじめに

現在、都市部には地上地下を問わず様々な構造物が高密度に建設されているため、その中で新たにトンネルを建設する場合には周辺地盤の安定性を把握するだけでなく、既設構造物への影響を考慮することも重要である。双設トンネルの施工では用地や制約条件から非常に近接した状態を余儀なくされることもあり、実際に離隔0.3D（D：トンネル外径）以下の施工事例の報告もある。また地下空間の有効利用という観点から、大深度地下におけるトンネル施工も近年注目されているが、この場合もトンネル掘削に伴う地盤内の変形挙動を把握し、周辺構造物が存在する場合にはそれらへの影響を適切に評価する必要がある。しかしながら現行のトンネル設計法は、これまでの施工事例に基づく経験的手法や、大胆な仮定をもとに設計・施工されたものが多い。このような背景から、トンネル-地盤-構造物の力学的相互作用を把握することの重要性は多くの研究者たちが述べている。

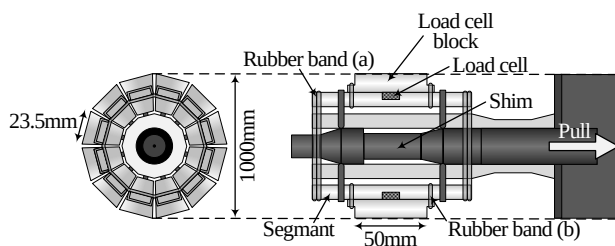
筆者らの研究グループは、これまでに降下床¹⁾や円形トンネル掘削試験機を用いたトンネル掘削実験と弾塑性有限要素解析を実施し、トンネル掘削が既設トンネルや既設構造物に及ぼす影響をモデル実験・解析の両面から検討してきた。しかし、これらの研究ではトンネル掘削面問題を掘削境界面に一定の変位を与える変位境界の問題として、もしくは掘削面に一定の応力を与える応力境界の問題と

して取り扱っていた²⁾³⁾。しかし本来、トンネル掘削に伴う内空変位やトンネル周面土圧は未知数であり、地山側の特性によって決定されるものであると考えられる。

そこで本研究では、前述のような背景から、実際のトンネル掘削における掘削面の境界条件は変位・応力境界双方の中間的な様相を呈するものと考え、掘削面を変位境界として実験を実施してきた既存の円形トンネル装置に改良を加え、トンネル径の収縮量を制御し、なおかつ鉛直・水平方向に作用する土圧と釣り合うように地盤の動きに追従できるトンネル掘削模型装置⁴⁾を開発した。双設トンネル掘削問題に対してはこの装置を2機用いてトンネルの位置関係と掘削順序に着目した2次元トンネル掘削モデル実験を実施した。さらに都市部における空間の有効利用という観点から施行された大深度法についても着目し、杭基礎との近接施工を想定した実験も行った。また地盤材料の力学特性を適切に考慮した非線形数値解析を実験に即した条件で行い、実験および解析の両面からこれらのトンネル掘削時の地盤及びトンネルの応力・変形メカニズムを考察し、基礎的な立場から地盤の変形挙動について検討する。



(a)混合境界条件のトンネル収縮模型



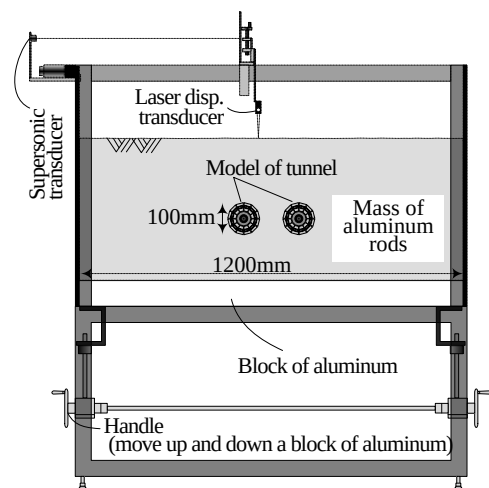
(b)断面収縮量の制御と周面土圧の計測の機構

図 1 トンネル収縮装置の概要

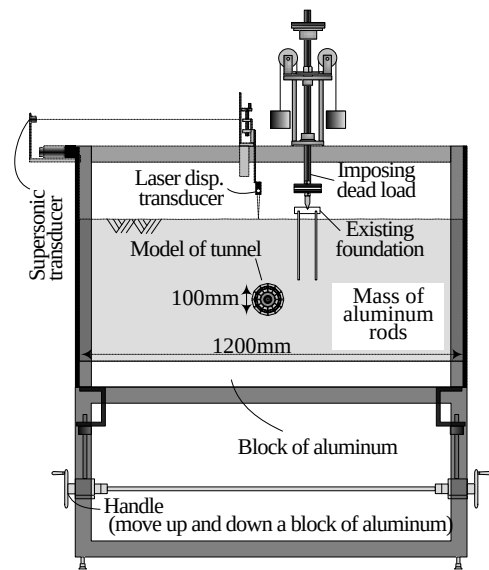
2. モデル実験と数値解析の概要

2.1 2次元モデル実験の概要

本稿で実施している2次元モデル実験では、本研究が開発した円形トンネル掘削装置²⁾に改良を加えた新型トンネル掘削装置⁴⁾を用いた。トンネル模型は実際の1/100のスケールを想定した直径 $B=100\text{mm}$ の真円断面で、図1(b)に示すように断面収縮用の中心軸とそれを取り囲むように12個の受圧ブロックで構成されている。受圧ブロックはベアリングユニットにより半径方向に滑らかに収縮する機構になっており、内部に設置したロードセルで周面土圧を計測する。なお受圧ブロックが中心軸に常に接触するようにゴムバンドで固定するが、実験中のゴムバンドの張力変化は微小でロードセルの計測値には影響しない。トンネル模型の中心部のShimには断面径が滑らかに減少するテーパがつけられており、断面径収縮用モーターで引き抜くと受圧ブロックが内空側に変位してトンネル径が半径方向に収縮する機構になっている。本研究では既往の装置²⁾を改良して掘削面を応力・変位境界型とする2次元円形トンネル掘削実験を実施する。新型のトンネル模型装置の概要を図1(a)に示す。新型装置はトンネル収縮部が軸受けベアリングと水平スライダによって上下左右に摩擦なく移動できる機構になっている。収縮装置全体の重量は定滑車を介したカウンターウェイトで相殺し、トンネル自体の自重は別途重り载荷し調整する。この一連の改良により、トンネル収縮に伴う地山の変形に応じたトンネル作用土圧の変化に対応してトンネルが周辺地盤と釣り合いを保つように変位し、内空変位量・周面土圧分布が得



(a)双設トンネル掘削模型を配置した実験機の全体図



(b)既設構造物に近接したトンネル掘削実験

図 2 2次元模型試験機の概要図

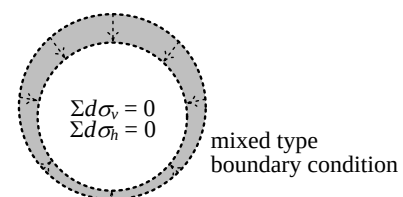
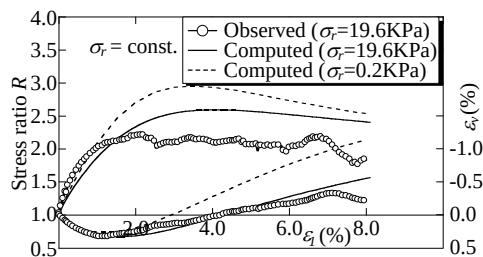
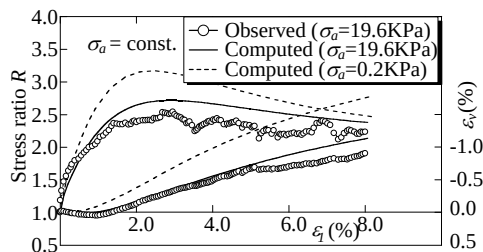


図 3 掘削面に課した応力・混合境界条件

られる。このとき掘削面には図3に示すような変位・応力混合境界条件が課される。なお収縮部は回転せず断面は常に真円形を保つ。双設トンネル掘削実験では、実験台にトンネル収縮装置を2機設置しており、その試験機概要を図2(a)に示す。この装置はトンネル間の距離と位置関係や土被りを任意に設定することが可能である。一方、近接施工を想定した実験では既設構造物として杭基礎を用いており、その試験機概要図を図2(b)に示す。杭基礎におけるラフト部は幅80mm、奥行き60mm、高さ40mmの剛なアルミ製のものを用いる。なお、杭は取り外しが可能であるので杭長を変化させた実験の比較検討が可能である。構造



(a)側圧一定せん断試験



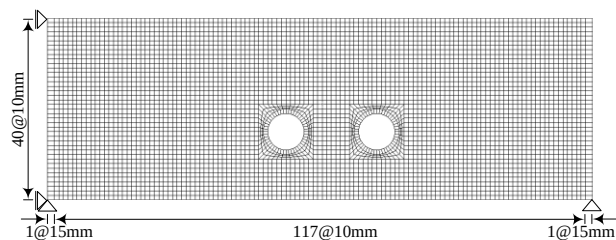
(b)軸圧一定せん断試験

図 4 アルミ棒積層体の二軸圧縮試験と解析結果の比較

物に与える死荷重は別途実施した支持力試験により得られた極限支持力の約 1/3 の値とし、载荷ロッドを用いて所定量の重りを载荷することにより、構造物荷重を再現した。試験機の幅はすべての実験において 1200mm としており、トンネル模型の直径は 100mm、模型地盤は直径 1.6mm と 3.0mm のアルミ棒を重量比 3:2 で混合した積層体を用いた。図 4 の○プロットはアルミ棒積層体の 2 軸試験の結果である。同材料は中密な砂に似た応力ひずみ特性を呈しており、都市部の砂質地山を想定した本実験に適したものとする。模型地盤はトンネル模型及び既設構造物を設置した後、所定の高さまでアルミ棒を積み上げて作成し、試験機下部のハンドルでアルミブロックを上昇させることでトンネル周面に作用する土圧及び地盤内の土圧が静止土圧状態になるように調整した。双設トンネル掘削実験ではトンネル周面の土圧と地表面沈下形状およびトンネル収縮部の鉛直・水平変位量を計測した。また模型地盤側面デジタルカメラで撮影し、PIV 法を用いて地盤内のひずみ分布を算出した。構造物に近接したトンネル掘削実験では、上記の計測項目に加え杭基礎の荷重分担率と基礎の回転、沈下量を計測した。PIV は Particle Image Velocimetry (粒子画像流速測定法) の略称で、水や空気等の流体の速度計測法の一つとして粒状体の移動量算出に利用している。

2.2 数値解析の概要

数値解析は地盤材料の弾塑性モデルに基づく非線形有限要素解析コード FEMtj-2D を用いた。双設トンネルおよび既設構造物に近接したトンネルの要素分割の一例をそれぞれ図 5(a), (b) に示す。地盤は 4 節点のアイソパラメトリック要素で表現した。境界条件はモデル実験と同一で、底面は完全固定、側面は水平変位のみ固定とした。また、掘削面では鉛直・水平作用土圧の合力の釣合いを満足しつつ、真円形を保ったまま断面径が減少するディリクレ



(a)双設トンネルの要素分割の一例

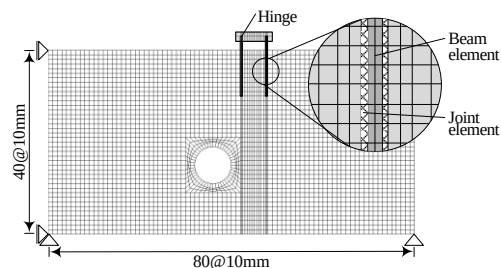
(b)既設構造物に近接したトンネルの要素分割の一例
(土被り 2.0B、杭長 100mm の場合)

図 5 数値解析の要素分割の一例

表 1 構成パラメータとアルミ棒積層体の値

λ	0.008	compression index
κ	0.004	swelling index
e_{NC}	0.3	reference void ratio on normally consolidation line at $p = 98 \text{ kPa}$ & $q = 0 \text{ kPa}$
R_{cs}	1.8	critical state stress ratio $R_{cs} = (\sigma_1/\sigma_3)_{cs(comp)}$
ν_e	0.2	Poisson's ratio
β	1.2	shape of yield surface (same as original Cam clay at $\beta = 1$)
a	1300	influence of confining pressure

・ノイマン型混合境界となるように設定した。また、杭は弾性梁と弾性ソリッド要素に 9:1 の割合で剛性を配分したハイブリッド要素⁵⁾で表現する。地盤と杭の摩擦は弾塑性ジョイント要素で表現し、別途実施した試験より地盤と杭間の摩擦角 18° とし、地盤と基礎間の摩擦は摩擦角 15° とした。地盤材料の応力-ひずみ関係は、等方硬化型の弾塑性構成モデル subloading t_{ij} model⁶⁾で記述した。このモデルは中間主応力が土の強度・変形特性に及ぼす影響やひずみ増分方向の応力経路依存性、密度と拘束圧の影響を適切に考慮できる。表 1 に同モデルの構成パラメータとアルミ棒積層体の値を示す。 a は密度と拘束圧の影響、 β は降伏面の形状に関するパラメータであり、残りは Cam-clay モデルと共通のパラメータである。これらの構成パラメータは一般的な土の要素試験によって簡単に求めることができる。また、subloading t_{ij} model⁶⁾は実験値に見られるひずみ硬化・軟化特性や正負のダイレイタンス特性をよく捉えている。なお、図 4 の破線はモデル地盤を想定した低拘束応力での二軸試験のシミュレーション結果であるが、同モデルは密度と拘束圧による応力ひずみ特性の違いを適切に説明している。初期の応力状態は、模型地盤と同じ間隙比になるように領域下端から所定の高さまでの地

盤を自重圧密させる。なお、自重圧密後の地盤の静止土圧係数 K_0 は 0.70～0.74 の範囲にあり、模型地盤のそれ ($K_0 \approx 0.70$) とよい対応をしている。

2.3 実験及び解析パターン

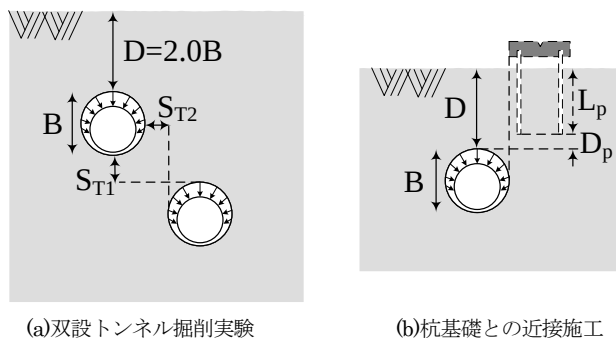


図 6 実験と解析の諸元

双設トンネル掘削実験および数値解析では、斜め方向に近接したケースを想定し、先行トンネルを掘削後、後続トンネルを掘削した。土被り $D=2.0B$ の上部地盤に掘削するトンネルを先行トンネルとし、続いて下方の地盤を掘削する場合を Case1、掘削順序を Case1 と逆とした場合を Case2 と定義し、両者の比較検討を行う。実験と解析の諸元を図 6(a) に示す。先行トンネルの収縮量を d_{r1} 、後続トンネルの収縮量を d_{r2} とし、 $d_{r1}=d_{r2}=4.0\text{mm}$ で掘削完了とした。上部トンネルと下部トンネル（土被り $D=3.25B$ ）間の鉛直・水平の距離をそれぞれ S_{T1} 、 S_{T2} とし、本実験は $S_{T1}=S_{T2}=0.25B$ で一定とする。既設構造物に近接したトンネル掘削実験および数値解析では、トンネル径収縮量は $d_r=4.00\text{mm}$ で掘削完了とする。土被りは $D=4.0B$ で一定とし、杭長を 200mm、300mm と変化させた 2 つのパターンから、大深度地下に着目したトンネル掘削の検討を行う。また実験と解析の諸元を図 6(b) に示す。

3. 結果と考察

3.1 掘削順序を考慮した双設トンネル掘削における実験および解析結果の比較検討

双設トンネル掘削において、本研究室が実施した既往の研究⁸⁾から各トンネルを掘削するとその周辺地盤に順次せん断帯を形成することから、掘削順序を考慮する必要があることがわかった。そこで、本節では斜め方向に近接したケースにおいてトンネルの位置関係はそのままに掘削順序のみ変更した実験を実施し、解析と合わせて両者の比較検討を行う。

各トンネルに作用する土圧分布の実測値と解析値を図 7、8 に示す。図中の(a)および(b)はそれぞれ先行トンネル、後続トンネルの土圧分布の結果である。放射状に伸びた軸上のプロットと中心の距離はトンネル周囲のそれぞれの方向の作用土圧の大きさを示している。図より、各ケースとも先行トンネルに作用する周面土圧は、単設トンネル掘

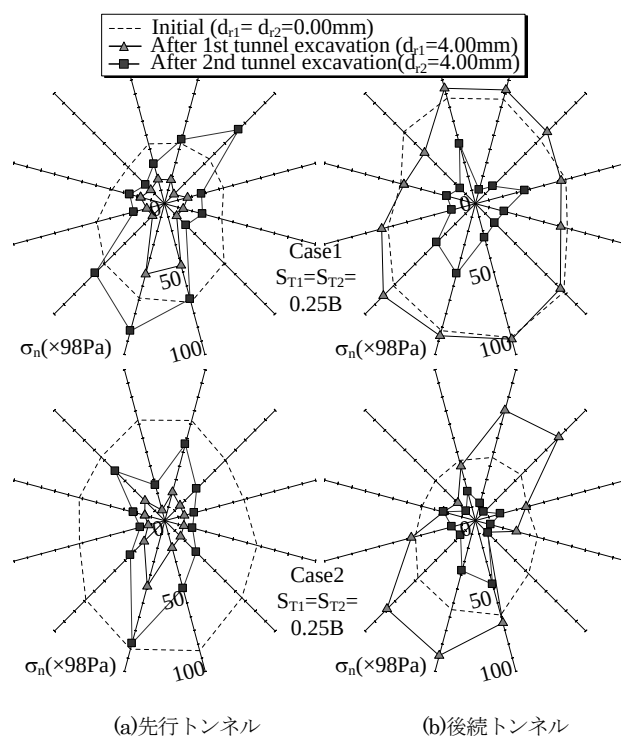


図 7 トンネルの周面土圧分布(実験値)

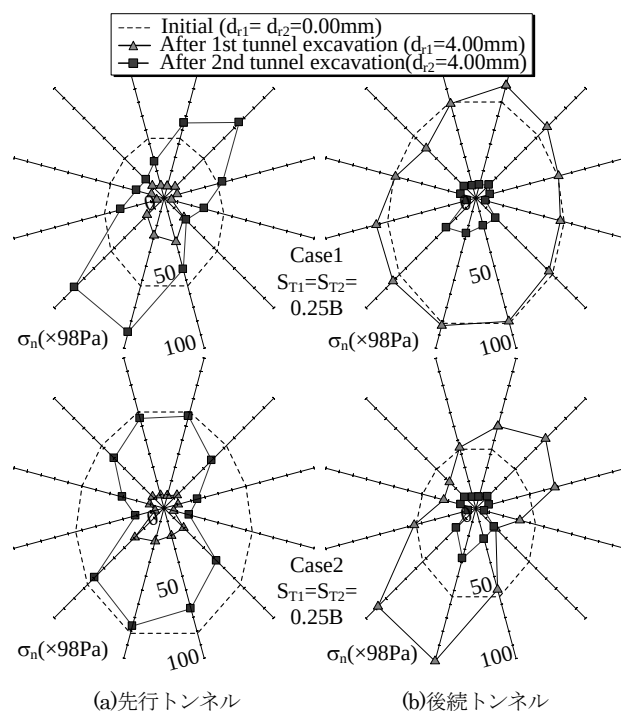
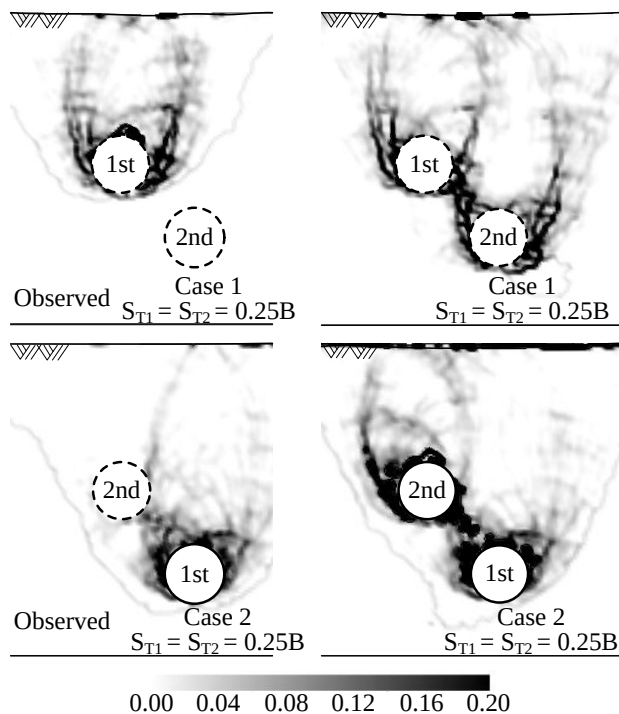


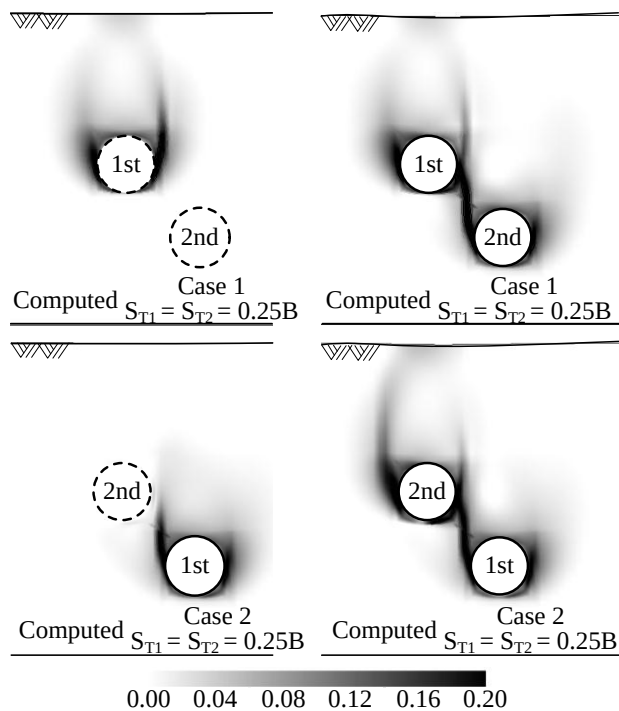
図 8 トンネルの周面土圧分布(解析値)

削時と同様左右対称の分布形状になり、一定値に収束していることがわかる。後続トンネル掘削に伴う先行トンネル作用土圧の変化に着目すると、Case1 では後続トンネル掘削に伴い先行トンネルに作用する土圧 (▲プロット⇒■プロット) は応力再配分の影響で二つのトンネル間を結ぶ直線の直交方向の土圧が増加し、初期土圧を上回る偏土圧が作用していることがわかる。また Case2 では、後続トンネル掘削に伴い先行トンネルの作用土圧は応力再配分の影響で全体的に増加しており、上下につぶされるような

挙動を示している。図 8 に示す解析結果は、土圧の再配分の様子など実験結果の傾向をよく表現しているといえる。これらの結果から、トンネルの相対位置が同じでも、掘削順序によって各々のトンネルに作用する土圧分布は異なり、掘削順序を考慮する必要があることが明らかになった。



(a) 先行トンネルの掘削 (b) 先行～後続トンネルの掘削
図 9 偏差ひずみの分布 (実験値)



(a) 先行トンネルの掘削 (b) 先行～後続トンネルの掘削
図 10 偏差ひずみの分布 (解析値)

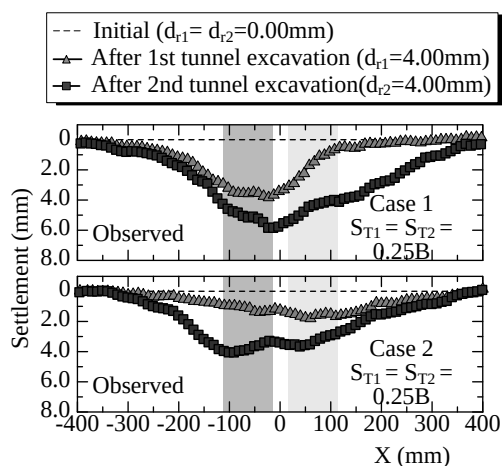


図 11 地表面沈下形状(実験値)

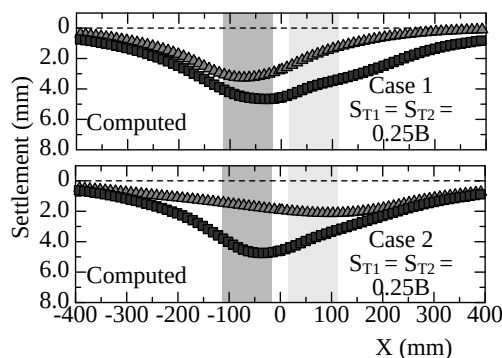


図 12 地表面沈下形状(解析値)

続いて地盤内の偏差ひずみ分布の実験および解析結果を図 9, 10 に示す。図中の(a)および(b)は各トンネル掘削によって生じた偏差ひずみ分布を示している。色の濃淡でひずみの大きさを表す。図より、各ケースとも先行トンネル掘削によって生じたせん断ひずみは単設トンネル掘削時と同様に左右対称の分布形状となることがわかる。後続トンネル掘削 (図中(b)) に着目すると、いずれのパターンにおいても双方のトンネルは各々偏差ひずみが大きい領域を形成し、両トンネル間の地盤に変形が集中していることがわかる。また掘削に伴いせん断帯が順次形成される傾向は各ケースともに共通しており、最終的な地盤内の変形に顕著な違いは見られない。なお解析結果は、先行・後続トンネル掘削によって生じた偏差ひずみ分布形状の特徴をよく表現できているといえる。

次に地表面の沈下形状について考察する。トンネル掘削時の地表面沈下形状の実験および解析結果を図 11, 12 に示す。図より、先行トンネル掘削における最大沈下の発生地点は各ケースともトンネル直上であることがわかる。後続トンネル掘削後の地表面の沈下形状 (■プロット) に着目すると、各ケースとも両トンネル間中心の直上付近で最大沈下が発生しており、これは前述の偏差ひずみ分布の変形が集中している部分の上部である。したがって双設トンネル掘削の場合、大変形が生じる両トンネル間の直上付近で最大沈下が発生することがわかる。両者を比較すると、最大沈下量に差がみられるものの、沈下形状の样子に顕著

な違いはみられない。また解析結果は実験結果をよく表現できているといえる。

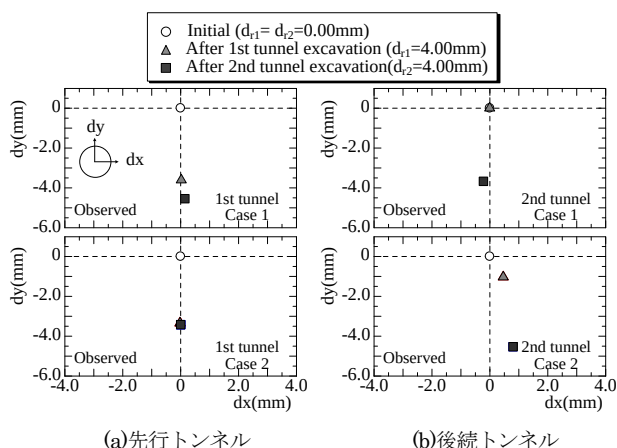


図 13 トンネル中心部の変位量 (実験値)

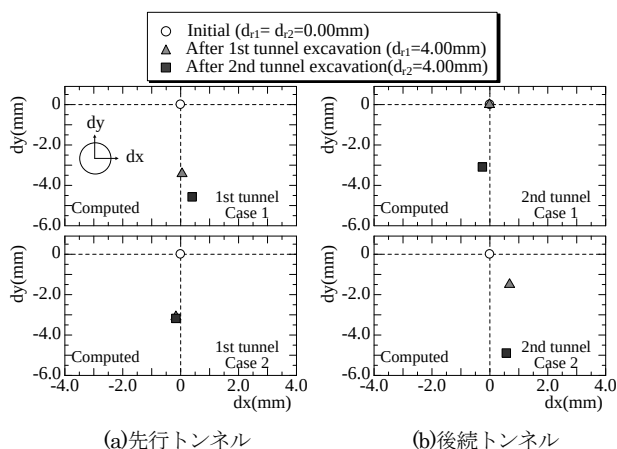


図 14 トンネル中心部の変位量 (解析値)

最後にトンネル中心部の変位量について考察する。図 13, 14 にそれぞれ実験および解析結果を示す。図中の(a)および(b)は先行トンネル及び後続トンネルの中心部の変位量を示している。Case1 の場合、先行トンネル掘削時におけるトンネル中心部は単設トンネル掘削時⁹⁾と同様に鉛直下方向に変位している。後続トンネルは掘削に伴い鉛直下方向に変位しつつわずかに先行トンネル側に変位していることがわかる。Case2 の場合、先行トンネルはCase1 の場合と同様に掘削に伴い鉛直下方向に変位する。一方、後続トンネルは掘削に伴い先行トンネルに引き寄せられるように変位していることがわかる。ここで後続トンネル掘削が先行トンネルに及ぼす影響 (図中(a)の▲⇒■プロット) に着目すると、Case1 の場合先行トンネルは後続トンネル掘削の影響で後続トンネル側に引き寄せられるように変位するが、Case2 の場合、先行トンネルは後続トンネルの下方に位置するため、掘削による影響を受けていないことがわかる。したがって、掘削順序によりそれぞれのトンネル中心部の変位量は異なる結果となる。また解析結果は実験結果をよく表現できているといえる。

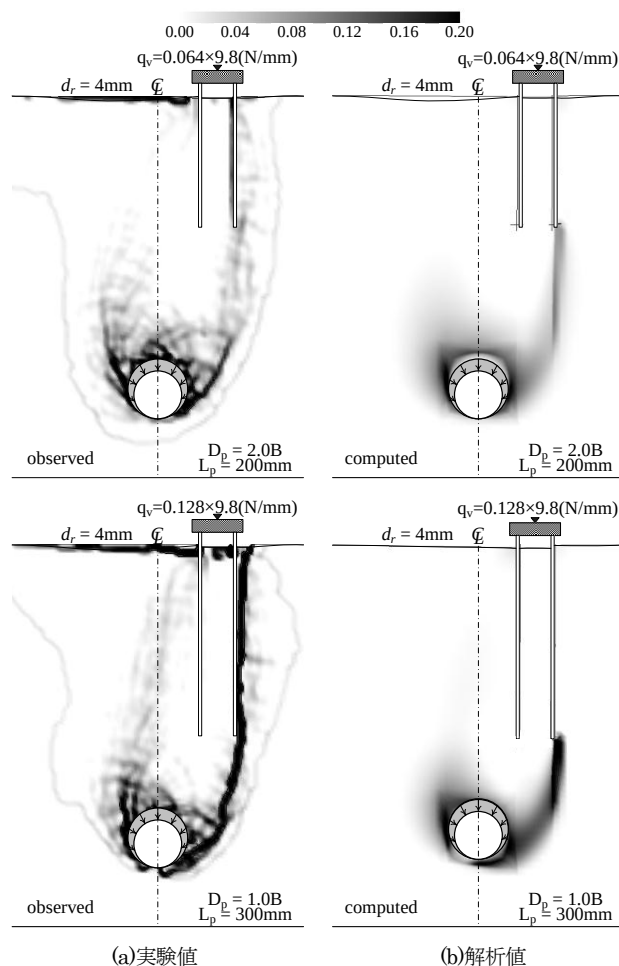


図 15 偏差ひずみ分布

3.2 杭基礎と近接した場合のトンネル掘削実験・解析結果の比較検討

続いて、近年施行された大深度法に着目し、大深度地下におけるトンネル掘削が周辺構造物におよぼす影響について考察を行う。なお土被りは $D=4.0B$ で一定、杭長を 200, 300mm と変化させて杭基礎との近接施工を想定した実験および解析を行った。構造物荷重 q_v は杭長 200mm のとき $0.064 \times 9.8 (\text{N/mm})$ 、300mm のとき $0.128 \times 9.8 (\text{N/mm})$ とする。ここに D_p はトンネル天端から杭端部までの距離、 L_p は杭長を表わす。

はじめに、地盤内の偏差ひずみ分布について考察を行う。図 15 に偏差ひずみ分布の実験値および解析値をそれぞれ示す。筆者らが別途実施した実験および解析結果⁹⁾から、土被りが浅く、杭基礎と近接する場合のトンネル掘削では地盤内の偏差ひずみはトンネルインポート付近から基礎下部地盤に向けて延びることがわかっており、その変形度合いは土被りや杭長によって異なる。その点に着目すると、大深度地下を想定した本実験の場合でもそのような傾向がみられており、構造物に及ぼす影響を考慮する必要があるといえる。杭長 300mm の実験および解析結果では、後方杭に向けて偏差ひずみが卓越しており、杭の根入深さがトンネル掘削部近傍まで達している場合には、トンネル掘削が周辺構造物に及ぼす影響に特に注意する必要がある。

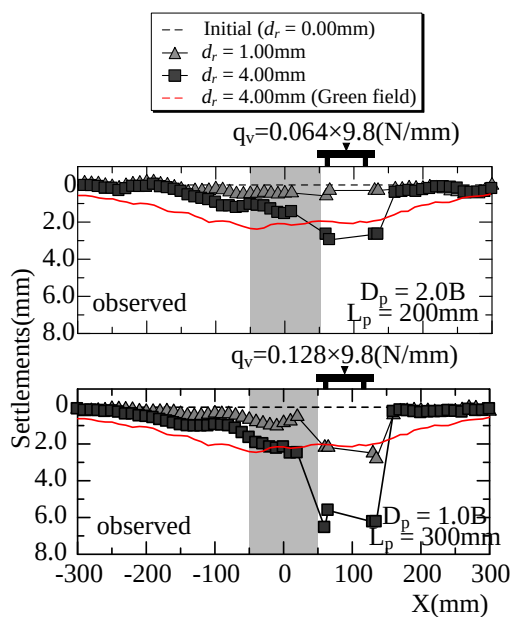


図 16 地表面沈下形状(実験値)

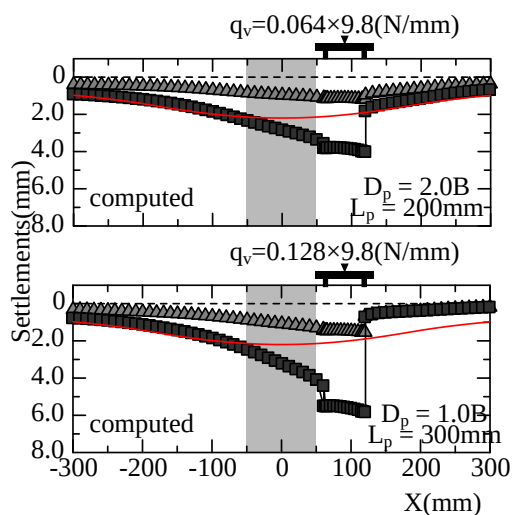
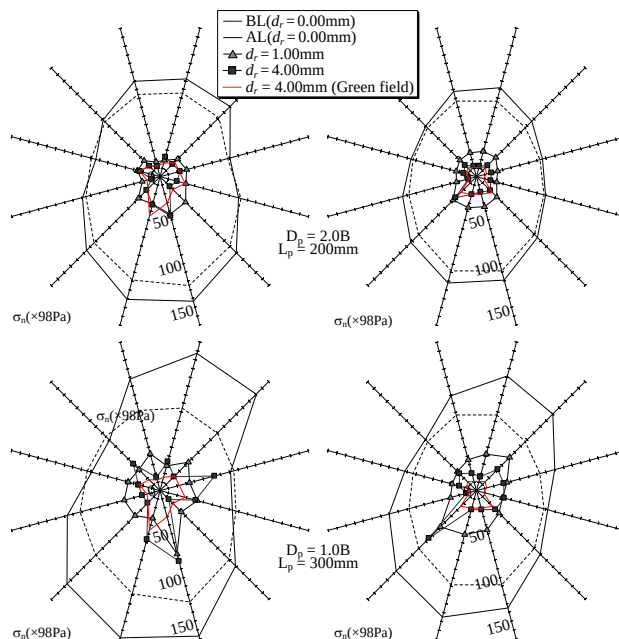


図 17 地表面沈下形状(解析値)

また解析結果は基礎下部地盤へ向かう偏差ひずみの様子など実験結果の傾向をよくとらえている。

トンネル掘削時の地表面沈下形状の実験および解析結果をそれぞれ図 16, 17 に示す。いずれの場合も構造物の設置側に沈下は偏り、トンネル中心線に対して左右非対称の沈下を生じる。また最大沈下は構造物直下で発生していることがわかる。単設トンネル掘削時⁸⁾には、土被りが大きいほど最大沈下量は減少するのに対し、構造物に近接してトンネルを掘削する場合、最大沈下量は図中の実線で示した構造物なし(Green field)の場合よりも大きくなる。これらの結果から、大深度地下においてトンネル周辺に構造物が存在する場合には、地表面の沈下に注意を払う必要がある。

トンネル周面に作用する土圧分布の実験および解析結果を図 18 に示す。図より、基礎に死荷重を載荷する前には左右対称であった土圧分布は死荷重を載荷することにより左右非対称な分布となる。またその傾向は死荷重が大



(a)実験値

(b)解析値

図 18 トンネル周面の土圧分布

きいほど顕著に現れる。筆者らが別途実施した実験・解析結果⁹⁾から、土被りが浅く、杭基礎と近接する場合のトンネル掘削ではトンネル掘削に伴い構造物荷重の影響を受け構造物側とその反対方向に位置するトンネル周面土圧は増加する傾向があり、ケースによっては大きな偏土圧が作用する場合もみられた。しかし大深度地下においてトンネル掘削に伴う土圧の変化に着目すると、作用土圧は全体的に減少傾向にあり、わずかに構造物荷重の影響を受けている部分も見受けられるが、特筆すべき偏土圧が作用している箇所は見受けられない。したがって、土被りが大きくなると構造物荷重の影響そのものは減少することがわかる。

4. まとめ

本研究では、2次元トンネル掘削モデル実験と非線形数値解析により双設トンネル掘削及び大深度地下において杭基礎と近接したトンネル掘削実験を実施し、トンネル掘削時のトンネル・地盤・構造物の力学的相互作用の検討を行った。双設トンネル掘削の検討では先行・後続トンネルを順次掘削し施工過程、掘削順序に着目した比較検討を行い、杭基礎との近接施工では特に大深度において杭長を変化させて得られた実験・解析の結果の比較検討及び地盤内の変形挙動の解明を目的とした。これら一連の考察から得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 双設トンネル掘削において、先行トンネルに作用する土圧はその土被りの違いは見られるものの、単設トンネル掘削時と同様、左右対称な分布で急激に減少し、一定値に収束する。その後新たにトンネルを掘削することにより地盤内応力の再配分によって先行トンネル周面に作用する土圧は増加する。

- (2) 双設トンネルに作用する土圧は相対位置関係が同じでも、掘削順序によって大きく異なる。特に上部地盤にトンネルを掘削した後その下部地盤に新たにトンネルを掘削する場合、先行トンネルは両トンネル間を結ぶ直線上の直交方向の土圧が増加し、今回の実験および解析パターンでは初期土圧を上回る偏土圧が作用する結果となった。一方、先行トンネルを下部地盤に掘削しその後上部地盤に新たにトンネルを掘削する場合、先行トンネルに作用する周面土圧は後続トンネル掘削に伴う地盤内応力再配分の影響で全体的に増加し、上下に押しつぶされるような挙動を示した。以上の結果から、双設トンネル掘削において掘削順序を考慮することは重要な検討項目になりうると考えられる。
- (3) 双設トンネル掘削に伴う周辺地盤の変形挙動は、両トンネルの影響を相互に受ける点において、掘削順序を変更した 2 パターンの結果を比較しても同様の傾向としてとらえることができる。また掘削順序を変更し、両者の結果を比較すると、最終的なせん断ひずみ分布には顕著な違いはみられなかった。
- (4) 双設トンネルにおいて、掘削順序の異なる 2 つのパターンの土圧分布とトンネル中心部の変位量から、掘削順序によってトンネル掘削時の変形モードは異なることがわかった。
- (5) 大深度地下において杭基礎と近接してトンネルを掘削する場合、地盤内の変形及び地表面沈下は既設構造物の影響を受けることが偏差ひずみ分布及び地表面沈下形状の実験・解析結果より明らかになった。地表面の沈下形状は構造物側に偏ったものになり、トンネル中心に対して左右非対称の変形が生じる。また最大沈下が構造物下部地盤で発生する点も留意すべき点である。
- (6) 構造物と近接施工となる場合にはトンネル掘削に伴う地盤の変形はトンネルインバート付近から基礎下部地盤にむけて発達する。今回のように大深度地下を想定した場合でもその傾向は確認でき、特に杭の根入れ深さがトンネル掘削部近傍まで達している場合には構造物に及ぼす影響を考慮する必要がある。
- (7) 大深度地下にトンネルを掘削する場合、周辺に構造物が存在する場合でもトンネル周面土圧に及ぼす影響は大きくない。

地盤材料の応力ひずみ関係を適切に考慮できる弾塑性構成モデルに基づく数値解析は、地盤内の力学挙動及びトンネル - 構造物の相互作用を適切に考慮でき、双設トンネル掘削時及び近接施工のトンネル掘削の土圧、地盤変形を予測する上で有効なツールになりうるといえる。今後は地盤特性を変化させた検討や実地盤の検討も行っていく予定である。

参 考 文 献

- 1) 村山朔郎：砂層内局部沈下部にかかる垂直土圧，京都大学防災研究所年報第 11 号 B，pp.549-565，1968 年
- 2) Shahin, H. M., Nakai, T., Zhang, F., Kikumoto, M. and Nakahara, E. : Behavior of ground and response of existing foundation due to tunneling, *Soils and Foundations*, Vol.51, No.3, pp. 395-409, 2011
- 3) Shahin, H. M., Nakai, T., Hinokio, M. Kurimoto, T. and Sada, T. : Influence of surface loads and construction sequence on ground response due to tunneling, *Soils and Foundations*, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 4) 菊本統，中井照夫，ホサインシャヒン，石井健嗣，岩田敏和：実際の中空変位と周面土圧分布を考慮した単設トンネル掘削モデル実験とその解析，土木学会論文集 F1(トンネル工学) 特集号，2011 年
- 5) Zhang F., Kimura, M., Nakai, T. and Hoshikawa, T.: Mechanical behaviour of pile foundations subjected to cyclic lateral loading up to the ultimate state, *Soils & Foundations*, 40(5), 1-18, 2000
- 6) Nakai, T. and Hinokio, M. : A simple elastoplastic normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 2, pp. 53-70, 2004.
- 7) 岩田敏和，石井健嗣，中井照夫，H.M.Shahin，菊本統，鬼頭達也：新しいトンネル掘削装置を用いた実験とその解析，第 46 回地盤工学研究会，2011 年
- 8) 岩田敏和，中井照夫，ホサインシャヒン，菊本統，石井健嗣：新しい双設トンネル掘削実験とその解析，土木学会論文集 F1(トンネル工学)特集号 Vol.67 No.3/pp.33-44, 2011
- 9) 岩田敏和 トンネル掘削問題における既設トンネルおよび既設構造物の影響 名古屋工業大学修士論文 pp.23-84, 2012

各務原市鵜沼に築造された坊の塚古墳の設計について Plan of Bonozuka ancient tomb constructed at Unuma in Kakamigahara City

西村勝広¹，可児幸彦²，奥田昌男³，中根洋治⁴

1 各務原市・歴史民俗資料館・Katsu777f@plala.to

2 エイトン

3 奥田建設

4 昭和コンクリート工業

概 要

坊の塚古墳は、各務原市域最大の前方後円墳である。古墳は、被葬者の墓であるとともに富を象徴する土構造物であるので、築造に際しては規模と共に立地が重要視された。坊の塚古墳と隣接する古墳群が築造された土地は、低位段丘形成時に発達した比高差 10～15m の段丘崖上であることに合わせ、5 万年前に木曽川泥流堆積物が乗り上げて形成した堤状の微高地上でもあることが地形図で示された。

また、坊の塚古墳の現況を元に竣工時の形状復元を試みたことで、後円部三段、前方部二段築成という墳丘構造が見えた。正確な墳丘の規模は、墳長 120m、後円部直径 72m、同高さ 11.5m、前方部最大幅 66m、同高さ 8.5m とした。また、周辺の古墳時代の地盤高を 60.5m と仮定することで、設計に関わる墳丘の盛土は周濠の掘削土で賄えることがおよそ説明できるものと思われる。

キーワード：各務原市，鵜沼，坊の塚古墳，鵜沼低位段丘面，木曽川泥流堆積物

1. はじめに

岐阜県各務原市鵜沼羽場町には、現在滅失しているものを含め 9 基の古墳が知られている。そのうちの 3 基は、古墳時代前・中期（4～5 世紀）に、他の 6 基は不確定ではあるが後期（6～7 世紀）に築造されたとされる。本論では、首長クラスの大規模な古墳が造られることの多い前・中期に注目し、中でも当地で最大の規模を誇る坊の塚古墳（写真 1）をテーマに取り上げた。

古墳は、被葬者の富力を象徴する土構造物である。古墳の築造に際して、最も重視されたのは規模であろうが、その他にも複数の条件、例えば立地も十分に検討されたと思われる。まず、坊の塚古墳の用地をこの場所に決定させた条件とは何であったのかを考察する。

また、坊の塚古墳は現況測量図を見て明らかなように、その形状は竣工時の状態を留めていない。そこで、現況から出来る限りの復元を図面上で行い、正確な規模と構造について検証する。そして、当時の地盤高と坊の塚古墳の周濠掘削土との関係をシミュレーションし、墳丘盛土の獲得方法について論ずる。

2. 古墳の概要

坊の塚古墳の規模は、墳長^{注1)} 120m、後円部直径 72m、同高さ 10m、前方部最大幅 66m、同高さ 7.8m とさ



写真1 坊の塚古墳の空中写真

れる。昭和 32 年に岐阜県の史跡指定を受け、市域最大、県下第 2 位の規模を誇る前方後円墳として評価されている。

埋葬主体部は竪穴式石室で、現在、大きな窪みとなっ

注1)全長という表現がなされているが、墳丘のみの長さを墳長、周濠を含めた全体の長さを全長と表現した方が分かりやすい。この場合は墳長が適当。

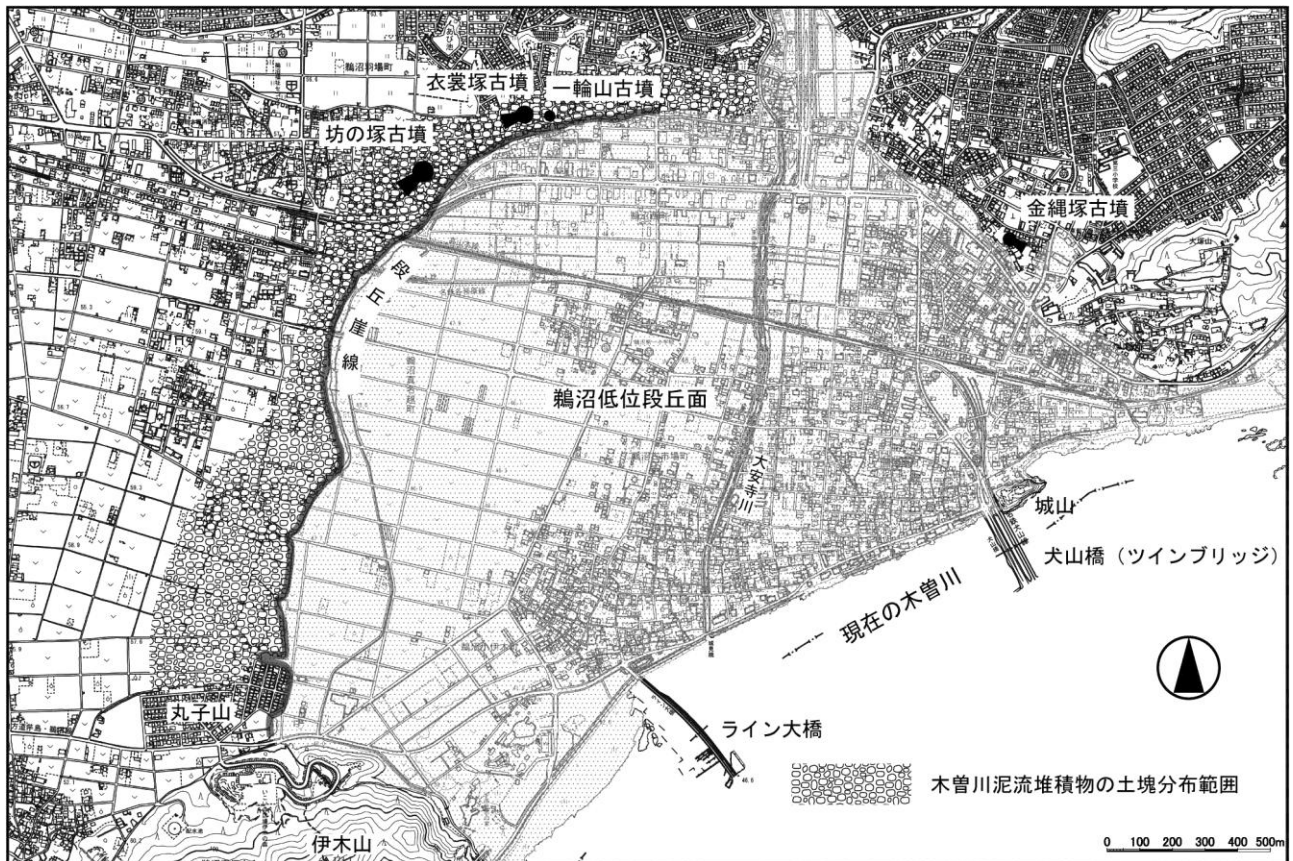


図1 鵜沼低位段丘面と木曽川泥流堆積物の推定範囲

ている盗掘跡が石室の位置を示す。石室本体は露出しないが、天井石の一部が盗掘の際に墳丘外へ放り出されており、その石材は硬質砂岩（通称“鵜沼石”）と確認できる。盗掘があったのは、明治 19・35 年頃で、その時に出土した副葬品から古墳の築造時期は 5 世紀前半とみなされる。墳丘については正式な発掘調査はなく、北西の隣接地においては 1992 年に周濠範囲確認調査が行われている²⁾。周濠の存在については、従前より墳丘周辺の地形段差や地割を根拠に指摘されてきたが、この時の調査で実在が明らかになっている。

付近には、衣裳塚古墳と一輪山古墳が存在し、おそらく支配権継承の過程で順次築かれていったものと考えられる。衣裳塚古墳も県指定史跡で、直径 52m、高さ 7m の規模を有し岐阜県下最大の円墳として評価される。しかし、西側に削り取られたような痕跡があることから、本来は前方後円墳であったとする見解が有力で、本論もそれを支持する。衣裳塚古墳の出土品については一切知られていないが、築造年代は古墳群の年代から 4～5 世紀代の範囲と推定される。

一輪山古墳は、大正末期から昭和初期の開墾によって滅失したが、その際に三角縁波文帯四神二獣鏡（各務原市重要文化財）と鉄製品の折片が出土している。古墳の規模等については、直径 9m、高さ 2m 余りの円墳という記録があるが、本来の規模・形状とは考え難い。出土品から判断して、一輪山古墳は 4 世紀後半の築造と考えられるので当古墳群のなかでは最も古い可能性がある。

3. 古墳の立地条件

坊の塚古墳は、鵜沼低位段丘面を臨む比高 10～15m の崖上に横向きに位置する。古墳が所在する鵜沼羽場町の“ハバ”とは崖を意味する地名で、近くの崖下には巾下という地名も見られる。古墳上で葬祭儀式を執り行い、被葬者の富を象徴し眼下へ支配を及ぼしていくために、古墳用地は最も目立つ場所に選ばれたのであろう。衣裳塚・一輪山古墳についても、全く同様の立地条件にある。

坊の塚古墳周濠範囲確認調査では、古墳が築かれた地盤中に木曽川泥流堆積物という特殊な土壌が確認された。古墳築造と木曽川泥流堆積物との関係については、先に論考したところである³⁾。御嶽山の火口から約 200km を木曽川沿いに下降した 10 億 m³といわれる木曽川泥流堆積物の一部は、木曽川が各務原台地の西端部を浸食し鵜沼低位段丘面を形成する初期に、その段丘崖に乗り上がるように堆積して残ったと説明できる。今日も、耕作により地表に浮き上がった木曽川泥流堆積物の土塊が崖線に沿って帯状の分布を示すことが確認されている（図 1）。木曽川泥流堆積物に包含された樹木の 14C 年代は 5 万年前で、海面低下により木曽川の河床が下がり始めたのは 7～5 万年前と言われる⁴⁾。古墳時代より遙かに過去の出来事である。

このような堆積物が地形に及ぼした影響を調べるために、古墳群周辺の等高線を確認した。しかし、一帯は宅地化が進行しており、参照した各務原市都市計画図で

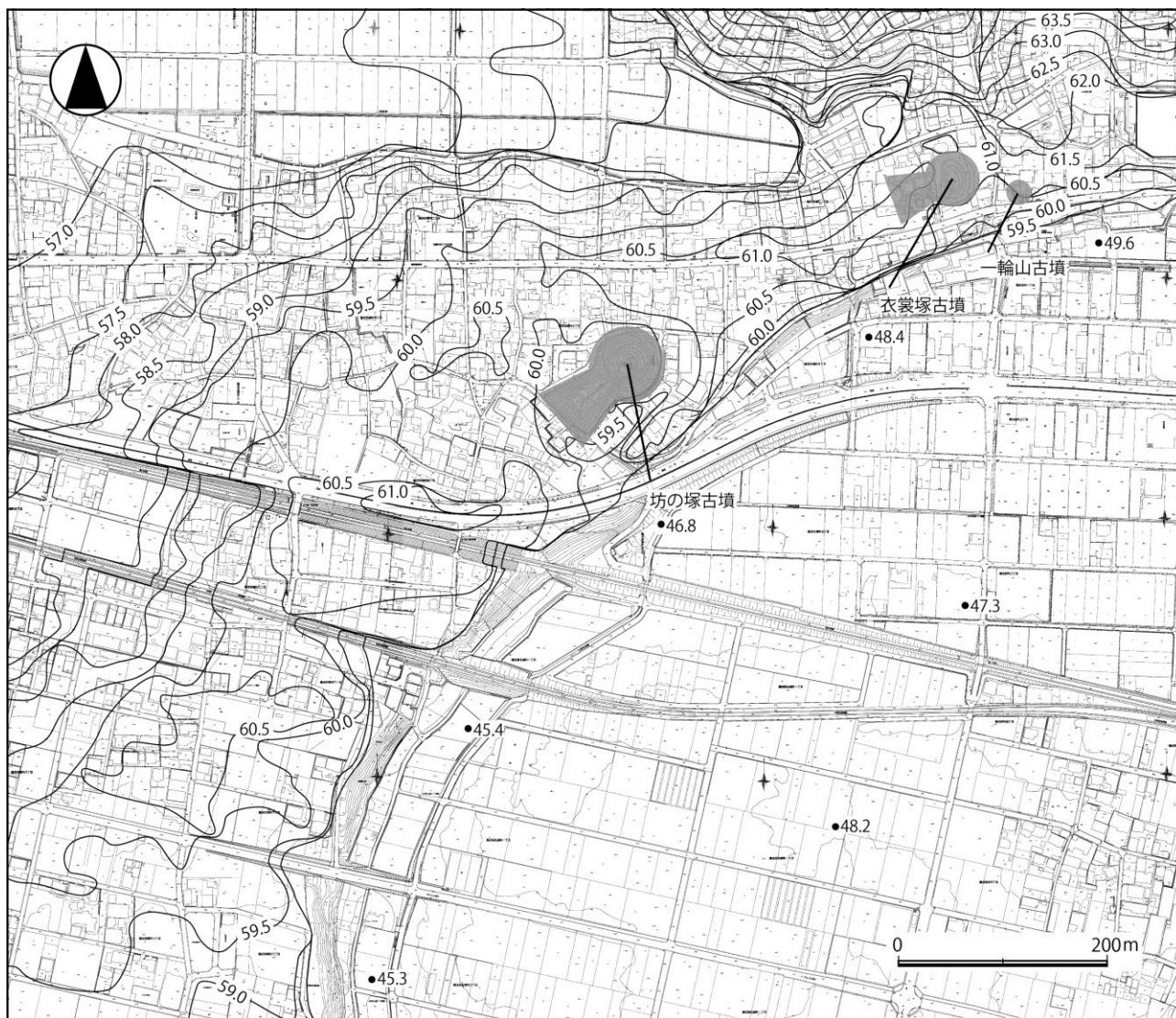


図2 可視化した段丘崖上の地形

は、断片的な等高線が示されるのみであった。そこで、都市計画図上に打たれた標高付の単点を 50 cm 区切りでグルーピングする作業を行った。対象を標高 57.0m～63.5mの単点 983 点に絞り込み、目的とする等高線を描いた（図 2）。

得られた等高線図は、道路や鉄道等で大規模に改変されている部分の形状を相応に表わした。また、等高線は坊の塚古墳の周囲が低くなっていることを示し、古墳築造の際に土取りが行われた痕跡をとらえた。したがって、この方法で作成された等高線図は現況地形を示す資料として有効であると言える。そして、全体を見ると等高線は崖線に沿って堤状に盛り上がる地形を浮き彫りにした。崖線上にこのような地形が形成された原因は、地盤を構成する木曽川泥流堆積物にあると容易に推測することができる。改めて古墳群の分布を見ると、坊の塚古墳に限らず衣裳塚古墳や輪山古墳も、木曽川泥流堆積物によって形成された地形の標高ピークに沿って並んでいることが伺える。段丘崖で、かつ泥流堆積によって上乗せされた堤状の地形は、古墳群を築造するための恰好の条件となっていたことを指摘できよう。

4. 墳丘の規模と構造

坊の塚古墳の現況測量図にスケールを当てると、墳長 113.1m、後円部直径 65.6m、前方部最大幅 55.4mと計測され、各務原市が示す規模に届かない。このことから、公称値に誇張があると指摘する声がある。

坊の塚古墳に限ったことではなく、墳丘の縁辺部は地中に埋没していることが多い。長年月の間に、墳丘の盛土や周辺の土壌が周濠内へ流れ込み、墳丘の裾部を覆ってしまうことが原因である。坊の塚古墳の場合、外周に道路が巡ることで墳丘の輪郭が明瞭に思えるが、かえって本来の形状は曖昧になっている。この道路は、明治 14 年の名古屋鎮臺参謀部作成の測量図にも表されているので、近代には既存したものである。現在のアスファルト舗装が施されたのは昭和 50 年代頃だと思われる。

また、墳丘前方部の南西角部は歪な形を呈している。墳丘の主軸に対して墳形が左右対称にならない。全国的前方後円墳の中には不整形な墳形のものも見られるが、坊の塚古墳の場合は脇を斜めにかすめる道路の敷設によって墳丘が削り取られている。現在は法面保護のため



写真2 坊の塚古墳前方部崩落断面（1992年）

の工事が施されているが、過去には墳丘盛土が露出する状態が長く続いていた（写真2）。

坊の塚古墳がこのような状態にある限り、正確な規模を測量することは困難である。そこで、埋没、若しくは損傷している部分を推定して補い、復元モデル図の制作を試みた。ただし、事実を抑えるべき要所の発掘調査が出来ていない以上、あくまでも仮定の復元図である。

『各務原市史』編纂時に作成された、「坊の塚古墳測量図」⁵⁾が存在する。墳丘の形状は50cm間隔の等高線で表されており、今のところ最も精度の高い図面である。この図を用いて墳丘の復元を始めるにあたり、まず主軸線を検討した。後円部上面、すなわち墳頂部の正円形が比較的良好に残っていることから、中心点を落とし前方部両側の等高線が線対称になるよう中軸線を引き出した。その結果、過去に設定した墳丘中軸線より時計回りへ1.8°振れることになったが、今回は見直し後の中軸線に基づいて墳丘全体を復元した。

『各務原市の文化財』⁶⁾によると、坊の塚古墳は二段築成と説明されている。現在の墳丘裾部には、外周道路の敷設により生じた客土が積み上げられているようである。現地を観察すると、この部分の土壌中に近世以降の陶磁器片が混入していることから本来の墳丘盛土でないことが分かる。しかし、すぐ上位で一周する幅広の平坦部は、その影響を強く受けていないと認識でき、すなわち築成段のテラス面として注目できる。坊の塚古墳を二段築成とする根拠は、おそらくこの部分にある。ところで、坊の塚古墳からは円筒埴輪が採集されている。円筒埴輪列があるとすれば、こうしたテラス面に並べら

れた可能性が高い。次に墳丘断面を検証するが、後円部の北西側は主体部盗掘時の客土で乱れている。代わって、後円部の南東側は比較的整った状態にある。この部分の断面形を平面図から起こしてみると、勾配の変化点が上下2個所に確認できた（図3）。下位61.0mの位置に認められる変化点Bは、上述のテラス面に一致するものである。また、上位65.0mの位置に認められる変化点Aは、狭幅ではあるがもう一つのテラス面の存在を示唆している。墳丘平面図から見ても、この2か所を境として等高線の密度が異なり傾斜角が変化していることを伺い知ることができる。つまり、坊の塚古墳の墳丘は後円部三段築成、前方部二段築成と言える。

復元モデル図の制作にあたっては、テラス面の存在を加味したほか、括れ部の稜線、前方部の稜線を現況から決定して完成させた（図4）。この復元モデル図上で坊の塚古墳の墳丘を計測すると、ほぼ公称値に等しくなる。ということは、公称となる値が最初に得られた時も同様な復元作業を経ていたのである。つまり、坊の塚古墳の説明に用いられる墳丘の規模は、現況ではなく墳丘の埋没・損傷部分を含めた推定規模ということになる。一方、高さについては、現況で測定されていた感が強い。その後の周濠範囲確認調査の結果を踏まえれば、本来の高さとして後円部で11.5m、前方部で8.5mに見直す必要があらう。

5. 墳丘と周濠の土量

古墳築造の基本原理は、切土と盛土である。墳丘の下位は切り出し、上位は盛土によって全体の高さが得られている。すなわち、墳丘の高さとは、両行為で得られる相対的な高さのことになる。墳丘周辺の土壌が掘削され、中心の墳丘部に盛り上げられるため、墳丘外周には大きな窪地ができる。その窪地を整えたのが周濠であるというのが通説である。では、実際に墳丘の盛土全てを周濠部分から獲得することが出来るのであろうか。坊の塚古墳の場合でシミュレーションを試みた。

周濠は埋没しているが、発掘調査の結果により一部が確認されているため、全体の範囲を想定することが可能である。墳丘は、竣工時の形状に基づいてデータをとる必要があるため、前節で作成した復元モデル図を活かす。

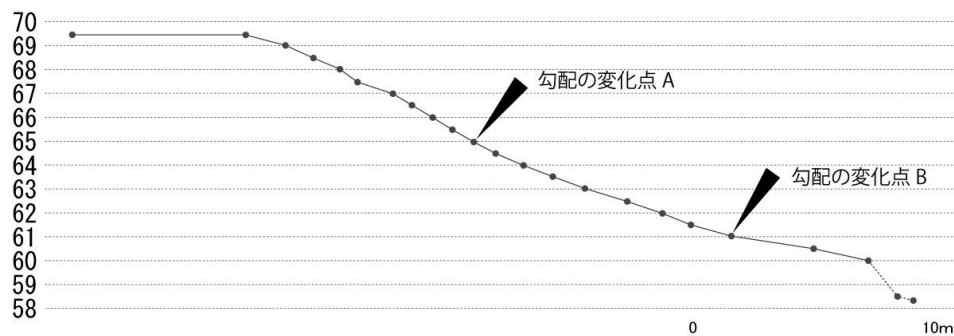


図3 坊の塚古墳後円部の断面形

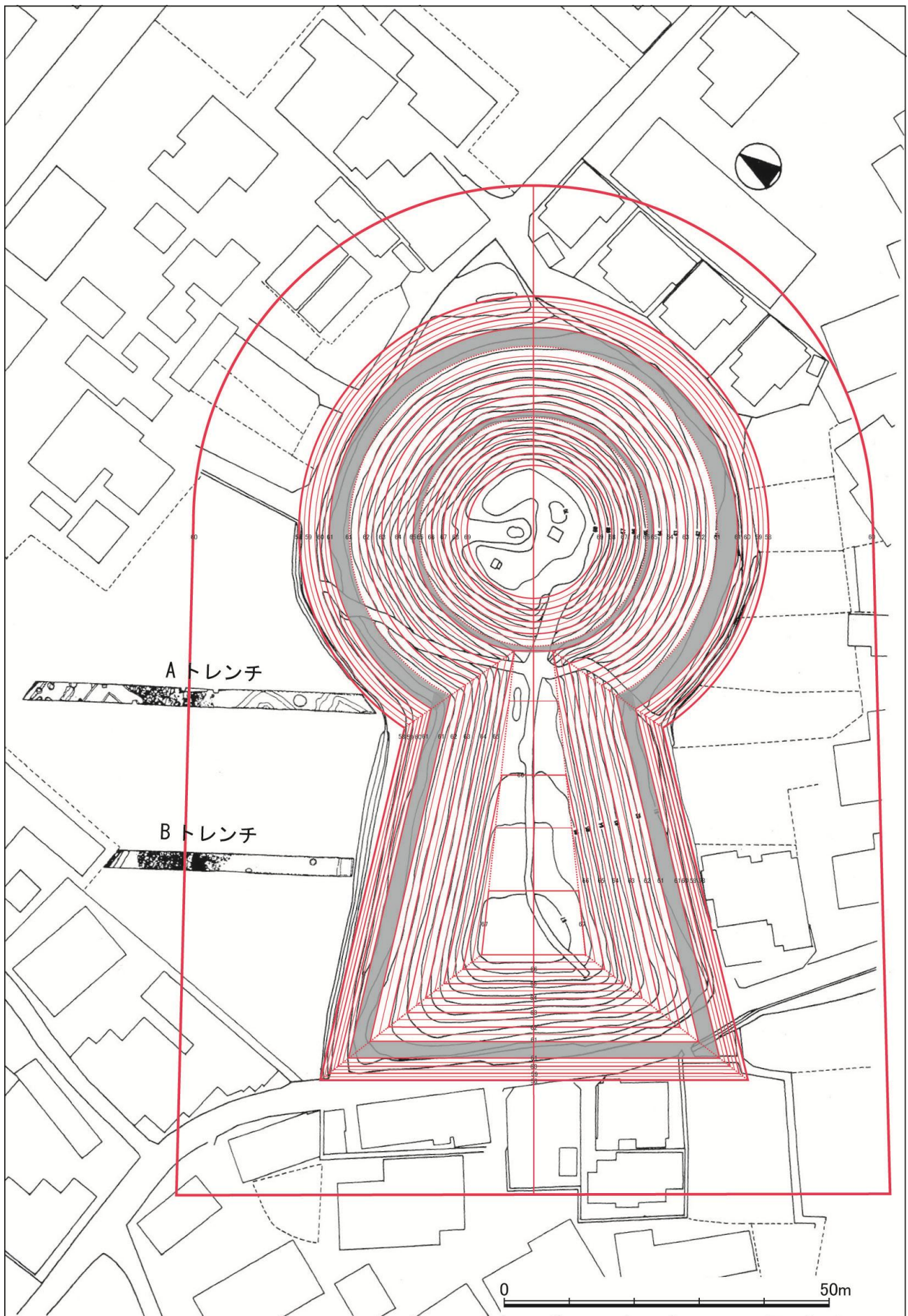


図4 坊の塚古墳の復原モデル

表1 坊の塚古墳の墳丘体積と周濠体積の計算表

後円部盛土量

等高線	m	69.0	68.0	67.0	66.0	65.0	65.0	64.0	63.0	62.0	61.0	61.0	60.5	10,617.64
直径	m	20.4	24.1	27.8	31.5	35.1	37.0	41.9	46.8	51.5	45.9	62.7	64.4	
面積	m ²	326.69	455.94	606.68	778.92	967.13	1,074.67	1,378.15	1,719.34	2,082.02	1,653.85	3,086.06	3,255.68	
土量	m ³		391.31	531.31	692.80	873.02	0.00	1,226.41	1,548.75	1,900.68	1,867.93	0.00	1,585.44	

前方部盛土量

等高線	m	69.0	68.0	67.0	66.0	65.0	65.0	64.0	63.0	62.0	61.0	61.0	60.5	7,767.38
上辺	m			13.9	10.0		6.0	11.0	16.3	21.1	25.5	31.5	33.00	
下辺	m			16.0	21.8		27.5	33.2	39.0	44.7	50.5	57.4	58.90	
高さ	m			9.8	29.9		51.1	51.6	51.9	52.6	53.3	53.7	53.80	
高さ補正值	m			0.0	0.0		-0.1	-0.5	-0.8	-1.3	-1.8	-2.5	-2.7	
高さ補正後	m			9.8	29.9		51.0	51.1	51.1	51.3	51.5	51.2	51.10	
面積	m ²			146.51	475.41		854.25	1,129.31	1,412.92	1,687.77	1,957.00	2,275.84	2,348.05	
土量	m ³				310.96		664.83	991.78	1,271.11	1,550.34	1,822.39	0.00	1,155.97	

墳丘総体積	m ³	18,385.02											
-------	----------------	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

古墳全体面積（墳丘+周濠）

等高線	m	60.5				58.5			
周濠半円部	m ²	$(52.4m \times 52.4m \times 3.14) / 2 =$				4,310.84	左に同じ		4,310.84
周濠台形部	m ²	$((104.8m + 110.0m) / 2) \times 102.0m =$				10,954.80	左に同じ		10,954.80
		15,265.64							15,265.64

墳丘面積

後円部	m ²	$(32.2m \times 32.2m \times 3.14) =$	3,255.68	$(36.1m \times 36.1m \times 3.14) =$	4,092.08
前方部	m ²	$((36.8m + 58.8m) / 2) \times 45.6m =$	2,179.68	$((42.5m + 65.9m) / 2) \times 48.3m =$	2,617.86
くびれ部	m ²	$17.96m \times 3.25m =$	58.37	$20.1m \times 3.6m =$	72.36
			6,782.30		5,493.73

周濠面積	m ²	8,483.34	9,771.91
------	----------------	----------	----------

周濠平均深さ

Ａトレンチ	グリッド	O	P	Q	R	S	T	平均 2.00
	m	1.91	2.19	2.08	1.84	2.18	2.10	
Ｂトレンチ	グリッド	O	P	Q	R	S	T	
	m	1.82	2.03	1.89	1.88	1.82	2.26	

周濠体積	m ³	$(8483.34m^2 + 9771.91m^2) / 2 \times 2.00m =$	18,255.25
------	----------------	--	-----------

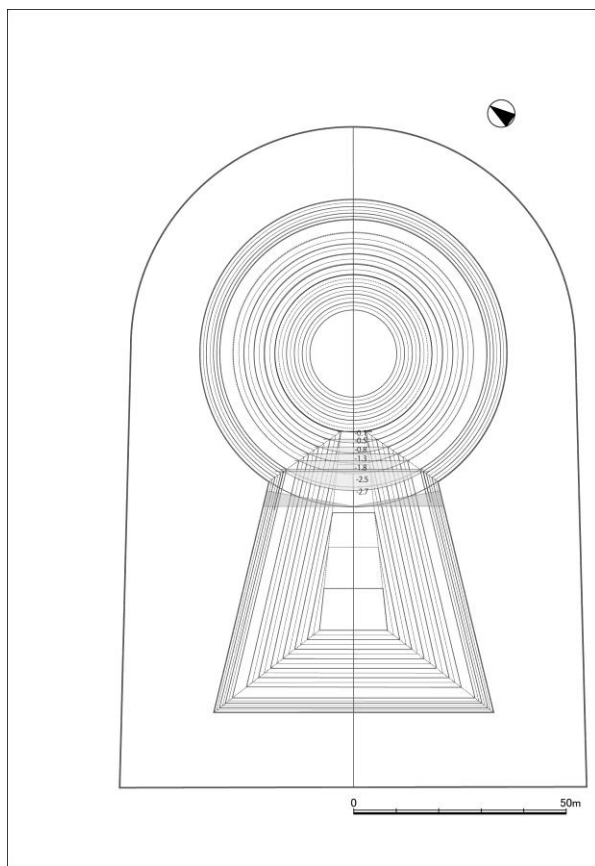


図5 面積計算上の重複部分

そして、次に重要なのは切土と盛土の垂直境界、すなわち古墳時代当時の地盤高で、この値が基準になる。結論から述べると、古代の地盤高（以下 GL）を 60.5m に設定した。発掘調査時に測量した周濠外部の地表面は標高 60m 以上を示し、図 2 に表された等高線でも古墳の立地する場所は標高 60.0～60.5m、間近の最高位部では標高 60.5～61.0m を示した。古代から現代までに、地形の起伏が均されていく傾向にあると考えれば、標高 60.5m を古代の GL とする見解に矛盾はないものとする。

墳丘の体積は、スライス法によって算出した（表 1）。墳丘を水平にスライスして出来るプレートの面積に、高さを乗じながら積み上げた。なお、上下のプレート面積の平均値にプレート間の標高差を乗じることによって上下プレート間の体積を求める、平均平断面法も合わせて用いた。墳丘全体を円形と台形に分け、基本的に標高 1m 毎にスライスした体積を積み上げたが、墳丘括れ部には両者が接続して重複する部分があるため（図 5）、

台形側の面積算出の際に長さ（面積計算の場合の高さ）を補正した。こうして得られた、標高 60.5m 以上の墳丘盛土体積は 18,385.02 m³ である。

次に周濠部分の体積計算である。こちらは半円径と台形に分離して、盾形の周濠を含んだ古墳の全敷地面積を算出した。その結果、15,265.64 m² と計算された。そこから、墳丘の面積を差し引くことによって周濠のみの面積が得られる。墳丘の面積は、後円部と括れ部、前方部に三分割し、括れ部については二つの直角三角形に置き換えて計算した。まず、標高 60.5m における墳丘の面積を計算すると 8,483.34 m² になる。次に、標高 60.5m からの周濠深さの平均値が 2.0m であることを踏まえ（図 6）、標高 58.5m における墳丘面積を算出した。このレベルが理論上の墳丘基底部になる。その面積は、9,771.9 m² と算出された。そして、両面積の平均値に高さを乗じることによって、周濠部の切土体積が算出される。得られた値は 18,255.2 m³ となる。すなわち、墳丘盛土の体積と比較して差は 130 m³ と、まず誤差の範囲に収められそうな数値を算出することができた^{注2)}。

6. まとめ

古墳時代前・中期の古墳は規模が大きく、地方の県主や首長等、強大な権力者の墓であることが大半である。各務原市鵜沼において古墳群の用地となった比高 12～13m の段丘崖線は、被葬者が死後も配下の地に威厳をかざし後継者に支配力を維持させるために選択した重要な墓域であった。そして、選ばれた用地は単なる段丘崖上ではなく、御嶽山に由来する木曾川泥流の堆積により堤状に盛り上がった地盤の範囲であることが確かめられた。古墳群は、西方の高位段丘側からも小高い位置に見えていたことになる。複数の自然作用が重なって形成されたこの特異な地形は、4～5 世紀の地域支配のために好都合な条件を備えていたことがよく理解された。

設計上で復元した坊の塚古墳の墳丘モデルは、上下二箇所のテラス面をとらえた。このことによって、後円部三段、前方部二段築成という墳丘構造についての新しい

注2) 掘削した土を突き固めて盛土した場合、土量（体積）は約4%ほど縮むと言われている。古墳の墳丘は、版築等の突き固めが行われているだろうから、本来ならこの変化も合わせて考証すべきだが今回は考慮に入っていない。

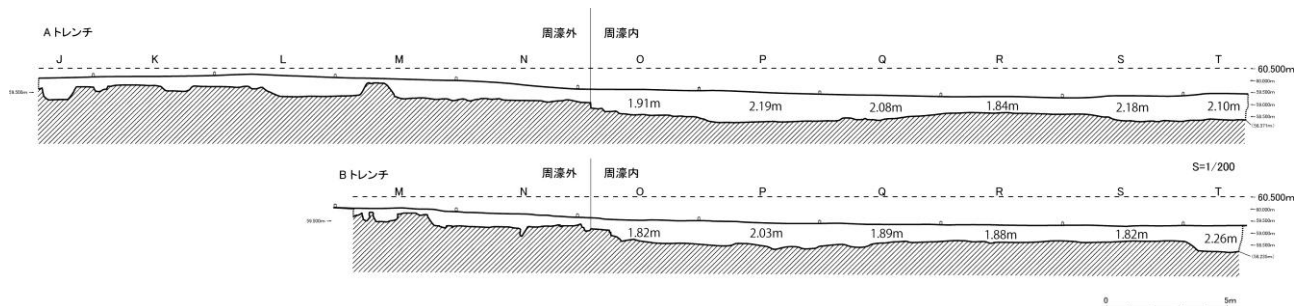


図6 坊の塚古墳周濠の断面図

見解を得るに至った。さらに、各所で用いられている墳丘規模の公称値が復元モデルの測定値に一致したことにより、その値が妥当な復元値であると理解された。

また、一般的な古墳の墳丘が周濠からの盛土で築かれることは考古学における定説となっているが、坊の塚古墳の復元モデルを用いたシミュレーションは、幾つかの仮定を含みながらも定説を裏付けることが可能であると分かった。

千数百年を経て残されている古墳は、さすがに当時の姿のままではなく経年変化というフィルターが掛かっている。古墳のみならず周辺の地理的環境全体からもフィルターを除去する、すなわち今回の場合、等高線を描き客観的条件を整理することで、古墳を取り巻く古代の情景が鳥瞰図として蘇ってくる。そのためには、まず自然の地形形成史と人の土地利用史をきちんと整理することが肝心である。そして、人がいかに自然地形に依存したか、あるいは働きかけたかを研究することで、より実感できる具体的な歴史を知ることができるように感じられた。

参 考 文 献

- 1) 西村勝広，可児幸彦：御嶽山から200km 鵜沼の木曽川泥流堆積物，資料館だより第30号，各務原市歴史民俗資料館，2012年.
- 2) 西村勝広：坊の塚古墳周濠範囲確認調査報告書，各務原市文化財調査報告書第21号，各務原市埋蔵文化財調査センター，1997.
- 3) 西村勝広，可児幸彦，奥田昌男，中根洋治：各務原市における古墳築造と木曽川泥流堆積物，第21回調査・設計・施工技術報告会論文集，2012.
- 4) 中根洋治：秋葉古道と愛岐地方の旧河道，2011年.
- 5) 各務原市教育委員会：付図三 坊の塚古墳測量図，各務原市史考古・民俗編 考，1983年.
- 6) 各務原市教育委員会：各務原市の文化財，各務原市教育委員会文化課，1995年.

午後の部Ⅳ
(1 6 : 3 0 ~ 1 7 : 2 0)

司 会 森口 周二
(岐阜大学)

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 Purification of oil polluted soil using the vacuum and injection nozzles laid under the ground in vertically

寺田暁彦¹, 佐野豊生¹, 清宮崇寛¹, 棚橋秀行²

1 大同大学・大学院工学研究科都市環境デザイン学専攻

2 大同大学・工学部建築学科 土木・環境専攻・tanahasi@daido-it.ac.jp

概 要

近年、油による地盤汚染が問題となっており、様々な浄化技術が研究されている。しかし、粘性が小さく揮発性に富む油に関する浄化の研究は進んでいるが、機械油などの高粘性で揮発しにくい油に対してはあまり進んでいないのが現状である。そのため本研究室では、界面活性剤で機械油を乳化させ非掘削浄化する技術について研究を行っている。今までの実験では、界面活性剤の浸透の際、土壌の状態等により、浸透しやすい領域と浸透しにくい領域が現れ、浄化ムラが発生してしまう問題を抱えていた。また、鉛直方向よりも水平方向の界面活性剤の流れにおいて、浄化ムラが発生しやすい傾向が分かってきた。そのため、本研究では確実性を考え鉛直方向に埋設した吸引・圧入孔を用いこれまでの間隙内二液反応発泡を応用した油汚染地盤の浄化土槽実験の結果を報告する。

キーワード：油汚染地盤，浄化，非掘削，界面活性剤，間隙内二液反応発泡

1. はじめに

1.1 研究の背景

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

本研究の目的は大同大学・棚橋研究室がこれまでに開発した、地盤に浸透した重曹・界面活性剤・酢酸水溶液の反

応による発泡で機械油を乳化させる浄化技術「間隙内二液反応発泡」を用いることで、機械油汚染地盤の効率のよい非掘削浄化技術の確立を目指すことである。

従来の界面活性剤を効率よく浸透させる方法として、図-1 のように界面活性剤と地上であらかじめ発生させた気泡をともに地盤に注入する工法が存在するが、この手法では、泡状の界面活性剤は小間隙にトラップされた油汚染部位内部に対しては浄化しきれない恐れがある²⁾。これに対し、「間隙内二液反応発泡」は重曹を添加した界面活性剤と酢酸を添加した界面活性剤を油汚染領域に浸透させ、間隙内で二液が反応して発生する二酸化炭素により界面活性剤を発泡させることで、図-2 のように小間隙内にトラップされた油の乳化を促進させるものである。

「間隙内二液反応発泡」による化学反応式を以下に示す。

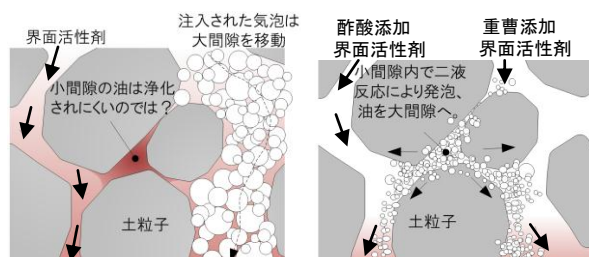
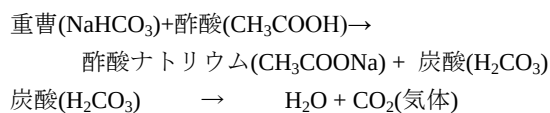


図-1 気泡を圧入した場合

図-2 間隙内二液反応発泡

従来の実験では、界面活性剤を水平方向へ浸透させる、浄化実験を行ってきたが、界面活性剤が浸透しやすい領域ばかり浸透してしまい、浄化ムラが発生してしまう傾向にあった。現場を想定した大型二次元土槽による実験からも、界面活性剤の水平方向への浸透はコントロールが難しく、実際の現場では、よりコントロールが困難になることが予想される。

1.2 研究の目的

これらの背景から我々は、水平方向への浸透ではなく、鉛直方向への浸透の方が、シンプルかつコントロールがしやすいのではないかと考えた。そのため今回の実験では、鉛直方向に圧入孔と吸引孔を設置し、「間隙内二液反応発泡」によって、微小間隙内の汚染油を回収すると共に、発泡による低飽和度領域の形成によって、界面活性剤が広範囲へ浸透することを期待した。最終目標は現場レベルでの実用化であるが、まずは比較的小型である薄型二次元土槽内で予想通りの挙動を示すかどうかを検証する。

2. 薄型二次元土槽を用いた浄化実験

2.1 実験方法と目的

実験には薄型二次元土槽(内寸幅 62cm×高さ 72cm×奥行 5cm)を用いた。充填試料は豊浦砂とズダンⅣによって赤く着色したエンジンオイルで汚染させた豊浦砂を使用した。写真-1 のように圧入孔と吸引孔を設置し、圧入孔 1 からペレソフト 205(ミヨシ油脂製)3%+重曹5%を、圧入孔 2 からペレソフト 205(ミヨシ油脂製)3%+酢酸3%を圧入した。地表面にはCMC(カルボキシメチルセルロース)を散布し、空気の侵入を防ぎ吸引圧の低下を防いだ。

実験目的でも触れたように、「間隙内二液反応発泡」を用いて、界面活性剤の浸透範囲の拡大を期待したものである。圧入孔 1 から重曹添加界面活性剤を圧入し、圧入孔 2 から酢酸添加界面活性剤を圧入することで、圧入孔 1 と圧入孔 2 の間に重曹と酢酸による化学反応が生じ、発泡現象すなわち、「間隙内二液反応発泡」が生じる。これが低飽和度領域を形成し、上から圧入される重曹添加界面活性剤がその低飽和度領域を避けるように浸透し、結果的に広範囲に浸透させる事が可能になると予想したものである。

2.2 実験経過

写真-2 は実験開始 2 時間後の様子である。既に重曹添加界面活性剤と酢酸添加界面活性剤が接触しており、「間隙内二液反応発泡」が発生していることが分かる。しかし、この時点では界面活性剤が広範囲に浸透しているとはいえない。写真-3 は実験開始 4 時間後の様子である。全体的に界面活性剤が広範囲に浸透していることが確認され、2 時間後の様子と比べて全体的な浸透の拡大が進んでいることが分かる。写真-4 は実験終了時の様子である。4 時間後の様子と比べて広範囲に界面活性剤が浸透し、初期汚染領域の汚染油が十分に乳化されていることが目視できる。



写真-1 初期状態

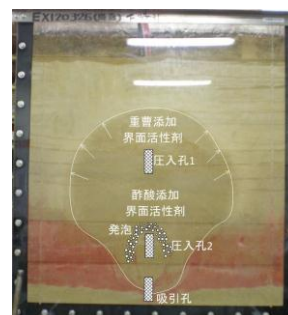


写真-2 2時間後

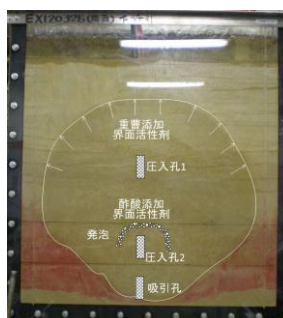


写真-3 4時間後

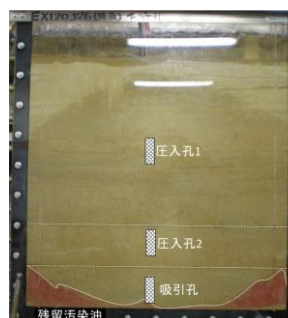


写真-4 実験終了時

2.3 考察

今回の実験目的である、「間隙内二液反応発泡」による界面活性剤の広範囲への浸透は、おおむね達成されたと考えられる。その根拠は、写真-4 の実験終了時の様子を見れば分かるが、土槽内の約 9 割程度を界面活性剤が浸透し、初期汚染領域の汚染油の多くを回収しているからである。これらの事を踏まえ、次章では今回使用した薄型二次元土槽よりも大型である、幅広薄型二次元土槽でも、同様に界面活性剤の広範囲の浸透が可能かどうかを検証する。

3. 幅広薄型二次元土槽による浄化実験(3unit)

3.1 実験方法

実験には幅広薄型二次元土槽(内寸幅 200cm×高さ 100cm×奥行 5cm)を用いた。充填試料は豊浦砂とズダンⅣによって赤く着色したエンジンオイルで汚染させた豊浦砂を使用した。写真-5 のように圧入孔 1,2 と吸引孔をそれぞれ 3 ユニット設置し、圧入孔 1 からペレソフト 205(ミヨシ油脂製)3%+重曹5%を、圧入孔 2 からペレソフト 205(ミヨシ油脂製)3%+酢酸3%を圧入した。地表面にはCMC(カルボキシメチルセルロース)を散布し、空気の侵入を防ぎ吸引圧の低下を防いだ。

また、実験終了後に土槽を解体し、図-3 の様に 57 ブロックに分け、それぞれ土壌サンプルを採取する。それを、ノルマルヘキサンによる汚染油の抽出を行い、清浄土壌 1g 中に何%の汚染油が残留しているかを示す、「残留油分質量比」を求めた。

3.2 実験経過

写真-6 は実験開始 6 時間後の様子である。土槽中央部を中心として、重曹添加界面活性剤が広く浸透しており、また、

右側では既に重曹と酢酸が混じり合っているため、「間隙内二液反応発泡」が発生している事が分かる。写真-7は実験開始 12 時間後の様子である。土槽内の約 7 割に界面活性剤が浸透していることが確認できる。設置した 3 ユニット全てが発泡現象を起こしており、多くの乳化油を回収していることも目視できる。写真-8 は実験終了時の様子である。土槽の両端に残留汚染油が見られるが、初期汚染領域から降下している事から、界面活性剤は浸透しており、汚染油を乳化している事が分かる。中央部は比較的乳化油が回収されているのが見受けられ、ユニット間での浄化は比較的效果が高いと考えられる。図-4 はノルマルヘキサン分析によって求めた、「残留油分質量比」である。図には記載していないが両端以外は全て 1%未満であり、乳化油が残留する両端では 1%を超える数値が出ている。

また、一つ気になる点に触れるが、右端の残留汚染油が写真-7 の 12 時間後と写真-8 の実験終了時と比べ、終了時の方が増している様に見えるが、これは土壌内部に散らばっていた乳化油が実験終了時までには降下し、集積されたものである事をここに記しておく。



写真-5 初期状態

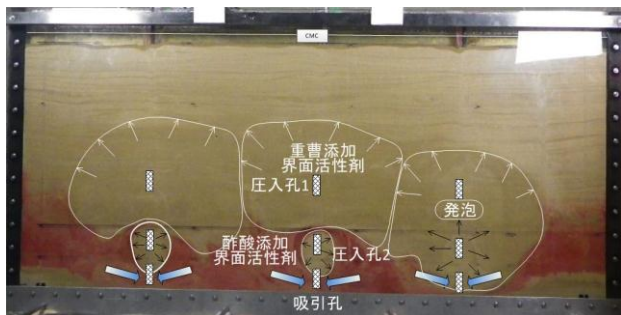


写真-6 6時間後

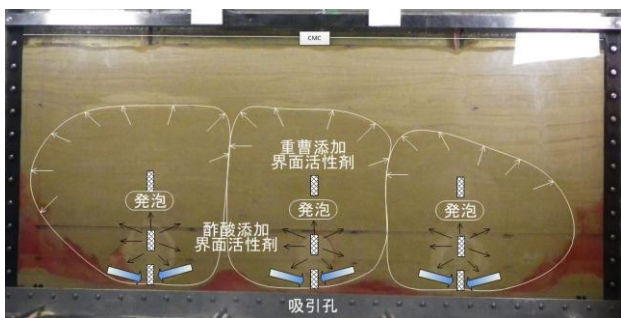


写真-7 12時間後

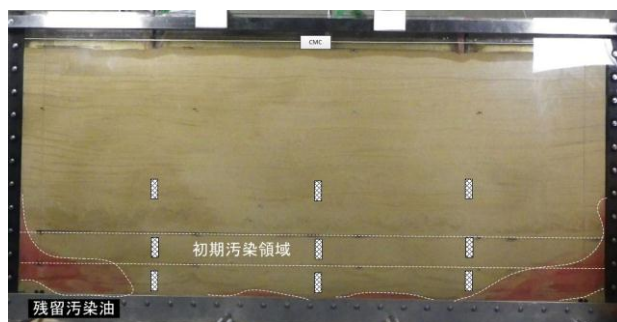


写真-8 実験終了時 (40 時間後)

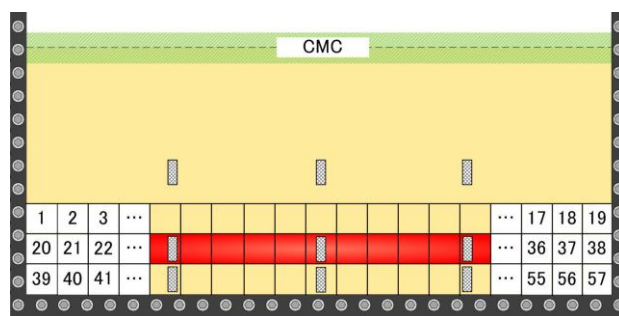


図-3 土壌サンプル採取による 57 ブロック分割図

左端		
No.1	No.2	No.3
0.069	0.042	0.028
No.20	No.21	No.22
2.412	0.570	0.247
No.39	No.40	No.41
4.383	3.093	2.620
右端		
No.17	No.18	No.19
0.008	0.000	0.182
No.36	No.37	No.38
0.026	1.036	2.071
No.55	No.56	No.57
2.662	2.970	3.682

図-4 残留油分質量比 両端

3.3 考察

今回の実験目的である、土槽サイズを広げた幅広薄型二次元土槽での界面活性剤の浸透範囲の拡大は、おおかた成功したといえる。理由としては前回の実験と同様に、界面活性剤が土槽内の多く範囲に界面活性剤が浸透し、初期汚染領域の汚染油を回収することが出来たからである。

また、「残留油分質量比」は多くの領域では 1%を下回っており、ユニット間での浄化効果が高いことを示している。1%を超えた箇所は両端の底部に集まっているが、まずこの手法によりどこまで浸透し浄化が可能なのかどうかを重視するため、今回は解消方法の考案を見送ることにした。

そのため、次章の実験では今回 3 ユニットで行ったものを、2 ユニットで行い、界面活性剤の圧入量の抑制、圧入間隔を広げても同様に界面活性剤が広範囲に浸透するかどうかを検証する。

4. 幅広薄型二次元土槽による浄化実験(2unit)

4.1 実験方法

実験には幅広薄型二次元土槽(内寸幅 200cm×高さ 100cm×奥行 5cm)を用いた。充填試料は豊浦砂とズダンⅣによって赤く着色したエンジンオイルで汚染させた豊浦砂を使用した。写真-9 のように圧入孔 1,2 と吸引孔をそれぞれ 2 ユニット設置し,圧入孔 1 からペレスフト 205(ミヨシ油脂製)3%+重曹 5%を,圧入孔 2 からペレスフト 205(ミヨシ油脂製)3%+酢酸 3%を圧入した。地表面には CMC(カルボキシメチルセルロース)を散布し,空気の侵入を防ぎ吸引圧の低下を防いだ。また,初期汚染領域は前回よりも 10cm 高い位置に充填をした。これは,前回では初期汚染領域の下層部分が 10cm しかなく,乳化油がすぐに底面に降下してしまうため,20cm の余裕を与える事で,乳化油が降下しきる前に回収ができるのではないかと考えたからである。さらに前回と同様,実験終了後に土壌サンプルを採取し,ノルマルヘキサン分析を行うが,現在分析中のためここでは結果を割愛する。

4.2 実験経過

写真-10 は実験開始 6 時間後の様子である。右側のユニットでは既に重曹と酢酸が混じり合っており,「間隙内二液反応発泡」が発生している事が分かる。写真-11 は実験開始 12 時間後の様子である。左側のユニットも「間隙内二液反応発泡」が発生しており,界面活性剤の浸透範囲も拡大していることが観測される。写真-12 は実験終了時の様子である。ユニット間では乳化油はおおむね回収されているが,両端底部には乳化油が回収されていない事が目視される。



写真-9 初期状態

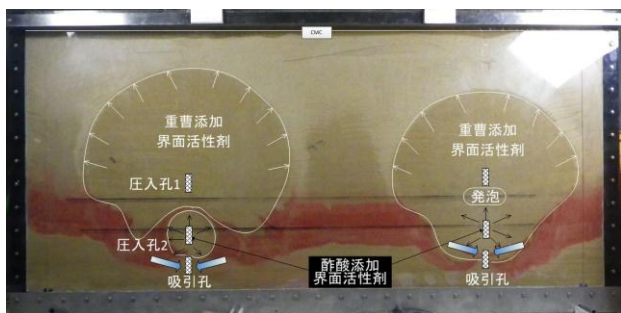


写真-10 6時間後

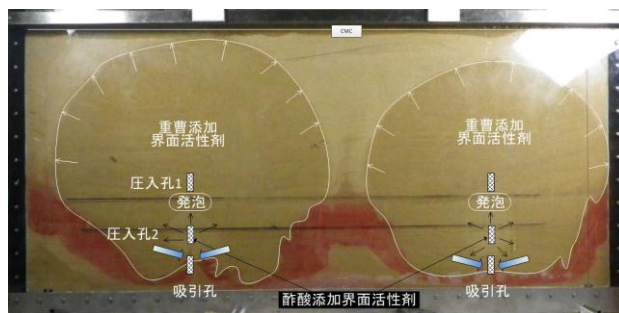


写真-11 12時間後



写真-12 実験終了時 (40時間後)

4.3 考察

今回の実験目的である,3ユニットから2ユニットへのスリム化で,同様な界面活性剤の浸透領域の確保が可能かどうかに関しては,おおむね成功ではないかと捉えている。理由は写真-8 と写真-12 を比較すると,残留汚染油の分布に大きな違いは見られず,前回と同様にユニット間での浄化は依然として効果的である事が示されたからである。

しかし,依然として乳化油が土槽底部に降下し残留する現象が見られる。これはユニット数の増減に関連が無いと考えられ,また,下層高も 20cm と前回の 2 倍にしたが大きな違いが見られない事から,一度降下した乳化油の回収は困難である事が分かる。

5. まとめ

圧入孔,吸引孔の鉛直方向での埋設及び,「間隙内二液反応発泡」による界面活性剤の浸透範囲の拡大は,ひとまず二次元土槽では実現可能である事が今回の研究によって明らかになった。そのため今後も引き続き今回の手法を採用し,研究を進めていく。しかし,今回の研究によって得られたものは成功だけではない。それは,吸引孔より下部に降下した乳化油の回収は極めて困難であるから,それをいかに確実に解消するのかという課題である。そのため今後は地盤改良も兼ねて,初期汚染領域の下層地盤を水ガラスで固め,乳化油の降下を防ぎ回収を試みる研究を行う。

参考文献

- 1)環境省水・大気環境局土壌環境課：改正土壌汚染対策法の概要と留意点，第16回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究会・特別講演-1，資料p. 1，2010。
- 2) Stephanie Fiorenza et.al：NAPL Removal: Surfactants, Foams, and Microemulsions, Lewis Publishers, 2000。

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 Estimation of tortuosity for molecular diffusion, Knudsen diffusion coefficient and dispersivity with a undisturbed soil sampler

園田剛大¹, 日比義彦², 小口和明³

1 名城大学・理工学部環境創造学科

2 名城大学・理工学部環境創造学科・hibiy@meijo-u.ac.jp

3 基礎地盤コンサルタンツ株式会社・関東支社

概 要

著者らは、一次元カラム実験結果を用いて土壌ガス中の物質移動解析に必要となる屈曲度を考慮した分子拡散係数と Knudsen 拡散係数および分散長を求める手法を以前に開発した。これまでにこの手法を用いて、乱した試料の上記のパラメーターを求めてきたが、乱さない試料について実験を行っていなかった。そこで、乱さない試料をカラム内に収納できるように一次元カラムを改良し、千葉県千葉市稲毛区で採取したシルト混じり砂について一次元カラム実験を行った。今回の実験では、試料内の細粒分による不均質性のために有効成分分散係数を精度よく求めることはできなかったが、それでも、一部の実験結果から屈曲度を考慮した分子拡散係数と Knudsen 拡散係数を求めることができた。

キーワード：屈曲度, 分子拡散係数, Knudsen 拡散係数, 分散長, Dusty Gas Model

1. はじめに

土中ガス中の物質移動の重要なメカニズムとして、Fick の法則が良く知られている(例えば, Jellali et al.¹⁾, Kneafsey and Hunt²⁾または Costanza-Robinson and Brusseau³⁾)。しかし、多成分の土中ガス中の物質移動には、分子量の違いによる非等モル流または土粒子表面にガス成分の分子が衝突して拡散する Knudsen 拡散の影響が生じることが知られている(Curtiss and Hirschfelder⁴⁾, Cunningham and Williams⁵⁾, Mason⁶⁾, Mason and Malinauskas⁷⁾, Thorstenson and Pollock⁸⁾)。ただし、Massmann and Farrier⁹⁾によると、Knudsen 拡散係数が物質移動に大きく影響する透過度の範囲は 10^{-14}m^2 以下となる。このため、分子量の差が少ない2成分で、固有透過度が 10^{-14}m^2 以上となる場合には、前記のように Fick の法則を適用しても問題がない。一方、ほとんどの土壌汚染の場合の土壌ガス中の物質移動は多成分となる。例えば、鉱物油などが地盤中に浸透した際には、鉱物油自体が揮発するが、さらに、好気性微生物により鉱物油を分解する際には酸素を消費し、二酸化炭素を排出する¹⁰⁾。また、嫌気性微生物の場合にはメタンを発生する。

多成分モデルとしては Dusty Gas Model^{3), 5), 7)}が知られている。Dusty Gas Model は非等モル流または Knudsen 拡散を取扱うことができ、適用範囲が広い。しかし、Dusty Gas Model に必要となる屈曲度を考慮した分子拡散係数と Knudsen 拡散係数および分散係数をすべて同時に求めた論

文は著者の調べた範囲ではほとんどない。Reinecke and Sleep¹¹⁾は Klinkenberg パラメーター¹²⁾から Knudsen 拡散係数を算出する方法を開発した。一方、Abu-Ei-Sha'r and Abriola¹³⁾は、ガスの流れのない状態のカラム実験結果から、Dusty Gas Model モデルを用いて分子拡散係数、Knudsen 拡散係数、分子拡散に関する屈曲度と Knudsen 拡散に関する屈曲度を求めた。さらに、日比ら¹⁴⁾と Hibi et al.¹⁵⁾ は Dusty Gas Model をもとに、乱した土試料の一次元カラム実験結果より屈曲度を考慮した分子拡散係数と Knudsen 拡散係数および分散長を同時に求めた。

そこで、本研究では、日比ら¹⁴⁾が開発した手法により乱さない試料についても屈曲度を考慮した分子拡散係数と Knudsen 拡散係数および分散長を求めることができるか検証することを目的に、乱さない土試料について一次元カラム実験を行った。

2. 屈曲度を考慮した分子拡散係数と Knudsen 拡散係数および分散係数の算出方法

今回の一次元カラム実験ではカラム内を最初に満すバックグラウンドガスとバックグラウンドガスを満たした後に流すトレーサーの2成分に関する実験を行い、トレーサーガスの濃度分布を求めた。トレーサーガスを成分 A とすると、Dusty gas モデルを考慮した成分 A に関する移流分散方程式は以下の式(1)となる。

$$\frac{\partial C_A}{\partial t} + \mathbf{V}_{gA}^* \cdot \nabla C_A = \nabla \cdot (D_A^* \nabla C_A) \quad (1)$$

ここで、 C_A は成分Aの濃度[M/L³]、 t は時間[T]である。また、 D_A^* は成分Aの屈曲度を考慮した分散係数[L²/T]、 V_{gA}^* を土壌ガス中の成分Aの流速[L/T]とすると $D_A^* = D_A / \theta$ と $V_{gA}^* = V_{gA} / \theta$ となり、それぞれを有効合成分散係数[L²/T]と有効合成流速[L/T]と称する。

さらに、Dusty Gas Model より各ガス成分のモル分率と有効合成分散係数の逆数の関係が以下の式(2)のように得られる¹⁴⁾。

$$\frac{1}{D_A^*} = \frac{1}{\tau_m D_{AB}} (\alpha - 1) X_A + \frac{1}{\tau_m D_{AB}} + \frac{1}{\tau_p D_A} + \Delta_{Mech} \quad (2a)$$

$$\frac{1}{D_B^*} = \frac{1}{\tau_m D_{AB}} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) X_B + \frac{1}{\tau_m D_{AB}} + \frac{1}{\tau_p D_B} + \Delta_{Mech} \quad (2b)$$

ここで、 X_A と X_B は成分Aと成分Bのそれぞれのモル分率[無次元]、 D_{AB} は成分Aと成分Bの分子拡散係数[L²/T]、 τ_m は分子拡散に関する屈曲度[無次元]、 D_A と D_B は成分Aと成分BのそれぞれのKnudsen 拡散係数[L²/T]、 τ_p はKnudsen 拡散に関する屈曲度[無次元]、 Δ_{Mech} は有効合成分散係数を逆数とした場合の機械的分散に関する量[T/L²]である。ただし、 $\alpha = \tau_p D_B / \tau_p D_A$ とした。

今回の研究では、Powell の共役方向¹⁶⁾を用いた逆解析を用いて、一次元カラム実験のトレーサーガスの濃度分布に式(1)が最適化するように式(1)の D_A^* と V_{gA}^* を求め、さらにそれらの値より式(2)の $\tau_m D_{AB}$ 、 $\tau_p D_A$ と $\tau_p D_B$ を求めた。

成分Aの X_A と $1/D_A^*$ および成分Bの X_B と $1/D_B^*$ の関係がトレーサーガスのモル分率の小さい値の範囲を除いて直線関係になることが日比・田口¹⁴⁾とHibi et al.¹⁵⁾により報告されている。そこで、それぞれの直線の勾配 $m_A = (\alpha - 1) / \tau_m D_{AB}$ と $m_B = (\alpha - 1) / \alpha \tau_m D_{AB}$ を用いて以下の式(3)から $\tau_m D_{AB}$ を求めることができる。

$$\tau_m D_{AB} = - \frac{m_A + m_B}{m_A m_B} \quad (3)$$

α は m_A と $\tau_m D_{AB}$ により以下の式(4)から求められる。

$$\alpha = m_A \tau_m D_{AB} + 1 \quad (4)$$

X_A と $1/D_A^*$ の相関関係の直線の切片を $Y_A = 1 / \tau_m D_{AB} + 1 / \tau_p D_A$ とし、 X_B と $1/D_B^*$ の相関関係の直線の切片 $Y_B = 1 / \tau_m D_{AB} + 1 / \tau_p D_B$ とすると以下の式により $\tau_p D_A$ を求めることができる。

$$\tau_p D_A = \frac{\alpha - 1}{\alpha (Y_A - Y_B)} \quad (5)$$

さらに、 $\tau_p D_B$ は $\tau_p D_A$ と α により以下の式(6)から求められる。

$$\tau_p D_B = \alpha \tau_p D_A \quad (6)$$

また、 τ_m は土粒子に障害のない成分Aと成分Bの分子拡散係数 D_{AB} と式(3)より得られた $D'_{AB} = \tau_m D_{AB}$ との比となり、以下の式(7)から求めることができる。

$$\tau_m = D'_{AB} / D_{AB} \quad (7)$$

トレーサーガスが成分Aの場合の機械的分散係数 D_{Mech}

は、有効合成分散係数 D_A^* 、 $\tau_m D_{AB}$ と $\tau_p D_A$ により以下の式で表される。

$$D_{Mech} = D_A^* - \frac{1}{\left(\frac{1}{\tau_m D_{AB}} + \frac{1}{\tau_p D_A} \right)} \quad (8)$$

3. 一次元カラム実験

3.1 実験方法

今回の実験で用いた一次元カラム実験装置の概要を図1に示す。図1に示すようにカラムは半割りとなり、長さ90cm、外径7cm、内径5cmの亚克力製である。また、カラムと土試料のクリアランスを充填するためにベントナイトを水で溶かした粘性の高い液体とシリコンシーリング剤をカラム内側に塗布した。図1に示す半割りのカラムのステンレス網間に90cmの土試料を収納し、一方の半割りカラムを被せてボルトでカラムを固定した。

図1に示すように、二酸化炭素(太陽日酸 規格G2 純度99.99)および窒素(太陽日酸 規格G2 純度99.999)のガスタンクに繋げた加圧側の圧力調整器 (FAIRCHILD MODEL10 0~15kPa、圧力計 最大圧力5.0kPa 最小目盛0.1kPa)によりバックグランドガスをカラム内に流し、カラム内をバックグランドガスで満した。その後、三方コックを切り替えてトレーサーガスをカラム内に流し、所定の時間に17箇所のガス採取口(おねじコネクタ(株式会社コーヨー RGM 05818 にセプタム HAMILTON 9mm DIA 12/PK を取り付け付けた構造)からカラム内のガスをガスシリンジ (SGE Analytical Science 最大目盛1.0mL 最小目盛0.02mL)で採取した。採取したガスのガス分析をガスクマトグラフ(株式会社ジェイサイエンスラボ GC7000T 熱伝導型検出器)により行い、トレーサーガスの濃度分布を求めた。なお、トレーサーガスを流す際のカラム両端での圧力差は前記の加圧用圧力調整器と排出側のバックプレッシャー用圧力調整器 (FAIRCHILD MODEL 10BP 0~15kPa 圧力計 最大圧力5.0kPa 最小目盛0.1kPa)で0.3kPa、0.6kPaと0.8kPaに設定された。なお、排出側にはガスの流量を測定するために流量計(株式会社堀場エステック SEF51 最小目盛0.01L/min 最大流量0.5L/min)と5箇所に電気式圧力計(株式会社東京測器研究所 PW-100kPa 最大測定圧力100kPa 最小目盛0.005kPa)を設置した。

今回の実験では、千葉県千葉市稲毛区長沼原町(基礎地盤コンサルタンツ株式会社千葉倉庫)でトリプルチューブサンプリングにより採取した乱さない試料を用いた。この試料は、深さGL-6.5-7.5mから採取された、下総層群木下層に位置するシルト混じり砂層である。この土試料の粒度組成は礫分0%、砂分82.5%、シルト分12.1%、粘土分5.4%となり、また、土粒子の密度は2.73g/cm³となった。

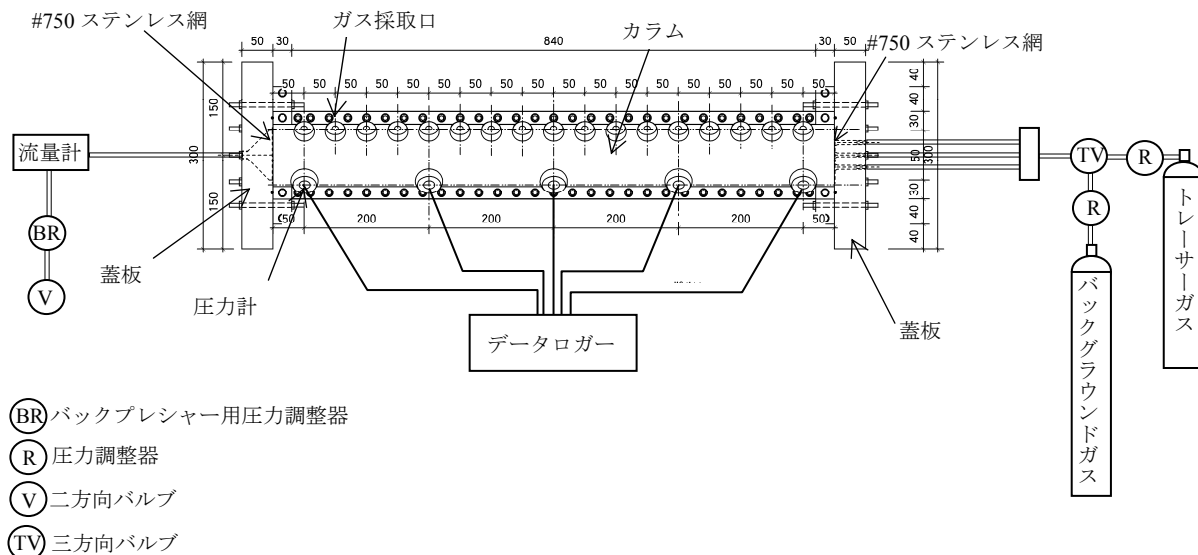


図 1 一次元カラム装置

3.2 実験結果

カラム両端での圧力差が 0.3kPa の場合の一次元カラム実験結果より得られた二酸化炭素の有効成分散係数 $D^*_{CO_2}$ の逆数とモル分率の関係と窒素の有効成分散係数 $D^*_{N_2}$ の逆数とモル分率の関係を図 2 示す。また、0.6kPa と 0.8kPa の場合についてはそれぞれ図 3 と図 4 に示す

今回実施した乱さない試料を用いたカラム実験では、図 2～図 4 に示すように実験結果にバラツキが大きいことが分る。また、有効成分散係数の逆数とモル分率の相関係数は、圧力差 0.8kPa で、トレーサーガスを窒素とした場合に 0.824 と大きい値となるが、その他は 0.024～0.418 と低い値となり、有効成分散係数の逆数とモル分率の相関性は低い結果となった。しかし、日比・田口¹⁴⁾の実験によると乱した試料をカラムに詰めた場合には、実験データのばらつきも少なく、かつ、相関係数も 0.7～0.9 程度になった。日比・田口¹⁴⁾の実験と同様にトレーサーガスが二酸化炭素の場合には、 $D^*_{CO_2}$ の逆数と二酸化炭素のモル分率の関係は正の相関関係を示し、 $D^*_{N_2}$ の逆数と窒素のモル分率の関係は負の相関関係を示す傾向となった。また、トレーサーガスのモル分率が 0.1 以下で $D^*_{CO_2}$ の逆数と $D^*_{N_2}$ の逆数が大きい値を示す傾向も日比・田口¹⁴⁾の乱した試料の実験結果と同様となった。

今回の実験の $D^*_{N_2}$ と $D^*_{CO_2}$ についてバラツキが大きくなった原因に試料内の不均質性が考えられる。乱さない試料をカラムに収納する際に土試料を観察した結果、所々に細粒分を多く含む箇所があった。このことより土槽内をガスがスムーズに流れなかった可能性がある。このことがトレーサーガスの濃度分布に影響を与え、正確に $D^*_{CO_2}$ と $D^*_{N_2}$ を逆解析により求めることができなかった可能性がある。トレーサーガスのモル分率が 0.1 以下で有効成分散係数の逆数が大きくなる原因としては、Hibi et al.¹⁵⁾が示したように、トレーサーガスのモル分率が低い範囲で実験結果の濃度分布と逆解析結果の濃度分布に差が生じたこ

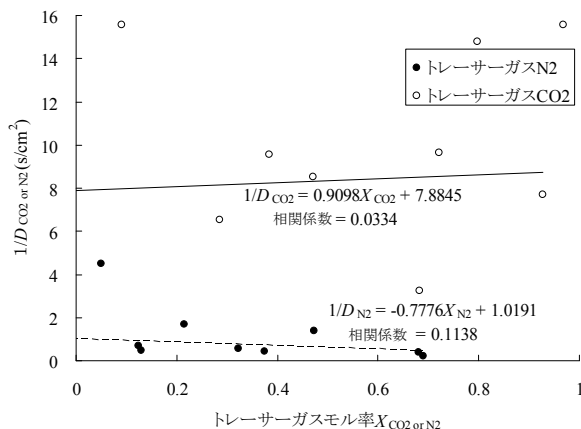


図 2 モル分率と有効成分散係数の逆数の関係 (圧力差 0.3kPa)

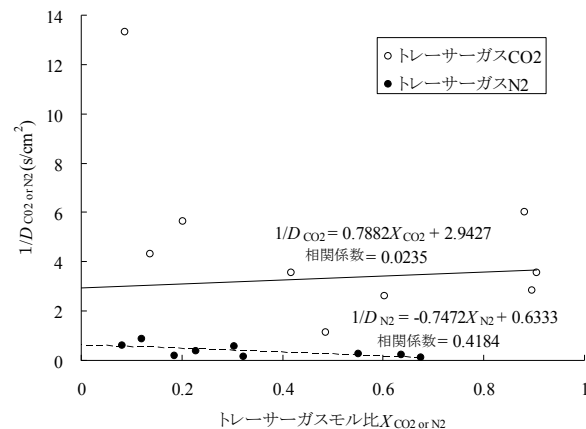


図 3 モル分率と有効成分散係数の逆数の関係 (圧力差 0.6kPa)

とが考えられる。

図 2～図 4 の結果をもとに、今回の土試料の屈曲度を考慮した二酸化炭素と窒素の拡散係数 $D'_{CO_2-N_2}$ 、二酸化炭素の Knudsen 拡散係数 D'_{CO_2} 、窒素の Knudsen 拡散係数 D'_{N_2} および機械的分散係数 D_{Mech} を算出すると表 1 のようにな

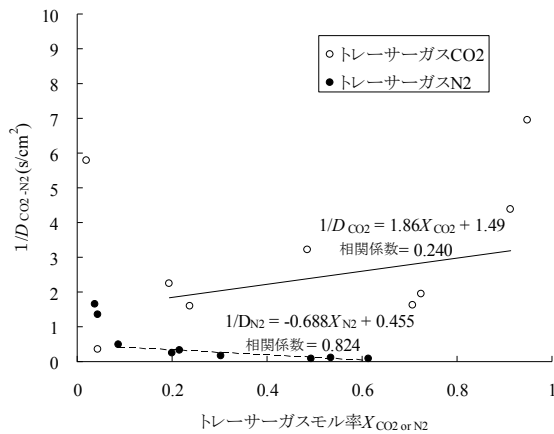


図 4 モル分率と有効合成分散係数の逆数の関係
(圧力差 0.8kPa)

った。なお、分子拡散に関する屈曲度 τ_m を算出する際の
大気中の二酸化炭素と窒素の分子拡散係数は $0.149\text{cm}^2/\text{s}$
とした。

表 1 屈曲度を考慮した拡散係数と Knudsen 拡散係数
および分散係数の算出結果

圧力差 (kPa)	$D'^{\text{CO}_2\text{-N}_2}$ (cm^2/s)	τ_m	D'^{CO_2} (cm^2/s)	D'^{N_2} (cm^2/s)	α	D_{Mech} (cm^2/s)
0.3	0.187	1.25	0.021	0.025	1.17	0.108
0.6	0.070	0.47	0.023	0.024	1.06	0.323
0.8	0.918	6.16	0.612	1.66	2.71	0.306

表 1 によると、圧力差 0.8kPa の場合の τ_m が 6 以上とな
り、実際にはありえない屈曲度となった。また、圧力差
0.8kPa の Knudsen 拡散係数についても他の圧力差の
Knudsen 拡散係数に比較して 2 オーダー大きくなった。また、
圧力差 0.3kPa の場合の τ_m は 1.25 となり、1 より若干
大きくなったことより圧力差 0.3kPa の場合の屈曲度を考
慮した分子拡散係数が妥当な値か疑わしい。一方、圧力差
0.6kPa の場合の τ_m は 0.467 となり、1 以下となったこと
より妥当な値と考えられる。圧力差 0.6kPa と 0.3kPa の場合
の D'^{CO_2} と D'^{N_2} については同じような値となり、それぞれ
 $0.021\sim 0.023\text{cm}^2/\text{s}$ と $0.024\sim 0.025\text{cm}^2/\text{s}$ となった。また、 α
は二酸化炭素の分子量と窒素の分子量の比の平方根⁷⁾に近い
1.25 程度となることが知られている。一方、今回の実験
の α は 1.06~1.17 となり、分子量より求めた α より若干
小さいが妥当な値と考えられる。

一方、分散係数については、信用できる $D'^{\text{CO}_2\text{-N}_2}$ の値は
圧力差 0.6kPa のみとなるので分散長を求めることができ
なかった。

4. まとめ

以上の結果より、今回の一次元カラム実験に用いた土試
料では細粒分の混入などによる不均質性のために、トレー
サーガスの濃度分布およびその濃度分布から逆解析によ
り求めた有効合成分散係数の精度が悪く、有効合成分散係

数の逆数とモル分率の相関を精度良く求めることができ
なかった。しかし、このような状態でも一部の実験結果か
ら屈曲度を考慮した分子拡散係数と Knudsen 拡散係数を
求めることができた。

今回の実験結果の精度が良くない理由として試料中の
不均質性が原因であると推定した。しかし、今回の研究で
は実験を 1 試料のみ行っただけなので、さらに実験を重ね
他の問題点がないか検討する必要がある。また、実際に不
均質な土試料について実験することはよくあることであ
る。現在の実験方法のようにサンプリングチューブ 1 本
(90cm)すべを用いて実験を行っている以上、不均質性の影
響を受けやすい。そこで、今後は、短い試料長で実験を行
う手法について検討すべきである。

参 考 文 献

- 1) Jellai, S. H. Benremita, P. Muntzer, O. Razakarisoa and Schader, G.: A large-scale experiment on mass transfer of trichloroethylene from the unsaturated zone of a sandy aquifer to its interfaces, Journal of Contaminant Hydrology, Vol. 60, pp. 31-53, 2003.
- 2) Knesfsey, T. J. and Hunt, J. R.: Non-aqueous phase liquid spreading during soil vapor extraction, Journal of Contaminant Hydrology, Vol. 68, pp. 143-164, 2004.
- 3) Costanza-Robison, M. S. and Brusseau, M. L.: Gas phase advection and dispersion in unsaturated porous media, Water Resources Research, Vol.38 No.4, pp.7-1-7-10, 2002.
- 4) Curtiss, C. F. and Hirschfelder, J. O.: Transport properties of multicomponent gas mixture, Journal of Chemical Physics, Vol.17, pp.550-555, 1949.
- 5) Cunningham, R. E. and Williams, R. J. J.: Diffusion gases and porous media, Plenum Press, pp.1-80, 1980.
- 6) Mason, E. A.: Flow and diffusion of gases in porous media, Journal of Chemical Physics, Vol.46, pp.3199-3216, 1967.
- 7) Mason, E. A. and Malinauskas, A. P.: Gas transport in porous media the dusty-gas model, Elsevier, pp.30-49, 1983,
- 8) Thorstenson, D. C. and Pollock D. W.: Gas transport in unsaturated zones: Multicomponent system and the adequacy of Fick's Laws, Water Resources Research, Vol.23, No.3, pp.477-507, 1989.
- 9) Massmann, J. and Farrier, D. F.: Effects of atmospheric pressures on gas transport in the vadose zone, Water Resources Research, Vol.28, No.3, pp.777-791, 1992.
- 10) 岡村和夫, 田崎雅晴, 黒岩洋一, 日比義彦, 藤縄克之: 地中 CO2 による油汚染土壌の簡易モニタリング, 日本地下水学会2006年春期講演会講演要旨, pp.36-39, 2006.
- 11) Reinecke, S. A. and Sleep, B. E.: Knudsen diffusion, gas permeability, and water content in an unconsolidated porous medium, Water Resources Research, Vol.38, No.12, pp.16-1-16-15, 2002.
- 12) Klinkenberg, L. J.: The permeability of porous media to liquids and gases, in Drilling and Production Practice, pp.200-213, 1941.
- 13) Abu-Ei-Sha'r, W. and Abriola L. M.: Experimental assessment of gas transport mechanisms in natural porous media: Parameter evaluation, Water Resources Research, Vol.33, No.4, pp.505-516, 1997.
- 14) 日比義彦, 田口弘和: Dusty Gas モデルを用いた分散係数と Knudsen 拡散係数の算出方法の開発, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.67, No.2, pp.198-209, 2011.
- 15) Hibi, Y. and Taguchi, H.: Estimation of mechanical dispersion and dispersivity in a soil-gas system by column experiments and dusty gas model, Journal of Contaminant Hydrogen, Vol.131, pp.39-53, 2012.
- 16) 坂和正敏: 非線形システムの最適化 (一目的から多目的へ), 森北出版, pp.87-88, 1996.

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

Effect of iron hydroxide amendment on lead and antimony immobilization in a shooting range soil amended hydroxyapatite

小川翔平¹，加藤雅彦²，佐藤健²

1 岐阜大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・q3121008@edu.gifu-u.ac.jp

2 岐阜大学・工学部社会基盤工学科

概 要

射撃場土壌において飛散した散弾による鉛汚染が報告されている。同時に、鉛散弾の合金に用いられるアンチモンの溶出も確認されており、射撃場土壌では鉛およびアンチモンの溶出への対策が求められている。これまでに、溶液中においてアパタイトと含鉄資材を併用することで鉛とアンチモンの不溶化処理に対する有効性を確認した。本報告では、特に含鉄資材の添加率を変えた土壌の溶出試験および逐次抽出試験を行う事で、資材添加率による溶出抑制効果や不溶化形態への影響を検討した。

溶出試験の結果、射撃場土壌への含鉄資材の添加によって鉛およびアンチモンの溶出が抑制されることが認められた。また、含鉄資材の添加率が多いほど不溶化の効果が高く、アパタイトとの併用で鉛の溶出をさらに抑える事ができた。さらに、逐次抽出試験から含鉄資材の添加によって鉛およびアンチモンは鉄やマンガンに収着された形態の割合が増加する事が示唆された。

キーワード：鉛，アンチモン，アパタイト，含鉄資材，不溶化

1. はじめに

一種類の有害物質による土壌汚染事例のほか、複数の有害物質による複合的な土壌汚染も多数報告されている。なかでも、複数の重金属類による土壌汚染の事例は人為的・自然的原因に関わらず多い。射撃場土壌では、飛散した散弾によるアンチモンを伴った鉛汚染が顕在化し問題となっている。重金属類の汚染への対策は汚染土壌の掘削除去などが主流だが、射撃場のような山間部に位置する低資産価値の土地においては掘削を伴わない安価な原位置での処理技術が望まれている。特に、資材を用いた化学的不溶化処理は、ファイトレメディエーションなど他の対策との発展的応用も期待できる。

一般的な土壌 pH において、鉛（以下、Pb）は陽イオンとして溶存し、アンチモン（以下、Sb）は陰イオンとして存在することが知られている。そのため、陽イオン（Pb）と陰イオン（Sb）の重金属類による汚染土壌の不溶化処理は、両イオンの性質の違いにより化学的に安定な不溶化は困難であるといえる。一例として、Pb 汚染土壌に有効とされるアパタイトの添加が挙げられる。アパタイトの添加は、リン酸と Pb の低溶解性の化合物形成¹⁾が期待できる一方で、アパタイトの添加による土壌 pH の上昇により Sb の

移動性を増大させる可能性^{2),3)}が示唆されている。さらに、アパタイト中のリン酸イオンとアンチモン酸イオンとの収着競合⁴⁾によって Sb の溶出が増加する可能性も示唆される。また、Sb やヒ素などの不溶化処理には含鉄資材の添加が有効⁵⁾とされている。含鉄資材は、資材表面に陰イオンのみならず陽イオンも収着しうる。しかし、両イオンの収着は pH に依存したトレードオフの関係にある⁶⁾ため、両イオンに対して土壌 pH に対し化学的に安定な収着効果を得ることは理論上難しい。したがって、陽イオンと陰イオンの重金属類による複合汚染に対して単一の資材を添加した不溶化処理では対策が不十分と考えられる。

そこで、本研究は Sb を伴う Pb 汚染土壌に有効な対策としてアパタイトと含鉄資材を併用した不溶化処理を検討する。これまでに、溶液中でのアパタイトおよび含鉄資材の Pb, Sb の不溶化特性を明らかにし、資材の併用による不溶化反応への阻害がないことを確認した。本報告では、射撃場の汚染土壌に対して含鉄資材の添加率を変えアパタイトと共に併用し、不溶化反応後の溶出試験および逐次抽出試験を通して Pb, Sb の不溶化反応に与える影響を明らかにする。

2. 供試材料

2.1 廃石膏水酸アパタイト ($\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3\text{OH}$) の作成¹⁾

1L ビーカーにリン酸水素二アンモニウムを主成分とする肥料を 77.600g 秤量し、純水を 500ml 添加後に 50℃、300rpm で攪拌した。さらに、廃石膏 86.080g と粉末状の水酸化カルシウム 24.840g をビーカーに投入し、90℃、500rpm で 5 時間攪拌した。攪拌後、30 分間静置し、沈殿した生成物を 5 回程度純水で洗浄してからろ過した。ろ紙に残留した生成物を 24 時間風乾させた後、破砕し乾燥機にて 50℃で 5 時間乾燥させた。乾燥後、乳鉢でさらに粉砕して 0.425mm 以下に篩別した。以上の操作で合成した廃石膏水酸アパタイト（以下、HAp）を供試資材として用いた。

2.2 非晶質鉄酸化物 ($\text{Fe}(\text{OH})_3$, Fe_2O_3 . etc) の作成⁷⁾

1L ビーカーに硝酸鉄(Ⅲ)九水和物を 40.100g 秤量し、純水を 800ml 添加して攪拌した。さらに、硝酸鉄溶液の pH が 7 程度になるまで 5M 水酸化ナトリウムを 4 時間かけて滴加した。pH の調整後、沈殿した生成物の上澄み液を捨て、生成物を純水で洗浄した。沈殿と洗浄を 5 回程度繰り返し、洗浄後に固液分離した生成物を凍結乾燥した。乾燥後、乳鉢で粉砕して 0.425mm 以下に篩別した。以上の操作で得られた生成した非晶質鉄酸化物（以下、IrH）を供試資材として用いた。

2.3 供試資材の化学性

作成した HAp および IrH の化学性を表 1 に示す。HAp は純水中での pH が中性を呈し、IrH は酸性を呈した。作成した HAp および IrH の X 線回折装置で分析した X 線回折結晶構造を図 1 に示す。HAp の結晶構造から、水酸アパタイト ($\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3\text{OH}$) が同定された。また、IrH は回折ピークが現れず、非晶質な鉄酸化物にあたることが示唆された。

2.4 供試土壌

岐阜県多治見市総合射撃場跡地から採取した汚染土を粒径 2mm 以下に篩別し風乾させ、供試土壌とした。供試土壌の化学性を表 2 に示す。

3. 実験方法

3.1 設定処理区

供試土壌 50.000g に対する IrH の重量添加率を 0, 1, 3, 5% とし、それぞれに HAp を無添加の区と重量添加率で 5% 添加した区を設定した。資材添加後、供試土壌の最大容水量 (549g/kg-乾土) の 60% となるよう純水を加え、培養庫にて 25℃で 1 週間養生した。培養後、混合試料を風乾し分析試験に供試した。各処理区ともに 3 反復ずつ設けた。

3.2 分析方法

3.2.1 水溶出試験

試料の水溶出試験は環境省告示 18 号に準じ行った。固液比が 1:10 となるように土壌 2.000g と純水 20mL を 24 時間振とうした。振とう後、5000rpm で 5 分間遠心分離し、抽出液を 0.45μm メンブレンフィルタにてろ過した。ICP-MS にて液中の Pb 濃度と Sb 濃度を測定した。

3.2.2 逐次抽出試験

試料の逐次抽出試験は Tessier ら⁸⁾による方法を参考に行った。表 3 に Tessier らの逐次抽出における分類形態と使用する抽出溶液を示す。各段階の抽出液をろ過し、液中の Pb 濃度を ICP-AES にて測定した。

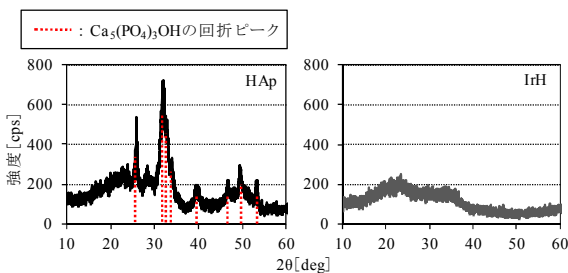


図 1 HAp および IrH の X 線回折結晶構造

表 1 供試資材の化学性

供試資材	pH(H ₂ O) (1:400)	全 Ca 量 [g/kg-乾物]	全 P 量 [g/kg-乾物]	全 Fe 量 [g/kg-乾物]
HAp	7.24	303	144	3.25
IrH	3.70	—	—	631

表 2 供試土壌の化学性

pH(H ₂ O) (1:10)	含水比 [%]	分析項目	全含有量 [g/kg-乾土]	溶出量 [mg/L]
7.18	2.47	Pb	18.4	9.57
		Sb	0.327	0.764
		Ca	6.82	—
		Fe	33.9	—
		P	0.396	—

表 3 Tessier らの逐次抽出における分類形態と抽出溶液

抽出順	抽出形態	溶解性	抽出溶液
第 1 段階	交換態	高い	塩化マグネシウム (pH7)
第 2 段階	炭酸塩態	↑	酢酸ナトリウム (pH5)
第 3 段階	Fe-Mn 酸化物収着態		塩化ヒドロキシルアンモニウムなど
第 4 段階	有機物複合態	↓	過酸化水素、酢酸アンモニウムなど
第 5 段階	残渣態	低い	濃硝酸、濃塩酸

4. 結果および考察

4.1 IrH の添加による Pb の溶出抑制と反応形態

図2に HAp 無添加区における IrH 添加による Pb 溶出量を示す。また、図3に HAp 無添加区における IrH 添加率ごとの Pb 形態別の含有率を示す。Pb の溶出は IrH の添加率が高いほど抑制される傾向にあった。IrH の 5%添加時には、IrH 無添加の Pb 溶出の約 1/30 まで溶出を抑制した。

反応後の Pb の形態は、IrH の添加率の増加に伴い Fe-Mn 酸化物収着態の割合が増加した。反対に交換態や炭酸塩態は減少する傾向にあり、IrH の添加によって炭酸塩態など溶解度の比較的高い形態の Pb が Fe-Mn 酸化物収着態に変化し、溶出の抑制につながったと推察された。また、土壌 pH には顕著な差がみられなかったが、IrH の添加によって緩やかに低下する傾向がみられた。

4.2 HAp の施用時における IrH の添加による Pb の溶出抑制と反応形態への影響

図4に HAp5%添加区における IrH 添加による Pb 溶出量を示す。また、図5に HAp5%添加区における IrH 添加率ごとの Pb 形態別の含有率を示す。HAp の添加による Pb の溶出抑制効果は IrH に比べ極めて高く、HAp5%添加区における IrH0%の Pb 溶出は HAp 無添加区の IrH0%における溶出量の 1/100 以下まで抑制されていた。図3における IrH を 5%単用した場合の Pb 溶出量は資材無添加の約 1/30 であったため、HAp の方が優れた Pb 溶出の抑制効果を有することが確認された。

さらに、HAp5%添加区において IrH を添加することで Pb の溶出をより低濃度に抑える事ができた。HAp5%添加区において IrH の 1%の添加で Pb 溶出は HAp を単用時の半量以下に抑える事ができた。IrH の 3%以上の添加では Pb 溶出量に差はほとんどなく、溶出量基準値の 0.01mg/L まで抑制できる可能性が示唆された。

Pb の形態は HAp の添加によって顕著に交換態や炭酸塩態の割合が減少し、残渣態の割合が増加した。これは、HAp の添加による低溶解性の Pb 化合物形成によるものと推察される。また、HAp5%添加区の Pb 形態は IrH を 3%添加時で Fe-Mn 酸化物収着態の割合が約 20%に及んだ。しかし、IrH を 5%添加時でも 20%程度にとどまった。HAp 無添加区の IrH を 5%添加時には 25%程度の Fe-Mn 酸化物収着態が確認されているため、資材併用時の不溶化反応は IrH と Pb よりも HAp と Pb が優先的に反応することが示唆された。また、併用時の土壌 pH は IrH の添加率に伴い低くなる傾向があったが、HAp を添加することで IrH 単用時より低下が緩和された。

4.3 IrH の添加による Sb の溶出抑制と反応形態

図6に HAp 無添加区における IrH 添加による Sb 溶出量を示す。また、図7に HAp 無添加区における IrH 添加率ごとの Sb 形態別の含有率を示す。Sb の溶出も Pb と同様

に IrH の添加率が高いほど抑制される傾向があった。IrH を 1%添加時には、IrH 無添加時のおよそ半量、IrH を 5%添加時には約 1/20 まで Sb 溶出が抑制された。

反応後の Sb の形態は、残渣態が 60%から 70%を占める割合となった。さらに、Pb の形態ほど顕著ではないが IrH の添加によって無添加時より Sb 形態の Fe-Mn 酸化物収着態の割合が増加した。

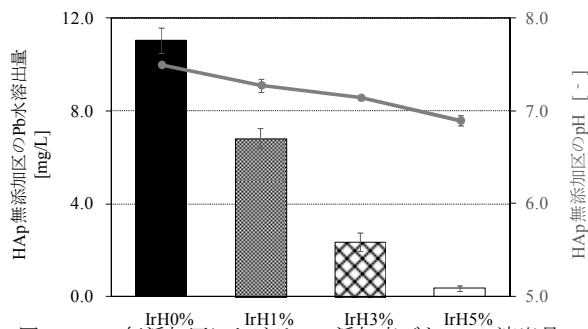


図2 HAp 無添加区における IrH 添加率ごとの Pb 溶出量

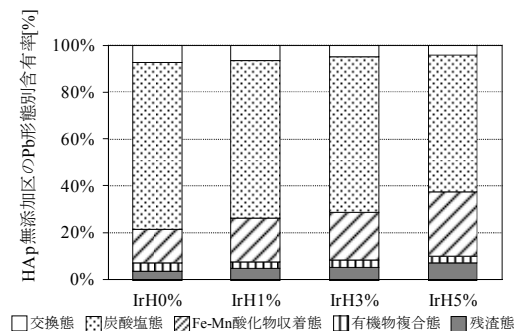


図3 HAp 無添加区における IrH 添加率ごとの Pb 形態別含有率 [%]

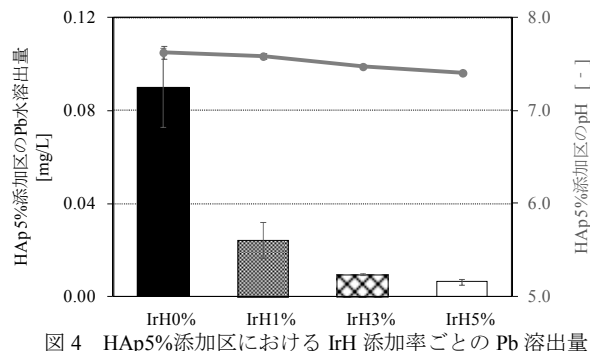


図4 HAp5%添加区における IrH 添加率ごとの Pb 溶出量

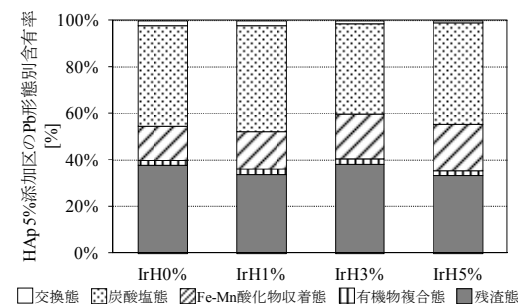


図5 HAp5%添加区における IrH 添加率ごとの Pb 形態別含有率 [%]

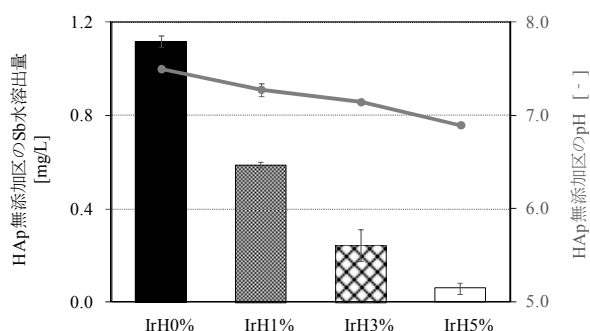


図6 HAp 無添加区における IrH 添加率ごとの Sb 溶出量

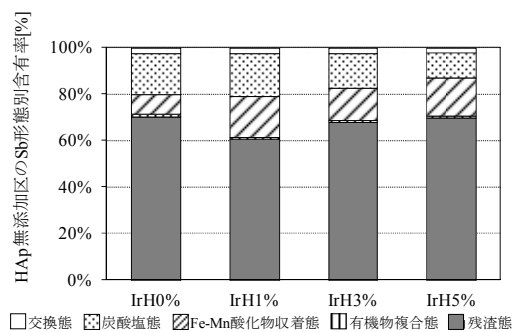


図7 HAp 無添加区の Sb 形態別含有率[%]

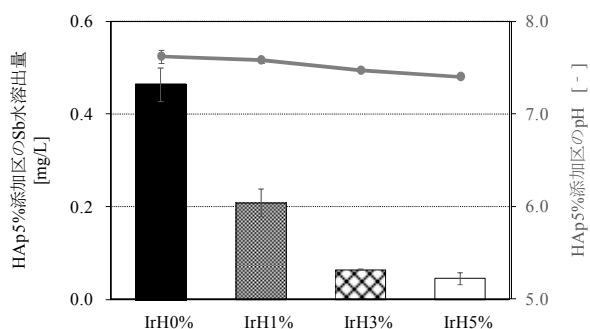


図8 HAp5%添加区における IrH 添加率ごとの Sb 溶出量

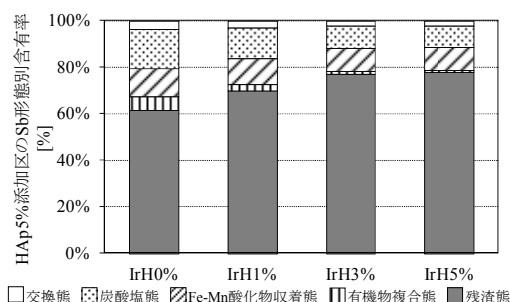


図9 HAp5%添加区の Sb 形態別含有率[%]

4.4 HAp の施用時における IrH の添加による Sb の溶出抑制と反応形態への影響

図8にHAp5%添加区におけるIrH添加によるSb溶出量を示す。また、図9にHAp5%添加区におけるIrH添加率ごとのSb形態別の含有率を示す。HApの添加では、同量のIrH添加に及ばないが資材無添加時の半量程度までSb溶出が抑制された。HApとSbの不溶化反応には、HApが持つ官能基への収着や解離したカルシウムイオンとの反応による沈殿などが考えられる。

また、HAp5%添加区においてもIrHの添加は効果的であり、IrHの添加率が高いほど多くのSbの溶出が抑制された。HApから解離したリン酸イオンなどが、併用することでIrHへのSb収着と競合する懸念があったが、競合による溶出の促進は確認されなかった。

Sbの形態は、IrHの添加が多いほど炭酸塩態、交換態の割合が減る傾向にあった。しかし、IrH単用時と異なりFe-Mn酸化物収着態の増加は見られず、残渣態の割合が増加した。Tessierらの逐次抽出法ではSb形態の大部分を占める残渣態の分画ができないため、より適切な逐次抽出を行う必要性が露見した。

5. まとめ

本研究では、PbとSbの複合汚染に有効な対策としてHApとIrHを併用した不溶化処理を検討した。本報告は、IrHの添加率を変えHApと共に土壌へ併用し、溶出試験および逐次抽出試験を通して、資材添加率による溶出抑制効果や不溶化形態への影響を検討した。実験により得られた知見を以下にまとめる。

- (1) PbとSbが共存する土壌間隙水中で資材を併用した場合、PbはHApとの不溶化反応が優先的と推察された。また、SbはIrHとの不溶化反応が優先的だが、HApとの間にも不溶化に関わる反応がみられた。
- (2) HApとIrHの併用は単用時よりも低濃度にPbとSbの溶出を同時に抑えることができると確認され、両者を併用することで、Pb、Sb複合汚染土の不溶化処理を資材単用よりも効果的に進めることが明らかとなった。

参考文献

- 1) Furuta S, Katsuki H, Komarneni S : Removal of Lead Ion Using Porous Hydroxyapatite Monoliths Synthesized from Gypsum Waste, Journal of Ceramic Society of Japan, Vol.108, No.3, pp.315-317, 2000
- 2) 環境省 水・大気環境局 土壌環境課：射撃場に係る鉛汚染調査・対策ガイドライン，巻末資料，pp.A1-A6 2007
- 3) 吉田孝敏，加藤雅彦，佐藤健：射撃場鉛汚染土壌に対するリン酸二カルシウムと酢酸の併用による鉛不溶化の促進，土木学会論文集G（環境），Vol. 67, No.2, pp.93-100, 2011
- 4) 中丸康夫：セレンおよびアンチモンの土壌中における収着挙動と植物への可給性についての研究，日本土壌肥科学雑誌，Vol.81, No.5, pp.463-464, 2010
- 5) 高橋嘉夫，板井哲明，光延聖，谷水雅治：X線吸収微細構造を用いたヒ素及びアンチモンの水-土壌系での分配挙動に関する研究，Photon Fact News, Vol.25, No.4, pp.23-28, 2008
- 6) 和田信一朗：土砂中の自然由来重金属対策，ベース設計資料，No.146, 土木編，pp.35-37, 2010
- 7) Mitsunobu S, Sakai Y, Takahashi Y : Characterization of Fe(III) (hydr)oxides in arsenic contaminated soil under various redox conditions by XAFS and Mössbauer spectroscopies, Applied Geochemistry, issue 11, Vol.3, pp. 3236-3243, 2008
- 8) Tessier A, Campbell P G C, Bisson M : Sequential Extraction Procedure for the Speciation of Particulate Trace Metals, Analytical Chemistry, Vol.51, No.7, pp.844-851, 1979

新東名高速道路盛土建設における重金属含有土対策

Countermeasures against embankment material with heavy metals in SHIN-TOMEI Expressway

山脇 慎¹, 中野正樹², 三嶋信雄³

1 中日本高速道路株式会社・名古屋支社・豊田工事事務所 m.yamawaki.aa@c-nexco.co.jp

2 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 教授

3 川崎地質株式会社 参与

概 要

愛知県にて建設中の新東名高速道路において重金属含有土が発生したため、対策を施した上で高速道路本線の盛土材として使用することとした。その対策工として、「遮水工封じ込め工法」及び「不溶化工法」を採用した。遮水工封じ込め工法では、遮水材料として遮水シートとベントナイト改良土を用い、ベントナイト改良土の品質管理と遮水シートの破損防止に配慮して施工している。一方、不溶化工法はセメントを不溶化材として用い、不溶化材混合後の重金属溶出試験、タンクリーチング試験、強酸性、強アルカリ状態における長期安定性試験などを実施して不溶化効果を確認した。施工完了後は工事区域近傍の地下水並びに表面水の水質調査を実施し、対策盛土の有効性を検証している。

キーワード：重金属、遮水工封じ込め、不溶化工法

1. はじめに

平成 22 年 4 月の改正土壤汚染対策法施行により自然由来の重金属について同法の対象となった。特に、大規模な土地の改変、発生土砂の移動を伴うことの多い公共事業において、同法の施行の影響は大きい。ところが、自然由来の重金属対策は過去に事例はあるもののまだまだ一般的とはいえない。

愛知県区間の新東名高速道路の建設に伴い発生した重金属含有土を盛土材として使用するにあたり、学識経験者、矢作川沿岸水質保全対策協議会等漁業関係者並びに地元行政を交えた委員会を開催し、その対策工を検討した。今回、検討結果に基づく重金属対策工について報告する。

2. 新東名高速道路における重金属含有土の概要

西三河地域は変成岩類（片麻岩）が広く分布しており、砂質片麻岩および泥質片麻岩が卓越した箇所において重金属含有土が発生している。事前調査により新東名高速道路の建設用地における片麻岩の一部に、我が国の環境基準を超える重金属の溶出が確認された。

2.1 重金属の判定手法

当該地域の重金属含有土は、水への溶けだし易さを示す「溶出量」において環境基準の超過が懸念された。このため、明かり部の掘削箇所においては岩質毎、1 日 1 回、トンネル掘削においては 1 日 1 回、重金属の溶出量試験を実施しながら施工した。

溶出量試験は溶液に浸した電極の電位と電流から溶存

物質の定性・定量分析を行うボルタンメトリー法¹⁾を用いて行った（写真 1-1）。ボルタンメトリー法では約 10 時間で検査結果が得られるため、約 2 週間を要する公定法に比べ工事の進捗に対し効果的な検査が可能となる。環境基準に対する判断は、事前に公定法とボルタンメトリー法の計測結果に対する相関を取り、新たな基準値を設定している。



写真 1-1 ボルタンメトリー 測定器具

2.2 重金属含有土発生状況

現時点では、トンネル掘削土において重金属類のうち溶出量基準（0.01mg/l）を超えるヒ素が発生している。

環境基準を超過するヒ素の溶出量は、平均 0.04mg/l 程度であるが、最大 600mg/l を超えるものも発生している。なお溶出量が、環境基準から第二溶出量基準（0.30mg/l）以下の土砂については、対策を施した上で高速道路の盛土材として使用した。また、第二溶出量基準を超えるものはセメント再資源化施設に搬出して処理を行った。

3. 対策工法の概要

重金属含有土を盛土材として使用するための対策工法として、遮水工封じ込めと不溶化工法が提案された。どちらの工法を採用するかは、現場の状況などを考慮して決定した。

3.1 遮水工封じ込め

遮水工封じ込めは、遮水材で重金属含有土を包み込み、雨水から重金属を遮断して重金属の溶出を抑える工法である。当現場においては地下水位より高い位置で対策盛土を構築することにより、地下水の影響を極力避けるようにした。

盛土構造の概要を図 3-1 に示す。この工法は重金属含有土をカバーシステムと底部ライナーで包みこむ工法である。カバーシステムは二重の遮水シートを用いている。底部ライナーは粘土層（ベントナイト混合土）と一重遮水シートを併用する構造とした。

遮水工封じ込めは、底部ライナーの構築後に通常の盛土工事と遜色ない速さで工事進捗を図れること、また、雨水の侵入が無いため、工事完了後の維持管理が比較的容易となることを利点としている。

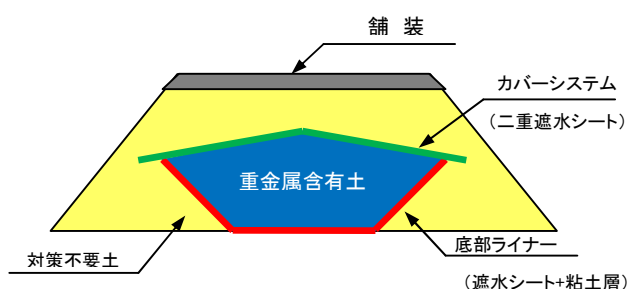


図 3-1 遮水工法構造概要図

3.2 固化・不溶化工法

重金属含有土の発生状況より、狭隘部に重金属含有土の対策盛土を施工する必要が生じた。このため、斜面部の盛土であっても安定すること並びに岩混じりの土砂であっても不溶化が可能であることを考慮し、含有土にセメントを添加し固化することにより不溶化する工法を選択した。



写真 3-1 セメント改良土製造プラント

不溶化工法は混合処理に時間を要するため、当初計画においては採用しなかったが、重金属含有土の仮置き箇所が確保できたことにより時間的余裕が生じたため、今回採用に至っていた。

4. 遮水工封じ込めの施工及び留意点

遮水工封じ込めは過去に複数の施工事例が報告されているため、本稿では当現場における施工時の留意点について述べる。

4.1 ベントナイト混合土の品質管理

底部ライナーの粘土層として用いられるベントナイト混合土は、目標透水係数 $1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ 以下、層厚 50cm を確保することとした。

ベントナイト混合土は、通常の粘土と同様、透水係数と密度に相関性があることから、配合設計においてはこれらの関係を求めて、遮水層として必要な管理基準値（密度）を求めた。図 4-1 に 95%乾燥密度における透水係数と乾燥密度の関係を示す。また表 4-1 に現地発生土の材料試験結果を示す。

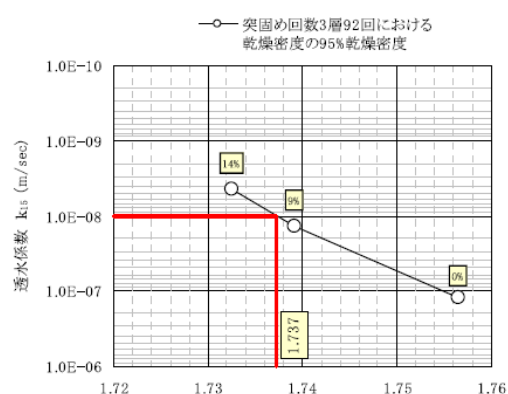


図 4-1 95%乾燥密度における透水係数と乾燥密度の関係

表 4-1 現地発生土の材料試験結果

	単位	試験結果
自然含水比 w_n	%	14.4
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/m^3	1.911
最適含水比 w_{opt}	%	10.4
品質管理基準乾燥密度	g/m^3	1.737
ベントナイト添加量	%	10.5

ここでは、ベントナイト添加率 10.5%、乾燥密度 1.737 g/m^3 での管理を決定した。これに基づきモデル施工を行い、品質管理基準密度を満たす転圧回数を求め、現場透水試験によりこの時の透水係数を確認した。

ベントナイト混合土の斜面部は設計厚 50cm であるが、小型振動ローラーによる締固めでは十分な密度が得られないため、施工幅 3m で大型機械による締固めを行った後、不要部分を削り取った（写真 4-1）。



写真 4-1 ベントナイト混合土斜面部の施工



写真 4-3 ヒ素処理設備

4.2 雨水排水の管理

施工中の雨水等は、重金属溶出の恐れがあるため、排水施設設置を整える必要がある。今回は、重金属対策盛土内部に縦坑並びに雨水排水管を設置した。

雨水排水管は沈下等による破断を防ぐため、360度コンクリートで巻き立てを行った(写真 4-2)。また、雨水排水管と遮水シートの取合は弱部となるため特殊治具を用いるなど工夫を凝らした。



写真 4-2 雨水排水管の施工

工事中の雨水排水は沈砂池に導き、濁度を落とした後、河川に放流している。重金属対策盛土上の降雨については重金属(当現場ではヒ素)が溶出している可能性があるため、沈砂池への流入口に1日1回ヒ素の濃度を確認した。また、ヒ素の濃度が環境基準(0.01mg/l)を超えた場合に備え、ヒ素の吸着設備を沈砂池脇に配置した(写真 4-3)。

4.3 遮水シートの劣化及び破断防止

遮水シートは中弾性タイプであるポリエチレンシート($t=1.5\text{mm}$)を、底部ライナーには1重、カバーシステムには2重にして用いた。

紫外線等による遮水シートの劣化を防ぐため、遮水シート敷設後速やかに不織布($t=10\text{mm}$)にて養生を行った。また、盛土工事並びにその後の土圧による遮水シートの破断に対しては保護砂層を施工した。保護砂の層厚は試験施工を行い(写真 4-4)、遮水シートが破断しない厚さとして遮水シート下部に30cm、上部に50cmの保護砂層を施工することとした。



写真 4-4 遮水シート破断実験

4.4 遮水工封じ込めの施工

図 4-2 に遮水工封じ込め後方の断面図を示す。施工は底部ライナー、横断排水管、重金属盛土、カバーシステムの順で実施した。当現場での重金属含有土はトンネルずりであるため、施工は岩塊盛土となった。施工途中において心配されたヒ素の溶出は現在まで発生していない。

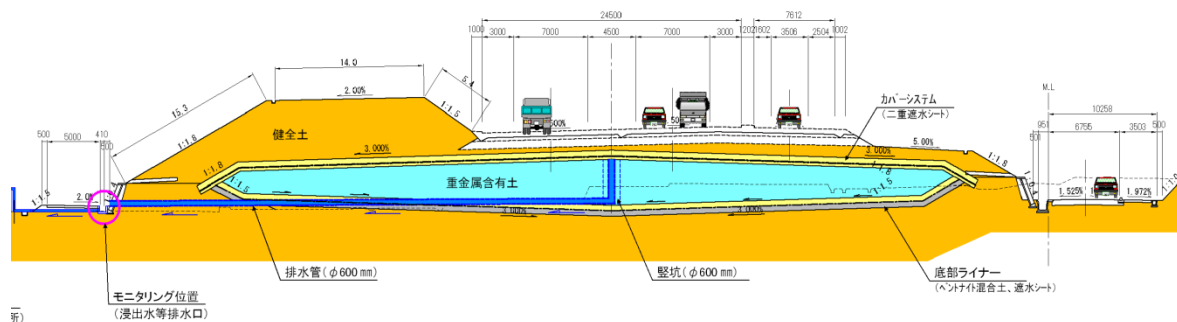


図 4-2 遮水工封じ込め工法 断面図

5. 固化・不溶化工法の施工

不溶化材等を用いた施工実績は、土壌において比較的小規模のものはあるものの、岩塊における実績はないのが現状である。ここでは、対象土が粒径の大きい岩砕であり、施工実績のある不溶化材がないことや、施工規模が大きいことにより、経済性を考慮してセメント固化による不溶化工法を採用した。ここでは固化・不溶化盛土の採用にあたっての確認試験と施工概要について述べる。

5.1 固化・不溶化の確認試験

セメント固化・不溶化盛土を施工するにあたり、セメント固化による不溶化効果を把握するための室内試験を実施した。セメント固化・不溶化を確認する試験として、溶出量基準を超過するヒ素含有土を用いてセメント固化供試体を作製し、公定法によるヒ素溶出量、含有量試験、タンクリーチングによるヒ素溶出量試験等を実施し、セメント固化によるヒ素溶出量の削減効果を確認する。

なお、試験試料は、ヒ素を含有するトンネルズリをクラッシングにより粒度調整（0~100mm 程度）したものを用いた。

5.1.1 材料特性

材料試験結果を表 5-1 に示す。片麻岩の自然含水比 w_n は低く、最適含水比 w_{opt} よりも乾燥側となるため、安定処理を実施する際には加水の必要が生じた。また、強熱減量は 2.6%と低く、風化の進んでいない岩塊と考えられる。

表 5-1 材料試験結果

試験項目	単位	試験結果
土粒子の密度 ρ_s	g/cm ³	2.701
自然含水比 w_n	%	1.5
強熱減量 Li	%	2.6
岩のスレーキング率	%	0.0
岩の破碎率	%	1.3

試験に用いた岩塊の採取方法を表 5-2 に示す。試験はヒ素の初期溶出量が異なる 3 種類の材料を用いた。採取したヒ素含有土は、自然含水比状態で非金属性の網ふるい 2mm を通過したものを試料土とし、ヒ素溶出量・含有量試験に供した（表 5-3）。

表 5-2 試験試料の採取方法

試料番号 (ヒ素溶出量)	採取方法
試料 1 (0.001mg/l)	ストックヤードに蓄積されたトンネルズリを、安定処理に必要な粒度となるようクラッシングにより粒度調整（100 mm~0 mm）された材料。
試料 2 (0.013mg/l)	トンネルズリにより、ヒ素溶出量が環境基準値をオーバーする岩石を取り出したもの。
試料 3 (1.7mg/l)	トンネル掘削時に部分的に存在する破碎帯より採取した試料土である。この試料土は礫分、砂分、細粒分ともに粘土化が進んでいる。今後のセメントによる固化・不溶化の研究に資するため採取した試料であり、本工事には使用されない。

表 5-3 ヒ素溶出量試験結果（公定法2mm 以下）

試料番号	ヒ素溶出量 As (mg/l)	ヒ素含有量 As (mg/kg)	pH
試料 1	0.001 未満	5 未満	11.5
試料 2	0.013	5 未満	8.1
試料 3	1.7	180	7.7
基準値	0.01	150	—

5.1.2 六価クロム溶出量試験

セメント固化供試体による六価クロム溶出量試験を実施し、溶出量が環境基準以下であるか確認した。

添加方法は粉体添加とし、セメントと試料土を十分に混合後、JIS A 1210 で求めた w_{opt} になるように水を加えて再度十分に混合した。セメントは六価クロム溶出の恐れが少ない高炉セメント B 種を用いた。添加率は通常の安定処理で用いられる 2.5%、5.0%、7.5%の 3 種類とした。

供試体の作製は、JIS A 1210 に示す 10 cm モールド、2.5 kg ランマーを用いて 3 層 25 回で締め固めて供試体を作製した。作製した供試体は、温度 20±3℃の養生室で 7 日間養生した。なお、モールドからの脱型は養生日数 1 日後に行っている。養生の終わった供試体を木槌を用いて粗砕を行い、非金属性の網ふるい 2 mm を通過したものを試料土とした。

六価クロム溶出試験結果を表 5-4 に示す。すべての添加率についても環境基準値 0.05mg/l 以下であり、今回の対象土である片麻岩にセメントを加えても六価クロムは溶出しないことを確認した。

表 5-4 六価クロム溶出試験結果

安定材添加率（高炉 B 種）	六価クロム溶出量 (mg/l)
2.5%	0.002 未満
5.0%	0.002 未満
7.5%	0.002 未満

5.1.3 安定処理土のタンクリーチング試験

水浸に伴う安定処理土からのヒ素の溶出を確認するためにタンクリーチング試験²⁾を実施した。

試験に用いた原土は、表 5-2 に示すサンプリングの異なる試料 1~3 を用いた。試料土は粒度調整（ D_{max} 26.5 mm）を行ったものを用いた。

セメント添加率は 2.5%、5.0%、7.5%の 3 種類とした。供試体作製方法は 5.1.2 と同様の方法で作製し、温度 20±3℃の養生室で 28 日間養生した。

28 日間養生後の供試体は所定の期間蒸留水に浸水させるとともに、3 日、7 日、28 日、90 日、1 年、2 年、3 年、5 年、7 年及び 10 年後に採水を行うこととした。それぞれ採水した蒸留水を環境省告示第 18 号により溶出試験を行った。また、pH は溶出操作後の検液を測定した。

図 5-1 にタンクリーチング試験結果を示す。この図は水浸日数(経過日数)に伴うヒ素溶出量の関係を示している。原土のヒ素溶出量 0.013 mg/l のものは、セメント固化後 90 日経過してもヒ素の溶出はなく、ヒ素溶出量 0.001 mg/l 未満となり環境基準値 0.01 mg/l を十分に満足している。

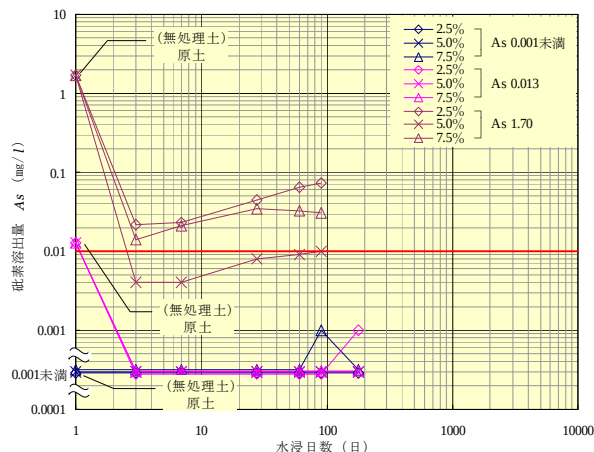


図 5-1 タンクリーチング試験結果

原土のヒ素溶出量 1.70 mg/l の試料は、今回のセメント添加率 2.5~7.5% 範囲ではセメントによる処理効果は認められるものの、環境基準値 0.01 mg/l を満足することはできなかった。また、水浸日数の経過とともにヒ素溶出量は増加する傾向にあった。これは固化・不溶化に必要なセメント添加率が不足したことによるものと思われる。

5.1.4 安定処理土のヒ素溶出量・含有量試験結果

試験に用いた原土は、表-5-2 に示すサンプリングの異なる 3 試料土を用いた。試料土は粒度調整 (D_{max} 26.5 mm) を行ったものを用いた。

供試体の作製は 5.1.2 と同様の方法で行った。供試体の養生効果を確認するために、3 日、7 日、28 日、60 日、90 日、180 日、1 年、2 年、3 年、5 年、7 年、10 年養生の供試体を作製した。作製した供試体は、温度 $20 \pm 3^\circ\text{C}$ の養生室で養生した。所定の養生が終わった供試体を用いて JIS A 1216 土の一軸圧縮試験方法に準じて一軸圧縮試験を行った。次に、一軸圧縮試験終了後の供試体を木槌などで粗砕し、非金属性の網ふるい 2 mm でふるい分け、2 mm ふるいを通したものを分析用試料土とした。分析は風乾後、環境省告示第 18 号及び 19 号により溶出試験を行った。pH は溶出操作後の検液を測定した。

図 5-2 に安定材添加率と一軸圧縮強さの関係を示す。安定材添加率の増加に伴い、安定処理土の一軸圧縮強さも増加する。原土である片麻岩に対し、セメント安定処理は、強度発現性に有効であると言える。なお、各試料の 7 日強さを比較すると、ヒ素含有率がそれほど高くない試料 1、2 に比べ、含有率の高い試料 3 の一軸圧縮強さは著しく低くなっている。

図 5-3 は、養生日数が一軸圧縮強さに及ぼす影響を示し

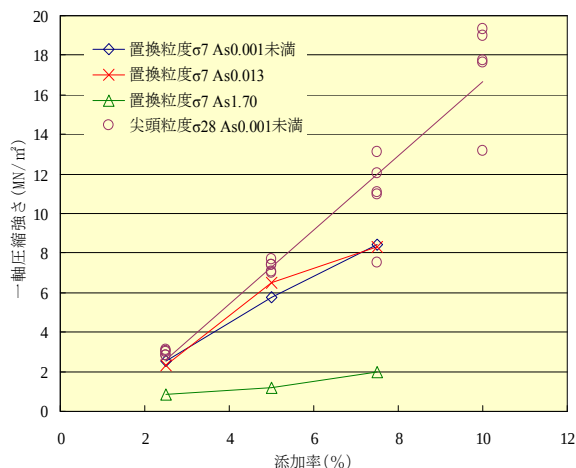


図 5-2 添加率と一軸圧縮強さの関係

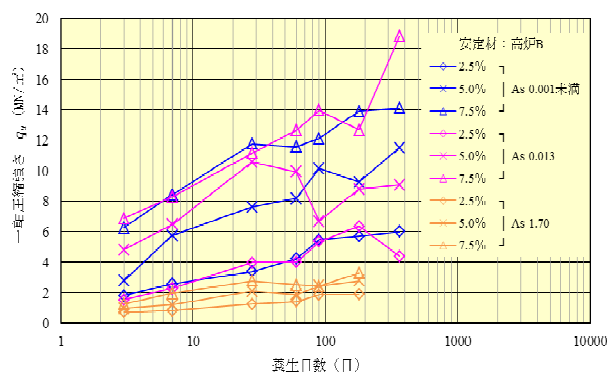


図 5-3 養生日数と一軸圧縮強さの関係

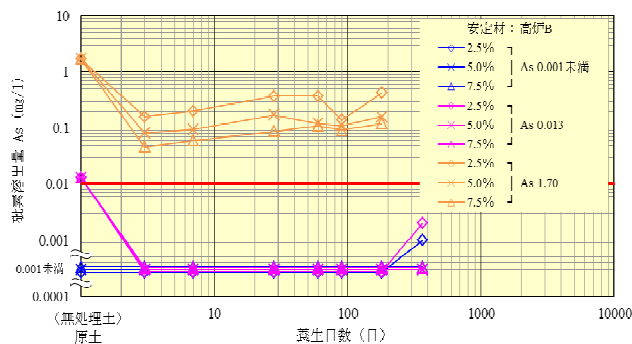


図 5-4 養生日数とヒ素溶出量の関係

ている。試料 1、2 については、安定材添加率が 5% 以上に対し、初期の一軸圧縮強さは約 5 MN/m^2 を超え、養生日数とともに一軸圧縮強さも増加している。しかし安定材添加率が 2.5% になると、養生日数とともに一軸圧縮強さは増加するものの、その範囲は 2 MN/m^2 から 6 MN/m^2 となる。試料 3 については、試料 1、2 に比べ、一軸圧縮強さは小さく、養生日数による増加も小さい。

図 5-4 は安定処理土の養生日数とヒ素溶出量の関係を示す。ヒ素溶出量は、3 日養生でどの試料も急激に減少する。特に試料 1、2 については、3 日以降の長時間経過してもヒ素溶出量は環境基準値 0.01 mg/l 以下となっている。安定処理土は長時間にわたり環境基準値を満足する。一方、試料 3 については、安定材添加率が高いほど溶出量は抑え

られる。またどの試料も3日以降時間とともに溶出量は微増するものの、56日以降は減少傾向にある。このときのpHは、pH11～13の範囲にあり、セメントによる安定処理効果が持続していることを意味している。

ヒ素含有率が高い原土に対しては、低い原土に比べ、同じ安定材添加率に対する強度発現は小さく、ヒ素溶出量も多くなっている。

5.1.5 固化・不溶化土のpH変化に対する長期安定性

一般的に不溶化処理土壌が酸あるいはアルカリに曝された場合に重金属等が溶出してくる恐れがあると言われている。これは、不溶化土壌の性状が不均一なため、適切なpH範囲に維持、制御できなく、重金属等の汚染土壌の安定した処理ができないことにあると考えられる。

不溶化処理土壌から重金属等が溶出してくる環境条件としては、pHや酸化還元電位の変化がある。つまり、不溶化処理した時のpHや酸化還元電位が、時間の経過とともに、物理化学的あるいは生物学的な要因によって変化することによる重金属等の溶出である。

今回は、セメントによる固化・不溶化処理土壌の長期的安定性や不溶化処理技術の安定性を判断する評価手法として、60日養生後の供試体を用いてGEPC技術標準の硫酸添加溶出試験法Ⅰと消石灰添加溶出試験法Ⅰを実施した³⁾。

表5-5にpH変化に対するヒ素溶出量（養生60日）を示す。ヒ素溶出量が環境基準値以下（試料1）及び環境基準値の1.3倍の試料（試料2）では、セメント固化・不溶化効果及び酸アルカリ環境変化への安定性が確認できた。

なお、ヒ素溶出量が環境基準値の170倍の試料3では、セメント固化・不溶化効果や、強アルカリ環境変化への安定性は確認できたが、強酸環境変化ではヒ素の再溶出が見られ、強酸環境での安定性は確認できなかった。

ただし、第二溶出量基準値0.3mg/lを超過する試料は、場外搬出処理をするために、この様な強酸環境下に置かれる場合は無い。

表 5-5 pH 変化に対するヒ素溶出量（養生60日，単位はmg/L）

原土	溶出試験条件	2.5%	5.0%	7.5%
試料 1	固化不溶化後 σ_{60}	0.001 未満		
	硫酸添加			
	消石灰添加			
試料 2	固化不溶化後 σ_{60}	0.001 未満		
	硫酸添加			
	消石灰添加			
試料 3	固化不溶化後 σ_{60}	0.37	0.12	0.11
	硫酸添加	0.41	0.14	0.12
	消石灰添加	0.21	0.086	0.072

(1) ヒ素溶出量 0.001 mg/l 未満の試料 1 及び、ヒ素溶出量 0.013 mg/l の試料 2 に関しては、不溶化後のヒ素溶出量値は何れも 0.001 mg/l 未満となり、強酸や強アルカ

リ条件においても、添加率 2.5%、5.0%、7.5% 添加の養生 60 日試料において、ヒ素の溶出は認められず、セメント固化・不溶化効果及び酸アルカリ環境変化への安定性も確認できた。

(2) ヒ素溶出量 1.7 mg/l の試料 3 に関しては、不溶化後のヒ素溶出量は、添加率 2.5%、5.0%、7.5% 添加（60 日後）において、各々 0.37、0.12、0.11 mg/l であり、不溶化効果により 20%～6% に低下しているが、強酸条件下では溶出量が 10%～1% 程度増加し、強アルカリ条件下では溶出量が 60%～65% 程度低下している結果となった。

このことから、ヒ素溶出量が環境基準値の 170 倍の試料では、セメント固化・不溶化効果や、強アルカリ環境変化への安定性は確認できたが、強酸環境変化ではヒ素の再溶出が見られ、強酸環境での安定性は確認できなかった。

(3) 第二溶出量基準値 0.3 mg/l を超過する試料は、場外搬出処理をするために、上記の様な強酸環境下に置かれる場合は無いが、第二溶出量基準値に近い試料を用いた長期安定試験の必要性がある。

5.2 固化・不溶化盛土モデル施工

5.2.1 モデル施工実施条件

モデル施工を実施する目的は、大きく 2 つある。すなわち、①溶出基準を超える重金属含有土がセメント固化・不溶化処理により重金属の溶出が基準値以下になることを確認すること、②その混合方法、転圧機種、転圧回数等の施工方法を検討し、品質管理方法及び品質管理基準を決定することである。写真 5-1 に固化・不溶化モデル施工の状況を示す。

重金属含有土はセメント混合を行うため、破碎機により粒径 100mm 以下に粒度調整している。また、事前試験結果より、セメント添加率は対象土乾燥重量比 5 % とした。



写真 5-1 固化・不溶化モデル施工

5.2.2 モデル施工の結果

モデル施工により、下記の結果を得た。

①含水比は最適含水比 w_{opt} を基本とするが、乾燥を生じ

やすい夏期施工等においては+2.0%程度の加水が望まれる。②施工速度は混合後2時間以内に転圧を行わないとセメントの固化作用、表面乾燥により材料分離を生じる。

施工時の混合土のヒ素溶出の確認は、施工時の混合土を採取し、一軸供試体を作製し、7日間養生を行った後、公定法分析によって行った。

5.3 固化・不溶化盛土施工状況

モデル施工結果を踏まえ、本工事施工を行った。モデル施工と同様に重金属含有土と判定された片麻岩ずりを破砕機でスクリーンの呼び名 40mm、実質最大粒径 100mm 以下に破砕し、スクリーンにより粒度調整を行った後に自走式土壌改良機によりセメントと水を混合し、盛土材とした。写真 5-2 にその状況を示す。



写真 5-2 セメント混合土の状態

盛土材は安定処理土として取扱い、その品質管理基準は、NEXCO の基準に従い密度比による締固め度 97%以上と設定した。すなわち乾燥密度を 2.200 g/cm^3 以上としている。重金属に関する管理は 900m^3 に 1 回、公定法にてヒ素溶出量を確認した。併せて環境省のガイドライン⁴⁾に準拠し、 100m^3 に一回の不溶化効果の確認としてボルタンメトリー法による測定を実施した。

セメント安定処理を行った盛土を養生後に掘り返すことは非常に困難であるため、現地にてセメント混合を行った直後の材料を用いて供試体を作製し、7日養生の後、ヒ素の溶出量を確認した。

得られた結果を図 5-5 に示す。セメント混合土のヒ素溶出量はボルタンメトリー法による分析で 99%以上が計量下限値 (0.002mg/l) 以下であった。また、公定分析法においても計量下限値 (0.001mg/l) を超えるヒ素は検出されなかった。また、混合後、7日養生の一軸圧縮強さは 2.5MN/m^2 以上と大きく、路体としては十分な強度を確認した。

固化・不溶化盛土の断面図を図 5-6 に示す。本工事は試験施工の位置付けで実施したため、固化・不溶化盛土の下層にはアスファルト舗装と遮水シートを敷設し、盛土内を通過した水を集水出来る様に配慮した。また、斜面部での施工であることから、盛土最下層には基盤排水層を構築した。不溶化盛土の施工状況を写真 5-3 に示す。

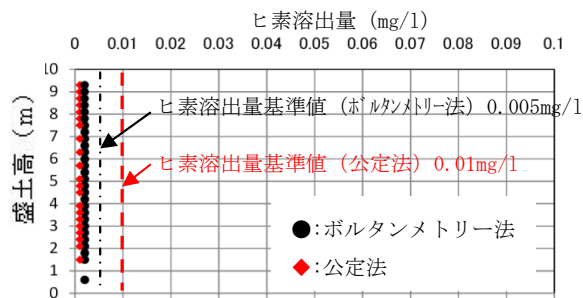


図 5-5 盛土のヒ素溶出量確認試験結果



写真 5-3 不溶化盛土施工状況

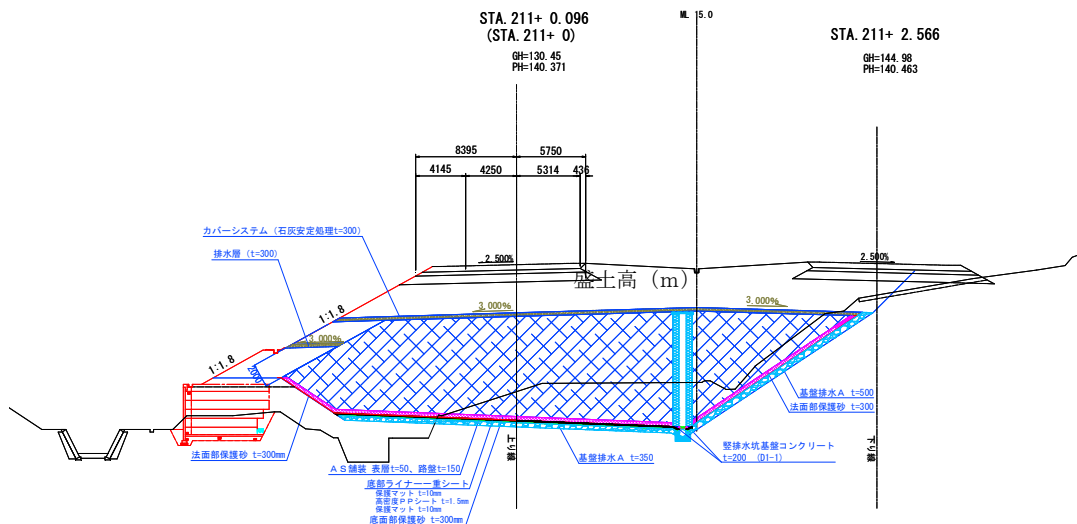


図 5-6 固化不溶化工法断面図

6. 水質監視

6.1 水質監視計画

当事務所の工事現場では、重金属含有土の有無に限らず工事中の濁水を河川に流すことを防ぐため、土工事を実施中の全ての工事区域において仮設沈砂池を構築し工事を実施している。

工事中の水質監視として、沈砂池への流入部及び河川への放流口において1日2回、濁度、pH、電気伝導度の測定を実施している。さらに月1回、工事区域を横断する河川の上下流部において重金属類を含む水質検査を実施している。今回、重金属含有土を盛土材として使用するにあたり、重金属の盛土内排水並びに地下水への影響を監視するため、対策盛土横に観測井戸を設置し水質監視を実施した。また、既存地下水の状況把握のため地下水流の上流側にも観測井を設置し同時に水質監視を実施している（図6-1）。

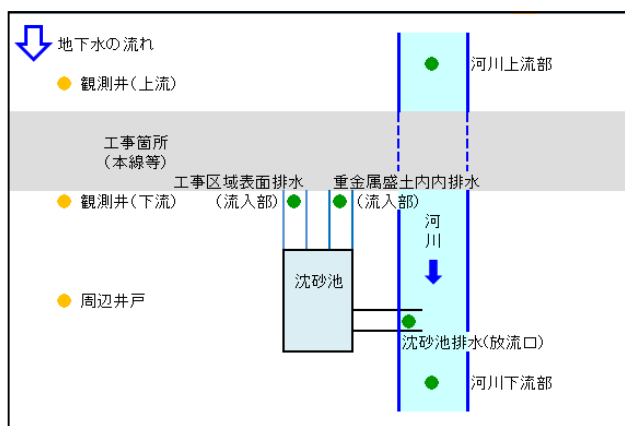


図 6-1 水質監視箇所 イメージ図

6.2 水質監視結果

遮水工法における水質監視結果の代表値を図6-2に示す。沈砂池の流出口、盛土脇の地下水ともに pH、ヒ素の濃度は施工中、施工後において環境基準を超える値は観測されなかった。固化・不溶化工法における地下水の水質監視結果を図6-3に示す。こちらも pH、ヒ素の濃度に異常値はなかった。固化・不溶化盛土内から排出される水についてはアルカリ性を示すため、この水を濁水処理プラントに導き pH 調整を行った後河川に放流した。

7. おわりに

改正土対法の施工以来、自然由来の重金属含有土についても対策が必要となること例が増えてくると思われる。今回の事例では、場外搬出に比べれば安価に処理を行うことができたが、それでも通常の盛土に比べれば相当高価なものになっている。同様な事象に対して今後もデータを蓄積し、より安価により安全な工法を模索して行きたい。また、重金属の対策盛土を実施するにあたっては近隣住民の方々の理解が不可欠であり、本現場においても約半年間の説明を行い、事業に協力して頂くことが出来た。

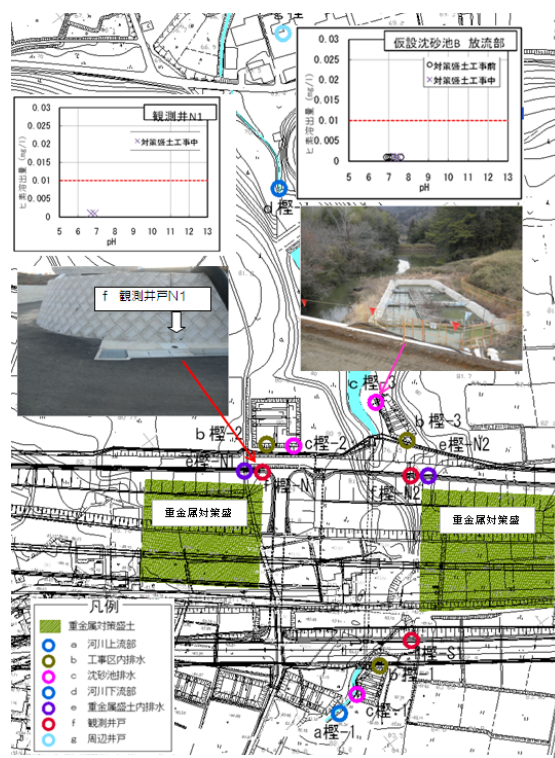


図 6-2 遮水工法 水質監視位置及び結果

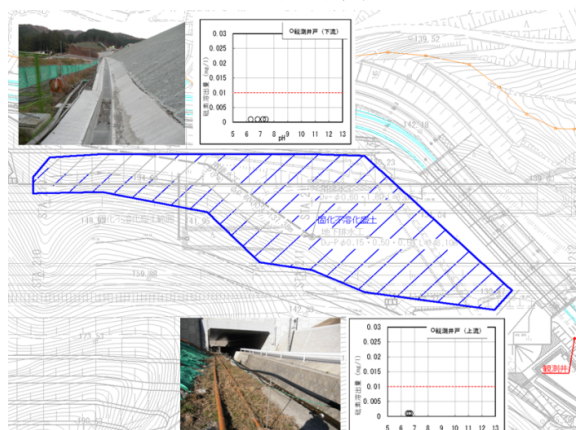


図 6-3 固化・不溶化工法 水質監視位置及び結果

なお、本検討は中日本高速道路 名古屋支社 豊田工事事務所において開催している「黄鉄鉱対策検討委員会」(委員長 愛知工業大学 四俣教授)において検討したものである。委員の先生方に厚く御礼申し上げる。本委員会では今後も対策盛土完了後のモニタリングや危機管理マニュアルについて継続して議論していく予定である。

参考文献

- 1) 東京都環境局: 土壌汚染調査における簡易分析法採用マニュアル(重金属編) 平成18年7月 pp.3 等
- 2) 国土交通省通知: 建設大事官房技術審議官通知: セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験実施要領(案) 添付資料2
- 3) 土壌環境センター: GPEC 技術標準「重金属等不溶化処理土壌の pH 変化に対する安定性の相対的評価方法
- 4) 環境省水・大気環境局: 土壌汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン改定版 2011 年 pp.351

公益社団法人 **地盤工学会中部支部**

〒460-0008 名古屋市中区栄二丁目 9 番地 26 号

ポーク名古屋ビル 8 階

TEL 052-222-3747 ・ FAX 052-222-3773