

午後の部 I  
(13:00～14:00)

特 別 講 演

「地盤工学者として  
新しい国際貢献の世界を開拓する」

木村 亮 先生  
(京都大学)

司 会 棚橋 秀行  
(大同大学)



午後の部Ⅱ  
(14:10～15:25)

司 会 Md. Shahin Hossain  
(名古屋工業大学)



集中豪雨による砂質堤防の損傷における間隙空気の影響と透気遮水シートの敷設効果  
Participation of pore air in damage of sandy dike depend on a localized torrential downpour and laying  
effect of breathable waterproof sheet on river dike

柴田 賢<sup>1</sup>, 前田 健一<sup>2</sup>, 馬場 干児<sup>3</sup>, 梶尾 孝之<sup>4</sup>

- 1 名古屋工業大学大学院 工学研究科 社会工学専攻
- 2 名古屋工業大学 都市社会工学科 E-mail: [maeda.kenichi@nitech.ac.jp](mailto:maeda.kenichi@nitech.ac.jp)
- 3 応用地質 エンジニアリング本部
- 4 太陽工業 国土環境エンジニアリングカンパニー

概 要

局所的な集中豪雨による河川堤防の損傷には、堤防表層から浸透水による堤体の飽和化と堤体内浸潤線の上昇に伴う間隙空気のブローが関与していることが数値解析で想定されている。都市が発達する下流部の河川堤防は軟質な細粒分の多い砂質土から構成され、堤体内に封入された間隙空気による堤防の損傷を受けやすいと考えられている。本論文では、降雨発生装置を備えた模型堤防実験により、降雨浸透や河川水位の上昇に伴う間隙空気塊の挙動を把握した。無対策の堤体では、降雨強度の変化が堤体内浸透挙動に影響を及ぼし、特に集中豪雨に相当する降雨強度の場合には間隙空気の挙動が顕著に現われることが分かった。また、河川水位の上昇により空気圧の上昇やブロー現象が確認できた。不透気遮水シートによる浸透防止対策工ではシート下位の間隙空気圧が上昇した。また、透気性のある遮水シート施工時は降雨浸透防止効果と間隙空気圧の上昇軽減効果が確認できた。

キーワード：都市型集中豪雨、間隙空気、透気遮水シート

1. はじめに

都市型集中豪雨のように局所的な集中豪雨が引き起こす堤防の決壊には、降雨による堤防表層からの浸透と河川の水位が上昇することに伴う下層からの浸透により、内部の間隙空気が圧縮され、堤防内から押し出されるようにブローする現象（以下、エアブローと呼ぶ）が発生することが数値解析で指摘されている<sup>1)2)</sup>。2000年の東海豪雨時には、名古屋市内を流れる新川の堤防が決壊し、河川沿いに甚大な被害を及ぼした。このときの決壊過程が新聞<sup>3)</sup>に掲載されており、その目撃者によると、『堤防を斜めに横断する形で亀裂が入り、白い泡状の水が噴き出した。その後、亀裂は3時間ほどかけて、ゆっくりと広がり続け、漏れ出る水の勢いは激しさを増していった。』という。これは、浸透破壊に間隙空気の関与を想像させる内容である。しかし、間隙空気が噴発することが堤防にどのような影響を及ぼすのか、影響を及ぼすとすればどのようなメカニズムなのか、については未だ明らかにされていない。また、堤防の効率的な対策方法を考えるために、集中豪雨時における堤防内部の間隙空気の挙動や堤防の強度に及ぼす影響について検討することが重要である。

また、気泡が発生するメカニズムは異なるものの、地盤内部に気泡が発生・発達することによって損傷を受けることが報告されている<sup>2)4)5)</sup>。通常、浸透破壊現象は水位差が限界水位差に達

すると一気に崩壊する現象として知られている。しかし、砂質地盤において、間隙水が過飽和状態（水中溶存酸素量が多い水）の場合、限界水位差以下の水位差を保持し続けるだけで、空気が間隙水中に理論飽和量を越えて溶解しているときに、不安定な空気が気泡として溶出し、発達成長することで地盤が破壊することが示されている。この場合においても、発生した気泡が発達し下流側の地表面から噴出する度に地盤内に緩み領域が発達し、気泡の挙動が地盤の損傷を助長する。

一方、都市が発達する下流域の河川堤防は細粒分を含む砂質土や透水性のやや良い砂から構成された堤防が多いと考えられる。礫質のように水や空気の流れが良い高透水材の場合や粘土のように極めて透水性が低く浸潤線の進行が遅い場合には、エアブロー発生の可能性が最も低いと考えられる。つまり、河川の下流域の沖積平野における堤防では、最もエアブロー発生の可能性が高く、急激な降雨浸透によって都市部の堤体強度の低下を助長すると考えられる。また、一般的には降雨浸透時における間隙空気の影響は考慮されず、浸透特性の検討や安全性の評価がされており、河川堤防の設計についても降雨の影響は十分に考慮されていないのが現状である。

そこで、本研究では、任意の降雨強度を再現可能な降雨発生装置を備えた模型堤防実験を行い、降雨浸透や河川水位の上昇に伴う間隙空気の挙動を把握することを試みた。また、降雨浸透および河川水位の上昇によりエアブロー現象の観察や空気

圧の測定を行った。この結果を踏まえ、不透気遮水シート（水も空気も透さないシート）を用い、一般的な越流対策としてアスファルトフェインングを模擬した場合、また、透気遮水シート（空気は透すシート）の設置効果を検討した。

## 2. 実験方法および実験条件

### 2.1 実験装置および実験方法の概要

降雨および河川の水位上昇が堤防に作用するときの堤防への浸潤から越流し堤防が破壊するまでの様子を観察するために図-1のような任意の降雨強度を設定することができる降雨発生装置を備え、底面以外は透明なアクリル面を有する土槽（幅2000mm、深さ550mm、奥行き500mm）を作製し利用した。降雨は水道水を用い、設定する降雨強度に合わせて噴霧ノズルを使用し、土槽内に均様な降雨量となるように長手方向に一定速度で往復運動させ、発生させた。また、時々刻々と進行する浸潤線の動向を観測するために、模型堤防の外から写真およびビデオ撮影を行うとともに、図-1の背面から約30箇所の開孔を設けて、堤防の奥行き方向の中央に水分計や間隙水圧計を埋設できるようにした。水分計および間隙水圧計の設置位置を図-2に示す。

堤防下部の基盤層（層厚100mm）は、土槽底面に水を張り、極力飽和状態となるように予め別容器に浸潤させておいた豊浦砂を水中落下させ、相対密度80%に管理して作製した。堤防本体は浸潤線の進行を目視でも観察し易くするために、乾燥状態の豊浦砂を用いて作製した。層厚50mmごとに空中落下させ突き棒で突固め（100mm<sup>2</sup>当たり7回、相対密度を70%に管理した。本論文では、堤防高さを300mm、法面勾配を1対2と設定した。また、シートを設置する場合には、図-1の赤破線で示した位置（堤防完成図から50mm内部）まで堤防を作製した後、その堤防表面を覆うようにシートを敷設し、50mmの土被り層を締固めて作製する。

降雨と堤外側の水位に関する外力条件は図-3に示すようにcase(1)からcase(4)は上図、case(5)からcase(7)は下図のとおり設定した。気象庁で集中豪雨と定義されている降雨強度の範囲で100mm/hr、120mm/hrを一定値で確保し、非常に激しい雨と定義されている範囲で60mm/hrを一定値で設定する。これによって、降雨の強さによって間隙空気の影響にどの程度の差異が現われ、間隙空気の影響が顕著に現われるメカニズムを検討することができる。また、堤外側の水位上昇は、堤外側に一定流量（1800ml/min）で給水し、30分掛けて天端に達するような上昇速度で与える。これは、集中豪雨が発生し、その後、河川水位が上昇することを想定している。上昇速度に関しては、東海豪雨時の新川堤防の決壊地点付近におけるハイドログラフをもとに設定している。

### 2.2 実験ケース

本論文で結果を示す実験ケースを表-1に示す。まず、シートを敷設せずに、降雨の影響について検討を行った（case(1)から(4)）。case(1)では降雨を与えず堤外側の水位上昇のみを行い、case(2)

から(4)では、降雨強度を変え、雨の強さが浸潤挙動に及ぼす影響について検討する。図-3に各実験ケースでの外力条件を示す。case(5)では、降雨による堤防表層からの浸透を45分間受けた後、降雨を継続させながら、堤外側の水位を上昇させた。つまり、堤体表面と堤外側の水位上昇の両方からの浸潤を同時に受けることになる。

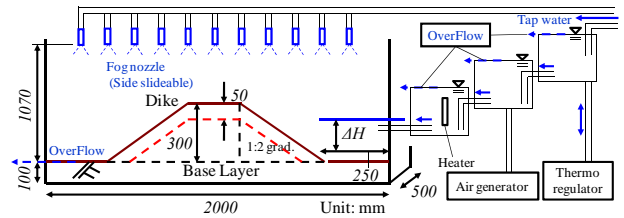


図-1 実験装置概要

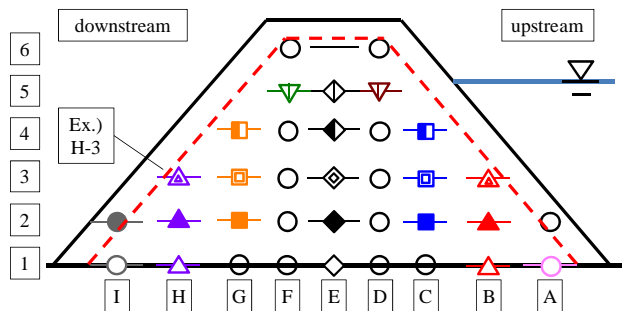


図-2 計測器設置位置とグラフのプロット

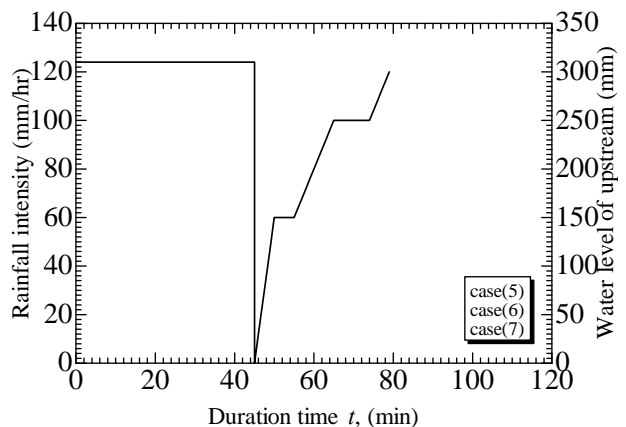
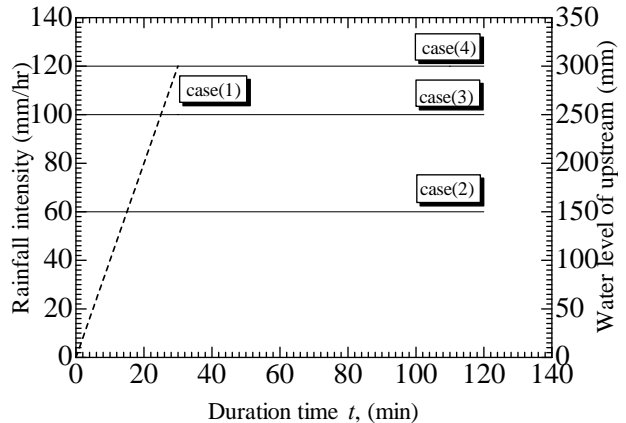


図-3 各実験の外力条件

表-1 実験ケース

case(No.)	Intensity of rainfall (mm/hr)	Water level raising upstream	Counter-measure sheet
case(1)	-	Yes	-
case(2)	60	-	-
case(3)	100	-	-
case(4)	120	-	-
case(5)	124	Yes	-
case(6)	124	Yes	Unbreathable-waterproof
case(7)	124	Yes	Breathable-waterproof

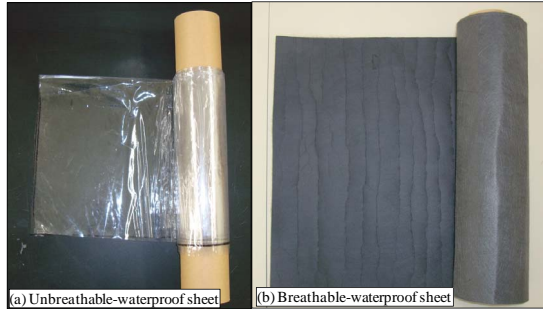


図-4 対策時に用いたシート:(a)はcase(6)で用いた不透気遮水シート, (b)はcase(7)で用いた透気遮水シートを示している。

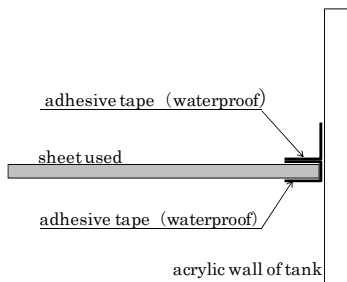


図-5 土槽壁面とシートの境界条件

つぎに、堤体への浸潤や表面の浸食を防ぐために、アスファルトフェイシング等が用いられることがある。これを模擬するために、不透気遮水シートを堤体内に設置して実験を行った(case(6))。シートには厚さ0.5mmの塩化ビニル製のシートを用いた(図-4(a))。また、設計マニュアルには明文化されていないものの、越流堤などには、堤内に生じた圧縮空気を逃がすために排気孔が設けられていることがある。そこで、シートに透気性を持たせた透気遮水シート(図-4(b))を用いることとした

(Case(7))。ここで用いたシートは、スポーツウェアや雨具などの衣料品では一般的となっている透湿防水布と同質の性能を期待できるようにジオシンセティック用途として開発された透気遮水シートである<sup>6)9)</sup>。今回の実験に用いた堤体は実堤体の1/30程度であるため、堤体内に発生する間隙空気圧も低く透気し難いと考え、直系0.2~0.3mm穴を1~1.5個/cm<sup>2</sup>に設置することとした。シート端部は図-5のように粘着テープなどを用いて極力固定した。これによる堤防側面の変形の自由度は若干失われるが、シートと模型土槽側面のアクリル壁の間から水や空気が浸入したり抜けることがないように、水や空気に関する境界条件を明確にした。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 河川水の浸透と降雨浸透の比較

河川水の上昇による浸透と降雨浸透のそれぞれを外力として堤体に与えた場合の浸透挙動を比較する。外力を降雨なし、堤外側の水位を上昇させる場合(case(1))、河川水位を0mmから300mmに到達する間の浸潤線の経時変化および外力を降雨のみ、降雨強度120mm/hrを与える場合(case(4))の浸透過程を図-5に示す。初期状態が乾燥した堤体を用いているので、浸潤線を明確に観察することができる。河川水位の上昇とともに、河裏の法尻へ浸潤前線が進行している。ただし、図から分かるように、浸潤によって色が異なる場所は必ずしも飽和度の高い浸潤域ではなく、毛管現象によって浸潤の進行方向に寄っていることが分かる。しかし、観察の容易さから、このような水分量の違いによる色の違う箇所を浸潤の前線とするとともに、水分計による水分量変化の両方の結果を用いて考察するものとする。

また、河川水位の上昇による堤体内の浸潤挙動とは異なり、case(4)を見ると、降雨浸透は堤体表層に浸透し、表層に浸潤域を形成した後、そのまま表層から下層に向かって浸透が進んでいない様子がよくわかる。つぎは、法先および法尻から堤体内方向へ浸透が進み、堤体中央付近の浸透が最も遅くなっている。したがって、水位上昇による浸潤と降雨浸透は全く異なる挙動を示すことが分かる。

#### 3.2 浸潤挙動に及ぼす雨の強さの影響

つぎに、降雨浸透が間隙空気に及ぼす影響を検討するために、降雨強度を変えて間隙空気の影響を考慮した降雨浸透特性を検

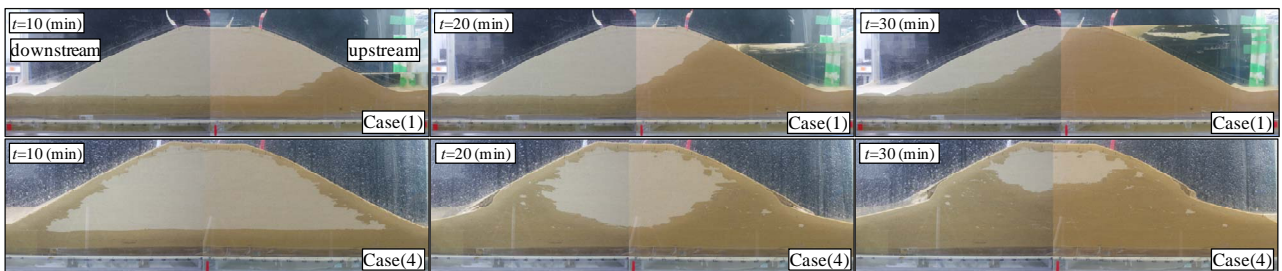


図-6 集中豪雨および河川水位の上昇の外力をそれぞれ与えた時の浸透挙動の変化: 上段にcase(1)(降雨なし, 河川水位の上昇のみ), 下段にcase(4)(降雨あり, 河川水位の上昇なし)を示す。

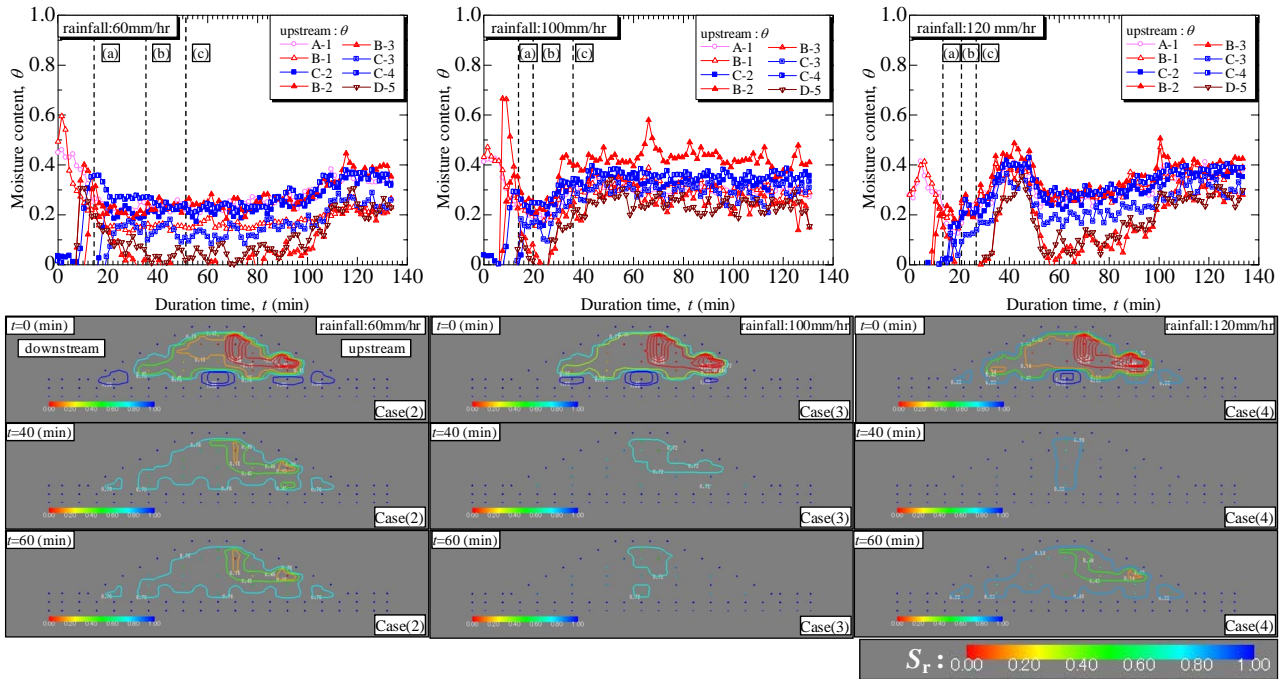


図-7 堤体内水分量の変化：上段には、堤体内の堤外側に埋設した水分計による体積含水率の経時変化を示し、下段には堤体断面全体の水分量の変化を飽和度による等高線を用いて示している。上段の体積含水率の変化内に時刻歴を示す。(a)土槽側面で地盤表面に膨れが観察された時、(b)降雨浸透により堤体の法面が浸食された時、(c)土槽正面から見ると、堤体内に乾燥状態の領域が無くなった時を示している。なお、飽和度コンター図は暖色系であるほど乾燥状態、寒色系であるほど湿潤状態を意味している。

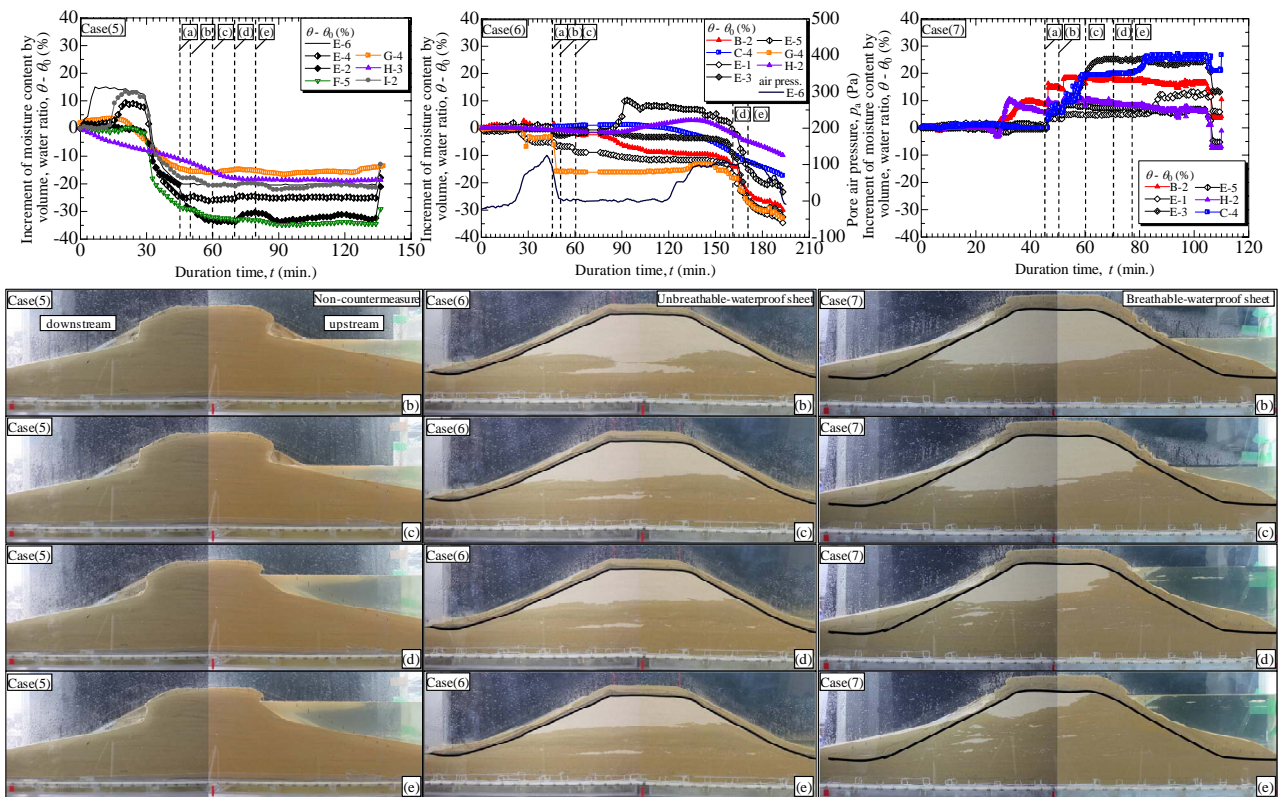


図-8 浸潤過程の比較：左から順に、case(5) (シート無し), case(6) (不透気遮水シート施工時), case(7) (透気遮水シート施工時)を示している。なお、グラフ上に記されている時刻歴と堤防断面の時刻は一致している。(a)堤外側の水位を上昇させ始めた時、(b)河川水位が150mmに到達した時、(c)河川水位150mmを保持して10分経過した時、(d)河川水位が250mmに達した時、(e)河川水位250mmを保持して10分経過した時である。



討する。降雨強度を変化させると、浸透の速度に変化が現われるものの、土槽壁面で観察された浸潤挙動に顕著な違いは現われないので、例として降雨強度 120mm/hr の浸潤過程を図-6 に示す。また、堤体内に設置した水分計から計測した体積含水率の変化を捉えた。堤体内における降雨浸透の様子を観察するために、計測された体積含水率を飽和度に変換し、飽和度コンター図を作成し、降雨が及ぼす間隙空気の影響を検討した。堤体内の体積含水率の変化および飽和度コンターを図-7 に示す。ここで、堤体内の体積含水率の変化は堤外側と堤内側で顕著な違いはないので、本論文ではすべて堤外側の変化を示す。

つぎは堤体内の水分量の変化を実験ケースごとに見てみる。

case(2)の場合、水分量の変化を見ると、降雨開始後 20 分程度ですべての設置個所で水分量が増加している。その後、堤体内の水分量は 120 分掛けて緩やかな増加傾向にある。このとき、降雨は常時継続しているにもかかわらず、堤体内が早期には飽和状態になっていないことが予想される。そこで、コンター図を見ると、堤体断面全体で不飽和な状態にあり、特に堤体中央付近に不飽和状態が顕著に現われている。よって、降雨強度 60mm/hr の場合、降雨浸透により堤体内を急激に飽和させるほどの浸透作用はないことが考えられる。

case(3)の場合では、降雨開始後 45 分程度で堤体内の水分量の増加傾向が収束し、その後、一定値を示している。コンター図を見ると、不飽和な領域が特に堤体中央付近に現われているものの、その周囲では降雨浸透が進行していることがわかる。

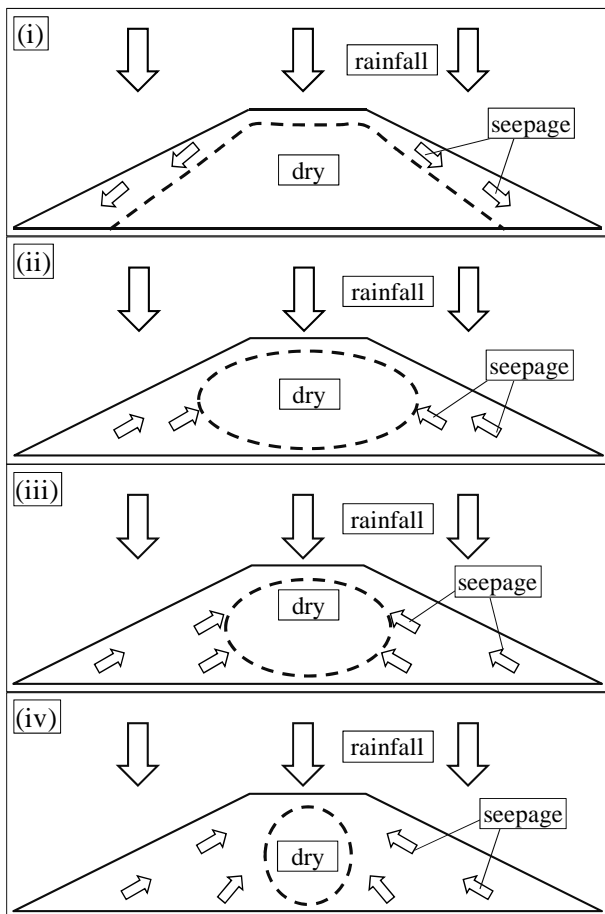
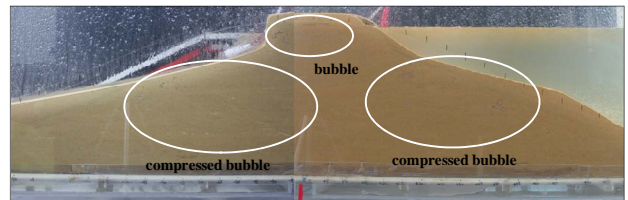


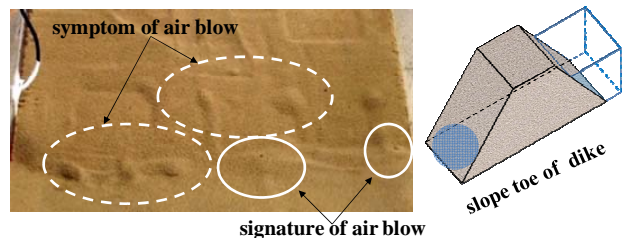
図-9 堤体内における降雨浸透の様子

つまり、降雨強度が 100mm/hr の場合、case(2)と比べて、降雨浸透が進行し、飽和領域が広く分布している。しかし、堤体中央まで降雨浸透の影響がとどまらなく、不飽和な領域を残存させていることが考えられる。

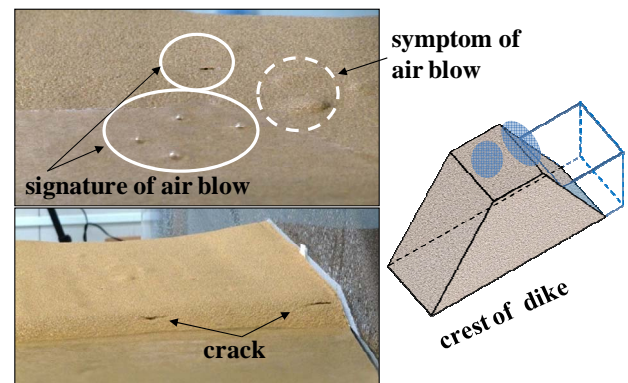
つぎに、case(4)の場合、降雨開始後 40 分程度で降雨浸透により堤体内の水分量が増加しているが、その後、降雨を継続しているにもかかわらず体積含水率の値が低下し始め、基盤層と堤



(a) 実験開始 130 分頃：越流直前に土槽正面で圧縮空気塊の発生を確認した。



(b) 実験開始 15 分頃：堤内側の法先でエアブローおよびその兆候としての表面の膨れ



(c) 実験開始 125 分頃：天端でエアブローの発生およびクラックの発生

図-10 堤体の変状の様子：case(5) (シート無しの時)

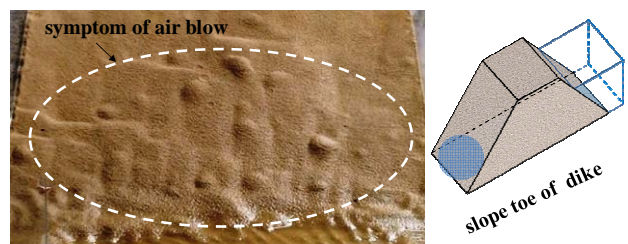


図-11 堤体の変状の様子：case(7) (透気遮水シート施工時)

防表層との間ではその増減現象が顕著に現われている。これは、降雨の浸透によって堤体内部に閉じ込められた間隙空気起因することが考えられる。その後、体積含水率は緩やかな増加傾向を示している。ここで、コンター図を見ると、降雨開始後40分で堤体中央以外、飽和状態となったにもかかわらず、再び堤体断面の全体で不飽和領域が拡大している様子が分かる。これは、降雨開始初期では乾燥試料のように湿潤していない箇所に間隙空气が存在していること示し、降雨開始後42分に計測された体積含水率の値が頂点むかえた後は、飽和地盤の中に気泡として間隙に空气が存在していることが考えられる。このように間隙空气がそれ自身圧力を持った気泡として存在するときに、河川の水位が上昇すると、閉じ込められた圧縮空气に揚力が作用し、堤体の破壊を助長することが想像できる。

以上の結果より、降雨浸透が堤体内に及ぼす影響は図-7のように考えられる。まず、(i) (降雨浸透の初期段階) では、堤体表層に浸潤域を形成する。つぎは(ii)に示すように、法先、法尻部から堤体内方向へ浸潤が進み、堤体全体としては飽和状態へ近づいていくが、堤体中央付近には大きな不飽和領域が残っている。この最も浸透現象が遅い範囲に間隙空气が閉じ込められていることが考えられる。また、(iii)、(iv)のように浸透が進行するとともに、堤体中央付近の不飽和領域に存在している間隙空气が圧縮されていき、このとき河川水位が上昇し、圧縮空气に揚力が掛かると突発的な崩壊を引き起こすと考えられる。

以上の結果を踏まえ、降雨と河川水位の上昇の外力を同時に考慮し、都市型集中豪雨のような自然環境に近い外力条件を設定し、試験を行った (case(5)から case(7))。この条件下で実施した浸潤過程を図-8に示す。これらの試験では堤外側からの総給水量が等しい。

また、本実験では堤体内に設置した水分計から計測した体積含水率の変化 ( $\theta - \theta_0$ ) ( $\theta$ ,  $\theta_0$  はそれぞれ現在と初期の体積含水率) および空气圧の計測を試みた。

### 3.3 浸潤挙動に及ぼすシート設置の影響

事前降雨と降雨を伴う case(5)の場合、図-8(b) (河川水位が150mm に到達した時) に示すように、堤体内部への浸潤速度が速く、堤体内が飽和している。このとき降雨浸食に加え、堤内側法面で水位上昇による崩壊を始めているため、早期の崩壊を招く恐れがあり危険である。一方、(c) (河川水位150mm を保持して10分経過した時)、(d) (河川水位が250mm に達した時)、(e) (河川水位250mm を保持して10分経過した時) となると、水位上昇とともに浸透流による堤内側の表層崩壊が進行している。ここで、図-8に示されている体積含水率の変化を見ても、実験開始後30分程度は降雨浸透により、堤体内の水分量が増加しているが、その後、降雨を継続しているにもかかわらず体積含水率の値が低下し始め、湿潤していた基盤層と降雨の浸潤線に挟まれた領域では初期状態と同値を示している。さらに、(a) (堤外側の水位を上昇させ始めた時) となっても、体積含水率の値は低下し続け、越流崩壊するまでの約135分の間、低値を保持している。降雨による浸潤によって堤体内に閉じ込められた空气塊に起因することが考えられる。

また、実験中に堤防の表面からも特徴的な現象を観察することができた。まず、15分過ぎには側面から堤体内に空气塊が存在することができ、図-8(b)に示すように法先にエアブローの兆候として表面の膨れが観察することができた。また、125分頃には、図-8(c)に示すように、天端でエアブローの発生を確認するとともに、堤外側の法肩で引張り亀裂のような変状が見られた。さらに、越流直前には、堤体内においても間隙空气塊の発生を目視できた。以上のことから、降雨と河川水位の上昇が生じると、浸潤線の進行によって空气塊が閉じ込められていくとともに、堤内側や天端の体積含水率が顕著に低いことから、閉じ込められた空气塊が圧縮されていることがわかる。この結果、空气塊が地表面に押し出されることでエアブローが生じるとともに亀裂が生じる等の損傷を堤体に与えることが分かった。越流時には、閉じ込められた圧縮空气塊に揚力が作用することからも堤体の破壊を助長することが想像される。

case(6)の場合、図-8(b)では、case(5)と比較して堤体内の浸潤は遅く、堤体内の浸潤線の発達が非常に複雑に進行している。そのため、(c)、(d)、(e)の段階では、シート内に大きな不飽和領域が形成されている。また、基盤層から天端表層方向への浸潤が他のケースと比較して非常に遅いことから、シート内に圧縮空气が閉じ込められ浸潤線の進行を妨げることが原因と考えられる。この場合、大規模なエアブローを引き起こす可能性が考えられる。堤体内においては、実験開始直後は降雨によって体積含水率はほとんど増加することがないが、20分経過すると、天端のシート直下で計測している空气圧  $P_a$  は上昇を始める。その後、体積含水率が低下する領域が現われ、空气圧は低下する。河川水位が150mm 以下のときは体積含水率には若干の変化が現われるもの、空气圧には変化が現われない。河川水位が250mm に達すると、体積含水率の低下と空气圧の上昇が同時に進行している。つまり、case(2)では、大きな圧縮空气塊が発生するとともに、河川水位が上昇することにより、空气圧が上昇することになる。さらに河川水位が上昇し、越流時になると、シートに大きな揚圧力が掛かることが考えられ、シートが剥がれる際には堤体に大きな損傷を与えることになることが予想される。

つぎに、case(7)の場合、case(6)の不透气遮水シートとは異なり、河川水位が上昇するとともに浸潤が進行していることがわかる。また、堤体内では実験開始30分経過後に堤体下部において体積含水率の増加が始まり、その後、河川水位が上昇してもcase(5)、case(6)のように顕著な低下を示すことなく、保持されている。また、図-9に示すように、case(5)と同様に法面において、エアブローの兆候と考えられるような表面の膨れが観察されることから、シートの透気性によって堤体内の空气が抜け、浸潤線の浸入を助けたことがわかる。

case(5)から case(7)に対して、越流後の様子を図-10に示す。Case(5)のようにシートを設置しない場合には、崩壊や洗堀が進み、堤体が破壊しているが、case(6)や case(7)のように、堤体全面にシートが敷設され、今回の実験のようにシートが剥がれないように工夫されている場合には、シートよりも下部の堤体が保護されていることが分かる。ただし、case(6)のように不透气遮水シートのように、内部に高い圧力を持った圧縮空气が存在し、

必ずしもシートが側面に固定されないような実際の状態では、大規模なエアブローで堤体が決壊する可能性があることが考えられる。

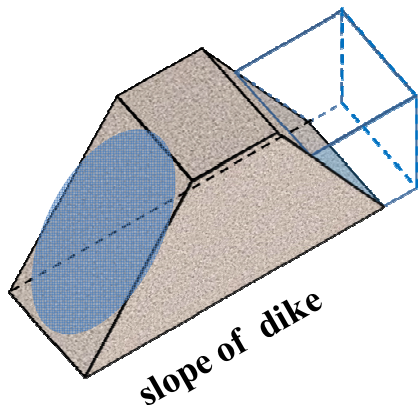
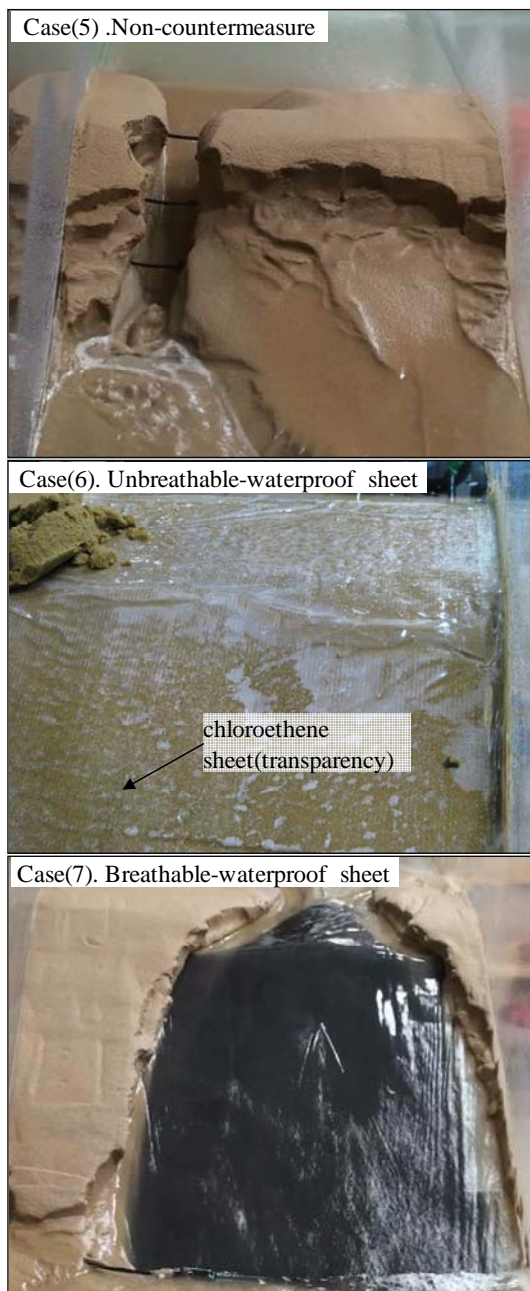


図-12 越流時の堤体の変状

以上の結果をまとめると透気遮水シートには、次のような効果を期待することができる。まず、通常考えられる降雨に対しては、一般的な堤防内部への浸透対策として、アスファルトフェイシング等と同等の効果があり、堤体内への水の浸入を防ぐことができる。豪雨時には、シートを敷設していることで、堤体内への急激な浸透を防ぎ、堤体表層に降雨によるラップ状の湿潤層の形成をさせない。よって、豪雨による間隙空気のトラップ現象を防止することができる。豪雨に伴い河川水位の上昇が作用する場合には、透気遮水シートでは浸透を完全に防止することはできないが、浸透速度をコントロールすることができる。透気遮水シートの透気性能として、シート内の閉じた領域では空気がある圧力以上の高压となる必要がある。言い換えると、シート内の間隙空気圧がその圧力に達するまでは透気せず、シート内に空気が存在し続けることになる。したがって、河川が高水位となるとシート内部の間隙空気圧が高くなり、間隙空気の透気と浸透現象が関連して進行する。特に越流時にこの効果が発揮されることが考えられる。これにより、堤体内の間隙空気が噴発することによる突発的な破壊や越流による崩壊を防ぐことができる。

#### 4. 結論

本研究では、降雨発生装置を備えた模型堤防実験により、降雨浸透や河川水位の上昇に伴う間隙空気塊の挙動を把握した。無対策の堤防では、降雨浸透や河川水位の上昇により空気圧の上昇やブロー現象が確認されるとともに、天端にクラックが生じ、堤体内に圧縮空気が封入されることによって、堤体に損傷を与えることが模型実験でも確認することができた。

不透気遮水シートによる浸透防止対策工ではシート直下の空気圧が上昇した。越流時にはこの間隙空気が堤防へ突発的な損傷を与えることが予想される。また、透気遮水シート施工時には、浸潤線の経時変化から堤体内から外部へ早期の気泡放出が確認され、降雨浸透防止効果と間隙空気圧の軽減効果が生じることが分かった。

#### 5. 謝辞

この研究に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)20360120および日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B)21360222によるものであり、深謝の意を表します。

#### 6. 参考文献

- 1) Maeda, K., Sakai, H. and Sakai, M.: Development of failure analysis method of ground with Smoothed Particle hydrodynamics. *JSCE, Journal of Struct. Eng. And Earthquake Eng.* Vol.23, No.2, pp.307-319, 2006.
- 2) Maeda, K. and Sakai, H.: Seepage failure and erosion of ground with air bubble dynamics, *ASCE, Geoenvironmental Engineering and Geotechnics*, GSP 204, pp. 261-266, 2010.

- 3) 中日新聞社 (2000) : 中日新聞朝刊 2000 年 9 月 15 日朝刊.
- 4) 小高猛司, 浅岡顕 : 砂質地盤での浸透過程での気泡の発生・発達現象, 土木学会論文集, 487/III-26, pp.129-138, 1994.
- 5) 中島保治 : 干拓堤防のパイピングについて, 土と基礎, 地盤工学会, Vol.13, No.2, pp.83-88, 1985.
- 6) 上田滋夫, 榊尾孝之 : 河川堤防に用いる新しいジオシンセティックスの提案, 地下水地盤環境に関するシンポジウム論文集 - 水辺と堤防と地下水 -, 2006.
- 7) 榊尾孝之, 三吉正英, 椋木俊文, 谷口徳晃 : 通気・防水シートを用いた河川堤防の強化に関する基礎的実験, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集, 第II部門, pp.229-230, 2007.
- 8) 榊尾孝之, 石田正利, 山本正人 : ジオシンセティックス (透気・遮水シート) の透気性能に関する基礎的実験, 土木学会第64回年次学術講演会講演概要集, 第V部, pp.673-674, 2009.
- 9) 前田健一, 柴田賢, 馬場干児, 榊尾孝之, 今瀬達也 : 豪雨と気泡の影響を考慮した河川堤防における透気遮水シートの設置効果, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, ジオシンセティックス論文集, 第25巻, pp107-112, 2010.12

# 各種条件下における礫混じり砂の力学挙動の違いとそのシミュレーション

## Difference of mechanical behavior of gavel-mixed sand under various conditions and their simulations

森 涼香<sup>1</sup>, 小高猛司<sup>2</sup>, 崔 瑛<sup>3</sup>

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

### 概 要

河川堤防の浸透時のすべり破壊に対する安定性評価には、室内三軸試験で得られる強度定数が用いられる。その際、粒度調整した再構成供試体での試験が実施されるが、供試体作製方法、供試体密度、粒度調整方法等について明確には定められていないのが現状である。本研究では、比較的広範な粒度の河川堤防土を用いて室内三軸試験を実施し、せん断時の排水条件も含めて、供試体の寸法・密度・作製方法、粒度調整法のいずれもが、せん断挙動に大きな影響を及ぼす因子となることを示した。さらに、SYS カムクレイモデルを用いたシミュレーションを実施し、供試体密度、供試体作製方法の影響について考察した。

キーワード：河川堤防，礫混じり砂，三軸試験，供試体作製，要素シミュレーション

## 1. はじめに

平成 16 年に頻発した豪雨災害を受けて、国を挙げて河川堤防の浸透時のすべり破壊に対する詳細点検がなされてきた。詳細点検で用いる強度定数は、再構成試料による室内試験で求められるが、その際の再構成供試体の作製方法、密度、粒度調整の方法等の諸条件については明確に定められていないのが現状である。一方、本年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震においては、国内 3,000 箇所以上の河川堤防が被災し、堤防の耐震性向上が改めて大きな課題となった。もちろん、堤防の耐震性照査についても、国を挙げてすでに数年前から実施されてきているが、浸透時の詳細点検と同様に、室内試験での土質定数の評価についての問題が常につきまとっている。特に、耐震性照査においては、精緻なモデルに基づく動的数値解析が用いられているにも拘わらず、入力パラメータの設定に関して細心の注意が払われているとは言い難い。例えば、堤防は広範な粒度の土で構成されており、室内試験を実施する際には大きな砂礫を除外して供試体を再構成せざるを得ないが、その粒度調整法や供試体密度によって得られる力学特性は大きく異なる<sup>1)</sup>。

本論文では、小高ら<sup>1)</sup>の大型および小型三軸試験の特徴的な結果を示すとともに、供試体作製法による単調および繰返しせん断特性の違いについても新たに示す。また、SYS カムクレイモデル<sup>2)</sup>を用いて、単調荷重試験のシミュレーションを実施し、試験条件の影響について検討する。

## 2. 大型および小型三軸試験<sup>1)</sup>

### 2.1 実験試料および供試体作製法

実験試料は、鳥取県小鴨川の堤防で採取された砂礫である。本研究では、原粒度試料を用いた大型三軸試験とせん頭粒度試料を用いた小型三軸試験を実施した。供試体の直径は、大型供試体で 30cm、小型供試体で 5cm であり、小型供試体においては供試体径の 1/5 以上の礫を入れないように配慮し、9.5mm 以上の礫を取り除いた。図 1 に原粒度ならびにせん頭粒度試料（通常粒調試料と表記）の粒径分布を示す。粒度調整によって、せん頭粒度試料は礫混じり砂に分類される。

供試体は再構成して作製されるが、乾燥密度を 1.7 および 1.8g/cm<sup>3</sup> の 2 種とした。これは別途実施した突固めによる土の締固め試験（JIS A1210 A-a 法）によって最大乾燥密度が 2.0g/cm<sup>3</sup> と求められたことから、締固め度 85 および

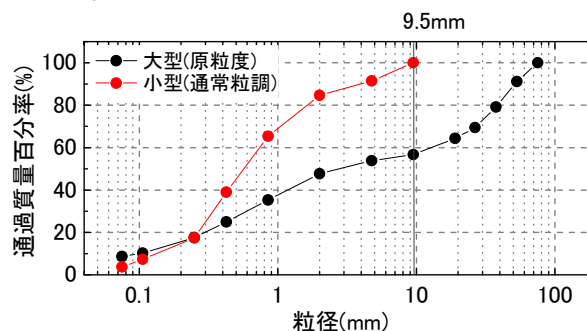


図 1 小鴨川試料の粒度曲線

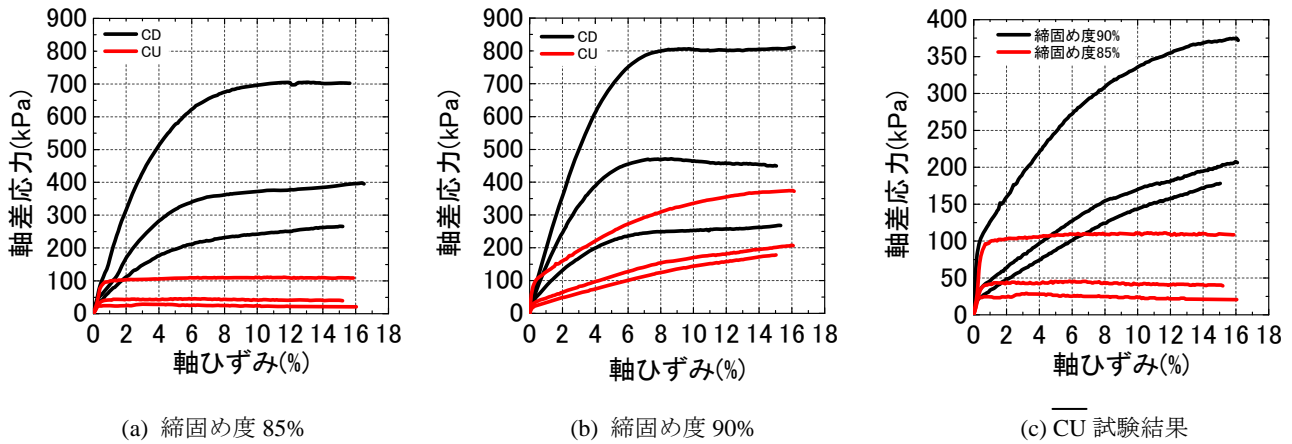


図2 応力～ひずみ関係（大型三軸試験）

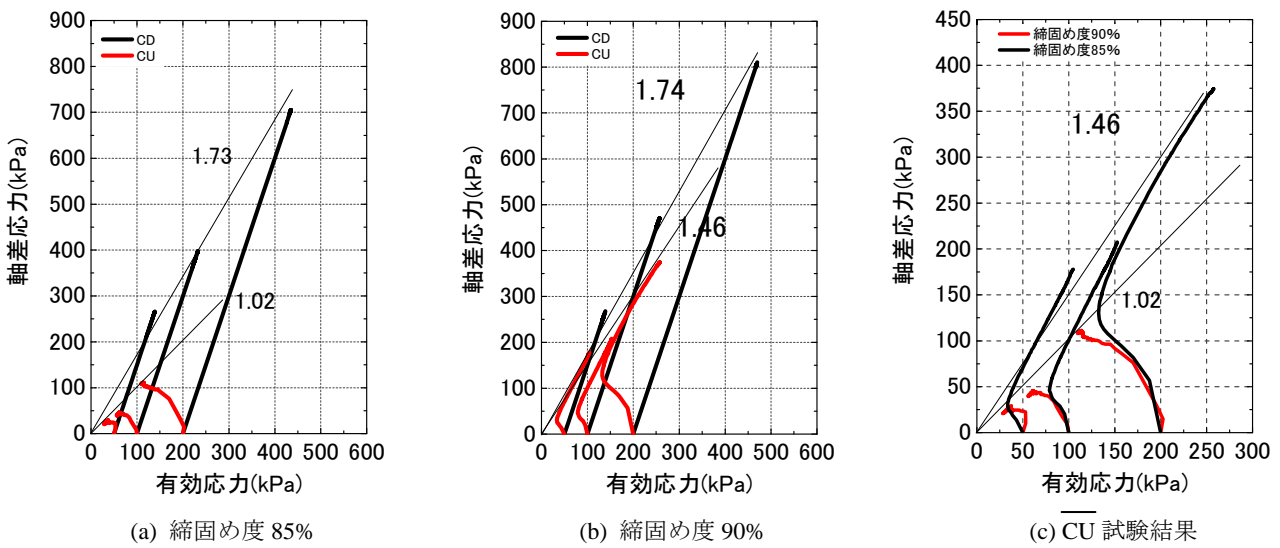


図3 有効応力経路（大型三軸試験）

90%に相当する。また、供試体作製には、大型三軸試験では自然乾燥試料を用いた空中落下法を採用し、小型三軸試験では含水比14%に調整する湿潤締固め法を用いた。いずれの試験においても、モールド内で5層ずつ密度管理をしながら軽く締固めて、供試体を作製した。その後、大型三軸試験では二酸化炭素置換法、小型三軸試験では二重負圧法を用いた飽和化過程を経て、所定の有効拘束圧（50, 100, 200kPa）で等方圧密し、載荷速度 0.1%/min でせん断を行った。試験条件は $\overline{CU}$ およびCDである。また、一連の大型三軸では、試験後の試料を自然乾燥させることにより繰り返し用いた。

## 2.2 大型三軸試験と排水条件

はじめに小鴨川試料を用いた大型三軸試験の結果を示す。2種類の乾燥密度（締固め度）を採用し、 $\overline{CU}$ 試験とCD試験を実施した。図2および図3に、応力～ひずみ関係および有効応力経路をそれぞれ示す。応力～ひずみ関係を見ると、CD試験では、供試体の締固め度や有効拘束圧で多少の違いは見られるが、軸ひずみ7～8%付近で軸差応

力の増加が止まる傾向は共通である。一方、 $\overline{CU}$ 試験においては、締固め度90%では軸差応力は単調増加するのに対し、締固め度85%では軸差応力はせん断初期に増加するのみで、その後ほぼ一定値となり、供試体締固め度による試験結果の差が大きい。図3の有効応力経路を見てみると、締固め度90%の $\overline{CU}$ 試験では、せん断初期に少し塑性圧縮を示し、その後正のダイレイタンスの発現により軸差応力が大きく増加している。また、 $\overline{CU}$ 試験での破壊応力比は1.46、CD試験での破壊応力比は1.74となっており、CD試験での値は比較的大きな値となった。締固め度85%の $\overline{CU}$ 試験においては、せん断初期から大きく塑性圧縮し続ける傾向があり、破壊応力比は1.02で極めて小さい値となった。一方、CD試験では、 $\overline{CU}$ 試験とは対照的に、せん断中の排水の効果により破壊応力比は1.73と非常に大きくなった。締固め度90%のCD試験と締固め度85%のCD試験での破壊応力比を比較すると、ほぼ同じ値となっている。また締固め度90%の $\overline{CU}$ 試験と締固め度85%の $\overline{CU}$ 試験の有効応力経路を見ると、正のダイレイタンスに変相するまでの経路は非常に近いことがわかる。

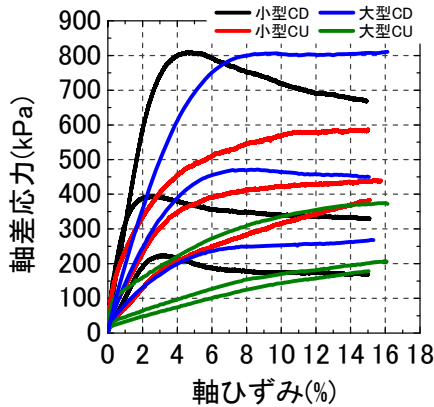
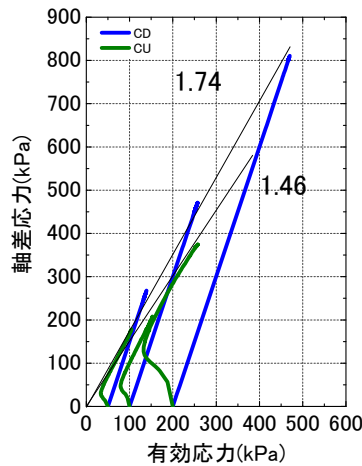
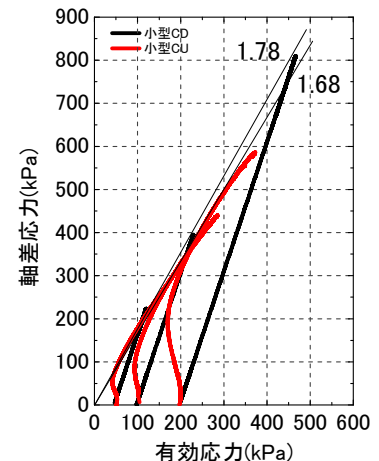


図4 応力～ひずみ関係(締固め度 90%)



(a) 大型三軸試験



(b) 小型三軸試験

図5 有効応力経路(締固め度 90%)

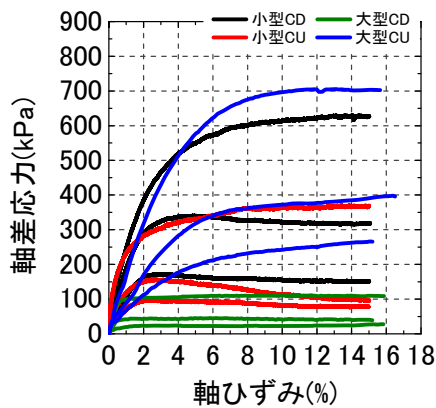
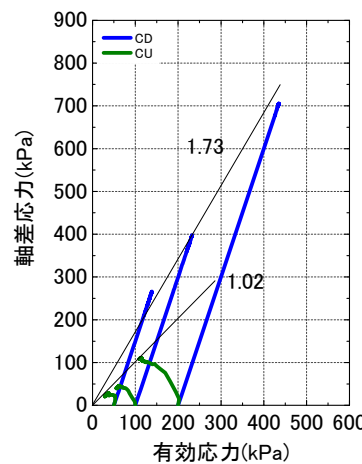
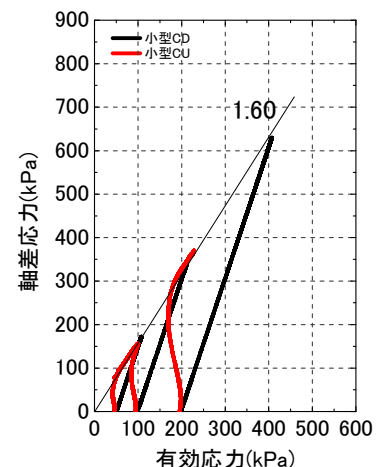


図6 応力～ひずみ関係(締固め度 85%)



(a) 大型三軸試験



(b) 小型三軸試験

図7 有効応力経路(締固め度 85%)

### 2.3 供試体寸法と排水条件の違い

次に小型三軸試験を実施し、供試体乾燥密度(締固め度)と排水条件の両者を考慮しつつ、大型三軸試験結果との比較を行う。具体的には、大型三軸試験と同様に、締固め度90%および85%の小型供試体を準備し、 $\overline{CU}$ とCDの2種の排水条件で試験を実施した。図4および図5に締固め度90%の供試体における応力～ひずみ関係および有効応力経路をそれぞれ示す。有効応力経路に着目すると、 $\overline{CU}$ 試験では、大型三軸試験、小型三軸試験ともに、せん断初期に塑性圧縮を示し、その後、正のダイレイタンスの発現により塑性膨張に転じて軸差応力が増加するが、小型三軸試験の方がより軸差応力は増大するとともに、破壊応力比も大きくなる。一方、CD試験では、破壊応力比に大きな差は見られない。図6および図7に締固め度85%の供試体における応力～ひずみ関係および有効応力経路をそれぞれ示す。有効応力経路に着目すると、 $\overline{CU}$ 試験の場合、大型三軸試験では、せん断初期から大きく塑性圧縮したままであるのに対して、小型供試体では、せん断後半に塑性膨張に転じている。また、大型三軸試験の破壊応力比は小型

三軸試験よりもかなり小さな値を示し、大型三軸試験では比較的ゆる詰めめの砂の挙動を示すことがわかる。一方、CD試験では破壊応力比に大きな差は生じない。

## 3. 供試体作製方法による力学挙動の違い

### 3.1 空中落下法と湿潤締固め法

2章の試験結果では、大型と小型によって試験結果が異なることが示された。両者の力学挙動が大きく異なるのは、供試体寸法の違いに起因して、供試体内の礫分や細粒分の組成が変わるためと考えられる<sup>1)</sup>。しかし、前章で述べたように、大型と小型では供試体作製方法が異なるため、その影響についても検討しておく必要がある。

本章では、せん頭粒度試料を用いた小型供試体について、空中落下法と湿潤締固め法の2つの方法を用いて供試体を作製し、両者の試験結果を比較する。その際、湿潤締固め法については、より均質に供試体を作製できるように調整含水比を10%に変更した。いずれの供試体においても、モールド内で5層ずつ密度管理をしながら軽く締固めて、供

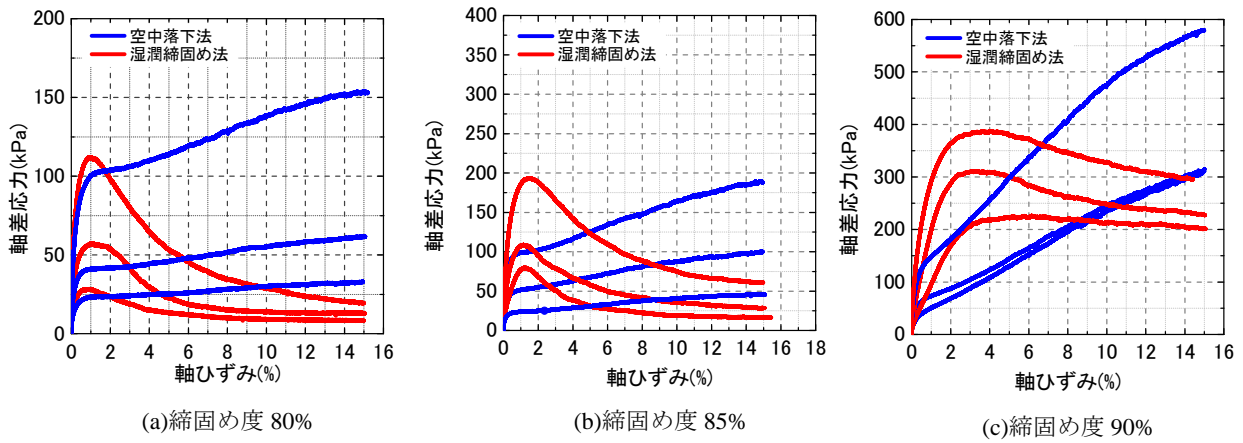


図8 応力～ひずみ関係（単調載荷試験）

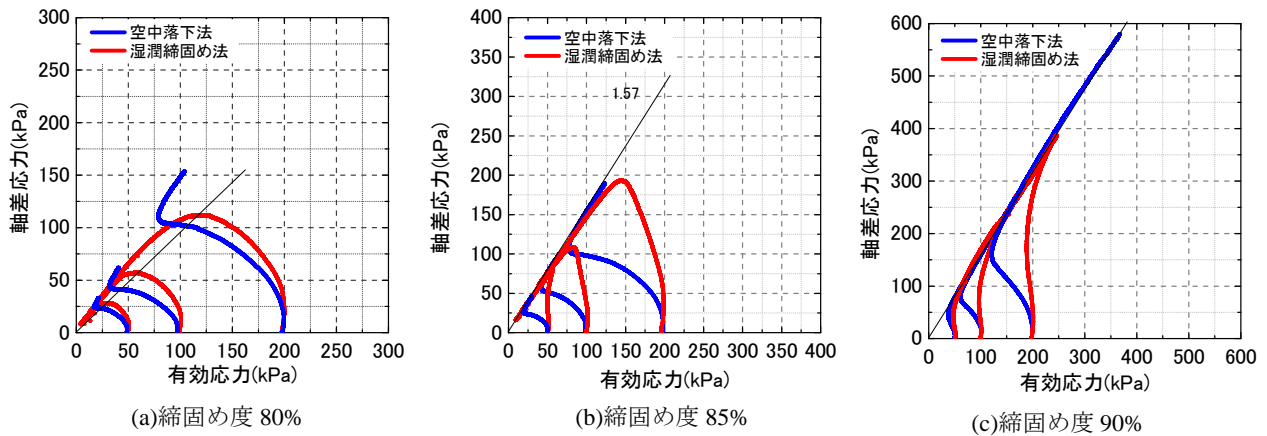


図9 有効応力経路（単調載荷試験）

試体を作製した結果、同一の有効応力状態において、ほぼ同一の間隙比を有する供試体を作製することができた。Ishihara<sup>3)</sup>は、均質な砂を用いた三軸試験において、供試体作製法の違いにより力学挙動が異なることを示したが、あくまで同一の初期有効応力下でも異なる間隙比の供試体であった点が本研究と大きく異なる。なお、本章では、締固め度 80%（乾燥密度  $1.6\text{g}/\text{cm}^3$ ）の供試体も新たに検討に加えることとした。

以下、単調載荷試験と繰返し載荷試験を通して、2つの供試体作製法と供試体密度の違いによる力学挙動の相違について検討する。

### 3.2 単調載荷試験結果

単調載荷試験結果を図8および図9に示す。図8の応力～ひずみ関係を見ると、湿潤締固め法の供試体では、ピーク強度後にひずみ軟化挙動が見られるが、空中落下法による供試体では、一貫して軸差応力は増加し続ける。一方、図9の有効応力経路を見ると、空中落下法の供試体では、いずれの締固め度の供試体であっても、最終的に正のダイレイタンスが発現しているが、せん断のごく初期においては大きく有効応力が減少（すなわち塑性圧縮）している。湿潤締固め法による供試体では、いずれの締固め度であっても、最終的には大きな塑性圧縮を伴う軟化を示しているが、ピーク強度までは空中落下法による供試体ほど有効応力の低下は見られない。特に締固め度の高い供試体におい

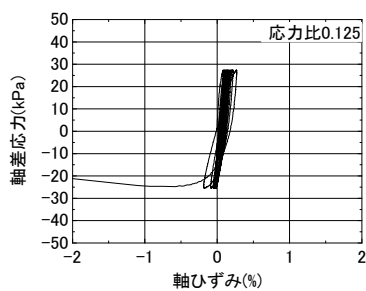
ては、ピーク強度までは弾性体に近い挙動を示し、その後一気に脆性的に破壊していることが見て取れる。また、総じて湿潤締固め供試体の方が変相角は小さいが、締固め度が高くなると両者の差は小さくなる。

以上のことから、供試体作製時の乾燥密度が同じであっても、湿潤締固め法で作製された供試体の方が高位な骨格構造を有しており、小さなひずみレベルであれば、空中落下法での供試体より大きなせん断強度を有することがわかる。

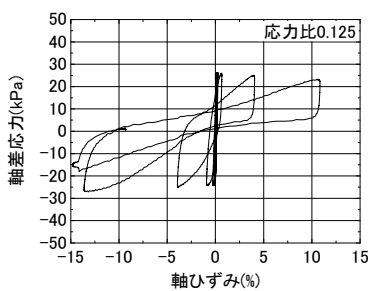
### 3.3 繰返し載荷試験結果

繰返し載荷試験における応力～ひずみ関係および有効応力経路を図10および図11にそれぞれ示す。代表として締固め度 80%の供試体の試験結果のみを示した。いずれの供試体でも変相線に近づくまでの繰返し過程では、軸ひずみの発生は非常に小さいが、湿潤締固め法による供試体では、大きなひずみが発生した途端に一気に液状化に至る。一方、空中落下法による供試体では、変相線到達後もサイクリックモビリティによる有効応力の増加・減少を繰り返し、徐々にひずみが大きくなる。変相線到達までの挙動に着目すると、湿潤締固め法による供試体の方が、1回の繰返しに伴う有効応力の低下量は小さく、単調載荷試験で観察された小ひずみレベルでの弾性挙動と調和している。また、一気に液状化に至る点も、単調載荷時に正のダイレイタンスが発現が見られないことと一致している。



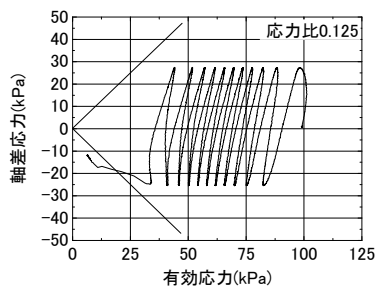


(a) 湿潤締固め法

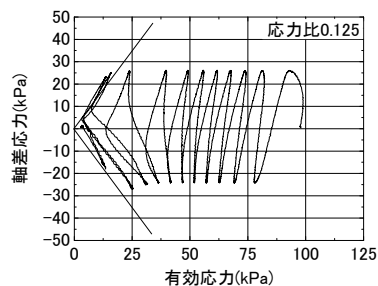


(b) 空中落下法

図 10 応力～ひずみ関係 (繰返し载荷試験)



(a) 湿潤締固め法



(b) 空中落下法

図 11 有効応力経路 (繰返し载荷試験)

図 12 は過剰間隙水圧比 95%で定義した液状化強度曲線である。締固め度が大きいほど、曲線はグラフの上部へ位置している。空中落下法と湿潤締固め法での差に着目すると、締固め度 80%においては、両供試体で液状化強度曲線に差は見られないが、締固め度 90%では差が現れ、例えば、繰返し载荷回数 20 回での液状化強度比は空中落下法のほうが 0.04 程小さい値となる。

#### 4. SYS カムクレイモデルによる小型三軸試験結果のシミュレーション

本章では、2章に示した小型三軸試験を対象として、一応変形場における SYS カムクレイモデル<sup>2)</sup>の構成式応答と試験結果をフィッティングすることにより、供試体密度の違いにより礫混じり砂の力学挙動が大きく異なることについて、供試体作製時の骨格構造および過圧密の程度によって表現することを試みた。なお、2章では示していないが、締固め度 80%の供試体についても試験を実施し、本章のシミュレーションに供した。

計算に用いた材料定数(弾塑性パラメータと発展側パラメータ)を表 1 に示す。圧縮指数  $\tilde{\lambda}$  は試験結果を参考に決定し、 $\tilde{\kappa}$ ,  $N$  はフィッティングにより決定した。また、各種骨格構造の発達を制御する発展側パラメータ ( $m$ ,  $a$ ,  $m_b$ ) もフィッティングで決めている。本解析では簡単のため、 $b_r = 0$  とし、せん断中に異方性が変化しないと仮定した。以上のパラメータは、同じ礫混じり砂であれば供試体密度が異なっても共通の値になると仮定した。

表 2 にシミュレーションの初期値を示す。供試体密度(締固め度)の相違を、初期比体積(比体積=間隙比+1)の違いだけではなく、初期構造の程度を変えることによって

- 湿潤締固め法(締固め度80%)
- 湿潤締固め法(締固め度85%)
- 湿潤締固め法(締固め度90%)
- 空中落下法(締固め度80%)
- 空中落下法(締固め度90%)

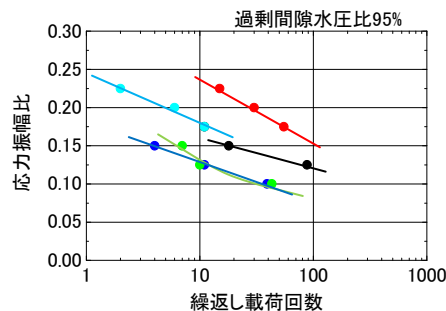


図 12 液状化強度曲線

表 1 計算に用いた材料定数

弾塑性パラメータ	
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.06
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.01
限界状態定数 $M$	1.46
NCL の切片 $N$ ( $q=0, p'=98.1\text{kPa}$ の時の比体積)	1.60
ポアソン比 $\nu$	0.30
発展側パラメータ	
構造劣化指数 $a$	0.90
正規圧密土化指数 $m$	0.04
回転硬化指数 $b_r$	0
回転硬化限界定数 $m_b$	0

表 2 計算に用いた初期値

締固め度 (%)	80	85	90
初期比体積 $v_0$	1.65	1.56	1.47
初期構造の程度 $1/R_0^*$	7.00	5.70	3.00
初期過圧密度 $1/R_0$	7.3	16.3	37.4
初期異方性 $\zeta = \sqrt{(2/3)\beta_0 \cdot \beta_0}$	0.01		
初期平均有効応力 $p'_0$ (kPa)	9.80		

表現する。すなわち、三軸試験では、いずれの供試体も締固めの程度を変えることにより密度を変えているが、それらの締固めの履歴を解析で表現することは困難であるため、本解析では、締固め終了時の供試体を対象として、それぞれ異なる初期値の設定をした。いずれのケースでも初期平均有効応力は  $p'_0 = 9.8 \text{ kPa}$  とし、50, 100 および 200 kPa までの等方圧密過程をシミュレートした後に、非排水せん断を行った。また、簡単のため全ケースに対し、初期異方性も一様に設定した。

図 13 にシミュレーション結果を示す。いずれの締固め度のほとんどの解析ケースにおいて、試験結果を適切に表現できている。すなわち、図 13(a)に示す締固め度 80%の

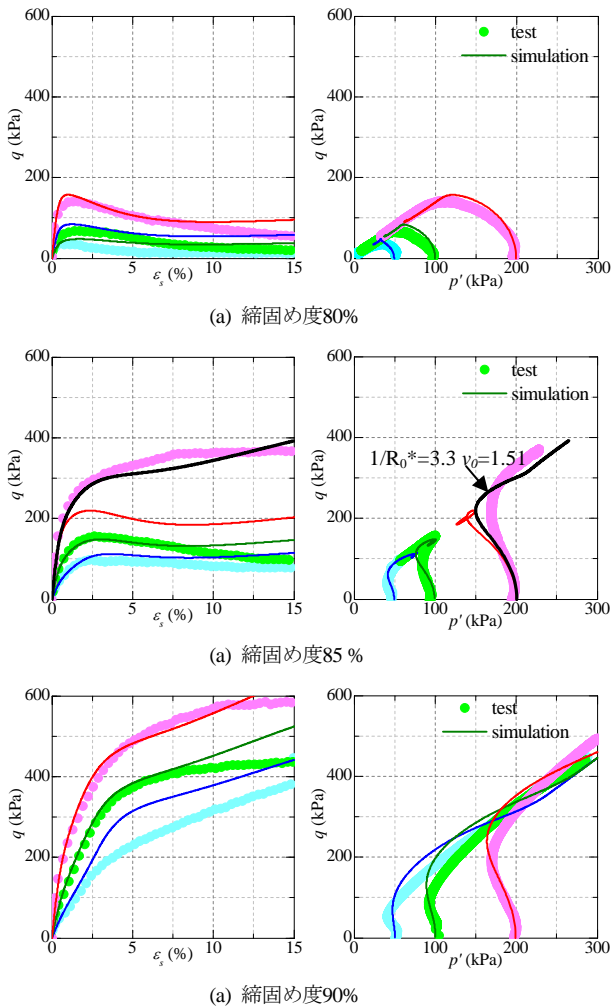


図 13 小型三軸試験結果のシミュレーション

場合では、せん断開始時の有効拘束圧が異なるいずれのケースにおいても、塑性圧縮を伴うひずみ軟化を示す典型的なゆる詰め傾向の試験結果が、シミュレーションで良く表現できている。一方、図 13(c)に示す縮固め度 90%の場合には、塑性膨張を伴うひずみ硬化を示す典型的な密詰め傾向を呈し、先の 80%とは真逆の試験結果となるが、やはりシミュレーションは試験結果を良く表現できている。シミュレーションにおける両者の相違は、縮固め度 80%に比べて 90%方が小さな初期比体積となることは当然であるが、初期構造（嵩張り具合）の程度を表すパラメータ  $1/R_0^*$  も小さくなる。すなわち、密詰め供試体を作製する際には、大きな縮固めエネルギーが加えられるために、供試体の骨格構造が破壊されるものと考えられる。そのため、過圧密の程度は逆に大きくなる。

縮固め度 85% の供試体は 80%（ゆる詰め）と 90%（密詰め）の中間の位置づけで中密にあたるが、図 13(b)に示すせん断開始時の有効拘束圧 50 と 100kPa のケースの試験結果を見ると、正のダイレイタンスを示す密詰め傾向を呈した後に、若干のひずみ軟化が現れている。表 2 に示した初期値を用いて実施したシミュレーションは、その試験結果の傾向を良く表現している。しかし、せん断開始時の

有効拘束圧が 200kPa のケースでは、表 2 の初期値を用いたシミュレーション結果（赤い実線）は、試験結果との差が大きい。すなわち、200kPa の試験結果は、正のダイレイタンスが発現したまま硬化し続ける密詰めの傾向を示しており、明らかに 50 と 100kPa の試験結果の傾向とは異なる。このケースに用いた供試体が、若干密詰めとなってしまうと解釈し、シミュレーションにおいても、初期比体積  $v_0$  を若干小さく 1.51 とし、かつ、初期構造の程度を表すパラメータ  $1/R_0^*$  を 3.3 と少し小さく設定し直して再度解析した。その結果が、図 13(b)中に黒い実線としてすでに示している結果であり、試験結果をよく説明していることがわかる。以上のように、中密な供試体においては、密詰めとゆる詰めの間中間的な性質があるために、試験結果の傾向が試験ケース毎に異なる場合があるが、それは供試体作製時のわずかな初期状態の違いに起因することが、このシミュレーション結果から推測できる。

今回、小型三軸試験の供試体密度（縮固め度）が異なる試験結果のシミュレーションを試み、初期の比体積（すなわち間隙比）と構造の程度を変えることにより、概ね試験結果をよく説明できることが示された。今後は、大型三軸試験結果や供試体作製法が異なる試験結果のシミュレーションを実施し、それらの効果を物理的な意味に基づく各種パラメータの違いとして表現してゆく予定である。

## 5. まとめ

供試体密度や供試体寸法、さらに供試体の作製方法によって、礫混じり砂の力学挙動は大きく異なることが本研究の一連の三軸試験によって示された。原粒度の大型三軸試験の結果が真の河川堤防土の力学特性を表していると考えれば、粒度調整土で実施している小型三軸試験の結果は、本来の河川堤防土の力学特性を正確に評価していないことになる。しかしながら、実務上は今後も低コストの小型三軸試験によって解析定数を決定せざるを得ないため、小型三軸試験結果を用いて正確な力学特性を評価する手法を整備することが喫緊の課題である。

一方、本研究で示したように、SYS カムクレイモデルは、礫混じりの河川堤防土の力学特性を比較的正確に評価できる。今後は、大型三軸試験結果や供試体作製が異なる試験結果の解析事例を増やし、そこで用いる各種パラメータと小型三軸試験でのパラメータの両者を詳細に比較・分析することにより、小型三軸試験結果を用いて真の河川堤防土の力学特性をシミュレーションできる手法が開発できるものと考えている。

## 参考文献

- 1) 小高ら:河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.2, pp.193-205, 2010.
- 2) 例えば, Asaoka et al.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S&F, 42(5), 47-57, 2002.
- 3) Ishihara: Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes, Géotechnique, 43(3), 351-451, 1993.

軟弱地盤上の埋立履歴を考慮してモデル化した大型人工地盤の地震中・地震後応答解析  
 Numerical analysis on co-seismic and post-seismic behavior of a large reclaimed land  
 on soft alluvial deposit modeled in consideration of the reclamation history

酒井崇之<sup>1</sup>，野田利弘<sup>1</sup>，浅岡顕<sup>2</sup>

1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・t-sakai@soil.civil.nagoya-u.ac.jp  
 2 財団法人地震予知総合研究振興会

概 要

近年、日本の重要な社会資本の多くは埋立地盤上に建設されている。また、埋立地盤や軟弱な自然堆積地盤では長期沈下や地震による被害が懸念されている。本報告では、軟弱地盤上の空港滑走路を想定した大型人工地盤を、埋立履歴を考慮してモデル化し、自然堆積地震の施工時の変形を調べた。さらに、完成した人工地盤に対し、地震波を入力し変形を調べた。これらの一連の解析は水～土連成動的／静的有限変形解析プログラム *GEOASIA* を用いている。以下に本報告の結論を示す。1)埋立により自然堆積地盤は沈下する。特に軟弱層では大圧縮し、大きいせん断ひずみが発生した。2)SCP改良部は沈下するものの、SD改良部に比べ、かなり沈下量が抑えられているため、SCP工法は地盤の沈下を抑制するのに大きい効果が得られる。3)地震により地盤に側方変位や沈下が発生し、その後長期にわたり護岸の変位や地盤の沈下が発生する。特にSCP改良を行っていない部分の沈下が多い。

キーワード：地震応答解析，軟弱地盤，埋立

1. はじめに

近年、日本の重要な土木構造物は埋立地盤上に建設されることが多い。軟弱地盤上の埋立地盤は長期沈下が問題となることが多く、将来的な沈下量を適切に評価する必要がある。また、人工埋立地盤は自然に堆積した地盤と比較して軟弱であることが多く、軟弱な自然堆積地盤と同様に、地震被害が発生しやすい。軟弱な地盤の地震被害は砂地盤の多数の液化被害の他、粘性土地盤における地震中や地震後の大変形や不安定な挙動<sup>1)</sup>が観測されている。これらの軟弱地盤上に重要な構造物が建設された場合、地震による被害が懸念されている。したがって、埋立地盤や軟弱地盤上に建設された重要構造物の地震による被害を最小限にとどめるため、耐震性能を的確に照査することが不可欠である。耐震性能を照査する時は、地震中の安定性評価だけでなく、地震後の変形挙動予測まで視野に入れた性能照査をする必要がある。本報告では、軟弱地盤上の空港滑走路を想定した人工地盤の施工履歴過程を再現し、施工による地盤の変形挙動を調べた。さらに、作製された人工地盤に対し東北太平洋沖地震時に観測された地震動を入力し、地震中・地震後の変形挙動を調べた。解析には、土の構成式に骨格構造(構造・過圧密・異方性)とその働きを記述する *SYS Cam-clay model*<sup>2)</sup>を搭載した水～土連成有限変形解析コード(*GEOASIA*<sup>3)</sup>)を用いた。

2. 埋立履歴を考慮した人工地盤のモデル化

2.1 はじめに

本章では、図 2.1 に示すような自然堆積地盤および人工地盤のモデル化を行う。表 2.1 に自然堆積地盤の N 値、S 波速度を示す。図 2.1、表 2.1 に示す通り、表層に N 値ゼロ層(①-C、②-C-1、②-C-2)が約 20m 堆積している。

表 2.1 各層のデータ

	N 値	S 波速度
①-C	0	70
②-C-1	0	70
②-C-2	0	70
③-C	11	190
④-S	50	190
⑤-C	25	290
⑥-S	50	420

この軟弱な層は護岸付近において高置換の SCP 改良(置換率 80%)が行われ、また、埋立箇所では SD 改良が行われた。

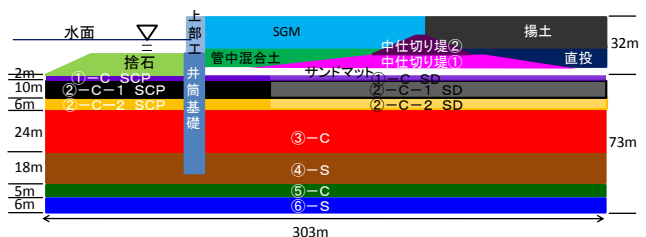


図 2.1 人工埋立て地盤概略図

## 2.2 自然堆積地盤のモデル化

自然堆積地盤は現地で行われたボーリングデータを基に平面ひずみ条件でモデル化を行った。自然堆積地盤の層構成は図 2.1 に示す通りである。なお、簡略化のために解析全断面において同様の地層構成であるとした。

砂層である④-S 層および⑥-S 層は力学試験が存在しないことや、N 値が 50 と大きいことから、典型的な密詰め砂の材料定数および初期値を用いた<sup>4)</sup>。粘土層である①-C、②-C-1、②-C-2、③-C および⑤-C 層については力学試験が存在する。それらを SYS Cam-clay model を用いて再現することで地盤の初期値および材料定数を決定する。なお、②-C-1、②-C-2 層は、材料定数は同じとし、初期値のみ変化させている。再現結果の代表例として③-C 層の再現結果を図 2.2、図 2.3、図 2.4 に示す。

図 2.2 は赤い線が力学試験結果で灰色の線が計算結果である。図 2.3、2.4 は薄い線が試験結果、濃い線が計算結果である。これらの図が示す通り、SYS Cam-clay model により対象となる地盤を構成する土の力学挙動を再現できている。図には示さないが、他の層も③-C 層と同じ程度の再現をしている。自然堆積地盤の材料定数および初期値を表 2.2 に示す。なお、各層での比体積と構造の程度は均一と仮定し、土被り圧に応じて過圧密比を分布させた<sup>5)</sup>。

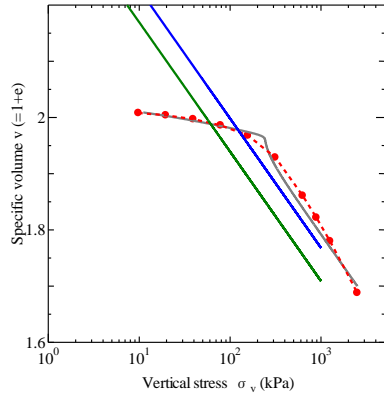


図 2.2 標準圧密試験の再現(③-C)

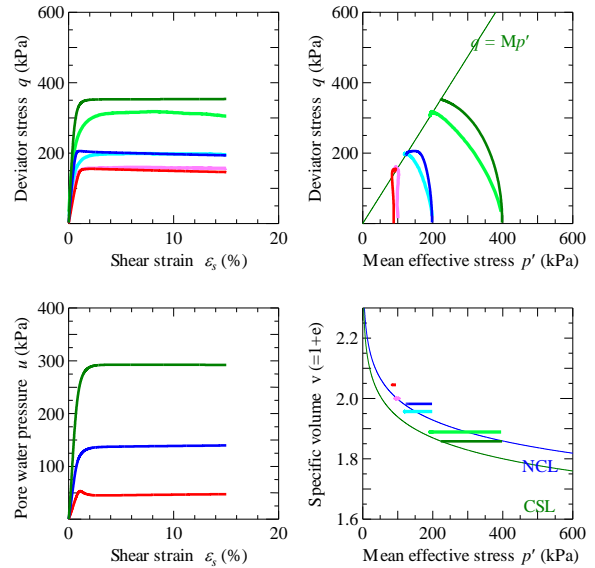


図 2.3 等方圧密後の非排水三軸試験の再現(③-C)

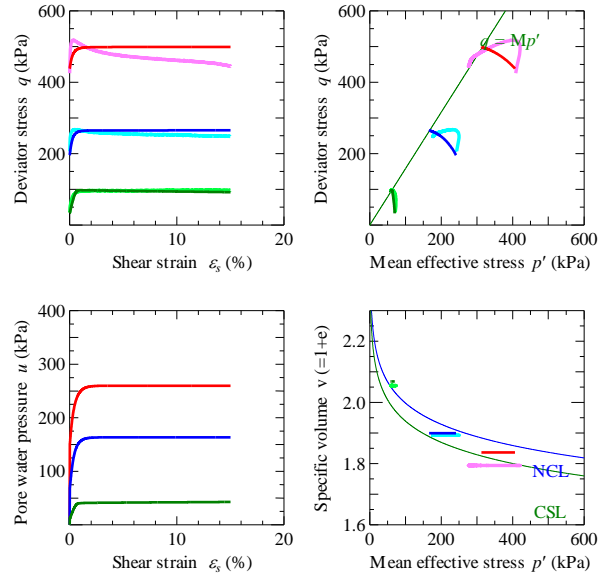


図 2.4 異方圧密後の非排水三軸試験の再現(③-C)

表 2.2 材料定数と初期値

層の名前	①-C	②-C-1	②-C-2	③-C	④-S	⑤-C	⑥-S
弾塑性パラメータ							
圧縮指数	0.25	0.55	0.55	0.10	0.050	0.20	0.050
膨潤指数	0.030	0.040	0.040	0.015	0.012	0.015	0.012
限界状態定数	1.45	1.78	1.78	1.58	1.00	1.65	1.00
NCL の切片(98.1kPa)	2.30	3.50	3.50	2.00	1.98	2.40	1.98
ポアソン比	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
発展則パラメータ							
正規圧密土化指数	60.0	45.0	45.0	30.0	0.06	120.0	0.06
$a$	0.1	3.0	3.0	2.0	2.2	0.2	2.2
構造劣化指数	$b$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$c$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$c_s$	0.1	0.01	0.01	0.01	1.0	0.1	1.0
回転硬化指数	0.1	0.001	0.001	0.001	3.5	0.001	3.5
回転硬化限界定数	0.5	1.0	1.0	1.0	0.7	1.0	0.7
初期値など							
初期比体積	2.40	4.45	4.00	2.08	1.69	2.03	1.4
初期構造の程度	1.50	5.00	5.00	6.00	1.26	1.30	1.26
初期応力比	1.00	1.00	1.00	0.55	0.75	1.00	0.75
初期異方性	0.23	0.11	0.11	0.23	0.75	0.55	0.75
土粒子密度(g/cm <sup>3</sup> )	2.44	2.54	3.00	2.57	2.00	2.69	2.65
透水係数(cm/s)	$1.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-7}$	$3.0 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-2}$	$1.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-2}$

### 2.3 人工地盤のモデル化

人工地盤のうち管中混合土については、力学試験が存在するため、自然堆積地盤と同様に力学試験をSYS Cam-clay modelにより再現している。再現結果を図 2.5、図 2.6 に示す。図 2.5 は赤い線が力学試験結果で灰色の線が計算結果である。図 2.6 は

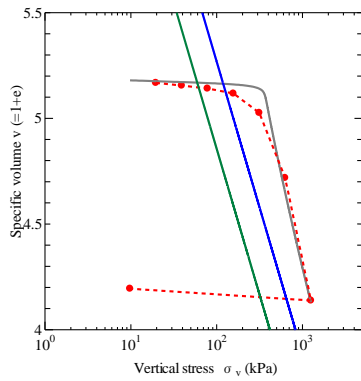


図 2.5 標準圧密試験の再現(管中)

薄い線が試験結果、濃い線が計算結果である。これらの図が示す通り、SYS Cam-clay model により管中混合土の力学挙動を再現することができた。また、SGM(軽量混合処理土)については、管中混合土と同様の材料定数および初期値を用い、土粒子密度を小さくすることでモデル化した。

他の材料については力学試験がないため、典型的な砂の材料定数を用い、それぞれ初期値を変えることにより材料の違いを表現した。SCP 改良部については、SCP の置換率が 80% と高置換であることから、SCP の領域を全て密詰め砂で置換している。埋立地盤および SCP 改良部の初期値および材料定数を表 2.3 に示す。SD 改良部については、SD の効果は透水性の向上のみであると考え、透水係数を 30 倍にすることで再現している。なお、自然堆積地盤と同様に各層での比体積と構造の程度は均一と仮定している。また、井筒基礎およびコンクリート護岸の重量や剛性

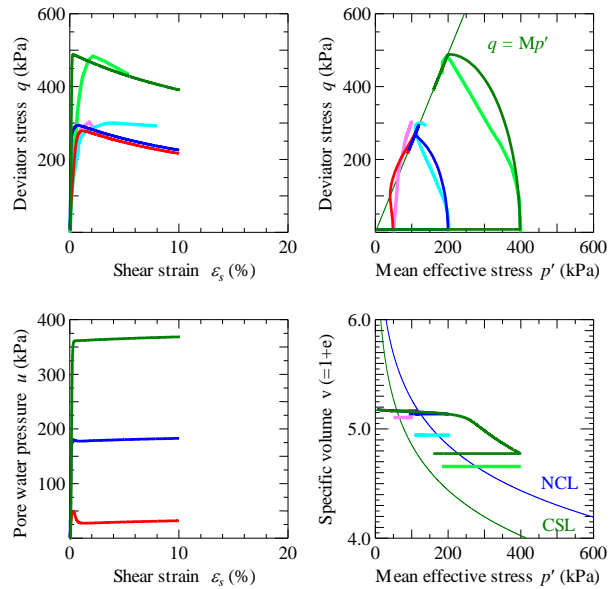


図 2.6 等方圧密後の非排水三軸試験の再現(管中)

は、実在の構造物を参考に等価重量・等価剛性となるように決定している。埋立の各過程は、水～土二相系の弾塑性有限要素を一層ごとに追加し、井筒基礎及び、コンクリート護岸は一相系弾性体有限要素を同様に追加して再現している。施工履歴は、各要素の追加の順番を実施工に概ね則すことで再現する。

### 2.4 その他解析条件

解析全断面を図 2.6 に示す。地盤の水理境界は、水面より上の地表面は水圧を常にゼロ (大気圧条件)、水面より下の地表面は静水圧分の水圧が作用した排水境界として

表 2.2 材料定数と初期値

層の名前	サンドマット	中仕切堤①	中仕切堤②	捨石	直投	揚土	SCP	管中	SGM
弾塑性パラメータ									
圧縮指数	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.60	0.60
膨潤指数	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.005	0.005
限界状態定数	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.45	2.45
NCL の切片(98.1kPa)	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	5.28	5.28
ポアソン比	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.3	0.3
発展則パラメータ									
正規圧密土化指数	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	20.0	20.0
<i>a</i>	2.2	2.2	2.2	2.0	2.2	0.2	2.2	0.3	0.3
構造劣化指数	<i>b</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>c</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>c<sub>s</sub></i>	1.0	1.0	1.0	0.01	1.0	0.1	1.0	0.3	0.3
回転硬化指数	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	0.001	0.001
回転硬化限界定数	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1.0	1.0
初期値など									
初期比体積	1.97	1.91	1.79	1.79	1.97	1.88	1.88	5.18	5.18
初期構造の程度	9.79	3.25	1.26	1.26	9.79	2.04	1.50	2.0	2.0
初期応力比	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20
初期異方性	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
土粒子密度(g/cm <sup>3</sup> )	2.50	2.54	2.44	2.00	3.00	3.00	2.65	3.10	2.00
透水係数(cm/s)	1.0×10 <sup>-3</sup>	1.0×10 <sup>-3</sup>	1.0×10 <sup>-3</sup>	1.0×10 <sup>-3</sup>	1.0×10 <sup>-3</sup>	1.0×10 <sup>-3</sup>	1.0×10 <sup>-3</sup>	1.0×10 <sup>-7</sup>	1.0×10 <sup>-7</sup>

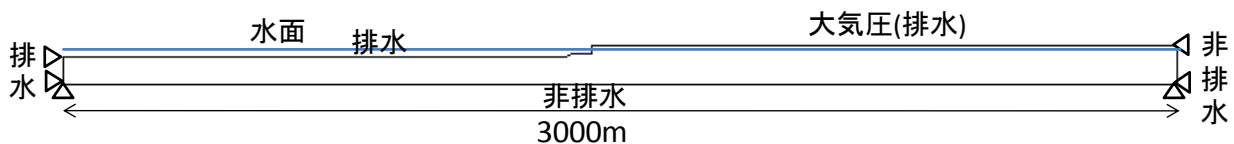


図 2.6 解析全断面

いる。また、地盤は全て飽和地盤と仮定している。地盤の左側面は排水境界とし、地盤の右側面と底面は非排水境界としている。なお、地震時には地盤下端節点はPS 検層結果をもとに、底面粘性境界( $V_s=420\text{m/sec}$ )を設定し、地盤両側端要素には、側方境界要素単純せん断変形境界を設けている<sup>9)</sup>。

埋立後の圧密放置計算は100年間行った。また、埋立完了後約1.5年後の時点において地盤底面の全有限要素節点の水平方向に図2.7に示す地震波を入力した。入力地震動は2011年3月11日14時46分に発生した東北太平洋沖地震においてkik-net 所沢観測点の地中で観測された地震波を用いた。<sup>7)</sup>地中観測点における地盤のS波速度が1440m/sであり、今回の解析の底面におけるS波速度と差異があるため、式2.1に示す式を用いて地震波の振幅を修正し、入力地震動とした<sup>8)</sup>。 $A$ 、 $V_s$ は補正後の振幅および補正する点におけるS波速度であり、 $A'$ 、 $V'_s$ は観測点における地震波の振幅とS波速度である。図2.8は入力地震動のフーリエスペクトルを示す。様々な周期が卓越している地震動である。

$$A = A' \left( \frac{V'_s}{V_s} \right)^{0.6} \quad (2.1)$$

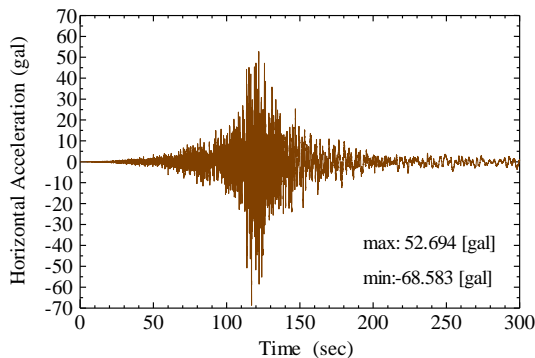


図 2.7 入力地震動

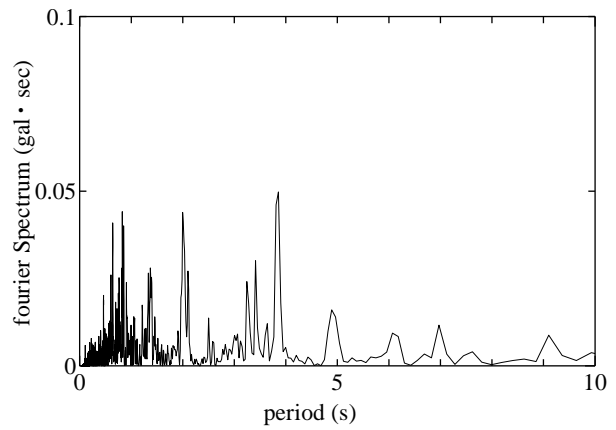


図 2.8 フーリエスペクトル

### 3. 埋立過程における大型人工地盤の変形

図3.1は、3時点の平均有効応力、せん断ひずみ、比体積の分布を示す。施工中にまず最も比体積が大きい②-C-1層にひずみが進展する。②-C-2層は埋立が完了した後にひずみが進展している。これらの軟弱層では施工により40%程度のせん断ひずみが発生している。③-C層も10%程度のひずみが確認できる。また、②-C-1、②-C-2層は埋立により圧密が進行していき、比体積が約2.0減少している。一方、SCP改良部分は、せん断ひずみが発生しておらず、比体積変化もほとんど見られない。また、埋め立てにより、砂杭部分の平均有効応力が増大し、上載荷重を一部の砂杭が

支えている。図3.3に図3.2の点A(青線)および点B(赤線)における自然堆積地盤表面の沈下量を示

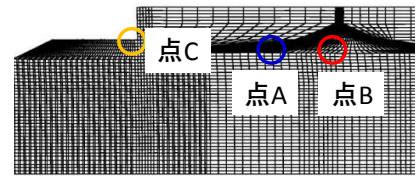


図 3.2 沈下量・変位を調べた点

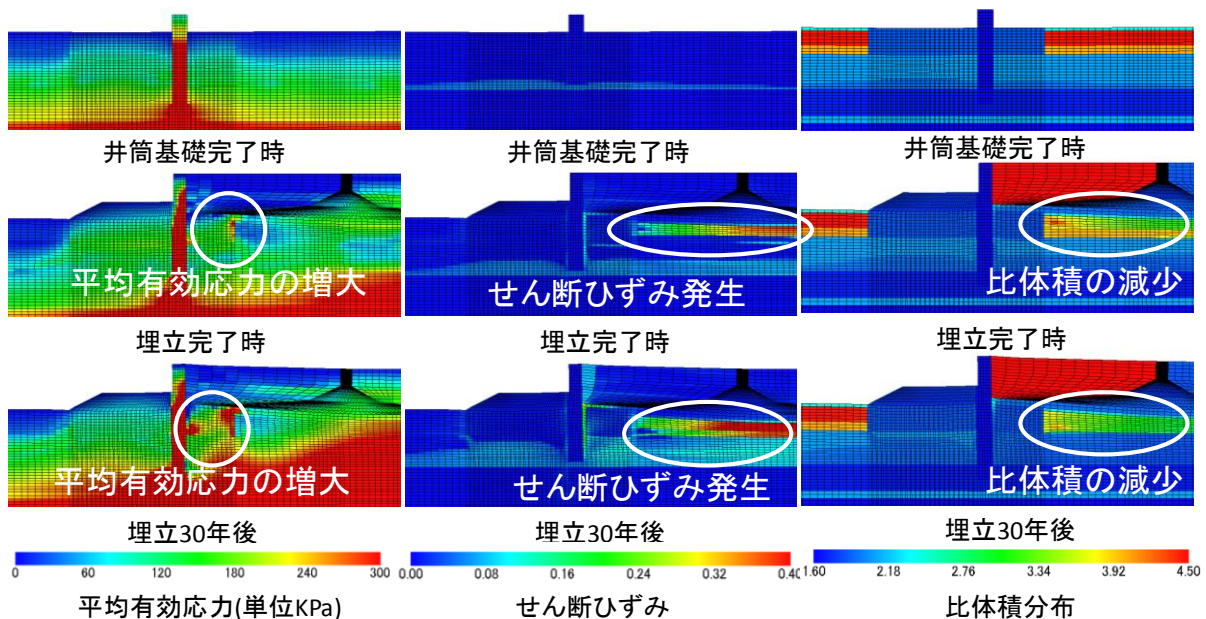


図 3.1 平均有効応力・せん断ひずみ・比体積分布の経時変化

す。埋立により自然堆積地盤の沈下は進み、点 B においては、6m 以上沈下した。その後、埋立終了時よりさらに 20 年にわたり 2m 程度沈下する。SD を打設したのにも拘わらず、埋立後も沈下は長期にわたり発生した。

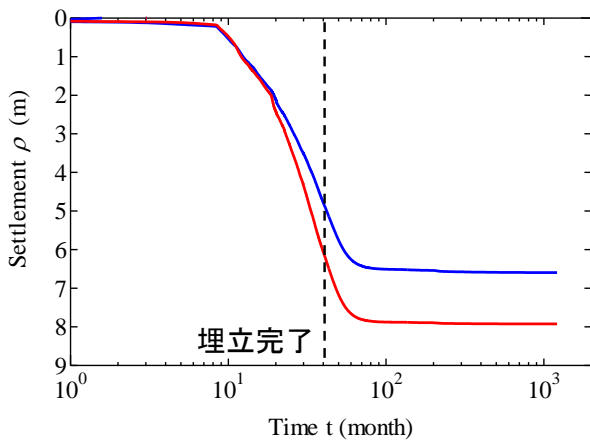


図 3.3 埋立中・埋立後の沈下量

図 3.4 に護岸の変位分布を示す。縦軸は自然堆積地盤地表面を 0m とした時の高さである。埋立完了時に護岸の頂上において約 100cm 変位が発生する。その後 1 年間、ほとんど護岸は動かない。しかし、埋立 50 年後にはさらに 70cm 程度変位が増大している。

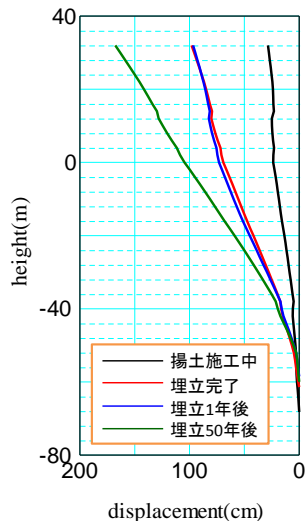


図 3.4 埋立中・埋立後の護岸の変位分布

また図 3.5 には図 3.2 の点 C における変位-時間関係を示す。施工により護岸の変位は増していき、埋立終了時には 80cm 程度変位している。施工後も護岸の変位は増大していき、80 年経過後には埋立終了時より 50cm さらに変位し、収束傾向がみられる。

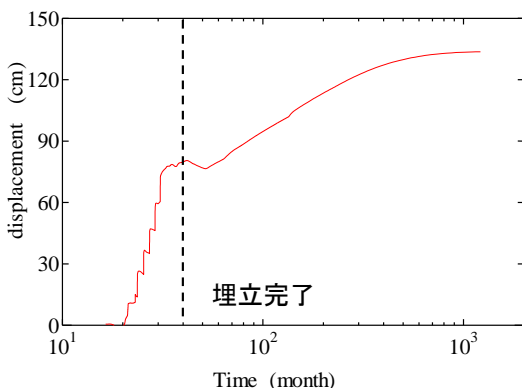


図 3.5 埋立中・埋立後の護岸頂上の変位-時間関係

立 1 年後、緑線が埋立 30 年後を示す。また、x 軸は解析断面の左端を  $x=0$  とした時の座標である。埋立中は中仕切堤直下において最も沈下量が大きい。埋立が進むにつれて、中仕切堤より右側( $x \geq 1600$ )では同程度沈下していく。SCP を打設している箇所や護岸では( $1350 \leq x \leq 1460$ )、沈下量が大きく減少している。SCP の打設は地盤の沈下量を大きく減少するのに効果が高い。

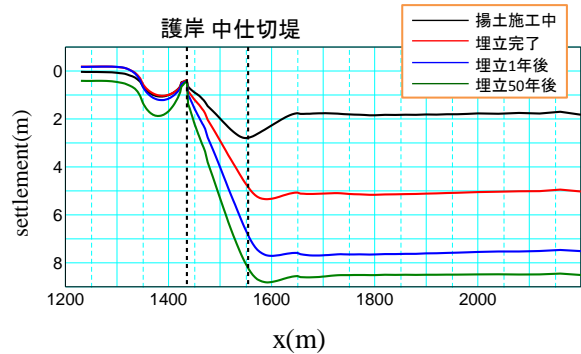


図 3.6 埋立中・埋立後の地盤の沈下形状

図 3.7 は点 B 直下における層別の沈下曲線を示す。②-C-1, ②-C-2, ③-C 層において沈下が大きく、他の層はほとんど沈下していない。最も沈下量が大きいのは②-C-1 層であり、3m 強沈下している。③-C 層は N 値が 11 であり、②-C-2 層よりも強固な層であるが、②-C-2 層に比べて沈下量が大きく 3m 弱沈下している。N 値が大きい粘性土であっても、埋立により長期的な沈下が発生する。

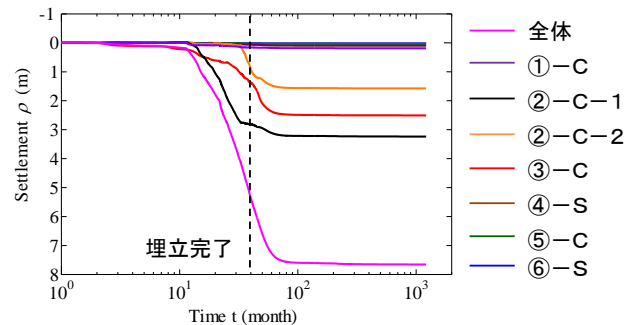


図 3.7 埋立中・埋立後の地盤の層別沈下量

#### 4. 地震動による大型人工地盤の変形

図 4.1 に地震直前および地震直後、地震後 1 年経過時のせん断ひずみ、平均有効応力、構造の程度の分布を示す。地震により繰返し载荷を受けることにより平均有効応力が低下する。地震終了時に②-C-1, ②-C-2, ③-C 層で平均有効応力の減少が確認される。地震 1 年後には平均有効応力が回復し、それに伴いこれらの粘土層で沈下が生じる(後述)。また、SCP は地震により平均有効応力の減少が見られた。せん断ひずみはほとんど変化が見られない。しかし、埋立を行っていない自然堆積地盤と SCP の境目や、②-C-2 層と③-C の境目に 10% 程度ひずみが確認できる。構造の程度に着目すると、地震直前の段階で埋立を行っていない箇所は、②-C-1, ②-C-2, ③-C 層

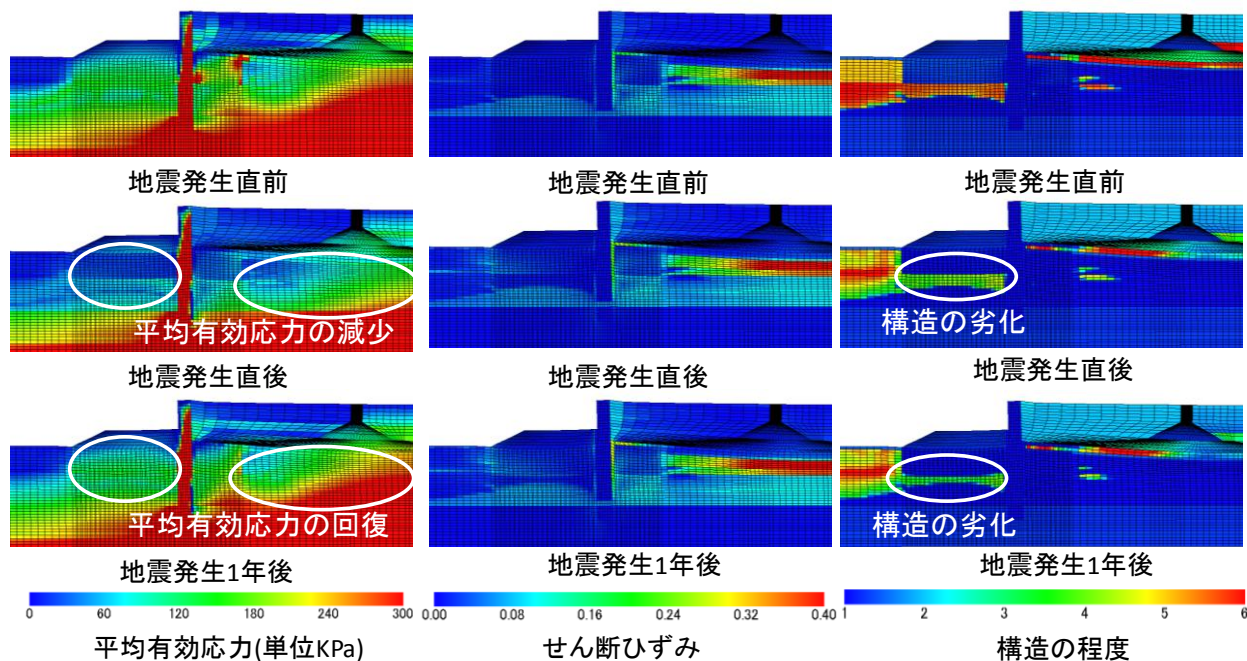


図 4.1 平均有効応力・せん断ひずみ・構造の程度の分布の経時変化

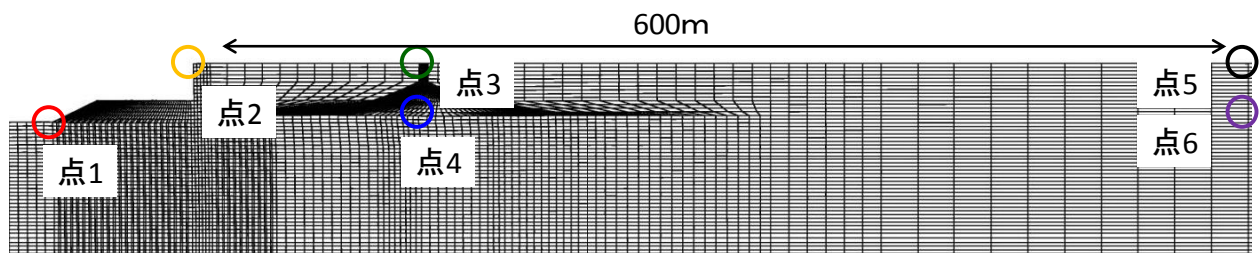


図 4.2 沈下量を調べた点

で構造が存在するのに対し、埋立を行った方はほとんど構造がない。地震により、護岸前面の SCP 下部(③-C 層)において、構造の劣化が特に顕著に現れる。これは、地震直後と地震 1 年後を比べて見ても構造の劣化が進行していることがわかる。

変位や沈下量は、地震開始時を 0 として計算結果を出力している。図 4.2 はそれぞれ沈下量や側方変位を調べた点を示す。それぞれ点 1 は捨石マウンドの法尻付近の地表面、点 2 は護岸の頂上、点 3 は中仕切堤の直上の地表面、点 4 は中仕切堤直下の自然堆積地盤表面、点 5 は護岸から 600m 離れた埋立地盤地表面上、点 6 は点 5 の直下の自然堆積地盤表面上の点である。

図 4.3 は自然堆積地盤地表面における沈下量分布を示している。護岸はほとんど沈下していない。これは、護岸が強固な砂層まで根入れしているからである。一方、護岸前面および背面の SCP 部分では沈下量が他に比べて大きく発生している。SCP や捨石の重量が大きいために、他の部分よりも大きい沈下量が発生した。また、図 4.1 で示した通り、特に護岸前面の SCP 下部では、③-C 層の構造の劣化が地震や地震後の時間経過に伴い進行している。構造の劣化は塑性圧縮を伴う。SCP 改良を行っていても、改良し

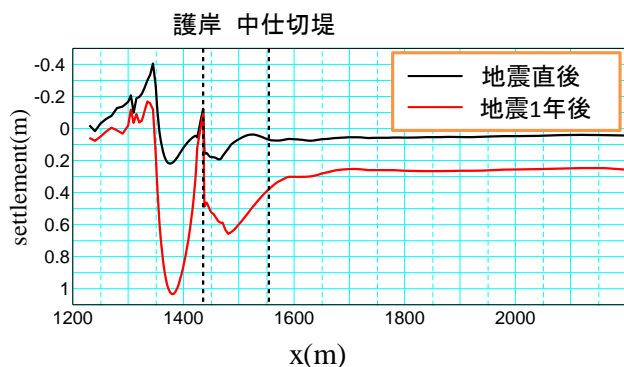


図 4.3 地震後の自然堆積地盤の沈下量分布

ていない層が沈下を引き起こしてしまっている。

図 4.4 は図 4.2 における点 1～点 6 における沈下-時間関係を示している。まず埋立部分(点 3～6)に着目すると、地震中～後にかけて沈下が発生している。中仕切堤が重たいので、点 3、4 の方が点 5、6 に比べて沈下している。また、地震後において、自然堆積地盤地表面と、埋立地盤地表面の沈下曲線はほとんど平行に推移している。つまり、埋立部分は地震中においてのみ沈下が発生しており、地震後はほとんど沈下していない。地震後の長期的な沈下は自然堆積地盤が原因となっている。捨石マウンド法尻付近で



は地震中は膨張する。これは、捨石が地震により沈み込むために捨石マウンドの付近では地盤が膨張したと考えられる。しかし、地震後では、最も沈下量、沈下速度ともに最も大きい。これは先述した通り、③-C層の構造の劣化が地震や地震後の時間経過に伴い進行しているためである。

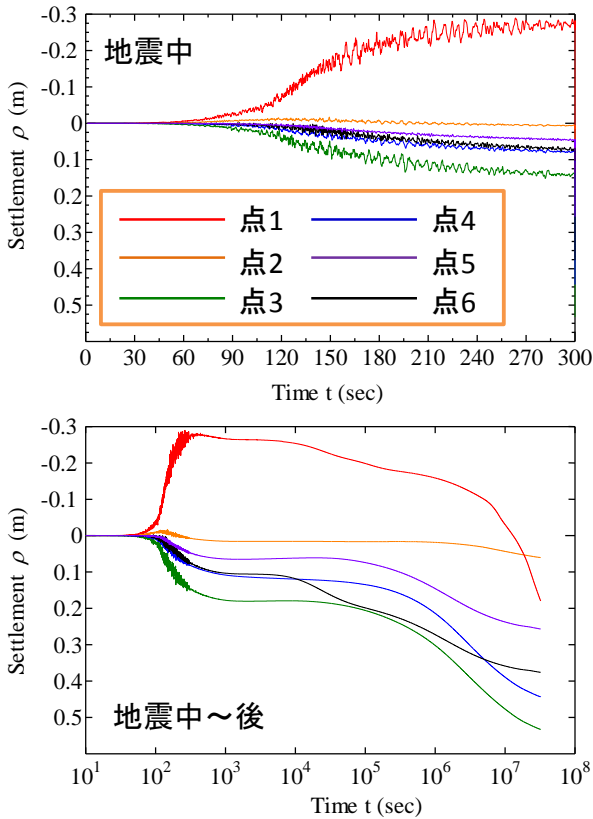


図 4.4 地震後の自然堆積地盤の沈下-時間関係

また、図 4.5 は点 4 直下における層別沈下量を示す。①-C、②-C-1、②-C-2、③-C 層で沈下が発生している。これらの層は粘土層であるため、地震後しばらくは沈下量が変わらない。しかし、地震発生 1 日経過後から沈下が進み、地震 1 年経過後でも沈下が収束していない。③-C 層は特に改良を施していないため、SD 改良を行った②-C-1、②-C-2 層に比べて、大きく沈下するタイミングが遅い。また、地震中から地震後にかけて③-C 層が最も沈下量が大きくなった。N 値が 11 ある粘土層であっても、地震により乱されてしまい、長期的な沈下が発生する。

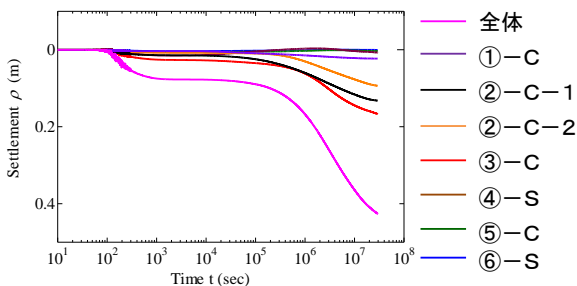


図 4.5 地震中・後の地盤の層別沈下量

図 4.6 は護岸における変位分布を示す。地震により護岸は変形をしてしまい、地震直後において護岸の頂上は

120cm 程度変位が発生しており、地震後 1 年ではさらに 30cm 程度変位した。護岸は約 1 度傾いており、地震により護岸が倒壊し、空港が使用不能になることはない。

図 4.7 は図 4.2 における点 1、点 2、点 3 における変位-時間関係を示す。点 1~3 は先述した通りである。地震中にそれぞれ変位が発生しており、捨石マウンドの法尻は約 90cm、護岸は 120cm 程度、中仕切り堤直上は約 30cm 動いている。地震後もそれぞれ変位は増減しており、護岸や中仕切り堤では 30cm ほど増加しているのに対し、捨石マウンドの法尻では減少している。捨石マウンドの変位が減少したのは捨石マウンドが沈み込んだためである。護岸や中仕切り堤で変位が増大するのは、自然堆積地盤の沈下が発生しているためである。いずれの点でも地震後 1 年時ではまだ変位は収束していない。

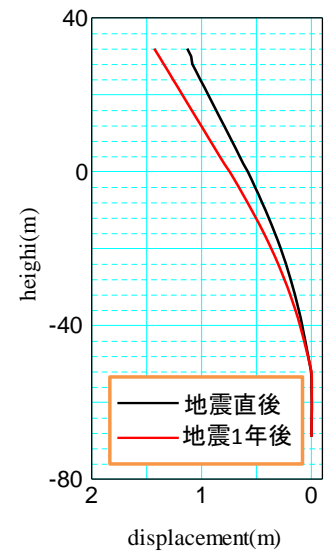


図 4.6 地震中・後の護岸の変位分布

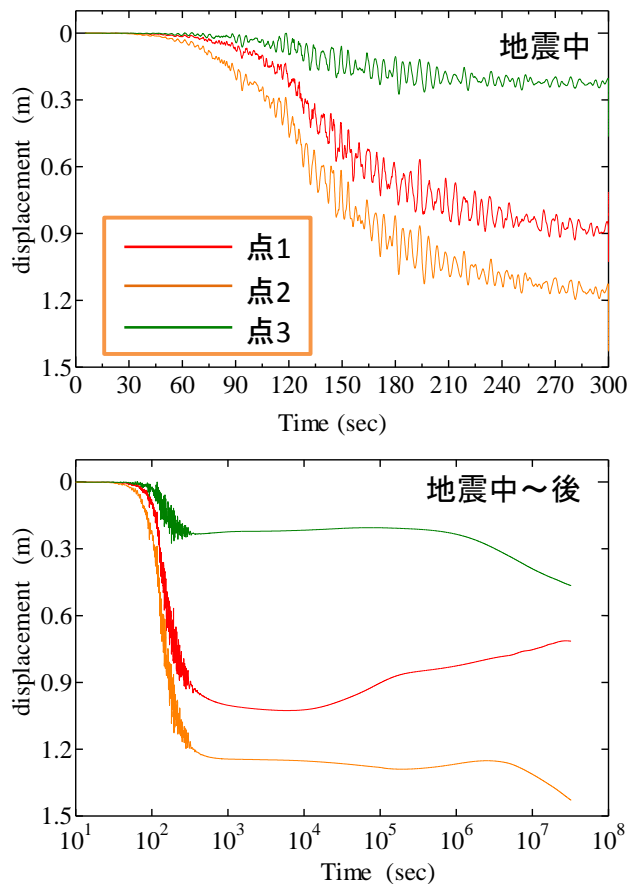


図 4.7 地震中・後の側方変位-時間関係

## 5. まとめ

本報告では、水～土連成動的静的有限変形解析プログラム GeoAsia を用いて、軟弱地盤上に造成された大型人工地盤について施工履歴を考慮した上でモデル化を行い、埋立中・埋立後の地盤の変形や、地震中・地震後の変形挙動を調べた。本報告で得られた知見を以下に示す。

- 1) 埋立過程において、高置換 SCP 改良は、その下部の地盤の圧密沈下の抑制に有効である。埋立により中仕切堤直下では 6m 沈下が起きた。
- 2) 埋立後も自然堆積地盤は 20 年にわたり 2m 沈下し、護岸は 80 年にわたり 50cm 変位する。
- 3) 地震により地盤の沈下や護岸の側方変位が発生するが、地震中では、空港が使用不可能になるほどの大変形は起きない。
- 4) 地震後、長期的な沈下や側方変位が続き、地震後 1 年の時点ではそれらが収束する傾向は見られない。
- 5) 地震中に変形量が大きいのは N 値が 11 ある③-C 層であった。SCP 改良は耐震性を上げるのに有効であるが、③-C 層まで改良していないため、地震による長期的な沈下および変位が起きてしまう。

今回は、限られた資料を基にした地震応答の検討であったが、経済活動の中心を人工島に依拠せざるを得ない我が国において、埋立地盤の造成過程も考慮した上で、シームレスに地震後・地震中挙動を調べ、改良効果の検討や問題点の抽出を行う意義はきわめて大きいと考えている。なお本報告は、科学研究費補助金（基盤研究 (S)：課題番号 21226012）の助成を受けたものである。

## 参考文献

- 1) 安原一哉, 村上 哲, 豊田紀孝(1999): 粘性土の動的性質 粘性土の動的性質(その3), 土と基礎 Vol.47 No.1, pp.51-56.
- 2) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.(2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S & F, 42(5), pp.47-57.
- 3) Asaoka, A. and Noda, T.(2007): All Soils All States All Round Geo-analysis Integration, International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27.
- 4) Nakano, M., Noda, T., Asaoka A. and Nakai, K. (2003): Compaction behavior of sand with degradation of structure and overconsolidation, Proceedings of Sino-Japanese Symposium on Geotechnical Engineering, Beijing (China), pp.455-462.
- 5) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M. (2005): Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, Soils and Foundations, 45(5), pp.39-51.
- 6) 吉見吉昭, 福武毅芳(2005): 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版.
- 7) 防災科学技術研究所 基盤強震観測網 KiK-net, URL: <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 8) 翠川三郎 (1987): 関東平野を対象とした震度分布予測, 構造工学論文集, vol.33B

# 斜面安定評価手法としての SPH 法の可能性

## Possibility of SPH method for slope stability analysis

野々山栄人<sup>1</sup>, 沢田和秀<sup>2</sup>, 森口周二<sup>3</sup>, 八嶋厚<sup>4</sup>

1 名古屋大学・工学研究科・nonoyama@civil.nagoya-u.ac.jp

2 岐阜大学・流域圏科学研究センター

3 岐阜大学・工学部

4 岐阜大学

### 概 要

斜面の安定問題に関して、実務レベルでは、円弧すべり計算により得られる安全率を用いて対策工の検討や設計が行われている。また、変形を考慮できない円弧すべり計算に代わり、有限要素法を用いた検討も行われるようになってきたが、斜面が崩壊した後の大変形問題を取り扱うことは困難であり、再現できる変形量には制限がある。このような背景のもと、本稿では、地盤材料の構成式に基づいて、大変形問題を取り扱うことができる SPH 法を斜面安定問題に適用し、斜面安定評価手法としての可能性について検証する。まず、地盤材料の変形挙動を表現するために、SPH 法に地盤材料の構成式を導入した。その検証として、単純せん断解析を実施した。得られた結果を理論解と比較した結果、精度よく地盤材料の応力状態が表現できることを確認した。次に、SPH 法を用いて斜面安定解析を行い、円弧すべり計算より得られる安全率の評価結果との比較を行い、SPH 法が斜面の安定問題に対して有益な評価手法であることを示した。

キーワード：斜面安定、SPH 法、構成式

### 1. はじめに

斜面の安定問題に関して、実務レベルでは、円弧すべり計算より得られる安全率を用いて、対策工の検討や設計が行われている。円弧すべり計算は、力のつり合いから容易に斜面の安全率を求めることができる反面、斜面の変形を考慮できないという短所を合わせ持っている。斜面の変形を予測することができれば、より詳細な対策工の検討や設計につながると期待できる。そのため、現在では、地盤材料の構成式を導入した有限要素法(FEM)を用いて、変形を考慮した検討も行われるようになった。しかしながら、FEM では、解析メッシュが大きく変形した場合に、解の精度低下が生じるため、変形がおおくなる問題を取り扱うことは困難であり、再現できる変形量には制限がある。

近年、地盤の大変形問題を解くために、様々な解析手法が提案されている。例えば、地盤材料を一相系の Bingham 流体と仮定して解く方法<sup>1)</sup>や、地盤材料を離散体と仮定して解く方法<sup>2)</sup>がある。前者は、Euler 型の解析手法<sup>3)</sup>を用いており、メッシュの変形を考慮する必要がないため、大変形問題を解くことが可能である。しかし、地盤材料を一相系の流体と仮定しており、複雑な変形挙動を示す地盤材料を表現するには限界がある。後者は、地盤材料を離散体と仮定しているため、容易に地盤の大変形を表現することが

できる。しかし、離散体モデルに基づいた解析手法であるため、これまで地盤工学で開発・高度化された連続体力学に基づく構成式を導入することができない。また、現場や室内試験で得られるパラメータを直接入力値として使用することができず、地盤材料の変形挙動を再現するために、解析パラメータの決定に試行錯誤が必要となる。

このような背景のもと、本研究では、地盤の大変形挙動を連続体力学の構成式の枠組みで表現することを目的とする。そこで、様々な分野で大変形問題に対する有効性が確認されている SPH(Smoothed Particle Hydrodynamics)法<sup>4,5)</sup>を用いる。SPH 法は、Lagrange 型のメッシュフリー解析手法であるため、メッシュの変形による解の精度低下に悩まされることなく大変形問題を解くことができる解析手法である。本稿では、地盤材料の構成式を導入した SPH 法の検証として、単純せん断解析を実施し、せん断応力-せん断ひずみ関係および応力経路について、得られた解析結果と理論解を比較した。次に、斜面の安定解析を実施し、Fellenius 法により得られる安全率を用いた評価結果と比較した。また、対策工を考慮した斜面の安定解析についても実施した。以上の一連の解析から、斜面安定評価手法としての SPH 法の可能性について検討する。

## 2. 数値解析手法

### 2.1 SPH 法

SPH 法では、粒子の集合体として物体を表現するが、粒子の運動を単に孤立した粒子の運動として扱くと、本来の連続体としての挙動と大きな差が現れてしまう。そこで、平滑化近似 (Kernel approximation) と粒子近似 (Particle approximation) の 2 段階の補間理論を用いて、連続体の運動を表現する。まず、1 段階目の平滑化近似では、評価点粒子  $\alpha$  の位置  $x^\alpha$  における物理量  $\langle f(x^\alpha) \rangle$  は、平滑化関数  $W$  を用いて、各評価点粒子周りに物理量の分布を仮定する。ここで、平滑化関数は、Gauss 関数のような釣り鐘型の関数であり、本研究では 3 次スプライン関数<sup>6)</sup>を用いた。平滑化関数の値は、平滑化領域内の評価点粒子  $\alpha$  から周辺粒子  $\beta$  の距離  $r=|x^\alpha-x^\beta|$  と影響半径  $h$  によって決定される。山括弧  $\langle \rangle$  は補間された物理量を示している。

$$\begin{aligned} \langle f(x^\alpha) \rangle &= \int_{\Omega} f(x^\beta) W(x^\alpha - x^\beta, h) dx^\beta \\ &= \int_{\Omega} f(x^\beta) W(r, h) dx^\beta \end{aligned} \quad (1)$$

図 1 に示すように、評価点粒子と周辺粒子を含む空間の体積は領域  $\Omega$  の積分で表現する。

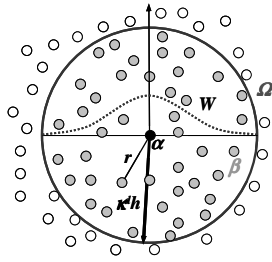


図 1 SPH 法のイメージ図

平滑化関数は、次の 3 つの性質を満たす必要がある。

1) 正規化条件

$$\int_{\Omega} W(r, h) dx^\beta = 1 \quad (2)$$

2) 極限がデルタ関数  $\delta$

$$\lim_{h \rightarrow 0} W(r, h) = \delta(r) \quad (3)$$

3) コンパクト条件

$$\lim_{h \rightarrow 0} W(r, h) = 0 \quad \text{when } |x^\alpha - x^\beta| > \kappa^d h \quad (4)$$

ここで、 $\kappa^d h$  は平滑化領域 (Support domain) の半径であり、平滑化領域の半径を決定するパラメータ  $\kappa^d$  に影響半径  $h$  を掛けたものである。

次に、2 段階目の粒子近似では、各粒子の周りに仮定した物理量の分布を重ね合わせて、評価点粒子  $\alpha$  の物理量  $\langle f(x^\alpha) \rangle$  を表現する (図 2)。よって、物理量  $\langle f(x^\alpha) \rangle$  は、 $N$  個の離散点の物理量によって表現すると考えることができる。ここで、周辺粒子  $\beta$  の体積  $dx^\beta$  を質量  $m^\beta$ 、密度  $\rho^\beta$  で表すと、

$$dx^\beta = \frac{m^\beta}{\rho^\beta} \quad (5)$$

となる。上式を用いて式(1)を変形すると、以下の式が得られる。

$$\langle f(x^\alpha) \rangle = \sum_{\beta} \frac{m^\beta}{\rho^\beta} f(x^\beta) W(r, h) = \sum_{\beta} \frac{m^\beta}{\rho^\beta} f(x^\beta) W^{\alpha\beta} \quad (6)$$

ここで、 $W^{\alpha\beta}$  は、周辺粒子  $\beta$  から評価点粒子  $\alpha$  への寄与を表す平滑化関数を示している。上式が SPH 法の物理量の評価式である。

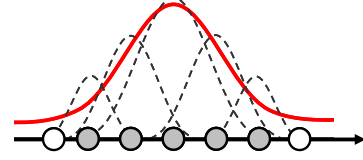


図 2 物理量の重ね合わせ

物理量の空間勾配については、平滑化関数の空間勾配を用いることによって同様に近似することができる。以下に SPH 法の物理量の空間勾配の評価式を示す。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle f(x^\alpha) \rangle}{\partial x_i} &= \frac{\partial}{\partial x_i} \int_{\Omega} f(x^\beta) W(x^\alpha - x^\beta, h) dx^\beta \\ &= \int_{\Omega} f(x^\beta) \frac{\partial W(r, h)}{\partial x_i} dx^\beta \\ &= \int_{\Omega} f(x^\beta) \frac{\partial W^{\alpha\beta}}{\partial x_i} dx^\beta \\ &= \sum_{\beta} \frac{m^\beta}{\rho^\beta} f(x^\beta) \frac{\partial W^{\alpha\beta}}{\partial x_i} \end{aligned} \quad (7)$$

さらに、上式は、微分操作により次式に変換することができる。

$$\frac{\partial \langle f(x^\alpha) \rangle}{\partial x_i} = \frac{1}{\rho^\alpha} \sum_{\beta} m^\beta (f(x^\beta) - f(x^\alpha)) \frac{\partial W^{\alpha\beta}}{\partial x_i} \quad (8)$$

$$\frac{\partial \langle f(x^\alpha) \rangle}{\partial x_i} = \rho^\alpha \sum_{\beta} m^\beta \left( \frac{f(x^\alpha)}{(\rho^\alpha)^2} + \frac{f(x^\beta)}{(\rho^\beta)^2} \right) \frac{\partial W^{\alpha\beta}}{\partial x_i} \quad (9)$$

### 2.2 固体力学に基づく SPH 法

以下に、連続体力学に基づく支配方程式である質量保存則と運動量保存則をそれぞれ示す。

$$\frac{d\rho}{dt} = -\rho \frac{\partial u_i}{\partial x_i} \quad (10)$$

$$\frac{du_i}{dt} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + F_i \quad (11)$$

ここで、 $u_i$  は速度ベクトル、 $\sigma_{ij}$  は応力テンソル、 $F_i$  は外力ベクトルである。SPH 法の空間勾配の評価式である式(8)、(9)を用いて式(10)、(11)をそれぞれ離散化することで、SPH 法における質量保存則、運動量保存則が得られる。

$$\frac{d\rho^\alpha}{dt} = \sum_{\beta} m^\beta (u_i^\alpha - u_i^\beta) \frac{\partial W^{\alpha\beta}}{\partial x_i} \quad (12)$$

$$\frac{du_i^\alpha}{dt} = \sum_{\beta} m^\beta \left( \frac{\sigma_{ij}^\alpha}{(\rho^\alpha)^2} + \frac{\sigma_{ij}^\beta}{(\rho^\beta)^2} + C_{ij}^{\alpha\beta} \right) \frac{\partial W^{\alpha\beta}}{\partial x_j} + F_i^\alpha \quad (13)$$

ここで、 $C_{ij}^{\alpha\beta}$  は、人工粘性<sup>7)</sup>と人工応力<sup>8)</sup>の和であり、次式で表される。

$$C_{ij}^{\alpha\beta} = -\delta_{ij}\Pi_i + (R_{ij}^{\alpha} + R_{ij}^{\beta})(f^{\alpha\beta})^{n^{AS}} \quad (14)$$

ここで、 $\Pi_i$ は人工粘性ベクトル、 $R_{ij}^{\alpha}$ および $R_{ij}^{\beta}$ は人工応力テンソル、 $f^{\alpha\beta}$ は反発力、 $n^{AS}$ は人工応力パラメータである。人工粘性および人工応力を導入することで、数値振動および Tensile instability<sup>9)</sup>を抑制することができる。この Tensile instability とは、固体力学に基づく SPH 法特有の問題であり、応力が引張状態になると、解が不安定になる問題である。

地盤材料の変形挙動を表現するために、本研究では、Drucker-Prager モデル<sup>10)</sup>、Cam-clay モデル<sup>11)</sup>および修正 Cam-clay モデル<sup>12)</sup>の3種類の構成式を導入する。

### 3. 解析結果

#### 3.1 弾塑性体の単純せん断解析

SPH 法を用いて地盤材料の変形挙動を表現するために、地盤材料の構成式を導入する。その検証として、非排水条件下での弾塑性体の単純せん断解析を実施し、変形時の応力やひずみについて理論解と比較を行った。SPH 法に導入した構成式は Drucker-Prager モデル、Cam-clay モデルおよび修正 Cam-clay モデルの3種類である。図3は、用いた解析モデルであり、解析対象領域は正方形物体(10cm×10cm)である。本研究では、解析対象領域の周りに仮想領域を設定した。ここで、仮想領域とは、解析の精度を向上させるために、解析対象領域の周りに仮想粒子を配置した解析領域である。仮想領域には次式から求められる速度  $v_x$  を用いて  $x$  方向に強制変位を与えた。

$$v_x = 0.10y \text{ [cm/s]} \quad (15)$$

ここで、 $y$  は、図3に示す解析対象領域および仮想領域における図心軸からの距離である。ただし、このような操作は単純せん断のように、変形が予めわかっている場合のみ適用できる。図中の実線は物体の初期形状であり、破線は変形後の形状である。図中の解析対象領域の中心で、応力およびひずみを算出する。解析に用いた材料パラメータを表1に示す。表1に示すように、Case1では粘着力、Case2および3では初期等方応力を変えてそれぞれ3種類の解析を行った。なお、本解析では、間隙水圧の影響を考慮していない。

図4~6に各ケースのせん断応力-せん断ひずみ関係および応力経路をそれぞれ示す。図中の点線が理論解であり、プロットが解析解である。Case2およびCase3では、限界状態線(C.S.L.)も図中に示している。図4~6に示すように、SPH法で得られた解析結果は、理論解と一致していることが確認できる。このことから、SPH法は地盤材料の構成式を高精度に表現できることが確認できた。

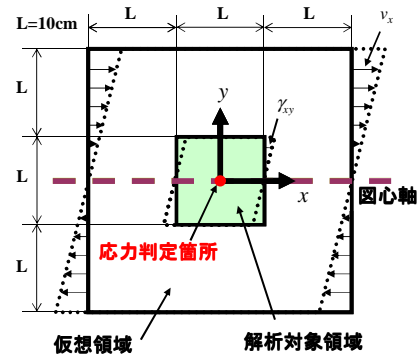
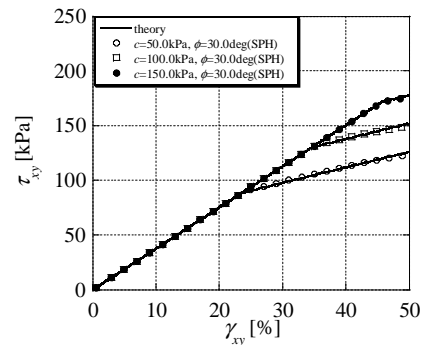


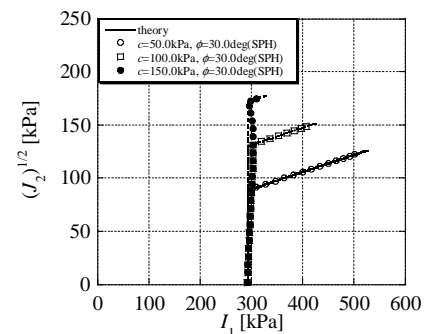
図3 解析モデル

表1 表 材料パラメータ

Case	1	2	3
構成式	Drucker-Prager	Cam-clay	Modified Cam-clay
ヤング率 $E$ [kPa]	1000.0	-	-
ポアソン比 $\nu$	-	0.33	-
粘着力 $c$ [kPa]	50.0, 100.0, 150.0	-	-
内部摩擦角 $\phi$ [deg]	30.0	-	-
圧縮指数 $\lambda$	-	0.355	-
膨張指数 $\kappa$	-	0.0477	-
初期間隙比 $e_0$	-	2.0	-
破壊時の応力比 $M$	-	1.45	-
圧密降伏応力 $p$ [kPa]	-	98.0, 196.0, 294.0	-
初期等方応力 $p_0$ [kPa]	98.0		

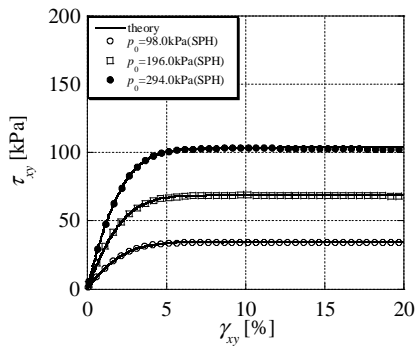


(a)せん断応力-せん断ひずみ関係

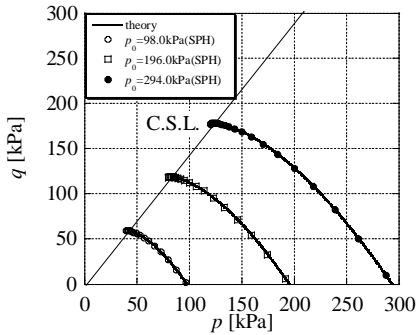


(b)応力経路

図4 Drucker-Prager モデル

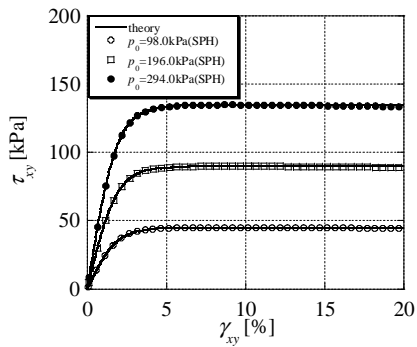


(a)せん断応力-せん断ひずみ関係

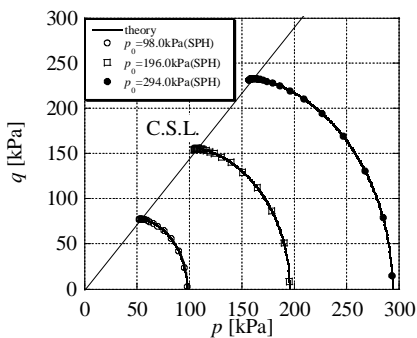


(b)応力経路

図 5 Cam-clay モデル



(a)せん断応力-せん断ひずみ関係

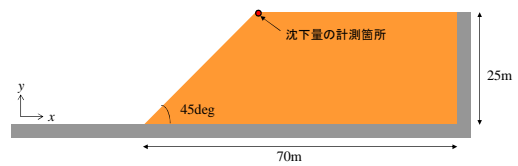


(b)応力経路

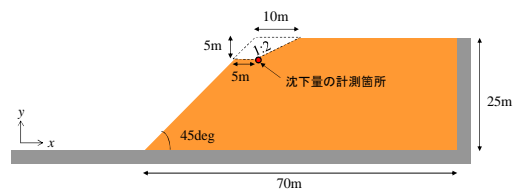
図 6 修正 Cam-clay モデル

### 3.2 斜面の安定解析

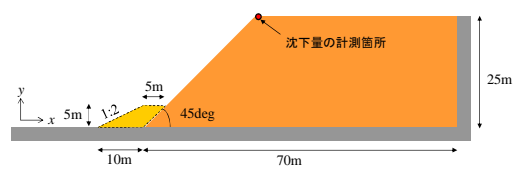
SPH 法を用いて、斜面の安定解析を実施し、Fellenius 法で得られた安全率による評価結果との比較を行う。本解析では、斜面角度 45 度、斜面高さ 25m、均質な  $c\phi$  材料で構成される斜面に対し、粘着力を変化させて解析 (Case1~4) を行い、粘着力の違いによる変形挙動と安全率の関係に着目した。次に、上記の解析を無対策とし、それに対して、対策工の効果を検討するために、最も安全率の低い斜面 (Case4) を対象として、対策工を想定した解析を行った。検討した対策工は、上部排土工 (Case5)、押え盛土工 (Case6)、および上部排土工と押え盛土工の両工法併用 (Case7) の 3 種類である。解析で用いた各ケースの解析モデルを図 7 に示す。評価対象として、のり肩の沈下量に着目した。表 2 に材料パラメータを示す。表 3 に各ケースでの粘着力と、Fellenius 法により得られた安全率、および対策工の種類を示す。安全率の算出には、円弧すべり安定解析ソフト<sup>13)</sup>を用いた。境界条件は、斜面の側面を水平方向固定、鉛直方向をフリーとし、底部は水平・鉛直方向ともに固定した。押え盛土工と上部排土工の勾配は、ともに高さ 5m の 2 割勾配とした。押え盛土部分の内部摩擦角は、転圧の効果を考慮して、30 度とした。間隙水の影響については、本解析では考慮していない。また、初期応力には土被り圧に対応する等方応力を与えた。



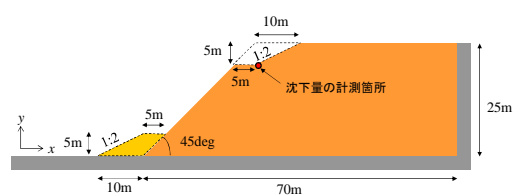
(a)無対策 (Case1~Case4)



(b)上部排土工 (Case5)



(c)押え盛土工 (Case6)



(d)両工法併用 (Case7)

図 7 解析モデル

表 2 材料パラメータ

材料		cφ材料
ヤング率	E [kPa]	100,000.0
ポアソン比	ν	0.30
内部摩擦角	φ [deg]	20.0
粘着力	c [kPa]	50, 40, 30, 20
単位体積重量	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	19.6
ダイレタンシー角	ψ [deg]	1.0

表 3 対策工の種類, 粘着力および安全率

Case	対策工	粘着力 c[kPa]	安全率 Fs
1	無対策	50	1.13
2		40	1.01
3		30	0.88
4		20	0.75
5	上部排土工	20	0.82
6	押え盛土工		0.82
7	両工法併用		0.92

図 8 に、各ケースの変形解析終了時の最大せん断ひずみ ( $\gamma_{\max}=(\epsilon_1-\epsilon_2)/2$ )の分布を示す。図 9 に各ケースで得られたのり肩の沈下量の時刻歴を示す。図 8(a), (b)に示すように、Case1 および Case2 の無対策で安全率が 1.0 以上の場合、円弧上のせん断ひずみが卓越した領域は僅かであり、変形はほとんどしていない。一方、図 8(c), (d)に示すように、Case3 および Case4 の安全率が 1.0 を下回った場合、明確な円弧状のせん断ひずみ分布が確認できる。Case3 では、明確なひずみは確認できるものの、ほとんど変形していない。Case4 では、のり先破壊が生じ、剛体的な滑りが確認できる。また、Case4 のように、斜面が大変形しても、計算は破たんすることはなかった。図 9(a)に示すように、のり肩の沈下量の時刻歴から、安全率の増加にともない沈下量は小さくなることを確認できる。また、各ケースの沈下量は、時間の経過にともなって、収束していることも確認できる。これらの結果より、SPH 法は既存の安全率照査と同様の傾向を得ることができるとわかる。

次に対策工を考慮した場合、Fellenius 法で得られた安全率は、表 3 に示すように、上部排土工を想定した Case5 と押え盛土工を想定した Case6 で同じ値が得られた。一方、SPH 法で得られた解析結果では、Case5 では、明確な円弧上のせん断ひずみの卓越が確認でき、斜面も大きく変形したが、同じ安全率の Case6 では、斜面はほとんど変形しなかった。これは、円弧すべり計算で算出される安全率は、力のつり合いから求められるため、変形を考慮していないが、SPH 法では、変形を考慮しているため、このような違いが生じたと考えられる。また、図 9(b)に示すように、対策工の効果としては、無対策では大きく斜面が変形したが、対策工を想定することで沈下量を抑制することができた。このことから、SPH 法は対策工を考慮した場合でも安定性を評価できると言える。以上の解析結果から、SPH 法は変形と安定性を同時に評価でき、大変形領域においても、計算が破たんすることなく連続的な評価が可能である。よって、SPH 法は斜面安定問題に対して、十分適用可能であり、有益な情報を提供できると考えられる。

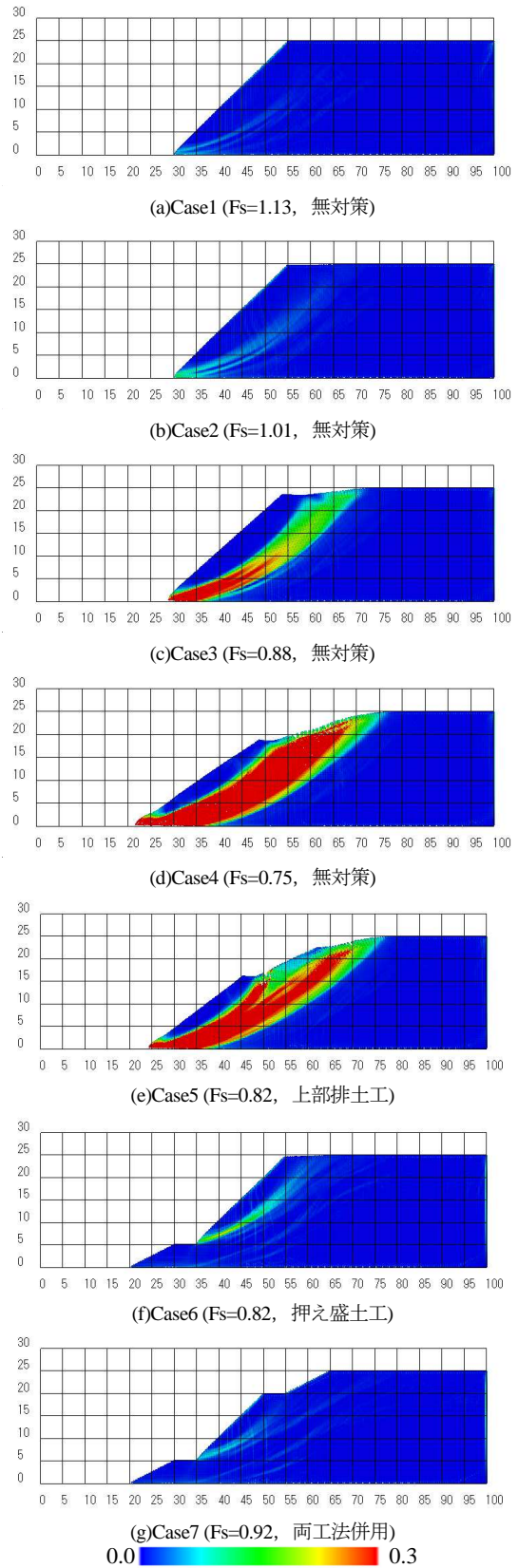
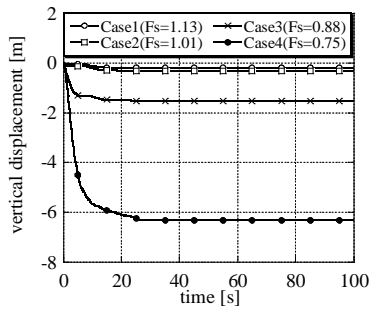
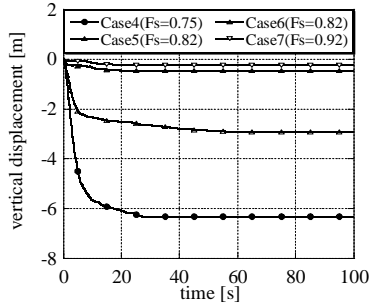


図 8 最大せん断ひずみの分布



(a)Case1 ~ Case4



(b)Case4 ~ Case7

図 9 のり肩の沈下量の時刻歴

#### 4. 結論

本研究では、斜面安定評価における SPH 法の可能性について検討を行った。まず、地盤材料の構成式を SPH 法に導入し、単純せん断解析を実施した。得られた解析結果と理論解を比較し、解析手法の精度検証を行った。その後、斜面の安定解析を実施した。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 単純せん断解析結果から、SPH 法は地盤材料の構成式を高精度に表現できることが確認できた。
- 斜面の安定解析結果から、安全率 1.0 以上では、ほとんど変形が見られないが、安全率 1.0 を下回ると、斜面が大きく変形した。SPH 法は実務で広く用いられている円弧すべり法による安全率照査と同様の傾向を得ることができる。
- 対策工を考慮した斜面の安定解析結果から、対策工を考慮することで変形量を抑制することができた。SPH 法では、地盤の変形を考慮しつつ、対策工の効果とその安定性を評価することができる。

- 一連の解析結果から、SPH 法は斜面安定評価手法として十分適用可能であり、有益な情報を提供できると考えられる。

今後は、二相混合体理論を導入して、地下水の影響を考慮した地盤での安定解析や地震時の安定解析を試みる。また、複雑な変形挙動を示す地盤材料を表現するために、SYS カムクレイモデル<sup>14)</sup>の導入を試みる。

#### 参考文献

- 1) Moriguchi, S., CIP-based numerical analysis for large deformation of geomaterials, Ph.D. Dissertation, Gifu University, Japan, 2005.
- 2) Cudall, P.A. and Strack, O.D.L., A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique*, Vol.29, No.1, pp.47-65, 1979.
- 3) Yabe, T., Ishikawa, T., Wang, P.Y., Aoki, T., Kadota, Y. and Ikeda, F., A universal solver for hyperbolic equations by cubic-polynomial interpolation, One-dimensional solver, two- and three-dimensional solvers, *Computer physics communications*, Vol.66, pp. 219-242, 1991.
- 4) Lucy, L.B., A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, *Astron. J.*, Vol. 82, pp. 1023-1024, 1977.
- 5) Gingold, R.A. and Monaghan, J.J., Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to non-spherical stars, *Monthly Notices of the Royal Astron. Soc.*, Vol. 181, pp. 375-389, 1977.
- 6) Sweigle, J.W., Attaway, S.W., Heinstejn, M.W. and Mello, F.J., An analysis of smoothed particle hydrodynamics, SAND93-2513, Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM, 1994.
- 7) Monaghan, J.J. and Gingold, R.A., Shock simulation by the particle method SPH, *J. of Comput. Phys.*, Vol.52, pp.374-389, 1983.
- 8) Gray, J.P., Monaghan, J.J. and Swift, R.P., SPH elastic dynamics, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, Vol.190, pp.6641-6662, 2001.
- 9) Sweigle, J.W., Hicks, D.L. and Attaway S.W., Smoothed particle hydrodynamics stability analysis, *J. of Comput. Phys.*, Vol.116, No.1, pp.123-134, 1995.
- 10) Drucker, D.C. and Prager, W., Soil mechanics and plastic analysis for limit design, *Quart. Appl. Math.*, Vol.10, No.2, pp.157-165, 1952.
- 11) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A., Yielding of clay in states wetter than critical, *Geotechnique*, Vol.13, No.3, pp.211-240, 1963.
- 12) Roscoe, K. H. and Burland, J. B., On the generalized stress strain behavior of 'wet' clay, *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, pp.535-609, 1968.
- 13) 篠田昌弘, User's Manual, 鉄道総合技術研究所, 2008.
- 14) 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.



振動台実験を用いた杭基礎の耐震補強効果の検証および数値解析  
Verification of seismic strengthening effect on group-pile foundation with shaking table test and  
numerical experiment

中村圭佑<sup>1</sup>, 森河由紀弘<sup>1</sup>, 三井翔平<sup>1</sup>, 近藤祥光<sup>1</sup>, 張鋒<sup>2</sup>

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻

2 名古屋工業大学大学院・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻 E-mail : cho.ho@nitech.ac.jp

## 概 要

供用中である既設構造物基礎の損傷は、構造物として要求される性能を著しく低下させ、また、補修には莫大な施工コストや工期等を要する。本研究では、施工制限や経済性、工期に対して有用な耐震対策であると考えられる「杭基礎周辺地盤の部分固化」について、1G 場での振動台実験と土水連成弾塑性有限要素動的解析によりその補強効果を検証した。はじめに、有用性を確認した振動台実験装置を用いて、杭基礎構造物を対象とした模型実験を実施し、加振時における力学挙動を把握した。次に、改良体（砂、粘土、セメント、水から成る改良土）により補強した杭基礎構造物を対象とした模型実験を実施し、杭周辺地盤の部分固化による補強効果を検証した。さらに、模型実験を再現した有限要素解析を実施することで、数値解析においても部分固化の補強効果を検証した。振動台実験、及び数値解析による検証の結果、耐震補強が無い場合に発生していた杭頭部での大きな曲げモーメントが、耐震補強を行うことにより大幅に抑制できることが明らかになり、部分固化による効率的な補強効果を確認した。

キーワード：群杭基礎，振動台実験，地盤改良

## 1. 概要

軟弱地盤上の土木構造物は、その多くが杭基礎によって支持されているが、杭基礎が一度被害を受けると復旧には多大な労力・時間・費用を要してしまう。そこで本研究では供用中の既設杭基礎構造物を対象に、施工制限・経済性・工期等において有利であると考えられる杭基礎周辺地盤を部分的に改良する耐震補強方法に着目した。

筆者らは過去に、杭基礎構造物を対象とした部分固化による補強において、最も効果的かつ経済的な改良範囲を選定するための「数値実験（数値解析）」を実施した<sup>参考文献<sup>3</sup></sup>。その結果、杭頭部周辺の地盤を固化することで効果的な補強効果が得られるという結論を導いた。また同じ改良土量でも浅い深度での施工のほうが深い深度での施工よりも経済的に有利であり、確実性においても有利である。

今回の模型実験は上述した過年度における「数値実験結果」を参考に、無補強である既設杭基礎構造物、およびセメント改良土により補強された既設杭基礎構造物を対象に行い、また模型実験をモデル化した数値解析も行うことにより、実験・解析という2つのアプローチにより耐震補強効果について検証・考察を行った。

## 2. 実験装置

### 2.1. 1G 場振動台実験装置

振動台実験装置を Fig.2.1 に示す。本装置はメンテナンス性の優れた空圧式加振装置を有し、その主な性能は最大空気圧：1.0MPa、最大振幅：0.05m、最大加振重量：18kN、最大加振加速度：9.80m/s<sup>2</sup>である。振動台上には後述するせん断土層を装備し、また作業足場に固定された油圧リフト装置付振動降砂装置を用いて土層を作成する。



Fig.2.1 1G 場振動台実験装置

## 2.2. せん断土層

本研究では土層境界付近での波の反射等を極力防ぎ、実地盤での挙動に近づけるため、Fig.2.2に示す奥行方向1.0m×加振方向1.2m×高さ0.8mで1層0.03m×25層から構成されるせん断土層を用いる。また地盤作製には誤差を減らし、各試験の整合性を高めるため、Fig.2.3に示す落下高さが調整可能な油圧リフト装置付振動降砂装置を用いる。



Fig.2.2 せん断土層



Fig.2.3 油圧リフト装置付振動降砂装置

## 2.3. 構造物モデル

実験に用いる構造物モデルは、完全に相似比を合わせることは不可能であるが、Fig.2.4、およびTable.2.1に示すように縮尺がS=1/50程度の模型を用いる。

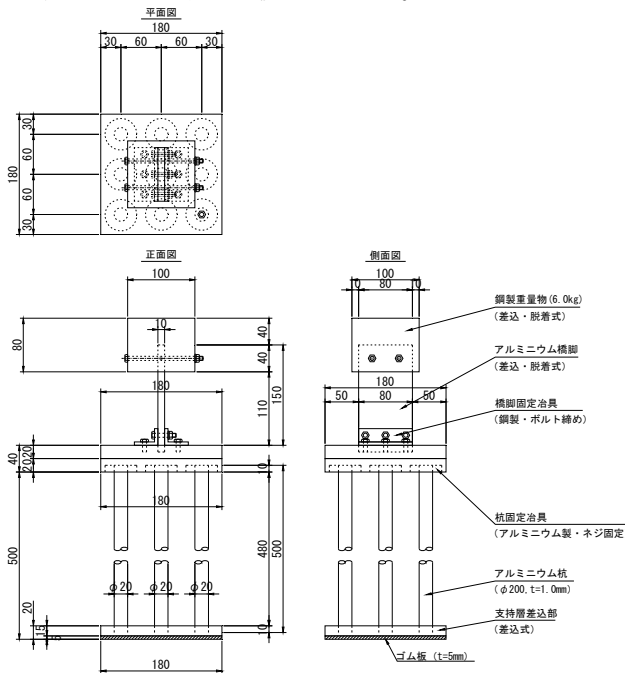


Fig.2.4 構造物モデル姿図

Table.2.1 構造物モデル

項目	実物寸法	模型寸法	相似比
杭径 (m)	1.00	0.02	50
杭の厚み (m)	0.014	0.001	14
杭長 (m)	25.00	0.50	50
杭間隔 (m)	3.00	0.06	50
杭の曲げ剛性 (N・m <sup>2</sup> )	1.11E+09	1.89E+02	5.87E+06
上部工の重量 (kN)	7.35E+06	0.006	1.25E+05
橋脚長 (m)	7.50	0.15	50
フーチング幅 (m)	9.00	0.18	50
フーチング厚さ (m)	2.50	0.05	50

## 2.4. 補強体 (改良体)

本研究の耐震補強方法は機械式攪拌工法、あるいは高圧噴射工法といった一般的な地盤改良工法によるものを想定しているため、豊浦標準砂と藤ノ森粘土の混合土に固化材(高炉セメント B 種)、および水を混ぜて作製した。その際、混合土の比率、及び固化材添加率を変えた一軸圧縮強度試験を行い、各配合における応力-ひずみ関係での一軸圧縮強度や変形係数のばらつきが少ないものを選び、最適な配合条件を決定した。Table.2.2 に改良体の特性を示す。

Table.2.2 改良体の物理特性

項目	値
一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	600
変形係数 $E_{50}$ (kN/m <sup>2</sup> )	108
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.9
含水比 $w$ (%)	21.58

## 3. 実験方法

### 3.1. 計測機器設置箇所

実験で使用した加速度計及び、ひずみゲージの計測箇所を Fig.3.1 に示す。ひずみゲージは奥行方向における中央杭 3 本において、10 深度に対し設置した。また加速度計は振動台上面 (土層への入力加速度)、土層中央部 (A 点) と端部 (B 点) における 4 深度、フーチング上部、構造物部に設置した。

ここで、左側の杭を L 杭、中心の杭を C 杭、右側の杭を R 杭とし、左側へ曲がる時の曲げモーメントを正、右側へ曲がる時の曲げモーメントを負と定義する。

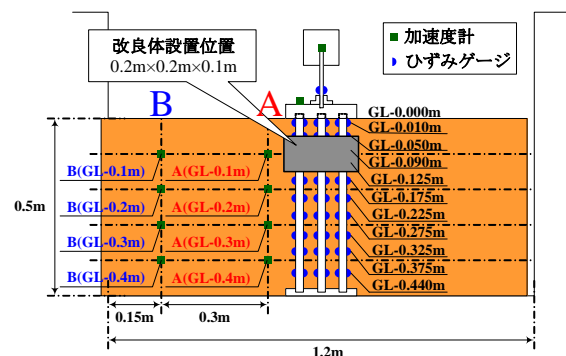


Fig.3.1 計測箇所位置図

### 3.2. 実験ケース

実験は豊浦標準砂を用いて土層を作成し、Fig.3.2 に示すように、無補強である Case 1、および部分的に補強を行った Case 2 について行った。ここで Case 2 における改良範囲は、過年度成果（静的弾塑性 FEM）より補強効果・効率が最適と判断された範囲とした。なお、実験に用いた地震動は 4Hz 程度の正弦波とし、入力加速度（振動台上での応答加速度）は  $3.00\text{m/s}^2$  程度となるように入力振幅を調整した。また、空中落下法により作製した実験土層の平均相対密度は  $Dr=79.8\%$ （標準偏差  $\sigma=3.95\%$ ）、平均地盤高は  $0.496\text{m}$ （標準偏差  $\sigma=0.0038\text{m}$ ）であった。

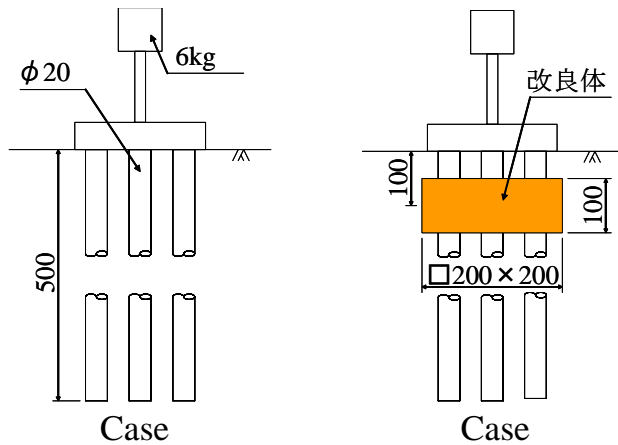
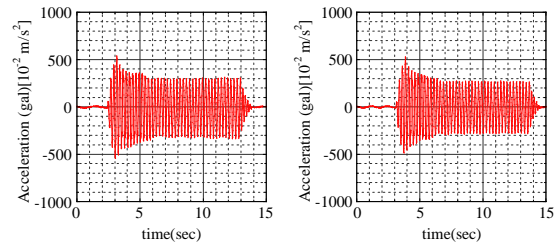


Fig.3.2 実験ケース

## 4. 実験結果

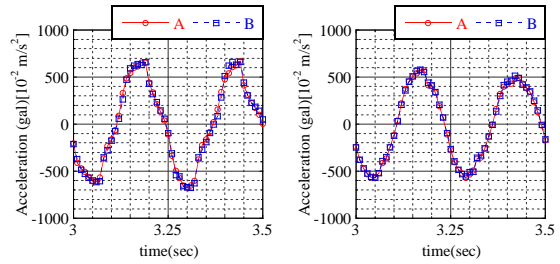
### 4.1. 応答加速度

Fig.4.1 に Case 1（無補強）、および Case 2（補強）における振動台上で計測された応答加速度を示す。ここで、振動台上で計測された加速度は模型地盤への入力加速度を意味する。Fig.4.1 より両ケースとも試験装置の特性により加振初期においてやや大きめの加速度が計測されるものの、両ケースは全体的に概ね等しい結果であり、入力加速度における実験の再現性が確認できたと言える。Fig.4.2 に Case 1 における土槽中央部（A）、および土槽端部（B）の 2 地点における GL-0.1m、および GL-0.3m での計測結果を示す。計測結果より、各深度において土槽中央部、および土槽端部の応答加速度に差がほとんど無く、同深度では計測地点によらずほぼ等しい応答加速度であることが確認できる。次に Fig.4.3 に Case 1 における地表面以深、および地表面以浅での応答加速度を示す。計測結果より、計測深度が浅くなるほど、また、地表面より高くなるほど加速度が増幅する結果が得られた。以上の結果より、1G 場振動台実験装置・せん断土槽は実地盤に近い挙動を再現可能であり、その有用性が検証できたと言える。



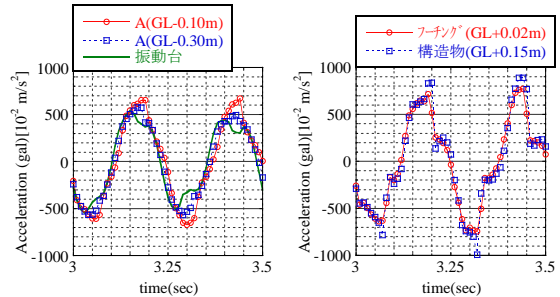
(a) Case 1（無補強） (b) Case 2（補強）

Fig.4.1 振動台上での加速度



(a) GL-0.100m (b) GL-0.300m

Fig.4.2 地点別応答加速度 (Case 1)



(a) 地表面以深 (b) 地表面以浅

Fig.4.3 深度別応答加速度 (Case 1)

### 4.2. 曲げモーメント

Fig.4.4 に GL-0.01m～GL-0.325m で計測された曲げモーメント時刻歴結果をそれぞれ示す。ここで、凡例の L、C、R は L 杭、C 杭、R 杭を表し、Case2 における補強体は GL-0.05m～GL-0.15m である。全てのケースにおいて加振時間とともに曲げモーメントが収束していく様子が見られる。これは加振により杭周辺地盤がわずかではあるが密になり、杭周辺地盤の受動抵抗が増大したためだと考えられる。改良体上部である GL-0.01m に注目すると、Case1 に比べ Case2 ではほとんど曲げモーメントが発生しておらず、杭頭部での曲げモーメントが大きく抑制されたことがわかる。一方で、改良体下端部付近である GL-0.125m では、Case 1 よりも Case 2 で曲げモーメント値が大きくなった。これは、改良体により杭が拘束された部分が固定条件となったため、曲げモーメントが大きくなったと考えられる。GL-0.325m では Case2 のほうが若干大きな曲げモーメントが発生したが、大きな差異は無かった。次に橋脚部の曲げモーメントが最大となる時刻での曲げモーメント分布を Fig. 4.5 に示す。やはり Case2 において杭頭部での曲げモーメントは大幅に抑制されており、補強効果が確認できた。

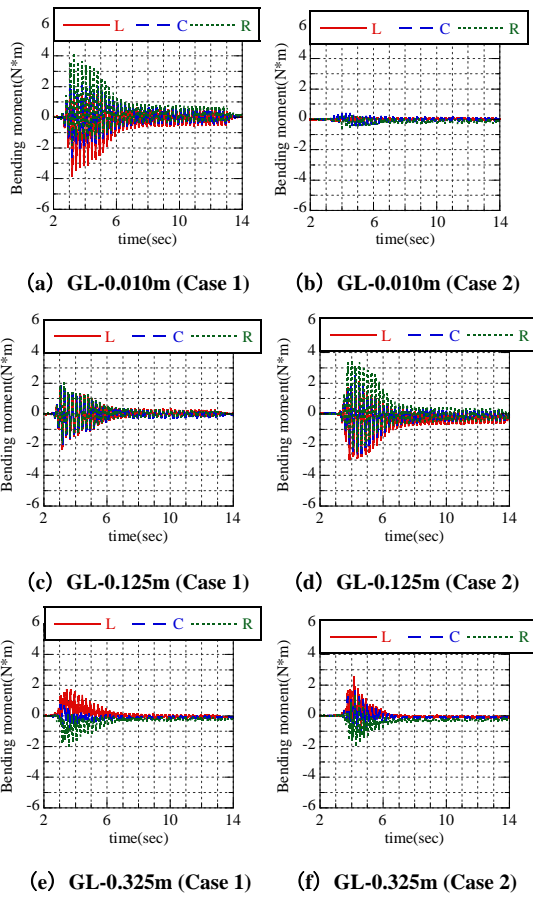
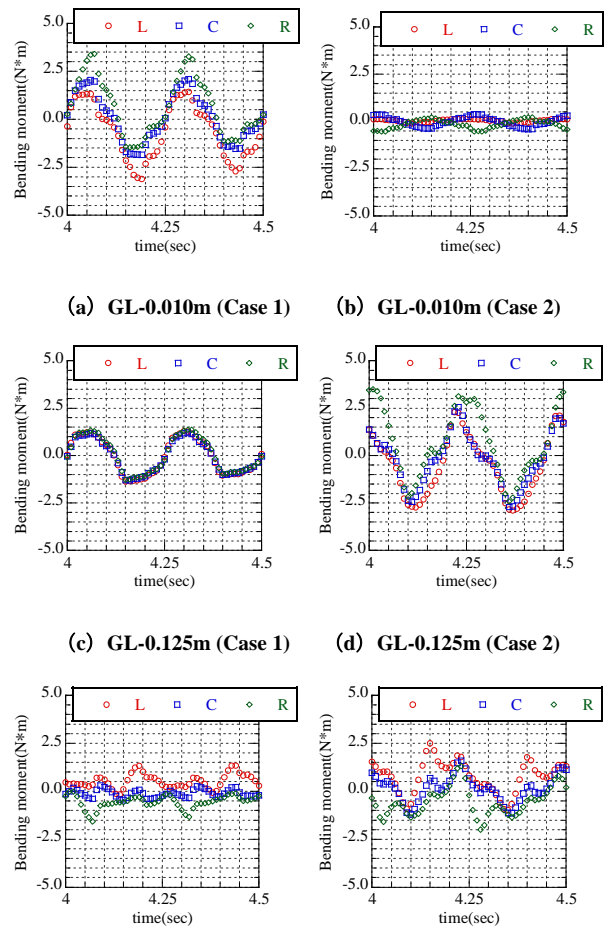


Fig.4.4 曲げモーメント時刻歴



(e) GL-0.325m (Case 1) (f) GL-0.325m (Case 2)

Fig.4.6 曲げモーメント時刻歴

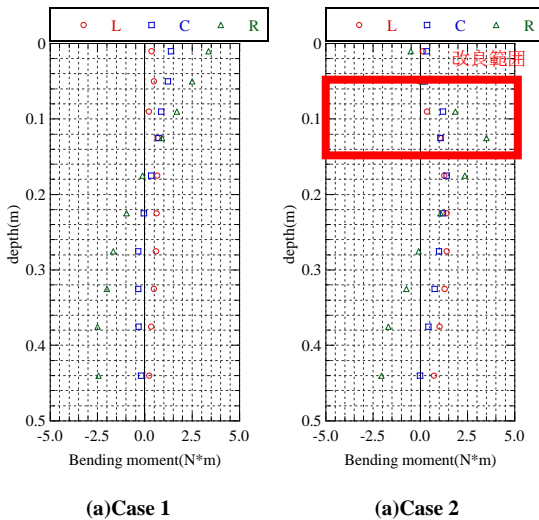


Fig.4.5 曲げモーメント分布図

Fig.4.6 に Fig.4.4 の拡大図を示す。GL-0.01m では Case 1 において、R 杭が正に大きな値を示し、L 杭が負に大きな値を示す結果が得られた。一方、GL-0.325m では R 杭が負に大きな値を示し、L 杭が正に大きな値を示す結果が得られた。これは L、C、R、杭の挙動の違い、つまり、杭の荷重分担率の違いを表している。浅い深度 (GL-0.01m) と深い深度 (GL-0.325m) では、大きな曲げモーメントを発生する杭の場所が異なっていることがわかる。

## 5. 土水連成弾塑性有限要素動的解析

### 5.1. 解析の概要

解析プログラムは土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES」を用いた。また、土の構成式は移動硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model<sup>1)</sup>、杭の構成式としては軸力変動による曲げ剛性への影響や鉄筋および、コンクリートの非線形性を考慮できる AFD モデル<sup>2)</sup>を用いて解析を行った。Fig.5.1 に解析メッシュ (3D-FEM) を示す。地盤は実験と同様、乾燥状態の均一な豊浦砂とし、対称性を考慮して半断面の 3D メッシュを作成した。実験では、杭下端をアルミの板に差し込んで設置しているため、解析では、杭下端を支持層としてモデル化した。地盤材料、およびアルミニウム杭のパラメータを Table.5.1~Table.5.2 に示す。ここで、地盤の初期間隙比、杭の固定条件等、改良体 (E=100kPa の弾性体) は実験と等価とした。また、橋脚はトリリニアモデルを用いたビーム要素、上部工構造物は 6kg の質点としてモデル化した。解析における入力波形は、実験において振動台上で計測された加速度を地盤底面より与えた。なお入力加速度は模型実験における振動台上での計測加速度とし、地盤及び、杭基礎、フーチング、上部工構造物の寸法については実験と同様である。

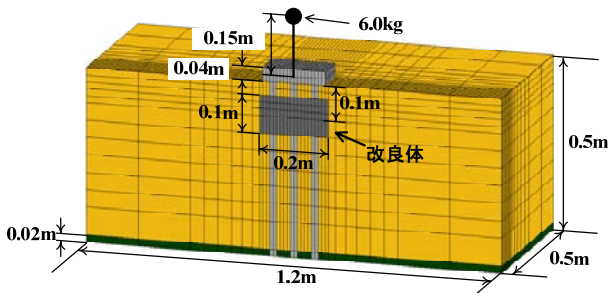


Fig.5.1 解析メッシュ (3D-FEM)

Table.5.1 解析パラメータ (地盤材料)

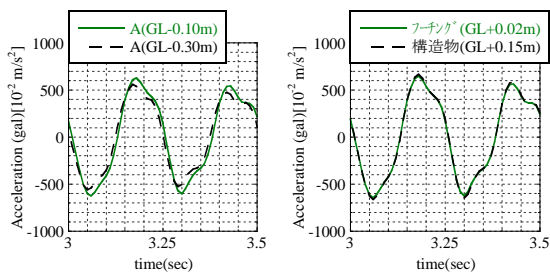
Parameter of Soil material		Value
Compression index	$\lambda$	0.05
Swelling index	$\kappa$	0.0064
Stress ratio at critical state	$R_f$	3.3
Void ratio ( $P^*=98\text{kPa}$ on N.C.L)	$N$	0.87
Poisson's ratio	$\nu$	0.3
Degradation parameter of overconsolidation state	$m$	0.01
Degradation parameter of structure	$a$	0.5
Evolution parameter of anisotropy	$b_r$	1.5
Density	$\rho$	1.579
Initial void ratio	$e_0$	0.6786
Initial mean effective stress	$P'$	100
Initial degree of structure	$R$	0.99
Initial degree of overconsolidation	$1/R_0$	30
Initial anisotropy	$\zeta_0$	0

Table.5.2 解析パラメータ (アルミニウム杭)

Parameter of Aluminum Piles		Value
Elastic modulus	$E$	7.0E+07
Thickness	$t$	1
Outer diameter	$D$	20
Pile length	$L$	500
Density	$\rho$	2.7

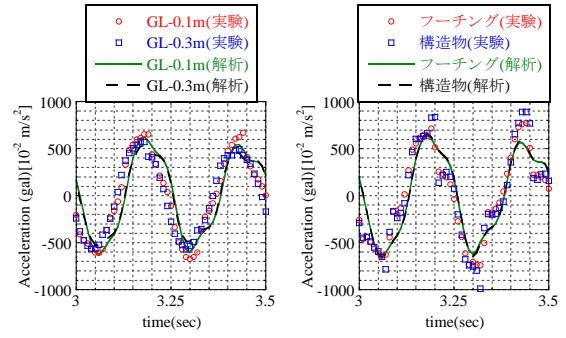
## 5.2. 応答加速度時刻歴

Fig. 5.2 に Case 1 における模型地盤中央部 (地点 A) で計測された各深度での応答加速度結果を示す。わずかではあるが、実験結果と同様に深度別での応答加速度の増幅が見られた。Fig.5.3 に実験結果と解析結果との比較図を示す。図中には、実験結果をまるで四角いプロットで、解析結果を実線と破線で表した。地表面以深(a)では解析結果が実験結果とほぼ同様の挙動を再現できた。一方、地表面以浅(b)では解析結果が実験結果に比べ応答加速度の増幅を過小評価しているものの、概ね同様の挙動を再現できた。



(a) 地表面以深 (b) 地表面以浅

Fig.5.2 深度別応答加速度の解析値 (Case 1)

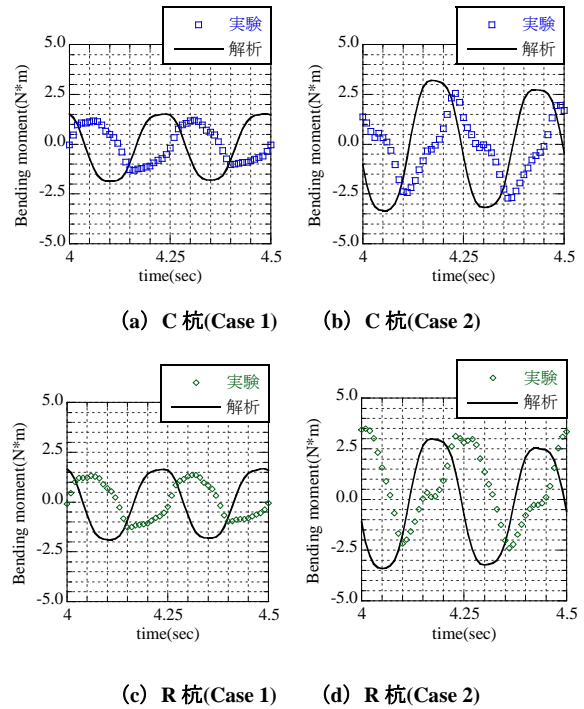


(a) 地表面以深 (b) 地表面以浅

Fig.5.3 深度別応答加速度の実験と解析の比較図 (Case 1)

## 5.3. 曲げモーメント

Fig. 5.4 に改良体下端部付近である GL-0.125m で計測された実験結果と解析結果との比較を示す。Case1、Case2 ともに位相差が生じているものの、曲げモーメントの大きさにおいて解析結果は実験結果をよく再現できている。



(a) C 杭(Case 1) (b) C 杭(Case 2)

(c) R 杭(Case 1) (d) R 杭(Case 2)

Fig.5.4 曲げモーメント時刻歴の実験と解析の比較図

Fig. 5.5 に GL-0.01m、GL-0.125m、GL-0.325m で得られた曲げモーメント時刻歴解析結果をそれぞれ示す。実験結果同様、杭頭部において Case 1 に比べ Case 2 で曲げモーメントが大きく抑制されているが、模型実験のような曲げモーメントの収束傾向は得られなかった。

Fig. 5.6 に橋脚部における曲げモーメントが最大となる時刻での深度方向の曲げモーメント分布を示す。解析結果は実験結果と同様に杭頭部における曲げモーメントが大幅に抑制されており、改良体による補強効果が確認できた。また解析結果は、実験結果と比べ Case 2 での杭下端部の曲げモーメントを少し過大評価しているものの、全体の挙動については実験結果の傾向を再現できた。

Fig.5.7 に曲げモーメントの拡大図を示す。実験結果と同様に改良効果が確認できるとともに、実験と比べわずかではあるが、押し込み杭と引き抜き杭による荷重分担率の違いを見ることができた。

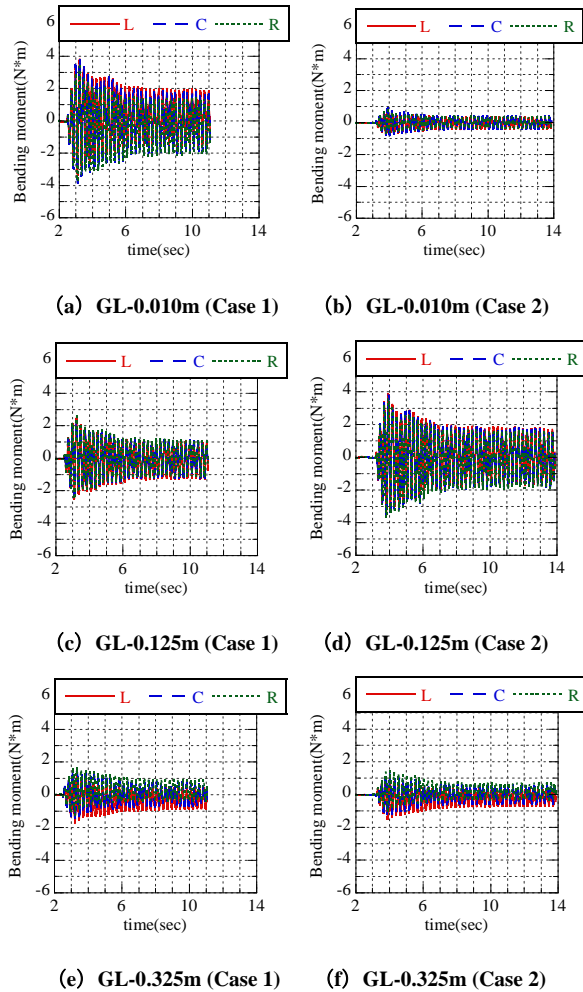


Fig.5.5 曲げモーメント時刻歴の解析値

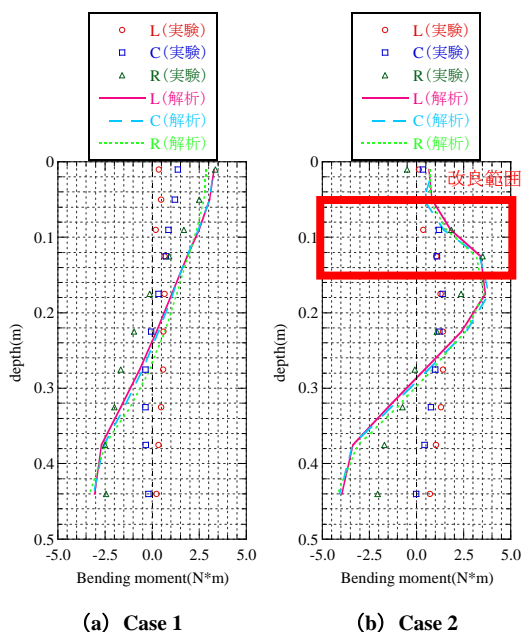


Fig.5.6 曲げモーメント分布図の実験と解析の比較図

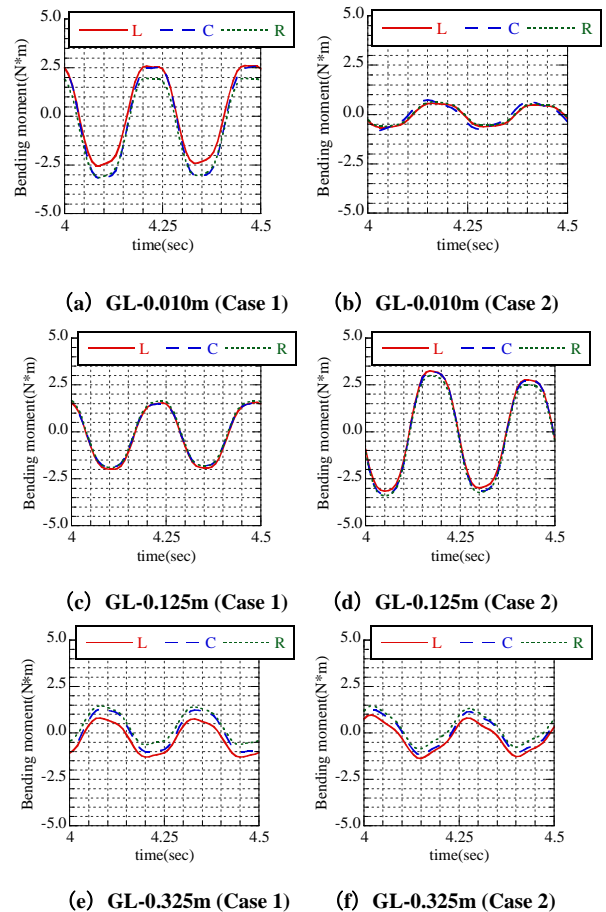


Fig.5.7 曲げモーメント時刻歴の解析値

## 6. まとめ

本研究では、施工スペースや経済性を考慮した杭基礎周辺地盤の部分的な固化による杭基礎の補強効果について、1G 場での振動台実験と土水連成有限要素動的解析よりその補強効果を検証し、以下の結論を得た。

- 模型地盤中央部と端部で計測した応答加速度の挙動がほぼ一致したことや、計測深度が浅くなるほど応答加速度の増幅が見られたことから、本研究で用いた 1G 場振動台実験装置とせん断土槽の有用性を検証できた。
- 固化材により杭周辺地盤を部分的に固化することで、杭頭部での曲げモーメントを大幅に抑制・補強することができ、実験結果、解析結果ともにその補強方法の効果が確認できた。

### 参考文献

- 1) F. Zhang, B. Ye, T. Noda, M. Nakano and K. Nakai : Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, 635-648, 2007
- 2) F. Zhang and M. Kimura: Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC GROUP-PILE foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, 77-92, 2002
- 3) Y. Kondo; Numerical experiment on seismic behavior of group-pile foundation with partial ground solidification under dynamic loading, Chubu Branch Of The Japanese Geotechnical Society, Vol.22, 109-114, 2010

午後の部Ⅲ  
(15:35～16:50)

司会 森口 周二  
(岐阜大学)





# PBD 打設機の油圧抵抗を用いた軟弱地盤の多次元地質分布の推定

## Presumption of Multi-Dimensional Geological Distribution in Soft Ground Using Oil Pressure Resistance of the PBD Machine

久保大輔<sup>1</sup>，長澤正明<sup>1</sup>，矢野一郎<sup>1</sup>，平田昌史<sup>2</sup>  
並川武<sup>3</sup>，白神新一郎<sup>4</sup>，山田耕一<sup>5</sup>，川井田実<sup>6</sup>

- 1 舞鶴若狭自動車道三方インターチェンジ工事・清水建設・前田建設工業共同企業体
- 2 前田建設工業・技術研究所・hirata.m@jcity.maeda.co.jp
- 3 前田建設工業・関西支店
- 4 錦城護謨・土木事業本部
- 5 中日本高速道路・名古屋支社・環境・技術管理部
- 6 中日本高速道路・環境・技術部

### 概 要

PBD（プラスチックボードドレーン）工法は、軟弱地盤内に PBD を多数打設することで圧密を促進させる工法である。このため、圧密対象となる軟弱層の層厚や分布位置が改良効果に大きな影響を及ぼす。しかしながら、数箇所の事前調査結果から対象地盤の地質分布を把握することには限界があるため、期待した改良効果が得られない場合も多い。本研究では、舞鶴若狭自動車道三方インターチェンジ工事で施工した PBD 工法に対して、オシログラフに記録される PBD 打設機の油圧抵抗から、軟弱地盤の強度分布・地質分布を推定し、その適用性についての検討を行った。油圧抵抗から推定した強度分布・地質分布は、実際の地盤を精度良く表現できていると考えられ、PBD の品質管理や工程管理等に有効利用が可能である。

キーワード：軟弱地盤，プラスチックボードドレーン，油圧抵抗，コーン貫入試験，地質分布

## 1. はじめに

PBD 工法は、軟弱地盤内の鉛直方向に PBD を多数設置し、水平方向の排水距離を短縮することによって圧密を促進させ、地盤の強度増加を期待する工法である。PBD 工法では、圧密対象となる軟弱層の層厚や分布位置が改良効果に大きな影響を及ぼすため、事前調査によって地質分布を把握し、適切な PBD 配置や圧密放置期間を設定することが重要である。しかしながら、堆積環境が複雑な地盤では、わずか数箇所の事前調査結果から地質分布を推定することには限界があるため、期待した改良効果が得られない場合や、予期せぬ不等沈下・変形等が発生する場合もある。PBD 工法の施工管理では、設計した深度・範囲に PBD が確実に施工されているかの出来形のみを管理するのが一般的であるが、このような問題を解決するためには、PBD を施工した地盤の地質分布を詳細に把握し、設定した PBD 配置や圧密放置期間等が適切であるかを管理・判断することが必要である。

本研究では、舞鶴若狭自動車道で施工した PBD 工法について、施工時に測定した PBD 打設機の油圧抵抗（オシログラフ）から、地盤の強度分布・地質分布を推定した。

ここでは、PBD 工法と静的コーン貫入試験の相関性<sup>1)2)</sup>に着目し、PBD 打設機の油圧抵抗からコーン貫入抵抗を求め推定式<sup>3)4)5)</sup>を用いることで、地盤の強度分布を定量的に評価している。また、推定した強度分布・地質分布を事前調査結果や動態観測結果と比較することで、その適用性・有用性についての検討を行った。

## 2. 油圧抵抗を用いた地盤強度分布の推定手法

### 2.1 地盤強度推定式の誘導

図 1 に示すようにケーシング貫入時の力の釣合い式を、

$$F_k = F_c + F_s \quad (1)$$

と定義する。 $F_c$  はケーシングの先端抵抗力、 $F_s$  はケーシングに作用する周面摩擦抵抗力、 $F_k$  はケーシングの貫入力である。ケーシングの先端抵抗力  $F_c$  は、ケーシング先端の貫入抵抗  $\hat{q}_c$  とケーシングの断面積  $A_k$  より、

$$F_c = A_k \cdot \hat{q}_c \quad (2)$$

と表される。ここで、ケーシング先端の貫入抵抗  $\hat{q}_c$  とコーン貫入抵抗  $q_c$  の関係を、

$$\hat{q}_c = \alpha \cdot q_c \quad (3)$$

と定義する。 $\alpha$  は、ケーシングの貫入速度や先端形状等の影響を考慮した補間係数である。この式(3)を式(2)に代入することで、先端抵抗力  $F_c$  は、

$$F_c = \alpha \cdot A_k \cdot q_c \quad (4)$$

と表される。また、ケーシングに作用する周面摩擦抵抗力  $F_s$  は、ケーシングに作用する局部周面摩擦  $\hat{f}_s$  の累積であるとして、

$$F_s = \int_0^z \hat{f}_s \cdot D_k \cdot dz \quad (5)$$

と表す。 $D_k$  はケーシングの周長、 $z$  はケーシングの打設深度である。局部周面摩擦  $\hat{f}_s$  は、三成分コーン貫入試験等で計測される局部周面摩擦  $f_s$  を用いて、

$$\hat{f}_s = \beta \cdot f_s \quad (6)$$

と定義する。 $\beta$  は、ケーシングと地盤の摩擦係数や周辺地盤のリモールドの影響等を考慮した補間係数である。ここで、静的コーン貫入試験による局部周面摩擦  $f_s$  は、Schmertmann<sup>6)</sup> による周面摩擦係数  $FR (= f_s/q_c)$  を用いることで、コーン貫入抵抗  $q_c$  に置き換える。なお、PBD が施工される地盤は圧密促進を必要とする軟弱地盤であるため、周面摩擦係数  $FR$  は粘性土の代表的な値<sup>6),7),8)</sup> である 0.05 の一定値とした。これにより、式(5)に示した周面摩擦抵抗力  $F_s$  は、

$$F_s = 0.05 \cdot \beta \cdot A_{ks} \cdot \bar{q}_c \quad (7)$$

と表される。 $\bar{q}_c$  はコーン貫入抵抗  $q_c$  の平均値、 $A_{ks} (= D_k \cdot z)$  は貫入したケーシングの周面積である。なお、補正係数  $\beta$  は深度方向に一定であると仮定している。

PBD 打設機では、油圧モータが発揮するトルクがギアを通してフリクションローラに伝達され、ケーシングを押し込む機構となっている (図 2)。このため、ケーシングの貫入力  $F_k$  は、油圧モータによる押し込み力  $F_M$  とケーシングの自重  $W$  から、

$$F_k = F_M + W \quad (8)$$

で表される。ここで、油圧モータによる押し込み力  $F_M$  は、PBD 打設機のギア等の影響によって決まるため、油圧抵抗  $P_M$  とケーシング打設力  $F_k$  の関係を、

$$F_M = \mu \cdot P_M \quad (9)$$

と定義する。この式(9)を式(8)に代入することで、ケーシング打設力  $F_k$  と油圧抵抗  $P_M$  の関係は、

$$F_k = \mu \cdot P_M + W \quad (10)$$

と表される。

以上の式(4)、式(7)および式(10)を、式(1)に示した力の釣合式に代入すると、ケーシング貫入時の力の釣合式は、

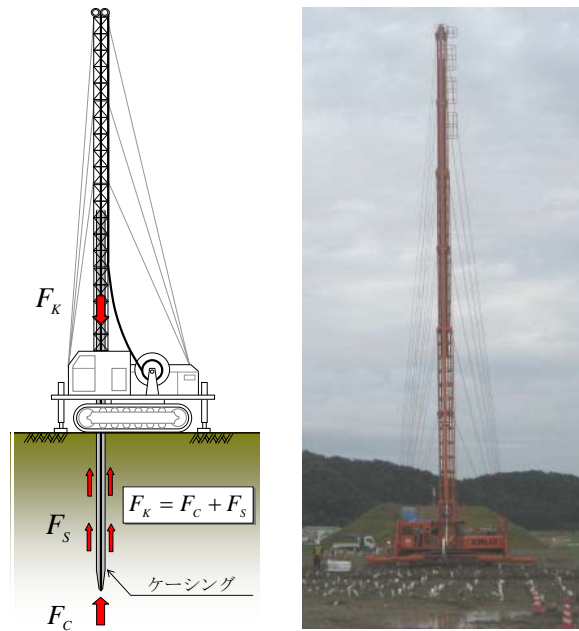


図1 力の釣合い

写真1 PBD 打設機

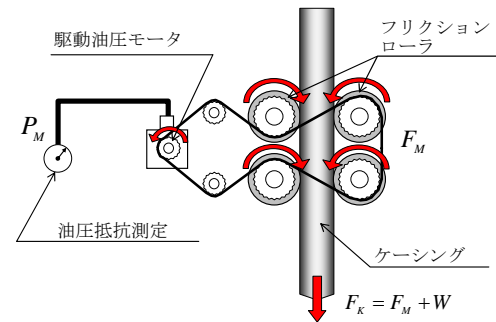


図2 ケーシング貫入機構の模式図

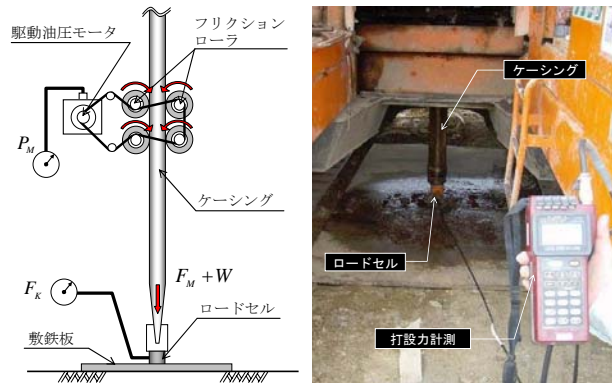


図3 打設力検定試験

写真2 検定試験状況

表1 実施した打設力検定試験一覧

試験番号	PBD打設機		ケーシング重量
	機体番号	型番	W (MN)
D-01	302号機	PDC-300	0.0098
D-02	314号機		0.0098
D-03	302号機		0.0176
D-04	312号機		0.0176
D-05	310号機		0.0078

$$\mu \cdot P_M + W = A_k \cdot \alpha \cdot q_c + 0.05 \cdot \beta \cdot A_{ks} \cdot \bar{q}_c \quad (11)$$

と表され、油圧抵抗  $P_M$  からコーン貫入抵抗  $q_c$  を求めることが可能となる。

## 2.2 打設力検定試験による校正係数の検討

校正係数  $\mu$  を求めるため、PBD 打設機（写真 1 参照）を用いて打設力検定試験を実施した<sup>4)</sup>。打設力検定試験では、図 3 に示すように敷鉄板の上にロードセルを設置し、ケーシングを押込む際の油圧抵抗  $P_M$  と、ケーシングの貫入力  $F_K$  をロードセルにて測定する（写真 2）。

表 1 は、実施した打設力検定試験の一覧、図 4 は打設力検定試験結果である。図中には、同型の異なる PBD 打設機の試験結果をすべてプロットしている。油圧抵抗  $P_M$  と油圧モータの押込み力  $F_M$  の間には式(9)に示した比例関係が成り立ち、校正係数  $\mu=0.005$  と求めることができる。

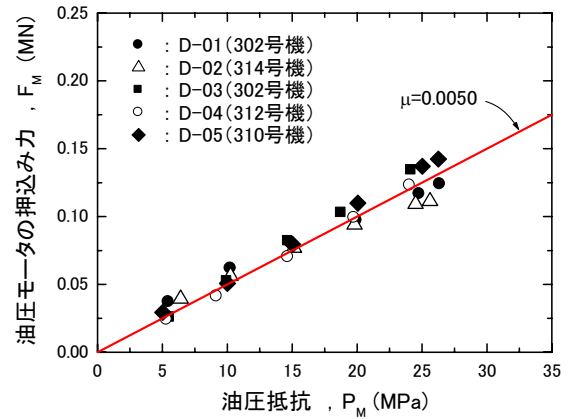


図 4 打設力検定試験結果

## 2.3 ケーシング貫入試験による補間係数の検討

式(11)を用いてコーン貫入抵抗  $q_c$  を求めるためには、補間係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の値が必要である。これらの補間係数は、貫入速度や先端形状、摩擦係数や地盤のリモールド等のさまざまな影響を考慮しているため、理論的あるいは解析的に値を定めることは困難である。そこで、ケーシングの貫入（押込み・引抜き）試験結果<sup>5)</sup>から、補間係数を検討した。図 5 は、ケーシング押込み時・引抜き時の力の釣合いを示した模式図である。この図に示すように、ケーシングを引抜く際には先端抵抗力が作用しないため、補間係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を個別に検討することが可能である。表-2 は、実施したケーシングの押込み・引抜き試験の一覧である。試験ヤード内の 2 箇所（CPT-01, CPT-02）で実施した静的コーン貫入試験の周囲 12 箇所、ケーシングの貫入速度を変えた押込み・引抜き試験を実施している。図 6 は、静的コーン貫入試験結果の深度分布である。試験ヤードの地盤では、比較的硬い層（砂層）が地表から G.L.-5m 付近に分布している。図 7 は、実施した貫入試験結果（油圧抵抗）の深度分布である。なお、式(11)は軟弱層を対象とした式であるため、ここでは G.L.-5m 付近に分布する硬い層（砂層）の油圧抵抗  $P_M$  は割愛して検討を行っている。

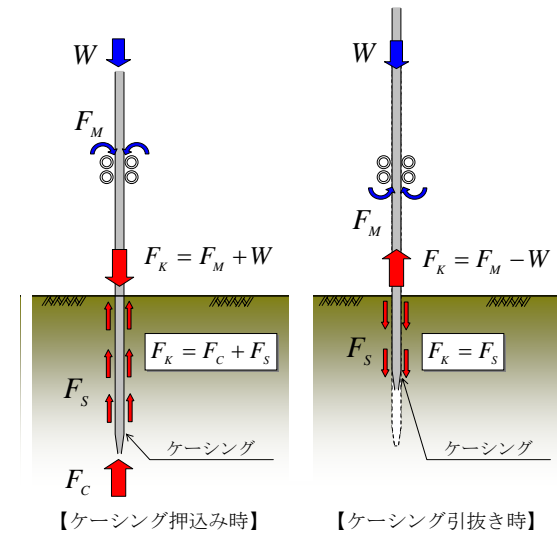


図 5 ケーシング押込み・引抜き時の力の釣合い

表 2 実施した押込み・引抜き試験の一覧

コーン貫入試験 No.	試験 No.	貫入速度 V [m/s]		コーン貫入試験 No.	試験 No.	貫入速度 V [m/s]	
		押込み時	引抜き時			押込み時	引抜き時
CPT-01	T1-A-01	1.0	0.8	CPT-02	T2-A-01	1.0	1.0
	T1-A-02	1.0	0.8		T2-A-02	1.0	1.0
	T1-A-03	1.0	0.8		T2-A-03	1.0	1.0
	T1-B-01	0.5	0.5		T2-B-01	0.9	0.9
	T1-B-02	0.5	0.5		T2-B-02	0.9	0.9
	T1-B-03	0.5	0.5		T2-B-03	0.9	0.9
	T1-C-01	0.3	0.4		T2-C-01	0.6	0.6
	T1-C-02	0.3	0.4		T2-C-02	0.6	0.6
	T1-C-03	0.3	0.4		T2-C-03	0.6	0.6
	T1-D-01	0.2	0.3		T2-D-01	0.8	0.8
	T1-D-02	0.2	0.3		T2-D-02	0.8	0.8
	T1-D-03	0.2	0.3		T2-D-03	0.8	0.8

ケーシングの先端抵抗力  $F_C$  は、ケーシング押込み時の油圧抵抗  $P_M|_{押}$  と引抜き時の油圧抵抗  $P_M|_{引}$  を用いて、

$$F_C = \mu \cdot (P_M|_{押} - P_M|_{引}) + 2W \quad (12)$$

と表される。図 8 は、縦軸を油圧抵抗  $P_M$  から算定したケーシングの先端抵抗力  $F_C$ 、横軸をコーン貫入抵抗  $q_c$  から求めたケーシングの先端抵抗力 ( $q_c \times A_k$ ) として、試験結果を整理した図である。バラツキはあるものの、両者の間には比例関係が成り立ち、補間係数  $\alpha$  は 1.0 と求められる。

ケーシングの周面摩擦抵抗力  $F_S$  は、引抜き時の油圧抵抗  $P_M|_{引}$  を用いて、

$$F_S = \mu \cdot P_M|_{引} - W \quad (13)$$

と表される。図 9 は、縦軸を油圧抵抗  $P_M$  から算定したケーシングの周面摩擦抵抗力  $F_S$ 、横軸をコーン貫入抵抗  $q_c$  の平均値から算定した周面摩擦抵抗力 ( $0.05 \times \bar{q}_c \times A_{KS}$ )

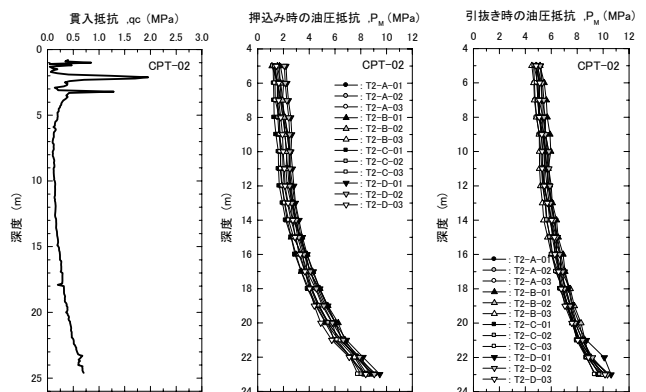


図 6 コーン貫入試験結果 (CPT-02)

図 7 押込み・引抜き試験結果 (CPT-02)

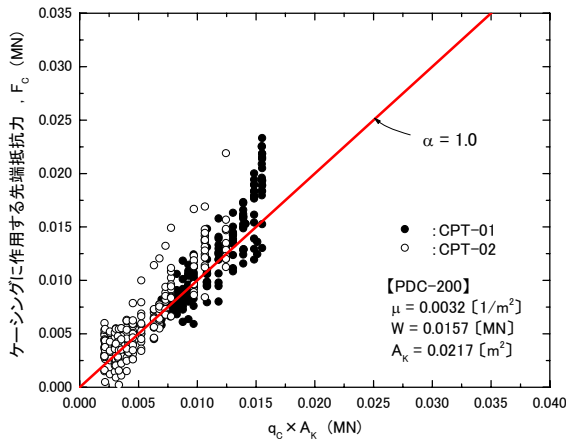


図8 相関係数  $\alpha$  の検討結果

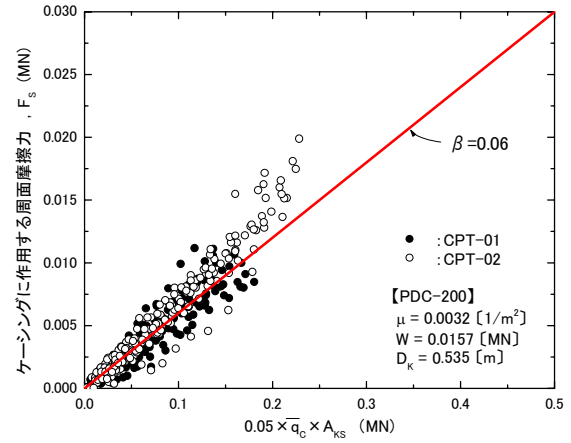


図9 相関係数  $\beta$  の検討結果

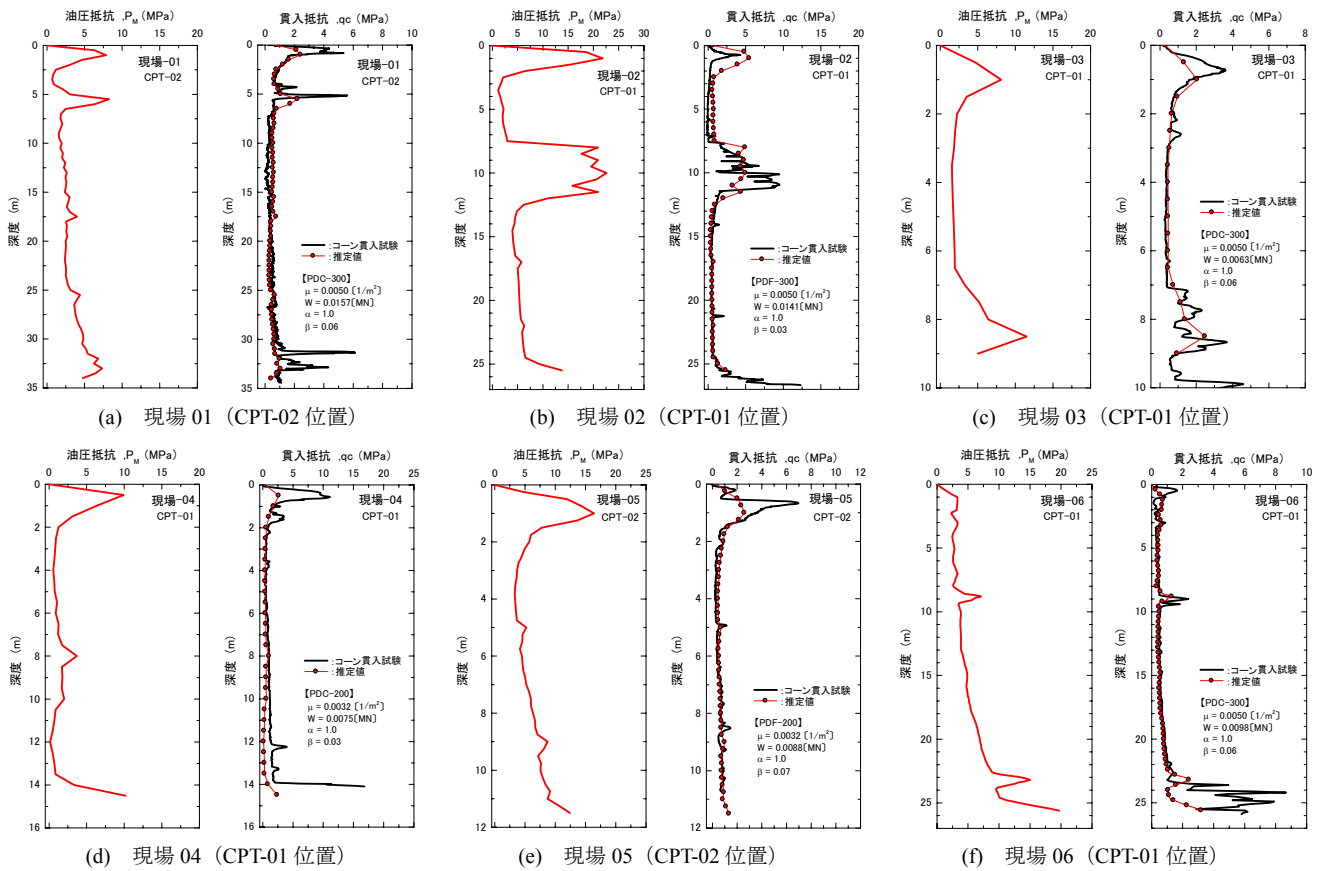


図10 ケーシングの押し込み・引抜き試験による油圧抵抗深度分布

として、試験結果を整理した図である。若干バラツキはあるものの、両者の間には比例関係が成り立つことがわかる。なお、補正係数  $\beta$  はケーシングと地盤の摩擦係数の影響、周辺地盤のリモールドの影響等を考慮した値であるため、対象地盤の地質の違いによって影響を受けるものと考えられる。今回試験を実施した地盤では、補正係数  $\beta$  は図9より概ね0.06と求められる。

#### 2.4 地盤強度推定式の適用性

式(11)に示す地盤強度推定式の適用性・汎用性を検討するため、6箇所の異なるPBD施工現場に対してコーン貫入抵抗の算定を試みた。図10は、PBD打設機の油圧抵抗から算定した貫入抵抗と、コーン貫入試験結果との比較であ

る。油圧抵抗から算定した貫入抵抗は、事前調査として実施したコーン貫入試験結果とほぼ一致しており、地盤強度推定式の実現場に対する適用性・有用性が確認できる。

#### 2.5 地盤強度分布図の作成手法

PBD工法では、通常0.5~1.5m程度の間隔で多数のPBDが打設される。このため、地盤強度推定式を用いて算定した貫入抵抗を、PBDの打設位置情報を基に繋ぎ合わせることで、地盤内の強度分布(貫入抵抗分布)を連続的かつ多次元的に描くことが可能である。

PBD打設機の油圧抵抗は、施工中すべてのPBDに対して記録される。このため、地盤の強度分布を作成するには、膨大なデータ量の油圧抵抗をプログラム等により一括処

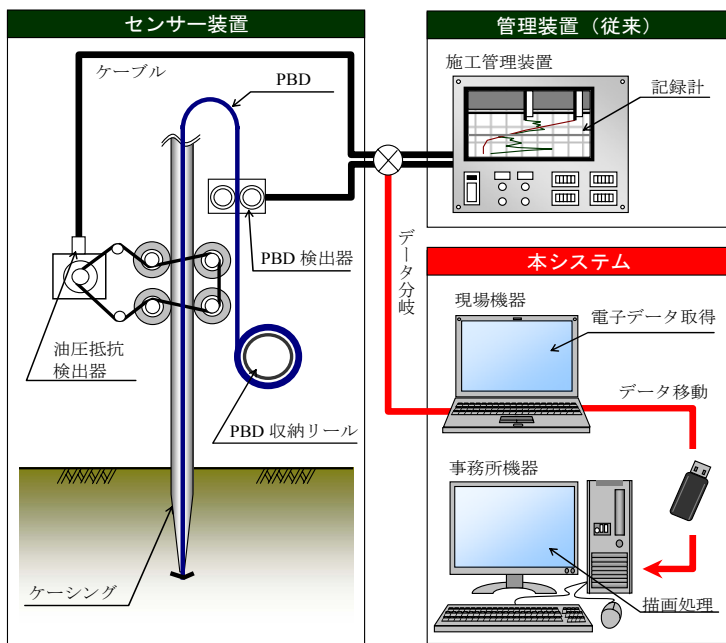


図 11 地盤強度分布図作成の流れ (文献9 に加筆)



図 12 対象現場位置図



写真 3 向笠地区における PBD 施工状況

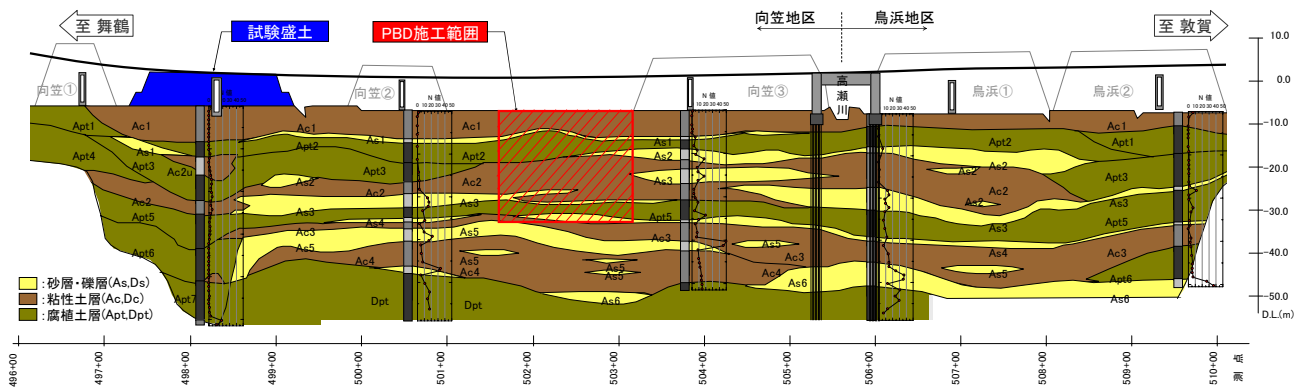


図 13 向笠地区の地質想定縦断面図

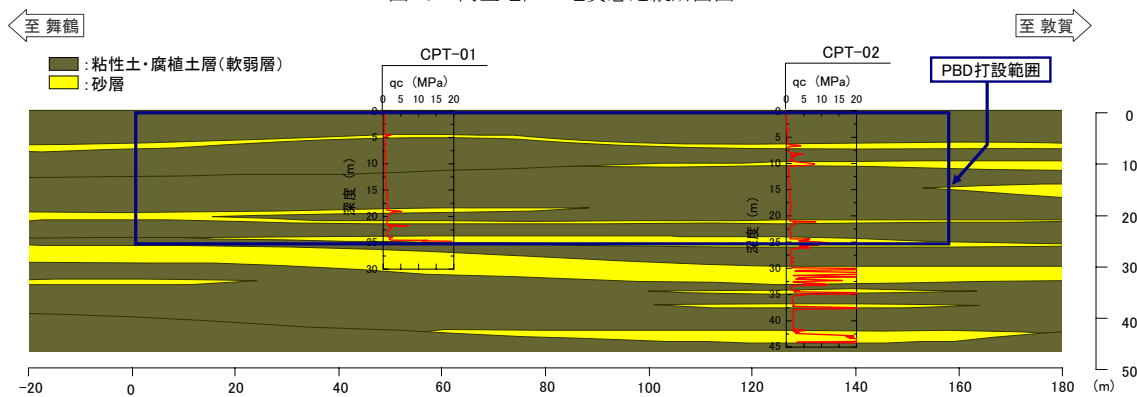


図 14 PBD 施工範囲の地質想定縦断面図と事前調査位置

理する必要がある。しかし、既存の PBD 打設機に搭載されている管理装置の多くはアナログ式(記録紙への出力のみ)であるため、施工時の油圧抵抗をプログラム処理することが困難である。そこで、図 11 のように管理装置に繋がるケーブルを分岐させ、油圧抵抗を電子データとして別途パソコンにて取得し、地盤強度推定式を用いてリアルタイムで貫入抵抗を算定した。また、この貫入抵抗データと PBD 打設位置データを事務所パソコンにて集計し、対象地盤の地質分布等を図化処理するシステムを作成<sup>3)</sup>し、実際

の現場に適用した。

### 3. 実現場における強度分布・地質分布の推定

#### 3.1 現場概要

実現場の PBD 施工に対して、PBD 打設機の油圧抵抗から地盤内の強度分布・地質分布を推定し、その有効性を検討した。検討対象とした現場は、図 12 に示す舞鶴若狭自動車道三方インターチェンジ工事(福井県三方上中郡若狭町)の向笠地区で実施した PBD 施工<sup>10)</sup>である。図 12 に示

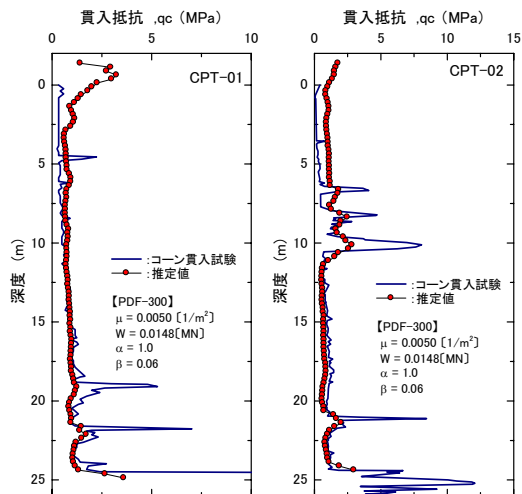


図 15 推定した貫入抵抗とコーン貫入試験の比較

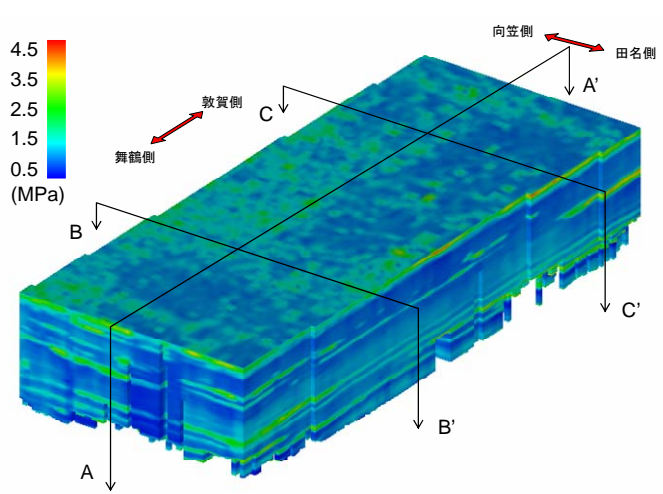


図 16 推定した貫入抵抗の分布 (3次元)

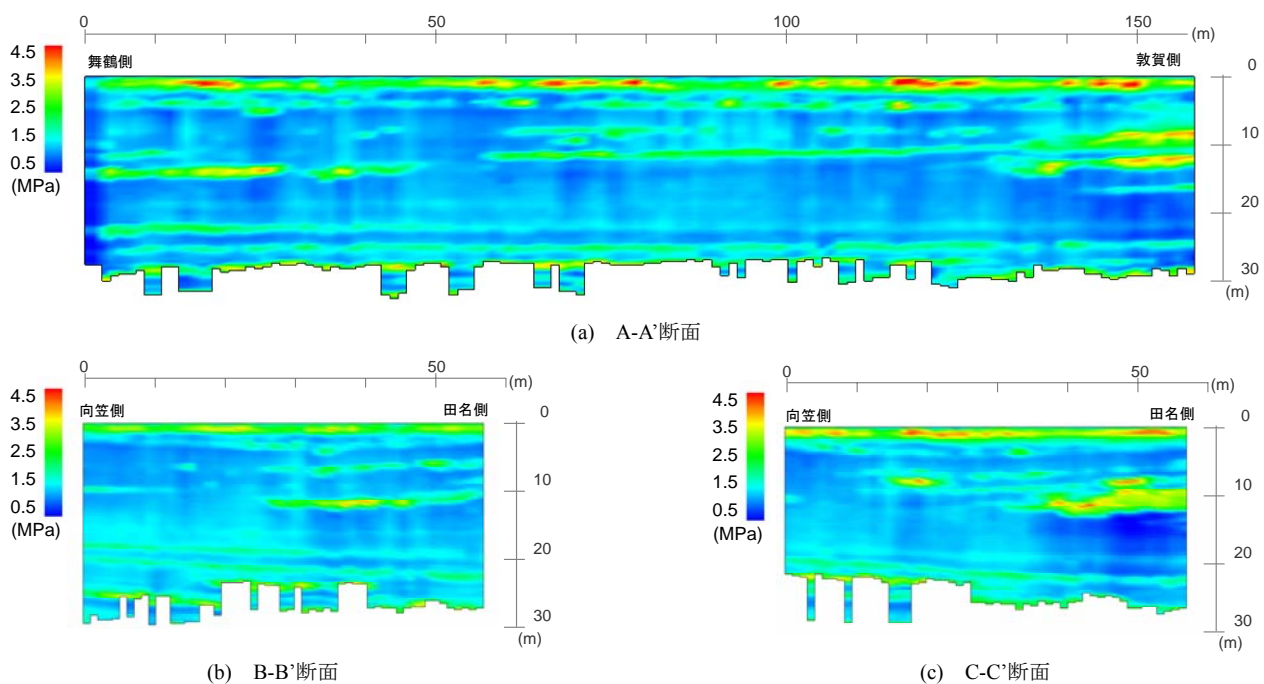


図 17 推定した貫入抵抗の分布 (2次元)

すように、施工位置は三方五湖に近接しているため、非常に軟弱な地盤が広く分布している地域である。図 13 は、向笠地区の地質想定縦断面図である。PBD 工法は、向笠地区のほぼ中間位置（延長約 160m、幅約 60m）で施工している（写真 3 参照）。この図に示すように、向笠地区では軟弱な粘性土・腐植土が深度 30m～40m 付近まで厚く堆積した超軟弱地盤帯である。同じ向笠地区で実施した試験盛土施工（図 13 参照）では、複雑な地質分布の影響により、大規模な沈下や周辺地盤の変形が盛土片側に集中する特殊な傾向が見られた<sup>11), 12)</sup>。このため、今回の PBD 施工においても、想定以上の大規模な不等沈下や変形の集中が発生することが懸念された。図 14 は、図 13 に示した地質想定縦断面図から PBD 施工範囲を抜粋したものである。PBD の配置は、この地質想定縦断面図を基に、深度 25m 付近までの軟弱層を対象として 1.2m×1.2m の正方配置で設計・施工されている。しかしながら、図 14 中に示したよ

うに PBD 打設範囲では静的コーン貫入試験がわずか 2 箇所しか実施されておらず、この地質想定図が実際の地盤を忠実に再現したものであるとは言い難く、設計した PBD の配置や圧密放置期間が適切であるかの判断は、事前の調査結果のみでは困難である。

### 3.2 油圧抵抗を用いた地盤強度分布の推定

図 15 は、油圧抵抗から推定した貫入抵抗と、事前調査で実施された 2 箇所の静的コーン貫入試験結果（図 14 参照）を比較したグラフである。PBD を打設する際には、表層に敷砂が施工されているため、敷砂の層厚分だけ深度を補正し比較している。油圧抵抗から推定した貫入抵抗は、砂層部分で実際より小さめに推定されているものの、静的コーン貫入試験結果とほぼ一致しており、推定した地盤強度の精度は十分あると考えられる。

図 16 は、油圧抵抗から推定した貫入抵抗 (PBD 施工 7107

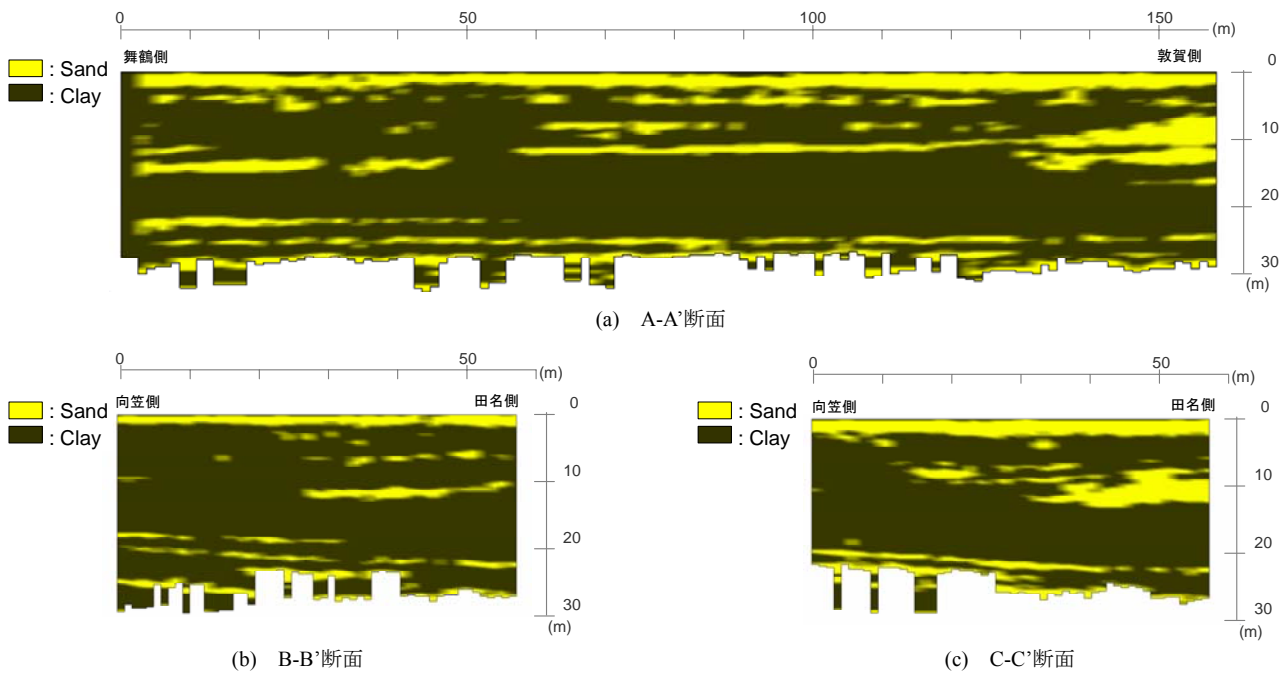


図 18 貫入抵抗分布から推定した地質断面図

本分) と PBD の打設位置情報から、改良範囲の地盤強度 (貫入抵抗) 分布を図化处理したものである。PBD の打設間隔が非常に密 (1.2m×1.2m の正方配置) であるため、地盤の強度分布を連続的かつ多次元的に把握できることがわかる。図 17 は、図 16 に示した任意の断面に対して、地盤強度分布を切り出した図である。これらの断面図から、地盤強度の高い層が軟弱地盤内に傾斜して堆積している様子がわかる。なお、これらの分布図において貫入抵抗が大きい表層部分は、敷砂施工による影響である。

### 3.3 地質分布の推定と動態観測結果

今回対象とした現場では、圧密対象層 (粘性土・腐植土層) と排水層 (砂層) の貫入抵抗には大きな差があるため、地盤強度から圧密対象層と排水層の区別が可能であると考えられる。そこで、図 17 に示した各断面の貫入抵抗分布を、 $q_c=1.5\text{MPa}$  を境界として軟らかい層と硬い層の 2 色に塗り分け、硬い層を砂層として捉えることで地質分布を推定した。

図 18(a) に示す A-A' 断面は、図 14 に示した地質想定縦断面図と同じ位置における地質縦断面図である。図 14 と比較すると、事前調査が実施された付近では、砂層 (硬い層) の分布位置に大きな違いは見られない。しかしながら、図 18(a) に示す A-A' 断面からは、断面左側 (舞鶴側) では深度 10m 付近にも砂層が分布していること、断面右側 (敦賀側) では深度 5~15m 付近の砂層が想定図よりも厚く堆積していることがわかる。このため、圧密速度や沈下量が事前の設計値と異なることが予想され、不等沈下の発生も懸念される。

図 18(b), (c) に示す B-B' 断面および C-C' 断面は、横断方向の地質分布である。事前調査では、縦断方向 2 箇所の調査しか実施されていないため、横断方向の地質分布はわかっていない。図 18(b), (c) を見ると、砂層の分布状況が左

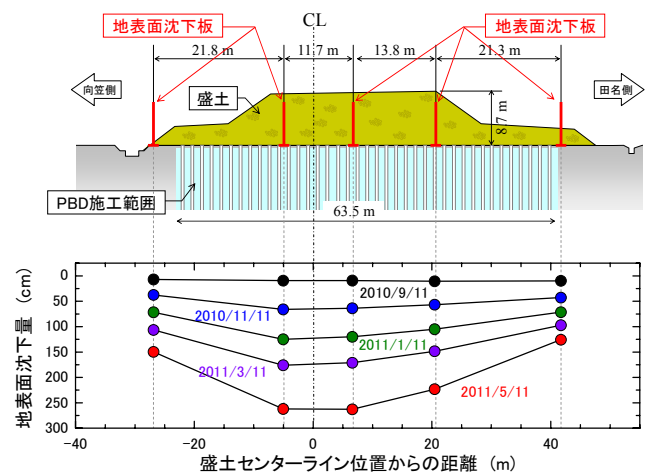


図 19 C-C'断面における動態観測結果 (地表面沈下量)

右で明らかに異なっている。特に C-C' 断面では、断面左側 (田名側) に砂層が厚く堆積していると推定されることから、断面右側 (向笠側) に沈下や変形が集中すると考えられる。図 19 は、現場で計測した C-C' 断面位置における地表面沈下の動態観測結果である。図 18(c) に示した地質断面図から予想されたように、断面右側 (向笠側) に沈下が集中している様子がわかる。

以上のように、PBD 打設機の油圧抵抗と打設位置情報から推定した強度分布や地質分布結果は、実際の地盤を精度良く表現できているものと考えられる。なお、舞鶴若狭自動車道三方インターチェンジ工事では、今回推定した地質分布を用いた安定解析や地質分布を考慮した施工管理等を実施することで、得られたデータを活用している。

## 4. おわりに

本研究では、舞鶴若狭自動車道三方インターチェンジ工事で施工した PBD 工法について、施工時に測定した PBD

打設機の油圧抵抗(オシログラフ)から、地盤の強度分布・地質分布を推定した。地盤強度(コーン貫入抵抗)を定量的に評価するために使用した推定式は、実際のコーン貫入試験結果を精度良く再現できることが確認できた。なお、PBD 打設機の油圧抵抗は、従来から施工管理としてオシログラフに記録されるものであるため、PBD 打設機の改良等(新たな計測装置の追加、仕様変更)は必要ない。このため、従来の PBD 施工を阻害することもなく、非常に簡易かつ安価に地盤強度を得ることが可能である。また、この推定式から算出した地盤強度と打設位置情報を用いて、PBD 打設地盤の連続的かつ多次元的な強度分布・地質分布を推定し、事前調査結果や動態観測結果と比較した。推定した強度分布・地質分布結果は、実際の地盤を精度良く表現できていることが確認できた。この地質分布結果を沈下計算や安定計算、FEM 変形解析<sup>13), 14)</sup>等へ利用することで、不等沈下や残留沈下の予測、載荷盛土の施工管理等の検討が精度良く実施可能となり、工期短縮や工程管理、PBD 工法の性能評価等に有用であると思われる。

今回用いた地盤強度推定式は、軟弱な粘性土を対象としているため、砂層における貫入抵抗を小さく評価する傾向にある。油圧抵抗から推定した地盤強度の値を沈下・安定解析、FEM 解析等に直接使用するためには、砂層の貫入抵抗に対する補正方法を検討し、推定値の精度を向上させることが今後の課題として挙げられる。今後はこの手法を広く実現場に適用し、さらなるデータの収集・分析を行う予定である。

#### 参考文献

- 1) 渡部要一, 鈴木和実, 新舎博, 宮本健児: PBD 打設時のマンドレル貫入抵抗による土質判定, 土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集, III-181, pp.361-362, 2009.
- 2) 久保大輔, 平田昌史, 中山泰起, 福田淳, 山田耕一, 川井田実: オシログラフを利用した軟弱地盤における砂層位置の推定, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, III-393, pp.785-786, 2010.
- 3) 平田昌史, 清水英樹, 福田淳, 白神新一郎, 川鍋修, 野村忠明: プラスチックボードドレーン打設機の油圧抵抗を利用した地質推定手法の開発, 土木学会論文集 C (投稿中)
- 4) 平田昌史, 清水英樹, 福田淳, 白神新一郎, 川鍋修, 野村忠明: PBD 打設機の油圧抵抗を用いた地盤強度推定法の検討(その 1)~強度推定式の誘導, 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集 (投稿中)
- 5) 白神新一郎, 川鍋修, 野村忠明, 平田昌史, 清水英樹, 福田淳: PBD 打設機の油圧抵抗を用いた地盤強度推定法の検討(その 2)~強度推定式の適用性, 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集 (投稿中)
- 6) Schmertmann, J.H.: Dutch friction-cone penetrometer exploration of research area at field 5, Eglin Air Force Base, Florida, U.S. Army Eng. Waterways Exp. Stat., Vicksburg, Miss., Contact Rep., S-69-4, 1969.
- 7) Begemann, H.K.S.Ph.: The Friction Cone as an Aid in Determining the Soil Profile, Proc. of the 6<sup>th</sup> ICSMFE, Vol. I, p.17-20, 1965.
- 8) Robertson, P.K.: Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, Vol.27, No.1, pp.151-158, 1990.
- 9) NCB ドレーン協会: 設計施工マニュアル, p.61, 2001.
- 10) 久保大輔, 平田昌史, 並川武, 松永厚彦, 矢野一郎, 山田耕一, 川井田実, 白神新一郎: PBD 打設機の油圧抵抗を用いた多次元地質分布の推定事例, 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集 (投稿中)
- 11) 川井田実, 信田潤一, 平田昌史, 山田耕一: 深い腐植土地盤における高速道路建設-舞鶴若狭自動車道(小浜~敦賀)の軟弱地盤対策-, 地盤工学会, 第 54 回地盤工学シンポジウム論文集, pp.563-570, 2009.
- 12) 平田昌史, 木藤政則, 山田耕一, 飯塚敦, 荒井克彦: 超軟弱地盤における道路盛土の変形挙動要因とその抑制対策, 土木学会論文集 C, Vol. 66, No.2, pp.356-369, 2010.
- 13) 鈴木哲太郎, 平田昌史, 福田淳, 水野智幸, 山田耕一, 川井田実: 超軟弱地盤における載荷盛土の FEM 解析, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, III-389, pp.777-778, 2010.
- 14) 西川浩二, 平田昌史, 福田淳, 信田潤一, 山田耕一, 川井田実: 軟弱地盤における載荷盛土を伴う真空圧密工法の FEM 解析~その 1, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, III-234, pp.467-468, 2010.



# 機械油汚染地盤の非掘削浄化効率に関する研究 Purification efficiency without excavation for the ground polluted by machine oil

清宮崇寛<sup>1</sup>, 佐野豊生<sup>1</sup>, 棚橋秀行<sup>2</sup>

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・工学部都市環境デザイン学科・tanahasi@daido-it.ac.jp

## 概 要

油による地盤汚染が問題となっている。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。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。

これまでに、「間隙内二液反応発泡」を提案し、室内土槽実験において油汚染土壌の浄化が可能であるということがわかっている。そこで、この方法を利用する上で最も浄化性能のよい方法を算定するために、浄化に使用した界面活性剤の原液量を  $V_{su}$  (L), 初期汚染油の量を  $V_{oi}$  (L), 回収された汚染油を  $V_{or}$  (L), 浄化完了までの時間を  $t$  (hour), 回収した汚染油  $V_{or}$  を含めた総回収排液体積を  $V_d$  (L) からなる浄化効率  $E_f$  ( $1/(\text{hour} \cdot \text{L}^2)$ ) を定義した。室内土槽実験において浄化効率  $E_f$  が優れ、経済的で環境負荷の低い汚染地盤浄化技術の開発経過を紹介する。

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

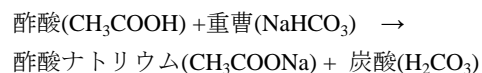
油による地盤汚染が問題となっている。このうちトリクロロエチレンなどの有機塩素化合物，あるいは燃料といった揮発性に富み粘性の小さな油に対する浄化は進んでいるが，機械油などの揮発性に乏しい高粘性油に対する浄化技術開発はあまり進んでいない。多くの機械工場で見られるこうした機械油の地盤汚染が今後問題になるといわれており，我が国の中小の事業所数から考えても，浄化需要は非常に大規模である。機械油は潤滑油として対象物に膜状に付着することを目的に作られているため，土粒子に対する付着性が高く，かつ揮発性にも乏しいため，非掘削で除去する有効な技術は現在までのところ確立されていない。そのため，機械油で汚染された地盤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

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。

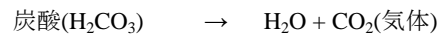
「間隙内二液反応発泡」における二酸化炭素の発生の化学反応を以下に説明する。

酢酸と炭酸水素ナトリウム（以下，重曹）を混合すると以下の反応により酢酸ナトリウムと炭酸が発生する。



この反応は酢酸の濃度が大きいときは進行せず，濃度が約5%以下で起こることが実験からわかっている。

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



本研究では，この現象を利用した「間隙内二液反応発泡」を考案した。酢酸を添加した界面活性剤と，重曹を添加した界面活性剤の両者を汚染地盤中で接触させ， $\text{CO}_2$  を発生させることで界面活性剤を発泡させるのである。

これまでの室内実験から，実験の進行に伴い下流に油が濃縮されて写真-1のように三角州が形成され吸引をかけても取り除くことが難しくなる傾向が見られた。この濃縮された油を濃縮三角州と呼ぶことにする。濃縮三角州とは図-1 (a) にあるように初期汚染油が移動し濃縮された油の塊である。圧入孔付近では界面活性剤が汚染油に混合し

乳化が起こる程度浸透すると、界面活性剤が密度差によって油の下を流れるため汚染油に接触することなく井戸に流れて行ってしまいます。そして濃縮三角州に吸引孔を埋設しても図-1 (b) のように界面活性剤ばかりが吸引され汚染油はほとんど吸引されない。本研究ではこれを解決するための方法を検討する。

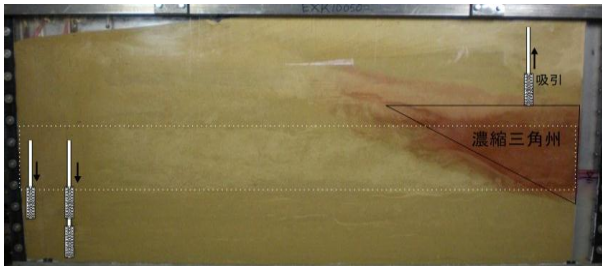


写真-1 濃縮三角州

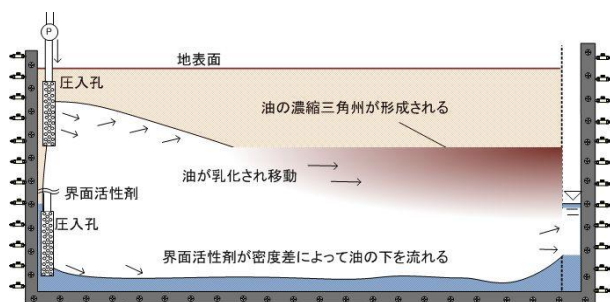
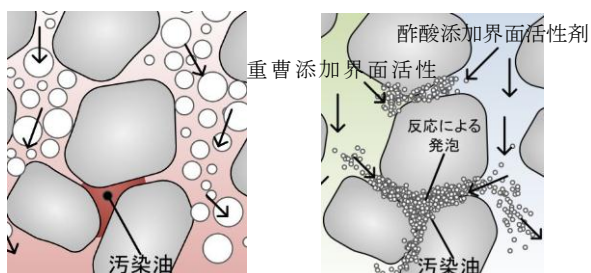


図-1 (a) 油の濃縮三角州の形成



図-1 (b) 吸引回収時の様子



(a) 気泡を圧入した場合 (b) 間隙内二液反応発泡

図-2 油汚染地盤の間隙の様子

従来、地上であらかじめ気泡させた界面活性剤を汚染地盤に圧入する方法は行われているが、図-2(a)のように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は入って行かず、これを避けて流れてしまうことがわかっている<sup>2)</sup>。「間隙内二液反応発泡」は図-2(b)のように、界面活性剤が油汚染部位内部に十分浸透したのちに内部か

ら発泡することにより、高粘性の機械油と効率よく混合され、従来法よりも油に対する界面活性剤の乳化力が向上することを狙うものである。

## 2. 非掘削浄化実験

### 2.1 薄型二次元土槽を用いた実験(1)

#### 2.1.1 実験目的

今までの実験では、エンジンオイルが下流で「濃縮三角州」を作り浄化効率が低下する事が多かった。理由として考えられることの一つは吸引孔が小さいということである。吸引孔が小さいと界面活性剤に押し寄せ集まってきた油が間隙を閉鎖して吸引しにくくなってしまい「濃縮三角州」が形成されてしまうのではないかと考えた。このことから吸引孔を大きくし広範囲で吸引することで集まってきた油を分散させつつ回収すれば「濃縮三角州」の形成を防げるのではないかと考えた。また、今までは二液反応を吸引孔より離れた位置で行っていたが、今回は反応させる位置を吸引孔に近づけ、泡の停滞を抑えることを期待した。

#### 2.1.2 実験方法

実験装置には薄型二次元土槽を用いた。充填試料は豊浦標準砂を使用し、ズタンIVで赤く着色したエンジンオイルと豊浦標準砂を混ぜ合わせ汚染土とした。写真-2に示すように充填を行い、右側に圧入孔(約30cm)を1つと中央下部に1つ(約5cm)、左側に吸引孔(約30cm)を1つ埋設した。上記した通り一部のノズルを大きくした。また、地表面には、CMC(カルボキシメチルセルロース)により被覆を施し空気の侵入を防いで吸引圧の低下を抑えた。右井戸上部より給水しつつ、水面位置のバルブを開放しオーバーフローさせ水位がこれを越えないようにした。浄化液は機械油を乳化するための主剤としての「ペレスフト205(ミヨシ油脂製)3%と家庭用洗剤1%の水溶液」に重曹を8%添加した重曹添加界面活性剤を中央下部の圧入孔2から、酢酸を18%添加した酢酸添加界面活性剤右側の圧入孔3から圧入した。

#### 2.1.3 実験状況

写真-3は実験開始2時間後の様子である。圧入孔付近の汚染範囲が小さくなっており、この時点でこれまでの実験よりも広範囲に界面活性剤が浸透していることが目視できる。ノズルを大きくしたことで浄化が進んでいると考えられ、ノズルを大きくした効果が表れているといえる。写真-4は実験開始4時間後の様子である。土槽中央部までの浄化がほぼ完了した。しかし汚染土下部から重曹添加界面活性剤を圧入しているせいか、汚染領域が上部に溜まってきた。下の方から確実に乳化して浄化を行っているが、この油が濃縮三角になるのではないかと懸念された。写真-5は実験開始5時間後の様子である。この時点で汚染がほとんど目視できなくなったため実験を終了した。

#### 2.1.4 考察

ノズルを大きくした事で、以前まで吸引孔付近で見られていた汚染領域が膨らんでいくように間隙を閉鎖する現

象が見られず、効率よく浄化が行え、濃縮三角州を残さず浄化が行えた。今回は、圧入孔 2 から重曹添加界面活性剤、圧入孔 3 から酢酸添加界面活性剤を投与したが、次回は圧入孔 2 を吸引孔と圧入孔を結ぶラインよりも上部に設け、2 より酢酸添加界面活性剤、3 より重曹添加界面活性剤を投与する事にした。理由としては、重曹添加界面の方が、酢酸添加界面活性剤よりも浄化効果が高くこれを浄化のメインとなる圧入孔 3 から浸透させることにより、さらに浄化速度が上がるためである。また、今まで下流に行くにつれ界面活性剤が下部に潜り込んでしまい、吸引孔付近の上部まで到達しておらず、浄化効率が落ちていたのではないかと考え、圧入孔 2 を上部に持つことで効率向上する事を期待した。

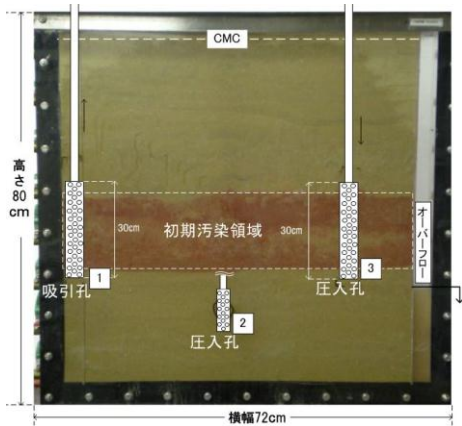


写真-2 実験の初期状態

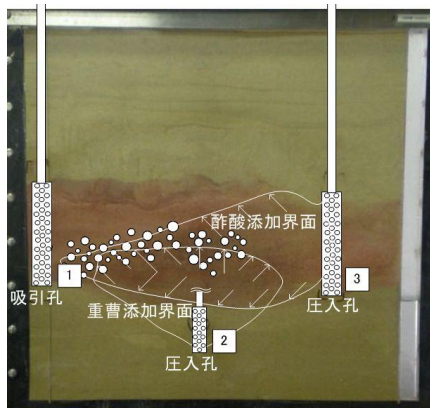


写真-3 実験開始 2 時間後

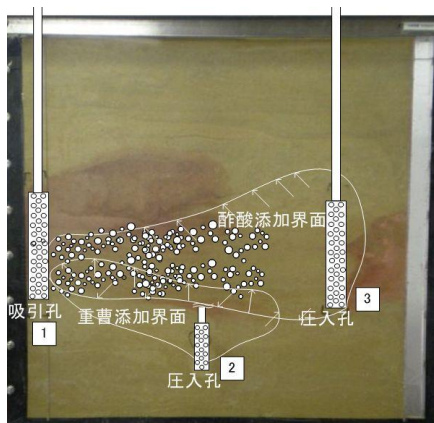


写真-4 実験開始 4 時間後

## 2.2 薄型二次元土槽を用いた実験(2)

### 2.2.1 実験方法

充填試料は豊浦砂に砂利を加えたものを用い、ズダンIVにより赤く着色したエンジンオイルを混ぜ汚染土とした。初期汚染領域を写真-6 の中央の点線に示す。写真-6 に示すように右側に圧入孔 (約 30cm) を1つと中央やや左の上部に1つ (約 5cm) ,左側に吸引孔 (約 30cm) を1つ埋設した。また、地表面には CMC により被覆を施し空気の侵入を防いで吸引圧の低下を抑えた。右井戸上部より給水し、写真-6 の水面位置のバルブを開放しオーバーフローさせ水位がこれを越えないようにした。浄化液は、重曹添加界面活性剤と酢酸添加界面活性剤を用いた。どちらの溶液も先ほどの実験と同じ濃度のものを使用して実験を行った。

今回の実験では、図-3 のように初期油汚染領域の側面より重曹を添加した界面活性剤を浸透させ油汚染領域の上部から酢酸を添加した界面活性剤を浸透させる。これにより油汚染領域内で二酸化炭素が発生することで界面活性剤が発泡し油の乳化和を促進する。この乳化した油を吸引回収することによって下流に濃縮三角州を作ることなく浄化することができるのではないかと考えた。下流に濃縮三角州を作らずに浄化する方法を V-H Flow 法 (Vertical-Horizontal Flow) と呼ぶことにする。

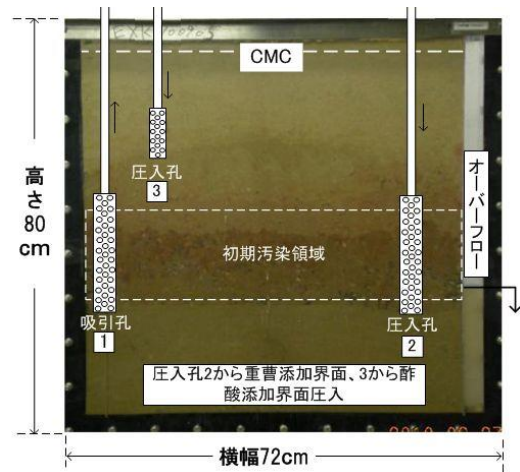


写真-6 実験の初期状態

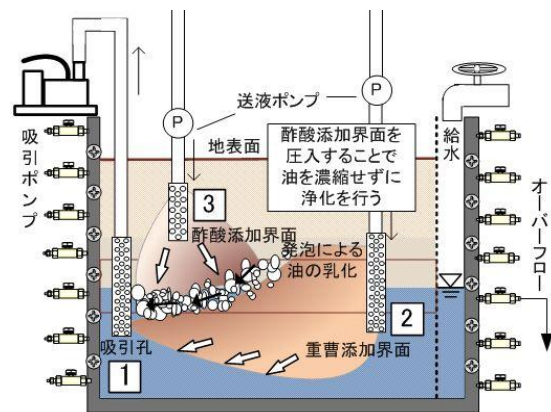


図-3 V-H Flow 法の挙動予想図

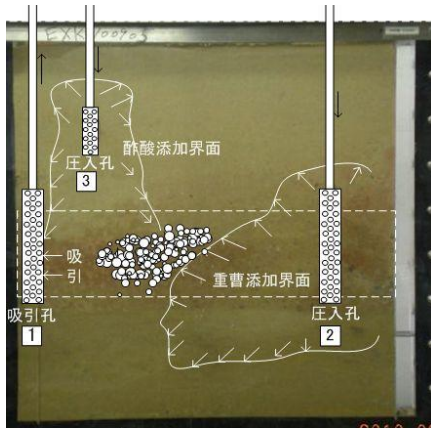


写真-7 実験開始 1 時間後

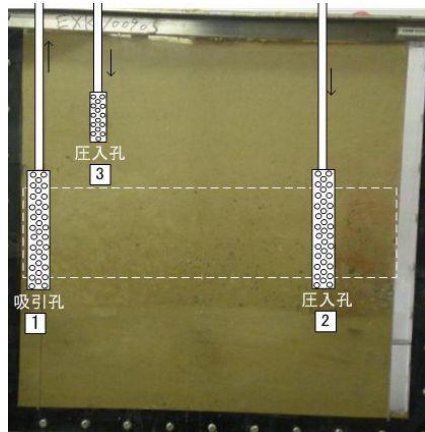


写真-8 実験開始 2 時間後

## 2.2.2 実験状況

実験を開始して 1 時間後の様子が写真-7 である。図-3 で予想した挙動に近い状態が見られる。圧入孔 2 から圧入した重曹添加界面活性剤だけで汚染油が 3 分の 1 ほど左に移動している。ここに圧入孔 3 より酢酸添加界面活性剤を圧入することで重曹添加界面活性剤と反応し発泡することで油の乳化とその回収が促進されている状況である。このまま実験を継続したところ、実験開始から 2 時間後には写真-8 のように汚染油が目視できなくなるまで回収することができた。

## 2.2.3 考察

先ほどの実験と比べても短時間で浄化が完了した。先ほどの実験より早く浄化できた要因として挙げられるのはノズルの配置と溶液の圧入場所である。ノズルの位置を左上部にすることで、下流に形成される濃縮三角州内で発泡を起こすことができた。浄化効果が大きい重曹添加界面活性剤をメインに圧入し酢酸添加界面活性剤をサブとして圧入したことも、浄化スピードの向上につながったと思われる。この実験結果から V-H Flow 法で油の乳化回収を効率よく行うことが可能であることが確認できた

## 2.3 幅広薄型二次元土槽を用いた実験(1)

### 2.3.1 実験目的

幅広薄型二次元土槽(高さ 100cm×横 200cm×奥行き 5cm)

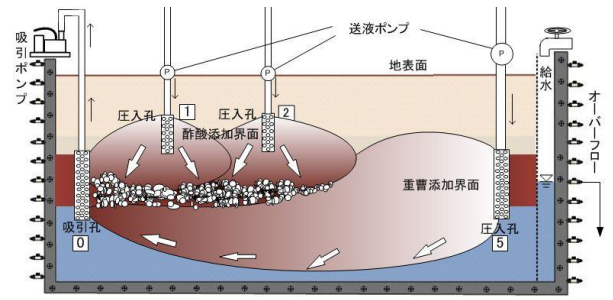


図-4 V-H Flow 法挙動予想図

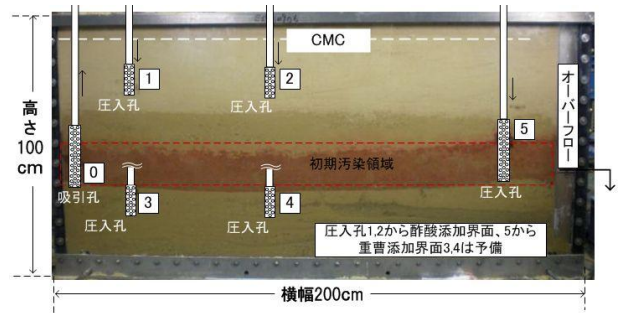


写真-9 実験の初期状態

は薄型二次元土槽に比べ横幅が約 3 倍で濃縮三角州が形成されやすい。図-4 のような配置で V-H Flow 法により濃縮三角州を形成せずに浄化できるか実験を行った。

### 2.3.2 実験方法

充填試料と汚染土は前回と同様のものを用いた。写真-9 の中央の点線に示すように汚染領域を設けた。写真-9 に示すように右側に圧入孔 5 を埋設し、汚染領域を挟んで上下に圧入孔の 1 から 4 を埋設した。そして左端に埋設した吸引孔 0 から吸引を行う。前回と同様に地表面には、CMC で被覆を施した。今回も右井戸上部より給水しつつ、写真-9 の水面位置のバルブを開放しオーバーフローさせ水位が一定になるようにした。圧入孔 5 から継続的に重曹添加界面活性剤、浄化がある程度進行したタイミングで圧入孔 1 から 4 より酢酸添加界面活性剤の圧入を行う。重曹添加界面活性剤と酢酸添加界面活性剤は前回と同じ濃度とした。

### 2.3.3 実験状況

重曹添加界面活性剤のみでも十分浄化効果が期待できるので、様子を見るため実験開始 20 時間後まで重曹添加界面活性剤のみを圧入し、ある程度浸透させ乳化させることにした。これは、同時に重曹添加界面活性剤と酢酸添加界面活性剤を圧入すると汚染領域の中央付近で発泡し、壁になってしまい吸引しづらくなってしまいうので先に重曹添加界面活性剤のみを浸透させることがよいのではないかと考えたためである。実験開始 25 時間後の時点で圧入孔 3 と圧入孔 4 から酢酸添加界面活性剤を圧入孔 5 から重曹添加界面活性剤を圧入した。先ほど重曹添加界面活性剤を全体的に浸透させたので二液反応が起こり発泡も行われていることが目視できた。圧入孔 3 と圧入孔 4 付近もかなり浄化が進行している。

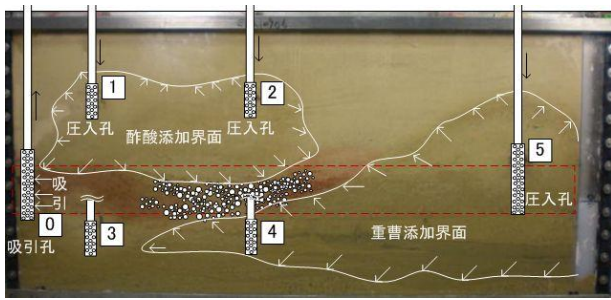


写真-10 実験開始 72 時間後

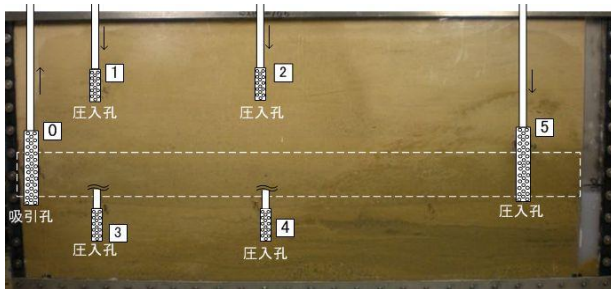


写真-11 実験開始 142 時間後

実験開始 39 時間後に圧入孔 5 からの重曹添加界面を止め圧入孔 1 と圧入孔 2 から酢酸添加界面のみを圧入したが、圧入孔 1 と圧入孔 2 の付近はあまり変化が確認できなかった。上部の酢酸添加界面のみでは浄化が確認できなかった。原因としては、酸性の酢酸添加界面はアルカリ性の重曹添加界面に比べ酸性の油に対する浄化効果が少ないためと考えられる。また、ペレソフト 205 のアルカリ性を酸性側にしてしまうことも考えられる。この時点で圧入孔 5 から再度重曹添加界面活性剤を圧入した。写真-10 はこの時点（実験開始 72 時間後）の様子である。この状態を維持し、再度重曹添加界面活性剤での浄化に期待した。

実験開始 112 時間後に飛び地的な残留油分が確認され、圧入孔 2 から酢酸添加界面と圧入孔 5 から重曹添加界面を圧入した。しかし重曹添加界面が油の下へ流れ込んでしまい、酢酸添加界面は吸引に引っ張られそこまで届かないためか浄化が難しいことが懸念された。そこで圧入孔 2 から酢酸添加界面を止めて代わりに界面活性剤を圧入することにした。圧入孔 2 から界面活性剤を圧入する事で、吸引孔付近へ乳化油を押しきれいに浄化されはじめたのでこのまま継続することにした。その結果 142 時間後には写真-11 に示すように汚染が目視できないレベルまで浄化する事が出来たので、実験を終了することにした。

### 2.3.4 考察

薄型二次元土槽よりも大きい装置である幅広二次元土槽においても滞りなく汚染土壌の浄化をすることができた。また、縦方向と横方向から浄化液を流す V-H Flow 法と「間隙内二液反応発泡」を用いて写真-1 のような濃縮三角州を形成することなく浄化が可能だということがわかった。この実験結果から「間隙内二液反応発泡」は汚染土壌の浄化に対して非常に有効であるということがわかったが、より浄化効率を追求した場合、V-H Flow 法が「間隙内二

液反応発泡」を用いる上で最適の実験方法であるのかという疑問が生じた。

そこで、「間隙内二液反応発泡」を利用する上で最も浄化性能のよい方法を算定するために、浄化効率を式 (1) のように定量的に評価し、最も効率のよい実験方法を比較検証することにした。

$$E_f = \sqrt[3]{V_{su} \times t \times V_d} \times \frac{V_{or}}{V_{oi}} \quad (1)$$

式 (1) の左辺  $E_f$  は浄化効率 ( $1/(\text{hour} \cdot \text{L}^2)$ ) である。浄化に使用した界面活性剤の原液量を  $V_{su}$  (L)、初期汚染油の量を  $V_{oi}$  (L)、回収された汚染油を  $V_{or}$  (L)、浄化完了までの時間を  $t$  (hour)、回収した汚染油  $V_{or}$  を含めた総回収排液体積を  $V_d$  (L) とする。この計算により  $E_f$  が大きいほど浄化効率が高いものとして評価することで、「間隙内二液反応発泡」を用いる上で最適の実験方法を検証する。

## 2.4 薄型二次元土槽を用いた浄化効率比較実験

### 2.4.1 実験条件

薄型二次元土槽（高さ 60 cm、幅 60 cm、厚さ 5 cm）を用いて Case1~7 の実験を行った。各実験の共通条件は、土試料：豊浦標準砂を乾燥充填密度  $\rho_d=1.55$  ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) で充填、汚染土：ズタンIVで赤く着色したエンジンオイル (646 ml) と豊浦標準砂を混合（含油比 12.5 %）、浄化液：機械油を乳化するための主剤としてペレソフト 205（ミヨシ油脂製）3 %、汚染帯の厚さ： $D=10.0$  (cm) である。各実験の浄化方法は下記に示した通りである。

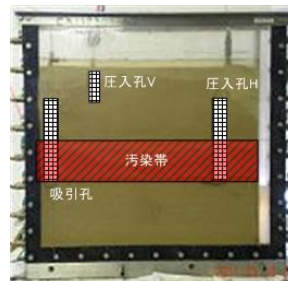


写真-12 初期状態 Case1・2

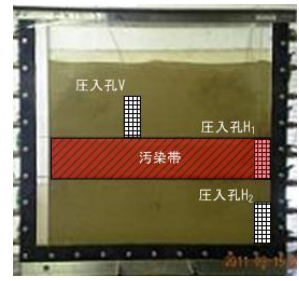


写真-13 初期状態 Case3・4

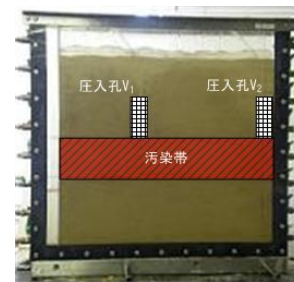


写真-14 初期状態 Case5・6・7

Case1：写真-12 は初期状態で、真空ポンプにより吸引を行ないながら H 方向から送液ポンプにより浄化液を圧入し、一定時間後に V 方向からも浄化液を圧入する。Case2 はこの手順を逆にしたものである。Case3：写真-13 は初期状態で、 $H_1$  から浄化液、 $H_2$  から重曹水（5 %）を圧入し、一定時間後に V 方向からも浄化液を圧入する。Case4 はこの手

順を逆にしたものである。Case5: 写真-14 は初期状態で、 $V_1$  と  $V_2$  から同時に浄化液を圧入する。Case6 は  $V_1$  から浄化液を圧入し、一定時間後に  $V_2$  から浄化液を圧入する。Case7 は  $V_2$  から浄化液を圧入し、一定時間後  $V_2$  は水に変更し  $V_1$  から浄化液を圧入する。

### 2.4.2 実験結果

表-1 より浄化効率  $E_f$  を見てみると Case4 が最も高く、回収油体積  $V_{or}$  (530 ml) が初期汚染油体積  $V_{oil}$  (646 ml) の 82.1 % に達している。一方、回収油体積  $V_{or}$  が 608 ml と最も多くなった Case7 では 94.1 % の回収率にも関わらず浄化効率  $E_f$  は三番目であった。

### 2.5 幅広薄型二次元土槽を用いた実験(2)

#### 2.5.1 実験目的

表-1 の結果を踏まえ、「間隙内二液反応発泡」を用いて幅広薄型二次元土槽の浄化実験を行う。

#### 2.5.2 実験方法

実験装置に幅広薄型二次元土槽を用いた。充填試料は豊浦標準砂を使用し、ズタンIVで赤く着色したエンジンオイルと豊浦標準砂を混ぜ合わせ汚染土とし写真-15 に示すように充填を行った。右側に圧入孔 5 (約 30 cm) を1つと上部に 2・3・4 の3つ (約 10 cm) と左側に吸引孔 1 (約 30 cm) と吸引孔 2 (約 10 cm) の2つを埋設した。地表面には、CMCにより被覆を施し空気の入りを防いで吸引圧の低下を抑えた。図-6 に示したように、右井戸上部より給水しつつ、水面位置のバルブを開放しオーバーフローさせ水位がこれを越えないようにした。5 %重曹水を圧入孔 5 から 26ml/min で圧入し、ペレスフト 205 (ミヨシ油脂製) 4 %を圧入孔 3 と 4 から 14ml/min ずつ圧入、ペレスフト 205 を 3 %に希釈したものに酢酸を 5 %添加した酢酸添加界面活性剤右側の圧入孔 2 から 14ml/min で圧入する。まず吸引 1 孔から吸引を行い初期汚染油が地下水面に押し流されたのが確認できたら、吸引 0 から吸引を行い地下水面の油を回収することとした。

#### 2.5.3 実験結果

写真-16 は圧入・吸引を 8 時間行った後の様子である。実験操作を停止している夜間も含めた総実験時間は 23 時間である。上部から圧入した界面活性剤と酢酸添加界面活性剤により乳化し始めていることが確認できる。吸引孔付近は重曹水と酢酸添加界面活性剤が反応して発泡していることが確認できた。

十分に発泡しているため、吸引開始 11 時間行ったところで圧入孔 2 からの酢酸添加界面活性剤の圧入を停止し、圧入孔 3,4 からの界面活性剤のみで押し流すことにした。実験を継続したところ写真-17 (吸引 16 時間・総実験 101 時間) のようになった。この写真よりほとんどの乳化油が地下水面に押し流されていることが確認できる。その後、吸引 18 時間後 (写真なし) に、吸引孔 1 からの吸引を止めて吸引孔 0 からの吸引へ変更した。

この時点で、吸引孔付近の油が初期汚染油にズタンIVで着色した赤色よりも黒ずんでいることが観察された。

表-1 実験結果と浄化効率

	結果						浄化効率	
	送液流量 $Q$ (ml/min)	界面活性剤原液 使用体積 $V_m$ (L)	総実験時間 $t$ (hour)	積算吸引時間 $t_s$ (hour)	回収排液総体積 $V_d$ (L)	回収油体積 $V_{or}$ (L)	回収率 Vor/Voi (%)	浄化効率 $E_f$
Case1	11.0	0.138	27.50	5.3	64.0	0.205	31.7	0.0509
Case2	11.0	0.311	29.50	7.5	24.0	0.240	37.2	0.0615
Case3	5.0	0.600	47.58	0.0	32.5	0.325	50.3	0.0516
Case4	5.0	0.600	46.75	0.0	26.5	0.530	82.1	0.0906
Case5	5.0	0.420	23.08	0.0	14.0	0.224	34.7	0.0675
Case6	5.0	0.600	47.00	0.0	21.6	0.470	72.8	0.0859
Case7	5.0	0.600	83.50	0.0	38.0	0.608	94.1	0.0760

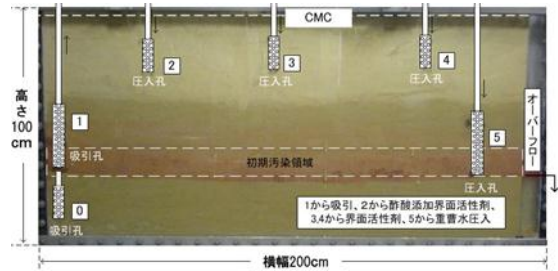


写真-15 初期状態

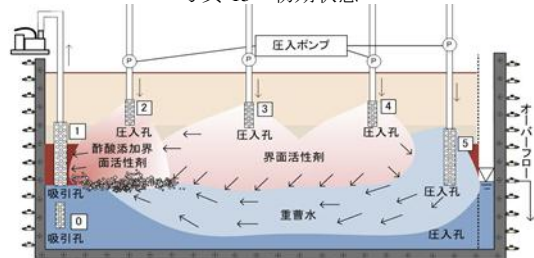


図-6 挙動予想図

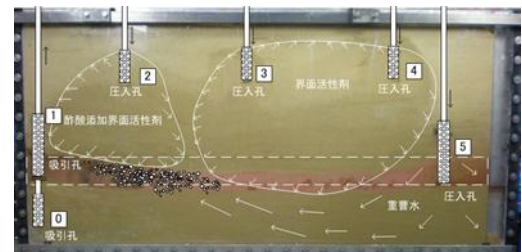


写真-16 吸引8時間 総実験23時間

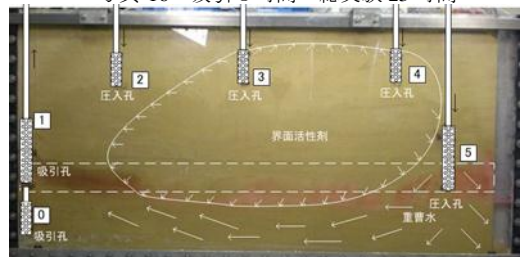


写真-17 吸引16時間 総実験101時間

これは、これまでに行った実験でも時折みられた現象で、エンジン油汚染土に酢酸を含む水溶液が浸透してゆく際、定量的な閾値は不明であるが油汚染土中の酢酸の存在量がある一定以上になると起こる傾向にある。おそらく極端に pH が酸性になると何か関係があると思われるが、黒ずんだ領域がいったん形成されてしまうと酢酸添加界面活性剤ではなかなか浄化できなくなることもこれまでの実験からわかっているので、圧入孔 2 からの圧入をこれ以降はペレスフト 205 の 4 % 水溶液へと切り替えた。

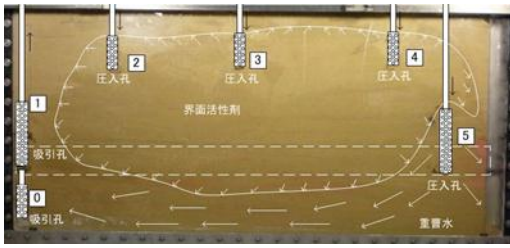


写真-18 吸引 25 時間 総実験 149 時間

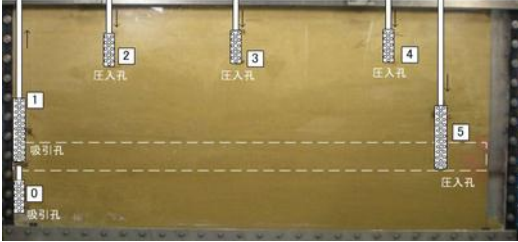


写真-19 吸引 35 時間 総実験 195 時間

このまま実験を継続したところ写真-18（吸引 25 時間・総実験 149 時間）の状態になった。圧入孔 5 の右側の汚染油が乳化していることがこの写真から確認できた。これは夜間の吸引停止中に地盤内の界面活性剤が右側にしみ出たためである。中央にまだ少し帯状に乳化油が確認できたので浄化を継続したところ、吸引 35 時間（総実験 195 時間）後には、写真-19 のように中央の汚染油が目視できなくなったので実験を終了した。

#### 2.5.4 考察と課題

今回の実験において圧入した、3 種類の液体の累積量に関してグラフ化したものが図-7 である。総圧入量 136.92L のうち、重曹 54.60L、界面活性剤 4% 水溶液が 73.08L、酢酸添加の界面活性剤が 9.24L であった。グラフが横ばいになっているのは装置や施設利用の関係で実験ができなかった夜間・休日の時間帯であり、総実験時間の 82% がこれにあたる。予想した浄化挙動になるための状態での実験時間は 18% にすぎなかった。これは、実際の現場においても夜間の騒音など様々な制約で、一定の工程が長期間継続できるとは限らない場合のほうが多いと予想される。今後の実験では、圧入や吸引といった操作を停止している際の挙動変化まで考慮したうえでの実験方法を計画する必要があると思われる。

また、今回の実験において吸引によって回収された液体の総量は約 150 L であった。実験開始時点点をゼロとして、これに含まれる汚染油分の累積量を図-8 に示す。最終的に 2590 mL の油が回収された結果となっているが、実際に汚染土作成に使用したエンジンオイルは 2200 mL であった。この誤差は、油分量の分析のための乳化液に対するエマルジョンブレイク操作時に形成された、写真-20 の綿状の懸濁物に関係があると思われるが、これまでこの事象は起きなかったため、今回なぜこれが形成されたのか、どうすれば解決できるのか現時点ではわかっていない。

また、今回の実験後の地盤の解体から、奥行きわずか 5cm であるにもかかわらず、奥行き方向に浄化ムラが散見された。実際の地盤ではパネルに囲まれた室内土槽よりも流れ

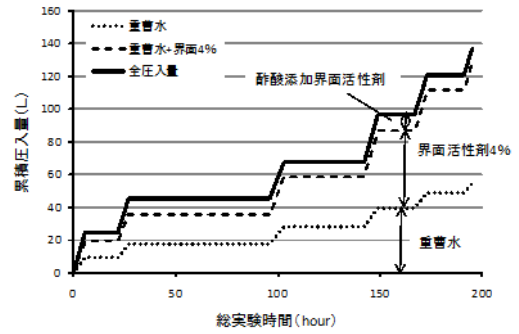


図-7 圧入液の時間と累積量の関係

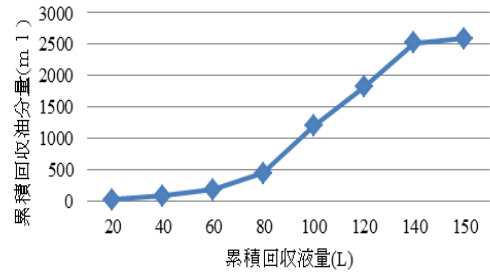


図-8 回収液中の汚染油分の累積量



写真-20 分析時に生成された懸濁物

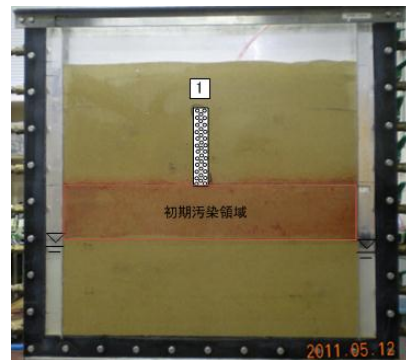


写真-21 浄化ムラ確認実験 1 初期状態

の境界条件が弱いので、さらにムラができやすくなると考えられ、この浄化ムラの発生状況を調べるべく以下の追加実験を行った。

写真-21 は浄化ムラ確認実験 1 の初期状態で、圧入孔 1 から界面活性剤 2% に一般家庭用洗剤 1% を添加したものを圧入し浄化実験を行った。写真-22 は浄化実験終了後の土槽内残留油の様子であり、観察面だけでなく、土槽中央付近にも多くの残留油が確認できる。

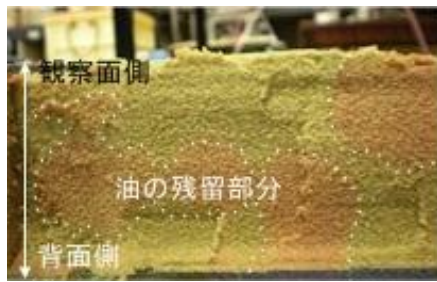


写真-22 確認実験1の土槽内残留油

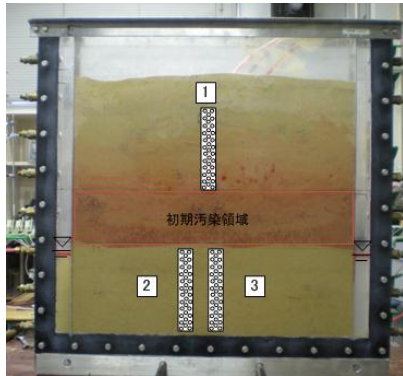


写真-23 浄化ムラ確認実験2・3の初期状態

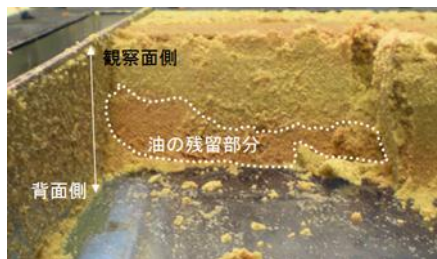


写真-24 確認実験2の土槽内残留油



写真-25 確認実験3の土槽内残留油

写真-23は浄化ムラ確認実験2・3の初期状態である。確認実験2は圧入孔1から界面活性剤3%を圧入し、圧入孔2からは酢酸添加界面活性剤を、圧入孔3からは重層添加界面活性剤を圧入した。確認実験3は、最初の1時間だけは圧入孔1～3の全ての圧入孔から界面活性剤3%を圧入し、1時間経過後には確認実験2と同様の圧入手順で浄化実験を行った。

写真-24は確認実験2の実験終了後の土槽内残留油の様子であり、観察面側は浄化されているが土槽中央部や背面には残留油が確認される。写真-25は確認実験3の実験終了後の土槽内残留油の様子であり、残留油が目視されず、土槽内部まで浄化されていることが確認できる。

以上のことから、単に浄化液を土槽内に圧入する場合は大きく浄化ムラを発生させているが、「間隙内二液反応発

泡」を用いる場合は浄化ムラの発生を低減していることがわかる。ただ、写真-24にもあるように、「間隙内二液反応発泡」を用いた場合でも浄化ムラを残す場合もあり、浄化ムラの解消には更に検討を重ねる必要があると考えられる。

### 3. まとめ

「間隙内二液反応発泡」を用いることで、これまで問題となっていた「濃縮三角州」を形成することなく汚染土壌の浄化が可能であるということが本研究よりわかった。高粘性の機械油が小間隙にトラップされている場合であっても、浄化効率を落とさずに汚染油の乳化を促進、浄化する「間隙内二液反応発泡」をこれからの本研究室の柱として、より発展させていきたいと考える。

しかし、現行の問題として回収された汚染油の回収量の測定方法にも問題があることがわかっており、この問題を解消すべく新たな測定方法を模索する必要がある。また、「間隙内二液反応発泡」を用いる場合でも浄化ムラが発生するという問題を抱えており、これより先は、細かい視点で浄化技術の改善を目指していく必要があると考えられる。

それと並行して、本研究室は高粘性の機械油を主として汚染土壌の浄化に取り組んでいるが、今後、「間隙内二液反応発泡」で灯油等の機械油よりも粘性の低い油に対していかにすれば浄化ムラを低減しつつ浄化が可能か室内土槽実験を通じて検証していく予定である。

### 参考文献

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



# 堆積軟岩の温度・クリープ特性に関する実験的研究

## Experimental research on thermo-creep behavior of soft sedimentary rock

西村友宏<sup>1</sup>, 熊勇林<sup>1</sup>, 中野裕智<sup>2</sup>, 張鋒<sup>3</sup>, 栗本悠平<sup>4</sup>

- 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 東海旅客鉄道株式会社
- 3 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 E-mail : [cho.ho@nitech.ac.jp](mailto:cho.ho@nitech.ac.jp)
- 4 名古屋工業大学・工学部・都市社会工学科

### 概 要

本研究は、高温環境下における岩盤の力学挙動の把握を目的として、高温中容量三軸圧縮試験機を用いて、三軸圧縮試験と三軸クリープ試験を行った。試料は多孔質凝灰岩に部類される自然堆積軟岩である大谷石を用いた。20℃、40℃、60℃、80℃の4種類の温度環境下で三軸試験を行った結果、三軸圧縮試験からは、軟岩特有の力学挙動であるダイレイタンスー特性とひずみ軟化が確認された。また、温度依存性については、環境温度が上昇するにつれて最大軸差応力が減少していくことがわかった。一方、三軸クリープ試験からは軸差応力をある一定の値に保つことで、時間とともに軸ひずみが増加するクリープ挙動が確認された。温度依存性については、20℃、40℃、60℃の間では温度が上昇するにつれて、クリープ破壊時間が短縮することがわかった。

キーワード：軟岩、温度依存性、クリープ

## 1. はじめに

高レベル核廃棄物（放射線廃棄物）の地層処分は各国で注目されているが、解決されなければならない問題が山積している。地層処分を実施する場合、核廃棄物を凝集したガラス固化体を炭素鋼製のオーバーバックで覆い、さらにこれらをベントナイトを主成分とする緩衝材で覆ったもの（人工バリア）を、埋め戻し材と共に地下深部に掘削された空洞に埋設するのが一般的である。高レベル核廃棄物の半減衰期が極めて長い（数十年～数万年）ため、その貯蔵には人工バリアと天然バリアである周辺母岩の熱による長期安定性が厳しく要求される。アメリカ・フランスなど地質的に安定する地下岩盤を有する国々とは異なり、日本では、地質条件の制約で、亀裂の少ない堆積軟岩（地下数百メートル～千メートル）が貯蔵母岩の候補として挙げられている。しかし、人工バリアに関する研究はこれまでに多くなされているが、天然バリアの堆積軟岩に関する研究がある<sup>1)2)</sup>ものの、比較的少ない。本研究では、堆積軟岩の力学挙動の温度依存性を調べる目的で、温度制御が可能な中容量高温三軸試験機を用いて、20℃、40℃、60℃、80℃の4種類の温度環境下で戸室石（大谷石の一種）の排水三軸試験とクリープ試験を行い、堆積軟岩の力学的特性の温度依存性について考察した。

## 2. 試験概要

### 2.1 試料について

本研究では、試験試料として栃木県宇都宮市大谷町で採集された大谷石を用いる。大谷石は薄緑色で、多孔質凝灰岩に部類される自然堆積軟岩である。大谷石は褐色の斑点として見られる「みそ」の部分が非常に少ない上に目立った空隙も少なく、比較的均一な試料という事ができる。本研究で用いた大谷石の基本物性について表 1-1 に示す。本研究で行う三軸試験では、大谷石を高さ 100[mm]×直径 50[mm]に加工した円柱形の試料を脱気水槽の中で完全飽和させたものを用いる。

表1-1 大谷石の基本物性

比重 $G_s$	2.54
間隙比 $e$	0.45

### 2.2 三軸試験概要

写真 1 と図 2-1 に、試験装置全体図と本試験で用いる三軸試験室を示す。この三軸試験機を用いて、三軸圧縮試験と三軸クリープ試験を行う。外部にある温度制御装置を用いて三軸試験室内の電熱器により、温度を上昇させる。外部のモータで三軸試験室内の攪拌器を回すことで、三軸試験室内の温度を均一に保つようになっている。温度上昇中は三軸試験室上部を解放して行った。そして、設定温度ま

で上昇させて約1時間放置してから圧密過程、せん断過程へと移った。

三軸圧縮試験と三軸クリープ試験ともに、上下端排水条件で行い、20℃、40℃、60℃、80℃の4種類の温度環境下で行った。また、再現性を確認するために各試験最低2回の試験を行った。表2-1と2-2に、三軸圧縮試験と三軸クリープ試験の試験条件を示す。

ここで、表2-1に示す有効拘束圧と鉛直軸ひずみ速度について説明する。有効拘束圧とは三軸試験室内の拘束圧と試料の内部にかかる背圧との差分であり、本試験では、拘束圧0.98 [MPa]、背圧0.49[MPa]のもとで、コンピュータプログラムの制御で荷重を行い、その荷重条件を表2-1に示した。

また、鉛直軸ひずみ速度とは、三軸圧縮試験のせん断過程における鉛直軸ひずみの発生させる割合のことである。三軸試験室の下の載荷台を用いて、強制的に変位を発生させ、発生した応力を測定するひずみ制御で行っている。完全な排水試験を行うためには、1日に1%のひずみを発生させる速度が望ましいのだが、載荷台の性能上、表2-1に示す値を採用している。

続いて、表2-2に示すクリープ荷重100%の値と載荷速度について説明する。クリープ荷重100%の値とは、20℃、40℃、60℃、80℃の4種類の各温度環境下の三軸圧縮試験における最大軸差応力の平均値である。本研究での三軸クリープ試験は、最大軸差応力の平均値の95%の値を一定に保つことで、クリープ挙動を確認した。

また、載荷速度とは、三軸クリープ試験のせん断過程(設定したクリープ荷重95%の値に到達するまで)の軸差応力の発生させる割合のことである。表2-2に示す値を採用することで、三軸圧縮試験のせん断過程(ひずみ制御)における応力経路と、三軸クリープ試験のせん断過程(応力制御)における応力経路が一致することが確認されている。

三軸圧縮試験の計測値は、同じ温度でも各試料で最大軸差応力の値にばらつきがあり、また高温になるほど最大軸差応力が増大した結果になった試験もある。しかし、クリープ荷重はデータに忠実に設定した。

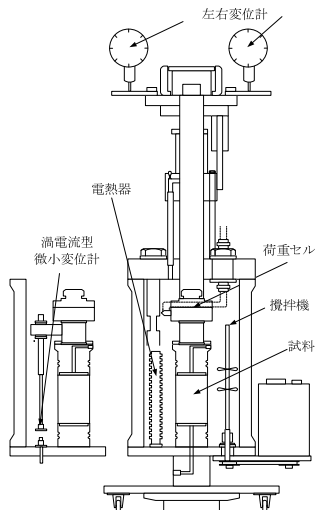


図2-1 三軸試験室



写真1 試験装置全体図

表2-1 三軸圧縮試験の試験条件

温度[℃]	20, 40, 60, 80
有効拘束圧[MPa]	0.49
鉛直軸ひずみ速度[%/min.]	0.002
排水条件	上下排水

表2-2 三軸クリープ試験の試験条件

温度[℃]	20, 40, 60, 80
クリープ荷重100%の値[MPa]	9.16, 8.96, 8.76, 7.76
有効拘束圧[MPa]	0.49
載荷速度[kN/min.]	0.05
排水条件	上下排水

### 3. 試験結果

#### 3.1 三軸圧縮試験

図3-1、3-2、3-3に軸差応力～軸ひずみ関係、体積ひずみ～軸ひずみ関係と試験後の破壊した試料の様子を示す。ここで、図3-3に示す試料は環境温度40℃での試験で用いた試料であるが、全ての試験でせん断角度が55°～60°の範囲におさまっていた。

図3-1より、ピーク強度に達した後、応力減少に転じ、最終的には残留応力に至るひずみ軟化挙動が確認できる。軸差応力が最も大きくなるのは、軸ひずみが1%を過ぎたあたりであった。せん断初期の勾配は全ての試験でほぼ一致しており、最大軸差応力の平均値は、20℃の時に9.161[MPa]、40℃の時に8.960[MPa]、60℃の時に8.757[MPa]、80℃の時に7.762[MPa]であった。各温度ともばらつきがあるものの、環境温度が上昇するにつれて、最大軸差応力が減少する事が分かった。せん断初期の勾配が一致し、最大軸差応力が減少していることから、環境温度が上昇するにつれて破壊形態が脆性的になっていると言える。また軸ひずみが3%を過ぎたあたりからの残留応力の値からは、明確な温度依存性は確認されなかった。

図3-2に示す体積ひずみ～軸ひずみ関係より、全ての試験において軸ひずみの増加に伴い体積が圧縮から膨張に転じているダイレイタンスー特性が確認できる。圧縮量、膨張量ともに明確な温度依存性は確認できなかった。軸差応力が最も大きくなるのは、軸ひずみが1%を過ぎたあた

りであったが、それに対し圧縮量が最も大きくなるのは、軸ひずみが1%になる直前であることがわかった。また、軸差応力～軸ひずみ関係においてひずみ軟化挙動をして軸ひずみが3%を過ぎてからは残留応力状態(応力が一定)になっているのに対し、体積ひずみ～軸ひずみ関係において体積の膨張量が一定値になることはなかった。これは図3-3に示す試験後の破壊した試料の様子より、せん断帯が非常にラフであることが原因と考えられる。すなわち、せん断が進むにつれて体積が膨張していくような計測値は材料の本質ではなく、あくまでもせん断帯のラフネス(凸凹)によるものだと示唆している。このことから堆積軟岩の限界状態を定義することの難しさが示された。

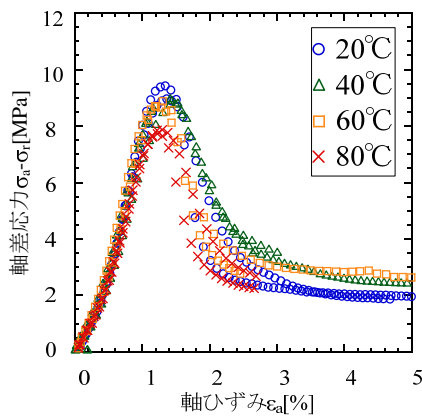


図3-1 軸差応力～軸ひずみ関係

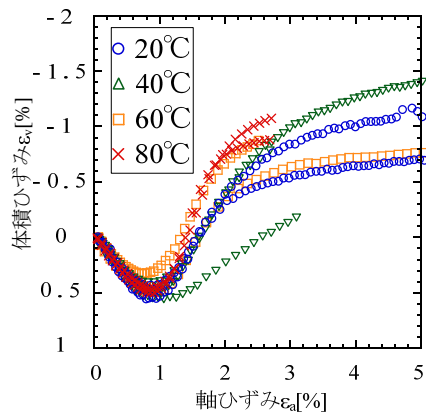


図3-2 体積ひずみ～軸ひずみ関係



図3-3 試験後の破壊した試料の様子

### 3.2 三軸クリープ試験

図3-4～3-7に軸ひずみ～時間関係、軸ひずみ速度～時間関係、体積ひずみ～時間関係、体積ひずみ速度～時間関係を示す。横軸の時間とは、クリープ過程に入ってから時間のことである。

図3-4に示す軸ひずみ～時間関係より、全ての試験において、応力が一定に保たれ、時間の経過とともに軸ひずみが増加していくクリープ挙動が確認できた。クリープ荷重の荷重を開始してから破壊に至るまでの時間の平均値は、20°Cで1410[min.]、40°Cで480[min.]、60°Cで203[min.]、80°Cで8700[min.]であった。20°C、40°C、60°Cの各温度において、ばらつきがあるものの、環境温度が上昇するにつれて、クリープ破壊時間が短くなっていくことが分かった。しかし、80°Cの試験ではクリープ破壊時間が最も遅くなる結果であった。これは、80°Cのクリープ荷重100%の値が20°Cの値の85%ほどしかないことが原因だと考えている。

表3-1と図3-8に内藤ら<sup>3)</sup>の行った常温での三軸クリープ試験の試験条件と軸ひずみ～時間関係を示す。図3-8より、クリープ荷重100%の値に対して89%と86%は破壊したが、83%と79%ではクリープ荷重の荷重を開始してから20000[min.]経過しても破壊しないことがわかる。以上より破壊に至るまでの時間と軸ひずみの発生量はクリープ荷重に強く依存することを示した。今後はクリープ挙動がクリープ荷重や温度、拘束圧などの要因の中で何が支配的であるかを再度考察していきたい。具体的に言うと、異なる環境温度において、クリープ荷重が一定であるクリープ試験を実施し、温度の影響を調べる。

図3-5に示す軸ひずみ速度～時間関係より、時間の経過とともに軸ひずみ速度が減少する遷移クリープ過程を確認した。そして、減少が落ち着き一定の速度を保つ定常クリープ過程の後に破壊に近づき、軸ひずみ速度が再び増加する加速クリープ過程を確認した。遷移クリープ過程の勾配は全ての試験でほぼ一致している。また、クリープ荷重の荷重を開始してから破壊に至るまでの時間が短いほど、グラフが上部に位置していることがわかった。ただし、ここに用いている軸が対数軸であるため、長さが同じであっても、グラフが右に行くほどクリープ時間が長い。また、各試験での1つ目のプロットの時間が一致していないのは、軸ひずみ速度を算出する際、試験時間が長いほど時間間隔を長くとしているためである。

図3-6、3-7に示す体積ひずみ～時間関係、体積ひずみ速度～時間関係も軸ひずみのグラフと同様の傾向が確認できた。

図3-6に示す体積ひずみ～時間関係より、時間の経過とともに軸ひずみが増加し、それに伴い体積が膨張することがわかった。これは、せん断過程で軸差応力がクリープ荷重95%に達した時には、ダイレイタンシーにより体積圧縮から体積膨張に転じているためだと考えられる。

図3-7に示す体積ひずみ速度～時間関係でも、遷移、定常、加速クリープ過程を確認できた。

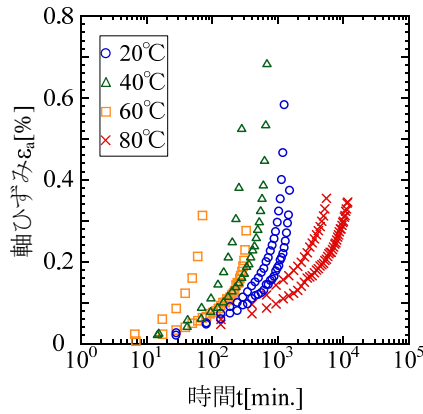


図 3-4 軸ひずみ～時間関係

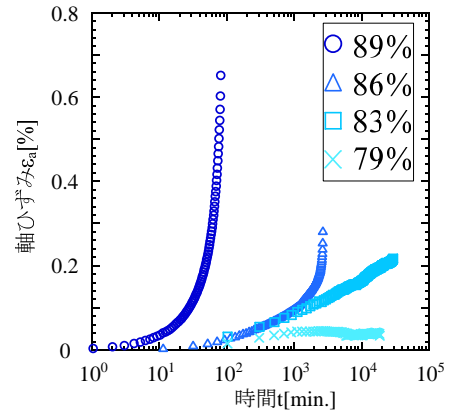


図 3-8 軸ひずみ～時間関係<sup>3)</sup>

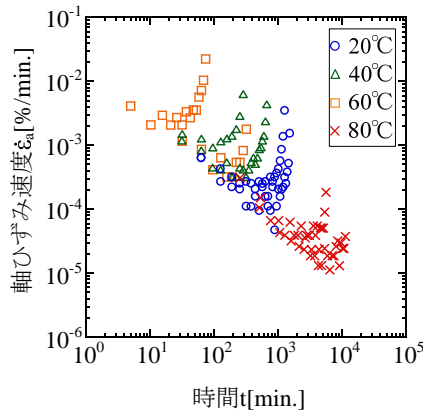


図 3-5 軸ひずみ速度～時間関係

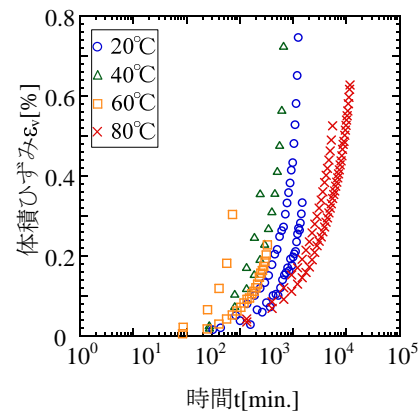


図 3-6 体積ひずみ～時間関係

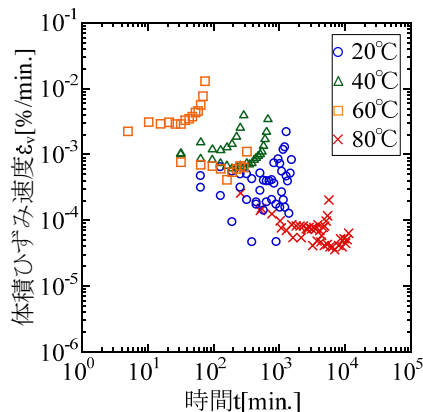


図 3-7 体積ひずみ速度～時間関係

表 3-1 試験条件<sup>3)</sup>

温度[°C]	20 (常温)
クリープ荷重 100%の値[MPa]	9.47
有効拘束圧[MPa]	1.0
載荷速度[kN/min.]	0.05
排水条件	上下排水

#### 4. まとめ

本研究は 20°C、40°C、60°C、80°C の 4 種類の温度環境下で三軸圧縮試験と三軸クリープ試験を行った。以下にそのまとめを述べる。

三軸圧縮試験により、軟岩特有のひずみ軟化挙動やダイレイタンス特性が確認できた。また、温度が上昇するにつれて最大軸差応力が減少することがわかった。せん断初期の勾配や残留応力、体積の圧縮・膨張量において明確な温度依存性が確認されなかった。

三軸クリープ試験により、応力を一定の値に保つと時間の経過とともに軸ひずみが増加するクリープ挙動を確認できた。20°C、40°C、60°C の間で、クリープ破壊時間は温度が上昇するにつれて短縮する事がわかった。しかし、80°C では、最も試験時間が長くなる結果となった。今後、クリープ挙動に与える影響の種々の要因、例えばクリープ荷重や温度、拘束圧の影響度合いを考察していきたい。特に、異なる環境温度において、クリープ荷重が一定であるクリープ試験を実施し、温度の影響を調べる。

#### 参考文献

- 1) 岡田哲実：高温環境下における堆積軟岩の力学特性(その 1) —三軸圧縮試験による温度依存性の把握—, 地球化学研究所報告, No.N04026, 2005.
- 2) 岡田哲実：高温環境下における堆積軟岩の力学特性(その 2) —一軸圧縮試験によるクリープ特性の温度依存性の評価—, 地球化学研究所報告, No.N05057, 2006.
- 3) 内藤清和：平面ひずみ試験機を用いた堆積軟岩のクリープ挙動の把握, 岐阜大学学位論文, 2006

# 地盤や盛土高さの違いが盛土の変形形態に及ぼす影響 — 動的遠心力模型実験の観察とその解釈 — Effect of ground material and height of embankment on deformation mode of embankment

大木基裕<sup>1</sup>，関雅樹<sup>2</sup>，永尾拓洋<sup>3</sup>，酒井崇之<sup>4</sup>，中野正樹<sup>4</sup>

1 東海旅客鉄道・総合技術本部技術開発部・motohiro.ohki@jr-central.co.jp

2 東海旅客鉄道・総合技術本部

3 東海旅客鉄道・建設工事事務部

4 名古屋大学・大学院工学研究科社会基盤工学専攻

## 概要

東海道新幹線は開業以来、安全対策を堅実に進め今日の姿がある。特に沿線の約44%を占める盛土区間のうち、地震時に支持地盤から変形し、長期間の列車が不通になると考えられる軟弱地盤上の盛土に対し、シートパイル締め切り工による補強を施工し、現在概ね完了する段階にある。しかし、中越地震での列車脱線の事象を踏まえ、連続する異種構造物間の均衡ある耐震性の向上が必要となり、盛土区間についても、地震時変形レベルを考慮し、列車の走行安全性を確保するための新たな対策を行うこととした。一方、地震時における盛土の変形形状はいくつかに分類されることがこれまでの実験検証において解明され、その違いに及ぼす具体的な条件について示されている。本稿では、走行安全性の確保を目的とした脱線・逸脱防止対策の補強対象とする盛土（地震時変形レベル3）について、地盤の物性、盛土の高さが異なる動的遠心力模型の実験結果の観察と再現解析により、変形機構を解釈することを試みる。

キーワード：鉄道盛土，変形レベル3，動的遠心力模型実験，地震応答解析，有限要素法

## 1. はじめに

東海道新幹線の盛土のうち地震時に支持地盤から破壊が生じると予測される盛土には、シートパイル締め切り工を実施し、概ね完了する段階にある<sup>1)</sup>。しかし、平成16年の新潟県中越地震では、構造物に大きな損傷がない中で列車脱線の事象が生じた<sup>2)</sup>。これを踏まえ、東海道新幹線における脱線・逸脱防止対策の実用化について検討し、脱線防止ガードを主とする新たな軌道対策と併せ、土構造物では地震中あるいは地震後にも脱線防止ガードが有効に機能するように、盛土天端における不等沈下を防止する耐震補強を行うこととした<sup>3)</sup>。

従って、今回対象とする盛土の地震時における変形レベルは、従来の対策対象の盛土に比較し小さくなる。このような盛土の変形挙動を把握するため、動的遠心力模型による実験的検証を行い<sup>4)</sup>、盛土の破壊形態の分類と、その違いに及ぼす具体的な条件について示されている<sup>5)</sup>。本稿では地震時における盛土の応答を解明するため模型実験の観察を行い解析検討と併せ、変形挙動の解釈を試みるものである。

## 2. 盛土の破壊形態とその条件

鉄道盛土の耐震性能として、被害程度に基づく表1のような地震時の変形レベルが照査指標となり、その目安として盛土天端の沈下量が示された<sup>6)</sup>。

表1 盛土の変形レベルと沈下量の目安

変形レベル	被害程度	沈下量の目安
1	無被害	無被害
2	軽微な被害	沈下量20cm未満
3	応急処置で復旧が可能な被害	沈下量20cm以上～50cm未満
4	復旧に長時間を有する被害	沈下量50cm以上

また、地震時における盛土の2つの破壊形態、すなわち円弧すべりと液状化の例について考えてみると、盛土天端における沈下量は図1のように地盤の沈下量と盛土の変形量に大別できる。円弧すべり<sup>7)</sup>（図1左）の場合は3つの成分（Ss：盛土の滑動沈下，Se：盛土本体の揺すり込み沈下，Sg：地盤の揺すり込み沈下），液状化（図1右）の場合も3つの成分<sup>8)</sup>（盛土のストレッチング S1，液状化地盤の側方流動 S2，液状化地盤の体積圧縮 S3）の和が盛土天端の沈下量として各々表される。

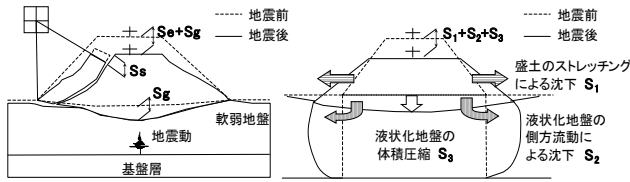


図1 盛土の沈下成分 左：円弧 右：液化化

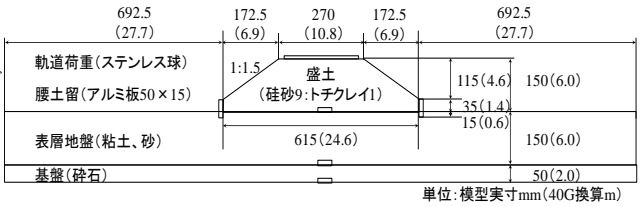


図3 動的遠心力模型概況(例：盛土6.0m土留あり)

例えば地盤の強度が弱くなるほど、地盤の沈下成分が増加し、盛土天端の変形量に占める割合は相対的に大きくなるといえる。このように、破壊形態とその沈下成分を相関させることにより破壊機構を解明することは、有効な対策工法の選定に大きく寄与すると考えられる。

一方、盛土の破壊形態とその対策工に関し、図2に示すように、関らば破壊形態を5種に分類し、破壊形態に即した効果的な対策工の相関性について整理した。ここで図中には、模型実験において破壊形態が再現された際のN値や盛土高さを示している。また○の数字は無補強時の変形レベルを示す(表1を参照)。本稿では走行安全性の確保を目的とした脱線・逸脱防止対策の補強対象とする盛土(地震時変形レベル3、図2の□)についての、模型実験結果および解析結果について考察する。

分類	対策目的 破壊形態	長期不通防止		走行安全性 脱線・逸脱防止対策
		想定東海地震対策	全線追加(L2地震)対策	
A	軟弱粘性土地盤 地盤を含む円弧滑りによる沈下	シートパイル(支持層)+タイロッド ・N≦4	シートパイル(支持層)+タイロッド ・N≦4	対象外
B	液化化地盤 地盤の液化化による沈下	シートパイル(支持層)+タイロッド ・液化化地盤	シートパイル(GL-3m)+タイロッド ・液化化地盤	対象外
C	やや軟弱な砂質地盤 盛土の円弧滑りによる沈下	地山補強土工 ・N≦15 かつ 6m≦H ・9m≦H (普通地盤)	対象外	地山補強土工 ③ 地山補強土工法 ・L2地震 N≦15 かつ 6m≦H ・想定東海地震 15≦N≦20 かつ 6m≦H
D	やや軟弱な粘性土地盤 盛土と地盤の境界の掘り込みによる沈下	シートパイル(GL-1m)+タイロッド または土留活用タイロッド ・4≦N≦5 かつ 3m≦H	対象外	地山補強土工 ③ 地山補強土工法 ・L2地震 4≦N≦6 かつ 3m≦H ・想定東海地震 5≦N≦6 かつ 3m≦H
E	普通地盤 盛土の緩い沈下	対象外	対象外	② バラスト流出防止工 ・対策箇所を含む全盛土区間

図2 盛土の破壊形態と対策工の関係<sup>5)</sup>  
(図中の○数字は無補強時の変形レベルを示す)

### 3. 模型実験による破壊形態の検証

#### 3.1 模型実験の概要

盛土の破壊形態や盛土天端の沈下量を地盤条件、盛土高さ、地震動別に分析することおよび、補強効果を把握することを目的として、前述の項目をパラメータとした実験検証を行った。実験は大林組技術研究所(清瀬市)の動的遠心力模型試験機を用いた。模型(縮尺1/40)を図3に示す。

動的遠心力模型実験は、相似則に従い、実物の1/n縮尺模型をnG場で外力を作用させ、実物の応力条件を再現し

地震時の破壊形態や沈下量を評価するものである。模型作製は以下のように行った。

**支持地盤：**支持地盤は、図2の分類C,Dを対象とする。すなわちやや軟弱な粘土地盤および、やや軟弱な砂質地盤で、粘性土(N値=6相当)砂質土(N値=15相当)を設定した。最下層に碎石層を設け、粘土地盤は液性限界の1.5倍の含水比のスラリーを投入後、設定したN値になるよう圧密を行った。砂質地盤の場合は所要の相対密度になるように空中撒き出しにより行った。支持地盤の厚さは6mと共通とした。

**盛土：**盛土の土質は土構造物標準<sup>7)</sup>の土質3に相当する。盛土は高さの異なる2種(6m, 9m)で、のり勾配は1:1.5、締固め度は90%に揃えた。天端はバラスト荷重相当の鋼球を敷設した。またのり尻に、腰土留めを設けずそのまま盛りこぼした形状と、図3のように腰土留めを設けた2種を設定した。

**加振条件：**40G場まで遠心载荷した後、想定東海地震動<sup>5)</sup>を相似則に従い調整した加速度波形を入力した。

試験ケースを表2に、入力地震動を図4に示す。なお、図4中の0.7sec, 1.25secは、図8に示すせん断ひずみ分布の時刻である。

表2 動的遠心力模型実験の試験ケース

Case	地盤	N値	盛土高さ	腰土留め
Case1	粘土	6相当	6m	なし
Case2	粘土	6相当	9m	なし
Case3	粘土	6相当	6m	あり
Case4	砂質	15相当	6m	あり

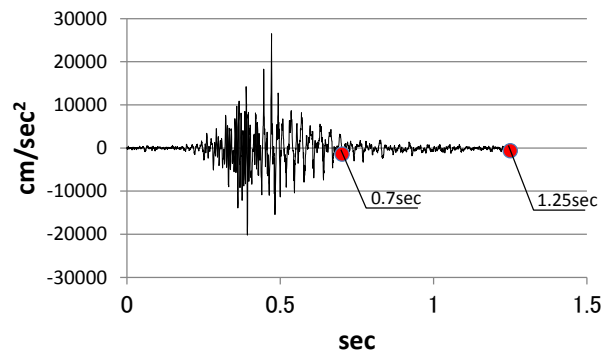


図4 入力地震動  
(相似則調整波形(土層底部水平方向))

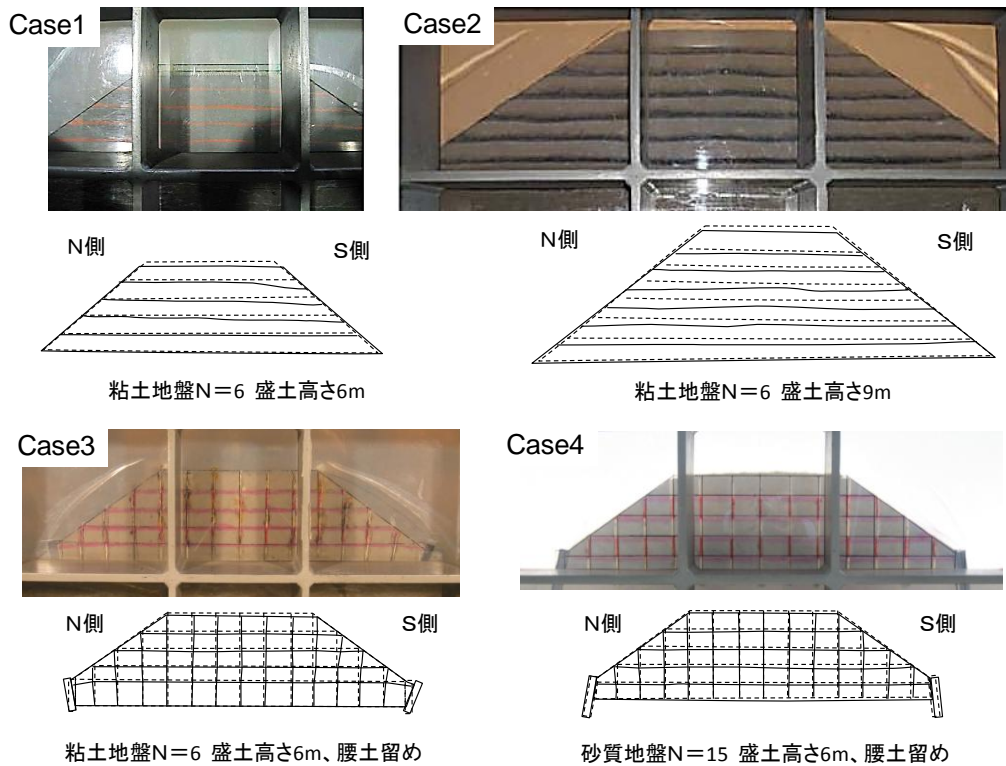


図 5 加振後の盛土の残留状況（動的遠心力模型実験）

### 3.2 実験結果

図 5 に Case1～Case4 の加振後の盛土の残留状況を示す。写真は模型断面を、メッシュは模型の盛土内部に予め敷設した色砂や、腰土留めの挙動を抽出したものである。各ケースとも地盤の変状が小さく、盛土底部の沈下量はさほど大きくはない。変形の主体が盛土であることがわかる。

Case1 と Case2 の比較（盛土高さの違い）では、Case1 では S 側ののり面やのり肩の変形が N 側よりも大きいのに対し、Case2 では、N 側 S 側ともにメッシュが同程度乱れている。これらの乱れをトレースすると、堤体内部ですべりが生じていることが推察され、その形状は直線的であるように見られる。

Case1 と Case3 の比較（腰土留めの有無）では、腰土留めを設置した Case3 では、Case1 で見られた堤体内部でのすべりの他に、腰土留めの転倒による変形が確認された。具体的には、腰土留めの背面が緩み、のり面が落ち込むように土留めに追従した結果、のり面表層部でのり尻からのり肩にかけてメッシュの乱れが生じている。

Case3 と Case4 の比較（支持地盤の物性の違い）では、粘土地盤である Case3 の腰土留めは転倒モードが卓越しているが、Case4 の腰土留めは滑動モードであり、水平変位は少ない。Case3 に比較し、のり面のメッシュの乱れも Case4 の方が軽微である。

図 6 に各 Case における天端沈下量、盛土圧縮量、地盤沈下量を示す。なお、天端沈下量は天端の中央における変位量の計測結果である。

いずれのケースも盛土の圧縮量が卓越している。Case1 と Case3 を比較すると、腰土留のある程度の盛土の変形を

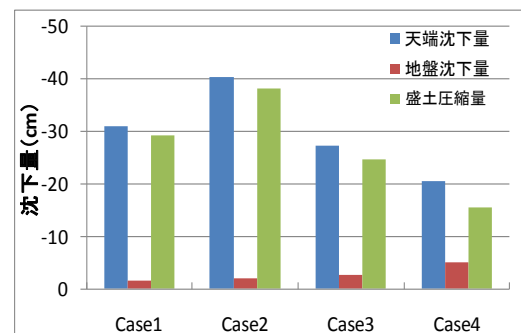


図 6 各成分の沈下量

抑制する効果があることが分かる。また、Case3 と Case4 を比較すると、盛土の変形量は抑制されている一方、地盤の沈下量は Case4 の方が多い。支持地盤が異なるため定性的ではあるが、盛土の変形が抑制されている分、地盤の沈下量が増加したものと考えられる。

### 4. 数値解析による模型実験結果の解釈

模型実験では、やや軟弱な粘土地盤と砂質地盤上の盛土の地震による応答において、①いずれの試験結果も盛土天端の沈下量は変形レベル 3 であること、②地盤の変形と比較して、盛土の変形の方が卓越していることを確認した。本章では、得られた盛土の地震時変形挙動を数値解析により表現する。解析には、土の構成式に骨格構造の働きを記述する SYS カムクレイモデル<sup>9)</sup>を搭載した、動的/静的水～土連成有限変形解析プログラム **GEOASIA** (All Soils All States All Round Geo-Analysis Integration)<sup>10),11)</sup>を用いた。

#### 4.1 解析条件

本稿では Case 1 と Case4 の実験結果を対象とする。すなわち、盛土高さは 6m で同じ材料、同じ寸法に対し、地盤は粘土地盤 (N 値=6 相当)、砂質地盤 (N 値=15 相当) の 2 種類である。また砂質地盤上の盛土は盛土法尻に腰土留めを設置しているが、今回の解析では省略している。

##### (1) 解析に用いた材料定数

表 3 に設定した材料定数を示す。地盤、盛土については、模型実験終了後に試料を採取し室内力学試験を実施している。粘土地盤、砂質地盤、基礎の砕石層のパラメータについては阪本ら<sup>12)</sup>が示したように、SYS カムクレイモデルで応答を再現することにより材料定数を決定した。盛土の材料定数については、模型実験における地震動を作用させる直前の状態 (初期状態) における土被り圧を考慮した密度に換算し、設定している。

表 3 盛土の材料定数

定数	盛土	地盤 (粘土)	地盤 (砂)	基礎 (砕石)
弾塑性パラメータ				
圧縮指数 $\lambda$	0.052	0.06	0.04	0.05
膨潤指数 $\kappa$	0.008	0.025	0.006	0.012
限界状態定数 M	1.15	1.10	1.25	1.00
NCL の切片 $\Gamma$	1.88	1.61	1.86	2.00
ポアソン比 $\nu$	0.2	0.3	0.1	0.3
発展側パラメータ				
正規圧密土化指数 m	0.04	1.2	0.02	0.06
構造劣化指数 a	3.0	0.66	0.001	2.2
構造劣化指数 b	1.0	1.0	1.0	1.0
構造劣化指数 $c_s$	0.8	1.0	1.0	1.0
回転硬化指数 $b_r$	0.001	0.001	1.0	3.5
回転硬化限界定数 $m_b$	0.4	1.0	0.2	0.7

##### (2) 解析に用いた有限要素メッシュと境界条件

解析に用いた盛土-地盤連成モデルの有限要素メッシュと境界条件を図 7 に示す。遠心模型実験と同サイズ (縦 20cm×横 200cm) の全断面を解析領域とした。盛土、地盤ともに 2 次元の平面ひずみ条件で完全飽和とし、水~土 2 層系の弾塑性有限要素で表現した。

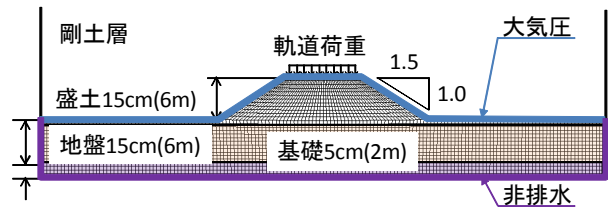


図 7 盛土-地盤連成モデル (解析メッシュ)

地盤と盛土の上面は、水圧を常にゼロ (大気圧条件) に保ち、地盤の側面と底面は非排水境界、盛土底面と地盤の境界は排水境界としている。本報告の解析では、重力加速度は常に 40G 場で固定とし、以下の手順で解析を行った。

- ①初期地盤である図-6 の地盤部分に対し、常に 40G 場の状態としている。
- ②40G 場の状態で、盛土に対応する有限要素メッシュ (図-6 の盛土部分) を、①の初期地盤上に 1 段ずつ (メッシュ 1 層ずつ) 盛土高さまで 12 段 (1.25cm×12 段で 15cm) 追加し、圧密沈下が収束するまで計算する。
- ③実験と同様、軌道荷重を分布荷重 (40G 換算で  $q=147\text{kN/m}^2$ ) で盛土天端に載荷し、再び圧密沈下が収束するまで計算する。
- ④模型実験では、剛土層を用いているため、地震動は、地盤側面と底面の全有限要素節点に、図 4 に示すような加速度と時間を相似則に従い調整して、水平方向に入力した。

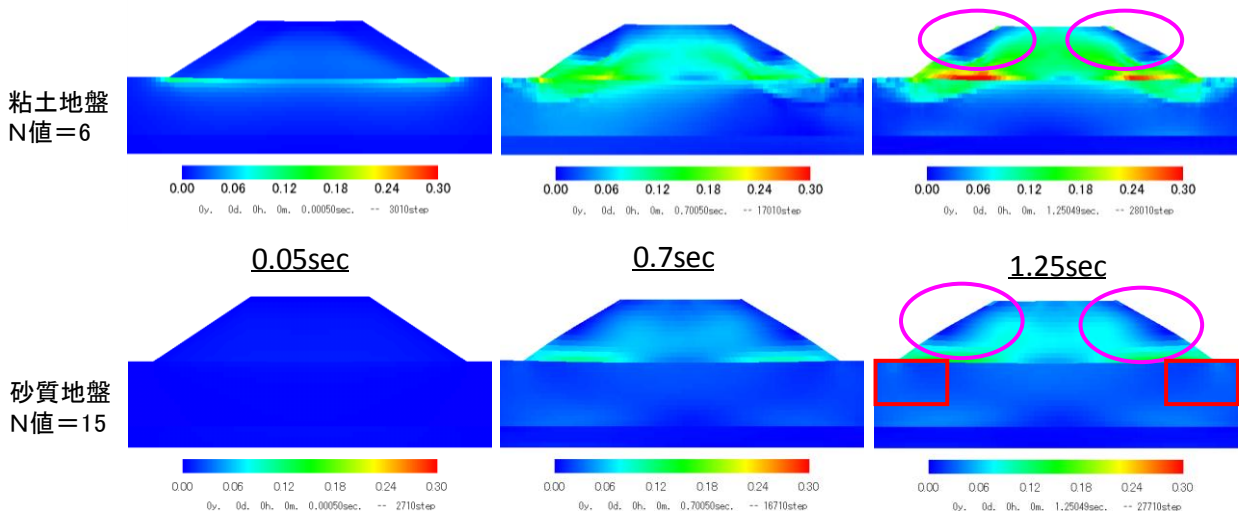


図 8 動的遠心力模型実験を再現した解析検討結果 (せん断ひずみ分布)



## 4.2 解析結果

図 8 は、図 4 の入力地震動に対し、時刻 0.05sec（原波形では 2sec 後、以下同様）0.7sec（28sec 後）および、1.25sec（50sec 後）時におけるせん断ひずみ分布を示している。ここで、時刻 0.05sec は加振初期に、0.7sec は、加振中せん断ひずみが特に卓越している時に、時刻 1.25sec では、加振終了時に対応する。上段が粘土地盤（N 値=6 相当、実験 Case1 に関連）、下段が砂質地盤（N 値=15 相当、粘土地盤を砂質地盤に置き換えたもの、Case4 の土留壁がないもの）である。

加振中の挙動（0.7sec）としては、粘土地盤の場合、盛土に対する円弧すべり状にせん断ひずみが卓越している。またその円弧すべり状の延長にある粘土地盤表層部分においても高いせん断ひずみが発生している。

砂質地盤の場合は、盛土底部におけるせん断ひずみが卓越し、粘土地盤ほど地盤内にせん断ひずみは高く発生していない。

加振終了直後（1.25sec）では、粘土地盤の場合、地盤内よりも盛土のり尻底部でせん断ひずみが卓越している。また、地盤においては、盛土のり尻方向へのひずみの進展に伴い、せん断変形により沈下が生じたと考えられる。一方、のり面では顕著なひずみが出ていないものの、のり肩部分のみせん断変形が大きくなっているが、破壊には至っていない。

砂質地盤の場合も同様の傾向が確認できるが、全般的に発現しているせん断ひずみ量は粘土地盤の場合に比較し少ない。地盤では、盛土が上載しているのり尻直下の地盤のせん断ひずみよりも、のり先の自由地盤におけるせん断ひずみが相対的に若干多い（図中□）。

また両者の、のり面のせん断ひずみ分布から、図中○で囲われた範囲は、盛土の他の部分に比較しせん断ひずみが小さいことから、のり面から深さ 2m 程度の範囲は土塊として挙動していると考えられる。これは、模型実験においてメッシュが変形した範囲と対応しており、定性的に実験結果を説明している。

実際の変形量の比較については、解析結果は実験結果よりも変形量が大きくなった。これは、模型実験における盛土は不飽和状態であるのに対し、解析では完全飽和条件を設定していることが要因の 1 つに挙げられる。ここでは、沈下成分の割合や変形量の割合について着目する。

図 9 に解析及び模型実験における、盛土天端の平均沈下量（左右のり肩と中央の平均）に対する、地盤沈下成分と盛土圧縮成分の比を百分率で示す。実験結果は、粘土地盤では Case1 を、砂質地盤では Case4 の結果を用いている。沈下成分の割合は実験と解析でよい一致を示している。

また、図 10 には左右のり肩の変形量の差（=拡幅）に対する左右の水平変位の割合を示す。左右の、のり肩の水平変位の割合も実験と解析でよい一致を示している。

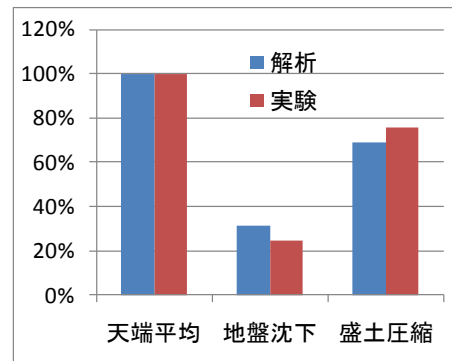
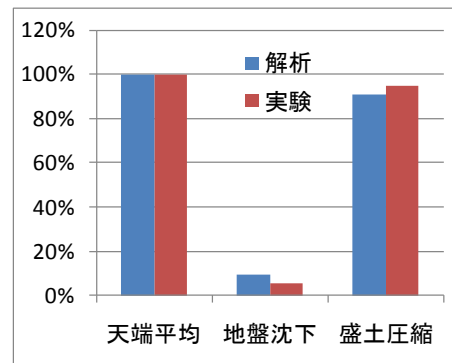


図 9 盛土天端の沈下に対する地盤と盛土の沈下成分の割合  
上) 粘土地盤 (N=6 相当) 下) 砂質地盤 (N=15 相当)

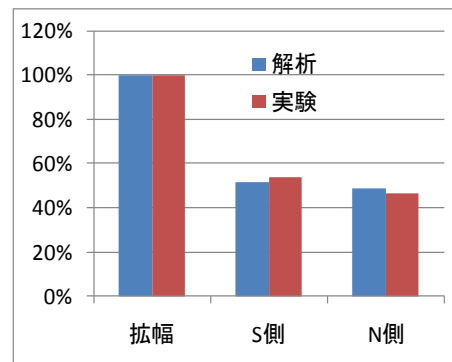
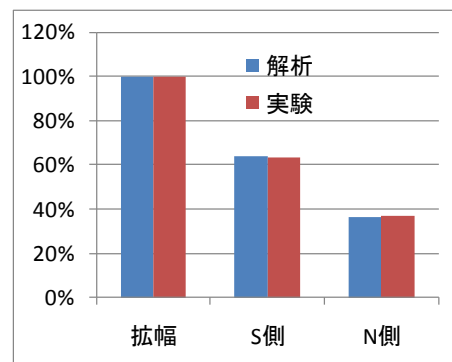


図 10 盛土天端の拡幅量に対する左右のり肩の水平変位の割合  
上) 粘土地盤 (N=6 相当) 下) 砂質地盤 (N=15 相当)

## 5. まとめ

本稿では動的遠心力模型実験の加振後の残留状況を観察および、動的／静的水～土連成有限変形解析プログラム **GEOASIA** による、盛土 - 地盤系に発生するせん断ひずみ分布を比較した。

解析では盛土を完全飽和状態と設定していることから、変形量は大きくはなつたが、盛土や地盤の沈下量の割合、のり肩の水平変位の割合などから、変形挙動の傾向も概ね表現することができた。

模型実験の観察および解析で得られたのり面のせん断ひずみ分布から、盛土のり尻におけるせん断ひずみが高く発現している傾向が確認された。粘土地盤の場合は、のり尻下の地盤表層においてもせん断ひずみが発現しているのに対し、砂質地盤ではせん断ひずみの発現は小さい。

一方、盛土のせん断ひずみの分布から、のり面は深さ2m程度の範囲は他の盛土の部分と比較しせん断ひずみが小さいことから、土塊として挙動することが確認された。

これにより、盛土を主体とする補強の有用性が示唆されたといえる。

今後は、別途行っている今回とは異なる地振動の変形に対しても解析を行い、変形挙動を再現して、盛土材料の材料定数のさらなる検討を行うと伴に、腰土留めの効果や盛土を主体とする補強工法の数値シミュレーションも実施してゆくつもりである。

## 参 考 文 献

- 1) 関雅樹：東海道新幹線の技術開発－最近の地震対策の取組－，土木技術 Vol.65, No.2, pp. 2-6, 2010
- 2) 森村・関：新潟県中越地震後の東海道新幹線の地震対策について，第16回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集 No.09-65, pp.545-548, 2009.
- 3) 荒鹿ら：軌道強化と土木構造物変位抑制による東海道新幹線の脱線逸脱防止対策，第16回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集 No.09-65, pp.553-556, 2009.
- 4) 例えば大木ら：地震時における盛土の破壊形態と対策工の実験的検証，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集，pp.241-246, 2007.
- 5) 関ら：地震時における盛土の破壊と対策の有効性に関する実験的検証，第21回中部シンポジウム論文集，No.12, 2009.
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），1999，丸善
- 7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物），2007，丸善
- 8) 黒瀬ら：液状化地盤上の盛土の変形特性に関する動的遠心力模型実験，第38回地盤工学研究発表会，2003
- 9) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K., 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.
- 10) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, *International Workshop on Constitutive Modelling -Development, Implementation, Evaluation, and Application*, HongKong, China, pp.11-27, 2007.
- 11) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, vol.48, No.6, pp.771-790. 2008.
- 12) 阪本ら：地震時の不整形地盤・盛土の連成系の数値解析的検討，第21回中部シンポジウム論文集，No.13, 2009.

# サクシオンアンカーの把駐特性に関する遠心模型実験 Centrifuge Model Tests on Holding Capacity of Suction Anchors

北 勝利<sup>1</sup>, 関田欣治<sup>2</sup>

1 東海大学・海洋学部・kita@scc.u-tokai.ac.jp

2 東海大学・海洋学部

## 概 要

泥質地盤でのカテナリーまたはトート係留時におけるサクシオンアンカーの把駐特性の検討を目的として、10g 遠心力場における斜め上方単調引き抜き試験を実施した。係留索牽引速度、牽引仰角、係留索結節点位置が把駐抵抗やアンカー内外水圧およびアンカー姿勢に及ぼす影響について調べ、泥質地盤においても急速牽引時にアンカー背面での負圧作用などにより把駐力が増大しうる、牽引仰角が大きい場合に最大把駐抵抗発現時の係留索結節点変位量が大きくなる、結節点位置が浅部の場合に前傾回転を伴う引抜モードでの把駐力発現となる、などの結果を得た。

キーワード：サクシオンアンカー、把駐力、係留、泥質地盤、遠心模型実験

## 1. はじめに

サクシオンアンカーは、大水深域における浮体構造物の係留基礎として、メキシコ湾など海外における海底油ガス田開発基地において多くの採用実績がある<sup>1)</sup>。日本においては同様の設置原理に基づくサクシオン基礎<sup>2)</sup>が実用されているが、杭や平板ドラッグ式アンカーと比較して大水深域での施工性や設置精度などの点で有利であることから、洋上風力発電や沖合海底資源開発などにおける浮体構造物の係留基礎としても有望と考えられる。

海外では粘土質地盤への適用例が多いのに対し、日本近海での洋上風力発電での利用を考える場合、砂質または泥質地盤への適用が求められる。砂質地盤中のサクシオンアンカーの挙動については、これまで主に鉛直引抜時の把駐特性に関する検討<sup>3,4)</sup>が実施されており、カテナリーまたはトート係留を対象とした斜め上方引き抜き時の把駐特性に関する実験的研究は少ない。

本報告では、泥質地盤でのカテナリーまたはトート係留時におけるサクシオンアンカーの把駐挙動の把握を目的として、10g 遠心力場における斜め上方単調引き抜き試験を実施し、係留索牽引速度、牽引仰角、係留索結節点位置が把駐抵抗やアンカー内外水圧およびアンカー姿勢に及ぼす影響について検討する。

## 2. 実験方法

実験の概要を図 1 に示す。ステンレス製の矩形土槽(内幅 510 mm, 奥行 200 mm, 深さ 350 mm)内に注水した脱気メ

トローズ水溶液(粘度 11~12mPa・s)の上方より気乾砂を散布し、脱気後 10g 遠心力場で自重圧密することにより平均厚 143~148 mmの水平地盤模型を作成した。アンカー模型を鉛直ガイドロッドに取り付け、水平位置を固定した状態で地盤中に自重沈下させた後、負圧を用いて閉塞内部の水を天板排水口より吸い出すことにより沈設した。ガイドロッドを取り外した後、アンカー中腹部に結節したワイヤーラインの他端を土槽内壁に固定した滑車を介して電動アクチュエータに接続し、一定速度で牽引した。アンカー引抜時における計測項目は、ワイヤー張力、引張量、アンカー上方フレームをターゲットとした水平および鉛直変位、アンカー傾斜角、アンカー天板内側・アンカー背面中腹および側部下端における(間隙)水圧である。

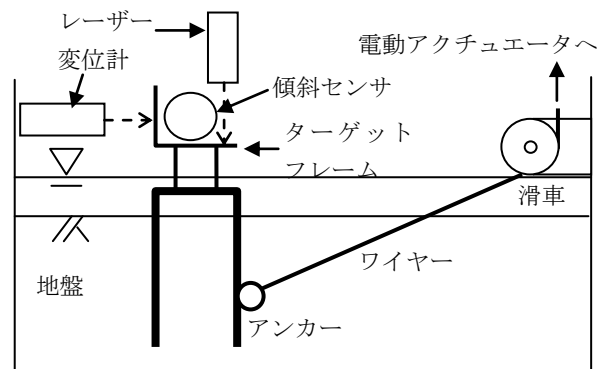


図 1 実験概要

アンカー模型を図 2 に示す。ステンレス製で、開口下端から天板上面までの高さ 113mm、円筒部の外径 50mm, 肉厚 1.2mm である。内部はステンレス製メッシュで 2 室に

分けられ、上室には内部水の吸い出し時における土粒子のフィルターとしてスポンジが挿入される。開口下端からメッシュまでの高さは 99 mm である。アンカー前面にはワイヤー結節用の U ボルトが取り付けられる。ワイヤー結節位置は開口下端より 31mm または 59mm である。背面外側および側部内側には細パイプが接着されており、パイプ上端よりチューブを介して水圧センサに接続されている。パイプ下端は、側部内側パイプでアンカー下端位置、背面外側パイプでアンカー下端より 40mm の高さである。天板には、水圧センサと内部水排水口が設置されているが、引抜载荷時には排水口は閉塞される。アンカー上方には、傾斜センサを取り付けたフレームを設置し、水平(前後方向)および鉛直変位計測用レーザー変位計のターゲットを兼ねる(図 1 参照)。

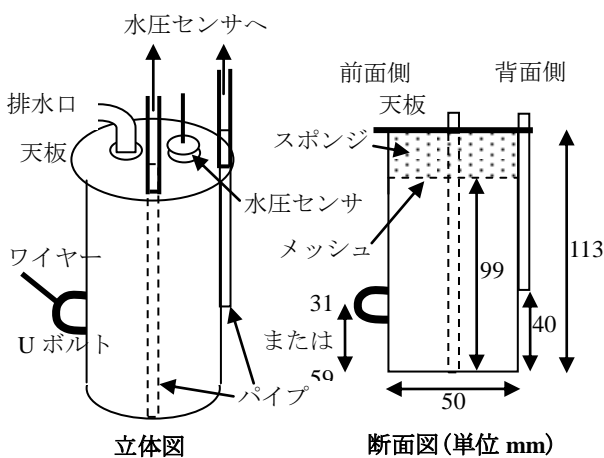


図 2 アンカー模型

地盤材料として用いた珪砂 8 号の物理特性を表 1 に、粒径加積曲線を図 3 に示す。同図より、平均粒径約 0.06mm の砂質シルトである。相対密度 53% におけるメトローズ水溶液に対する浸透係数は  $1.1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$  であった。

表 1 珪砂 8 号の物理特性

土粒子密度	2.591g/cm <sup>3</sup>
最大間隙比	1.345
最少間隙比	0.637

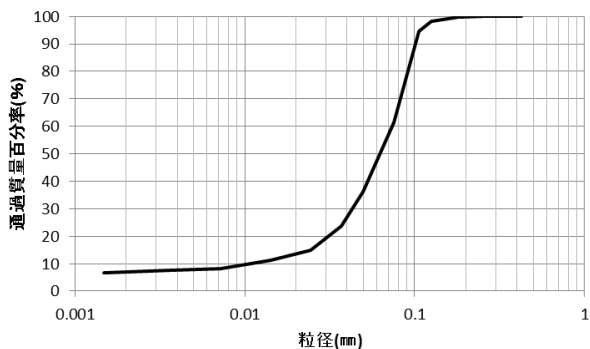


図 3 粒径加積曲線

実施した実験ケースを表 2 に示す。ケース 1 を基準として、ケース 2 ではワイヤー牽引速度を緩速に、ケース 3 ではワイヤー牽引仰角を大きく、ケース 4 ではワイヤー結節

点位置を上部に設定している。各ケースで自重圧密後における地盤の相対密度は 48~57% と中密状態である。根入は 89~99mm であり、概ねアンカー内側メッシュ位置まで沈設されている。

表 2 実験ケース

ケース	1	2	3	4
平均地盤厚(mm)	146	147	148	143
相対密度(%)	52	48	51	57
根入(mm)	89	99	96	96
引張速度(mm/s)	1.9	0.42	1.9	2.0
引張仰角(°)	24	25	37	27
結節点高さ(mm)	31	31	31	59

平均地盤厚と相対密度は自重圧密終了後の値

### 3. 実験結果

ケース 1 における実験結果を図 4 に示す。同図(a)は、レーザー変位計による水平および鉛直変位とアンカー傾斜角より計算したワイヤー結節点の移動量(引張量)と、ワイヤー張力、アンカー天板直下(水圧 1)、アンカー背面中腹部(水圧 2)および側部下端位置(水圧 3)における水圧の関係を示している。ただし、背面中腹部および側部下端での水圧については、パイプおよびチューブを介して土槽に固定した水圧センサで計測した値であり、それぞれのパイプ先端位置の鉛直変位に対し未補正である。一方天板直下の水圧は、天板に設置のセンサによる計測値である。同図より、引張初期において急激にワイヤー張力が増大するとともに各点の水圧(負圧)も進展している。引張量約 4mm より張力の増大傾向が緩慢になる一方、アンカー天板直下および下端部水圧は負圧のピーク(-6~-7kPa)に達し、その後負圧は緩和される。またアンカー背面中腹部では負圧ピークの発現が水圧 1, 3 よりやや遅れ、引張量約 7mm で-22kPa に達した後に緩和傾向となる。ワイヤー張力は引張量 22mm で最大値  $T_{\text{max}}=232\text{N}$  に達した直後に急減するが、この時アンカー背面中腹部の負圧も急減しており、アンカー背面において地盤からの剥離が生じているものと推察できる。天板直下やアンカー下端において、張力ピークの前後で顕著な水圧変動は見られない。

図 4(b)は、結節点での引張量と天板中心位置での水平および鉛直変位、およびアンカー傾斜角(前傾を正とする)の関係を示している。引張全過程を通じて、鉛直変位量は小さく、水平および回転変位が卓越している。ワイヤー張力のピーク発現前後で引張量に対する水平変位および傾斜角の増加率が異なり、剥離発生以前において背面土内のサクシオンが把駐抵抗に影響を及ぼしていることがわかる。

牽引前(黒細実線)、 $T_{\text{max}}/2$  発現時(黒細破線)、 $T_{\text{max}}$  発現時(赤太破線)および牽引(または計測)最終段階(赤太実線)におけるアンカー変位を図 4(c)に示す。図中の●はワイヤー結節点位置を示している。同図より  $T_{\text{max}}/2$  発現時点ではアンカー変位が小さいこと、 $T_{\text{max}}$  発現時には水平変位とともに後傾の回転変位が生じていること、 $T_{\text{max}}$  発現

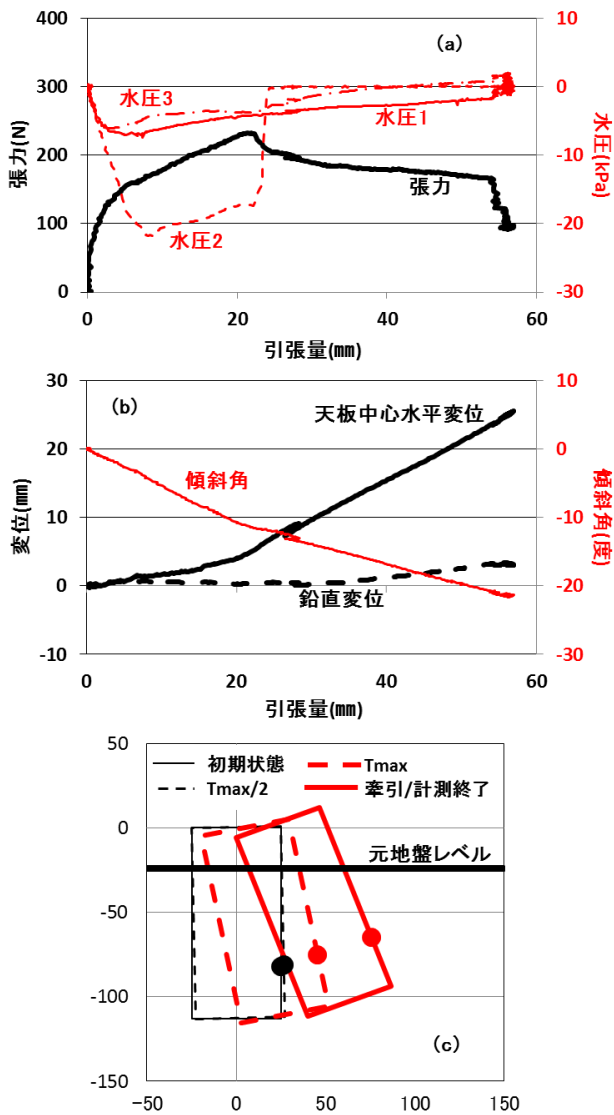


図4 実験結果(ケース1)

後は回転より斜め上方への並進モードがやや優勢となっていること、などがわかる。

ケース2における実験結果を図5に示す。本ケースではケース1に比べワイヤー牽引速度が概ね1/5である。結節点での引張量と張力および各点水圧の関係を同図(a)に示す。ケース1と同様に牽引初期において急峻な張力の増大がみられるが、引張量2~3mm以後の張力増大量は小さい。水圧の負圧ピークも天板直下(水圧1)で-3kPa、アンカー背面中腹部(水圧2)で-6kPa、側部下端(水圧3)で-1kPaでありケース1と比較して小さく、水圧2,3において間隙水圧は速やかに消散している。引張量約20mmにおいて張力のピークに至るが、最大値( $T_{max}=157N$ )はケース1と比較して小さく、その後の引張量の増加に伴う張力の低下は緩やかでアンカー背面における急激な負圧の開放も見られない。同図(b)より引張量と天板中心位置での水平、鉛直変位および傾斜角の関係はケース1とほぼ同様であるが、張力ピーク前後における水平変位や傾斜角の引張量に対する変動率の明確な変化は認められない。同図(c)のアンカー変位過程に注目すると、張力最大時(赤太破線)まで回転運動が卓越するのに対し、その後は並進運動が主となっている。

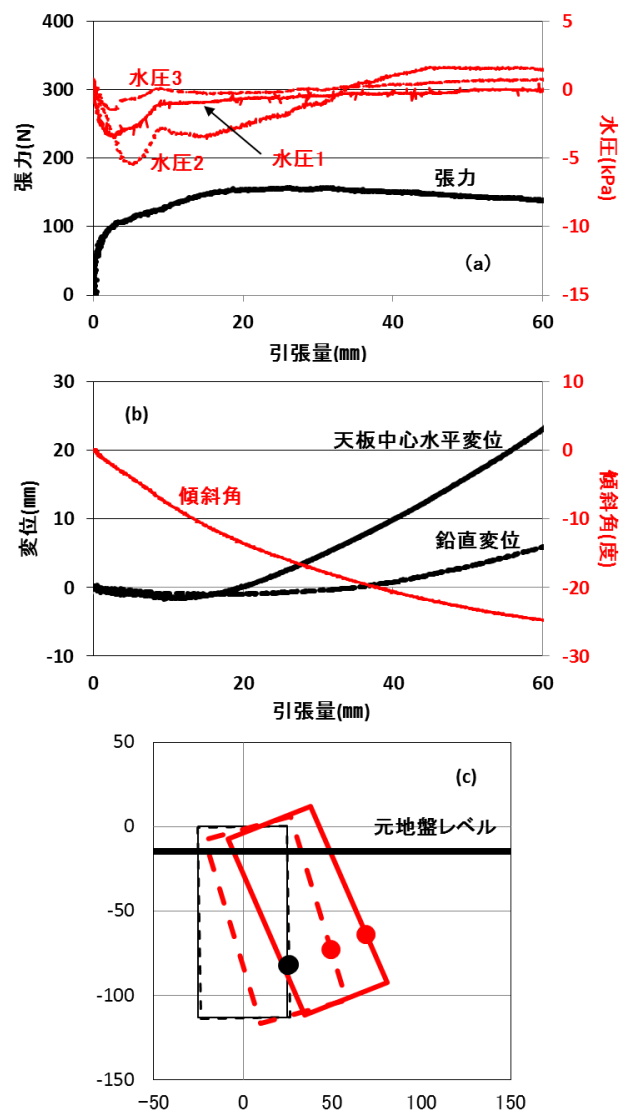


図5 実験結果(ケース2:牽引速度小)

ケース1, 2, 4では牽引時のワイヤー仰角が $24^{\circ} \sim 27^{\circ}$ であるのに対し、ケース3では $37^{\circ}$ である。ケース3における張力と各点水圧を図6(a)に示す。本ケースでは計測上の問題で張力ピーク発現直後までを図示する。結節点の引張量33mmで張力の最大値206kPaとなっており、ケース1と比較して張力ピーク時の引張量が大きい。張力および水圧の計測結果より、ケース1と同様にピーク後に急激な張力低下が生じるとともに、アンカー背面中腹部の負圧が急速に消散した。変位および傾斜角(同図(b))挙動に注目すると、ケース1と比較して天板中心位置での水平変位は小さく、傾斜角は結節点引張量に概ね比例している。引張荷中のアンカー姿勢を同図(c)に示す。張力最大時の姿勢(赤太破線)に着目すると、これまでのケースと比べ回転運動が卓越していることがわかる。

ケース4ではワイヤー結節位置を上部に設定し、根入に対する地表から結節点までの深さの比を0.39としている(ケース1~3では0.65~0.68)。結節点引張量と張力および各点水圧の関係を図7(a)に示す。張力ピーク時における引張量は12mmであり、ケース1~3に比べ小さい。水圧挙動に着目すると、牽引早期において剥離が生じ、アンカー背

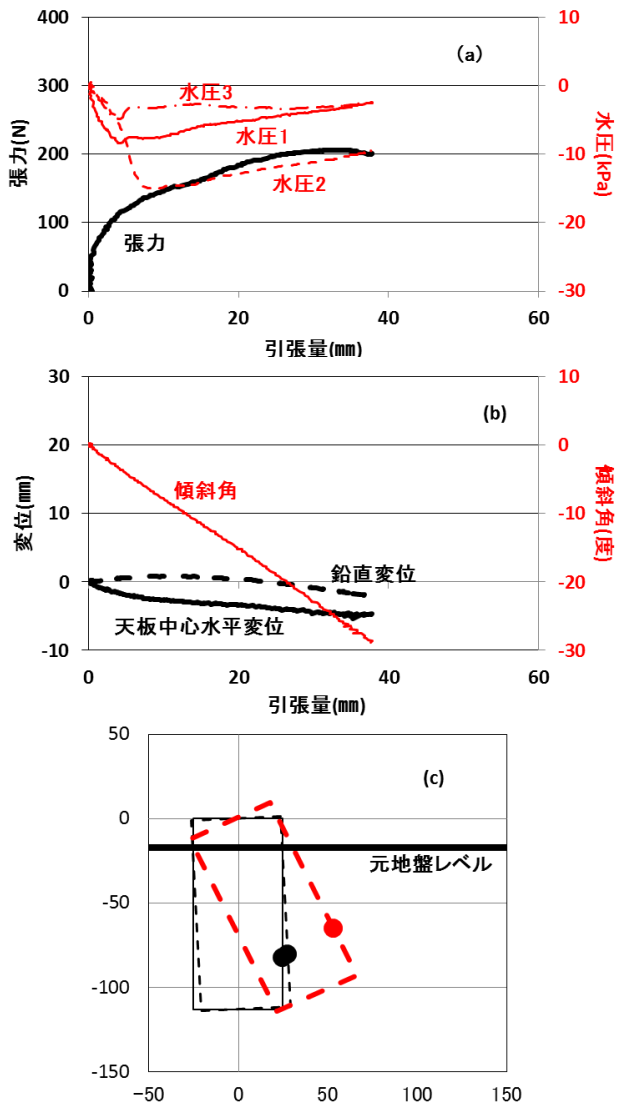


図6 実験結果(ケース3:牽引仰角大)

面中腹部(水圧 2)では負圧が解消されている。また天板直下(水圧 1)や側部下端(水圧 3)における負圧ピークはワイヤー張力のピークと位相が概ね一致し、張力急減時において側部下端では負圧が解放されていることから、引抜によるアンカー底部の剥離が生じたものと考えられる。同図(b)より、これまでの3ケースと異なり前傾回転を示すとともに、天板部で鉛直上向き変位が大きくなっている。同図(c)の引抜時のアンカー姿勢図に着目すると、張力ピーク発現(赤太破線)以後も上方への引抜変位とともに前傾回転運動も継続していることがわかる。

#### 4. まとめ

泥質地盤におけるサクシオンアンカーの斜め上方引抜時挙動を10g遠心模型実験により調べた。得られた知見をまとめると次のとおりである。

- 1) 急速牽引の場合(実験ケース 1)、緩速牽引の場合(ケース 2)と比較して、アンカー背面での負圧作用により大きな把駐力が発現された。

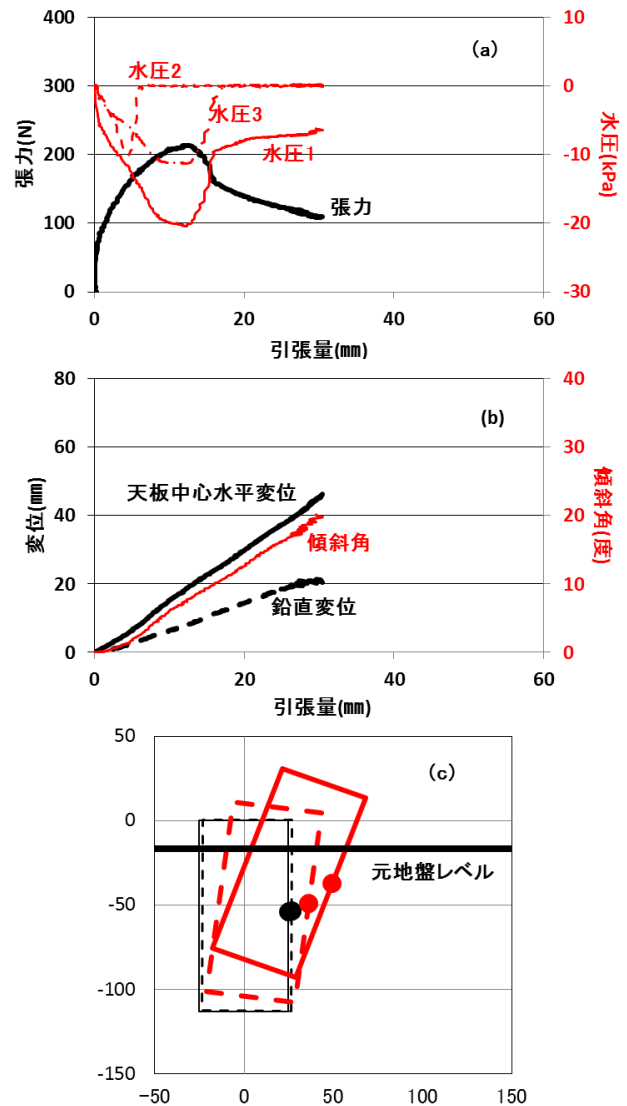


図7 実験結果(ケース4:結節点上)

- 2) 結節点位置が地盤深部で牽引仰角が25度前後のケース 1, 2 では、ワイヤー張力のピーク前で回転運動、ピーク後で斜め上方並進運動が卓越した。
- 3) ワイヤー牽引仰角の大きなケース 3 では、最大張力発現時の結節点変位量が大きくなった。
- 4) 結節点位置を浅部に配置したケース 4 では、前傾回転を伴う引抜モードでの把駐力発現となった。

#### 参考文献

- 1) Andersen, K.H., Murff, J.D., Randolph, M.F., Clukey, C.T., Erbrich, C.T., Jostad, H.P., Hansen, B., Aubeny, C., Sharma, P. and Supachawarote, C.: Suction Anchors for Deepwater Application, Proc. 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, pp.3-30, 2005.
- 2) 財団法人沿岸開発技術研究センター: サクシオン基礎構造物技術マニュアル, 2003, 270pp.
- 3) Jones, W., Iskander, M., Olson, R. and Goldberg, A.: Axial Capacity of Suction Piles in Sand, Proc. 7th International Conference on Behaviour of Offshore Structures, p.63-75, 1994.
- 4) Iskander, M., El-Gharbawy, S. and Olson, R.: Performance of Suction Caissons in Sand and Clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol.39, pp.576-584, 2002.



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

ポークラ名古屋ビル8階

TEL 052-222-3747 ・ FAX 052-222-3773