

## 矢板周りの浸透破壊を対象とした模型実験における地盤材料が プレ破壊からポスト破壊現象へ及ぼす影響

矢上英里香<sup>1</sup>，松田達也<sup>2</sup>，三浦均也<sup>2</sup>，内藤直人<sup>2</sup>，藤井湧大<sup>1</sup>

- 1 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 建築・都市システム学専攻  
2 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 建築・都市システム学系

### 概 要

洗堀・侵食現象において、実現象を定量的に再現しうる数値モデルの構築が課題となっている。モデルを構築するために模型実験がよく行われるが、実物と模型の相互関係において、幾何学的相似性や力学的相似性を満足しなければ、実現象を再現することはできない。現状における洗堀・侵食現象を対象に実施される移動床実験では、移動床として使用する地盤材料の取扱いに関する相似則の検討が不十分であり、得られた結果の妥当性を評価することが難しい。本研究では水理模型実験における地盤材料の取扱い方法を明確にするため、矢板周りの浸透破壊現象を対象に、プレ破壊～ポスト破壊に至るまでの現象を定性的・定量的に評価し、地盤材料による現象への影響を分析した。限界動水勾配と統一した実験から地盤材料によって破壊までの時間、破壊状態、土粒子速度の挙動などで差異が見られた。材料形状や粒度、透水性などの要因により変化することを確認した。

キーワード：水理模型実験，地盤材料，相似則，浸透破壊

### 1. はじめに

洪水による河床変動や波浪・津波による海底床変動は構造物の安定性を喪失させる可能性が高い。このような底床移動は、表面流れによる底面せん断力と地盤内の有効応力変動が複雑に影響し合う現象と考える<sup>1)2)</sup>。現象を解明する手法として模型実験があるが、実物と模型の相互関係において幾何学的相似性や力学的相似性を満足しなければ、模型実験において実現象を再現することはできない<sup>3)</sup>。しかしながら、現状では上述のような現象を対象として実施される移動床実験において、底床として使用する地盤材料に対して実験条件に従う幾何学的縮尺比を適用すると、非常に小さな粒径の材料を使用しなければいけなくなり、実際には実物と同等の材料を使うか、粒径は同程度で比重が軽い材料を使うなどの工夫が取られている。しかし、地盤材料の取扱いについてはこれまで十分な議論がなく、相似則に関する検討は不十分である。そのため、今後は各々の現象をもとに相似則を考察し、基準化を図る必要がある。

一方で、地盤工学分野ではこれまでピーク時での破壊判定が主な議論の対象であり、模型実験においても破壊に至るまでの力学挙動に着目した相似則に則って検討が行われてきた。しかし今後は、模型実験における崩壊挙動を積極的に評価し、破壊過程全体を捉えることが重要と考える。

本研究では、上記に示す水理-地盤工学が融合する問題に対し、地盤工学分野において古典的かつ基礎的な矢板

周りの浸透破壊現象を対象とすることにした。その理由として、破壊に至るまで（プレ破壊と称す）は、地盤工学における典型的な問題であり、これまでの知見<sup>4)5)6)</sup>を踏まえて現象を観察することができること、また、破壊後（ポスト破壊と称す）は、土粒子の移動を伴う大変形が生じるため、地盤工学の知見に加え、水工学の知見が重要となる問題であり、かつ、地盤材料による土砂移動への影響が適切に評価できると考えたためである。

本実験では地盤材料の粒径を変化させた際のプレ破壊からポスト破壊までの現象を定性的・定量的に評価し、地盤材料による現象の違いについて分析した。

### 2. 矢板周りの浸透破壊現象を対象とした模型実験

#### 2.1 実験概要

図1に示す通り、縦200mm×横600mm×高さ600mmの模型装置を使用した。矢板の長さは装置天端から500mmであり、底面まで100mmのクリアランスがある。

地盤模型を作製するため、底部から150mmまで水を注水し、矢板根入れ深さが50mmとなるよう、水中落下法により高さ150mmの地盤を作製した。すべての実験において、間隙比が一定となるように調整した。詳細の次節で示す。

実験時は、地盤内の間隙水圧を計測するため、矢板周りに沿って地盤面から25mmピッチで上流および下流に6箇

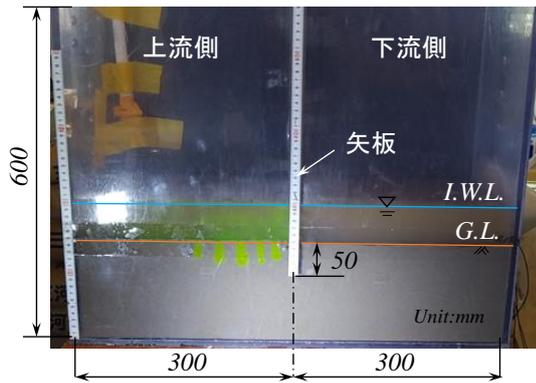


図1 実験装置の概要

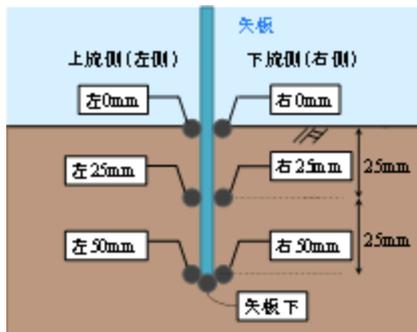


図2 間隙水圧計の設置位置

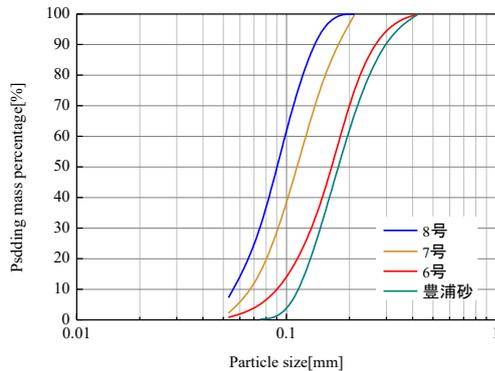


図3 地盤材料の粒径加積曲線

表1 地盤材料の物理的性質

	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	相対密度(%)	透水係数[m/s]
硅砂 8号	0.009	45.5	$6.5 \times 10^{-6}$
硅砂 7号	0.012	30.5	$9.0 \times 10^{-6}$
硅砂 6号	0.017	28.4	$2.6 \times 10^{-5}$
豊浦砂	0.018	4.7	$3.8 \times 10^{-5}$

所, さらに矢板下に1箇所, 計7箇所に間隙水圧計を設置した。図2に間隙水圧計の設置場所を示す。また, 現象を視覚的に考察するため, 高速度カメラ(200fps)とビデオカメラを用いて実験の撮影を行った。水の流れを可視化するために, ウラニン水溶液を上流側の地盤に注入した。その後, 初期水位(地盤面より+50mm)からポンプを用いて上流側へ一定流量( $Q=42.9\text{cm}^3/\text{s}$ )で注水した。

## 2.2 実験条件

地盤材料は硅砂8号, 硅砂7号, 硅砂6号, 豊浦砂を使用した。図3に地盤材料の粒径加積曲線を, 表1に地盤材料の物理的性質をそれぞれ示す。

本実験では, すべての地盤材料において堆積時の初期間隙比を0.936に統一した。その理由として, 浸透破壊が生じる限界動水勾配は式(1)に示すとおり, 土粒子比重 $G_s$ と空隙比 $e$ のみで決まるため, 各々の材料の破壊外力を統一することができるからである。

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (1)$$

## 3. 実験結果と考察

### 3.1 地盤内の空隙水圧変化

図4に空隙水圧計により計測された, 各地盤材料の空隙水圧の経時変化を示す。

一定流入条件により, 透水係数が小さい硅砂8号では透水量が少ないため, 上流側の水位上昇が早くかつ大きくなり, 傾きの勾配が急となった。一方で, 材料により透水係数が大きくなるに従い, 上流側の水位の上昇が小さくなり, 傾きは緩やかとなった。硅砂8号は他の地盤材料に比べ, 上流側の空隙水圧値が特に大きくなった。

### 3.2 プレ破壊に至るまでの水位差変化

本実験結果は各地盤材料で4回ずつ浸透破壊実験を実施したうち, 各実験で再現性が得られた実験データを採用して検討する。

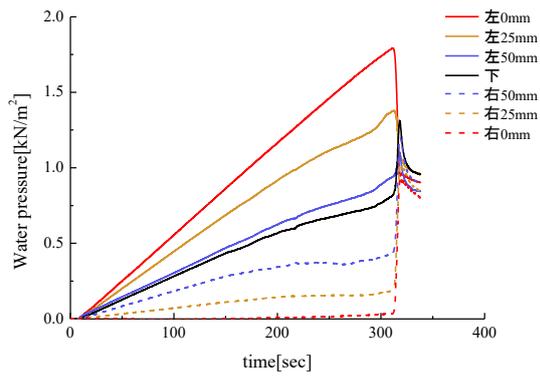
浸透破壊に至るまでの変化について, 空隙水圧計より得られた空隙水圧値から算出した土粒子の有効応力をもとに, 有効応力がゼロになる時の実験経過時間と水位差を動画より抽出した水位差の時系列変化と合わせて考察した。地盤の有効応力 $\sigma'$ は式(2)より算出した。

$$\sigma' = \sigma - u = \left( \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot D + h_2 \right) \cdot \gamma_w - u \quad (2)$$

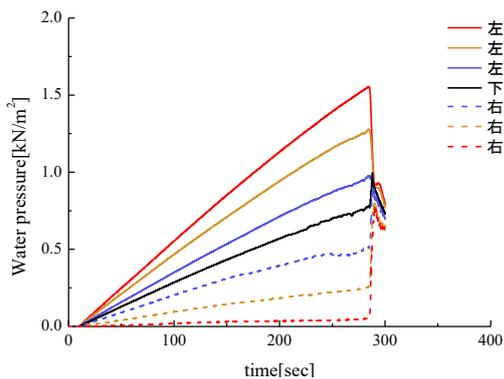
ここで, 全応力 $\sigma$ [kN/m<sup>2</sup>],  $u$ :空隙水圧[kN/m<sup>2</sup>](下流側 G.L.-50mm),  $\gamma_{sat}$ :飽和単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>],  $D$ :根入れ深さ=0.05[m],  $h_2$ :下流側の水位差=0.05[m]である。有効応力を算出することで, 地盤の不安定状態を考察した。

図5に各地盤材料における水位差の経時変化を, 表2に有効応力がゼロに至った時点, 目視により浸透破壊を確認した時点のそれぞれ示す平均水位差を示す。

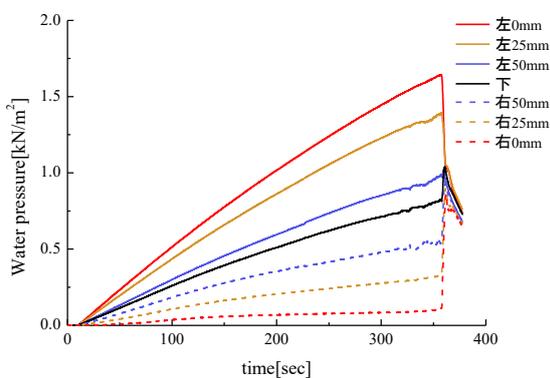
地盤の有効応力がゼロに至るまでの経過時間は地盤材料ごとに若干の違いは見られるものの, 大凡同等であることを確認した。ただし, 硅砂8号については経過時間が長く, さらに水位差が大きくなっている。これは, 硅砂8号の細粒分の含有量の高さによる, 粘性の影響が考えられるが, 十分な考察までには至っていない。一方で, 最大水位差に至り, 浸透破壊が生じるまでの経過時間及び水位差は地盤材料によって異なることがわかった。



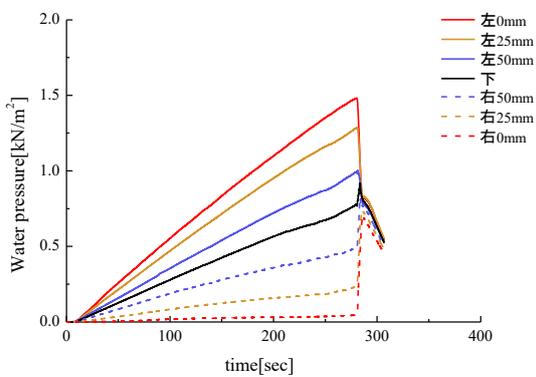
(a) 珪砂8号



(b) 珪砂7号



(c) 珪砂6号



(d) 豊浦砂

図4 各地盤材料の間隙水圧の経時変化

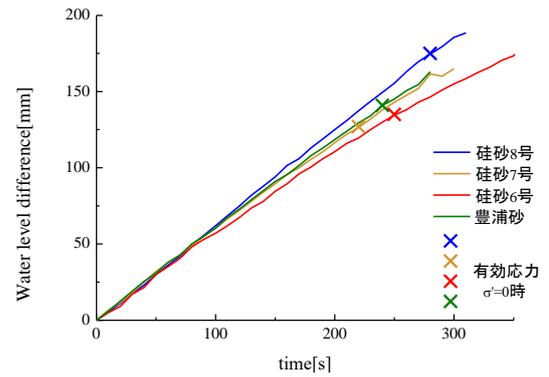


図5 矢板で隔てられて生じる水位差の経時変化

表 2 各状態時における平均水位差 [mm]

	珪砂 8号	珪砂 7号	珪砂 6号	豊浦砂
有効応力 $\sigma=0$ 時	173	128	130	137
浸透破壊時	189	170	180	158

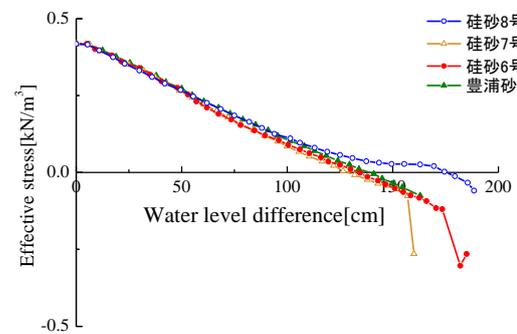


図6 水位差の上昇に伴う有効応力の変化

### 3.3 プレ破壊に至るまでの有効応力変化

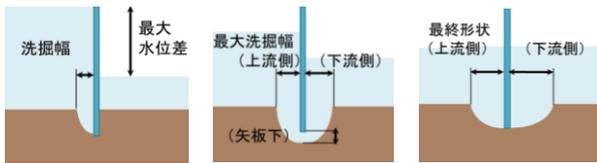
図 6 は水位差の上昇に伴う有効応力の変化を示している。水位差が 125mm までの挙動が地盤材料によらず、概ね一致している。しかし、珪砂 8号は地盤が不安定になる直前に有効応力の減少が緩やかになっている。一方で、他の地盤材料は地盤が不安定になってから、破壊するまでの水位差に開きがあり、急激に安定性を失い破壊に至っていることがわかる。

### 3.4 プレ破壊からポスト破壊の破壊モード

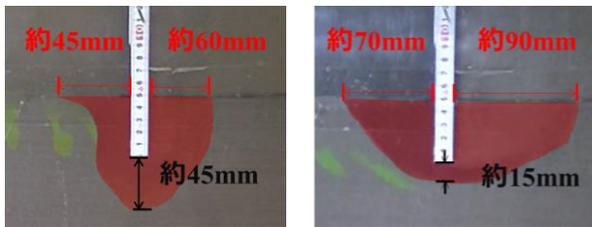
地盤材料による浸透破壊挙動の相違を考察するため、撮影画像をもとに、プレ破壊時、ピーク破壊時、ポスト破壊時を対象に土粒子移動の視覚的評価を試みた。

図 7 に比較対象とした 3 つの破壊モードの概略図を示す。プレ破壊時は上流側と下流側の水位差が最大となり、浸透破壊が生じた時点と定義している。また、ピーク破壊時は浸透破壊過程で矢板周りの地盤の洗掘が最大の時点と定め、ポスト破壊時では上流から下流への土砂移動が落ち着き、地盤が静止状態になった時点と定めている。

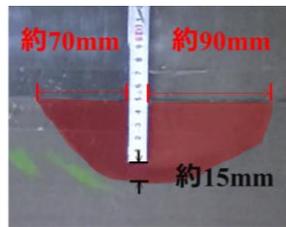
図 8 にビデオカメラより撮影した各地盤材料のピーク破壊時の破壊モードを示す、赤色のマーキング箇所が地盤



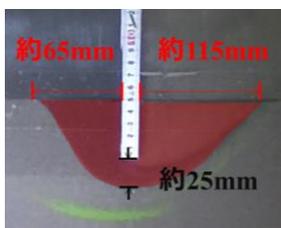
(a)プレ破壊時 (b)ピーク破壊時 (c)ポスト破壊時  
図7 比較対象とした破壊モードの概略図



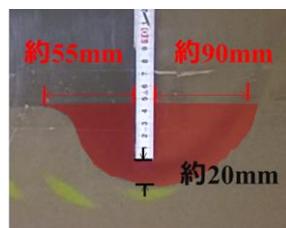
(a) 珪砂8号



(b) 珪砂7号



(c) 珪砂6号



(d) 豊浦砂

図8 各地盤材料のピーク破壊時のモード

の洗掘部分である。他の材料は水平方向の洗掘が大きく、深さが浅い破壊モードに対し、珪砂8号は深さ方向の洗掘が大きく、横幅が狭まった破壊モードである。また、上流側の地盤に注入したインクに着目すると、珪砂8号は上流側にインクが残留しているが、豊浦砂は下流側の地盤までインクが浸透している。以上から、地盤材料ごとで破壊モードや水の浸透力の違いが確認された。

続いて、各地盤材料のプレ破壊時、ピーク破壊時、ポスト破壊時の平均洗掘幅を求めた(表3)。土粒子の粒径が大きくなるほど、洗掘幅が大きくなっている。しかし、全体的に洗掘幅が小さい珪砂8号は、最大洗掘幅時の矢板下の洗掘幅が特に大きいことから、他の材料と比較しても洗掘されにくいことがわかった。

一方で、珪砂6号と豊浦砂では近い粒度分布にも関わらず、洗掘形状等に違いが生じた。この理由については、地盤材料の特性と合わせ、今後詳細に考察が必要と考える。

#### 4. 結論

本研究では、矢板周りの浸透破壊実験を行い、地盤材料の粒径を変化させ、地盤材料が矢板周りの浸透破壊挙動に与える影響評価を行った。以下に主な結論をまとめる。

- 1) 珪砂8号は他の地盤材料に比べ、水位差、有効応力変化、破壊モード、土粒子の速度などで違いが見られた。これは、透水性が低く、細粒分を多量に含むことで粘着力の効果が生じている可能性が考えられる。

表3 地盤材料の平均洗掘幅値[mm]

	珪砂8号	珪砂7号	珪砂6号	豊浦砂
プレ破壊時	20	38	55	38
ピーク破壊時(上流側)	45	65	73	60
ピーク破壊時(上流側)	60	93	110	75
ピーク破壊時(矢板下側)	45	18	23	15
ポスト破壊時(上流側)	80	10	100	90
ポスト破壊時(下流側)	80	93	70	88

- 2) 珪砂6号と豊浦砂は粒径加積曲線からみると非常に近い粒度分布を示すが、破壊モードに違いが見られた。豊浦砂は粒度分布と相対密度が小さいことによる、地盤強度の変化が影響していると考えられる。また、豊浦砂は天然のシリカサンドで粉砕された人工のものに比べ粒に丸みを帯びており、このような面も結果に作用したと考える。

#### 謝辞

本研究は、日本学術振興会学術研究助成基金助成金基盤研究(c)17K06553ならびに日本学術振興会学術研究助成基金助成金若手研究20K14824の助成を受けています。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 松田達也, 三浦均也, 佐藤隼可, 諫山恭平, 澤田弥生: Dean Number を適用した移動床造波水路実験における地盤内水圧応答, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.73, No.2, pp.I\_1117-I\_1122, 2017.
- 2) 穴井啓太, 高柳林太郎, 松田達也, 三浦均也: 波浪により誘発される地盤浸透力と土砂移動に及ぼす地盤の密度の影響に関する造波水路実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.74, No.2, pp.I\_727-I\_732, 2018.
- 3) 江守一郎, 斉藤孝三, 関本孝三: 模型実験の理論と応用 (第3版), 技報堂出版, 2000.
- 4) Asaoka, A., and Kodaka, T.: "Seepage failure experiments and their analyses of loose and medium dense sands", Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.117-129, 1992.
- 5) Tanaka, T., and Verruijt, A.: "Seepage failure of sand behind sheet piles: The mechanism and practical approach to analyze", Soils and Foundations, Vol.39, No.3, pp.27-35, 1999.
- 6) Veiskarami, M., and Zanj, A.: "Stability of sheet-pile walls subjected to seepage flow by slip lines and finite elements", Geotechnique, Vol.64, No.10, pp.759-775, 2014.

# 河川堤防のパイピング破壊における間隙水圧の消散および浸透流の局所化の影響 Effect on dissipation of pore water pressure and localization of seepage in piping of river levees

伊神友裕<sup>1</sup>，前田健一<sup>2</sup>，牧洋平<sup>3</sup>，岡田類<sup>4</sup>

- 1 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム・E-mail address 32415005@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター
- 3 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻
- 4 名古屋工業大学・社会工学科

## 概 要

近年の豪雨の長期化に伴い、河川水が透水性基礎地盤に浸透することで、堤内において漏水や噴砂が発生し、パイピング破壊に至る危険性が高まっている。河川堤防におけるパイピングのメカニズムを解明し重点監視箇所を検討することは、今後の河川管理には不可欠な課題である。そこで本論文では、パイピング発生メカニズムについて噴砂の発生及び堤体下のパイピング孔の進展に着目した模型実験と三次元浸透流解析を実施した。その結果、噴砂の発生によって基礎地盤内の水圧消散が伝播する様子を解析により再現した。またパイピング孔が進展する際、その先端ではパイピング孔直径の約10倍の範囲から三次元的な集水によって流速が増大しており、また基礎地盤が単一層の場合にはパイピング孔先端に流速が作用することが、複層の場合にはパイピング孔全体に浸透流が作用することが、パイピングを助長させる要因となることが明らかになった。

キーワード：河川堤防，パイピング，噴砂

## 1. はじめに

近年の豪雨の長期化に伴い、河川堤防でのパイピングの危険性が高まっている。パイピングとは、基礎地盤に高水位の外力が長時間作用し続けた場合に、河川水が基礎地盤中への浸透に伴う堤内側法尻付近で発生する噴砂をきっかけとし、その後堤体下の土が排出されることで形成されるパイピング孔が川表側へと進展し、最終的に破堤に至る河川堤防の破壊形態の一つである。

既往の研究から、河川堤防のパイピングの危険性は堤体—基礎地盤の地盤特性により大きく異なり、特に堤体の強度が高く、透水層の上に低透水層が被覆する複層構造基礎地盤を有する場合、パイピングが発生しやすいことが明らかになった<sup>1)</sup>。平成28年から30年にかけて3年続けて被災した宮崎県北部を流れる北川でも、複層構造の基礎地盤を有する地点から噴砂跡(図1参照)が確認されていることから、実堤防においても複層構造基礎地盤を有する場合にはパイピングの危険性が高いと考える。

パイピングのきっかけとなる噴砂や漏水といった現象が日本全国の河川で報告されている一方で、その多くは堤防決壊などの致命的な破壊現象には至らずに終息しており、パイピングの発生から決壊に至るまでの詳細なメカニ

ズムについては未解明な点も未だに多く残っている。したがって、パイピングのメカニズムを解明することは、パイピングにより堤防が決壊する危険性が高い条件を特定し、それに基づく今後の重点監視箇所を絞り込みに有益な情報になると考える。

メカニズム解明の取り組みとしては、例えば田端ら<sup>2)</sup>や田中ら<sup>3)</sup>は数値解析を用いて裏法尻からパイピングが進展する際の様子を再現・表現する取り組みを行っている。

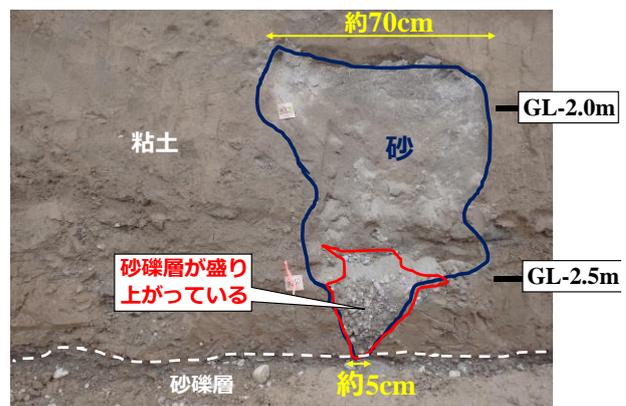


図1 北川の噴砂跡



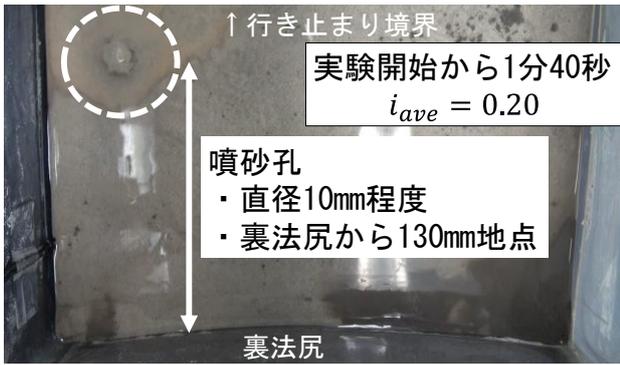


図5 噴砂発生時の堤内の様子

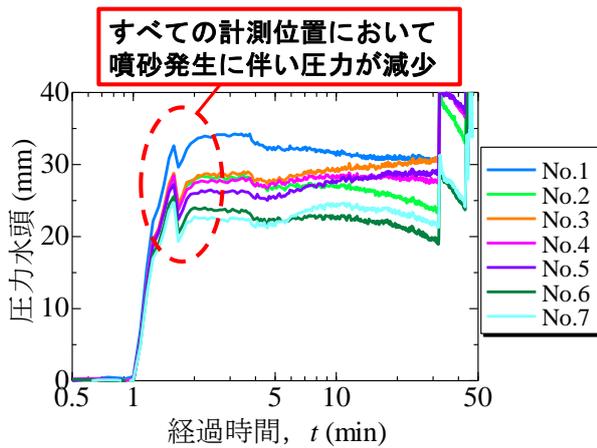


図6 噴砂発生時の圧力水頭挙動

表現できるか試みた。数値計算には、三次元飽和・不飽和浸透流解析コード (UNSAF3D) <sup>6)</sup> が組み込まれた 3D-Flow (地層科学研究所) を用いた。不飽和浸透流の基礎式は以下の式 (1) に示す支配方程式となる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_r \left( K_{ij}^s \frac{\partial \psi}{\partial z} + K_{iz}^s \right) \right) - q = (\beta S_s + C) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (1)$$

$\psi$  は圧力水頭,  $t$  は時間,  $q$  は流出流入項である。比水分容量は  $C$  とし, 不飽和土中の透水係数  $K$  は飽和透水係数  $K_{ij}^s$  と相対透水係数  $K_r$  の積となる。 $S_s$  は貯留係数で,  $\beta=0$  は不飽和領域,  $\beta=1$  が飽和領域を示す。不飽和領域での水理特性は van Genuchten モデル <sup>7)</sup> を用いて算出することとし, 上層珪砂 7 号の van Genuchten の  $\alpha$  を  $\alpha=7.5$ ,  $n$  を  $n=1.89$  とした <sup>8)</sup>。解析モデルは図 2 を基本とし, 実験に基づき裏法尻から 130mm 離れた箇所に噴砂孔を模擬した縦横 10mm 深さ 45mm の低地を設置した。噴砂孔を模擬した低地の深さについては, 噴砂が発生する際に下層の珪砂 2 号から地表面へと噴砂孔が貫通していく様子が観察されたため, 基礎地盤上層の厚さである 45mm とした。なお噴砂孔内の境界条件は, 堤内地表面を水面の基準として深さに比例した静水圧を作用させ, 簡易的に噴砂孔に水が溜まった状態としている。噴砂孔以外の堤内の地表面は浸出面境界とした。また, モデル側面は非排水境界とした。外力条件は実験と同様のため図 4 に示したとおりであり, まず初期水位

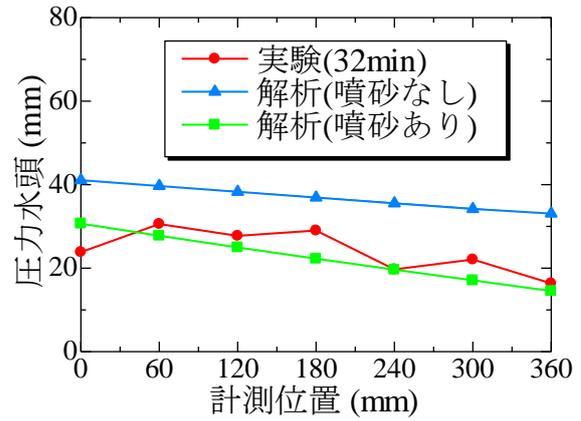


図7 実験と解析の間隙水圧分布の比較

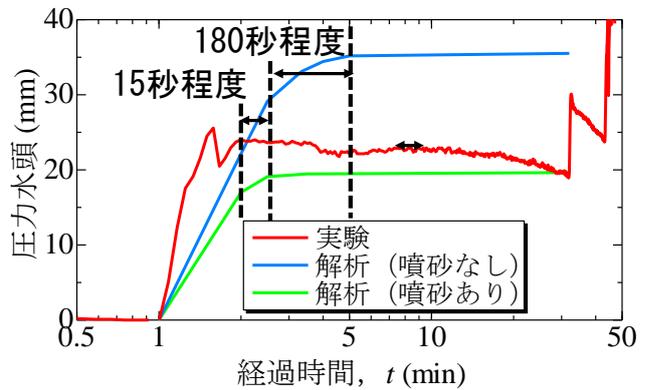


図8 実験と解析の No.5 における間隙水圧の経時変化

10mm を堤外側に作用させ基礎地盤を飽和状態にした後, 堤外側の水位を実験と同様に 50mm ずつ上昇させることで非定常解析を行った。なお, 噴砂孔を設けなかった場合の解析も同様に行った。

図 7 に模型実験と解析の実験開始後 32 分における圧力水頭の分布を示す。図より, 噴砂孔を設けた解析の値と実験の値が非常に近い値を示していることがわかる。噴砂に伴う水圧低下を見込むことで, 実験値との差は, 最大でも約 6mm となった。また, 図 8 に代表値として No.5 (図 2 間隙水圧計測位置参照) における基礎地盤構造ごとの圧力水頭の経時変化を示す。図より, 噴砂孔を設けた解析では噴砂孔を設けなかった場合に比べて, 圧力水頭の上昇が 180 秒程度早く収まることわかる。また, 実験値と比較するとその差は約 15 秒であった。以上より, 解析を行う際に噴砂孔を設けることで, 基礎地盤に伝わる間隙水圧の大きさ及び収束する時間を実験値に対して近づけることができると考える。

### 2.3 噴砂の発生位置及び水圧減少過程の検討

本節では, 前節の噴砂孔の解析モデルを用いて, 基礎的な考察のために噴砂が 1 つだけ発生した場合を仮定し, 噴砂孔の位置や水圧消散に要する時間について, 定常解析及び非定常解析で検討を行った。

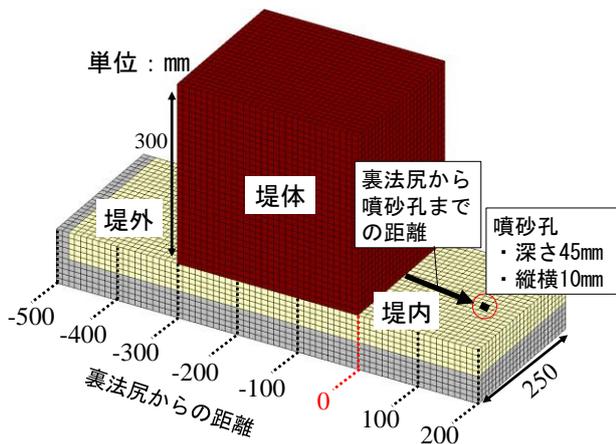


図9 噴砂を設置する解析モデルの概要図

表2 解析ケース一覧

裏法尻から噴砂孔までの距離 (mm)	下層の露出	ケース数	
噴砂なし	50	150	あり
100	200	なし	
5通り	2通り	5×2=10	

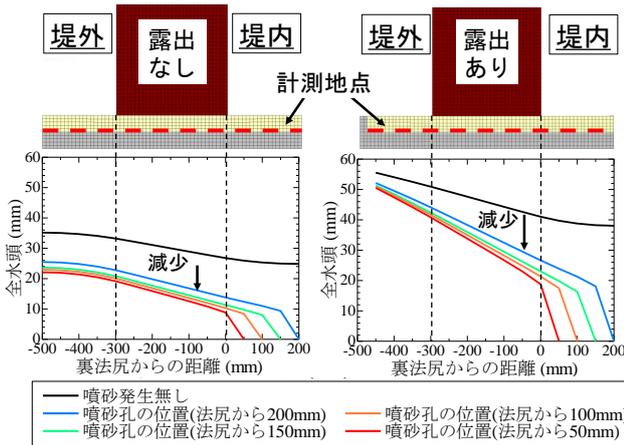


図10 噴砂孔の位置と全水頭分布の関係

### (1) 噴砂の発生位置による検討

図9に基本となる解析モデルの概要図を示す。なお、堤外側に露出がないモデルも作成した。解析ケースは表2に示す。噴砂孔は奥行中央に前節と同じ大きさ、深さ、境界条件で設置した。堤内地は浸出面、側面は非排水境界とし、外水位60mmを堤外側に作用させ、定常解析を実施し、上層と下層の境界部の堤防縦断中央の全水頭を計測した。

図10に計測した全水頭分布を示す。なお、噴砂を設置した場合については噴砂孔までの値をプロットしている。図より、噴砂があることで噴砂孔付近の水頭と裏法尻の水頭の差が大きくなっていることがわかる。特に、露出がある場合はその傾向がより強くなっている。水圧が低下する

噴砂孔から最も遠い地点では噴砂が発生してから約3秒後に圧力が減少し始める

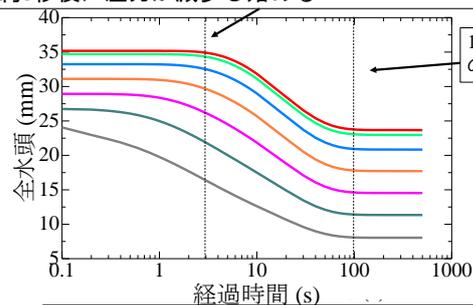


図11 噴砂発生後の全水頭の時間変化

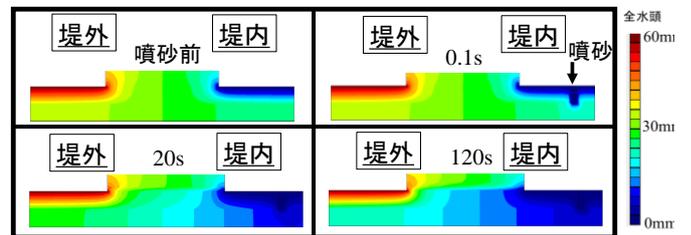


図12 噴砂発生による全水頭コンターの経時変化

場合には噴砂の継続が難しくなることが予想され、噴砂孔は水圧の高い裏法尻方向へ近づくと考える。一方で、噴砂孔が裏法尻に近いほど基礎地盤の間隙水圧の減少が大きいため、噴砂が裏法尻で継続するためにはより高い外力が必要になると考える。

### (2) 噴砂による水圧伝播過程の検討

本節では、噴砂による水圧減少の時間変化について検討を行う。図9の解析モデル(露出なし)の堤外に初期外水位60mmを作用させ基礎地盤を飽和状態にした後、水位一定のまま堤内で噴砂孔を設けて基礎地盤の全水頭の時間変化を非常数解析により計算した。なお、噴砂孔の位置は裏法尻から50mm地点とした。

図11に堤防縦断中央における上層と下層の境界部の全水頭の経時変化を示す。なお、全水頭の変動を正確に捉えるため、グラフの横軸は対数表示としている。また、全水頭コンターの時間変化を図12に示す。図11および図12より、基礎地盤内の水圧は噴砂から近い箇所から順に減少し、水圧の減少が収束するまでにある程度時間を要していることがわかる。すなわち、水圧が減少しきる前に河川水が上昇する場合には噴砂付近と堤外側の水圧差が大きくなり、噴砂が裏法尻により近づきやすくなると考える。今後は上記のような噴砂による水圧減少を踏まえて、より詳細なパイピングの進展メカニズムの検討に繋げていく。

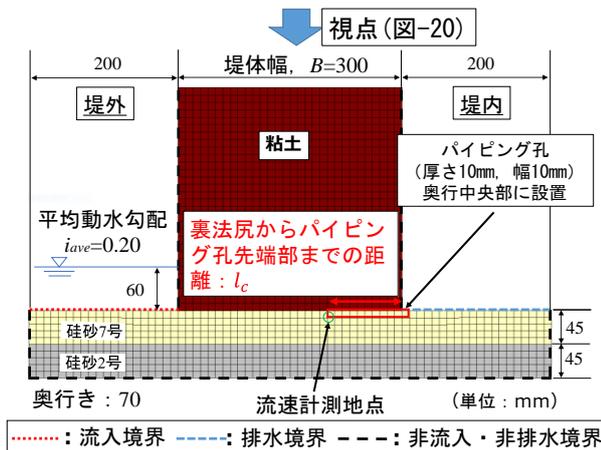


図 13 パイピング孔を設置する解析モデルの概要図

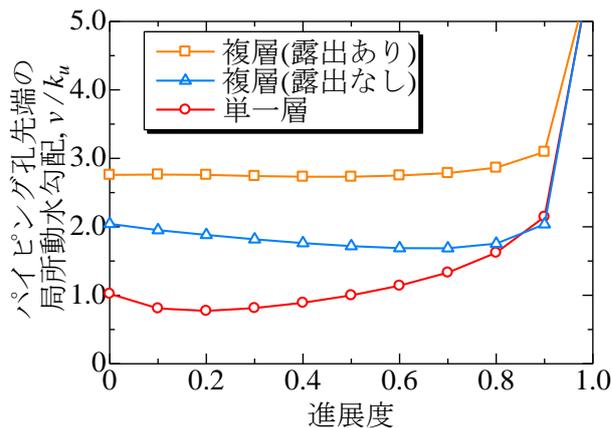


図 16 進展度と局所動水勾配  $v/k_u$  の関係

表 3 解析ケース一覧

進展度		基礎地構造		ケース数	
0	0.1	0.2	0.3	複層(露出あり)	
0.4	0.5	0.6	0.7		
0.8	0.9	1			
11通り				3通り	11×3=33



図 14 進展度の定義

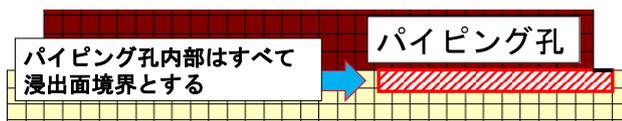


図 15 パイピング孔の境界条件

### 3. パイピング孔の進展を考慮した浸透流解析

前章において、堤内の噴砂は発生した位置から間隙水圧の高い裏法尻側へと移動すること、また噴砂が裏法尻に到達することで、堤体下の土が噴砂孔から排出されることで形成されるパイピング孔が川表側に向かって進展することが示唆された。本章では、単純化した条件で堤体下のパイピング孔をモデル化した三次元浸透流 FEM 解析を実施した。また、解析モデルと同寸法・材料の模型実験も行い、実験の観察結果とも併せてパイピング進展時のメカニズムやパイピング孔の集水性の検討を行った。

#### 3.1 解析概要

図 13 に基礎地盤が複層の場合の解析モデル概要図を示

す。解析ソフトと使用材料は前章と同様である。なお、基礎地盤が珪砂 7 号のみの単一層や下層の露出部があるモデルも作成した。どのモデルも側面は非排水境界とした。本解析では、既往の研究<sup>9)</sup>で確認されている、堤体直下に生じるパイピング孔の進展度を変化させた。解析ケースは表 3 に示す。ここで、進展度とは裏法尻からパイピング孔先端部までの距離  $l_c$  を堤体幅  $B=300\text{mm}$  で除した値であり、その定義を図 14 に示す。また、本解析における進展度が 0 とは噴砂に伴う土粒子の流出によって法尻に緩みが発生したことを想定している。なお、パイピング孔設置箇所は簡易評価のためにメッシュを設けず、浸出面境界として設定し(図 15 参照)、解析モデルの奥行中心部にパイピング孔を設置した。本来なら、パイピング孔内には水が流れ、浸透流解析とは別に内部のパイプ流計算が必要と考えるが、今回は簡略化した。パイピング孔の大きさは、模型実験等の様子から、幅と深さを 10mm とし、メッシュサイズは 10mm とした。外力条件は平均動水勾配  $i_{ave}=0.20$  で定常解析を実施した。実験は単一層と複層(露出あり)で実施した。実験の水位条件は前章の図 4 と同様である。

#### 3.2 浸透流速による検討

本章では単一層と複層の違いについて、局所動水勾配から検討を行う。図 16 に各ケースの進展度と図 13 の流速計測地点の浸透流速  $v$  を珪砂 7 号の透水係数  $k_u$  で除して求めた見かけの局所動水勾配  $v/k_u$  の関係を示す。図よりまず進展度 0 における局所動水勾配は単一層、複層露出なし、複層露出ありの順で高い値となっていることがわかる。次に、進展度が大きくなった場合について考える。単一層では進展度の増加に伴い、進展度が 1.0 に近づくほど局所動水勾配の値が大きくなっている。一方、複層の場合には進展度が 0 から 0.6 程度までは局所動水勾配がやや下がるか横ばいとなる。しかし、複層は単一層よりも局所動水勾配の初期値が大きいため、パイピングがより進展しやすいと評価できる。その後、各ケースの進展度が 0.8~0.9 を超えると局所動水勾配が同様に急増する。

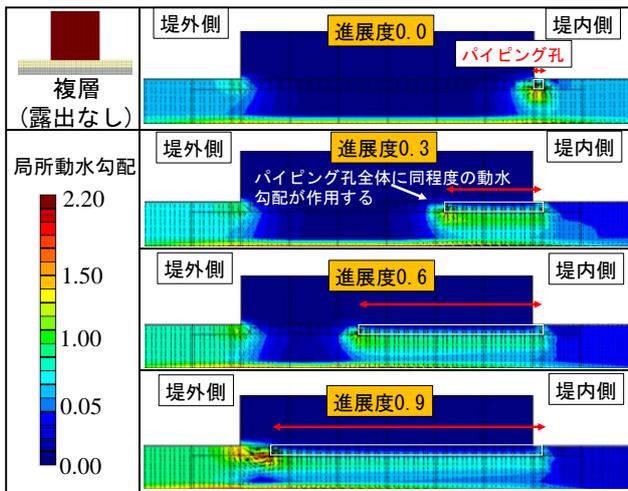
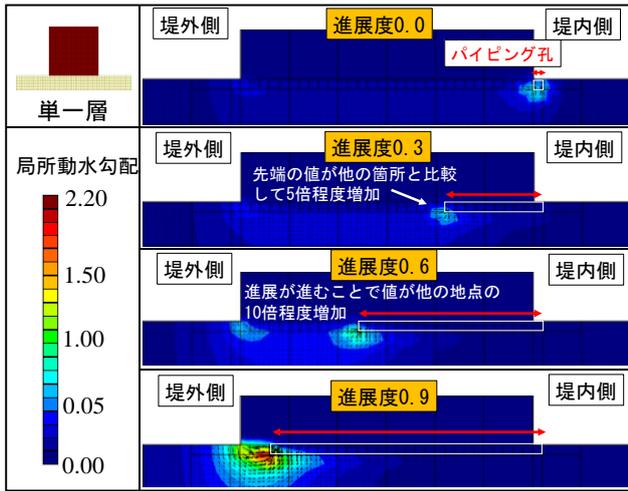


図 17 堤防断面図（縦断方向中央）の局所動水勾配ベクトルとコンター：上図；単一層，下図；複層露出なし

### 3.3 浸透現象によるパイピング進展メカニズムの検討

前ページの図 16 より，単一層と複層の場合で局所動水勾配の変化の様子に差が見られた。この理由について，堤防縦断中央の断面図の局所動水勾配ベクトルとコンター（図 17 参照）により考察する。図 17 より，単一層では浸透流がパイピング孔先端部に集中していることがわかる。その一方で，複層では進展度が 0.3 と 0.6 の時を比較してみると，パイピング孔全体に一樣な大きさの上向き浸透流が作用していることがわかる。以上のことから，基礎地盤の条件によりパイピング進展メカニズムが異なると考えられる。単一層では，パイピング孔の先端部に集中する流速により土粒子が流される作用が支配的になる。その一方，複層ではパイピング孔の先端部に作用する浸透流速の影響のみではなく，パイピング孔全体に作用する上向き浸透流により基礎地盤上層が緩む作用もあると考える。これは，図 18 に示すパイピング孔内から流出する漏水流量の変化からも読み取れる。図よりパイピング孔全体の漏水流量をパイピング孔先端部のみの漏水流量と比較すると，基礎地盤が単一層の場合では 3 倍程度であるのに対し，基礎地盤が複層構造の場合では 10 倍程度となっており，複層の方

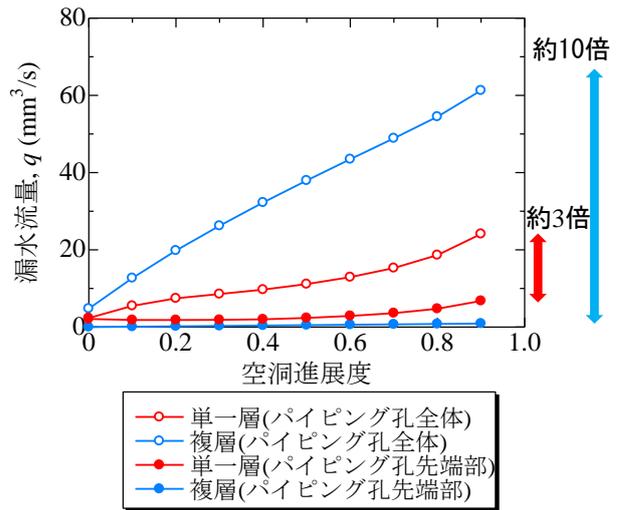


図 18 進展度とパイピング孔内の漏水流量の関係

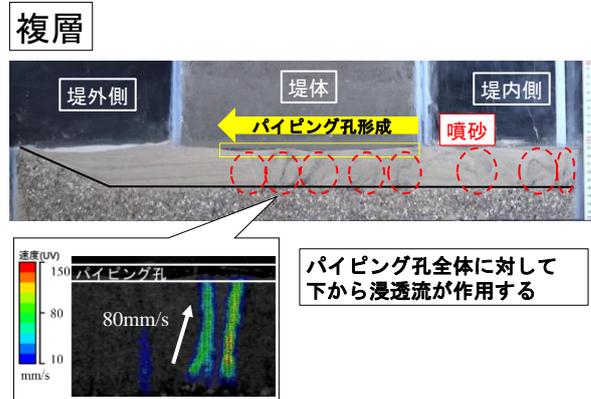


図 19 模型実験におけるパイピング孔進展の様子：上図；単一層，下図；複層露出あり

がパイピング孔先端部の流量に対してパイピング孔全体からの流量が多いことがわかる。つまり，複層は単一層に比べ，パイピング孔全体に上向き浸透流が作用し，上層地盤全体が液状化しやすい状態であると推察できる。

以上を踏まえて，図 19 に示す実験で観察されたパイピング孔の様子と比較する。まず，土粒子の移動を高速度カメラで撮影した画像を PIV 解析（粒子画像流速測定法）を行うことで求めた単一層の結果から，パイピング孔先端部

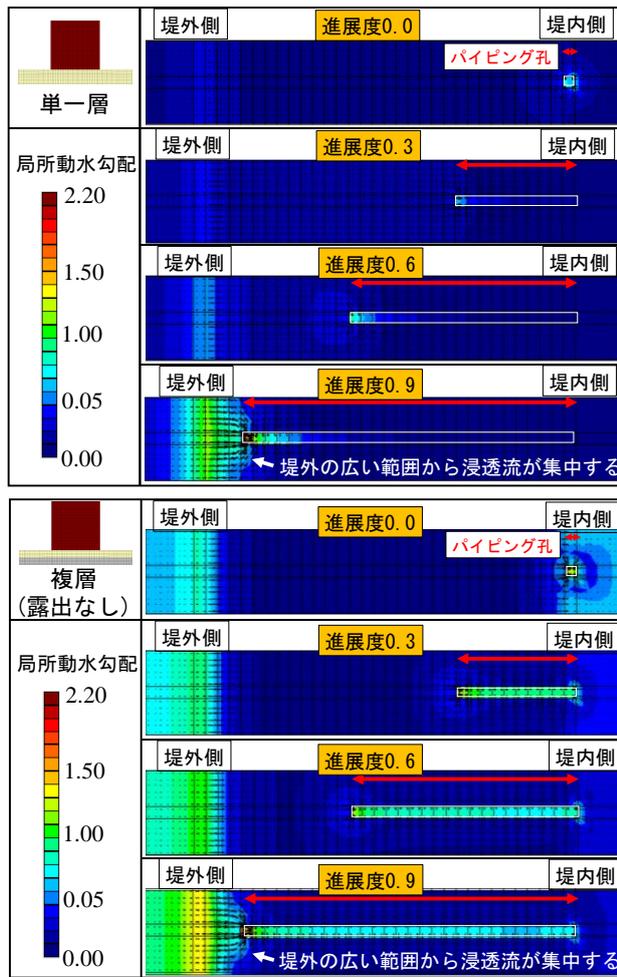


図 20 堤防平面図における局所動水勾配カウンター（堤体非表示）：上図；単一層，下図；複層露出なし

分から砂が流されることでパイピング孔が進展する様子が確認された。複層の場合には図に示すように、流動化した基盤層からパイピング孔全体にダルシー則よりも大きな流れが流入している様子が確認された。解析結果より、単一層では先端に集中する流速により土粒子が流される現象、複層ではパイピング孔に上向き浸透流が作用し、上層地盤が緩む現象が予想されたが、実験結果からも解析によって推測される現象を確認することができた。また、両ケースとも進展度が 0.8~0.9 程度になると局所動水勾配が急増している（図 16 参照）。この理由について堤防の平面図（図 13 の矢印の方向：堤体非表示）の局所動水勾配ベクトルとカウンター（図 20 参照）をみると、進展度 0.9 の状態では、両ケース共に流速の大きい部分が表法尻全体からパイピング孔先端部に集中していることから、これが局所動水勾配を急増させた要因であると考えられる。このことより、最終的な堤体下のパイピング孔進展メカニズムは、表法尻からパイピング孔先端部に集中する浸透流により堤外側から一気にパイピング孔が貫通する現象と考えられる。よって、パイピングによる堤体破壊を防ぐためには、進展度を 0.6~0.7 程度までに抑えられるかどうか重要

表 4 解析ケース一覧

堤防縦断方向の幅 (mm)		基礎地盤構造	ケース数
10	70	複層（露出あり）	5 × 3 = 15
130	270	複層（露出なし）	
470		単一層	
5通り		3通り	

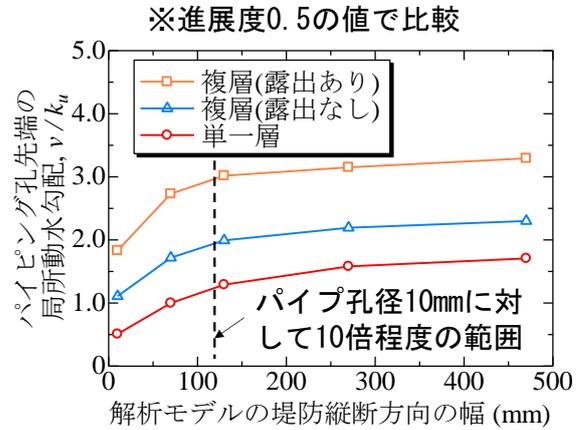


図 21 解析モデルの奥行幅と局所動水勾配の関係

になってくると考える。

### 3.4 パイピング孔の三次元的集水性の検討

前節より、浸透流がパイピング孔先端に集中し、パイピング孔の進展を助長することがわかった。そこで、解析モデルの堤防縦断方向の幅を変化させ、パイピング孔の集水性にどのように影響するか検討した。解析ケースを表 4 に示す。図 21 に解析モデルの幅と進展度 0.5 における局所動水勾配の値の関係を示す。図より、モデルの幅が大きいほど局所動水勾配が大きいことが分かる。また、局所動水勾配の値はパイピング孔直径の 10 倍程度で収束していることが分かる。幅が大きいほど広い範囲の浸透流がパイピング孔に集中したと考えられる。このことより、解析領域を適切に設定しないと評価を見誤ることになる。本稿のようにパイピング孔の進展を考慮した解析を行う際には、パイピング孔径に対して 10 倍程度の奥行幅を設定する必要があると考える。

### 3.5 局所動水勾配に及ぼす基礎地盤透水係数比の影響

前節において、パイピング孔の集水性について検討したが、集水性に影響を与える因子としてはパイピング孔周辺の地盤の透水性も挙げられる。そこで、複層構造（露出なし）の解析モデルの上層の透水係数を変化させ、パイピング孔先端の局所動水勾配にどのような影響を与えるか検討した。上層の透水係数は、上層の透水係数  $k_u$  に対する下層の透水係数  $k_l$  の比率 ( $k_l/k_u$ ) を  $k_l/k_u=0.1, 1, 2, 6, 20, 50, 128, 1000, 10000$  と 9 通り変化させた。なお、透水係数が 0.1 のケースは下層の透水係数が上層の透水係数よりも低

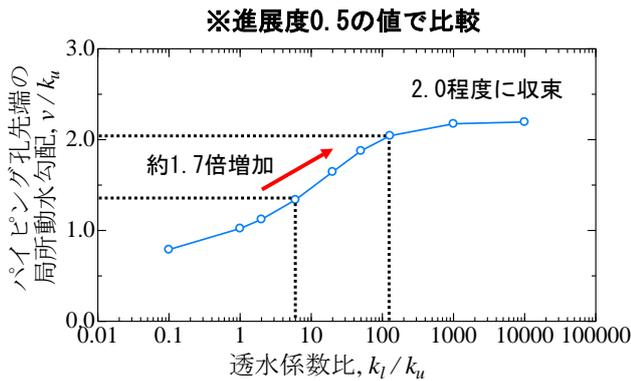


図 22 透水係数比と局所動水勾配の関係

く透水層と難透水層が逆転した複層基礎地盤のモデルになる。図 22 に透水係数比と進展度 0.5 における局所動水勾配の値の関係を示す。図より透水係数比が大きくなるほど上層の見かけの局所動水勾配  $v/k_u$  は大きくなり、透水係数比が 100 付近で局所動水勾配は収束していることがわかる。透水係数比が 6, 128 ケースを比較すると  $v/k_u$  の値が約 1.7 倍異なることから、透水係数比はパイピング孔の進展メカニズムに大きな影響を与えると考えられる。また、西村ら<sup>9)</sup>はパイピングの発生しやすさに影響を与える指標として透水係数比を上げているが、パイピング発生後の進展しやすさについても透水係数比は重要な指標であると考えられる。

#### 4. まとめ

本論文では、模型実験及び浸透流解析により噴砂の発生及びパイピング孔の進展時におけるメカニズムについて検討した。

噴砂については、噴砂の発生による基礎地盤内の水圧消散が伝播する様子を解析により再現し、噴砂の位置や時間による水圧分布を検討した。今後も噴砂による水圧減少に着目しながら検討を行っていく。また、パイピング孔が進展する際、先端部ではパイピング孔直径の約 10 倍の範囲からの三次元的集水により流速が増大し、また基礎地盤が単一層の場合にはパイピング孔先端に流速が作用することが、複層の場合にはパイピング孔全体に上向き浸透流が作用することがパイピングを助長させる要因であることが明らかになった。

一方で、本稿では噴砂及びパイピング孔を一様な形で再現したが、実際には三次元的に形状を変化させながら進展

していくと考えられる。今後は噴砂やパイピング孔のスケールや形状にも着目した検討を進めていきたい。また、既往の研究において解明されてきたパイピングが発生しやすい条件について、パイピングの進展のしやすさとの関係性についても理解を深めていきたい。

謝辞：本研究の成果は、国土交通省・河川砂防技術研究開発制度平成 29 年度国総研からの委託研究、科学技術研究費（研究課題 17H03305 および 19H00786）の援助を受けたものである。末筆ながら深謝の意を示します。

#### 参考文献

- 1) 高辻理人, 前田健一, 牧洋平, 伊神友裕, 泉典洋: 堤内外の基礎地盤特性が河川堤防のパイピング破壊に及ぼす影響と堤防調査方法の提案, 河川技術論文集 第 26 巻, pp.467-472, 2020.
- 2) 田端幸輔, 福岡捷二: 堤防直下の透水性基盤層の浸透流と砂粒子の運動に伴うパイピング発達機構に関する研究, 第 7 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.41-44, 2019.
- 3) 田中秀岳, 笹岡信吾, 瀬崎智之, 福島雅紀: 浸透流解析を用いた簡易的なパイピング進行評価手法の堤防模型実験への適用性検討, 河川技術論文集 25 巻, pp.565-570, 2019.
- 4) 斎藤啓, 前田健一, 泉典洋, 李兆卿: 基盤の地盤特性が異なる河川堤防の高水位の継続作用による漏水とパイピングの進行特性, 河川技術論文集, 第 21 巻, pp.349-354, 2015.
- 5) 西村柁哉, 前田健一, 高辻理人, 牧洋平, 泉典洋: 実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案, 河川技術論文集 25 巻, pp.499-504, 2019.
- 6) 西垣誠, 進士喜英, 今井紀和: 有限要素法による飽和不飽和浸透流解析-AC-UNSAF3D-プログラム解説およびユーザーマニュアル, pp.145, 2005.
- 7) van Genuchten, M.T.: A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Science Society of America Journal, Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 8) Carsel, R.F. and Parrish, R.S.: Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics, Water Resour.Res.24, pp.755-769.1988.
- 9) 西村柁哉, 前田健一, 榎山総平, 高辻理人, 泉典洋: 河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件, 河川技術論文集 24 巻, pp.613-618, 2018.

# 堤防模型実験の実務適用性と法尻排水工の対策効果の検討 Practical applicability of embankment model test and effect of the countermeasure by drainage installed in the slope toe

中村宏樹<sup>1</sup>, 小高猛司<sup>2</sup>, 李 圭太<sup>3</sup>, 山田紘太郎<sup>4</sup>, 福永葵衣<sup>4</sup>, 大橋健司<sup>4</sup>

- 1 名城大学大学院・理工学研究科・社会基礎デザイン工学専攻
- 2 名城大学・理工学部・社会基礎デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 3 日本工営・大阪支店
- 4 元名城大学学生

## 概要

我々の研究グループでは、高透水性基礎地盤を有する堤防の模型実験を行い、基盤漏水が堤体変状に対して与える影響およびメカニズムに関する検討を行ってきた。その結果、高透水性基礎地盤と被覆土層あるいは堤体との間に存在する透水性のギャップにより、堤体裏法尻付近への動水勾配の集中による噴砂・噴水をトリガーとして地層間に発達するパイピングや、裏法尻の小規模崩壊から進展する大規模すべり崩壊などを確認するとともに、そのメカニズムの解明を行ってきた。本論文では、我々が実施してきた模型実験の実務適用性を検討するために、福岡らの提案する堤防脆弱性指標を用いて実際の河川堤防との力学的相似性を考察する。さらに、浸透すべり破壊の抑制に効果がある堤体法尻部に設置する排水工について、その大きさと設置位置、さらに上層基礎地盤の透水性の影響について検討する。

キーワード：河川堤防，対策工，浸透破壊，堤防脆弱性指標，排水工

## 1. はじめに

名城大学の研究グループは、透水性が大きく異なる2層の基礎地盤を有する堤防の模型実験を行い、基礎地盤の漏水が堤体変状に対して与える影響およびメカニズムに関して検討を行ってきた<sup>1)2)</sup>。その結果、非常に透水性の高い基礎地盤上に、それより透水性が低い基礎地盤が存在する複層構造の基礎地盤上の堤防では、法尻付近に高い動水勾配が集中することによって、破堤に結び付くすべり破壊やパイピングの発生が確認された。また、そのような高透水性基礎地盤上の堤防に発生する法尻付近のパイピングとそれをトリガーとする堤体の浸透すべり破壊を抑制するためには、法尻の堤体内に基礎地盤からの排水工を設けることが重要であることを示した<sup>3)</sup>。その際、堤体外の堤内地に排水工を設けても効果が低いことも併せて示した<sup>3)</sup>。

しかし、模型実験は実際の河川堤防と比較して極めて小さいため、たとえ実際の被災事例とおぼしき現象が模型実験で再現できたとしても、実現象との相似性を明確にする必要があった。そこで、田端ら<sup>4)</sup>は、河川堤防の形状、構造、透水性そして洪水継続時間などから総合的に被災危険度を評価できる堤防脆弱性指標を提案し、実河川の被災事例との高い適合性を示した。さらに、福岡ら<sup>5)</sup>は、名城大学で実施してきた模型実験結果についても堤防脆弱性指標を用いて評価を行った。その結果、裏法すべりや堤防決

壊など破壊の程度に応じた堤防脆弱性指標の値は、模型実験と現地堤防でほぼ一致することを示し、堤防脆弱性指標が力学的相似条件を示すことを明らかにした。

本論文では、まず、模型実験の堤防脆弱性指標の観点から実務への適用性について述べた後、浸透すべり破壊に抑制効果がある堤体法尻部に設置する排水工について、その大きさと設置位置、さらに、上層基礎地盤の透水性の影響について検討する。

## 2. 模型実験の実務適用性の検討

### 2.1 実験概要

図1、2および3に、それぞれ小型、中型、大型の3種類の寸法の模型実験の概要を示す。図2の中型模型が、既往の研究で採用してきた寸法である。小型模型、大型模型の寸法をそれぞれ中型模型の0.75倍、1.5倍とした。

本実験では、表1に示すように、3種類の寸法で堤体(領域III)と上層基礎地盤(領域II)の地盤材料の組み合わせによって、合計9パターンの実験を行った。地盤材料には、三河珪砂3号砂(間隙比 $e=0.95$ , 透水係数 $k=2.67 \times 10^{-3} \text{m/s}$ )、6号砂と同粒径の色砂を9:1の質量比で混合した6号カラー(間隙比 $e=1.06$ , 透水係数 $k=4.88 \times 10^{-4} \text{m/s}$ )、8号砂(間隙比 $e=1.06$ , 透水係数 $k=3.98 \times 10^{-5} \text{m/s}$ )、6、7および8号砂を5:2:5の質量比で混合した678号混合砂(間隙比 $e=1.06$ ,

表1 各 Case の地盤材料

Case	寸法	地盤材料		
		領域 I	領域 II	領域 III
Case 1	小型	3号砂	6号カラー	678号混合砂
Case 2			8号砂	678号混合砂
Case 3			6号カラー	8号砂
Case 4	中型	3号砂	6号カラー	678号混合砂
Case 5			8号砂	678号混合砂
Case 6			6号カラー	8号砂
Case 7	大型	3号砂	6号カラー	678号混合砂
Case 8			8号砂	678号混合砂
Case 9			6号カラー	8号砂

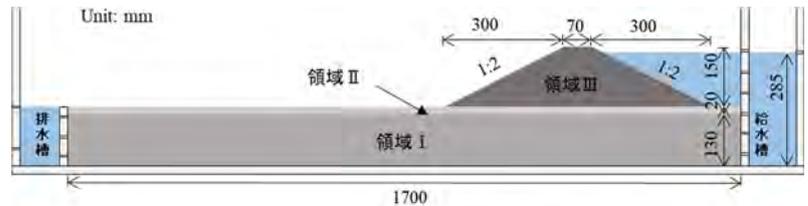


図1 小型模型

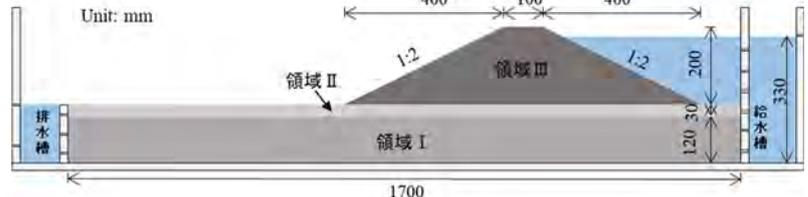


図2 中型模型

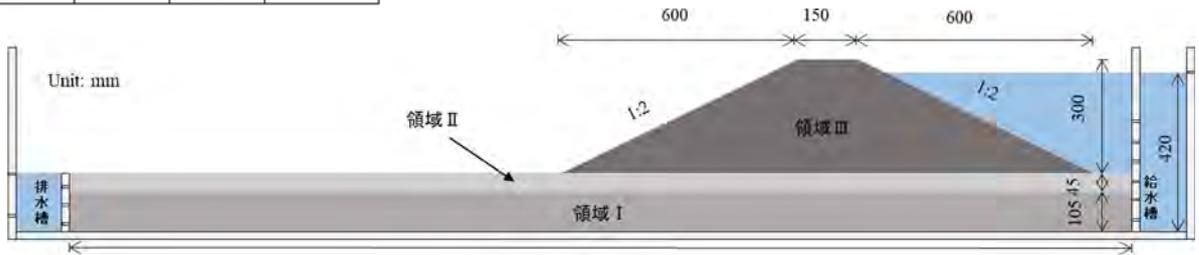


図3 大型模型

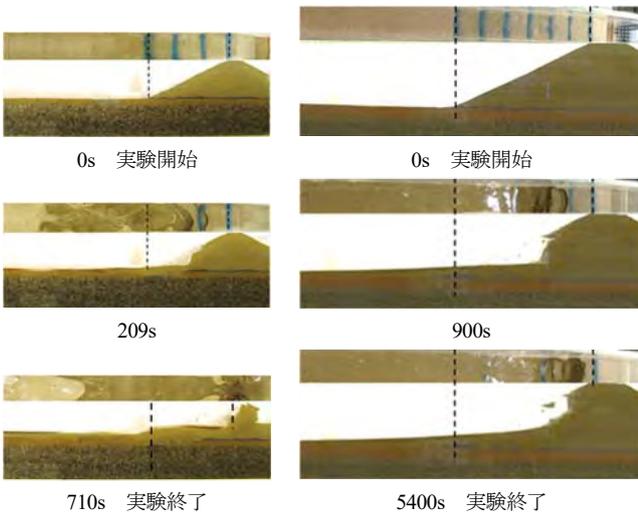


写真1 実験結果 (左 Case 2, 右 Case 9)

透水係数  $k=9.96 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ) を用いた。いずれの地盤材料も含水比 4% に調整した後、所定の間隙比となるように丁寧に締め固めを行い、模型地盤を作製した。

模型地盤作製後、実堤防において地下水位が透水性基礎地盤中にある場合を再現するために、給水槽の水位を 100mm に保ち、地盤材料を飽和させた。その後、給水槽の水位を一気に上昇させ、堤体高さの 9 割でオーバーフローさせ水位を保ちながら、浸透に伴う堤体の挙動を観察した。その際、排水槽の水位を 150mm で保つように排水を行った。すべての実験過程において、模型実験の正面および側面からビデオ撮影を行い、堤体の変状がほぼみられなくなるまで実験を続けた。

## 2.2 実験結果

写真 1 に、小型模型の Case 2 と大型模型の Case 9 の実

験結果を示す。Case 2 では、実験開始から 209 秒後に、下層基礎地盤 (領域 I) から上層基礎地盤 (領域 II) を突き破る水みちが発生し、堤体法尻部が損傷したことをトリガーとして、裏法すべりが天端まで進行した。最終的に堤防決壊に至った。Case 9 では、堤防法尻部で発生した小規模な崩壊が、徐々に大規模な裏法すべりに進展した。最終的に天端の手前で崩壊が止まり、5400s で実験を終了した。

## 2.3 堤防脆弱性指標 $t^*$ の比較

堤防脆弱性指標  $t^*$  は、次式で表される<sup>4)</sup>。

$$t^* = \frac{8 H k t'}{3 \lambda b^2} \quad (1)$$

ここで、水位  $H(\text{m})$ 、堤体の透水係数  $k(\text{m/s})$ 、洪水継続時間  $t'(\text{s})$ 、堤体の空隙率  $\lambda$ 、堤防幅  $b(\text{m})$  である。透水性基礎地盤を加味する  $t_m^*$  も提案されている<sup>5)</sup> が、本論文では、 $t^*$  による検討を行う<sup>6)</sup>。

表 2 および図 4 に、堤防脆弱性指標  $t^*$  の算出結果を示す。Case 1~9 が本論文での実験結果であり、Case 10~22 は、既報<sup>5)</sup> の模型実験結果であり、本論文での中型模型に相当する寸法で実施されている。既報の  $t^*$  よりも若干小さい傾向があるが、現地堤防と同様に  $t^*$  が 0.01~0.1 の範囲で裏法すべりが生じ、0.1~1 の範囲で決壊することが示された。さらに、本論文での 3 種類の寸法での実験での比較により、堤体の大きさに拘わらず裏法すべりが発生する  $t^*$  は、0.01~0.05 の狭い範囲に集まることが確かめられた。また、すべての寸法において、堤体 (領域 III) に 8 号砂を用いた Case 3, 6 および 9 で、最も小さい値が算出された。これは、堤体の透水係数が小さいことにより、洪水継続時間が長くなったことが要因である。

表2 堤防脆弱性指標  $t^*$  の変数

Case	H(m)	k(m/s)	$t^*(s)$		$\lambda$	b(m)
			裏法 滑り	堤防 決壊		
Case 1	0.135	9.96E-05	40	310	0.51	0.4
Case 2	0.135	9.96E-05	60	410	0.51	0.4
Case 3	0.135	3.98E-05	80	575	0.51	0.4
Case 4	0.18	9.96E-05	80	-	0.51	0.54
Case 5	0.18	9.96E-05	160	-	0.51	0.54
Case 6	0.18	3.98E-05	150	-	0.51	0.54
Case 7	0.27	9.96E-05	87	-	0.51	0.81
Case 8	0.27	9.96E-05	100	-	0.51	0.81
Case 9	0.27	3.98E-05	140	-	0.51	0.81

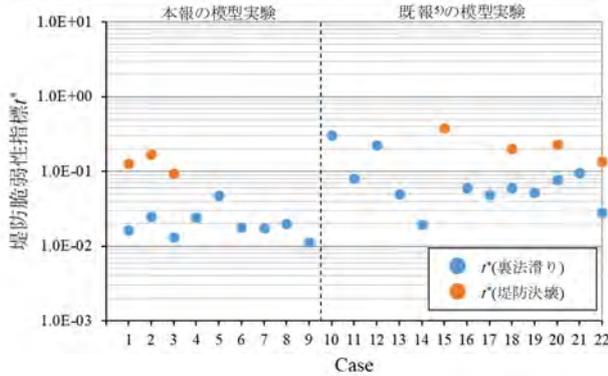


図4 堤防脆弱性指標  $t^*$  の比較

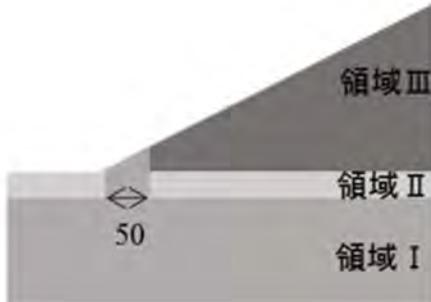


図5 Case A

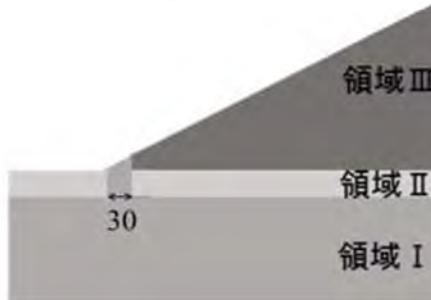


図6 Case B

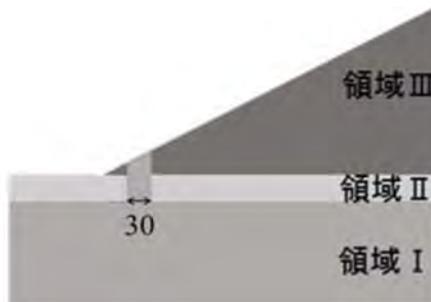


図7 Case C, D

表3 各 Case の地盤材料

Case	地盤材料			
	排水工	領域 I	領域 II	領域 III
Case A				
Case B	3号砂	3号砂	8号砂	678号混合砂
Case C			6号カラー	
Case D			6号カラー	

小規模であるが、再現性の高い精緻な模型実験において、 $t^*$ が寸法の異なる堤体模型間での力学的相似条件を示すことを確認できた意義は大きい。ただし、本論文で比較した堤防脆弱性指標  $t^*$ は、高透水性基礎地盤が河川の水位上昇によって被圧されることが、堤体の安定性にネガティブに作用する効果を十分に反映できていないことには留意しておく必要がある。

### 3. 排水工の大きさと設置位置の検討

#### 3.1 実験概要

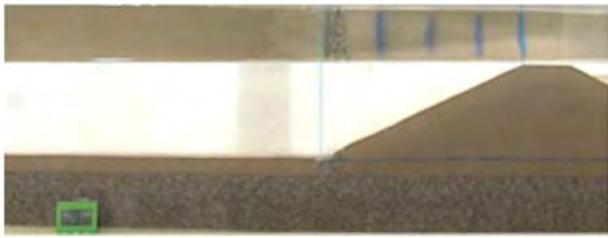
図5, 6および7に、各 Case における排水工の大きさと設置位置を変更した模型実験概要を示す。また、全 Case において、図2の中型模型で実験を行った。

本実験で用いた地盤材料を表3に示す。領域Iには三河珪砂3号砂、領域IIには8号砂、領域IIIには678号混合砂を用いた。ただし、Case Dでは、排水工の大きさと設置位置をCase Cと同様として、上層基礎地盤（領域II）に6号カラーを用いて実施した。全 Case において、排水工には、領域Iと同様に3号砂を用いた。これらの地盤材料の間隙比と透水係数は、2.1と同値である。いずれの地盤材料も含水比4%に調整した後、所定の間隙比となるように厚さ50mmずつ締め固めを行い、模型地盤を作製した。

実験方法は、2.1と同様の手順で行い、浸透に伴う堤体の挙動を観察した。

#### 3.2 実験結果

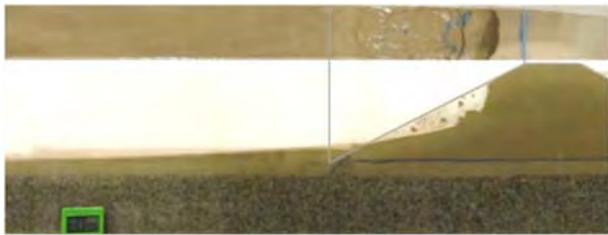
写真2に、各 Case の実験過程を示す。まず、排水工の大きさと設置位置を変更した際の浸透すべり破壊の抑制効果について検討する。写真2(a)の法尻堤体内に横幅50mmの排水工を設置したCase Aでは、実験開始23秒後から排水工から顕著な排水がみられたが、1時間浸透を継続しても堤体変状等は確認できなかった。写真2(b)のCase Bでは、排水工の横幅を30mmに縮小した。その結果、実験開始14秒後に排水工部分から噴き出すような顕著な排水がみられた後、無対策と同様に排水工付近の泥濁化が発生した。実験開始1分48秒後には、排水工上を泥濁化して流失してきた堤体材料が覆い被さるよう堆積してしまうことにより、無対策に近い状態となり堤体が徐々に変状した。その変状は、堤体法面の9割程度進行した後に停止した。越流には至らなかったが、天端付近まで裏法すべりが進行したことにより、排水工の設置による裏法すべりを抑制する効果はみられなかった。写真2(c)のCase Cでは、Case Dと同じ横幅30mmの排水工をCase Aの排水工の右端と同じ位置となるまで堤体内の奥側に設置した。結果として、実験開始21秒後に排水工からの排水が確認され、その際、堤体法先部が泥濁化により消失した。その後、それをトリガーとして堤体が徐々に崩壊し、36分後には川裏法面の8割が崩壊したが、最終的には越流には至らなかった。以上のCase A, BおよびCより、排水工の大きさが50mmから30mmに縮小することにより、堤体法尻部の



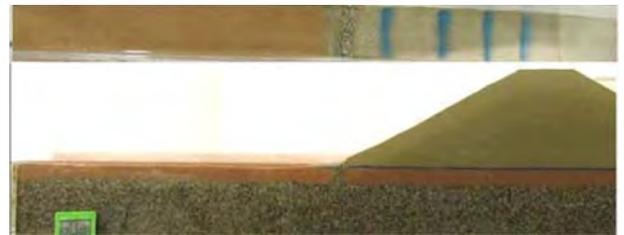
(a) Case A



(b) Case B



(c) Case C



(d) Case D

写真2 実験結果 (終了時)



$e=1.06$   
 $k=4.88 \times 10^{-4} \text{m/s}$

$e=0.95$   
 $k=2.67 \times 10^{-3} \text{m/s}$

写真3 行き止まり地盤での実験結果 (終了時)

崩壊を抑制する効果が失われることが示された。したがって、排水工には、川表から供給される水を排水する能力が要求されることが考えられる。

次に、上層基礎地盤の透水性の影響をみるために、Case C と排水工は同様として、上層基礎地盤を Case C より透水性が 10 倍程度高い材料を用いた Case D を実施した。その結果、実験開始 17 秒後には排水工から顕著な排水がみられたが、写真 2(d) に示すように、Case A と同様に 1 時間浸透を継続しても堤体に変状等は確認できなかった。これは、上層基礎地盤の透水性が上がることで、排水工に集中する水量が軽減されることによって、横幅 30mm の排水工でも、浸透すべり破壊の抑制効果を発揮したと考えられる。

写真 3 に、Case A と同様の排水工が行き止まり地盤に設置された事例を示す。行き止まり地盤を含む上層基礎地盤 (領域 II) の地盤材料は、Case D と同様の 6 号カラーを用いた。行き止まり地盤の場合には、堤体法尻部の動水勾配の集中は非常に大きくなり、極めて危険性が高まるが、排水工の設置によって、1 時間透水を継続しても堤体の変状はみられなかった。

#### 4. まとめ

本論文では、堤防脆弱性指標  $f^*$  の観点から模型実験の実務適用性の検討、また、堤体法尻部に設置する排水工の大きさと設置位置の検討を行った。

堤防脆弱性指標  $f^*$  の比較により、模型実験から現地堤防のマルチスケールで破壊形態を分類できることが示され

た。これは、小規模で精緻な模型実験だからこそ解明できる被災現象やその対策方法が、現地堤防に適用可能であることを示唆している。なお、 $f^*$  がマルチスケールで高い一致度を示した背景には、地盤材料が過圧密にならないように間隙比を大きくして、模型地盤を作製したことにある。これは、模型実験と現地堤防では、有効応力レベルが大きく異なるため、現地堤防におけるすべり破壊等の力学現象を小さな模型地盤でも再現するために必要な措置である。

堤体法尻部に設置する排水工は、基礎漏水によって発生する法尻での小規模すべりをトリガーとする進行性破壊の根源を元から絶つ点で、非常に効果が高いが、設置位置と規模には注意が必要であることも明らかになった。

本論文の堤防脆弱性指標を整理するのにあたり中央大学の福岡捷二先生、田端幸輔先生にご指導いただくとともに、有益なご議論をいただいた<sup>6)</sup>。記して謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 森三史郎・林愛美・小高猛司・崔 瑛・李 圭太・原大知：全断面堤体模型を用いた高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊に関する検討，第 71 回土木学会年次学術講演会，2016。
- 2) 小高猛司・崔 瑛・林愛美・森三史郎・李 圭太：基礎地盤の複層構造が河川堤防の浸透破壊に及ぼす影響，第 52 回地盤工学研究発表会，2017。
- 3) 小高猛司・森智彦・李 圭太・朝岡巧・飯田潤哉・澤村元希：透水性基礎地盤上の河川堤防の排水工の模型実験，第 54 回地盤工学研究発表会，2019。
- 4) 田端幸輔・福岡捷二・内堀寿美男・上村勇太：堤防脆弱性指標に基づいた堤防破壊危険性評価に関する研究－鬼怒川中下流部平成 27 年 9 月大洪水を例として－，河川技術論文集，Vol. 23，2017。
- 5) 福岡捷二・小高猛司・田端幸輔：現地堤防と模型堤防の浸透破壊を規定する力学的相似条件－堤防脆弱性指標，第 5 回河川堤防技術シンポジウム論文集，2017。
- 6) 中村宏樹・小高猛司・李 圭太・福岡捷二・田端幸輔・山田紘太郎・福永葵衣・大橋健司，寸法の異なる堤防模型実験による力学的相似条件の考察，第 75 回土木学会年次学術講演会，2020。

セメント浸透注入工法による改良地盤の温度・酸の環境下における  
力学挙動に関する研究  
Study on mechanical behavior of improved soil with cement infiltration method  
under temperature and acid environment

岩田朋也<sup>1</sup>, 大原一哲<sup>2</sup>, 彭鵬<sup>1</sup>, 岩井裕正<sup>1</sup>, 張鋒<sup>1</sup>

1 名古屋工業大学・大学院・工学研究科・社会工学専攻・E-mail address: cho.ho@nitech.ac.jp

2 日建設計シビル(株)

### 概 要

わが国に広く分布する花崗岩は、構造物の基礎地盤としてよく用いられる一方で風化を受けやすい。地盤改良工法の一つである浸透注入工法は仮設構造物に多く利用されているが、長期安定性に関する定量的な評価は十分ではない。そこで本研究では、深層風化を受けた強風化花崗岩をセメント系固化材で浸透注入工法により改良し、その長期安定性を検証した。化学的風化の要因である酸の強さ、および周辺環境における地熱の影響に着目し、異なる pH と温度条件下で水中曝露したセメント改良土の力学特性や含有成分への影響を三軸圧縮・クリープ試験および蛍光 X 線分析により調べた。その結果、酸の影響によりピーク強度や限界応力比に影響を与えることが確認された。さらに、実験結果を踏まえ、温度や酸の環境が改良土の力学挙動に及ぼす影響を定量的に考慮した弾塑性構成式を提案し、要素シミュレーションによりその妥当性を評価した。

キーワード：地盤改良 深層風化 セメント安定処理 構成式

## 1. はじめに

わが国に広く分布する花崗岩は、構造物の基礎地盤としてよく用いられる一方で風化を受けやすく、強度が著しく低下する。この性質により、平成 26 年 8 月豪雨による広島市土砂災害に代表されるような大規模の災害が起きている。強風化花崗岩（マサ土とも呼ばれる）のような軟弱地盤に対する地盤改良工法の一つにセメント系固化材を注入する浸透注入工法がある。浸透注入工法による地盤改良は工期が短縮され、コストを抑えることが可能である工法であるが、浸透注入工法は主に仮設構造物に利用されており、長期安定性に関する定量的な評価はまだ十分ではない。

そこで本研究では、深層風化を受けた風化花崗岩において、セメント系固化材を用いた浸透注入工法による改良地盤の長期安定性の把握を目的として、化学的風化の要因である酸の強さ、および周辺環境における地熱の影響に着目し、異なる pH と温度条件下で水中曝露したセメント改良土の力学特性や含有元素濃度への影響を力学試験および蛍光 X 線分析により調べた。さらに試験結果を踏まえて、温度・酸の影響を統一的に考慮する熱弾粘塑性構成式を提案し、要素シミュレーションによりその妥当性を評価した。

## 2. 試験概要

本論文ではセメント改良土に対して化学的影響と地熱の影響を与えるために pH を 4, 5, 7 の 3 種類、環境温度を 20℃と 50℃の 2 種類の条件で水中曝露を実施した。その後、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験により力学特性の把握を行った。

### 2.1 試験試料概要

本試験で用いるマサ土の物理特性を表 1 および図 1 に示す。固化材である高炉セメント B 種と水をマサ土と練り混ぜ、恒温湿潤環境下で 3 週間の気中モールド養生を経た後、H10cm×φ5cm に成型することで供試体を作製する。含水比は 24 時間後のブリーディングの様子を踏まえ、27.1%とした。セメント添加率は、ばらつきの大きさや目標とする強度 600kPa を得られているかどうかを踏まえて 5%と決定した。

表 1 マサ土の物理特性

最適含水比 $w_{opt}$ (%)	14.7
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.641

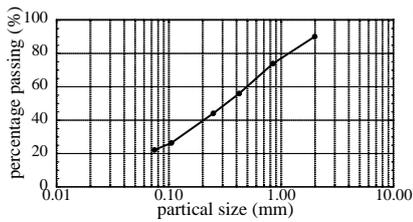


図1 マサ土の粒度分布



図2 脱気水槽と恒温槽

## 2.2 水中曝露概要

本試験でセメント改良土供試体を、pH、温度を変えて水中曝露を実施する。水中曝露中のpHの変動を抑えるため、曝露溶液をバッファーにした。表2に水中曝露条件を示す。水温を一定に保つために、図2に示すように水を張った恒温槽の中に脱気水槽を入れた。

表2 水中曝露条件

pH	曝露溶液の成分	水温	水中曝露期間
4	酢酸 (0.3mol/L) と酢酸ナトリウムを 3:1 で配合	20°C ・ 50°C	一軸圧縮試験 1週間, 3週間
5	酢酸 (0.3mol/L) と酢酸ナトリウムを 1:1 で配合		三軸圧縮試験 三軸クリープ試験 1週間
7	リン酸塩緩衝液 (0.25mol/L) と酢酸 (0.1mol/L) を 5:2 で配合		

## 3. 試験条件

### 3.1 一軸圧縮試験

表2の曝露条件下での水中曝露を経た後に一軸圧縮試験を実施した。一軸圧縮試験の試験条件を表3に示す。一軸圧縮試験を行なう目的としては曝露条件による力学特性の違いの把握、セメント改良土の材料としてのばらつきを確認するためである。さらには気中モールド養生のみの強度を把握するべく、練り混ぜ日から1週間ごとに一軸圧縮試験を実施した。このことにより、水中曝露の影響の有無による力学特性を比較し、練り混ぜからの経過日数と強度の増減関係を評価する。

### 3.2 三軸圧縮試験・クリープ試験

提案する構成式の改良と要素シミュレーションで使用するパラメータを決定するために、図3に示す圧力セル内の温度制御が可能な高温中容量三軸試験機を用いて、三軸圧縮試験および三軸クリープ試験を実施した。三軸圧縮・クリープ試験の試験条件を表4に示す。図4に示す圧力セル内に2枚の底付きメンブレンで供試体を密閉し、インナーチャンバーを用いることで、供試体が水に触れることなく積変化を計測できる。三軸クリープ試験における荷重は応力制御であり、せん断中の荷重速度が、ひずみ制御で実施した三軸圧縮試験と同様に設定した。クリープ応力は三軸圧縮試験により得られたピーク強度の90%とした。

表3 一軸圧縮試験条件

pH	温度 (°C)	気中モールド養生期間	水中曝露期間
		1, 2, 3, 4週間	
4	20	3週間	1週間および3週間
	50		
5	20		
	50		
7	20		
	50		



図3 高温中容量三軸試験機



図4 圧力セルの詳細

表4 三軸圧縮・クリープ試験条件

pH	水温 [°C]	曝露期間	拘束圧 [MPa]	荷重速度	クリープ応力 (三軸クリープ試験)
4	20	1週間	0.1	三軸圧縮試験 0.1%/min (ひずみ制御)	ピーク強度の90%
	50				
5	20		0.1, 0.3	三軸クリープ試験 三軸圧縮試験時の応力ひずみ曲線と一致するように荷重速度を設定 (応力制御)	
	50				
7	20				
	50				

### 3.3 蛍光 X 線分析

水中曝露直前、供試体を成形する際に生じた断片を曝露前の試料とした。また、水中曝露後に一軸圧縮試験に用いた供試体を曝露後の試料とし、図5に示すように供試体の表面付近と内部部分の2か所からそれぞれ試料を採取した。これらの採取位置から得られた試料を削り、粉末状にしてマイクロプレートに詰めてから蛍光 X 線分析を行った。

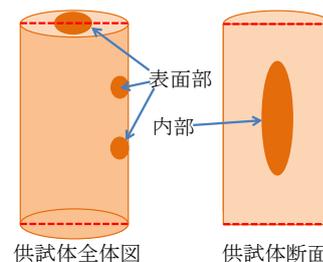


図5 蛍光 X 線分析試料採取位置

## 4. 試験結果

### 4.1 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験結果を図 6(a), (b)に示す。図 6(a)の 20℃の条件において、pH7 では曝露後の一軸圧縮強さが曝露直前の 3 週間強度と同程度だったが、pH4, 5 ではいずれも 3 週間強度を下回った。これは酸の影響により供試体中のカルシウムが溶脱し、強度が低下したと考えられる。

図 6(b)の 50℃の条件では、pH4 の曝露 1 週目における強度が 3 週間強度より低下したものの、pH5 の曝露 1 週目では 3 週間強度からの低下はみられなかった。河野の既往の研究<sup>2)</sup>より高温環境下はセメントの水和反応が早く進むことが言われている。そのため、pH5 では酸によるカルシウム溶脱の影響よりも、水和反応による強度増進の影響が卓越したことで水中曝露 1 週間での強度低下がみられなかったと考えられる。一方の pH4 では酸によるカルシウム溶脱の方が強度増進より影響が大きかったため、水中曝露 1 週間で強度が低下したと考えられる。

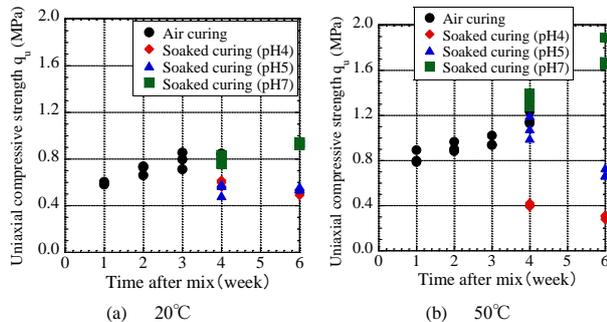


図 6 練り混ぜからの期間と一軸圧縮強さの関係

### 4.2 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験結果を図 7(a)~(d), 図 8(a), (b)に示す。図 7(a)~(d)より拘束圧や温度に関わらず、全てのケースについて pH 値が小さくなるにつれてピーク強度も小さくなる傾向が確認できる。これは図 6(a), (b)の一軸圧縮試験結果と同じ傾向であり、酸によるカルシウム溶脱が強度低下に起因していると考えられる。温度による影響に着目すると、図 7(a), (b)よりピーク強度は pH5, 7 では 20℃より 50℃の方が大きくなる一方、pH4 では温度が上昇してもピーク強度の増加はみられなかった。これも図 6(a), (b)の一軸圧縮試験と同じ傾向であり、pH4 の条件ではセメントの水和反応と酸によるカルシウム溶脱反応が同等に行われたためだと考えられる。拘束圧の影響に着目すると、ピーク強度は拘束圧 0.1MPa より 0.3MPa の方が大きくなり、より延性的な破壊挙動を示している。体積ひずみは、pH 値が小さくなるに従って圧縮側に大きく膨張量は小さくなり、その傾向は温度が高く拘束圧が大きくなるほど顕著である。

図 8(a), (b)の軸ひずみ - 応力比関係について、応力比が一定となるときの限界応力比に着目すると、pH 値が 7 から 4 へと小さくなるほど、環境温度が 50℃から 20℃へと低くなるほど、そして拘束圧が 0.1MPa から 0.3MPa へと

大きくなるほど限界応力比が低下する傾向が全体的に確認された。

### 4.3 三軸クリープ試験

三軸クリープ試験結果を図 9(a)~(d)に示す。クリープ破壊に至ったケースとしては、図 9(a)の pH5 の条件、図 9(d)の pH5, 7 の条件のみであり、他の条件については設定したクリープ時間の中ではクリープ破壊には至らなかった。ここで張らの既往の研究<sup>2)</sup>によると、クリープ応力が高いほどクリープ破壊時間が短縮されると言われている。三軸圧縮試験結果より、拘束圧が大きいほど、そして環境温度が高いほど、ピーク強度が大きくなるためにクリープ応力も大きくなり、クリープ破壊時間が短縮されることが見込まれる。その傾向を踏まえると、今回の実施条件において拘束圧が最も大きく、温度が最も高いケース図 9(d)の条件のクリープ破壊時間が最も短く、妥当な結果であると言える。しかし、図 9(a)の環境温度 20℃、拘束圧 0.1MPa では pH5 のケースで pH7 より早くクリープ破壊が起きているため、再現性をとり実験の傾向を確かめる必要がある。

軸ひずみ速度勾配である二次圧密係数  $C_{al}$ については、クリープ開始初期は勾配にばらつきはあるものの、全体としては曝露条件によらず勾配が 1.10 程度であり、酸や温度の影響はみられなかった。

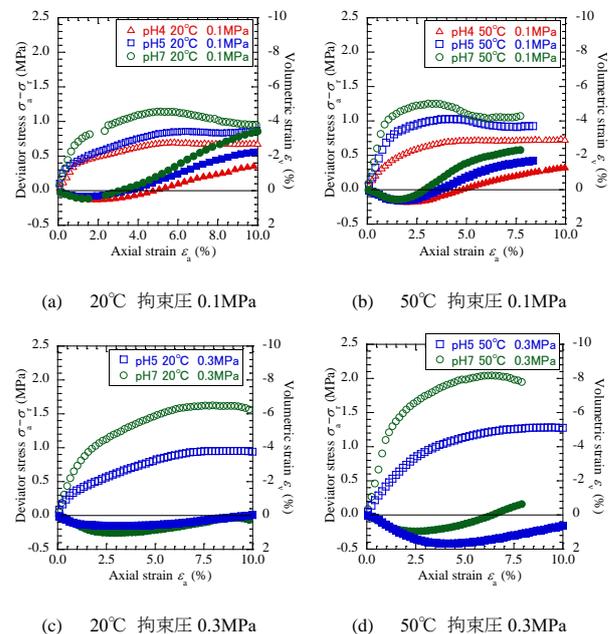


図 7 三軸圧縮試験の軸ひずみ、軸差応力および体積ひずみ関係

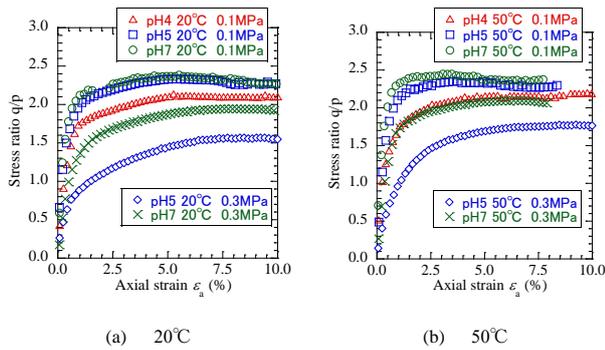


図 8 三軸圧縮試験結の軸ひずみ - 応力比関係

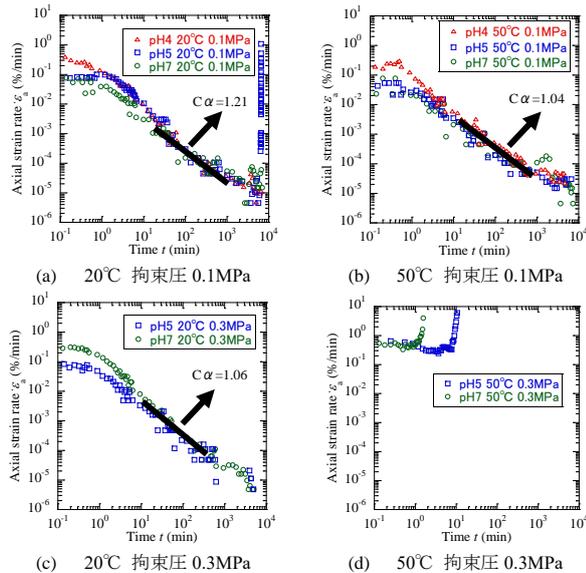


図 9 三軸クリープ試験のクリープ時間-軸ひずみ速度関係

#### 4.4 蛍光 X 線分析

本研究では酸によるカルシウムの変動がみられ、強度にも大きく関わることから、供試体に含まれる元素の中でカルシウムの原子数濃度のみに着目して、蛍光 X 線分析結果を整理した。ここに、曝露前のカルシウム原子数濃度  $c_{mi}$  に対する曝露後のカルシウム原子数濃度  $c_{cur}$  の比として、カルシウム相対濃度  $C$  を定義した。図 10(a), (b) に曝露条件別のカルシウム相対濃度  $C$  変動をまとめた。pH7 では表面、内部のどちらも  $C$  値は 1.0 からの変動が小さく、水中曝露によるカルシウム溶脱への影響が極めて小さいと言える。pH4, 50°C の環境下で曝露 3 週間後のカルシウム濃度の低下が最も著しく、セメント添加前と同程度の値となったことから、セメンテーション効果が大きく失われていると考えられる。pH4 と pH5 の表面におけるカルシウム溶脱の程度に大きな違いはみられなかったが、内部におけるカルシウム相対濃度は pH4 より pH5 の方が大きく、溶脱はより内部へ浸透していたことが窺える。pH4 の強度が pH5 より小さくなったのもその結果であると言える。

ここで、表面と内部のカルシウム相対濃度が線形的に変化していると仮定し、両者の平均値をとり、図 11(a), (b) のように pH と平均化した  $C$  をプロットした。同じ温度・曝露期間の結果のプロットの回帰線を引くと、4 本の回帰

線はいずれも相関の極めて高い結果となった。よって、カルシウム相対濃度  $C$  は pH を的確に表現するパラメータであるといえ、 $C$  を酸の影響を表す状態変数として、本研究で提案する熱弾粘塑性構成式の中に取り込むこととする。

### 5. 新しい熱弾粘塑性式の提案

#### 5.1 用いる熱弾粘塑性構成式

本研究では、式(1)~(7)に示すような構造・密度効果を考慮した軟岩の弾粘塑性構成式をベースとして構成式の修正を行った。ベースとする従来の熱弾粘塑性構成式は、土の過圧密<sup>4)</sup>や構造<sup>5)</sup>、中間主応力<sup>6)</sup>、時間依存性<sup>7)</sup>の他に、温度変化に起因する等価応力<sup>8)</sup>の概念を統一的に取り組んだものである。式(2)は降伏関数であり、 $\tilde{R}$ 、 $\tilde{R}^*$  はそれぞれ過圧密、構造に関する状態変数、 $\tilde{t}_N$ 、 $\tilde{t}_{N15}$  はそれぞれ温度効果を考慮した初期の圧密降伏応力、高位構造の降伏応力である。また、 $(\theta - \theta_0)$  は参考温度 (15°C) からの温度変化であり、塑性体積ひずみ  $\epsilon_p^v$  は圧縮指数  $\lambda$  と膨潤指数  $\kappa$  を用いて式(8)のように表せる。その他のパラメータについては次章の表 7 に示す。

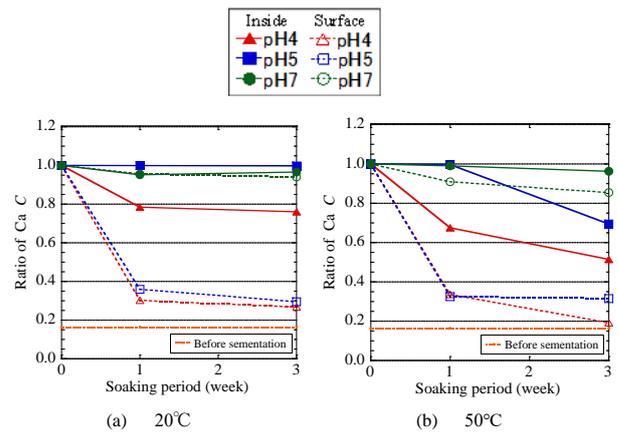


図 10 曝露期間によるカルシウム相対濃度の変化

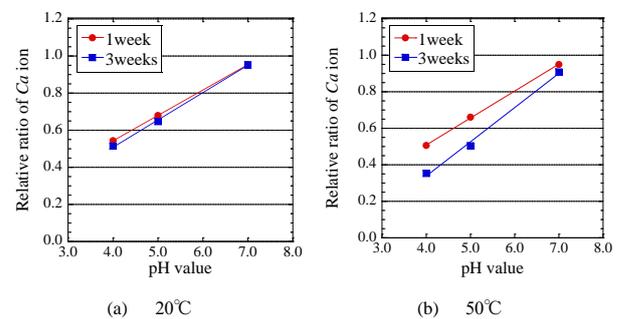


図 11 pH-C 関係 (内側・表面平均化後)

$$f = \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \frac{1}{\beta} \left( \frac{x}{M_c} \right)^\beta - \frac{1}{C_p} (\varepsilon_v^p + C_p \ln \bar{R} - C_p \ln R^*) = 0 \quad (1)$$

$$\Lambda = \left( \frac{\partial f_\sigma}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl} d\varepsilon_{kl} + \frac{h(t)}{C_p} \right) / \left( \frac{h_p}{C_p} + \frac{\partial f_\sigma}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl} \frac{\partial f}{\partial t_{kl}} \right) \quad (2)$$

$$h(t) = \dot{\varepsilon}_0 (1 + t/t_1)^{-C_\alpha} \quad (3)$$

$$h^p = \frac{\partial f_\sigma}{\partial t_{ii}} - \frac{m_R \frac{\ln \bar{R}}{\bar{R}} \bar{R} C_n \ln(1+t/t_1) + m_R^*(1-R^*)}{\dot{\varepsilon}_N} \quad (4)$$

$$\bar{R} = \frac{\dot{\varepsilon}_{N1}}{\dot{\varepsilon}_{N1S}}, \quad \bar{R}^* = \frac{\dot{\varepsilon}_{N1e}}{\dot{\varepsilon}_{N1S}} = R^* \quad (5)$$

$$\dot{\varepsilon}_{N1e} = t_{N1e} \exp \left[ \frac{3\alpha_\varepsilon (\theta - \theta_0) (1 + e_0)}{\kappa} \right] \quad (6)$$

$$\dot{\varepsilon}_{N1S} = t_{N1S} \exp \left[ \frac{3\alpha_\varepsilon (\theta - \theta_0) (1 + e_0)}{\kappa} \right] \quad (7)$$

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{t_{N1e}}{t_{N0}} = C_p \ln \frac{t_{N1e}}{t_{N0}} \quad \left( C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \right) \quad (8)$$

温度・酸の影響を考慮した修正熱弾粘塑性構成式の提案について、図 12 に示す三軸圧縮試験結果に基づき、限界応力比  $M$  がカルシウム相対濃度  $C$ 、温度  $T$ 、および拘束圧  $p$  の影響を受けることに着目し、それらを状態変数とする回帰分析を行い、関数  $M_c = M(C, T, p)$  として定式化した。また、酸の影響を表す状態変数であるカルシウム相対濃度  $C$  は、限界応力比  $M$  のみに影響を与えるものと仮定した。

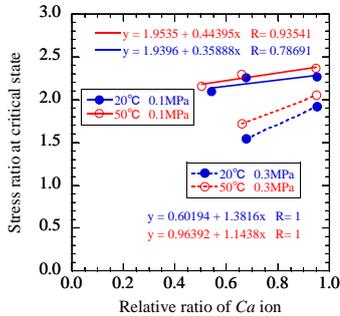


図 12 カルシウム相対濃度  $C$  - 限界応力比  $M$  関係

## 5.2 回帰分析による $M_c$ の定式化

まずは拘束圧  $p$  ごとに異なる関数  $M_c = M(C, T)$  を式(9)のように定式化した。各状態変数の係数  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  は三軸圧縮試験および蛍光 X 線分析による試験結果(表 5)を用いて最小二乗法により算出した。

$$M_c = \alpha C + \beta T/T_0 + \gamma, \quad T_0 = 15^\circ\text{C} \quad (9)$$

$$M_c = (\alpha_c C + \beta_c T/T_0 + \gamma_c) p_c/p_0 + \xi_c, \quad p_0 = 0.1\text{MPa} \quad (10)$$

表 6 に拘束圧別に算出した各係数値を、図 13 に拘束圧別  $C$ - $T$ - $M$  関係を示す。当てはまりの良さの尺度である決定係数は拘束圧 0.1MPa, 0.3MPa でそれぞれ 0.7878, 0.9926 となり、式(9)が実際の試験結果を表現できていると言える。また、図 13 にある 2 平面は平行でなく、 $C, T$  の係数が拘束圧  $p$  の影響を受けていることが考えられる。

表 5 実験結果に基づくパラメータ値一覧

曝露条件	$p$	$T$	$C$	$M$
pH4-20	0.1	20	0.544	2.09
pH5-20			0.679	2.25
pH7-20			0.954	2.26
pH4-50		50	0.506	2.15
pH5-50			0.661	2.29
pH7-50			0.950	2.36
pH5-20	0.3	20	0.679	1.54
pH7-20			0.954	1.92
pH5-50		50	0.661	1.72
pH7-50			0.950	2.05

次に、式(10)のように拘束圧  $p$  を含めた形で  $M_c$  を定式化した。 $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\xi$ , は上記と同様に試験結果を踏まえて最小二乗法により算出し、それらの値を表 6 中に示す。決定係数は 0.9814 となったことから、式(10)は実際の試験結果を十分に表していると言える。このことから、本研究で行った熱弾粘塑性構成式の改良において、 $M_c$  は式(10)の形で従来の構成式に組み込むものとした。

## 6. 要素シミュレーション

要素シミュレーションで使用するパラメータを表 7 に示す。また、三軸圧縮試験結果と要素シミュレーションによる解析結果との比較を図 14(a)~(d)に示す。解析結果はそれぞれ pH や環境温度、拘束圧の違いによる改良土の力学挙動を十分に表現できている。ただし図 14(a), (b)に示す拘束圧 0.1MPa, pH7 の条件下では、要素シミュレーションは実験値より早い段階で限界状態に達し、せん断応力とダイレイタンシーの変化が停止した。今回提案した構成式ではピーク強度を上手く表現できているが、体積ひずみを上手く表現することができなかった。今後は限界応力比だけではなく他のパラメータについても酸や温度が影響を与えていると考え、構成式の改良を行っていく。

また、本研究では供試体全体で均一なカルシウム相対濃度であると仮定した上で要素シミュレーションを実施した。ただ、実際には表面と内部でのカルシウム溶脱の程度に違いがあるため、今後は境界値問題としてこの問題を考慮し、供試体中でのカルシウム相対濃度勾配があることを前提として、提案する構成式に基づいた有限要素解析を実施し、この不均一さを有する実験結果を表現できるようにしていく。

表 6 式(9)における  $p$  ごとの各係数値

$p$	0.1MPa	0.3MPa
$\alpha$	0.405	1.257
$\beta$	0.030	0.080
$\gamma$	1.857	0.591

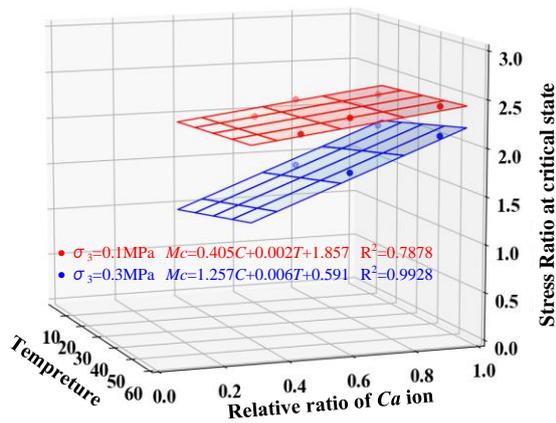


図 13 拘束圧別 C-T-M 関係 (プロットは実験値)

上面: 0.1MPa 下面: 0.3MPa

表 7 解析パラメーター一覧

パラメータ	値	
ポアソン比 $\nu$	0.29	
参考間隙比 $e_n$	0.542	
ヤング係数 $E$ [MPa]	137	
塑性剛性 $E_p = \lambda - \kappa$	0.081	
ポテンシャル形状パラメータ $\beta$	1.10	
過圧消散パラメータ $m_R$	2.30	
構造喪失パラメータ $m_R^*$	3.00	
初期過圧密比 $R_0$	0.120	
初期構造 $R_0^*$	0.700	
二次圧密係数 $C_\alpha$	1.10	
時間依存性パラメータ $C_n$	0.086	
限界応力比 $M_c$ における係数	$\alpha_c$	4.158
	$\beta_c$	0.020
	$\gamma_c$	-6.387
	$\xi_c$	2.506
線膨張率 $\alpha_T$ [ $1/^\circ\text{C}$ ]	$8.0 \times 10^{-6}$	

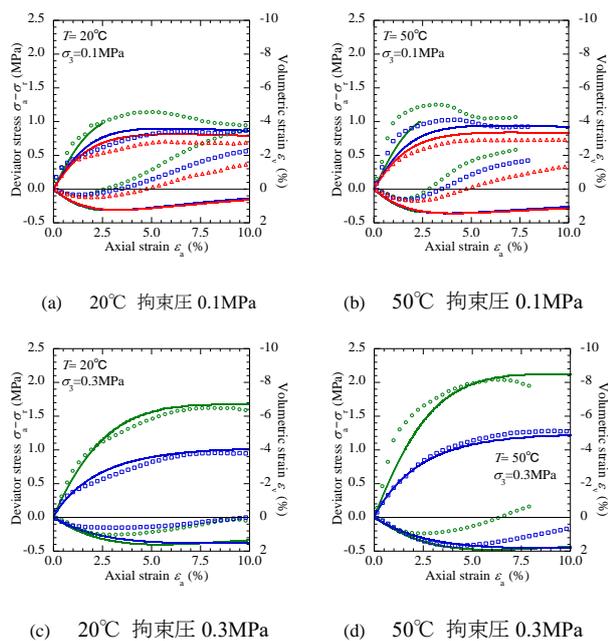


図 14 三軸圧縮試験とシミュレーションの比較

## 7. 結論

- ① ピーク強度や限界応力比は、pH 値が大きく、温度が高く、拘束圧が大きいくほど大きくなる。体積ひずみは pH 値が小さいほど圧縮側に大きく、膨張量は小さくなり、その傾向は温度が高く拘束圧が大きくなるほど顕著である。
- ② 温度上昇とともに強度増加だけではなく、カルシウム溶脱も促進されることが確認された。水中曝露前後でのカルシウム原子数濃度の比をカルシウム相対濃度  $C$  と定義し、酸の影響を表す状態変数とした。
- ③ 試験結果に基づき、限界応力比が酸の影響を顕著に受け、その定式化が必要となる。そこで、限界応力比を酸や温度、拘束圧を含む関数として回帰分析により定式化し、弾粘塑性構成式の改良を行った。
- ④ 改良構成式を用いて要素シミュレーションを実施して解析結果と実験結果を比較した。その結果、pH や環境温度、拘束圧の違いが力学特性に与える影響を表現できた部分とできていない部分があるため、今後さらに提案した修正弾塑性構成式の改良を行う。
- ⑤ 今後は供試体内部と表面部でのカルシウム溶脱の違いに着目し境界値問題として捉えた上で、提案する構成式に基づいた有限要素解析を実施し、実験結果を表現できるようにしていく。

## 参考文献

- 1) 志岐, 常正: "開発災害"の要因と今後の展開--2014 年広島土石流災害にみる, 2015
- 2) 河野清: コンクリート製品の促進養生, コンクリートジャーナル, Vol.4No.3~4, 1996
- 3) 張鋒, 八嶋厚: 堆積軟岩の力学挙動とモデル化: 地盤工学会誌, Vol.59, No.8, pp.88-95, 2011
- 4) Hashiguchi, K.: Constitutive equation of elastoplastic materials with elastoplastic transition, Jour. of Applied Mechanics, ASME, 102(2), pp.226-272, 1980.
- 5) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, Proc. Of the 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98, pp.232-242. (1998)
- 6) Nakai, T. and Hinokio, M.: A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, Soils and Foundations, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 7) Zhang, F., Xiong, Y. L., Itani, Y. and One, E., 2019: Thermo-elasto-viscoplastic mechanical behavior of manmade rock and its numerical modeling, Underground Space Vol.4, 121-132.
- 8) Zhang, S. and Zhang, F.: A thermo-elasto-viscoplastic model for soft sedimentary rock, Soils and Foundations, Vol.49, No.4, pp.583-596, 2009.

## 鉛直振動荷重を受けるパイルドラフト基礎の水土連成変形特性に関する研究 Research on soil-water coupling deformation behavior of piled raft foundation subjected to vertical vibration load

千野伸晶<sup>1</sup>, 長崎耕欣<sup>2</sup>, 朱文軒<sup>3</sup>, 岩井裕正<sup>4</sup>, 張鋒<sup>5</sup>

1 名古屋工業大学・大学院工学研究科社会工学専攻・32415055@stn.nitech.ac.jp

2 鹿島建設株式会社(元名古屋工業大学・大学院工学研究科社会工学専攻)

3 名古屋工業大学・大学院工学研究科社会工学専攻

4 名古屋工業大学・工学部社会工学科

5 名古屋工業大学・工学部社会工学科

### 概 要

パイルドラフト基礎はコスト削減や工期短縮が実現できる合理的な基礎構造として我が国における建築分野において数多くの施工事例があるものの、土木分野での適用事例は少ない。一方、海外ではパイルドラフト基礎が土木分野でも適用されており、鉄道軌道の基礎にも用いられている。しかし、この列車の鉛直荷重によりパイルドラフト基礎が沈下する事例が報告されている。本稿では鉛直振動荷重を受けるパイルドラフト基礎の力学特性、特に沈下特性に着目し 1G 場模型実験及び 3 次元動的 FEM 解析を実施した。その結果、1/50 スケールの模型実験より沈下量に及ぼす重要な影響因子として、地盤-構造物一体系の固有振動数が関与していることが分かった。さらに数値解析で得られた結果と模型実験の結果を比較することで、本研究で提案した解析手法のパイルドラフト基礎の沈下特性への適用性を検証した。

キーワード：パイルドラフト基礎、鉛直振動荷重、沈下、1G 場模型実験、FEM 動的解析

### 1. はじめに

現在、土木構造物の設計法は仕様規定型から性能規定型へと移行しつつある<sup>1)</sup>。これは設計の段階で構造物に要求する性能を明示し、その性能を設計供用期間に構造物が保持することを客観的に確認する設計法である。即ち、原則として規定した性能を満足すれば、どのような設計も許容されるということである。こういった性能規定型の設計への移行を受けて、直接基礎に杭を併用した基礎形式であるパイルドラフト基礎が近年注目を浴びている。パイルドラフト基礎では直接基礎と杭が一体となって荷重を分担することにより、上部構造物の荷重の一部を、杭体を通じてより深部の地盤に伝達することが可能であり、基礎としての沈下量を低減させることができる<sup>2)</sup>。

実際に我が国の建築分野では、2001 年日本建築学会「建築基礎構造設計指針」<sup>3)</sup>の改定がおこなわれ、従来の許容応力度設計法から、建物沈下量など変形評価を主体とする限界状態設計法に移行するとともに、直接基礎に沈下低減用の杭を併用したパイルドラフト基礎が新たな基礎形式として加えられた。その為、これまでに低層建物から超高層建物まで幅広い建物で挙動観測が行われ、設計法の妥当性の検証が実施されており、現在まで数多くの適用実績がある。その際、パイルドラフト基礎を採用することで従来

の杭基礎を適用させた場合の設計と比較してコストが 55%まで低減された事例もある<sup>4)</sup>。

一方で、土木分野ではパイルドラフト基礎の採用事例はほとんどない。現行の設計法において、杭基礎では基礎スラブ底面の地盤の抵抗力を無視し、鉛直荷重は杭のみで支持させるのが原則となっている。設計法がこの様な方針となっているのは、杭の沈下と地盤の沈下が一致しないことにより、既設構造物でフーチング下部に空隙を生じる事例が報告されていることによる。しかしながら、構造物の変位を適切に予測できれば基礎の設計において、上記の様に構造的及び経済的に大幅な合理化が図れる可能性があることも、現行の設計指針で言及されており<sup>5)</sup>、パイルドラフト基礎の採用も期待される。

このような我が国の現状とは異なり、海外ではパイルドラフト基礎は鉄道軌道の基礎への適用事例があるが、鉄道供用とともにその鉄道振動によりパイルドラフト基礎が沈下するという被害も報告されている<sup>6)</sup>。土木構造物は上記の様な軌道あるいは道路といった振動荷重を受ける場合が少なくはない。こういった事例を受け、鉄道による振動荷重と杭・ラフト・地盤の相互関係を適切に把握し予測することで、その結果を設計に反映することが望まれる。

そこで本研究では、土木構造物として使われるパイルド

ラフト基礎の力学特性, 特に鉛直振動荷重を受ける場合の沈下特性に着目し, パイルドラフトと地盤の相互作用に関する基礎的知見を得ることを目的とする。1/50 スケールの模型地盤に設置したパイルドラフト基礎模型に小型振動装置を用いて列車振動荷重を与える 1G 場模型実験を行い, 中密な乾燥地盤及び飽和地盤条件下でのパイルドラフト基礎の力学挙動に関する基礎データを蓄積する。また, 同条件での数値シミュレーションを実施し, 比較及び検討を行う。

## 2. 1G 場模型実験概要

本実験では, 乾燥地盤及び飽和地盤においてパイルドラフト基礎が上部工から鉛直振動荷重を受ける際の振動数が力学挙動及び, 沈下特性に与える影響を検証した。

### 2.1 試験概要及び試験装置

試験概要図を図 1 に示す。実験模型は幅 1000mm, 奥行 715mm, 高さ 525mm の土槽内の中にパイルドラフト模型を設置・作製した。模型実験は乾燥地盤及び飽和地盤である。乾燥地盤には乾燥豊浦砂を用いて相対密度 75~80% の中密な地盤を目標に, 空中落下法 (落下高さ 70cm) 及び締固め法により作製した。飽和砂地盤は含水比 5% の豊浦砂を相対密度が 75~80% となるように湿潤締固め法により作成し, その後模型土槽底部から水を供給することで飽和させた。また鉛直振動荷重を与えるために写真 1 に示す小型振動機を使用した。

パイルドラフト模型は実構造物の 1/50 スケールを想定して作製した。図 2 に示す。モデル杭には直径  $D=20\text{mm}$ , 肉厚  $t=2\text{mm}$  のアルミパイプを使用し, 杭先端をポリアミドキャップにより蓋をすることで先端支持力を発揮できる仕様にした。ラフト部は, 幅 260mm, 奥行 260mm, 厚さ 20mm の鋼材を使用した。

計測機器については圧電式加速度計, 小型ロードセル, ひずみゲージ, レーザ変位計及び間隙水圧計を使用した。図 3 に計測機器設置箇所を示す。加速度計, レーザ変位計は図 3 の測点 A 及び測点 B に設置し 2 点により応答加速度, 沈下量を計測した。また, 杭頭部と先端にひずみゲージを設置することで杭頭軸力と先端支持力を測定できるようにした。間隙水圧計は過剰間隙水圧を測定するため, ラフト直下に各深度に設置した。

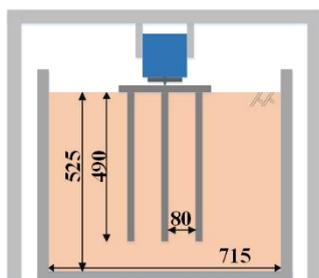


図 1 試験概要図



写真 1 小型振動機



図 2 パイルドラフト模型

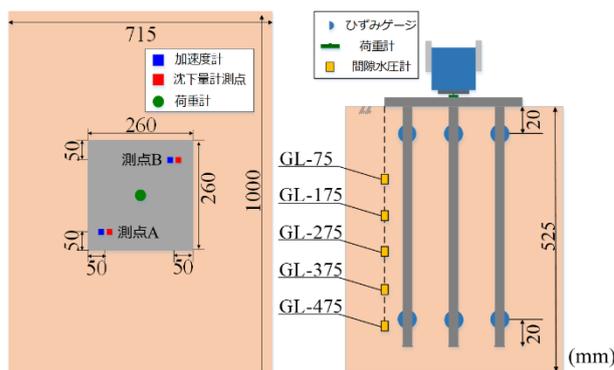


図 3 計測機器設置箇所

### 2.2 実験ケース

本実験の実験ケースを表 1 に示す。加振条件は初期荷重 300N, 振幅 300N, 加振時間を 10 秒間, 加振波を正弦波とした。振動荷重の振動数がパイルドラフト基礎の沈下挙動に与える影響を検証するため振動数, 模型地盤を変え実施した。

表 1 実験ケース

Case	振動数(Hz)	地盤	相対密度(%)
Case1	50	乾燥	79. 8
Case2	100		79. 4
Case3	200		78. 3
Case4	400		75. 2
Case5	50	飽和	76. 0
Case6	100		77. 2
Case7	200		79. 9
Case8	400		75. 9

### 2.3 乾燥地盤 実験結果

各ケースの実験において, 加振時間 10 秒間に加振前後 1 秒間を含めた 12 秒間のグラフで表した。Case2 の振動数 100Hz 時における荷重時刻歴を図 4 に示す。左図が全体図, 右図が拡大図である。

各ケースで計測されたラフトの応答加速度の時刻歴を図 5 に示す。図 5 より, 与えた振動数が大きくなるにつれて, 応答加速度の値が大きくなっていることが確認できる。

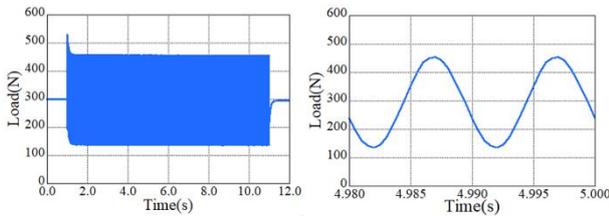


図4 荷重時刻歴

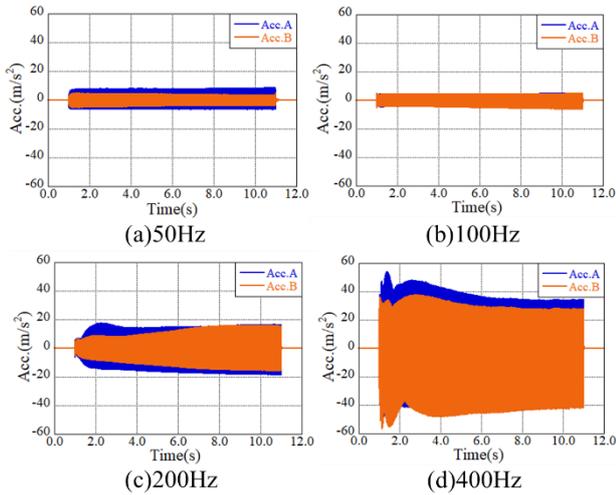


図5 応答加速度時刻歴(乾燥地盤)

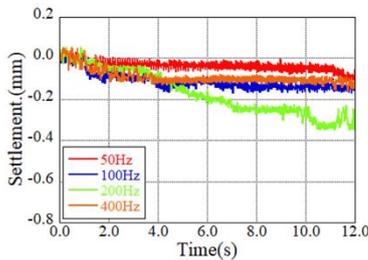


図6 沈下時刻歴(乾燥地盤)

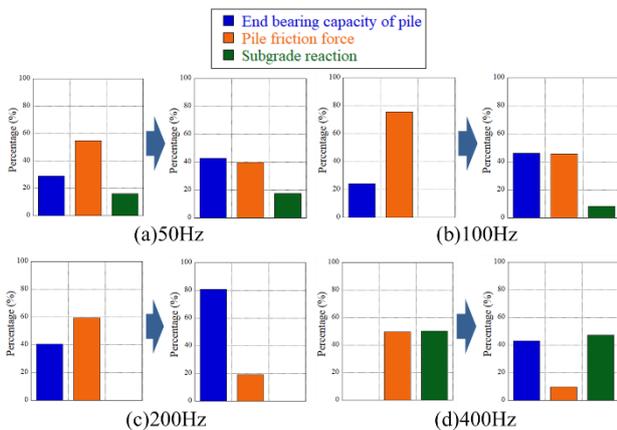


図7 支持力分担率(乾燥地盤)

続いて各ケースの沈下時刻歴を比較したグラフを図 6, 加振前後 1 秒間の支持力分担率を表したものを図 7 に示

す。矢印左が加振前, 矢印右が加振後の分担率を表している。図 6 より, 振動数 200Hz のケースでは, 最終沈下量が約 0.27mm であり, 比較的大きな沈下がみられることから, 沈下特性は振動数に依存することが確認できた。200Hz の場合に沈下量が最も大きかった原因として, 与えた振動数が地盤・パイルドラフト体系の固有振動数に近いことが考えられる。さらに図 7 より, 200Hz の実験ケースでは, 模型が最も沈下したのにも関わらず, 地盤反力が得られていないことが確認できる。これはラフトの沈下量よりも模型地盤沈下量の方が大きくなってしまい, ラフトが模型地盤に接地していなかったことが原因と考えられる。また全ての実験ケースにおいて加振前から加振後にかけて, 先端支持力の分担率が上昇し, 周面摩擦力の分担率が減少していることが確認できる。

## 2.1 飽和地盤 実験結果

各ケースで計測されたラフトの応答加速度の時刻歴を図 8 に示す。図 8 より飽和地盤のほとんどの実験ケースにおいて, 応答加速度の大きさが乾燥地盤に比べ小さいことが確認できる。また乾燥地盤と同様に, 与えた振動数が大きくなるにつれて, 応答加速度の値も大きくなっていることが分かる。

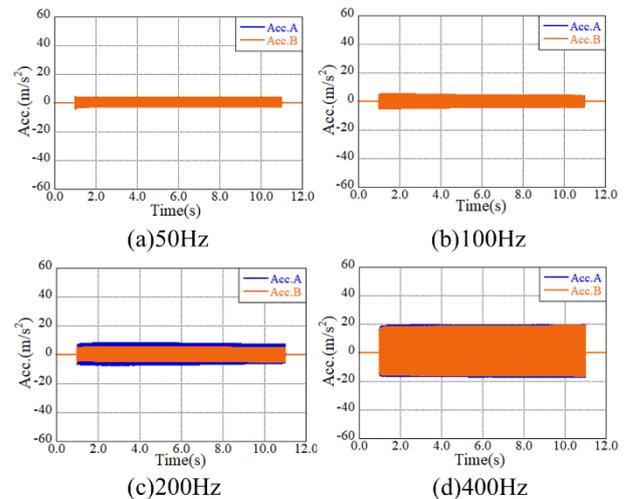


図8 応答加速度時刻歴(飽和地盤)

続いて各ケースの沈下時刻歴を比較したグラフを図 9, 加振前後 1 秒間の支持力分担率を表したものを図 10 に示す。図 9 より, 乾燥地盤で最も沈下が大きかった振動数 200Hz 載荷時は, 飽和地盤では全く沈下が発生しなかった。また, 振動数 100Hz 載荷時では乾燥地盤及び飽和地盤ともに沈下量は概ね一致していることが確認できる。これらの結果から, 模型地盤の固有振動数の変化が沈下量に影響を及ぼしていると考えられる。また図 10 より乾燥地盤と同様, 加振前から加振後にかけて先端支持力の分担率が上昇し, 周面摩擦力の分担率が減少していることが分かるが, 加振後も載荷荷重の大部分を周面摩擦力で支持していることが確認できる。

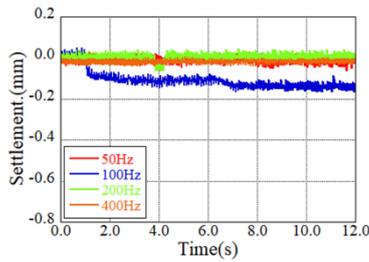


図9 沈下時刻歴(飽和地盤)

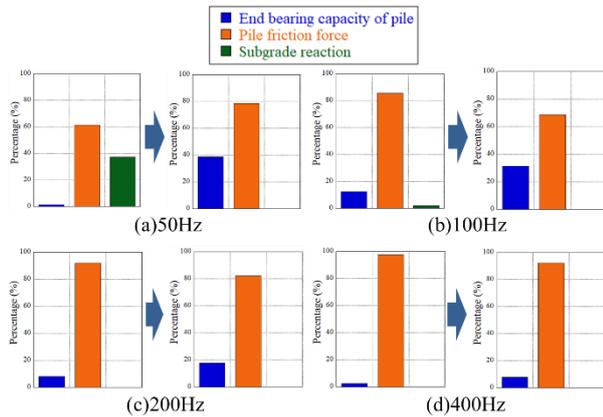


図10 支持力分担率(飽和地盤)

### 3. 模型加振実験の数値解析

室内模型実験と同条件で3次元動的FEM解析を実施した。実験結果と本解析の結果を比較し、FEMプログラムの模型実験への適用性及び解析面から模型パイルドラフト基礎の力学特性を検証した。

#### 3.1 構成式

土の構成モデルである回転硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model(Zhang et al.,2007)<sup>7)</sup>は、砂/粘土のさまざまな挙動を説明するために広く使用されている。しかし、本実験のように砂が低拘束圧条件下にある場合、 $e-\ln p$  関係を使用した Cyclic mobility model は適切でないため修正を行った。主な変更点として等方圧密下の砂の体積ひずみと平均主応力の関係をべき乗則によって図11に示すように表現した。そのため新しい材料パラメータ  $n$  を導入し、低拘束圧を含めた等方圧密実験結果に基づいて、豊浦砂の特性パラメータ  $n$  の値を 0.5 に決めた。また過圧密の発展則に用いられる従来の材料パラメータである  $m_R$  を塑性せん断ひずみと塑性体積ひずみの影響を別々に考慮できるように、二つのパラメータ  $m_{R1}$  と  $m_{R2}$  に変更した。地盤材料パラメータを表2に示す。

#### 3.2 解析概要

模型加振実験の数値解析を3次元動的FEMプログラム「DBLEAVES」<sup>8)</sup>を用いて実施した。基礎模型は AFD-model<sup>9)</sup>及びビーム要素とコラム要素で構成されるハイブリッド要素でモデル化し、ラフト、杭、地盤の境界面に要

素の剥離と閉合を考慮できるクーロン規準をベースにした弾塑性ジョイント要素を設けた。数値解析に用いた解析メッシュを図12に示す。解析メッシュは模型実験に使用した土槽の幅方向及び奥行方向を判断面とした4分の1断面である。荷重載荷点は図12に示す位置に設定し、実験で計測された荷重を載荷した。また本数値シミュレーションでは、初期剛性に比例するレーリー減衰を使用した。各要素の減衰定数を表3に示す。境界面における拘束条件は、領域側面及び領域底面で境界法線方向のみを拘束とし、地表面は自由境界とした。

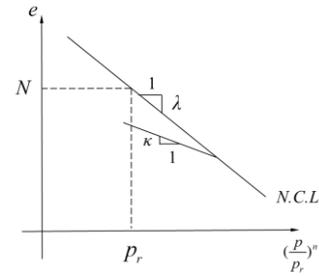


図11 間隙比と平均主応力のべき乗関係

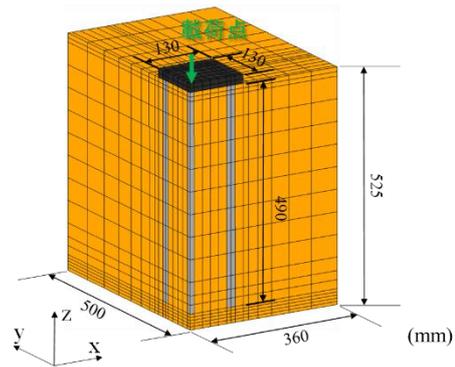


図12 解析メッシュ

表2 地盤材料パラメータ

Parameter of modified Cyclic mobility model		Value
Principal stress ratio at failure	$R_f$	3.3
Poisson ratio	$\nu$	0.3
Void ratio	$N$	0.91
Compression index	$\lambda$	0.04
Swelling index	$\kappa$	0.006
Exponential index of compression/extension	$n$	0.5
Degradation parameter of over consolidation state (Shear component)	$m_{R1}$	0.0001
Degradation parameter of over consolidation state (Volumetric component)	$m_{R2}$	0.01
Degradation parameter of structure	$a$	0.5
Evolution parameter of anisotropy	$b_r$	1.0
Over consolidation ratio	$OCR$	7000
Initial structure ratio	$R_0$	0.21
Initial anisotropic	$\zeta_0$	0.0

表3 初期剛性比例型レーリ減衰の減衰定数

減衰定数		値
ラフト	$h_1$	0.01
杭	$h_1$	0.02
模型地盤	$h_1$	0.05
ジョイント要素	$h_1$	0.05

### 3.3 解析結果

各ケースにおけるラフトの応答加速度の解析結果を図13, 図14に示す。また実験結果も同グラフに載せることで解析結果と実験結果を比較した。応答加速度の解析結果より振動数100Hzのケースでは実験結果を再現できた。また400Hzのケースでは応答加速度の大きさに差が生じたが、他の振動数では実験結果を概ね再現することができた。

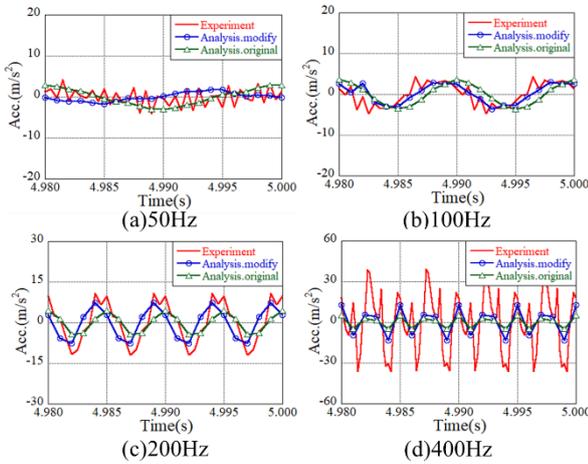


図13 応答加速度の比較(乾燥地盤)

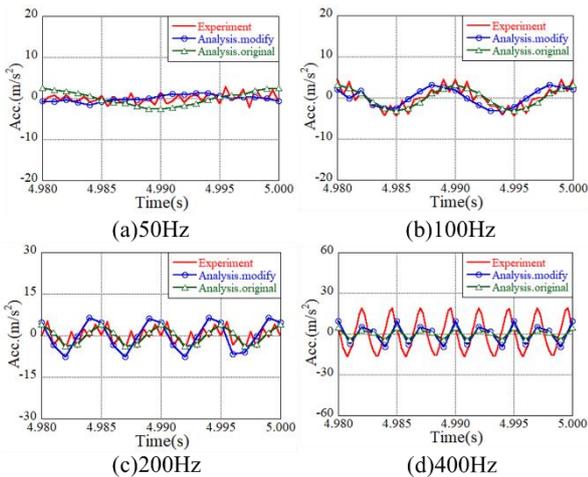


図14 応答加速度の比較(飽和地盤)

続いて Case2 における沈下量の比較を図15に示す。構成式の修正前と修正後の解析では沈下量が約10分の1に低減され、他のケースにおいても同様な傾向が見られた。

これより修正 Cyclic mobility model は既存の Cyclic mobility model に比べ、かなりの精度で低拘束圧下での沈下量を再現できていると言える。また各ケースにおけるラフトの沈下時刻歴の解析結果及び実験結果のグラフを図16, 図17に示す。図16より乾燥地盤で生じる沈下量の最大値が実験結果の値と同程度であることが確認できた。よって本解析により乾燥地盤で発生する最大の沈下量は再現できると言える。しかし、ほとんどのケースでは沈下量を過大に評価しており、振動数による沈下量の違いはあるものの、実験値ほどではなかった。今後さらなる検討が必要と考えられる。

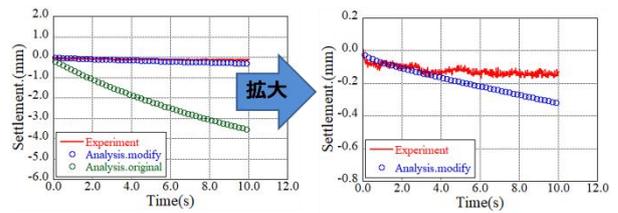


図15 沈下量時刻歴の比較(乾燥地盤 100Hz)

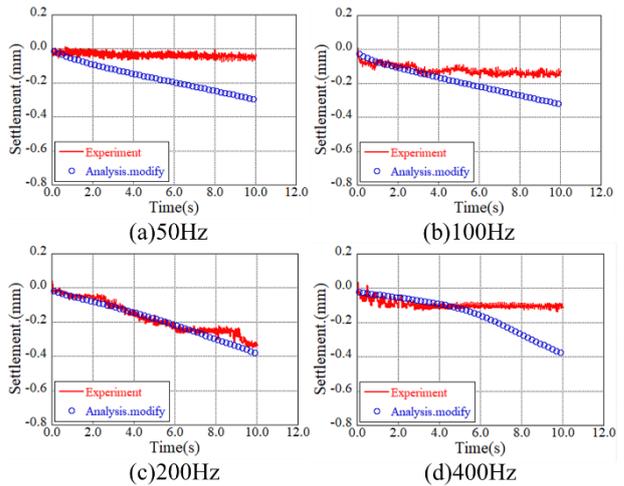


図16 沈下時刻歴の比較(乾燥地盤)

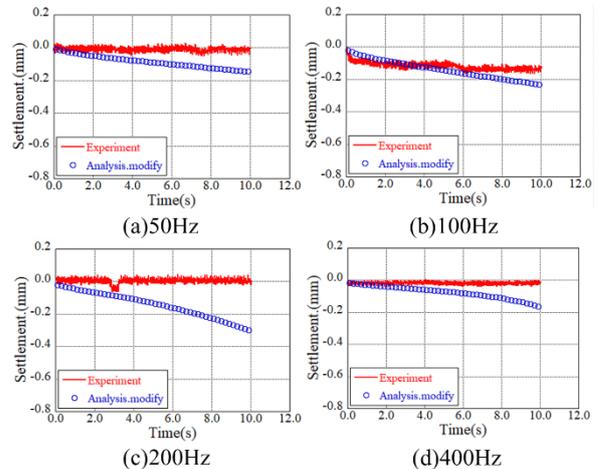


図17 沈下時刻歴の比較(飽和地盤)

また構成式修正後の乾燥地盤と飽和地盤の鉛直変位コンター図を図18、図19に示す。コンター図より乾燥地盤が飽和地盤に比べ100Hz, 200Hz, 400Hzのケースにおいて、ラフトより周辺地盤とラフト直下の沈下量が大きくなった。これは飽和地盤では乾燥地盤に比べ地盤剛性が高いためだと考えられる。

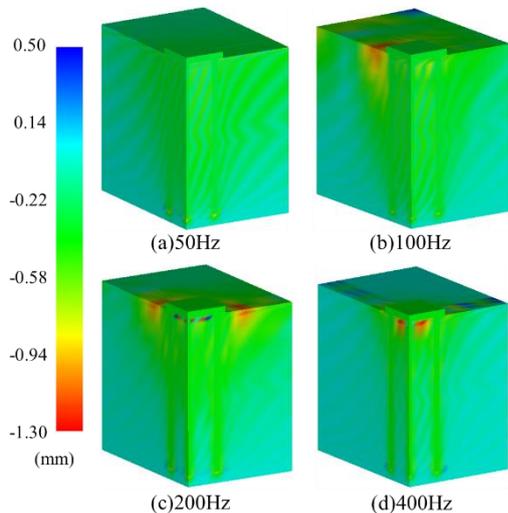


図18 鉛直変位コンター図(乾燥地盤)

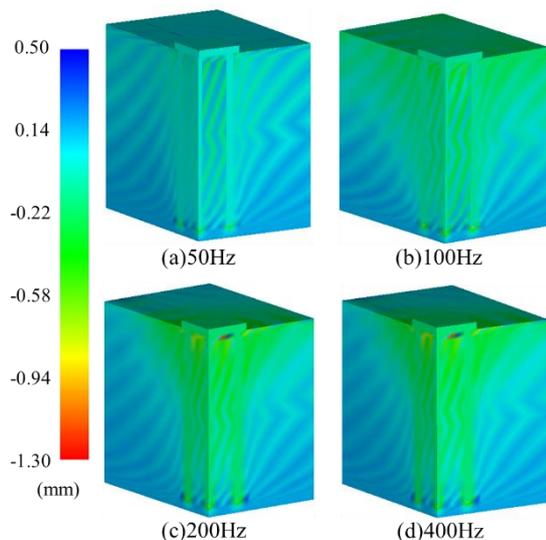


図19 鉛直変位コンター図(飽和地盤)

#### 4. 結論

本研究では鉛直振動荷重を受ける際の、中密な乾燥地盤及び飽和地盤に設置されたパイルドラフト基礎の力学特性、特に沈下特性に着目し、1G場模型実験及び3次元動的FEM解析を実施した。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- 1) ラフトに発生する沈下量は、乾燥地盤では振動数200Hzの場合に0.27mmと最も大きい。飽和地盤の場合は振動数200Hzで沈下は発生しなかった。また飽和地盤で最も沈下が大きくなったのは振動数100Hzで0.12mm沈下する結果となった。これより、沈下量に及ぼす重要な影響因子として地盤-構造物一体系の固有振動数が挙げられる。
- 2) 支持力分担率より乾燥地盤及び飽和地盤で実施したほぼ全ての実験ケースにおいて、加振前から加振後にかけて先端支持力の分担率が上昇し、周面摩擦力の分担率が減少していることが分かった。さらに飽和地盤では加振前、加振後ともに載荷荷重の大部分を周面摩擦力で支持していることが確認できた。
- 3) ラフトに発生する応答加速度はCyclic mobility modelの修正にさほど変化が見られず、400Hz以外のケースでは応答加速度の大きさ及び位相において、実験結果を概ね再現することができた。
- 4) ラフトに発生する沈下量は修正Cyclic mobility modelを導入することにより、従来のCyclic mobility modelに基づいた解析に比べ約10分の1まで低減され、乾燥地盤の模型実験で発生する最大の沈下量と同程度になることが確認できた。しかし振動数による沈下量の違いはあるものの、実験値ほどではなかった。したがって異なる振動数がパイルドラフト基礎の沈下量に与える影響をより正確的に再現できる、地盤-構造物一体解析手法の開発を今後の課題とする。

#### 参考文献

- 1) 福田佳典：パイルドラフト基礎の長期沈下挙動に関する研究、京都大学大学院学位論文、2013。
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2001。
- 3) (財)建設コスト管理システム研究所：「パイルドラフト基礎」の調査報告、新技術調査検討会、2007。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編、pp.243-265、2002。
- 5) Gu, L. L., Ye, G. L., Bao, X. H and Zhang, F: Mechanical behavior of piled-raft subjected to high-speed train loading, Soils and Foundation, Vol.56, No.6, pp.1035-1054, 2016。
- 6) Zhang, F, Ye, B, Noda, T, Nakano, M and Nakai, K: Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundation, Vol.47, No.4, pp.635-648, 2007。
- 7) Ye, B, Ye, G. L, Zhang, F and Yamashita, A: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundation, Vol.47, No.3, pp.547-558, 2007。
- 8) Zhang, F and Kimura, M: Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, Soils and Foundation, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002。

## 構造的砂質土と疑似粘性土の単調ならびに繰返し載荷時の力学挙動

Mechanical behavior of structural sandy soil and quasi-clayey soil under monotonic and cyclic loading.

藤田薫<sup>1</sup>, 小高猛司<sup>2</sup>, 久保裕一<sup>3</sup>, 李 圭太<sup>4</sup>, 神野俊也<sup>5</sup>

1 名城大学大学院・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻

2 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp

3 中部土質試験協同組合・技術部

4 日本工営・大阪支店

5 元名城大学学生

### 概 要

土の骨格構造はせん断抵抗などの力学挙動に影響を及ぼすため、その把握は重要である。著者らは、細粒分を含有する砂質土において、供試体作製時の初期含水比を変えることによって、異なる骨格構造を形成させることができ、同じ間隙比であっても、せん断強さが大きく異なる供試体を作製できることを明らかにしてきた。本論文では、同じ手法で骨格構造が異なる砂質土（ここでは構造的砂質土と呼ぶ）の供試体を作製し、力学挙動に及ぼすせん断モードの影響を検討するため、三軸圧縮試験と単純せん断試験を実施し、それらを比較した結果を示す。

また近年、細粒分含有率が高く工学的分類上は粘性土とされる堤防土において、降雨や洪水による大規模な法すべり等の事例が報告されているが、本論文では、細粒分含有率 50%の疑似粘性土供試体を作製し、構造的砂質土供試体と同様に、供試体作製時の初期含水比を変えることによって骨格構造を変えることを試み、細粒分が卓越した地盤材料の力学挙動における骨格構造とせん断モードの影響についても検討した結果を示す。

キーワード：構造、砂質土、疑似粘性土、三軸試験、単純せん断試験

### 1. はじめに

骨格構造の概念を持たない一般的な土質力学では、土のせん断強さは間隙比によって決まると考えるのが通常である。しかし、土が含有する様々な土粒子同士で構成する骨格構造は、せん断抵抗などの力学挙動に影響を及ぼすために、その把握は非常に重要であると考えられる。著者らは、細粒分を含有する砂質土において、供試体作製時の初期含水比を変えることによって、異なる骨格構造を形成することを明らかにした。また、これらの砂質土供試体は、同じ間隙比であっても、せん断強さが大きく異なることも明らかにした<sup>1)2)</sup>。本論文では、同じ手法で骨格構造が異なる砂質土（ここでは構造的砂質土と呼ぶ）の供試体を作製し、力学挙動に及ぼす骨格構造とせん断モードの影響を検討するため、三軸圧縮試験と単純せん断試験を実施し、それらを比較した結果を示す。

また近年、細粒分含有率が高く、工学的分類上は粘性土とされ、一見せん断強度が大きい堤防土において、降雨や洪水による大規模な法すべり等の被災事例が報告されている<sup>2)</sup>。本論文では、細粒分含有率 50%（一部 80%）の疑似粘性土供試体を作製し、構造的砂質土供試体と同様に、

供試体作製時の初期含水比を変えることによって骨格構造を変化させることを試み、細粒分が卓越した地盤材料の力学挙動における骨格構造とせん断モードの影響についても検討する。

さらに、構造的砂質土と疑似粘性土（50%と 80%）の両試験試料における繰返し載荷による三軸試験も実施した。両試験試料の液状化判定を実施するとともに単調載荷試験から得られた結果を踏まえて検討する。

### 2. 試験条件

図 1 の粒形加積曲線における下図の混合試料が、本論文での構造的砂質土である。上図の粒径加積曲線にて示す三河珪砂 4 号と 6 号、シルト分を含む野間精配砂を重量比 3:1:3 で混合したものである。今回用いた構造的砂質土は、実堤防砂である千歳川北島堤防砂に類似するよう混合したものである。一方、図 2 の粒形加積曲線に示す混合試料が疑似粘性土である。三河珪砂 6 号とシルト分が卓越した DL クレイを重量比 1:1 で混合し、細粒分含有率 50%の供試体を作製した。さらに、同様の試料を重量比 1:4 で混合し、細粒分含有率 80%の供試体も作製した。

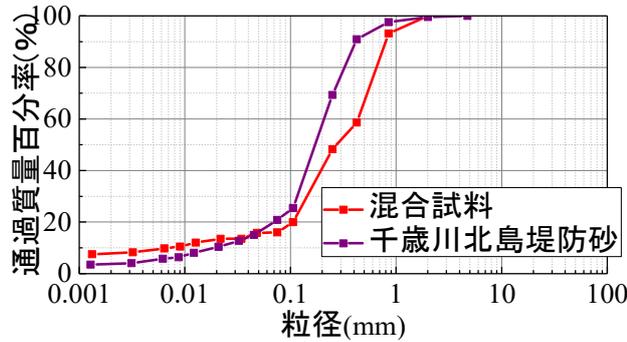
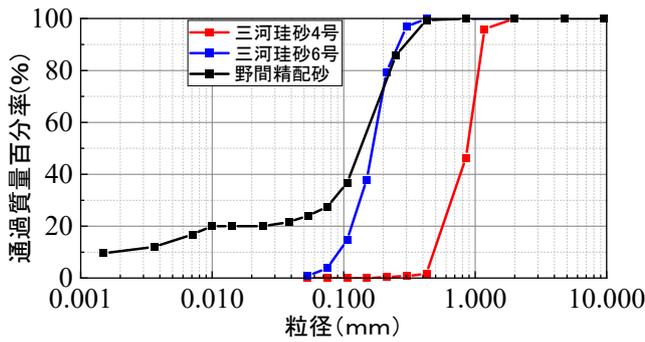


図1 構造性砂質土 粒径加積曲線

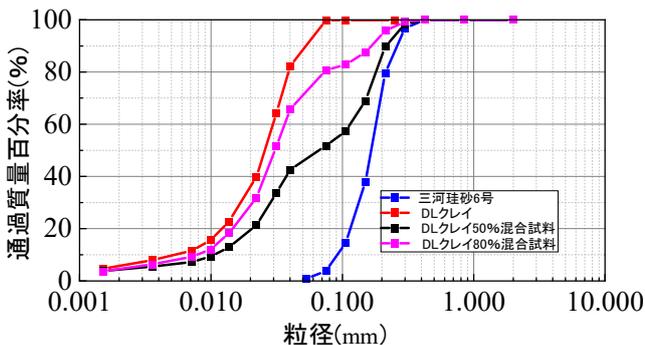


図2 疑似粘性土 粒径加積曲線

表1 単調載荷試験の諸元

試験試料	試験方法	初期含水比	相対密度
構造性砂質土	三軸圧縮試験	0%	68%
		5%	62%
		10%	62%
	単純せん断試験	0%	64%
		5%	64%
		10%	64%
疑似粘性土	三軸圧縮試験	0%	71%
		5%	70%
		10%	73%
	三軸細粒分 80%	10%	87%
		0%	69%
	単純せん断試験	5%	63%
10%		63%	

表2 繰返し載荷試験の諸元

試験試料	応力比	含水比	相対密度
構造性砂質土	0.13	10%	74%
	0.15		66%
	0.22		66%
疑似粘性土 (50%)	0.125	10%	66%
	0.15		66%
	0.175		68%
疑似粘性土 (80%)	0.175	10%	87%
	0.225		89%
	0.3		89%

いずれの混合試料においても、骨格構造を変化させるために供試体作製時の初期含水比を0%、5%、10%の3種類とした（細粒分含有率80%の疑似粘性土供試体は、初期含水比10%のみ）。表1に示すように、三軸圧縮試験と単純せん断試験とで計13パターンの単調載荷試験を実施した。また、表2にて構造性砂質土の初期含水比10%の供試体と疑似粘性土の初期含水比10%における細粒分含有率50%、80%の供試体の繰返し載荷試験の諸元を示す。

三軸圧縮試験に用いた供試体は直径50mm、高さ100mmの円柱供試体であり、外部の鋼製モールドにて5層に分けて突き固めた。初期含水比0%は自立できないので、三軸セル内に二つ割りモールドを設置し、5層に分けて突き固めた。単純せん断試験に用いた供試体は、直径60mm、高さ30mmの円柱供試体であり、三軸圧縮試験で用いた供試体と同様の手法で3層に分けて突き固めて作製した。表1には、それぞれの供試体の相対密度も記載している。ややばらつきがあるが、ほぼ同じ相対密度の供試体となっていることがわかる。

供試体作製後には、三軸圧縮試験機、単純せん断試験機内にて二重負圧法によって供試体の完全飽和を行い、初期有効拘束圧100kPaで等方圧密後、非排水せん断試験を実施した。初期含水比とは、あくまで供試体作製時の含水比のことであり、せん断試験は完全飽和で実施していることに注意されたい。

### 3. 試験結果

#### 3.1 各試験試料の観察

写真1と2に構造性砂質土供試体と疑似粘性土供試体の表面を顕微鏡にて、倍率200倍で撮影した画像を示す。両試験試料の初期含水比0%の供試体では、共通して土粒子が隙間なく詰まって見えるが、骨格構造を形成している様子は見られない。一方、両試験試料においても、初期含水比0%と5%では、明確な骨格構造の違いを確認することができる。

写真1における構造性砂質土の初期含水比5%では、団粒化した細粒分が観察され、大きな土粒子間の隙間に入り込んでいる様子がわかる。構造性砂質土の初期含水比10%では、団粒化した細粒分が大きな土粒子の周りに付着し、より大きな塊を形成していた。この大きな塊が組み合わせり、骨格構造を形成している様子が観察された。

写真2における疑似粘性土の細粒分(DLクレイ)はガラス質の粒状体であることが確認できる。疑似粘性土の初期含水比5%では、団粒化した細粒分が大きな土粒子を覆うように付着し、骨格構造を形成している様子が確認できる。さらに、団粒化した細粒分は、アーチ状かつハチの巣のような構造を形成している様子が観察された。初期含水比10%では、初期含水比5%と同様に細粒分の団粒化が見られるが、水分が多いためその団粒化が十分に形成されず、初期含水比5%のような明確かつ特徴的な骨格構造までには至っていない。



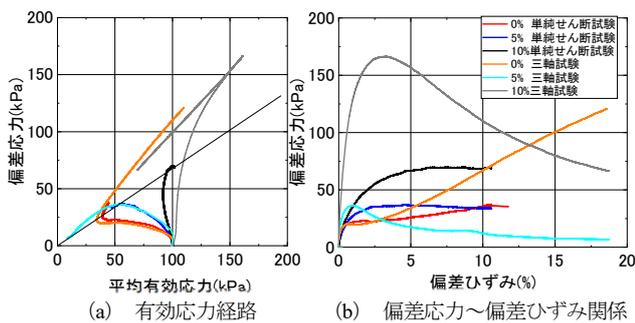
(a) 0% (b) 5% (c) 10%

写真 1 構造性砂質土



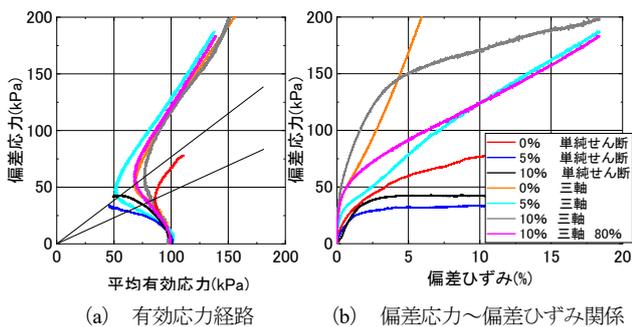
(a) 0% (b) 5% (c) 10%

写真 2 疑似粘性土



(a) 有効応力経路 (b) 偏差応力～偏差ひずみ関係

図 3 構造性砂質土 試験結果



(a) 有効応力経路 (b) 偏差応力～偏差ひずみ関係

図 4 疑似粘性土 試験結果

### 3.2 単調載荷試験

三軸圧縮試験と単純せん断試験の 2 種類の試験結果の比較を行うため、試験結果は、応力もひずみもどちらも不変量を用いて整理する。具体的には、せん断応力を評価するのにあたっては、偏差応力テンソルの第二不変量 $\sqrt{2}I_2$  (単に「偏差応力」と呼ぶ)を用いる。また、せん断ひず

みを評価するのにあたっては、偏差ひずみテンソルの第二不変量 $\varepsilon_s$  (単に「偏差ひずみ」と呼ぶ)を用いる。

図 3 に構造性砂質土の有効応力経路 (偏差応力～平均有効応力関係) と偏差応力～偏差ひずみ関係を示す。有効応力経路では、両試験結果の変相点を原点から直線で結んだ変相線がほぼ一致した。そのため、変相線は 1 本の直線のみで示している。さらに、初期含水比 0% と 5% の供試体においては、せん断モードが大きく異なるにも拘らず驚くほど変相点までのせん断挙動が一致する。一方、初期含水比 10% の供試体では、せん断初期で鉛直に立ち上がる弾性挙動は両試験で一致しているが、最大せん断応力は三軸圧縮試験結果の方が遥かに大きい値が示された。さらに、初期含水比 10% における三軸圧縮試験結果でのみ、脆性破壊を示唆する急激なひずみ軟化挙動が見られた。高位な骨格構造を有する鋭敏粘土の顕著なひずみ軟化は、三軸圧縮試験でのみ観察される現象であるという指摘<sup>3)</sup>とこの初期含水比 10% の試験結果は整合している。また、いずれの初期含水比の供試体においても、両試験の変相後の有効応力経路は大きく異なる。すなわち、構造性砂質土における三軸圧縮試験の場合は高位な骨格構造を有する初期含水比 5% と 10% の供試体においては、ひずみ軟化が顕著に現れている。また、低位な骨格構造を有する初期含水比 0% の供試体においては、ひずみ硬化が顕著に現れている。

図 4 に疑似粘性土の有効応力経路 (偏差応力～平均有効応力関係) と偏差応力～偏差ひずみ関係を示す。今回用いた疑似粘性土供試体は、細粒分の全量が写真 2 に示すガラス質の細粒シルトである。それを反映して細粒分含有率が 50% であるものの、全般的に砂質土に近い力学特性を呈し

ている。有効応力経路では、単純せん断試験の初期含水比 0%以外の変相線は、ほぼ一致した。三軸圧縮試験では、初期含水比 5%の塑性圧縮の度合いがやや大きい、変相後はいずれも正のダイラタンシーの拘束に伴うひずみ硬化を示す。本論文では示していないが、初期含水比 0%の供試体では、偏差応力が約 800kPa まで上昇することが確認されており、低位な骨格構造を有する密詰め砂の典型的な挙動が現れていた。一方、単純せん断試験では、変相時とその後の正のダイラタンシーの拘束によるひずみ硬化は初期含水比 0%でのみ見られた。しかも、変相線は三軸試験のそれと大きく異なっている。初期含水比 5%と 10%の供試体では、ひずみ硬化もひずみ軟化も見られず、最終的な応力比はほぼ同じになり、それらは三軸圧縮試験の変相応力比とほぼ同じであった。初期含水比 10%の細粒分含有率 80%における疑似粘性土供試体の試験結果は同じ初期含水比の細粒分含有率 50%における疑似粘性土供試体の試験結果にほぼ類似した結果が得られた。

### 3.3 繰返し载荷試験

図 5 に、初期含水比 10%で作製した構造的砂質土供試体と初期含水比 10%で作製した細粒分含有率 50%と 80%の疑似粘性土供試体の繰返し载荷三軸試験から得られた液状化曲線を示す。また、図 6 は繰返し回数 15 回で液状化に至る試験ケースの繰返し回数と最大軸ひずみとの関係を示している。単調载荷試験結果にて、今回用いた疑似粘性土は砂質土に近い力学特性を呈していると述べたが、図 5 と 6 で示す繰返し载荷試験結果においても、細粒分含有率 50%の疑似粘性土供試体は、構造的砂質土供試体とほとんど変わらない結果であった。したがって、繰返し载荷試験においても疑似粘性土の細粒分含有率 50%の供試体

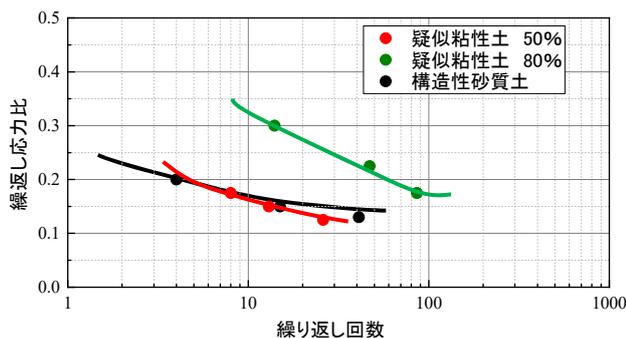


図 5 液状化強度曲線

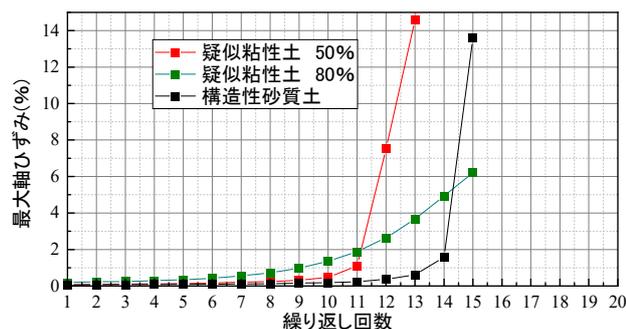


図 6 繰返し回数～最大軸ひずみ

は砂質土に近い力学特性を有しているといえる。細粒分含有率 80%であってようやく液状化抵抗が増加している。ただし、紙面の都合によって本論文では示していないが、細粒分含有率 80%であっても、有効応力は 0 に到達し、密詰め砂質土に近い挙動であった。

## 4. まとめ

マイクロスコープを用いることで、目視による土の骨格構造の確認ができ、供試体作製時の初期含水比を変えることによって骨格構造が変化することを明確に示すことができた。具体的には、初期含水比が大きくなるにつれて、細粒分が団粒化し、大きな土粒子に付着することで骨格構造を形成している様子が確認された。不飽和状態で形成されたその骨格構造の違いが、完全飽和した後も、さらには等方圧密した後も残存し続けているために、それぞれの供試体における試験結果が大きく異なると考えられる。

単調载荷試験における構造的砂質土では、三軸圧縮試験と単純せん断試験の両試験において、初期含水比が 0%、5%、10%と大きくなるにつれ、せん断初期の偏差応力が増加し、高位な骨格構造を形成していることが示唆された。また、変相前までは、せん断モードが異なってもそれぞれの有効応力経路が一致することが分かった。疑似粘性土においては、細粒分がシルト分主体であったために砂質土に類似した性質を示した。しかしながら、変相線はほぼ一致するものの、初期含水比の違いは力学挙動の違いとして大きく現れなかった。

繰返し载荷試験において、単調载荷試験と同様に疑似粘性土では細粒分含有率が 50%であっても砂質土に類似する力学挙動を呈する地盤材料であることが示された。写真 2 で示した疑似粘性土供試体の表面の画像にて、DL クレイの多くの細粒分がガラス質の粒状シルトであったことが原因であると考えられる。

### 参考文献

- 1) 御手洗翔太, 小高猛司, 板橋一雄, 崔 瑛, 李 圭太, 久保裕一: 砂質土の供試体作製における初期含水比の違いが力学挙動に及ぼす影響, 第 72 回土木学会年次学術講演会, 2017.
- 2) 御手洗翔太, 小高猛司, 李 圭太, 久保裕一: 砂質土の構造が単調ならびに繰返し载荷挙動に及ぼす影響, 第 54 回地盤工学研究発表会, 2019.
- 3) 中山雄人, 小高猛司, 李 圭太, 久保裕一, 石原雅規: 細粒分が卓越した疑似粘性土堤防の強度評価の注意点, 第 54 回地盤工学研究発表会, 2019.
- 4) 三好直輔, 小高猛司, 板橋一雄, 福沢宏樹, 吉田賢史: 不攪乱・再構成・繰返し粘土供試体のせん断挙動の違い, 第 46 回地盤工学研究発表会, 2011.

## 落石防護土堤の性能設計法の確立に向けた重錘衝突実験

Rockfall experiment for establishing performance design of soil embankment

杉山直優<sup>1</sup>, 前田健一<sup>2</sup>, 峯祐貴<sup>3</sup>, 磯合凌弥<sup>4</sup>, 鈴木健太郎<sup>5</sup>, 今野久志<sup>6</sup>

- 1 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム n.sugiyama.698@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学大学院教授・高度防災工学センター maeda.kenichi@nitech.ac.jp
- 3 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻 m.mine.122@stn.nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学・社会工学科 r.isoai.791@stn.nitech.ac.jp
- 5 構研エンジニアリング suzu@koken-e.co.jp
- 6 寒地土木研究所 konno@ceri.go.jp

### 概 要

近年の気象条件の変化に伴い落石災害や落石外力は増加しており、落石災害を防ぐための適切な対策工の設置が求められている。落石対策工の1つである落石防護土堤は土のみで構成され、施工性、経済性、環境負荷低減に優れた落石対策工法である。しかし、現行設計マニュアルである落石対策便覧には落石防護土堤の溝の寸法に関する研究例が示されているのみで、性能設計法が確立されていない。本研究では落石防護土堤の性能設計法確立に向け、高さ0.5mの土堤を対象とした小型土堤実験、高さ2mの土堤を対象とした実規模土堤実験を実施した。その結果、小型土堤実験では重錘の土堤への貫入がエネルギー吸収に大きく影響することが判明した。また、実規模土堤実験では土堤への衝突条件がばらつき、土堤のエネルギー吸収率がばらついた。そのため、落石防護土堤の性能設計確立のためには土堤に衝突する前の運動形態にも着目し、検討する必要があることが分かった。

キーワード：落石、落石防護土堤、小型土堤実験、実規模土堤実験

### 1. はじめに

近年の気象条件の変化に伴い落石災害や落石外力は増加しており、落石災害を防ぐための適切な対策工の設置が求められている。落石対策工の1つである落石防護土堤は土のみで構成され、施工性、経済性、環境負荷低減に優れた落石対策工法である。しかしながら、現在、主たる設計マニュアルとして用いられている落石対策便覧<sup>1)</sup>には落石防護土堤の溝の寸法に関する研究例が示されているのみで、性能設計法が確立されていない。そこで、本研究では落石防護土堤の性能設計法確立に向け、高さ0.5mの土堤を対象とした小型土堤実験、高さ2mの土堤を対象とした実規模土堤実験を実施し、土堤のエネルギー吸収性能や重錘の動的挙動について検討した。

### 2. 実験概要

本稿では高さ0.5mの土堤を対象とした小型土堤実験および高さ2mの土堤を対象とした実規模土堤実験を実施した。小型土堤実験では土堤材料並びに衝突外力を変化させ、挙動の違いを検討した。実規模土堤実験では小型土堤実験

で得られた結果と比較し、挙動の違いを検討した。

#### 2.1 小型土堤実験

図1に実験概要図を示す。本実験では実スケールの1/5~1/4を想定し、高さ0.5mの土堤を作成した。また、天端幅0.25m、法勾配1:1.5とし土堤は高さ0.9mの支持基層上に設置した。土堤本体は厚さ0.25mごとに、支持基層は厚さ0.3mごとに敷きならし、振動締め固め機により締め固め

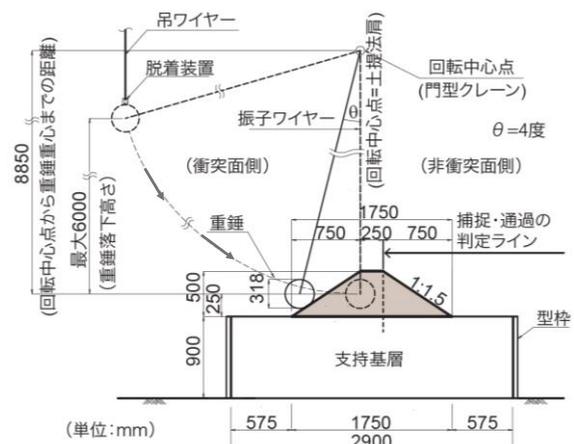


図1 実験概要図 (小型土堤実験)

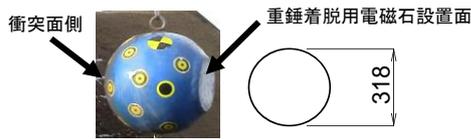


図 2 小型土堤実験に用いた重錘

ながら成形した。また、重錘衝突後の土堤内部の変状計測のために着色砂を土堤断面方向に埋設した。支持基層は土堤本体と同様の土砂材料を用いた。実験は図 1 に示すように落石を模した重錘を振り子運動により水平に土堤へ衝突させ、重錘重心が土堤高さの半分となる土堤法尻から 0.25m の高さに衝突するように調整した。図 2 に実験に使用した重錘を示す。重錘の質量は 54kg、形状は球形、重錘直径は土堤高さの 3/5 程度の 0.318m であり、既製品の鋼製半球キャップにコンクリートを充填させたものである。

表 1 に実験ケース一覧を、表 2 に土堤材料の物性値を示す。本実験では土堤材料を砂質土、粘性土、碎石の 3 種類、重錘の落下高さを 2m、6m の 2 種類とした計 6 ケースの実験を行った。なお、重錘の重心が非衝突面側の法肩を通過したケースを通過、通過せずに手前で停止したケースを捕捉と定義した。表 1 中の実験ケース名について、一番左側の文字が土堤材料 (S: 砂, C: 粘性土, G: 碎石) を表しており、H の隣に書かれた数字が落下高さ (m) を表している。例えば、土堤材料が砂、落下高さが 6m のケースの場合は S-H6 と表される。

## 2.2 実規模土堤実験

図 3 に実験概要図を示す。図には重錘衝突による土堤内部の変状を計測するために埋設した着色砂の埋設位置および重錘衝突位置も併せて示している。本実験では実スケールの土堤を想定し、高さ 2m、法勾配 1:1.2 の土堤を作成した。また、大規模な土堤の破壊性状を計測するために天端幅を 0.3m とし、事前の重錘挙動確認実験から斜面法尻から土堤天端までの水平距離を 6.0m と設定した。土堤延長は全長 18m であり、斜面形状及び重錘落下箇所を踏まえて着色砂の埋設箇所を決定した。土堤基礎は Na 値が 3~7 程度の盛土地盤である。土堤の施工については実施工を想定し、厚さ 0.3m ごとに敷きならし、バックホウ及びハンドガイドローラーにより走行転圧を行うことで施工した。表 3 に土堤材料に関する物性値一覧を示す。

図 4 に実験場写真を示す。本実験では図に示す A, B, C の 3 レーンから重錘を落下させた。レーン A からの落下はバックホウで重錘を押し出して、レーン B 及び C からの落下はクレーンで重錘を吊り下げて落下させた。表 4 に実験ケース一覧を示す。本実験では質量 2.5t, 1.9t の重錘を高さ 22m~30m の斜面上から落下させた。表中の実験ケースについて、一番左側の文字が落下レーン, M の隣の数字が質量, 末尾の数字が実験の順序を表している。なお, A-M2.5-2 はレーン A へ, B-M1.9-2 はレーン B へ再衝突させたケースである。図 5 に重錘の寸法を示す。重錘は ETAG<sup>3</sup>) に準拠した多面体で、土堤高さの 1/2 程度である。

表 1 実験ケース一覧 (小型土堤実験)

ケース名	土堤材料	落下高さ (m)	実験結果
S-H2	砂	2	捕捉
S-H6		6	通過
C-H2	粘性土	2	捕捉
C-H6		6	捕捉
G-H2	碎石	2	捕捉
G-H6		6	通過

表 2 土堤材料物性値 (小型土堤実験)

項目	単位	砂	粘性土	碎石
地盤材料の分類名	-	砂	シルト	礫
土粒子の密度	g/cm <sup>3</sup>	2.58	2.66	2.67
均等係数	-	2.15	6.21	36.3
最適含水比	%	20.8	29.4	5.80
自然含水比	%	10.0	20.4	4.70
内部摩擦角	度	36.5	29.8	38.6
粘着力	kN/m <sup>2</sup>	-	4.60	-
衝撃加速度 <sup>2)</sup>	m/s <sup>2</sup>	196	186	372

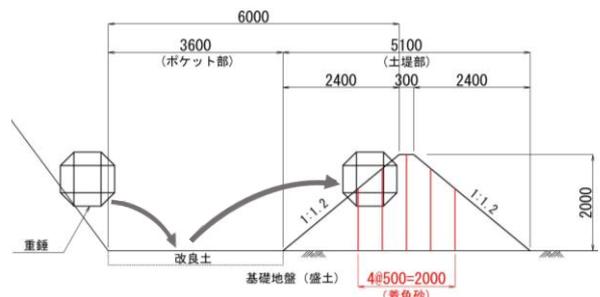


図 3 実験概要図 (実規模土堤実験)

表 3 土堤材料物性値 (実規模土堤実験)

地盤材料の分類名: 細粒分まじり砂質礫		
項目	単位	試験結果
土粒子の密度	g/cm <sup>3</sup>	2.63
均等係数	-	352
最適含水比	%	15.3
自然含水比	%	12.7
内部摩擦角	度	34.1
粘着力	kN/m <sup>2</sup>	1.10
衝撃加速度 <sup>2)</sup>	m/s <sup>2</sup>	311

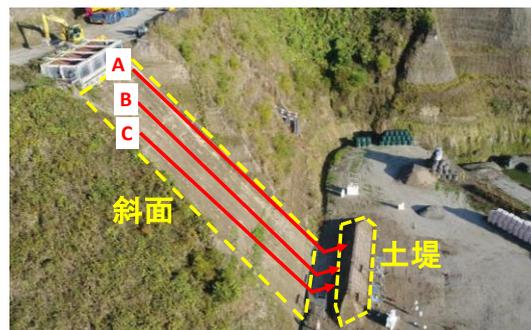


図 4 実験場写真 (実規模土堤実験)

表 4 実験ケース一覧 (実規模土堤実験)

ケース名	落下レーン	落下高さ (m)	実験結果
A-M2.5-1	A	30	通過
A-M2.5-2		30	通過
B-M1.9-1	B	25	通過
B-M1.9-2		22	通過
C-M1.9-1	C	22	通過

※落下高さはレーザー距離計による計測値

質量 (t)	体積 (m <sup>3</sup> )	L: 一辺の長さ (m)	I: 慣性モーメント (t・m <sup>2</sup> )
1.9	0.752	1.02	0.242
2.5	0.995	1.12	0.384



図 5 実規模土堤実験に用いた重錘

### 2.3 計測項目

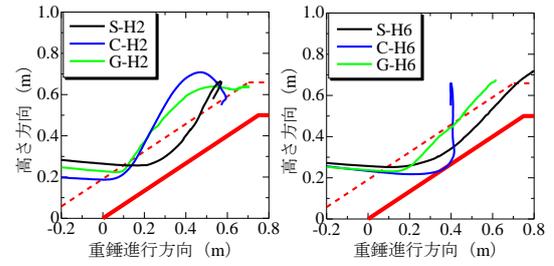
小型土堤実験、実規模土堤実験共に測定項目は重錘衝突時の重錘挙動及び実験後の土堤断面の変状である。重錘挙動は高速度カメラを用いた画像解析を行った。高速度カメラによる画像解析では3台の高速度カメラ(小型土堤実験: 1000fps, 実規模土堤実験: 500fps)を用いて重錘の表面に貼り付けた複数のターゲットの挙動を画像解析し、ターゲットの3次元挙動を計測した。得られたターゲットの3次元挙動から重錘の重心座標を算出し、重心座標を元に重錘の軌跡、速度、角速度、運動エネルギー等を算出した。ただし、画像解析から算出した速度及び角速度データは土堤衝突時に飛散した土粒子や太陽光の反射によりターゲットが隠れてしまうことが原因でノイズが大きくなってしまった。そこで、速度及び角速度データに関してはスパイクノイズを取り除くため3words(小型土堤実験: 3ms, 実規模土堤実験: 6ms)の中央値処理を施した後、5words(小型土堤実験: 5ms, 実規模土堤実験: 10ms)の矩形移動平均処理によりデータをスムージングした。

## 3. 実験結果及び考察

### 3.1 小型土堤実験

#### (1) 重錘軌跡図

図6に各ケースの重錘軌跡図を示す。なお、図中の赤実線が土堤の外形線を、赤破線が重錘半径分の土堤のオフセットラインを表している。図より、いずれの落下高さ、土堤材料においても重錘は土堤に衝突した直後は土堤へ貫入していることがわかる。しかし、貫入後は土堤材料により異なる挙動を示していることがわかる。ここで、表5に画像解析から算出した重錘の土堤への貫入量と貫入終了時刻を示す。なお、貫入量は図7に示すように土堤法面と垂直な向きに対する最大貫入量を、貫入終了時刻は土堤衝突時刻を0msとしたときの、最大貫入量に至るまでの時間を表している。表5より、各ケースによって貫入量や貫入終了時刻が異なっていることがわかる。このことから、貫入後の挙動の違いが生じる理由として、貫入量や貫入終了時刻



(a) 落下高さ 2m (b) 落下高さ 6m

図 6 重錘軌跡図 (小型土堤実験)

表 5 貫入量と貫入終了時刻

ケース名	土堤への貫入量 (mm)	貫入終了時刻 (ms)
S-H2	85	36
C-H2	52	23
G-H2	31	14
S-H6	128	53
C-H6	148	39
G-H6	48	15

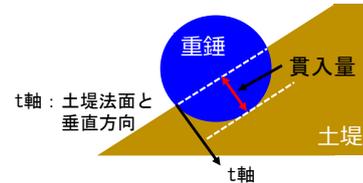


図 7 貫入量の定義

の違いが挙げられる。落下高さ 2m のケースでは貫入量、貫入終了時刻ともに砂、粘性土、碎石の順に大きくなっていることがわかる。貫入後の挙動について、図6から、C-H2とG-H2の貫入後の挙動は土堤天端方向へ跳ね上がるような挙動となっている。一方で、貫入量が最も大きいS-H2の貫入後の挙動は土堤法面を駆け上がる挙動になっており、C-H2やG-H2とは異なる挙動となっている。また、落下高さ 6m のケースでは貫入量、貫入終了時刻ともに粘性土、砂、碎石の順に大きく、碎石の貫入量は砂や粘性土に比べ極めて小さいことがわかる。貫入後の挙動について、図6から、最も貫入量の少ないG-H6では貫入量の少ないC-H2やG-H2と同様な挙動となっている。また、S-H6では一定程度土堤に貫入したことで貫入後の挙動はS-H2と同様になっている。C-H6ではC-H2とは異なり、土堤へ大きく貫入したことで鉛直上方へ跳ね上がる挙動となっている。

重錘捕捉性能について、表1と図6より、落下高さ 6m のケースでは粘性土のみが重錘を捕捉した。このことから、本実験において重錘捕捉性能が最も高い土堤材料は粘性土であるといえる。また、砂と碎石の落下高さ 2m のケースでの重錘の最終位置について、S-H2では駆け上がり後に土堤を降下し、土堤中腹で停止したが、G-H2では土堤天端上で停止した。よって、重錘捕捉性能は砂が碎石を上回っていると考えられる。ゆえに、重錘捕捉性能は粘性土、砂、碎石の順に高いことがわかる。このようになった理由については(3)にて考察する。

## (2) エネルギー吸収性状

図 8 に各ケースの全運動エネルギーの時刻歴波形を示す。全運動エネルギー  $E$  は式(1)に示すように、重錘重心の速度から求められる線速度エネルギー  $E_v$  と重錘の回転エネルギー  $E_r$  の和により算出した。

$$E = E_v + E_r \quad (1)$$

ここで、線速度エネルギー  $E_v$ 、回転エネルギー  $E_r$  はそれぞれ式(2)、式(3)により算出した。

$$E_v = \frac{1}{2}mv^2 \quad (2)$$

$$E_r = \frac{1}{2}I\omega^2 \quad (3)$$

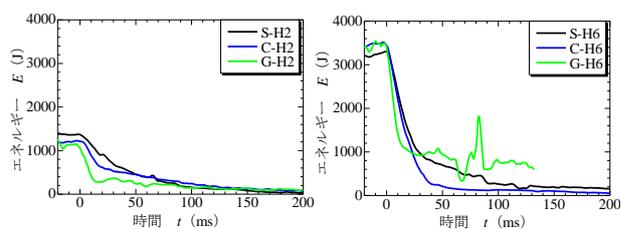
ここに、 $m$  : 重錘の質量

$v$  : 重錘の線速度 (x,y,z 方向の線速度を合成)

$I$  : 重錘の慣性モーメント

$\omega$  : 重錘の角速度 (rad/s)

なお、図は重錘が土堤に衝突した時刻を 0ms としている。図より、いずれの土堤材料・落下高さとも衝突後約 50ms にかけて運動エネルギーが急激に減少し、衝突後約 100ms までには緩やかな減少または一定に転じていることがわかる。ここで、土堤のエネルギー吸収性状について詳細に検討するために、図 9 と表 6 に各ケースのエネルギー吸収率の時刻歴データを示す。エネルギー吸収率は土堤が重錘の運動エネルギーをどれだけ吸収したかを表す指標で、重錘の運動エネルギーの減少分を衝突前の運動エネルギーで除して算出した。なお、ここでは貫入によるエネルギー吸収とその後のエネルギー吸収の性状の違いについて評価するために、表 5 中の貫入終了時刻を 0ms としている。すなわち、0ms において貫入が終了していることを意味しており、0ms 以前が貫入によるエネルギー吸収を、0ms 以降が貫入終了後のエネルギー吸収を表している。また、エネルギー吸収率は衝突時の時刻と貫入終了時刻、エネルギー吸収率の変動がほとんど終了した貫入終了後から 100ms における値をプロットしている。図 9 より、いずれの土堤材料・落下高さにおいても貫入終了時刻である 0ms までのエネルギー吸収率の増加勾配が 0ms 以降の増加勾配よりも急であり、貫入によりいずれのケースも 50%以上のエネルギーを吸収していることがわかる。このことから、土堤への貫入がエネルギー吸収率に大きく影響を及ぼしていることがわかる。また、貫入終了後におけるエネルギー吸収率の増加は貫入後の重錘の駆け上がりや跳躍による位置エネルギーへの転換によるものであると考えられる。落下高さ別で比較すると、表 6 より落下高さ 2m のケースでは貫入によるエネルギー吸収率は砕石が 72%と最大で、砂は 55%、粘性土は 53%となっている。落下高さ 6m のケースでは貫入終了時刻でのエネルギー吸収率が粘性土、砂、砕石の順に大きく、それぞれ 89%、79%、67%のエネルギーを貫入により吸収する結果となった。以上より、落下高さが高くなるほど貫入によるエネルギー吸収が顕著になると推察される。また、貫入終了後からのエネルギー吸収率の増加勾配に着目すると、図より、特に G-H6 で砂や粘性土よりも緩いこ



(a) 落下高さ 2m (b) 落下高さ 6m

図 8 運動エネルギーの時刻歴波形 (小型土堤実験)

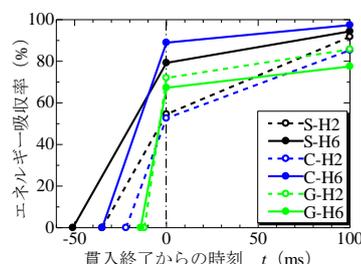


図 9 貫入前後のエネルギー吸収率の推移 (小型土堤実験)

表 6 貫入前後のエネルギー吸収率の推移 (小型土堤実験)

ケース名	エネルギー吸収率 (%)	
	貫入終了からの時刻 (ms)	
	0	100
S-H2	55	92
S-H6	79	94
C-H2	53	85
C-H6	89	97
G-H2	72	86
G-H6	67	78

とがわかる。このことから、砕石のように貫入しにくい土堤材料の場合は貫入終了後からのエネルギー吸収率の増加は期待できないものと推察される。一方、粘性土では C-H6 において貫入によるエネルギー吸収率が約 90%と、貫入によるエネルギー吸収が特に顕著になった。これは土堤へ貫入することで多くのエネルギーが吸収されたために砂や砕石よりも捕捉性能が向上したと考えられる。

## (3) 土堤破壊性状

図 10 に各ケースの実験終了後の土堤断面写真および変形図を示す。土堤断面には衝突による土堤内部の変状を計測するために着色砂を 5~6 本埋設している。なお、C-H2 は途中で孔が塞がってしまったため、下方の着色砂の一部が欠損している。また、砕石の場合では鉛直に削孔することが出来なかったために着色砂が斜めに埋設されている。図には着色砂のせん断がみられた箇所を実線で、着色砂のせん断から予測した想定すべり線を点線で追記している。

(a) に示す砂のケースでは S-H2、S-H6 ともに土堤の衝突面側が広範囲にわたり変形しており、複数のすべり線が土堤下方から上方に向かって非衝突面側へ形成されていることがわかる。これは重錘の貫入および駆け上がり時に形成されたと考えられる。また、既往の研究<sup>4)</sup>から、貫入の

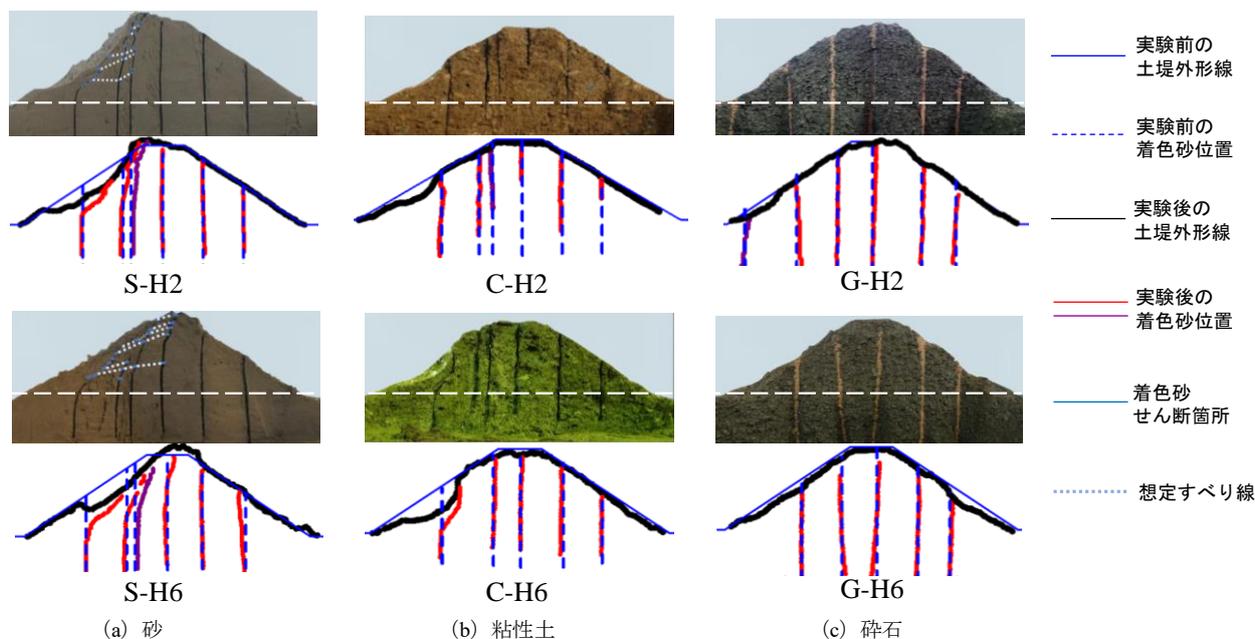


図 10 土堤内部の変状 (小型土堤実験)

初期段階にせん断部が形成され、時間の経過とともに形成されたせん断部が進展したと推察される。このように、土堤材料が砂の場合は多くのせん断箇所がみられたことから、押し抜きせん断による変形が卓越すると考えられる。

(b)に示す粘性土のケースでは砂よりも土堤の変形範囲が狭く、C-H2、C-H6ともに衝突部に最も近い左端の着色砂のみが変形しており、その他の着色砂の変形はみられない。C-H6では衝突箇所が大きく湾曲している様子が観察されるが、土堤内部にせん断箇所はみられない。このことから、土堤材料が粘性土の場合は圧縮変形が卓越すると考えられる。

(c)に示す碎石のケースではG-H2、G-H6ともに土堤の大きな変形はみられず、着色砂も変形していない。土堤材料が碎石の場合は重錘が貫入しにくいことから土堤が変形しにくいと考えられる。

以上に示したように土堤が最も変形した土堤材料は砂であり、次いで粘性土、碎石の順に変形していることがわかる。このことから、最も破壊しやすい土堤材料は砂であり、碎石が最も破壊しにくいことがわかった。このことから、(1)にて述べた土堤の重錘捕捉性能について、粘性土の重錘捕捉性能が最も高くなる理由は砂よりも衝突時の土堤の変形が小さく、変形に対する抵抗が大きいことや圧縮変形するために重錘の貫入を許すことが挙げられる。一方、碎石は貫入しにくく、土堤が変形しにくい材料であったためにエネルギー吸収性能が十分に発揮できず、重錘捕捉性能が低くなったと考えられる。

### 3.2 実規模土堤実験

#### (1) 土堤への衝突条件

表 7 に実規模土堤実験における重錘の土堤への衝突条件を示す。なお、衝突高は土堤衝突時の地表面から重錘重心までの高さを、衝突高/土堤高は衝突高を土堤高 (2m)

表 7 土堤への衝突条件

ケース名	衝突高 (m)	衝突高/土堤高	衝突角度 (°)	衝突速度 (m/s)	衝突角速度 (rad/s)	衝突エネルギー (kJ)
A-M2.5-1	0.586	0.293	21.91	14.05	18.61	312.8
A-M2.5-2	1.74	0.869	35.52	8.86	15.72	145.5
B-M1.9-1	1.05	0.523	21.84	9.77	14.66	145.3
B-M1.9-2	0.930	0.465	20.85	8.70	11.96	89.1
C-M1.9-1	1.43	0.715	29.31	6.94	13.90	87.7
小型土堤実験	0.250	0.500	33.70	-	-	-



図 11 衝突角度の定義

で除したもの、衝突角度は図 11 に示す土堤衝突時の重錘の速度ベクトルと土堤法面のなす角度を表し、衝突エネルギーは衝突時の重錘の全運動エネルギーを表している。また、比較のために小型土堤実験における衝突条件も示している。表より、衝突高は 0.586m~1.74m、衝突角度は 21.84°~35.52°、衝突速度は 6.94m/s~14.05m/s、衝突角速度は 11.96rad/s~18.61rad/s、衝突エネルギーは 87.7kJ~312.8kJ とケースによって値がばらついた。しかしながら、表 4 に示す実験結果から、いずれのケースも重錘は土堤を通過する結果となった。小型土堤実験での衝突条件と比較すると衝突高/土堤高から、A-M2.5-1は小型土堤実験よりも低い位置で、A-M2.5-2とC-M1.9-1は小型土堤実験よりも高い位置で、B-M1.9-1とB-M1.9-2は小型土堤実験とはほぼ同じ位置でそれぞれ土堤に衝突している。また、衝突角度について

ては A-M2.5-2 を除き、小型土堤実験よりも小さくなる結果となった。なお、小型土堤実験では重錘は水平に衝突しているが、実規模土堤実験では土堤の法勾配が  $\theta = 40^\circ$  (1:1.2) であることに対し、衝突角度は約  $20^\circ \sim 35^\circ$  であることから、重錘は水平面よりやや上向きに衝突している。

### (2) 重錘軌跡図

図 12 に各ケースの軌跡図を示す。図中の黒実線が土堤の外形線を、黒破線が重錘半径分のオフセットラインを表している。レーン A から落下させた 2 ケースについて、A-M2.5-1 は斜面からの落下後の第一落下点であるポケットへ落下後すぐに土堤に衝突しているために衝突高が全 5 ケース中最も低くなっている。衝突後は土堤へ貫入した後、駆け上がりには転じており、そのまま土堤を乗り越えた。一方、A-M2.5-2 はポケットへ落下した後、他ケースより大きく反発・跳躍し、最も高い位置で土堤に衝突している。衝突後は土堤へ貫入し続け、最終的に土堤を貫通した。レーン B から落下させた 2 ケースについては B-M1.9-1, B-M1.9-2 とともに土堤中腹で衝突しており、衝突後は土堤にほとんど貫入していない。土堤への衝突後、いずれも土堤を駆け上がって土堤上方を通過していったが、B-M1.9-2 は B-M1.9-1 のように土堤を飛び出すのではなく土堤に沿うような軌跡となった。レーン C から落下させた C-M1.9-1 は A-M2.5-2 と同様に衝突高が高く、衝突角度が大きい。しかしながら A-M2.5-2 とは異なり、土堤を貫通することなく土堤上を転落しながら通過する軌跡となった。

### (3) エネルギー吸収性状

図 13 に各ケースのエネルギーの時刻歴波形を示す。なお、土堤に衝突した時刻を 0ms とし、線速度エネルギーを赤線で、回転エネルギーを青線で、線速度エネルギーと回転エネルギーの和である全運動エネルギーを黒線で示している。それぞれのエネルギーの算出方法は 3.1(2)中の式(1)～(3)の通りである。図より、いずれの実験ケースとも土堤衝突後、線速度エネルギー、回転エネルギー、全運動エネルギーともに徐々に減少している。また、線速度エネルギーの減少よりも回転エネルギーの減少の方が緩やかになっており、時間とともに線速度エネルギーと回転エネルギーが同じような値をとるようになることが読み取れる。このことから、回転が作用した状態で土堤に衝突した場合、土堤は重錘の線速度エネルギーを主に吸収し、回転エネルギーは線速度エネルギーほど吸収されないことで線速度エネルギーと回転エネルギーが同じ値に近づくことが示唆されるが、これについては今後の検討課題である。

表 8 に各ケースのエネルギー吸収率を示す。表中のエネルギー吸収率は重錘が土堤衝突した時の運動エネルギーと重錘が土堤の非衝突面側の法尻を通過したときの運動エネルギーの減少分を衝突前の運動エネルギーで除して算出したものであり、線速度エネルギー、回転エネルギー、全運動エネルギーの吸収率を示している。表から、土堤のエネルギー吸収率は線速度エネルギーが 54～95%、回転エネルギーが 34～77%、全運動エネルギーが 54～89%となっており、ケースによってばらつきが大きい。これは、土堤への衝突条件がばらつき、ケースによって土堤衝突挙動が異なったためであると考えられる。線速度エネルギーの吸収率をみると、A-M2.5-2 を除いたケースではエネルギー吸

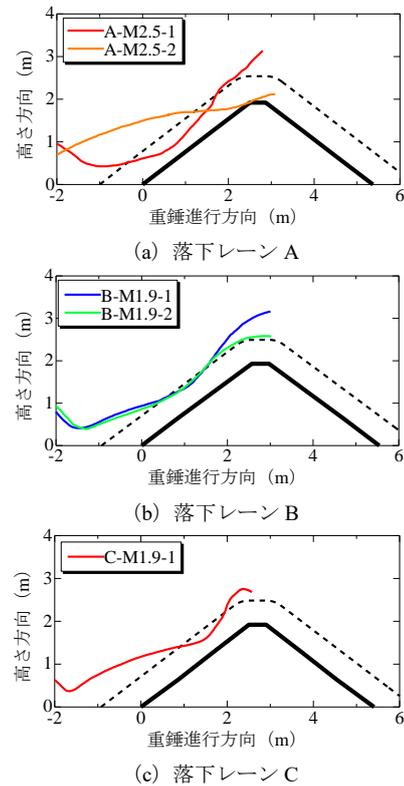


図 12 重錘軌跡図 (実規模土堤実験)

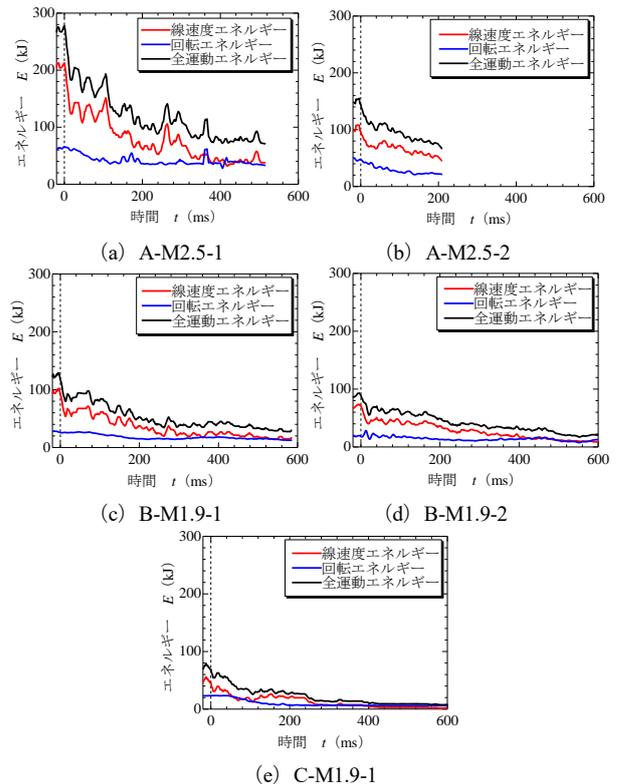


図 13 運動エネルギーの時刻歴波形 (実規模土堤実験)

率が 34%～77%、全運動エネルギーが 54%～89%となっており、ケースによってばらつきが大きい。これは、土堤への衝突条件がばらつき、ケースによって土堤衝突挙動が異なったためであると考えられる。線速度エネルギーの吸収率をみると、A-M2.5-2 を除いたケースではエネルギー吸

表 8 各エネルギー吸収率（実規模土堤実験）

ケース名	エネルギー吸収率 (%)		
	線速度	回転	全運動
	エネルギー	エネルギー	エネルギー
A-M2.5-1	84	50	77
A-M2.5-2	54	55	54
B-M2.5-1	86	51	80
B-M2.5-2	86	34	76
C-M1.9-1	95	77	89

率が 84%~95%と多くのエネルギーを吸収しているが、A-M2.5-2 は 54%と他のケースのおよそ半分のエネルギーしか吸収していない。その理由として、A-M2.5-2 は衝突高が高く、土堤の天端付近に衝突した。そのため、すぐに土塊が押し抜かれてしまったことで土堤が十分な耐力を發揮できず、エネルギーを吸収しきれなかったためであると考えられる。回転エネルギーの吸収率をみると A-M2.5-2 を除いた 4 ケースで線速度エネルギーよりもエネルギー吸収率が小さいことが分かる。このことから、ある程度低い高さで衝突する場合には線速度エネルギーの方が回転エネルギーよりも吸収されやすいと推察される。さらに、質量が 1.9t の 3 ケースの全運動エネルギーの吸収率と表 7 の衝突角度を比較すると、衝突角が大きい順にエネルギー吸収率が大きくなっていることがわかる。このことから、エネルギー吸収率は衝突角度に依存すると推察される。

図 14 と表 9 に各ケースの全運動エネルギー吸収率の時刻歴データを示す。なお、小型土堤実験と同様、貫入によるエネルギー吸収と貫入後のエネルギー吸収の性状の違いを評価するため、貫入終了時刻を 0ms とした。なお、貫入終了時刻は小型土堤実験と同様、土堤衝突時刻を 0ms としたときに最大貫入量に至るまでの時間である。また、図のエネルギー吸収率は衝突時刻と貫入終了時刻、土堤のエネルギー吸収率の変動がほとんど終了した貫入終了後から 300ms での値をプロットしている。A-M2.5-2 は土堤を貫通しており、土堤衝突時は常に土堤に貫入していたため 0ms までのデータとなっている。図より、いずれのケースも貫入終了までのエネルギー吸収率の増加勾配の方が貫入終了後のエネルギー吸収率の増加勾配よりも大きく、貫入により多くのエネルギーを吸収している。これより、実規模土堤実験も小型土堤実験と同様、土堤への貫入がエネルギー吸収率に大きく影響を及ぼすといえる。しかしながら、表 6 の小型土堤実験での貫入によるエネルギー吸収率（貫入終了から 0ms のエネルギー吸収率）と比較すると小型土堤実験よりもエネルギー吸収率が小さい傾向にあることがわかる。その理由として、回転エネルギーが線速度エネルギーよりも吸収されにくいいため、エネルギー吸収率が小さくなったと考えられる。一方、貫入終了後のエネルギー吸収率の増加勾配をみるとケース間のばらつきは少なく、いずれのケースも同じ傾きをとっている。これより、土堤への衝突条件がばらついても貫入終了後の駆け上がりによるエネルギー吸収率はばらつきにくいと推察される。

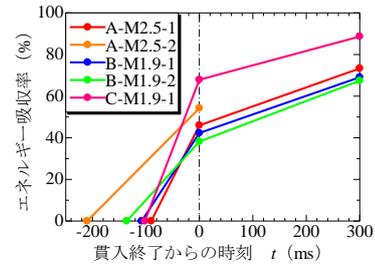


図 14 貫入前後の全運動エネルギー吸収率の推移（実規模土堤実験）

表 9 貫入前後の全運動エネルギー吸収率の推移（実規模土堤実験）

ケース名	全運動エネルギー吸収率 (%)	
	貫入終了からの時刻 (ms)	
	0	300
A-M2.5-1	46	73
A-M2.5-2	54	-
B-M2.5-1	42	69
B-M2.5-2	38	67
C-M2.5-1	68	89

以上から、斜面から重錘を転落させることで土堤へ衝突させる実規模土堤実験ではケースにより土堤のエネルギー吸収率がばらつく結果となった。これは衝突高や衝突角度等の土堤への衝突条件が異なったことで挙動にばらつきが生じたことが原因であると考えられる。そのため、落石防護土堤の性能設計確立のためには土堤に衝突する前の運動形態であるポケットの反発・跳躍挙動にも着目し、土堤への衝突位置や衝突角度に及ぼす影響について検討する必要があることが分かった。

#### (4) 土堤破壊性状

図 15 に各ケースの実験終了後の土堤断面写真および変形図を示す。土堤断面には衝突による土堤内部の変状を計測するために着色砂を 5 本埋設している。図には、着色砂のせん断がみられた箇所を実線で、着色砂のせん断から予測した想定すべり線を点線で追記している。

図より、落下レーン A の土堤断面にのみすべり線が発生しているが、このすべり線は A-M2.5-2 の衝突の際に発生したものであると考えられる。A-M2.5-2 は衝突高、衝突角ともに全 5 ケースの中で最も大きかったために、土堤天端を破壊しやすい条件で土堤に衝突し、土堤を貫通した。一方、落下レーン B, C ではすべり線は発生していないことが分かる。落下レーン B については B-M1.9-1, B-M1.9-2 とともに衝突角がそれぞれ 21.84°, 20.85°と小さく、土堤へ貫入しなかったために土堤が変形されず、すべり線が発生しなかったと考えられる。また、落下レーン C については衝突角が 29.31°と比較的大きな角度で衝突し、土堤への貫入痕もみられるものの、土堤衝突時の運動エネルギーが小さく、すべり線の発生には至らなかったと考えられる。

土堤の損傷度合いを定性的に比較すると、落下レーン A,

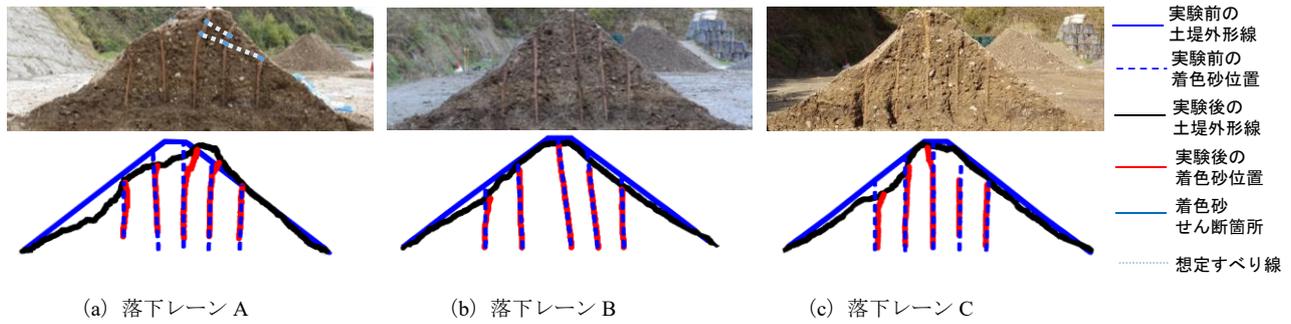


図 15 土堤内部の変状 (実規模土堤実験)

落下レーン C, 落下レーン B の順に損傷度合いが大きいと判断できる。落下レーン A の損傷度合いが最も大きくなった理由として、重錘質量 2.5t, 落下高さ 30m のため土堤衝突時のエネルギーが他のレーンよりも大きかったことが挙げられる。また、落下レーン C の損傷度合いが落下レーン B よりも大きい理由として衝突角が大きく、土堤へ貫入しやすい条件で衝突したためであると考えられる。そのため、衝突角が大きくなるほど土堤へ貫入しやすくなることで土堤の損傷度合いが大きくなるといえる。

#### 4. まとめ

本研究では落石防護土堤の性能設計法確立に向け、高さ 0.5m の土堤を対象とした小型土堤実験、高さ 2m の土堤を対象とした実規模土堤実験を実施し、土堤のエネルギー吸収性能や重錘の動的挙動について検討した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 小型土堤実験において、重錘は土堤に衝突後、土堤に貫入し、その後は駆け上がりまたは跳躍挙動を示した。重錘捕捉性能は土堤材料により異なり、粘性土、砂、碎石の順に大きい結果となった。
- 2) 小型土堤実験において、重錘の運動エネルギーは衝突後約 50ms にかけて急激に減少し、その後約 100ms までには緩やかな減少または一定に転じた。衝突直後の急激な減少は貫入によるもので、土堤への貫入がエネルギー吸収率に大きく影響を及ぼすことが判明した。
- 3) 小型土堤実験において、粘性土の重錘捕捉性能が最も高くなる理由は砂よりも衝突時の土堤の変形が小さく、変形に対する抵抗が大きいことや圧縮変形するために重錘の貫入を許すことが挙げられる。一方、碎石は貫入しにくく、土堤が変形しにくい材料であったためにエネルギー吸収性能が十分に発揮できず、重錘捕捉性能が低くなるものと考えられる。
- 4) 実規模土堤実験において、重錘の土堤への衝突条件がケースによってばらついた。そのため、衝突時の挙動

がばらつき、土堤のエネルギー吸収率がばらついた。よって、落石防護土堤の性能設計確立のためには衝突する前の運動形態であるポケットの反発・跳躍挙動にも着目し、土堤への衝突位置や衝突角度に及ぼす影響を検討する必要があることが分かった。

- 5) 実規模土堤実験において、小型土堤実験と同様に土堤への貫入がエネルギー吸収率に大きく影響することが示された。しかしながら小型土堤実験よりも貫入によるエネルギー吸収率が小さくなる傾向がみられた。その理由として、回転エネルギーが線速度エネルギーよりも吸収されにくいことが挙げられる。
- 6) 実規模土堤実験において、土堤の損傷度合いは落下レーン A, 落下レーン C, 落下レーン B の順に大きい。落下レーン A の損傷度合いが最も大きい理由として、土堤衝突時のエネルギーが最も大きいことが挙げられる。落下レーン C の損傷度合いが落下レーン B よりも大きい理由として、衝突角が大きく、土堤へ貫入しやすい条件で衝突したためであると考えられる。そのため、衝突角が大きくなるほど土堤へ貫入しやすくなることで土堤の損傷度合いが大きくなるといえる。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，2017.12
- 2) 新技術情報提供システム：  
<https://www.netis.mlit.go.jp/netis/pubsearch/dtlprint?regNo=HK-130011%20>  
(閲覧日：2020年8月27日)
- 3) European Organization for Technical Approvals (EOTA)：ETAG27，GUIDELINE FOR EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL OF FALLING ROCK PROTECTION KITS, p.34, 2008.2.1
- 4) 松尾和茂，前田健一，堀耕輔，鈴木健太郎，今野久志：落石防護土堤の落石捕捉性能把握を目的とした模型実験及び数値解析，応用力学論文集 Vol.22, 1\_389-1\_400201