

2017年度（第53回）水工学に関する夏期研修会講義集

水工学シリーズ 17-A-1

堤防における土粒子－土－地盤構造と  
水の相互作用

名古屋工業大学 教授

前田健一

土木学会

水工学委員会・海岸工学委員会

2017年8月



以上から、本稿では、土と水の相互作用について、なるべく幅広く、基礎的な知見をまとめることを目的とした。土の透水性、浸透による液状化、クィックサンド・ボイリングをキーワードに、土粒子レベルでの限界流速～土塊レベルでの透水特性～土構造物レベルの浸透に対する安定性といった、マルチなスケールの視点での整理を試みた。土構造物レベルの安定性としては、単純化された法面内ですべりを発生させようとする作用と浸透方向との関係を示した（基礎的であるが学ぶべき点が多い）。河川堤防の浸透破壊、決壊、液状化の詳細については、過去の水工学夏期研修会講義集（例えば、第49回・杉井俊夫；第50回・中川一）をご参照頂きたい。また、水と土の相互作用が強いとおもわれる現象について、著者らの研究成果も紹介しながら新たな課題についてもふれている。それぞれの項目においては厳密性・専門性に欠ける記述もあるとともに、紙面上の都合から重要箇所の記述の取りこぼしも少なくないとおもわれる。ご容赦いただきたい。

## 2. 水と土

### 2.1. 土の耐力

土は含んだ水分量によって、その様子が大きく異なる（図2.1）。例えば、円筒の容器に乾燥した砂を入れ、そつと容器を持ち上げると、その砂に特徴的な傾斜角度の砂山が作られる（図(a)）（急な斜面は形成できないが、摩擦によってある程度の量の砂は崩れない）。また、適当に湿らせた場合では柱状のタワーが作れるほどの強度を發揮する（図(b)）。一方、水に浸ったような飽和の場合（図(c)）では、強度は減少し、振動を加えると流動化してしまう（図(d)）。適度な水分状態を保つことで土は最も耐力を發揮できる。土構造物の管理では、①水を入れない、②侵入した水は速やかに排水すること、が重要視されていることも以上の簡単な実験からも実感できる。

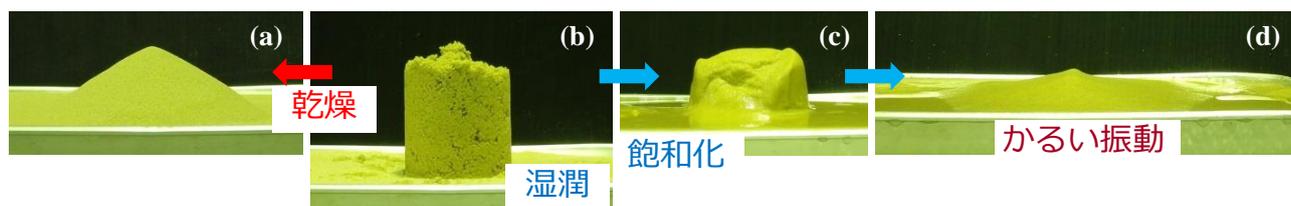


図 2.1 土の含水状態による耐力の変化

### 2.2. マルチなスケールで捉えることの重要性

浸透による堤防の破壊現象の中のパイピング破壊を例として考えてみる。この問題が難解とされる要因の一つとして、現象がマルチなスケールにまたがっていることにある（現象が階層化されているとも言える）。土粒子レベルの運動から土塊レベル、土構造物としての構造物レベルなど、様々なレベルのスケールによる現象が相互に影響を及ぼしあっている（図2.2）。具体的には、作用する水位が一定でマクロスケールである構造物レベルで現象が停滞・平衡して見えても、よりマイクロなスケールの土粒子や土塊レベル、その中間のレベルでは現象が進展し、マクロな堤防構造全体の破壊をもたらすことがある。

材料力学においては、破壊現象について多くの成書があり、破壊は脆性破壊や延性破壊、安定破壊と不安定破壊などに分類され、それぞれの発生・発達条件は定量的に議論されるとともに、メカニズムに基づいた破壊制御についても記述されている。自然由来の基礎地盤と歴史的構造を持つ堤体からなる堤防は人工材料とは違うとの意見もあるが、議論が閉塞しないためにも他分野の歩みも参考にすべきであろう。

パイピング現象についても間隙流れの局所化による局所的な安定・不安定破壊の連鎖として捉え、発生から発達、破堤到るまでの過程に潜むメカニズムの解明が必要である。土粒子の搬送、沈降・堆積、粒子骨格（粒子が鎖状に繋がり力を伝える応力鎖）や土塊のアーチ作用の発生・消滅などのマルチスケールでのダイナミクスに着目することで、土質－水理の両視点を融合することが重要である。特に、噴砂動態（孔の幾何の変化、流れ構造等）と空洞進展に及ぼす透水性基礎地盤の複層構造（上層：細砂、下層：砂礫）の考慮が必要である。浸透による様々な

変状（堤体のすべり、陥没等；基礎地盤の水圧上昇による液状化、支持力低下、流動、パイピング等）が複合したり、発達したりすることで破堤に至ると考えられている。このダイナミクスを解明が必要である。水位波形・履歴と堤防の構造特性の影響、三次元的条件の考慮の体系化が必要である。さらに、模型実験と実堤防の現象を関係付けるとともに支配パラメータの整理のために水理学と土質力学の双方に対応した相似則が重要となる。

また、浸透による土粒子の侵食と目詰まりによって土要素レベルの劣化の存在が模型実験と数値解析で指摘されている。さらに、変状の発生・発達に及ぼす水位履歴の影響を調べるとともに、損傷の累積による劣化が堤防構造物の健全性に及ぼす影響の検討も必要と考えられる。構造物としての堤防の維持管理の効率化のためには、弱部抽出法の提案と破壊抑制の視点から水防工法や対策工の効果を科学的に解き明かすことも重要となる。

そこで、本稿では、上記において基本事項である、土-水の相互作用としての土粒子・土塊レベルの透水現象と限界流速、構造物レベルの法面のすべりに対する安定性について整理してみた。

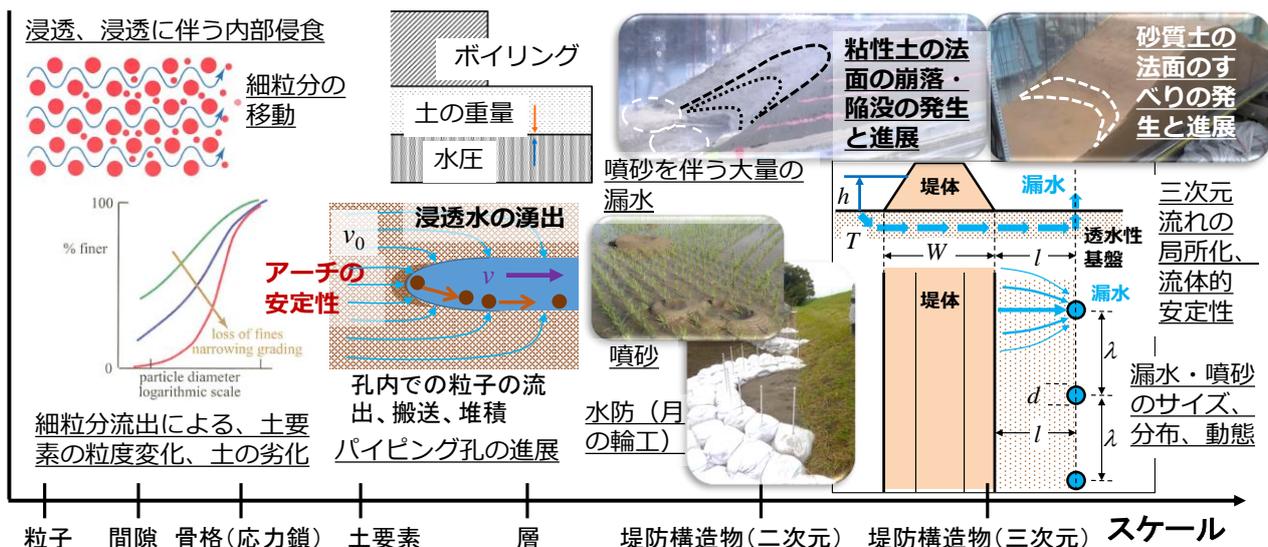


図 2.2 マルチスケールでダイナミックな現象が相互作用し堤防の変状が発生・発達：堤防のパイピングを例に

### 2.3. 水による土への作用の速度

土構造物の変形や安定性を検討する際には、土に作用する応力の載荷速度やひずみ速度に依存して土の耐力が異なるような速度効果に加え、繰返し効果も考慮して静的問題と動的問題に区別してモデリングされる<sup>2)</sup>。さらに、対象とする現象のひずみレベルも加味して、適切な調査法・試験法（プロファイリング）、解析方法（ソルバー）が選択される。ここでは、土および土構造物に作用する流れの速度について整理してみる。水が土内部を通る浸透、表面流による流砂や侵食などの現象が発生する速度や、それらが混在し得る速度領域を概観するためである。土粒子および土に作用する次のような特徴的な流速と粒径  $D$  の関係を整理するとともに、図 2.3 にまとめて示す（図中には物理的意味は異なるものの、速度の次元をもつ時間雨量  $\text{mm/hr}$  を  $\text{cm/s}$  の単位変換して目盛上に示している）。

- ① 粒子の集合体としての透水係数  $k$ ： ダルシーの法則が成立するときの透水係数  $k$ （速度の次元）に関する Creager の実験式。動水勾配を掛けることで土中の流速となる。ただし、実験式では  $D_{20}$  が代表粒径である。
- ② レイノルズ数  $Re$  から算出される限界流速  $v_{crit}$ ： 粒子の周りの流れが層流から乱流に遷移する流速

$$v = \frac{Re \mu / \rho_w}{D} = \frac{Re v}{D}, \quad \text{限界値である限界流速を } v_{crit} \quad (2.1)$$

ここで、 $v$  は見かけの流速、 $D$  は平均粒径、 $\rho_w$  は水の密度、 $\mu$  は粘性係数、 $\nu$  は動粘性係数 ( $\nu = \mu / \rho_w$ )

- ③ 単粒子の噴き上げに関する Justin の限界流速  $v_j$ ： 単粒子が上向きの流れによって噴出する流速の理論解

$$v_j = \sqrt{\frac{2}{3} g (G_s - 1) D} \quad (2.2)$$

ここで、 $g$  は重力加速度、 $G_s$  は比重

④ 単粒子の沈降速度に関する Rubey の実験式  $w_f$ : 粒子が浮遊するための浮遊限界の流速

$$\frac{w_f}{\sqrt{sgD}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgD^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgD^3}} \quad (2.3)$$

ここで、 $s$  は砂粒子の水中比重 ( $s = G_s - 1$ )、 $sgD$  は河床の掃流力 (せん断応力) を無次元化するパラメータ

⑤ 限界摩擦速度  $u_{*c}$  (岩垣の式)<sup>3)</sup>: 流砂現象を支配する限界掃流力 (せん断応力) を流速の次元で表したもの  
 $D \geq 0.303cm \quad u_{*c}^2 = 80.9D$ ; ..... (中略) .....  $D \leq 0.0065cm \quad u_{*c}^2 = 226D$  (2.4)

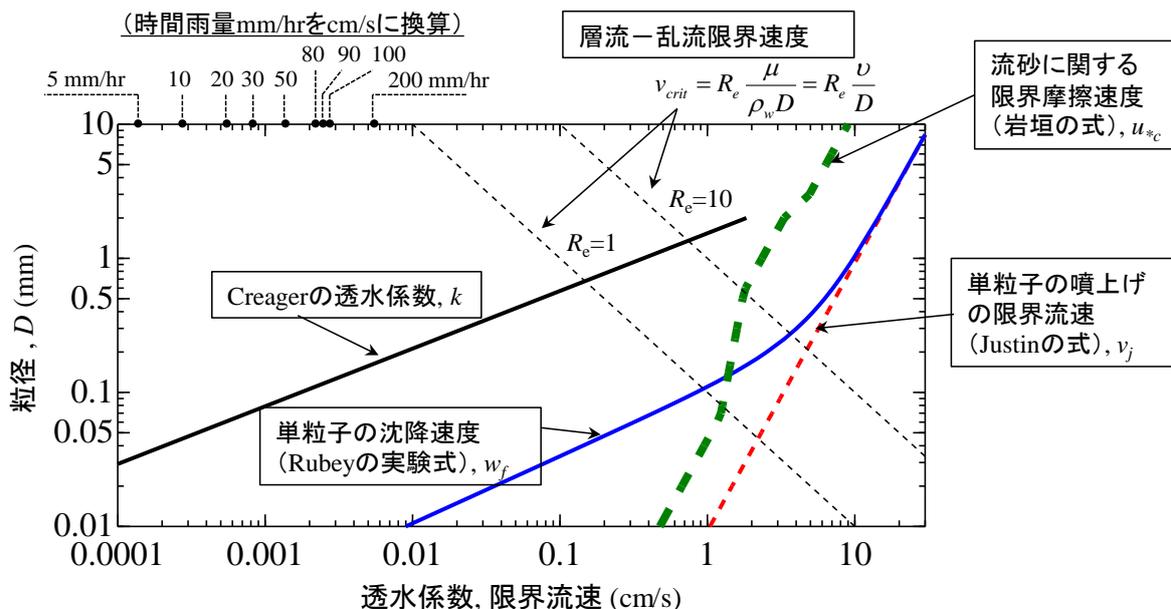


図 2.3 土の粒径と土に作用する特徴的な流速の関係

Darcy の法則は Lindquist の実験によると  $R_e < 4$  であれば成立することが示されており、限界 Reynolds 数はおおよそ  $R_e = 1 \sim 10$  と言われている。図中には  $R_e = 1, 10$  のときの  $D$  と  $v_{crit}$  の関係を示した破線の右側領域が乱流域となる。また、粒径  $D$  が約  $0.1mm$  以下では  $u_{*c} > w_f$  であり、一方で、それ以上では  $u_{*c} < w_f$  となり、流砂挙動の特徴が変化することが分かる。さらに、 $v_j, w_f, u_{*c}$  の透水係数  $k$  に対する比は、例えば細砂  $D = 0.1mm$  の場合、それぞれ約 1300, 500, 750 であり、 $D = 0.5mm$  では 100 以下となっている。これらの比は  $D$  の増加とともに小さくなっている。固相である土塊に水が浸透し土粒子が動かない状態から填砂のように粒子の激しい移動を伴うような状態になるには、透水性が異なる層が接していたり、流れが三次元的に局所化して流速が増加したりすることで、固体相が液体のような流動層に遷移することが必要である。さらに、速い流れが地表面に作用する場合、地表面を境界に地盤の内外では流速が大きく異なり、現象が不連続となると捉えがちである。しかし、土内部への浸透流も発生するとともに、境界部分には間隙水の圧力勾配や局所的な流動変形、不安定な浸潤の誘発も考えられる。

### 3. 透水と浸透による液状化

#### 3.1. 間隙水の運動方程式：マクロな視点からのダルシーの法則の理解

図 3.1 (左図) のような両端の水位が一定に保たれた連結管における鉛直方向一次元の飽和土の透水について考える<sup>4)</sup>。図中の水位差  $h$  は負の値 (下方) から正の値 (上方) までとする。このとき間隙水は土粒子間の間隙を縫うように流れる実質の速度 (実流速) を  $v_f$  とし、それらの総流量  $Q$  を断面積  $A$  で平均化した見かけの速度を  $v^{(f)}$  とする (右図)。前者を直接計測するのは難しいが、後者は流量  $Q$  を測定することで簡単に得ることがで

き、両者のもっとも単純化した関係は、 $v^{(f)} = nv_f$ となる。

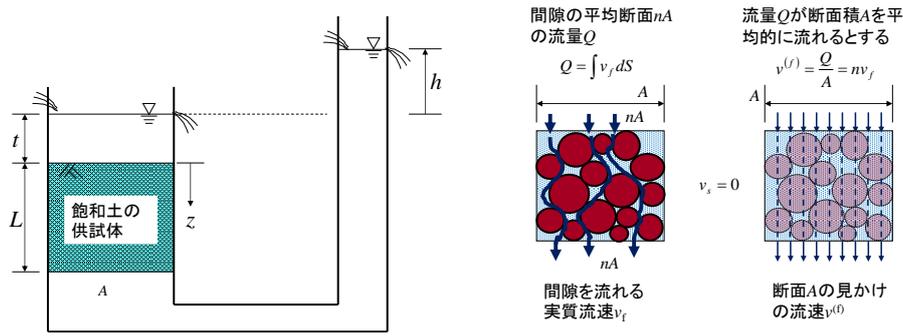


図 3.1 飽和土の一次元透水の簡単なモデル：(左) マクロなモデル、(右) 実流速と見かけの流速

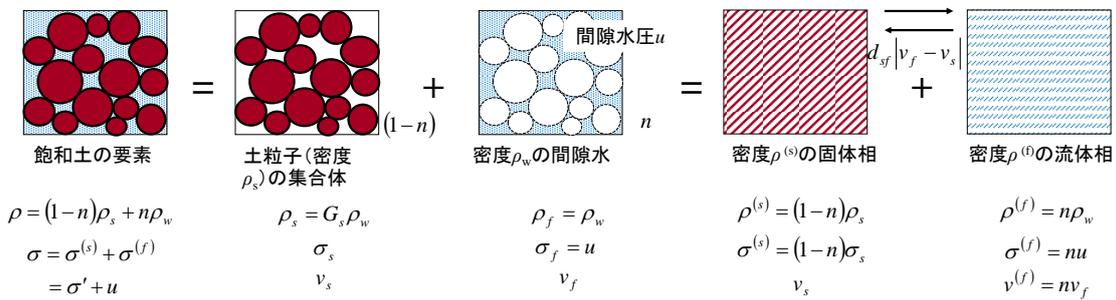


図 3.2 飽和土の二相混合体による連続体近似

また、飽和土は、図 3.2 のように、二相混合体の各層の重ね合わせによって連続体として表現することができる。土粒子（土密度  $\rho_s = G_s \rho_w$ ； $G_s$ 、 $\rho_w$  はそれぞれ比重と水の密度）からなる固相（見かけの密度  $\rho^{(s)}$ ）と物質密度  $\rho_f$  の流体から成る流体相（見かけの密度  $\rho^{(f)}$ ；ここでは水のみを考える）の混合体の全体の密度  $\rho$  は次のようになる。

$$\rho = \rho^{(s)} + \rho^{(f)} = (1-n)\rho_s + n\rho_f \quad (3.1)$$

固相、流体相が分担する応力（圧縮を正）をそれぞれ、 $\sigma^{(s)}$ 、 $\sigma^{(f)}$  とする。間隙水圧  $u$  を用いると、 $\sigma^{(f)} = nu$  となる。液体相の運動方程式の局所形は次のようになり、 $F_b$  は単位質量当りの物体力で、ここでは重力加速度  $g$  に当たる。

$$\text{運動方程式： } n\rho_f \frac{dv_f}{dt} = -n \frac{\partial u}{\partial z} + n\rho_f F_b - d_{sf}(v_f - v_s), \quad \text{準静的の場合： } d_{sf}(v_f - v_s) = -n \frac{\partial u}{\partial z} + n\rho_f g \quad (3.2)$$

準静的で加速度の項が無視でき、透水係数を  $k$  とし、パラメータ  $d_{sf}$  を以下のように置くと水の流れはダルシーの法則に従うことになる。

$$d_{sf} = n^2 \frac{\rho_f g}{k} (v_f - v_s) = n^2 \frac{\rho_w g}{k} (v_f - v_s) \quad (3.3)$$

ここで、固相、流体の速度をそれぞれ  $v_s$  と  $v_f$ 、水と土の相互作用力は両者の速度差  $(v_f - v_s)$  に比例するものとし、比例係数を相互作用のパラメータ  $d_{sf}$  として導入している。相互作用力は作用・反作用として、粘性による抗力が物体力のように働き、固相と流体相に作用する飽和土内の内力である。

さらに、加速度を無視できる場合、土粒子の速度  $v_s = 0$  とすると、以下のようにダルシーの法則が導かれる。

$$v_f = -\frac{n}{d_{sf}} \left( \frac{\partial u}{\partial z} - \rho_f g \right) = -\frac{n}{d_{sf}} \rho_f g \left\{ \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{u}{\rho_f g} \right) - 1 \right\} = \frac{1}{n} k \left( -\frac{\partial h_t}{\partial z} \right) = \frac{1}{n} k i, \quad i = \left( -\frac{\partial h_t}{\partial z} \right), \quad v^{(f)} = nv_f = ki \quad (3.4)$$

$$\text{ただし, } \left\{ \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{u}{\rho_f g} \right) - 1 \right\} = \frac{\partial}{\partial z} \{ h_p + (-z + C) \} = \frac{\partial}{\partial z} (h_p + h_e) = \frac{\partial h_t}{\partial z} \quad (C \text{ は積分定数}), \quad h_t = h_p + h_e \quad (3.5)$$

ここでは、 $h_p$ は圧力水頭で  $h_p = u/\rho_f g$ ,  $h_e$ は位置水頭で基準 ( $h_e=0$ ) を  $z=0$  とすると、 $h_e = -z$  となる (上式で積分定数  $C=0$  である)。準静的の場合、速度水頭は他の水頭に比べて十分に小さく無視できるので、全水頭  $h_t = h_e + h_p$  となる。また、動水勾配  $i$  は全水頭  $h_t$  が座標方向に負の勾配をもつとき  $i > 0$  となり、 $v_f > 0$ ,  $v^\theta > 0$  となるので座標の正方向に流れる。つまり、全エネルギー ( $h_t$ ) の高い所から低いところに流れることが確認された。特徴的かつ極端な状態を考えてみる。流れが生じない場合 (流速  $v^\theta = 0$  のとき) は、動水勾配はゼロであり、全水頭  $h_t$  は一定となり、位置水頭の変化分だけ圧力水頭が変化することになる。また、ある有限な流速があるとき、透水係数  $k \rightarrow \infty$  の極限を考えると (土が存在しないで流水だけがある場合)、動水勾配  $i \rightarrow 0$  となり全水頭  $h_t \rightarrow$  一定となる。

### 3.2. 固相 (土粒子骨格) の運動方程式

固相 (土粒子骨格) の運動方程式の局所形、地盤力学で使われる有効応力  $\sigma'$  は以下のように書ける。

$$\text{運動方程式: } (1-n)\rho_s \frac{dv_s}{dt} = -\frac{\partial \sigma^{(s)}}{\partial z} + (1-n)\rho_s F_b + d_{sf}(v_f - v_s), \quad \text{準静的の場合: } -d_{sf}(v_f - v_s) = -\frac{\partial \sigma^{(s)}}{\partial z} + (1-n)\rho_s F_b$$

$$\text{有効応力の原理: } \sigma' = \sigma - u, \quad \text{固相の応力: } \sigma^{(s)} = \sigma - \sigma^{(f)} = \sigma - nu = \sigma' + (1-n)u \quad (3.6)$$

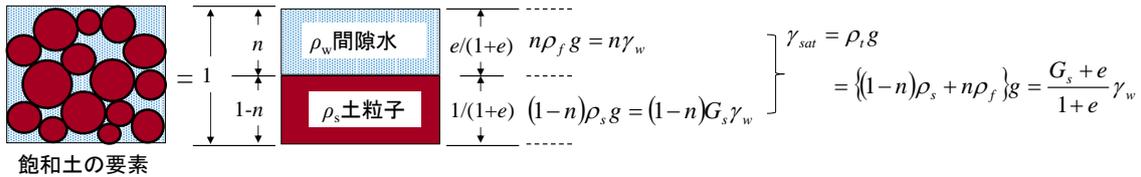


図 3.3 飽和土の密度および単位体積重量

ここで、固相と水の加速度を無視できる場合を考える ( $F_b = g$ )。また、図 3.3 のように、飽和土の各部分の密度、体積割合、単位体積重量の関係を整理すると (式 (3.6) に式 (3.2) を代入) 、

$$\frac{\partial \sigma^{(s)}}{\partial z} = \frac{\partial (\sigma' + (1-n)u)}{\partial z} = (1-n)\rho_s g + \left( -n \frac{\partial u}{\partial z} + n\rho_f g \right), \quad \therefore \frac{\partial (\sigma' + u)}{\partial z} = \{ (1-n)\rho_s g + n\rho_f g \} = \gamma_{sat} = \gamma' + \gamma_w \quad (3.7)$$

ここで、 $\gamma_{sat}$ ,  $\gamma_w$ ,  $\gamma'$  ( $=\gamma_{sat} - \gamma_w$ ) はそれぞれ飽和土の単位体積重量、水の単位体積重量、土粒子重量から浮力分を差し引いた正味の土粒子骨格の重量を意味する水中単位体積重量を示す。また、全水頭  $h_t = h_e + h_p = u/\gamma_w + (-z)$  を考慮すると、

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial z} = \gamma' + \left( -\frac{\partial u}{\partial z} \right) + \gamma_w = \gamma' + \frac{\partial}{\partial z} \left[ -\left\{ \frac{u}{\gamma_w} + (-z) \right\} \right] \gamma_w = \gamma' + \left( -\frac{\partial h_t}{\partial z} \right) \gamma_w = \gamma' + i\gamma_w, \quad (\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (3.8)$$

さらに、 $i\gamma_w$  は透水作用を受けた飽和土の土粒子骨格が受ける力であり、単位体積当りの透水力と呼ばれている。

### 3.3. 連続の式と全水頭分布

水が非圧縮で加速度項が無視される場合には、連続の式から、見かけ上、一次元ラプラス方程式が成立する (浸透流は完全流体でなく、粘性流体の層流であるという意味で見かけ上)。

$$\text{連続の式: } \frac{dv^{(f)}}{dz} = n \frac{dv_f}{dz} = 0, \quad \frac{dv^{(r)}}{dz} = k \frac{d}{dz} \left( -\frac{dh_t}{dz} \right) = k \left( -\frac{d^2 h_t}{dz^2} \right) = 0, \quad \therefore \frac{d^2 h_t}{dz^2} = 0 \quad (3.9)$$

つまり、全水頭は  $z$  に関して一次関数であり、直線分布となる。よって、連結管の問題における動水勾配  $i$  は、供試体の上下両端の全水頭差  $h$  を見かけの水みちの距離の供試体高さ  $L$  で除した値を用いればよい。

$$i = \left( -\frac{\partial h_t}{\partial z} \right) = -\frac{h}{L} \quad (3.10)$$

### 3.4. 準ミクロな視点からのダルシーの法則の理解

透水係数がどのような影響因子で構成されているかを検討してみる。細い管内を流れる層流 (図 3.4) において、管の内径を  $r_0$  とすると円管の中心から距離  $r$  の点の流速  $v_f$  は次のようになる<sup>5)</sup>。

$$v_f = \frac{\rho_w g}{4\mu} i (r_0^2 - r^2) \quad (3.11)$$

ここで、 $\mu$  は水の粘性係数。円管のある断面における速度分布は管壁 ( $r=r_0$ ) で  $v_f=0$ 、中心 ( $r=0$ ) で最大値  $v_{fmax}$  となるような放物線分布となる。

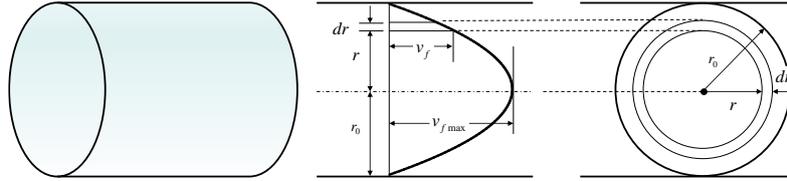


図 3.4 管内の Poiseuille 流れ

流速を管の断面積で積分すると管内の流量  $Q$  が求められ、管の有効断面積を  $a$  (円管の場合は  $a=\pi r_0^2$ ) とすれば、この断面積における平均流速  $v_{fa}$  が次式のように算出され、Poiseuille の法則が導かれる。

$$v_{fa} = \frac{Q}{a} = \frac{\rho_w g}{8\mu} R_H^2 i \quad (3.12)$$

ただし、管の断面が複雑な形状をしている場合には上式をそのまま適用できないので、半径  $r_0$  のかわりに径深 (= 断面積/潤辺長)  $R_H$  を用いている。例えば、円管が満水の場合には、 $R_H=r_0/2$  ( $=\pi r_0^2/2\pi r_0$ ) であるので、

$$v_{fa} = \frac{Q}{a} = \frac{\rho_w g}{2\mu} R_H^2 i \quad (3.13)$$

一般的には、管の断面形によって係数 (ここでは、上式の 2 の部分) が異なるので断面の形状係数  $C_s$  を用いると

$$v_{fa} = \frac{Q}{a} = C_s \frac{\rho_w g}{\mu} R_H^2 i \quad (3.14)$$

実際の土では管に相当する連続した間隙経路の断面は複雑である。そこで、平均的な有効断面積  $a$  は、供試体の断面積  $A$  と間隙率  $n$  を用いると、 $a=nA$  と近似することができる。よって、 $n=e/(1+e)$  を用いると、

$$Q = \left( C_s \frac{\rho_w g}{\mu} R_H^2 n \right) i A, \quad \text{見かけの流速は, } v^{(f)} = \frac{Q}{A} = \left( C_s \frac{\rho_w g}{\mu} R_H^2 n \right) i = \left( C_s \frac{\rho_w g}{\mu} R_H^2 \frac{e}{1+e} \right) i \quad (3.15)$$

つぎに、径深  $R_H$  について再考する。実際の間隙の繋がり経路は、複雑に曲がりくねっているが直線的な経路 (長さを  $L$ ) とする。また、一般に管の断面積  $A$ 、潤辺長  $S$ 、土粒子部分の体積  $V_s$ 、土粒子部分の表面積  $A_s$  (これは間隙の表面積に等しい)、間隙比  $e$  を用いて、土粒子を等粒径  $D_s$  の球とみなすと (この場合  $D_s$  を代表粒径と呼ぶ)、径深  $R_H$  は以下ようになる。

$$R_H = \frac{A}{S} = \frac{AL}{SL} = \frac{(\text{間隙体積})}{(\text{間隙表面積})} = \frac{eV_s}{A_s} = \frac{1}{6} e D_s \quad (3.16)$$

ただし、 $V_s/A_s=1/6 D_s$  となる関係を用いた。以上から、流速を書き直してみると、

$$v^{(f)} = \frac{Q}{A} = \left( C \frac{\rho_w g}{\mu} \frac{e^3}{1+e} D_s^2 \right) i \quad (3.17)$$

ここで、係数  $C$  は形状係数  $C_s$  も含んだ土粒子集合体に関わる係数を代表するものとする。流速と動水勾配は比例関係となりダルシーの法則が導かれたことになり、この比例係数が透水係数  $k$  であるので、

$$k = C \frac{\rho_w g}{\mu} \frac{e^3}{1+e} D_s^2 = C \frac{g}{\mu/\rho_w} \frac{e^3}{1+e} D_s^2 = C \frac{g}{\nu} \frac{e^3}{1+e} D_s^2, \quad k \propto D_s^2 \quad (3.18)$$

つまり、透水係数は(粘性係数)/(密度)(=動粘性係数)に反比例し、重力加速度、粒径の2乗に比例し、間隙比の関数となることが導かれる。Hazenは実験から、 $D_s = D_{10}$ とする実験式を提案している。代表粒径 $D_s$ については、粒度分布の幅だけでなく、粒度分布形状も影響すると考えられる。

### 3.5. 不飽和土の透水係数

前節までは飽和浸透についてのみ記述した。不飽和土においては、透水係数の値は飽和度によって大きく変化する。それは、不飽和土に水が浸透する場合、間隙にある空気を排除しつつ浸透するか、間隙空気の容積が小さくならなければならないからである。間隙の水と空気の置換が容易な場合、間隙空気圧は大気圧と等しいと考えることができる。一方、間隙空気が閉塞や圧縮される場合、間隙空気圧の存在が浸透モードを大きく変えることになる(二相流体の扱いが必要になる)。よって、飽和度が低いほど透水性が低くなる。透水係数は飽和度が高くなると急速に大きくなるが、その傾向は砂質土ほど顕著と言われている。シルトでは、飽和度100%の飽和透水係数に比べて、飽和度60%になると透水係数は1/10程度になるといわれている。このことは、流体温度が10~20度程度の場合、動粘性係数(=粘性係数)/(密度)は水よりも空気の方が10倍程度大きいことから理解できる。

### 3.6. マクロな視点からのクィックサンド、ボイリングの理解：浸透による液状化

準静的条件では、有効応力 $\sigma'$ は有効応力の式に基づき、つり合い式から求めた全応力 $\sigma$ からBernoulliの定理に基づき決定される間隙水圧 $u$ を差し引くことで算出される。ここでは、前述の有効応力表示された釣り合い式(式(3.8))を直接 $z$ で積分し、境界条件から決定してみることにする。具体的には、

$$\sigma' = \int \frac{\partial \sigma'}{\partial z} dz = \int (\gamma' + i\gamma_w) dz = \gamma' z + i\gamma_w z + C, \quad \text{境界条件: } z=0, \sigma'=0 \text{ から } C=0, \quad \therefore \sigma' = \gamma' z + i\gamma_w z = \gamma' z - \frac{h}{L} \gamma_w z \quad (3.19)$$

これから、流れが鉛直上向きで( $i < 0$ ,  $v_f, v^{(f)} < 0$ ), 水位差 $h (> 0)$ が大きくなると、有効応力は小さくなりゼロとなる。つまり、砂地盤であれば液状化状態になりクィックサンド現象が起きる。また、水流が継続すれば地表面から噴出するが、これが沸き出し状態に似ていることからボイリングと言われることもある。浸透による液状化の条件は、以下のようになり、

$$\sigma' \equiv 0, \quad 0 = (\gamma' + i\gamma_w)z = \left( \gamma' - \frac{h}{L} \gamma_w \right) z, \quad \therefore \left( \gamma' - \frac{h}{L} \gamma_w \right) = 0 \quad (3.20)$$

均質な砂層の場合には $z$ に無関係(上式の括弧内) $\equiv 0$ に供試体全体が液状化状態になるような限界動水勾配 $i_{cr}$ もしくは限界水位差 $h_{cr}$ が存在する。

$$|i_{cr}| = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e}, \quad h_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} L = \frac{G_s - 1}{1 + e} L \quad (3.21)$$

仮に、 $G_s = 2.6, e = 0.6$ とすれば $i_{cr} = 0$ となる。上式はマクロ視点で捉えたボイリング発生条件の一つである。

### 3.7. ミクロな視点からのクィックサンド、ボイリングの理解

液状化状態を文字通りに、1つの砂粒子が水中に浮遊するような状態としてつり合い式を考えてみる<sup>9)</sup>。図3.5に示すように、砂粒子(体積 $V_s$ )に作用する重力( $W = G_s \rho_w g$ ), 間隙水圧による浮力( $B = V_s \rho_w g$ ), 上向きに流れる水の粘性により砂の表面を引きずり上げる力(抗力) $F_d$ が作用し、つり合っているので、

$$G_s \rho_w g V_s - \rho_w g V - F_d = 0, \quad \therefore F_d = (G_s - 1) \rho_w g V_s \quad (3.22)$$

この粒子自体および周囲の間隙の体積和は平均で $(1+e)V_s$ であるので、単位体積当りの平均抗力は、

$$\frac{F_d}{(1+e)V_s} = \frac{(G_s - 1)}{(1+e)} \rho_w g = i_{cr} \rho_w g, \quad \therefore i_{cr} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (3.23)$$

となる。限界動水勾配で流れる間隙水が単位体積の砂に及ぼす透水力に等しくなる。以上のように液状化を持続するために上向きの水流が必要と言える。

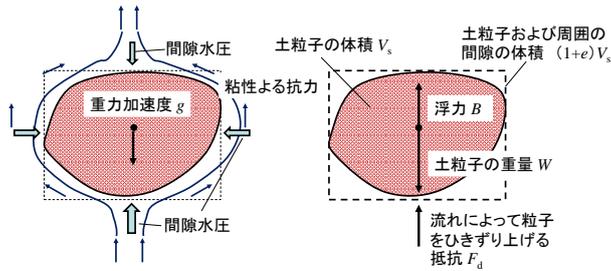


図 3.5 上向き浸透によって浮遊状態にある砂粒子への作用力

### 3.8. 乱流域における透水性

地盤中においても間隙の流速に対して土を拘束する有効応力が大きい場合には、土は液状化を発生することなく比較的速い流れでも透水することができる。このような場合、より速い速度の流れは乱流となり、層流状態であることが前提となっているダルシーの法則（流速と動水勾配が比例関係）の仮定から外れるため、何がしかの拡張も必要となる<sup>7)</sup>。Dupuit や Forchheimer はより速い流れに対応した拡張されたダルシーの法則を提案している。

$$i = \alpha v^{(f)} + \beta v^{(f)2} \quad (3.24)$$

ここで、係数  $\alpha$ ,  $\beta$  は土の特性の影響を受けるパラメータである。ダルシーの法則の適用限界をレイノルズ数  $Re=1$  とすると、限界流速  $v_{crit}$  は、代表的な物理定数の値を用いると、平均粒径  $D_{50}$  に反比例することになる。

$$v_{crit} = \frac{R_e \mu / \rho_w}{D_{50}} \approx \frac{1 \times (1 \times 10^{-3} [mPa \cdot s]) / (1 \times 10^3 [kg/m^3])}{D_{50} [m]} = \frac{10^{-6}}{D_{50}} [m/s] \quad (3.25)$$

## 4. 浸透と法面の安定性

### 4.1. 無限長の斜面の安定性

浸透を受ける土構造物スケールの安定性には、法面のすべり問題や支持力問題などがある。ここでは、紙面の都合もあることから、浸透との関係が比較的単純で応用が利き易い法面の安定性について整理する。これらは、支持力問題の理解も助けてくれる。

二次元・三次元的考察については、論文や数値解析の実践に譲るとして、ここでは、重要事項の理解を主として、一次元浸透流を受ける無限長の斜面中の安定性について整理する<sup>7)</sup>。図 4.1 のように傾斜角  $\theta$  の法面から深さ  $t$  における仮想すべり面を考え、単位奥行き辺りの四角形土塊要素  $abcd$  (重量  $W$ ) の仮想すべり面上の  $bc$  に作用する垂直抗力  $N$  とせん断力  $T$  を算定し、せん断抵抗として動員される摩擦角  $\phi_{mob}$  に着目する。

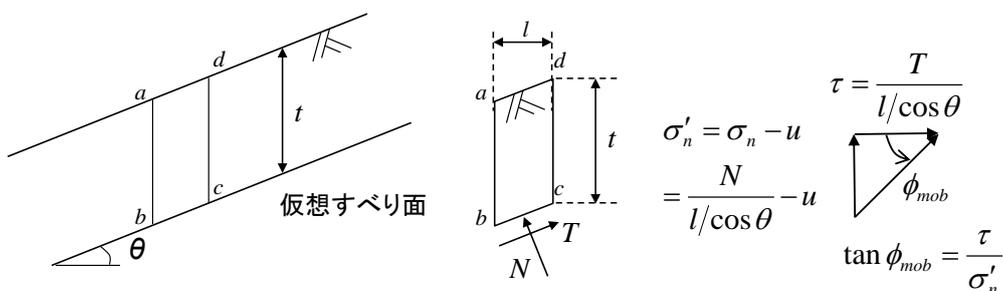


図 4.1 法面の安定性に関する基本的な検討：土塊の安定計算

土塊の密度を  $\rho$  とすると、図から  $W$ ,  $N$ ,  $T$  および垂直応力  $\sigma_n$ , せん断応力  $\tau$  は以下のようなになる。

$$W = \rho g l t, \quad N = W \cos \theta, \quad T = W \sin \theta \quad (4.1)$$

$$\sigma_n = N / (l / \cos \theta) = \rho g t \cos^2 \theta, \quad \tau = T / (l / \cos \theta) = \rho g t \sin \theta \cos \theta \quad (4.2)$$

間隙水圧  $u$  を一次元の鉛直方向の全応力  $\rho g t$  で除した値を間隙水圧比  $r_u = u / \rho g t$  とすると、垂直有効応力  $\sigma'_n$  は以下のようなになる。

$$\sigma'_n = \sigma_n - u = \rho g t (\cos^2 \theta - r_u) \quad (4.3)$$

土塊のせん断抵抗は粘着力  $c$  とせん断抵抗角 (破壊時の内部摩擦角)  $\phi$  という強度定数を用いて表すことができる。さらに、 $bc$  にはせん断破壊強度までせん断応力  $\tau$  の動員が許容されることになるが、その程度を応力比  $\tau / \sigma'_n$  を用いて次式のように動員摩擦角  $\phi_{mob}$  として定義することができる。特に、砂質土の場合 ( $c=0$ ) には、 $\phi_{mob} = \phi$  となると土塊はせん断破壊し、土構造物にはすべりが誘発されることになる。

$$\tau / \sigma'_n = \tan \phi_{mob} = \frac{\cos \theta \sin \theta}{\cos^2 \theta - r_u} = \frac{\tan \theta}{1 - r_u \sec^2 \theta} \quad (4.4)$$

#### 4.2. 土のせん断強度と飽和度

土のせん断強度  $\tau_f$  は、強度定数の粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$  を用いて以下のように表される。

$$\tau_f = c + \tan \phi \quad (4.5)$$

土の強度は境界の排水条件、透水係数と载荷速度の相対的な大小によって変化し、粘性土や速い载荷条件では、発揮する強度は非排水強度である。三軸圧縮試験 (ここでは、圧密非排水試験) により求められた全応力表示によるせん断強度 ( $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ ) および有効応力表示のせん断強度 ( $c'$ ,  $\phi$ ) について簡単にまとめる。全応力法による  $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$  は飽和度の増加に伴い顕著に低下する。一方、有効応力法での強度定数は、見かけの粘着力  $c'$  は著しく低下するが、粒子骨格構造の耐力を強く反映した内部摩擦角  $\phi$  はほとんど変化しないことが知られている。室内実験では飽和度  $S_r=80\%$  のときの粘着力は、 $S_r=50\%$  のそれに比べて約 1/5 まで低下することも知られている。

#### 4.3. 法面の安定性に及ぼす間隙水圧比 $r_u$ の影響

図 4.2 に示すように、法面角度  $\theta$  および間隙水圧比  $r_u$  の上昇に伴い、 $\phi_{mob}$  は大きくなる。特に、間隙水圧が発生しない  $r_u=0$  の場合、次式となるので、粘着力がない材料の法面においては、 $\theta < \phi$  であれば場合には安全となる。

$$\tan \phi_{mob} = \tan \theta, \quad \phi_{mob} = \theta \quad (4.6)$$

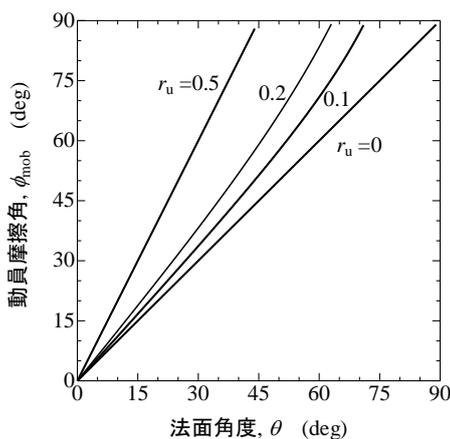


図 4.2 動員摩擦角に及ぼす間隙水圧比の影響

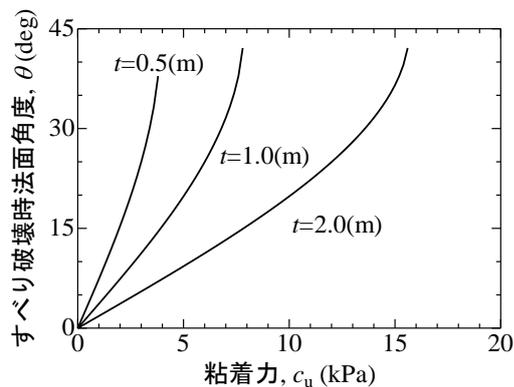


図 4.3 すべり角度に及ぼす粘着力の影響

#### 4.4. 粘性土の法面の安定性に及ぼす粘着力の影響

透水に対して比較的急速に破壊する場合には、せん断抵抗は非排水の粘着力  $c_u$  ( $c=c_u$ ,  $\phi=0$ ) を用いて検討すればよいので、破壊条件として以下の法勾配が挙げられる (図 4.3)。ただし、すべり面深度  $t$  については別の条件か

ら決定する必要がある。

$$\tau = \rho g t \sin \theta \cos \theta \leq c_u, \quad \theta = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left( \frac{2c_u}{\rho g t} \right) \quad (4.7)$$

#### 4.5 法面の安定性に及ぼす浸透方向の影響

図 4.4 のように、水平から反時計周りに浸透角  $\psi$  の方向に一様な一次元流れ（流線が図中の太い矢印）を伴う無限斜面内において、仮想すべり面上の動員摩擦角  $\phi_{mob}$  を考える。流線に直交する線分 AB が等ポテンシャル線であり、その鉛直成分の線分 AE の高さ  $h$  が圧力水頭  $u/\rho_w g$  となる。幾何特性から  $r_u$ 、 $\phi_{mob}$  は次式となる。

$$h = t \left[ 1 - \frac{\sin \psi \sin \theta}{\cos(\theta - \psi)} \right] = t \frac{\cos \theta \cos \psi}{\cos(\theta - \psi)}, \quad r_u = \frac{u}{\rho g t} = \frac{\rho_w}{\rho} \frac{\cos \theta \cos \psi}{\cos(\theta - \psi)} \quad (4.8)$$

$$\tan \phi_{mob} = \frac{\tau}{\sigma'_n} = \frac{\tau}{\sigma_n - u} = \frac{\rho \tan \theta}{\rho' - \rho_w \tan(\theta - \psi) \tan \theta} \quad (4.9)$$

図 4.5 には、浸透角度  $\psi$ 、法面角度  $\theta$ 、動員摩擦角  $\phi_{mob}$  の関係を示しており、 $\theta$  が大きいほど  $\psi$  の影響が大きいことがわかる。以下に特に特徴的な場合について整理しておく。

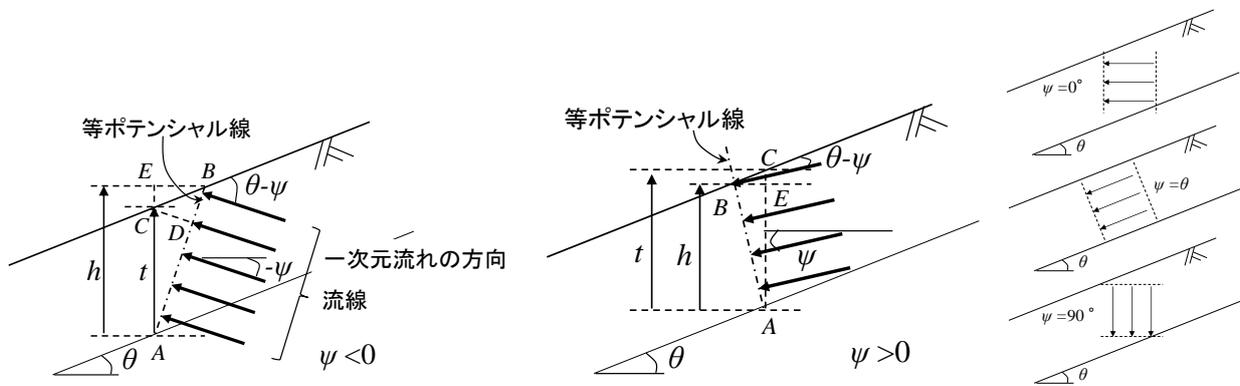


図 4.4 一次元浸透を伴う無限長斜面

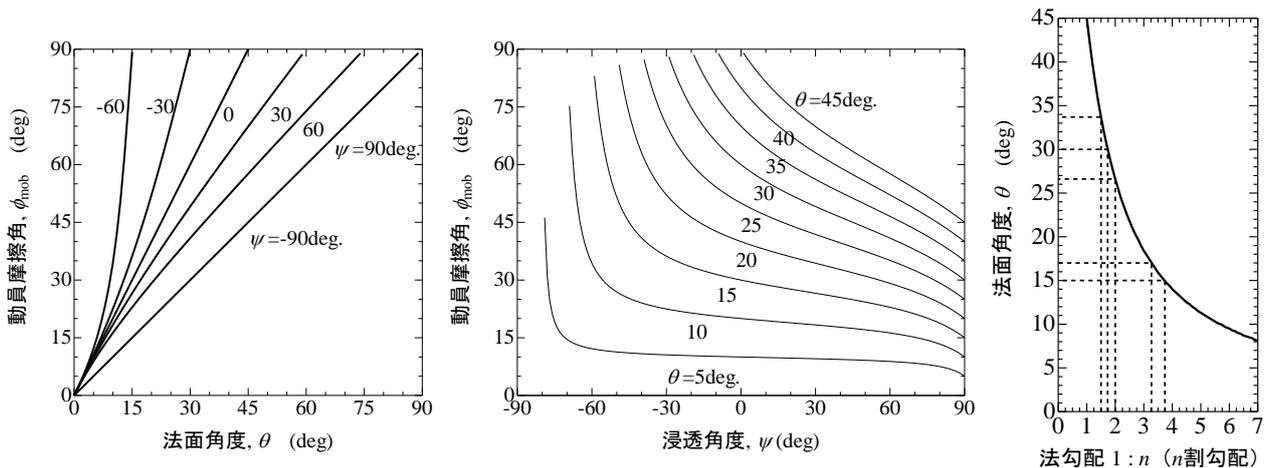


図 4.5 動員摩擦角に及ぼす傾斜角、浸透方向の影響（中央図では一部のみ表示、右図は法勾配に関する参考図）

##### (1) 鉛直流れ $\psi = \pm 90^\circ$ の場合

$$\tan \phi_{mob} = \frac{\rho \tan \theta}{\rho' - \rho_w \tan(\theta \mp \psi) \tan \theta} = \frac{\rho \tan \theta}{\rho' + \rho_w} = \tan \theta, \quad \therefore \phi_{mob} = \theta \quad (4.10)$$

間隙水圧が発生しない場合の結果に一致し、土の破壊時の内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$  の砂質土で形成された法面の場合、 $\theta < 30^\circ$ （法勾配 1:1.7）の法面まで安定となる。

(2) 水平流れ $\psi=0^\circ$ の場合

$$\tan \phi_{mob} = \frac{\tan \theta}{1 - (\rho_w/\rho) \sec^2 \theta}, \quad \rho/\rho_w = 2 \text{ の場合には, } \phi_{mob} = 2\theta \quad (4.11)$$

土の破壊時の内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ の砂質土で形成された法面の場合、水平流を伴うときには $\theta < 15^\circ$  (法勾配 1:3.7) の法面までしか安定でないことになる。

(3) 法面に平行な流れ $\psi = \theta$  の場合

$$\tan \phi_{mob} = \frac{\rho}{\rho'} \tan \theta, \quad \text{もし } \rho/\rho_w = 2 \text{ の場合, } \rho/\rho' = 2 \text{ となり, } \tan \phi_{mob} = 2 \tan \theta \quad (4.12)$$

土の破壊時の内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ の砂質土で形成された法面の場合、法面に平行な流れを伴うときには $\theta < 17^\circ$  (法勾配 1:3.2) の法面までしか安定でないことになる。

5. 集中豪雨および急激な水位上昇のシナリオに対する堤防の応答

5.1. 着目すべき課題<sup>8)-15)</sup>

降雨発生装置を有した、透明なアクリル面を有する土槽 (幅 2000mm, 深さ 550mm, 奥行き 500mm) を用いた模型堤防を実施した。堤体下部の基盤層 (層厚 100mm) は水中落下させ、相対密度  $D_r=70\%$  となるように突固め、堤体部は乾燥状態を基本ケースとし  $D_r=70\%$  に突固めた (湿潤で実施)。様々な方向から写真撮影を行うことで浸潤線を観測し、堤体の奥行き中央に土壌水分計や間隙水圧計、間隙空気圧計を埋設し計測している。①降雨強度の影響 (30~120mm/hr)、②雨滴径の影響 (雨滴径 1~5mm: 集中豪雨時の雨滴の大きさは通常の雨よりも大きく、マーシャル・パルマーの雨滴径分布を参考にした)、③土質による影響 (豊浦砂とまさ土) を検討している。

図 5.1, 図 5.2 は、それぞれ、降雨浸潤モードに及ぼす土質と降雨強度の影響、初期含水比の影響について整理した結果である。浸潤線が下部の不透水境界から上昇する場合もある (図(a)), 堤体の上部, 側面からの浸潤面に堤体内部の間隙空気が補足され、浸潤が阻まれる場合もある (図(b)~(c))。豊浦砂のような粒径が揃い (均等係数  $U_c=1.6$ ) 比較的透水係数が高い ( $10^{-2}\text{cm/s}$ ) 砂質土では (図(a), (c)), 降雨強度が小さい場合 (図(a)) には浸潤線は下から上に移動する。降雨強度 80mm/hr 以上では (図(c)), 表層から浸潤域が発達し、間隙空気を封じ、表層に降雨水が集中することですべりが発生している (表層で現行法の円弧すべりの安全率を計算してみると 0.6 となり、説明可能)。一方、まさ土 ( $U_c=9$  で粒度が広範, 透水係数  $10^{-3}\text{cm/s}$ ) では (図(b), (d)), 降雨強度によらず間隙空気を封じこめて圧縮している。これは、堤体中央に設置された間隙空気圧の測定結果 (図 5.3) からわかる。

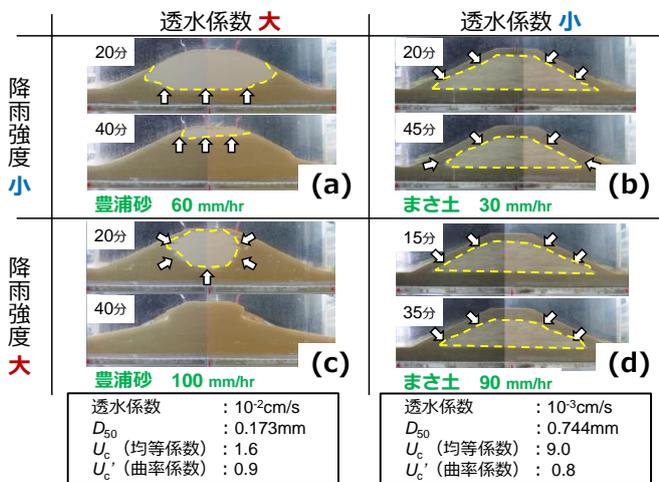


図 5.1 豪雨浸透による間隙空気の封入現象

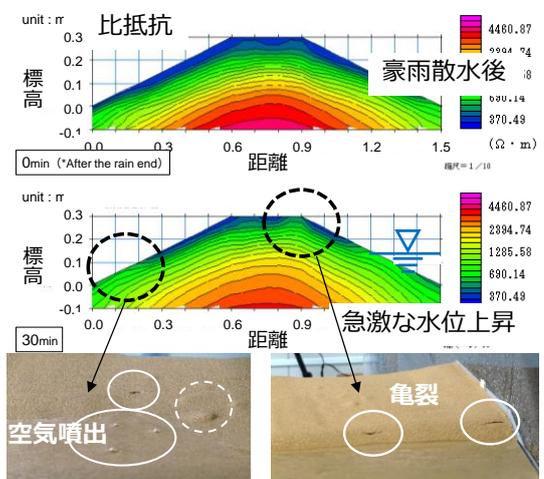


図 5.2 比抵抗トモグラフィによる不飽和堤体内の浸潤化過程の可視化とエアブローによる堤体の損傷

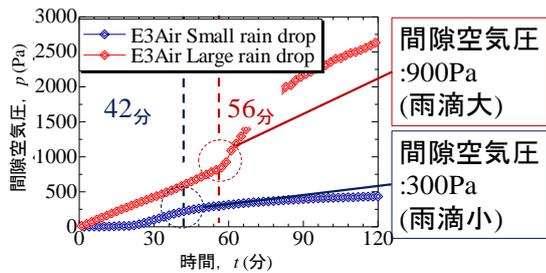


図 5.3 急な浸潤モード時の間隙空気測定結果例

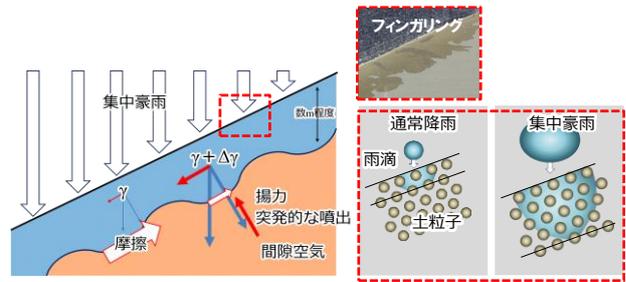
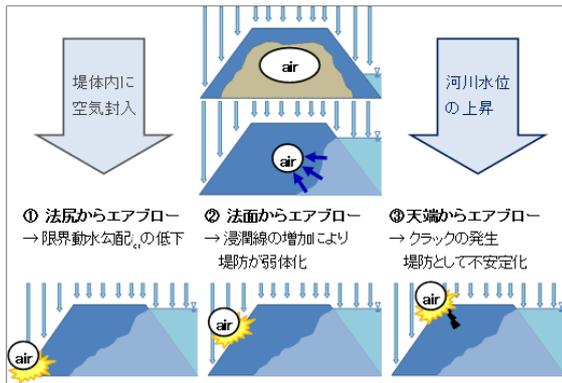


図 5.4 フィンガリングによる浸潤モードの理論的考察

また、初期が湿潤した堤体の場合（図 5.2）、降雨の後に急激な河川水位上昇（外水位上昇）した場合の、堤体内の比抵抗で水分量を可視化した結果と観察された変状を示している。豪雨と急激な河川水位上昇によって、捉われた間隙空気圧の上昇と浮力によって、空気塊の噴出（エアブローと呼ぶことにする）、天端に亀裂が生じている。

### 5.2. 考慮すべき損傷のシナリオ

浸潤モード、エアブローによる堤防の劣化のモードと程度を適切に考慮することで、堤防の安定性評価に反映が可能と考えられる。まず、浸透モードが変化する条件については、前述の模型実験だけでなく、実堤防モニタリングや理論的な考察によって、土質特性（粒径・粒度分布、透水係数）と外力である降雨強度の組み合わせに依存することが解明しつつある。特に、図 5.4 に示す様に雨水が手の指のように選択流として浸潤するフィンガリング現象が重要となる。急速浸潤時のエアブローによる堤体の損傷を従来のすべりの安全率算定に取り入れることが可能と考えられる（図 5.5）。例えば、基本的計算方法は現行法のままで、図中のシナリオ①～③に従って検討する際には、水みち形成、強度低下、亀裂による雨水の浸透といった入力条件の変更による工夫で対応可能と考えられる。



エアブロー効果の考慮の仕方の工夫例の概略：

- シナリオ①：法尻の強度を低下（ゼロにする）
- シナリオ②：浸潤線を噴出箇所まで変更
- シナリオ③：法肩にクラックを入れ強度低下

どのシナリオを考えるかについては、発生する空気圧、土質、浸潤線の形状で決定。シナリオ②もしくは③が発生しやすいと考えられる。ただし、上記の検討では、比較的均質な堤体を対象にしており、今後、築堤履歴など、堤体の不均質性を考慮した、間隙空気の噴気の発生および損傷条件を明確にすることが課題である。

図 5.5 噴気（エアブロー）による堤体の損傷シナリオ

## 6. 地震-津波の複合外力のシナリオに対する混成堤の応答

### 6.1 着目すべき課題<sup>16)~19)</sup>

海面下の支持地盤、ケーソン下の置換砂、捨石マウンド、コンクリートケーソンからなる構造物である混成堤に、地震のみ、津波のみ、地震+津波の複合、それぞれの外力を作用させた時の安定性を議論した結果を紹介する。

### 6.2 地震による混成堤下支持地盤の不安定化

まず、地震による液状化解析を実施している。ケーソン下の置換砂では、地動に伴い砂層がせん断変形することで過剰間隙水圧が上昇し、ケーソンや捨石などの上載圧がなく初期有効応力が小さい箇所では、過剰間隙水圧比が 1.0 となり完全液状化に至った。支持地盤の液状化に伴って支持力が低下し、ケーソンは均一に鉛直沈下し、本解析条件では、ケーソン天端において約 1.2m 程度沈下した。

### 6.3 津波による混成堤下支持地盤の不安定化

粒子法の一つである SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法を用いた、水-地盤-構造連成の津波解析結果に

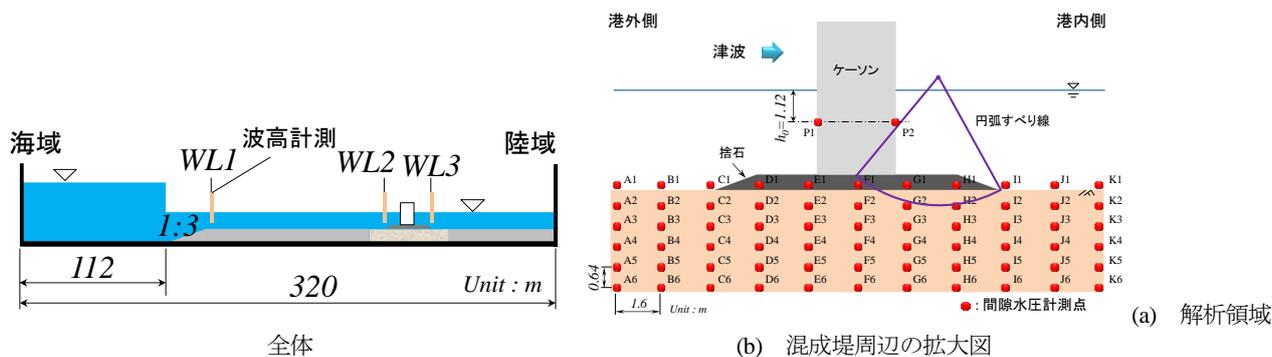


図 6.1 津波応答解析モデル

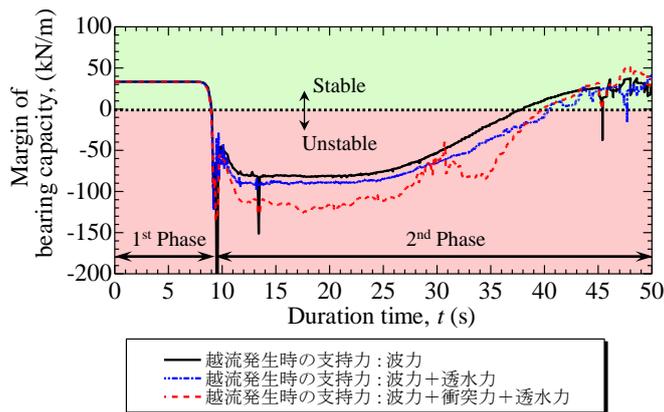


図 6.2 津波作用時の混成堤支持力余裕度の変化

表 6.1 段波圧および継続波圧が作用する際の支持力余裕度が低下する要因分析

| Phase              | 1 <sup>st</sup> Phase ( $t=9.2s$ ) | 2 <sup>nd</sup> Phase ( $t=20s$ ) |
|--------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| ①波力                | 100.00 %                           | 100.00 %                          |
| ②波力 + 透水力          | 105.62 %                           | 110.32 %                          |
| ③波力+ 透水力+ 越流による衝突力 | 101.48 %                           | 132.46 %                          |

ついて示す。解析モデルを図 6.1 に示す。段波によって津波作用を再現し、異なる初期水位差について検討した。津波が混成堤に作用する際、下部の支持地盤も不安定化が引き起こされる。例えば、越流が発生する場合、ケーソン背後の支持地盤では洗掘及び過剰間隙水圧の上昇に伴い、地盤強度が著しく低下する。一方、越流が発生しなくても、ケーソン背後の支持地盤では浸透による動水勾配の上昇が確認されている。越流および浸透により動水勾配が上昇する支持地盤の箇所が津波時の混成堤の支持力に影響を及ぼす範囲内であると想定されるため、支持地盤の強度低下を考慮して、簡易ビショップ法を用いて支持力安定を検討した。すべり線については、ケーソン底面中央から捨石マウンド堤内側の法先を結ぶようなすべり線を仮定した (図 6.1(b))。

支持力余裕度の計算では、支持力強度から津波力による円弧すべりを発生させようとする力を差し引いたものである。一般的な安全率は、前者を後者で除した値となる。支持力余裕度の変化の要因が、①波力による作用力のみの場合、②波力+浸透作用の透水力による支持力強度の低下も考慮した場合、③波力+浸透作用の透水力および越流水塊の衝撃力による支持力強度の低下を含め考慮した場合について、それぞれ検討し、支持力余裕度の経時変化を図 6.2 に示す。また、段波圧作用時の 1<sup>st</sup> Phase ( $t=0-9.2s$ )、継続波圧作用時の 2<sup>nd</sup> Phase ( $t=9.2-20s$ ) の外力状態に分けて検討した。表 6.1 に、 $t=9.2s$  と  $t=20s$  における波力のみによる支持力余裕度 (①) を基準 (100%) とした各支持力余裕度の低下の要因分析の結果について示す。段波圧作用時には余裕度が僅かな時間で急減する。一方、継続波圧作用時は支持地盤の強度が大きく低下し、その状態が長く継続することがわかった。

#### 6.4 地震動-津波による混成堤下支持地盤の不安定化

地震動-津波の複合外力による混成堤下支持地盤の不安定化について述べる。前々節の地震動の作用を受けた

混成堤モデルに、地震終了後 90 min に初期水位差  $\Delta h = 4.2$  m および 8.2 m の段波津波を作用させ、地震外力の作用により変状した混成堤に津波が作用する現象を再現した。ここでは、前節の津波のみの検討により支持地盤の強度低下に伴って支持力破壊が発生する危険性があることから、地震により発生した地盤内の過剰間隙水圧変動と津波越流による衝突力および支持地盤内への浸透による透水力の影響（液状化）を考慮した支持力について検討した。図 6.3 に支持力に対する余裕度の経時変化を示す。黒実線は健全な防波堤に対して波力のみを考慮した場合、青点線および赤一点鎖線は地震動による防波堤の沈下を考慮して、前者は波力のみを用い、後者は波力に加え、地震液状化による地盤剛性低下、地盤内の透水力を考慮したものを示す。波力レベルの違いにより支持力余裕度の変動が異なる。特に、図(b)に着目すると、健全時の場合と地震動による防波堤沈下を考慮した場合では大きな違いはない。一方で、地震動による支持地盤の残留過剰間隙水圧および津波作用時の波力、津波透水力および越流水塊による衝突力を考慮した場合には、支持地盤の強度が低下し、特に初期の段波圧作用時に支持力破壊に至る可能性が高くなることがわかった。特に、地震後の残留過剰間隙水圧が支持地盤の強度低下に大きく寄与していることが特徴的である。地震—津波による被害モードの模式図を図 6.4 に示す。地震動および津波（特に、越流時）により、捨石マウンドおよび支持地盤に相当の負荷が作用し、特に、地震の繰返し载荷—浸透作用による液状化が不安定破壊を誘発することで、ケーソンが支持力喪失によって大破する可能性がある。

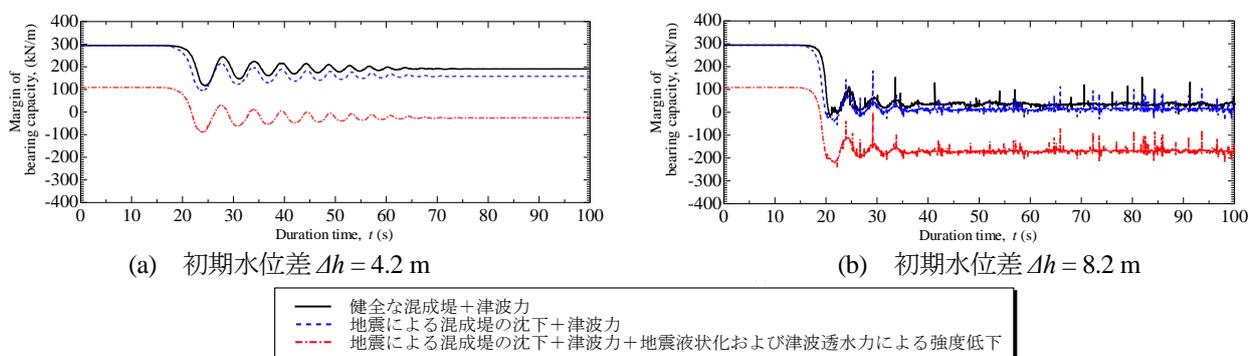


図 6.3 地盤の強度低下を考慮した地震—津波作用による混成堤の支持力余裕度の経時変化

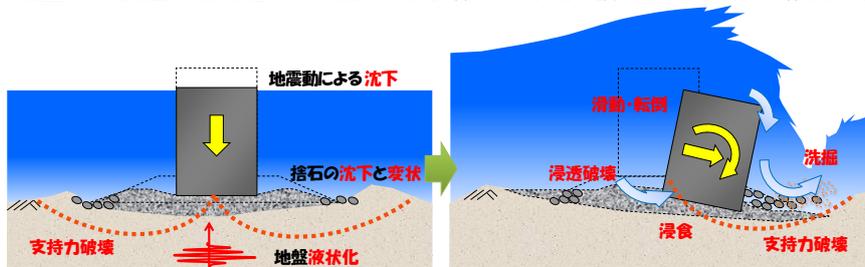


図 6.4 地震—津波の複合外力による混成堤の破壊モード模式図

### 6.5. 支持地盤の補強による混成堤の耐震・耐津波対策と性能評価

混成堤は、地震動、津波越流および津波浸透を受けると、ケーソンの支持地盤において、液状化または流動化のような現象が発生し、ケーソンが支持力を失うことで大きく沈下、そして支持力破壊が発生し、耐波機能が著しく低下する可能が前節で示された。多重する外力によって支持地盤に塑性ひずみが蓄積し、“負のスパイラル”が支持地盤の不安定化を促進する。そこで、これまで培われてきた液状化対策の技術を用いることで被害の抑制が期待できるため、既往の液状化対策工法を用いた際の混成堤の耐震・耐津波構造化の効果を考える。いくつか対策法が考えられるが、本稿では、経済面・技術面から既設の防波堤に用いることが想定される抑え盛土を例に挙げ、補強効果について外力レベルと対比させながら検討した（図 6.5）。まず、波力に対してケーソンの水平移動を拘束するだけでなく、支持力に対しても約 1 割程度余裕度が増加した。次に、津波外力を大きくすると越流水塊や浸透流により支持地盤が強度低下した。支持地盤が健全な状態である場合には、赤塚ら（破壊モード 1）や菊池ら（破壊モード 2）が示した抑え盛土内または捨石マウンド内にすべり線が発生するが、支持地盤の損傷が伴う場合には支持地

盤も含めた大規模な支持力破壊（破壊モード 3）に至る可能性があることがわかった。右図に被害程度と外力の関係を示しているが、想定した外力に対しては十分な機能を発揮できるが、想定値を上回る外力（オーバーロード）が作用した場合には、想定される破壊モードと異なった破壊モードが現れ、甚大な破壊につながる恐れがある。

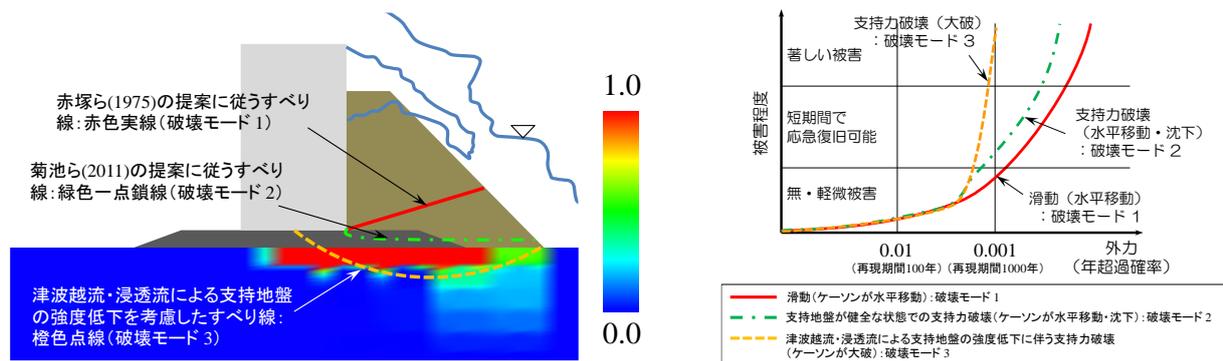


図 6.5 津波対策のねばり解析：津波による越流および浸透流によって発生する地盤内部の上向き動水勾配と地盤強度低下に伴う想定すべり線（左）、裏込め石対策における破壊モードを考慮した性能評価の一例（右）

## 7. 速い流れによる侵食のシナリオに対する地表面の応答

### 7.1 着目すべき課題<sup>20)・23)</sup>

津波や洪水などの水流により海底床や河床が洗掘され、大規模な地形変化をもたらす。また、構造物周りにおいては非常に複雑な流れが発生し、局所的に洗掘が進行することで構造物は支持力を失って崩壊する可能性がある。

洗掘現象については、これまでに精力的な研究が行われており、水流によって生じる地表面のせん断力と土粒子の重量に起因する抵抗力のつり合いから土粒子の移動を判断する、掃流力の概念に則した計算が主に行われている。個々の土粒子を対象とした経験式を連続体解析に導入するなど、少し矛盾があるようにおもわれる。一方で、近年の研究では、移動床上の水流は、移動床が多孔質材料であることから地盤内部の応力を変化させ、洗掘を助長させる可能性を指摘した。つまり、土要素の観点からも洗掘・浸食現象を考察する必要性が示唆されており、土粒子レベルから土要素レベルを対象としたスケールでの現象の解明、それらの連続体近似モデルへの反映が必要と考えられる。本稿では、実験条件等を追加した移動床水路実験を実施して、地盤洗掘・浸食速度および地盤内の間隙水圧変動を分析した結果の一部を紹介する。紙面の都合上記載できないが、遠心力载荷模型実験重力場での洗掘現象も考察している。また、実験結果を踏まえ、自由表面流れに起因する過剰間隙水圧の発生機構について、自由表面流れに誘発される移動床内の浸透流の流速分布を理論的に求め、その流速分布から土粒子に作用する過剰間隙水圧を算出し、実験結果との比較から、過剰間隙水圧の発生要因について検討している。文献を参照頂きたい。

### 7.2 移動床水路を用いた洗掘実験

#### (1) 実験概要および実験条件

実験装置は長さ 2.0 m×幅 0.3 m×高さ 0.3 m のアクリル製移動床水路を用いた（図 7.1（左））。上流から 1.0 m を起点とし、長さ 0.5 m×幅 0.3 m×高さ 0.1 m の移動床区間を設置した。水流は水中ポンプ（流量： $Q=120\text{ L/min}$ ）を用いて循環流を発生させた。

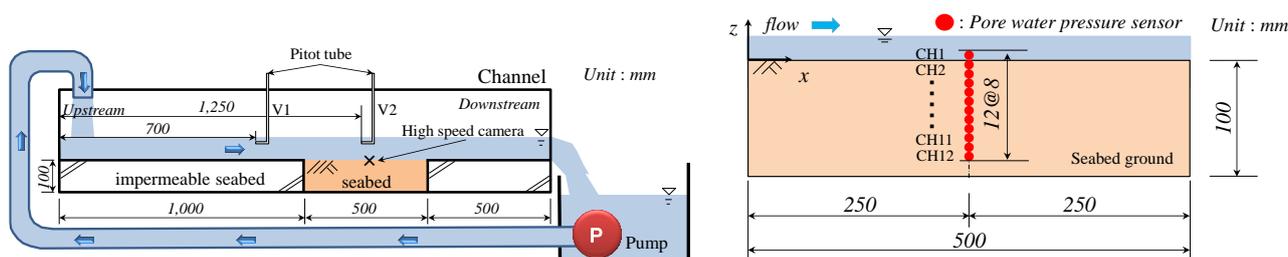


図 7.1 移動床実験装置の概略図：（左）装置の概略；（右）間隙水圧計の設置位置

地盤は相対密度  $D_r$  の異なる条件（緩詰め： $D_r = 40\%$ ，密詰め： $D_r = 70\%$ ）の豊浦砂（ $D_{50} = 0.17\text{ mm}$ ）を飽和状態に管理した実験を実施し、洗掘現象を詳細に分析した。実験時は、ピトー管を用いた流体の断面流速分布の計測、小型間隙水圧計（分解能： $5\text{ Pa}$ ）による地盤内間隙水圧の計測を行った。また、高速度カメラとビデオカメラを用いて撮影および画像解析を行った。右図には、移動床内の間隙水圧計の設置位置を示す。間隙水圧計は上下流端の境界の影響が少ないと考えられる断面中央（ $x = 0.25\text{ m}$ ）に鉛直方向に等間隔で設置した。

## (2) 実験結果と考察

まず、掃流力の観点に基づく洗掘現象の考察を行い、地盤の密度変化に伴う局所的洗掘現象の相違について地盤内部の応力変化の観点から現象の考察を行う。

### a) 自由表面流れの流速分布と掃流力

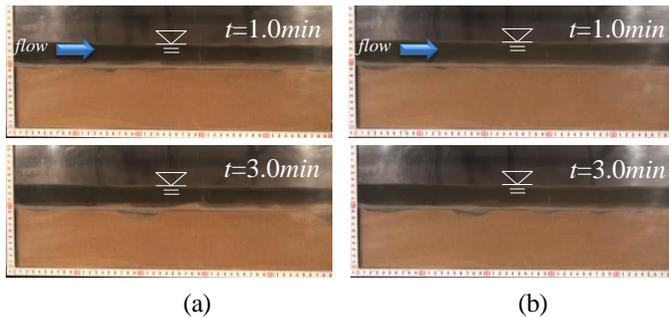


図 7.2 移動床の洗掘現象：(a)緩い堆積地盤( $D_r = 40\%$ )  
；(b)密な堆積地盤( $D_r = 70\%$ )

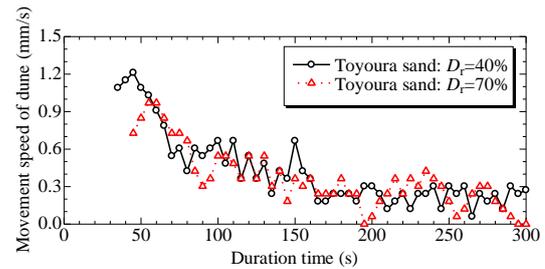


図 7.3 河床波（デューン）の流下速度変化

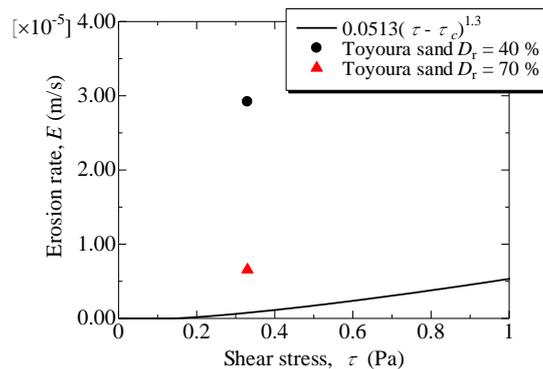


図 7.4 相対密度の異なる豊浦砂の洗掘速度：実験値と推定式の比較

自由表面流れによって作用する移動床表面のせん断応力に関して、無次元掃流力  $\tau^*$  を求め、岩垣の式から算出される無次元限界掃流力  $\tau_c^*$  と比較した。土粒子が移動し始める無次元限界掃流力を砂の粒径から算出し、本実験条件で得られる無次元掃流力と比較した。その結果、豊浦砂では無次元掃流力が  $\tau^* = 0.129$  となり、移動床上の摩擦速度を用いた無次元限界掃流力  $\tau_c^* = 0.075$  を上回ることから、洗掘が発生する条件であることを確認した。

### b) 洗掘の進行と表層に形成されたデューンの変化

実験時の洗掘の様子を図 7.2 に示す。地盤表層では、洗掘が発生した。その後、土粒子が移動と堆積を繰り返すことで、デューンと呼ばれる河床波が形成された。形成されたデューンは土粒子の流動・堆積に伴って下流方向へ移動する様子が観察された。そこで、地盤の相対密度の違いによるデューンの流下速度の比較を行ったところ、緩く堆積した  $D_r = 40\%$  の地盤の方が早くデューンを形成し、流下速度も大きかった（図 7.3）。

### c) 洗掘・浸食速度

洗掘・浸食速度について議論する。これまでに、洗掘・浸食速度が実験により求められ、いくつかの算定式が提案されている。例えば、Wang and Bowles は非粘着性の砂質土および礫材の堤体侵食を対象として、次の推定式を用いた検討を行っている。

$$E = 0.0513(\tau - \tau_c)^{1.3} \quad (7.1)$$

ここで、 $\tau$ 、 $\tau_c$ は掃流力および限界掃流力である。砂質土を用いていることから、上式により洗掘・浸食速度を推定し、実験計測値と合わせて図示した(図7.4)。 $D_r=70\%$ の地盤における洗掘・浸食速度が推定式と比較的近く、 $D_r=40\%$ の緩い地盤では推定式に比べて洗掘・浸食速度が数十倍も大きいことがわかった。洗掘・浸食速度においても表面粒子の影響だけでなく地盤の密度状態が起因してくることがわかる。

#### d) 地盤内の間隙水圧変化(液状化)

図7.5に、計測した間隙水圧から静水圧を差し引いた変動過剰間隙水圧 $u_e$ の深度方向分布を示す。 $D_r=40\%$ では地盤表層( $G.L.-3mm$ )において20 Pa~30 Pa程度まで上昇し、土槽中央付近( $G.L.-60mm$ )でも10 Pa程度の上昇が見られる。一方、 $D_r=70\%$ でも地盤表層( $G.L.-3mm$ )に18 Pa程度の過剰間隙水圧が発生するが、表層のみの上昇であった。地盤表層( $G.L.-3mm$ )のみに変動過剰間隙水圧が発生する $D_r=70\%$ に比べ、 $D_r=40\%$ では土槽中央付近( $G.L.-60mm$ )まで変動過剰間隙水圧が発生した。

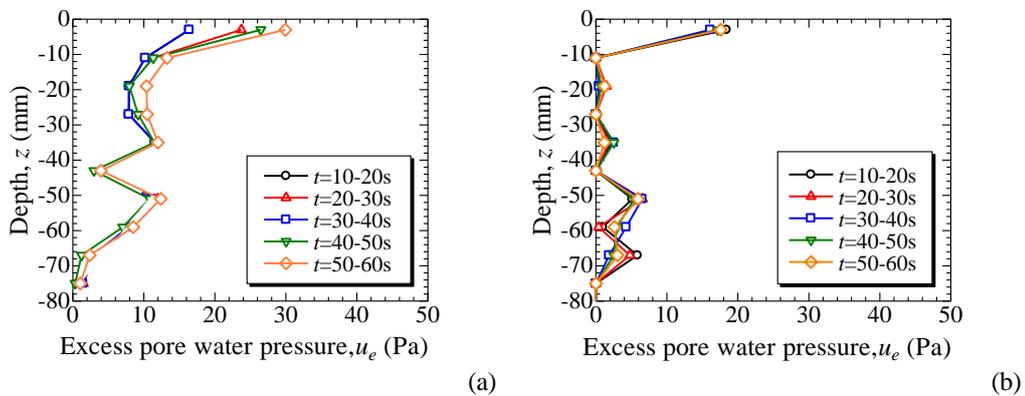


図7.5 地盤内部の過剰間隙水圧分布：(a),  $D_r=40\%$ ；(b),  $D_r=70\%$

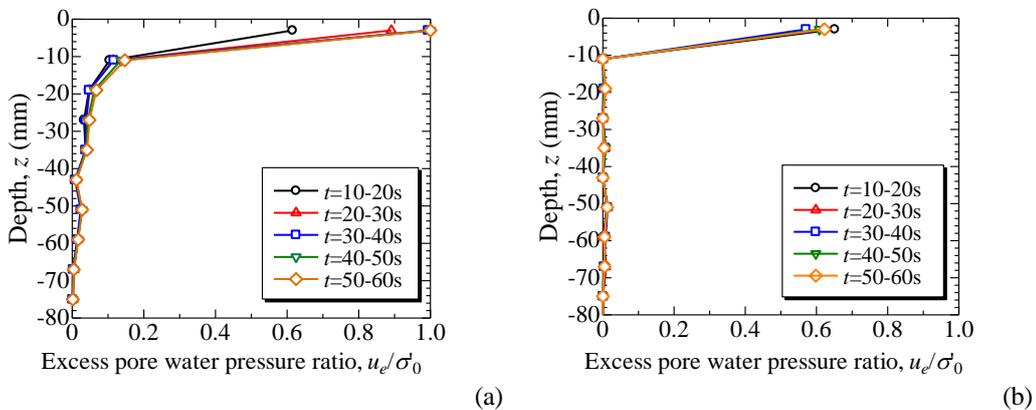


図7.6 地盤内部の過剰間隙水圧比分布：(a),  $D_r=40\%$ ；(b),  $D_r=70\%$

次に、地盤の不安定化を定量的に考察するため、初期有効土被り圧に対する変動過剰間隙水圧の比である過剰間隙水圧比を算出した(図7.6)。過剰間隙水圧比は、その値が1.0になると液状化状態に至ることを示し、また、0.5以上になると地盤の剛性低下に影響を及ぼし始めると考えられる。 $D_r=40\%$ では、地盤表層において過剰間隙水圧比が1.0に達しており、液状化(流動化)に似た応力状態となっていることがわかる。また、過剰間隙水圧比が0.5以上となるのは、表層から $z=-7.75mm$ 以浅となった。一方で、 $D_r=70\%$ においても地盤表層で過剰間隙水圧比が0.6程度であり、過剰間隙水圧が0.5以上となるのは、表層から $z=-4.60mm$ 以浅となった。この層で局所的な砂のせん断変形が生じたと考えてみる。豊浦砂を用いたせん断試験において生じるせん断帯幅 $b_1$ が平均粒径 $D_{50}$ の約10~16倍程度であることがわかっている。豊浦砂においては $D_{50}=0.17mm$ であり、せん断帯幅は $b_1=2.72mm$ 程

度であるが、本実験結果からは、せん断試験において生じたせん断帯幅以上に、水流の影響も受けて、より広範な局所的流動領域が存在していると考えられる。さらに、過剰間隙水圧の発生について理論値・数値解析値と実験値を比較したところ、開水路流れに起因して地盤内に浸透流が発生し、その浸透流と表面流の流速差に伴い地盤表層に過剰間隙水圧が発生することが分かってきた。今後は、表面流による地盤への浸透を含む地表面での流れ構造と土のせん断変形・流動を複合的に考察する必要があると言える。

## 8. おわりに

長大なインフラである堤防の性能を評価し、実力を十分に引き出すとともに、強化するには、水—土のダイナミックな相互作用を理解していくことは大切である。また、一步踏み込んだ現象の理解には、さまざまなスケールで現象を捉えることが重要となる。本稿がこれらに関心を持つ方に少しでもお役に立てば幸いである。

最後に、土木学会水工学委員会河川部会・堤防等構造物ワーキンググループ（以下、堤防 WG）と土木学会地盤工学委員会堤防研究小委員会の侵食、浸透破壊、洗掘 WG の連携 WG の活動成果<sup>24),25)</sup>から引用することをお許しいただきたい。これが堤防に関わる様々な問題への新たな取り組みが必要になる中で、重要な方向性をつかむ助けになると思うからである。

河川技術シンポジウム等の議論を経て、河川工学と地盤工学の連携が重要であるとの再認識の下、2013年2月から活動を開始した。連携 WG では、2012年の九州北部豪雨で基盤漏水が主要因で破堤したとされる矢部川の事例に着目しながらも、これまでに言われているパイピングのような現象が本当に起きるのか、といった根本的な点にも踏み込み、現場事例から最近の実験・理論的検討を収集し、浸透破壊とはどういう現象かという認識を深めるとともに、調査・評価・対策・維持管理といった現場対応に繋げていくための課題、今後の研究・調査のあり方について、多角的に議論をしている。特に、破堤事例から得られた、次の3つの教訓・課題に対する取り組んでいる。

【教訓・課題①】破堤に至るか否かを分けた要因

【教訓・課題②】高い密度の調査を全河川に行うのは困難

【教訓・課題③】状態監視のみでは危険箇所を特定できない

まず、①については、破壊発生（安全率）から破堤への進展の判定、変状発生からその進展を記述する破壊モデルの課題、優先的に補強すべき箇所の判定と技術選定に関する課題、つぎに、②については危険箇所の特定のために調査データの制約をどのように克服するか、土の不均質性・疎なデータを前提とした危険箇所の推定技術の課題、そして、③では、現場の持てる情報と経験知を総動員した技術的判断の必要性とその課題、①、②を補完する経験的知識の体系化・経験的技術の研鑽、堤防点検・管理に関する技術に関する課題についてである。

さらに、地盤工学と水工学の両者の視点からの浸透破壊プロセスのメカニズムの図式化「浸透破壊紙芝居」の作成や、浸透破壊について今後取り組むべき技術的課題や研究等の方向性を体系的に整理し、アカデミック・リサーチ・マップ（ARM）（図 8.1）を作成した。議論の内容も丁寧に残している。ぜひ報告書を参考にして頂きたい。

## 参考文献

- 1) 小林英男: 破壊力学, 共立出版, 193p, 1993.
- 2) 石原研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 303p, 1976.
- 3) 岩垣雄一: 限界掃流力に関する基礎的研究( I ) 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集, 第 41 号, pp.1-21, 1956.
- 4) 岡二三生: 土質力学演習 (基礎土木工学シリーズ), 292p, 1995.
- 5) 赤井浩一: 土質力学 (朝倉土木工学講座 (5)), 268p, 1980.
- 6) 吉見吉昭: 砂地盤の液状化 (第 2 版), 182p, 1991.
- 7) Muir Wood, D.: Soil Mechanics: A One-Dimensional Introduction, Cambridge University Press, pp. 185-191, 2009.
- 8) 前田健一, 柴田賢, 馬場千兒, 榎尾孝之, 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, ジオシンセティック論文集, Vol. 25, pp.107-111, 2010.

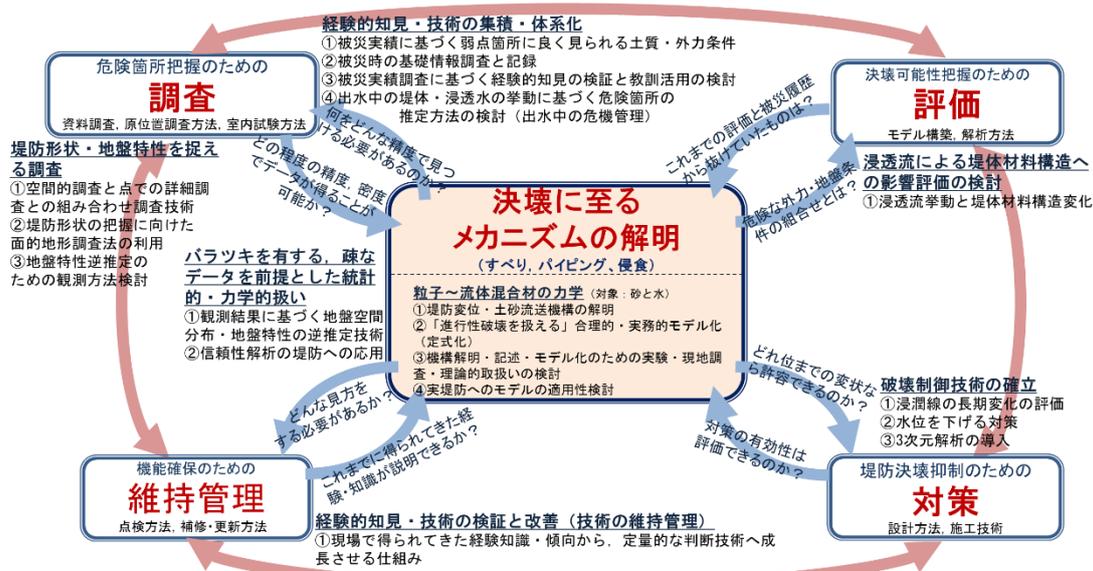


図 8.1 堤防破壊現象の解明とその対策に関するアカデミック・リサーチ・マップ

- 9) 前田健一, 柴田賢, 馬場干児, 小林剛, 榎尾孝之, 尾畑功: 模擬堤防土槽実験によるエアブローの確認と数値解析, 河川技術論文集, Vol.18, pp.305-310, 2012.
- 10) 前田健一, 杉井俊夫, 榎尾孝之, 小林剛, 白田文昭, 黒田英伸, 柴田賢, 齊藤啓: 実河川堤防における豪雨対策としての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 28 巻, pp.31-36, 2013.
- 11) Zhang, W., Maeda, K., Saito, H, Li, Z., and Huang, Y.: Numerical analysis on seepage failures of dike due to water level-up and rainfall using a water-soil-coupled smoothed particle hydrodynamics model, Acta Geotechnica, pp.1-18, 2016.
- 12) Muir Wood, D. and Maeda, K. : Changing grading of soil: effect on critical states, Acta Geotechnica, Vol.3, pp.3-14, 2008.
- 13) Muir Wood, D. Maeda, K. and Nukudani, E.: Modelling mechanical consequences of erosion, Geotechnique, Vol. 60, 6, pp.447-457, 2010.
- 14) 齊藤啓, 前田健一, 泉典洋: 基盤漏水に伴う噴砂及びパイピング進行条件の検討, 河川技術論文集, Vol.23, pp.251-354, 2016.
- 15) 西村柁哉, 前田健一, 櫛山総平, 泉典洋, 齊藤啓: 異なる基礎地盤特性の堤防の噴砂動態・パイピング挙動と漏水対策型水防工法の効果, 土木学会河川技術論文集, Vol. 23, pp.381-386, 2017.
- 16) 今瀬達也, 前田健一, 三宅達夫, 鶴ヶ崎和博, 澤田豊, 角田紘子: 捨石マウンドー海底地盤への津波浸透による混成堤の不安定化, 土木学会論文集 B2, Vol.67, No.2, pp.551-555, 2011.
- 17) 今瀬達也, 前田健一, 三宅達夫, 澤田豊, 鶴ヶ崎和博, 角田紘子, 張鋒: 地震および越流による地盤損傷を考慮した津波力を受ける混成堤の支持力破壊検討, 土木学会論文集 B2, Vol.68, No.2, pp.866-870, 2012.
- 18) 松田達也, 前田健一, 三宅達夫, 宮本順司, 鶴ヶ崎和博, 角田紘子: 地震 - 津波による混成堤の破壊モードと性能規定に関する考察, 土木学会論文集 B2, Vol.71, No.2, pp.1159-1164, 2015.
- 19) Matsuda, T., Maeda, K., Miyake, M., Miyamoto, J., Sumida, H. and Tsurugasaki, K.: Instability of a caisson-type breakwater induced by an earthquake-tsunami event, International Journal of Geomechanics, ASCE, 2016.
- 20) 今瀬達也, 前田健一, 伊藤嘉, 三宅達夫, 鶴ヶ崎和博, 澤田豊, 角田紘子: 間隙圧の変化に着目した開水路流れ及び越流による洗掘メカニズムの実験的考察, 土木学会論文集 B2, Vol.68, No.2, pp.836-840, 2012.
- 21) 今瀬達也, 前田健一, 三宅達夫, 澤田豊, 鶴ヶ崎和博, 角田紘子, 張鋒: 地震および越流による地盤損傷を考慮した津波力を受ける混成堤の支持力破壊検討, 土木学会論文集 B2, Vol.68, No.2, pp.866-870, 2012.
- 22) 今瀬達也, 前田健一, 伊藤嘉, 後藤麻衣, 三宅達夫, 鶴ヶ崎和博, 角田紘子: 捨石マウンドー支持地盤の透水性の違いに着目した混成堤下の津波洗掘プロセス, 土木学会論文集 B2, Vol.69, No.2, pp.1031-1035, 2013.
- 23) 松田達也, 前田健一, 泉典洋, 伊藤嘉, 山口敦志, 鶴ヶ崎和博, 宮本順司: 自由表面流れに起因して発生する地盤内の過剰間隙水圧に関する一考察, 土木学会論文集 B2, Vol.72, No.2, pp.565-570, 2016.
- 24) 河川部会堤防ワーキンググループ(代表: 服部 敦), 堤防小委員会侵食,浸透破壊,洗掘ワーキンググループ(代表: 前田健一): 河川堤防の効率の補強に関する技術的課題とその取り組みの方向性, 河川技術論文集, 第 21 巻,2015 年 6 月, pp.4-9, 2015.
- 25) 堤防研究連携WG: 活動報告書, 2015, 土木学会地盤工学委員会・堤防研究小委員会・堤防研究連携 WG HP, <http://committees.jscs.or.jp/jiban02/node/25>.