

第36回 中部地盤工学シンポジウム論文集

令和6年8月6日(火)

名古屋大学 ES 館及びオンラインの併用開催

- 主催:公益社団法人 地盤工学会中部支部
- 後援:一般社団法人 日本建設業連合会中部支部
 - 一般社団法人 日本応用地質学会中部支部
 - 一般社団法人 中部地質調査業協会
 - 一般社団法人 建設コンサルタンツ協会中部支部

第36回 中部地盤工学シンポジウム

目 次

9:00 開場

9:20 ~ 9:25 開会挨拶 地盤工学会中部支部 支部長 中村 吉男

第1セッション(9:25~11:20)

司会: 豊田工業高等専門学校 小林 睦

- 1-1 陥没発生時における緩み領域の範囲予測○吉田 千華(名古屋工業大学),前田 健一,小橋 朋弥,榊原 淳一
- 1-2 速度の異なる流体の不安定性に着目した洗掘現象における地盤内浸透のメカニズム解明 〇蒲生 光琉(名古屋工業大学),前田 健一,村瀬 颯生
- 1-3 噴砂発生とパイピング進展に着目した河川堤防における二重鋼矢板式構造の効果
 ○近藤 知輝(名古屋工業大学),前田 健一,大桑 有美,佐々木 一真
- 1-4 河川堤防のパイピング破壊に対する漏水対策型水防工法の効果発揮条件
 ○佐々木 一真(名古屋工業大学),前田 健一,大桑 有美,近藤 知輝
- 1-5 越流に対する表面被覆型対策工の効果と堤体崩壊メカニズムの検討
 ○夏目 将嗣(名城大学),岡本 隆明,小高 猛司,李 圭太
- 1-6 細粒分が卓越した九頭竜川堤防の原位置試験と室内試験による力学特性の評価 〇児玉 直哉(名城大学),小高 猛司,李 圭太,久保 裕一,廣田 俊輝
- 1-7 短繊維補強砂の液状化・再液状化挙動に関する実験的研究 ○酒井 崇之(名古屋大学),中野 正樹

特別講演(11:30 ~ 12:30) 司会: 岐阜工業高等専門学校 水野 和憲

名古屋大学 減災連携研究センター 武村 雅之 先生 「 関東大震災の復興から見える戦後東京の失敗 -経済優先がもたらす首都直下地震への脅威- 」 第2セッション(13:30~15:25)

司会 : 豊橋技術科学大学 松田 達也

- 2-1 活断層沿い地すべり移動体の地形・地質的解析と危険度予測の試み ○伊藤 賢太朗(名城大学),藤井 幸泰,尾崎 裕太,五味 享祐
- 2-2 大井川水系寸又川を対象とした岩相による土砂供給過程の研究 〇本夛 太一(名城大学),藤井 幸泰,齋藤 杏菜,棚橋 舞大,村上 怜
- 2-3 黄鉄鉱を含む泥岩の酸化手法に関する基礎的検討 ○財満 陽己(名古屋工業大学),京川 裕之,籾山 航輝
- 2-4 落石防護土堤のスケール効果および基本的な破壊メカニズム解明に向けた静的載荷実験
 ○小栗 快之(名古屋工業大学),前田 健一,近藤 慶亮,森 悠太,中村 拓郎,牛渡 裕二, 内藤 直人,小室 雅人
- 2-5 波浪作用による海底地盤の「完全排水・非排水応答」の弾性理論解の導出とそれらの数値解析による再現
 ○飯島 琢臣(名古屋大学),豊田 智大,野田 利弘
- 2-6 上下負荷面摩擦モデルによる stick-slip 現象および非一様なすべり伝播過程の数値解析 〇安池 亮(名古屋大学),豊田 智大,野田 利弘
- 2-7 上界定理に基づく擁壁主働土圧の剛塑性有限要素解析○水野 和憲(岐阜工業高等専門学校),南波 典李,大塚 悟

15:40 ~ 15:45 閉会挨拶 地盤工学会中部支部シンポジウム運営委員会 委員長 水野 和憲

第1セッション (9:25~11:20)

司会: 小林 睦

(豊田工業高等専門学校)

陥没発生時における緩み領域の範囲予測

(Prediction of the extent of the loosening area before ground depression)

吉田千華¹,前田健一²,小橋朋弥³,榊原淳一⁴

- 1 名古屋工業大学大学院・工学専攻環境都市プログラム・E mail address c.yoshida.620@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・工学専攻社会工学系プログラム
- 4 JFEシビル株式会社

概 要

全国各地で地下埋設管の劣化を起因とする陥没災害が発生している。今後地下インフラの劣化により陥没 災害の件数は増加することが考えられ、予防保全は急務である。既往研究では Terzaghi の緩み土圧理論を 用いて陥没災害の発生要因である地盤の緩み領域を推定したが、緩み幅において実測値と予測値に乖離が 見られた。本稿では JFE シビル株式会社の所有する音響トモグラフィ地盤探査手法を用いて、地下水位以 深の空洞・緩みの可視化を試みた。また、粉体工学のファネルフローによる従流動部の幅の推定方法を参 考に緩み領域推定の実験的検討を行った。音響トモグラフィ地盤探査手法を用いた結果、速度低下や減衰 率の増加から空洞発生や緩み領域の有無が確認できた。また粉体工学の流動境界線の式を用いた結果、緩 み領域の実測値と予測値に 2~3 倍の差がみられるが平行な直線関係にあることが判明した。

キーワード: 陥没, 緩み, 音響トモグラフィ, 浸透流

1. はじめに

全国で年間約 10,000 件の陥没災害が発生しており,原 因の大半は地下埋設管の劣化に起因する欠損から管内へ の土砂の流出である。陥没災害は地表面からの予測が困 難な一方で,ひとたび発生すれば被害が大きいため,予 防保全への転換が求められている。現在は陥没災害を未 然に防ぐために,地中レーダーを用いて路面下空洞探査 が行われているが,地下水位以深の空洞判定や緩み領域 を捉えることができない。そこで,JFEシビル株式会社の 所有する音響トモグラフィ地盤探査手法を用いて,地下 水位以下の空洞・緩みの可視化を試みる。

また、土砂の流出に伴う緩み領域の進展メカニズムの 推定は重要な課題となっている。密に作られた地盤が土 粒子の流出に伴い緩くなった領域を緩み領域とする。現 地調査や蓄積された実験データでは Kenny の指標を用い て内部侵食発生可能性がないとされる場合においても、 空洞や緩み領域の発生が確認されている。従って、緩み 過程において内部侵食が発生するものと、発生しないも のの2つに区別して考える必要がある。既往研究では、 内部侵食が発生する場合の緩み領域について Terzaghiの 緩み土圧理論を用いて推定が行われているが、内部侵食 が発生しない場合においては緩み領域の推定が行われて いない。本研究では、内部侵食が発生しない場合におい て,粉体工学の貯槽排出挙動の観点から緩み領域の推定 を行った。

さらに, 蓄積された実験データより効率的かつ定量的 な予防保全方法を提案する。陥没の進展は(1)欠損閉塞, (2)土砂の流出挙動,(3)内部侵食に大別され,構造力学, 砂防工学等の知見を活かし複合的にとらえる必要がある。 これらを基に陥没危険度評価を行い,危険度を分岐する 指標の提案を行う。

本稿の流れを以下に示す。第2章では,JFEシビル株式 会社の所有する音響トモグラフィ地盤探査手法を用いた 地下水位以深の地盤可視化実験を行い,解析を行うこと で土粒子の流出に伴う地盤内への影響を検討する。第3 章では緩み領域の推定を検討する。3.1節では,内部侵食 が発生する場合の緩み領域推定を検討する。3.2節では, 内部侵食が発生しない場合の緩み領域の形成について粉 体工学の観点から実験的検討を行う。第4章では,空洞 形成過程における危険度評価フローを示す。4.1節では構 造力学を用いて欠損が閉塞するための閾値を示す。4.2節 では砂防工学の視点から土粒子の流出濃度について考察 する。4.3節では地盤工学の視点から内部侵食発生可能性 についての指標を示す。4.4節では4.1~4.3節の知見からま とめた危険度評価フローを示す。第5章では第2~4章で得 られた知見からまとめを行う。

音響トモグラフィ地盤探査手法を用いた地下 水位以下の地盤の可視化

2.1 音響トモグラフィ地盤探査手法の概要

本手法は榊原・山本²⁾によって開発された高周波数の弾 性波を用いた高精度な地盤調査手法である。音響トモグ ラフィ地盤探査手法は孔間トモグラフィ技術に分類され, 孔間における地盤断面の構造や特性を可視化することが できる。計測孔の一方に発振器を設置し、発振波として 周波数を制御した疑似ランダム波を用いていることに特 徴がある。疑似ランダム波とはパルス圧縮と呼ばれる信 号増幅方法の一種である。送信波として連続波を用いる ことで時間軸上にエネルギーを分散させ、送信信号全体 としてエネルギーを大きくすることができる。疑似ラン ダム波の例を図1に示す。発振波(a)と実際の受信は(b)の 相関関数計算後の波形(c)からピーク値となる波の到達時 間および到達波の受信エネルギーを取得する。これによ り、従来の弾性波探査と異なり、速度分布および減衰率 分布の2つの観点から地盤断面の可視化を可能とする。 従来の弾性波探査では速度分布図のみの表現であったた め,地盤の密度やガス等の判別が困難であったが,減衰 率を扱うことで判別が容易となった。



図1 疑似ランダム波の例

2.2 実験概要

図2に模型実験土槽の概略図を示す。土槽内部にセン サを挿入する塩ビ管を設置した。センサは埋設管中央部 から5cm間隔に12個設置した(図3)。実験には珪砂7号を 使用し,相対密度を80%となるように作成した。また, 外水位条件を300mmとする。外水位は実地盤における地 下水位を想定している。間隙水にはスギヤマゲン株式会 社の大容量・高気密性のキミツ缶(図4)を用いて作成した 脱気水を使用する。

土槽の作成方法を以下に示す。①模型実験土槽に脱気 水を溜め,飽和状態の試料を水中落下させる。②10cm 毎 に気泡が確認できなくなるまで撹拌を行う。③バイブレ ータを用いて, 土槽外部から振動を与え締固めを行う。 ④土槽作成後, 外水位条件に設定する。外水位は実地盤 の地下水位を想定しており, 地下水位以深を飽和, 地下 水位以浅を不飽和として実験を行う。

音響トモグラフィの計測は実験開始から1分毎に行う。 通常の音響トモグラフィ測定は発振センサがひとつのみ であり計測時間がかかるため、本実験では同時多重発振 方法を用いる。



図2 模型実験土槽の概略図





図3 使用するセンサ

図4 キミツ缶

2.3 実験結果及び考察

図 5 に実験開始 0, 1, 3, 5, 10 分後の模型土槽の様子, 音響トモグラフィを用いた計測より得られた速度分布図 と減衰率分布図を示す。音響トモグラフィは地下水位深 を対象としているため、外水位 300mm 以深の波形デタの み解析する。速度分布図は速度が大きいほど赤色で小さ いほど青色で示される。また、減衰率分布図は減衰率が 大きいほど赤色で、小さいほど青色で示される。

実験開始1分後には、速度分布の変化は見られなかった が、減衰率分布において、欠損直上にあたる部分で減衰 率の増加がみられた。土粒子の流出に伴い、欠損近傍の 地盤が緩んでいるためだと考えられる。実験開始から1 分後と3分後では局所的な速度低下や減衰率の増加は確 認できないが、全体的に速度低下や減衰率の増加がみら れることで、土粒子の流出および浸透流の発生が地盤内 全体に影響を与えていると考えられる。実験開始から5 分後には大幅な速度低下がみられた。欠損から200mm上 部の位置においてアーチ状に縁取られるように減衰率の 低下が確認できる。緩み範囲が欠損位置から上部に進展 し、緩み領域の上端がアーチ状に形成されていると考え られる。実験開始から 10 分後に空洞の発生が確認できた。 欠損から 200mm から 300mm の位置に減衰率の低下がみ られ,空洞の位置と一致している。しかし局所的な大幅 な速度低下や減衰率の増大が見られなかった。確認でき た空洞内が地下水で満たされているためだと考えられる。

減衰率の低下範囲が欠損近傍と緩み領域境界の2点に 局所的変化がみられる。欠損近傍は土粒子が連続的に流 出しており,その他の範囲においても同様に土粒子は流 出するが,上部からの土粒子が流入し続けるため,減衰 率低下の反映される範囲に差が生じていると考えられる。



3. 空洞および緩み領域の範囲予測

3.1 実験概要

図6に実験の概略図,表1に実験条件,図7に試料の粒 度分布を示す。土槽下部に下水道管の模擬管渠を設置し, 欠損を設置した。土槽作成時には欠損にゴム栓をし,ゴ ム栓を外すことにより欠損が生じた管渠周辺地盤を再現 する。外水位,試料,欠損等の条件を変化させ実験を行 った。S6:4 と S5:5 の混合珪砂を内部侵食が発生するケー スとし, 珪砂 7 号を内部侵食が発生しないケースとして 実験する。S6:4 は珪砂 7 号と珪砂 2 号を重量比 6:4 で混合 した試料である。外水位は実地盤の地下水位を想定して いる。



Unit : mm

図 6 模型実験土槽の概略図表 1 実験条件

	内部侵食発生〇	内部侵食発生×
外水位 (mm)	100,200,300,400,500	100,300,500
試料	S6:4,S5:5	珪砂 7 号
欠損径 <i>d_s(mm</i>)	円(5), スリット(7.5,10,20)	円(5)



図7 実験に用いた試料

3.2 内部侵食発生時の緩み領域推定

図 8 に内部侵食発生時の様子示す。内部侵食とは,浸 透流の影響により地盤の間隙中を一部の粒形の小さい粒 子が通り抜け,粗粒化が見られる。



図8 内部侵食発生時の欠損近傍の様子

3.2.1 緩み体積推定

管路からの累積流出土量により,緩み体積Vを求める。 緩み体積は密詰めであった地盤が内部侵食により緩詰め になったと捉えて間隙比の変化より,式(1)により求める。

$$V = \frac{M}{\left(\frac{l}{l+e} - \frac{l}{l+e_{\max}}\right)} \tag{1}$$

ここで, 乾燥土の累積流出土量M, 間隙比e, 最大間隙

比emaxである。図9に式(1)により求めた値と実測値の関係 を示す。予測値と実測値がおおよそ近しい値をとること が判明した。よって,式(1)が緩み体積を求めるために適 していると考える。

3.2.2 Terzaghi の緩み土圧理論を用いた緩み領域推 定

図 10 に実験時の様子を示す。緩み幅推定については Terzaghiの緩み土圧理論³⁾を適用する。これはトンネル工 学において、トンネル掘削に伴う緩み土圧とその範囲を 算出できるものである。図 11 に概念図を示す。緩み幅*B*₀ は式(2)より算出する。

$$B_0 = R_0 \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) \tag{2}$$

ここで、R₀はトンネル内径、¢は土砂の内部摩擦角であ る。欠損形状により緩みの元が異なるため、欠損形状が 円形の場合は欠損半径、スリットの場合は管渠半径をト ンネル内径R₀に代入した。図 12に式(2)により緩み幅の予 測値と実測値の関係を示す。実測値と予測値に乖離がみ られた。この理論を適用するにあたり、実測値の緩み幅 を整理すると、外水位が上昇すると緩み幅が増加し、水 位が上昇・加工を繰り返す場合においても緩み幅がさら に増加することが判明した。



図9 緩み体積の予測値と実測値の関係



理論における概略図



図12 緩み幅の実測値と予測値の関係

3.3 内部侵食発生しない場合の緩み領域推定

実験時の様子を図 13, 14 に示す。内部侵食が発生しな い場合においても、土粒子の流出に伴い緩み領域が発生 していることが確認できる。土粒子の流出挙動に着目す ると、欠損に対し鉛直方向に土粒子の動きがみられ、緩 み領域は鉛直方向に伝播した。この土粒子の流出挙動が 粉体工学のファネルフローに類似している。



図13 実験時の様子



図14 欠損近傍の様子

3.3.1 粉体工学用いた緩み領域推定

ファネルフローとは粉粒体貯槽における排出時の粉粒 体の流出挙動のひとつであり,主流動部と流出しにくい 従流動部,静止部が存在する(図 15)。本稿において,緩 み領域はファネルフローにおける主流動部と従流動部と して考える。三輪ら⁴⁾⁵⁾の流動境界線の式(3)を適用する。

$$B/D_0 = 1.55\sqrt{H/D_0}$$
 (3)

従流動部の幅を緩み幅と仮定し,緩み幅Bについて式 (3)に示すように,欠損径D₀,層高Hを代入した。実測値 は流動境界線の式と同様に層高と従流動部の幅は直線関 係にあるといえる(図 16)。その値は流動境界線の式より も大きく,その差は 2~3 倍であったが,平行な直線とな っている。

図17に実験開始1分後と10分後の欠損付近のPIV解析 結果を示す。すべてのケースにおいて欠損直上に鉛直下 向きに土粒子の動きがみられた。同時刻における土粒子 の流速を比較すると,外水位が高くなるほど流速が大き い。また,経時変化を比較すると10分後の方が流速は大 きい。粉体工学において流出速度は層厚に無関係で一定 とされている。しかし,外水位条件や経時変化による土 粒子の流出に速度差が生じた。

粉体工学の重力流動には浸透流が考慮されていない。 したがって,緩み領域における緩み幅の増大は外水位増 加に伴う浸透流の流速増加による影響だと考えられる。

また,式(3)についてa=1.55とし,このaが外水位による 変数だと仮定すると,外水位条件が 100mm,300mm, 500mmでa=2.96,3.44,4.31と導かれた。これらの値を使う ことで緩み幅を推測できると考える。今後,緩み高さを 推定し,緩み領域の推定を行う必要がある。



図 15 粉体工学のファネルフローの概略図



図16 層高と緩み幅の関係



図 17 PIV 解析における欠損近傍の土粒子の流速

4. 空洞形成過程における危険度評価フローの提案

4.1 欠損部における閉塞の有無

実験から得られた空洞形状は4つに大別され(図18),空 洞形状指標が大きいほど大規模な空洞が発生しており, 陥没に対する危険度が高い。大規模な空洞とそれ以外の 空洞形状を分けるのは欠損部での閉塞の有無であると考 えられる。欠損閉塞の有無を判別する指標として,欠損 径と95%粒形の比 d_s/D_{95} を導入する。スリット砂防ダム の設計指針の考え方⁶⁷⁷⁸⁹⁹を応用し,大粒子(試料の95%粒 形)により欠損が閉塞する際の粒子数を求めている。図19 に空洞形状指標と d_s/D_{95} の関係を示す。 $d_s/D_{95} \leq 1.5$ の場合, 大規模空洞が発生せず欠損は閉塞している。これは構造 力学的観点からも土粒子間をヒンジとして考えると,粒 子数が2個以下の時に安定であることに当てはまる(図20)。 以上から、 $d_s/D_{95} \leq 1.5$ を欠損閉塞条件として妥当な指標 であるといえる。



図19 空洞形状指標とd_s/D₉₅の関係



図 20 目詰まり構造の安定性

4.2 管路への土砂の流出挙動

図21に実験で得られた土粒子濃度(土粒子の流出量を水 と土粒子の流出量で除したもの)を示す。土粒子濃度は欠 損解放直後に最大値(最大土粒子濃度とする)をとり、時間 経過とともに収束する。最大土粒子濃度が高いほど、大 規模空洞が発生する。空洞形成の規模を判別する指標と して、砂防工学における土石流・掃流状集合流動を導入



図18 実験結果より得られた空洞形状

する(図 22)。大規模空洞においては土石流を,三日月形 空洞においては掃流状集合流動の挙動を適用する。高橋 ¹⁰によれば土石流,掃流状集合流動発生時の最大土粒子 濃度, *C*_{*}, *C*_l(%)は式(4), (5)から求められる。

$$C_* = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \tag{4}$$

(5)

 $C_l \approx 0.4C_*$

ここで、 σ 、 ρ は土と水のそれぞれの密度、 θ は勾配の傾 斜角、 ϕ は土砂の内部摩擦角である。これらより求めた最 大土粒子濃度と実験値を比較したものを図 13 に示す。三 日月形空洞発生時には実測値が最大土粒子濃度 $C_l(%)$ を下 回り、大規模空洞発生時には実測値が $C_l(%)$ を上回ってい る。よって、試料固有の最大土粒子濃度が掃流状集合流 動時の最大土粒子濃度 $C_l(%)$ を上回っている場合は大規模 空洞が発生するといえる。

4.3 内部侵食発生可能性

最大土粒子濃度を下回り,三日月型空洞形成時に内部 侵食がみられた(図 8)。

内部侵食に対する地盤の安定性の評価には Kenny の指標¹¹⁾を適用する。Kenny らは,粒径Dの移動を阻む粒子(粒径Dの4倍粒径4D)の含有率(H)と粒径Dの含有率(F)の比H/F<1のとき内部侵食が発生すると述べている。なお,内部侵食が発生する小粒子の含有率は30%であるため,この範囲について検討する。

図 24 に実験試料に Kenny の指標を適用したものを示す。 30%粒径までの範囲で H/F (赤線)が安定境界である H/F=1(青線)を下回っている場合,内部侵食が発生すると いえる。S6:4,礫では内部侵食が発生し,洗い山砂では 内部侵食が発生しない。

4.4 危険度評価フロー

以上の知見よりまとめた陥没災害における空洞形成過 程の危険度評価フローを図 25 に示す。欠損発生後,欠損 径と試料の 95%粒形の比から欠損閉塞条件を判定する。 続いて,最大土粒子濃度から空洞の規模を判定する。大 規模空洞発生時には粉体工学の流動境界線の式から緩み 幅を算出できると考えられる。欠損が閉塞したあるいは, 最大土粒子濃度が理論値を下回る場合は Kenny の指標を 用いて内部侵食発生可能性を検討する。内部侵食が発生 すると三日月型空洞が形成され,Terzaghiの緩み土圧理論 から緩み領域を算出できると考えられるが,正確な緩み の元を捉えることが必要である。内部侵食が発生しない と判断されると空洞無しとなる。空洞形成過程のフロー を用いることで,空洞の規模や緩み領域を推測すること ができ,陥没災害の予防保全をすることができると考え られる。





図 23 最大土粒子濃度による空洞規模の評価



図 24 実試料における内部侵食発生安定性の評価



図 25 陥没災害に対する危険度評価フロー

5. まとめ

以下に本研究で得られた知見を示す。

- (1) 欠損近傍の土粒子流出部分では減衰率が増加し地盤 が緩んでいることが確認できた。空洞発生が確認で きた地盤範囲では初期値に比べ,速度低下や減衰率 増加が確認できた。音響トモグラフィ地盤探査手法 を用いることで,地下水位以深の空洞発生や地盤の 緩みの有無を発見できると考える。
- (2) 土粒子の流出に伴う緩み領域の形成は、内部侵食が 発生する場合とそうでない場合の 2 つに区別できる。 内部侵食発生時は、Terzaghiの土圧理論を用いて緩み 幅の推定を行ったが、実測値と予測値に乖離がみら れた。したがって、緩みの元を正確につかみ、その 値をトンネル内径に代入することが必要であると判 明した。内部浸食発生しない場合において、土粒子 の流出挙動は粉体工学のファネルフローに類似して いる。緩み幅の推定は粉体工学の流動境界線の式を 用いると実測値と予測値には 2~3 倍の差がみられ、 外水位条件や経時変化に伴う土粒子の動きに速度差 が発生した。以上のことから、外水位変化に伴う浸 透流の速度増加が緩み幅の増大を促進していると考 えられる。

参考文献

- 小橋朋弥,前田健一,林英璃奈:内水圧が作用する埋設管 渠周辺地盤の内部侵食が陥没発生リスクに及ぼす影響,第 35回中部工学シンポジウム,pp.39-44,2023.08.07
- ・榊原淳一,山本督夫:高周波数の弾性波を用いた高精度地 盤調査手法の開発,土木学会論文集,Vol.65,No.1,pp.97 -106,2009
- シールド工法入門、シールド工法入門編集委員会、社団法 人地盤工学会、1992、261pp
- 4) 三輪茂雄:貯槽における粉粒体の挙動,化学工学,1973, 37巻8号, p763-769
- 5) 三輪茂雄,神田正記:ホッパー内の粉粒体の流動について, 粉体工学研究会誌, 1973, 10巻6号, p324-329
- 6) 土石流·流木対策設計技術指針解説
- 池谷浩、上原信司;スリット砂防ダムの土砂調節効果に関する実験的研究,砂防学会誌第32巻3号,pp.37-44
- 堀内成郎,田畑茂清,小野愼吾,伊藤隆郭,水山高久;格 子型砂防堰堤の格子上方から流出する土砂の制御に関する 実験的研究,砂防学会誌第64巻1号,pp.11-16
- 片出亮,香月智,嶋丈示;巨礫粒径分布の砂防堰堤閉塞確
 率に及ぼす影響,構造工学論文集 A pp.209-220
- 高橋保;土石流発生のメカニズム(2),砂防学会誌,1992 年45巻3号,pp.1-21
- Kenny, T.C., Chahal, R., Chiu, E., Ofoegbu, G.I., Omanege,
 G.N., and Ume, C.A.: Controlling construction sizes of granular filters, Can.Geotech J.22,1985

Prediction of the extent of the loosening area before ground depression

Chika YOSHIDA¹, Kenichi MAEDA², Tomoya KOBASHI³, Junichi SAKAKIBARA⁴

- 1 Nagoya Institute of Technology, Graduate School, Department of Civil Engineering Program
- 2 Nagoya Institute of Technology, Professor, Advanced Disaster Prevention Engineering Center
- 3 Nagoya Institute of Technology, Graduate School, Department of Social Engineering Program
- 4 JFE Civil Engineering & Construction Corp.

Abstract

Ground depression caused by the degradation of buried pipes occur in each place in Japan. It is thought that the number of ground depression increases by the degradation of the underground structures in future, and the preventive maintenance is needed. Previous studies have used Terzaghi's formula to estimate the area of loosening area, but there was a discrepancy between the measured and predicted values in terms of the loosening area. This paper attempts to visualize cavities and loosening area blow the groundwater using the acoustics tomography owned by the JFE Civil Engineering & Construction Corp. In addition, this paper attempt to estimate the loosing area with reference to funnel flow in powder technology. The result of acoustics tomography confirmed the existence of cavities and loosening area based on the decrease in velocity and the increase in attenuation rate. The result of using the flow boundary equation of the powder technology showed that the measured and predicted loosening area have a parallel linear relationship, although there is a difference of 2 to 3 times.

Key words: ground depression, loose, acoustics tomography, infiltration flow

速度の異なる流体の不安定性に着目した洗掘現象における地盤内浸透のメカニズム解明 Clarification of the mechanism of infiltration into ground during scour, focusing on the instability of flows with different velocities

蒲生光琉1,前田健一2,村瀬颯生3

- 1 名古屋工業大学大学院 工学専攻環境都市プログラム・E-mail address h.gamo.840@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

概 要

既往の洗掘に関わる研究は、多くが土粒子と流体力の力のつり合い条件に着目した、掃流力の概念によっ て追及されてきた。本研究では、洪水や津波による高速かつ大きな流体力の作用する地盤の洗掘現象につ いて、掃流力に加えて地盤内部への浸透に着目することで、マルチスケールな視点から洗掘メカニズムを 解明することを目的とした。洪水や津波等の高速流と地盤内の浸透流とでは速度が大きく異なり、その境 界面は流体力学的に不安定となっている。浸透挙動の可視化実験の結果、流速差の存在により浸透と排水 が発生していることがわかった。粒径や浸透層厚によって異なる浸透特性を把握することで浸透の発生有 無・洗掘の予測精度が向上すると考える。

キーワード:洗掘,掃流力,浸透流,不安定

1. はじめに

洪水や津波等の高速な開水路流れによって発生する洗 掘は,構造物の支持力低下や地形変化をもたらし,深刻な 被害につながる。令和6年能登半島地震による津波被害に おいても,海岸構造物周辺の地盤で洗掘が発生し,被害が 拡大したケースがあった¹⁾²⁾。また,近年多発する台風・豪 雨に起因する洪水においても,河床変動や河川堤防のパイ ピング破壊などによる洗掘を最小限に抑える必要がある。

既往の洗掘に関わる研究は、従来は流体による、地表面 に作用する掃流力と土粒子の有効重量とのつり合いに着 目した評価がされてきた³。しかし、実際の構造物レベル での洗掘量や洗掘形状については、発生規模の大きさを考 慮すると、単純にこの観点のみでは説明が困難である。近 年の研究においては、流体力が地盤表層のみならず地盤内 部の応力を変動させ、洗掘を助長する影響も考えられてお り、洗掘メカニズムの解明のためには地盤内部にも着目す る必要があると考える。

また,河床変動解析で一般的に用いられている洗掘量の 予測式は掃流力の関数となっている。これまでの検討⁴⁾⁵⁾ から,浸透層厚によって流れのエネルギー損失が変化し, 洗掘予測量が変化することが明らかとなっている。したが って,洗掘・河床変動計算の精度向上のために浸透を加味 する必要がある。本研究では,高速流体作用下における地 盤表層部の浸透特性の把握と,浸透の定量的評価を試みた。

2. 高速流体作用下の浸透挙動

開水路流れ下の地盤内で生じる浸透流を観察する。実験 装置は、水路勾配がなく水平なアクリル製開水路を用い (図 1)、水路途中に土槽区間を設置した。土槽には水中 落下法により相対密度*D_r* = 40%の飽和地盤を作成し、間 隙水をあらかじめ柱状に着色した(図 2)。開水路流れは ポンプにより流体を循環させて作用させた。結果(図 3)、 浸透領域をラグランジュ的に俯瞰すると、開水路流れ方向 に移動する様子が確認できた。さらに現象を細かく考察す



図1 実験装置の概要図



図 2 間隙水を柱状に着色する

る。表層約 40mm 以深の領域では,着色した間隙水が平行 な位置関係を保ちながら開水路流れ方向に移動しており, 浸透は規則的な挙動を示している。一方,40mm 以浅では, 着色した間隙水が左右に移動するもの,地盤外に流出する ものなど様々で,不規則な挙動となった。ここで,地盤表 層部における特異的な浸透挙動は慣性力の不均一性から 発生する流体力学の不安定性に起因すると考える。

3. 流体力学の不安定性理論

2つの流体が境界面を境にして隣接して存在している状況下で、境界面において流速に不連続が存在すると、流れは微小変化に対して不安定となることが知られている⁶⁷⁷。 これをケルビン・ヘルムホルツ(Kelvin-Helmholtz)不安定という。流れは非粘性であるとすると、境界における速度の不連続面は小さな渦からなる渦層でおきかえることができる。非粘性流を仮定しているので、渦層は非常に薄くてその厚さを無視することができる。このような渦層に、流れ方向に周期的な正弦波状のゆらぎが加わると、渦層は次第に大きなスケールの渦へと変化する。この大きな渦によって、流体の境界面は不連続性を維持することができず、ゆらぎに対して不安定となる(図 4)。

したがって,洪水や津波発生時の河川において,流速の 大きい河川流と地盤内を流れる浸透流の間に不安定が発 生することが予想される。導出は二次元非圧縮完全流体を 考え,密度・圧力・速度・変位に関するゆらぎ(平面波で 与える)を流体の支配方程式であるナビエ・ストークス式, 質量保存則に代入する(図 5)。ナビエ・ストークス式を 式(1),(2)に,質量保存則を式(3)に示す。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x}$$
(1)



図 3 深さ方向に2層構造となった特異的浸透挙動

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - g$$
(2)

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \tag{3}$$

x, yの任意の点で流体に微小な変動(ゆらぎ)を与え, その変動により密度が ρ から ρ + $\delta\rho$, 圧力がpからp+ δp , また 速度のx成分がU+u, z成分がwとなったと仮定する。

この微小変動をそれぞれ式(1)-(3)に代入する。ただし, 2 次の微小項(微小量と微小量の積)は無視し,1 次の微 小項のみで考える。代入した結果を式(4)-(6)に示す。

$$\rho \frac{\partial u}{\partial t} + \rho U \frac{\partial u}{\partial x} + \rho W \frac{\partial U}{\partial z} = -\frac{\partial}{\partial x} \delta p \tag{4}$$

$$\rho \frac{\partial w}{\partial t} + \rho U \frac{\partial w}{\partial x} = -\frac{\partial}{\partial z} \delta p \cdot g \delta \rho$$
(5)

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \tag{6}$$

さらに,流れによってある CV 内の単位時間当たりの質量 は変化しないため,式(7)が成立する。

$$\frac{D(\rho+\delta\rho)}{Dt} = \frac{D\rho}{Dt} + \frac{D\delta\rho}{Dt} = 0$$
(7)

微小量について代入すると ($\rho=\rho(z)$, $\delta\rho(x,z,t)$), 次式のようになる (式(8))。

$$\frac{\partial \delta \rho}{\partial t} + U \frac{\partial \delta \rho}{\partial x} = -w \frac{d\rho}{\partial z}$$
(8)

境界面の位置を z_s とすると、微小変動によって δz_s だけ変化し、となる(式(9))。

$$\frac{\mathrm{D}\delta z_s}{\mathrm{D}t} = \frac{\partial \delta z_s}{\partial t} + U_s \frac{\partial \delta z_s}{\partial x} = w(z_s) \tag{9}$$

ここで微小変動(ゆらぎ)における $\delta \rho$, δp , u, $w \varepsilon x 方$ 向に進む, 波数k, 振動数 ω の平面波で表す(式(10))。

$$f = A e^{i(kx - \omega t)}$$

(10)

この平面波は式に e の累乗を含み,時間経過とともに指数関数的に増大する。すなわち,不連続面は不安定となる。

これを式(4)-(6), (8), (9)に代入して整理し、ゆらぎの



図 5 境界に微小変動(ゆらぎ)を与える

分散関係を導出する。求めた分散関係式を式(11)に示す。

$$\omega = k \frac{\rho_2 U_2 + \rho_1 U_1}{\rho_2 + \rho_1} \pm \sqrt{g k \frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_2 + \rho_1} - k^2 (U_1 + U_2)^2 \frac{\rho_2 \rho_1}{(\rho_2 + \rho_1)^2}}$$
(11)

ここに、 ρ :密度、U:水平速度、g:重力加速度、 $\delta\rho$ 、 δp , u, w:密度、圧力、速度のゆらぎ、k:ゆらぎの波 数、 ω :ゆらぎの角振動数である。式(11)がゆらぎの制約条 件となり、この分散関係式からゆらぎの発達による境界面 の安定・不安定を判断する。与えた揺らぎの波長が臨界波 長 λ_{crit} 以下の場合には発達し、境界面が不安定となる(式 (12))。

$$\lambda_{\rm crit} = 2\pi \frac{(U_1 - U_2)^2 \rho_1 \rho_2}{g(\rho_1^2 - \rho_2^2)}$$
(12)

式(12)に対して表面張力を考慮した場合,不安定条件は 式(13)で表され,速度差がある一定以上の場合はあらゆる 波長で不安定となりうる。

$$|u_{2}-u_{1}| - \sqrt{\frac{2(\rho_{2}+\rho_{1})}{\rho_{2}\rho_{1}}} \sqrt[4]{\gamma g(\rho_{1}-\rho_{2})} > 0$$
(13)

ここに, y: 表面張力である。

4. 不安定性理論に着目した浸透挙動の可視化実験

4.1 実験条件

高速流体が地盤内へ浸透する様子を可視化するために, あらかじめ土槽空間を着色した間隙水で満たしておき,そ こへ地盤材料を水中落下により設置することで飽和地盤 を作成した(図 6)。なお,着色液には拡散による着色拡 大が生じない等,実験方法の妥当性を確認している。

実施したケースを表 1に示す。再現性の確認のため、そ れぞれのケースを2回ずつ行った。地盤材料は珪砂5号を 用い、相対密度 *Dr*=40%とした。そして、流量(主流流速) を変化させることで各ケースでの違いを比較した。なお、 主流流速はポンプによる流出流量を開水路模型の断面積 で除することで算出している。



図 6 着色した間隙水

	表 1 実	ミ験ケース	
実施ケース	地盤材料	Dr (%)	流量(L/min)
Case1	珪砂#5	40	0
Case2	珪砂#5	40	60
Case3	珪砂#5	40	120

4.2 実験結果

(1) 流速差が存在しない条件(Case1)

流体力学的に安定である,流速差の存在しない条件での 地盤内への浸透挙動を検討する。実験は,開水路模型の下 部を堰き止め,無色透明の水を微小量ずつ流し,間隙水を 着色した飽和地盤の上部に準静的に作用させた。そして, 十分な時間が経過し,開水路が水で満たされたのを確認し て水の供給を止めた。このとき,飽和地盤の上部では流体 が静的に存在している状態であり,地盤内と上部の流速差 は0とみなせる。その後しばらく経過観察を行った。

実験開始から2時間後の様子を図7に示す。浸透が発生している場合は無色透明の上部流体が着色した飽和地盤に浸入し,着色領域が減少すると考える。ところが,着 色領域に変化は確認できず,これらより飽和地盤上に流速 をもたない流体が存在している条件下では,浸透は発生し ないと考える。

(2) 流速差が存在する条件(Case2,3)

次に流体力学的に不安定である,流速差の存在する条件 での地盤内への浸透挙動を検討する。

実験開始から 30 分後の様子を図 8 に示す。結果より, 表層 40mm 以浅において着色した飽和地盤が透明化して いる。これは上部を流れる高速流体が浸透したためである と考える。また浸透は波状で,ある一定の大きさを持って いることが分かる。一方で,地盤内への水の収支を考える と,地盤内へ水の流入がある場合には,地盤外への流出も 考えられる。したがって,高速流体が作用しても着色領域 が変化していない部分では間隙水が地盤外へ流出してい ると考えられる。この間隙水の流出挙動は土粒子の有効重 量を減少させ,洗掘を助長すると考えられる。

上部流体の流速の大きさを変化させた実験結果を図 9 に示す。左図に可視化された実験結果を,右図に浸透領域 を明瞭にするために二値化した結果を示す。結果より,あ る一定の大きさを持った波状の浸透(浸透波長)が発生し ていることが分かる。また,流速が小さい場合(Case2)は



図 8 流速差の存在下で確認された浸透の波長

比較的小さな波長で浸透し、流速が大きい場合(Case3)は 大きな波長で浸透していることが分かる。以上の結果より、 水平な地盤、水平な水面勾配であっても流速差の存在によ り浸透と流出が発生していると考える。

4.3 不安定性理論との比較

実験で確認された浸透波長の結果を図 10 に示す。図中 の実線は各時刻における浸透波長の平均値を表す。時間経 過に伴い,観察された浸透の波長が大きくなっていること が分かる。Case2 について,流体を作用させてから5分後 に確認できる初期の浸透波長は20~70mm 程度である。20 分後には、20~120mm 程度の波長が観察され,80分後に は 50~80mm 程度の大きさの波長が観察された。一方 Case3 について,流体を作用させてから5分後の初期の浸 透波長は 40~100mm 程度である。20 分後には、100~ 120mm 程度の波長が観察され,80分後には 150~250mm 程度の様々な大きさの波長が観察された。このように,流 速と観察された浸透波長の大小関係は一致している。ここ で,不安定性理論では、速度が大きいときは長波長のゆら ぎが不安定となり、速度が小さいときには短波長のゆらぎ が不安定となるため,実験結果は理論と定性的に一致する。

次に実験で観察された浸透の波長を不安定性理論の理 論値と定量的に比較する。臨界波長λ_{crit}は式(12)を用いて 算出する。流量が120mL/minの場合の臨界波長は約120mm, 流量が60mL/minの場合の臨界波長は約90mmである。実 験で確認された浸透波長は理論的な臨界波長よりも大き くなっており,不安定性理論では説明できない。これは不 安定性理論に表面張力が考慮されていないためであると 考える。

表面張力を考慮した不安定条件は式(13)で表される。表面張力を考慮した場合,式(13)の第2項は一定値であるため,第1項が示す流速差がある一定以上の値であれば不安定となる。すなわち, Case2,3の両ケースにおける流速で確認されたあらゆる波長で不安定となりうる(図 11)。

したがって,実験で観察された浸透の波長は表面張力を 考慮したケルビン・ヘルムホルツ不安定性で説明できると 考える。また,地盤への浸透には表面張力を考慮する必要 がある。





(b) 流量 120L/min の場合(Case3)

図 9 時間経過による浸透波長の変状(流速差による比較)



図 10 観察された浸透波長と理論的な臨界波長との比較(流速差による比較)

5. 浸透の発生因子と無次元数による発生評価

5.1 地盤内への浸透の発生因子

高速流が作用する水平地盤への浸透(鉛直方向の流入・ 流出)は、水平方向の流速差に起因する流体力学の不安定 性理論で説明できると考えられた。ただし、不安定性理論 は完全流体を仮定しており、粘性を考慮していない。実際 には開水路流れにも粘性が存在しており、地盤内への浸透 にも粘性が作用している。ここで、地盤内への浸透に関与 している外力を、慣性力、重力、表面張力、粘性力の4つ と仮定し、無次元数を用いて浸透の発生因子を定量的に評 価することを試みる。浸透に関与すると考えられる外力の 概要図を図 12に示す。慣性力と重力が不安定化に、表面 張力と粘性力が安定化に作用すると考えられる。

5.2 流れの無次元数による浸透の評価

開水路流れでは重力が卓越しており,通常フルード則が 用いられる。しかし,開水路流れ下における浸透の発生因 子には,上記の4つの外力が関与していると考えられる。 浸透の発生にはどの因子が支配的であるのかを流れの無 次元数を用いて検討する。用いる無次元数は,粒子レイノ ルズ数,ウェーバー数である。

粒子レイノルズ数は慣性力と粘性力の比であり,管路流 や流体の抵抗則等で用いられ,以下の式(14)で表される。

$$R_{\rm ed} = \frac{m\alpha}{F_{\rm v}} = \frac{\rho L^2 U^2}{\mu L U} = \frac{UL}{v}$$
(14)

ここに, U: 主流の平均流速, L: 平均粒径, v: 動粘性 係数である。

また、ウェーバー数は慣性力と表面張力の比であり、液



図 11 表面張力を考慮した条件下における浸透波長



図 12 浸透の発生因子の概略図

滴や毛管現象等で用いられ、以下の式(15)で表される。

$$W_{\rm e} = \frac{m\alpha}{F_{\rm t}} = \frac{\rho L^2 U^2}{\gamma L} = \frac{\rho L U^2}{\gamma}$$
(15)

ここに, U: 主流の平均流速, L: 平均粒径, ρ: 流体密 度, γ: 表面張力である。

以上の無次元数を用いて浸透の発生を定量的に検討す る。ここで、無次元数を変化させるために流量をさまざま 変化させたケースを追加で行い、浸透の様子を確認した。 流体は水を用いているため、粘性係数、表面張力は一定で ある。追加ケースの条件を表2に、浸透の発生有無を粒子 レイノルズ数とウェーバー数で整理したものを図13に示 す。

粒子レイノルズ数に着目すると、粒子レイノルズ数がお よそ 30 以下の流れのとき浸透は発生していない。一方、 粒子レイノルズ数が 50 以上になると浸透が発生している。 粒子レイノルズ数が小さい場合に浸透が発生しないのは 粘性力が卓越しているからであると考える。流速差によっ て発生しうるゆらぎは粘性力の存在によって減衰し、流れ が安定化した。以上のように、粒子レイノルズ数によって 浸透の有無を評価できると考える。浸透の発生有無の境界 は粒子レイノルズ数が 30~50 程度である。

次に、ウェーバー数に着目すると、ウェーバー数がおよ そ1.0以下の流れのとき浸透は発生していない。一方、ウ ェーバー数が2.0以上になると浸透が発生している。ウェ ーバー数が小さい場合、表面張力が卓越し、流れが安定化 するので浸透が発生しないと考える。一方、ウェーバー数 が大きい場合は、慣性力が卓越し、浸透が発生すると考え る。以上のように、ウェーバー数によっても浸透の発生有 無を評価できると考える。浸透の発生有無の境界はウェー



図 13 無次元数で整理した浸透発生の有無

バー数が 1.0~2.0 程度である。

5.3 粒径を考慮した流れの無次元数による評価

流れの無次元数に粒径を考慮する。ここでは、流量が 120L/min の条件の下で、地盤材料が珪砂5号(Case3)と 珪砂2号(Case7)を比較する。両ケースの浸透の様子を 図14示す。珪砂5号(Case3)のとき、粒子レイノルズ数 が152.3、ウェーバー数が0.29であるのに対し、珪砂2号 (Case7)のときは粒子レイノルズ数が877.1、ウェーバー 数が1.86となった。これらの結果より、粒径が大きい場合 の方の無次元数が不安定側に大きいことがわかる。粒径が 大きいほど慣性力が卓越するためであると考える。一方、 粒径が小さいと慣性力に対して粘性力、表面張力が卓越し、 流速差によって発生しうる不安定性が安定化されると考 える。

6. 結言

開水路流れにおいて速度の異なる流体の不安定性に着 目して浸透の可視化実験を行い,以下の知見を得た。

- 珪砂 5 号を使用した飽和地盤において、表層地盤 40mm 以深では、規則的な浸透挙動を示す。一方、 40mm 以浅では浸透流速が開水路流れ方向に均一な 分布とならず、不規則な運動となる。そして、この表 層地盤への浸透(鉛直方向の水の流入・流出)は水平 方向の流速差による流体力学の不安定性によって説 明できると考える。
- 2) 開水路流れと地盤内浸透流において流速差が存在しない条件で地盤内への浸透挙動を検討した。着色した飽和地盤を用意し、上部に無色透明の水を準静的に作用させたが、着色領域に変化は見られなかった。このことから、飽和地盤上に流速を持たない流体が存在している条件下では、浸透は発生しないということがわかった。



(b) Case7 珪砂2号

図 14 粒径を変えたケースにおける浸透の様子

- 3) 流速差が存在する条件で地盤内への浸透挙動を検討したところ、表層 40mm以浅において着色地盤が波状に透明化していく様子を可視化することができた。これは、上部を流れる高速流体が浸透していることを示しており、流速差が大きいほど大きな波長をもって浸透する。また、着色領域が変化していない部分では間隙水が地盤外へ流出している。つまり、流速差の存在によって浸透が発生し、それに伴って排水が起きるということが明らかとなった。そして、この間隙水の流出挙動が土粒子の有効重量を減少させ、洗掘を助長すると考える。
- 4) 実験結果を定量的に比較したところ、実験で確認された浸透波長は理論的な臨界波長よりも大きくなっており、単純な不安定性理論では説明できない。表面張力を考慮した不安定条件を用いると、流速差がある一定以上であれば不安定となりうることがわかった。つまり、地盤への浸透には表面張力を考慮する必要がある。
- 5) 不安定性理論は完全流体を仮定しており,粘性を考慮していない。実際には,慣性力,重力,表面張力,粘性力の4つの外力が地盤への浸透に関与していると考える。そして,慣性力と重力が不安定化に,表面張力と粘性力が安定化に作用する。粒子レイノルズ数とウェーバー数を用いて浸透を評価すると,それぞれの無次元数が大きいほど不安定となることが分かる。逆に,粒子レイノルズ数,ウェーバー数が小さいほど,それぞれ粘性力,表面張力が卓越し,流れが安定化に作用するため浸透は発生しない。

粒径,透水層厚によって異なる浸透特性の把握を今後さ らに行うことで,洗掘・河床変動の発生規模や箇所の予測 精度が大いに向上すると考える。

参考文献

- 国土交通省:令和6年能登半島地震における被害と対応(令和 6年3月),入手先
- https://www.mlit.go.jp/common/001739727.pdf>(参照 2024.6.20).

 2)
 国立研究開発法人 建築研究所:令和6年能登半島地震による 建築物の津波被害及び瓦屋根の地震被害,入手先<</td>

 https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2023/R6 2 1 not o.pdf> (参照 2024.6.20).
- 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
- 安江絵翔,前田健一,松田達也,鈴木悠真:高速流体作用下で地盤内に生じる浸透及び過剰間隙水圧が洗掘現象に及ぼす影響,土木学会論文集A2(応用力学),vol.76,No.2,I_301-I 312,2020.
- 5) 安江絵翔,前田健一,鈴木悠真,丹羽俊介:砂質地盤内で生 じる浸透流が開水路流れの抵抗特性に及ぼす影響,土木学会 論文集 B1 (水工学),Vol.76, No.2, I_1243-I_1248, 2020.
- 水島二郎,藤村薫,流体力学シリーズ5 流れの不安定性,朝 倉書店,2003, pp.1-22.
- 福江純,和田桂一,梅村雅之,宇宙流体力学の基礎,日本評 論社,2014, pp.249-259.

Clarification of the mechanism of infiltration into ground during scour, focusing on the instability of flows with different velocities

Hikaru GAMO¹, Kenichi MAEDA², Satsuki MURASE³

- 1 Nagoya Institute of Technology Graduate School, Engineering major Environmental City Program
- 2 Nagoya Institute of Technology Professor, Advanced Disaster Prevention Engineering Center
- 3 Nagoya Institute of Technology Graduate School, Social Engineering Program

Abstract

Scour occurred by flood and so on cause lowering bearing capacity for structure and serious damage. Most of the previous studies on scour have been based on the concept of scour force, which focuses on the equilibrium condition between soil particles and hydrodynamic forces. In this research, we focus on the mechanism of scour caused by floods and tsunamis from a multi-scale viewpoint by focusing on the seepage into the ground in addition to the scour force. The velocities of high-velocity flows such as floods and tsunamis differ greatly from those of seepage flows in the ground, and the boundary between them is hydrodynamically unstable. Visualization experiments of seepage behavior show that seepage and drainage occur due to the existence of velocity differences. We believe that understanding the seepage characteristics that vary with grain size and seepage layer thickness will improve the prediction accuracy of whether seepage occurs and scour.

Key words: scour, scour power, seepage flow, instability

噴砂発生とパイピング進展に着目した河川堤防における二重鋼矢板式構造の効果

Effectiveness of double steel sheet pile structures in river levees

focusing on sand boiling occurrence and piping progression

近藤知輝1,前田健一2,大桑有美3,佐々木一真1

- 1 名古屋工業大学大学院・工学専攻環境都市プログラム・E-mail address k.kondo.280@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・社会工学系プログラム

概 要

近年,頻発する水災害や地震を受け,河川堤防の堤体へ二重鋼矢板式構造を用いた補強技術が提案されている。しかし,二重鋼矢板式構造の噴砂動態や堤体下のパイピング進展など浸透特性について十分な検討が行われていない。そこで,本研究では基礎地盤が二重鋼矢板で補強された河川堤防を想定し,噴砂発生とパイピング進展に対する効果解明を目指し,簡易模型実験および3次元 FEM 浸透流解析を実施した。模型実験から,二重鋼矢板式構造は噴砂の発生を抑制する効果はないが,堤内側の鋼矢板がパイピング孔の進展を抑制することが確認された。また,浸透流解析から,鋼矢板周りに浸透流速が集中すること,二重鋼矢板式構造では堤内側で,上向きに進む浸透流速が増大し,噴砂が発生している可能性が示唆された。

キーワード:二重鋼矢板式構造,噴砂発生,パイピング進展,簡易模型実験,浸透流解析

1. はじめに

近年,水災害の頻発化・激甚化に加え,地震が頻発して いることを背景に粘り強い河川堤防の技術検討が行われ ている。既報の強化工法として,河川堤防の堤体へ二重鋼 矢板式構造を用いた補強技術が提案されている¹⁾。この技 術では,浸透・液状化・越流などの作用に対して,総合的 な対策ができる可能性が示唆されている。

そのような中,河川水が透水性基礎地盤に浸透すること により,堤内地で漏水や噴砂が発生する被災事例が増加し ている。また,今後も気候変動に伴う豪雨の強度増加や長 期化により,高水位の外力が河川堤防に長時間作用するこ とで堤内地での漏水や噴砂の発生・継続を助長し,パイピ ング破壊に至る危険性は高まると考えられる。

現在,パイピングにより河川堤防が損傷あるいは破堤す る危険性の高い弱点箇所の強化方法に鋼矢板の設置が挙 げられる。鋼矢板は1度設置すると維持管理が不要なこと から,全国の堤防で鋼矢板の設置が進んでいる。しかし, 宮崎県北川では²⁾,堤外側へ一枚の鋼矢板を設置後に噴砂 が発生したことが報告されている。既報³⁾により,堤外側 へ一枚の鋼矢板を設置した河川堤防では,鋼矢板により噴 砂発生を抑制する効果はないが,パイピング破壊に至る時 間を遅延する効果があることが分かっている。

これに対して、二重鋼矢板式構造は L2 地震動相当の加 振履歴を受けても浸透特性が変化しないことが分かって いる¹⁾。しかし、二重鋼矢板式構造の浸透特性に関する研 究データの蓄積が進んでいないのが現状である。そのため、 二重鋼矢板式構造の河川堤防における噴砂動態や堤体下 のパイピング進展を明らかにすることは、今後の効率的な 河川堤防強化のためにも急務である。

本論文では、河川堤防における二重鋼矢板式構造の効果 解明を目的とし、簡易模型実験および3次元 FEM 浸透流 解析を実施した。模型実験では、与えた外水位条件と噴砂 動態、パイピング進展度、堤内地側への漏水流量に着目し 検討した。浸透流解析では、実験では検討が難しい鋼矢板 周りや地盤内の流速および堤体内の水位上昇について検 討した。

2. 簡易模型実験

2.1 実験概要

図 1 に実験模型概要の概略図,図 2 に各試料の粒度分 布と物性値を示す。基礎地盤は水中落下法で堆積させ、上 層に珪砂 7 号、下層に珪砂 2 号とし、それぞれ相対密度は 70%程度となるように軽く締固めて作成した。堤体は含水 比 20%の青粘土とした。また、堤体をアクリル板で拘束し、 堤体の変状によるパイピング進展の影響を無視している。 そして、堤外の左端から 20mm を透水層(下層)の露出部、 堤内側の法尻部から 200mm 離れた位置を行き止まり境界 とした。これらを設置することで、パイピングが発生しや

すい条件としているも。

鋼矢板の模型にはアクリル板を使用した。貫入深度は止 水効果の発揮条件である透水層厚の 90%という試算 5に 準拠し,法尻直下へ 90mm の基礎地盤に対して 85.5mm 貫 入した。観測項目として,パイピング進展度および堤内側 からの漏水流量である。パイピング進展度は動画より観測 し,漏水流量は堤内側から基礎地盤層厚 90mm を超えて溢 れ出た流量として重量計で計測した。ただし,堤内側での 漏水は全て排水される。実験は,パイピング破壊が生じた 場合,あるいは実験開始から十分時間が経過し破堤しない と判断した場合に終了とした。

表1に実験ケース一覧を示す。本実験は,鋼矢板の有無 と打設位置の検討および,水位条件を変化させた計6ケー スで実施した。鋼矢板の打設位置は,堤外側,堤内側の法 尻部とした。また,図3に水位条件である平均動水勾配*i* (堤内外の水位差*h*を堤体敷幅*B*で除した量)の経時変化

を示す。本実験では外水位を単調増加させた場合(水位条件 A)と外水位を繰り返し増減させた場合(水位条件 B)の2パターンの水位条件で検討した。

2.2 実験結果および考察

2.2.1 パイピング進展度の挙動(水位条件 A)

パイピング進展度とは、行き止まり境界から緩み領域先端までの距離を堤体敷幅 B=300mm で除すことで定義され

(図 4参照),堤体下でどの程度パイピング孔が進展して いるかを定量的に示す指標である。なお,パイピング進展 度0は行き止まり境界で初期噴砂が発生したことを,パイ ピング進展度0.4は噴砂による土粒子の流出によって堤内 側の法尻部で緩みが発生したことを,パイピング進展度 1.0 はパイピング孔が貫通したことで破堤に至ることを意 味している。

まず,外水位を単調増加させた場合(水位条件 A)のケ ース(Case1~Case3)のパイピング進展度について比較す る。図 5に Case1~Case3 のパイピング進展度の経時変化 を示す。Case1 (鋼矢板なし)は、平均動水勾配 0.2 付近で 行き止まり境界に初期噴砂が発生し、急激にパイピング進 展度 0.55 程度まで増加した。その後、平均動水勾配 0.37 付近まで外水位が上昇するとパイピング進展度1.0となり 破堤に至った。Case2(堤外のみ)は Case1(鋼矢板なし) 同様に、平均動水勾配 0.2 付近で行き止まり境界に初期噴 砂が発生した。しかし、Case1(鋼矢板なし)と比較すると パイピング進展度 0.2 付近で進展が止まることが分かる。 そのため、鋼矢板を堤外側へ打設したことにより、鋼矢板 がない場合よりも急激なパイピング進展が起きないと言 える。その後, Case2(堤外のみ)は平均動水勾配 0.37 付 近で噴砂が堤内側の法尻部に達し、平均動水勾配 0.87 付 近まで外水位が上昇すると破堤に至った。Case3(堤内外) も Case1 (鋼矢板なし), Case2 (堤外のみ)と同様に平均 動水勾配 0.2 付近で行き止まり境界に初期噴砂が発生した。 しかし、Case3(堤内外)はCase2(堤外のみ)とほぼ同時





刻に噴砂が堤内側の法尻部に達しているが、Case2(堤外 のみ)が破堤に至る平均動水勾配までパイピング進展度 0.4 で維持していることが分かる。そのため、堤外側のみ に鋼矢板を打設した場合よりも、堤外側と堤内側へ鋼矢板 を打設する二重鋼矢板式構造では、堤内側の鋼矢板がパイ ピング孔の進展を抑制するため、パイピング破壊による破 堤は起きないと考えられる。

2.2.2 漏水流量の挙動(水位条件 A)

外水位を単調増加させた場合(水位条件 A)のケース (Case1~Case3)の漏水流量について比較する。図 6 に Case1~Case3の漏水流量の経時変化を示す。ここで、漏水 流量は1 秒間当たりの堤内側から流出する水の体積を意 味する。全体の傾向として, 平均動水勾配が大きくなるに つれ,漏水流量が増加しており,その挙動は対応している。 これは、鋼矢板の有無にかかわらず、外水位に対する基礎 地盤の透水能力の状態を表していると言える。また、行き 止まり境界で初期噴砂が発生するまでの漏水流量は同程 度である。しかし、それ以降の漏水流量は、Case2(堤外の み)は Case1 (鋼矢板なし) に対して 1/2 程度抑制されて いることが分かる。これは鋼矢板を打設することで基礎地 盤への流入量が抑制され, 堤内側からの漏水流量を減少さ せていると考えられる。すなわち, 流入量を抑制するとそ れに伴う砂の流出量が低減され,堤内側での基礎地盤の緩 みが進行しないため、パイピング進展を抑制すると言える。 また、Case3(堤内外)ではCase2(堤外のみ)よりもさら に漏水流量が抑制されていることから,二重鋼矢板式構造 の方が、基礎地盤内の水を抑制できていると言える。

ここで、図7に基礎地盤内の浸透を可視化した様子を 示す。なお、可視化に用いた試薬はウラニン溶液であり、 堤外側の露出部に注入した。ウラニン溶液による浸透経路 の観測から、Casel (鋼矢板なし)は基礎地盤の下層を平行 に通り抜けるのに対して、Case2(堤外のみ)、Case3(堤内 外)では鋼矢板を周り込みながら浸透していることが確認 された。そのため、鋼矢板による河川水の流入面の減少や 浸透経路が長くなることから、単位時間当たりの漏水流量 が低減されたと推察される。しかし、Case1(鋼矢板なし)、 Case2(堤外のみ)、Case3(堤内外)は漏水流量が 0.2×10⁵ mm³/s付近で堤内側の法尻部に噴砂が到達している。この ことから、一定の漏水流量に達すると、噴砂が発生する時 間は異なるが、鋼矢板の有無にかかわらず噴砂は発生する ことが考えられる。

2.2.3 パイピング進展度の挙動(水位条件 B)

次に、外水位を繰り返し増減させた場合(水位条件 B) のケース(Case4~Case6)パイピング進展度について比較 する。図 8に Case4~Case6 のパイピング進展度の経時変 化を示す。全てのケースで水位上昇1回目となる実験開始 33 分後に行き止まり境界で初期噴砂が発生し、直後に堤 内側の法尻部まで噴砂が到達した。Case4(鋼矢板なし)で は、2回目の水位上昇でさらにパイピング孔が進展し、5回



図 7 基礎地盤内の浸透を可視化 (Case1~Case3)

目の水位上昇(100分)で破堤に至った。また, Case5(堤 外のみ)は繰り返し水位上昇をすることでパイピング孔が 進展し,17回目の水位上昇(280分)で破堤に至った。し かし,Case6(堤内外)ではCase5(堤外のみ)のような, パイピング孔の進展が見られず,パイピング進展度0.4で 維持され,破堤に至らなかった。これは,上記で述べたよ うに堤内側の鋼矢板がパイピング孔の進展を抑制したた めと考えられる。

また,前項を踏まえて,外水位を単調増加あるいは繰り 返し増減させた結果,水位高に関係なくパイピング進展度 は平均動水勾配が増加すると,一定時間進展するが,その 後はパイピング孔が停滞することが分かった。

2.2.4 漏水流量の挙動(水位条件 B)

外水位を繰り返し増減させた場合(水位条件 B)のケース(Case4~Case6)の漏水流量について比較する。図9に Case4~Case6の漏水流量の経時変化を示す。全体の傾向と

して, 平均動水勾配の挙動と漏水流量の挙動は類似してい る。Case5(堤外のみ)ではCase4(鋼矢板なし)に比べ, 漏水流量が2/3程度に抑制されていることが分かる。また, Case5(堤外のみ)とCase6(堤内外)を比較すると、時間 経過につれて、漏水流量は Case5(堤外のみ)では徐々に 増加するが、Case6(堤内外)では減少していることが分か る。まず、Case5(堤外のみ)で漏水流量が徐々に増加した 理由として,基礎地盤の土粒子が流失し,緩みが生じるこ とで透水性が増加したことが考えられる。次に, Case6(堤 内外) で漏水流量が減少した理由として, 堤体下に残留す る水圧が関係すると考える。前項を踏まえ,堤外側へ鋼矢 板を打設するよりも、二重鋼矢板式構造では2枚の鋼矢板 によりさらに漏水流量の抑制効果があることが分かった。 しかし、 ウラニン溶液による浸透経路の観察時に、 平均動 水勾配が低い水位ではウラニン溶液が堤内側へ到達する 時間が遅くなった。そのため、水位条件 B のような平均動 水勾配が低い水位が繰り返し増減をすると、堤体の両側に 鋼矢板で遮水されることで,堤体下に流入してきた河川水 が滞留することで,堤体内の水位が上昇し,水圧が高まっ てしまう可能性がある。したがって、次に水位が上昇した 際に,堤体下の水圧が高まっていることから,河川水の流 入量が減り、漏水流量も低減したと推察する。



図 8 パイピング進展度の経時変化(水位条件 B)



3. 3 次元浸透流 FEM 解析

3.1 解析概要

実験では検討が難しい鋼矢板周りや地盤内の流速,堤体 内の水位上昇について検討するために浸透流解析を実施 した。数値計算には VG モデルを搭載し不飽和浸透流計算 が可能である,地層科学研究所 GEOSCIENCE の 3D-Flow 三次元飽和・不飽和浸透流解析ソフトを用いた。図 10 に 解析モデルを示す。初期の境界条件として,堤外表面は流 入境界とし,外水位 10mm を一様に作用させ,堤内表面は 排水境界とした。はじめに,この条件で定常解析を行い, 基礎地盤下層を飽和状態にした。その後,得られた定常解 析結果を初期値とし,実験と同様の外水位変化による非定 常解析を実施した。

ここで、本解析で用いる解析ソフトの 3D-Flow では、地 盤内の損傷を考慮することができない。そのため、繰り返 し外水位を増減する水位条件 B での、浸透解析は再現でき ないと考える。したがって、外水位を単調増加させる水位 条件 A で検討を行った。





3.2 解析結果および考察

外水位を単調増加させた場合(水位条件 A)のケース (Casel~Case3)を比較する。図 11 に Casel~Case3 の局 所動水勾配の経時変化を示す。ここで、データの抽出箇所 は鋼矢板周りの浸透流速を評価するため、鋼矢板の下部の 要素で評価を行っている。また、局所動水勾配 v/k は浸透 流速 vを珪砂 2 号の透水係数 k で除して求めた見かけの関 係を表している。局所動水勾配は浸透流速と比例関係にあ り,無次元量かつ平均動水勾配との比較が容易なために置 き換えて検討している。

鋼矢板を設置していない場合,平均動水勾配が上昇して も局所動水勾配はほぼ横ばいとなっており,流速は変化し ていないことが分かる。しかし,鋼矢板が設置されている



図 12 各平均動水勾配における流速コンター (Case1~Case3)

場合,平均動水勾配が高くなるにつれて,局所動水勾配が 高くなっていることから流速が大きくなっていることが 分かる。このことから,鋼矢板を設置することで,流入面 積が小さくなり浸透流が集中することが考えられる。

図 12 に各平均動水勾配における Case1~Case3 の流速 コンターを示す。ウラニン溶液による実験模型で浸透経路 と解析で得られた浸透経路は一致していると言える(図 7 参照)。Case1(鋼矢板なし)では透水係数の高い珪砂2号 の層に対して,流速が一様に分布していることが分かる。 また Case3(堤内外)では,堤内側に鋼矢板があることで, 浸透経路が鋼矢板を回り込むように進んでいる。これによ り,堤内側の法尻部付近で上向きの浸透流速が大きくなる ため,堤体側で噴砂がより発生しやすくなる可能性がある。

次に,図 12 中の堤体内の水位 (水色線) に着目すると, 平均動水勾配が高くなるにつれて,堤体内水位が全てのケ ースで上昇していることが分かる。また, Casel (鋼矢板な し), Case2 (堤外のみ) では堤体内水位が堤外側から堤内 側へ向けて低下していることから,堤体内の水が排水され ていることが分かる。しかし, Case3 (堤内外) では,堤体 内水位が直線状になっており,他のケースに比べて堤体内 の水位が高いまま維持されている。そのため,2.2.4 で述べ た水位条件 B での模型実験で,漏水流量が減少したのは, 堤体内の水位が高い状態で維持され,外水位と堤体内の水 位の水頭差が小さくなることで,河川水の流入量が減少し たためと考えられる。

また,不飽和な河川堤防において,降雨や基礎地盤から の堤体内部への浸透が進むことで,エアブロー現象といっ た河川堤防の安定性の低下が懸念されている^の。そのため, 二重鋼矢板式構造は堤体内水位の上昇によって,上記の現 象を助長する可能性があると言える。したがって今後,堤 体内水位の上昇に対して対策を検討する必要がある。

4. まとめ

本研究では、以下の知見が得られた。

(1)模型実験から、二重鋼矢板式構造は堤内側の鋼矢板が パイピング孔の進展を抑制することで、河川堤防のパ イピング破壊に対する効果が高いことが確認された。 また、二重鋼矢板式構造は水位条件に依らず、鋼矢板 による河川水の流入面の減少と浸透経路が長くなるこ とから漏水流量が抑制された。これにより、噴砂の発 生は抑制できないが、一定の漏水流量に達するまで噴 砂の発生を遅らせることがわかった。一方、繰り返し 水位を増減すると漏水流量が低下する傾向が見られ た。これは、堤体両側の鋼矢板で遮水され、堤体下に 流入してきた河川水が滞留することで、堤体内の水位 が上昇し、水圧が高まっている可能性が示唆された。

(2)浸透流解析から,鋼矢板周りに浸透流速が集中し,二 重鋼矢板式構造は堤内側に鋼矢板があるため,上向き に進む浸透流速が増大し,噴砂が発生している可能性 が示唆された。また実験同様,二重鋼矢板式構造は堤 体内の水が堤内側へ排水されず,堤体内水位の上昇に よる河川堤防の安定性の低下が懸念される。

今後は,基礎地盤に対する根入れ深さとの比率による 浸透対策効果および堤体内水位が上昇した際の影響を検 討していく必要がある。

参考文献

- 乙志和孝,小関潤一,金子勝,田中宏征,永尾直也:鋼矢板を 用いた堤防の補強に関する実験的研究,地盤工学ジャーナル, Vol. 6, No. 1, pp.1-14, 2010.
- 2) 前田健一,岡村未対,石原雅規,新清晃,上野俊幸,西村柾哉, 高辻理人,品川俊介,笹岡信吾:北川で繰り返し発生した噴砂 による堤内・裏法尻箇所のゆるみ調査,河川技術論文集,Vol. 25, pp.535-540, 2019.
- 澤村直毅,前田健一:漏水流量と地盤損傷の関係性に着目した 河川堤防のパイピング破壊に対する矢板の効果,河川技術論文 集, Vol.29, pp.169-174, 2023.
- 4) 西村柾哉,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, Vol. 25, pp. 499-504, 2019.
- 5) 財団法人国土技術研究センター:河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), pp. 47-71, 2012.
- 前田健一,柴田賢,馬場干児,小林剛,舛尾孝之,尾畑攻:模 擬堤防土層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.

Effectiveness of double steel sheet pile structures in river levees focusing on sand boiling occurrence and piping progression

Kazuki KONDO¹, Kenichi MAEDA², Ami OKUWA³, Kazuma SASAKI¹

- 1 Nagoya Institute of Technology Graduate School, Engineering major Environmental City Program
- 2 Nagoya Institute of Technology Professor, Advanced Disaster Prevention Engineering Center
- 3 Nagoya Institute of Technology Graduate School, Social Engineering Program

Abstract

Due to frequent water disasters and earthquakes, reinforcement techniques using double steel sheet pile structures have recently been proposed for river levees. However, insufficient studies have been conducted on the seepage characteristics of double steel sheet-pile type structures, such as sand boil dynamics and piping progress under the levee body. In this study, simple model experiments and 3D FEM seepage flow analysis were conducted to determine the effect of river levees reinforced with double steel sheet piles on the progression of sand boils and piping. The model test results confirmed that the double steel sheet-pile type structure was ineffective in suppressing the generation of sand boils. Otherwise, the steel sheet piles on the levee's inner side suppressed the propagation of the piping holes. The seepage flow analysis suggested that the seepage velocity was concentrated around the steel sheet pile. The inner side of the levee in the double steel sheet pile-type structure had an increased upward seepage velocity, which may have resulted in the generation of sand boils.

Key words: Double steel sheet pile type structure, Sand blowing occurs, Piping progress, Simple model experiment, Seepage flow analysis

河川堤防のパイピング破壊に対する漏水対策型水防工法の効果発揮条件 Efficient condition of leakage countermeasure-type flood control method for piping failure of river levees

佐々木一真1,前田健一2,大桑有美3,近藤知輝1

- 1 名古屋工業大学大学院・工学専攻環境都市プログラム・E-mail address k.sasaki.340@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・社会工学系プログラム

概 要

高水位継続時間の長期化により河川堤防のパイピング破壊の危険性が高まる中で,河川堤防の効率的な維 持管理が求められている。パイピングに対する伝統的な漏水対策型水防工法として,釜段・月の輪工法が 用いられており,これらは経済性や柔軟性に優れているため将来的にも継承・強化すべき手段である。し かし,その効果性能についての検討事例は少ない。そこで本論文では,釜段・月の輪工法による対策工対 策効果を検討するため,対策工を設置するタイミングや高さ等の着目し,模型実験を実施した。その結果, 対策工により一時的に基礎地盤内の土の流出を抑制する効果がみられた。また,対策工の規模を大きくす ることによる噴砂発生箇所を含む広範囲の対策は効果的である一方,時間経過とともに基礎地盤が液状化 状態となり,対策工が沈下する現象もみられ,十分な効果が発揮されない可能性が考えられた。

キーワード:河川堤防,パイピング,漏水対策型水防工法

1. はじめに

近年,河川水が透水性基礎地盤に浸透し,堤内地で漏 水や噴砂が発生する被害が増加しており,特に長時間に わたる高水位の影響で,堤防が決壊する危険性が高まっ ている。既往の研究¹⁾から,堤体と基礎地盤の地盤特性 によりパイピングのメカニズムが大きく異なることが 判明しており,パイピングの危険性の高い水理—地盤条 件の特定が進められてきた。そのような中,長大な河川 堤防を効率的に維持管理し,粘り強い堤防を目指すため の検討が求められている。

そこで本論文では、パイピングに対する伝統的な漏水 対策型水防工法として活用されている釜段・月の輪工法 に着目する(図1参照)。これらは経済性や柔軟性に優 れているため、将来的にも継承・強化すべき手段である。 しかし、これまで釜段・月の輪工法の効果を定性的に検 証した例^{2),3)}は少なく、その効果性能については不明な 点も多い。それらを解明するために、模型実験を実施し、 効果が十分に発揮されるような対策工を設置するタイ ミングや高さ等を検討した。

2. 模型実験概要

図2に久楽らの実験4を参考にした実験模型概略図,



図 1 漏水対策型水防工法の様子(月の輪工)



表1に実験ケース一覧を示す。また、図3に釜段工と月 の輪工を模擬した装置を示す。なお, case2, 4 では堤内 側の法尻で噴砂が発生したタイミングで釜段工,月の輪 工を, case5 では噴砂が堤内地の中央部分に発生したタ イミングで釜段工を,法尻で噴砂が発生したタイミング で月の輪工を設置した。基盤層は水中落下法で堆積させ, 上層は珪砂7号(細砂),下層は珪砂2号(砂礫)を使 用し、相対密度が70%程度になるように作成した。各試 料の粒度分布と物性値を図 4 に示す。堤体については, 含水比 20%の藤森粘土を締め固めた。ただし、堤体をア クリル板で拘束して堤体の変状によるパイピング進展 への影響を無視している。パイピングが発生しやすい条 件 5とするため、裏法尻から堤内側に 200mm 離れた位 置を行き止まり境界とし、case3, 4,5では堤外の左端か ら 20mm を下層(透水層)の露出部とした。図 5 に水位 条件である平均動水勾配 i (堤外側の水位差 h を堤体敷 幅 B で除した量)の経時変化を示す。初めに基礎地盤を 飽和させるため、平均動水勾配 i=0.20 を 30 分間維持し た。その後,平均動水勾配を10分毎,単調増加させた。 観測項目は、パイピング進展度と堤内側からの漏水流量 である。パイピング進展度は動画より観測し,漏水流量 は堤内側から基礎地盤層厚 90mm を越えて溢れ出た流 量として重量計で計測した。

異なる基盤層条件下で実験を実施し,対策工の有無や 高さの違いによる基礎地盤への影響に着目し,漏水対策 型水防工法の効果を検討した。

3. 実験結果および考察

3.1 パイピング進展度に着目した対策工の効果

3.1.1 露出無し地盤におけるパイピング進展度

パイピング進展度とは、行き止まりから緩み領域先端 までの距離を堤体敷幅 B=300mm で除すことで定義され (図 6 参照),堤体下でどの程度パイピング孔が進展し ているかを定量的に示す指標である。なお、緩み領域と は、外水位による水圧上昇により液状化のような状態の 地盤の範囲を意味している。また、パイピング進展度 0 は行き止まり境界で初期噴砂が発生したことを、パイピ ング進展度 0.4 は噴砂に伴う土粒子の流出によって裏法 尻に緩みが発生したことを、パイピング進展度 1.0 はパ イピング孔が貫通したことを意味している。

パイピング進展度の経時変化を図 7 に示す。露出無し の case1, 2 を比較すると, case1 は平均動水勾配 *i*=0.87 時にパイピングにより破堤した。一方,対策工を設置し た case2 では平均動水勾配 *i*=1.37 まで水位を上昇させた が,パイピング進展度 0.4 以降進展せず,破堤に至らな かった。

以上より、パイピング進展度を0.4 までで抑制する、 すなわち、裏法尻に噴砂を発生させないことが破堤を防 ぐ上で重要である。また、パイピング進展度が0.4 にな

表 1 実験ケース一覧

ケース名	基盤層		露出の	対策工の	対策工			破堤時の	
	上層(mm)	下層(mm)	有無	有無	月の輪工	設置時間	釜段工	設置時間	平均動水勾配
case1	建砂 7号 45	建砂 2号 45	×	×	-	-	-	-	i =0.87
case2	建砂 7号 45	建砂2号 45	×	0	θ	101分5秒	Ø	101分40秒	破堤せず (i=1.37)
case3	建砂7号 45	建砂2号 45	ο	×	-	-	-	-	i =0.29
case4	建砂7号 45	建砂2号 45	0	0	θ	3分30秒	Ø	10分5秒	i =0.20
case5	建砂 7号 45	建砂 2号 45	0	0	θ	33分50秒	3 , C	4分10秒	i =0.37



図 3 対策工を模擬した装置





図 5 平均動水勾配の経時変化

堤外側	堤体	堤内側
[パイピング進展度 1	P _r]=[行き止まりから緩み領域先] [行き止まりから表法尻ま	端までの距離(mm)] での距離(mm)]
パイピング進展度0 行き止まりで嗜砂発生 パイピング進展度1.0… パイピングれ貫通	k	

図 6 パイピング進展度の定義

り裏法尻に噴砂が発生したとしても,対策工には堤体下 への進展を抑制することで破堤を防ぐ効果がある可能 性が示された。

3.1.2 露出有り地盤におけるパイピング進展度

露出有りの case3, 4, 5 を比較すると, case3 は平均動 水勾配 *i=0.20* で 30 分間水位を維持した後,パイピング 孔が貫通し,破堤した。また,釜段工③,④を設置した case5 も同様のタイミングでパイピング孔が貫通し,破 堤した。一方, case4 は釜段工②を設置したが,平均動水 勾配 *i=0.20* で 22 分間水位を維持した後,パイピング孔 が貫通し,最も早く破堤した。よって,露出有り基礎地 盤では平均動水勾配が *i=0.20~0.37* 程度で破堤に至った。

一方,破堤に至るまでのパイピング進展過程はばらつ きが大きい。case3,4,5の堤内地における噴砂動態・対 策工の様子をそれぞれ,図 8,9,10に示す。

case3 では,裏法尻の噴砂によって運搬された堤体下 の珪砂7 号や藤森粘土が裏法尻付近に堆積することで, 一時的に噴砂は収まる。しかし,土が堆積した範囲では 水圧上昇が抑制されると,土が堆積していない範囲に水 圧が集中するため,行き止まり境界付近の噴砂が活性化 した。その後,5分15秒に活性化した噴砂が裏法尻まで 進展し始めたことで裏法尻の緩み領域が拡大した。流出 した土が堆積し続けることで活性化が抑制されたが,15 分20秒に再度,噴砂の活性化と裏法尻への進展が起こ り,32分30秒にパイピング孔が貫通し,破堤した。

case4 は 1 分 45 秒に行き止まり境界で噴砂が発生し, その 20 秒後には裏法尻での噴砂が発生した。裏法尻の 噴砂に対しては 3 分 30 秒に月の輪工,行き止まり境界 の噴砂に対しては堤内地の中央を越えた 10 分 5 秒で釜 段工を設置した。初期の裏法尻の小さい噴砂に対しては 月の輪工を設置することで抑制でき,パイピング進展は 一定となったが,設置から 6 分後には再度,進展が始ま った。最終的には,噴砂の増大による緩み領域と裏法尻 からの漏水によって,月の輪工が沈下・移動し,対策工 を設置しない case3 よりも早い破堤となった。

case5 は行き止まり境界で噴砂が発生し,噴砂が堤内 地の中央を越えた4分10秒で釜段工を設置した。釜段 工を設置したことにより堤内地における緩み領域が拡 大しなかった。その後,パイピング進展度は変わらなか ったが,平均動水勾配 i=0.37に水位上昇させると,裏法 尻に噴砂が発生し,月の輪工を設置したが直後に破堤に 至った。

case4, 5において、両ケースで最初の対策工を設置す ると、噴砂の活性化が抑制され、パイピング進展度は一 定となる(図 7 参照)。対策工を設置したことで、対策 工内の噴砂が抑制し、パイピングの進展を停滞させる効 果があることがわかった。一方、対策工周りでは噴砂の 活性化がみられた。これには、釜段工を設置するタイミ ングが関係していると考えられる。case4 では、裏法尻 での噴砂発生後に釜段工を設置したため、すでに緩み領



図 7 パイピング進展度の経時変化



図 8 case3 の噴砂動態の様子



図 9 case4 の噴砂動態・対策工の様子



図 10 case5 の噴砂動態・対策工の様子

域が裏法尻付近まで広がっていた影響で釜段工の効果 が発揮されなかった。以上より、対策工の噴砂抑制効果 よりも対策工周りの噴砂を活性化させる効果の方が大 きかったため、無対策の case3 よりも破堤に早く至った と考えられる。

3.2 釜段工の高さによる噴砂動態への影響

裏法尻の噴砂に使用した月の輪工は同じであるが,堤 内地の噴砂に対して使用した釜段工が異なる。本節では, 釜段工の高さの違いに着目し, case4, 5 の噴砂動態の変 化を考察する。ここで, 釜段工③は釜段工②より高さが 約2倍, 釜段工④は釜段工②より高さが約2.5倍, 直径 が約1.5倍大きい装置である(図3参照)。

case4 は釜段工②を使用した。釜段工②を裏法尻で噴砂が発生した 10 分 5 秒に設置すると,緩み領域の影響で設置直後に沈下,傾斜し,破堤直前には 50mm 押し流された。

case5 は釜段工③,④を使用した。釜段工③,④は,噴 砂が行き止まり境界から進展し,堤内地の中央を越えた 4分10秒に設置したが,設置直後には沈下,傾斜がみら れなかった。その後,徐々に沈下したが,大きく傾斜せ ず,噴砂による裏法尻側へ緩み領域の進展を抑制した。 しかし,釜段工周り,特に行き止まり境界側の噴砂の活 性化がみられた。この時,釜段工内部は珪砂7号が流出 しており,水のみになっていた。これは,釜段工が高く, 釜段工内外の水位差により内部から外部に向けて水の 流れが発生し,珪砂7号が下層の珪砂2号を通って流出 したためである。したがって,釜段工③,④は過剰な高 さとなっていた。

以上より, 釜段工には沈下, 傾斜せずに水位差による 逆流が発生しない最適な高さが存在すると考えられる。

3.3 漏水流量の挙動

図 11 に実験開始時からパイピング破壊に至るまで, または実験終了時までの累積漏水流量の経時変化を示 す。この時,同地盤条件の実験ケースそれぞれで累積漏 水流量に着目する。

露出無し地盤の case1,2 では case1 が破堤した累積漏 水流量と case2 で月の輪工を設置した 101 分 5 秒の累積 漏水流量が近い値となった。そして case2 では,月の輪 工設置後も累積漏水流量は増加したが,破堤には至らな かった。露出有り地盤では,対策工が効果的に作用した case5 を用いて考察する。case5 では,釜段工を設置した 4 分 10 秒から累積漏水流量の傾きが急になるが, case3 よりも破堤時の累積漏水流量は大きくなっている。

既往の研究 ^のから,漏水流量は基盤層に損傷を蓄積さ せ,破堤に至る限界を示すパラメータであるとされてい る。これより,対策工の設置により噴砂が抑制され,緩 み領域の拡大を防いだため,無対策地盤に比べて地盤が 損傷を蓄積できる範囲が増加し,破堤に至る限界値が引



図 11 累積漏水流量の経時変化 き上げられたと考えられる。

4. まとめ

本研究では、以下の知見が得られた。

- (1)漏水対策型水防工法である、月の輪工・釜段工によって、パイピング進展を抑制する効果がみられた。また、 裏法尻から堤体下へのパイピング進展を抑制するためには対策工を設置するタイミングが重要であることがわかった。
- (2)対策工の高さの違いによって, 噴砂動態が変化し, パ イピングに対して最適な対策工の高さが存在するこ とが示唆された。

(3)対策工により緩み領域の拡大を防ぎ,地盤の損傷範囲が,無対策地盤に比べて縮小されたことで破堤に至るまでの累積漏水流量が増加したと考えられる。 今後は実験ケースを増やし,整合性を高めるとともに,

水位条件や間隙水圧にも着目して検討を行っていく。

参考文献

- 櫛山総平ら:透水性基盤の層構造による噴砂口動態およびパイピング進行性への影響,第 51 回地盤工学発表会, pp.1093-1094, 2016.
- 西村柾哉ら: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,河川技術論 文集23巻,pp.381-386,2017.
- 高木不折ら:パイピングによる破堤過程と「月輪工」の効果の評価,河川技術に関する論文集,第5巻, pp.123-128, 1999.
- 4) 久楽勝行ら:水平方向浸透流下における砂地盤のパイピングについて,第20回土質工学研究発表会,pp.1483-1484, 1985.
- 5) 西村柾哉ら: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) 澤村直毅ら:漏水流量に着目した河川堤防の噴砂・漏水, パイピング孔進展現象の考察,第11回河川堤防技術シン ポジウム論文集, pp. 9-12, 2024.

Efficient condition of leakage countermeasure-type flood control method for piping failure of river levees

Kazuma SASAKI¹, Kenichi MAEDA², Ami OKUWA³, Kazuki KONDO¹

- 1 Nagoya Institute of Technology Graduate School, Engineering major Environmental City Program
- 2 Nagoya Institute of Technology Professor, Advanced Disaster Prevention Engineering Center
- 3 Nagoya Institute of Technology Graduate School, Social Engineering Program

Abstract

With the prolongation of high water level durations, the risk of piping failure in river levees is increasing, necessitating efficient maintenance and management. Traditional leakage countermeasure-type flood control methods for piping, such as the Kama-dan and Tsuki-no-wa methods, are used and should be inherited and strengthened in the future due to their economic efficiency and flexibility. However, there are few studies examining the performance of these methods. Therefore, in this paper, model experiments were conducted to investigate the effectiveness of the Kama-dan and Tsuki-no-wa methods, focusing on the timing and size of the countermeasures. As a result, it was observed that the countermeasures temporarily suppressed the outflow of soil particles within the foundation ground. Additionally, while increasing the scale of the countermeasures was effective in addressing a wide area, including the sand boil occurrence points, it was also observed that the foundation ground became liquefied over time, causing the countermeasures to subside, which suggests the possibility that sufficient effectiveness may not be achieved.

Key words: River levees, Piping, leakage countermeasure-type flood control method

越流に対する表面被覆型対策工の効果と堤体崩壊メカニズムの検討 Effectiveness of surface covering countermeasures against overflow and Failure mechanism of the embankment

夏目将嗣¹, 岡本隆明², 小高猛司², 李圭太³

- 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 日本工営株式会社・コンサルティング事業統括部 / 名城大学特任教授

概 要

近年激化する豪雨や洪水に伴い越流による河川堤防の決壊が頻発化しており,越流に対して決壊するま での時間を長くするための粘り強い河川堤防の設計が急務となっている。本研究では,越流対策工として 挙げられる表面被覆型の対策工を施した堤体において,法面被覆工や法尻保護工が越流侵食に及ぼす影響 を明らかにすることを目的とし,法尻保護工の長さを系統的に変化させて越流実験を行った。法尻保護工 を長くすることで堤体材料の吸い出しが抑制され,決壊までの時間を大幅に伸ばすことができることを示 した。また,越流実験から得られた侵食形状を再現した固定床で同様な越流実験を行い,洗掘孔内の PIV 計測を行うことで,法尻保護工の長さによって堤体近傍における流体挙動が変化することで堤体材料の吸 い出し現象に影響を及ぼすことを明らかにした。

キーワード:河川堤防,越流,法面被覆工,パイピング, PIV

1. はじめに

近年激化する豪雨,洪水に伴い越流による河川堤防の決 壊が頻発化しており,越流が発生した場合においても決壊 するまでの時間を少しでも長くするための構造を有した 粘り強い河川堤防の設計が急務となっている。現在,粘り 強い河川堤防の構造設計として,表面被覆型や自立型の対 策工など様々な対策に関する研究および検討が行われて いる^{例えば1)-4)}。

本研究では、表面被覆型の対策工を施した越流侵食実験 および2次元浸透流解析と越流水のPIV計測を行った。越 流侵食実験では、天端・法面被覆工と法尻保護工を設置し、 法尻保護工の長さを変化させ堤体の崩壊メカニズムの検 証を行った。PIV計測では、被覆工によって堤体近傍で生 じる流れ構造を明らかにした。さらに、粘り強さを高める ためのドレーン工の効果についても検討した。

2. 実験概要

本研究では,幅 170cm,高さ 60cm,奥行き 12cm のアク リル製土槽を用いた(図 1(a))。x,yおよび z はそれぞれ流 下方向,鉛直方向および横断方向座標である。時間平均成 分を U,Vおよび W とした。堤体の高さは H=20cm,基礎 地盤の厚さ B=15cm,堤体は 2 割勾配である。堤体材料に は三河珪砂8号砂(間隙比 e=1.06,透水係数 k=3.98×10⁻⁵ m/s)を用いた。また,被覆材には、やすりで表面加工した アクリル板を用い,越流水が側面から流入しないようにア クリル板の両側に止水ゴムを貼り,実験装置の壁面同士で 挟み込むように固定して実験を行った。

実験手順として,まず,三河珪砂8号砂を含水比4%に なるように調整した後,所定の間隙比になるように丁寧に 締め固め堤体を作製し,その後,アクリル板を天端・裏法 面,法尻部に設置する。法尻保護工の長さは*L*₁とした。堤 体作製後,給水槽の水位を水槽底面から250mm(堤体高さ 5割),排水層の水位を100mmで保ち,100分間浸透を行 った。

浸透後,給水槽の水位を一気に上昇させ,越流水深 h=1cmで一定の流量になるように実験を行った。堤体が決 壊に至るまで実験を行ったが,決壊しない場合は 90 分間 で実験を終了した。t=0s は越流水が堤体法尻の基礎地盤に 到達したときの時刻とした。越流侵食実験では,堤体全体, 法尻拡大部および法面の 3 か所をビデオカメラで撮影し た。

表1に実験条件を示す。本研究では、図2のように、天端、法面の被覆工の有無、法尻保護工の長さ L_1 を $L_1=0,15cm((L_1/h=0,15))$ に変化させた2ケースに加え、天端・法面被覆工を施した堤体の法尻部にドレーン工を設置したケースの計4ケース越流侵食実験を行った。



	H(cm)	n(cm)	大概未计	広元休愛工の女さ Li(ciii)	大砍項口
Case1	20	1	無対策	0	越流侵食
Case2	20	1	被覆工有り	0	越流侵食, PIV
Case3	20	1	被覆工有り	15	越流侵食
Case4	20	1	被覆工有り,ドレーン工	0	越流侵食

3. 実験結果と考察

(1) 天端・法面被覆工による越流侵食抑制効果について

天端・法面の被覆工の有無による越流侵食過程の変化について考察する。ケース1の無対策では,越流直後,越流水が法尻部を侵食し,時間経過とともに法尻から天端にかけて侵食が進行する。その後も越流させ続け, t=20s で天端が侵食され決壊へと至った(図 3(a))。

天端・裏法面に被覆工を設けたケース 2(L₁/h=0)では, 越 流開始直後, 越流水が法尻部に到達すると, 堤体法尻部よ りも川裏側の基礎地盤が侵食される。その後も川裏側の基 礎地盤への侵食が進行していくが, t=10s 時点において堤 体法尻への吸い出しによって堤体土砂が川裏側へと流出 することをきっかけとして, 裏法面に設置した被覆材に沿 って川表側への内部侵食(backward erosion)が進行し始める。 内部侵食が生じることをトリガーとして堤体と被覆材と の境界に水みちが形成される。以降, 透水性のギャップが 大きい堤体と被覆材との境界に沿って内部侵食が進行し ていき, t=790s で被覆材に沿って生じた水みちが連通す ることで一気に崩壊が進み決壊へと至った(図 3(b))。

ケース 1, ケース 2(*L*₁/*h*=0)の実験結果より, 天端・裏法 面の被覆工によって越流による直接的な侵食が抑制され るため, 無対策のケース 1 よりも決壊までの時間が大幅に 伸びたと考えられる。また, 天端・裏法面に被覆工を施し た場合でも越流水によって堤体法尻部が侵食・吸い出しを トリガーとして破堤に至ることが分かった。

法尻保護工を長くしたケース 3(L1/h=15)では,越流開始 から基礎地盤が侵食され,洗堀孔が川裏側へと拡大してい く。保護工を設置することで洗堀孔が流下方向に長くなり, 洗堀深さが浅くなっていることがわかる。これは越流水が 基礎地盤へ吐出される際の流れが保護工によって減速さ れたためと考えられる。その後も 90 分間(5400s)越流させ 続けたが,保護工下および堤体材料の吸い出しや川表側へ の内部侵食は見られず,堤体の変状も見られなかった(図 3(c))。これらの結果より,法尻保護工を設置しない場合に おいては,越流水による堤体材料の吸い出しをきっかけと して,裏法面の被覆工に沿って内部侵食(backward erosion) が進展し,それに伴う水みちが天端まで連通することによ って堤体全体が崩壊するメカニズムが生じている(図 4)。



(b) Case2(L1/h=0)図 3 越流侵食過程((a) Case1,(b) Case2,(c) Case3)

(2) 天端・法面被覆工による流れ構造について

本節では,法尻部での侵食に伴う越流水の流れ構造を明 らかにするために, 越流実験で得られた基礎地盤の侵食形 状を対象に、法尻部の流れを PIV 計測した。水面変動があ ると上面からレーザー光を照射して正確に流速計測する ことが難しくなるため、底面からレーザー光を照射するよ うにし実験を行った。まず、ビデオカメラで撮影した基礎 地盤の形状を 3D プリンターで再現し、固定床の模型を作 製した。土槽底面からレーザー光が照射できるように中央 に幅約 1cm の溝を設け、溝部の上部は地盤形状に合わせ て変形する透明シートで被覆を行い, 溝内部に水が浸水し ないようにしている(図 5)。流速計測実験では堤防模型を 発泡スチロールで作製している。トレーサー粒子を流して 通水し洗堀孔内部の流速を PIV 法で計測した。5.0W の YAG レーザーを光源として土槽下方から厚さ2mmのレー ザーシートライト (LLS) を照射し、土槽の側方に設置し た高速カメラ (1280×1024 pixel) でデジタル撮影した。カ メラにパルス発生器を接続して 30Hz の外部トリガーを与 え,500Hzのフレームレートで2枚の連続画像のペアを60 秒間計測した。撮影領域のサイズは約 20×20cm とした。

堤体高さ H, 断面平均流速 Um および越流水深 h は全ケ ースで一定とした。PIV 計測は, L₁/h =0 の t=10s の基礎地 盤形状を再現して行った。

PIV 計測結果から,洗堀孔内における流れ構造について 考察する。図6にケース2(*L*₁/*h*=0)の*t*=10s時点の地盤形状



図4 崩壊メカニズム模式図



で計測した時間平均主流速 U のコンターと流速ベクトル (U,V)を示す。ケース 2(L₁/h=0)の PIV の結果より,裏法面 被覆工から吐出された越流水が洗堀孔内に流れ込み基礎 地盤に衝突するのが観察される。基礎地盤に衝突した流れ はそれぞれ反時計回りと時計回りの渦を形成している。こ れらの渦によって川表側と川裏側への侵食が発生してい ると考えられる。

(3) ドレーンエが越流侵食に与える影響について

越流侵食実験の結果より,法尻保護工を設置しないケース 2(*L*₁/*h*=0)では,越流水による堤体法尻部の吸い出しをトリガーとし,堤体内浸透が進行することで堤体と被覆工の境界に水みちが形成され,決壊へと至ることが示された。

本節では,吸い出し現象の起点となる堤体法尻部の強化 および堤体内の浸潤面を低下させるためのドレーン工を 設置したケース4(*L*1/*h*=0,ドレーン工)を実施し,被覆工・ ドレーン工併設の越流侵食抑制効果を検証した。ドレーン 部分は,三河珪砂3号砂(間隙比*e*=0.95,透水係数*k*=2.67 ×10⁻³m/s)を用いて縦50mm,横200mmのスケールで作 製し,実験を行った。加えて,模型実験結果を浸透流解析 でシミュレーションし,ドレーン工を併設した場合におけ る堤体内部の浸透挙動について考察を試みた。

図7に天端・裏法面に被覆工,堤体法尻部にドレーン工 を併設したケース 4(L1/h=0,ドレーン工)の越流侵食過程を 示す。越流開始直後、ケース 2(L1/h=0)と同様に川裏側が越 流水によって侵食され,間もなくして堤体法尻への吸い出 しによってドレーン材の一部が川裏側へと流出するが、そ の後,90分間堤体の変状は見られなかった。越流実験中の 堤体内浸透を視覚的に明らかにするために,赤色の蛍光ト レーサー染料を川表法面の複数個所に注入し観察を行っ た。図7に示すように堤体内の浸透水がドレーン工に集水 され,浸潤面が被覆工まで達していないことがわかる。ま た,ドレーン部に到達した浸透水は,ほぼ水平方向に向か って低内地側へと排水されている。ドレーン工を設置した ことにより,堤体内浸潤面が裏法面被覆工に浸出すること が抑制されることで,堤体と被覆工の境界部に水みちが形 成されなかったことが決壊へ至らなかった要因であると 考えられる。

天端・裏法面を被覆したケース 2(*L*1/*h*=0)と天端・裏法面 被覆工とドレーン工を併設したケース 4(*L*1/*h*=0, ドレーン 工)の実験結果を飽和-不飽和浸透流解析コード UNSAF(Unsaturated-Saturated Analysis program by Finite element method)を用いてシミュレーションを行った。解析 モデルの境界条件を図8に示す。被覆工を施した天端・裏 法面は非排水条件とし,外力として与える水位は,模型実 験に合わせて設定した。この時,川表側の水位は,30sで 越流水深が1cmに到達するように変動水頭を与えている。 浸透流解析を行う際には,不飽和浸透特性を明らかにする 必要があるが,本研究で用いた関数モデルやパラメータに ついては,小高ら(2022)⁵⁾で行った浸透流解析のパラメー タを参考に解析を行った。図9にケース2(*L*1/*h*=0),ケース



*t=*5370s 図7 越流侵食過程(Case6(*L*₁/*h*=0, ドレーン工))

4(L₁/h=0,ドレーン工)の解析結果を示す。ケース 2(L₁/h=0) の再現解析では、川表側の水位を上昇させると浸潤面が 徐々に上昇し、越流水深が 1cm に到達する 30s 時点では、 浸潤面が裏法面の約 8 割の高さまで上昇している。一方で、 天端・裏法面被覆工とドレーン工を併設したケース 4(L₁/h=0,ドレーン工)の再現解析では、越流水深 1cm に到 達した 30s 時点においても浸潤面は裏法面に到達しておら ず、ドレーン工設置によって浸潤面が大きく低下されるこ とを示している。また、ドレーン工部分に到達した浸潤面 は、ほぼ水平方向に向かって進行している。これは、天端・ 裏法面被覆工とドレーン工を併設したケース 4(L₁/h=0,ド レーン工)の実験で見られた堤体内の流線とおおむね一致 していることがわかる。

これらの結果より, 越流に対して表面被覆型の対策工を





行う場合は,越流による直接的な侵食を抑制する天端・法 面の被覆に加え,堤体内の浸潤面を下げ被覆工下に浸潤面 を到達させないためのドレーン工を併設することが有効 であると考える。

4. 結論

本研究では、表面被覆型の対策工を施した堤体に対して 保護工の長さを変化させたケースおよびドレーン工を併 設したケースで越流侵食実験を行った。また、越流侵食実 験から取得した地盤形状を再現し越流水の PIV 計測を行 った。以下に得られた知見を列挙する。

- 天端・法面被覆工を設置すると、越流水による直接的 な侵食が抑制されるため、決壊までの時間を引き伸ば すことができた。一方で、堤体法尻における侵食およ び吸い出しをトリガーとして、被覆材に沿って内部侵 食(backward erosion)が進行し、堤体と被覆材との境界 で形成された水みちが天端まで連通することで決壊 へと至った。
- 2) 法尻保護工を設置することで、大幅に決壊までの時間を伸ばすことができた。保護工が長いケース(L1/h=15)では、通水時間90分で吸い出しによる内部侵食は見られず、堤防は決壊しなかった。
- 3) PIV 計測結果から,洗堀孔内に吐出された越流水が直 接洗堀孔の底面に衝突し,反時計回り,時計回りの渦 が形成されることが分かった。
- 4) 堤体法尻部にドレーン工を設置したケース(L1/h=0, ドレーン工)では、吸い出しにより堤体材料およびドレーン材の一部が川裏側へと流出したが、通水時間90分で

も決壊へと至らなかった。模型実験および浸透流解析 の結果から、ドレーン工を設置した場合、堤体内の浸 潤面を低下させ、堤体と被覆工との境界部における水 みち形成を抑制することで、決壊までの時間を伸ばす ことができると示した。

参考文献

- 国土交通省:粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料(案), 2023.
- 2) 持田祐輔,妙中真治,亀山彰久,森安俊介,山崎弘芳,籾山嵩, 荒木優介,乙志和孝:越流に対する粘り強い河川堤防を実現す る鋼矢板構造,日本製鉄技報第420号,2023.
- 與田敏昭,中川一,水谷英朗,川池健司,張浩:堤体飽和度に着 目した越流侵食のメカニズムに関する研究,自然災害科学, Vol.33-1, pp.29-41, 2014.
- 4) 倉上由貴、二瓶泰雄、矢田孝次朗、山崎達也、山口晋平、川邊 翔平、菊池喜昭、龍岡文夫:耐越流侵食性向上のための河川堤 防補強技術の提案、土木学会論文集 B1(水工学), Vol69, No.4, I_1219-I_1224, 2013.
- 5) 小高猛司, 李圭太, 中村宏樹, 山下隼史:高透水性基礎地盤 上の河川堤防の浸透破壊に対する効果的な基盤排水工の検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.17, No.3, pp.433-449, 2022.

Effectiveness of surface covering countermeasures against overflow and Failure mechanism of the embankment.

Shoshi NATSUME¹, Takaaki OKAMOTO², Takeshi KODAKA², Keita LEE³

- 1 Graduate School of Science and Technology, Department of Civil Engineering, Meijo University
- 2 Department of Civil Engineering, Meijo University
- 3 Department of Domestic Business, Nippon Koei / Meijo University

Abstract

The recent increase in heavy rains and floods has led to more frequent breakdowns of river embankments due to overflow, and there is an urgent need to design more durable river embankments that can withstand overflow for a longer time. The purpose of this study was to clarify the influence of the slope cover and slope protection on overflow erosion, we conducted overflow erosion experiments by systematically changing the length of the slope protection. It was shown that the time to failure could be significantly extended by increasing the length of the slope protection, which suppressed the sucking out of the embankment. The same overflow experiment was conducted using a fixed bed that reproduced the erosion shape obtained from the overflow experiment, and PIV measurements in the scour hole revealed that the length of the slope protection changed the fluid behavior near the embankment and affected the sucking out phenomenon of the embankment.

Key words: levee, overflow, surface countermeasure, piping, PIV
細粒分が卓越した九頭竜川堤防の原位置試験と室内試験による力学特性の評価 Evaluation of Mechanical Properties of Kuzuryu River embankment with Rich Fine Contents by In-situ and Laboratory Tests

児玉直哉¹, 小高猛司², 李圭太³, 久保裕一⁴, 廣田俊輝¹

- 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 日本工営・コンサルティング事業統括部 / 名城大学特任教授
- 4 中部土質試験協同組合・技術部

概 要

本論文では、福井県の九頭竜川右岸 12.0k 付近における樋門の新築に伴う堤防開削調査にて実施した現場 透水試験等の原位置試験、並びにそこで採取した試料を用いて実施した三軸試験等の室内試験の結果につ いて示した。三軸試験はCU試験と吸水軟化試験を実施した。採取試料はすべて Fc=70~90%程度と細粒分が 卓越していたが、開削断面の上流側と下流側で物理特性が異なっていた。CU試験では、全地点でひずみ硬 化挙動を示し、比較的高いせん断強度を示す堤体材料であると評価された。しかし吸水軟化試験では、下 流側は低有効応力条件下で高いせん断強度を示す浸透時に強固な堤体材料であるのに対して、上流側は浸 透時に脆弱な堤体材料であると評価された。

キーワード:河川堤防,吸水軟化試験,三軸試験,細粒土

1. はじめに

河川堤防の質的検討にあたり,透水係数およびせん断強 度などの力学特性の評価は非常に重要である。我々研究グ ループでは、これまで様々な河川堤防の堤体盛土について 現場調査や室内試験に関する研究を通して,堤体の現場透 水係数や堤体土の力学特性を適切に評価する手法の検討 を行ってきた^{例えば1)-4)}。本論文では,福井県の九頭竜川右岸 12.0k付近(図1)における樋門の新築にあわせて実施した 堤防の開削調査ならびにその後の室内試験の結果につい て示す。開削調査においては,堤体土質の観察の他, 現場密度試験,現場透水試験,室内力学試験用の試料採取 を行った。室内力学試験では、採取試料を用いた締固め試 験による堤体の締固め度の把握,室内透水試験,三軸試験 により,堤体土の力学特性を把握した。今回,堤体土の力 学特性の評価に伴い、現場透水試験と室内透水試験の比較、 我々研究グループが提案する吸水軟化試験5による堤防の 浸透時のすべり破壊に対する耐性についての検討も実施 した。このように、試験法による力学特性の違いにも着目 しながら,九頭竜川堤防土の透水性およびせん断強度など の力学特性の評価を実施した。

2. 現場透水試験と室内透水試験



図1 開削調査箇所(地理院地図参照)

2.1 透水試験概要

現場透水試験は開削地点の上流側と下流側の二つの開 削断面にて実施した(写真1,2)。下流側断面はA地点(川 表の法先),B地点(川裏法面),C地点(川裏法先),上流 側断面はD地点(川表法肩),E地点(川裏法定)の計5 地点に分け,各地点について変水位法で現場透水試験を実 施した。最初,マリオットサイフォンを用いた方法(JGS-1316)と水道メーターにより注水量を計測する方法を試み たが,低透水で計測が困難であったため,試験孔のケーシ ング部分を用いた変水位法により実施した。試験孔は,特 性の鋼製ガイドリング(深さ15cm,直径30cm)を使用し て直径30cm,深さ40cmに整形し,底部に市販のバラス砕 石を敷き詰めた。室内透水試験は,現場透水試験を行った



図2 粒度分布(現場透水試験)

試験箇所近傍それぞれ 2 箇所ずつから採取した不攪乱試 料を用いて実施した (A-1, A-2 のように表記)。具体的に は、内径約 10cm の市販の塩ビ管を高さ約 19cm に切断し た上で、片側先端を刃先に加工して簡易サンプラーとし、 丁寧に地面に押し込んで採取した。。採取試料は一旦凍結 させてからモールドから脱型し、内径 15cm の透水試験用 のモールドと供試体外周の間をベントナイトで充填して 透水試験を実施した。すべて変水位法で透水試験を実施し た。

2.2 物理特性

図 2 は現場透水試験を実施した各試験孔での採取試料の粒度分布,図3は室内透水試験の実施後試料の粒度分布を示す。全地点でFe=70~90%程度と細粒分が卓越しており、シルトを 50%程度含んでいる。ただし、下流側の A, B, C 地点と上流側の D, E 地点で異なる物理特性の傾向がみられ、それは視覚的にも表れている。下流側は粘土分が多く40%程度含んでおり、液性限界 wi=60%程度、塑性指数 *I*p=20 程度で高液性限界と分類される。上流側は砂分が多く 20~30%程度含んでおり、液性限界 wi=35%程度,塑性指数 *I*p=10 程度で低液性限界と分類される。

現場開削調査にて現場密度試験も実施した。現場密度試験は A~E 地点の現場透水試験と同じ試験孔で実施した。 現場密度は A, B, C 地点は 1.60g/cm³程度, D, E 地点は 1.80g/cm³程度であった。

現場開削調査にて採取した試料を用いて締固め試験を 実施した。その結果, A, B, C地点は最適含水比33.1~35.1%,



100 80 60 40 A地占 B地点 20 C地点 D地点 E地点 0.001 0.01 0.1 10 100 粒径 (mm)



最大乾燥密度 1.292~1.320g/cm³, D, E 地点は最適含水比 19.5~20.1%,最大乾燥密度は 1.577~1.585g/cm³ であった。 そこから現地の締固め度を算出すると,A,B,C 地点は *D*c=78.0~85.1%,D,E 地点は *D*c=89.5~90.4%であった。こ れらを比較すると,D,E 地点のほうが締固め度が高いこ とがわかる。

2.3 透水試験結果

現場透水試験および室内透水試験結果をそれぞれ表 1, 2 に示す。表には、試験後の試料で粒度試験をして得られ た 20%粒径 D₂₀を用いた Creager 法による推定透水係数も 示した。ただし、高い細粒分含有率により D₂₀が不明で推 定透水係数が算出できない試験試料もあった。

表1の現場透水試験結果に着目する。全地点で7乗から 8乗のオーダーの透水係数が得られた。地点ごとで値に大 きな差はみられず,全地点で低い透水係数を示した。ただ し,現場状況からD,E地点は既設樋門の埋戻土の可能性 や,堤防断面内部であるために上載荷重で土が締め固まっ ている可能性が考えられる。

表2の室内透水試験結果に着目する。A, B, C 地点では 7 乗から8 乗のオーダー, D, E 地点では5 乗から6 乗の オーダーの透水係数が得られた。A, B, C 地点では現場透 水試験と比較的近い透水係数を示したが, D, E 地点では 現場に比べて高い透水係数を示した。これは前述したよう に, D, E 地点の現場では上載荷重によって土が締め固ま っている可能性が要因として考えられ,実際に現場締固め 度は D, E 地点の方が A~C 地点に比べて高くなっている。 表1,2のCreager 法による推定透水係数に着目する。推 定値は図2,3の20%粒径D20から算出している。表1に おける推定値では8乗から9乗のオーダーの透水係数を 示した。これは現場透水試験よりも1~2オーダーほど低い 透水係数の値である。表2における推定値でも8乗から9 乗のオーダーの透水係数を示している。これは室内透水試 験よりも1~3オーダーほど低い透水係数の値である。以上 より、今回のような細粒分が卓越した堤体材料では、 Creager 法による推定透水係数は試験値に比べて低く算出 される傾向にあった。

現場透水係数,室内透水係数,Creager 法による推定透 水係数と D20 の関係を両対数で整理したものを図 4 に示 す。図4より,室内透水係数と推定透水係数には粒度との 関係がみられるが,現場透水係数には見られない。これは, サンプルが少なく,粒度の範囲が 0.001~0.01mm と非常に 狭いためであると考える。したがって,現場と室内透水係 数の関係の比較をするのは困難である。室内と推定透水係 数の関係を比較すると,粒度に関係なく室内透水係数の方 が1~2 オーダー程度高くなることが分かる。また,現場透 水係数は粒度に関係なく推定透水係数に比べて高い値を 示している。以上の結果は,著者らが過去に実施した各地 での調査結果^{例えば10-4})においても類似する点がある。堤体 の透水性の過小評価は,浸透に対しては危険側の評価に繋 がるため,粒度から推定した透水係数を過信すべきではな いことに注意しなければならない。

3. 三軸試験

3.1 試験概要

三軸試験は通常の \overline{CU} 試験と我々研究グループの提案す る吸水軟化試験を実施する。使用する試料は,現場透水試 験を実施した A~E 地点の試験孔近傍でそれぞれ採取した 不撹乱試料である。試料採取は簡易サンプリングを用いた⁷)。 具体的には,内径 71mm,長さ 500mmの塩ビ管 VU65 を 内管とする特性の 2 重管サンプラーを打ち込んで採取し た後に凍結させた上で規定寸法(直径 50mm,高さ 100mm) に成型する方法である。粒度分布は図 2 の現場透水試験の ものを参考にする。締固め試験から不攪乱試料の締固め度 を評価すると,A,B,C地点は D_c =87.5~97.7%,D,E地 点は D_c =92.6~100.8%であり,いずれも比較的高く,特に D,E地点はより高いことがわかる。これらの値は章 2.2 で 示した現地の締固め度に比べて高い。三軸試験について, \overline{CU} 試験は拘束圧 50,100,150kPa の3 通り,吸水軟化試 験は拘束圧 50,100kPaの2通りで実施した。

3.2 吸水軟化試験概要

吸水軟化試験とは、三軸試験装置を用いた試験法である。 まず、CU試験と同様に等方圧密過程を行う。そして、排水 条件で所定の軸差応力の異方応力状態にした後、軸差応力 を一定に保ちつつ間隙水圧を上昇させて供試体を破壊に 至らしめる。間隙水圧は、供試体の軸変位が落ち着くこと

表1 現場透水試験結果

試験孔	現場透水係数 (m/s)	D ₂₀ (mm)	Creager 法 (m/s)
А	1.80×10 ⁻⁷	0.0017	1.25×10 ⁻⁸
В	1.85×10 ⁻⁷	-	-
С	5.39×10 ⁻⁷	0.0011	6.86×10 ⁻⁹
D	8.37×10 ⁻⁸	0.0033	3.12×10 ⁻⁸
E	1.08×10-7	0.0044	4.65×10 ⁻⁸

表 2 室内透水試験結果

	室内透水係数	D ₂₀	Creager 法
武駛扎	(m/s)	(mm)	(m/s)
A-1	5.38×10-7		1.25 × 10-8
A-2	3.29×10 ⁻⁷	0.0018	1.35 × 10 °
B-1	2.45×10 ⁻⁸	0.0010	6.01\(10-9
B-2	6.70×10 ⁻⁸	0.0010	0.01 × 10 *
C-1	7.00×10 ⁻⁷	0.0014	0.57 \(10-9
C-2	9.36×10 ⁻⁷	0.0014	9.57×10*
D-1	1.29×10 ⁻⁵	0.0020	2.74×10^{-8}
D-2	5.30×10 ⁻⁶	0.0030	2.74 ^ 10 *
E-1	1.48×10 ⁻⁶	0.0040	5.20×10^{-8}
E-2	1.04×10 ⁻⁶	0.0049	5.59 × 10 *



図4 20%粒径と透水係数の関係

を確認しながら、1~5kPa ずつ徐々に上昇させる。この試験 は、有効応力を精密に制御することによって対象土の骨格 構造が急激に変化しはじめる有効応力条件を探索し、浸透 条件下での破壊条件を正確に把握できる。なお、破壊に至 る直前まで、間隙水圧を上昇させても供試体内へ吸水もせ ず、軸ひずみもほとんど発生しないが、ある有効応力状態 に到達した途端に急激に軸ひずみが発生して破壊に至る。

我々研究グループではこれまでに複数の現地堤体試料 を用いて吸水軟化試験を実施し、河川堤体土の浸透滑りに 対する耐性の評価を行ってきた。図5は吸水軟化試験での 有効応力経路を示している。図5の黒色の点線はCU試験 の変相応力比,赤と青色の点線は吸水軟化試験の破壊応力 比を示している。変相応力比はCU試験の変相点(過剰間隙

水圧のピーク値),破壊応力比は吸水軟化試験の破壊点で 整理した応力比である。この変相応力比と破壊応力比の2 線を比較することで浸透滑りに対する耐性の評価を行う。 パターン1(図5(a))のように、変相応力比と破壊応力 比が同程度で比較的小さな応力比を示す場合,浸透条件下 での低有効応力では摩擦抵抗角に応じたそれなりのせん 断抵抗しか発揮しないので浸透に対しては脆弱な堤体土 であると評価できる。これは砂質土に近い性質の堤防土に よくあらわれる。次にパターン2(図5(b))のように, 破壊応力比が高い値, すなわち引張破壊を表す最大値3に 近い値を示すものは、浸透に対しては比較的強固と判断で きる。これは浸透時の低有効応力条件下においても粘着力 に相当する高いせん断強度を示す堤体材料であるといえ る。つまり,破壊応力比が変相応力比に比べて高い値を示 すほど,低有効応力条件下で高いせん断強度を示し,高い 浸透滑り耐性を有する堤体材料であると評価できる。

3.3 三軸試験結果

表3と図6~10にCU試験および吸水軟化試験の試験結 果を示す。表3において、CU試験での変相応力比と吸水軟 化試験での破壊応力比の値を示す。図6~10において、左 側にCU試験の有効応力経路、真ん中に吸水軟化試験の有 効応力経路、右側に吸水軟化試験の有効応力比~軸ひずみ 関係を示す。赤、青、黒色の3線でCU試験、橙、緑色の2 線で吸水軟化試験の有効応力経路を示す。また、黒色の点 線でCU試験の変相応力比、橙色と緑色の点線で吸水軟化 試験の破壊応力比を示す。

まずCU試験結果について見ていく。図 6~8 の粘土分を 比較的に多く含む A, B, C 地点では,変相後に塑性膨張 を伴う硬化挙動に転じる典型的な過圧密粘土の挙動を示 している。図 9, 10 の比較的砂分を多く含む D, E 地点で は,せん断初期の弾性が卓越し,変相後に軸差応力が増加 し続ける非常に密詰めな砂の挙動を示している。また,全 地点で変相時の軸ひずみは 1~2%程度と小さく,変相応力 比は 1.43~1.55 程度と比較的高い値である。紙面の都合上 示していないが, CU試験結果から変相点を参照した有効 応力のモールの応力円を作成した。その結果,全地点で内 部摩擦角は 35.3~38.0°,粘着力は 0kPa を示した。粘着力は 見られなかったが,比較的高い内部摩擦角を有しているこ とがわかる。



図5 吸水軟化試験による浸透滑り耐性の評価

次に吸水軟化試験結果について見ていく。表3および図 6~8より,粘土分を比較的多く含むA,B,C地点では,A 地点の拘束圧 100kPa を除くと,破壊応力比は 1.39~1.68 程度であり, CU試験の変相応力比と同程度あることがわ かる。本研究グループの分類によれば,低有効応力条件下 において変相応力比と破壊応力比が同程度の値を示す堤 体材料は,浸透すべり破壊の耐性は低く,浸透時の低有効 応力条件下ではせん断強さを発揮できない砂質土に近い せん断特性を有すると判断できる。表3および図9,10よ り,砂分を比較的多く含むD,E地点では,破壊応力比は 1.92~2.15程度であり,CU試験の変相応力比に比べて明ら かに高い値を示している。したがって,浸透時の低有効応 力条件下において高いせん断強度を示す堤体材料であり, 浸透に対しては比較的強固であると判断できる。

				吸水軟化試験	
供試体	モールの	0応力円	変相応力比	破壊	芯力比
	φ (°)	c (kPa)	P=50,100,150kPa	P=50kPa	P=100kPa
A 地点	36.0	0	1.46	1.39	1.97
B 地点	38.0	0	1.55	1.68	1.52
C地点	37.3	0	1.52	1.50	1.43
D 地点	36.0	0	1.46	2.15	2.11
E 地点	35.3	0	1.43	1.92	2.12

表 3 三軸試験結果



- 37 -



4. まとめ

今回,細粒分を多く含む九頭竜川堤防土を対象として各 種の現場調査と室内試験を実施することで,透水性や浸透 時のせん断強度等の力学特性の検討を実施した。各種の現 場調査と室内試験より,今回採取した九頭竜川堤防土は細 粒分が卓越しており,非常に低い透水性と高いせん断強度 を有する堤防材料であったといえる。

しかし,各種透水試験法の比較では,同じ粒度であって も室内透水試験の方が現場透水試験に比べて高い透水係 数を示すものがみられた。また,Creager 法による推定透 水係数は粒度に関係なく,現場および室内透水係数よりも 小さくなる傾向がみられた。堤体の透水性の過小評価は, 浸透に対しては危険側の評価に繋がるため,Creager 法な どの粒度から推定した透水係数を用いる場合は,過信すべ きではないことに注意する必要がある。

また,吸水軟化試験では,A,B,C地点のような粘土分 を比較的多く含むものであっても,砂質土のように浸透時 にせん断強さを発揮できない特性を有していたことが分 かった。それに対して,D,E地点のような砂分を比較的 多く含むものであっても,92.6~100.8%程度の非常に高い 締固め度を有していれば浸透に対して強固なせん断特性 を有することが分かった。堤体材料を危険側の評価にしな いためにも,吸水軟化試験を用いて適正なせん断強さの評 価をすることが重要である。

参考文献

- 石原雅規,東拓生,秋場俊一,地蔵智樹,小高猛司,崔瑛,李 圭太:梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査,第4回河川堤 防技術シンポジウム,pp.41-44,2016.
- 2) 李圭太,小高猛司,石原雅規,久保裕一,御手洗翔太:河川堤 防盛土の原位置透水特性に関する考察,第5回河川堤防技術 シンポジウム,pp.59-62,2017.
- 3) 小高猛司,李 圭太,久保裕一,石原雅規,杉山詠一,藤田薫: 小田川堤防開削調査時の現場透水試験と室内透水試験による 堤体透水性の評価,第8回河川堤防技術シンポジウム,pp.3-6,2020.
- 4) 小高猛司,李圭太,久保裕一,藤田薫,湯貫敬,石原雅規,青 柳悠大:開削時現場調査と室内試験による狩野川堤防の評価, 第9回河川堤防技術シンポジウム, pp.75-78,2021.
- 5) 小高猛司, 崔瑛, 李圭太: 弾塑性論と吸水軟化試験による砂 質土の強度定数に関する考察, 第 70 回土木学会年次学術講 演会, III-235, 2015.
- Kodaka, T., Lee, K.-T. and Ishihara, M.: Simplified sampling method for river embankment soils and strength property evaluations of the sampled soils, Proc. ICSMGE, pp.2395-2398, 2017.
- 7) 小高猛司,李圭太,石原雅規,崔瑛,武楊,田村太郎:砂質 堤体土の簡易サンプリングとその強度特性の評価,第3回地 盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.38-41, 2015.

Evaluation of Mechanical Properties of Kuzuryu River embankment with Rich Fine Contents by In-situ and Laboratory Tests

Naoya KODAMA¹, Takeshi KODAKA², Keita LEE³, Yuichi KUBO⁴, Toshiki HIROTA¹

- 1 Graduate School of Science and Technology, Department of Civil Engineering, Meijo University
- 2 Department of Civil Engineering, Meijo University
- 3 Department of Domestic Business, Nippon Koei / Meijo University
- 4 Department of Engineering, Geolabo-Chubu

Abstract

This paper describes the results of in-situ permeability tests and laboratory triaxial tests conducted at the 12.0 km embankment excavation for the construction of a new sluice gate on the right bank of the Kuzuryu River in Fukui Prefecture, Japan. The triaxial tests were the \overline{CU} test and the water absorption softening test. All the collected samples were predominantly fine-grained with Fc=70-90%, but the physical properties differed between the upstream and downstream sides of the open-cut cross section. The \overline{CU} test showed strain-hardening behavior at all locations, indicating that the embankment material exhibited relatively high shear strength. However, in the water-absorption softening test, the downstream side of the embankment was evaluated to be a strong embankment material during seepage, showing high shear strength under low effective stress conditions, while the upstream side was evaluated to be a weak embankment material during seepage.

Key words: River embankment, water absorption softening test, triaxial test, fine-grained soil

短繊維補強砂の液状化・再液状化挙動に関する実験的研究 Experimental study on liquefaction and re-liquefaction behavior of short fiber reinforced sand

酒井崇之¹, 中野正樹², ガニエフジャホンギルベク³

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学大学院・工学研究科
- 3 株式会社奥村組·土木本部

概 要

本研究では、繊維添加率w_fを変えた様々なケースでの短繊維補強土の繰り返しせん断特性を把握する。また、液状化試験後に水圧を消散させた後、再度繰返しせん断をする再液状化試験も実施した。その結果、w_f=0.4%では、サイクリックモビリティの傾きが圧縮側で0.5、伸張側で0.15 程度無補強よりも大きくなった。また、w_fが大きくなるにつれて、高い応力振幅比(CSR)でも液状化しづらい。例えば CSR=0.2 では、w_f=0.4%のとき、液状化するのに3 倍繰返し回数が必要である。再液状化試験では、繊維補強砂も無補強砂と同様に、液状化後に圧密させて密度が大きくなっているのにもかかわらず、1 回の繰り返しで液状化してしまうケースも見られる。しかし繊維を混入させることで、液状化後のひずみの進展を2 倍程度抑制している。ただし、繊維補強砂であっても液状化中に発展した異方性の影響を受けてひずみが進展しやすい。

キーワード:繊維補強土,液状化,三軸試験

1. はじめに

短繊維は土の強度を大幅に向上させるため、繊維補強土 は土留めや盛土、斜面などいくつかの構造物に適用されて きた。地盤工学分野では、繊維補強土の改良メカニズムを 探るために、これまで数多くの実験研究が行われてきた。 多くの研究では、短繊維補強土を使用した単調せん断試験 を主に実施しており、繊維補強の有効性が確認されてきた ¹⁾⁻⁴⁾。短繊維は静的な強度上昇に貢献することから、短繊維 補強は液状化強度の上昇など、動的な強度に対しても効果 が期待される。しかし、短繊維補強土の動的挙動の検討例 は比較的限られていると指摘されている⁵⁾。

ところで、一般に液状化した後は、砂が密になるため、 液状化しづらくなると考えられるが、東北地方太平洋沖地 震においては、85箇所で再液状化が確認されており、4回 目の液状化が確認された箇所もある^の。再液状化のメカニ ズムについて、我々は異方性に着目する。Yamada et al. (2010)は、系統的な三軸試験により、液状化中に異方性が めまぐるしく変動し、異方性が液状化現象と密接に関係し ていることを示した⁷⁾。一方、繊維補強土は、供試体作製 時に現れる無補強砂よりも異方性が小さいことを示す研 究がいくつか挙げられている⁸⁹⁹ことから、繊維により液 状化中の異方性の変化が抑制されると期待できる。

そこで、本研究では、繊維補強された三河珪砂6号に対

し,繰返し三軸試験を実施し,短繊維補強砂の液状化・再 液状化挙動を調べた。

2. 実験に用いた材料と供試体の作製方法

2.1 実験試料

本研究では、三河珪砂 6 号を用い、図 1 に JGS 0131 に 従い得られた粒度分布を示す。土粒子密度は、JIS A 1202 に従い計測し、2.65 g/cm³であった。



補強材としては、ポリビニルアルコール(PVA)繊維を用いた。PVA 繊維の主な特性を表1に写真を図2に示す。

表1 PVA 繊維の主な特性

長さ	直径	山香	引張強度	ヤング率
(mm)	(mm)	比里	(MPa)	(GPa)
12-15	0.04	1.3	1560	41



図 2 PVA 繊維の写真

2.2 供試体の作製方法

供試体の作製は、繊維と砂の混合、そして成形の2段階 にわけて行った。まず、必要な繊維含有率になるように繊 維の重量を計測した。繊維含有率は、以下の式で定義され る¹⁾⁻⁴⁾。

$$w_{\rm f} = \frac{m_{\rm f}}{m_{\rm sp}} \tag{1}$$

ここで、 $m_f \ge m_{sp}$ はそれぞれ繊維の質量と土粒子の質量を表す。本研究では、 $w_f = 0.0, 0.2, 0.4$ %の3種類の繊維含有率で実験を行った。

繊維補強砂の間隙比は繊維を固体の一部として考え,次 式で計算される。

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_a}{V_{sp} + V_f} \tag{2}$$

ここで、 V_a は空気の体積、 V_f は繊維の体積、 V_{sp} は土粒子の体積、 V_c は間隙の体積、 V_c は固体分の体積である。

短繊維は東状になっているため、手作業で分散させてか ら砂と混合させた。砂と繊維をうまく混合させるために、 必要量の3分の1の砂を薄く敷き、その上に必要量の3分 の1の繊維を敷く。残りの砂と繊維も同じように敷いてい くことで、砂と繊維が混合しやすくなる。そして、混合し た後に繊維混合砂を高さ100mm、直径50mmの寸法のモ ールドに入れ、サイドタッピングによって締め固めて供試 体を作製した。つまり、振動による空中落下法で作製した。 その後、背圧を-20kPaにして供試体を自立させ、モールド を外した。

初期相対密度D_rは 30%, 40%または 50%で試験を実施した。D_rは以下の式で求められる。

$$D_{\rm r} = \frac{e_{\rm max} - e_0}{e_{\rm max} - e_{\rm min}} \tag{3}$$

ここで、 e_{max} と e_{min} は最大間隙比と最小間隙比であり、 eo は初期間隙比である。 e_{max} と e_{min} は表 2 に示す。繊維を 混合すると、 e_{max} と e_{min} は大きくなる。

表2 最大間隙比と最小間隙比

	Mikawa-N6			
w _f	0.0%	0.2%	0.4%	
e _{max}	1.018	1.027	1.035	
e_{\min}	0.643	0.667	0.691	

3. 短繊維補強土に対する繰返し三軸圧縮試験

3.1 試験手順

砂の繰返しせん断挙動に及ぼす繊維の影響と効果を調 べるために繰返し非排水三軸圧縮試験(JGS 0541-2020)を 実施した。供試体の作製が完了した後,飽和過程を実施す る。セル圧 20kPa かけた状態で CO₂を供試体に通し,間隙 内の空気を CO₂に置換した。その後,脱気した水で試料を 飽和させ,CO₂を可能な限り完全に排出した。その後,拘 束圧 20kPa を維持した状態で背圧を 300kPa まで上昇させ た。飽和過程が完了した後,B= $\Delta u/\Delta \sigma$ で定義される skempton の B 値を用いて飽和度を確認した。ここで、 Δu は非排水状態での間隙水圧の増分、 $\Delta \sigma$ はセル圧の増分で ある。すべてのケースで,B 値は 0.95 以上に達したことを 確認している。B 値を確認した後,拘束圧 $p'_0=100$ kPa で 圧密した。圧密後,0.1Hz の振動数で,応力制御で繰返し 非排水せん断した。

目標相対密度 D_r ,繊維含有率 w_f ,応力振幅 σ_a ,応力振幅 比 (CSR) = $\sigma_a/2p'_0$ とともに、実験の全リストを表 3 に示 す。複数の応力振幅で実験を行い、液状化強度曲線を得る。

表3 試験ケース					
w _f (%)	σ _a (kPa)	CSR	<i>D</i> _r (%)		
	25	0.125	40		
0.0	30	0.15	40		
0.0	35	0.175	40		
	40	0.200	40		
	25	0.125	40		
0.2	30	0.150	40		
	35	0.175	40		
	40	0.200	40		
	25	0.125	40		
0.4	30	0.150	40		
0.4	35	0.175	40		
	40	0.200	40		

3.2 試験結果と考察

繊維混入量が繰り返しせん断挙動に及ぼす影響を把握 するため、初期相対密度 D_r は40%で、繊維の添加量を変え て実験を行い、結果を比較した。図3~5に非排水繰返し 三軸試験の結果を示す。試験結果は軸差応力q-軸ひずみ ϵ_a 、軸差応力q-平均有効応力p'で整理した。q-p'図に はサイクリックモビリティの傾き α を示した。 α は、qと p'が増加していく過程における応力パスの傾きである。 α ではなく、変相点とq=p'=0を結んだ線の傾きを用いて、 その傾きの大小を比較される研究が見られる。しかし、変 相点の場合、少ない繰返し回数で液状化した場合、図3の ように圧縮側と引張側の両方で変相点が得られない場合 がある。そのため、サイクリックモビリティの傾き α を比 較する。また、図中には圧密後の相対密度 D_{rc} および間隙比 e_c を示した。

図 3~5 から,いずれの場合も応力振幅が大きくなるほど,繰返しせん断によって平均有効応力が大きく減少しやすくなる。*q-p*,関係に着目すると,サイクリックモビリテ

イの傾きαは、圧縮側の方が大きい。三軸試験においては、 圧縮側と伸長側で挙動が異なることは指摘されており、こ れは中間主応力が原因の1つとされている¹⁰⁾。またw_fが大 きくなるにつれて圧縮側、引張側の両方ともαが大きくな る。

q-ε_a関係に着目すると,多くの場合で引張側の方が,ひ ずみが進展しやすい。これは供試体作製時における異方性 の影響であり,空中落下法で作製した場合,圧縮側に比較 して伸長側の方が,ひずみが進展しやすくなる。





図 6 に、試験結果から得られた液状化強度曲線を示す。 図中の N_e は各ケースにおける有効応力減少比 $\Delta p'/p'_0$ が 95%以上になるまでの繰返し回数、 N_{DA} は繰返し載荷によ り軸ひずみの両振幅 DA が 5%に達した回数である。一般 的に横軸は N_{DA} で整理されるが、ここでは、 N_e でも整理し た。図 6 のプロットが実験結果で、実線は近似曲線である。 液状化強度曲線の近似曲線は Tatsuoka et al. (1980)¹¹⁾を参考 に、以下の式で近似した。

$$R = R_{\rm L20} \left(\frac{N}{20}\right)^a \tag{4}$$

ここで、 R_{L20} は N_{DA} , または、 N_e が 20 のときの、CSR である。a は曲線の傾きを示す。a が小さい方が、少しの 応力振幅の変化で、急激に液状化しやすくなりやすい。 R_{L20} とaについては、表4にまとめた。加えて近似曲線の 相関係数 R^2 も示した。 w_f が大きくなるにつれて、 N_e につ いてはaが大きくなる。つまり、繊維を加えた方が、高い CSR でも液状化しづらい。一方で、CSR が 0.1 では、液状 化強度曲線はほぼ一致する。このことから、振幅が小さい 地震に対しては、ほとんど効果がないが、大きい地震動に 対しては、繊維により液状化しづらい。一方、 N_{DA} につい ては繊維の添加により液状化強度曲線が右上に移動する。 つまり、液状化後のひずみは繊維の添加により、進展しづ らくなることがわかる。



表 4 液状化強度曲線のパラメータ				
	w _f (%)	R _{L20}	а	R ²
	0.0	0.0852	-0.294	0.9707
$N_{\rm e}$	0.2	0.0852	-0.388	0.8584
	0.4	0.0901	-0.435	0.9534
	0.0	0.0747	-0.435	0.9897
$N_{\rm DA}$	0.2	0.0949	-0.412	0.8076
	0.4	0.1042	-0.462	0.9602

5. 短繊維補強土の液状化中の異方性の発展を調べる再液状化試験

4.1 試験手順

相対密度 D_r は 40%,拘束 $E_{p'0} = 100$ kPa で 3 章と同様 に繰返し非排水三軸試験を実施する。1 回目の繰返し非排 水せん断試験で液状化履歴を与えた後に,再び繰返し非排 水せん断試験を行った。用いた試料は $w_f=0.0, 0.4\%0 2 つ$ である。具体的な実験手順は以下の通りである。まず,CSR = 0.15 で非排水繰返しせん断試験を行う。次に,この繰返 し非排水せん断試験を軸ひずみの両振幅 DA が 8%以上生 じたことを確認した後,等方応力状態 (q=0) でせん断を 停止する。その後,軸変位を許した状態で排水バルブを開 けることで、非排水せん断時に発生した過剰間隙水圧が十 分消散するまで排水させる。これらの応力履歴を与えた後, 応力振幅 CSR = 0.15 で再び非排水繰返しせん断を行う。1 回目の試験結果とせん断の停止位置を図7に示す。ここで, 点(A)は引張側の点,点(B)は軸ひずみがやや引張側の点, 点(C)は圧縮側の点である。点(A),(B)については,引張側 から停止,点(C)については、圧縮側から停止した。



4.2 試験結果

再液状化試験の結果は図 8,9 に示す。また,再液状化 試験時の相対密度は図 8,9 中に示す。繊維の有無によら ず,点(A)で止めたときは,圧縮側で大きく有効応力が減少 し,圧縮側にひずみが進展する。一方,点(C)で止めたとき は,引張側で有効応力が大きく減少し,引張側にひずみが 進展する。点(B)でとめたときは、圧縮側、引張側の両方に ひずみが進展した。これは、液状化中において有効応力が 0 に近い状態のときに,異方性が大きく変化することを意 味している。つまり、液状化中に引張側にひずみが進展し ているときは、引張側に強くなり、圧縮側に弱くなる。そ の逆も言える。この実験結果は、短繊維を混入させても異 方性の進展は抑制できないことを示している。また,図 3-5 の $\sigma_a = 30$ kPa のときよりも再液状化時の方が液状化しや くなった。これも,液状化中に進展した異方性が原因であ る。

液状化のしやすさ、すなわち N_eに注目すると、点(A)、(C) でせん断を止めたときは、非常に液状化しやすく、点(B)で 止めると液状化しづらい。つぎに、液状化後のひずみの進 展のしやすさを示している N_{DA}- N_eに着目する。N_{DA}- N_eは、 w_f = 0.0%の場合、点(A)、(C)は1 であり、図8、9 の青〇で 示した通り、液状化後に大きくひずみが進展している。一 方、点(B)で止めたときは、そのような挙動が見られない。 繊維を混入させることで、N_{DA}- N_eはいずれの点でも2倍 程度であり、液状化後のひずみの進展を少しだけ抑制して いる。ただし、点(A)、(C)の方が液状化中に発展した異方性 の影響を受けてひずみが進展しやすい。



表5 再液状化試験結果まとめ w_f (%) 止めた位置 N Nda 2 1 (A) 0.0 7 (B) 4 (C) 2 1 3 (A) 1 0.4 (B) 3 9 (C) 1 4

5. 結論

本研究では、粒子形状の異なる2つの砂に対して、 短繊 維を混合し供試体を作製し、繰返し三軸試験を実施した。 繊維の量をいくつか変えて、短繊維の液状化に対する補強 効果を調べた。また、Yamada et al. (2010)⁷⁾を参考に、再液 状化試験を実施して, 短繊維補強土の再液状化強度を調査 した。以下に結論を示す。

- 1) 繊維の混入量wrが大きくなるにつれて圧縮側、引張 側の両方ともサイクリックモビリティの傾き α が大 きくなる。wf=0.4%では、圧縮側で0.5,伸張側で0.15 程度大きくなった。w_fが大きくなるにつれて,高い CSR でも液状化しづらい。例えば CSR = 0.2 では, wf=0.4%のとき、無補強砂に比べて補強砂は液状化 するまでに3倍の回数繰返す必要がある。このこと から、大きな地震動に対して効果的であることが示 唆される。
- 短繊維補強土も通常の砂と同様に、液状化中におい 2) て有効応力が0に近い状態のときに、異方性が大き く変化した。そのため、短繊維補強砂も液状化後に 圧密させて密度が大きくなっているのにもかかわら ず,1回の繰り返しで液状化してしまうケースも見ら れる。
- 3) 繊維を混入させることで、NDA-Ne(液状化中のひず みの進展の程度を示す指標)はいずれの点でも2倍 程度となり、繊維により液状化後のひずみの進展を 少しだけ抑制している。ただし、繊維補強砂であっ ても液状化中に発展した異方性の影響を受けてひず みが進展しやすい。

参 考文献

- 1) Michalowski, R.L., and Cermak, J. (2003) Triaxial compression of sand reinforced with fibers, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(2), pp.125-136.
- 2) Heineck, K.S., Coop, M.R., and Consoli, N.C. (2005) Effect of microreinforcement of soils from very small to large shear strains, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 131(8), pp.1024-1033.
- Dos Santos, A.P.S., Consoli, N.C., and Baudet, B.A. (2010) The 3) mechanics of fiber-reinforced sand, Géotechnique, 60(10), pp.791-799.
- Ganiev, J., Yamada, S., Nakano M. and Sakai, T. (2021) Effect of 4) fiber-reinforcement on the mechanical behavior of sand approaching the critical state, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 14(4), pp.1241-1252.
- 5) Festugato, L., Gálvez, J.H.F., Miguel, G.D. and Consoli, N.C. (2022): Cyclic response of fibre reinforced dense sand,

図 9 再液状化試験結果 w_f = 0.4 %

-50

0

8

(C) $\sigma_a = 30$ kPa, $D_{rc} = 53.6$, $e_c = 0.738$

40

80

Mean effective stress p' (kPa)

-4 0 4 Axial strain ε_a (%)

Transportation Geotechnics, 37, 100811.

- 6) Wakamatsu, K. (2012) Recurrence of Liquefaction at the Same Site Induced by the 2011 Great East Japan Earthquake Compared with Previous Earthquakes, Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering,
- Yamada. S., Takamori, T. and Sato, K. (2010) Effects on Reliquefaction Resistance Produced by Changes in Anisotropy During Liquefaction, Soils and Foundations, 50 (1), pp. 9-25.
- Ghadr, S. (2020) Effect of grain size on undrained anisotropic behaviour of sand-fibre composite Transportation Geotechnics, 22, 100323
- 9) Ganiev, J., Nakano, M. and Sakai, T. (2022b): Effect of fibers on

the compressive and tensile strengths of sand considering failure mode, International Journal of GEOMATE, 23 (9), pp. 1-8.

- Yoshimine, M., Ishihara, K. and Vargas, W. (1998) Effects of Principal Stress Direction and Intermediate Principal Stress on Undrained Shear Behavior of Sand, Soils and Foundations, 38 (3), pp.179-188.
- Tatsuoka, F., Yasuda, S., Iwasaki, T. and Tokida, K.: Normalized dynamic undrained strength of sands subjected to cyclic and random loading, Soils and Foundations, Vol. 20, No.3, 1980, pp. 1-16.

Experimental study on liquefaction and re-liquefaction behavior of short fiber reinforced sand

Takayuki SAKAI¹, Masaki NAKANO², Jakhongirbek GANIEV³

- 1 Nagoya University, Department of Civil Engineering
- 2 Nagoya University, Department of Civil Engineering
- 3 Okumura Corporation

Abstract

In this study, the cyclic shear properties of short-fiber reinforced soil were investigated for various cases with different fiber content (w_f). Additionally, re-liquefaction tests were conducted in which the water pressure was dissipated after the liquefaction test, followed by subjecting the sand to cyclic shear again. The results showed that for $w_f = 0.4\%$, the slope of cyclic mobility increased by about 0.5 on the compression side and 0.15 on the extension side. As w_f increased, liquefaction became more difficult even at high cyclic stress ratios (CSR). For instance, at CSR = 0.2, the difficulty of liquefaction was three times greater when $w_f = 0.4\%$. In re-liquefaction tests, fiber-reinforced sand liquefaction. However, the mixture of fibers suppressed the propagation of strain after liquefaction by about 2 times. The fiber-reinforced sand is susceptible to strain development due to anisotropy developed during liquefaction, similar to unreinforced sand.

Key words: fiber reinforced sand, liquefaction, triaxial test

第2セッション (13:30~15:25)

司会 : 松田 達也 (豊橋技術科学大学)

活断層沿い地すべり移動体の地形・地質的解析と危険度予測の試み Research on Landslides along Active Faults from the viewpoints of Topography and Geology to predict the risk level

伊藤賢太朗¹,藤井幸泰²,尾崎裕太²,五味享佑²

- 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・233433001@ccmailg.meijo-u.ac.jp
- 2 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科

概 要

近年,活断層地震が各地で発生し,地すべりが多く誘発されている。中国・四国地方から関西・中部地方を 縦断する中央構造線,岐阜県北部から富山県南部に分布する跡津川断層では、今後も各地で地震活動が危 惧される。本研究は中央構造線と跡津川断層沿いの地すべり移動体について,地形・地質的特性を明らか にし、今後起こりうる地すべりの危険度予測を試みた。調査方法として地理情報システム QGIS を用い、各 地質や岩相の地すべり移動体の面積率や平均面積の算出,地すべり移動体における傾斜方位・傾斜角度の 計測を行った。地すべりが起こりやすい地盤の特性把握を行い、地すべり移動体の方位と地形勾配の関係 も明らかにした上で、これらの知見を基に地すべりハザードエリアの選定も試みた。

キーワード:中央構造線,跡津川断層,地理情報システム,地質構造,地すべりハザードマップ

1. 背景·目的

2004 年新潟県中越地震,2016 年熊本地震,2024 年能 登半島地震では断層活動により地震が発生した。地震 により多くの地すべりが誘発され,死者・行方不明者な どの人的被害に加え,構造物の全壊,道路網の機能停止 など社会基盤の被害が多数報告されている。図1に示 す四国から関西・中部地方を横断する中央構造線と岐 阜県北部から富山県南部に分布する跡津川断層では, 今後も各地で地震活動が危惧される。本研究では地理 情報システム QGIS を用いて,中央構造線と跡津川断層 沿い地すべり移動体について,地形・地質的特性を明ら かにして,今後起こりうる地すべりの危険度を予測す ることを最終目的とする。



図 1 対象地域(中国・四国〜関西〜中部地方の白地図)

2. 各地域の地質区分

異なる地質の地すべり移動体の特性について把握す るため、地質を以下のように区分する。堆積物が圧密・ 続成作用を受けて固化した岩石を正常堆積物(堆積岩)、 堆積物の中でもプレートに付加した岩石を付加体堆積 物(付加体)とする。岩石は温度や圧力による変成作用 を受けて変成岩になる。変成岩は主に圧力の影響を受 けた高圧低温型変成岩(高 P/T 変成岩),主に温度の影 響を受けた低圧高温型変成岩(低 P/T 変成岩),どちら の影響も同じ程度受けた中圧中温型変成岩(中 P/T 変 成岩)に分類できる。構造線活動によりせん断変形を受 けた岩石をマイロナイトとして区分する。

図 2~4¹⁾に各地域の地質図と主となる地質・岩相の凡 例を示す。

南信濃地域は中央構造線より西側で火成岩と低 P/T 変成岩の領家帯,中央構造線より東側で高 P/T 変成岩 の三波川帯,付加体の秩父帯と四万十帯が広がる。

香川県西部・徳島県西部は中央構造線より北側で火 成岩と低 P/T 変成岩の領家帯,堆積岩の和泉層群が分 布しており,中央構造線より南側では高 P/T 変成岩の 三波川帯が分布する。

飛騨市では、様々な年代の火成岩と白亜紀の堆積岩, 中 P/T 変成岩の飛騨片麻岩も分布する。飛騨片麻岩は 日本列島の地質の中でも最も古い地質帯であり、複雑 な変成作用や深成作用を経て形成されたとされる²⁾。



図 2 南信濃地域の地質図



図 3 香川県西部・徳島県西部地域の地質図



図 4 飛騨市の地質図

3. 各地域の地形情報

図 5~7³⁾⁴⁾に各地域の色別標高図と地すべり分布を示 す。

南信濃地域は信州遠山郷を中心とする山地地域であり、標高3,000m級の山々が連なる。南北に中央構造線 が縦断し、標高差は2,500m以上と急峻な地形である。

香川県西部・徳島県西部は四国山脈に位置し,中央構 造線が東西に横断している。主な山地地域は中央構造 線より北側の和泉層群と南側の三波川帯分布域である。 香川県西部・徳島県西部は標高差 1,800 m 程度であり, 南信濃地域,飛騨市より対象範囲も広く,比較的なだら かな地形である。

飛騨市は第四紀地殻変動で,飛騨高原から飛騨山脈 にかけて1,000~1,500m以上隆起する激しい地殻変動を受 けた⁵。市中央に跡津川断層が横断しており,断層周辺 には多くの住居と地すべり移動体が存在する。



図 5 南信濃地域の色別標高図と地すべり分布



図 6 香川県西部・徳島県西部の色別標高図と地すべり分布



図7 飛騨市の色別標高図と地すべり分布

4. 地すべり移動体の地質的解析

4.1 調査方法概要

地理情報システム QGIS を用いて,防災科学技術研究 所の地すべり地形分布図⁴⁾,産業総合地質研究所地質調 査総合センター20万分の1シームレス地質図¹⁾を複合 レイヤーとしたマップを作製後,エリア計算より地質 ごとの面積と地質ごとの地すべり移動体の面積を算出 し,地質ごとの地すべり移動体が占める面積率⁶⁾,平均 面積を求めた。地すべり移動体の面積率を式(1)に,平 均面積を式(2)に示す。

地すべり移動体の面積率= L/A ・・・(1)

- 地すべり移動体の平均面積= L/N ・・・(2)
- L:任意の領域における地すべり移動体の面積
- A:任意の領域における地質の全体面積
- N:任意の領域における地すべり移動体の個体数

4.2 地すべり移動体面積率

表1 に南信濃地域における地質別地すべり移動体の 面積率を示す。高 P/T 変成岩が最大の面積率 77.1 %で ある。高 P/T 変成岩の三波川帯では、岩石の鉱物として 緑泥石を含有する。高 P/T 変成岩中の緑泥石は片状を なし、薄くはがれる特徴があり、蛇紋岩・変成玄武岩等 の岩相が片理面を形成しやすい⁷⁰。剥離性が強い片理面 が流れ盤となり地すべり移動体を形成しやすくしてい ると考えられる。

表 2 に香川県西部・徳島県西部の地質別地すべり移 動体の面積率を示す。高 P/T 変成岩が面積率の最大値 9.5%を示し、南信濃同様に三波川帯における緑泥石を 含有する岩相が強く影響したと予想される。次いで、堆 積岩が3.1%である。堆積岩は地層境界面である層理面 を内在する⁷。層理面がすべり面となって、地すべり移 動体が形成されたと考察する。

表3 に飛騨市の地質別地すべり移動体の面積率を示 す。飛騨市については各地質で地すべり移動体の形成 に強く影響すると考えられる岩相を抽出し,その地す べり移動体面積率を表4に示す。堆積岩は香川県西部・ 徳島県西部同様に層理面による地すべりが起こってい ると考える。中 P/T 変成岩の石灰質片麻岩ついても源 岩が堆積岩であり,層理面や節理面がすべり面となり 地すべり移動体が多く形成したと考えられる。新生代 古第三紀に形成されたデイサイト・流紋岩はいわゆる 濃飛流紋岩で,溶岩冷却時の節理や火砕岩中に層理面 が形成され,地下水などが浸透し風化が進み,強度を失 って地すべりが発生したと推察する。

ここで各地域全体の地すべり移動体面積率に注目す る(表1~3の最下行)。最大の面積率については南信濃 地域の20.3%であり,香川県西部・徳島県西部の5.7%, 飛騨市の5.0%とは15%前後の差がある。南信濃地域 は急峻な地形であることから,他2地域と比較しても 地形構造として地すべりが起こりやすいことが反映さ れている。そこで地すべり移動体の平均面積について は南信濃地域をケーススタディとする。

世母	地すべり移動体	地質全体	面積率
地具	<i>L</i> (m ²)	A (m²)	L/A
火成岩	2,185,155	62,746,427	3.5%
高 P/T 変成岩	6,233,324	8,080,561	77.1%
低 P/T 変成岩	67,385	3,977,612	1.7%
マイロナイト	3,114,474	15,753,309	19.8%
付加体	54,653,185	236,602,642	23.1%
堆積岩	1,450,820	5,579,155	26.0%
南信濃地域	67,704,343	332,739,706	20.3%

表 1 南信濃地域における地質別地すべり移動体の面積率

表 2 香川県西部・徳島県西部における 地質別地すべり移動体の面積率

州 哲	地すべり移動体	地質全体	面積率
地員	<i>L</i> (m ²)	A (m²)	L/A
火成岩	2,296,878	246,359,762	0.9%
高 P/T 変成岩	118,937,671	1,248,263,596	9.5%
低 P/T 変成岩	460	860,166	0.1%
付加体	25,644	155,896,649	0.0%
堆積岩	31,701,802	1,028,174,037	3.1%
香川県西部・ 徳島県西部	152,962,455	2,679,554,210	5.7%

表 3 飛騨市における地質別の地すべり移動体の面積率

116 555	地すべり移動体	地質全体	面積率
地質	<i>L</i> (m ²)	A (m²)	L/A
火成岩	5,859,754	349,249,930	1.7%
中 P/T 変成岩	20,573,691	298,326,484	6.9%
堆積岩	12,663,957	138,264,487	9.2%
飛騨市	39,097,402	785,840,901	5.0%

表 4 飛騨市における岩相別(一部抜粋)の 地すべり移動体の面積率

岩相	地すべり 移動体	地質全体	面積率
	<i>L</i> (m ²)	<i>A</i> (m ²)	L/A
デイサイト・流紋岩	899,149	4,884,400	18.4%
石灰質片麻岩・ 石灰質グラノフェルス	9,904,771	93,052,279	10.6%
非海成層礫岩	8,677,410	51,109,839	17.0%
非海成層砂岩・泥岩	2,875,983	21,678,754	13.3%

4.3 地すべり移動体平均面積

表 5 に南信濃地域の各地質における地すべり移動体 の平均面積を示す。また地質別で地すべり移動体の平 均面積に影響があることを証明するため、一元配置分 散分析を行った⁸。帰無仮説を「地質は地すべり移動体 の平均面積に影響を及ぼさない」として、分析を行った 結果、表 6 に示すように観測された分散比が F 境界値 (α =0.01)を上回るため、帰無仮説は棄却される。よ って、地質は地すべり移動体の平均面積に影響を及ぼ すことが証明できた。 最大の平均面積は付加体の238,660 m²である。付加体 は主に秩父帯や四万十帯に分布している地質であり, 混在岩中には小規模な断層面が発達している⁷。南信濃 地域の四万十帯の大規模地すべりの1つとして図8に 示す池口くずれが挙げられる。池口くずれは西暦714年 に活断層起因の遠江地震により誘発された。過去の記 録には池口くずれの影響で遠山川に大量の岩石が流れ 込み天然ダムを形成し,多大な被害が起きた⁹。過去に 池口くずれのような大規模な地すべりが誘発されたこ とから,これらの地域では今後も大規模な地すべりが 誘発される危険度が高い。

表 5 南信濃地域における地質別の地すべり移動体の平均面積

山石	地すべり移動体	個体数	平均面積
石阳	$L(\mathrm{m}^2)$	Ν	L/N (m ²)
火成岩	2,185,157	56	39,021
低 P/T 変成岩	67,385	3	22,462
高 P/T 変成岩	6,233,287	87	71,647
マイロナイト	3,114,481	32	97,328
付加体	54,653,190	229	238,660
堆積岩	1,450,822	41	35,386
南信濃全体	67,704,322	448	151,126

表 6 地質別における地すべり移動体平均面積の分散分析表

変動					
要因	変動	自由度	分散	分散比	F 境界値
地質	3.7×10 ¹²	5	3.9×10 ¹¹	8.0	3.1
誤差	4.1×10^{13}	442	4.2×10^{10}		
合計	4.5×10^{13}	447			



図 8 池口岳中腹から撮影した池口くずれ (崩れる前の尾根は地形図から判断した位置を示している)

5. 地すべり移動体の地形的解析

5.1 調査方法概要

QGIS より,地すべり地形分布図,等高線図(国土地 理院)を複合した地図を作製し,計測ツールを用いて, 地すべり移動体の傾斜角度・傾斜方位を測定した。図9 に傾斜角度・傾斜方位について示す

傾斜方位とは地形の傾斜が向いている磁針方向である。真北を0°(360°)とする時計回りの度数法で方位角 を示し,本研究では計測した方位角0°~360°を22.5° 毎の範囲で分割し、16方位で結果を表す。

図9で示すように計測した地すべり移動体の長さ*l*と 等高線から読み取れる地すべり移動体の高さ*h*から式 (3)を求め,地すべり移動体の傾斜角度*θ*を測定した。

$$\theta = \tan^{-1} \left(h/l \right) \cdot \cdot \cdot (3)$$

対象とした地すべり移動体の個数は南信濃地域が 322個体,飛騨市が449個体である。香川県西部・徳島 県西部は対象地域内には地すべり移動体が5,107個体 存在するが,今回は標本として532個体を抽出した。南 信濃地域において,個体数が表5と違う要因として,地 形的解析においては1つの移動体ポリゴンを1個体と みなしていることに対して,地質的解析においては1つ の移動体ポリゴンのうち複数の地質を跨ぐ場合,地質 の数で個体数を判定しているためである。また各地域 において地すべり移動体の形状により,傾斜角度・傾斜 方位の測定が困難と判断した移動体は計測を行わなか った。



図 9 傾斜方位・傾斜角度を示した図

5.2 地すべり移動体傾斜方位

傾斜方位については南信濃地域,飛騨市をケースス タディとして取り上げる。

跡津川断層を境界に飛騨市を南北に分け,地すべり 移動体の傾斜方位分布をローズダイアグラムで図 10, 11 に示す。北部では南向き傾斜の移動体,南部では北 向き傾斜の移動体が顕著に確認された。これは跡津川 断層が破砕帯となっているためと考えられる。 破砕帯 とは断層活動で破砕され脆弱となった岩石が一定の幅 をもって帯状に連なっている地域を指す 7。

図 12~15 に南信濃地域の各地質帯における地すべり 移動体の傾斜方位分布をローズダイアグラムで示す。 三波川帯では西向きのものが最も確認された。これは 飛騨市の傾向と同様に中央構造線が破砕帯となり,南 北に続く谷を形成して西向き斜面に位置するためと考 察する。四万十帯でも西北西から北を向く地すべり移 動体が顕著にみられる。これらは対象地域内の四万十 帯で北東-南西の軸をもつ褶曲構造¹⁰が原因であると予 想される。





図 10 跡津川断層北部における 地すべり移動体の傾斜方位分布



図 12 領家帯における 地すべり移動体の傾斜方位分布



図 14 秩父帯における地すべり移動体の傾斜方位分布

図 11 跡津川断層南部における 地すべり移動体の傾斜方位分布



図 13 三波川帯における 地すべり移動体の傾斜方位分布



図 15 四万十帯における 地すべり移動体の傾斜方位分布

5.3 地すべり移動体傾斜角度

図16~18に各地域の地すべり移動体の傾斜角度の分 布,図19に3地域における地すべり移動体の傾斜角度 の分布を示す。3地域とも主に20°~35°の傾斜角度で地 すべり移動体が形成されていることが読み取れる。ま た基本的に地すべり移動体は20°以上で形成されるも のの、今回の計測により10°~20°である緩傾斜の地す べり移動体も観測されており、勾配が緩やかな地すべ りも発生する可能性がある¹¹ことが分かった。



図 16 南信濃地域における地すべり移動体の傾斜角度分布



図 17 香川県西部・徳島県西部における 地すべり移動体の傾斜角度分布



図 18 飛騨市における地すべり移動体の傾斜角度分布



図 19 3 地域における地すべり移動体の傾斜角度分布

今回の計測では地すべり移動体自体の傾斜角度についての測定を行ったが、楠本ら⁹は地すべり発生以前の斜面角度と地すべり移動体の幅をパラメータとして滑落崖から移動体先端の見通し角を推定する予測式を提案している。本研究の今後の展望として、これらの予測式を用いて、危険度推定の一要素として移動後の地すべり移動体の到達範囲を予測することも考えている。

6. 地すべり危険度評価

6.1 評価概要

前章までの解析結果・考察より,今回は危険度区分に 対する指標を地質,斜面の傾斜角度の2要素で設定す る。危険度のランク付けを5段階として,5を危険度が 非常に高い,4を危険度が高い,3を危険度が中程度, 2を危険度が低い,1を危険度が非常に低いとする¹³。

6.2 地質による地すべり危険度区分

表 8 に地すべり危険度の地質的評価区分を示す。地 すべり移動体における面積率の結果と考察より,明瞭 な面構造を有する地質を危険度3以上に設定している。 その中でも南信濃地域,香川県西部・徳島県西部におい て面積率が最大値であった高 P/T 変成岩を危険度5 に 設定し,香川県西部・徳島県西部,飛騨市で地すべり面 積率の上位であった堆積岩を危険度4 に設定した。そ して,地すべり移動体における平均面積より地すべり 自体が大規模に起こると考えられた付加体に関しても 危険度4 に設定している。つまり,三波川帯,和泉層 群,秩父帯,四万十帯,飛騨市一部地域が地質的な地す べり危険度は高い。

ただし、危険度1の地質においても注意する点がある。火成岩の一種である花崗岩は本研究では対象外としている浅層で急速的な斜面崩壊が発生しやすい岩相である。今回の危険度の対象は地すべりであり、結果的にこれらの岩相については危険度1に設定しているが、斜面災害自体は十分に起きることが予想される。

危険度	地質
5	高 P/T 変成岩
4	堆積岩,付加体
3	中 P/T 変成岩, マイロナイト デイサイト・流紋岩
2	-
1	火成岩(デイサイト・流紋岩を除く) 低 P/T 変成岩

表 8 地質的評価区分による地すべり危険度

6.3 地形による地すべり危険度区分

表 9 に地すべり危険度の傾斜角度による評価区分を 示す。地すべり移動体における傾斜角度の測定結果と 考察より、地すべり移動体は傾斜角度 20°以上での形 成が基本となるものの、緩勾配でも移動体を形成する 可能性が示されていることから 10°以上を危険度 3 と し、それぞれ 10 度ずつの範囲で危険度を設定した。

表 9 斜面の傾斜角度による地すべり危険度

危険度	傾斜角度
5	30°以上
4	20°以上~30°未満
3	10°以上~20°未満
2	0°超過~10°未満
1	0°

6.4 地すべり危険度評価

図20に現段階で作成できた南信濃地域の地すべり危険度評価マップを示す。表8に示した地質的危険度評価、表9斜面の傾斜角度による地すべり危険度評価を用いている。傾斜角度については、国土地理院の基盤地図情報サイト²⁾より、数値標高モデルをダウンロードして、QGISにより解像度5mの傾斜量図を作成した。そのうえで、20万分の1シームレス地質図との重ね合わせを行い、地質と傾斜角度から図20の危険度評価マップを作製した。

南信濃地域が山地地域であることから,傾斜量図に おいても傾斜角度が示す値は 30°を超える地区が大多 数であった。そのため,斜面の傾斜角度による危険度区 分には大きく差が出ず,結果としては地質区分により 危険度に差が出ている。

今回は地質, 傾斜角度の危険度区分を設定し, 単純な 足し合わせにより危険度評価を行った。5.2 節で述べた ように, 地すべり移動体における傾斜方位についても, 活断層と直交する傾斜方位を持つ移動体が多く, 危険 度が高いことを示唆している。



(表8 地質的危険度評価,

表9 斜面の傾斜角度による地すべり危険度評価を利用)

今後は傾斜方位も考慮に入れると共に、河野ら¹⁴⁾が 行っているようなAHP法(Analytical Hierarchy Process) も用いて、各要素に重みづけを行いながら地すべり危 険度について検討を行っていきたい。さらに香川県西 部・徳島県西部と飛騨市でも同様の解析を行い、結果に ついて比較検討を行いたい。

7. まとめ

本研究では南信濃地域,香川県西部・徳島県西部,飛 騨市の活断層沿いの地すべり移動体について,地形・地 質的特性を明らかにするため,地すべり移動体の面積 率と平均面積の算出と傾斜方位と傾斜角度の測定を行 った。そして,地すべり危険度区分について検討した。

地質ごとの地すべり移動体の面積率では高 P/T 変成 岩で地すべりが起こりやすいことが判明し,地すべり 移動体の平均面積より付加体の地すべりが大規模にな りやすいことも確認できた。

地すべり移動体の傾斜方位より,破砕帯の影響で活 断層へ向かう方向に地すべり移動体が形成されること, 地すべり移動体の傾斜角度は地域差によらず一定の傾 向があることについて読み取れた。

今後は活断層と傾斜方位の関係,ならびに活断層からの距離など新たなパラメータや地域特有の地形・地 質構造の影響も考慮して,現在得られている知見を基 に精度の高いハザードマップの作製に取り組んでいく 予定である。

参考文献

- 産業総合地質研究所:20万分の1日本シームレス地質
 図、入手先< https://gbank.gsj.jp/seamless/>(参照 2024.6.24)
- 小井土由光,江川直:岐阜の地学・よもやま話 岩石・鉱物[6] 船津花崗岩~母屋をとる~,入手先
 http://chigaku.ed.gifu u.ac.jp/chigakuhp/html/kyo/chisitsu/gifunochigaku/index.htm
 1>(参照 2024.6.24)
- 国土地理院:基盤地図情報(DEM),入手先<
 https://www.gsi.go.jp/kiban/>(参照 2024.6.24)
- 4) 防災科学技術研究所:地すべり地形分布図,入手先<
 https://www.j-shis.bosai.go.jp/landslidemap > (参照 2024.6.24)
- 5) 中部地質調査業協会:東海三県の地質と土木地質的特徴, 地質編1.地形・地質の概要,入手先<https://www.chubugeo.org/data/geo/pdf/chishitsu_01.pdf>(参照 2024.6.24)
- 7) 千木良雅弘:災害地質学ノート,近未来社,2018, pp.20-32.
- 毛利正光,西村 昴,本多義明:土木計画学,国民科学社, pp.59-61, 1983.
- 9) 直木孝次郎: 続日本紀1, 平凡社, pp.164-165, 1986.
- 南九地質株式会社:四万十層群の地質特性,鹿児島県内の 地質,4.四万十層群の地質特性について,入手先<
 https://www.nan9.co.jp/2016/geomemo/simanto.html>(参照 2024.6.24)
- 防災科学技術研究所:自然災害情報室,入手先
 https://dil.bosai.go.jp/workshop/01kouza_kiso/15houkai.html
 (参照 2024.6.24)
- 12) 楠本岳志,中瀬有祐,藤本 睦,中井真司:統計的手法を 用いた事例解析による地すべり到達距離の検討,日本地す べり学会, Vol43, No.1, p.5, 2006.
- 13) 山岸宏光:防災環境のための GIS, 古今書院, p.19, 2018.
- 14) 河野勝宣,野口竜也,西村 強:AHP法およびGISを用いた中国地方における地すべりハザードマッピングの試み,日本地すべり学会,Vol57,No.1, pp.3-11, 2020.

Research Landslides along Faults from the viewpoints of Topography and Geology and attempt to predict the risk level

Kentaro ITO¹, Yukiyasu FUJII², Yuta OZAKI², Kyosuke GOMI²

1 Meijo University, Major of Civil Engineering

2 Meijo University, Department of Civil Engineering

Abstract

In recent years, earthquakes, which occurred by active faults, have triggered many landslides. The Median Tectonic Line, which continue from west to central Japan, and Atotsugawa Fault in central Japan might cause any earthquakes in many areas along it. The purpose of this study is to clarify the topographical and geological characteristics of landslides along the faults and to predict the hazard of landslides. Using the geographic information system QGIS, the area, ratio and the average are calculated for each geology. In addition, the directions and the slope angles of landslides are measured. Based on the knowledges from these results, it attempts to analyze the hazard level of each landslide.

Key words: Median Tectonic Line, Atotsugawa Fault, Geographic Information System, Geological Structure, Hazard Map about Landslide

大井川水系寸又川を対象とした岩相による土砂供給過程の研究 Geotechnical Research on Sediment Supply Processes of the Sumata River in the Oi River System

本夛太一¹,藤井幸泰²,齋藤杏菜³,棚橋舞大³,村上怜³

- 1 名城大学・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻・233433009@ccmailg.meijo-u.ac.jp
- 2 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
- 3 元名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科

概 要

急峻な地形を持つ寸又川流域は土砂生産が活発である。そのため、ダムの堆砂が深刻化しており、適切な 土砂管理方法の構築が求められている。本研究では、地質的特徴を考慮して供給土砂の量的・質的な詳細 把握を行うことを目的とした。はじめに、土砂の量的な評価を行うため、地質毎の崩壊土砂量の算出を行 い、砂泥互層から7割程度供給されていることが分かった。また、土砂の質的評価として岩石の強度試験 ならびに流域の土砂試料に対する粒度試験を実施した。その結果、砂岩は流下に伴う強度変化が少なく選 択的運搬作用が、泥岩は流下に伴って細片化する破砕摩耗作用が卓越していることが示唆された。

キーワード: 点載荷試験,砂岩泥岩互層,総合土砂管理,斜面崩壊,土砂動態

1. はじめに

静岡県中央部を南北に貫流する大井川水系は、上中流域 に日本有数の隆起速度を誇る赤石山脈をもち、急峻な地形 が特徴である。また、流域の東縁には糸魚川-静岡構造線、 西縁には中央構造線が存在し、2つの構造線に囲まれる大 井川は複雑かつ脆弱な地質が広がっている。このような環 境条件に加えて、上流部から中流部にかけて年降水量が非 常に多く、斜面崩壊を誘発し、大量の土砂が河道に供給さ れている¹⁾。そのため、ダムが多数存在する本流域ではダ ムの堆砂が深刻化しており、土砂の連続性を確保する適切 な土砂管理方法の構築が求められている。そのためには、 河道に流入し、輸送されていく土砂供給過程における土砂 の量的および質的評価をすることが必要不可欠である。

このような土砂供給に関する研究は,砂防学や水工学の 分野で多く行われてきた。例えば、山野井ら²⁾は凍結融解 やガリーといった土砂生産量の算出手法を示し、土砂供 給・土砂輸送モデルと統合することで一連の土砂量の推定 を行っている。また、村上ら³⁾は豪雨イベントで生産され た土砂量とその粒度分布を整理し、土砂動態の推定を行っ ている。しかし、流域の河床構造に大きく影響を与える地 質的観点から地質毎の土砂供給量やその土砂の岩質につ いて詳細に実態を報告した研究は十分に行われていない。

そこで本研究では、土砂供給が活発な支川である大井川 水系寸又川を対象地とし、斜面崩壊によって土砂が生産さ れ、それが流下していく一連の過程について地質的特徴を 考慮して検討する。はじめに、地理情報システム (Geographic Information System:以下 GIS と記す)を用い て ママス川流域の地形・地質的特徴の整理を行う。次に多時 期の空中写真および衛星写真を用いて斜面崩壊地のトレ ースを行い,GIS を用いて崩壊地の経年変化を分析する。 これにより,流域における地質的観点を含めた土砂供給の 量的な評価を行う。さらに,現地調査を実施し,地山から 河床の複数地点で岩石の点載荷試験ならびに粒度分析を 行い,流下に伴う強度と粒径の変化から土砂の質的特性の 変化を評価する。最後に,土砂の質と量の評価からマ又川 流域における土砂供給過程について全体の考察を行う。

2. 寸又川流域の地質・地形

大井川水系は図1に示すように,複雑な地質を持つ。地 層は四万十帯であり,中生代白亜紀から新生代第三紀にか けて形成された付加体で構成されている。四万十帯の構成 層は北から南にかけて新しい地質年代となり,それらが帯 状に配列している。対象とする寸又川流域では,上流部に 混在岩を主体とする白根層群,中流部に砂泥互層(砂岩泥 岩互層と泥岩砂岩互層の両方を指す,それぞれ先頭の岩種 が優勢な互層を示す)を主体とする寸又川層群,下流部に 混在岩を主体とする犬居層群が分布している。寸又川流域 に分布する岩相の面積と割合を表1に示す。

大井川水系の上流部から中流部は,赤石山脈により急峻 な地形を構成している。図 2 は基盤地図情報が提供する 5m メッシュ DEM データを基に,GIS を用いて寸又川の集 水域における平均傾斜角度を算出したものである。図 2 を



図 1 大井川水系の地質図 (産総研の 20 万分の1 シームレス地質図を使用)

14.40	流域内面積	流域内割合
石作	(km ²)	(%)
砂岩泥岩互層	114.3	45.3
泥岩砂岩互層	66.2	26.2
混在岩	52.4	20.8
泥岩	15.8	6.3
玄武岩	1.2	0.5
砂岩	1.0	0.4
安山岩	0.6	0.2
チャート	0.5	0.2
石灰岩	0.4	0.1
合計	252.6	100

表 1 寸又川流域における岩相割合

見ると、全ての集水域で平均傾斜角度が 30°を上回って おり、40°~42°の集水域も多数確認できる。このことか ら寸又川流域は急峻な地形を呈していることが示され、土 砂供給のポテンシャルが高い寸又川の供給土砂量を把握 することは、土砂管理において重要であることが分かる。



図 2 寸又川流域の集水域における平均傾斜角度

3. 土砂生産量の評価

マ又川流域における土砂生産量を推算するため、多時期の空中写真と衛星写真を用いて崩壊地のトレースを行い、経年変化を分析した。使用した写真は、地理院地図で公開されている1976年、2013年の空中写真とGoogle Earth Proが公開している2015年の衛星写真である(図3)。トレース作業では解像度が最も低い1976年で正確に崩壊と確認できる最小の面積を1000m²と判断し、それ以上の崩壊面積を持つ崩壊地を各年代で抽出した(図4)。その後、崩壊実態調査⁴⁾の手法を用いて、時系列ごとに新規崩壊、崩壊地の拡大、継続、縮小、回復の5パターンに分け、崩壊地の個数集計を行った。また、産総研が提供する20万分の1シームレス地質図を基に、GISを用いて岩相と崩壊地の関係を分析した。結果を表2に示す。表に示される()内の数字は崩壊パターンの内、2つ以上の岩相をまたぐ崩壊地の個数である。

1976~2013 年,2013~2015 年どちらにおいても,砂泥 互層,混在岩,泥岩で崩壊が活発に行われていることが明 らかになった。安山岩やチャートは,表1の流域内面積に 対して比較的多くの新規・拡大崩壊があるものの,実際に 生産される土砂量としては僅かであると考えられる。

ここで, Guzzetti の経験式⁵⁾を用いて地質毎に生産され た土砂量の推定を行った。Guzzetti の経験式を(1)に示す。 Vは生産土砂量(m³), *A* は判読した崩壊面積(m²)である。

(1)

 $V = 0.074 \cdot A^{1.45}$

トレースした崩壊地が2つ以上の岩相をまたぐ場合は、 その崩壊地に占有する岩相の割合を算出し、土砂量に乗じ て地質毎の土砂量を推算した。その結果を表3に示す。

流域全体の生産土砂量に対して約7割の土砂が砂泥互 層から供給されていることが示された。このことより,砂 岩・泥岩の質的特性の把握が重要であることが示唆された。



図 3 空中写真ならびに衛星写真 (上から 1976 年, 2013 年, 2015 年)

図 4 トレースした崩壊地 (1976年, 2013年, 2015年)

		衣 2	2时期(こわりつ朋	吸ハター ン	()上1	976年~2013年,	,石2013円	$-\sim 2015)$			
	新規	拡大	継続	縮小	回復			新規	拡大	継続	縮小	回復
砂岩泥岩	190(30)	42(17)	59(8)	81(15)	154(30)		砂岩泥岩	33(5)	22(2)	294(65)	13(3)	12(0)
泥岩砂岩	155(12)	41(10)	24(2)	21(7)	98(12)		泥岩砂岩	24(1)	9(0)	220(27)	11(4)	1(0)
混在岩	96(10)	27(3)	21(2)	20(2)	39(4)		混在岩	26(4)	17(2)	122(12)	17(2)	8(1)
泥岩	60(20)	12(8)	8(4)	8(3)	29(19)		泥岩	10(3)	1(0)	86(35)	1(0)	0(0)
玄武岩	0(0)	2(1)	0(0)	0(0)	0(0)		玄武岩	0(0)	0(0)	1(0)	0(0)	1(1)
砂岩	1(1)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)		砂岩	0(0)	0(0)	1(1)	0(0)	0(0)
安山岩	5(4)	2(2)	0(0)	0(0)	0(0)		安山岩	0(0)	0(0)	7(6)	0(0)	0(0)
チャート	3(3)	1(1)	1(0)	1(0)	1(0)		チャート	2(1)	0(0)	4(3)	2(1)	0(0)
石灰岩	2(0)	0(0)	0(0)	0(0)	2(2)		石灰岩	0(0)	0(0)	2(0)	0(0)	0(0)

表 2 2時期における崩壊パターン(左1976年~2013年,右2013年~2015)

表 3 2時期における生産土砂量(上1976~2013,下2013~2015)

	砂岩泥岩	泥岩砂岩	混在岩	泥岩	その他	合計
生産土砂量 V(m ³)	5,010,354	4,076,755	2,169,482	1,515,659	55,044	12,827,295
割合(%)	39.1%	31.8%	16.9%	11.8%	0.4%	100%

	砂岩泥岩	泥岩砂岩	混在岩	泥岩	その他	合計
生産土砂量 V(m ³)	938,921	415,048	491,800	278,975	4,976	2,129,719
割合(%)	44.1%	19.5%	23.1%	13.1%	0.2%	100%

4. 岩石の強度試験

4.1 岩石の強度試験方法

斜面から供給され得る地山の岩石ならびに河床の複数 地点で採取した河床礫の点載荷試験を行い,土砂の流下に 伴う土砂の質的特性の変化を評価する。試料は,寸又川の 林道(砂岩泥岩互層の分布域)で採取した砂岩ならびに泥 岩の岩石試料と大井川との合流点から 2.2km, 9.2km, 11.5km, 20km 地点の河床で採取した砂岩ならびに泥岩の 河床礫(土砂試料)を使用した(図 5)。試験方法は,地盤 工学会で規定されている「岩石の点載荷試験方法」 JGS3421-2012に基づき実施した⁶⁾。岩石を規定のサイズに 切断した後,約 240 個の岩石を点載荷し,採取場所と岩種 ごとに分けて結果を整理した。結果の一例を図 6 に示す。

点載荷試験では非成形の岩石試料を用いる。そのため、 同種の岩石であっても、供試体の体積、あるいは載荷軸に 直交する最小断面積によって異なる破壊強度を示す。そこ で、サイズの異なる試料に試験を実施し、等価コア径と破 壊荷重の近似曲線を求め(図 6),相関係数 R \geq 0.6 の場合、 直径 50mm のコアに対するコア試験 ($D_e=2500$ mm²) から 求められる点載荷強さ $I_{s(50)}$ を点載荷強度指数とした。一方



図 5 岩石の採取場所

でR<0.6と相関が弱い場合には補正係数Fを算出した後, 補正係数Fとそれぞれの点載荷強さの積で補正を行い,全 ての平均値をその岩石固有の点載荷強さとした。補正係数 Fの算出式を式(2)に示す。式中のD。は試料の断面を円 形に換算した際の直径である等価コア径を示す。

 $F = (D_{\rm e}/50)^{0.45} \tag{2}$

4.2 点載荷試験の結果

採取地点と岩種毎で整理した点載荷試験の結果を表 4 に示す。地山の土砂試料は砂岩,泥岩ともに相関係数 R が 0.6 を下回る結果となった。また,砂岩,砂岩礫と泥岩, 泥岩礫を比較すると全ての地点において砂岩の土砂試料 の方が大きい点載荷強度指数となった。

砂岩は、 $I_{s(50)}$ が7.30~8.31(MN/m^2)の強度を示し、最大と 最小の差が1.01(MN/m^2)と流下に伴う大きな強度変化は見 られなかった。一方で、泥岩は $I_{s(50)}$ が4.45~7.78(MN/m^2) と3.33(MN/m^2)の点載荷強度指数の幅をもっており、下流 へ行くにしたがって強度が増加傾向にあることが見て取 れる。

4.3 強度試験の考察

地山で採取した砂岩, 泥岩において相関係数 R が低かっ た原因は, クラックを含んでいることが考えられる。地山 では岩石が移動する機会は少なく, その場で風雨の影響を 受けるため, 河床礫より風化が進行した状態にあることが 推測できる。また, 全体の流下過程で考察すると, 砂岩は 強度の変化が少なく, 大きな風化を受けることなく流下し ていると考えられる。一方, 泥岩は粘土鉱物を多く含むた め, 流下過程でスレーキング等を引き起こしやすく, 強度 の高い部分のみが残され, 強度増加していると推察できる。



表4 点載荷強度指数 1,500の結果

岩種	地山砂岩		砂岩(河	可床礫)		岩種	地山泥岩		泥岩(泊	可床礫)	
採取場所	本谷林道	20km	11.5km	9.2km	2.2km	採取場所	本谷林道	20km	11.5km	9.2km	2.2km
<i>I</i> _{s(50)} (MN/m ²)	7.73	7.30	7.44	7.96	8.31	<i>I</i> _{s(50)} (MN/m ²)	4.45	5.46	4.89	7.01	7.78
R	0.51	0.86	0.88	0.87	0.86	R	0.25	0.92	0.72	0.86	0.79
測定数	19	15	17	23	19	測定数	53	16	19	29	31

5. 供給土砂の粒度分析

5.1 砂泥互層の露頭における土砂サイズの計測手法

2章と3章では、砂泥互層が流域に広く分布し、土砂供 給量が多い岩相であることが明らかになった。ここでは、 斜面崩壊が起こり得る砂泥互層の露頭を対象に、砂岩層部 分の不連続面の計測を実施する。

図7は、砂泥互層の露頭を示している。図から、灰褐色 の砂岩層と黒色の泥岩層が交互に堆積していることが確 認でき、砂岩層部分は褶曲を受けて節理が明瞭に発達して いることが確認できる。これら節理と層理面の不連続面に より、砂岩層がブロック状に分離され、崩壊とともに砂岩 礫に転じると推測できる。そこで、砂岩ブロックの節理間 隔(J)と層厚(L)の計測を行い、ブロックサイズの把握 を試みた(図8)。ここでは、寸又川の林道で確認できた4 か所の砂泥互層の露頭を対象に計測を行った。

はじめに、現地調査でそれぞれの露頭を異なる角度から 複数枚写真撮影し、SfM/MVS 解析ソフトである Agisoft Metashape を用いて露頭の3次元モデルを作成した。次に、 砂岩層の層理面に対して平行な角度から露頭を投影でき るよう設定を行い、正射投影したオルソ画像を作成した。 最後に、画像解析ソフト ImageJ を用いて砂岩ブロックのJ とLの計測を行った。この際、J は上下、L は左右のそれ ぞれ両端を測定し平均を算出した。

ひと の と し の の mm

図7 砂泥互層の露頭の一部



図 8 節理間隔 (J) と層厚 (L)

5.2 土砂サイズの結果

測定結果より, J-L の結果を図9に示す。既往研究⁷⁾ と 同様に節理面間隔と層理面間隔には相関係数 R=0.89 と高 い正の相関がある。これは,砂岩の層厚の大きさに依存し て節理面間隔が決定されることを示唆する。つまり,砂岩 層の層厚程度の粒径を持つ砂岩ブロックが供給され得る ことを示している。今回測定した露頭では,節理面間隔が 約 7~655mm の範囲で分布しており,層理面間隔は約 6.7~515mm の幅を持っていることが示された。また,グラ フを注目すると 10~100mm 程度のサイズに分布が集中し ていることが明らかである。

5.3 粒度分布に関する考察

図10は8地点の河床で線格子法を行った結果⁸⁾と砂岩 ブロックの不連続面間隔を粒度分布に変換して示したも のである。図9で分布が集中する10~100mmの範囲で粒 径加積曲線はほとんど一致していることが分かる。このこ とから,砂岩は土砂供給の過程で大きく粒径を変えること なく存在していることが推測できる。

一方で泥岩層部分はスレーキングによる風化が進行しており、画像を用いた不連続面解析は行えなかった。しかしながら、泥岩層の層厚を計測すると、30~40mm 程度のものが多く、調査した最大の層厚は100mm であった。したがって、泥岩は泥岩層以下の粒径で供給される可能性も示唆された。



図 10 砂岩の河床材料と砂岩ブロックの粒度分布の比較

6. まとめ

本研究では大井川水系寸又川を対象に地質的特徴を考 慮した供給土砂の量的および質的評価を試みた。はじめに, 流域の地形・地質に関して整理を行った。寸又川の集水域 における平均傾斜角度を算出したところ,全ての集水域で 30°を上回っていることが示された。このことから,急峻 で斜面崩壊を引き起こしやすい地形条件であることが分 かった。地質に関して,GISを用いて分布面積の整理をし たところ,砂泥互層が流域全体の約7割を占めていること が分かった。また,Guzzettiの経験式も用いて供給土砂の 量的評価をしたところ,流域における生産土砂の約8割が 砂泥互層であることが明らかになった。このことから,砂 岩および泥岩に注目し,土砂の質的特性の把握を行った。

土砂の質的特性の把握では、岩石の強度試験ならびに 土砂の粒度分析を行った。岩石の強度試験では、地山と河 床の複数地点で採取した岩石を対象に点載荷試験を行っ た。その結果、砂岩は地山から河床まで点載荷強度指数は おおよそ一定の値を示し、流下に伴う風化の影響は少なか った。一方で泥岩は地山から河床への流下に伴い、3.3 (MN/m²)程度の強度上昇を示した。これは、流下ととも に岩石の弱い部分が破砕・細粒化し、強い部分が摩耗され て流下しているためだと推測できる。

粒度分析では、現地の露頭で撮影した砂泥互層の写真か らオルソ画像を作成して砂岩層部分のブロック径を測定 した。その結果、砂岩ブロックを構成する節理面間隔と層 理面間隔の間に相関係数 R=0.89 の高い正の相関があるこ とが分かった。これは、砂岩の層厚程度の粒径を持つ土砂 が河道に供給され得ることを示唆している。さらに、河床 材料の粒度分布との比較も行った。その結果 10~100mm で粒径加積曲線がほとんど一致していることが確認でき た。これらの結果から、土砂供給過程において砂岩は粒径 を保ったまま土砂輸送が行われる選択的運搬作用が卓越 していることが推察できた。

謝辞

現地調査に当たっては,静岡森林管理署ならびに川根本 町建設課より,林道通行などの許可や各種情報を頂いた。 中部電力静岡水力センターの栗田晃男様からは,管轄され るダム周辺への立入や,ダム放流情報などを頂き,いろい ろと便宜をはかって頂いた。名城大学理工学部教授の溝口 敦子博士からは研究推進にあたって様々な討論を頂いた。 紙面を借りてお礼申し上げる。

参考文献

- 藤田光一,冨田陽子,大沼克弘,小路剛志,伊藤嘉奈子,山原 康嗣:日本におけるダムと下流河川の物理環境との関係につい ての整理・分析,国土技術総合研究所資料,第445号,2008.
- 山野井一輝,藤田正治:土砂生産・土砂供給・土砂輸送堆積統 合型モデルの開発と山地流域への適用,土木学会論文集 B1,Vol.70,No.4,pp.925-930,2014
- 村上泰啓、中津川誠、高田賢一:豪雨による斜面崩壊で生産 された土砂量の推定と河道における動態、水工学論文集、第 49巻、pp.1081-1086,2005
- 4) 枦木敏仁:生産土砂調査としての崩壊実態調査,砂防学会誌, Voi. 57, No. 1, pp.62-66, 2004.
- Guzzetti F. Ardizzone F., Cardinali M., Rossi M. and Valigi D.: Landslide volumes and landslide mobilization rates in Umbria, central Italy. Earth Planet. Sci. Lett., Vol. 279, pp. 222-229, 2009.
- 6) 地盤工学会地盤調査規格・基準委員会:地盤調査の方法と解説, 公益財団法人地盤工学会, pp.448-459, 2013.
- Bai, T., D.D.Pollard, D., Gao, H., Explanation for fracture spacing in layered materials, nature, Vol.403, pp.753-756, 2000.
- 8) 本夛太一,藤井幸泰:大井川水系寸又川の表層河床材料を対象とした土砂の流下特徴の把握,令和4年度土木学会中部支部研究発表会,2023.

Geotechnical Research on Sediment Supply Processes of the Sumata River in the Oi River System

Taichi HONDA¹, Yukiyasu FUJII², Anna SAITO³, Mahiro TANAHASHI³, Ryo MURAKAMI³

1 Graduate School of Science and Technology, Meijo University, 233433009@ccmailg.meijo-u.ac.jp

- 2 Graduate School of Science and Technology, Meijo University
- 3 Former undergraduate student of Meijo University

Abstract

The Sumata River basin, which is characterized by steep terrain, has active sediment production. Sediment accumulation in dams is a serious problem, and it's necessary to develop an appropriate sediment management strategies. This study aims to comprehensively understand the quality and quantity of supplied sediment, considering geological characteristics. Firstly, to evaluate the quantity of sediment supply, we calculate the amount of landslide-generated sediment supply for each geologic area. The results reveal that approximately 70% of the sediment supply originates from interbedded sandstone and mudstone layers. For the qualitative assessment of sediment, we conducted rock strength tests on sediment samples from the slope and river basin. In addition, particle size analysis has been done on sediment samples of river basin. As a results, sandstone has similar rock strength from the slope to river basin of downstream, it indicates that selective transport processes largely effect on sandstone sediment. On the other hand, the strength of mudstone has been increased from the slope to river basin of downstream. Therefore, breaking and abrasion mechanisms mainly effect on mudstone sediment.

Key words: Point load test, Alternating Layers of Sandstone and Mudstone, Sediment management, Slope failure, Sediment dynamics

黄鉄鉱を含む泥岩の酸化手法に関する基礎的検討

Fundamental investigations of oxidation method of mud-rock containing pyrite

財満 陽己¹, 京川裕之², 籾山航輝³

- 1 名古屋工業大学大学院・工学専攻・社会工学系プログラム・cmj16016@ict.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学大学院・工学専攻・社会工学系プログラム
- 3 元名古屋工業大学・工学部社会工学科・環境都市プログラム

概 要

地盤中に含まれる黄鉄鉱が酸化すると硫酸が生成され,その結果,地盤が脆弱化することから様々な地盤 工学的問題を誘因することが知られている。また,この酸化現象は,純化学反応では非常に緩慢に進行す るため,実験室内における現実的な時間内での再現が課題となっている。本研究は未酸化の黄鉄鉱を含む 泥岩粉末に対して,酸化プロセスに準じた様々な酸化促進処理を行う。そして,黄鉄鉱の消失と生成鉱物 の分析,酸化反応中のpHとORPの計測を行うことにより,実地盤における酸化現象を室内実験において 適切に再現し,酸化期間を短縮できる室内酸化手法を検討する。結果より,黄鉄鉱の消失には試料に空気 を供給すること,十分に希釈した過酸化水素を溶媒とすることが有効であること,副生成鉱物のジャロサ イトの生成には空気を供給することに加えて,Fe³⁺を供給することが有効であることが示唆された。

キーワード: 黄鉄鉱, 泥岩, 酸化促進, ジャロサイト

1. はじめに

1.1 黄鉄鉱を原因とする地盤工学的諸問題

黄鉄鉱は海水環境下かつ有機物や特定の微生物の存在 下で生成される鉱物であり,熱帯地域を中心に世界中の 海成地盤内に多く存在している。この黄鉄鉱を含む地盤 は,植物から生成される有機酸や酸性雨等によって H⁺が 供給されることや,掘削や地盤変動による大気暴露で O₂ が供給されることで酸化反応が生じ,その反応過程にお いて硫酸を生成する¹⁾(図 1)。この酸化現象における鉱 物変化や硫酸による鉱物溶解によって地盤が脆弱化する ため,盛土や斜面の崩壊など地盤工学的諸問題を引き起 こすことが知られている^{2),3)}。また地盤工学的問題に限ら ず,この地盤から流出する硫酸は,水質悪化などの環境 問題を引き起こすことも知られている⁴⁾。そのため,地



図1 黄鉄鉱を含む地盤の酸化メカニズム

盤内における酸化反応の有無,その酸化程度を定量的に 評価する手法が必要である。

1.2 現行の酸化試験

現行の酸性化土壌の評価方法には,JGS-0271:過酸化 水素による土及び岩石の酸化可能性試験がある。これは, 30%の過酸化水素を使用して,強制的に酸化処理を行い, pH の低下量を計測することで,その土壌の酸性化可能性 を評価する試験である⁵⁾。実験的にこの試験を黄鉄鉱の 含まれる泥岩に対して行うと,発熱を伴う非常に不安定 な反応を示し,それとともに多数の気泡の発生が確認さ れた(写真 1,2)。この気泡は本来の酸化反応とは異なり, 動植物や微生物に起因する有機物(酵素)と過酸化水素 が反応することで,酸素が発生していると考えられる。

また、実地盤内の黄鉄鉱の酸化反応では副生成鉱物と してジャロサイトが生成することが知られている¹⁾。し かしながら、10%の過酸化水素で酸化処理を行った試料 内にはジャロサイトの生成が確認されていない⁶⁾。これ らのことから、高濃度の過酸化水素を用いる手法では、 実地盤における酸化現象を適切に再現できないと考える。

一方,実地盤中の酸化は数年から数十年のタイムスケ ールを有して緩慢に進行する¹⁾。そこで本研究では,黄 鉄鉱を含む海成泥岩の粉末試料に対して,酸化プロセス に準じた様々な酸化促進処理を行い,消失鉱物と生成鉱 物の分析や反応期間中の pH と ORP を測定することで, 実地盤中の黄鉄鉱の酸化反応を適切に再現し,室内実験 に対応し得る短時間に酸化処理可能な手法を検討する。





写真1 H₂O₂による酸化後

写真2 H₂O₂による酸化時

2. 実験試料と実験手法

2.1 試料情報

本研究では、石川県七尾市および珠州市で採取した海 成泥岩の珪藻泥岩を使用した。この珪藻泥岩は、能登半 島の広域に分布する飯塚層および和倉層という泥岩層の 岩石である。写真3,4に採取した岩石の乾燥後試料を示 す。採取した岩石には、部分によって写真3のような暗 色部分と写真4のような一部褐色に変化するような部分 が観察された。この褐色部分は地盤中で空気暴露面に近 く、酸化が進行している部分であり、褐色を示している のは、酸化過程で生じた水酸化鉄の影響であると推察さ れる。本研究では、未酸化状態の岩石に対して酸化処理 を行いたいため、写真3のような暗色部分の珪藻泥岩を 粉砕した粉末試料を使用した。



写真3 珪藻泥岩 未酸化部



2.2 珪藻泥岩の密度

珪藻泥岩の密度に関する物性値を表 1 に示す。表より 土粒子密度は一般的な値を示しているが,乾燥密度は比 較的小さい値を示し,そこから計算される間隙比は比較 的大きな値を示した。このことは,多孔質で間隙比が大 きい珪藻泥岩の特徴を捉えている。

表1	物性値
~~ -	

土粒子密度(g/cm ³)	2.66
試料岩石の乾燥密度(g/cm ³)	0.586
試料岩石の間隙比	2.86

2.3 珪藻泥岩の元素組成と鉱物同定

本研究で使用した未酸化珪藻泥岩の粉末試料(以後, 試料)に対して,その元素組成を分析するために蛍光 X 線分析(XRF),また含有鉱物を同定するために X 線回折 分析(XRD)を行った。XRFの結果を表 2, XRD の結果 を図 2, またその測定条件を表 3 に示す。なお,表 3 に示 す測定条件は以降の章で示す XRD 分析においても共通で ある。

XRF および XRD の結果より鉱物の同定を行うと, 試 料中には石英, 沸石, モンモリロナイト, 曹長石が含ま れていることが確認された。これらの鉱物は火山地帯に 位置する日本の地盤内に一般的に含まれている鉱物であ る。そして, これらの鉱物に加えて, 本研究の着目鉱物 の黄鉄鉱が含まれ, また黄鉄鉱の酸化生成物であるジャ ロサイトが含まれていないことから, この試料は未酸化 状態であると判断した。

表2 XF	F	分析結果	Ļ
-------	---	------	---

成分名	分析值(mass%)
С	6.1386
0	61.1785
Na	0.1354
Mg	0.2427
Al	3.2292
Si	27.9849
Р	0.0107
S	0.8748
Fe	0.2053

表3 XRD 分析条件

使用機種	MiniFlex600
X線種類	Cu-Ka
走查範囲(deg.2θ)	3~90
ステップ幅(deg.)	0.01
管電圧(kV)	40
管電流(mA)	15

2.4 黄鉄鉱の酸化反応式¹⁾

黄鉄鉱の酸化反応は以下の8式で表現される。

・黄鉄鉱の酸化に関わる諸反応式

$FeS_2 + 1/2O_2 + 2H^+ = Fe^{2+} + 2S(0) + H_2O$	(1)
$Fe^{2+} + 1/4 O_2 + H^+ = Fe^{3+} + 1/2 H_2O$	(2)
$2S(0) + 3O_2 + 2H_2O = 2SO_4^{2-} + 4H^+$	(3)
$FeS_2 + 2Fe^{3+} = 3Fe^{2+} + 2S(0)$	(4)
$2S(0) + 12Fe^{3+} + 8H_2O = 12Fe^{2+} + 2SO_4^{2-} + 16H^+$	(5)
$FeS_2 + 14Fe^{3+} + 8H_2O = 15Fe^{2+} + 2SO_4^{2-} + 16H^+$	(6)
・ジャロサイト生成に関わる諸反応式	
$Fe^{3+} + H_2O = Fe (OH)_3 + 3H^+$	(7)
(ゲーサイトの発生)	
$3\text{Fe}(\text{OH})_2^+ + 2\text{SO}_4^{2-} + \text{K}^+ = \text{KFe}_3(\text{SO}_4)_2(\text{OH})_6$	(8)
(ここで K⁺は 1 価の陽イオン)	

この酸化反応は,陸化や掘削等を要因として黄鉄鉱を 含む地盤に酸素が供給されることで,(1)式~(3)式の初期 酸化反応が発生し進行する。この初期酸化反応は半減期 がおおよそ 1000 日の(2)式を律速反応として,純化学的に は非常に緩慢に進行する。実地盤では,この化学酸化と 微生物による酸化が同時に発生することで反応全体が促 進され,急激に地盤の酸性化が進行する。酸性化に伴い



図2 未酸化試料 XRD分析結果

Fe³⁺が土壌溶液中で溶存可能となると,(4)式と(5)式の酸 化反応が発生する。この反応も実地盤では,微生物によ る酸化と同時に発生するため,反応の半減期が1000分と 極めて速やかに進行する。(6)式が黄鉄鉱の酸化反応をま とめた式であり,この式から黄鉄鉱は酸化反応過程で硫 酸を生成し,地盤に対して悪影響を与えることがわかる。

この酸化反応に加えて、実地盤内では土壌の中和が自 然または人為的に進み、地盤全体の平衡反応により 3 < pH < 4 に収束することが既往研究 ¹⁾で確認されている。 また、この pH 範囲では、(7)式によって生成される水酸 化鉄(ゲーサイト)が部分的加水分解によって土壌中に 溶脱し、1 価の陽イオンと反応することで副生成鉱物の ジャロサイトを生成することが知られている((8)式)。そ のため、本研究では黄鉄鉱の消失およびジャロサイトの 生成が確認できたことを、実地盤の酸化反応の再現性が 高い酸化手法であるとして検討を行っている。

2.5 実験·分析方法

本研究の実験では、泥岩を粉砕機によって粉砕した粉 末試料を使用した。この粉末試料と後述の実験ケースご とに作成した水溶液を所定の固液比のもとビーカー内で 混合し、反応期間中はマグネットスターラーを使用して 攪拌を行うことで、均一に酸化反応が進行するように実 験を行った(写真 5)。酸化処理後は、XRDの前処理とし て鉱物表面に付着したイオン等の不純物を取り除くため、 反応試料をコニカルチューブに移し替え、十分な超純水 を加え、振盪器と遠心分離器を用いて、3 度洗浄を行っ た。そして、洗浄後の試料を乾燥炉で乾燥させることで 反応を停止させた。酸化処理後の乾燥試料に対して、 XRD で鉱物同定を行い、その結果から黄鉄鉱の消失とジ ャロサイトの生成を確認することで酸化処理の検討を行った。反応実験の種々の条件を表4にまとめる。

表4 実験条件

固液比(個体:液体)

スターラー攪拌速度(rpm)

スターラー台温度 (℃)

洗浄機(Hz/min)

遠心分離機(rpm/min)

乾燥炉温度 (℃)



写真5 実験の様子

2.6 実験条件と選定理由

本研究では粉末試料に対して、様々な酸化促進処理を 行うことで有効な酸化手法を検討する。各実験ケースの 酸化条件は、2.4 の黄鉄鉱の酸化現象の化学平衡反応式を 元に選定した。各ケースの酸化条件を酸化評価とともに 後述の表5に示す。

純水(脱イオン水)のシリーズは,試料のみによる酸 化反応であるため,全シリーズの中で自然の反応に最も 近い条件として選定した。次に 3.45%の過酸化水素を溶 媒としたシリーズは,濃度 30%の過酸化水素の場合に発 熱を伴って急速に反応し,ジャロサイトも確認されなか ったことから,濃度を薄めることで黄鉄鉱の酸化反応の みに寄与することを想定して選定した。続いて,硫酸鉄 (Fe₂(SO₄)₃)と塩化鉄(FeCl₃)の水溶液のシリーズは,溶存 する Fe³⁺を増加させることで,左辺に Fe³⁺を持つ pH の低 下に伴う(4),(5)式の化学平衡が右辺へ向かうことを想定 して選定した。また Fe³⁺は,ジャロサイト生成に必要な ゲーサイトの生成反応(7)式が促進されることも想定して いる。

空気を供給するケースは、初期酸化反応のすべての反応式の左辺には O2が存在し、これらの化学平衡を右辺へ向けることを目的とし、全ての溶媒の条件に対して空気供給の有無による影響を検討した。なお、実験室における空気供給は、空気をポンプによって圧送し、撹拌する混合溶液中でバブリングを行った。

最後に反応期間については,長期間と短期間の条件を比 較するために設定した。

2.7 鉱物変化の同定について

本研究では,酸化処理後に XRD 分析で鉱物の同定を行い,黄鉄鉱の消失とジャロサイトの生成を確認することで酸化手法の再現性を評価している。各ケースの酸化評価の結果を表5にまとめる。XRD 分析では,試料中の鉱物の含有量に依存した回折強度(cps)を測定し,この強度が示すピークの大きさの比の組み合わせによって,鉱物の種類を分析している。しかしながら,後述の分析結果の図から,生成されるジャロサイトは極めて少量であることが確認され,ジャロサイトのピークをすべて確認することは困難であるため,本研究では鉱物同定に利用

1:20

300

22

30/15

10000/60

110

ケース	溶媒情報	空気供給の有無	期間(day)	黄鉄鉱の消失	ジャロサイトの生成			
Case 1	純水		90	0	0			
Case 2	純水	0	60	0	0			
Case 3	純水		30					
Case 4	純水	0	30	0	0			
Case 5	純水		7					
Case 6	純水	0	7					
Case 7	過酸化水素(濃度 3.45 %)		60	0	0			
Case 8	過酸化水素 (濃度 3.45 %)	0	60	0	0			
Case 9	過酸化水素(濃度 3.45 %)		7	0				
Case 10	過酸化水素(濃度 3.45 %)	0	7	0				
Case 11	過酸化水素(濃度 3.45 %)		2h	0				
Case 12	硫酸鉄(濃度 0.03 mol/L)		60	0	0			
Case 13	硫酸鉄(濃度 0.03 mol/L)	0	45					
Case 14	硫酸鉄(濃度 0.3 mol/L)		60	0	0			
Case 15	硫酸鉄(濃度 0.03 mol/L)		7					
Case 16	硫酸鉄(濃度 0.03 mol/L)	0	7					
Case 17	塩化鉄(濃度 0.03 mol/L)		60	0	0			
Case 18	塩化鉄(濃度 0.03 mol/L)	0	45					
Case 19	塩化鉄(濃度 0.3 mol/L)		60	0				

表5 宝輪ケースと酸化評価

した株式会社リガク社製の MiniFlex600 の分析ソフト (Smart Lab) で計算される分析値の FOM 値を参考にジ ャロサイト生成の判断を行った。この指標は 0 から 100 までの値を示し,値が低いほど測定値と鉱物のピークの 一致率が高いとされており, 10 よりも小さい値を示す鉱 物は検討の必要がある。そのため本研究では,代表ピー ク(最大のピーク)が確認されたことに加えて, FOM 値 が 2.0 よりも小さいこととからジャロサイトが生成され たと判断した。

測定値の図に関して, 黄鉄鉱の大きい方から 5 つのピ ークを赤の点線で示し, ジャロサイトは, 代表ピークの みを青の点線で示した。また図 3 には, 黄鉄鉱の代表ピ ーク (33.05°)を赤の矢印, ジャロサイトの代表ピーク (17.36°)を青の矢印で示した。

ジャロサイトは、反応する 1 価の陽イオンによって種類が区別される。2.3 の XRF と酸化処理後の XRD の分析結果から、適切に本試料に酸化処理を行うとヒドロニウムジャロサイト(組成式(H₃O)Fe₃(SO₄)₂(OH)₆)が生成されることが確認された。これは、酸化反応後に 1 価の陽イオンのヒドロニウムと加水分解したゲーサイトが反応したことを示唆している。

2.8 pH および ORP の測定について

期間が 30 日を超える実験ケースでは,7 日ごとに試料 の pH と ORP (酸化還元電位)の計測を行った。計測は 攪拌した懸濁溶液に対して行っている。ここで,ORP と は溶媒の酸化力を示す指標であり,各ケースの酸化還元 反応の進行傾向を把握するために測定を行った。

3. 有効な酸化手法

3.1 空気供給の影響(Case 1~ Case 6)

本章では、各実験ケースを比較することで各酸化手法 について考察する。はじめに空気供給の影響に関して、 溶媒が純水のケースに着目すると、空気供給の有無に関 わらず長期間行った Case 1、2 で黄鉄鉱の消失とジャロサ イトの生成が確認された。このことから、純水を溶媒と して、実地盤の酸化反応が再現できると考えられる。 続いて、期間が 30 日間で空気を供給した Case 4 では、 黄鉄鉱の消失とジャロサイトの生成が確認されているが、 同期間で空気供給のない Case 3 では、どちらの現象も確 認されなかった。このことから、空気供給は酸化反応お よび鉱物生成を促進していることが示唆される。また、



図3の純水ケースのXRDの結果について、ジャロサイト のピーク強度に着目すると、空気供給を行わず90日間酸 化させた Case 1 と比べて、それよりも短い期間(60日間) 空気供給を行った Case 2 の方が顕著なピークが現れてい る。このことからも、空気供給は反応を促進しているこ とが示唆される。

図4のpH変化も同様に純水のケースに着目すると,空気供給を行った純水のケースでは1~2週間目にかけてpHの上昇が生じている。これは,H⁺の消費の生じる初期酸化反応の(1),(2)式を特に促進していることが要因として考えられる。また,その後のpHの減少傾向が空気供給のない純水のケースと比較して大きいことから,空気供給は黄鉄鉱消失後に(3)式を促進し,SO4²⁻の生成に寄与したと考えられる。空気供給によって,ジャロサイトに必要なFe³⁺,SO4²⁻の生成が促進されたことで,全体の酸化反応が促進され,ジャロサイト生成量に差が生まれたことが考えられる。

図 5 の ORP 変化についても純水ケースに着目すると, 空気供給の有無に関わらず,1 週間程度で最小値を示し ている。また,空気供給を行ったケースの方が顕著な最 小値を示していることから,溶媒中の酸化力がより低下 しており,試料がよく酸化されていると考えられる。こ のことからも,空気供給が初期酸化反応を促進している ことが示唆される。また,その後は両ケースとも ORP が 上昇しているが,空気供給を行ったケースではこの上昇 傾向が急である。そのため空気供給を行ったケースでは, 黄鉄鉱の消失後の反応が比較的盛んに行われていること が考えられ,空気供給は黄鉄鉱の消失およびジャロサイ トの生成を促進していると考えられる。

3.2 過酸化水素の影響(Case 7~ Case 11)

過酸化水素を溶媒としたケースに関して,長期間(60 日間)の酸化処理を行った Case 7,8において,黄鉄鉱の 消失とジャロサイトの生成が確認された。このことから, 希釈した過酸化水素を溶媒としても,実地盤の酸化反応 が再現できると考えられる。次に Case 11の結果から,黄 鉄鉱の消失は2時間程度で完了することが確認された。 加えて,図4に示すpH変化から,過酸化水素のケースで は,初期のpHが純水のケースと比較して低いため,反応 開始後に反応溶液が急速に酸性化していることが確認さ れた。これらの結果から過酸化水素は初期酸化反応を促 進し,試料を急速に酸性化させることがわかる。また, pH低下に伴って酸化反応(4),(5)式も進行し,結果とし て短時間で黄鉄鉱が消失したことが考えられる。

一方,2時間で黄鉄鉱の消失が確認されたが,7日間の Case 9,10では空気供給の有無に関わらず,ジャロサイ トが生成されていない。そのため,黄鉄鉱の消失後にジ ャロサイト生成に移行していないことが確認された。こ の要因として,酸化反応により試料が急速に酸性化され たことで Fe³⁺が溶媒中に溶存可能となり,それに伴い(7) 式のゲーサイトの生成が進行せず,結果としてジャロサ イトが生成しなかったことが考えられる。また,持続的 に溶媒の pHが上昇している様子から,黄鉄鉱の消失反応 と初期の急激な pH の減少に関係しない律速反応の(2)式 に対して,過酸化水素は影響が小さく,全体的に酸化反 応が緩慢に進行している可能性がある。そして,これに



よって Fe³⁺の生成とジャロサイトの生成が遅れていることが考えられる。

図6の過酸化水素ケースのXRD結果について,図3の 空気供給を行っていない純水ケースのCase1と比較して, Case7,8では顕著にジャロサイトのピークが現れている。 このことから過酸化水素のケースでは、反応の出発とな る黄鉄鉱の消失が急速に進行することによって、酸化反 応全体の期間が短縮されていることが確認された。

図 4 の過酸化水素ケースの pH 変化は,空気供給を行っ たケースで 4 週間程度,行わなかったケースでは 6 週間 程度かけて pH が上昇した。3.1 から空気供給は特に(1), (2)式を促進していると考えられ,過酸化水素によって黄 鉄鉱が消失した状態では(2)式が促進されることが考えら れる。また,最終的に pH の値が落ち着くまでに時間差が あることからも,この上昇は空気供給が(2)式を促進して いることに起因する pH の上昇の可能性を示唆している。 このことは(2)式の遅延も示唆しているため,過酸化水素 は(2)式に対して影響が小さいことが推察される。

また,図4の全てのケースでpHが2.4~2.6付近に収束 していることが確認された。実地盤では,土壌は3<pH <4の範囲に収束し,その範囲においてジャロサイトが生 成するとしていた。しかしながら,本研究で使用した試 料ではpHが3<pH<4に収まらない場合でも、ジャロサイ トが生成されることが確認された。このことは地盤を構 成する含有鉱物の違いや化学平衡の影響により,低いpH 環境下でもジャロサイトが生成することを示唆している。

続いて、図5の過酸化水素ケースの ORP は、空気供給 の有無に関わらず、両ケースともに3週間程度で最小値 を示している。これは、溶媒の酸化力の低下を示してお り、過酸化水素の効果が3週間程度で消失していること を示唆している。また、この最小値は空気供給を行った ケースでは比較的大きな値を示している。この要因としては,溶媒が比較的高い酸化力を持つ状態でも,空気供給の影響により,酸化反応に続く反応が進行したことが 考えられる。

最後に,空気供給を行った純水ケース(Case 2)と過酸 化水素ケース(Case 7, 8)では,空気供給のない純水ケ ース(Case 1)より高い ORP 値で収束していることが確 認された。加えて,XRDの結果からジャロサイトのピー クを比較すると,Case 2,7,8はCase 1と比較して顕著 なピークが確認されたことから,おおよそジャロサイト の生成が完了していることが示唆され,Case 1は終了し ていないと考えられる。

3.3 Fe³⁺供給の影響 (Case 12~ Case 19)

試料に Fe³⁺の供給を目的に選定した,溶媒が硫酸鉄 (Fe₂(SO₄)₃)と塩化鉄(FeCl₃)のケースの評価を行う。はじ めに硫酸鉄ケースについて、長期間(60日間)で空気供 給のない Case 12, 14 では濃度の違いに関わらず, 黄鉄鉱 の消失とジャロサイト生成が確認されたため、溶媒が硫 酸鉄の場合も実地盤の酸化反応を再現できると考えられ る。塩化鉄に関しても Case 17 から同様のことが考えられ る。しかしながら、両溶媒の45日間で空気供給を行った Case 13, 18 では、黄鉄鉱の消失すら発生していない。30 日で空気供給を行った純水ケースの Case 4 ではジャロサ イト生成まで確認されていることから、Fe³⁺の供給は酸化 反応を阻害していることが考えられる。また、塩化鉄の 濃度 0.3 mol/L の Case 19 ではジャロサイトは生成されず, 同期間(60日間)の濃度 0.03 mol/Lの Case 17 では生成 されたため、Fe³⁺は濃度が増加すると酸化反応が阻害され ることが考えられる。



図8 塩化鉄ケース (Case17~19)

Fe³⁺の供給は(4), (5)式を促進させることを目的として


選定したが,結果より(2)式が Fe3+と Fe2+の平衡調整を支 配的に行った可能性があり、それに伴って Fe²⁺の溶存量 が増加したことが示唆される。そのため、酸化反応式の (1), (4), (5)式の右辺への移行が阻害されたと考えられる。

また, (1), (4)式(黄鉄鉱の消失)の遅延で S(0)の生成 が抑制されることと硫酸鉄と塩化鉄の溶媒の pH が初期か ら低いことに起因して、(3)、(5)式(SO42-生成)を阻害し たことも同時に示唆される。加えて、硫酸鉄ケースの Case 14 ではジャロサイトが生成され,溶媒条件のみが異 なる塩化鉄ケース Case 19 では生成されなかったことから も,酸化反応による SO42の生成は緩慢に進行しているこ とが考えられる。

図 9 の pH 変化は、他の溶媒ケースと比較して変動が小 さく, 値としても比較的小さい値を示しており, 硫酸鉄 と塩化鉄のケースでは類似した変化が確認された。また 空気供給を行ったケースでは、両溶媒ともに pH の一時的 な上昇が確認された。この変化は純水の空気供給を行っ たケースの初期に生じたものに類似している。3.1 より, この pH の上昇は初期酸化反応が空気供給で促進されたこ とに起因した上昇であると考えると、この pH が上昇した 時期の遅延は初期酸化反応が Fe³⁺の供給に阻害されてい ることを示唆している。一方で、Fe³⁺の供給を行うとジ ャロサイトが比較的低い pH 環境でも生成されることが確 認された。このことは、Fe³⁺の供給は黄鉄鉱の消失を阻 害するものの,絶対量が増加していることに起因して, (7)式のゲーサイトの生成が促進されていることを示唆し, ジャロサイトの生成には有効であることが考えられる。

図 10 の ORP 変化について, 硫酸鉄と塩化鉄のケース を比較すると,濃度と空気供給の有無が等しいケースで は類似した傾向が確認された。また、空気供給を行った ケースでは ORP の急上昇が pH の上昇期間に確認され, 遅れて酸化反応が促進されたと判断できる。

終わりに 4.

本研究では、黄鉄鉱を含む泥岩の粉末試料に様々な酸 化処理を行い、消失鉱物と生成鉱物の同定と反応期間中 の試料の pH と ORP を計測することで酸化手法の評価を 行った。得られた知見は以下の通りである。

図10 硫酸鉄・塩化鉄ケース ORP 変化

- 空気供給は黄鉄鉱の消失,特に初期酸化反応の(1), (2)式を促進し、その後 SO42-の生成に寄与している。
- 過酸化水素は初期酸化反応の(1)式における黄鉄鉱の 消失を促進するが、急速に酸性化が発生し、加えて Fe³⁺の生成((2)式)に寄与しづらいことが考えられ, ジャロサイト生成反応まで時間を要する。
- ジャロサイトは地盤環境に依存して、既往の研究と は異なる pH 環境でも生成する。
- Fe³⁺の供給は黄鉄鉱の消失を阻害すると考えられる が、ゲーサイトの生成((7)式)の促進に起因して、 ジャロサイト生成過程においては有効である可能性 がある。

また、全ての実験で黄鉄鉱が消失せず、ジャロサイトが 発生したというケースが確認されなかった。このことは, それぞれの反応が独立し、同時に起きないことを示唆し ているため、今後はそれぞれの反応に対しての促進手法 を検討する必要性があると考える。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 23K17771 および一般社団法人 中部地域づくり協会より助成を受けたものです。また, 本研究を進めるにあたり,名古屋工業大学の吉田 亮准 教授には、XRD 分析装置およびソフトウェアを使用さ せていただきました。心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 久馬一剛, 熱帯土壌学, 名古屋大学出版会, pp.200~226, 2001.
- 2) 重松宏明, 東慎吾, 池村太伸, 澤本洋平, 林宗平, 能澤真周, 八嶋厚、黄鉄鉱に起因する酸性化が粘性土の土質特性に及ぼ す影響評価, 土木学会論文集, Vol.62, No.2, pp.429-439, 2006
- 3) Zheng, G., Liang, S., Lang, S., Ma, X., Liang, M., Xiang, W.: Pyrite in Sliding Mud: A Potential Indicator of Landslide Development, Journal of Earth Science, Vol.21, No.6, pp.954-960,2010.
- 4) 原口昭,陸水圏の硫酸汚染問題に関する国際連携研究,環境 創, 5号, pp.18-19, 2016.
- 5) 公益社団法人地盤工学会,地盤材料試験の方法と解説(第一 回改訂版), 丸善出版, pp.379-392, 2020.
- 6) 土方渉太郎, 黄鉄鉱混じり泥岩の過酸化水素酸化による微細 構造および力学特性の変化,東京大学卒業論文,3章,2022.

Fundamental investigations of oxidation method of mud-rock containing pyrite

Haruki Zaima¹, Hiroyuki Kyokawa², Kouki Momiyama³

- 1 Nagoya Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, cmj16016@ict.nitech.ac.jp
- 2 Nagoya Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering
- 3 Nagoya Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering (Previous)

Abstract

The ground containing mineral pyrite is known as the supplier of sulfuric acid due to its oxidation. The ordinal existing method to evaluate the oxidation potential of those ground cannot properly reproduce such oxidation phenomena occurring in an actual ground. Moreover, it takes too long time to complete all these oxidation phenomena in a laboratory. The purpose of this paper is to investigate the promoting oxidation method of mud-rock containing pyrite with highly reproducibility in a laboratory. First, we conducted some oxidation treatment to powder samples containing pyrite (supplying air, hydrogen peroxide and Fe^{3+}). After that, we analyzed the produced minerals, especially Jarosite, and the disappeared minerals, namely pyrite, by XRD and XRF to evaluate the reproducibility of these method. While oxidation treatment, we had also measured pH and ORP of the samples to observe the trend of chemical reaction. The results indicated that supplying air or hydrogen peroxide is effective to promote pyrite disappearance. Additionally, supplying air or Fe^{3+} contribute a generation of jarosite. It can be noted that these phenomena didn't occur at the same time in this study.

Key words: Pyrite, Mud-rock, Promoting oxidation method and Jarosite

落石防護土堤のスケール効果及び基本的な破壊メカニズム解明に向けた静的載荷実験 Static loading tests to elucidate scale effects and fundamental failure mechanisms of rockfall protective soil embankments

小栗快之1,前田健一2,近藤慶亮3,森悠太4,中村拓郎5,牛渡裕二6,内藤直人7,小室雅人8

- 1 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム y.oguri.893@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・社会工学系プログラム k.kondo.690@stn.nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学・社会工学科環境都市分野 y.morii.921@stn.nitech.ac.jp
- 5 土木研究所寒地土木研究所 nakamura-t@ceri.go.jp
- 6 構研エンジニアリング ushi@koken-e.co.jp
- 7 豊橋技術科学大学 naito.naoto.xz@tut.jp
- 8 室蘭工業大学 komuro@muroran-it.ac.jp

概 要

近年我が国は自然災害の激甚化による落石被害の拡大が懸念されている。落石対策工の一つである落石防 護土堤は施工性,経済性,維持管理性に非常に優れた合理的な対策工である一方で,性能設計法が未確立 であるという課題を有する。そこで本稿は土堤の性能設計法確立に向け,土堤のスケール効果把握を目的 に、3つのスケールの模型を対象に、多面体重錘による静的載荷実験を実施した。この実験結果から荷重・ 貫入量関係および土堤の破壊挙動を比較し、模型のスケール効果について検討した。また、小型模型に対 し球形重錘を用いた静的載荷実験を実施し、多面体重錘を用いた実験と比較した。その結果、重錘形状が 土堤の破壊挙動に大きな影響を及ぼさず、両者の最大荷重は概ね等しくなることが確認された。さらに2 次元個別要素法による数値解析を併せて実施し、静的載荷時の土堤内部挙動を確認した。

キーワード: 落石防護土堤, 静的載荷実験, スケール効果, 二次元個別要素法, 破壊メカニズム

1. はじめに

我が国の国土は約7割を山岳地帯が占めている。山岳地 帯にも道路や鉄道などの交通インフラが整備されており, これらは人々の生活に必要不可欠である。しかし,近年の 気候変動に伴う集中豪雨をはじめとする自然災害の激甚 化・頻発化が落石災害の発生箇所・落石外力の増加をもた らし,落石災害に対するリスクが高まっている。以上のこ とから落石対策工の対応可能エネルギーの拡大や施工性, 経済性,維持管理性に優れた合理的な対策工の拡充が求め られている。

ここで,落石対策工の一つとして落石防護土堤(以下, 単に土堤と示す)を挙げる。土堤は土のみで構成され,斜 面と道路の間に十分なスペースさえあれば設置すること ができる。現地発生土の使用が可能であるため施工性や経 済性,維持管理性に非常に優れた落石対策工であるとされ ている。しかし,落石対策便覧¹⁾には土堤のエネルギー吸 収メカニズムやその効果について定量的な評価がなされ ていない。さらに土堤形状について,落石外力や土堤材料 の影響を考慮したものになっておらず,土堤の性能設計法 は未だ確立されていない。性能設計法確立に向けては,そ の照査法の一つとして模型実験による照査が挙げられる。 そのため,模型の寸法比が土堤耐力及び土堤の変形破壊挙 動に及ぼす影響を評価する必要がある。そこで本稿では, 土堤の基本的な破壊メカニズムとスケール効果の把握を 目的に実規模の1/2 スケール,1/4 スケール,1/16 スケー ルの中型模型,小型模型,超小型の縮小模型に対し多面体 重錘による静的載荷実験を実施した。さらに小型模型に対 して球形重錘が土堤の破壊挙動に及ぼす影響を検討した。 さらに,二次元個別要素法 (2D-Discrete Element mehod,以 下 2D-DEM)を用いた再現解析により,静的載荷時の土堤 の内部挙動を推定した。

2. 実験概要

本研究では高さ 1.0m, 0.5m, 0.125m の中型模型,小型 模型,超小型模型を対象に多面体(EOTA型)重錘による 静的載荷実験を実施した。3 スケール間の荷重貫入量関係

表 1 実験ケース及び重錘諸元

実験ケース	土堤高さ (m)	重錘諸元		
		重錘形状	重錘径 (m)	重錘質量 (kg)
M-E	1	多面体	0.5	234.5
S-E	0.5	多面体	0.25	29.4
S-S	0.5	球	0.25	29.0
US-E	0.125	多面体	0.0625	0.45

や土堤表面変状、土堤断面変状を比較する

ことで模型スケールが土堤耐力や土堤の破壊メカニズム に及ぼす影響を検討した。さらに,小型模型を対象に球形 重錘による静的載荷実験を実施し,重錘形状が土堤耐力及 び土堤の破壊メカニズムに及ぼす影響を検討した。

試験体概要として,表1に実験ケースと重錘諸元,表2 に物性値一覧,図1に実験概要図,図2に実験風景を示 す。表1のケース名について,第一項目は実規模土堤に対 する模型の大きさを示し,Mが中型模型,Sが小型模型, USが超小型模型を示す。また第二項目は重錘形状を示し, EがEOTA型重錘,Sが球形重錘を示す。また,重錘径は 土堤高さの1/2とし,重錘密度は落石対策便覧を参考に目 標値2.6ton/m³に設定した。図1について,土堤は土堤部 及び基層部で構築されており,表2に示す物性値の砂を 用い,締固め度90%を目標に試験体を作成した。

M-Eの土堤形状について,法面勾配は以下をもとに1:1.2 に設定した。1)落石対策便覧に記載される一般値 1:1.0~1:1.5 を目安とすること。2)本実験にて得られた材料 試験結果を用いた盛土安定計算においてすべり安全率 1.2 を確保可能な勾配にすることである。天端について実規模 土堤では 1.0m 程度以上確保されている場合が多く,実規 模の 1/2 スケールを想定した M-E では 0.5m 以上にするこ とが望ましい。しかし、本実験では載荷に伴う土堤表面の 変状や破壊を生じやすくする目的で天端幅を 0.2m に設定 した。土堤高さは実大規模の土堤高さ 2.0m をもとに 1.0m に設定した。土堤延長は 4.6m に設定した。基層部につい てはコンクリート基礎の上に山留材を配置して砂を充填 し、その上に土堤を構築した。試験体の構築に際して、基 層部は厚さ 0.3m 毎に、土堤部は 0.25m 毎に砂を敷均し、 振動締固め機を使用して成形した。S-Eの土堤形状につい て、土堤断面形状は中型模型の1/2スケールに設定し、土 堤延長は 2.0m とした。土堤構築方法は中型模型と同様で あり、基層部は厚さ 0.3m 毎に、土堤部は 0.25m 毎に砂を 敷均し、振動締固め機を使用して成形した。US-E の土堤 形状について、土堤断面形状は小型模型の1/4スケールに 設定し、土堤延長は 0.5m とした。基層部は壁面がアクリ ル板で固定された実験装置内に砂を充填し,その上に土堤 を構築した。試験体の構築に際して、基層部は厚さ 0.025m 毎に、土堤部は3層に分けて砂を敷均し、人力による締固 めを実施して成形した。

実験の実施に際して, 重錘重心高さを土堤高さの 1/2 に 一致させ M-E, S-E, S-S は重錘に接続した油圧ジャッキ,

表 2 物性值一覧

項日	畄位	実験ケース		
		M-E, US-E	S-E, S-S	
地盤材料の分類名	-	SP	SP	
土粒子の密度	(g/cm^3)	2.69	2.68	
60%粒径 D ₆₀	(mm)	0.28	0.25	
均等係数 U_c	-	1.83	2.08	
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	(g/cm^3)	1.41	-	
最適含水比 w _{opt}	(%)	25.4	-	
内部摩擦角 $\pmb{\Phi}$	(°)	34.70	37.10	
粘着力 С	(kN/m^2)	6.60	6.90	
平均含水比	(%)	9.5	12.5	







(d) US-E図 1 実験概要図

US-E はモーターにより土堤に水平荷重を作用させた。載 荷方法について M-E 及び US-E は単調載荷(但し, M-E は カメラのバッテリー交換のため貫入量 0.2m 程度で一度載 荷を中断した。), S-E 及び S-S は水平変位 0.25m 毎の漸増 繰り返し載荷とした。なお,測定項目はロードセルによる 載荷荷重,水平方向の重錘貫入量,ビデオカメラによる土 堤変状計測及び土堤載荷点に埋設した着色砂による土堤 断面変状である。

3. 実験結果及び考察

3.1 模型スケールと土堤の破壊メカニズムの関係

(1) 荷重貫入量曲線

図 3 に M-E, S-E, US-E の荷重貫入量曲線を示す。横軸 に貫入率,縦軸に荷重(kN)を取り、プロットにて最大荷 重点を示す。なお、貫入率は土堤への重錘貫入量を, 重錘 底面高さにおける土堤の載荷方向長さ(M-E: 2.0m, S-E: 1.0m, US-E: 0.25m) で除した値を用いた。図-3 より, M-E及びS-Eは最大荷重に到達するまで緩やかなカーブを描 くように推移した。その後 M-E は貫入率 0.101 で最大荷重 17.69kN に, S-E は貫入率 0.158 で最大荷重 3.43kN に到達 した。やがて M-E は貫入率 0.150 程度で荷重が 13kN 程度 に収束し, S-Eも荷重が収束に向かう傾向が見られた。一 方, US-E は貫入率 0.076 で一度目のピーク荷重 0.145kN を 迎えた後、貫入率 0.120 程度までは荷重が低下した。その 後,荷重が再増加し貫入率0.148で二度目のピーク荷重(最 大荷重) 0.149kN に到達した。以降は荷重が低下し、載荷 終了時まで収束に向かう様子は見られなかったことから, US-E は他の2ケースと比較し、荷重の推移について異な る傾向が見られた。

図 4 に模型スケールと最大荷重の関係を示す。横軸に 重錘径 (m),縦軸に最大荷重 (kN)の両対数軸を取り,各 ケースの最大荷重をプロットにて示す。図 4 より,両対数 軸グラフにおいて最大荷重は概ね線形関係になっており, 傾き 2.3 で決定係数 R^2 =0.99 の近似直線が描かれる。した がって,静的載荷時の最大荷重は重錘径の比の 2.3 乗に比 例すると言える。これより,実規模の土堤に対して同様の 実験を行った場合,その最大荷重は 100kN 程度になると 推測される。なお,土堤耐力に影響を及ぼす要因としては 土質材料が持つ粘着力 C と内部摩擦角 φ が考えられるこ とから,粘着力と内部摩擦角がスケール効果に及ぼす影響 についても別途検討が必要である。

(2) 土堤表面変状

図 5 に載荷面及び非載荷面における実験終了時の土堤 表面変状の模式図を示す。M-E を黄色, S-E を青色, US-E を紫色で土堤表面に発生したひび割れを示し, 土堤中央線 を赤色で示す。模型スケールが土堤表面変状に及ぼす影響 を検討するため, 法面の縦の長さを 1.00 として正規化を した。図 5 より載荷面側において貫入痕の寸法はいずれ の模型スケールにおいても概ね等しいことが分かる。一方,



図 2 実験風景 (M-E)



土堤延長方向の変状範囲を比較すると M-E が 0.57, S-E が 0.79, US-E が 1.10 となり,模型スケールが小さくなるに 従い貫入痕上部の変状範囲が大きくなることが分かった。 また非載荷面側では土堤中央において法肩から 0.40~0.70 の位置で各ケース押抜きひび割れが確認された。さらに S-E では法尻付近に,US-E では法尻から凡そ 0.30 の位置に 2 つ目の押抜き破壊が確認された。さらに,非載荷面側に おける土堤延長方向の変状範囲は M-E が 1.22, S-E が 1.36, US-E が 1.87 であり,載荷面側と同様に模型スケールが小 さくなるに従い変状範囲が大きくなることが分かった。こ れは模型スケールが小さくなるほど,押抜かれた土塊の体 積及び土塊底面のすべり面の面積が相対的に大きくなる ことを意味する。したがって,模型スケールに対する荷重 の大きさを正規化した際に,US-E が最も大きな耐力を発 揮すると考えられる。

(3) 土堤断面変状

図 6 に実験後に土堤中央断面を掘削した様子を示す。 図中に示す矢印はせん断面の発生位置及びその方向を示 し、これをもとに想定されるすべり線を破線で示す。また、 着色砂には載荷面側を1とした通し番号を付けている。図 6より M-E は重錘底面を始点に着色砂 4 までは概ね水平 にすべり線が進展した。その後は仰角 24 度で進展し、想 定すべり線は非載荷面側のひび割れ発生位置まで連続し たと考えられる。S-Eは図 5より,非載荷面に2つの押抜 き破壊が見られたが、これに繋がる2つのすべり線が土堤 断面に確認された。1つ目のすべり線は重錘底面を始点に 着色砂 2 から仰角 28 度で進展し, 鉛直高さ 0.31m に非載 荷面で発生したひび割れに繋がった。2つ目のすべり線は 重錘底面を始点に着色砂4までは概ね水平に進展し,その 後は俯角13度で進展して法尻付近のひび割れに繋がった。 US-E も S-E と同様に 2 つの押抜き破壊に対し, 2 つのす べり線が確認された。1つ目のすべり線は重錘底面を始点 に着色砂2までは概ね水平に進展した。その後は仰角24 度で進展し、鉛直高さ 0.057m に非載荷面で発生したひび 割れに繋がった。2つ目のすべり線は重錘底面を始点に着 色砂3までは概ね水平に進展した。その後は俯角18度で 進展して鉛直高さ 0.026m に非載荷面側で発生したひび割 れに繋がった。以上より, 模型スケール間の土堤断面変状 を比較すると、すべり線の始点がいずれも重錘底面に一致 していることが分かる。また、すべり線の進展方向につい ても模型スケール間で大きな差異が見られなかったこと から、土堤断面変状は模型スケールによる影響を受けない ことが示唆される。

3.2 重錘形状と土堤の破壊メカニズムの関係

(1) 荷重貫入量曲線

図 7 に S-E と S-S における荷重貫入量曲線を示す。青 色で S-E, 橙色で S-S を示し,最大荷重をプロットにて示 す。図 7 より S-E は貫入量 0.158m で最大荷重 3.43kN を 取り, S-S は貫入量 0.118m で最大荷重 3.43kN を取った。







(b)S-E

したがって重錘径が等しいとき、その最大荷重は重錘形状 によらないことが示唆された。また、貫入量 0.1m 程度ま での荷重の推移を比較すると S-S は概ね一定の勾配で荷 重が増加していることが分かる。一方, S-Eの貫入初期は S-Sよりも大きな勾配で荷重が増加するが、貫入量0.025m の手前で勾配が変化し、それ以前より緩やかな勾配で荷重 が推移していることが分かる。ここで図 8 に EOTA 型重 錘における貫入初期の模式図を示す。貫入量 0m 時点の法 面を黒線で示し、これ以降の法面は貫入量を併せて記す。 図 8 より載荷の進行に伴う土堤法面と重錘との接触面積 を考えると S-S は載荷の進行に伴い重錘と土堤の接触面 積が一定の割合で増加する。一方, S-E は貫入量 0.0125m の以前以後で重錘と土堤の接触面積の増分が変化するこ とが分かる。ここで、貫入量 0.0125m は図 7 より S-E に おける荷重貫入量曲線の勾配が変化する貫入量に概ね一 致している。したがって,貫入初期の重錘と土堤の接触面 積の増分は、土堤への貫入抵抗に影響する可能性が考えら れる。さらに、貫入量 0m において各重錘が土堤へ接触す る高さに着目すると、S-Eの方がその高さが低いことが分 かる。このため S-E の方が貫入初期に作用する土塊の重量 が大きく, さらに載荷位置が低い場合, 拘束圧が大きくな るため摩擦角によるせん断抵抗も増大すると考えられる ことから貫入初期の荷重が大きくなったと推察される。

(2) 土堤表面変状

図 9 に載荷面及び非載荷面における,実験終了時の土 堤表面変状の模式図を示す。S-E を青色, S-S を緑色, 土 堤中央線を赤色でそれぞれ示し、法面の縦方向長さを1.00 として正規化した。図 9 より載荷面側において貫入痕の 形状及び寸法は同程度であるほか,いずれも貫入痕の上部 において載荷方向とその斜め方向にひび割れが発生して いることが分かる。また、土堤延長方向の変状範囲は S-E が 0.84, S-S が 0.76 であり,凡そ等しいことが分かった。 非載荷面側では S-E で2つ、S-S で1つの押抜き破壊が確 認された。ここで S-E における 1 つ目の押抜き破壊と S-S の押抜き破壊の範囲を比較する。S-Eは縦幅 0.42、横幅が 1.12 である。一方, S-S は縦幅 0.54, 横幅が 1.12 である。 したがって、縦幅は S-S が僅かに大きいが横幅は等しく、 載荷面側の結果も踏まえると両者の押抜き範囲は概ね等 しいことが分かる。さらに S-S は押抜き破壊が1つしか確 認されなかったが、載荷を継続させることで2つ目の押抜 き破壊が発生する可能性も考えられる。以上より、重錘寸 法が等しいとき重錘形状は土堤表面変状に大きな影響を 及ぼさないと推測される。

(3) 土堤断面変状

図 10 に S-S における実験後の土堤断面を掘削した様子 を示す。図中に示す矢印はせん断面の発生位置及びその方 向を示し、これをもとに想定されるすべり線を破線で示す。 また、着色砂には載荷面側を1とした通し番号を付け、土 堤接触時と載荷終了時の重錘位置を示す。図 10 よりすべ



(b)非載荷面側図 9 土堤表面の変状の様子

り線は重錘底面を始点に仰角 18 度で進展した後、非載荷 面のひび割れに連続していることが分かる。また、図 10 と図 6(b)に示す S-E を比較すると、 すべり線の始点はいず れも重錘底面の高さに凡そ等しい。このことから土堤内部 の破壊性状は重錘形状によらないと言える。一方, S-Eの 1つ目のすべり線と S-S のすべり線の進展方向を比較する と、S-E の方がすべり線と水平方向とのなす角が 10 度程 度大きいことが分かる。図 9(b)において, S-Eの方が押抜 き破壊の縦幅が小さいが,これはすべり線の進展方向の差 が要因であると考えられる。そこで各ケースの着色砂2に 発生したせん断に着目する。S-Sでは重錘重心を中心に, 放射状のせん断が広い範囲で発生していることが分かる。 一方 S-E では土堤表面付近の色砂が損失してしまってい るものの,明確なせん断は重錘底面付近に発生した2箇所 しか確認されなかった。したがって、球型重錘の方が土堤 内部で広範囲に損傷を与えることが出来る重錘形状であ ると考えられる。なお、これらのすべり線において、着色 砂のせん断方向が非載荷面に繋がる直前で俯角方向にな っていることが分かる。これは土塊が押抜かれる直前に, その自重により進展方向が俯角方向に切り替わったため であると考えられる。

4. 数値解析及び考察

4.1 数值解析概要

図 11 に 2D-DEM による S-E 及び S-S の解析モデル,表 3 に解析パラメーター覧を示す。解析パラメータは既往研 \mathfrak{R}^{2} を参考に設定した。粒子半径は最大粒径が重錘直径の 1/10 以下が望ましいとした既往研 \mathfrak{R}^{3} を参考に,計算コス トを考慮し最大粒径は重錘径の 1/($20\sqrt{2}$),最小粒径は最大 粒径の 1/2 とした。また,解析上での粘着力を表すボンド 強度を設定するため,表 3の解析パラメータで掘削解析⁴⁾ を実施し,限界自立高さとボンド強度の関係を算出した。 これと図 12 に示す中型模型の限界自立高さ 1.3m を踏ま え,ボンド強度を 5.47MPa に設定した。なお,奥行きは単 位幅 (1m) とする。

4.2 荷重貫入量曲線

図 13 に荷重貫入量曲線を示す。各ケースの実験結果を 赤色で,解析結果を青色で示し,最大荷重をプロットにて 示す。図 13より解析結果と実験結果の荷重を比較すると, 貫入初期を除き解析結果の方が大きい値で推移している ことが分かる。最大荷重時はS-Eが7.509kN,S-Sが7.082kN と実験結果の2倍程度の最大荷重を取った。これは本解析 が平面ひずみ状態で実施されていることに起因する。つま り実現象と異なり土堤延長方向へ応力が分散しないこと, さらに重錘の載荷面積が実験の2倍以上になっているこ とから,三次元現象の荷重を再現することは困難であると 考える。また解析結果の波形に着目すると,S-Eの貫入量 0.1mで荷重が6kNから3kN程まで急激に低下した後,再 増加し最大荷重に達していることが分かる。S-S について



図 10 S-S の土堤断面



(b)S-S 図 11 解析モデル

表3 解析パラメータ

20 1101		
パラメータ	記号(単位)	設定値
最大粒径D _{max}		0.00884
最小粒径D _{min}	<i>D</i> (m)	0.00442
平均粒径D ₅₀		0.00663
オーバーラップ率	%	1.0
粒子の密度	$\rho_{\rm s}({\rm kg/m3})$	2650
法線方向ばね定数	$k_{\rm n}({\rm N/m})$	1.0×10 ⁷
接線方向ばね定数	$k_{\rm s}({\rm N/m})$	2.5×10 ⁶
粒子間摩擦角	φ_u (deg.)	25
減衰定数	h	1.0
ボンド直径	$D_{\rm b}({\rm m})$	0.00442
ボンド強度	sb (Pa)	5.47×10 ⁶



図 12 限界自立高さ

も同様に荷重の急激な上昇・降下が見られる。この要因は 本解析モデルで使用した非円形粒子にあり,粒子同士の嚙 み合わせが発揮されたとき荷重が大きな値を示すためで あると考えられる。

4.3 土堤内部の破壊メカニズム

図 14 に解析結果における土堤内部挙動の離散化図を示 す。各ケースについて実験終了時の貫入量と、それから十 分に載荷が進行した貫入量 0.238m における土堤内部の様 子をそれぞれ示す。なお、ほとんどの粒子は赤色で示され ているが、それ以外の色の粒子は粒子間の結合が破断して いることを示す。図 14より、実験終了時の貫入量におい て, S-E と S-S のいずれにおいても非載荷面側のひび割れ に繋がるすべり線が形成されていないことが分かる。さら に、実験終了時の貫入量から 0.04m 程度載荷を進行させた 貫入量 0.238m においても、すべり線が形成されていない ことが分かる。したがって、解析結果は実験結果と比較し て土堤に変状が発生するまでにより大きな貫入量を要す ると言え、この要因は非円形粒子モデルにあると考える。 非円形粒子は3つの円形粒子で構成されており、本解析で はこれらを重ね合わせる割合であるオーバーラップ率を 1%とし、凹凸の大きい粒子モデルとしている。つまり貫 入初期は噛み合わせを発揮するまでに一定の貫入が必要 であることが予想される。また、貫入量 0.238m において 粒子間結合が破断した領域を損傷範囲と考え, 土堤内部の 破壊性状を比較すると、S-E では重錘の底面付近に損傷範 囲が集中している。一方, S-S は損傷範囲が重錘底面から 重錘上部にかけて幅広く分布し,結合が破断した粒子数は S-E より多いことが分かる。したがって、重錘形状により 土堤内部の損傷箇所が異なるほか, 球型重錘の方が広範囲 に損傷を与える重錘形状であることが示唆された。

図 15 に実験結果と解析結果における土堤断面の模式図 を示す。ここで,解析結果の土堤断面は,実験終了時と同 じ貫入量における土堤断面である。実験後の法面及び着色 砂を橙色で示し,解析結果での法面及び着色粒子を青色で 示す。図 15 より解析結果は実験結果と比較して土堤全体 での変位が大きいことが分かる。例えば天端について、S-Eでは実験結果より載荷面側法肩で 0.10m, 非載荷面側法 肩で 0.07m 変位が大きい。S-S についても実験結果に対し て載荷面側法肩で 0.05m, 非載荷面側法肩で 0.03m 解析結 果の変位が大きいことが分かる。さらに着色粒子に着目す ると、いずれのケースも基層部分から着色粒子全体が斜め に倒れている様子が見受けられる。また, 非載荷面側の法 面が実験結果と比較して急勾配化していることからも,土 堤全体が大きく変形していることが分かる。したがって, 実験結果では重錘付近の細かいせん断やすべりによるせ ん断変形により載荷に対し抵抗するが,解析結果からは土 堤全体が変位することにより抵抗していることが予想さ れ、土堤の変形破壊挙動に差異が見られた。

図 16 に土堤内部に伝播する応力の離散化図を示す。貫 入初期である貫入量 0.005m 時点と,各ケースの実験終了



(b)S-S図 14 土堤内部の変形破壊挙動

時の貫入量において中間主応力をコンターで示す。図 16 より,貫入初期において応力が発生している高さが S-E と S-S で異なっており, S-E は基層から 0.12m, S-S は基層か ら 0.15m である。これは 3.2(1)で示した,土堤に重錘が最 初に接触する箇所の鉛直高さが, S-S の方が高いことに起 因すると考えられる。また,実験終了時の貫入量における 土堤内部の応力伝播状況を見ると,応力は載荷方向に対し て俯角に伝播し,基層深くにまで及んでいることが分かる。 ここで,実験における応力の伝播範囲については計測でき ていないものの,解析の方が実験よりも広域に応力が伝播 したことで,図 15 に示すように解析での土堤の変形が基 層にまで及んだ可能性が考えられる。なお,これについて は図 13 で示した最大荷重の比較と同様に,解析では土堤 延長方向への応力伝播がないことから,載荷方向への応力 の伝達効率が実験よりも高いことが予想される。

5. 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,3つ の模型スケール及び異なる重錘形状を用いた静的載荷実 験とその再現解析を実施した。これにより土堤のスケール 効果や重錘形状が土堤の破壊性状に及ぼす影響,土堤内部 の変形破壊挙動について検討した。本研究により得られた 知見は以下の通りである。

- 静的載荷時の最大荷重は、模型寸法比の2.3 乗に比例 することから、任意の模型スケールにおける静的載 荷時の最大荷重を推定できることが示唆された。
- 3) 静的載荷時に土堤へ作用する最大荷重は重錘形状に よらないことが示唆された。一方,貫入初期は重錘と 土堤との接触面の影響により,荷重の推移に差が見 られると考えられる。
- 4) 実験結果及び解析結果より、水平方向への静的載荷時は多面体重錘に比べて球型重錘の方が土堤内部の広範囲に損傷を与える重錘形状であることが示唆された。
- 5) 2D-DEM による再現解析より、本解析パラメータは 土堤の破壊に至るまでに実験よりも多くの貫入量を 要することが分かった。また、載荷に対しせん断変形 による抵抗が見られた実験結果に対し、解析結果で は土堤全体の変形による抵抗が見られたことから、 土堤の変形破壊挙動に差異が見られた。

参考文献

- 公益社団法人日本道路協会:落石対策便覧, pp.243-246, 2017.
- 前田健一,羽柴寛文,刈田圭一,牛渡裕二,川瀬良司:二次元 個別要素法を用いた落石による水平堆積層の衝撃力伝達







(b)S-S図 16 土場内部の応力伝播の様子

举動, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.67, No.2, pp.355-364, 2011.

- 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, I_389-I_400201.
- 内藤直人,前田健一,田中敬大,堀耕輔,牛渡裕二,鈴木 健太郎,川瀬良司:落石防護土堤の耐衝撃性能に及ぼす 粘着力の影響に関する個別要素法解析,計算工学講演会 論文集, Vol.22, 2017.

Static loading tests to elucidate scale effects and fundamental failure mechanisms of rockfall protective soil embankments

Yoshiyuki OGRURI¹, Kenichi MAEDA², Keisuke KONDO³, Yuta MORI⁴, Takuro NAKAMURA⁵, Yuji USHIWATARI⁶, Naoto NAITO⁷, Masato KOMURO⁸

- 1 Nagoya Institute of Technology, Graduate School, Department of Civil Engineering
- 2 Nagoya Institute of Technology, Professor, Advanced Disaster Prevention Engineering Center
- 3 Nagoya Institute of Technology, Graduate School, Department of Social Engineering
- 4 Nagoya Institute of Technology, Department of Civil Engineering
- 5 Civil Engineering Research Institute of cold Region
- 6 Koken Engineering
- 7 Toyohashi University of Technology
- 8 Muroran Institute of Technology

Abstract

In recent years, there has been a growing concern in Japan about the increasing damage caused by falling rocks due to the intensification of natural disasters. While the rockfall protective soil embankments, one of the countermeasures against falling rocks, is a rational countermeasure with excellent workability, economic efficiency, and maintainability, its performance design method has not yet been established. In this paper, static loading experiments using multi-surface weights are conducted on three different scale models of soil embankments to understand the scale effect of soil embankments. From the experimental results, load-penetration relationships and failure behavior of the soil embankments were compared, and the scale effect of the models was discussed. Static loading tests using spherical weights were also conducted on a small model, and the results were compared with those of the tests using multi-surface weights. As a result, it was confirmed that the shape of the weights had no significant effect on the failure behavior of the soil embankment and that the maximum loads of the two models were almost equal. Numerical analysis using the 2D-DEM was also conducted to confirm the internal behavior of the soil embankment under static loading.

Key words: Rockfall protective soil embankment, Static loading experiment, Scale effect, 2D-DEM, Failure mechanism

波浪作用による海底地盤の「完全排水・非排水応答」の弾性理論解の導出と それらの数値解析による再現

Derivation and numerical reproduction of analytical solutions to elastic seabed deformation under wave loading in completely drained and undrained conditions

飯島琢臣¹, 豊田智大², 野田利弘²

1 名古屋大学・工学研究科・iijima.takumi.h3@s.mail.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・工学研究科

概 要

波浪外力作用下にある海底地盤の代表的な弾性応答理論解として、Yamamoto¹⁾による解が知られている。 Yamamoto は、静的な二次元平衡方程式に Darcy 則を考慮した水〜土骨格連成式を連立し、海底地盤が有限 の透水係数を持つ「部分排水条件」を仮定して理論解を導出している。しかし、「完全排水/非排水条件」 下での理論解は、単純に Yamamoto 解の透水係数無限大/ゼロの極限としては導出できない。また、部分排 水条件であっても、透水係数が大きく/小さくなるにつれて、Yamamoto 解における係数方程式が悪条件と なり、Robust な係数決定が困難となる。本稿では、完全排水/非排水条件を仮定した理論解を新たに導出 するとともに、その解の特徴を Yamamoto 解と比較しつつ述べる。さらに一連の理論解は、無限水平地盤に おける変位と流量の水平方向の周期性を考慮した水〜土骨格連成解析により再現可能であることを示す。

キーワード:理論解,海底液状化,透水性,水~土連成解析,周期境界

1. はじめに

波浪作用下にある海底地盤の力学挙動を捉えることは, 海洋構造物の不安定化や海底地すべりなどの問題に対処 する上で重要な課題である。地盤挙動の解明においては, 種々の変形解析手法が強力なツールとなりうるが,解析技 術の確立に際しては,信頼性の高い理論解との比較を通し た Verification が必須となる。

これまで,波浪作用下にある海底地盤の水〜土連成問題 を対象に,様々な理論解が,異なる仮定や条件の下で提案 されてきた。一方,いずれの理論解も,海底地盤が有限の 透水係数を有すること(部分排水条件)を仮定した Darcy 則を基に定式化されている。

その中で特に代表的なものが Yamamoto¹⁾ による二次元 波浪作用下の有限層厚をもつ海底弾性地盤の応答理論解 である。定式化の詳細は本稿 2 章で述べるが, Yamamoto は, Darcy 則を考慮した連成式と二次元の力のつり合い式

(平衡方程式)を支配方程式として解を導出している。 Yamamoto 解では、定常解を基本解の重ね合わせで表現し ているが、その係数は陽な形では表示されておらず、係数 決定に際しては、境界条件式より導出される連立一次方程 式を解く必要がある。そのため、同方程式のマトリクスに ついて、単純に透水係数を無限大またはゼロとする極限を とった場合、逆が存在せず解が定まらなくなる。したがっ て Yamamoto 解では、海底地盤の透水性が非常に高い場合 も低い場合も海底地盤挙動を表現することが不可能であ り,広範な透水性の下での海底地盤挙動の変化を捉える上 で問題がある。

本稿では、まず Yamamoto 解で取り扱う問題の無次元化 を行い、透水係数が大きい/小さい場合になぜ海底地盤挙 動を表現できなくなるのかを考察する。次に、完全排水/ 非排水(すなわち、透水係数無限大/ゼロ)の条件下での 海底地盤の波浪応答理論解を導出する。透水係数を変化さ せた Yamamoto 解とそれらの解を比較し、それらの解の特 徴を捉えるとともに、Yamamoto 解の極限としてそれらの 理論解が位置づけうることを解析的に示す。最後に、無限 水平地盤における水平方向の変位と流量の周期性を考慮 した数値解析手法により、広範な透水係数の下での海底地 盤の波浪応答理論解が統一的に再現可能であることを示 す。

2. Yamamoto の理論解

まず,Yamamoto 解を Ulker et al.²⁾ で用いられた無次元 量を用いて無次元化する。続いて,透水係数が十分に大き い/小さい場合における係数決定方程式におけるマトリ クスの成分変化を示す。

2.1 無次元化

図1に、本研究が取り扱う二次元波浪作用下の海底地盤

を示す。同図において、水平、鉛直座標をそれぞれx、zと する。評価対象としての海底地盤は、有限層厚 d_v をもち、 下部が非排水かつ剛な基礎地盤(解析対象外)と接続して いる。海底地盤表層には、波浪外力として式(1)で表される 規則進行波 u_w を全応力と水圧として与える。

$$u_w(x,z,t) = u_{wo} \exp\{i(kx + \omega t)\}$$
(1)

ここに、 u_{wo} は波圧振幅、tを時間、iを虚数単位とする。 kは波数、 ω は角振動数であり、それぞれ波長 L と周期 Tを用いて $k = 2\pi/L$ 、 $\omega = 2\pi/T$ と表される。

また,海底地盤は水平方向に無限に堆積していることを 想定し,式(1)として規則波で表現される波浪外力と対応し た水平方向の変位や流量の周期性を考慮することができ るものとする。



図1 二次元波浪作用下の海底地盤

加えて、その他の解析条件として、以下を想定する。

- 微小変形
- 二次元平面ひずみ
- 加速度(慣性力)の非考慮
- 底面は水平・鉛直変位固定
- 定常解のみに着目
- 間隙水の流れはDarcy則に従う

透水係数は有限の値をとる(部分排水条件)。さらに,海 底地盤を線形弾性体と仮定し,静穏状態を基準にとり,波 圧変動に由来する変位増分・水圧増分のみを評価する。

支配方程式として,力のつり合い式(2),(3)と連成式(4)を 以下に示す。

$$(\lambda + 2G)\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + G\frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} + (\lambda + G)\frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z} = \frac{\partial u_e}{\partial x}$$
(2)

$$(\lambda + G)\frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial z} + G\frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} + (\lambda + 2G)\frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial z}$$
(3)

$$\frac{k_s}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \right) = \frac{n}{K_f} \frac{\partial u_e}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right)$$
(4)

ここに、 u_e は過剰間隙水圧、 u_x 、 u_z はそれぞれx, z方向の 変位であり、いずれも未知関数である。 λ は第1ラメ定数、 Gはせん断弾性定数、nは間隙比、 k_s は透水係数、 γ_w は水 の単位体積重量である。 K_f は間隙水の見かけの体積弾性 係数であり、Verruijt³より飽和度 S_r と下記の式で結びつけ られる。

$$K_f = K_w P_o / \{ P_o + K_w (1 - S_r) \}$$
(5)

ここに、 P_o は初期絶対水圧、 K_w は水の体積弾性係数である。 同式で、飽和度 S_r を1(完全飽和)の場合は、 K_f は K_w と一 致する。

次に、無次元化した座標、時間、未知数を以下に示す。 $\bar{x} = kx, \bar{z} = z/d_v, \bar{t} = \omega t,$

$$\bar{u}_r = k u_r, \ \bar{u}_z = k u_z, \ \bar{u}_e = u_e / u_{wo} \tag{6}$$

ここで、無次元化した未知数について、水平方向の周期 性を仮定し、 \bar{z} 方向の関数 $\bar{U}_x(\bar{z})$ 、 $\bar{U}_z(\bar{z})$ 、 $\bar{P}(\bar{z})$ を用いて、以 下のように変数分離を行う。

$$\overline{u_x} = \overline{U}_x(\overline{z}) \exp\{i(\overline{x} + \overline{t})\},$$

$$\overline{u_z} = \overline{U}_z(\overline{z}) \exp\{i(\overline{x} + \overline{t})\},$$

$$\overline{u_e} = \overline{P}(\overline{z}) \exp\{i(\overline{x} + \overline{t})\}$$
(7)

上式(7)を式(2),(3),(4)に代入し, *z*方向の微分演算子*D* = *∂/∂z*を用いて,下記の無次元化した支配方程式を得る。

$$\{-(\kappa_1 + 2\kappa_2) + \kappa_2 D^2/m^2 \} \overline{U}_x + \{i(\kappa_1 + \kappa_2)D/m\} \overline{U} + (-i\kappa_1)\overline{P} = 0$$

$$(8)$$

$$\{i(\kappa_1 + \kappa_2)D/m\}\overline{U}_x - (\kappa_a D/m)\overline{P} = 0$$
(9)

$$(-1)\overline{U}_x + (iD/m)\overline{U}_z +$$
(10)

$$\left(i\kappa_a/\kappa + \Pi_1\kappa_a m^2 (1 - D^2/m^2)\right)\overline{P} = 0$$
⁽¹⁰⁾

ここに、無次元量である $\Pi_1, \kappa, \kappa_1, \kappa_2, m$ は Zienkiewicz et al.⁴) によって提案されたものであり、それぞれ式(11)で表され、 Π_1 にのみ地盤の透水係数が含まれる。また、今回新たに水 圧振幅に関する無次元量 κ_a を式(12)で定義する。

$$\Pi_{1} = \frac{k_{s}(E_{c} + K_{f}/n)}{\gamma_{w}\omega d_{v}^{2}}, \kappa = \frac{K_{f}/n}{E_{c} + K_{f}/n},$$

$$\kappa_{1} = \frac{\lambda}{E_{c} + K_{f}/n}, \kappa_{2} = \frac{G}{E_{c} + K_{f}/n}, m = kd_{v}$$

$$\kappa_{a} = \frac{u_{wo}}{E_{c} + K_{f}/n}$$
(12)

ここに, $E_c = \lambda + 2G$ は一次元弾性係数である。また,式 (11),(12)より,合計 6 つの無次元量が抽出されたが,実際 は,弾性係数間の関係から式(13)が導かれ,合計 5 つの無 次元量で現象を説明できることになる。

$$1 - \kappa = \kappa_1 + 2\kappa_2 \tag{13}$$

式(8), (9), (10)から, z方向の微分演算子 D についての特性 方程式を下記のように導出できる。

$$(D^2 - \mu^2)^2 (D^2 - {\mu'}^2) = 0,$$

$$\mu = m, \ \mu' = m \left(1 + \frac{1}{\Pi_1 m^2 (1 - \kappa) \kappa} \right)^{1/2} \tag{14}$$

よって、上式が二重根を解に持つことを考慮すると、 \overline{U}_x 、 \overline{U}_z 、 \overline{P} の理論解は 18 個の係数 $a_1 \sim a_6$ 、 $b_1 \sim b_6$ 、 $c_1 \sim c_6$ を用いて次式で与えられる。

- $\overline{U}_{\chi}(\overline{z}) = a_1 \cosh(\mu \overline{z}) + a_2 \sinh(\mu \overline{z}) + a_3 \overline{z} \cosh(\mu \overline{z})$ $+ a_4 \overline{z} \sinh(\mu \overline{z}) + a_5 \cosh(\mu' \overline{z}) + a_6 \sinh(\mu' \overline{z})$
- $\overline{U}_{z}(\overline{z}) = b_{1} \cosh(\mu \overline{z}) + b_{2} \sinh(\mu \overline{z}) + b_{3}\overline{z} \cosh(\mu \overline{z})$ $+ b_{4}\overline{z} \sinh(\mu \overline{z}) + b_{5} \cosh(\mu' \overline{z}) + b_{6} \sinh(\mu' \overline{z})$ $\overline{P}(\overline{z}) = c_{1} \cosh(\mu \overline{z}) + c_{2} \sinh(\mu \overline{z}) + c_{3}\overline{z} \cosh(\mu \overline{z})$ $+ c_{4}\overline{z} \sinh(\mu \overline{z}) + c_{5} \cosh(\mu' \overline{z}) + c_{6} \sinh(\mu' \overline{z})$ (15)

式(15)を式(8),(9),(10)に代入し,係数比較を行うと、b₁~b₆, c₁~c₆はa₁~a₆を用いて式(16),(17)のように表される。

$$b_{1} = -ia_{2} + iA_{1}a_{3}, b_{2} = -ia_{1} + iA_{1}a_{4},$$

$$b_{3} = -ia_{4}, b_{4} = -ia_{3}$$

$$b_{5} = -i(\mu'/\mu)a_{6}, b_{6} = -i(\mu'/\mu)a_{5}$$

$$c_{1} = -iA_{2}a_{4}, c_{2} = -iA_{2}a_{3}, c_{3} = 0,$$

$$c_{4} = 0, c_{5} = A_{3}a_{5}, c_{6} = A_{3}a_{6}$$
(17)

ここに、
$$A_1 \sim A_3$$
は下記のように表される。

$$A_1 = \frac{1}{m} \frac{1 + \kappa_2}{1 - \kappa_2}, A_2 = \frac{1}{m\kappa_a} \frac{2\kappa_2 \kappa}{1 - \kappa_2},$$

$$A_3 = \frac{1}{\Pi_1 \kappa_a m^2 \kappa}$$
(18)

これにより、18 個の係数のうち、独立に決定すべき係数は $a_1 \sim a_6 0.6$ 個に縮約され、これらの係数は 6 つの境界条件 式(19)~(24)より決定される。式(19)~(21)は、それぞれ海底 地盤表面 ($\bar{z} = 0$)における水圧変動、せん断応力がゼロ、 鉛直有効応力がゼロ(鉛直全応力増分と水圧増分を外力と して与えるため)の条件式を表す。式(22)~(24)は、底部($\bar{z} =$ 1)において、水平変位固定、鉛直変位固定、非排水条件 を表す。

$$\bar{u}_e = \exp\{i(\bar{x} + \bar{t})\} \text{ at } \bar{z} = 0$$
(19)

$$\Delta \bar{\tau}_{xz} = \frac{1}{m} \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial \bar{z}} + \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial \bar{x}} = 0 \text{ at } \bar{z} = 0$$
(20)

$$\Delta \bar{\sigma}'_{z} = \kappa_{1} \frac{\partial \bar{u}_{x}}{\partial \bar{x}} + \frac{\kappa_{1} + 2\kappa_{2}}{m} \frac{\partial \bar{u}_{z}}{\partial \bar{z}} = 0 \text{ at } \bar{z} = 0$$
(21)

$$\overline{u_x} = 0 \text{ at } \overline{z} = 1 \tag{22}$$

$$\overline{u_z} = 0 \text{ at } \overline{z} = 1 \tag{23}$$

$$\frac{\partial \bar{u}_e}{\partial \bar{z}} = 0 \text{ at } \bar{z} = 1 \tag{24}$$

ここに、 $\Delta \bar{\tau}_{xz}$ 、 $\Delta \bar{\sigma}'_z$ はそれぞれ無次元化されたせん断応力増分と鉛直有効応力増分である。

式(16),(17)を考慮し、式(15)を式(19)~(24)に代入すると、 係数決定方程式として付録中の式(A-1)の連立方程式が得 られる。同式を $a_1 \sim a_6$ について解き、式(16),(17)に代入して 全ての係数を求めることで、解 $\overline{u_x}, \overline{u_z}, \overline{u_e}$ を得る。またその 他の応力増分諸量についても、以下の式に代入することで 解を得る。

$$\Delta \bar{\sigma}'_{x} = (\kappa_{1} + 2\kappa_{2}) \frac{\partial \overline{u_{x}}}{\partial \bar{x}} + \frac{\kappa_{1}}{m} \frac{\partial \overline{u_{z}}}{\partial \bar{z}}$$
(25)

$$\Delta \bar{\sigma'}_{z} = \kappa_{1} \frac{\partial \overline{u_{x}}}{\partial \bar{x}} + \frac{\kappa_{1} + 2\kappa_{2}}{m} \frac{\partial \overline{u_{z}}}{\partial \bar{z}}$$
(26)

$$\Delta \bar{\tau}_{xz} = \frac{\kappa_2}{m} \frac{\partial \overline{u_x}}{\partial \bar{z}} + \kappa_2 \frac{\partial \overline{u_z}}{\partial \bar{x}}$$
(27)

これらの有効応力増分は,いずれも*E_c + K_f / n*で無次元化 されていることを述べておく。

2.2 透水係数の変化による行列式の変化

式(11),(12)に示される無次元量のうち,透水係数 k_s を含 むのは, Π_1 のみである。透水係数が非常に大きい ($k_s \rightarrow \infty$) とき, $\Pi_1 \rightarrow \infty, \mu' \rightarrow \mu, A_3 \rightarrow 0$ として極限をとることができ るため,式(A-1)の左辺のマトリクスは式(A-2)のように表 現できる。同式のマトリクスのうち,第1列と第5列,第 2列と第6列が一致し、列ベクトル同士が線形従属となる ためマトリクスのランク落ちを生じ、同式は解けなくなる (逆が存在しない)ことがわかる。

一方,透水係数が非常に小さくなる $(k_s \rightarrow 0)$ 場合においても, $\Pi_1 \rightarrow 0, \mu' \rightarrow \infty, A_3 \rightarrow \infty$ として極限を考えると,行基本変形を経て式(A-1)は,式(A-3)のように表現されるため,やはりマトリクスの非正則化が確認できる。

また,たとえ透水係数が有限の値をもつ場合でも,透水 係数が非常に大きい/小さい場合には,式(A-1)左辺のマ トリクスが非正則に近づくことで,条件数(連立方程式の 解の相対誤差に対する感度を示す数値で,大きい場合,解 の誤差を増幅させ,方程式の解を一意に求めるのが困難に なる)の非常に大きい悪条件行列となることから, Yamamoto 解の Robust な係数決定が困難となる。

具体的な解析条件として,表1に示す波浪外力条件と表2に示す地盤物性値,幾何条件(層厚)の下で生成される式(A-1)のマトリクスの条件数が,透水係数に応じてどう変化するかを図-2に示す。透水係数が小さく($k_s \rightarrow 10^{-3}$ [m/s]),または大きくなる($k_s \rightarrow 10^3$ [m/s])につれて,マトリクスの条件数が大きく,式(A-1)の行列の逆を精度よく求めることが困難になることが確認できる。

表 1 外力条件*1

波高 H[m]	24.0
境界圧振幅 $a_0(=H\gamma_w/2)$ [kPa]	57.0
周期 T[s]	15.0
角速度 $\omega (= 2\pi/T)$ [rad/s]	0.419
波長 L [m]	324.0
波数 $\lambda \ (= 2\pi/L) \ [rad/m]$	0.019
波速 C (=L/T) [m/s]	21.6

*1 Moshagen and Torum⁵⁾より

表 2 地盤物性値,幾何条件*2

物性値		
間隙比 <i>n</i>	0.333	
水の体積弾性係数 *3 K_f [kN/m ²]	2.27×10^{6}	
水の単位体積重量 γ _w [kN/m ³]	9.81	
せん断弾性係数 G [kN/m ²]	$1.00 imes 10^4$	
幾何条件		
層厚 d _v [m]	25.0	
1) 1 1		

*2 Yamamoto¹⁾ より

*3 完全飽和として,水の体積弾性係数と一致



完全排水・非排水条件下の海底地盤の波浪応答 理論解の導出

3.1 完全排水条件下の海底地盤応答理論解

海底地盤の透水係数が非常に大きい場合 ($k_s \rightarrow \infty$) は, 連成式として式(10)が下記のように変形できる。

$$(1 - D^2/m^2)P = 0 (28)$$

したがって特性方程式は、下記のように表せる。
$$(D^2 - \mu^2)^3 = 0, \quad \mu = m$$
 (29)

数 $a_1 \sim a_6$, $b_1 \sim b_6$, $c_1 \sim c_6$ を用いて下記のように表現する。 $\overline{U_x}(\overline{z}) = a_1 \cosh(\mu \overline{z}) + a_2 \sinh(\mu \overline{z}) + a_3 \overline{z} \cosh(\mu \overline{z})$

$$+a_4\bar{z}\sinh(\mu\bar{z}) + a_5\bar{z}^2\cosh(\mu z) + a_6\bar{z}^2\sinh(\mu z)$$

$$\overline{U_z}(\bar{z}) = b_1 \cosh(\mu \bar{z}) + b_2 \sinh(\mu \bar{z}) + b_3 \bar{z} \cosh(\mu \bar{z}) + b_4 \bar{z} \sinh(\mu \bar{z}) + b_5 \bar{z}^2 \cosh(\mu z) + b_6 \bar{z}^2 \sinh(\mu z) \overline{P}(\bar{z}) = c_1 \cosh(\mu \bar{z}) + c_2 \sinh(\mu \bar{z}) + c_3 \bar{z} \cosh(\mu \bar{z}) + c_4 \bar{z} \sinh(\mu \bar{z}) + c_5 \bar{z}^2 \cosh(\mu z) + c_6 \bar{z}^2 \sinh(\mu z)$$
(30)

式(30)を支配方程式(8), (9), (28)に代入し,係数比較を行う ことで,下記の係数関係式を得る。

$$a_5 = 0, \ a_6 = 0 \tag{31}$$

$$b_3 = -ia_4, \ b_4 = -ia_3, \ b_5 = 0 \ , \ b_6 = 0$$
 (32)

$$c_{1} = \frac{i(\kappa_{1}+\kappa_{2})}{\kappa_{a}}a_{1} - i\frac{\kappa_{1}+3\kappa_{2}}{m\kappa_{a}}a_{4} + \frac{(\kappa_{1}+\kappa_{2})}{\kappa_{a}}b_{2},$$

$$c_{2} = \frac{i(\kappa_{1}+\kappa_{2})}{\kappa_{a}}a_{2} - i\frac{\kappa_{1}+3\kappa_{2}}{m\kappa_{a}}a_{3} + \frac{(\kappa_{1}+\kappa_{2})}{\kappa_{a}}b_{1},$$
(33)

$$c_3 = 0, \ c_4 = 0, \ c_5 = 0, \ c_6 = 0$$

これらより,基本解 $z^2 \cosh(\mu z) \ge \bar{z}^2 \sinh(\mu z)$ の係数がゼロ になることから,基本解のモードとして,Yamamoto 解の 6 つから4 つに減ることがわかる。また, a_5, a_6 のかわりに b_1, b_2 が境界条件より定まる独立な係数となることがわか る。式(30)~(33)を境界条件式(19)~(24)に代入することで, 連立方程式(A-4)を得る。

3.2 完全非排水条件下の海底地盤応答理論解

透水係数が非常に小さい ($k_s \rightarrow 0$) 場合は, 連成式(10) が下記のように変形できる。

$$(-1)\overline{U}_{x} + (iD/m)\overline{U}_{z} + (i\kappa_{a}/\kappa)\overline{P} = 0$$
⁽³⁴⁾

から4になる。
$$(D^2 - \mu^2)^2 = 0, \ \mu = m$$
 (35)

したがって解 \overline{U}_x , \overline{U}_z , \overline{P} を係数 $a_1 \sim a_4$, $b_1 \sim b_4$, $c_1 \sim c_4 \&$ 用いて下記のように表現する。 $\overline{U}_x(\overline{z}) = a_1 \cosh(\mu \overline{z}) + a_2 \sinh(\mu \overline{z})$ $+ a_3 \overline{z} \cosh(\mu \overline{z}) + a_4 \overline{z} \sinh(\mu \overline{z})$ $\overline{U}_z(\overline{z}) = b_1 \cosh(\mu \overline{z}) + b_2 \sinh(\mu \overline{z})$ $+ b_3 \overline{z} \cosh(\mu \overline{z}) + b_4 \overline{z} \sinh(\mu \overline{z})$ (36)

 $\bar{P}(\bar{z}) = c_1 \cosh(\mu \bar{z}) + c_2 \sinh(\mu \bar{z})$

 $+c_3\bar{z}\cosh(\mu\bar{z})+c_4\bar{z}\sinh(\mu\bar{z})$

上式(36)を支配方程式(8),(9),(34)に代入し,係数比較を行う ことで、下記の関係式を得る。

$$b_{1} = -ia_{2} + iA_{1}a_{3}, b_{2} = -ia_{1} + iA_{1}a_{4},$$

$$b_{3} = -ia_{4}, b_{4} = -ia_{3}$$

$$c_{1} = -iA_{2}a_{4}, c_{2} = -iA_{2}a_{3},$$
(38)

 $c_3 = 0, c_4 = 0$ 浸透流を一切生じない本条件下では、間隙水圧は連成式 (10)の解として求まるのではなく、間隙水が土骨格の体積 変化を束縛した結果得られる束縛力として、境界水圧とは 無関係に定まる $^{\circ}$ 。したがって、境界条件として、式(19)、 (21)に代わり、海底地盤表面において、鉛直全応力増分 $\Delta \bar{\sigma}_z$ が外力変動と一致する下記の条件式を考える。

$$\Delta \bar{\sigma}_z = \exp\{i(\bar{x} + \bar{t})\} \text{ at } \bar{z} = 0$$
(39)

また,式(24)は敢えて考慮する必要がないことから,式(39), (20),(22),(23)の計4本の境界条件式に式(36)~(38)を代入す ることで,連立方程式(A-5)を得る。

3.3 透水係数の変化に伴う海底地盤の波浪応答理論解 の変化

導出した二つの理論解とYamamotoによる有限透水係数 を持つ部分排水条件下の海底地盤応答理論解と比較する ため、2。2節と同様の外力条件,地盤の物性値と幾何条件 の下で,波数 k で無次元化した水平変位 u_x と鉛直変位 u_z , 波圧振幅 u_{wo} で無次元化した過剰間隙水圧 u_e , せん断応力 増分 $\Delta \tau_{xz}$,水平有効応力 $\Delta \sigma'_x$,鉛直有効応力 $\Delta \sigma'_z$,平均有効 応力 $\Delta p'$,軸差応力 Δq の(波浪外力が一周期分作用した間 での)最大値の鉛直分布を図-3に示す。同図のYamamoto 解については,透水係数 k_s を10⁻³から10⁰[m/s]へと変化さ せた結果を示している。

いずれの諸量についても、Yamamoto 解で透水係数を大 きく、あるいは小さく設定した場合は、それぞれ完全排水・ 非排水条件下での理論解に漸近していることが確認でき る。そのため、解析的には、Yamamoto 解の透水係数を変 化させた極限として、本稿で導出した完全排水・非排水条 件下の海底地盤の波浪応答理論解を位置付けられること が確認された。

また,同図から透水係数に対する諸量の最大値の変化に ついて,以下のことが言える。

 最大過剰間隙水圧u_eや最大水平・鉛直有効応力増分 Δσ_x, Δσ_z'は、地表において、透水係数に応じた変化 の程度が大きい。特に非排水の過剰間隙水圧解は, 地表においても外圧振幅に一致しなくなる等, 透水 係数が低い解 ($k_s = 10^{-3}$ [m/s]) との差が著しい。 これは, Yamamoto 解と完全非排水条件下で課して いる境界条件が異なることに起因する。

- 最大せん断応力増分Δτ_{xz}は,透水係数に応じた変化が小さい。これは、水圧の変化が及ぼすせん断変形への影響が小さいためである。
- 完全排水の理論解において、最大平均有効応力増分 Δp'は最大をとり、完全非排水の理論解では、Δp'は 全く生じない。一方、最大鉛直有効応力Δσ²は完全 非排水の理論解において最大をとる。このため、Δσ² の変化が初期鉛直有効応力を上回るかどうかを判 定する既往の液状化予測手法では、低透水地盤が液 状化を起こしやすいと判断される。しかし液状化は p'で判断されるべきため、実際は高透水地盤で液状 化が起こりやすいことを示唆する。





4. 数値解析による理論解の再現

波浪作用下の海底地盤挙動を捉えるための数値解析手 法を構築することは、海底地盤液状化メカニズムをはじめ とした海底地盤ダイナミクスを理解すること、ひいては海 洋構造物の基礎地盤の波浪外力に対する安定性を評価す る上で重要である。そのため、数値解析手法が理論解と同 様の挙動を再現することを示すことによる Verification を 完遂することは必須である。

一方で、2節で示した Yamamoto 解が代表するように、 一連の二次元波浪作用下の海底弾性地盤応答理論解は,水 平方向に無限に連なる地盤を想定し,同方向に変位や流量 といった地盤挙動の周期性を考慮して定式化を行ってい る。数値解析では一般に,解析領域を有限に定める必要が あり,理論解と同様の挙動を再現するためには,そのよう な水平方向の地盤の周期性を考慮した解析手法を構築す ることが必要である。本稿では、左右両端の境界水圧を未 知数にとり,水平方向の流量収支をゼロとする条件式と左 右端の等境界水圧条件式を混合体の運動方程式と連成式 に陽に連立することにより閉じた方程式系を構築し、それ に基づく数値解析手法を適用した(*u-p-pb* formulation によ る水理周期境界条件,詳細は既報 "に譲る)。また,左右両 端の変位の周期性(等変位条件)を Lagrange の未定乗数法 8により考慮した。さらに、それらの流量と変位の周期性 を有効とするために、数値解析モデルの水平幅は、波長の 整数倍(2倍)とした。解析条件は2。2節と同様に課し、 透水係数を変えた3ケース実施した。

図 4,5,6 はそれぞれ完全排水,部分排水,完全非排水条件 ($k_s = 10^{99}, 10^{-2}, 0$ [m/s])の下での波圧振幅 u_{wo} で正規 化された過剰間隙水圧 u_e ,平均有効応力増分 $\Delta p'$,軸差応 力増分 Δq の時間変化を鉛直・水平位置が異なる 6 点において,理論解と数値解析解を同じグラフの上で示す。これ らから,いかなる位置,時刻においても,三つの諸量の理 論解と数値解析解が一致することが確認できる。さらに変 位についても,図7の等時コンターから,同様のことが言 える。したがって,今回用いた数値解析手法は,理論解と 同様の水平方向の周期的な挙動を表現することが可能で あり,同数値解析手法の Verification が完了した。



図7理論解と数値解析解の変位の等時コンター

5. おわりに

二次元波浪作用下の海底地盤の弾性応答を記述する理 論解の代表として Yamamoto によるものを取り上げた。同 手法は、有限の透水係数をもつ Darcy 則に基づいて定式化 されており地盤の部分排水的挙動を捉える一方、透水係数 k_s が非常に大きい ($k_s \rightarrow \infty$)、または小さい ($k_s \rightarrow 0$)条 件に対応する極限を考えた場合に、係数を決定するための 連立方程式のマトリクスが線形従属となるために、その逆 がとれず、方程式が解かれえないものになることを、同計 算中のマトリクスを無次元化した上で示した。

次に、支配方程式中の連成式について、透水係数を大き くまたは小さくするとした極限をとることで、同式を縮約 し、Yamamoto 解と同様に完全排水・非排水条件下の海底 地盤の波浪応答理論解を導出した。これらの理論解は、 Yamamoto 解の基本解の数より2つ少ないモード(計4つ) で表現されることを示した。そして、Yamamoto 解におい て透水係数を変化させた解と、今回導出した二つの解を比 較することで、それら二つの理論解が、Yamamoto 解の透 水係数を変化させた極限として表現されるものであるこ とを解析的に示し、完全排水解において平均有効応力増分 $\Delta p'$ が最大をとる一方、完全非排水解では $\Delta p'$ が一切生じな いことを確認した。

最後に、境界水圧pbを未知数にとりつつ、水平方向の流 量、水圧、変位の周期性を考慮した数値解析手法(*u-p-pb* formulation)を用いることで、完全排水、部分排水(有限 の透水係数)、完全非排水条件下の海底地盤の波浪応答が 再現できることを示し、数値解析手法がいかなる地盤の透 水性においても有効であることを示した。

今後は、今回 Verification が完了した数値解析手法に弾 塑性構成式を導入し、海底地盤液状化解析を実施し、実験・ 観測値と比較して、同手法の Validation を行う。さらに V&V が完了した解析手法を、様々な境界条件の下での海 底地盤変形メカニズム解明に役立てる。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 22K14324 の補助を受けた。

A.1 付録

本文中の連立方程式の具体系を以下に示す。

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & -iA_2 & A_3 & 0 \\ 0 & 2 & \frac{1}{m} - A_1 & 0 & 0 & 2\frac{\mu'}{\mu} \\ 2\kappa_2 & 0 & 0 & \frac{(1-\kappa)}{m}(1-mA_1) & (1-\kappa)\frac{\mu'^2}{\mu^2} - \kappa_1 & 0 \\ \cosh(\mu) & \sinh(\mu) & \cosh(\mu) & \sinh(\mu) & \cosh(\mu') & \sinh(\mu') \\ \sinh(\mu) & \cosh(\mu) & \frac{\sinh(\mu)}{-A_1\cosh(\mu)} & -A_1\sinh(\mu) & \frac{\mu'}{\mu}\sinh(\mu') & \frac{\mu'}{\mu}\cosh(\mu') \\ 0 & 0 & -i\mu A_2\cosh(\mu) & -i\mu A_2\sinh(\mu) & \mu' A_3\sinh(\mu') & \mu' A_3\cosh(\mu') \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \end{bmatrix} = \begin{cases} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$
(A-1)

参考文献

- Yamamoto, T. 'Wave induced instability in seabeds', Proc. Coastal Sediments '77 AXE, pp. 898-913, 1977.
- Ulker, M.B.C., Rahman M.S., Jeng D.-S.: Waveinduced response of seabed: Various formulations and their applicability. Applied Ocean Research, Vol.31, Issue 1, pp. 12-24, 2009.
- Verruijt, A.: Elastic Storage of Aquifers: Flow through Porous Media (R.J.M. De Wiest, editor), Academic Press, pp.331-376, 1969.
- Zienkiewicz, O.C., Chang, C. T., Bettess. P.: Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils. Geotechnique, Vol. 30, No.4, pp.385-395, 1980.
- Moshagen, H., Torum, A.: Wave Induced Pressures in Permeable Seabeds, ASCE Journal of WHCE, Vol.101, Issue 1, pp. 49-57, 1975.
- Asaoka A., Kodaka K., Pokharel G.: Stability Analysis of Reinforced Soil Structures Using Rigid Plastic Finite Element Method, Soils and Foundations, Vol.34, Issue 1, pp.107-118, 1994.
- 7) 飯島琢臣, 豊田智大, 野田利弘: 水理周期境界導

入のための要素境界水圧を陽に未知数にとる定 式化手法の提案.計算工学講演会論文集, Vol. 29, 2024.

 Asaoka A., Noda T., Kaneda K.:Displacement/Traction Boundary Conditions Represented by Constraint Conditions on Velocity Field of Soil, Soil and Foundations, Vol.38, Issue 4, pp.173-181, 1998.

Derivation and numerical reproduction of analytical solutions to elastic seabed deformation under wave loading in completely drained and undrained conditions

Takumi IIJIMA¹, Tomohiro TOYODA², Toshihiro NODA²

1 Nagoya University, Department of engineering • iijima.takumi.h3@s.mail.nagoya-u.ac.jp

2 Nagoya University, Department of engineering

Abstract

Yamamoto's solution to two dimensional wave-induced response of elastic seabed is based on Darcy's law with a finite permeability coefficient considering a partially drained condition. However, it cannot explain seabed behavior under both fully drained and undrained conditions simply by taking the limit of permeability coefficient as infinity and zero. In addition, even in the partially drained condition, determination of coefficients of solutions becomes less robust if permeability coefficient increases/decreases greatly so that it lacks applicability to seabed of high and low permeability. In this study, theoretical solutions to wave-induced behavior of seabed under the fully drained and undrained conditions are derived. Through the comparison of those theoretical solutions with Yamamoto's solution, their characteristics are discussed and they are identified as extreme seabed behaviors explained by Yamamoto's solution. Furthermore, all those theoretical solutions to seabed behavior in any drainage condition is shown to be reproducible by a numerical scheme which can consider horizontally periodic flow and displacement assumed in all those analytical solutions.

Key words: Theoretical solution, Seabed liquefaction, Permeability, Soil-water coupling analysis, Periodic boundary

上下負荷面摩擦モデルによる stick-slip 現象および非一様なすべり伝播過程の数値解析 Numerical analysis of stick-slip phenomena and non-uniform slip propagation using super/sub-loading surface friction model

安池 亮¹, 豊田智大², 野田利弘²

1 名古屋大学大学院・工学研究科土木工学専攻・yasuike.ryo.z9@s.mail.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学大学院・工学研究科土木工学専攻

概 要

固体変形解析における接触面は固着・すべり状態の二者択一で与えるのが専らであるが、実際は固着~す べり間で連続的に遷移する。これまで著者らは、その滑らかな遷移過程を記述可能な時間依存性上下負荷 面摩擦モデルを提案してきた。本稿では、同モデルが stick-slip 現象および法線応力変化に伴うすべりの発 生間隔・すべり量の差異を表現可能であることを示す。また、動的微小変形弾性解析の境界条件に同モデ ルを実装し、単純せん断変形場に適用した。その結果、時間経過に伴い接触面の法線応力分布が非一様と なり、法線応力が減少した領域を起点としてすべりが発生し、応力の再配置を伴いつつ他の領域へとすべ り領域が拡大・伝播してゆく過程が解かれた。

キーワード:摩擦, stick-slip, すべり伝播, 弾塑性, 動的解析

1. はじめに

地盤変形解析の大半は,地盤の境界条件を常に固着状態 または完全塑性すべり状態の二者択一で与えるが,実際の 境界面の状態は固着~すべり間で連続的に遷移する。これ により,たとえ微小変形弾性解析であっても,物体は強非 線形挙動を呈する(境界非線形性)。そこで,これまで著 者らは,尾崎らりの時間依存性下負荷面摩擦モデルに Asaoka et al.²⁾の提唱した上負荷面概念を導入した時間依 存性上下負荷面摩擦モデル³⁾を提案してきた。本摩擦モデ ルは,静止摩擦の動摩擦に対する上回りを構造の「嵩張り」 とみなし,その発展則として,静止摩擦から動摩擦への遷 移あるいは時間経過に伴う摩擦の回復を記述するモデル である。本稿では,本提案モデルが摩擦由来の顕著な動力 学現象(stick-slip 現象)と,法線応力変化に伴うすべりの 発生間隔・すべり量・摩擦力減少量の差異を表現可能であ ることを示す。

また,同モデルを動的微小変形弾性解析の境界条件とし て実装し,単純せん断変形場に適用した。時間経過に伴い 接触面の法線応力分布が非一様に変化し,法線応力が減少 した領域を起点としてすべりが発生し,接触面内での応力 再配置を伴いつつ他の領域へとすべり領域が拡大・伝播し てゆく様子が得られたので,これを紹介する。

2. 時間依存性上下負荷面摩擦モデルの概要

本モデルは、摩擦力の連続的な変化を表現可能な弾塑性 力学に基づく接触面の接触応力速度とすべり速度(相対速 度)の関係を与える速度型の構成式である。ここでは、本 摩擦モデルの基礎式とそこから導出される弾塑性構成式 について説明する。より詳細な式変形などは既報³⁾に譲る。

2.1 すべり速度の加算分解

解析対象に接する母材に対する物体のすべり速度 \overline{v} は, 次式に示すように接触面における接線方向成分 \overline{v}_t と法線 方向成分 \overline{v}_n に分解される。

$$\overline{\overline{\nu}} = \overline{\overline{\nu}}_{t} + \overline{\overline{\nu}}_{n}, \quad \begin{cases} \overline{\overline{\nu}}_{t} = \overline{\overline{\nu}} - \overline{\overline{\nu}}_{n} = (I - n \otimes n) \overline{\overline{\nu}} \\ \overline{\overline{\nu}}_{n} = (\overline{\overline{\nu}} \cdot n) n = (n \otimes n) \overline{\overline{\nu}} \end{cases}$$
(1)

ここに,**n**は母材から見て外向き単位法線ベクトルを表す。 各記号の詳細は図1に示す。さらに、すべり速度**v**は接触 面の弾性成分**v**^e、塑性成分**v**^pに加算分解される。



図1 接触面での各種変数の定義

2.2 弾性構成式

接触応力**f**の接線方向成分**f**_tおよび法線方向成分**f**_nは次 式で与える。

$$f = f_{t} + f_{n}, \quad \begin{cases} f_{t} = f - f_{n} = (I - n \otimes n)f \\ f_{n} = (f \cdot n)n = (n \otimes n)f \end{cases}$$
(3)

弾性構成式は、 f_t および f_n を用いて次式で与える。ただし、マイナス記号は物体に作用する接触応力速度と物体のすべる向きが逆向きであることによる。 α_t , α_n は接触面の接線、法線方向の弾性係数であり、接触解析におけるペナルティ係数に相当する。

$$f_t = -\alpha_t \overline{v}_t^e, f_n = -\alpha_n \overline{v}_n^e$$
 (4)
また,弾性構成式は2階の弾性係数テンソル C^e を用いて次
式で表す。

 $\hat{f} = C^{e}\bar{v}^{e}$, $C^{e} = -\alpha_{t}(I - n\otimes n) - \alpha_{n}(n\otimes n)$ (5) また, fの共回転速度 \hat{f} と物質時間微分 \hat{f} の関係は接触面の 剛体回転スピン $\Omega = \hat{n}\otimes n$ を用いて次式で表される。

$$\boldsymbol{f}_{t} = \dot{\boldsymbol{f}}_{t} - \boldsymbol{\Omega}\boldsymbol{f}_{t}, \quad \boldsymbol{f}_{n} = \dot{\boldsymbol{f}}_{n} - \boldsymbol{\Omega}\boldsymbol{f}_{n}$$
(6)

2.3 降伏関数

まず,図2の接線応力ノルム〜法線応力ノルム空間に正 規すべり面として等方的な Coulomb の摩擦基準面を定義 する。それに相似でかつ高位の位置に相似比 $R^*(\mu_k/\mu_s \le R^* \le 1)$ のすべり上負荷面を定義する。ここに、 μ_k,μ_s は動 摩擦係数、静止摩擦係数である。すべり上負荷面の傾きは 静止摩擦係数を最大、動摩擦係数(正規すべり面に一致) を最小とする範囲内で変動する。本モデルは、正規すべり 面(動摩擦)より上側に状態(静止摩擦)を取ることを摩 擦係数の「嵩張り」として捉え、その嵩張りが接触面の「構 造」に起因するとしたモデルである。さらにすべり上負荷 面に相似でかつ現応力を通る相似比 $R(0 \le R \le 1)$ のすべ り下負荷面を定義する。したがって、正規すべり面、すべ り上負荷面、すべり下負荷面は次式となる。

正規すべり面:	$\ \boldsymbol{f}_{\mathrm{t}}\ = \mu_{\mathrm{k}} \ \boldsymbol{f}_{\mathrm{n}}\ $	(7)
すべり上負荷面:	$\ \boldsymbol{f}_{t}\ = (\mu_{k}/R^{*})\ \boldsymbol{f}_{n}\ $	(8)

すべり下負荷面:
$$\|\boldsymbol{f}_{t}\| = (R\mu_{k}/R^{*})\|\boldsymbol{f}_{n}\|$$
 (9)

よって,降伏関数は次式である。

$$F(\|\boldsymbol{f}_{t}\|, \|\boldsymbol{f}_{n}\|) = \|\boldsymbol{f}_{t}\| - (R\mu_{k}/R^{*})\|\boldsymbol{f}_{n}\|$$
(10)



図 2 すべり負荷面

2.4 適応条件式

降伏関数より適応条件式は以下のようになる。

 $\dot{F}(\|f_{t}\|, \|f_{n}\|) = 0$ (11)

2.5 非関連すべり流動則

塑性すべり速度に関した非関連すべり流動則を次式と する。ここで、塑性乗数 λ は正の比例乗数であり、tは $t = f_t/||f_t||$ と定義される。

 $\vec{v}^{p} = \vec{v}_{t}^{p} = -\lambda t$ ($\vec{v}_{n}^{p} = 0$) (12) この式は,相対変位に対してダイレイタンシーの影響を無 視した式となっている。右辺のマイナスは接触応力に基づ くtと塑性すべり速度 \vec{v}^{p} が逆向きであることによる。

2.6 正規すべり比Rの発展則

正規すべり比Rの発展則は次式で与える。ここで, rは非 負の材料定数である。

$$\dot{R} = U(R) \|\overline{\boldsymbol{v}}^{\mathrm{p}}\|, \qquad U(R) = -r \ln R \tag{13}$$

2.7 構造の程度1/R*の発展則

構造の程度を表す1/R*の発展則は次式とする。

$$\dot{R^{*}} = \kappa \frac{{R^{*2}}}{\mu_{\rm k}} \left(\frac{1}{R^{*}} - 1\right)^{m} \|\vec{v}^{\rm p}\| - \xi \frac{{R^{*2}}}{\mu_{\rm k}} \left(1 - \frac{\mu_{\rm k}}{\mu_{\rm s}} \frac{1}{R^{*}}\right)^{n}$$
(14)

κ,m,ξ,nは非負の材料定数であり,Toyoda et al.³⁾の表記に 倣い定義した。本発展則は図3に示すように,右辺第一項 は静止摩擦から動摩擦への摩擦力減少を塑性すべりに伴 う構造の喪失としてモデル化しており,右辺第二項は動摩 擦から静止摩擦への摩擦力増加を時間経過に伴う構造の 回復としてモデル化している。



図3 構造の程度 1/R*の発展則

2.8 上下負荷面摩擦モデルの構成式および負荷判定

2.1~2.7 の基礎式から, 塑性すべり速度の大きさを決める塑性乗数 Λ (= λ)は, すべり速度 \overline{v} を用いて次式となる。

$$\Lambda = \frac{\left(\alpha_{n} \frac{R}{R^{*}} \mu_{k} \boldsymbol{n} - \alpha_{t} \boldsymbol{t}\right) \cdot \boldsymbol{\overline{\nu}} - \xi R \left(1 - \frac{\mu_{k}}{\mu_{s}} \frac{1}{R^{*}}\right)^{n} \|\boldsymbol{f}_{n}\|}{\alpha_{t} + r \frac{-\ln R}{R^{*}} \mu_{k} \|\boldsymbol{f}_{n}\| - \kappa R \left(\frac{1}{R^{*}} - 1\right)^{m} \|\boldsymbol{f}_{n}\|}$$
(15)

以上の基礎式および塑性乗数から,接触応力速度fとすべり速度**v**に関した弾塑性構成式は次式となる。

$$\overset{\circ}{f} = \begin{cases} \boldsymbol{C}^{\mathrm{ep}} \overline{\boldsymbol{\nu}} + \boldsymbol{C}^{c} \boldsymbol{t} & \cdots \notin \boldsymbol{\theta} \boldsymbol{\theta} & (\overline{\boldsymbol{\nu}}^{\mathrm{p}} \neq \boldsymbol{0}) \\ \boldsymbol{C}^{\mathrm{e}} \overline{\boldsymbol{\nu}} & \cdots \otimes \boldsymbol{\theta} \boldsymbol{\theta} & (\overline{\boldsymbol{\nu}}^{\mathrm{p}} = \boldsymbol{0}) \end{cases}$$
(16)

$$\mathbb{C} \subset \mathbb{C}^{e},$$

$$C^{ep} = C^{e}$$

$$- \frac{\alpha_{t} t \otimes \left(\alpha_{n} \frac{R}{R^{*}} \mu_{k} n - \alpha_{t} t\right)}{\alpha_{t} + r \frac{-\ln R}{R^{*}} \mu_{k} \|f_{n}\| - \kappa R \left(\frac{1}{R^{*}} - 1\right)^{m} \|f_{n}\|}$$

$$(17)$$

$$C^{c} = \frac{\alpha_{t}\xi R \left(1 - \frac{\mu_{k}}{\mu_{s}} \frac{1}{R^{*}}\right)^{n} \|\boldsymbol{f}_{n}\|}{\alpha_{t} + r \frac{-\ln R}{R^{*}} \mu_{k} \|\boldsymbol{f}_{n}\| - \kappa R \left(\frac{1}{R^{*}} - 1\right)^{m} \|\boldsymbol{f}_{n}\|}$$
(18)

また, 塑性すべり速度の負荷基準は塑性乗数Λの正定性よ り次式で与えた。

$$\begin{cases} \Lambda > 0 & \cdots \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } \vec{\boldsymbol{\nu}}^{p} \neq \mathbf{0}) \\ \Lambda \leq 0 & \cdots \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } \vec{\boldsymbol{\nu}}^{p} = \mathbf{0}) \end{cases}$$
(19)

これ以降の3章および4章では,面の回転を考慮しない 初期値問題あるいは初期値境界値問題に本モデルを適用 して解析を実施したため, $\hat{f} = \hat{f} (\Omega = 0)$ としていること に留意されたい。

一次元バネ~質点系モデルへの適用と摩擦モデ ルの特性把握

本稿では、図4に示すような剛性Kのバネが繋がれた質量Mの質点に一定のドライバ速度を与えることでstick-slip 現象を呈する一次元バネ〜質点系モデルを用いて動力学 計算を実施した。このとき、一次元バネ〜質点系における ドライバ変位は時間t(開始時刻t = 0とする)において $v_{ex}t$ ($v_{ex} = \{v_{ex,t} \ 0\}^{T}$)であり、物体の相対すべり変位は取で あるため、バネの伸びは $v_{ex}t - \bar{u}$ と表される。したがって、 物体の運動方程式は次式で与えられる。

 $M \ddot{\mathbf{x}} = K(\mathbf{v}_{ex}t - \bar{u}) + fS + F_{out}$ (20) ここに、Sは接触面積を、 F_{out} は物体作用する摩擦力以外の 外力を表している。本稿では、式(20)をさらに物質時間微 分した次式の速度型運動方程式を、躍度線形性を仮定する Wilson- θ 法⁴によって時間離散化し、陰的時刻歴解析を実 施した。

$$M\ddot{\vec{v}} = K(v_{ex} - \vec{v}) + \dot{f}S + \dot{F}_{out}$$
(21)

図 4 一次元バネ〜質点系モデル

3.1 解析条件

本稿では、表1に示す5ケースの解析を実施した。Case 1~3 は摩擦由来の動力学現象(安定すべり, stick-slip 現象) を再現することを目的に、構造の程度1/R*の発展則の係数 を変化させて解析を実施した。Case 3~5 は、物体の接触面 に作用する法線応力の時間的増加/減少が stick-slip 現象 に与える影響を評価することを目的に、解析を実施した。 つまり、物体に作用する摩擦力以外の外力速度**F**outの法線 方向成分**F**outnのみを与えて解析を実施した。その他のパ ラメータおよび初期条件を表2に列記する。接触面の物性 値および発展則のパラメータは、尾崎ら^Dに倣い設定した。 初期時刻において物体は静止しているものとして、初期の 摩擦係数には静止摩擦係数μsを設定し、初期法線応力とし て自重相当の鉛直荷重を与えた。

表1 解析ケース

衣 1 解例クース				
Case	$\kappa \text{ (mm}^{-1})$	ξ (s ⁻¹)	$\dot{F}_{\text{out,n}} \left(= \dot{F}_{\text{out}} \cdot \boldsymbol{n} \right) $ (N/s)	
1	0	0	0	
2	10.0	0	0	
3	10.0	0.002	0	
4	10.0	0.002	-0.01	
5	10.0	0.002	0.01	

表 2	各利	重パラ	メー	・タと	:初期条件
-----	----	-----	----	-----	-------

接触面の物性値		
静止摩擦係数 μ _s	0.4	
動摩擦係数 μ_k	0.2	
接線方向のペナルティ係数 α _t (kPa/mm)	1000	
法線方向のペナルティ係数 α _n (kPa/mm)	1000	
発展則パラメータ		
正規圧密度化指数 r	100	
構造喪失速度を規定する材料定数 m	1.0	
構造回復速度を規定する材料定数 n	1.0	
バネ〜質点系パラメータ		
質量M (kg)	10	
バネ定数K (N/mm)	10	
ドライバの接線方向速度v _{ex,t} (mm/s)	0.001	
接触面積S (m ²)	1.0	
初期条件		
初期の構造の程度1/R ₀ (= µ _s /µ _k)	2.0	
初期法線応力f _{n0} (Pa)	98.1	
初期接線応力-f _{to} (Pa)	1.0×10^{-6}	

3.2 解析結果および考察

まず、Case 1~3 の接線方向の相対すべり変位 \bar{u}_t ~時間t関係および摩擦力 F_t ~時間t関係を図 5 に示す。構造の喪 失と回復を考慮しない Case 1 (黒線)は、摩擦係数が変化 せず、間欠性のない一様なすべり現象(安定すべり)が得 られた。構造の喪失のみを考慮した Case 2 (青線)では、 一度だけ階段状の相対すべり変位 \bar{u}_t ~時間t関係(stick-slip 現象)と摩擦力低下が現れる。これは、構造の喪失によっ て静止摩擦力から動摩擦力への摩擦力低下(軟化)を考慮 したことによるものである。その後は、構造が回復するこ となく摩擦係数が一定となるため、Case 1 同様の安定すべ りが得られた。Case 3 (赤線)では、間欠的な stick-slip 現 象が周期的に発生する結果となった。これは、構造の喪失 による静止摩擦力から動摩擦力への摩擦力減少と構造の 回復による動摩擦力から静止摩擦力への強度回復を考慮 したことによるものである。

次に、Case 3~5 の接線方向の相対すべり変位 \bar{u}_t ~時間t関係および摩擦力 F_t ~垂直抗力 F_n 関係を図6に示す。後者 の図には静止摩擦係数と動摩擦係数に相当する傾きの直 線も併記している。接触面の法線応力が時間的に増加する Case 4 (緑線)では、法線応力を一定に保つCase 3 (赤線) に対し、すべりの発生頻度の低下や一回当たりのすべり 量・摩擦力減少量の増加が得られた。これは、Case4 が法 線応力の漸増により, Case 3 よりも現応力がすべり出す基 準であるすべり上負荷面に到達しづらくなり, すべりが抑 制されたことによるものである。一方, 接触面の法線応力 が時間的に減少する Case 5 (紫線) は, すべり発生頻度の 増加や一回当たりのすべり量・摩擦力減少量が小さくなっ た。これは, Case 5 が法線応力の漸減により Case 3 よりす べり上負荷面に到達しやすくなり, すべりが促進されたこ とによる。

以上より,時間依存性上下負荷面摩擦モデルは安定すべりから stick-slip 現象まで摩擦由来の顕著な動力学現象や 法線応力の増減に伴うすべりの抑制/促進を表現可能で あることが示された。

4. 動的微小変形弾性有限要素解析への適用

本章では時間依存性上下負荷面摩擦モデルを速度型運 動方程式に基づく動的変形弾性解析に適用した。ただし, ここでは摩擦由来の強非線形挙動に着目するため,物体の 材料非線形性や幾何的非線形性は無視した動的微小変形 弾性解析を実施した。はじめに有限要素離散化手法の概要 を示し,その後,適用事例として単純せん断場におけるす べりの伝播過程の解析事例を示す。

4.1 有限要素離散化と計算処理の概要

本稿では,通常の固体解析における荷重速度境界条件と 変位速度境界条件に加え,母材速度を与える接触力境界条 件を新たに導入した(図7)。

このとき,弱形式化された速度型運動方程式は以下となる。

$$\int_{V} \rho \boldsymbol{\ddot{v}} \cdot \delta \boldsymbol{v} \, dV + \int_{V} \boldsymbol{\dot{\sigma}} \cdot \delta \boldsymbol{\dot{\varepsilon}} \, dV =$$

$$\int_{V} \boldsymbol{\dot{b}} \cdot \delta \boldsymbol{v} \, dV + \int_{S_{t}} \boldsymbol{\dot{t}}_{t} \cdot \delta \boldsymbol{v} \, dS + \int_{S_{c}} \boldsymbol{\dot{f}}_{c} \cdot \delta \boldsymbol{v} \, dS$$
(22)

ここに、 ρ は物体の密度、 $\dot{\sigma}$ は物体の応力速度、 \dot{b} は物体力 速度、 \dot{t}_{t} は既知の荷重速度、 \dot{f}_{c} は接触力境界に作用する接 触応力速度を表している。vは物体の変位速度、 δv は任意 関数(ただし、変位速度境界 S_{u} 上で $\delta v = 0$ を満たす)、 $\delta \varepsilon$ は仮想ひずみ速度を表している。



右辺第三項において上下負荷面摩擦モデルを適用し,定式 化を行った。定式化の詳細は紙幅の都合上割愛するが,有 限要素法における離散化式は次式となる。

 $M{\ddot{v}^{N}} + (K - K_{c}){v^{N}} = {\dot{f}}$ (23) ここに, M, Kは有限要素法における(変位速度境界条件の



考慮により縮約された)全体質量マトリクス,全体剛性マトリクスであり、 $\{v^N\}$ は(変位速度境界上の節点を除く) 全節点の変位速度を並べた係数列ベクトルである。また、 K_c , $\{\dot{f}\}$ は以下のように表される。

$$K_{c} = \sum_{(e)} \int_{S_{c}(e)} [\tilde{N}]^{T} [\boldsymbol{C}^{ep}] [\tilde{N}] dS \quad \cdots \triangleq \stackrel{\text{diff}}{\underset{(e)}{\sum}} \int_{S_{c}(e)} [\tilde{N}]^{T} [\boldsymbol{C}^{e}] [\tilde{N}] dS \quad \cdots \triangleq \stackrel{\text{diff}}{\underset{(e)}{\sum}}$$
(24)

$$\{\boldsymbol{f}\} = \{\boldsymbol{f}_{0}\} + \{\boldsymbol{f}_{c}\}$$

$$\sum_{(e)} \int_{S_{c(e)}} \{-[\tilde{N}]^{\mathsf{T}} [\boldsymbol{C}^{\mathrm{ep}}] [\tilde{N}] \{\boldsymbol{v}_{\mathbf{m}}^{\mathsf{N}}\} + C^{\mathsf{c}} [\tilde{N}] \{\boldsymbol{t}\} \} dS$$

$$\{\boldsymbol{f}_{c}\} = \sum_{\substack{(e) \\ (e) \\ (e)$$

ここに、 $S_{c(e)}$ は要素境界毎の接触力境界、 $\Sigma_{(e)}$ はアセンブ リング操作を表す。 $\{f_0\}$ は物体力速度に由来するベクトル と荷重速度境界 S_t 上での既知表面力に由来する等価節点 カベクトルの和を表す。 $[N], [\tilde{N}]$ は有限要素法の形状関数 に由来するマトリクスである。 $[C^{ep}], [C^e], C^c$ は上下負荷面 摩擦モデルに由来するマトリクスであり、表記法は Toyoda et al. ³)に準ずる。 $\{v_m^N\}$ は接触力境界上における既知母材 速度の係数列ベクトルである。

本稿では,式(23)をWilson-θ法によって陰的に時間離散 化して解析を実施した。式(24),(26)の接触力境界に関した 積分計算は,要素境界内での接触力分布を一次のアイソパ ラメトリック要素で補間し,2点のGauss積分を行った。 本研究では,この接触力境界上のGauss点ごとに,接触面 の物理量(接触応力,摩擦係数,構造など)を記憶してい る。これにより,各Gauss点における負荷状態に応じた式 (24),(26)のGauss積分の足し込みを選択的に行うことがで き,より接触面の固着,すべり状態を考慮した動的変形解 析を可能にした。

4.2 解析条件(平面ひずみ条件)

解析条件は、図8に示すような4m×20mの弾性体80要素の上面を完全固定,底面を接触力境界,左右側面を無応力境界とし,解析対象に接する母材に水平変位速度vm(0.001m/sで一定)を与えた。接触面の物性値および発展則パラメータは表2と同様の値を用いた。弾性体のパラメータおよび初期条件は表3の通りである。本稿では、表4に示す通り,接触力境界における摩擦係数を一定に保つ

(構造の喪失と回復を考慮しない) Case 6 と,構造の喪失 と回復を考慮した Case 7 の 2 ケースの結果を示す。



表 3 弾性体のパラメータと初期条件

弾性体のパラメータ	
弹性係数 E (N/m ²)	1.0×10^{3}
ポアソン比 ν	0.0
密度 $ ho$ (g/cm ³)	1.0
初期条件	
初期の構造の程度1/R ₀	2.0
初期法線応力f _{n0} (Pa)	1000
初期接線応力f _{to} (Pa)	1.0×10 ⁻⁷

表 4 解析ケース			
Case	$\kappa \text{ (mm}^{-1}\text{)}$	ξ (s ⁻¹)	
6	0	0	
7	10.0	0.01	

4.3 解析結果

まず, Case 6 に関して,時間経過に伴う解析対象の変形 を図9に示す。図中の点線は初期状態を表している。また, 図8に示した各節点(1~6)の接線方向の変位ut~時間t関 係を図 10 に, 各要素 (A~F) の底面に作用する摩擦力F_t~ 時間t関係および摩擦力Ft~垂直抗力Fn関係を図 11(a), (b) にそれぞれ示す。図11(b)には点線で、すべり規準面とし てすべり上負荷面(傾き一定)を併記している。解析初期 段階においては,底面全域が固着状態にあるため,底面上 の節点は一様に水平変位する。ところが、せん断変形の進 展に伴い、底面左端(要素 A)では垂直抗力Fnが増大して 滑りが抑制されるのに対し,底面右端(要素 F)では垂直 抗力Fnが減少してすべりが促進される。その結果, 2000 s 付近で右端(要素 F)において最初のすべりが発生する。 これにより、右端(要素 F)が降伏するため、2000 s 以降 は,残りの接触断面(要素 B~F)で接線方向の荷重増分を 分担することとなる。これにより, 要素で B~F では, 引き 続き接線応力が増大してゆく(応力分布の再配置)。その 後、せん断変形がさらに進展すると、3000s付近で解析対 象の中央部(要素 B~E)が一斉に降伏し、広域なすべりが 発生する。これにより、以降の接線荷重増分は専ら底面左 端(要素 A)で分担されることとなり,要素 A における接 線応力が顕著に増大することとなる。その後は、4000s付 近で左端(要素 A)も降伏し、領域全体ですべりを生じる こととなる (5000 s)。

次に,解析対象が右側からすべり始めた理由について考 察する。初期には接触面で一様な垂直抗力を与えているが, 先述のように,接触面での法線応力分布が非一様に変化し てゆく。せん断変形は物体の主軸方向の伸長・圧縮に分解 されるが,せん断変形に伴い圧縮を受ける物体の左下の接 触面(要素A付近)では,法線応力が増加し,伸長を受け る物体右下の接触面(要素F付近)では法線応力が減少す ることとなる。その結果,法線応力減少によりすべりが促 進される右側が先に滑り出したのである。このすべり現象 は,3章において説明した法線応力の減少・増加に伴うす べりの抑制・促進を表現する提案モデルを初期値境界値問 題に導入することによって初めて解かれうるものである。



次に、底面に作用する摩擦力および垂直抗力の各合力 (各要素に作用する摩擦力および垂直抗力の和)の時刻歴 を図 12 に示す。前述の通り、底面の各要素における法線 応力分布は非一様に変動する一方、領域全体に作用する全 垂直抗力は一定であることがわかる。これは、本解析では 鉛直方向の母材速度を与えていないことによる。他方、全 摩擦力は母材変位に比例して増加していき、最終的には最 大静止摩擦力に漸近していく過程が解かれた(安定すべ り)。このように、局所的には、法線応力の非一様分布の 発現や、要素 A での顕著な接線応力の増減といった複雑 な挙動も認められるが、大域的には法線応力一定下での安 定すべりが解かれているという点で、前章 Case 1 のよう な質点モデルと同様の傾向が得られることが確認できた。



次に、Case7に関して、時間経過に伴う解析対象の変形 図を図 13 に、図 8 に示した各節点の接線方向の変位ut~ 時間t関係を図14に示す。接触力境界における構造の喪失 および回復の影響を考慮した本解析では、Case 6 より顕著 なすべり伝播が発生した。これは構造の喪失により接触面 において顕著な軟化挙動を生じることに起因する。解析対 象は, せん断変形に伴って右端でピーク強度発現後に軟化 による著しい応力降下を伴って不安定化し、急激なすべり を生じる。このとき、周辺領域では Case6 以上に大きな荷 重を分担することとなるが、これを支持し切れない場合、 周辺領域もピーク強度発現後に軟化を呈し,不安定化する こととなる。これにより、一度発生したすべりは、留まる ことなく勢いよく左端まで伝播していく結果となった。ま た,底面における急激なすべりの発生に伴い,物体内を伝 わる実体波の発生 (Acoustic emission) が解析対象内に確認 された。当日の講演では、動画を用いてこれらの結果を詳 しく説明する。



5. まとめと今後の展望

本項では、まず時間依存性上下負荷面摩擦モデルを初期 値問題へ適用することで本モデルの表現能力の検証を行 った。その中で、構造の発展則のパラメータを変化させる ことで定常的なすべり現象(安定すべり)から間欠的なす べり現象(stick-slip 現象)までを表現可能であることを確 認した。さらに一次元バネ〜質点系の物体に作用する法線 応力を一様に増加/減少することが、すべりの抑制/促進 あるいはすべり量の増加/減少をもたらすことをも表現 可能であることを確認した。

さらに、本摩擦モデルを接触力境界条件として導入した 動的有限要素解析手法を開発した。本手法を単純せん断場 に適用し、法線応力の非一様化による局所的なすべりの促 進/抑制により、すべり伝播過程が現れることと、初期値 境界値問題を解いた帰結として局所的な摩擦力変動/応 力再配置が評価可能であることを示した。一方、大域的な 解としては質点モデルと同様の安定すべりが得られるこ とを明らかにした。

今後の展望として,実験を通じたモデルの Validation を 予定している。鋼材や土などの土木材料を用いて二物体間 の stick-slip 現象の荷重~変位関係を計測し,その結果を本 摩擦モデルによって再現することで,モデルの妥当性を検 証するとともに,接触面における材料定数の物理的意味に ついて考察してゆく。また,本摩擦モデルを動的/静的水 〜土骨格連成有限変形解析手法の境界条件として実装す るとともに,接触解析への展開も試みる予定である。

謝辞

本研究の実施にあたり,科学研究費補助金(基盤研究 (B):課題番号 22H01586)の助成を受けた。

参考文献

- 尾崎伸吾,橋口公一,陳 玳行:時間依存性摩擦構成式を用いたスティック・スリップ運動の安定性に関する検討,応用力学 論文集,pp.445-455,2007.
- Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, Vol.40, No.2, pp. 99-110, 2000.
- Toyoda, T., Yasuike, R., Noda, T.: Super/sub-loading surface model for constitutive equation of friction, Tribology International, Vol. 191, 109080, 2024.
- Noda, T., Asaoka, A., and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol.48, No.6, pp. 771-790, 2008.

Numerical analysis of stick-slip phenomena and non-uniform slip propagation using super/sub-loading surface friction model

Ryo YASUIKE¹, Tomohiro TOYODA², Toshihiro NODA²

1 Nagoya University, Department of Civil Engineering • yasuike.ryo.z9@s.mail.nagoya-u.ac.jp

2 Nagoya University, Department of Civil Engineering

Abstract

We have proposed a super/subloading friction model which incorporates the superloading surface concept into the subloading friction model based on elasto-plasticity theory. The proposed model is characterized by the following two points: (1) the state in which the static friction coefficient is larger than the kinetic friction coefficient is considered as the "bulkiness" of friction coefficient by structure of contact surface, and (2) the decay and healing of the structure is described by an evolution rule for capturing state transition from static to kinetic friction. In this paper, we show that the model is capable to describe stable sliding, stick-slip phenomenon and the differences of slip phenomenon associated with change of normal stress. The model was also implemented in the boundary conditions of a dynamic infinitesimal deformation elastic analysis, and it was applied to a simple shear deformation field. The results showed that the normal stress distribution on the contact surface becomes non-uniform with elapsed time, and that slip occurs from the region where the normal stress decreases, and the slip region expands and propagates to other regions with rearrangement of stress.

Key words: Friction, Stick-slip, Slip propagation, Elasto-plasticity, Dynamic analysis

上界定理に基づく擁壁主働土圧の剛塑性有限要素解析 Rigid Plastic Finite Element Analysis for Active Earth Pressure based on the Upper Bound Theorem

水野和憲¹,南波典李²,大塚悟³

1 岐阜工業高等専門学校・環境都市工学科・E-mail address kazu@gifu-nct.ac.jp

2 岐阜工業高等専門学校専攻科・先端融合開発専攻

3 長岡技術科学大学·技学研究院環境社会基盤系

概 要

従来,抗土圧擁壁の設計には Coulomb 土圧論に基づく土圧算定手法が多く利用されているが,上界定理 に基づく極限解析による主働土圧算定はほとんど適用例がない。筆者らは上界定理に基づく剛塑性有限要 素法(Rigid Plastic Finite Element Method,以下,RPFEMと呼ぶ)を用いた主働土圧算定手法を開発してい る。RPFEM は Coulomb 土圧論のように破壊形式の仮定やすべり線を直線に限定する必要はなく,境界値問 題に応じた破壊形態を合理的に決定できる特徴がある。本論文では,仮想壁に作用する主働土圧を極限解 析の枠組みで合理的に評価する方法を提案する。擁壁摩擦のモデル化についても言及し,典型的な背面地 盤の主働土圧算定を実施した。既往手法である Coulomb 土圧論との比較により本算定手法の妥当性を示す。 最後に,地震時主働土圧を算定する事例解析も紹介する。

キーワード: 擁壁, 主働土圧, 極限解析, 上界定理, 剛塑性有限要素法

1. はじめに

擁壁など土留め構造物の設計は裏込め土や背面地盤の 土圧に基づいて行われる。土圧の算定には、従来、剛な仮 想壁を導入して作用荷重を算出する方法が用いられる。 Coulomb(1773)¹⁾は剛な仮想壁と直線すべりの間にある土 楔を予め仮定して運動(滑動)方向を規定することにより、 主働・受働土圧を算出した。Coulomb 土圧論は極限解析の 原型としてとらえられることが多いが、一方で、極限定理 にある上界定理から土圧問題を捉えると、受働土圧は仮想 壁を介して土楔に作用する荷重(未知数)と変位速度(運 動)がなす外力仕事率は正となるが、主働土圧に対しては 荷重と変位速度が逆方向になるために仕事率は負になる 問題が生じて、極限解析を適用するには注意が必要となる。 擁壁の設計において主働土圧の評価は大変重要であるが、 上記の理由により、極限解析による主働土圧算定はこれま であまり実績がない。

この問題に対して,筆者ら²は仮想壁に作用する主働及 び受働土圧を極限解析の枠組みで合理的に評価する方法 を提案してきた。具体的には,地盤に作用する外力荷重系 として,仮想壁に作用する表面力Tに地盤全体の物体力X を加えた荷重系(X,T)を基準荷重とすることにより,主働 および受働の破壊形態によらずに外力仕事率が正になる ことに着目し,主働および受働土圧を1つのスキームで算 定することを示してきた。さらに前田ら3は,地盤に物体 カXとしての自重を一定載荷させた上で、仮想壁を介して 地盤に作用する表面力Tのみを基準荷重とし、荷重係数(荷 重強度) ρを未知数とした場合の極限解析を実施している。 この基準荷重Tがρ倍された時に塑性崩壊となる極限状態 (主働もしくは受働状態)であるとし、このpTを主働土圧 合力(もしくは受働土圧合力)と定義した。この方法によ り, 典型的な背面地盤で主働及び受働状態の土圧が適切に 算定できることを示しているが, 土圧合力の作用点と壁面 摩擦の状況に応じた土圧作用方向については, 詳細に検討 されていない。実際には仮想壁との相互作用によって荷重 分布が決定されるために, Coulomb 土圧のように土圧作用 点が壁面の 1/3 高さになる 1)とは限らない。特に地震時に おける擁壁背面地盤から仮想壁への土圧分布およびその 合力の作用点は平常時とは異なるため,実際現象と乖離す ることが予想される。また各種設計基準 4).5)では壁面摩擦 を与件としているが、土圧作用方向は破壊形態と関連する のために、与件とする合理性は明らかになっていない。

そこで本研究では、土圧合力の作用点や作用方向の合理 的な求め方の確立を目的として、上界定理に基づく極限解 析により、仮想壁に作用させる荷重の載荷条件や壁面摩擦 を考慮した主働土圧算定を実施し、土圧合力の作用点や作 用方向について検討を行った。

上界定理に基づく極限解析には前田らと同様に剛塑性

有限要素法⁷⁾ (Rigid Plastic Finite Element Method, 以後, RPFEM と呼ぶ)を用いた。RPFEM による解析は,連続体 理論に基づくために, すべり線のような不連続線を取り扱 うことができないが, Coulomb 土圧の直線すべりのように 破壊形式を規定する必要はなく,境界値問題に応じた破壊 形態を合理的に決定できる特徴がある。そして PRFEM に より得られた主働土圧については,同計算条件で得られる Coulomb 土圧と比較し,提案する算定手法の妥当性を確認 した。

2. 極限解析による主働土圧算定法

2.1 地盤材料の剛塑性構成式

Tamura et al.⁷ は,極限解析の上界定理に基づく考察から, Drucker-Prager 型の降伏関数を用いた剛塑性構成式を以下 のように誘導している。降伏関数を応力テンソル σ の第一 不変量 I_1 =tr(σ),偏差応力テンソルSの第二不変量 J_2 =S·S/2を用いて次式のように表すことにする。ここに、 ω , ψ は Mohr-Coulomb の破壊規準に基づくc, ϕ と関係付けられる係 数であり、平面ひずみ条件では式(2)となる。また引張応力 を正と定義した。

$$f(\boldsymbol{\sigma}) = \omega I_1 + \sqrt{J_2} - \psi = 0 \tag{1}$$

$$\omega = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12\tan^2 \phi}} \quad , \quad \psi = \frac{3}{\sqrt{9 + 12\tan^2 \phi}} \cdot c \quad (2)$$

塑性変形を生じる物体の応力 σ を,塑性ひずみ速度から求められる決定応力 σ ⁽¹⁾と塑性ひずみ速度から求められない非決定応力 σ ⁽²⁾に分解する(図1)。決定応力 σ ⁽¹⁾は関連流れ則により以下のように表される。式中の ϵ ⁰は塑性ひずみ速度, ϵ は等価塑性ひずみ速度である。

$$\boldsymbol{\sigma}^{(1)} = \frac{\psi}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p}{\dot{\boldsymbol{e}}} \quad , \quad \dot{\boldsymbol{e}} = \sqrt{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p} \tag{3}$$

非決定応力**σ**⁽²⁾は降伏関数式(1)の直線部分に沿う応力成分 であり、その大きさは塑性ひずみ速度に対して不定である。 しかし、降伏曲面上に応力があることを利用して非決定応 力の成分(不定応力)を以下のように表すことができる。 降伏関数式(1)に関連流れ則を適用すると、塑性ひずみ速度 の条件式(体積変化特性)が求められる。



図 1 Drucker-Prager 型降伏曲面と応力の分解

$$h(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p}) = \dot{\varepsilon}_{v}^{p} - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^{2} + 1/2}} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\varepsilon}_{v}^{p} - \beta \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = 0$$
(4)

ここに ϵ_v^p は塑性体積ひずみ速度である。式(4)は式(1)で表 される降伏曲面の現応力点における外向き法線方向の塑 性ひずみ速度に関する条件式であることを利用すると、 $\sigma^{(2)}$ は不定定数 α を用いて次式のように表される。

$$\boldsymbol{\sigma}^{(2)} = \alpha \frac{\partial h}{\partial \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p} = \alpha \left\{ \boldsymbol{I} - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p}{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}} \right\}$$
(5)

Iは単位テンソルを表す。式(3),式(5)より Drucker-Prager 型 の降伏関数に対する剛塑性構成式は次式で示される。

$$\boldsymbol{\sigma}^{(1)} + \boldsymbol{\sigma}^{(2)} = \frac{\psi - 3\omega\alpha}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p}{\dot{\boldsymbol{e}}} + \alpha \boldsymbol{I}$$
(6)

この構成式は不定定数αを含んでおり,式(4)の制約条件と ともに境界値問題の解析を実施することにより,不定定数 αを定めることができる。本論文では解析の高速化を目的 に制約条件式(4)をペナルティ法によって陽に取り組む方 法を用いる (κ:ペナルティ定数)。以上から剛塑性構成式 は最終的に次式で与えられる^{8),9)}。

$$\boldsymbol{\sigma} = \frac{\psi}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p}{\dot{\boldsymbol{e}}} + \kappa \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p_v - \beta \dot{\boldsymbol{e}}\right) \left\{ \boldsymbol{I} - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p}{\dot{\boldsymbol{e}}} \right\}$$
(7)

2.2 表面力を基準荷重とした土圧算定手法

極限解析によって荷重係数(荷重強度)ρを求めるには, 運動学的可容な変位速度場uを仮定し,外力仕事率と内部 消散率を等しいとする次式の上界計算式を用いる [¬]。

$$\rho\left(\int_{S_{\sigma}} \boldsymbol{T} \cdot \boldsymbol{\dot{\boldsymbol{u}}} dS\right) + \int_{V} \boldsymbol{X} \cdot \boldsymbol{\dot{\boldsymbol{u}}} dV = \int_{V} \boldsymbol{\sigma} : \boldsymbol{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}^{p} dV \qquad (8)$$

ここに、Xは物体力を、Tは表面力を表す。内部消散率は $D(\epsilon^{p})=\sigma:\epsilon^{p}$ である。内部消散率を計算するために、地盤 材料の降伏関数には式(1)を用いる。

本論文の土圧算定では、文献3)と同様に、仮想擁壁を介 して地盤に作用させる表面力**T**を基準荷重とし、この基準 荷重Tがρ倍された時に極限状態(主働もしくは受働状態) であるとし、このpTを主働土圧合力(もしくは受働土圧合 力)と定義した。この荷重Tの載荷位置や載荷方向は自由 に設定できる。この荷重Tを,仮想擁壁を介して地盤に押 し込む向き(この向きを正とする, T>0)に載荷すれば受 働状態となり、仮想擁壁を介して地盤から引き離す向き (この向きは負となる, T<0)に載荷すれば主働状態とな る。これにより基準荷重**T**がなす外力仕事率は常に正とな り、RPFEMを用いても、仕事率が正になる変位速度場uを 探索することができ土圧算定が可能となる。崩壊形態に対 する制約がないので Coulomb 土圧よりも合理的に算定が 可能である。また物体力Xは自重だけでなく、震度法に基 づき水平方向の慣性力を与えることで地震時における動 土圧を算定することが可能となる。

本論文の土圧算定では,式(7)の剛塑性構成式を力のつり 合い式(弱形式)に代入して実施する。若干の展開を行う と次式になる。

$$\int_{V} \left\{ \frac{\psi - 3\omega\kappa (\dot{\varepsilon}_{v}^{p} - \beta \dot{e})\dot{\varepsilon}^{p}}{\sqrt{3\omega^{2} + 1/2}} \dot{e}^{p} \right\} : \delta \dot{\varepsilon}^{p} \, dV + \int_{V} \kappa (\dot{\varepsilon}_{v}^{p} - \beta \dot{e}) \mathbf{I} : \delta \dot{\varepsilon}^{p} \, dV$$
$$= \int_{V} \mathbf{X} \cdot \delta \dot{\mathbf{u}} dV + \rho \left(\int_{S_{\sigma}} \mathbf{T} \cdot \delta \dot{\mathbf{u}} dS \right) \qquad \forall \, \delta \dot{\mathbf{u}}$$
(9)

剛塑性構成式は変位速度の大きさが不定のために,以下の 制約条件とともに計算すると荷重係数pが求められる。

$$\int_{S_{\sigma}} \boldsymbol{T} \cdot \boldsymbol{\dot{\boldsymbol{u}}} dS = 1 \tag{10}$$

ペナルティ法(µ:ペナルティ定数)を用いて制約条件式 (10)を式(9)に陽に取り込み,汎関数の停留条件から次式の 支配方程式を得る。

$$\int_{V} \left\{ \frac{\psi - 3\omega\kappa (\dot{\varepsilon}_{v}^{p} - \beta \dot{e})}{\sqrt{3\omega^{2} + 1/2}} \frac{\dot{\varepsilon}^{p}}{\dot{e}} \right\} : \delta \dot{\varepsilon}^{p} \, dV + \int_{V} \kappa (\dot{\varepsilon}_{v}^{p} - \beta \dot{e}) I : \delta \dot{\varepsilon}^{p} \, dV$$
$$= \int_{V} \mathbf{X} \cdot \delta \dot{\mathbf{u}} dV + \mu \left(\int_{S_{\sigma}} \mathbf{T} \cdot \dot{\mathbf{u}} dS - 1 \right) \left(\int_{S_{\sigma}} \mathbf{T} \cdot \delta \dot{\mathbf{u}} dS \right) \quad \forall \, \delta \dot{\mathbf{u}}$$
(11)

式(11)を有限要素法による空間離散化すると変位速度**u**が 求まり,次式から荷重係数pが得られる。この荷重係数が 極限状態における仮想壁に作用する土圧合力p**T**を与える ことになる。

$$\rho = \mu \left(\int_{S_{\sigma}} \boldsymbol{T} \cdot \boldsymbol{u} dS - 1 \right)$$
(12)

3.1 擁壁と壁面摩擦のモデル化

ここでは簡単のため、地表面傾斜角 $\beta=0^{\circ}$ の背面地盤が、高さH=6m、擁壁背面角 $\alpha=0^{\circ}$ の仮想擁壁に及ぼす典型的な 主働土圧問題を取り上げる。RPFEM で用いる有限要素メ ッシュ及び境界条件を図2に示す。計算は2次元平面ひず み条件とした。背面地盤は均一な砂質地盤を想定し、表1 に示す土質パラメータを用いる。なお、本計算は関連流れ 則に基づくため、粘着力 $c=0kN/m^2$ では内部消散率がD=0と なり計算不可となる。よって、ここでは小さい値として $c=1kN/m^2$ を与えた。

本解析で扱う擁壁は実体はなく、土に比べ極めて剛性の 高い材料が背面地盤の壁面に接している仮想擁壁として モデル化し、具体的には表1に併記した値を用いて梁(ビ ーム)要素でモデル化した。なお、この値を小さく設 定することで矢板などのたわみ性を有する土留め壁をモ デル化することも可能である。また仮想擁壁の下端では、



図 2 解析対象と有限要素メッシュ

北面地般や上び仮相嫌腔の材料パラメータ

背面地盤の土質パラメータ(プレート要素)			
せん断抵抗角 φ[°]	30,35,40		
粘着力 c [kN/m ²]	1 (≅ 0)		
単位体積重量 γ_t [kN/m ³]	18		
仮想擁壁の材料パラメータ(ビーム要素)			
軸降伏応力 N [kN/m ²]	10000		
降伏曲げモーメント <i>M</i> [kN・m]	10000		
接触ジョイントの材料パラメータ(ジョイント要素)			
せん断抵抗角 ϕ_s [°]	0		
粘着力 c _s [kN/m ²]	10000		

図 2 中の下方の拡大図に示すように, 擁壁が下部の支持 地盤の影響を受けないように切り離した。さらに擁壁下端 部は変位速度が不連続となるため, 沖見ら¹⁰による同一座 標で自由度の異なる節点をもつ四角形要素にメッシュ分 割する特異点処理を施した。

また擁壁と背面地盤の接触面では十分に粗な状態となる壁面摩擦を考慮するため,図2中の上方の拡大図に示す ように,両者の接触面のインターフェイス要素としてジョ イント要素を用いてモデル化し,その材料パラメータには 表1に併記したように十分に大きな値を設定した。

以上のような仮想擁壁および壁面摩擦のモデル化によ り背面地盤を主働状態にするには、この仮想擁壁を介して 下端からhの位置で擁壁を地盤から引き離す向きに基準荷 重Tを作用させることで実現させる。受働状態では擁壁を 介して地盤を押す向きに基準荷重Tを作用させる。RPFEM による上界計算を実施することで極限荷重 ρT が求まり、そ の大きさが主働土圧合力($||\rho T||=P_a$)となる。同時に破壊 形態も計算結果として求められる。

上述した基準荷重Tの作用条件として、本論文では、作用位置hについては擁壁高さHの下端から 1/3 高さ付近の $h=1.5\sim2.5m$ までを0.1mピッチで設定した(計 11 ケース)。 また作用方向 θ (擁壁法線方向から反時計回りを正)については水平方向 $\theta=0$ から背面地盤のせん断抵抗角 ϕ までの角度を 5° ピッチで設定した($\phi=30$ の場合なら、計 7 ケース)。

3.2 典型的な背面地盤での主働土圧算定

(1) 極限荷重

RPFEM を適用して主働土圧を算定した結果,未知数で ある荷重係数 ρ は負の値が得られた。つまり極限荷重 ρ Tの 符号は正 (ρ (<0)×T(<0)= ρ T(>0))となり,擁壁側から背面地 盤に作用する向きで算出された。土塊自重による仕事が卓 越する場合には,擁壁を引き離さなくても背面地盤は崩壊 することが示された。つまり崩壊する土塊を擁壁側から支 える崩壊モードであることがわかった。

せん断抵抗角 $\phi=30^{\circ}$ の背面地盤における全77ケースの境 界値問題を解いて得られた極限荷重 ρ **T**の大きさ $||\rho$ **T**||を表 2 に示す。なお,各作用方向 θ において $||\rho$ **T**||の最小値に色 付けした。また全77ケース中の最小値は,作用位置h=1.9m, 作用方向 $\theta=20^{\circ}$ の時であった。

表 2 中の色付けした極限荷重 $||\rho T||$ と作用方向 θ の関係を 図 3 に示す(赤色の四角印)。また同図には背面地盤のせ ん断抵抗角 $\phi=35^{\circ},40^{\circ}$ の結果についても併記した。図 3 よ り、本計算条件下においてはすべて $\theta=20^{\circ}$ の時に最小値と なり、地盤のせん断抵抗角 $\phi \ge \theta=1/2\phi - 2/3\phi$ の関係である ことがわかった。この関係は各種設計基準 4,5)で設定され ている壁面摩擦角 δ と同等である。

表 2 各作用位置,作用方向における極限荷重 || ρT || [kN/m]

作用方向		θ [°]							
作用位	<u>ع</u> ر	0	5	10	15	20	25	30	
	2.5	99.5	95.9	93.5	92.3	91.9	92.5	94.2	
	2.4	98.7	95.1	92.7	91.4	91.0	91.5	93.1	
	2.3	98.2	94.4	92.0	90.6	90.2	90.6	92.2	
	2.2	97.9	94.0	91.4	89.9	89.5	89.9	91.4	
	2.1	97.6	93.6	91.0	89.4	88.8	89.3	90.8	
h [m]	2.0	97.2	93.4	90.7	89.0	88.3	88.7	90.3	
	1.9	97.3	93.2	90.5	88.8	88.2	88.4	90.1	
	1.8	97.7	93.6	90.9	89.2	88.8	90.4	94.1	
	1.7	98.8	94.9	92.5	91.8	92.8	95.9	99.9	
	1.6	100.7	97.3	95.9	96.3	98.3	101.7	106.3	
	1.5	103.7	101.3	101.2	102.4	104.9	108.7	113.7	



また、図3には横軸を壁面摩擦角 δ として Coulomb 土圧 論による同計算条件の主働土圧合力 P_a (青色)を併記した。 ただし、背面地盤の粘着力は $c=1kN/m^2$ として計算した。こ れらより両者はほぼ同程度の値と傾向が得られ、本論文で モデル化した荷重Tの作用方向 θ が Coulomb 土圧論で用い る壁面摩擦角 δ と等価であることが明らかとなった。

以上より, RPFEM による壁面摩擦を考慮した主働土圧 算定手法は妥当であることが明らかとなった。

(2) 破壊形態

次に、表2中の作用方向 θ =0[°],20[°],30[°]における作用位置 hが最も低いh=1.5m,極限荷重が最小値を示すh=1.9~2.0m, 作用位置hが最も高いh=2.5m の計9ケースの載荷境界条件 における破壊形態(等価ひずみ速度分布図および変位速度 場)を図4に示す。図中の(d)および(e)には Coulomb 土圧 論より得られる直線すべり線((d)は δ =0[°]の時, (e)は δ =20[°] の時)とその角度も併記した。

RPFEM による解析は、連続体理論に基づくためにすべ り線のような不連続線を取り扱うことができないが、(d)図 および(e)図をみると等価ひずみ速度が顕著に発生してい る帯状の領域と Coulomb 土圧のすべり線が概ね一致する ことがわかる。また(d)図はほぼ直線状の領域だが、(e)図の 帯状の領域を詳細にみると、わずかではあるが下部は曲線 状、上部は直線状であり、これは壁面摩擦を考慮した破壊 形態を表している⁹。これより RPFEM を用いることで、 作用方向θの違い、つまり壁面摩擦角δの違いによる破壊形 態への影響が明らかとなった。また、くさび状に似た土塊 の剛体すべりが表現できていることも確認できた。

せん断抵抗角 $\phi=30^{\circ}$ の地盤における全 77 ケースの中で (e)の載荷境界条件における $\|\rho T\|$ が最小値となっており, この場合の $\|\rho T\|$ が背面土砂を支える最小の土圧合力,つま り主働土圧合力 P_a であると推察された。

また,(f)~(i)図は仮想擁壁と接している地盤の壁面部に 顕著な等価ひずみ速度が発生している。(h)図内には,擁壁 上端の壁面部の拡大図を示す。特に(h)および(i)は地盤内で はなく仮想擁壁と地盤間で内部消散が卓越しており,破壊 モードが他とは異なることが示された。

(3) 主働土圧合力の作用点の推定

(a)~(c)図の変位速度場をみると、仮想擁壁を時計回り に回転させようとする破壊モードであり、(g)~(i)をみると 逆に反時計回りの破壊モードとなっている。これらは背面 地盤に作用させる極限荷重 ρ Tの作用位置と、背面地盤が仮 想擁壁に及ぼす主働土圧合力 P_a の作用点が鉛直方向にず れていることを表している。本来、両者の力は作用反作用 の法則が成立し、その場合は(d)図あるいは(e)図のように 仮想擁壁は回転せず、地盤壁面部を外方に等変位する変形 モードとなる((e)図内に擁壁壁面部の拡大図を示す)。

以上より, RPFEM を用いて主働土圧合力*P*_aを算定すると,極限荷重||*ρT*||が最小値となる場合の境界条件から主働 土圧合力の作用点が推定できることが明らかとなった。



・擁壁背面角および地表面傾斜角を考慮した主働 土圧算定

4.1 解析条件

前章までは、仮想擁壁の背面が鉛直(擁壁背面角 α =0°)、 背面地盤の地表面が水平(地表面傾斜角 β =0°)である典型 的な地盤での主働土圧合力 P_a について RPFEM を適用して 算定した。本章では、実際の地盤の幾何的な形状を想定し た主働土圧合力 P_a の事例解析を示す。

本章で設定した仮想擁壁の背面角は鉛直($a=0^{\circ}$)から反 時計回りに $a=20^{\circ}$ までの角度を5°ピッチで設定した(計5パ ターン)。また,背面地盤の地表面は水平($\beta=0^{\circ}$)から $\beta=20^{\circ}$ までの傾斜角を5°ピッチで設定した(計5パターン)。以 上より,背面地盤の形状としては計25パターンを設定し た。本算定で用いる有限要素メッシュの一例を図5(ここ では, $a=10^{\circ}, \beta=10^{\circ}$)に示す。

背面地盤の土質パラメータおよび擁壁摩擦のモデル化 については前章と同様とし表1の各値を用いた。基準荷重 Tの作用条件 (h, θ) についても前章と同様とし,作用位置 hについては擁壁高さHの下端から1/3から1/2高さ付近ま でを0.1m ピッチで設定した。また作用方向 θ については擁 壁背面の法線方向を θ =0°とし,反時計回りに背面地盤のせ ん断抵抗角 ϕ までの角度を5°ピッチで設定した。

4.2 解析結果

(1) 主働土圧合力の算定

前章で検討した主働土圧算定法を適用し、25 パターン

の背面地盤形状において,基準荷重Tの作用条件 (h, θ) に よる全ケースの極限荷重 $||_{\rho}T||$ のうち,最小値となる主働土 圧合力 P_a を求めた。

せん断抵抗角 ϕ =30[°]の背面地盤の主働土圧合力 P_a と,その時の作用方向 θ および作用位置hを表 3 に示す。同様に ϕ =35[°],40[°]の算定結果をそれぞれ表 4,表5に示す。表3左 側の主働土圧合力 P_a と擁壁背面角 α の関係をグラフにした ものが図6である。

これらをみると、 α,β ともに増加すると主働土圧合力 P_a も増加するが、地表面傾斜角 β よりも擁壁背面角 α の増加の方が P_a の増分が大きいことがわかる。またこの傾向は地盤のせん断抵抗角が違っても同様であることがわかった。



図 5 有限要素メッシュの一例 (a=10°, β=10°)

表 3 各擁壁背面角α,地表面傾斜角βにおける主働土圧合力Pa [kN/m]: 左,作用方向θ:中,および作用位置h:右(φ=30°)

主働土圧 合力: <i>P</i> a [kN/m]		β[°]							
		0 5		10	15	20			
	0	88.2	92.9	99.7	108.5	120.8			
	5	98.9	105.5	113.8	124.3	138.8			
u [∘]	10	112.1	120.1	130.0	142.3	159.0			
LJ	15	127.5	137.0	148.5	162.9	182.0			
	20	144.7	156.1	169.4	186.2	208.1			

作用方向:θ [゜]		β [°]						
		0	5	10	15	20		
α [°]	0	20	20	20	20	20		
	5	20	20	20	15	15		
	10	20	20	15	15	10		
	15	15	15	15	10	10		
	20	15	10	10	10	5		

作用值	立置:h			β[°]		
Er	n]	0	5	10	15	20
	0	1.9	1.9	1.9	1.9	2.0
~	5	1.9	2.0	2.0	2.1	2.2
το 1	10	2.0	2.0	2.1	2.4	2.6
LJ	15	2.1	2.3	2.3	2.6	2.8
	20	2.2	2.5	2.5	2.7	3.0

表 4 各擁壁背面角a, 地表面傾斜角eta における主働土圧合力 P_{a} [kN/m] :左,作用方向heta:中,および作用位置h:右(ϕ =35°)

主働土圧				β[°]]					
[kN/m]		0 5		10	15	20				
α [°]	0	71.0	74.1	78.8	84.6	92.1				
	5	81.4	85.9	91.8	99.1	108.3				
	10	94.2	100.1	107.2	115.9	126.9				
	15	109.0	116.2	125.0	135.2	148.2				
	20	125.8	134.6	144.9	157.2	172.5				

们	作用方向: <i>θ</i> [°]				β[°]		
			0	5	10	15	20
	~	0	20	20	20	20	20
		5	20	20	20	15	15
۲٩	u > 1	10	20	15	15	15	15
L	LJ	15	15	15	15	10	10
		20	15	10	10	10	5

作用位置: <i>h</i> [m]		β[°]							
		0	5	10	15	20			
α °]	0	1.9	1.9	1.9	1.9	2.0			
	5	2.0	2.0	2.0	2.1	2.2			
	10	2.0	2.1	2.2	2.3	2.5			
	15	2.3	2.4	2.5	2.7	2.8			
	20	2.4	2.5	2.7	2.9	3.1			

表 5 各擁壁背面角α,地表面傾斜角β における主働土圧合力P_a [kN/m] : 左,作用方向θ : 中,および作用位置h : 右(φ=40°

A + · De				PLJ						
百万.Pa [kN/m]		0	5	10	15	20				
α [°]	0	56.3	57.9	61.2	65.0	69.7				
	5	65.9	69.0	73.0	78.0	84.0				
	10	78.0	82.1	87.3	93.4	100.8				
	15	92.1	97.4	103.8	111.3	120.5				
	20	108.2	114.9	122.9	132.2	143.2				

0 [0]

主働十日



$\theta: {\tt F}$	θ:中,および作用位置h:右(φ=40)									
作用	位置:h			β[°]						
E	m]	0	5	10	15	20				
	0	1.9	1.9	1.9	1.9	2.0				
~	5	2.0	2.0	2.0	2.1	2.2				
ι Γ° 1	10	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5				
LJ	15	2.4	2.4	2.5	2.7	3.0				
	20	2.6	2.7	2.6	2.9	3.1				



図 6 主働土圧合力P_aと擁壁背面角a, 地表面傾斜角βの関係 (φ=30°)

次に,表3~5の作用方向 θ (表中央),作用位置h(表右 側)をみると,擁壁の背面が鉛直に近い($\alpha=0^{\circ}$)ほど地表面 の傾斜は作用方向,作用位置にあまり影響を与えない。ま た,擁壁背面角 α および地表面傾斜角 β がともに大きくな ると作用方向 θ は小さくなり,作用位置hは上昇した。つ まり,壁面摩擦の影響が小さくなるとともに,仮想壁に作 用する主働土圧分布が変化することが明らかとなった。

(2) 破壊形態

擁壁背面角 $\alpha = 10^{\circ}$,地表面傾斜角 $\beta = 10^{\circ}$ での RPFEM を用 いた主働土圧算定から得られる破壊形態を図 7 に示す。本 計算で得られる主働土圧合力は $P_a = 130.0$ kN/m であり、そ



図 7 破壊形態 (α=10°, β=10°)

の時の作用方向は θ =15°,作用位置 (=作用点) はh=2.1m と 得られた。図 7 には、壁面摩擦角 δ =15°としたときの Coulomb 土圧論から得られる直線すべり線とその角度に ついても併記した (Coulomb 土圧論から得られる主働土圧 合力は P_a =132.6 kN/m)。

図 7 をみると等価ひずみ速度が顕著に発生している帯 状の領域と Coulomb 土圧のすべり線が概ね一致すること がわかる。これは他の 24 パターンの地盤形状の算定でも 同様であることが確認できた。厳密には、帯状の領域は上 に凸の曲線状であるが、主働状態ではほぼ直線状の領域と して近似できることが確かめられた。また、仮想擁壁と帯 状の領域で区切られる楔状の土塊も剛体すべりであるこ とが確認された。

5. 地震時における主働土圧算定

5.1 解析条件

次に **RPFEM** を適用して地震時における主働土圧を算定 し、物部・岡部の土圧式^{11),12),13)と比較検証する。}

本章で使用した背面地盤の有限要素メッシュおよび材 料パラメータ, 擁壁摩擦のモデル化は3章と同様である。

本論文では震度法に基づき地盤の物体力Xとして水平震 度 k_h を乗じた慣性力を,擁壁側に向かって水平に作用さ せた。ここで水平震度は k_h =0.1~0.4 とし,鉛直震度は k_v =0 とした。

5.2 解析結果

(1) 地震時主働土圧合力の算定

ここでは、せん断抵抗角 ϕ =30°の背面地盤での地震時主 働土圧について考察する。各水平震度 k_h において基準荷重 Tの作用条件 (h, θ) を変えた全ケースの中で最小値となる極 限荷重 $||_{\rho}T||$,つまり地震時主働土圧合力 P_{ae} を表6に示す。 また、表7には表6で得られた極限荷重 $||_{\rho}T||$ の作用位置, つまり土圧合力の作用点hを示す。なお、表6内で各水平 震度における P_{ae} の最小値に色付けした。

表 6 各水平震度khにおける地震時主働土圧合力 Pae [kN/m]

Y t	用方向				θ [°]			
水平震度		0	5	10	15	20	25	30
	0.0	97.2	93.2	90.5	88.8	88.2	88.4	90.1
k _h	0.1	116.9	113.5	110.8	109.3	109.1	110.2	112.7
	0.2	143.0	139.4	137.4	136.7	137.2	139.1	143.3
	0.3	174.4	171.8	171.1	172.2	174.7	179.0	185.1
	0.4	215.3	214.5	216.6	220.3	226.8	235.0	248.3

¥Ę.	用方向	θ [°]							
水平震度		0	5	10	15	20	25	30	
	0.0	2.0	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	
	0.1	2.2	2.3	2.1	2.0	2.0	2.0	2.0	
$k_{\rm h}$	0.2	2.6	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	2.1	
	0.3	2.9	2.8	2.7	2.5	2.5	2.2	2.0	
	0.4	3.2	3.1	2.8	2.7	2.9	2.4	2.2	

表 7 地震時主働土圧合力 Pae の作用点 h [m]

表6および表7をみると、水平震度 k_h の大きさに応じて、 P_{ae} の作用方向 θ や作用点hが変化することが示され、地震 力が大きくなるにつれて P_{ae} の作用方向は水平に近づき、 また作用点hも高くなった。本論文では擁壁を仮想のもの としたが、実際には擁壁を転倒させようとするモーメント が増加することになり、注意を要することが明らかとなっ た。

ここで、表 6 中の色付きした地震時主働土圧合力 P_{ae} と水平震度 k_h の関係を図 8 に示す。これらの結果の妥当性を確認するため、物部・岡部の土圧式より地震時主働土圧合力を求め、図 8 に併記することにより両者を比較した。

図8をみると、ほぼ同程度の値が得られており、本計算 手法の妥当性が確認できた。なお、紙面の関係で省略する が、せん断抵抗角 $\phi=35^\circ,40^\circ$ の背面地盤でも同様の結果が 得られたことを確認した。



図 8 RPFEM と物部・岡部の土圧式との比較

(2) 破壊形態

水平震度 k_h =0.1 および k_h =0.4 での破壊形態をそれぞれ 図 9 に示す。図中には物部・岡部の土圧式で得られる直線 すべり線と角度についても併記した。

図 9 (a)の k_h =0.1 では若干,下に凸の破壊形態であることがわかる。一方,(b)の k_h =0.4 では,RPFEM によって得られた等価ひずみ速度分布が物部・岡部の土圧論のような明らかな直線すべりではなく,上に凸の曲線状となっていることがわかる。また,水平震度が大きいため変位速度場もほぼ水平に変形していることから,土圧分布も変化し,土圧合力の作用点が上方へ変化したと推察される。



6. 結論

擁壁構造物の設計で重要となる主働土圧合力の算定に ついて、本論文は極限定理の一つである上界定理に基づき、 極限解析の枠組みで主働土圧を算定する新たな手法を提 案し、平常時および地震時を想定した水平方向慣性力作用 時で土圧の算定を試みた。本論文では、重力のような一定 の物体力が作用する地盤に、擁壁を介して地盤に載荷され る表面力を基準荷重とし、その与え方を工夫することで、 外力仕事率が正になることに着目し、RPFEMを用いて主 働土圧合力が求められることを示した。さらに、土圧合力 の作用点や壁面摩擦を考慮した主働土圧を合理的に算出 できることも示した。

RPFEM は境界値問題に応じた破壊形態を求めることが できるが,擁壁背後の地盤内の破壊形態は Coulomb 土圧 や物部・岡部の直線すべりと異なり,土圧作用位置や地震 時の慣性力の作用によって若干の曲線すべりを形成する ことが示された。既存の土圧理論では土圧の深さ方向への 線形分布から土圧合力の作用点を仮定しているが,特に地 震時の場合に慣性力を考えると土圧分布の変化により,土 圧作用点や作用方向が異なる問題のあることを明らかに し,合理的な解析の必要性を示した。

謝辞

本研究は高専-長岡技科大共同研究助成の補助を受けた。

参考文献

土質工学会編:土質工学ハンドブック, pp.266-267, 1982.

1)

- 水野和憲,前田宗春,大塚悟,小林俊一:静的および地震時に おける擁壁主働土圧の解析,応用力学論文集,Vol.20, I_313-I 320, 2017.
- 前田宗春,水野和憲,大塚悟:上界計算に基づく擁壁主働土圧の算定に関する研究,土木学会中部支部研究発表会,III-028, pp.289-290, 2018.
- 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め 構造物,2012.
- 5) (社)日本道路協会:道路土工 擁壁工指針(平成24年度版), 2012.
- 6) 星埜和・加藤渉・三木五三郎・榎並昭共訳:新版 テルツアギ・ ペック, 土質力学, 基礎編, 丸善, pp.174-175, 1969.
- Tamura, T. : Rigid-Plastic Finite element method in Geotechnical Engineering, Computational Plasticity, Current Japanese Material Research, pp.15-23, 1990.
- 大塚悟,宮田善郁,池本宏文,岩部司:剛塑性有限要素法によ る斜面安定解析,地すべり,Vol.38,No.3,pp.235-243,2001.
- 保科隆, 瀧本英朗, 田中達也, 磯部公一, 大塚悟: 剛塑性有限 要素解析による地山補強土工法の補強効果の評価, 応用力学論 文集, Vol.13, pp.379-389, 2010
- 10) 沖見芳秀,右近八郎, 吉清孝:剛塑性有限要素法による支持 力解析におけるモデル化について,第44回土木学会年次学術講 演会講演概要集,III, pp.966-967, 1989.
- 物部長穂:地震上下動に関する考察並びに震動雑論、土木学 会誌, Vol.10-5, 1924.
- Mononobe, N. and Matsuo, H. : On determination of earth pressure during eatthquake, *Proc. World Engineering Congress*, Tokyo, Vol.9, pp.177-185, 1929.
- Okabe, S. : General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Vol.10, No.6, pp.1277-1323, 1924.

Rigid Plastic Finite Element Analysis for Active Earth Pressure based on the Upper Bound Theorem

Kazunori MIZUNO¹, Tenri NANBA², Satoru OHTSUKA³

- 1 National Institute of Technology, Gifu College, Department of Civil Engineering
- 2 National Institute of Technology, Gifu College, Advanced Course for Interdisciplinary Technology Development
- 3 Nagaoka University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering

Abstract

Traditionally, earth pressure calculation methods based on the Coulomb's earth pressure theory have been widely used in retaining wall design, but there have been few applications of active earth pressure calculations using limit analysis based on the upper bound theorem. In this study, we develop an active earth pressure calculation method using the Rigid Plastic Finite Element Method (RPFEM) based on the upper bound theorem.

In this paper, we propose a method to rationally evaluate the active earth pressure acting on a virtual retaining wall within the framework of limit analysis. We calculate the active earth pressure of a typical backfill ground and demonstrate the validity of this calculation method by comparing it with the Coulomb's earth pressure theory. We also mention modeling of the friction between the retaining wall and the ground. Finally, we introduce a case study to calculate the seismic active earth pressure.

Key words: Active Earth pressure, Retaining Wall, Rigid Plastic Finite Element Method, Upper Bound Theorem, Limit Analysis