

堤防の三次元構造と降雨・水位の浸潤履歴が 及ぼす堤体の不安定化に関する研究

平成 27 年度～平成 29 年度
河川技術研究開発制度 地域課題研究
研究成果報告書

平成 30 年 3 月

研究代表者 杉井 俊夫
(中部大学 工学部 都市建設工学科 教授)

目次

第1章	はじめに.....	1
1.1	研究背景と目的.....	1
1.2	研究方法.....	1
(1)	堤体縦横断面構成の把握と物性値の推定.....	1
(2)	土粒子移動と目詰まりの可能性.....	1
(3)	土質材料の変化や構造物による堤体への影響.....	2
(4)	堤体内の水分量の3次元モニタリング.....	3
第2章	堤体縦横断面構成の把握と物性値の推定.....	4
2.1	貫入抵抗値の波形解析による地盤調査.....	4
2.2	SH型貫入試験概要.....	4
2.3	SH型貫入波形からの地層境界の判別.....	5
2.4	高速フーリエ変換による土質の特定化.....	7
2.5	室内試験における物性値の推定の検証.....	7
2.6	室内試験.....	7
(1)	珪砂を使った室内でのSH貫入試験.....	7
(2)	粒度と貫入波形.....	8
2.7	現地試験との比較.....	9
2.8	SH貫入試験を用いた地盤の可視化.....	10
(1)	堤防の既存データとの比較.....	10
(2)	ボーリングデータからの粒度分布.....	11
(3)	波形解析.....	11
(4)	SH貫入試験を用いた堤体内の可視化の試み.....	12
第3章	土粒子移動と目詰まりの可能性.....	19
3.1	土粒子移動の内部浸食ポテンシャル.....	19
3.2	土粒子有効力のシミュレーション.....	23
3.3	繰返し透水履歴を受ける粒状体の内部侵食と目詰まり挙動.....	26
第4章	土質材料の変化と堤体への影響.....	31
4.1	越水時に粘りを発揮する礫質堤体土の力学特性.....	31
4.2	小型堤防による越水から決壊現象における堤体粒度の影響.....	35
4.3	湿潤履歴による土質材料の変化に関する室内実験.....	38
4.4	降雨浸透現象に及ぼす間隙空気挙動の影響.....	42

第5章 堤体内の水分量の3次元モニタリング	47
5.1 多点同時通電方式による高速電気探査装置を用いた模擬堤防での比抵抗連続計測	47
(1) 小型堤防を用いた湛水・越流実験	47
(2) 多点同時通電による比抵抗モニタリング	53
(3) 現場計測	54
(4) 2D and 3D inversion	55
5.2 地盤の浸潤挙動に及ぼす植物根と成層条件の影響	57
(1) 二次元散水模型実験	57
(2) 実験結果及び考察	58
(3) 不均一成層地盤の降雨浸潤解析	58
第6章 結論	62
あとがき	64
謝辞	65

まえがき

現在、河川堤防は2次元断面として設計照査が行われているが、縦断方向にはずっと同一断面ではなく、これまでの修復履歴や築堤履歴が異なる箇所、あるいは治水地形分類図が示すように堤体基礎地盤が異なる箇所も多い。また、堤体中の構造物の存在なども浸透性状や堤防変状に影響する。一方、近年、年間総雨量は変わらなくても乾燥した堤防にゲリラ豪雨などが直撃し、浸透過程が大きく変わってきており、水位だけでなく降雨の浸透についても重要視されるようになってきた。砂層の行き止り地盤では、浸透力が集中して不安定要因であることはこれまで知られているが、築堤・修復履歴により断面構造が急変する箇所においても行き止り地盤に近い構造といえるがこれまで十分に考慮されてこなかった。

本研究は、堤防の三次元構造を把握すると同時に物性値をも考慮して堤防の安定性を評価すること、また降雨履歴、水位履歴の浸潤履歴が及ぼす浸透過程への影響を明らかにして、堤防の安定性を評価すること、さらには、降雨履歴、水位履歴の浸潤履歴が及ぼす浸透過程への影響を明らかにし、現状のピッチより詳細に堤体の不安定性について検討することを目的としている。

1.河川技術研究開発制度

地域課題研究

2.調査研究テーマ

堤防の三次元構造と降雨・水位の浸潤履歴が及ぼす堤体の不安定化に関する研究

3.研究開発実施体制

(1)研究代表者の氏名・所属・連絡先

杉井 俊夫

中部大学 工学部都市建設工学科 教授

〒487-8501 愛知県春日井市松本町 1200

TEL : 0568-51-9562, FAX : 0568-51-1495

E-mail : nanto@isc.chubu.ac.jp

(2)共同研究者

名城大学教授 小高 猛司

名古屋工業大学教授 前田 健一

岐阜大学教授 神谷 浩二

横浜国立大学准教授 崔 瑛

中部大学講師 余川 弘至

応用地質(株)技術本部 技師長 齋藤 秀樹

応用地質(株)計測システム事業部 計測システム部 副部長 小林 剛

4. 研究開発期間および研究開発予算

平成 27 年度	1,367 千円
平成 28 年度	2,382 千円
平成 29 年度	1,166 千円
合 計	4,915 千円

■発表論文

- 1) 杉井俊夫：論説：堤体基礎のパイピングに対する一考察(2015), 地盤工学会誌, Vol.63、No.9, pp.63-70.
- 2) 杉井俊夫, 朱発瑜, 末松知奈: 有効応力から「粒子有効力」へ、間隙率から「間隙径分布」へ、地盤工学会誌, 7月号, 2018 (印刷中)
- 3) 杉井俊夫, 寺西剣悟, 長瀬弘己：多粒子限界流速を用いた堤防の耐侵食性能の評価, 2018 年度・河川技術に関するシンポジウム, 2018 (投稿中)
- 4) 前田健一：数式のない土木の数値解析 地盤工学における粒子ベースの数値解析の可能性－地盤を科学し好学するために－土木学会誌 102(4)44-45 2017年04月
- 5) 西村征哉, 前田健一, 櫛山総平, 泉典洋, 齊藤啓: 異なる基礎地盤特性の堤防の噴砂動態・パイピング挙動と漏水対策型水防工法の効果, 河川技術論文集, Vol.23, pp.381-386, 2017(6).
- 6) 齊藤啓, 前田健一: 二次元浸透流解析によるパイピング照査の高度化に向けた基礎研究, 河川技術論文集, Vol.23, pp.375-380, 2017(6).
- 7) 岡村未対, 平尾優太郎, 前田健一: パイピングにより堤体表面に現れる沈下分布の特徴, 河川技術論文集, Vol.23, pp.399-404, 2017(6).
- 8) 宮本順司, 鶴ヶ崎和博, 岩本哲也, 中瀬仁, 松田達也, 前田健一: 遠心模型実験による腹付工を設置した防波堤基礎マウンドの粘り強さの確認, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.73, No.2, I_7-I_12, 2017(11).
- 9) 山口敦志, 前田健一, 松田達也, 高木健太郎: 表層流れに起因する地盤の流動および間隙水圧変化に関する DEM-CFD 解析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.73, No.2, I_517-I_522, 2017(11).
- 10) 松田達也, 前田健一, 山口敦志, 高木健太郎, 鶴ヶ崎和博, 宮本順司, 角田絃子: PIV による水平流れに起因した土粒子・土粒子群の微視的な流動挙動解析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.73, No.2, I_529-I_534, 2017(11).

■口頭発表

- 1) Sugii, T., Yamada, K., Yokawa, H. and Asano(2015) : Destabilization of the ground due to the efflux of soil particles, Proc.of The 15th Regional Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- 2) 上野剛・杉井俊夫・余川弘至・浅野憲雄(2016), 重力異常分布を用いた広域における地下空洞の抽出の試み, 土木学会地下空間シンポジウム論文集, 第21巻, 土木学会, pp.167-170.

- 3) Kodaka, T., Cui, Y., Lee, K.-T., et. al. (2015) : Evaluation of strength coefficients of sandy levee soils under various triaxial test conditions, The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, JPN-088.
- 4) 小高猛司・崔 瑛・李 圭太・石原雅規・武 楊・田村太郎(2015) : 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.
- 5) 小高猛司・李圭太・崔瑛・尤源・森三史郎・林愛実(2015) : 透水性基礎地盤に起因する堤防の浸透破壊に関する考察(2015), 第3回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.41-45.
- 6) 小高猛司・崔 瑛・中村太意・李 圭太・榎本文勇(2015) : 河川堤防樋門周辺地盤内のゆるみ領域や空洞の生成・発達に関する模型実験(2015), 河川技術論文集, 第21巻, pp. 395-400.
- 7) Kenichi Maeda, Weijie Zhang and Hiroshi Saito(2015) : Geo-engineering simulation for seepage-induced erosion and progressive failure of river levee due to climate changes, IWACOMIII : The 3rd International Workshops on Advances in Computational Mechanics, CD-ROM,OW6: Simulation for natural disaster mitigation and environmental problems.
- 8) 齊藤啓・前田健一・泉典洋・李兆卿(2015) : 基盤の地盤特性が異なる河川堤防の高水位の継続作用による漏水とパイピングの進行特性, 河川技術論文集, 第21巻, pp. 349-354
- 9) 齊藤啓・前田健一・小林剛・李兆卿(2015) : 実堤防内の降雨浸透挙動に関する多種センサーを用いた計測結果, 第3回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.34-37.
- 10) 齊藤啓・前田健一・泉典洋・李兆卿・櫛山総平(2015) : 基盤条件に着目したパイピングの進行特性及び相似則に関する一考察, 第3回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, II-3.
- 11) 神谷浩二, 大場敬士, 田中伸幸, 伊東侑毅(2016), 河川堤防の降雨浸透現象に及ぼす間隙空気挙動の影響, 河川技術論文集, Vol.22, pp.257-260, 2016.
- 12) 杉井俊夫, 余川弘至,小竹亮太, 安達 良(2016), 内部浸食を対象とした Kenney らの粒度安定指標への間隙率の導入, 第28回中部地盤工学シンポジウム,地盤工学会中部支部,3-3,2016.
- 13) 杉井俊夫, 余川弘至, 浅野憲雄, 杉本雄奎, 酒井駿(2016), 貫入抵抗値の波形解析による地盤調査の試み, 第51回地盤工学研究発表会講演集, 地盤工学会, No.93, pp185-186.
- 14) 杉井俊夫:堤防工学—水を通す遮水構造物, 地盤工学会中部支部第60回通常総会特別講演,2016.
- 15) 杉井俊夫, 余川弘至, 浅野憲雄, 朱 発瑜, 小竹亮太(2016), 土中内部の浸食ポテンシャルの評価のための間隙径分布, 土木学会中部支部研究発表会, 印刷中, 2017.
- 16) 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(2016), 第4回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.41-44.
- 17) 小高猛司, 崔 瑛, 李圭太, 石原雅規, 高木竜二, 田中貴之, 御手洗翔太 : 「粘性土」堤体土の浸透時の力学特性の評価(2016), 第4回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.45-46.
- 18) 小高猛司, 崔瑛, 林愛実, 森三史郎, 李圭太 : 基礎地盤の複層構造が河川堤防の浸透破壊に及ぼす影響, 第 52 回地盤工学研究発表会講演集, 2017.
- 19) 小高猛司, 崔瑛, 森三史郎, 林愛実, 森智彦, 李圭太 : 複層構造基礎地盤を有する河川堤防の非定常浸透流解析, 第 52 回地盤工学研究発表会講演集, 2017.
- 20) 小高猛司, 崔瑛, 森智彦, 森三史郎, 林愛実, 李圭太 : 河川縦断方向に均質な模型堤体に浸透破壊を引き起こす基礎地盤の条件, 第 52 回地盤工学研究発表会講演集, 2017.

- 21) 小高猛司, 板橋一雄, 御手洗翔太, 高木 竜二, 崔瑛, 李圭太, 久保裕一: 粒度変化と密度変化が砂質土の力学挙動に及ぼす影響, 第 52 回地盤工学研究発表会講演集, 2017.
- 22) 小高猛司, 李圭太, 梅村逸遊, 田村太郎, 崔瑛: 河川堤防の礫質基礎地盤土の力学特性の評価, 第 52 回地盤工学研究発表会講演集, 2017.
- 23) 小高猛司, 李圭太, 石原雅規, 久保裕一, 田中貴之, 崔瑛: 吸水軟化試験による細粒分が卓越した堤防土の浸透耐性の評価, 第 52 回地盤工学研究発表会講演集, 2017.
- 24) 小高猛司, 李圭太, 石原雅規, 久保裕一, 田中貴之, 崔瑛: 細粒分が卓越した堤防土の浸透耐性評価に及ぼすサンプリング法と凍結履歴の影響, 第 52 回地盤工学研究発表会講演集, 2017.
- 25) 小高猛司, 李圭太: 河川堤防の浸透すべり破壊への剛塑性有限要素法の適用, 第 52 回地盤工学研究発表会講演集, 2017.
- 26) 森智彦, 森三史郎, 林愛実, 小高猛司, 崔瑛, 李圭太: 複層構造における上層基礎地盤の透水性が浸透破壊に与える影響, 土木学会第 72 回年次学術講演会講演集, 2017.
- 27) 森三史郎, 林愛実, 森智彦, 小高猛司, 李圭太, 崔瑛: 複層基礎地盤の上部砂層の透水性と層厚が堤体法尻部に及ぼす影響に関する浸透流解析, 土木学会第 72 回年次学術講演会講演集, 2017.
- 28) 林愛実, 森三史郎, 森智彦, 小高猛司, 崔瑛, 李圭太: 複層構造基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊実験における三次元効果の検討, 土木学会第 72 回年次学術講演会講演集, 2017.
- 29) 御手洗翔太, 小高猛司, 板橋一雄, 李圭太, 久保裕一, 崔瑛: 砂質土の供試体作製時における初期含水比の違いが力学挙動に及ぼす影響, 土木学会第 72 回年次学術講演会講演集, 2017.
- 30) 梅村逸遊, 小高猛司, 李圭太, 崔瑛: 三軸試験による礫質土の力学特性の評価における供試体密度の影響, 土木学会第 72 回年次学術講演会講演集, 2017.
- 31) 田中貴之, 小高猛司, 李圭太, 久保裕一, 石原雅規, 崔瑛: 中間土堤体土の吸水軟化試験による浸透耐性の評価と供試体作製方法の影響, 土木学会第 72 回年次学術講演会講演集, 2017.
- 32) 久保裕一, 小高猛司, 李圭太, 石原雅規: 吸水軟化試験による砂質土の浸透耐性の評価, 土木学会第 72 回年次学術講演会講演集, 2017.
- 33) 李圭太, 小高猛司, 梅村逸遊, 石混じり礫質土を有する河川堤防における地盤特性に関する考察, 土木学会第 72 回年次学術講演会講演集, 2017.
- 34) 小高猛司, 李圭太, 崔瑛, 森智彦, 森三史郎, 林愛実: 浸透に伴う基礎地盤の弱化に起因する堤防法すべり崩壊に関する考察, pp.59-62, 第 5 回 河川堤防技術シンポジウム論文集, 2017.
- 35) 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, pp.63-66, 第 5 回 河川堤防技術シンポジウム論文集, 2017.
- 36) 西村柁哉, 前田健一, 櫛山総平: 浸透流の局所化に着目した河川堤防の基礎地盤の不安定メカニズム, 計算工学講演会論文集, Vol.22, さいたま市, ソニックシティー, 2017.05.31-06.02.
- 37) 宮本順司, 鶴ヶ崎和博, 岩本哲也, 中瀬仁, 松田達也, 前田健一: 遠心模型実験による腹付工を設置した防波堤基礎マウンドの粘り強さの確認, 第 42 回海洋開発シンポジウム, Vol.73, No.2, I_7-I_12, 仙台市, 仙台国際センター, 2017.06.26-27.
- 38) 櫛山総平, 前田健一, 李兆卿, 西村柁哉, 泉典洋, 齋藤啓: 河川堤防における漏水対策型水防工法の浸透破壊に対する効果, 第 52 回地盤工学研究発表会, pp945-946, 2017.07.12-14.

- 39) 西村 征哉, 前田 健一, 櫛山 総平, 李兆卿, 泉典洋, 齋藤啓: 三次元浸透流に着目した透水性基礎地盤を有する河川堤防の噴砂孔のモデル化, 第 52 回地盤工学研究発表会, 名古屋市, 名古屋国際会議場, pp947-948, 2017.07.12-14.
- 40) 山口敦志, 前田健一, 高木健太郎: 表層流れによる地盤応力変化の解析的考察の試み, 第 52 回地盤工学研究発表会, 名古屋市, 名古屋国際会議場, pp.887-888, 2017.07.12-14.
- 41) 高木健太郎, 前田健一, 山口敦志: 電気抵抗法を用いた種々の外力作用下の飽和地盤のゆるみ挙動把握の試み, 第 52 回地盤工学研究発表会, pp.1945-1946, 名古屋市, 名古屋国際会議場, 2017.07.12-14.
- 42) 柏木 淳, 前田 健一, 森河由紀弘, 内藤 直人: 集中豪雨下の地盤内部の浸潤前線及び流路形成の挙動, 第 52 回地盤工学研究発表会, pp.1887-1888, 名古屋市, 名古屋国際会議場, 2017.07.12-14
- 43) 佐藤弘瑛, 前田健一, 田坂晃一, 中尾通孝: 繰り返し透水履歴を受ける粒状体の内部浸食と目詰まり挙動, 第 52 回地盤工学研究発表会, pp.1963-1964, 名古屋市, 名古屋国際会議場, 2017.07.12-14
- 44) 西村 征哉, 前田 健一, 櫛山 総平, 高辻 理人, 泉典洋: 三次元浸透流の局所化に着目した異なる基礎地盤特性の堤防の噴砂動態・パイピング挙動, 第 29 回中部地盤工学シンポジウム, pp.5-10, 名古屋市, 名古屋大学 ES 館, 2017.08.02.
- 45) 西村 征哉, 前田 健一, 櫛山 総平: 異なる基礎地盤特性の堤防の噴砂動態・パイピング挙動, 平成 29 年度全国大会第 72 回年次学術講演会 (土木学会), PP.199-200, 福岡市, 九州大学伊都キャンパス, 2017.09.11-13.
- 46) 山口敦志, 前田健一, 松田達也, 高木健太郎: 表層流れに起因する地盤の流動および間隙水圧変化に関する DEM-CFD 解析, 第 64 回海岸工学講演会, Vol.73, No.2, I_517-I_522, 札幌市, TKP 札幌駅カンファレンスセンター, 2017.10.25-27.
- 47) 松田達也, 前田健一, 山口敦志, 高木健太郎, 鶴ヶ崎和博, 宮本順司, 角田紘子: PIV による水平流れに起因した土粒子・土粒子群の微視的な流動挙動解析, 第 64 回海岸工学講演会, Vol.73, No.2, I_529-I_534, 札幌市, TKP 札幌駅カンファレンスセンター, 2017. 10.25-27.
- 48) 西村 征哉, 前田 健一, 櫛山 総平, 高辻 理人, 泉典洋: 透水性基礎地盤を有する河川堤防のパイピング条件に基づく簡易な点検フローの提案, 第 5 回河川堤防技術シンポジウム, 東京都新宿区, 土木学会講堂, pp.13-16, 2017.11.21.
- 50) 杉井俊夫・朱発瑜・小竹 亮太: 間隙くびれ径分布を用いた内部浸食ポテンシャルの提案, 第 52 回地盤工学研究発表会, 2017.
- 51) 杉井 俊夫・余川 弘至・浅野憲雄・鈴木 光・武藤 悠平: SH 型貫入試験の波形データと粒度との関係, 第 72 回土木学会年次学術講演会 III-307, pp.613-614, 2017.
- 52) 杉井俊夫・朱 発瑜・寺西剣悟・小高猛司・前田健一・崔 瑛・斉藤秀樹・小林 剛・山口明代: 小型堤防による越水から決壊現象における堤体粒度の影響, 第 72 回土木学会年次学術講演会, III-307, pp.613-614 (九州大学)
- 53) 杉井俊夫・長瀬弘己・末松知奈・小竹亮太: 浸透破壊における内部浸食の発生メカニズムと評価法, 第 5 回河川堤防技術シンポジウム, 東京都新宿区, 土木学会講堂, 2017.11.21.

- 54) 杉井俊夫・朱發瑜：浸透流れ場における粒子有効力の提案，土木学会中部支部研究発表会概要集，pp. 241-242，2018.
- 55) 末松 知奈・杉井 俊夫：土の間隙構造を評価するための間隙径分布の計測，土木学会中部支部研究発表会概要集，pp. 241-242，2018.
- 56) Y. Yamashita, T. Kobayashi, H. Saito, T. Sugii, T. Kodaka, K. Maeda, Y. Cui : 3D ERT Monitoring of Levee Flooding Experiment Using Multi-current Transmission Technique, 23rd European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics (Near Surface Geoscience 2017)
- 57) Y. Yamashita, T. Kobayashi, H. Saito, T. Sugii, T. Kodaka, K. Maeda, Y. Cui : 3D ERT monitoring during dyke overtopping experiment using multi-current transmission technique, 4th International Workshop on Geoelectrical Monitoring (GELMON2017)
- 58) Y. Yamashita, T. Kobayashi, H. Saito, T. Sugii, T. Kodaka, K. Maeda, Y. Cui : D ERT time-lapse monitoring during levee overflow simulation using multi-current transmission technique, 日本地球惑星科学連合 2018 年大会 (JpGU2018) (発表予定)
- 59) Y. Yamashita, T. Kobayashi, H. Saito, T. Sugii, T. Kodaka, K. Maeda, Y. Cui : 3D ERT time-lapse monitoring during levee overflow simulation using small bank model, 物理探査学会第 138 回(平成 30 年度春季) 学術講演会 (発表予定)
- 60) 杉井俊夫, 寺西剣悟, 森 瑞樹, 金森 峻汰: サウンディング試験を用いた堤防盛土内の可視化, 第 53 回地盤工学研究発表会, 2018, 印刷中

■メディア発表

- 1) 平成 29 年 1 月 18 日 (水) 東海テレビ みんなのニュース One 「庄内川の河川敷で堤防の強度実験を実施」放送

第1章 はじめに

1.1 研究背景と目的

現在、河川堤防は2次元断面として設計照査が行われているが、縦断方向にはずっと同一断面ではなく、これまでの修復や築堤履歴が異なる箇所、治水地形分類図が示すように堤体基礎地盤が異なる箇所も多い。また、堤体における構造物の存在なども浸透過程の違いと堤防変状に影響する。一方、近年、年間総雨量は変わらなくても乾燥した堤防にゲリラ豪雨などが直撃し、浸透過程が大きく変わってきており、水位だけでなく降雨の浸透についても重要視されるようになってきた。砂層の行き止り地盤では、浸透力が集中して不安定要因であることが知られているが、断面構造が大きく変化する箇所においても行き止り地盤に近い構造といえるがこれまで十分に考慮されてこなかった。

本研究は、堤防の延長方向の影響を考慮するため、三次元構造を把握すると同時に物性値をも評価し、堤防の安定性を評価すること、さらには、降雨履歴、水位履歴の浸潤履歴が及ぼす浸透過程への影響を明らかにし、現状のピッチより詳細に堤体の不安定性について検討できる方法について検討することを目的としている。

1.2 研究方法

本研究を進めるにあたり、大きく分けて4つの区分に分けて進めていくことにした。まず第1に、本研究テーマにもある堤体縦横断面の構成の把握と土質物性値の推定、第2に土粒子の流出と目詰まりの可能性について、第3に土質材料の変化や構造物による堤体への影響、第4に堤体内の水分量の3次元モニタリングである。

(1) 堤体縦横断面構成の把握と物性値の推定

斜面表層すべりの調査に使用されるSH型貫入試験装置を用い、そこから得られる貫入抵抗波形を用いてサンプリングせずに層の境界を判別できないか、土質の判断に使えないか、波形解析を用いた分析を試みている。また、本調査法は、容易に実施できることや、0.1mm単位の貫入を計測できる特徴もあることから解析結果の分解能も高く、現行のボーリング間の補完にも有効であり、堤防盛土の3次元構造を可視化した。

(2) 土粒子移動と目詰まりの可能性

Kenneyらの粒状フィルターの内部安定性指標（土粒子流出の判定）をもとに、堤体粒度分布の情報から検討を行っている。本研究の遂行過程においてKenneyらの安定指標は非常に密度が高く、粒径幅が狭い土試料において適用可能であることが判明、実務においてそのままでは使用できな

◆研究概要

	27	28	29
1.堤体縦横断面の構成の把握と土質物性値の推定 (杉井・小高・崔・余川)	●	●	●
2.透水層の粒度分布からの目詰まりの可能性の判断と破壊時の動水勾配の評価(杉井・前田)	●	○	○
3.モニタリングによる堤体内の水分分変化の把握 (小林・斉藤・前田・神谷)	●	●	●
4.土質材料の変化や構造物による堤体及び基礎地盤内の縦断方向の流れへの影響(杉井・小高・崔)		●	●
5.高水敷堤防試験盛土湛水実験 ①高速4次元比抵抗モニタリング(前田・小林・斉藤) ②不連続断面(構造物)における浸透把握(杉井・小高・崔) ③浸潤履歴の違いによる浸透把握(前田・神谷)		●	
6.湛水実験結果を踏まえた現場実証試験(モニタリング)の実施(前田・小林・斉藤・神谷・杉井)			●
7.とりまとめ(全員)	△中間	△中間	○最終

第2章 堤体縦横断面構成の把握と物性値の推定

2.1 貫入抵抗値の波形解析による地盤調査¹⁾

堤防盛土内の構造は知られていないことが多い。また、ボーリング調査ではコストの面などが課題となる。また、堤防延長方向においては表面波などを使用できることがあるが、横断面には非常にコストがかかるなどの課題がある。本研究、表層すべり層の調査に用いられるSH型貫入試験を用いて堤体の構造物性を評価することを目的としている。容易な試験なので、一度に複数の地点で調査が可能であり、細かいデータを記録できるため使い勝手が良い。また、調査はその貫入抵抗波形から物性値を推定し、断面を評価することを行った。

2.2 SH型貫入試験概要²⁾

SH型貫入試験(図-2.1)は動的サウンディング試験の1つで、簡易動的コーン貫入試験と長谷川式土壌貫入計の特徴を活かした試験である。3kg及び5kgの重錘を50cmの高さから落下させ、先端の貫入コーンを地盤に貫入し、1打撃毎の貫入量をデータロガーで測定する。これから10cm貫入させるための打撃回数に換算した貫入抵抗値 Nd' /drop値(式(2.1))と Nd /drop値(式(2.2))を求め地盤の硬軟を判断する。

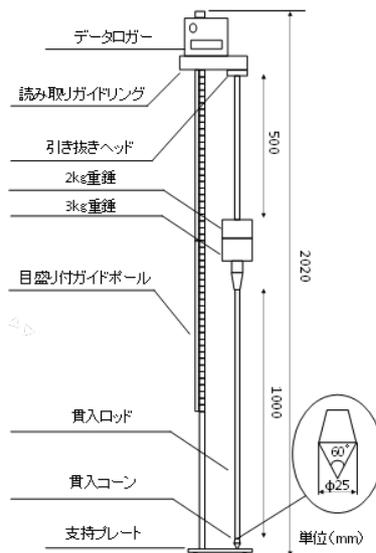


図-2.1 SH型貫入試験機¹⁾

$$Nd'/drop値 = \frac{100}{3kgハンマー1打撃における貫入量} (mm) \quad (2.1)$$

$$Nd/drop値 = \frac{100}{5kgハンマー1打撃における貫入量} (mm) \quad (2.2)$$

SH型貫入試験の特徴として、1)3kgの重錘で試験を行うことができるため軟弱な地盤に対しての分解能が高いことが挙げられる。2)他のサウンディング試験として標準貫入試験や簡易動的コーン貫入試験等があるが、ある長さを通すために必要な回数を求めるものである。一方、SH型貫入試験では1打撃毎の貫入抵抗値を求めるためデータ量が大きく解析の幅が広がる。3)櫓や広い調査スペースを必要とせず持ち運びも容易なため、短時間で調査ができ、1日に複数箇所でのデータが取得可能なためデータの比較が容易である。

2.3 SH型貫入波形からの地層境界の判別

図-2.2は三重県桑名地区における深度5mでNo.1は約400点、No.2で約900点のNd/drop値を取得したデータを示す。なお、今回2m横でボーリングによるサンプリングを行っている。Nd/drop値

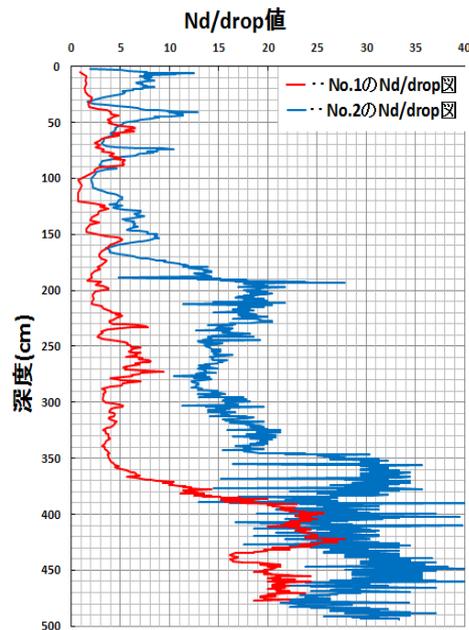


図-2.2 SH型貫入試験の結果

は砂質土のように貫入抵抗の高い土で構成された層では大きくなるが、粘性土のように貫入抵抗の低い土で構成された層では小さくなるため、層が変化するところでNd/drop値の変動の幅や感覚が大きくなると見ることができる。そこで本研究では、Nd/drop値の変動係数を用いて層の変化から層境界の推定を試みた。Nd/drop値の変動係数は式(2.3)で求められる。

$$CV_n = \frac{\sigma_n}{x_n} \quad (2.3)$$

ここに、 σ_n :Nd/drop値の変動係数 σ_n :Nd/drop値の標準偏差 x_n :Nd/drop値の平均値である。

図-2.3, 図-2.4の赤い実線はNd/drop値の変動係数を一打撃目のNd/drop値から深度方向に一点ずつ増やしながらか算出していった変動係数である。変動係数が増加するという事は、Nd/drop値がそれ以前の値から大きく変化していることを示し、逆に変動係数が小さくなるということは、Nd/drop値がそれ以前の値と類似していることを示す。このことから、変動係数が増加し始める地点から減少していき、また増加し始める前の地点までが同じ層なのではないかと判断した。しかし、図2のように波形が細かく境界の判別が困難な地点がある(深度250~270cm)。そこで、一打撃当りの貫入量の変動係数を式(2)より求めNd/drop値の変動係数との積を求めることで変動係数の変化を強調させた。図2, 図3の青い実線がCVである。

$$CV_z = \frac{\sigma_z}{x_z} \quad (2.4)$$

$$CV = CV_n \times CV_z \quad (2.5)$$

ここに、 CV_z :貫入量の変動係数 σ_z : Nd/drop 値の標準偏差 x_z :Nd/drop 値の平均値
CV:変動係数の積である。

CVより地層境界の判別を行うと、図-2.3の深さ10cm程度の薄層(深度230cm付近)であっても地層境界の判別を行うことができた。図-2.3, 図-2.4に示すボーリング柱状図は、SH型貫入試験を行った地点より2m隣の地点で行ったボーリング調査結果である。ボーリング柱状図と比較すると深度が一致していないが、これは地盤内が傾斜しており、また、ボーリング調査とSH型貫入試験を行った地表面のレベルが異なるのが原因と考える。

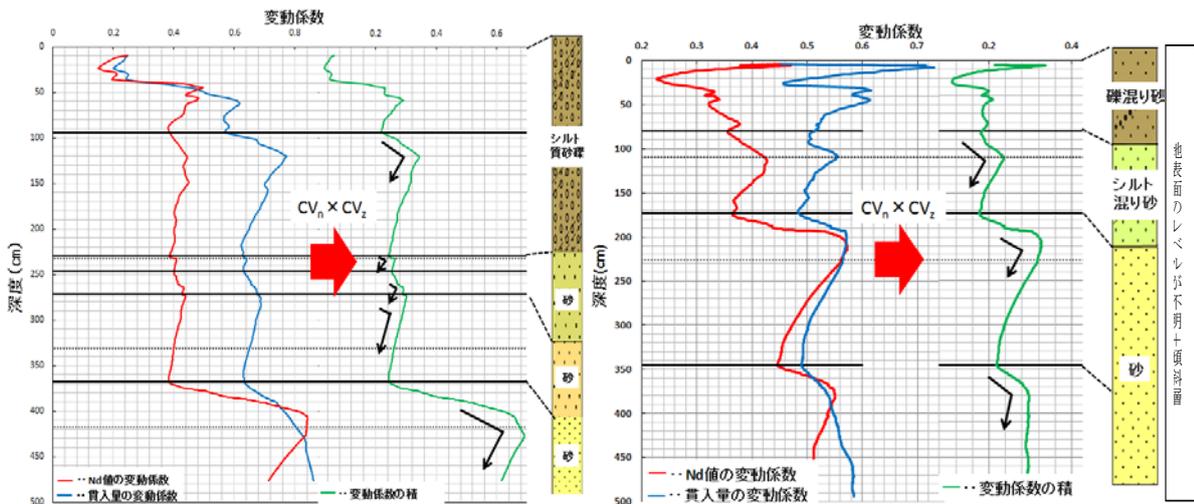


図-2.3 No.1 の変動係数

図-2.4 No.2 の変動係数

2.4 高速フーリエ変換による土質の特定化

SH型貫入試験ではNd/drop値を用いて波形を得ることができる。そこで、高速フーリエ変換によるスペクトル解析を行い、土質毎の特徴を得ることが出来ないか分析を行った。しかし、高速フーリエ変換を行うにはデータの個数がであることと、時間データの間隔が等間隔である必要があり、SH型貫入試験から得られる波形データは後者の条件を満たしておらず、等間隔に改める必要がある。そこで、3次スプライン補間を用いて関数を求め、等分割してデータを等間隔に改めた。3次スプライン補間とは、点と点の間の各小区間を3次の多項式で連続して計算し、近似することにより各小区間の繋ぎ目の傾き、曲率が滑らかな曲線を得ることができるものである。

高速フーリエ変換に用いたデータは、三重県桑名市でのSH型貫入試験のデータ(図-2.3, 図-2.4)で、杉井らが提案している変動係数が増加後減少し、また増加し始める前の地点までが同じ層であるという考えから、変動係数によって層を分けたものである。

図-2.5は高速フーリエ変換の結果を表している。礫混り砂、シルト混り砂、砂いずれもフーリエスペクトルの分布に違いがみられ、特徴的であることが得られた。また、砂1と砂2のフーリエスペクトルは類似しており、土質が類似しているとフーリエスペクトルの分布も同傾向になるということが考えられる。また、土質毎にフーリエスペクトルが特徴的であることが得られたことから変動係数を用いた地層境界の判別が可能であるということが示されたと考える。

2.5 室内試験における物性値の推定の検証

現在、ボーリング調査点間の補完のためにサウンディング試験が有効とされている。特に河川堤防では現在ボーリングは200mピッチと、その間の土質構成を把握する必要がある。そこで本研究では、SH 貫入試験1)によって得た波形データを高速フーリエ変換を使いスペクトル特性から高度な地盤情報を取得することを目的としている。本報告は、粒径との関係を調べるため、室内土槽に試料を締固めSH貫入試験を実施しその波形データとの関係を調べ、現地データとも検討を行った。

2.6 室内試験

(1) 珪砂を使った室内でのSH貫入試験

試験試料として、図-2.6の三河珪砂4,6,8号を使い、ポリプロピレン製の土槽(図-2.7)に試料を詰め込み、乾燥状態2回、湿潤状態で水分一定と上から浸透させた試料についてSH 貫入試験を実施した。乾燥状態は、同一供試体でSH 貫入試験を2度行う。湿潤状態の水分一定は砂に対し5%の水を含ませた砂の供試体を作り試験を行う。その後、上から浸透の湿潤状態での試験はマリオートタンクに水を入れ水分一定の供試体に一日浸水させた供試体に対して試験を行う。表1に示す3種類の珪砂について9ケースの試験を実施した。また、乾燥状態と湿潤状態(水分一定5%および上部から、浸潤後24時間放置)でSH貫入試験を行った。

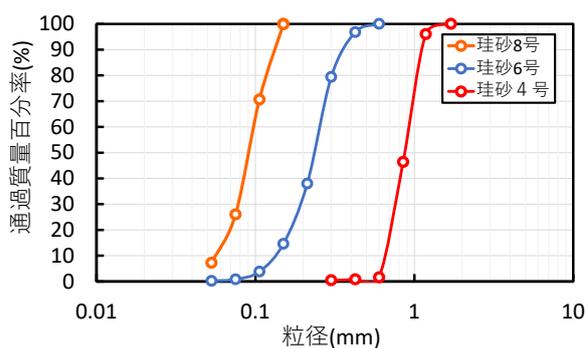


図-2.6 珪砂の粒度分布

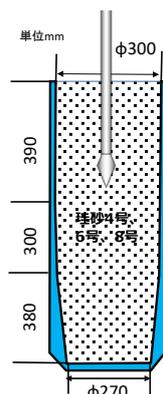


図-2.7 試験土槽

表-2.1 試験ケース

	試験ケース	試料	含水比	D ₁₀ (mm)	D ₅₀ (mm)
乾燥 試料	Case D4	珪砂 4号	0%	0.67	0.90
	Case D6	珪砂 6号	0%	0.14	0.23
	Case D8	珪砂 8号	0%	0.05	0.09
湿潤 試料	Case W4-1	珪砂 4号	5%	水分 5%で締固め	
	Case W4-2	珪砂 4号	13%	浸透 24 時間後	
	Case W6-1	珪砂 6号	5%	水分 5%で締固め	
	Case W6-2	珪砂 6号	9%	浸透 24 時間後	
	Case W8-1	珪砂 8号	5%	水分 5%で締固め	
	Case W8-2	珪砂 8号	8%	浸透 24 時間後	

(2) 粒度と貫入波形

横軸に深度（距離）、縦軸にNd/drop値をとった貫入波形を用いて高速フーリエ解析を実施し、貫入波形の波数とスペクトルを表したものが図-2.8と図-2.9である。その結果、同じ粒径試料においてユニークな関係があることがわかり、水分量が変わっても同じ砂であれば卓越する波数も同じである結果を得た。また、図-2.8は乾燥した粒径の比較を表したもので、粒径が大きくなると波数（周波数）が大きく、スペクトル値は小さくなる傾向が現れた。これは粒径が大きくなると、貫入時の抵抗が大きく波数の逆の波長が短く、粒径の凹凸などに敏感に反応し、粒径が小さくな

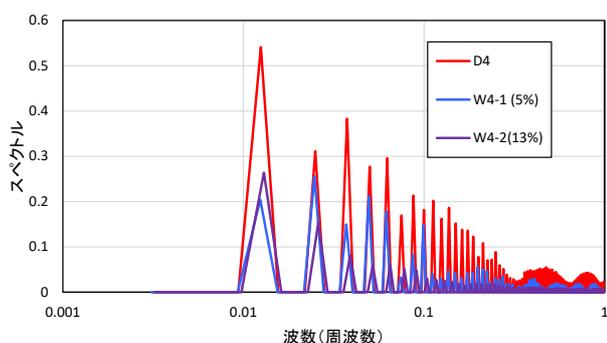


図-2.8 波形分析結果による珪砂 4号の水分量の違い

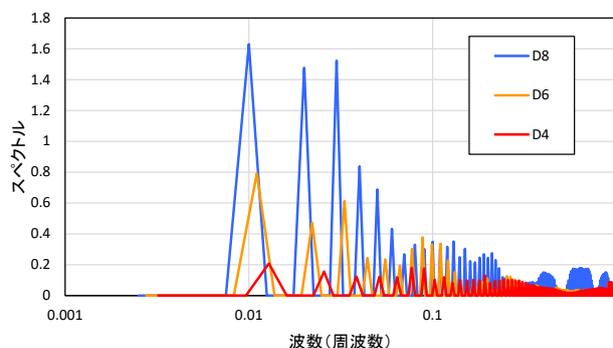


図-2.9 波形分析結果による粒径の違い

ると波数が小さく波長が長く、あまり凹凸の影響を受けない傾向を表していると推察される。図-2.9のピーク波数とD₁₀、D₅₀の関係をとったのが図-2.10となる。

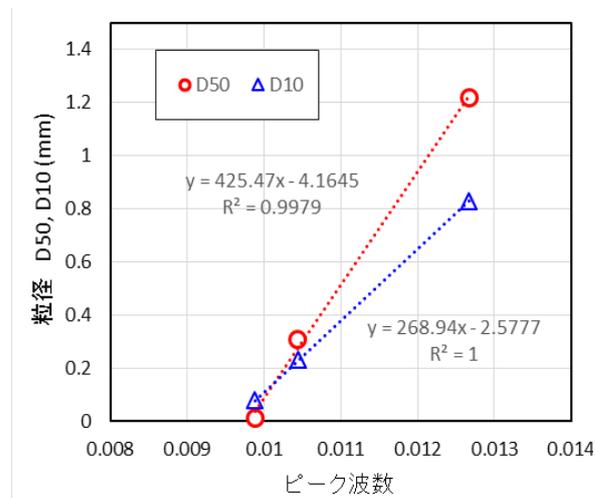


図-2.10 ピーク波数と粒径(D₁₀,D₅₀)

2.7 現地試験との比較

川を埋め立てた現地地盤でSH型貫入試験を行い、同場所でサンプリングして粒度試験を実施している。そこでの貫入波形の分析結果を図-2.11に示す。やはり、現場でも細粒分が多いと低波数（周波数）が卓越し、細粒分が少ないと高波数（周波数）が卓越する傾向にあることがいえる。

また、図-2.10で得られた周波数ピークと粒径の回帰式を使って、図-2.11の細粒分礫まじり砂S-FGについてD₅₀を推定してみた。粒度試験で得られたD₅₀ = 0.275mmに対して推定値は0.405mmとなった。D₁₀粒径については、粒度試験で得られていないため、比較することができなかった。D₅₀については概ね推定できているが、回帰式を作成するにはデータの粒径範囲が狭く、またデータ数も少ないこと、さらには異なる粒径の混合率については検討が必要である。

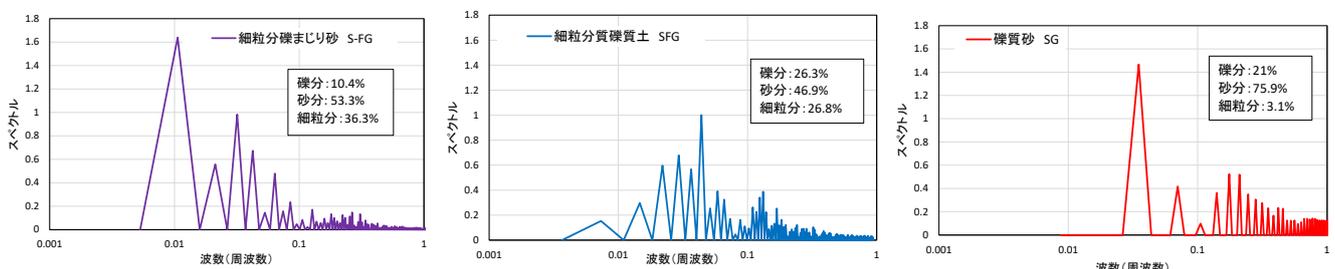


図-2.11 現地サンプリングした粒度試験結果（分類）と波形分析結果

2.8 SH貫入試験を用いた地盤の可視化

(1) 堤防の既存データとの比較

図-2.12には、堤防24.4kmのSH型貫入試験結果の波形を示す。なお、この地点では、2m程度離れた地点で国土交通省により既存のボーリング調査が行われており、土質試験および土質分類を合わせて示した。なお、推定層境界とは、SH型貫入試験の抵抗波形の地表面からの変動係数の2乗の減少から増加する転換点である深さ（黄色矢印）をもとに表しているが、深さ400cmでは若干ずれているようであるが概ね一致していることがわかる。

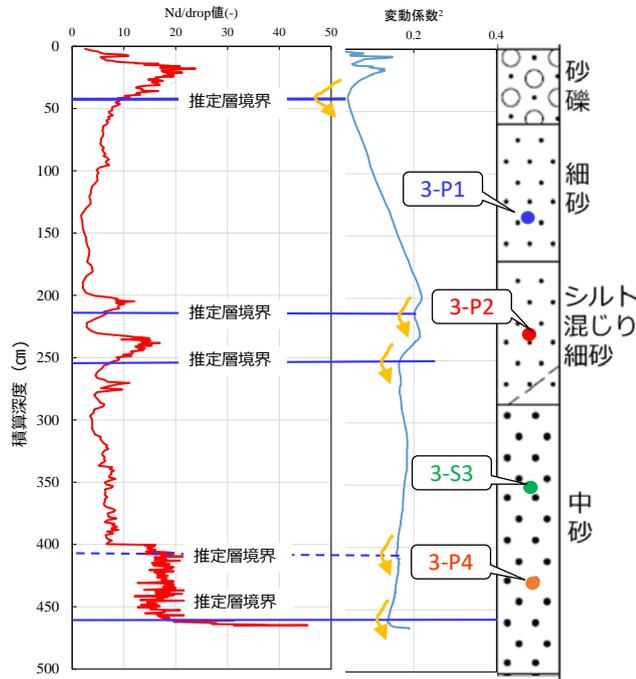
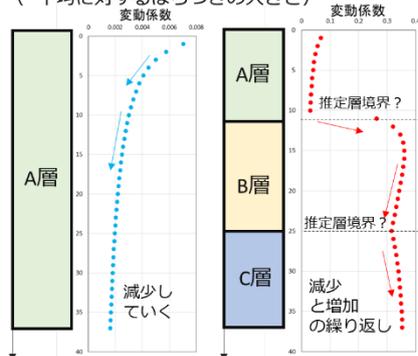


図-2.12 堤防のり面での層の推定境界および

地層境界の判別

【地層境界の判別】

地表面からの深さに対する貫入抵抗値(Nd値)または、貫入量の地表からの累積変動係数※で整理
(※平均に対するばらつき大きさ)



$$CV_n = \frac{\sigma_n}{\bar{x}_n}$$

ここに、

CV_n : Nd/drop値の変動係数
 σ_n : Nd/drop値の標準偏差
 \bar{x}_n : Nd/drop値の平均値である。

$$CV_z = \frac{\sigma_z}{\bar{x}_z}$$

ここに、

CV_z : 貫入量の変動係数
 σ_z : 貫入量の標準偏差
 \bar{x}_z : 貫入量の平均値である。

(2) ボーリングデータからの粒度分布

図-2.13に、4ポイントから得られている粒度分布を示す。いずれも砂であるが、200-250cmの3P-2での砂が最も細かく、3-P1（深度150cm）、3-S3、3-P4と続く。

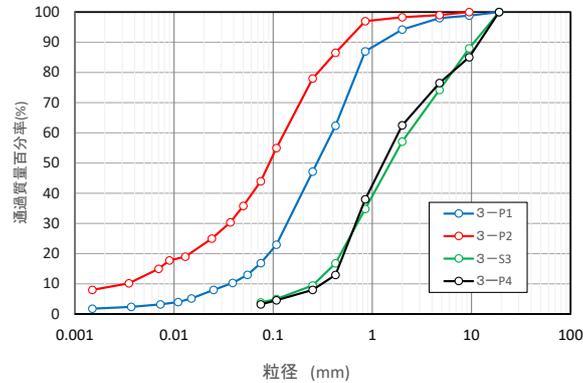


図-2.13 4つの深度での粒度分布

(3) 波形解析

貫入抵抗の波形から、これまでの研究で粒径が大きくなるほど、その波形の波長が短くなることが室内、現場で得られてきたことから、砂についても検討を行った。図-2.14に、波形の細かな波形を解析するために、計測される抵抗波形からその移動平均を差し引いた波形のスペクトル解析を行った結果を示す。粒径の細かいものほど波数（周波数）が低い値が卓越しており、粒径が大きなものほど右側、高周波的な傾向を示していることがわかる。周波数が高いということは波長が短く、波形の形が変動し、逆に周波数が低いということは波長が長く、粘土、シルトとどのように波形の変動が顕著でないことを示すと考えられる。図-2.14では、周波数特性から粒径の大きさなどを今後推定することを検討する必要がある。この図では、比較しにくいいため、累積スペクトルで検討したのが図-2.15である。こちらの図は、低周波数からスペクトルを累積したもので、その傾きが大きいものほど低周波数が卓越していると判断できる。ここでは、粒径が大きくなるほど勾配が緩やかになり高周波が卓越していることがわかる。なお、図-2.13の粒度分布をみると

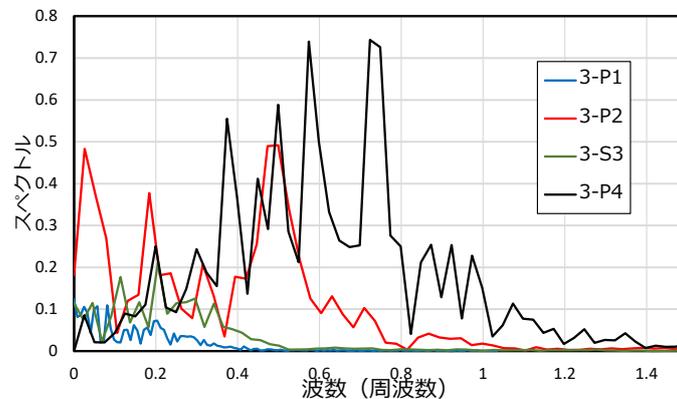


図-2.14 スペクトル解析結果

3-S3と3-P4はほぼ同じ粒径であるが、若干の違いが認められる。これは、図-2.12の波形結果で推定層境界が異なるように土質分類と貫入試験場所の土質が異なっていたものではないかと考察する。

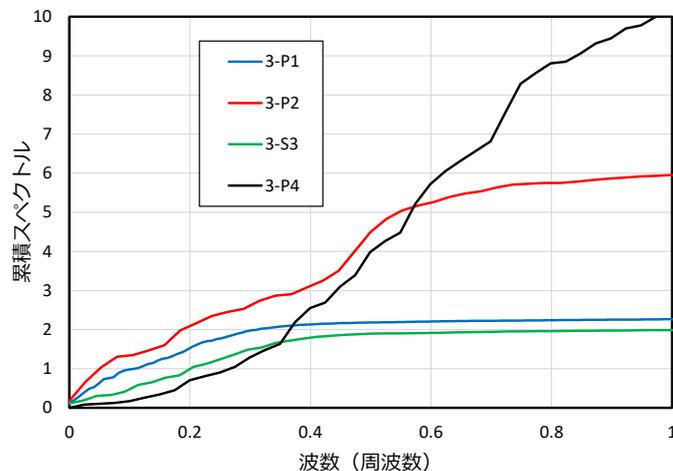


図-2.15 累積スペクトル図

(4) SH貫入試験を用いた堤体内の可視化の試み

SH型貫入試験は細かいmm単位の深さでの硬軟を計測することができることや、試験が容易であることから細かく実施することで地盤の可視化が可能である。今回は、図-2.16に示すような庄内川右岸堤防25kmポイント上流25mまでの区間での調査と24.4km既存ボーリング存在地付近で実施した。写真-2.1および図-2.17に示すように、基準点25kmから上流側に+5m、15m、25mに測線をとって、SH型貫入試験を実施する地点（表-2.2）を設定した。

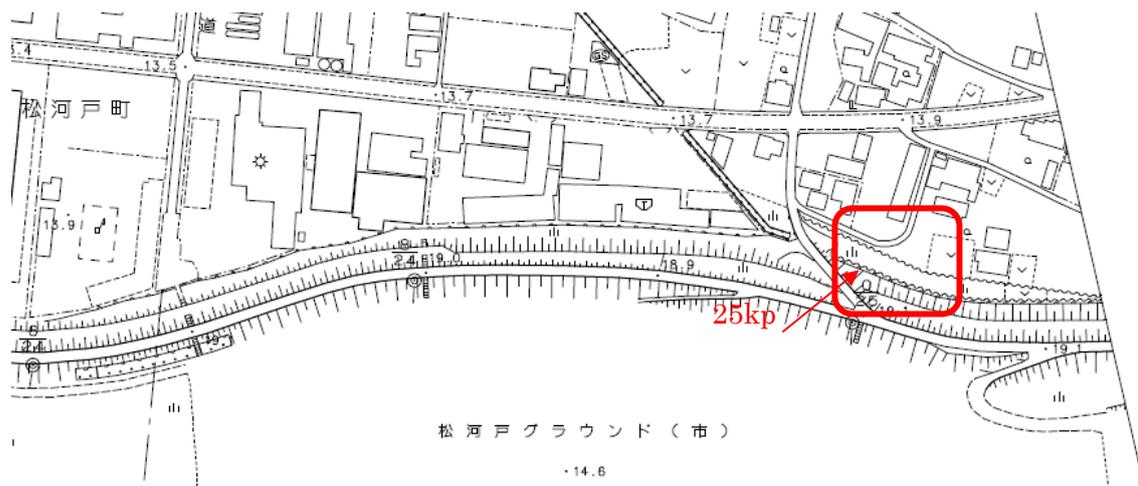


図-2.16 庄内川堤防右岸 25km ポイント 調査対象地点

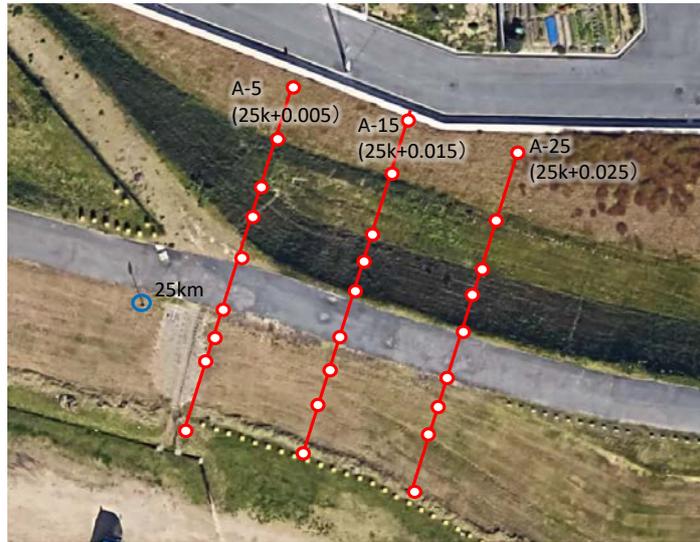


写真-2.1 3測線上のSH貫入地点

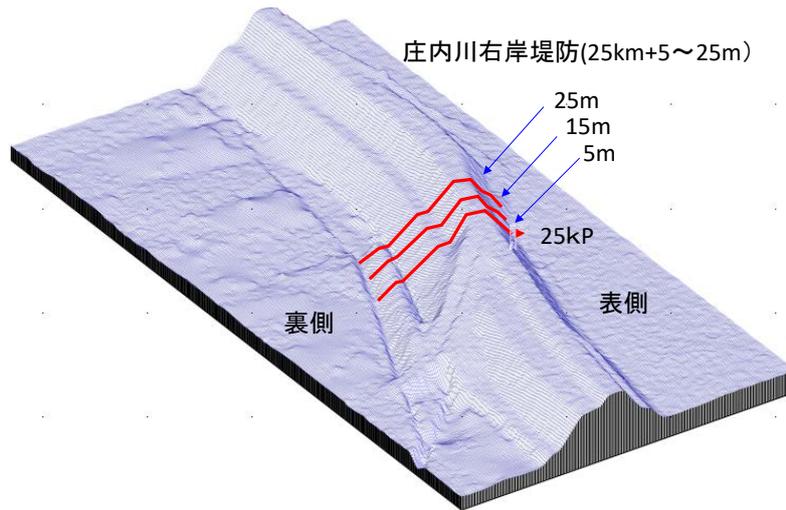


図-2.17 3つの測線

表-2.2 調査地点座標

地点	座標 (m)			地点	座標(m)			地点	(m)					
	X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z			
A-5	9	-18221.5	-86675.5	14.89363	A-15	9	-18210.2	-86678.0	14.66831	A-25	9	-18199.0	-86682.8	14.57021
A-5	7	-18220.7	-86672.5	15.88103	A-15	7	-18209.2	-86674.5	15.64611	A-25	7	-18198.0	-86678.5	15.91297
A-5	5	-18220.0	-86670.0	16.5132	A-15	5	-18207.8	-86669.7	17.41927	A-25	5	-18197.5	-86676.5	16.10743
A-5	2.7	-18219.0	-86666.0	17.5132	A-15	天端	-18207	-86667.0	18.70637	A-25	2.7	-18196.7	-86673.5	17.39254
A-5	天端	-18217.8	-86663.2	18.72823	B-15	天端	-18205.5	-86661.8	18.7693	A-25	天端	-18195.8	-86670.5	18.78269
B-5	天端	-18216.0	-86658.0	18.72072	B-15	3.2	-18204.8	-86658.8	16.96937	B-25	天端	-18194.2	-86665.5	18.81027
B-5	3.2	-18215.0	-86654.0	17.46694	B-15	6	-18204	-86656.2	16.06914	B-25	0.9	-18194.0	-86664.5	18.41
B-5	6.5	-18214.0	-86651.0	16.09578	B-15	9.6	-18202.3	-86650.0	15.96196	B-25	3.2	-18193.2	-86661.5	16.94001
B-5	8.4	-18212.5	-86646.0	16.00449	B-15	11.4	-18201.8	-86648.0	15.46703	B-25	6.8	-18192.3	-86658.7	16.09638
B-5	11.3	-18212.0	-86644.0	15.45161	B-15	16.8	-18200.8	-86644.8	14.99969	B-25	9.8	-18191.0	-86654.5	15.98799
B-5	17	-18211.0	-86641.0	14.9581						B-25	11	-18190.2	-86651.0	15.62328
										B-25	15	-18188.8	-86646.2	15.14666

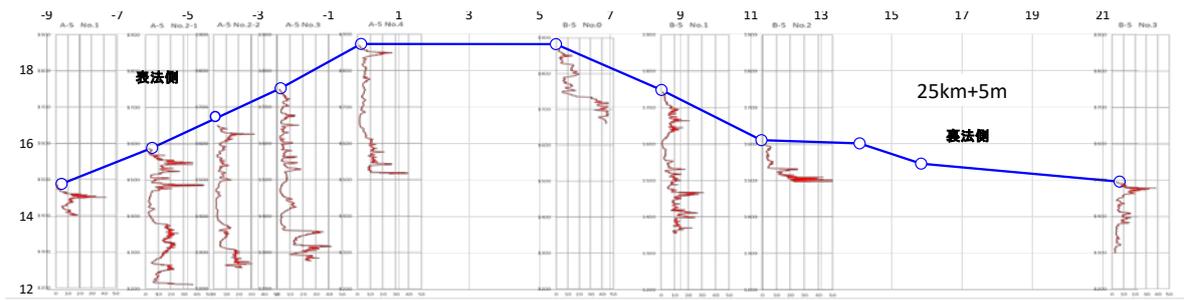


図-2.18 25km+0.005断面でのSH型貫入試験結果

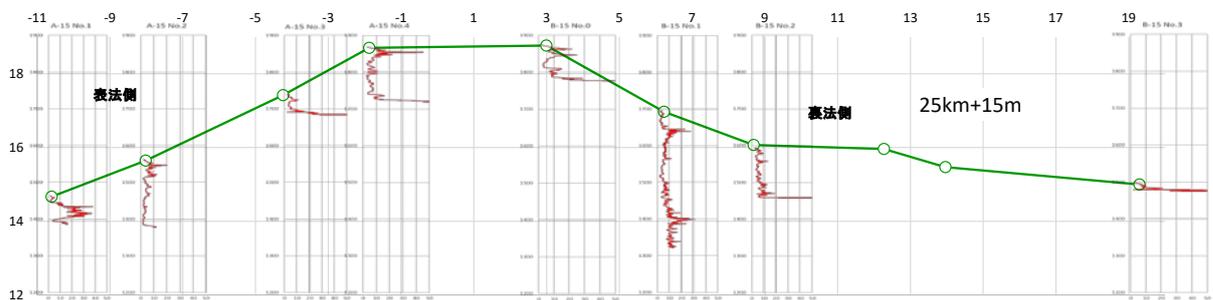


図-2.19 25km+0.015断面でのSH型貫入試験結果

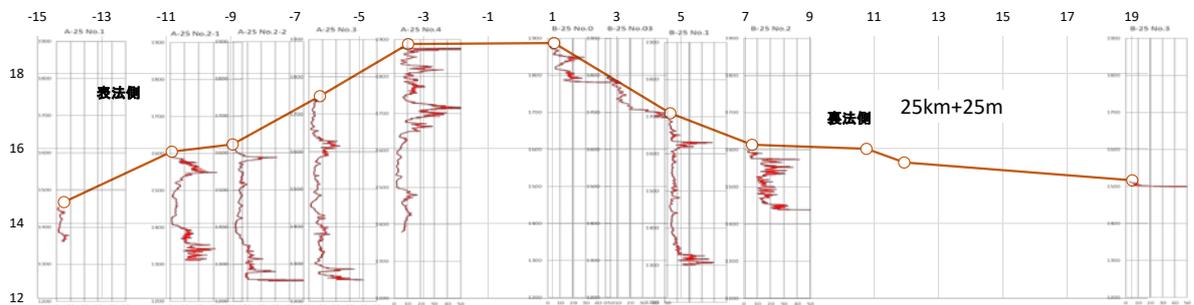


図-2.20 25km+0.025断面でのSH型貫入試験結果

図-2.18~2.20からわかるように、+5m断面、+25m断面では、比較的軟らかく、真ん中の15m断面ではよく締まっている（特に表法側）ことがわかる。

天端下や小段などの平らな部分では締固めが十分にされており硬いが、のり面においては施工時の締固めや材料によるものと考えられるが軟らかい部分があることも明らかとなった。さらに、図-2.18~2.20には、3つの横断面の1つの硬軟のコンターマップ（25km+5, +15, +25m）を示した。白い点はSH貫入試験での貫入深さの点を示し、疎であるほど柔らかいことがいえる。

図-2.21には、SH貫入抵抗値の大きさを貫入点深さと色で示したものである。これからも表面のNd/drop値が小さいことがわかる。

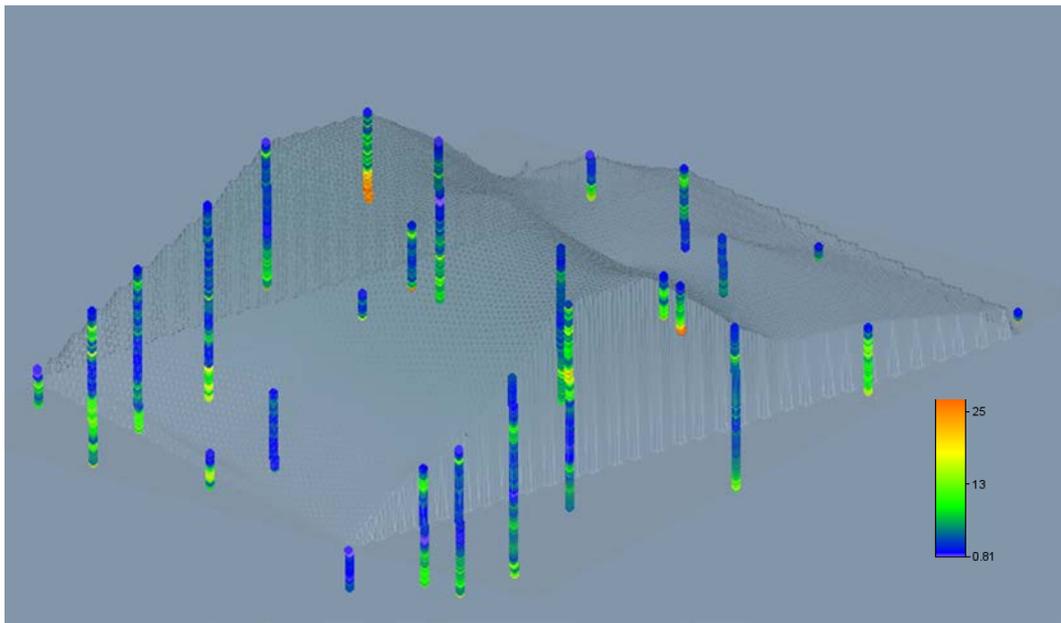


図-2.21 堤体盛土の試験結果

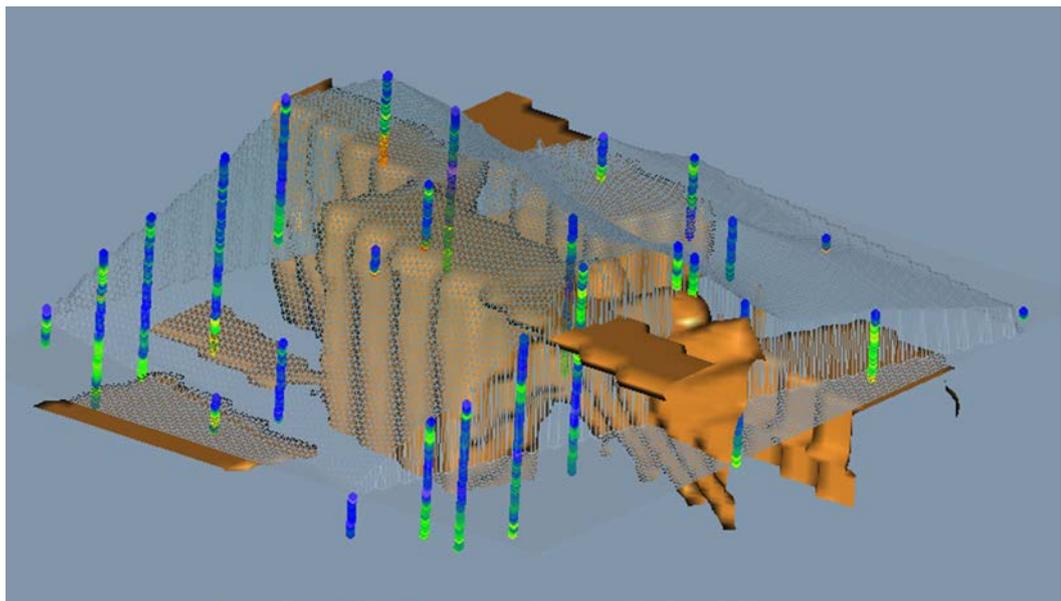


図-2.22 Nd/drop 値 25 以上の可視化

図-2.23(1)～(3)には、25km+5m, +15m, +25m断面のNd/drop値のコンターマップを示した。SH型貫入試験の貫入抵抗値であるNd/drop値は、最小0.1mmの深さでデータを取得できるため、複数の貫入試験を行うことで地盤内の可視化が可能となる。図から表面は軟らかいが裏法側小段付近が硬く、上流へ行くほどその傾向が強い傾向が読み取れる。この付近（25km）は治水地形分類図（図-2.24）からみると旧河道付近であり、詳細点検の記録によれば明治元年に洪水により破堤した箇所でもある。また、表面波探査結果（図-2.25）、重力探査結果（図-2.25）からも+5mの方がS波速度が遅く柔らかく、25mの方に行くほどSは速度が速く硬い傾向と一致する。現在は、小段に光ケーブルが通っており、小段はのり面に比べて平らに近く、締め固められやすいことに起因して

いと推察される。

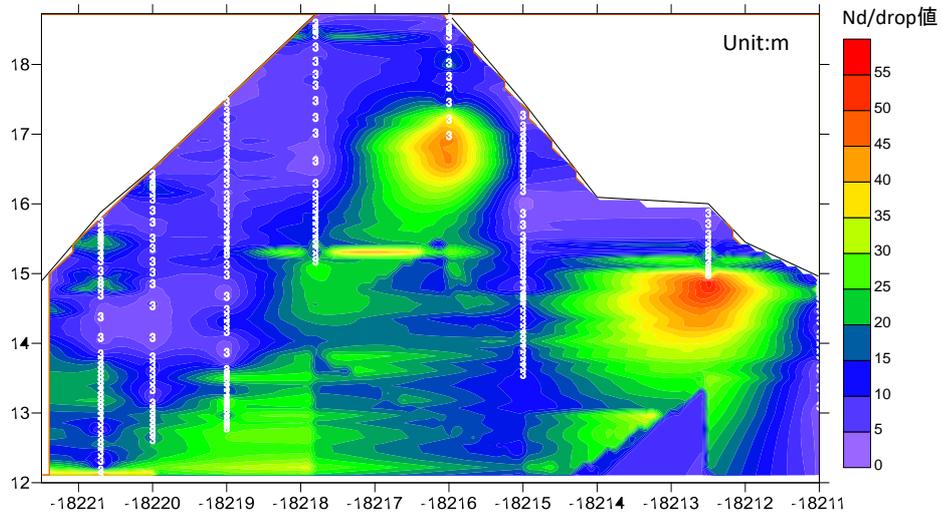


図-2.23(a) 25km+5m 断面で硬軟コンターマップ

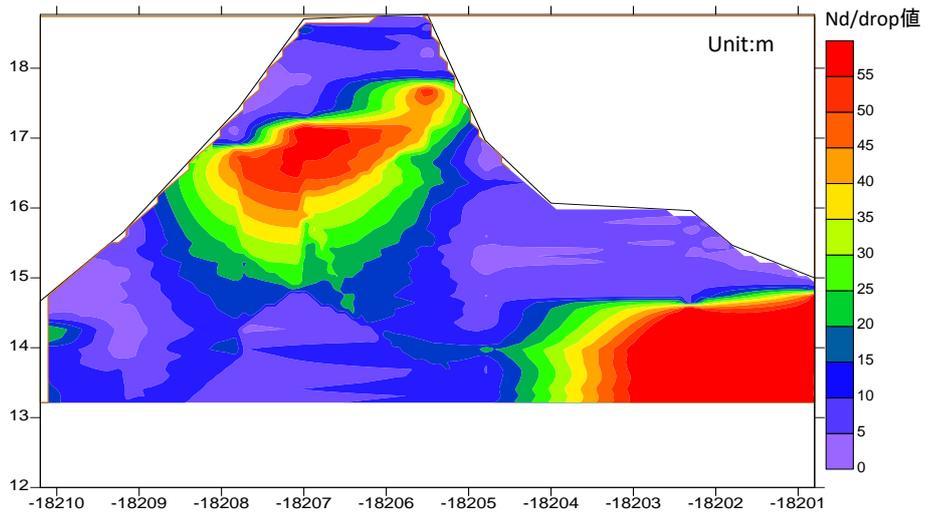
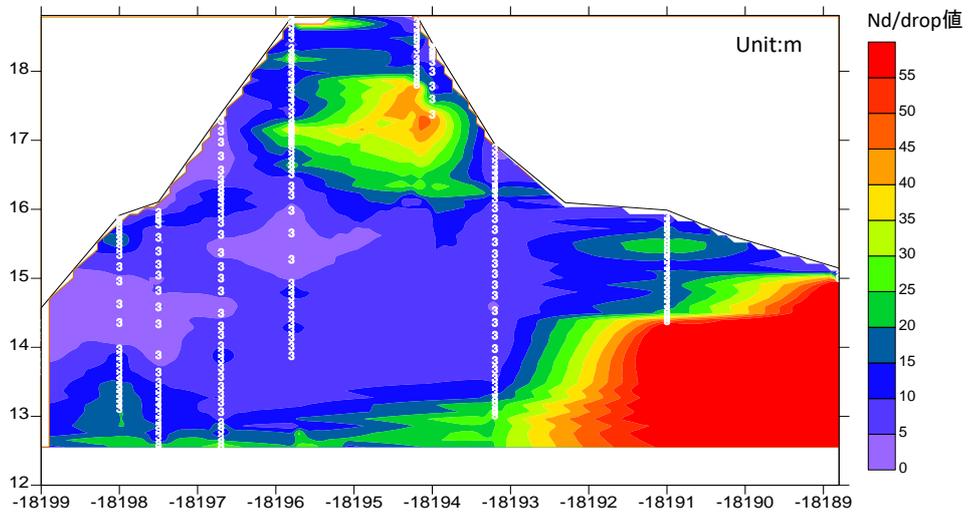


図-2.23(b) 25km+15m 断面で硬軟コンターマップ



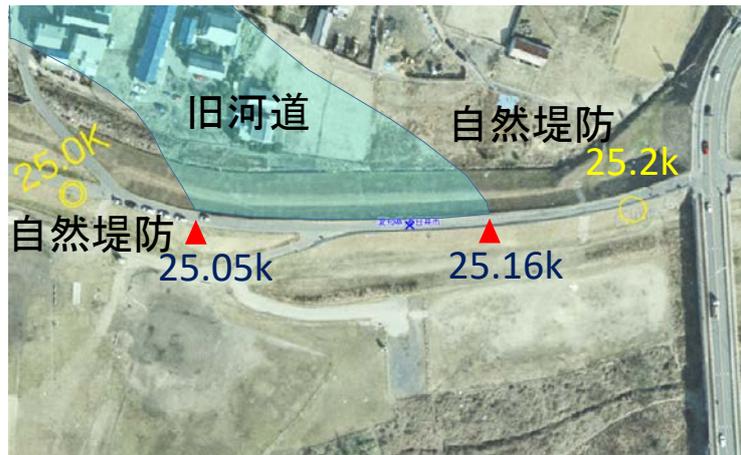


図-2.24 25km 付近の治水地形分類図

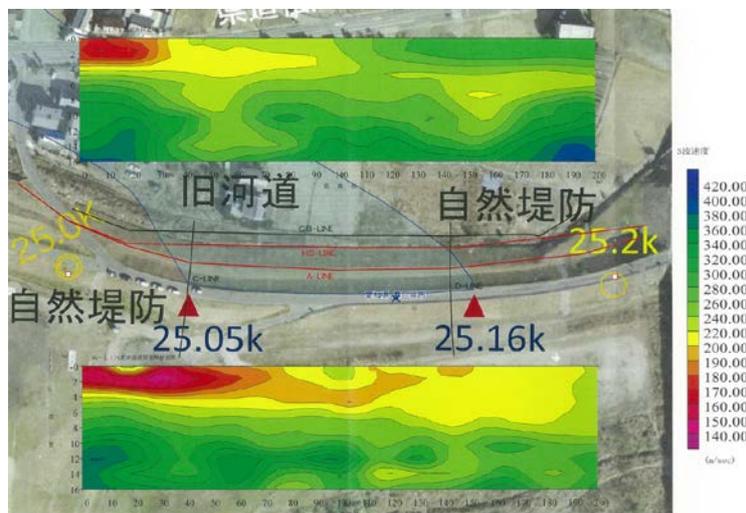


図-2.25 裏法小段での表面波探査結果

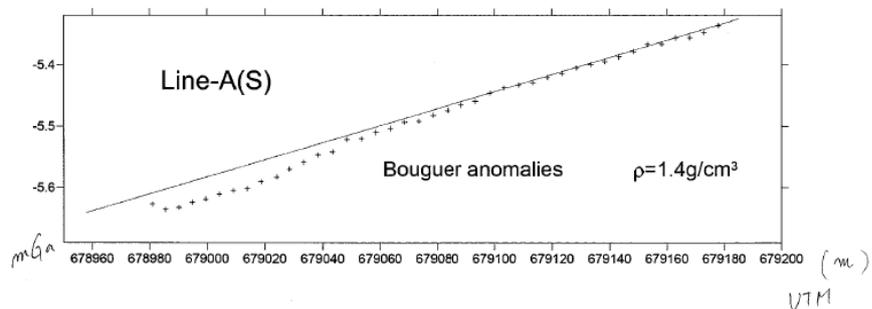


図-2.26 裏法小段での重力探査結果

図-2.25は図中の下赤線で示す測線上の重力探査の結果であり、下流（図左側）ほど小さく地盤の密度が低い傾向を示しており、図-2.23で示した傾向と一致していることがわかる。

今回、SH型貫入試験は5mまでの深度しか測れないことやN値50以上は測れないが、複数個所の実施が可能であること、細かい深さの解像度的なデータが得られることから堤防での弱部の発見に有用であると考えられる

【参考文献】

- 1) 表土層調査技術研究会: SH 型貫入試験技術・調査基準同解説, 2016.
- 2) 野崎京三: マイクログラビティ探査の現状とその利用, 応用地質技術年報, No.19, pp35-60, 1997.
- 3) 物理探査学会: 新版 物理探査適用の手引き (—土木物理探査マニュアル 2008—), 物理探査学会, pp301-321, 2008.
- 4) 杉井俊夫・余川弘至・浅野憲雄・杉本雄奎・酒井駿: 貫入抵抗値の波形解析による地盤調査の試み, 第 51 回地盤工学研究発表会, No.93, pp.185-186, 2016.
- 5) 杉井俊夫・余川弘至・浅野憲雄・鈴木 光・武藤 悠平: SH 型貫入試験の波形データと粒度との関係, 土木学会年次学術講演会, III, 2017.
- 6) 佐藤円, 石田章司, 駒澤正夫, 野崎京三, 相川隆生, 杉井俊夫: 庄内川堤防における重力探査及び表面波探査の適用事例, 第 28 回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp113-116, 2016.
- 7) 杉井俊夫, 寺西剣悟, 森 瑞樹, 金森 峻汰: サウンディング試験を用いた堤防盛土内の可視化, 第 53 回地盤工学研究発表会, 2018, 印刷中

第3章 土粒子移動と目詰まりの可能性

3.1 土粒子移動の内部浸食ポテンシャル¹⁾

Kenney らの粒度分布を利用したフィルターの安定性指標 (H/F) は内部浸食の可能性を評価する指標として知られているが、粒度分布が広い実用においては不安定と評価されることが多かった。本研究では、Kenneyらの考え方の元となる「最大の間隙くびれ径」(Controlling Constriction size) が、土の保水性試験 (JGS-151) で得られる排水過程の水分特性曲線から得られる「間隙径分布」の間隙径に非常に良く一致することから、Kenneyらの考え方を発展させることとした。本報告では、排水過程の水分特性曲線から得られる間隙径分布を使って、Kenneyらの安定指標を土試料の粗密の考慮ができるように検討した。

(1) Kenneyらの考え方 (H-F Shape Curve)

Kenney らは、8種類の孔を開けた板を用いての浸透及び振動試験より、粒状材料が形成する間隙の「くびれ径」を求め、ある粒径が形成する最小のくびれ径から内部安定指標を提案した。図-3.1に示すように粒子群によって形成されるくびれ径を「間隙くびれ径」(Constriction size of filter) : D_c' とし、その最大の間隙くびれ径を「Controlling Constriction Size」: D_c^* と定義するとともに、浸透長さが D_c^* の値の200倍を超えると、 D_c^* は最小粒径の約0.25倍に等しくなることを得た。この D_c^* を用いることにより、図-3.2(a)に示すような粒度のフィルター材が内部侵食を起こさないためには、対象となる粒径 D の4倍粒径 $4D$ の粒子質量含有率 (H) が、粒径 D の質量通過百分率 (F) 以上存在する必要があることを示した。すなわち、「 $H/F \geq 1$ 」のときには安定、「 $H/F < 1$ 」のときは不安定、と内部安定性を判断する指標を提案した。すべての粒子が安定であるには図-3.2(b)のような粒径を4分の1とした粒度分布で比較することで容易になる。なお、 $H+F \leq 1$ であるため、Fは最大50%までを検討すればよい。図-3.3に示すように $H \geq F$ の試料 A

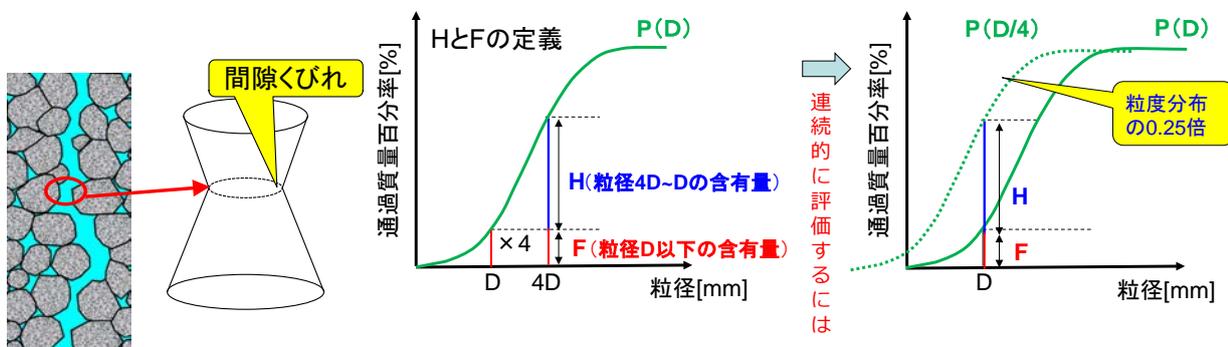


図-3.1 間隙くびれ径

図-3.2(a) HとFの定義

図-3.2(b) 粒度分布とH/F

は安定、 $H < F$ の試料 B は不安定な試料と判断される。なお、Kenney らは、振動機による締固めを行い、粗密についで厳密には定義されておらず、相対密度も示されていない。砂のような均等係数が小さい土試料の場合には最大乾燥密度に近い値になると考えられるが、均等係数が大きい土試料では最大乾燥密度になっているとは判断しにくいことが考えられ、本研究ではかさ密度を考慮した間隙くびれ径を求めることを検討した。

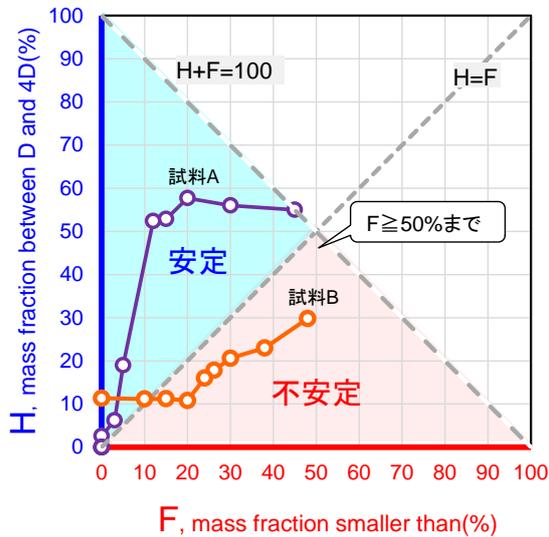


図-3.3 Kenney らの H-F shape Curve

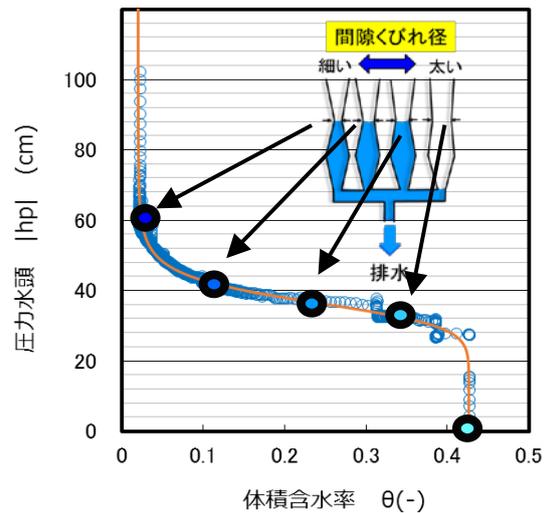


図-3.4 間隙くびれ径と水分特性曲線

(2) 排水過程の水分特性曲線から得られる間隙径分布

神谷³⁾は、水分特性曲線から得られる間隙径分布を「水分法」として呼び、「水銀圧入法」や「空気圧入法」によって得られる間隙径分布と異なること、また「水分法」による間隙径分布は、粒度分布と形状が類似しており、砂の場合には粒度分布の粒径の0.2-0.3倍であることを示した。著者らは、この結果が最大の間隙くびれ径の4分の1(=0.25)に非常に近い値であることと粒度分布と形状が類似していることから、Kenney らのくびれ径分布が排水過程の「水分法」による間隙径分布に相当するものと仮説をたてた。排水過程の水分特性曲線の各負の圧力水頭（サクション）は間隙水を含んでいる毛管の中で最も太い毛管径（くびれ）によって決定されることからKenney らの間隙くびれ径に相当すると推察できる。そこで本研究では2連式の加圧型保水性試験装置を用いて、均等係数の違い、乾燥密度の違いによる間隙径

表-3.1 試験試料

ケース	試料	均等係数	乾燥密度	相対密度
		U_c	γ_d (Mg/m ³)	D_r (%)
Case T1	豊浦砂	2.3	1.517	57.5
Case T2			1.546	66.8
Case T3			1.620	90.4
Case S1	サバ土	10	1.495	-
Case S2			1.569	-
Case S3			1.827	-
Case L1	堤防土 (粒度調整後)	608以上	1.414	-
Case L2			1.501	-
Case L3			1.721	-
Case L4			1.733	-

分布を計測した。図-3.5に示すような保水性試験装置を用い、供試体100mL定容量モールドに締め飽和状態とした。用いた試料の諸元を表-3.1に示す。

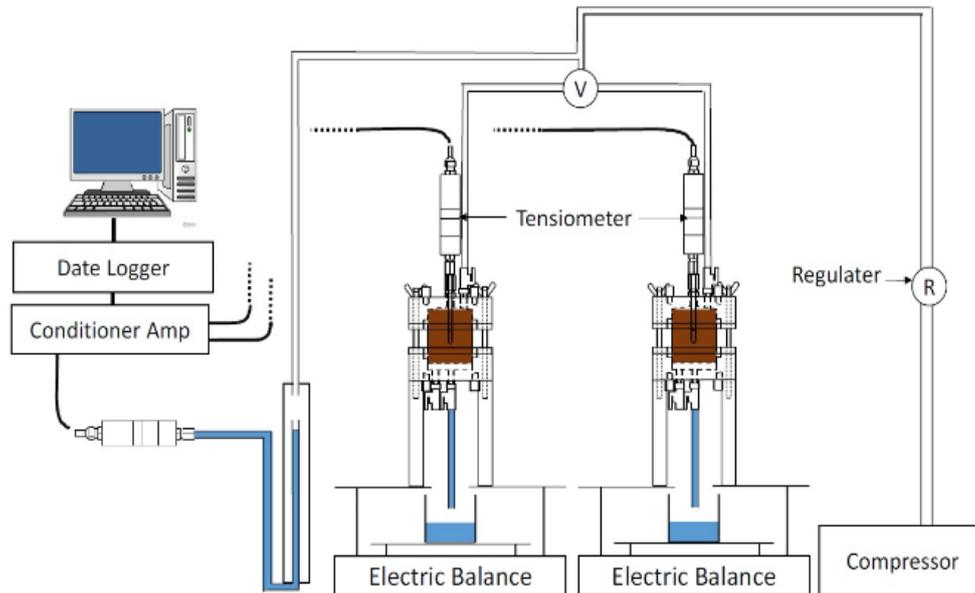


図-3.5 保水性試験概略図

(3) 水分特性曲線から間隙径分布の計算

間隙径分布を求めるために、水分特性曲線（排水過程）から式(3.1)の van Genuchten モデル⁴⁾を同定する。式(3.2)のように毛管径(間隙径)と毛管上昇高の関係から、式(3.1)に代入することで累積間隙体積率 V_r を求めた。

$$Se = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(1 + |\alpha h_p|^{n^*} \right)^{(1-n^*)/n^*} \quad (3.1)$$

ここに、 Se : 有効飽和度、 θ : 体積含水率、 θ_s : 飽和体積含水率、 θ_r : 最小含水量、 α 、 n^* : van Genuchten パラメータ である。

$$h_p = \frac{4\sigma}{\rho_w g d_m} \quad (3.2)$$

$$V_r = \left[1 + \left(\alpha \frac{4\sigma}{\rho_w g d_m} \cdot 10 \right)^{n^*} \right]^{-1 + \frac{1}{n^*}} \quad (3.3)$$

ここに、 h_p : 負の間隙水圧、 ρ_w : 水の密度(g/cm^3)、 g : 重力加速度(cm/s^2)、 σ : 水の表面張力(水温 $15^\circ C$ 時 $73.46 dyne/cm$)

(4) 間隙くびれ径分布の測定結果

前節(3)で示したように 3 つの試料について水分特性曲線から得られた間隙くびれ径の分布を図-3.6~3.8 に示す。それぞれには同時に粒度分布および Kenney らの間隙くびれ径である粒度分布の 0.25 倍にしたものを示している。この結果から、豊浦砂は、乾燥密度が大きくなるほど Kenney らの値に近づいていくことがわかり、Kenney らは最も密な状態に対応していることが推察できる。一方、サバ土、堤防土では Kenney らの間隙くびれ径よりも小さな間隙径分布が現れている。このため、これらの土に Kenney らの 0.25D の値を用いて H/F を求めると小さな値となり、不安定に評価されることになる。これは、Kenney が $U_c=1-12$ の試料で振動法により締固めを固まった実験で求めていることから、均等係数が小さな試料においては最大乾燥密度近くになるが、均等係数が大きな粒径範囲が広い土では、間隙径を大

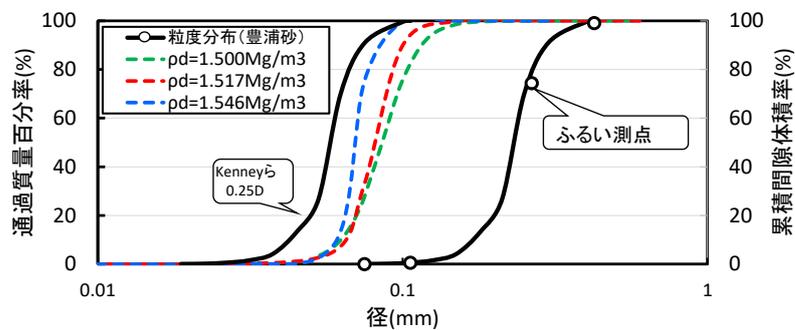


図-3.6 豊浦砂の Kenney の間隙くびれ径と提案法

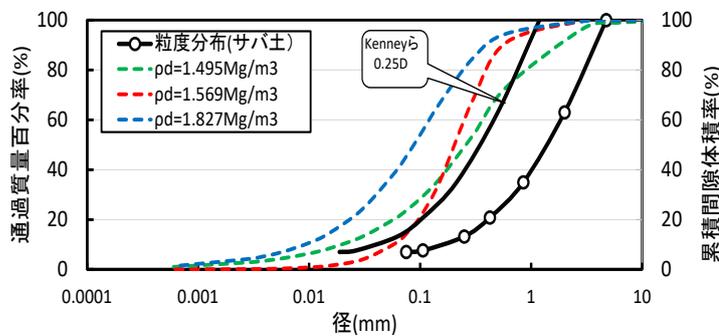


図-3.7 サバ土の Kenney の間隙くびれ径と提案法

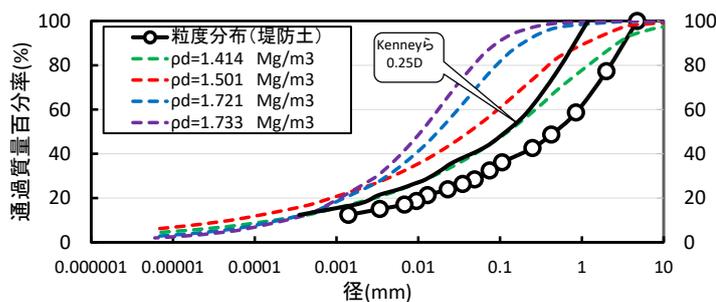


図-3.8 堤防土の Kenney の間隙くびれ径と提案法

大きく評価してしまうことから不安定と評価されることが生じると考えられる。このことから、提案する排水過程の水分特性曲線から Kenney らの H/F 指標を使用することが適切である。

結果から、豊浦砂は、乾燥密度が大きくなるほど Kenney らの値に近づいていくことがわかり、Kenney らは最も密な状態に対応していることが推察できる。一方、サバ土、堤防土では Kenney らの間隙くびれよりも小さな間隙径分布が現れている。このため、これらの土に Kenney らの $0.25D$ の値を用いて H/F を求めると小さな値となり、不安定に評価されることになる。これは、Kenney が $U_c=1-12$ の試料で振動法により締固めを固なった実験で求めていることから、均等係数が小さな試料においては最大乾燥密度近くになるが、均等係数が大きな粒径範囲が広い土では、間隙径を大きく評価してしまうことから不安定と評価されることが生じると考えられる。このことから、提案する排水過程の水分特性曲線から Kenney らの H/F 指標を使用することが適切である。

3.2 土粒子有効力のシミュレーション⁵⁾

堤体基礎におけるパイピング・浸透破壊に関する研究は、「古くて新しい研究」と言われてきた。これには土塊としてのつり合い、すなわち有効応力が消散する Terzaghi の限界動水勾配で説明されてきたが、土の非均質性や細粒分移動など内部浸食が発生する場合については正しく評価ができていないことから永く研究されてきた点にある。土中内部の浸食現象、地表面侵食現象は、時間とともに空間的な境界条件が変わる（進行性の）ために、連続体として取り扱うことが難しかった。杉井⁶⁾が提案してきた多粒子限界流速は粒径が異なる個々の粒子を対象としていることから粒状体を取り扱うには都合がよい。多粒子限界流速は粒子群のなかで個々の粒径に対応する流速（実流速）に達すると粒子の水中単位体積重量がゼロとなる状態を示しており、浸透破壊現象の発生条件として扱ってきた。しかし、この考え方を利用することで水中単位体積重量を減少させていく過程を表現することができる。本報告は、これまで考えられてきた有効応力の考え方にかわって新たな粒子単位の「粒子有効力」として考えていくことを提案する。

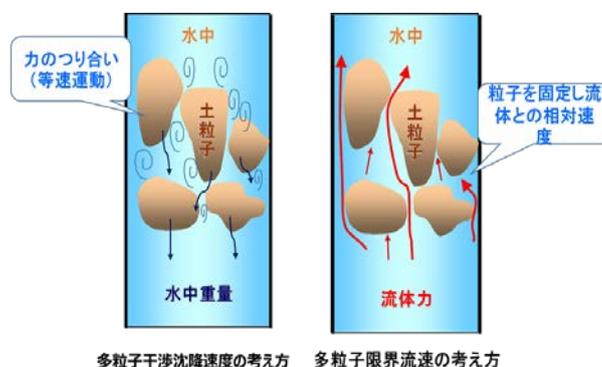


図-3.9 干渉沈降速度と多粒子限界流速⁶⁾

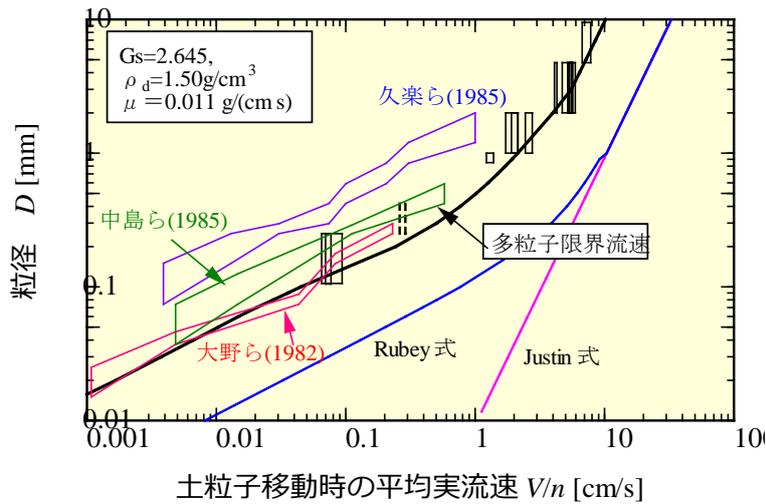


図-3.10 多粒子限界流速式の適用と実験⁶⁾

(1) 多粒子限界流速の概要

粒子群が水中を沈降するときには、周辺粒子の干渉を生じることで単一粒子の沈降速度よりも速度が遅くなる。杉井らは、図-3.9のように粒子を固定し、相対的な間隙中の平均実流速に干渉沈降速度の考え方を援用し、多粒子限界流速を提案した²⁾。多粒子限界流速式は干渉沈降速度のRichardsonの補正係数(式(3.4))と同じ値を使用している。間隙率が大きくなるほど、つりあう多粒子限界流速は速く、最終的には単一粒子の沈降速度と等しくなる。なお、単一粒子の沈降速度には層流から乱流域まで1つの式のできるRubey式を用いている。

$$V_{cm} = n^{1/m} \frac{6\mu}{\rho_w d} \left\{ \sqrt{\frac{\rho_w (\rho_s - \rho_w) g d^3}{54\mu^2} + 1} - 1 \right\} \quad (3.4)$$

$$\begin{aligned} \text{Re} < 0.2 \quad \text{のとき} \quad & 1/m' = 4.65 + 19.5 \cdot d/D \\ 0.2 < \text{Re} < 1.0 \quad \text{のとき} \quad & 1/m' = (4.46 + 17.6 \cdot d/D) \text{Re}^{-0.03} \\ 1.0 < \text{Re} < 500 \quad \text{のとき} \quad & 1/m' = 4.45 \text{Re}^{-0.1} \\ 500 < \text{Re} < 7000 \quad \text{のとき} \quad & 1/m' = 2.39 \end{aligned} \quad (3.5)$$

ここに、 d : 粒子径[cm], D : 円筒管直径[cm],
 Re : 粒子 Reynolds 数 $\left(\text{Re} = \frac{V_c d \rho_w}{\mu} \right)$ である。

図-3.10はこれまで行ってきた多粒子限界流速式の適用結果である。なお、久楽らのデータは水平流れが卓越する実験である。多粒子限界流速は鉛直方向のつり合いであり、水平流れには適用できないようであるが、著者らは、数値解析実験で久楽らの実験結果を再現し、速度の鉛直成分の最大値を実流速に換算した結果、一致することを確認している。これは、粒子が浮上することが必要条件であるものと考えられた。

(2) 個別要素法への適用方法

多粒子限界流速に達した粒子は、慣性力の重量がゼロとなることを考慮することで2次元の個別要素法 (DEM) でシミュレーションすることができる。今回は、4種類の粒径について構成される土試料を想定した(表-3.1, 表-3.2)に示す。2次元のDEM⁷⁾では、浸透流を直接発生させることはできないため、次のようなアルゴリズムで計算することとした。各々の粒径に対する多粒子限界流速に達するとそれぞれ水中単位体積重量がゼロとなるように、重力加速度を減少させていく(図-3.11)。ここで、次の3つの条件を仮定している。一つには、個々の粒子の重力加速度が一定の割合で減少していく(減少率)。二つには、多粒子限界流速に達した後は、鉛直上向きに重力加速度が同様に増加していく。三つ目には、粒子が移動しても間隙率は変わらない、という仮定である。

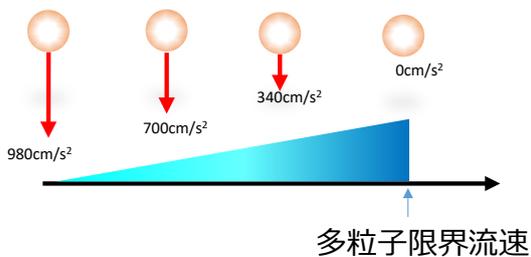
表-3.1 粒子の物理諸量

土粒子の密度 (g/cm ³)	2.65
水中密度 (g/cm ³)	1.65
間隙率 n	0.377
粘性係数 μ	0.011
粒子数 (個)	1000

表-3.2 粒径と多粒子限界流速

粒径 (mm)	多粒子限界流速 (cm/s)	係数 a_i
0.065	0.00355	276343.1
0.565	0.32054	3057.4
1.18	0.72274	1356.0
3.03	1.73152	566.0

見かけの重力加速度



今回の解析では以下の3つの仮定がある

3つの仮定

- (1) 個々の粒子の重力加速度が一定の割合で減少していく(減少率 a_i)。
- (2) 多粒子限界流速に到達後は、鉛直上向きに重力加速度が同割合で増加していく。
- (3) 粒子が移動しても間隙率は変わらない。

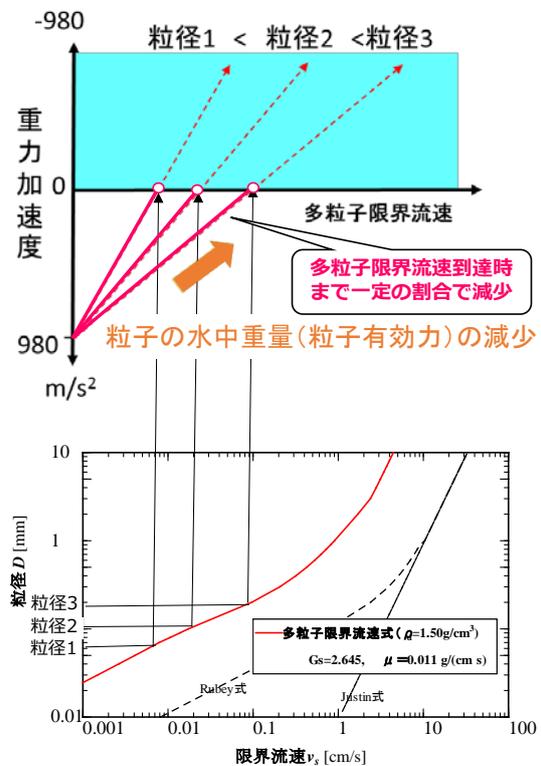


図-3.11 粒子の有効重量の減少の考え方

(3) 鉛直浸透流場のシミュレーション結果

図-3.11 に従って、4つの粒子で構成される試料について4つの流速が負荷した場合の解析結果を図-3.12(1)~(4)示す。流速を0.1, 0.5, 1.0, 1.5cm/sとした場合の結果である。また、図-3.13(1)~(4)には、粒子有効力が減少していく場合の粒子間応力の分布を示す。図-3.12より流速が上昇するにつれ、細かい粒子から流出する現象がわかり、土中の細かい粒子が上部へ移動している(図-3.12(4))。小さい粒子が上部の粒子を押し上げるような形が生じていることもわかる。粒子間の応力の分布を示した図-3.13では、流速が0.1から0.5cm/sへの増加とともに粒子間力が減少しているが、1.0cm/sになると粒子間力は小さくなるどころと大きくなる部分が現れる。これは上昇粒子が上部の粒子を押し上げようとするために増加するものと推察された。

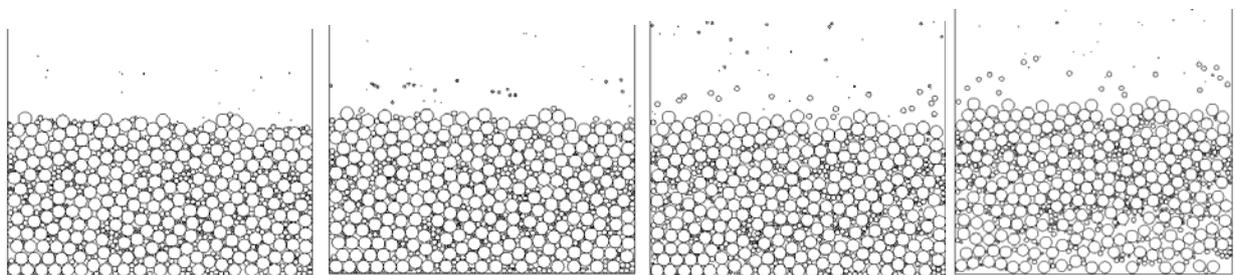


図-3.12(1) 流速 0.1cm/s

図-3.12(2) 流速 0.5cm/s

図-3.12(3) 流速 1.0cm/s

図-3.12(4)流速 1.5cm/s

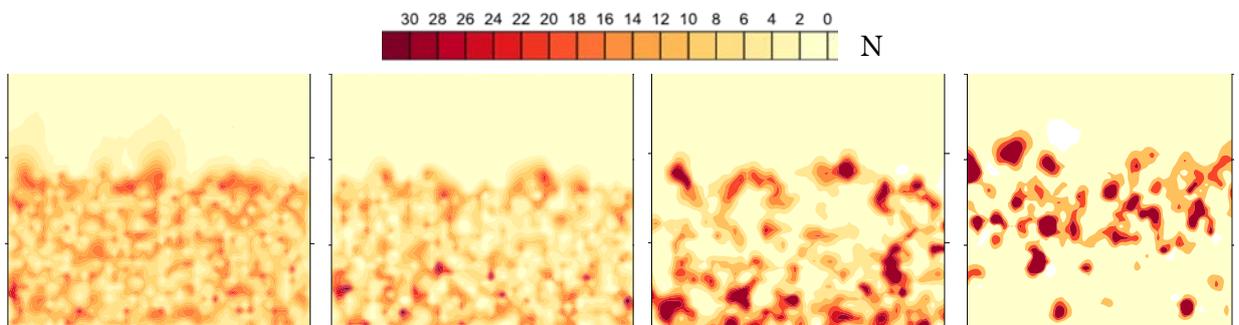


図-3.13(1) 流速 0.1cm/s

図-3.13(2) 流速 0.5cm/s

図-3.13(3) 流速 1.0cm/s

図-3.13(4)流速 1.5cm/s

3.3 繰返し透水履歴を受ける粒状体の内部侵食と目詰まり挙動⁸⁾

世界各地で地盤の陥没災害が増加傾向にある。陥没には内部侵食現象が影響し、水位変動を受ける護岸や豪雨後に多発するが、水位変動が内部侵食に与える影響は未解明である。既往の研究より、図-3.14に示すように内部侵食挙動の判定基準は粒度分布形状により3種類に分類できる⁹⁾。以上のことから、本研究では、陥没災害への対策工や予測の提案を目的とし、基礎的な粒状体からの流出挙動において、動水勾配の増減による繰返し透水履歴の影響を内部侵食と目詰り挙動に着目し実験的に検討した。

(1) 内部侵食模型実験概要

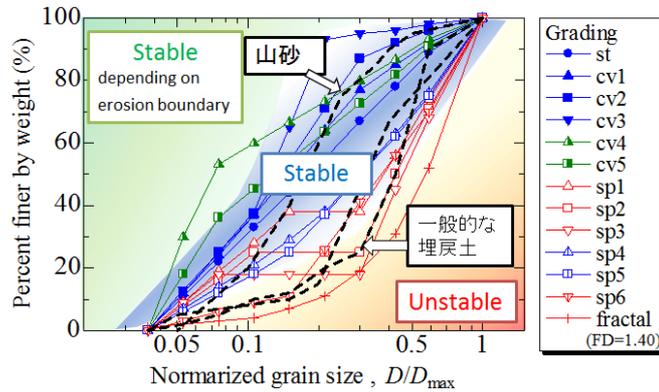


図-3.14 粒径加積曲線の内部侵食挙動の判定基準

図-3.15 には実験装置の概略図と既往の研究で流出しやすいと判明している sp2 粒度分布を示す。試料は粒子形状などの影響を除くために球形ガラスビーズ ($\rho_s=2.50\text{g/cm}^3$) を用い、突き固めにより相対密度 80%の密な状態にした。一次元鉛直下向き浸透下で、給水タンクの上下による動水勾配の増減による繰返し透水履歴を作用させ、供試体下部の多孔質盤 (フィルター径 0.300mm) を通過する粒子質量を侵食量として計測し、侵食可能量 (粒子径 $D<0.3\text{mm}$ の質量) に対する侵食割合を算出する。表-1 に実験ケース一覧を示す。動水勾配一定載荷 ($i=5$) と繰返し載荷 (それぞれ 1.0, 5.0, 8.0, 10.0 まで載荷後に 0.3 まで除荷し再載荷することを繰り返す: 40 分周期) の試験を行った。

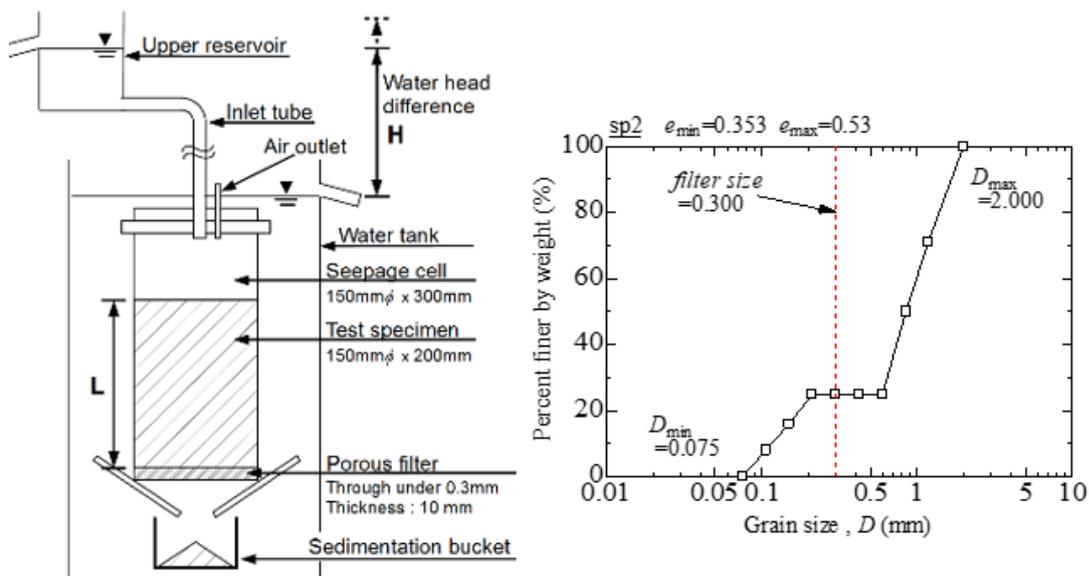


図-3.15 実験装置概略図と sp2 の粒度分布形状

(2) 実験結果および考察

図-3.16に侵食可能量に対する累積侵食割合 w を示す。一定載荷 ($i=5$) では、侵食量が収束しているが、繰返し載荷は一定載荷と比べるとあまり収束せずに侵食し続けている。また、繰返し載荷の振幅が大きいほど侵食量が多い傾向があることが分かった。

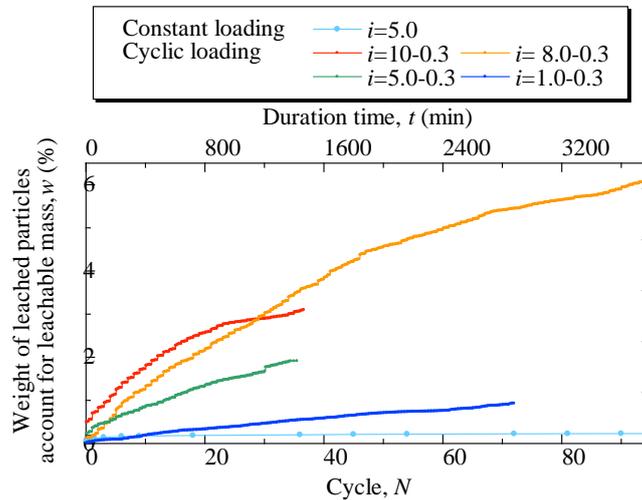


図-3.16 侵食可能量に対する累積侵食割合

次に、 $i=1.0-0.3$ の繰返し載荷に注目すると開始直後は $i=5$ 一定載荷と比べて侵食割合は低かったが400分経過直前に逆転し、1440分後には $i=5$ 一定載荷の約2倍の侵食割合に達した。したがって、低い動水勾配での繰返し載荷でも回数が増えると、高い動水勾配での一定載荷よりも速く内部侵食が進行する可能性がある。

図-3.17に侵食量に関するS-N曲線を示す。これは、ある繰返し条件で所定の累積侵食割合に到達するまでどれだけ繰返し載荷したかを表している。図-3.17より、内部侵食現象においても液

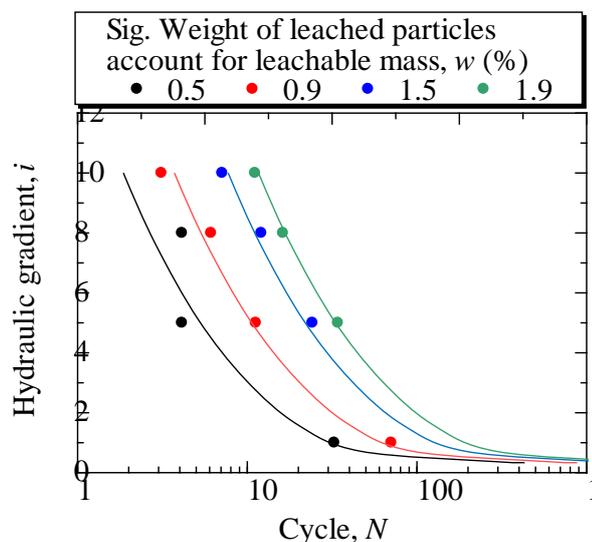


図-3.17 侵食量に関する S-N 曲線

状化強度曲線や非鉄金属の疲労曲線のような傾向が見られる。また、小さな振幅の繰返しでも、繰返すことで大きな振幅以上の侵食量となる可能性があることがわかった。この検討を進めることで、実現象において水位変動の振幅と周期が分かれば侵食量の推定が可能である。

侵食の進行を詳しく見るため、侵食速度について検討した。図-3.18、図-3.19には1時間あたりの侵食割合を表す侵食速度 dw/dt の長期的・短期的な変化を示す。長期的には、一定载荷の場合は速度が単調に減少し続けているのに対して、繰返し载荷では増減を繰返しながら緩やかに減少していく傾向が見られた。これは、一定载荷では目詰まりが蓄積していく一方で、繰返し载荷では目詰まりが解消されることが考えられる。繰返し载荷でも長期的に減少するのは、解消できない目詰まりが蓄積していくことや、内部の粒子移動速度に位置的な差があるためと考えられる。短期的には、動水勾配一定の区間内では時間経過とともに侵食速度が減少していくことが分かった。

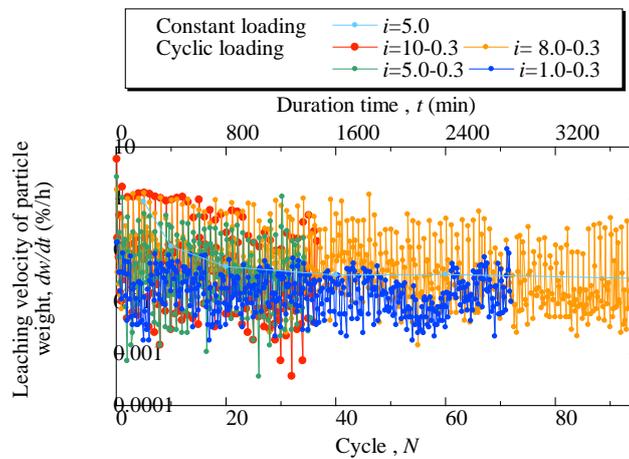


図-3.18 侵食速度の変化（長期的な傾向）

これは目詰まりが蓄積したためと考えられる。その後、载荷・除荷直後に侵食速度が回復した。これは、動水勾配の変化により目詰まりが解消したためだと考えられる。また、除荷時よりも载荷時の方が侵食速度の回復量が大きかった。これは载荷時の方が、動水勾配が高いためであると考えられる。

図-3.20に透水係数の変化を示す。長期的には傾向が見られないが短期的には、まず载荷時に透

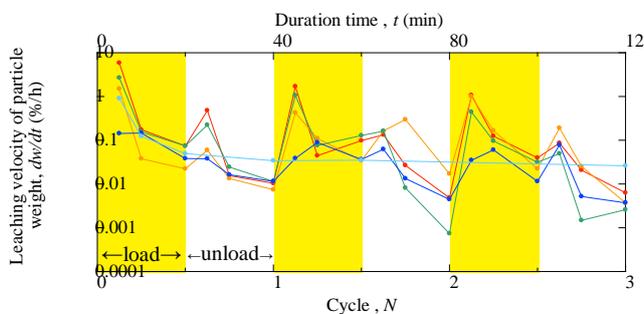


図-3.19 侵食速度の変化（短期的な傾向）

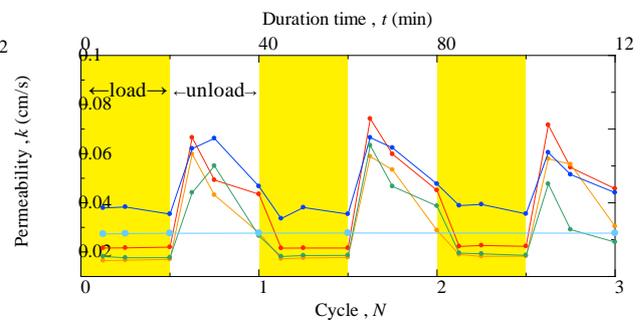


図-3.20 透水係数の変化（短期的な傾向）

水係数が急減した。これは載荷時に目詰まりが解消されたが、動水勾配が高いため瞬時に新たな目詰まりが発生したためと考えられる。

その後、透水係数はほぼ一定を保った。これは新たな目詰まりの形成が落ち着いたためと推測される。除荷区間では除荷時に透水係数が急増して、その後は時間経過とともに透水係数がゆっくり減少した。これは除荷時に目詰まりが解消された後、動水勾配が低いためゆっくりと新たな目詰まりが形成されていくためと考えられる。

【参考文献】

- 1) 杉井俊夫・朱發瑜・小竹亮太：間隙くびれ径分布を用いた内部浸食ポテンシャルの提案，第52回地盤工学研究発表会，2017.
- 2) Kenney, T.C. and Lau, D. : Internal Stability of Granular Filters. Canadian Geotechnical Journal, 22, 1985, pp.215-225.
- 3) 宇野尚雄・神谷浩二ら：「空気圧入法」と「水分法」による砂の間隙径分布, 土木学会論文集, No. 603/III-44, 35-44, 1998.
- 4) van Genuchten, M.Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Soc. Am. J., 44: 892-898, 1980.
- 5) 杉井俊夫・朱發瑜：浸透流れ場における粒子有効力の提案，土木学会中部支部研究発表会，III-004, pp.241-242, 2018.
- 6) 杉井ら：浸透破壊の発生プロセスと土の非均質性，土と基礎，Vol. 37, No. 6, pp. 17-22, 1989.
- 7) 松島亘志：実際に個別要素法プログラムを動かしてみよう，個別要素法セミナーテキスト，2010.
- 8) 佐藤弘瑛，前田健一，田坂晃一，中尾通孝：繰り返し透水履歴を受ける粒状体の内部浸食と目詰まり挙動，第52回地盤工学研究発表会，pp. 1963-1964, 2017.
- 9) 前田健一，近藤明彦：粒度分布形状に起因する内部浸食メカニズムに着目した細粒分のダイナミクスに及ぼす間隙構造の影響，土木学会論文集A2 (応用力学) , Vol.70, No.2, I_507-517, 2014.

第4章 土質材料の変化と堤体への影響

4.1 越水時に粘りを発揮する礫質堤体土の力学特性¹⁾

平成28年に被災した北海道空知川のように、近年、ゲリラ豪雨や大型台風の上陸などの要因による河川水位の急上昇に伴い、既往最大外力の作用による堤防の越水やそれに伴う決壊の被害が各地で発生している。堤高1mの比較的大きな堤体模型を作製し、湛水実験を実施した結果²⁾、越水させても礫質土で築堤した堤体は破堤に拡大していかず、礫質土堤体の耐浸透破壊、耐越流侵食の性能が非常に高いことを確認している。本報では、模型堤体に使用した礫質土を用いて、築堤時の密度と同じ供試体を作製し、大型三軸試験による単調荷せん断試験および吸水軟化試験³⁾を実施し、その礫質堤体土の浸透耐性を含めた力学特性の評価を行った結果を示す。

(1) 模型実験概要²⁾

模型実験の概略と実験時の様子をそれぞれ図-4.1と写真-4.1に示す。堤体には写真-4.2の礫質土が使用され、堤体基礎には河川からの浚渫土（ほぼ不透水）が使用された。築堤時には、RI密度計による密度管理が行われた。築堤後には、堤防を跨ぐ鋼管が組まれ、ノズルを付けた降雨発生装置が設けられたほか、外水位を負荷させるために堤防表側に貯水池を設けて湛水ならびに越流実験が行われた。

実験はまず、徐々に水位を上昇させて堤体の変状観察が行われた。裏法からかなりの漏水があったものの変状は全く確認されなかった。水位が天端高まで達して、部分的に越流しても侵食を

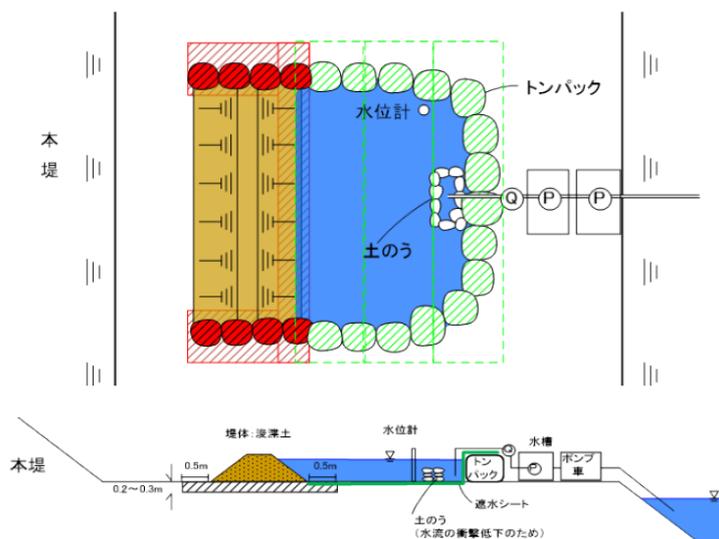


図-4.1 堤体模型概略図



写真-4.1 堤体模型全体の様子



写真-4.2 堤体使用材料



写真-4.3 切削による越流の様子

確認することができなかった。そこで、堤体の越流を促進させるため、**写真-4.3**のように天端の一部を切削した。切削直後は越水によって細粒分を巻き込みながら法面を侵食するが、すぐに清水となり安定状態を維持した。その後、同箇所を同様に4回切削したが同様に安定を維持したため、

最終的には切削面下を掘ることにより、堤体の自重による破堤を促した。その後、70cmほどの幅で決壊したのを確認し、実験を終了した。

(2) 三軸試験概要

模型実験後、堤体試料を実験室に搬入し、自然乾燥させた後、4分法を用いて均等に小分けした。図-4.2に堤体試料の粒度分布を示す。礫分が全体の8割を占める礫質土である。細粒分が少ないために締固め試験は困難と判断し、本報では礫の最大・最小密度試験を実施した。試験供試体は、室内試験で得られた最大乾燥密度（ 1.874g/cm^3 ）と現場でRI計測した堤体の乾燥密度を参考に、相対密度60%（ 1.713g/cm^3 ）となるように作製した。供試体作製時の試料の含水比は、現場で測定した堤体部分の含水比に近い8%に調整し、所定の密度となるように5層に分けて慎重に密度管理を行いながら締固めを行い、直径20cm、高さ40cmの大型三軸試験用の供試体を作製した。

堤防法面の浸透時のすべり崩壊は、有効応力の低下による主動破壊であるため、大きな前兆も

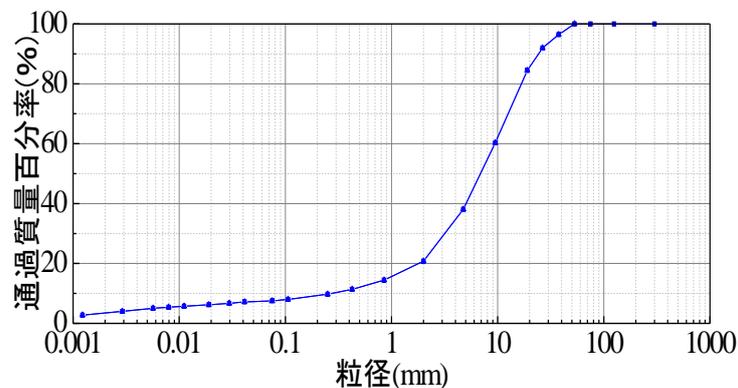


図-4.2 堤体試料 粒度分布

なく一気に発生する。そのため、堤防のせん断抵抗を正確に評価するには、堤防土の骨格構造が変化する閾値を把握する必要がある。その方法が提案する吸水軟化試験³⁾である。吸水軟化試験は三軸試験装置を用いた試験であるが、所定の異方応力状態から、軸差応力を一定に保ちつつ間隙水圧を徐々に上昇させることによって土を破壊に至らしめる試験である。有効応力経路を精密に制御することにより、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することを目的とする。実際に、供試体は破壊に至る直前まで軸ひずみ、体積ひずみともにほとんど発生しない。通常の三軸試験でも、変相状態を用いてその閾値を評価することはある程度可能であるが、低有効応力条件下にある土の「軟化」の閾値を精度良く見つけることは容易ではない。たとえ低有効応力条件下で丁寧に三軸試験を実施しても、土の構造を壊して強度を評価する通常の圧縮試験では、軟化の閾値を求めることには自ずと限界があり、吸水軟化試験の方がはるかに合理的、高精度かつ簡便である。載荷速度0.1%/minの単調載荷で行った圧密非排水せん断試験(\bar{C}_U)試験と上記の方法で初期せん断として15kPaと25kPaの軸差応力を与えて実施した吸水軟化試験の結果を示す。

(3) 三軸試験結果

図-4.3に三軸試験結果を示す。試験の結果より、せん断初期に大きく塑性圧縮を起し、軸ひずみ5%程度でわずかに変相が見られることから、ややゆる詰め材料であることがわかる。吸水軟化試験の有効応力経路は水平線で表され、有効応力の低下に伴い右から左に推移するが、試験の破壊線の左側まで到達している。土の軟化の閾値を破壊応力比で評価する場合、本試験においては、吸水軟化試験による低有効応力条件下での破壊応力比は、通常のCU試験で得られるものより大きく、低有効応力では軟化しづらいことがわかる。

図-4.4に示すモールの応力円より、試験の内部摩擦角は39度と比較的大きい。一方、吸水軟化試験においては、軸ひずみが急増して急激に吸水軟化し、供試体の骨格構造が大きく変化する時点の有効応力状態を用いてモールの応力円を作成している。その結果、試験結果と比較すると内部摩擦角は小さくなったものの粘着力は6kPaと比較的大きな値を示し、低拘束圧下では吸水軟化試験の破壊規準線の方が、試験による破壊規準線を上回ることが示された。ここでは、実務の設計を意識して内部摩擦角と粘着力の強度定数を示しているが、個々の値に物理的な意味があるわけではなく、せん断強さを規定する破壊規準線のパラメータと考えるべきである。そのように考える場合、必ずしも破壊規準線は直線である必要はないが、仮に直線とした場合には、吸水軟化試験によってせん断応力に大きな切片、すなわち粘着力が評価される。これは礫材料が極低有効拘束圧条件下でも粒子のかみ合わせによってある程度のせん断強さを有するためと考えて良い。模型実験の際、越流後も安定していた堤防法面の状態等から判断すると、今回の吸水軟化試験で評価された比較的大きな粘着力、すなわち最小せん断強さは、実際の模型堤防においても発揮されていたと考えられる。

以上より、一見ゆるづめの礫質土であっても、低有効拘束圧条件下においては、礫粒子同士の噛み合わせによって、浸透力時のすべり外力や越流水のせん断力に抵抗しうるせん断強さが発揮されると考えられる。

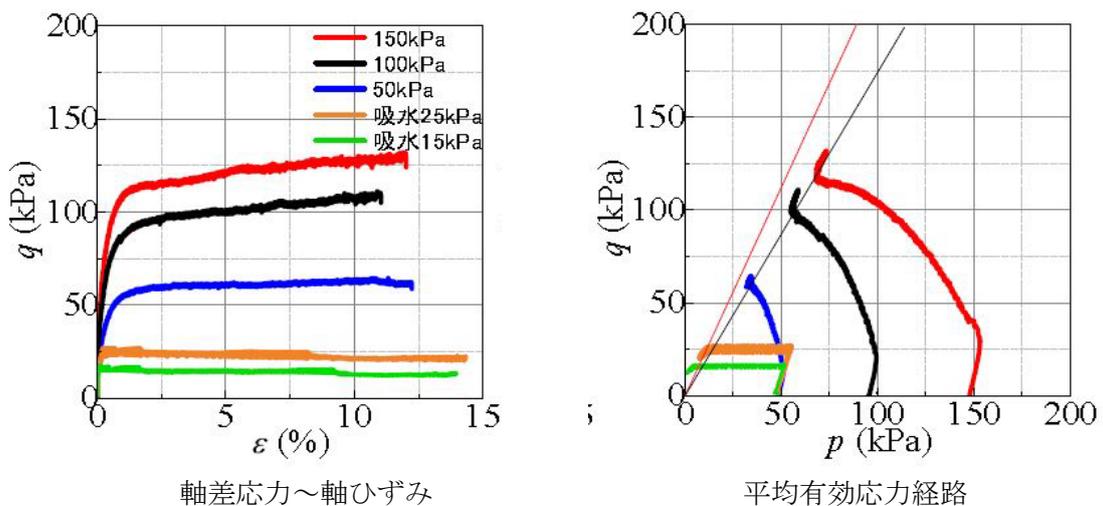


図-4.3 三軸試験結果

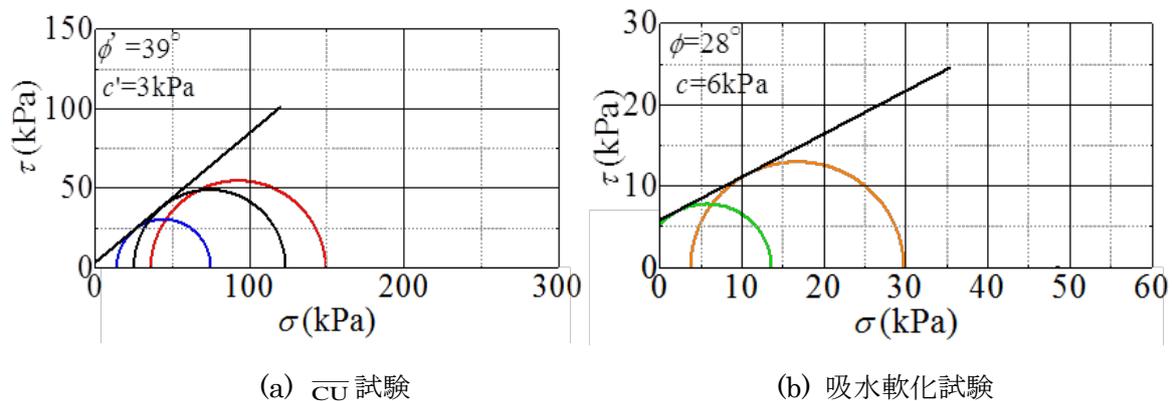


図-4.4 モールの応力円

4.2 小型堤防による越水から決壊現象における堤体粒度の影響

約5分の1のスケールの小型堤防による越水現象を観察した結果から、越水しても破堤に拡大していかない結果を偶然にも得ることになり、耐越水の堤防としての靱性について地盤工学的に検討した。

(1) 堤防形状と規模

天端高1m、天端幅0.5m、敷幅3.5m、のり勾配1割5分、長さ9mの堤防を庄内川河川敷に設置し、外水位を負荷するために堤防表側に貯水池を設けている(前出(4.1)の図-4.1)。堤体基礎には、河川敷地盤を深さ30cm、細粒分を含んだ浚渫土で地盤改良を行い、不透水境界とした。また、堤防横断両端面の漏水を防ぐためベントナイトシートを挟み込み両側に土堤を築いた。貯水池にはトンパックを並べて貯水池底面からトンパックの表面に厚さ5mmの防水シートを敷いた。築堤後には、堤防を跨ぐように鋼管を組み、ノズルを付けた降雨発生装置を設けた。雨水、貯水池の水には、河川水をノッチタンクに汲み上げ、ポンプで供給した。

(2) 築堤試料土と築堤

堤体基礎は、同河川からの浚渫土を使用し、堤体には購入土を使用した。図-4.5に粒度分布を示す。築堤には4層に分け巻出し厚25cm、RI密度計により密度管理を行いながらハンドガイドローラーで締固めた。水位と降雨条件は、180分で51cmに達したところでポンプを停止、590分後に再度ポンプを稼働し水位を挙げた。740分後に不連続点があるが、のり面からの漏水にポンプ能力が不足したため、ポンプを追加してさらに水位を挙げた。

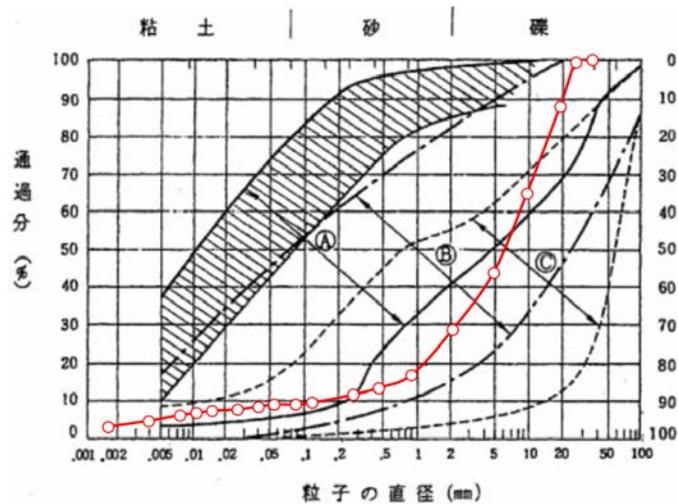


図-4.5 堤体の粒度分布

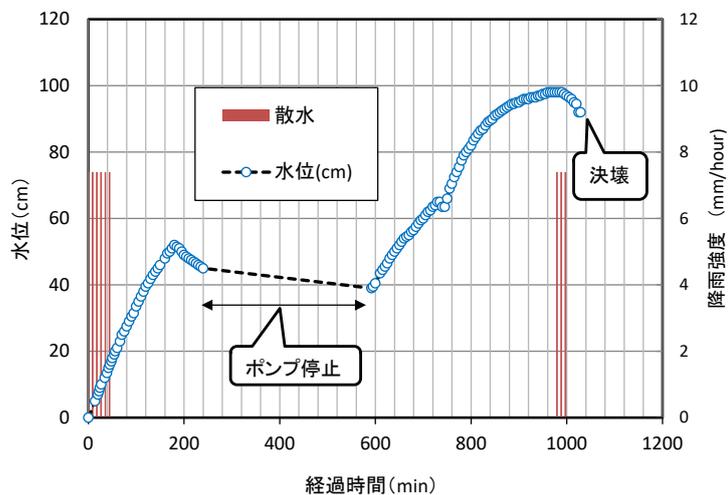


図-4.6 水位上昇と降雨

(3) 観測状況（漏水と越水）

水位が天端高に達し部分的に越流したが侵食にいたらず、堤体は安定しているため、天端の一部をスコップシャベルで削り越流を促進させた。天端切削すぐには細粒分を巻き込み流出し、のり面表面をガリ侵食のように侵食するものの、すぐに清水となり越流していても安定となる。その後、4回とも同じように同じ場所の天端表面を切削する（切削深不明で5~10 cm程度か）が、同様に僅かな侵食が起こるがすぐに清水となり安定してしまった。そこで、6回目に切削面の下をスコップシャベルで掘り、オーバーハング状態にして自重で破壊させ、大きく高さを低くした。その後、堤防70 cmほどの幅で決壊した。今回の堤防は非常に礫分が多く、礫の骨格構造が堤防の越流に対する抵抗が強かったもの考察された。

(4) 耐越流性能と侵食

越流水は堤高の低いところから少しずつ流れ出し、天端やのり面侵食とともに越流水深が大き

くなり、破堤につながる。今回、天端切削を行っていたが、侵食されないために越流水深が大きくなり、決壊に耐えていたものと考えられる。そこで、本間の越流公式とエネルギー勾配 i_e から摩擦速度 u^* を求めて考察を行った。

$$V = q/h = \mu\sqrt{2gh} \quad (5.1)$$

$$i_e = \left(\frac{nV}{h^{2/3}} \right)^2 \quad (5.2)$$

$$u^* = \sqrt{ghi_e} \quad (5.3)$$

ここに、 V : 平均流速 μ : 流量係数(0.35) h : 越流水深 g : 重力加速度 n : 粗度係数(0.025) である。

得られた越流水深と摩擦速度の関係を図-4.7 に示す。今回、天端切削により越流水深を仮に 10 cm とすると摩擦速度 5.7 cm/s となる。図-4.8 は岩垣の式⁴⁾と多粒子限界流速⁵⁾を示しているが、こ

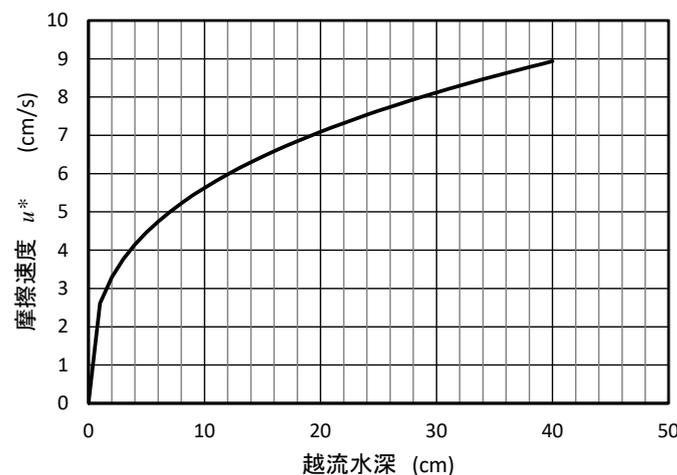


図-4.7 越流水深と摩擦速度

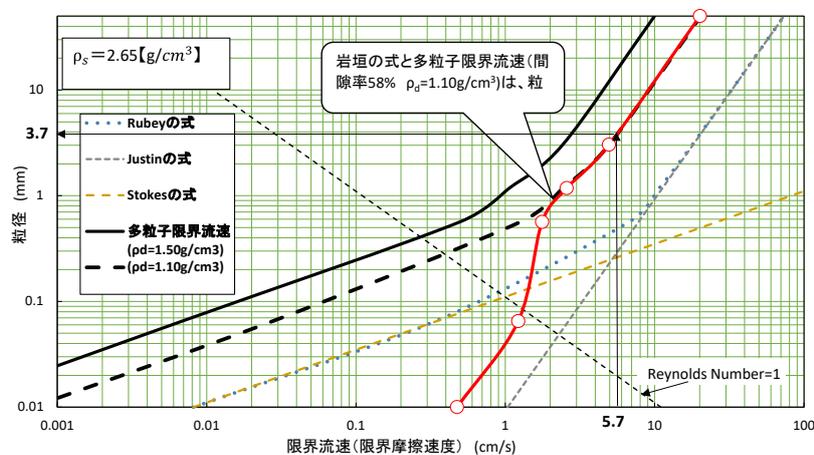


図-4.8 限界摩擦速度と粒径

こから限界摩擦速度に達する粒径 3.7mm と計算でき、本粒度分布から通過質量百分率 38%に相当する。残り 62%の大きな礫については流されず、6 回目の大きく天端大幅に削られることになり、越流水深が大きくなり限界摩擦速度に達した粒子が増加し決壊の切っ掛けになったものと推察する。実際に破堤時の越流水深は 20-30 cmの報告があり、これらに耐え得る天端構造が重要と考えられる。

4.3 湿潤履歴による土質材料の変化に関する室内実験⁶⁾

河川堤防の築堤材料は地域性などに応じて様々であるが、特に細粒分の含有量は堤体の土質分類に直接影響するとともに、安定性照査に用いる土質パラメータの設定にも強く関与する。実堤防から簡易サンプラーで採取^{7)~10)}した細粒分を多く含む堤防土の力学特性について考察する。

(1) 渋井川ならびに梯川堤防でのサンプリング試料の三軸試験結果

渋井川の開削調査現場³⁾および梯川の旧堤撤去工事現場⁴⁾にてサンプリングした 2 種類の試料を用いて検討する。図-4.9 および図-4.10 にそれぞれの粒度分布を示す。図-4.9 に示す渋井川堤防土は、NP である細粒分 20~40%程度を含む細粒分質砂であるが、近傍で採取した堤防土には高塑性の細粒分を含有する砂質シルトも多かった。

一方、図-4.10 の梯川堤防土は、法面付近で採取した砂質シルト (SS3B-3) と堤体中央付近で採取した礫まじり砂質粘土 (SS3-1) である。

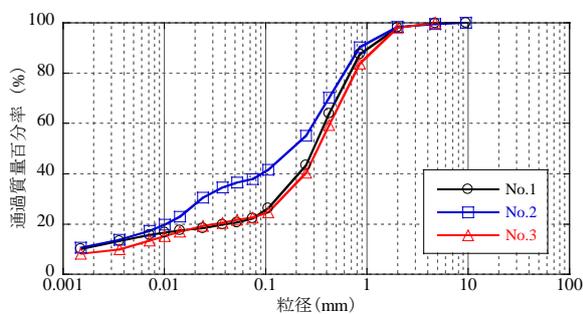


図-4.9 粒度分布 (渋井川)

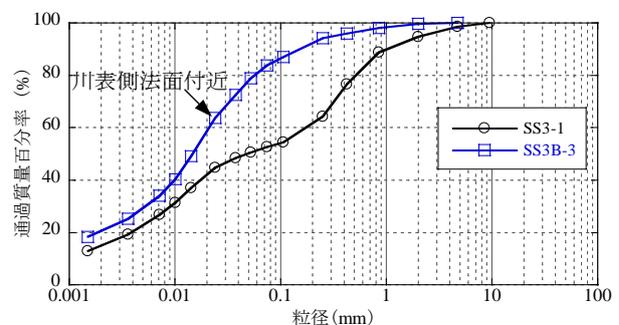
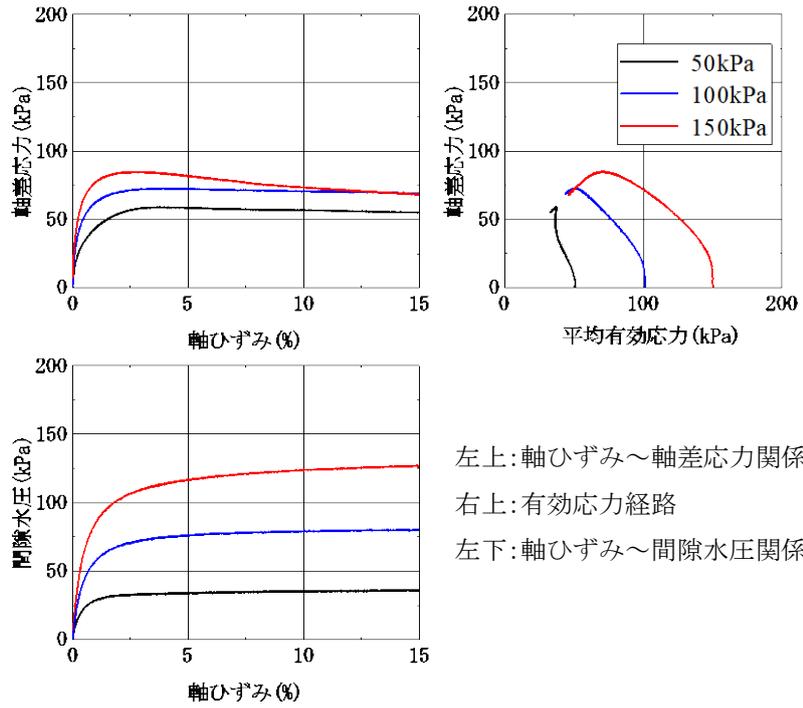


図-4.10 粒度分布 (梯川)

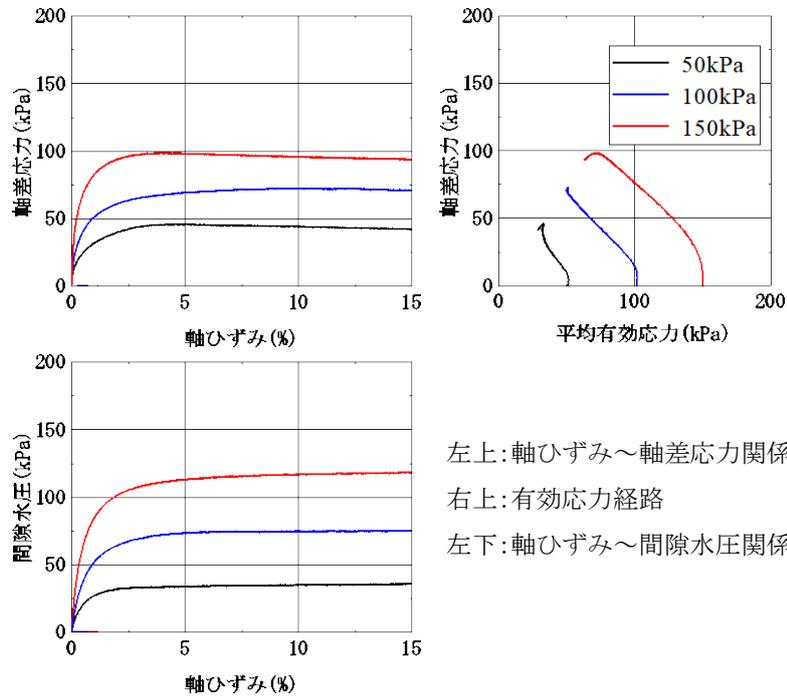
図-4.11 および 4.12 に、渋井川 No.1 試料および No.3 試料の CUB 試験結果をそれぞれ示す。いずれの試料も低拘束圧を除いて塑性圧縮を大きく伴いながら破壊に至っており、ゆる詰めめの砂質土あるいは正規圧密粘性土に近いせん断挙動を示している。高拘束圧条件では No.1 と No.3 に若干の違いが見られるが、いずれも $M=1.5$ 程度であること、粒度の違いや細粒分が NP であることなどから、両者の土質に本質的な違いはないと考えられる。なお、渋井川の No.1 と 3 の近傍の他地点で採取した細粒分含有率をもっと高く、粘性土やシルトに分類される堤防土に関しても同様の三軸試験を実施したが、その結果は図-4.11, 4.12 とほぼ同様に正規圧密粘土的な挙動であり、No.1 や 3 と大きな差は見られなかった。

図-4.13 および 4.14 に、それぞれ梯川堤防土 SS3 および SS3B の三軸試験結果を示す。いずれにおいても、せん断後半から塑性膨張を伴う硬化を示すやや過圧密粘土的な挙動を示している。



左上: 軸ひずみ～軸差応力関係
 右上: 有効応力経路
 左下: 軸ひずみ～間隙水圧関係

図-4.11 渋井川 No.1 試料



左上: 軸ひずみ～軸差応力関係
 右上: 有効応力経路
 左下: 軸ひずみ～間隙水圧関係

図-4.12 渋井川 No.3 試料

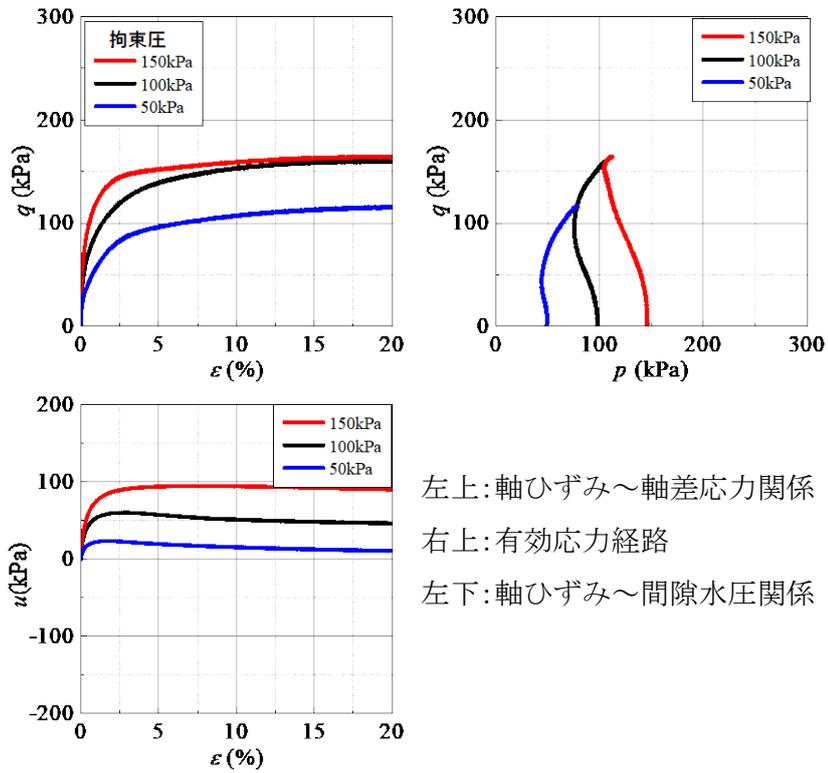


図-4.13 梯川 SS 3 試料

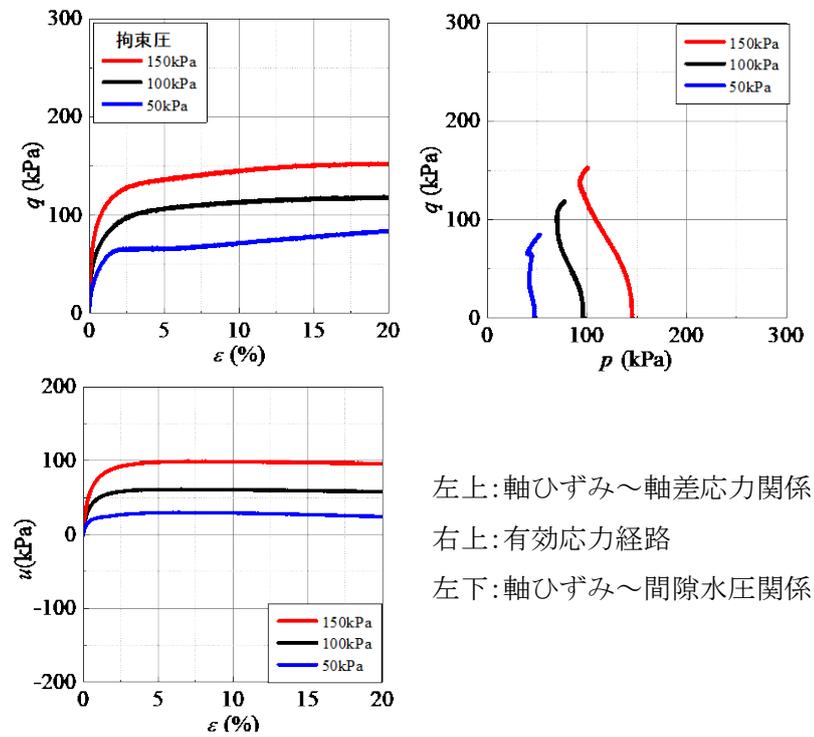


図-4.14 梯川 SS 3B 試料

(3) 吸水軟化試験による浸潤時における力学特性の検討

堤体土の浸潤による破壊時の力学挙動を検討するために、次に示す手順の吸水軟化試験を実施した。すなわち、所定の初期有効拘束圧で等方圧密した後、排水条件で軸差応力 $q=25\text{kPa}$ （あるいは 50kPa ）まで徐々に上昇させる。その後、 q 一定条件を保ち、供試体内への吸排水を許したまま、間隙水圧を徐々に上昇させることにより平均有効応力 p' を低下させ、破壊するまでその操作を継続する。これは、堤防の浸潤に伴う不安定化を模擬したものであり、低い有効応力状態での破壊を観察するための実験である。間隙水圧上昇試験とも呼ぶことができる。

図-4.15 は渋井川の No.1 とほぼ同位置で採取した No.2 試料、図-4.16 は梯川 SSB 試料で実施した吸水軟化試験の結果である。参考までに図 7 および 8 の左図の有効応力経路には、それぞれ渋井川 No.1 試料および梯川 SS3 試料の CUB 試験結果も示している。また、左図の軸ひずみは、軸差応力一定で、間隙水圧を上昇させ始めてからの軸ひずみである。それぞれの左図より、間隙水圧の上昇に伴って平均有効応力 p' が減少し、応力比 q/p' が徐々に上昇するが、ある限界値に到

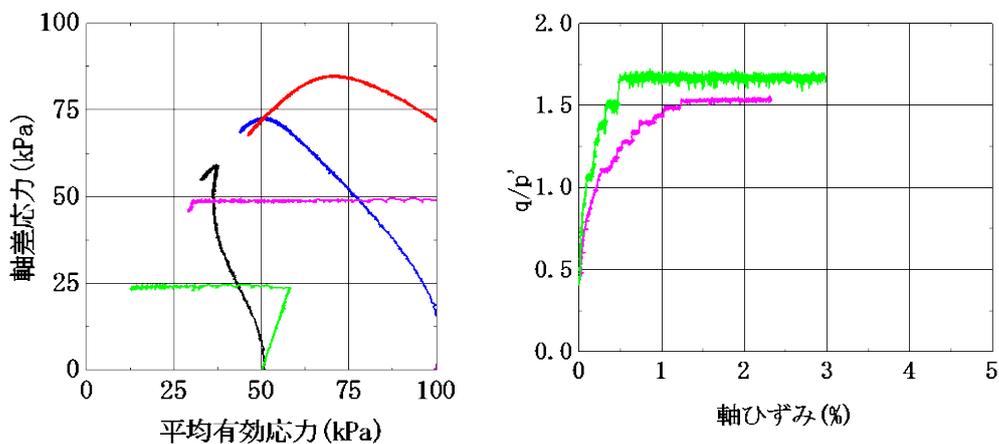


図-4.15 渋井川試料の吸水軟化試験

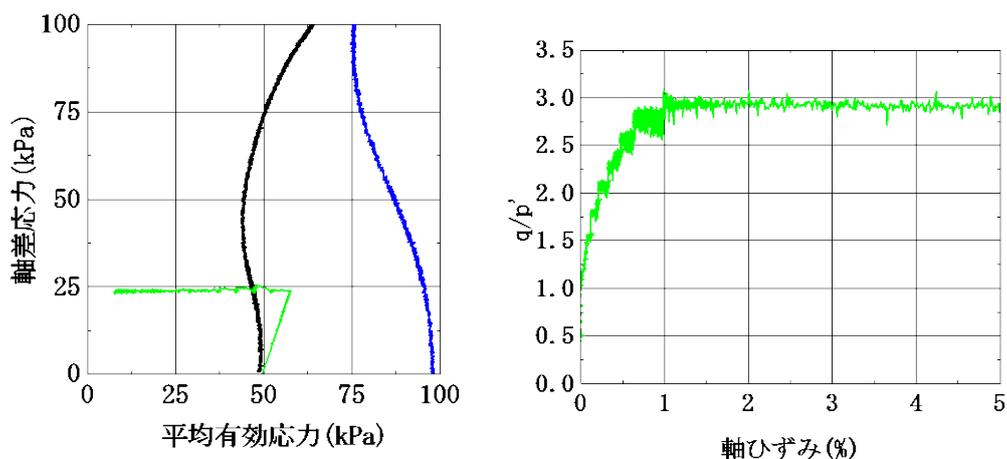


図-4.16 梯川試料の吸水軟化試験

達した途端に軸ひずみが急激に増大することがわかる。その軸ひずみは 1%程度であり、小さいこ

とがわかる。 q/p' の限界値は、正規圧密土的な渋井川堤防土では最大 1.7 程度あり、CUB 試験で得られる限界応力比に近い。一方、過圧密土的な梯川堤防土では、引張破壊の限界値 3.0 に到達しており、CUB 試験での限界応力比を大きく上回っている。

以上のように、細粒分含有率が高い堤防土であっても、正規圧密土的な挙動を示す土では浸潤時のせん断強度は非常に小さくなるが、過圧密土的な挙動を示す土では浸潤時においても大きなせん断強度を維持すると考えられる

4.4 降雨浸透現象に及ぼす間隙空気挙動の影響¹¹⁾

降雨の降り方による浸透挙動が異なることが挙げられ、土質による降雨の浸透現象に間隙空気挙動の観点から検討した。

(1)試験装置の概要

試験装置の概要図を図-4.17 に示し、間隙空気圧計と間隙水圧計を設置、試料上面から所定量の降雨強度で浸潤を開始した。試料とケースについては図-4.18、表-4.1 に示す

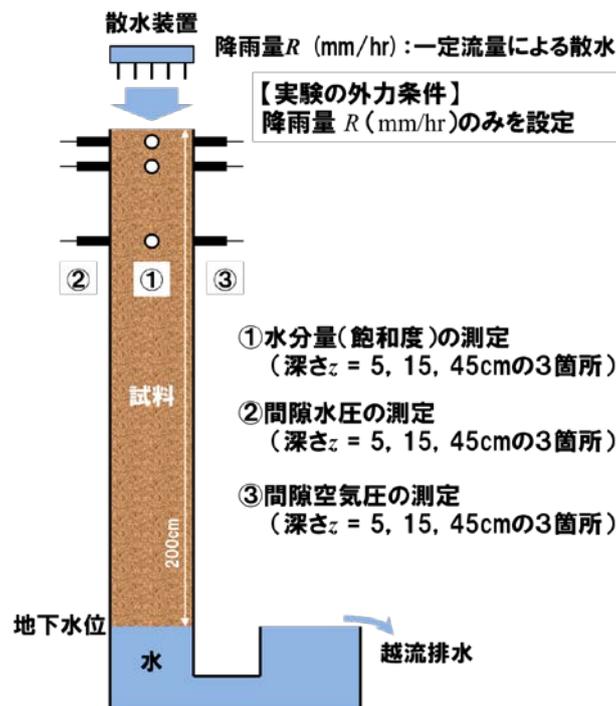


図-4.17 降雨浸透実験の概要図

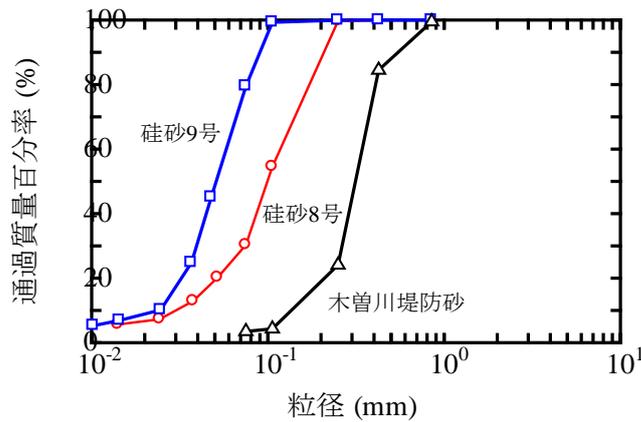


図-4.18 試料の粒度

表-4.1 実験ケース

ケース	試料	相対密度 D_r (%)	降雨量 R (mm/hr)	R / k_w
A	木曾川堤防砂	41.5	60.1	0.09
B			79.8	0.12
C			100.2	0.15
D	硅砂8号	81.1	40.1	0.37
E			59.9	0.55
F			79.5	0.74
G	硅砂9号	94.9	19.9	0.75
H			30.4	1.14
I			39.7	1.49

(2)実験結果

試験の結果、降雨浸透特性は、ケース A~C と G の比較的スムーズに降雨が浸潤(散水浸潤)する場合、ケース D~F の間隙空気圧の発生に伴ってスムーズな散水浸潤から湛水浸潤に移行する場合、ケース H と I の地表面付近の飽和度が上昇した後に湛水浸潤に至る場合の 3 つに大別される。従来、飽和透水係数より大きな値に相当する降雨量のときには降雨を継続すると湛水浸潤に至ると考えられていて、ケース H と I では表-1 のとおり $R / k_w > 1$ の関係にあつて湛水浸潤のその条件に合致する。一方、ケース A~C と G では $R / k_w < 1$ の関係にあつて散水浸潤が認められたが、ケース D~F では $R / k_w = 0.37 \sim 0.74$ の範囲であるにもかかわらず間隙空気圧の発生に伴って湛水浸潤に至った。この空気圧発生は、浸潤によって地表面付近で低下した透気性に比べて、浸潤によって置換される間隙空気移動速度が卓越する関係にあることが原因の一つと考えられた。計測結果のケース F の例を図-4.19 に示しておく。

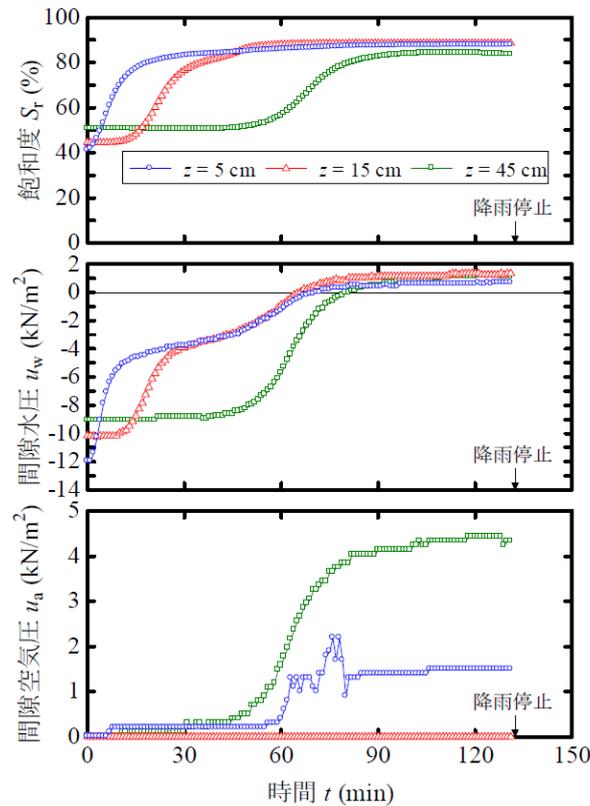


図-4-19 計測結果 (ケース F)

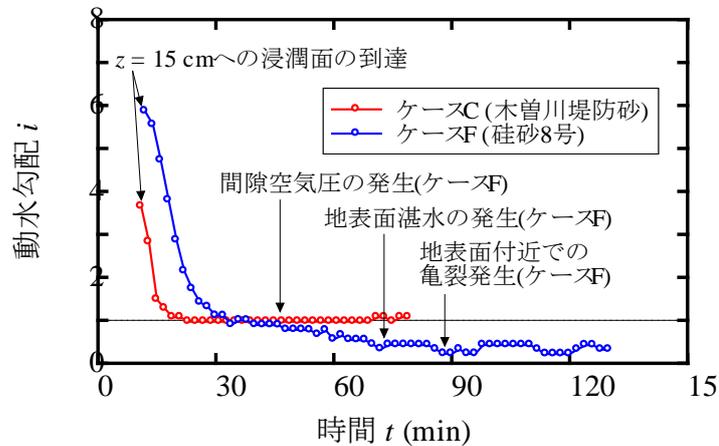


図-4.20 動水勾配 (ケース C&F)

空気圧発生による湛水機構について検討を行った。図-4.20 は、ケース C(木曾川堤防砂)とケース F(珪砂 8 号)を例に、深さ $z = 5 \text{ cm}$ と 15 cm のそれぞれで測定した間隙水圧の値を用いて算出した動水勾配 i の値の経時変化を示したものである。なお、図-4.20 では、降雨による浸潤面が $z = 15 \text{ cm}$ に到達した以降の時間範囲について示した。散水浸潤であるケース C では、動水勾配は、降雨による飽和度上昇時には最大 4 程度の値と大きく現れるが、その後の定常浸透流では 1 程度の値に減少してその大きさが維持される。一方、ケース F では、間隙空気圧の発生時までの範囲に

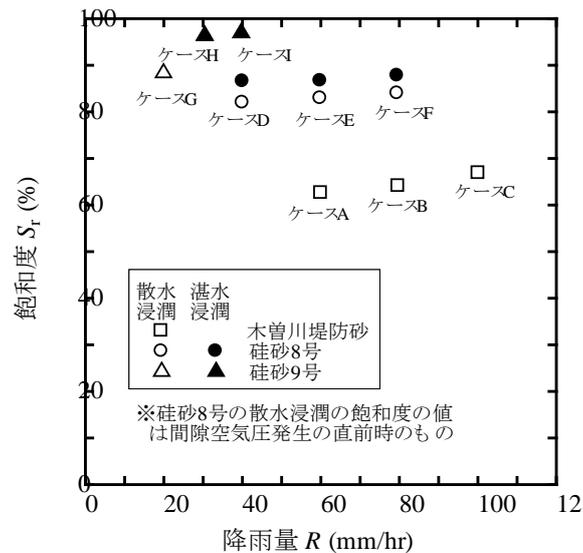


図-4.21 降雨量と地表飽和度

については、ケースCと同様で動水勾配は6程度から減少して1程度の値が継続し散水浸潤の状態であると考えられる。空気圧発生以降には0.5程度の値まで減少し、更に、湛水後には0.3~0.4の範囲の値で推移する。降雨開始後の散水浸潤が生じている状況で、空気圧発生によって浸潤が抑制され地表面からの流入可能流量が降雨量よりも小さい関係に至ったため湛水発生に移行したことが考えられる。図-4.21は、ケースA~Iについて、深さ $z = 5$ cmにおける実験の降雨停止時の飽和度の値(図-4.19参照)を降雨量に対して示したものである。但し、ケースD~Fについては間隙空気圧発生の直前(散水浸潤とみられる)での飽和度の値を併記した。散水浸潤(図中の白抜き印)では降雨量の増加によって飽和度が高くなる傾向であるが、湛水浸潤(黒塗り印)では降雨量の違いによらず同程度である。また、散水浸潤に比べると、湛水浸潤では飽和度が高くなる傾向にある。ケースD~Fでの空気圧発生は、上記のように浸潤速度を抑制する一方で、湛水浸潤に移行することによって地表面付近の飽和度をより高める特徴がある。間隙空気圧の発生によって降雨浸透が抑制され湛水が発生する現象が明らかになり、河川堤防の照査・設計での降雨浸透条件の設定に間隙空気挙動の影響を考慮する重要性が示唆された。

【参考文献】

- 1) 小高猛司・李 圭太・梅村逸遊：越水時に粘りを発揮する礫質堤体土の力学特性,第53回地盤工学研究発表会, 印刷中, 2018.
- 2) 杉井ら：小型堤防による越水から決壊現象における堤体粒度の影響, 第72回土木学会年次学術講演会, 2017.
- 3) 小高ら：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査, 第70回土木学会年次学術講演会, 2015.
- 4) 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.

- 5) 杉井俊夫：河川堤防の浸透破壊と液状化，第49回水工学に関する夏期研修会講義資料，13-A-6,2013.
- 6) 小高猛司，崔 瑛，李圭太，石原雅規，高木竜二，田中貴之，御手洗翔太：「粘性土」堤体土の浸透時の力学特性の評価，第4回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，pp.45-46，2016.
- 7) 小高ら：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，2015.
- 8) 小高ら：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，2015.
- 9) 高木ら：平成27年9月関東・東北豪雨で破堤した渋井川堤防土の三軸試験，第71回土木学会年次学術講演会，2016.
- 10) 石原ら：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，2016.
- 11) 神谷浩二・大場敬士・田中伸幸・伊東侑毅：河川堤防の降雨浸透現象に及ぼす間隙空気挙動の影響，河川技術論文集,第22巻, pp.257-260，2016.

第5章 堤体内の水分量の3次元モニタリング

5.1 多点同時通電方式による高速電気探査装置を用いた模擬堤防での比抵抗連続計測¹⁾

近年、台風の連続的な発生や地元の予期しない豪雨による日本の堤防氾濫が増加している。特定の地方で大雨が長時間続くこのような場合、河川の水位は急激に上昇する。堤防の越流は破堤の主要因であるため、水位が上昇して溢れている間に堤防周辺や堤防内の望活動を行うことが重要である。今回、小型模型実験を使って堤防越流現象をシミュレートする。私たちは、水面上昇をシミュレートするための約5分の1のスケールの小規模堤防と貯水池を庄内川河口3.4kmに構築した。模型堤防に水をほぼ均一に散布することができる堤防の上に、人工降雨用設備を設置した。貯水池の水位上昇と人工的な降雨浸透時の計測値の一つとして、堤体内の浸透現象を視覚化するため、継時的に堤体内の比抵抗率を計測する比抵抗探査を行った。

堤体全領域をカバーするために複数の2D測量線を設定した。複数の測量線の迅速な比抵抗探査 (Electrical Resistivity Tomography, ERT) を実施するため、対象の堤体の透水係数が高い場合を考慮して、送信機8台と受信機8台の多電流伝送抵抗器を使用した。この装置では、複数の電流電極に同時に電流を通電することにより測定効率を向上させることができる。20分間隔で3072件のデータがあり、水位上昇と人工降雨が繰り返される一連の測定を実施した。経時的に変化するERT測定の結果と2次元 (2D) および3次元 (3D) 解析を紹介する。

(1) 小型堤防を用いた湛水・越流実験



図-5.1 堤防湛水・降雨・越流実験場所

第5章 堤体内の水分量の3次元モニタリング

5.1 多点同時通電方式による高速電気探査装置を用いた模擬堤防での比抵抗連続計測¹⁾

近年、台風の連続的な発生や地元の予期しない豪雨による日本の堤防氾濫が増加している。特定の地方で大雨が長時間続くこのような場合、河川の水位は急激に上昇する。堤防の越流は破堤の主要因であるため、水位が上昇して溢れている間に堤防周辺や堤防内の望活動を行うことが重要である。今回、小型模型実験を使って堤防越流現象をシミュレートする。私たちは、水面上昇をシミュレートするための約5分の1のスケールの小規模堤防と貯水池を庄内川河口3.4kmに構築した。模型堤防に水をほぼ均一に散布することができる堤防の上に、人工降雨用設備を設置した。貯水池の水位上昇と人工的な降雨浸透時の計測値の一つとして、堤体内の浸透現象を視覚化するため、継時的に堤体内の比抵抗率を計測する比抵抗探査を行った。

堤体全領域をカバーするために複数の2D測量線を設定した。複数の測量線の迅速な比抵抗探査 (Electrical Resistivity Tomography, ERT) を実施するため、対象の堤体の透水係数が高い場合を考慮して、送信機8台と受信機8台の多電流伝送抵抗器を使用した。この装置では、複数の電流電極に同時に電流を通電することにより測定効率を向上させることができる。20分間隔で3072件のデータがあり、水位上昇と人工降雨が繰り返される一連の測定を実施した。経時的に変化するERT測定の結果と2次元 (2D) および3次元 (3D) 解析を紹介する。

(1) 小型堤防を用いた湛水・越流実験



図-5.1 堤防湛水・降雨・越流実験場所

図-5.1は実験場所を示し、名古屋市の庄内川と新川の背割り堤（庄内川右岸河口から3.4kp）であり、庄内川からの河川水と伊勢湾の海水の汽水域にあたる。河川敷を使用し、堤防高1m、敷幅3.5m、天端幅は0.5mとし、実際の堤防の1つから約5つの尺度である。3次元効果を考え堤防の長さは約10mとした。

河川水を負荷するために貯水池を設けた。堤体基礎の漏水が懸念されたため、堤体基礎部には浚渫した土を改良した土を高密度で転圧し、境界にはベントナイトを散布した。堤防の両端部には、ベントナイトシートを巻いて貯水池の壁となるトンパックとの境界の漏れを防いだ。詳細な工程

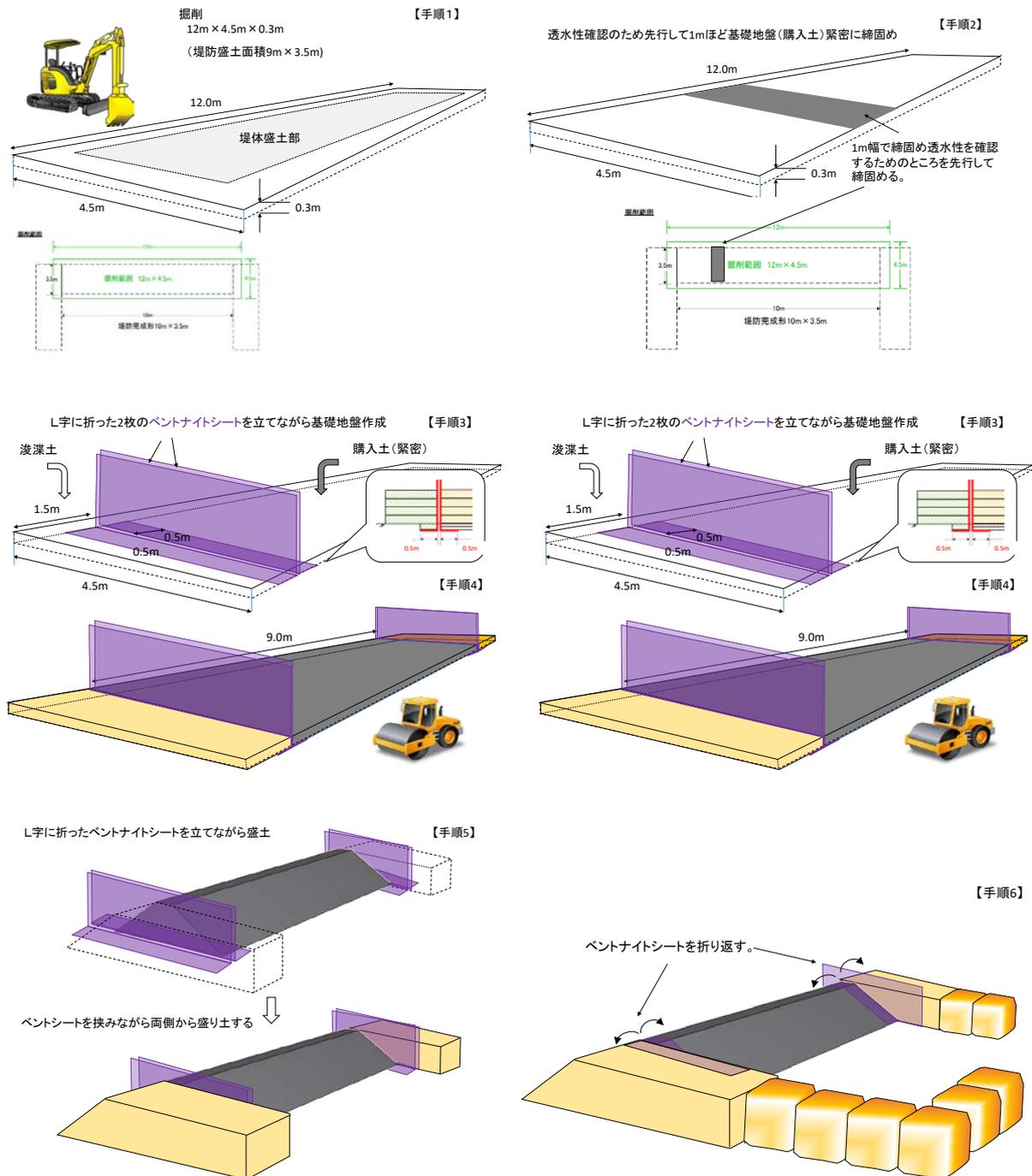


図-5.2 漏水防止を考慮した堤防と貯水池の構築工程(その1)

と様子を図-5.2と写真-5.1に示す.

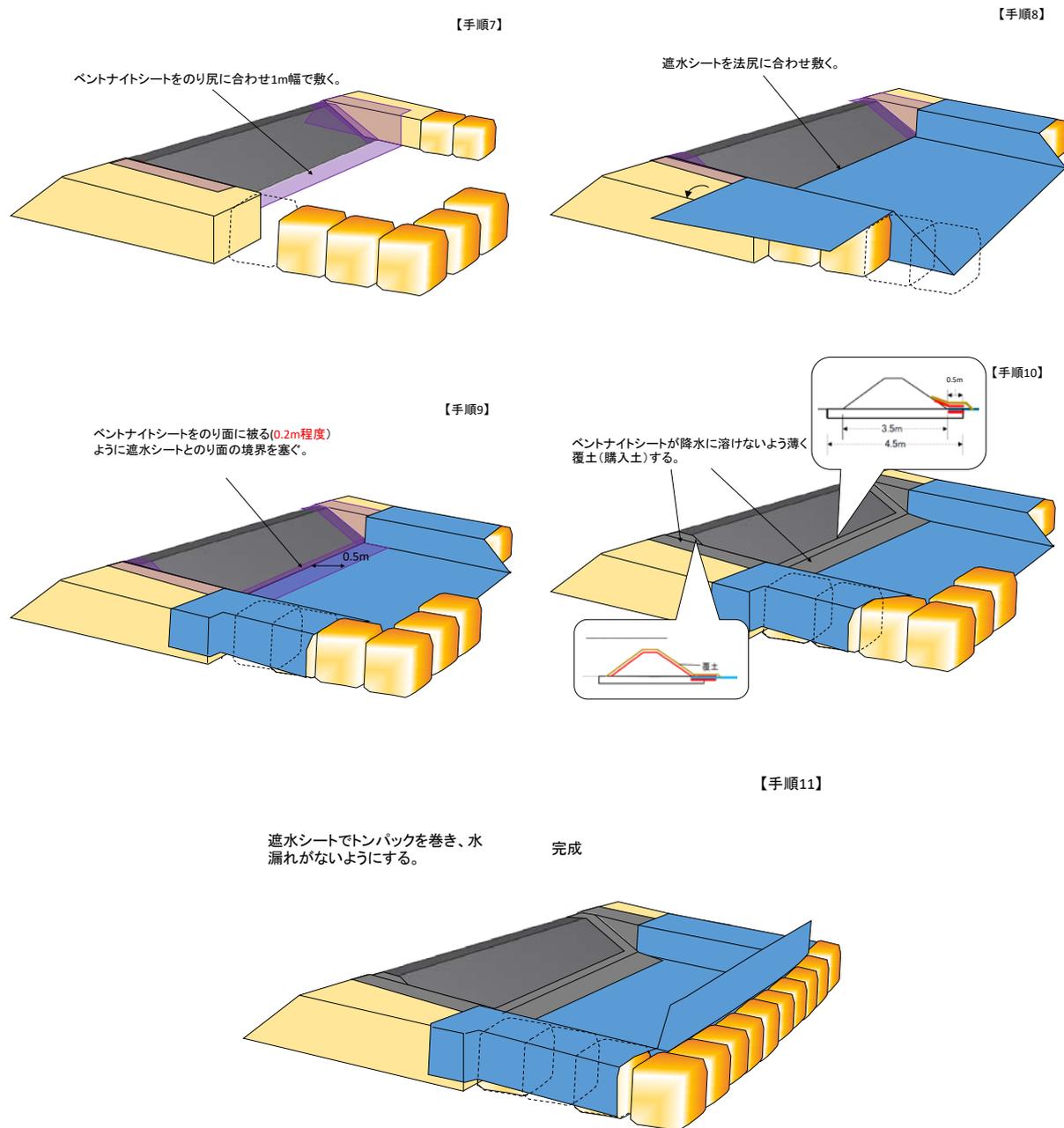


図-5.2 漏水防止を考慮した堤防と貯水池の構築工程(その2)



写真-5.1 堤体基礎の締固め

また,人工降雨発生装置を塩ビパイプにノズル(広角充円錐ノズル SUS303製 BBXP 1/8)をとりつけ, 図-5.3のように堤体まわりに設置した。



写真-5.2 降雨発生装置用のノズル

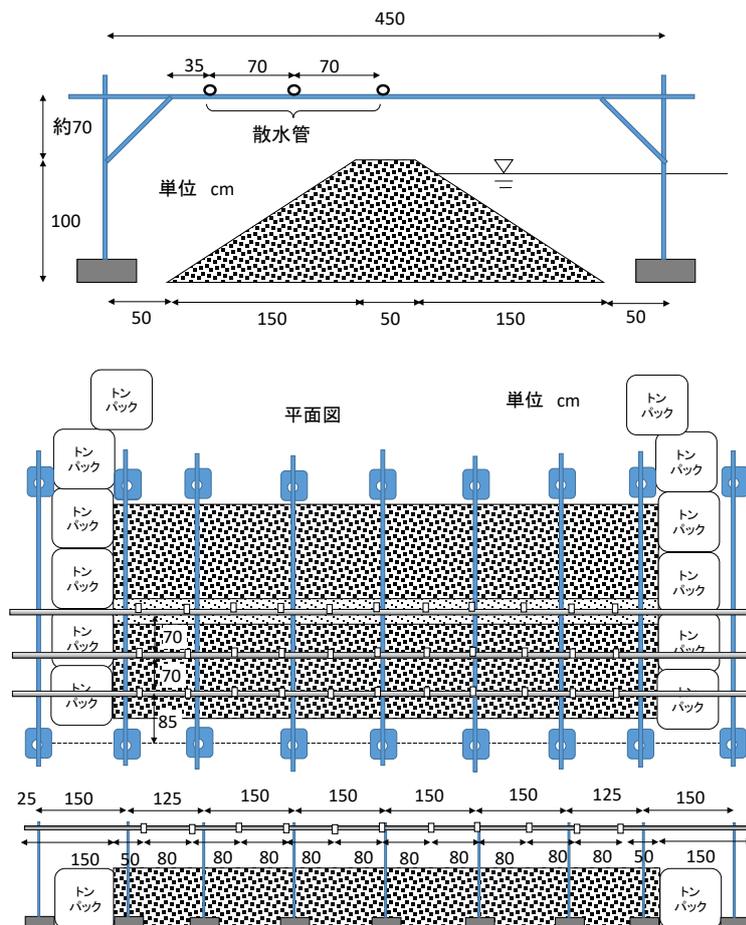


図-5.3 降雨発生装置

実験装置の全体の様子を写真-5.3, 図-5.4に示す.



写真-5.3 実験装置の概要

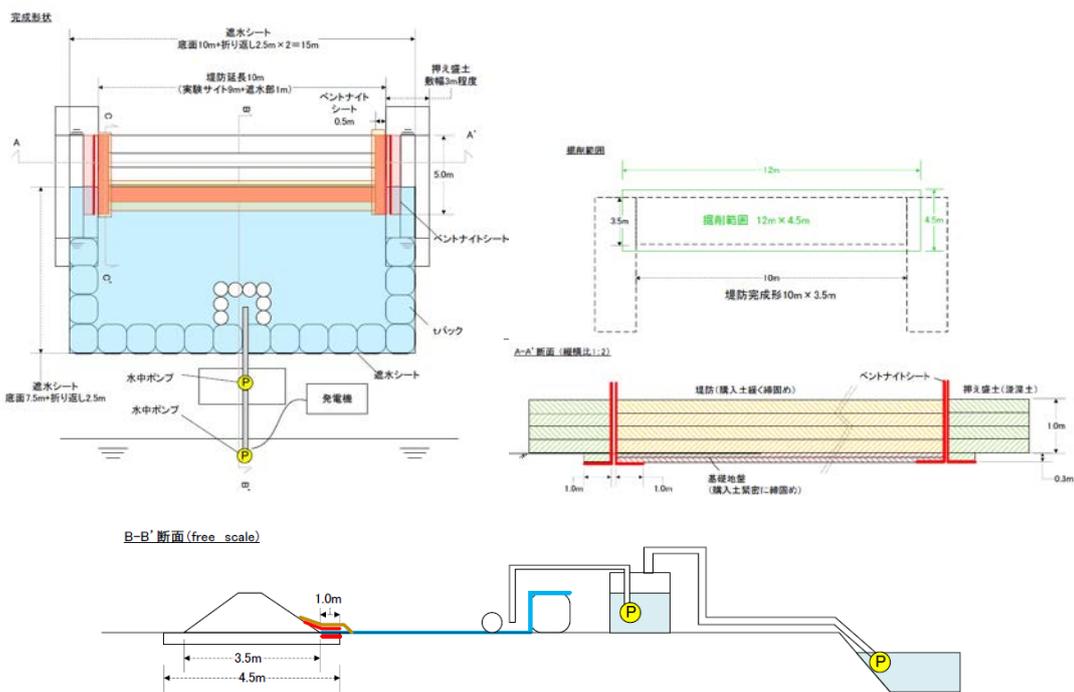


図-5.4 実験堤防と給水地の概要

堤防の土質材料は、基本的には礫質の川砂であった(図-5.5)。堤防の基礎工においては堤体基礎からの漏れを避けるために改良した細粒の浚渫土を埋め込んだ。堤防の後ろに貯水池を設置し、河川水を貯水池にポンプを使用して河川水位を再現した。また、堤防上にはノズル付きスチールパイプを用いて人工降雨装置を設置した。使用した河川水は、前述したように河口付近の庄内川から供給しており汽水であった。

また、築堤25cmずつ巻きだして、RIによる乾燥密度含水比を計測した。その結果を図-5.6に乾燥密度、図-5.7に含水比を示す。黒丸が観測点である。

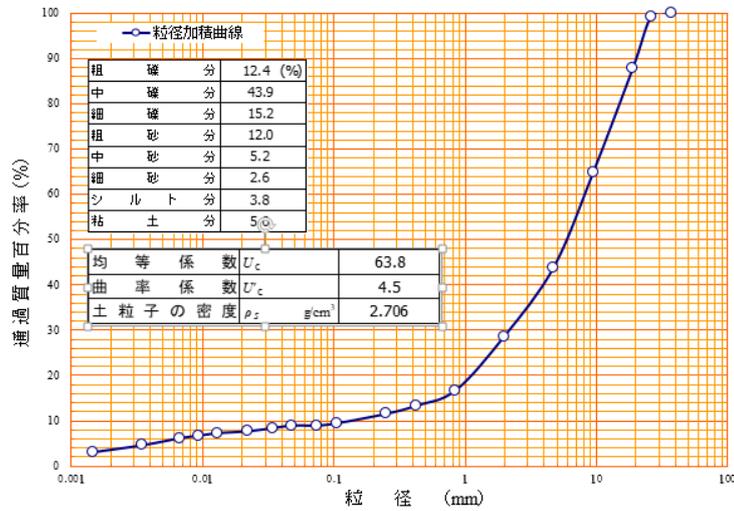


図-5.5 築堤用の堤体材料の粒度分布

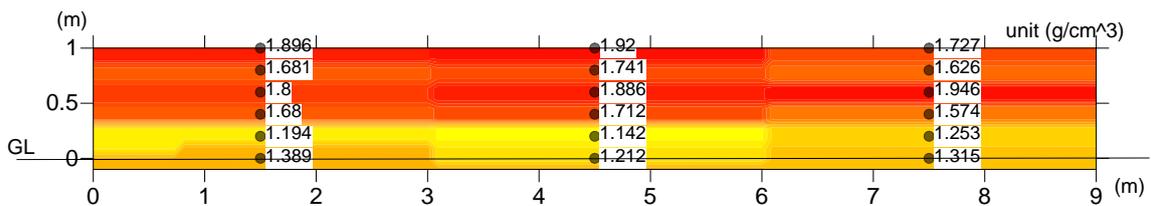


図-5.6 築堤時の堤体の乾燥密度分布 (RI 計測)

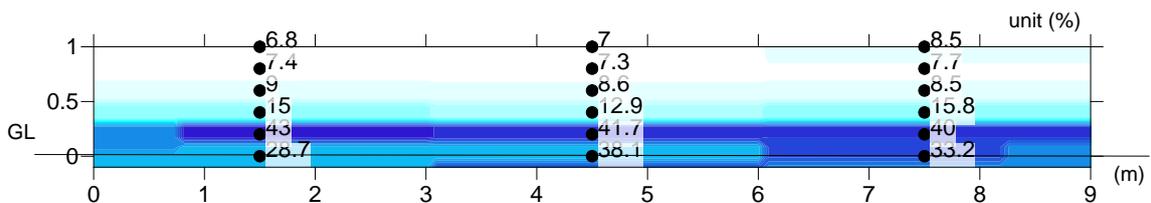


図-5.7 築堤時の堤体の含水比分布 (RI 計測)

これらの図によると、堤体下部の密度が低いことがわかる。当初、 1.8g/m^3 を想定していたが、堤体材料の水分が高く、あまり締固めかたまっていなかったものと図-5.7の含水比分布からも判断できる。また、負圧浸入計による天端の透水係数は、 $k=6.98 \times 10^{-5}\text{m/s}$ であった。

図-5.8にERT測定中の貯水池の水位変動と人工降雨のタイミングを示す。ERT探査を開始後、堤防高1mまで上昇させていった。実際には、前日には洪水と降雨があり、水位は一度52cm上昇していた。

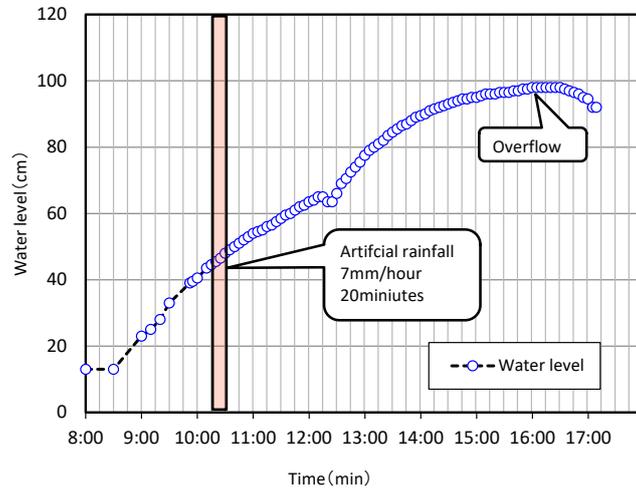


図-5.8 水位および散水時間

(2) 多点同時通電による比抵抗モニタリング

急速な水の動きを捕捉するためのERTモニタリングの効率的なフィールド測定を実現するために、CDMA²⁾ (Imamura, 2011) に基づく多点同時通電技術を適用した。この技術では、符号化された電流波形を用いて複数の電流電極に同時に通電させることができ、受信機と送信機の両方を増やしてすることで、ランダムノイズに対するS/Nを向上させることに繋がる³⁾。写真-5.4に使用した8つの送信機と8つの受信機を有するモニタリング装置を示す。これより、多点通電のセ

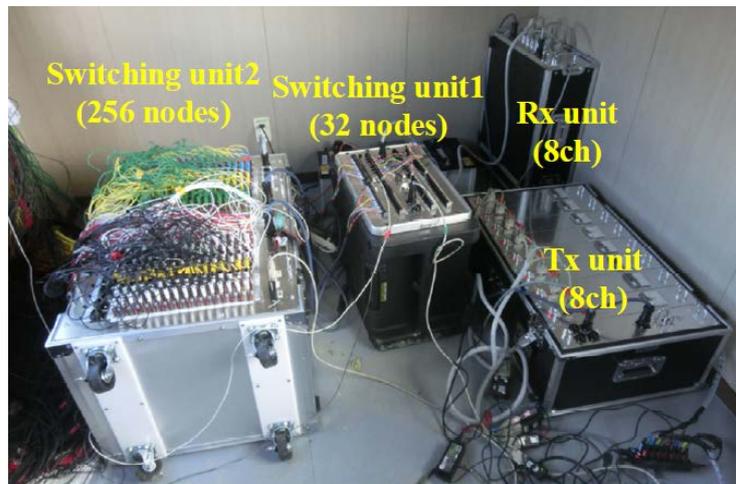


写真-5.4 多点同時通電式高速ERT装置

表-5.1 発信機および受信機の仕様

Transmitter	number of Tx unit	8
	maximum output voltage	±200 V
	maximum current intensity	200 mA
	D/A resolution	16 bit
	output waveform	Coded square waveform
	sampling time	10 ms
	record length	10,000 points
Electrode Switching unit	32, 256 nodes	

Receiver	number of Rx unit	8
	input voltage	±10V
	input impedance	9.4 MΩ
	A/D resolution	24 bit
	LPF	10 Hz
	sampling time	10 ms
	record length	10,000 points

ットで 64 データを取得することが可能となる。2 つの電極スイッチングユニットを使用しており、1 つは送信機と受信機（仕様は表-5.1）に直接接続するための 32 点を有し、もう 1 つは接地された電極と接続するための 256 点を有する。システムはあらゆる種類の電極を適用することができ、小規模の IP 測定 4) に適用可能である。

(3) 現場計測

図-5.9にERT 2D測量線の配置を示す。堤体の全領域、裏のり面に沿った6本の平行線、天端とのり面縦断方向に沿った2本の平行線を設置し、全部で8本の電極をつないだ調査ラインを設置した。図-5.10は、各調査ラインにおける電極アレイおよびデータポイントを示す。電極アレイはポール・ポールアレイである。各測量ラインには32の電極が設置してある。図-5.10に示すように、

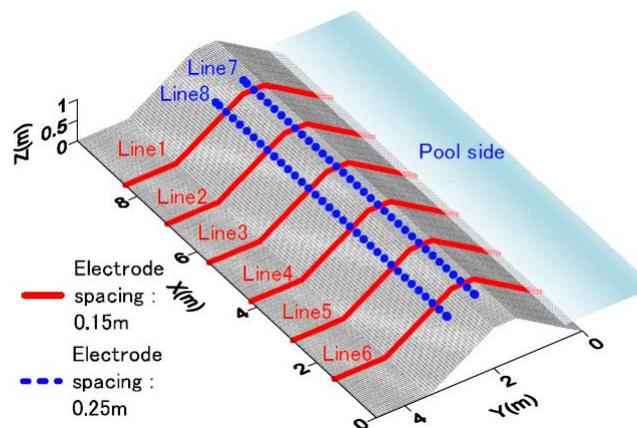


図-5.9 2次元 ERT 測量線の配置

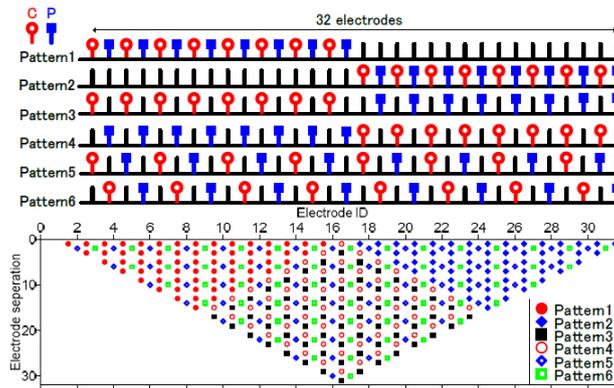


図-5.10 電極配列（上側）の構成とすべてのパターン（下側）のデータ点

8つの送信機と8つの受信機を使用して、6つのパターンのポールポール配列を配置した。一方、電極を電流電極と電位電極の両方として同時に使用することができない場合があるため、電流電極と電位電極が交互に配置した。2D ERT測定はLine1からLine8の順に行い、この測定を約20分間隔で繰り返した。各2D測量ラインには384のデータがあり、2D測量線を照合して、3D分析のために全部で3072のデータとなる。

(4) 2D and 3D inversion

Geotomo ソフトウェア (Loke 2015) 製の RES2DINV および RES3DINVsoftware を使用し、各測量ラインの2次元逆解析 (2D インバージョン) とすべての2D 測量ラインを用いた3次元逆解析 (3D インバージョン) を行った。

図-5.11 に2D インバージョンの結果を示す。水位上昇と人工降雨中の Line4 と Line7 における比抵抗率は、 $Z = 0.2\text{m}$ より約 $30\text{--}50\ \Omega\text{m}$ 高いことがわかる。もともと堤体の比抵抗率はそれが建設された時にはるかに高かったが、人工降雨と水位が $Z = 0.52\text{m}$ まで上昇し、人工降雨が1日前に実施、裏のり側から堤体脚部から漏水を確認しており、 $Z = 0.2\text{m}$ 以下の堤体低部に先行した浸透水の影響を受けて約 $5\ \Omega\text{m}$ であった。図-5.11 (ii) の人工降雨中の比抵抗率と水位上昇の関係を表しており、雨量や水位の上昇により、表層部と底部の比抵抗率の低下が認められる。 $1\ \Omega\text{m}$ 未満の表のり面の最も低い抵抗率の部分は、汽水により飽和した領域と推察される。堤体高さの83%に水位が上昇した 13:24 (図-5.11 (iv)) には全体的に $4\text{--}5\ \Omega\text{m}$ まで比抵抗率値が低下した。時刻 16:32 (図-5.11 (v)) には、堤体高さの98%に水位が上昇したが、比抵抗率 12:24 時点 (iii) から 13:24 時点 (図-5.11 (iv)) の変化に比べて大きな低下がみられなかった。

図-5.12 に3D インバージョンの結果を示す。図-5.12 (i) は、水位が最も高い 16:32 に $Z = 0.4\text{m}$ の平面図を追加した全測線の比抵抗率を、図-5.12 (ii) から (vi) は、高さ $Z = 0.4\text{m}$ の堤体断面における時間経過抵抗率変化を表している。汽水により飽和した $1\ \Omega\text{m}$ 以下の低比抵抗領域の時間変化をはっきりと認めることができる。この低比抵抗領域は、端部と比較して堤体中央でわずかに深く入り込んでおり、築堤時の締固め度の違いが原因と考えられた。

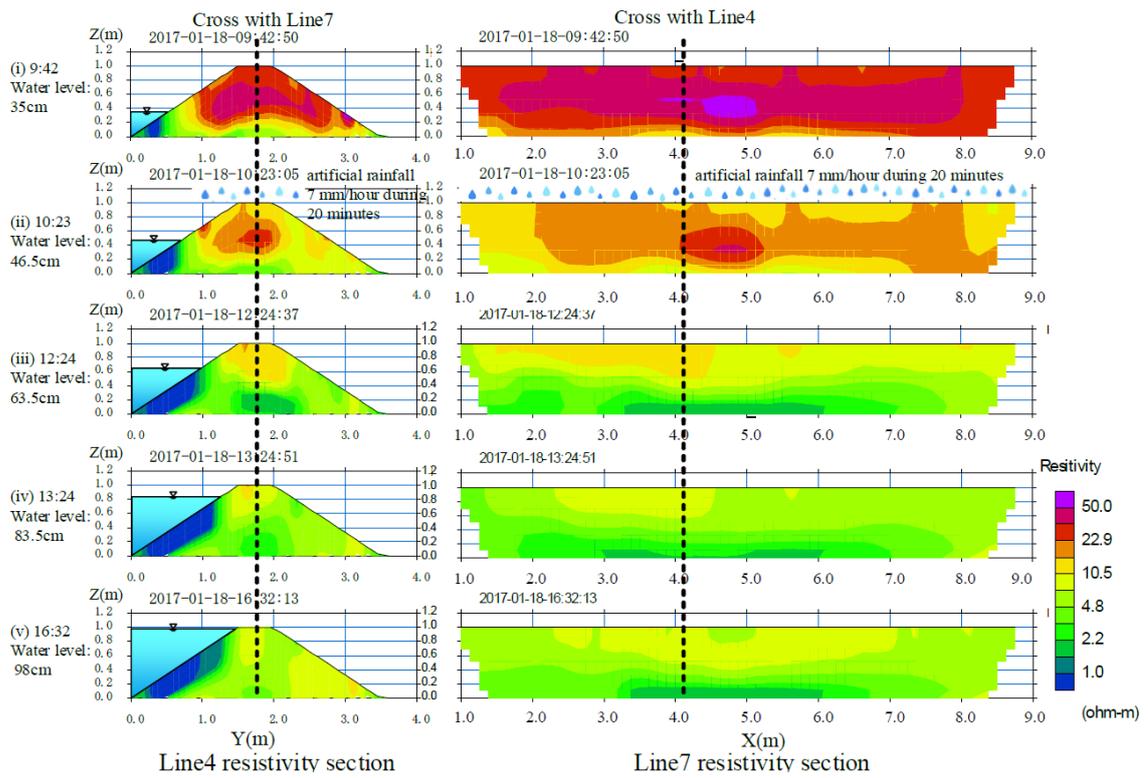


図-5.11 2次元抵抗率反転の結果の例：Line-4とLine-7の時間変化

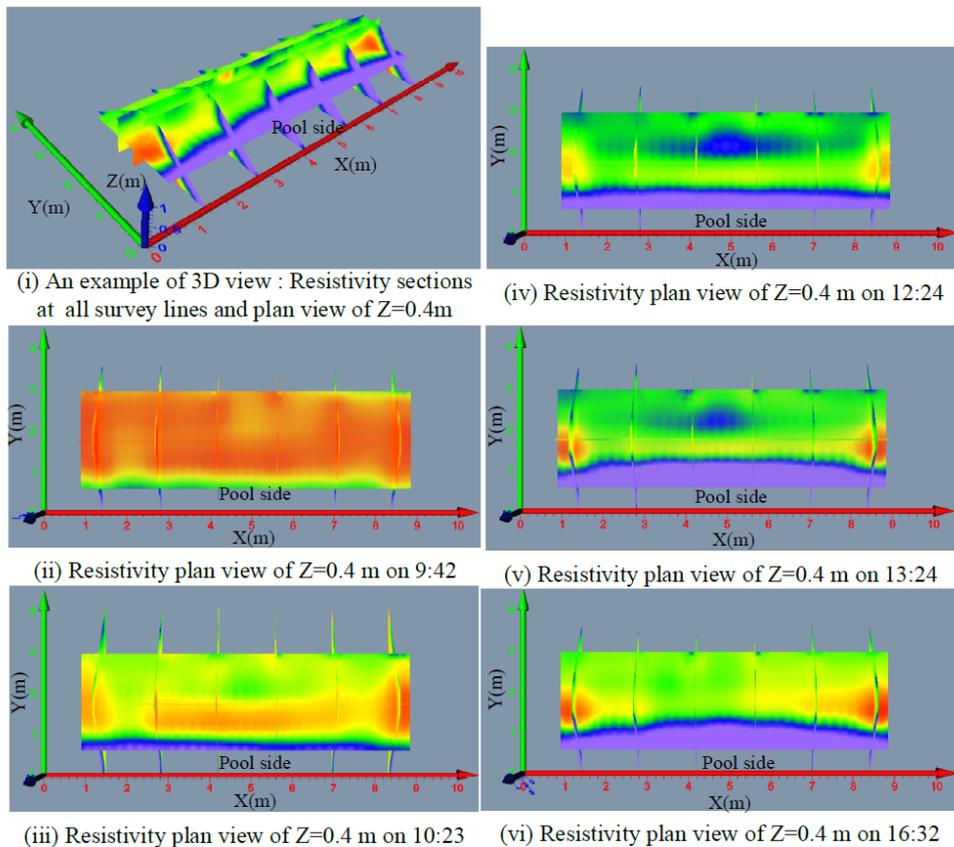


図-5.12 全2D測線を用いた3Dイメージンの例：

(i) 2D測線位置のパネル図，(ii)から(vi) Z = 0.4mの平面図の時間変化

5.2 地盤の浸潤挙動に及ぼす植物根と成層条件の影響

近年、堤防決壊や土砂崩れ、道路陥没等、潜在不安定な地盤状態が起因となる災害が多発している。これらの外的要因は、不安定な大気条件がもたらす集中豪雨や地下水位の変動、老朽化による下水管の破裂等、多岐にわたる。そして、それらのいずれにも共通して局所的な水分移動（以後、選択流）が大きく関わっている。ひとたび選択流が生じると、土構造物内では、浸潤前線が不安定化し、間隙空気の圧縮や自重増加、土粒子の流出を生じ、局所的な弱部を形成してしまう可能性がある。

このような背景の中、本研究では表層地盤の浸潤を左右する環境要因として植物根の幾何学性と不均一成層条件の2つに焦点をあてて浸透現象の解明を試みた。

(1) 二次元散水模型実験

i) 装置及び方法

図-5.13 に実験装置の概略図を示す。本実験では、奥行を短くした2次元浸潤模型を用いており、高さ280mm、幅200mm、奥行10mmの容積に試料を敷き詰めて散水試験を行った。模型底面には土粒子の流出を防ぐ金網と排水条件の検討を可能にするための小孔が複数設けてあり、非排水条件時にはシリコン栓を用いて小孔を塞いでいる。また、散水装置には安定的に均一な降雨強度を保つために、定圧水中ポンプと均等分布ノズルを用いている。

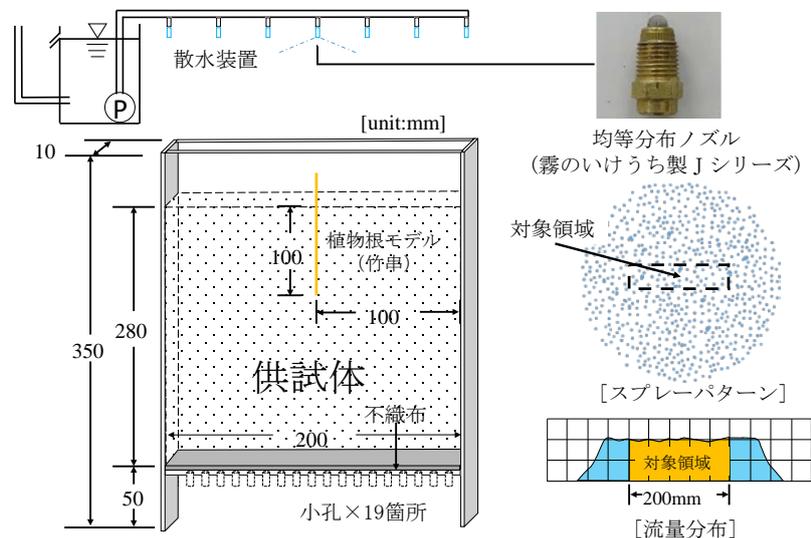


図-5.13 実験装置の概略図

ii) 実験条件

実験条件を表-5.2 に示す。試料には豊浦砂を用いており、変水位透水試験より得られた結果から飽和透水係数が 1.2×10^{-2} cm/s であることが分かっている。供試体は7cmごとに相対密度40%となるよう試料を充填させ作製した。また、植物根をモデル化したケースでは、断面中央に直径

2.5mm の竹串を 1 本地表面から 100mm の深さまで貫入させている。

表-5.2 実験条件一覧

Case	試料	降雨強度 mm/h	底面条件	植物根
1	豊浦砂	70	排水	無
2	豊浦砂	70	排水	有

(2) 実験結果及び考察

実験結果に画像処理を施すことで得られた浸潤線の推移を図-5.14 に示す。この結果より、Case1 が深さ方向におおよそ一次元的な浸潤前線を形成するのに対し、Case2 は散水を開始して 10 分以降に植物根に沿った選択的な流路を形成している。また、25 分以降には串下 5cm あたりで一次元的な浸潤に転じていることがわかる。これは竹串周辺部において、土粒子との境界部に高い連行性を持った間隙構造が形成されるために集水を招き、選択的な流路が発達したためだと考えられる。

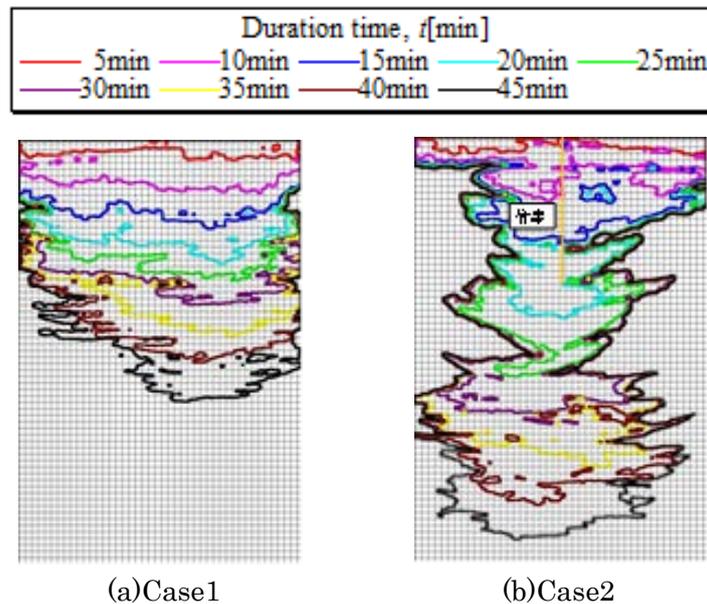


図-5.14 浸潤前線の経過時間

(3) 不均一成層地盤の降雨浸潤解析

表層状態が降雨浸潤に及ぼす影響を明らかにするため、空間的なバラつきを有限要素法の二次元モデルで表現し、不飽和地盤における水分移動式としてリチャーズ式を適用した降雨浸潤解析を行った。また、水分移動特性を表現するモデルには van Genuchten モデルを採用した。

i) 解析モデル

図-5.15 に解析モデルを示す。解析モデルは縦 2000mm×横 1000mm から成る十分に深い成層地盤

を想定し、深度 100mm 地点に材料の境界を波状に与えている。上部境界は系の状態で流入量が規定される系依存型の大気境界条件を採用し、下端境界は排水条件としている。地盤材料は Sand と Clay を採用しており、解析パラメータは表-5.3 に示すとおりである。なお解析モデルの初期条件としてモデル全体に-1000mm の圧力水頭を与えている。

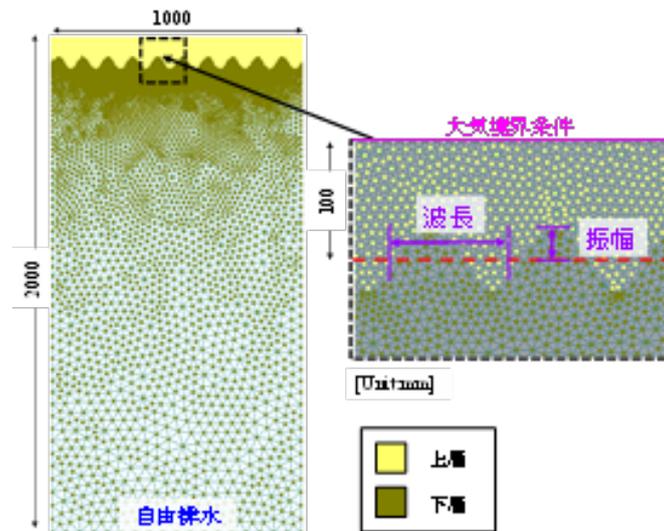


図-5.15 解析モデル

表-5.3 解析パラメータ

地盤材料	Sand	Clay
残留体積含水率 θ_r	0.045	0.068
飽和体積含水率 θ_s	0.43	0.38
フィッティングパラメータ α	0.145	0.008
フィッティングパラメータ n	2.68	1.09
$m=(1-1/n)$	0.6269	0.0826
間隙結合係数 l	0.5	0.5
飽和透水係数 $K_s(\text{cm/day})$	712.8	4.8

ii) 解析ケース

解析ケースを表-5.4に示す。上層をClay、下層をSandとした成層地盤に対し降雨強度5mm/hを与えて

表-5.4 解析ケース

Case	地盤材料		波長 mm	振幅 mm	降雨強度 mm/h
	上層	下層			
1	Clay	Sand	-	0	5
2	Clay	Sand	100	75	5

おり，均一成層地盤(Case1)と不均一成層地盤(Case2)の2ケースを比較した。

iii) 解析結果及び考察

降雨開始から10時間後における体積含水率及び速度ベクトルを図-5.16，図-5.17に示す。図-5.16より，Case1に比べCase2の浸潤前線は深い深度にまで及ぶことが分かる。また，図-5.17において，Case1が鉛直方向に均一で小さな速度ベクトルを持つのにに対し，Case2では，波形の山部分において上層から水分を集水し，局所的に大きな速度ベクトルを形成していることが分かる。

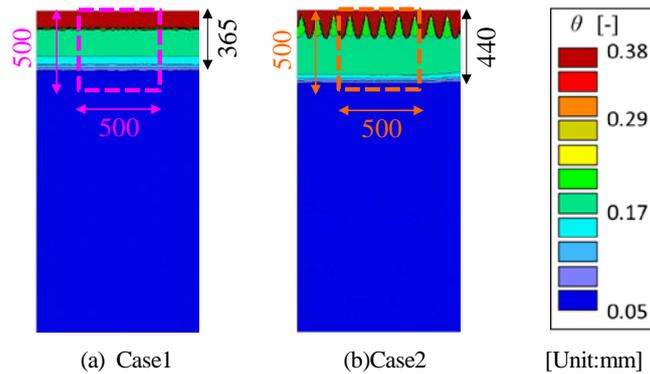


図-5.16 t=10[hours]における体積含水率

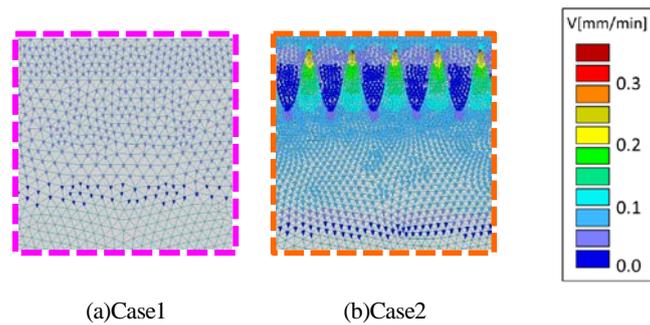


図-5.17 t=10[hours]における速度分布

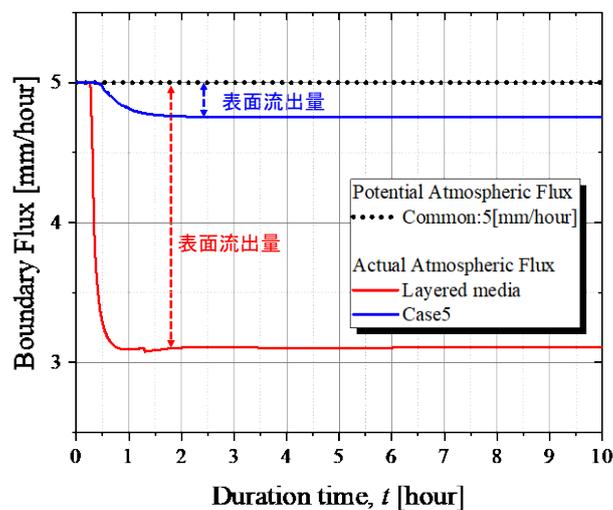


図-5.11 上部境界におけるフラックス

ここで、両ケースについて、上部境界におけるフラックスに着目する(図-5.11)。この結果より、Case 1は降雨強度5mm/hに対し実質流量が著しく低下していることがわかる。一方、Case2では実質流量にわずかな低下しか見られなかった。

このことから、上層に不透水層を持つ表層部において成層条件の乱れが表面流出量を減少させ、深部への浸潤を促進し得ることが確認された。

【参考文献】

- 1) Yamashita, Y., Kobayashi, T., Saito, T., Sugii, T., Kodaka, T., Maeda, K. and Cui, Y.: 3D ERT Monitoring of Levee Flooding Experiment using Multi-current Transmission Technique, 23rd European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics, Mo 23 B09, 2017
- 2) Imamura, S. and Tago, K. Namiki, H.: A Rapid Resistivity Profiling Technique Using Code Division Multiple Current Injection, 73rd EAGE Conference & Exhibition, I004, 2011.
- 3) Yamashita, Y., Lebert, F.: The characteristic of multiple current resistivity profile using Code-Division Multiple-Access technique regarding data quality, SEG Near-Surface Asia Pacific Conference 2015, Expanded abstract.
- 4) Yamashita, Y., Lebert, F. Time domain IP profile by multi-current transmission technique water tank experiment and SP noise effect estimation, 22nd European Meeting of Environment and Engineering Geophysics, Expanded abstract.
- 5) Loke, M.H. [2015] Rapid 2D and 3D Resistivity and IP inversion using the least squares method –RES2DINVx64 Ver4.04 Manual and RES3DINVx64 Ver3.10 Manual: <http://www.geoelectrical.com>
- 6) 柏木淳・前田健一・森河由紀弘：地盤の浸潤挙動に及ぼす植物根と成層条件の影響，第53回地盤工学研究発表会，印刷中，2018.
- 7) 川本健, 宮崎毅, 中野政詩 フィンガー流の形態による塩分溶脱効果の相違, 農業土木学会議論文集, pp.89-96, 1996.
- 8) 長裕幸: フィンガリング流の3次元的な形態について-2成層湛水条件下で発達するフィンガリングに関する研究 (I)-, 農業土木学会議論文集, 179, pp.11-20, 1995.
- 9) 安中 武幸, 川島 麻里枝: 砂層のみかけの接触角が降雨浸潤時に形成するフィンガー流路の性状に及ぼす影響, 農業土木学会議論文集, 241号 p. 149-150, 2006.

第6章 結論

各章で得られた結論をここにまとめる。

第2章では、堤体縦横断面構成の把握と物性値の推定について室内実験および実堤防を対象に試験をおこなった。斜面表層すべりの調査に使用されるSH型貫入試験装置を用い、そこから得られる貫入抵抗波形を用いてサンプリングせずに層の境界を判別、土質の判断に、波形解析を用いた分析を試み以下の結論を得た。

- 礫混り砂，シルト混り砂，砂いずれもフーリエスペクトルの分布に違いがみられ，特徴的であることが得られた。
- 土質が類似しているとフーリエスペクトルの分布も同傾向になるということが得られ，土質種が抵抗波形に影響していると推察された。
- 変動係数を用いた地層境界の判別が可能であるということが確認された。
- 貫入量1mmピッチのデータを読み取ることができる特徴を活かしたSH貫入試験の波形データから粒径の推定に繋がることを得た。
- 本調査法は，容易に実施できることや，0.1mm単位の貫入を計測できる特徴もあることから解析結果の分解能も高く，現行のボーリング間の補完にも有効であり，堤防盛土の3次元構造を可視化できる。

第3章では、土粒子移動と目詰まりの可能性を粒子径および間隙径から検討を行った。Kenneyらの粒状フィルターの内部安定性指標（土粒子流出の判定）をもとに、堤体粒度分布の情報から検討を行った。また、これまで2次元個別要素法（2DEM）では、表現できなかった粒子流出の現象を再現することを試み、次の結果を得た。

- Kenneyらの間隙くびれ径の分布は、排水過程の水分特性曲線から求めることができる。
- 提案する方法は、土試料の疎密をも考慮し内部浸食のポテンシャルを評価することができる。
- 粒径範囲が広がるほど粒度分布の4分の1より小さな間隙くびれ径が現れることが明らかとなり、実務とのギャップの原因になることを明らかにした。
- 粒子間力の減少及び上昇する粒子による増加も部分的に生じることを確認することができた。
- 多粒子限界流速が提案する「粒子有効力」の考え方に有効であることが得られた。

また、基礎的な粒状体からの流出挙動において、動水勾配の増減による繰返し透水履歴の影響を内部侵食と目詰り挙動に着目し実験的に検討した。

- 動水勾配一定載荷では侵食量が収束し、繰返し載荷では繰返し載荷の振幅が大きいほど侵食

量が多い傾向があることが分かった。

- 作用する動水勾配と繰り返し回数，侵食量との間には疲労曲線のようなS-N曲線の関係が在ることが明らかとなり，侵食度合いを予測可能である。
- 動水勾配の減少時にも目詰まりが解消され，ゆっくりと目詰まりが進行する。一方，動水勾配の増加時にも目詰まり解消されるが，透水力が強いため瞬時に目詰まりが発生することが分かった。

第4章では、土質材料の変化や構造物による堤体への影響として、浸透により堤体土質性状の変化について調べている。室内の土質試験，吸水軟化試験から検討を行うとともに，小型模型堤防を使用した越流実験の結果から堤体材料の靱性について検討をおこなった。

- 高透水性基礎地盤が存在する場合，法先付近に高い動水勾配が作用し，破堤に結び付くすべり破壊やパイピングの発生が確認された。
- 低有効拘束圧条件下において，比較的大きなせん断強さが確認され，当該礫質堤体土が越流時に発揮した「粘り」を評価することができた。
- のり面の侵食について検討は行っていないが，まず天端が侵食されなければ越流水深は大きくならず侵食に耐えることができることが考えられ，堤防の靱性を考える一つの要素とみることができる。
- 細粒分含有率が高い堤防土であっても，正規圧密土的な挙動を示す土では浸潤時のせん断強度は非常に小さくなるが，過圧密土的な挙動を示す土では浸潤時においても大きなせん断強度を維持する。

第5章では、堤体内の水分量の3次元モニタリングを意識し、比抵抗モニタリングおよび植物根が浸透現象に与える影響を実験および解析によりモニタリングから検討した。5分の1のスケールで小型堤防を用いた降雨および湛水実験を実施し，高速比抵抗モニタリングを3次元で実施した。

- 精密な時間分解能 ERT 測定により堤体内の浸透を把握することができた。
- この場合，河口付近の河川水である汽水は ERT 測定の良いトレーサーとして働いた。2D 測線データを用いた 3D インバージョンにより，比抵抗率の時間変化の空間分布を理解に有効である。

植物根の幾何学性と不均一成層条件が降雨浸潤に及ぼす影響を把握するため，二次元散水模型実験と降雨浸潤解析を試みた結果からは。

- 模型実験の結果から，植物根により選択的な流路の形成が確認された
- 成層地盤を想定した降雨浸潤解析では，成層条件の乱れが，表面流出量を減少させ，深部への浸潤を促進し得ることが確認された

あとがき

本研究は、平成21年度～平成23年度の「統合システムによる河川堤防の重点強化地点の同定と対策法に関する研究」（代表：中部大学 杉井俊夫）、平成24年度～平成26年度「雨量履歴・水位履歴を考慮した河川堤防の安定性のリアルタイム予測方法の開発と安全性向上に関する研究」（代表：名古屋工業大学 前田健一）に続く、庄内川河川事務所との共同研究である。この間、多くの実験・解析等を行い、河川堤防技術への提案を行ってきた。その中で、研究成果以外に3つのことを学んだ。第1には、堤防管理者側も気になっている点はあるものの、なかなか調査検証に至れない現状であること。これには堤防管理という立場もあるが、管理技術者の異動により情報・意識の継承、伝達が薄れてしまうことにある。しかし、本研究制度は地元大学研究者の参画により、情報の継続性を促進する機会となった。

第2には、複数の研究者との協働により、個々の得意分野からのアプローチにより補いあえたことである。平成21年度～平成23年度の「統合システムに・・・」では、EPSを使った堤体2次元断面の表面波探査と実堤防への散水モニタリング、平成24年度～平成26年度「雨量履歴・水位履歴を・・・」では、透気・遮水シートを用いた浸透実験、そして本研究では、小型堤防の築堤によりストレステストともいえる降雨・洪水実験と3次元サウンディングと、決して一研究機関ではできないことを実施できたのも本研究制度のお蔭でもある。

第3には、河川堤防の地域特性に目を向ける意識の重さである。上記の9年間の研究では、庄内川堤防において現場試験を幾つか実施しているが、それぞれの箇所での特性が大きく異なり、築堤・被災履歴、河道履歴と全く同じものはなかった。直轄堤防で最低限の「物差し」が必要であるが、それ以上に地域特性を測る「物差し」がこれからは重要であり、先に述べた情報・意識の継承、伝達に繋がるものと考えらる。

幸いにして、大きな災害には見舞われなかったが、本研究の成果が安全な堤防を守り続けることに貢献できればと願う次第である。

謝辞

本研究を実施するに当たり、国土交通省中部地方整備局 庄内川河川事務所には試験現場や調査地点の選定、試験工程において多大なご協力をいただきました。特に、調査課長の池原貴一氏にはいろいろとSH型貫入試験において大変お世話になりました。また、調査課の前専門官であった相川隆生氏（現 木曾川下流河川事務所保全対策官）には、小型堤防実験において試料調達等の相談にご協力いただき誠にありがとうございました。また、応用地質株式会社の中支社技術部の佐藤円氏、山口明代氏および計測システム部の山下 善弘氏には、築堤工程の計画、管理から計測実験のご協力を得るとともに、さらに海部建設株式会社の町田様には、築堤用トンパック及び遮水シートの据え付け等では多大なるご協力をいただきました。中日本建設コンサルタント株式会社の早矢仕芳昭氏には堤体のり面の変形計測のご協力をいただきました。ここに改めて皆様にお礼申し上げます。その他には、寒い中、平成29年1月18日の小型堤防の浸透・越流実験では中部地方整備局やコンサルタントから多くの皆さまが見学に来ていただきありがとうございました。

最後に、名城大学、名古屋工業大学、中部大学の学生諸氏には、現場での作業や計測等に現場に出かけ協力をいただき、有難うございました。堤防実験は寒い時期に行われるため、学生の皆さんには大変辛かったと思いますが、本実験が学生諸氏にも貴重な経験で今後の成長の糧となっていたいただければと願います。

本地域課題研究が無事遂行できましたのも、本当に多くの皆様のお蔭であります。ここに、重ねて感謝するとともに、皆様の益々のご発展ご活躍をお祈りいたします。

平成30年3月

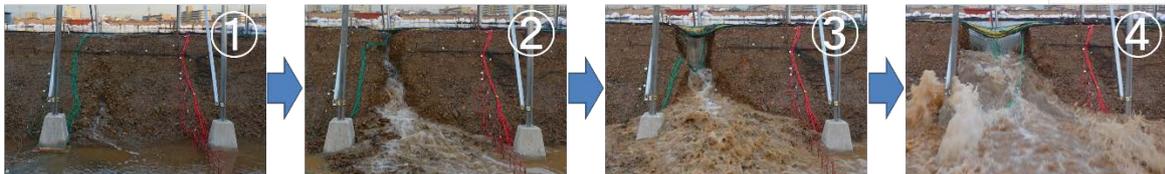
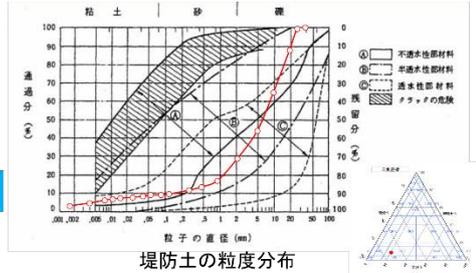
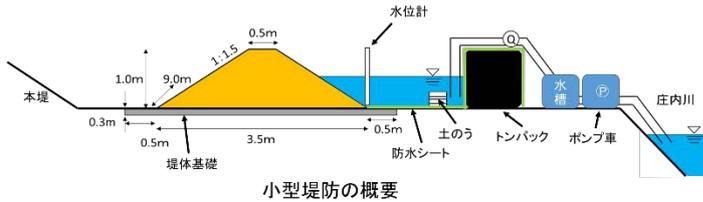
中部大学工学部都市建設工学科

杉井 俊夫



◆小型堤防の概要と観測状況

堤防土の土粒子密度は $2.706(\text{g}/\text{cm}^3)$ 、透水係数は $6.98 \times 10^{-5}(\text{m}/\text{s})$



水位が天端高に達し部分的に越流したが侵食にいたらず、**堤体は安定**しているため、天端の一部をスコップシャベルで削り越流を促進させた。天端切削すぐには細粒分を巻き込み流出し、法面表面をガリ侵食のように侵食するものの、すぐに清水となり越流していても安定となる(①)。その後、4回とも同じように同じ場所の天端表面を切削する(切削深不明で5~10cm程度か)が、同様に僅かな侵食が起こるがすぐに清水となり安定してしまった(②)。そこで、6回目に切削面の下をスコップシャベルで掘り、**オーバーハング状態**にして自重で破壊させ、大きく高さを低くした(③)。その後、**堤防70cmほどの幅で決壊した**(④)。

建設技術フェア 2017in 中部での展示パネルから

執筆担当

杉井俊夫（中部大学）第1章，第2章，第3章3.1，3.2，第4章4.2，第5章5.1，第6章

小高猛司（名城大学）第4章4.1，4.2

前田健一（名古屋工業大学）第3章3.3，第5章5.2

神谷浩二（岐阜大学）第4章，4.4

崔 瑛（横浜国立大学）第4章4.1，4.2

余川弘至（中部大学）第3章3.1，3.2

斎藤秀樹（応用地質㈱）第5章5.1

小林 剛（応用地質㈱）第5章5.1



平成29年1月17日(火)~18日(水) 庄内川右岸堤防 3.1km 実験現場にて