

# 電気抵抗法を用いた洗掘に伴う地盤内のゆるみ挙動の計測

## Measurement of loosening behaviors in the ground due to scoring using electrical resistance method

高木健太郎<sup>1</sup>, 前田健一<sup>2</sup>, 山口敦志<sup>1</sup>, 西村柁哉<sup>3</sup>

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・社会工学専攻・28415051@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学・高度防災工学センター・社会工学科

3 名古屋工業大学・工学部・都市社会工学科

### 概 要

津波や洪水流のような速い流れによる洗掘現象について、近年の研究では高速流体が地盤表層に作用すると、地盤内部に過剰間隙水圧が発生し、液状化層ができることで洗掘を助長させる影響が指摘されている。本研究では、液状化層に着目し、地盤内のゆるみに焦点を当てた実験を行い、電気抵抗法を用いてゆるみの計測を試みた。その結果、目視で確認できる変状やその前に発生するゆるみ現象を電気抵抗の変化から捉えられる可能性を示した。その結果を踏まえ、小型模型堤防を用いた越流実験を行った結果、天端下でのゆるみが生じ、進行している状態を計測できた。また、電気抵抗の変化を正規化することで、比較的拘束圧の低い表層部分、特に法尻付近における流動や崩壊の現象に伴うゆるみを捉えることができた。一方、基盤層の水圧分布に着目すると、堤体のゆるみ発生個所の付近で、水圧差が生じることで堤体へ影響を与えている可能性を示した。

キーワード：洗掘，電気抵抗，ゆるみ，越流，過剰間隙水圧

### 1. はじめに

津波や洪水流のような速い流れによる洗掘現象は、構造物の支持力低下や大規模な地形変化を引き起こし、周辺地域へ甚大な被害をもたらす。2011年3月に発生した東日本大震災における防波堤被害では、防波堤を越流した津波により防波堤背後地盤が洗掘され、防波堤の支持力が低下し、甚大な被害が発生した。また、2015年9月には関東・東北豪雨により鬼怒川堤防が決壊した。主要要因としては、堤防を越水した洪水により川裏法尻から洗掘が進行することで堤体が削り取られたことが挙げられている。

洗掘現象に着目した研究は、地盤表面を移動する流体速度と土粒子の重量、浮力等のつり合いから判定する掃流力による検討が一般的である<sup>1)2)</sup>。しかし、近年の研究では高速流体が作用する地盤表層では浸透等の作用により過剰間隙水圧が上昇し、液状化状態が洗掘を助長させることが明らかになっている<sup>3)</sup>。

また、越流に関する研究では、越流により法面に水が流れる際に、法肩に負圧が、法尻に正圧が発生し、法肩では吸い出しが起き、被害が発生するという報告<sup>4)5)</sup>もある。しかし、過剰間隙水圧のみで洗掘時における地盤内部の挙動を把握することは困難であり、別の指標による評価方法も求められている。

そこで、本研究では従来は不飽和地盤の水分量測定で適用される電気抵抗法を用いて、電気抵抗の変化から地盤内部のゆるみを捉えることを試みた。ここでは、杉井<sup>6)</sup>らの水分計による先駆的な試みを参考にしている。実験では、飽和堆積地盤に地盤底面からの浸透と振動の外力を作用させることで洗掘現象を模擬し、外力作用時の地盤内部のゆるみに着目した実験を行った。また、河川堤防や防潮堤に見立てた小型の模型堤防に越流を作用させる洗掘実験を行い、越流発生前後の堤体のゆるみ挙動についての検討も行った。さらに、越流時の法面の圧力状態についての検討も行った。なお、本稿では、ゆるみを拘束圧の減少、間隙比の増大が起きた状態と定義する(図-1)。

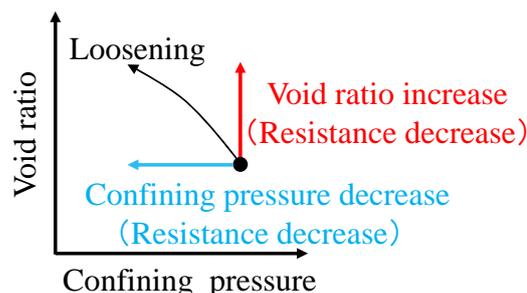


図-1 本稿のゆるみの定義

## 2. 土槽底面からの浸透、振動に伴う地盤内挙動

### 2.1 実験方法及び実験条件

図-2 (a)に実験概略図を示す。実験では、高さ 200mm、幅 200mm、奥行き 200mm の土槽の底部からの浸透機能を有した装置を用いた。また、試料には豊浦砂を用いて、相対密度は 40% に設定した。土槽内部には、多点計測可能な抵抗計に繋いだ電極を設置し、2 端子法で電気抵抗の計測を行った (図-2(b))。

実験は浸透実験 (Case 1-1) と振動実験 (Case 1-2) の 2 種類を行った。Case 1-1 では、飽和堆積砂に土槽底面から注水を行い、洗掘時の地盤への浸透を模擬した。浸透は、動水勾配 0.3 を維持して注水を行った。Case 1-2 では、飽和堆積砂に振動を与え、洗掘時の地盤表層の液状化層を模擬した。振動は、質量 1.0kg のコンクリートブロックを実験装置台の鉛直上方向約 100mm から垂直落下させ、打撃を加えることで与えた。

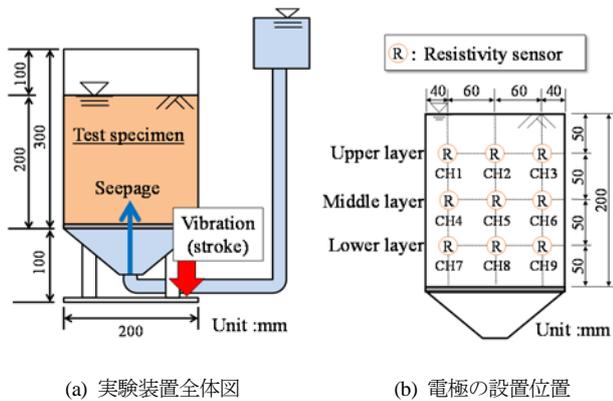


図-2 実験概略図

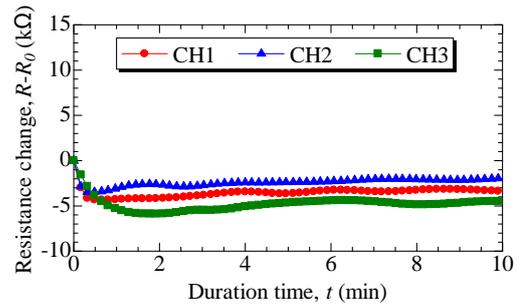
### 2.2 実験結果及び考察

#### 2.2.1 土槽底面からの浸透に伴う地盤内挙動 (Case 1-1)

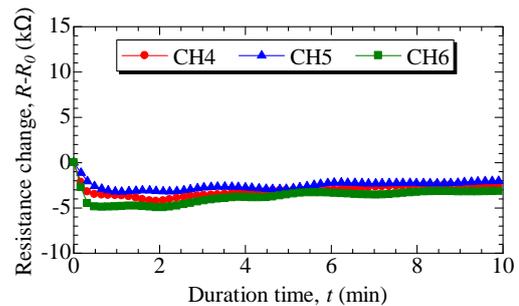
図-3 に Case 1-1 における電気抵抗の増分を示す。浸透開始直後に全ての計測点において、電気抵抗が減少していることがわかる。これは、土槽底面からの浸透流によって、拘束圧が減少することで生じたゆるみを捉えていると思われる。

浸透開始直後の全ての層において、土槽正面右側に配置された計測点 (CH3, CH6, CH9) に着目すると、電気抵抗の減少量が大きいことがわかる。これは、浸透が不均一に地盤へ作用しており、土槽正面右側で多くの水みちが発達した結果、拘束圧がより減少したことによるものだと考えられる。

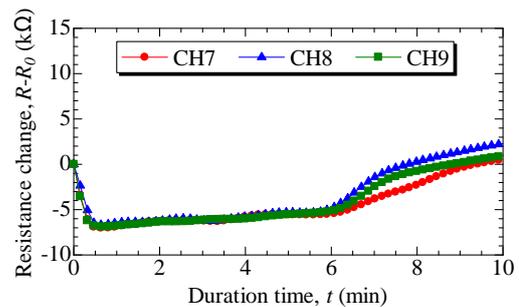
実験開始 6 分後には、下層に配置された全ての計測点 (CH7, CH8, CH9) において電気抵抗の増加がみられた。水みちが発達する際、先端部に塊状のゆるみゾーンが発生し、それが水みちへ成長することで水みち長が増加するというメカニズムが報告されている<sup>7-11)</sup>。従って、電気抵抗の上昇は、時間が十分経過し、下層には水みちの先端やゆるみゾーンがなくなったためだと考えられる。



(a) 上層



(b) 中間層



(c) 下層

図-3 電気抵抗の経時変化 (Case 1-1)

#### 2.2.1 液状化に伴う地盤内挙動 (Case 1-2)

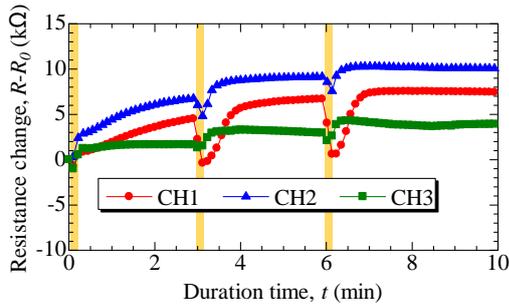
液状化現象は、振動を与えることにより、堆積地盤の間隙水圧は上昇、拘束圧は減少することによって発生する。この時、間隙水圧は下層ほど大きく上昇し、その結果上向きの浸透流が発生すると考えられる。その後、土粒子が沈降し、間隙が小さくなることで堆積地盤は沈下する。このメカニズムを踏まえ、Case 1-2 について考察する。

図-4 に Case 1-2 における電気抵抗の経時変化を示す。振動直後に全ての計測点で急激な反応がみられた。各層での反応をみると、振動直後に電気抵抗が急激に減少し、その後急激に増加していることがわかる。電気抵抗の減少は、振動中に起きているため、上向き浸透流の発生による拘束圧の減少を捉えていると考えられる。また、電気抵抗の上昇は、振動後に起きているため、拘束圧の上昇や間隙が小さくなった状態を捉えていると考えられる。

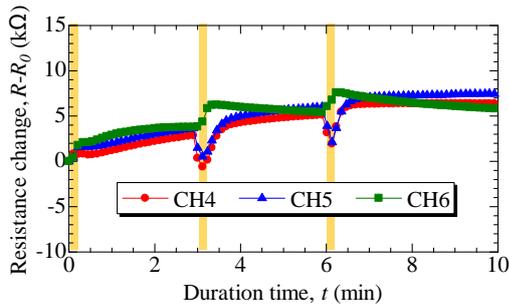
上層に比べ、下層では急激な減少、増加の変化量が小さいことがわかる。これは下層ほど拘束圧が高く、液状化しにくいからだと考えられる。また、同じ層でも計測点によって電気抵抗の増加量が異なるが、この要因として、浸透

流による影響や振動を与えた位置からの距離の影響が考えられる。

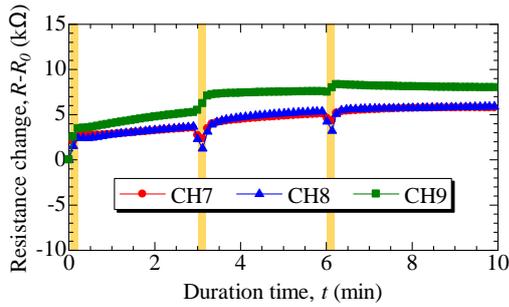
実験開始後 0 分, 3 分, 6 分で振動を与えるにつれて, 振動直後の電気抵抗値の減少量は, 全ての層で小さいことがわかる。液状化のメカニズムより, 液状化が発生すること, 液状化後の地盤は液状化前よりも締固まった状態となる。その結果, 再液状化の発生が抑制され, 間隙水圧の上昇量が小さくなることで, 電気抵抗の減少量が小さくなったと考えられる。



(a) 上層



(b) 中間層



(c) 下層

図-4 電気抵抗の経時変化 (Case 1-2)

### 3. 小型模型堤防を用いた越流洗掘実験 (実験 2)

#### 3.1 実験方法及び実験条件

実験では, 高さ 1000mm, 幅 2000mm, 奥行き 500mm の実験土槽を用いて行った。図-5 に模型堤防の概略図を示す。模型堤防は, 試料に豊浦砂を用いて, 基盤層は飽和, 堤体は含水比 13% の不飽和で作製した。基盤層は高さ 116mm, 幅 1920mm, 奥行き 500mm で作製し, 堤外側基盤層と実

験土槽壁面の間には水の供給パイプを設置した。堤体の大きさは高さ 300mm, 幅 1430mm, 奥行き 500mm で法面勾配は 1:2 である。

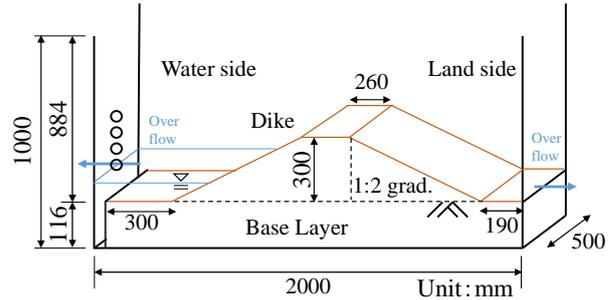
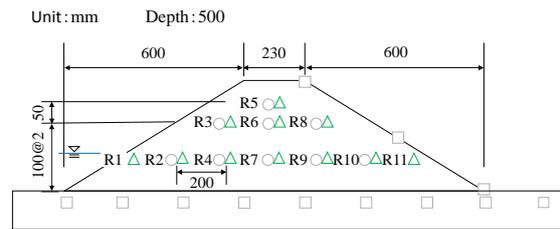
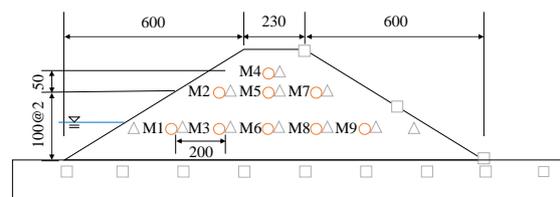


図-5 模型堤防試験装置概略図

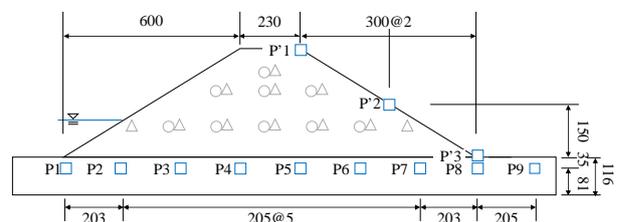
各計測器の埋設位置を図-6 に示す。堤体内には電気抵抗を計測する電極を 11 か所, 土壌水分計を 9 か所, 間隙水圧計を 12 か所埋設した。電気抵抗と水分計では, 堤体内の浸潤課程及びゆるみ挙動を観察した。また, 間隙水圧計では基盤層の水圧分布と, 越流により法面へ水が流れる際の法面表層の圧力を観察した。



(a) 電気抵抗



(b) 土壌水分計



(c) 間隙水圧計

図-6 各計測機器の埋設位置

実験は水位上昇が遅いケース (Case 2-1) と速いケース (Case 2-2) の 2 種類を行った。河川の増水による河川堤防の越流を模擬した Case 2-1 の実験手順は次のとおりである。

- 1) 模型地盤作製後、堤外側で水位を 1cm 維持し、30 分程度待機する。
- 2) 間隙水圧計を 0 にリセットする。(実験中は水圧の増分を計測する。)
- 3) 実験開始と同時に水位を 5cm/min の速度で上昇させ、基盤層からの水位 5cm で 30 分維持する。
- 4) さらに水位を 5cm/min の速度で 5cm 上昇させ、10 分維持する。(越流するまで繰り返す。)

また、津波による防潮堤の越流を模擬した Case 2-2 の実験手順は次のとおりである。

- 1) 模型地盤作製後、堤外側で水位を 1cm 維持し、30 分程度待機する。
- 2) 間隙水圧計を 0 にリセットする。(実験中は水圧の増分を計測する。)
- 3) 実験開始と同時に 4cm/min の速度で上昇させ、越流させる。

### 3.2 実験結果及び考察

#### 3.2.1 堤体の変状進行過程の比較

壁面から見た堤体の変状の時刻歴を図-7、図-8 に示す。なお、Case 2-2 では、水位上昇で用いる水に着色を施している。実験では、Case 2-1 は時間が経過するにつれて法尻から崩れ、77 分 16 秒で越流が発生した。越流では水が流れた部分の砂が少しずつ流されていくことで洗掘が進行していった。Case 2-2 でも時間が経過するにつれ、法尻が崩れていき、7 分 30 秒で越流が発生した。越流では Case 2-1 と同様に水が流れた部分の砂が少しずつ流されていくことで洗掘が進行していった。

越流 30 秒前に着目すると、両ケースとも法尻が流動して崩壊しており(図-6、図-7 の青枠内)、Case 2-1 の方が広い範囲で崩壊していることがわかる。この要因として、水位維持の時間の影響が挙げられる。水位を一定時間維持する Case 2-1 では堤内側まで浸潤するための十分な時間があり、水位が上昇するたびに崩壊範囲が順々に拡大していった。一方、Case 2-2 では水位上昇が速く、堤内側まで浸潤する前に水位上昇していったため、水位に対して法尻の崩壊範囲が狭かったと考えられる。

越流開始 10 秒後に着目すると、Case 2-1 では越流により洗掘された箇所はあるが、法尻の崩壊範囲は越流前とほぼ変わっていない。一方、Case 2-2 では、越流により洗掘された箇所以外でも、法尻の崩壊範囲が大きく拡大している。これは速い水位上昇に浸潤が追い付いていなかったため、遅れて堤内側まで浸潤したと考えられる。

越流時の法面の洗掘を観察すると、両ケースとも越流開始直後に細い水みちが形成され、砂が少しずつ洗掘された。その後、洗掘深が大きくなり、水みち周りの堤体が崩れていくように壊れていった。これは、堤体の地盤材料による影響が大きいと考えられる。堤体に用いた豊浦砂は透水係数が中位であるため、堤体内に水が浸潤しやすくなっている。また、粘着力が低いため、洗掘深が大きくなると堤体が自立しにくくなり、崩壊に繋がったと考えられる。



図-7 堤体の変状過程 (Case 2-1)

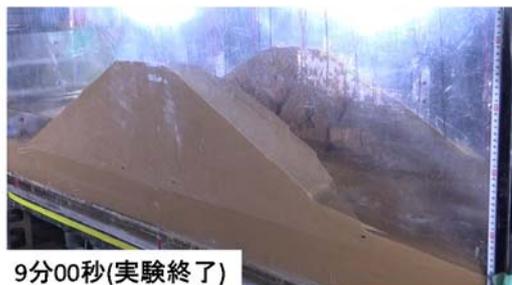
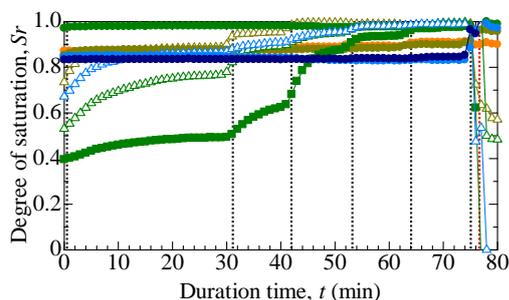


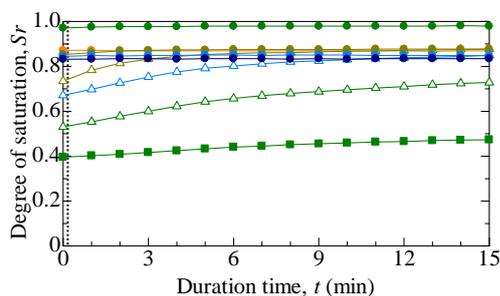
図-8 堤体の変状過程 (Case 2-2)

### 3.2.1 飽和度による堤体の浸潤課程の比較

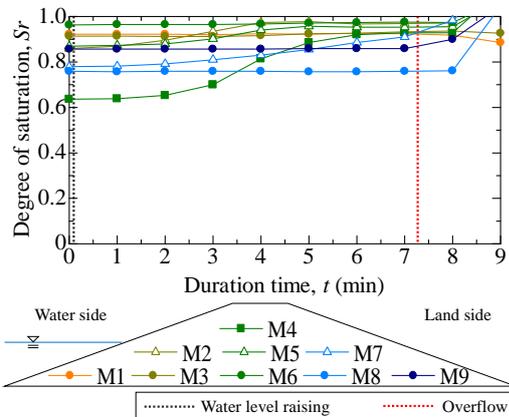
図-9 に飽和度の経時変化を示す。図-9 (a)から Case 2-1 についてみると、堤体下層の水分計 (M1, M3, M6, M8, M9) は実験開始時から高い飽和度を示しており、これは飽和した基盤層から水を吸い上げたためだと考えられる。図-9(b)から実験開始1分の水位上昇に着目すると、堤外側の水位は 50mm であるが、50mm 以上の高さに位置している堤体内の水分計が反応を示している。従って、吸い上げによる浸潤が進行していると考えられる。また、高さ 200mm に位置する水分計 (M2, M5, M7) に比べ、高さ 250mm に位置する水分計 (M4) は飽和度の増加が小さいため、水面に比べ高い位置ほど吸い上げの影響は小さいと考えられる。



(a) Case 2-1 (0-80min)



(b) Case 2-1 (0-15min)



(c) Case 2-2

図-9 飽和度の経時変化

図-9 (b)より堤体中間層 (M2, M5, M7) の飽和度の増加量に着目すると堤外側の M2 が 1 番大きく、天端下と堤内

側の M5, M7 は同等の傾向にあると読み取れる。これは、堤外側は法面と吸い上げによる基盤層からの浸潤の影響を受けているためだと考えられる。一方、天端下、堤内側は吸い上げによる基盤層からの浸潤の影響のみを受けているためだと考えられる。また、堤内側に近い M9 に着目すると、越流前の 75 分から 77 分にかけて急激に飽和度が上昇していることがわかる。これは、図-7, 図-8 のように堤体が流動して崩壊しているためだと考えられる。

図-9 (c)から Case 2-2 についてみると、堤体上層に位置する M4, M5, M7 は越流前まで飽和度が増加している。これは、堤外側の水位上昇に伴う堤体内へ浸潤が進行しているためだと考えられる。また、Case 2-1 と同様に M9 に着目すると、Case 2-2 では越流前に大きな変化が起きていない。従って、浸潤による砂の流動化が Case 2-1 よりも遅れていることが考えられる。

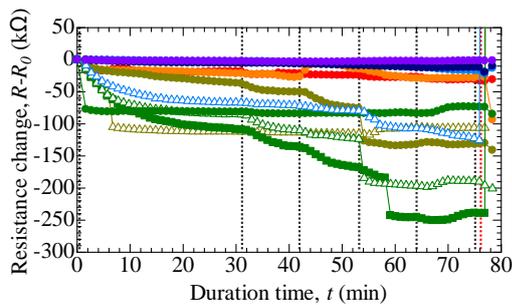
また、両ケースを比較すると Case 2-2 では実験開始直後から M4 を除くほぼ全ての水分計で飽和度が 0.8 以上と高い値を示していることがわかる。これは、Case 2-2 の堤体の作製時に、堤体作製完了から計測開始までの水位維持の過程で、基盤層から堤体内への浸潤に影響を与えた可能性が考えられる。

### 3.2.2 電気抵抗による堤体のゆるみの比較

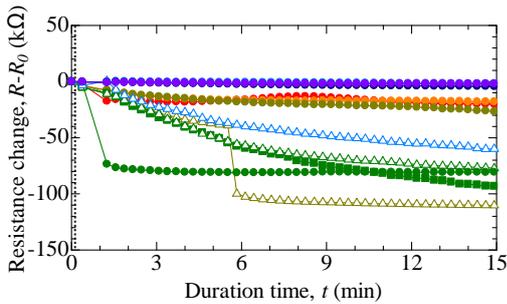
図-10 に各ケースにおける電気抵抗の増分を示す。図-10 (a)から Case 2-1 についてみると、全ての計測点で電気抵抗が減少している。特に堤体中央部 (R3, R4, R5, R6, R7, R8) では大きく減少している。ここで、図-10 (b)から実験開始直後の 15 分間に着目をすると、R7, R6, R5, R3, R8 の順で抵抗値が大きく減少している。以上より、堤体の天端下付近から順に抵抗値が減少する結果を得た。

図-9(b)より、実験開始直後の 15 分間は飽和度をみると、R3, R5, R6, R8 に相当する位置 (M2, M4, M5, M7) については飽和度が増加しているが、R7 に相当する位置 (M6) については、飽和度に大きな変化がないことがわかる。つまり、少なくとも R7 においては浸潤による電気抵抗の減少ではないことが予想される。従って、天端下の下層 (R7) から順にゆるみが発生、進行していくように堤体が弱体化した可能性が考えられる。

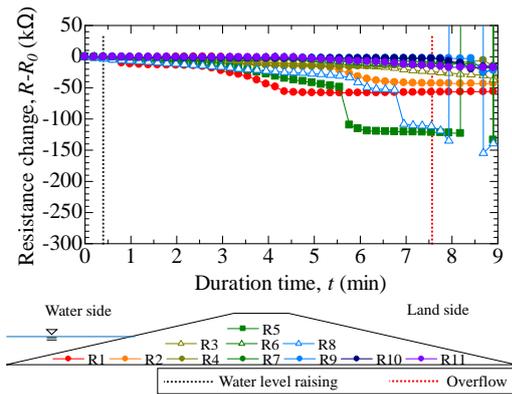
図-10 (c)より Case 2-2 についてみると、Case 2-1 と同様に全ての計測点で電気抵抗が減少している。その中でも、R1, R5, R8, R2 の順に電気抵抗の減少が始まることわかる。また、越流直前では R5, R8 の減少量大きいことが読み取れる。ここで、図-9 (c)から R5, R8 に相当する位置の水分計 (M4, M8) についてみると、越流までの間に飽和度の変化がみられる。従って、電気抵抗値の減少した要因の 1 つとして浸潤の影響を受けている可能性が考えられる。以上より、堤体下層の堤外側 (R1, R2,) から順に、ゆるみが発生したと考えられる。また、天端下 (R5, R8) では浸潤の影響もあるが、大きなゆるみが発生した可能性も考えられる。



(a) Case 2-1 (0-80min)



(b) Case 2-1 (0-15min)



(c) Case 2-2

図-10 電気抵抗の経時変化

### 3.2.3 基盤層における水圧分布の比較

両ケースにおいて、堤体にゆるみが発生した要因として、基盤層の水圧分布が関係していると考えられる。Case 2-1 のように遅い水位上昇と Case 2-2 のように速い水位上昇で基盤層の水圧分布がどのように変化するか検討を行う。

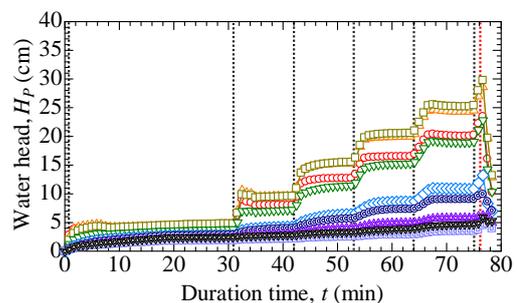
図-11 に各ケースにおける基盤層の水圧分布の経時変化を示す。まず、図-11 (a)より Case 2-1 では水位上昇に伴い増加し、その後一定といった変化を繰り返している。また、堤外側では水圧は高く、堤内側へ向かうほど水圧が低く分布していることがわかる。しかし、P4 と P5 の間で水圧に大きく差がみられる。

次に、図-11(b)より Case 2-2 では、水位を一定で上げ続けたため、水圧が様に増加していることがわかる。Case 2-1 と同様に堤外側から堤内側へ向かうほど水圧は低く分布しており、水圧の最大値は Case 2-1 と同等であることがわかった。また、P4 と P5 の間で Case 2-1 と同等の水圧に大きな差がみられた。

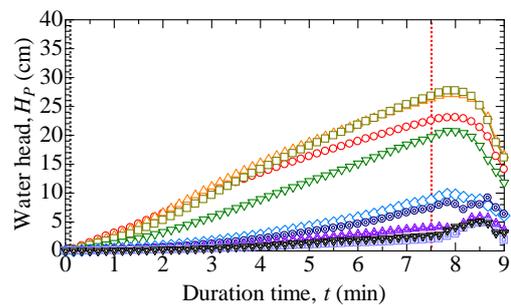
P4 と P5 はちょうど天端下に位置する水圧計であり、ここで圧力差が生じていることがわかった。このことから、本来 P4 と P5 の間で生じるはずであった水圧の一部が堤体で発生したため、基盤層の水圧が低かったと考えることができる。そして、堤体では水圧が増加したため、拘束圧が低下し、ゆるみが生じたと考えられる。図-9 では、両ケースとも天端下でゆるみを生じている可能性があるため、基盤層の圧力差が堤体へ影響を与えていると考えられる。

また、堤外側の水圧計は、両ケースとも越流開始後 30 秒ほど水圧が増加していることがわかる。越流の様子を観察すると、越流開始してから天端が完全に崩れ、水位が低下するまでに 30 秒ほど要していた。従って、天端までの水位が保たれている間、基盤層や堤体への浸潤が進んだため、水圧が増加したと考えられる。

堤内側の水圧計についてみると、両ケースとも堤外側の水圧計がピークを迎えた 30 秒ほど後にピークを迎えているものが多い。この時の堤内側の様子は堤防が崩れ、堤外側の多くの水が流れ込むため、速い流れが基盤層へ作用している。従って、近年の研究<sup>3)</sup>よりわかっているように、堆積地盤に速い流れが作用することにより、過剰間隙水圧が発生していると考えられる。この過剰間隙水圧により、地盤表層が流動層のようになり、洗掘現象を助長する要因となる。



(a) Case 2-1 (0-80min)



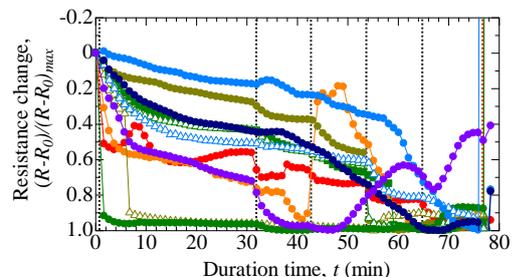
(b) Case 2-1 (0-15min)

図-11 基盤層の間隙水圧の経時変化

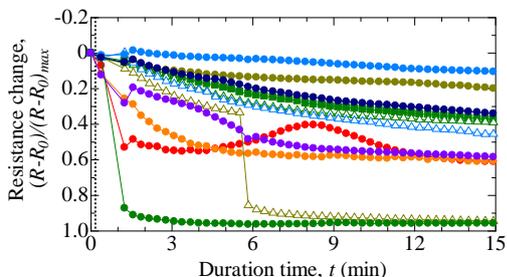
### 3.2.4 正規化した電気抵抗による堤体のゆるみの比較

電気抵抗は拘束圧の増減によっても変化することがわかっている。実験開始時における堤体内に設置した電極について考えると、堤体中央へいくほど拘束圧は高くなり、逆に表層は拘束圧が低いため、電気抵抗の変化量は小さくなると考えられる。従って、各計測点の電気抵抗を最大値で除して正規化した経時変化についても考える。

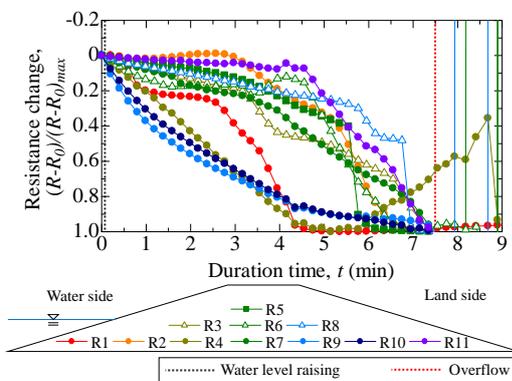
図-12 に正規化した電気抵抗の増減の経時変化を示す。はじめに、図-12 (a), 図-12 (b)で法尻部分にあたる R11 に着目すると、実験の早い時間帯で電気抵抗が大きく減少している。図-9 (a)では、飽和度はほぼ変化していないため、法尻の流動、崩壊に伴うゆるみを捉えていると考えられる。また、R9 や R10 について着目すると時間が経過するにつれて減少していき、R9 は 60 分、R10 は 43 分で急激に減少していることがわかる。実験では、法尻から法肩方向へ順に流動、崩壊が起きたため、電気抵抗が流動や崩壊を捉えることができているならば、おおそ正しく推移していると思われる。



(a) Case 2-1 (0-80min)



(b) Case 2-1 (0-15min)



(c) Case 2-2

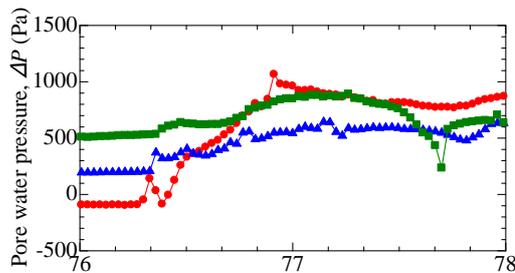
図-12 正規化した電気抵抗の経時変化

図-12 (c)から R11 に着目すると、実験開始 5 分後から急激に電気抵抗が減少していることがわかる。堤体は実験開始 6 分後に法尻から崩壊したが、それ以前から生じていたゆるみを捉えることができていたと思われる。

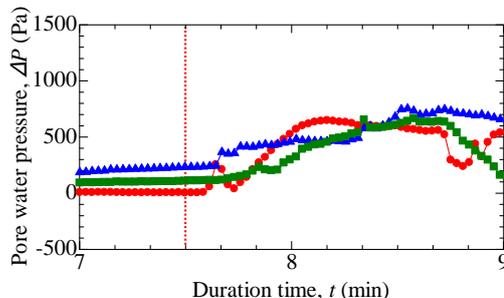
### 3.2.5 法面における間隙圧の変化

図-13 に各ケースにおける法面の間隙圧の経時変化を示す。両ケースとも、法尻に埋設された P'1 では水が流れると間隙圧は増加し、水圧計が露出すると間隙圧は減少している。報告<sup>57)</sup>から法尻では負圧が生じると想定していたが、異なる結果となった。その要因として、越流の流量や今回堤体として用いた豊浦砂の高い透水性が影響していると考えられる。

法面に埋設された P'2 では、法尻に埋設された P'1 と同じく越流が起きてすぐに水が流れたため、P'1 とほぼ同時刻に間隙圧が増加した。しかし、その後は P'1 のように間隙圧が減少していないことがわかる。これは、水圧計の露出後に水流に水圧計が反応していたためだと考えられる。



(a) Case 2-1



(b) Case 2-1

図-13 法面の間隙水圧の経時変化

法尻に埋設された P'3 は、両ケースとも越流が起きてから徐々に間隙圧が増加した。その後、1 分以上経過してから間隙圧が減少していった。実験を観察すると、堤体は次第に大きく崩壊していき、運ばれてくる砂の量が多くなっていき、露出までに時間を要している。越流開始 1 分後からは、堤体から運ばれてきた砂も流れていき、法尻付近まで洗掘されていたことが確認できた。従って、P'1, P'2

と異なる間隙圧の推移となった要因として、越流が起きてすぐに水が流れていたが、同時に堤体で洗掘された砂も運ばれてきたため、水圧計が露出するまでに時間を要したことが考えられる。

#### 4. 結言

本稿では、従来は不飽和地盤の水分量測定で適用される電気抵抗法を用いて、電気抵抗の変化から地盤内部のゆるみの挙動の計測を試みた。その結果、飽和地盤に外力（浸透、振動）を作用させる実験では以下の結論を得た。

- 1) 目視で確認できる変状やその前に発生するゆるみ現象を電気抵抗の変化から捉えられる可能性を示した。小型模型堤防を用いた越流実験では、以下の結論を得た。
- 1) 水位上昇速度が越流前の堤体の崩壊範囲に影響を与えていることがわかった。また、水分計を用いた堤体内の浸潤課程からみても、水位上昇速度による影響を受けていることが伺えた。
- 2) 電気抵抗による堤体のゆるみ挙動の計測では、堤体下層の堤内側から堤外側へ順にゆるみが発生、進行していく挙動が読み取れた。また、電気抵抗を正規化すると、堤体表層、特に堤内側での流動や崩壊などの現象の進行を捉えることできた。このように、各計測点におけるゆるみの大きさを判断するには増減グラフが適しており、ゆるみの進行、特に堤内側表層部分について判断するには正規化した増減グラフが適していると考えられる。
- 3) 基盤層の水圧分布では、天端下で圧力差が生じることで、堤体へ影響を及ぼす可能性を示した。この要因として、堤体や基盤層の地盤材料の透水性も関係があると考えられる。
- 4) 法面における間隙圧の変化についての検討を行ったが、法肩における負圧は確認できなかった。その要因として、越流の流量が少ないことや堤体の地盤材料の透水性が高いことが影響していると考えられる。

以上を踏まえ、今後、越流の際に十分な流量の確保し、また、越流の継続作用についても検討を行う必要があると

考える。さらに堤体や基盤層の地盤材料を変えて実験を行い、地盤材料による堤体のゆるみ、崩壊過程の影響についての検討も行う必要があると考える。計測方法については、多点・高速化を行い、ゆるみトモグラフィの経時変化を行う予定である。

#### 謝辞

本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金基礎研究(B)23360203の助成を受けたものである、ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 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.
- 2) 芦田和男，道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文集，第206号，pp.59-69,1972.
- 3) 今瀬達也，前田健一，伊藤嘉，三宅達夫，鶴ヶ崎和博，澤田豊，角田紘子：間隙圧の変化に着目した開水路流れ及び越流による洗掘メカニズムの実験的考察，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.68，No.2，pp.I.836-840. 2012.
- 4) 文部科学省研究開発局国立大学法人東京大学地震研究所：平成26年度「日本海地震・津波調査プロジェクト」成果報告書，pp.34-37，2015.
- 5) 加藤広之，林健太郎，中村隆，中山哲巖，八木宏，森健二，五十嵐雄介，鈴木彰：東北地方太平洋沖地震津波による漁港海岸保全施設の被災要因の検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.68，No.2，pp.I.1386-I.1390，2012.
- 6) 杉井俊夫，余川弘至，山田公夫，浅野憲雄，高田拓哉，小嶋拓也：堤体基礎の浸透破壊現象への限界流速の適用，第50回地盤工学研究発表会，pp.963-964，2015.
- 7) 中島秀雄，長瀬迪夫，飯島豊：X線を用いた土の浸透破壊実験とその考察，応用地質年報，No.9，pp.21-41，1987.
- 8) 小林剛，前田健一，齊藤啓，伊藤嘉，阿部知之：河川堤防材料の浸潤挙動に及ぼす降雨強度及び浸潤速度の影響とモニタリング手法の比較，河川技術論文集，Vol.19，pp.69-74，2013.
- 9) 檀上徹，高倉伸一，有光悠紀，藤本将光，石澤友浩，深川良一：重要文化財後背斜面における比抵抗法電気探査を用いた地下水帯の把握，歴史都市防災論文集，Vol.9，pp.9-16，2015.
- 10) 島裕雅，梶間和彦，神谷英樹：建設・防災・環境のための新しい電気探査法 比抵抗映像法，古今書院，1995，206pp.