

界は多孔アクリル板で仕切られている。

実験模型は矢部川の被災箇所を参考に、透水性基礎地盤上に粘性土主体の堤防が築造された場合¹⁾を想定し、藤森粘土の堤体(堤高50mm, 天端幅300mm, 奥行き150mm)を基礎地盤上に作成した。基礎地盤(幅600mm, 奥行き150mm)は、下層は平均粒径3mmの珪砂2号(層厚50mm)とし、その上層の層厚と土質材料を変えた5ケースにて実験を行った。なお、土槽底面は、水圧水頭を計測するマンメータの上端まで藤森粘土(層厚20mm)とした。

表-1 実験ケース

Case	堤体	基礎地盤			
		上層(被覆土層)		下層	
		土質	層厚(mm)	土質	層厚(mm)
1	藤森粘土	珪砂4号	10		
2		珪砂4号	30		
3		珪砂4号	50	珪砂2号	50
4		珪砂9号	10		
5		カオリン粘土	10		

本実験で用いた藤森粘土、カオリン粘土および珪砂の各種土質試験結果を表-2に示した。珪砂に関しては、土の透水試験(JIS A 1218, 定水位)を実施した。なお、比貯留係数、体積含水率と藤森粘土とカオリン粘土の透水係数については、河川堤防の構造検討の手引き²⁾の値を用いた。

表-2 土質試験結果

		珪砂2号	珪砂4号	珪砂9号
施工時含水比	%	10	10	10
乾燥密度	g/m^3	1.44	1.39	1.47
透水係数	m/s	4.96×10^{-3}	3.54×10^{-3}	1.17×10^{-3}
平均粒径	mm	3.0	1.0	0.075 未満
		藤森粘土		カオリン粘土
施工時含水比	%	20		30
乾燥密度	g/m^3	1.52		1.44
透水係数	m/s	1.0×10^{-8}		1.0×10^{-8}
平均粒径	mm	-		-

(2) 水位条件

実験模型作成にあたり、給水槽と土槽間の多孔アクリル板は給水槽の水位(以下、外水位)が堤体に直接作用しないよう、基礎地盤地表面より上方は養生テープで非排水条件とし、外水位は基礎地盤のみに浸透させた。また、土槽と排水槽間の多孔アクリル板は行止り構造を再現するため、同じく養生テープにより非排水条件とし、基礎地盤表面の漏水のみ、排水槽へ排出されるようにした。

各ケースとも、実験開始前に外水位を基礎地盤地表面の位置で6時間以上保持して飽和させた。

外水位はすべてのケースで毎分10mmでの上昇を基本とし、外水位は給水槽内標尺にて常時確認し、基礎地盤からの排水に応じて上昇速度を一定に保つよう調整した。

(3) 計測方法

外水位を上昇させた後の基礎地盤の変形等の状況については、目視とスチルカメラ、ビデオカメラによって観察した。スチルカメラは、30秒毎に撮影した。実験時は、レーザ測距器および多点の写真撮影によるSfM(Structure from Motion)で地盤変形量の計測を試みたが、堤内地が湛水して水面が形成されたため、測定が困難な状況であった。そのため、堤内地盤の変形量については、横断方向からののり尻の定点撮影記録写真の解析を行った。地盤変位が発生した箇所のピクセルを追うことで、変位量をピクセル換算で算出し、1ピクセル当たりの撮影対象物長さから地盤変位量を算出した。なお、本研究では基礎地盤上層が実験開始から1.0mm以上変位が発生した時点で盤膨れと判断した。

基礎地盤の透水層底面の圧力水頭は、図-1に示すように、土槽に設置したマンメータで計測した。パイピングによって基礎地盤の水みちが給水槽側から堤内側に連通し、圧力水頭と外水位が低下した時点(パイピングによる決壊)で実験終了とした。

3. 実験結果

(1) 実験結果概要

a) ケース1(珪砂4号層厚10mm)

図-2のように湛水状態の堤内側基礎地盤に盤膨れが発生した後、パイピングが発生した。

開始から490秒経過後、外水位GL+66mm(平均動水勾配(外水位とのり尻を結んだ直線の勾配, 以下、 i_{ave})=0.22)でのり尻から堤内側61mmの位置で盤膨れが発生した。490秒経過後、外水位GL+80mm(i_{ave} =0.27)でのり尻の模型手前から10mmの位置で噴砂が発生した。663秒経過後、外水位GL+109mm(i_{ave} =0.36)で大規模な噴砂が発生し、外水と連通したため、実験終了とした。

b) ケース2(珪砂4号層厚30mm)

図-2のように堤内側基礎地盤に顕著な表面変位が発生せずに、パイピングが発生した。

開始から160秒経過後、外水位GL+25mm(i_{ave} =0.08)でのり尻から堤内側20mmの位置で気泡が発生した。240秒経過後、外水位GL+40mm(i_{ave} =0.13)で堤体のり尻の泥濘化が進行した。709秒経過後、外水位GL+115mm(i_{ave} =0.38)で大規模な噴砂が発生し、外水と連通したため、実験終了とした。

c) ケース3(珪砂4号層厚50mm)

図-2のように湛水状態の堤内側基礎地盤に顕著な表面変位が発生せずに、パイピングが発生した。

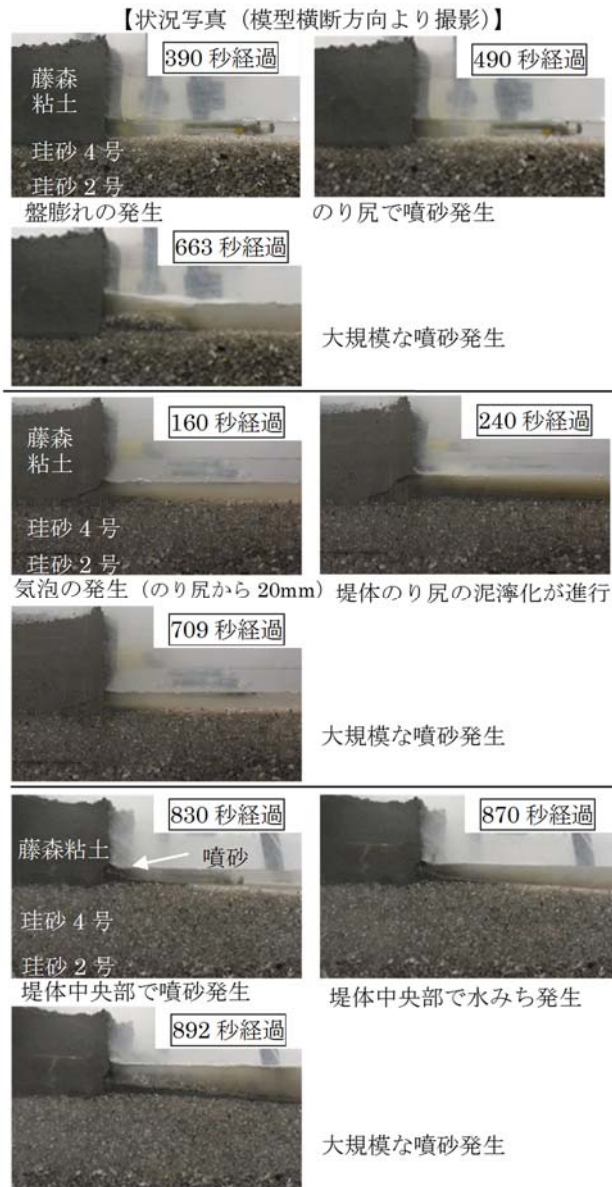


図-2 実験状況

(上：ケース 1, 中：ケース 2, 下：ケース 3)

開始から 813 秒経過後、外水位 $GL+135\text{mm}$ ($i_{\text{ave}}=0.45$) でのり尻中央部付近にて噴砂が発生した。870 秒経過後、外水位 $GL+140\text{mm}$ ($i_{\text{ave}}=0.47$) で堤体中央部に水みちが発生した。892 秒経過後、外水位 $GL+147\text{mm}$ ($i_{\text{ave}}=0.49$) で大規模な噴砂が発生し外水と連通したため、実験終了とした。

d) ケース 4 (珪砂 9 号層厚 10mm)

図-3 のように湛水状態の堤内側基礎地盤に盤膨れが発生し、最終的に平均動水勾配がおおよそ 0.29 となる時点でパイピングが発生した。

開始から 110 秒経過後、外水位 $GL+20\text{mm}$ ($i_{\text{ave}}=0.07$) で堤体中央部のり尻の位置で噴砂が発生した。210 秒経過後、外水位 $GL+35\text{mm}$ ($i_{\text{ave}}=0.12$) で堤体のり肩の崩落が発生した。550 秒経過後、外水位 $GL+88\text{mm}$ ($i_{\text{ave}}=0.29$) で堤体土が完全に崩落して珪砂 9 号に入り込み、外水と連通したため、実験終了とした。

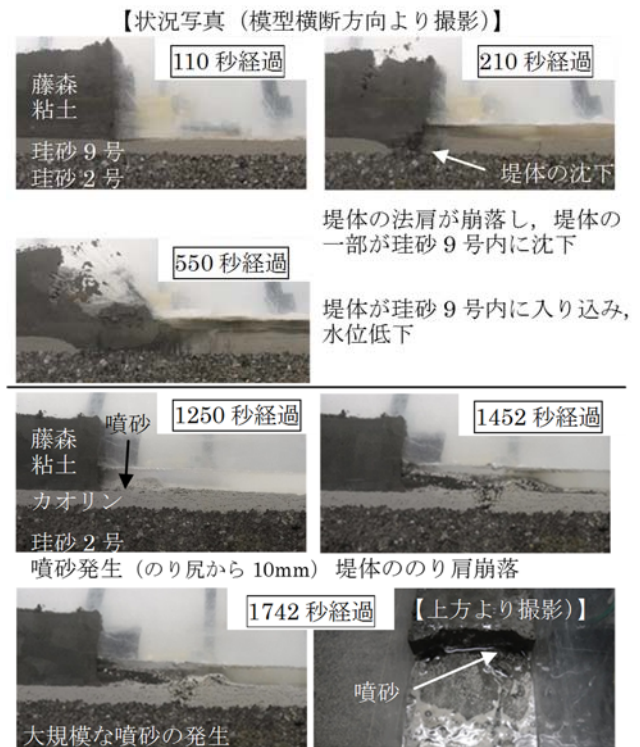


図-3 実験状況（上：ケース 4, 下：ケース 5）

e) ケース 5 (カオリン粘土層厚 10mm)

図-3 のように堤内側基礎地盤の広範囲に表面変位が発生し、最終的に平均動水勾配がおおよそ 1 となる時点でパイピングが発生した。

開始から 1250 秒経過後、外水位 $GL+210\text{mm}$ ($i_{\text{ave}}=0.70$) でのり尻から堤内側 10mm の位置で噴砂が発生した。1452 秒経過後、外水位 $GL+240\text{mm}$ ($i_{\text{ave}}=0.80$) で堤体のり肩が崩落した。1742 秒経過後、外水位 $GL+291\text{mm}$ ($i_{\text{ave}}=0.97$) で大規模な噴砂が発生し、外水と連通したため、実験終了とした。

(2) 圧力水頭分布

外水位とマンメータ M4 (のり尻から 50mm の位置) の圧力水頭の関係について、上層が珪砂 4 号で層厚が異なるケース 1~3 での比較を図-4 に示した。層厚が小さいほど小さい外水位と圧力水頭でパイピングによる決壊が発生することが確認された。ケース 3 では一定の割合で増加していくが、ケース 1, ケース 2 では、外水位が 20mm 以降、外水位に対する圧力水頭の増加割合が小さくなる。これは、層厚が薄いことで漏水や小規模な噴砂が発生し、圧力水頭の増加が抑制されたと推測される。

また、被覆土層の土質材料が異なるケース 1, 4, 5 での比較を図-5 に示した。ケース 4 は、ケース 1 より小さい外水位でパイピングによる決壊が発生することが確認された。決壊時の M4 圧力水頭は、ケース 1 よりケース 4 の方が大きい。これは上層の透水係数が大きい材料の場合、基礎地盤の透水性が高く、上層に対する揚圧力が

抑制されるためと推測される。一方、カオリン粘土のケース5の場合、ケース1~4と比較して、大きな外水位でパイピングによる決壊が発生することが確認された。透水係数小さい材料の場合は、進行的なパイピング破壊までの外力が大きくなり、また、粘性土の粘着力によって噴砂等の発生が抑制されるためと推測される。

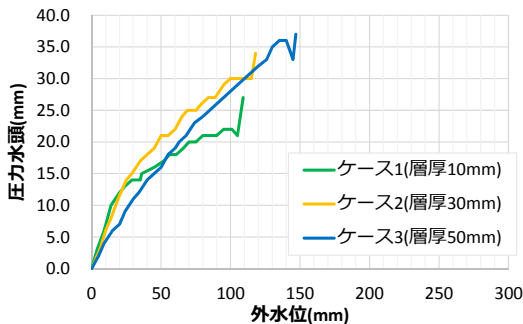


図-4 外水位とM4の圧力水頭の関係 (層厚)

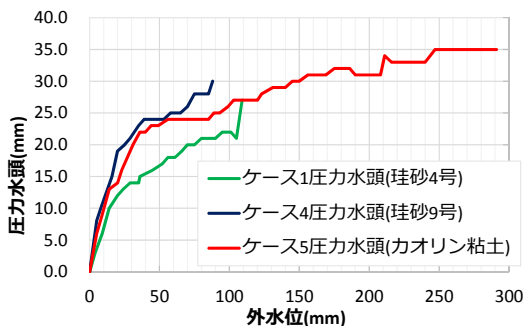


図-5 外水位とM4の圧力水頭の関係 (材料)

(3) 堤内側基礎地盤変位量

図-6 および図-7 に地盤変位量と外水位の関係を整理した。変位量は、変位が確認された場合は変位が最大となる位置で評価し、顕著な変位が見られない場合はマンメータM4直上ののり尻から50mmの位置で評価した。

ケース1では、表層変位は噴砂発生時の外水位GL+84mmで発生し、のり尻から61mmの位置で最大1.3mm確認され、その後大規模な噴砂が発生した。ケース2およびケース3では、パイピングによる決壊の発生まで表面変位は確認されなかった。ケース4では、表層変位は外水位GL+47mmで発生し、外水位GL+58mmでのり尻から71.6mmの位置で、最大3.4mm確認され、その後堆砂が見られた。ケース5では、表層変位は外水位GL+63mmで基礎地盤の広範囲に発生し、噴砂発生時の外水位GL+208mmで、のり尻から69.3mmの位置で最大5.1mm確認され、噴砂発生後に堆砂が確認された。

被覆土層が珪砂4号の場合、層厚30mm以上のケース2、ケース3は盤膨れが発生せず、層厚10mmのケース1は盤膨れが発生している。このことから、被覆土層の層厚が薄い方が基礎地盤の変位が局所的に発生しやすいと推測される。これは、層厚が薄くなるほど、被覆土層の重量が減少し、被覆土層下部の揚圧力に対して抵抗する作用

が低下するためである。

一方、被覆土層の土質材料が異なる場合、顕著な盤膨れを確認したのはカオリン粘土のケース5となっている。これは珪砂と異なり、粘着力を有していることから、噴砂が発生しにくく、揚圧力が発生しやすい状態と推測され、さらに、粘着力が被覆土層全体に作用するため、堤内地全体に盤膨れが発生していると推測される。また、珪砂9号のケース4の変位量が小さい要因は、粘着力を持たない砂質土で、かつ粒径が小さいため、噴砂等が発生しやすい状況であったと推測される。珪砂9号のケース4より粒径が大きい珪砂4号のケース1は、小規模噴砂の発生が抑制されたため、揚圧力が高まり、盤膨れが発生したと考えられる。

(4) 堤内側基礎地盤変位量とG/W

図-6 および図-7 に、マンメータM4 (のり尻から50mmの位置)の圧力水頭を基に算出したG/Wの推移を示す。盤膨れの安定性の評価指標であるG/Wは式(1)によって与えた。

$$G/W = (\rho_t \cdot H) / (\rho_w \cdot P) \quad \dots (1)$$

G: 被覆土層の重量 (tf/m²)

W: 被覆土層底面に作用する揚圧力 (tf/m²)

ρ_t : 被覆土層の密度 (t/m³)

H: 被覆土層の厚さ (m)

ρ_w : 被覆土層の密度 (t/m³)

P: 被覆土層底面の圧力水頭 (m)

なお、盤膨れが確認されなかったケース2、ケース3は、のり尻から50mmの位置で評価した。G/Wが1を下回る際に、ケース2では堆砂、ケース3、ケース4では小規模な噴砂が確認されている。また、噴砂(パイピング)に至るまでのG/Wの値は、珪砂4号で層厚が異なる場合、図-6に示すように、ケース1、ケース2、ケース3の順に小さくなり、盤膨れがより発生しやすい状態となっている。被覆土層が薄いほど噴砂(パイピング)に至る圧力水頭が小さいためと推測される。ケース2、ケース3は、実験中に顕著な変位等が確認されず、G/Wは両ケースとも1を大幅に下回っていない。

一方、被覆土層の土質材料が異なる場合は、図-6 および図-7 に示すように、珪砂9号のケース4、珪砂4号のケース1、カオリン粘土ケース5の順となっている。今回使用した珪砂9号の乾燥密度が珪砂4号よりも大きく、被覆土層の重量が大きくなったことで、G/Wが大きい値を示したと考えられる。盤膨れが発生した時点のケース1のG/Wは約0.55、ケース4のG/Wは約0.7を示した。G/Wが1を下回った直後に盤膨れが発生しなかったのは、堤内地の湛水がカウンターウエイトとして作用したと推測される。一方、ケース5の場合、G/Wがおよそ0.55付近に達した時に盤膨れが確認され、その後もパイピング

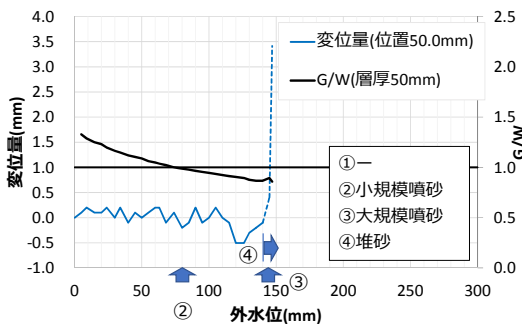
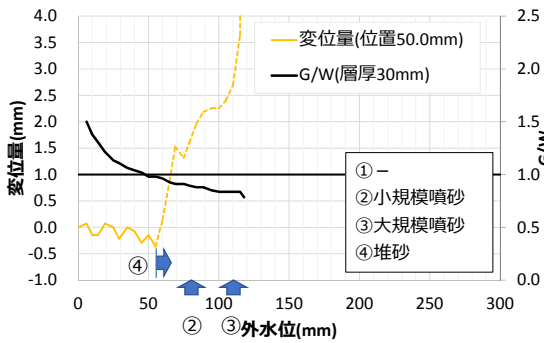
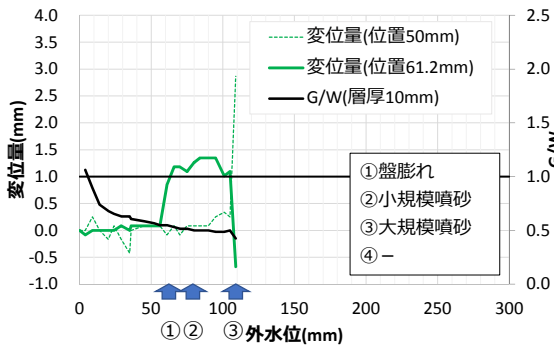


図-6 外水位と地盤変位量及びG/Wの関係
(上：ケース1，中：ケース2，下：ケース3)

破壊に至らずにG/Wおよそ0.5を維持し続けた。これは、カオリン粘土の持つ粘着力が影響したと推測される。

4. 解析方法

(1) 解析モデル

実験模型をモデル化し、2次元飽和・不飽和浸透流解析ソフトD-transuPP_2Dを利用した。実験で作製した土層をメッシュ間隔5mmとして、モデル化を行った。一例として、作製した解析モデルを図-8に示す。

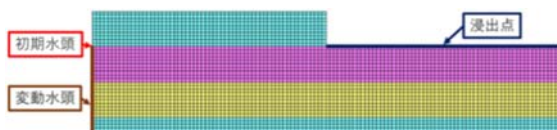


図-8 解析モデル

境界条件として外水位を上昇させることで圧力水頭が変動する点を変動水頭として設定した。堤内地の浸出面

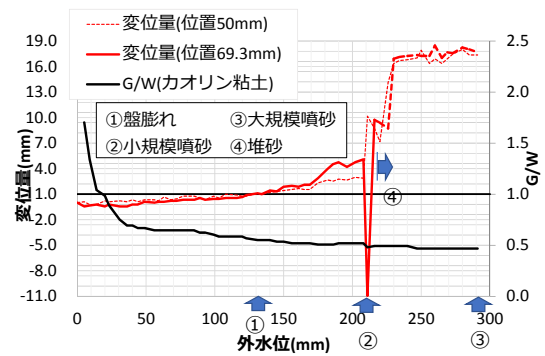
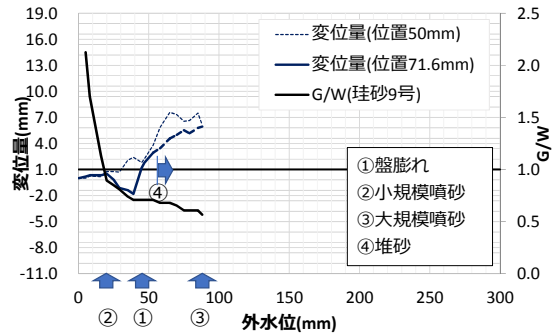


図-7 外水位と地盤変位量及びG/Wの関係
(上：ケース4，下：ケース5)

では浸出点を指示した。基準となるゼロ点として、初期水頭位置を図-8に示す位置に設定した。

(2) 解析ケース

再現解析を行ったケースは表-1に示す模型実験と同様である。また、解析で用いた土質定数についても表-2に示した通りである。なお、不飽和浸透特性として、河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)²⁾に示されるものを用いた。

5. 解析結果

パイピングの前兆となる盤膨れや小規模噴砂の発生に最も影響を与えるM4位置における圧力水頭の再現性を高めるため、ケース1の珪砂4号の透水係数に対し、パラメトリックスタディを行った。そのため、以下の解析結果から珪砂4号の透水係数を3.54E-03(m/s)から3.54E-04(m/s)に変更している。

ケース1, 2, 3の、G/Wと外水位の関係を示したグラフを図-9に示す。ケース1は実験値をよく再現できているが、他のケースは実験値のG/Wがやや低い結果となった。その理由としては、実験では堤内地の湛水により圧力水頭が増加したためと考えられる。

ケース1, 2においては、解析値のG/Wが揚圧力に対する安全性照査の基準である1を下回った時点で小規模噴砂がみられた。ケース3においても盤膨れが観測された時点のG/Wの値は1を大きく下回っており、さらに水位を上げると小規模噴砂が起こった。

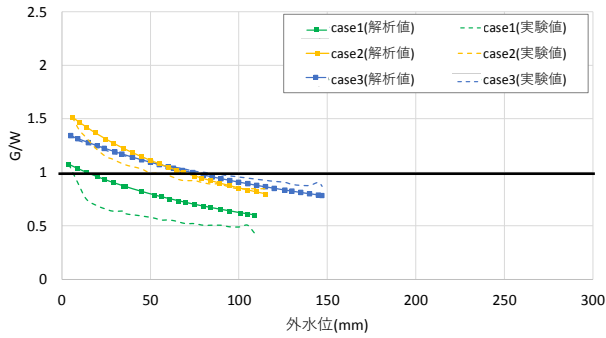


図-9 解析結果と実験結果 (層厚)

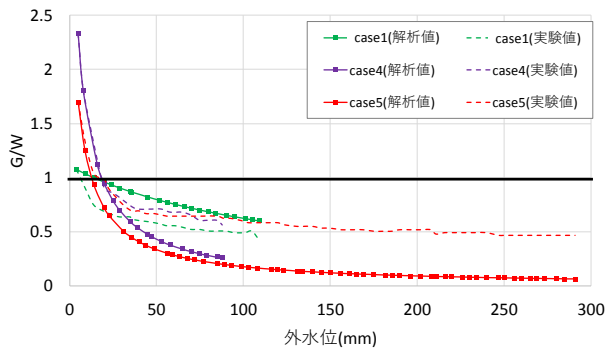


図-10 解析結果と実験結果 (層厚)

これより、基礎地盤上層の層厚が薄い程、同じ外水位でも解析値のG/Wは1を下回りやすい傾向があり、パイピングの前兆となる盤膨れや小規模噴砂も発生しやすいことが解析でも評価できた。

ケース3, 4, 5の、G/Wと外水位の関係を示したグラフを図-10に示す。ケース4, 5ともに初期は実験値をよく再現できているが、実験の進行とともに乖離が大きくなっている。これは、G/Wが1を切った時点で被覆土層の変形や小規模噴砂により間隙水圧が低下することを解析では再現できていないためと考えられる。

ケース3, 4, 5はいずれも盤膨れが観測され、その時点での解析値のG/Wの値は1を下回っていた。なお、ケ

ース5において、盤膨れが発生した解析値のG/Wが大幅に1を下回っている理由としては、被覆土層に粘着力があるためと考えられる。

これより、基礎地盤上層の透水性が低い程、同じ外水位でも解析値のG/Wは1を下回りやすい傾向があり、ケース5を例外とし、パイピングの前兆となる盤膨れや小規模噴砂も発生しやすいことが評価できた。

6. 結論

本研究で得られた成果は以下の通りである。

- ① 模型実験の結果、基礎地盤を被覆する上層(被覆土層)の層厚が薄い場合、パイピングの前兆として基礎地盤の表層変位が発生する傾向があり、特に上層が粘性土の場合は粘着力が作用し、局所的な破壊に至らず、基礎地盤の広い範囲に表層変位が発生することが確認された。
- ② 模型実験の再現解析の結果、被覆上層の層厚が薄く、透水性が低い場合、同じ外水位でもG/Wの値は1を下回りやすく、盤膨れが生じやすいことが評価できた。

以上の結果から、被覆土層が薄く、その透水係数が下層より小さいパイピングに脆弱な土層構造の場合、表層変位を観測し上下流と比較することで、相対的な弱点箇所として抽出できる可能性が示唆された。

今後は、他の土層構造についても表層変位を把握するとともに、現場への適用を含めたモニタリング手法、パイピング破壊に至る表層変位の閾値等について、引き続き検討していきたい。

参考文献

- 1) 国土交通省九州地方整備局: 矢部川堤防調査委員会 報告書, 2013
- 2) 財団法人国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 2012.