

河川堤防の川裏側における揚圧力対策工 に関する大型遠心模型実験

LARGE-SCALE CENTRIFUGE MODEL TEST OF COUNTERMEASURES FOR UPLIFT PRESSURE TO HEAVING AT THE TOE OF LEVEES

増山 博之¹・齋藤由紀子²・石原 雅規³・佐々木哲也⁴

Hiroyuki MASUYAMA, Yukiko SAITO, Masanori ISHIHARA and Tetsuya SASAKI

^{1, 3, 4}正会員 工修 土木研究所 地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 土木研究所 地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム (同上)

Heaving of the surface viscous layer lying on the permeable soil deposit at the toe of levees has occasionally been caused due to water pressure during flooding. However, there have been few cases of researching remedial methods to reduce water pressure applied to surface clay deposits under levees and to verify their effect. Therefore, Large-scale centrifuge model tests were performed to verify the effect of countermeasures for uplift pressure to heaving. In the large-scale centrifuge model tests, a pervious toe trench and sheet pile with drain were installed in the vicinity of the toe of levees as a countermeasure. The height of the bank was 10m. By the experiments, the situation that the high water pressure occurred in the bottom side of the thin impervious stratum were produced. As a result, the effect of countermeasures were confirmed by the experiments.

Key Words : River levees, Heaving, Uplift, Pervious toe trench, Sheet pile with drain

1. はじめに

河川堤防の沿川の堤内地盤の表層に被覆土層が堆積している箇所では、洪水時に河川水位が上昇すると、河川水が透水層内の水圧を高め、表層を膨らむように変形(盤膨れ)させ、表層の最も抵抗の小さい箇所を突き破って土粒子を含む水を噴出させる。本論文では、これら一連の現象を“盤膨れ”と称する。“盤膨れ”は多くの河川で見られ、利根川、矢作川、阿賀野川、阿武隈川、長良川、淀川、吉野川^{1)~3)}などが代表的である。平成23年7月新潟・福島豪雨における阿賀野川右岸11.7kp付近の法柳地先⁴⁾においても盤膨れにより基盤漏水が生じている。これらの被災では、水防活動等により決壊等の重大な被害に至ってはいないものの、堤内側に漏水・噴砂を発生しており、平成13年9月に発生した台風15号による利根川右岸堤防⁵⁾の盤膨れ被害は、江戸川右岸・利根川上流右岸の首都圏氾濫区域堤防強化対策事業が実施される契機にもなっている。

盤膨れは堤防の基礎地盤に砂礫等による透水層が堆積し、透水層の上層が細粒土等による薄い不透水性の層で覆われている河川の沿川で発生しやすい。一般に河川沿川の沖積層(完新統)の堆積土砂は透水性が高い場合が

多い。特に、旧河道は粒径の大きい砂礫や粗砂がゆるい状態で満たされていることが多く、盤膨れが生じやすくなっている^{1), 6), 7)}。

河川堤防の盤膨れに対する安全性照査は、『河川堤防の構造検討の手引き』⁸⁾に基づき、堤内地盤の表層が粘性土層(層厚3m未満)の箇所について行われている。河川堤防において盤膨れに対する安全性は、被覆土層の重量(G)と被覆土層底面に作用する揚圧力(W)の比(荷重バランス)で照査されている。また、河川堤防ではないが、掘削土留め工の仮設工事における盤膨れ照査^{9)~11)}では、被覆土層の自重に加えて、土留め工壁面との摩擦強さや被覆土層の粘着力を見込んだ照査が行われることもある。

河川堤防の盤膨れに対する安全性照査の結果、安全性が所要の安全性($G/W > 1.0$)を下回った場合は、所要の安全性を満足するための堤防強化対策が必要である。盤膨れに対する堤防強化対策として、これまでに川表側から堤体直下の基礎地盤への浸透水を遮る対策⁸⁾が実施されている。川表側の対策工法としては、川表側の堤防のり尻部付近から基礎地盤に向けて遮水矢板を打設して、地中の連続壁として浸透水の流入を抑制する川表遮水工法や、川表側の高水敷の表面を難透水性の材料に置き換えることで透水層への浸透経路長を長くして、漏水量を

低減するブランケット工法^{1),2),13)}に施工実績がある。これらは、対策工の規模が所要の安全性を満足するよう、飽和・不飽和・非定常の浸透流解析によって水圧低減効果を確認し、設計・施工されてきたものである。

一方、アメリカ工兵隊の技術基準¹⁴⁾においては、盤膨れ対策として、ブランケット (Waterside Blankets) 工法、押え盛土 (Landside Berms) 工法に加えて、川裏側で被覆土層を貫通する形で基礎地盤からの浸透水を抜く透水トレンチ (Drainage Trench) 工法について、定常流に対する設計例が明示されている。

盤膨れに対策する川裏側の対策工法としては、図-1に示す砕石による透水トレンチ工法や排水機能付き矢板工法¹⁵⁾、有孔管工法など様々なものが考えられ、土木研究所においても、これまで筆者らによって、実物大の模型実験などにより対策工の効果が検証され、対策工の有効性が明らかにされてきた^{16) -21)}。

しかし、既往の実物大の模型実験では高さ1.25mの堤防を対象としており、既往の盤膨れの被害の多くの事例が高さ5mを上回る程度の大きな堤防で見られている点に鑑みると、高さ5mを上回る程度の規模の堤防を模擬とした実験によって、対策工の効果を検証する必要がある。このため、本研究では、土木研究所内の大型遠心力載荷試験装置を使用して、高さ10mの堤防に対して、洪水時に堤防の川裏側で盤膨れが生じる浸透場を再現させ、対策工の盤膨れに対する効果を検証した。

2. 本研究で対象とした揚圧力対策工

本研究で対象とした揚圧力対策工は、河川堤防の川裏側の堤内地盤が薄い難透水性の被覆土層で構成されている箇所に、被覆土層を貫通する形で対策工を施工し、洪水時に被覆土層下面に生じる揚圧力を地上へ緩やかに抜くことで、効果を期待するものである。図-1に透水トレンチ工法の横断形状のイメージを示す。透水トレンチは地盤の深さ方向に設置する砕石層¹⁴⁾であり、図-1に示す堤体のり尻直下の位置以外に、堤内地盤側へ設置することも可能である。排水機能付き矢板は、鋼矢板に液状化対策として過剰間隙水圧を消散させるための排水部材が付帯されたものである¹⁵⁾。どちらの対策も透水層内が密閉して、水圧が大きくなるように、川裏側に地上への排水口を設ける対策であるが、対策工の排水口と透水層との接続部には必ずフィルター材料を付設して“洪水時に緩やかに水を抜く”とともに“水を抜いても、土

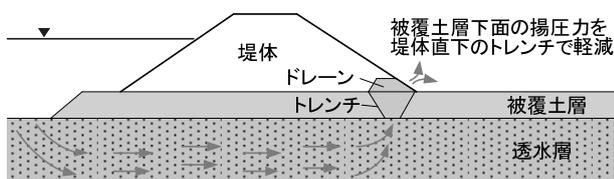


図-1 透水トレンチ工法の横断形状のイメージ

表-1 盤膨れの発生シナリオ (フェーズ1~4)

フェーズ	横断形状	被覆土層下面の水圧	被覆土層表面の変位
1	堤体、被覆土層、透水層。飽和度が上昇	殆どなし	なし
2	堤体、水および土粒子、被覆土層、透水層。P	河川水位に追従し増加	殆ど変化なし
3	堤体、水および土粒子、被覆土層、透水層。P	殆ど変化なし	河川水位に追従し増加
4	堤体、水および土粒子、被覆土層、透水層。P	開放	開放とともに低減

粒子は抜かない”ことを対策の基本とした。

盤膨れの発生シナリオは、河川水位の上昇に追従して進行する表-1に示すフェーズ1~4の順と考えられる。洪水によって河川水位が上昇すると、透水層内の自由水面が移動する非定常流が生じ、堤防付近の透水層内の飽和度が増加する(フェーズ1)。また、透水層内の飽和度の上昇とともに空気圧が被覆土層下面に作用することも考えられる。堤防付近の透水層が飽和すると、河川水による水圧が被覆土層下面に伝播されやすくなる。平常時から地下水位の高い集水地形や、裏のり尻下に粘性土等の難透水層が分布する行止り地盤では透水層の貯留量が周辺より小さいため注意が必要である。被覆土層下面の水圧が小さい段階では、堤防付近の飽和度が高まっても被覆土層に膨れ上がりは生じない(フェーズ2)。その後、河川水位の上昇の継続、透水層の貯留量の満杯などにより被覆土層下面の水圧が増加すると、被覆土層が膨れ上がり始める(フェーズ2と3の境界)。その後は、被覆土層と透水層の間に水や土粒子が入り込み、被覆土層の変形が顕著になる(フェーズ3)。最終的には、被覆土層が破れて、圧力開放とともに漏水や噴砂が発生し、断面の欠損につながる(フェーズ4)。本研究における揚圧力対策工は、洪水時に被覆土層下面に生じる揚圧力を地上へ緩やかに抜くことで、表-1のフェーズ3に至る河川水位外力を高める効果を期待するものである。

3. 実験条件・方法

実験は土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置により行った。模型スケールで幅1,500mm、奥行き300mm、高さ500mmの大型土槽の中に基礎地盤、堤防および対策工等の模型を作製し、50Gの遠心加速度を与えた状態で洪水時の盤膨れに関する浸透実験を行った。なお、以降に示す数値は、特に断らない限り全て実物スケールに換算した数値として表すこととする。

実験は無対策を1ケース、対策(透水トレンチ、排水

機能付き矢板)を2ケースの計3ケース行った。模型の形状は対策工部分に変化する以外は無対策も含めて、全ケースで同一とした。堤防高は10mの大堤防を模擬し、被覆土層の厚さは2mとした。変位計は天端のり肩1点と堤内地側に5m間隔に6点の計7点設置した。間隙水圧計は被覆土層下面の直下と5m以深および壁付近に計28点設置した。使用材料の物性値および粒径加積曲線を表-2および図-2に示す。なお、間隙流体には水を使用した。

ケース1(無対策ケース)の横断形状および平面形状を図-3、図-4に示す。基礎地盤は透水層の上に薄い難透水性の被覆土層が堆積する盤膨れが生じやすい土層構成とした。基礎地盤の透水層は8号硅砂(透水係数 $k_s=9.13 \times 10^{-6} \text{m/s}$)を締固め度 $D_c=95\%$ (盛立て厚1cm:実寸)で作製した。被覆土層は層厚2mのカオリン粘土(透水係数 $k_s=8.44 \times 10^{-10} \text{m/s}$: 湿潤密度 $\rho_r=1.662 \text{g/cm}^3$)を遠心圧密により作製した。遠心圧密では堤体の荷重相当の上載圧 3.6kN/m^2 を重錘載荷板により土層に様に与え、被覆土層を堤体の過圧密状態とした。また、堤体は霞ヶ浦粘土(透水係数 $k_s=4.23 \times 10^{-7} \text{m/s}$)を締固め度 $D_c=90\%$ (盛立て厚2cm:実寸)で作製し、冷凍により形状を固定させてから、圧密後の被覆土層の上に設置した。

ケース2(透水トレンチケース)およびケース3(排水機能付き矢板ケース)の横断形状を図-5に示す。対策工の透水トレンチには3号硅砂(透水係数 $k_s=1.89 \times 10^{-3} \text{m/s}$)を使用するとともに、カオリン粘土や堤体との境

界には吸出防止材(不織布:厚さ0.1mmかつ有透水性)を設けた。排水機能付き矢板の平面形は実際には鋼矢板の台形が波型に連続するが、実験模型では簡便的に直線状に模擬した。排水部材の設置間隔は、VL型相当の矢板を想定して1mに1箇所とした。排水部材の正面の開口率(2%), 平面の空洞面積(100 cm^2 : 実寸の外径で3mm \times 1.5mm)は、市場に存在する製品を参考に作製した。開口部は透水層へ貫入する1mの範囲とし、各排水部材に実寸で $\phi=1.9 \text{mm}$ の穴を3箇所ずつ削孔した。また、排水部材への土粒子の流入を防止するためのフィルターとして不織布(透水トレンチケースの吸出防止材と同様のもの)を外側から接着した。

実験では、無対策を含む全3ケースについて、給水タンクの水位を上昇させることで堤体および基礎地盤の水圧を増加させ、変形や水圧変化を確認した。実験前に給水タンクの水位を被覆土層上面で固定し、被覆土層を含む基礎地盤全体を飽和させ、実験の初期条件とした(以降の水位は、被覆土層の表面位置を0として表現する)。基礎地盤の飽和後には、土槽を大型動的遠心力荷試験装置に搭載して50Gの遠心加速度を与えた状態で給水タンクの水位を上昇させた。排水タンクは被覆土層上の排水のみで、透水層と排水タンクの間には直接の水の出入りがない(排水タンク壁面は被覆土層の上面に開口がある以外は不透水)条件とした。堤内地側に溜まった浸出水は排水タンクへ流下させ、堤内地盤上の水位を地表面に固定した。実験の水位上昇時には、地盤の変形状態を備え付けカメラで目視確認するとともに水位上昇時の間隙水圧、変位を計測した。

表-2 使用材料の物性値

堤防部位		堤体	被覆土層	透水層
土質材料		霞ヶ浦粘土	カオリン粘土	8号硅砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)		2.679	2.588	2.650
粒度構成	礫分(%)	0.0	-	0.0
	砂分(%)	36.1	-	4.7
	シルト分(%)	42.5	-	91.9
	粘土分(%)	21.4	-	3.4
締固め特性 (繰返し法(A-c))	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.521	-	1.394
	最適含水比 W_{opt} (%)	21.6	-	24.0
圧密特性 (段階載荷)	圧縮指数 C_c	-	0.397	-
	圧密降伏応力 P_c	-	208	-
透水係数(m/s)		4.23×10^{-7} 締固め度 $D_c=90\%$	8.44×10^{-10}	9.31×10^{-6} 締固め度 $D_c=95\%$

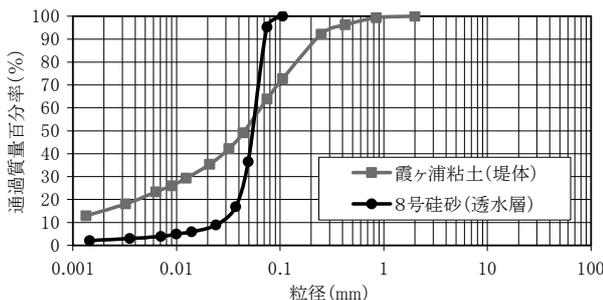


図-2 使用材料の粒径加積曲線

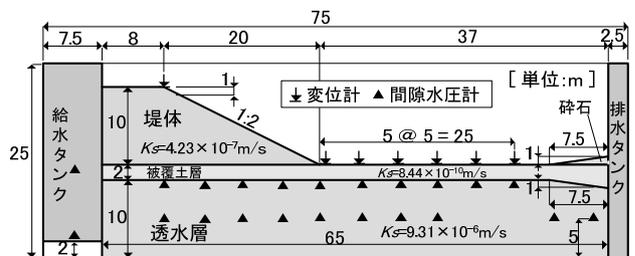


図-3 ケース1(無対策)の横断形状

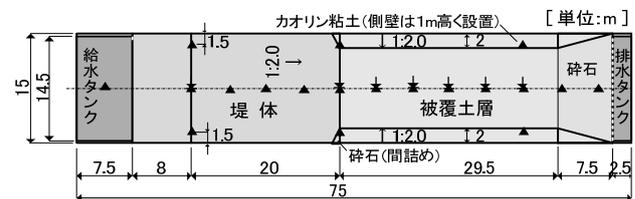


図-4 ケース1(無対策)の平面形状

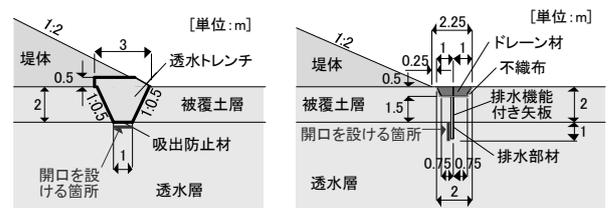


図-5 透水トレンチ,排水機能付き矢板の横断形状

4. 実験結果

実験の結果、対策工の水圧低減効果と対策工の排水量に応じて盤膨れ抑制効果が異なる傾向が把握された。

まず、実験結果として、対策工の水圧低減効果を把握するために各ケースの外水位2m, 4m, 7mに対する水位と変位の関係を整理する。水圧の測定位置は被覆土層の下面直下であり、水圧のゼロ点は水深2mの水圧を受けている常態（被覆土層の表面位置と水位が同一の状況：外水位0m）である。外水位2mに対するのり尻からの距離と水圧・変位の関係を図-6に示す。3ケースとも外水位2mに対する変位は殆ど生じていない。無対策のケースでは、のり尻位置では水圧が15.4kPa、のり尻から25m離れた位置では水圧が13.1kPaであり、堤防から離れるに従って徐々に水圧が小さくなっている。一方、対策工を施したケースについては、対策工を設置したのり尻位置の水圧が最も小さくなっている。ケース2（透水トレンチ）では8.87kPa、ケース3（排水機能付き矢板）では10.7kPaであり、それぞれ同位置の無対策の水圧と比較して、58%、69%となっている。

次に、外水位4mに対する水圧・変位の関係を図-7に示す。変位について、無対策の膨らみが顕著であり、のり尻から5m, 10m離れた位置で、22.1mm, 19.1mmの変位量となっている。これに対して、対策工を施したケースの

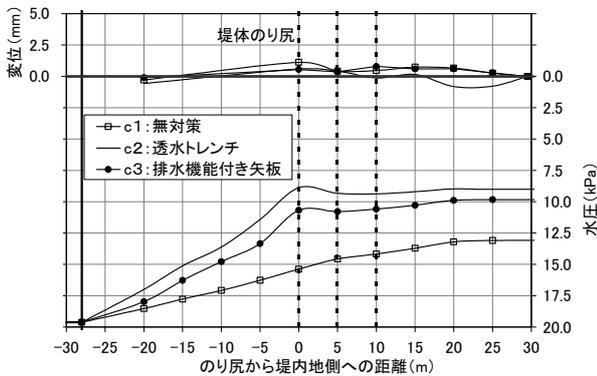


図-6 外水位2m時点の各ケースの水圧・変位の関係

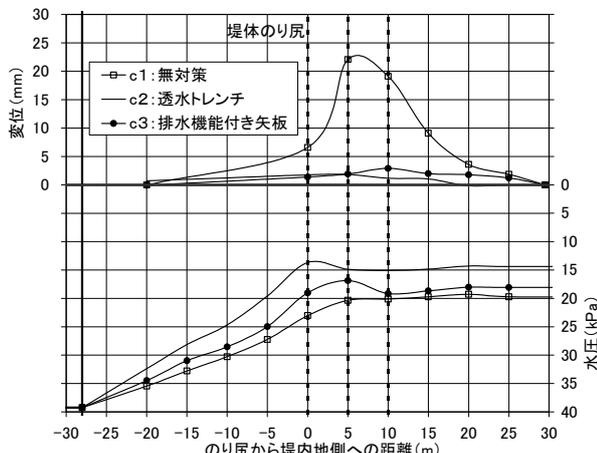


図-7 外水位4m時点の各ケースの水圧・変位の関係

変位量は3mm以下に収まっている。無対策のケースでは、のり尻位置の水圧が23.0kPa、のり尻から25m離れた位置の水圧が19.7kPaであり、堤防から離れるに従って徐々に水圧が小さくなっている。透水トレンチのケースでは、のり尻から0m, 25m離れた位置の水圧が13.7kPa, 14.4kPaとそれぞれ無対策と比較して59%, 73%となっている。これは、外水位4mに対して、透水トレンチの排水能力が十分であったことを示している。一方、排水機能付き矢板ケースでは、のり尻位置（19.0kPa：無対策の82.6%の値）やのり尻から5m離れた位置（16.9kPa：無対策の82.9%の値）において水圧低減効果が確認できるものの、のり尻から10m離れた位置においては、水圧が19.2kPa（無対策の95.2%の値）に増加している。これは、外水位4mに対して、排水部材の排水能力が限界に近づいているためと考えられる。

さらに水位が上昇した、外水位7mに対するのり尻からの距離と水圧・変位の関係を図-8に示す。変位量は、無対策では16.6cmに到達するとともに、排水機能付き矢板ケースにおいても7.5cmに達している。透水トレンチケースでも変位量は1.8cmであり、膨らみつつある状況が確認できる。透水トレンチのケースでは、のり尻から10m離れた範囲では無対策よりも水圧が軽減されているものの、のり尻から10m以上離れた箇所では、概ね回復している。のり尻から0m, 5m, 10m, 25m離れた位置の水圧はそれぞれ19.5kPa, 20.6kPa, 20.7kPa, 20.2kPa（無対策の80.1%, 94.3%, 96.7%, 97.5%の値）である。これは、外水位7mに対して、透水トレンチの排水能力は限界に近づいていることを示している。一方、この段階では、無対策と排水機能付き矢板のケースはほぼ同様の水圧分布となっており、のり尻から0m, 5m, 10m, 25m離れた位置の水圧はそれぞれ23.7kPa, 22.0kPa, 21.6kPa, 21.4kPa（無対策の97.2%, 100%, 101%, 103%の値）である。これは、外水位7mに対して、排水部材の排水能力が限界に達しているためと考えられる。

以上の実験結果より得られる各ケースの外水位と水圧の関係を図-9に整理する。外水位は給水タンクの水位で

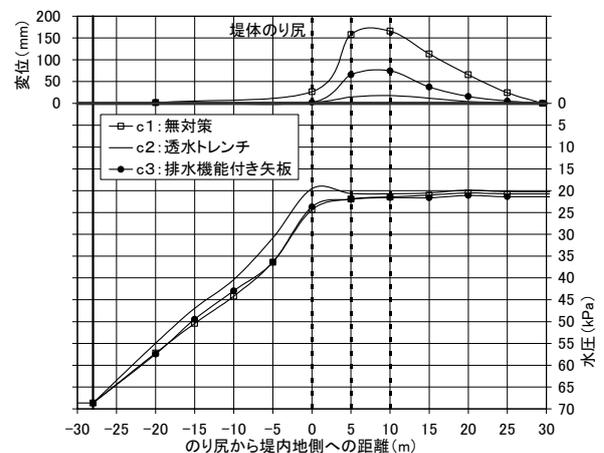


図-8 外水位7m時点の各ケースの水圧・変位の関係

あり、水圧は各ケースで最も被覆土層の変位が大きくなったのり尻から10m離れた位置における被覆土層下面の水圧である。図内の補助線は水圧と水位が同一の関係を示している。勾配は透水トレンチが最も緩く、無対策が最も急である。対策工を施した場合に勾配が緩くなる要因は、対策工自体から水が抜けることで、水圧が上がりにくくなるためと考えられる。ここで、排水能力が大きく、基礎地盤から地上へ抜ける水の量が多い対策工ほど、水圧を軽減していると考えられる。どのケースも水圧が19kPaを下回る段階では、外水位に対して比例している。一方、水圧が19kPaを上回るとどのケースも折れ点が生じ、その後、勾配が緩やかになっている。この折れ点は被覆土層が膨らみ出す水圧と対応している。

図-10に各ケースの水圧と変位の関係を示す。水圧はのり尻から10m離れた位置における被覆土層下面の水圧、変位はのり尻から10m離れた位置における被覆土層表面の変位である。どのケースも水圧が19kPaを下回る範囲では変位が小さいが、19kPaを上回ると変位が急上昇している。これは、図-9の勾配の折れ点と同様の傾向である。図-9の外水位・水圧の関係および図-10の水圧・変位の関係を鑑みると、被覆土層が19kPaを上回る水圧を受けて変形する際に、被覆土層は水圧に対して降伏していると考えられる。ここで、地表面の膨らみは、降伏した

被覆土層が浸透水の影響を受けて変形し、被覆土層と透水層の間に浸透水が入り込むことによる現象と想定される。河川堤防の基礎地盤の膨れに対する安全性は、『河川堤防の構造検討の手引き』¹⁰⁾に示される被覆土層の重量と被覆土層底面に作用する揚圧力の比で照査されている。被覆土層であるカオリン粘土の自重は概ね13kN/m²である。本実験では、自重の約1.5倍の19kPaの水圧が被覆土層に作用し始めてから被覆土層が降伏し、地表面に膨らみが生じている。このため、自重に被覆土層の粘着力や壁面摩擦力等の他要素を加えた19kPaが本実験における被覆土層の耐揚圧力であったと推察される。

また、本実験で計測した給水タンクへの給水量や給水タンク内の水圧から、排水量と水圧低減効果の関係を整理した。図-11に流量測定の様式図を示す。遠心力载荷試験装置の外部に設置した加圧タンクから給水タンク内に水を流入する仕組みである。加圧タンクからの流入量は、給水タンク内の水位上昇分と模型土層への流入分に分けられる。この関係を整理すると式(1)となる。このうち、 Q_{in} と Q_{out1} は計測を行っているため、対策工からの排水量を求めることができる。ここに、 Q_{in} :加圧タンクからの流入量(流量計の計測値)、 Q_{out1} :給水タンク

$$Q_{in} = Q_{out1} + Q_{out2} \dots \dots \dots (1)$$

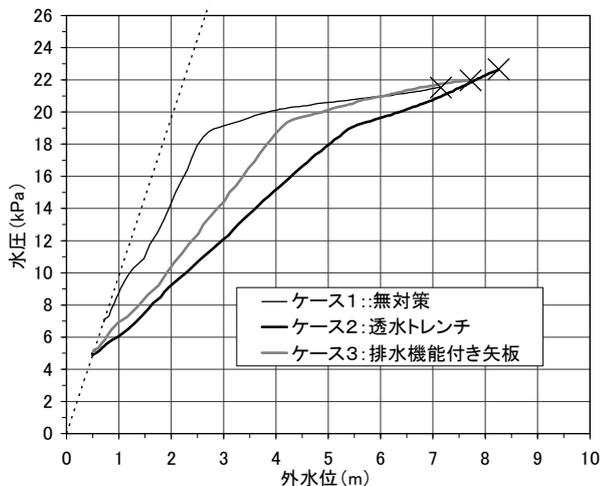


図-9 各ケースの外水位と水圧の関係

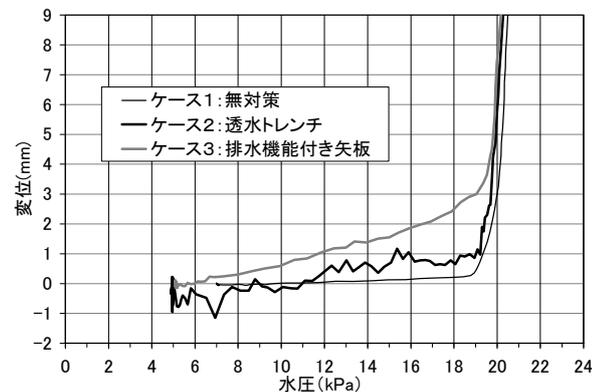


図-10 各ケースの水圧と変位の関係

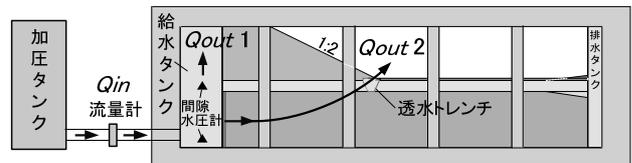


図-11 流量測定の様式図

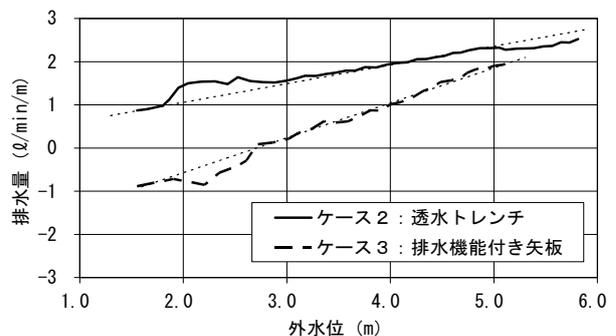


図-12 各ケースの外水位と排水量の関係

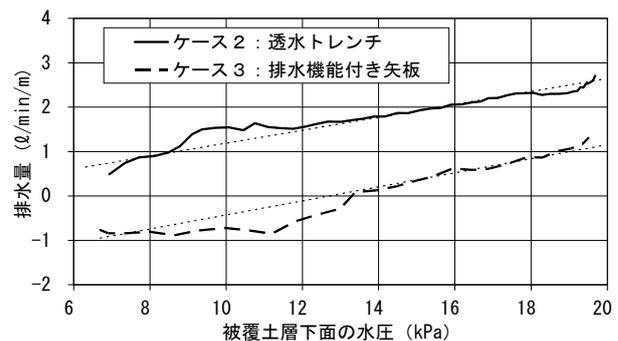


図-13 各ケースの水圧と排水量の関係

の水位上昇相当流量（間隙水圧計の計測値から換算）、 Q_{out2} ：対策工からの排水量。図-12に実験時の排水量と外水位の関係、図-13に排水量と堤防のり尻から10m離れた位置の被覆土層下面に生じる水圧の関係をそれぞれ示す。排水量は単位奥行き当たりとして、計測値から土槽の奥行き15mを除いて表記している。なお、実験の水位上昇開始時の外水位が低い段階で、排水量の初期値が負値のケースもあるが、実験施設の機構を踏まえると、対策工から給水されることはないため、水位上昇開始時の給水タンク内の水位（ Q_{out1} の根拠）の乱れ等の影響と考えられる。双方の図から、排水量と外水位の関係、排水量と水圧の関係は概ね線形の関係にあるとともに、本実験の条件においては、透水トレンチの方が排水量が大きく、水圧低減効果も高いことが分かる。このため、対策工は同一外水位に対して、排水量が大きいほど水圧低減効果も高くなる傾向にあると考えられる。

5. まとめ

本研究では、河川堤防の揚圧力対策として河川堤防のり尻付近に対策工を設置した大型遠心模型実験を行い、水圧低減効果を検証した。無対策、透水トレンチ、排水機能付き矢板の3ケースについて洪水時の浸透実験を行った結果、対策工の水圧低減効果と、対策工の排水能力に応じて効果を発揮可能な最大水位差が異なることが確認された。透水トレンチを設置したケースでは、外水位との比高差2m, 4m, 7mに対するのり尻位置の被覆土層下面に生じる水圧が、無対策の58%, 59%, 80%に低減された。排水機能付き矢板を設置したケースでは、同水圧が、無対策の69%, 83%, 97%に低減された。対策工から排水される流量の測定結果からは、排水量と外水位、水圧が概ね線形の関係にあるとともに、同一外水位に対して排水量の大きい対策工ほど水圧低減効果が高まる傾向が把握された。

洪水時の浸透実験を行った3ケースの外水位と水圧、水圧と変位の関係を整理した結果からは、どのケースにおいても19kPaを上回る水圧がのり尻から10m堤内地側に離れた位置の被覆土層の下面に発生すると、地表面の変位が上昇し始めることが明らかになった。被覆土層であるカオリン粘土の自重は概ね13kN/m²である。このため、自重に被覆土層の粘着力や壁面摩擦力等の他要素を加えた19kPaが本実験における被覆土層の耐揚圧力であると推察される。

洪水時に堤内地盤が盤膨れにより一担膨らみ始めると、被覆土層と基礎地盤の間に水が溜まるため、水圧は殆ど増加せずに変位が上昇し続けることとなる。このため、洪水時に被覆土層がフェース3にならないように対策工の規模を必要とされる排水量に応じて最適化することが重要と考えられる。対策工には様々なものが考えられるが、堤防高や現地条件に応じて、適用性の範囲が変化すると考えられる。今後は、詳細に検討を進め、設計法を

確立していく必要がある。加えて、川裏対策工の実施・維持管理の段階では、堤体内水位等の現地観測²²⁾を併せて実施し、効果を確認するとともに、データを蓄積していくことが望ましいと考える。

参考文献

- 1) 山村和也, 久楽勝行: 堤防の基盤漏水に関する研究, 土木研究所報告, 第145号, pp. 1, 4, 18-19, 22, 6-11, 1974.
- 2) 建設省直轄技術研究会: 堤防の漏水対策工法, 1954.
- 3) 奥田秋夫: 漏水地帯における築堤の調査, 建設省直轄工事第9回技術研究会報告書, pp. 63-64, 1955.
- 4) 国土交通省北陸地方整備局阿賀野川河川事務所ホームページ: <http://www.hrr.mlit.go.jp/agano/>
- 5) 国土交通省関東地方整備局利根川上流河川事務所ホームページ: <http://www.ktr.mlit.go.jp/tonejo/>
- 6) 増山博之, 佐々木哲也: 河川堤防の盤膨れ, 地盤工学会誌, 第4号, pp. 40-41, 2012.
- 7) 土木学会: 堤防の設計と施工—海外の事例を中心として—, 新体系土木工学74, pp. 12-20, 1991.
- 8) (財)国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版), pp. 65-68, pp. 71-72, 2012.
- 9) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説—開削トンネル, pp. 208-211, 2001.
- 10) (社)日本道路協会: 道路土工—仮設構造物工指針, pp. 85-87, 1999.
- 11) 土質工学会: 根切り工事と地下水—調査・設計から施工まで—, pp. 153-155, 1991.
- 12) 土木学会: 水理公式集[平成11年度版], pp. 194-204, pp. 339-348, 1999.
- 13) 土木学会: 水理公式集[昭和60年度版], pp. 264-269, pp. 375-382, 1985.
- 14) US Army Corps of Engineers: *Design and Construction of Levees*, pp.5-1 - 5-5, 2000.
- 15) 土木研究所共同研究報告書186号: 液状化対策工法設計・施工マニュアル(案), pp.294-297, pp.404-405, 1999.
- 16) 増山博之, 齋藤由紀子, 森啓年, 佐々木哲也: 排水機能付き遮水矢板を用いた河川堤防の揚圧力対策に関する模型実験, 第46回地盤工学研究発表会, No. 538, pp. 1081-1082, 2011.
- 17) 増山博之, 齋藤由紀子, 森啓年, 佐々木哲也: 透水トレンチを用いた河川堤防の揚圧力対策に関する模型実験, 第66回土木学会年次学術講演会, 第三部門-189, pp. 377-378, 2011.
- 18) 増山博之, 齋藤由紀子, 森啓年, 佐々木哲也: 河川堤防の盤膨れ・揚圧力対策に関する模型実験, 土木技術資料, Vol. 53, No. 7, pp. 32-37, 2011.
- 19) 増山博之, 齋藤由紀子, 石原雅規, 佐々木哲也: 河川堤防の盤膨れ・揚圧力対策工の水圧低減効果と耐震性能に関する遠心模型実験, 第56回地盤工学シンポジウム, 平成23年度論文集, pp. 29-36, 2011.
- 20) 増山博之, 石原雅規, 齋藤由紀子, 佐々木哲也: 河川堤防の盤膨れ対策工の排水量と水圧低減効果, 第47回地盤工学研究発表会, 2012.
- 21) Masuyama, H. Saito, Y. Ishihara M. Sasaki, T. & Mori, H.: *Model Experiments concerning the Effect of Water Pressure Reduction as a Countermeasure against Heaving of the Surface Viscous Soil Layer at Toe of Levees*, Second International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, 2012
- 22) 土木研究所共同研究報告書377号: 河川堤防における堤体内水位観測マニュアル(案), 2008.

(2012. 4. 5受付)