

1.6 河川堤防の浸透・地震複合対策技術の開発

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、齋藤由紀子、谷本俊輔

【要旨】

直轄管理区間の堤防では、各種指針に基づいて浸透安全性・耐震性の照査が実施されており、安全性の不足する区間が相当程度存在することが明らかになりつつある。また、2011 年東北地方太平洋沖地震では、堤体が液状化して大変形する現象が多く確認された。本研究は、堤防の質的向上に迅速かつ効率的に対応するため、浸透対策のコストダウンや効果的な地震対策、洪水と地震の対策を両立させる複合対策について提案することを目的としている。平成 23 年度は、堤体の液状化対策および洪水時の揚圧力対策について模型実験で検討するとともに、浸透対策を実施している箇所での現地モニタリングを実施した。その結果、堤体の液状化対策は、川裏側にドレーン工、川表側に押え盛土を一定の規模で設けることで対策効果が得られることが確認された。揚圧力対策については、川裏のり尻部に排水機能付き矢板や透水トレンチを設置することにより、揚圧力を低減できることが明らかになった。現地モニタリングでは、川裏ドレーン等の対策効果が適切に発揮されていることが確認された。

キーワード：河川堤防、堤体液状化、液状化対策、動的遠心模型実験、浸透対策、2011 年東北地方太平洋沖地震

1. はじめに

直轄管理区間の堤防では、平成 14 年の「河川堤防設計指針」に基づいて詳細点検を実施した結果、点検対象区間約 11,000km のうち約 3 割の区間で浸透安全性が不足していることが明らかになった。また、平成 19 年以降「河川構造物の耐震性能照査指針（案）」に基づいて耐震性能の照査が進められており、平成 24 年 2 月に改訂された内容も含めて耐震性が不足する区間が明らかになりつつある。また、2011 年東北地方太平洋沖地震では、これまで主に検討してきた基礎地盤の液状化による被害とともに、堤体自体が液状化して大変形する現象が多く確認された。

「河川堤防耐震対策緊急検討委員会」においても、堤体の液状化対策の効果の定量的な把握とそれを反映した設計法の高度化が急がれると指摘されている。本研究は、堤防の質的向上に迅速かつ効率的に対応するため、浸透対策のコストダウンや効果的な地震対策、洪水と地震の対策を両立させる複合対策について提案することを目的としている。平成 23 年度は、堤体の液状化対策および洪水時の揚圧力対策について、それぞれ模型実験で効果を検証した。また、浸透対策の長期的な効果発現について検討するため、対策を実施している箇所の現地モニタリングを実施した。

2. 堤体の液状化対策工法に関する検討

2. 1 はじめに

東北地方太平洋沖地震においては、堤体下部に形成された飽和域の液状化により、河川堤防に著しい被害が生じたと見られる事例が多数確認された¹⁾。兵庫県南部地震以降、基礎地盤の液状化に主眼を置いて河川堤防の耐震点検及び対策が行われてきたが、今回の地震による被災事例を踏まえると、堤体の液状化に対する対策技術を確立することが必要である。そこで、平成 23 年度は、堤体の液状化対策工法を検討するとともに、必要対策規模を検討するための動的遠心力模型実験を行った結果について報告する。

2. 2 典型的な被災パターン、河川堤防の特性と実験対象

堤体下部に液状化を生じた被災事例のうち、典型的なパターンの一つは、①軟弱粘性土地盤上に築堤された砂質土の堤防の下面が圧密沈下によって下に凸の形状でめり込むように沈下しており、②降雨等による浸透水が基礎地盤に浸透しにくいと堤体下部に滞留しやすい環境下にあったため、③この部分が地震動により液状化を生じた、というものであった。今回の地震では、このような被害が阿武隈川、鳴瀬川、江合川等、東北地方の堤防に多く確認されている²⁾³⁾。この被災パターンの堤防を実験の基本条件として選定した。

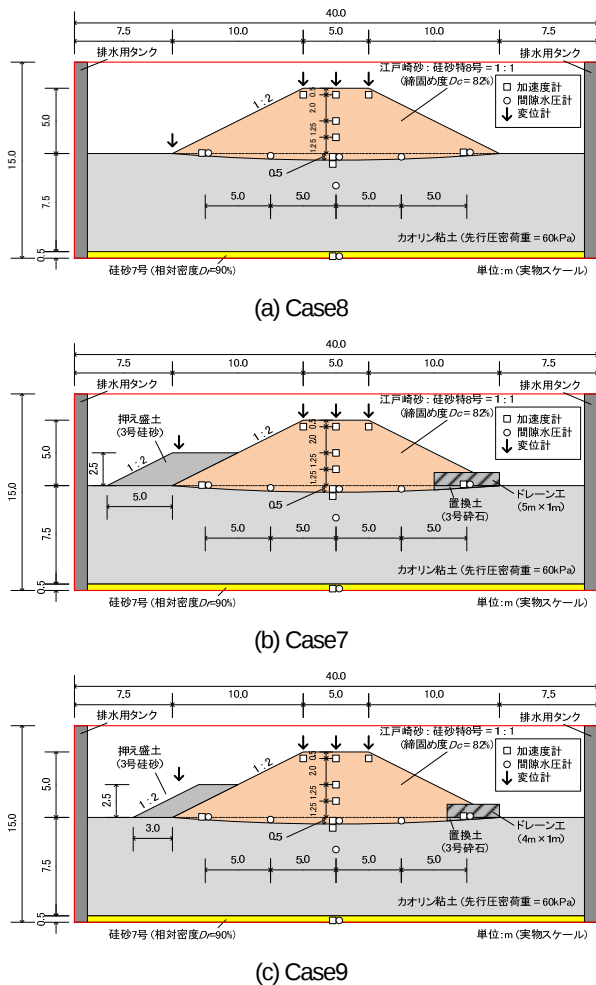


図-2.1 模型概要

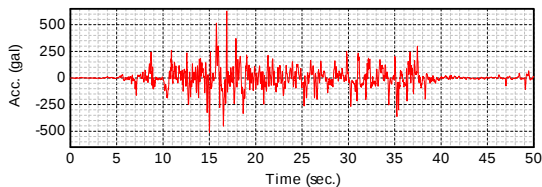


図-2.2 入力地震動波形

林ら⁴⁾は、盛土下部の液状化被害への対策工法として、のり尻にふとん籠を設置する方法の有効性を実験的に確認している。これは、両のり尻に設置したふとん籠がのり尻付近の過剰間隙水圧の上昇を抑制するとともに、盛土の変形抑制効果に期待するものである。また、この工法には、地震前の盛土内水位を低下させる効果も期待され、河川堤防の裏のり尻に適用すれば、地震のみならず洪水時の耐浸透対策としても有効である。実際、東北地方太平洋沖地震では、裏のり尻のドレーン工が変状を抑制したと考えられる事例もある。しかし、河川堤防の表のりに対しては、洪水時の堤体内水位の上昇や、浸透経路長の短絡によりパイピングを助長することが考えられ

ることから、ドレーン工の適用が困難である。そこで、今年度は、表のりに対しては押え盛土によって変形を抑制する工法について検討した。

2.3 実験方法

実験は、50Gの遠心力場の下に行われた。以降に示す数値は全て実物スケールに換算したものである。

模型概要を図-2.1に示す。基礎地盤はカオリン粘土により模擬した。堤体は江戸崎砂と東北硅砂特8号を1:1の比率で混合した材料により、締固め度 $D_c=82\%$ で作製した。無対策のCase8は、粘性土層厚が7.5m、堤防高さが5.0m、のり勾配が1:2である。軟弱粘性土地盤上の盛土は、圧密過程で沈下する際に下部が側方変形によってゆるみ、これが液状化に伴う盛土の変形量に影響を与えることが指摘されており⁵⁾、本実験においても圧密沈下に伴う堤体下部のゆるみの再現を試みたが、後述する理由により断念した。このため、ここで報告する実験ケースでは、基礎地盤全体にわたって60kN/m²の先行圧密荷重を与えて圧密させ、粘性土上面を下に凸の形状(堤防中央で0.5m)に掘り込み、そこに堤防模型を作製している。

Case7、9は対策工を設けたケースであり、表のりに押え盛土、裏のり尻にドレーン工を設けた状況を模擬している。押え盛土については、押え盛土自体に液状化を生じさせず、かつ降雨後に上昇した堤体内水位の表のりからの排水を妨げないように、粗砂(3号硅砂)により模擬した。また、ドレーン工の下部には基礎地盤にめり込んだ一部の堤体材料が存在するが、これがさらに液状化することを避けるため、粘性土上面までの範囲を3号硅砂により置き換えた。Case9は、Case7に対して押え盛土、ドレーン工の寸法を縮小したケースである。

堤防模型を作製した後、水の50倍の粘性を有するメトロゾ水溶液を用いて、脱気槽内で周辺地盤GL+1.8m程度まで水位を上昇させることで堤体下部を飽和させた。その後、遠心加速度を50Gまで上昇させ、再圧密が完了した後に排水用タンクを介して盛土両側の水を土槽外に排水し、堤体内水位が所定の高さになった時点で加振を行うこととした。無対策であるCase8の堤体内水位は、実際に見られたような被災状況を再現できるように試行錯誤により設定した。これによって形成された堤体下部の飽和層厚は堤防の断面中央位置で1.3m程度であり、事前の浸透流解析結果によれば、これは、この堤防が降雨等により全体にわたって飽和した状態から自然排水により192時間が経過したときの堤体内水位に相当する。Case7、9においてもこれを踏襲し、堤防全体が飽和した

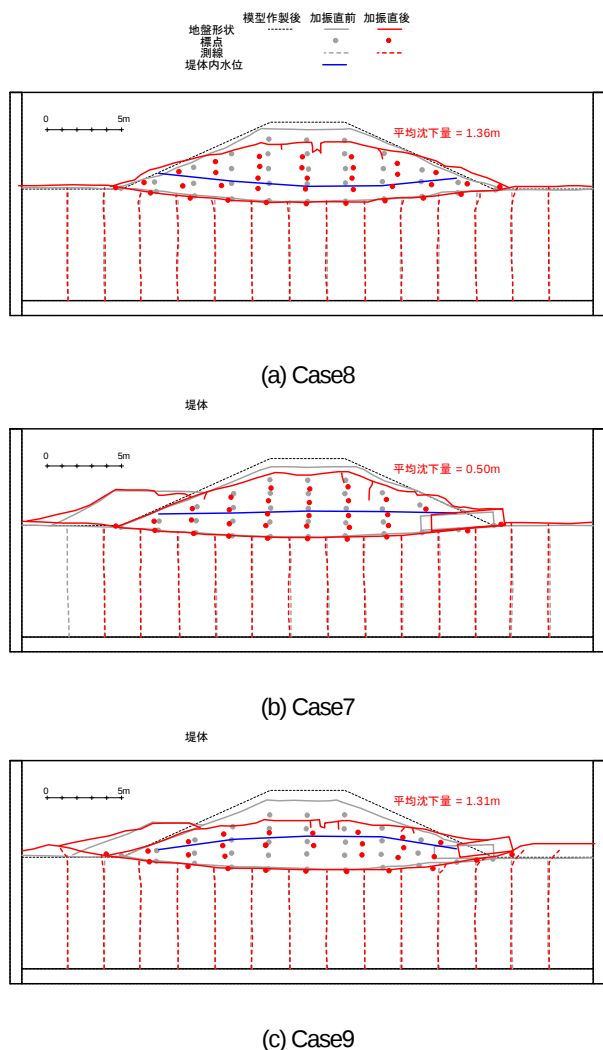


図-2.3 加振前後の変形状況

状態から自然排水による 192 時間後における堤体内水位分布を浸透流解析によりあらかじめ求め、これを目標として堤体内水位を設定した。

入力地震動は、道路橋示方書に示される地表面での動的解析用波形のうち I2 タイプ I 地震動・II 種地盤の波形(板島橋)とし、土槽底面からの入力にあたり、下方への逸散減衰の影響等を勘案して振幅を 0.7 倍に調整した。時刻歴波形を図-2.2 に示す。

2.4 実験結果

加振前後の盛土の変形状況をスケッチしたものを図-2.3 に示す。同図に示した堤体内水位は、加振直前における間隙水圧計測値から求めたものである。また、測線とはガラス面沿いに設置した乾麺の変形状況をトレースしたものである。

無対策の Case8 では天端の 3 点で計測された沈下量の平均値が 1.36m であり、盛土内の標点の移動状況から、

堤体下部の飽和域にせん断ひずみが集中している様子が分かる。天端には著しい縦断亀裂、陥没が生じていた。

これに対し、Case7 では天端の平均沈下量が 0.50m に抑制された。特に、表のりの押え盛土に変形はほとんど見受けられず、良好に対策効果を発揮している。この沈下量は、堤防の最小の余裕高に達するものではなく、計画高水位に対しても越水を生じることはない程度に対策効果が得られたことを意味する。ただし、裏のり尻のドレーン工に生じた 0.7m 程度の水平変位に伴い、裏のりの変形がやや大きい。天端、のり面には亀裂が生じたものの、Case8 に比べると軽微であった。

対策工の寸法を小さくした Case9 では、天端の平均沈下量が 1.31m と大きく、無対策の Case7 とほぼ同程度の大きさであった。表のりの押え盛土には、その下部の粘性土にすべりを生じながら水平変位を生じ、裏のり尻のドレーン工についても、滑動あるいはごく浅層での支持力破壊のような形態による著しい残留変位が生じた。いずれの対策工も、液状化を生じた堤体下部から受けた水平力を基礎地盤に伝達する際に、寸法が小さいため対策工からの荷重が狭い範囲に集中し、これが滑動あるいは支持力破壊のような形態の大変形につながったものと考えられる。ただし、加振直前の堤体内水位が目標より高めに設定されてしまったことも、大変形の一因と考えられる。

ただし、東北地方太平洋沖地震により強い地震動を受けた地域において、のり尻付近のドレーン工が設置されていた堤防も存在したが、本実験のようにドレーン工に大きな残留水平変位が生じた事例は確認されていない。このため、本実験で基礎地盤に用いたカオリン粘土による粘性土層のせん断強度が実地盤に比べて過小であった可能性が考えられる。なお、模型作製にあたり、圧密沈下によるめり込み、ゆるみの状況の再現した上で行った実験ケースも行ったが、加振により生じる粘性土層の変形量が極端に大きく、現場で見られる被災状況と異なると考えられたことが、このような初期条件の設定を断念したことの理由である。

2.5 まとめ

平成 23 年度では、堤体の液状化対策工法を実験的に検討した。川裏側にドレーン工、川表側に押え盛土を一定の規模で設けることで対策効果が得られることが確認されたが、堤体内水位の設定、粘性土層のせん断強度の設定を見直すことで、対策規模をさらに合理化できる可能性があると考えられる。

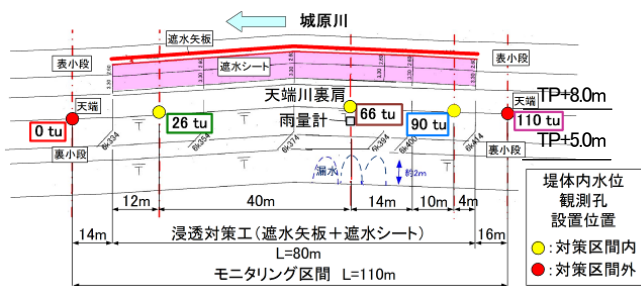
なお、この実験により得られた知見に基づき、堤体の

液状化に対する標準的な対策工法を提案した。その成果は、平成24年2月に国土交通省水管理・国土保全局治水課より通知された「河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定版）」に反映されたところである。

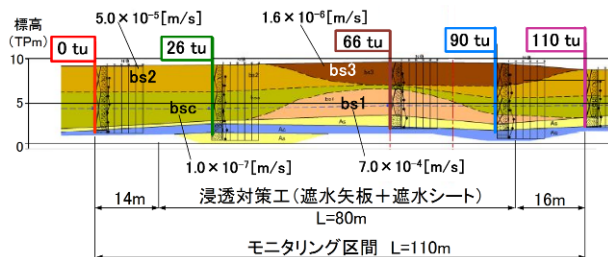
3. 堤防の浸透対策に関する検討

3.1 検討概要

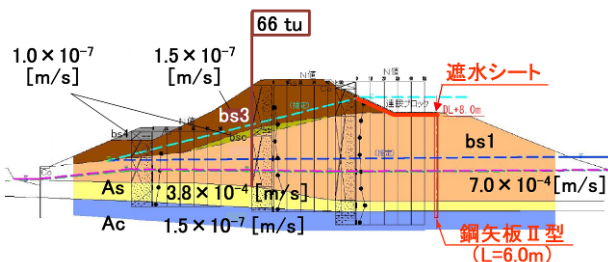
直轄管理堤防では、詳細点検により洪水時の浸透安全性の不足が明らかになった箇所について、浸透対策が実施されつつある。しかしながら、浸透対策の長期的な効果の確認や、透水性の高い基礎地盤が厚く分布する箇所等現場条件によっては対策工の規模が大きくコストがかさむなどの課題が明らかになっている。そこで23年度は、①既存の浸透対策を実施した箇所において、効果を検証するための現地モニタリング、②透水トレンチ等コスト低減を考慮した浸透対策について、効果検証を目的とした模型実験、を実施した。



(a) モニタリング箇所平面図



(b) モニタリング箇所縦断面図（天端川裏肩）



(c) モニタリング箇所横断面図（6.4k-14m）

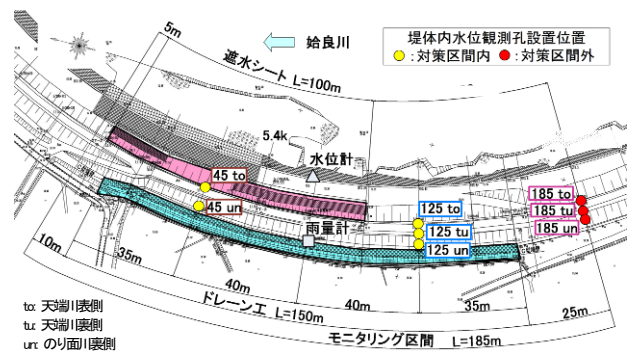
図-3.1 城原川の現地モニタリング

3.2 堤防の浸透対策に関する現地モニタリング

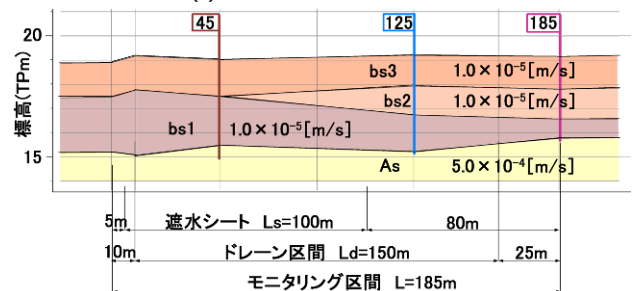
3.2.1 検討方法

現地モニタリングは、九州地方整備局管内の筑後川水系城原川左岸 6.4k 付近（佐賀県神埼市）および肝属川水系始良川左岸 5.4k 付近（鹿児島県鹿屋市）において実施した。モニタリング箇所の平面図、地質縦断面図および断面図を図-3.1、図-3.2 にそれぞれ示す。

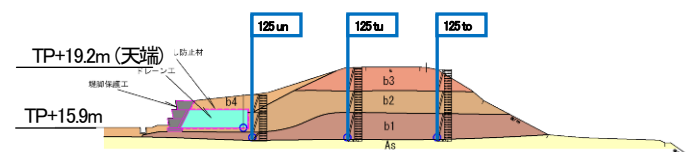
城原川のモニタリング箇所では、平成21年7月26日に計画高水位を超過する洪水により川裏のり面のすべり破壊が生じ、応急復旧工事として、川表遮水工法と表のり面被覆工法の併用工法が洪水直後に実施された。また、平成23年3月に川裏対策としてドレーンも設置されている。城原川堤防は、厚く堆積した有明粘性土の基礎地盤の上に、中生代の花崗岩が風化したマサ土（bs1）の透水性係数 $ks=7.0E-4m/s$ 、bs2 の透水性係数 $ks=5.0E-5m/s$ で構成されている。観測は、平成21年10月から筑後川河川事務所が実施しており、平成24年3月末時点も継続中である。堤体内水位の観測頻度は1時間に1回としている。加えて、平成22年10月からは土木研究所がモニタリン



(a) モニタリング箇所平面図



(b) モニタリング箇所縦断面図（天端川裏肩）



(c) モニタリング箇所横断面図（5.4k+60m）

図-3.2 始良川の現地モニタリング

グ箇所周辺に河川水位観測用の水位計、モニタリング箇所内に降雨観測用の雨量計を設置しており、観測を開始した。

始良川堤防のモニタリング箇所では、平成20年度末に、ドレーン工法もしくはドレーン工法と表のり面被覆工法（遮水シート）の併用による質的整備が実施された。始良川堤防は、砂層の基礎地盤の上に地域特有の火砕流堆積物であるシラスを含む砂質土（透水係数 $k_s=7.0E-5m/s$ ）で構成されている。始良川における観測孔の設置、データ観測は土木研究所が実施した。観測は平成21年8月から実施しており、平成24年3月末時点も継続中である。堤体内水位の観測頻度は、6月～10月の出水期は2分に1回、それ以外の時期は5分に1回としている。加えて、モニタリング箇所における河川水位と、降雨量も観測している。

3.2.2 モニタリング結果

城原川について、7月11日～15日の堤体内水位、河川水位、降雨量の時間変化を図-3.3に示す。図-3.4に河川水位がピーク水位に到達した14日9:00時点における天端川裏のり肩位置の堤体内水位の縦断分布を示す。図

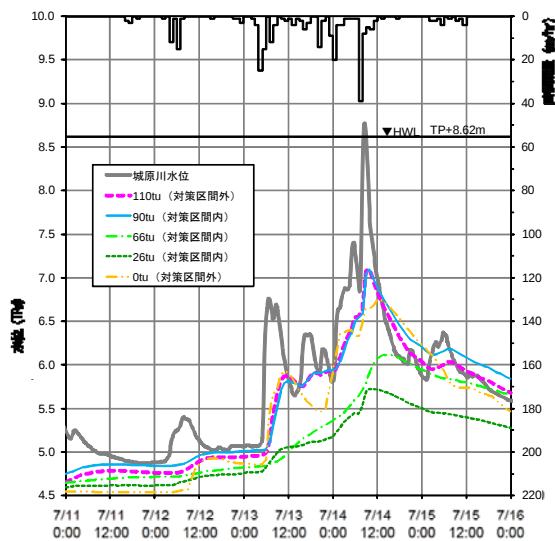


図-3.3 城原川の観測結果

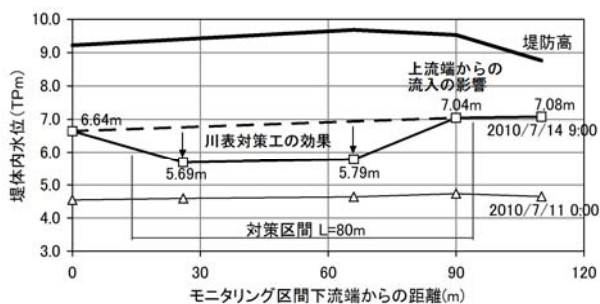


図-3.4 出水ピーク時の堤体内水位の縦断分布

-3.4より、遮水矢板および遮水シートによる対策工を実施した区間の堤体内水位は、無対策区間より1m以上低くなっており、対策工の効果が確認された。

始良川においては、平成21年8月の観測開始以降平成24年3月までに、堤体内水位に大きな影響を及ぼす洪水は発生しなかった。図-3.5に、モニタリング期間中に最も河川水位が上昇した6月19日の観測結果を示す。当該洪水は、図-3.6のとおり、河川のピーク水位がTP+15.5m程度、堤内地盤高相当程度の小規模出水であった。一時的に時間70mm程度の降雨があったことから、のり面やドレーン内の水位に上昇が見られたが、堤防の安全性には影響の無い範囲であった。今後も継続的にモニタリングを実施し、ドレーン工法の効果を確認する予定である。

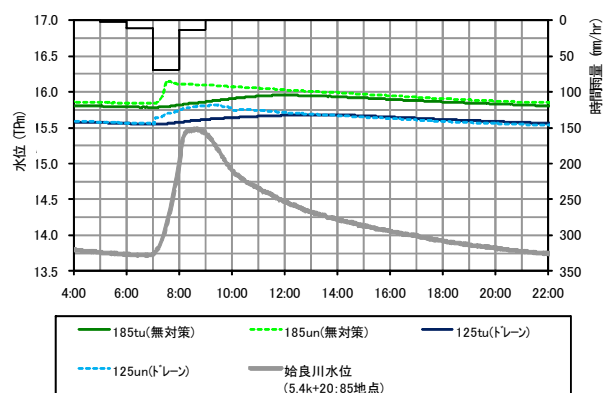


図-3.5 始良川の観測結果

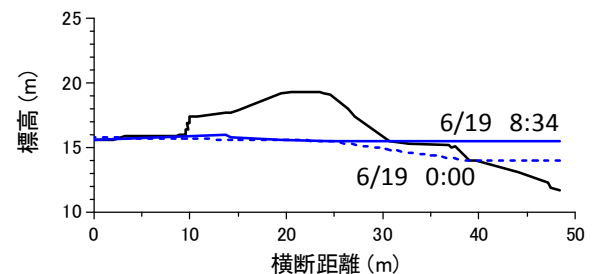


図-3.6 出水時の堤体内水位（始良川 5.4k+60, 図-3.2の125）

3.2.3 まとめ

九州地方整備局管内の城原川と始良川において、浸透対策を実施した箇所を対象に、堤体内水位の現地モニタリングを実施した。その結果、城原川においては、遮水矢板と遮水シートを併用により、堤体内水位低下効果が得られた。一方、始良川においては、観測期間中に有意な出水が生じなかった。現地モニタリングは、平成24年度以降も引き続き実施する予定である。

3.3 堤防の浸透対策に関する模型実験

3.3.1 実験概要

透水性の高い基礎地盤の表層に、難透水性の被覆土層が堆積している箇所を対象に、川裏側で揚圧力を軽減す

る対策として、図-3.7に示すような透水トレンチ工法および排水機能付き矢板工法の適用性について検討した。

模型材料の物理特性を表-3.1に示す。透水性の高い基礎地盤には川砂（透水係数 $k_s=3.4\times 10^{-2}\text{cm/s}$ ）、被覆土層と堤体にはローム（透水係数 $k_s=1.9\times 10^{-4}\text{cm/s}$ ）を使用した。

実験ケースは、表-3.2に示すとおり、無対策を1ケース、対策を3ケース（排水機能付き矢板を設置したケース、透水トレンチを堤体外・堤体のり尻直下に設置したケース）の計4ケースとした。図-3.8～図-3.10に、ケース2～4の模型断面形状を示す。堤体部分は、天端と裏のりのみモデル化した。無対策のケース1は、対策工が無い点を除き、対策工のケースと同様の断面形状である。ケース2で用いた排水機能付き矢板は、市場製品を参考に、矢板延長方向の平均開口率が2%となるように設定した。図-3.11に実験に使用した排水機能付き矢板の模型を示す。開口部には、吸い出し防止材を貼り付けて、土砂の流出を防止した。ケース3、4で用いた対策工のトレンチは、図-3.12に示すように、碎石（単粒度碎石4号）を吸い出し防止材で包む構造とした。

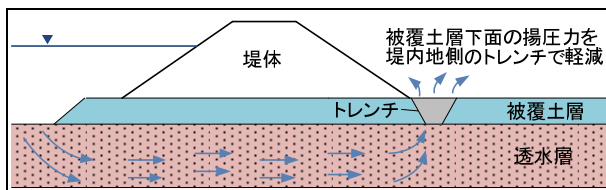


図-3.7 透水トレンチ工法のイメージ

表-3.1 模型材料の物理特性

土質材料		ローム	川砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.654	2.692
粒度構成	礫分(%)	5.0	11.4
	砂分(%)	11.7	87.3
	シルト・粘土分(%)	86.3	1.3
締固め特性 (繰返し法(A-a))	ρ_{dmax} (g/cm ³)	0.973	1.739
	w_{opt} (%)	56.0	15.4



図-3.11 排水機能付き矢板の模型

初期条件として、実験前に水位調節槽の水位を被覆土層上面で固定し、48時間以上通水し、基礎地盤全体を飽和させた。基礎地盤の飽和後に、水位調節槽の水位を図

表-3.2 実験ケース一覧

実験ケース	対策内容
1	無対策
2	排水機能付き矢板
3	透水トレンチ（堤体外）
4	透水トレンチ（堤体のり尻直下）

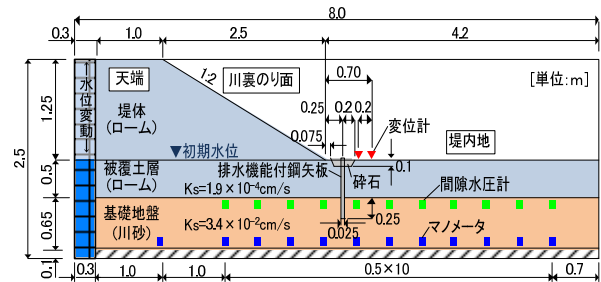


図-3.8 ケース2（排水機能付き矢板）の断面形状

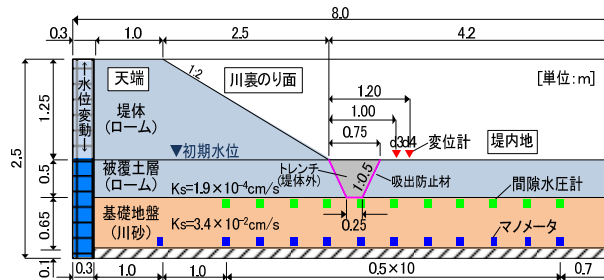


図-3.9 ケース3（透水トレンチ(堤体外)）の断面形状

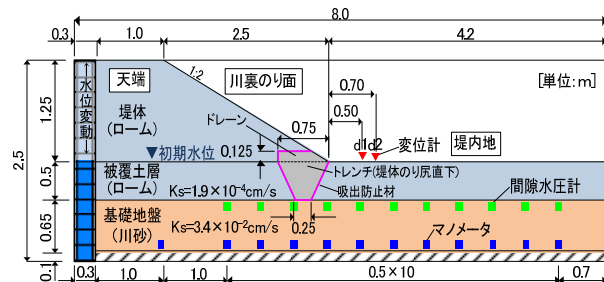


図-3.10 ケース4（透水トレンチ(堤体のり尻直下)）の断面形状



図-3.12 ケース4の透水トレンチの設置状況

-3.13に示すように20cmや10cm間隔で概ね1時間毎に段階的に上昇させた。各段階において、地盤の変形状況を目視確認するとともに水位上昇時の実験中の間隙水圧、変位の計測を行った。なお、堤内地側に湛まった水は水中ポンプで随時排水し、その水位が地表面に保持されるようにした。

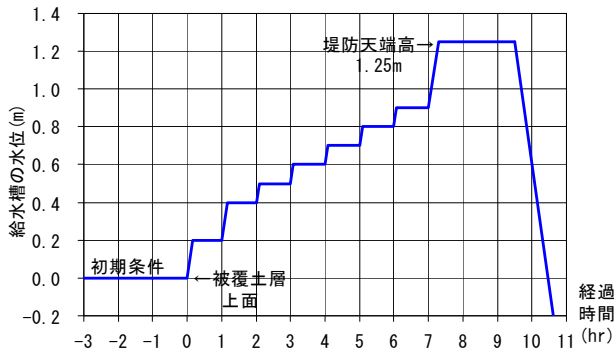


図-3.13 外力条件

3.3.2 盤ぶくれの発生状況

各ケースののり尻付近の鉛直変位量を図-3.14、図-3.15にそれぞれ示す。ケース1の無対策では、鉛直変位量が概ね3mmに達した5時間32分後（給水槽水位：被覆土層上面+80cm）と鉛直変位量が概ね5mmを上回った8時間58分後（給水槽水位：被覆土層上面+125cm）の2回、のり尻から水平距離で約2mの位置に漏水が発生し、揚圧力の解放が生じた。一方、ケース2（排水機能付き矢板）やケース3、4（透水トレレンチ）では、排水

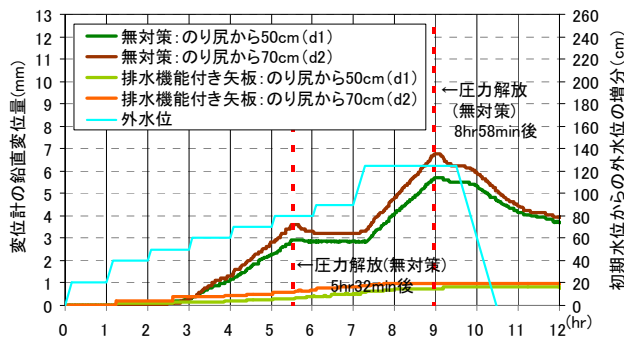


図-3.14 変位量の時間変化（ケース1、2）

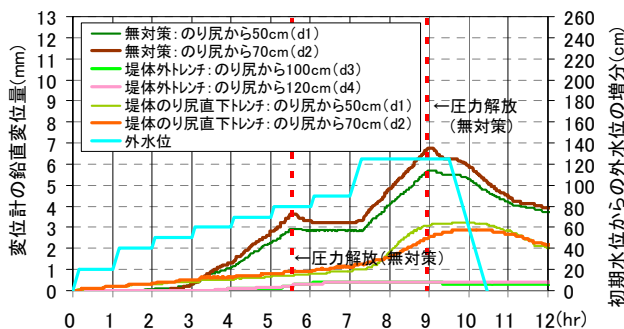


図-3.15 変位量の時間変化（ケース1、3、4）

部材やトレレンチが揚圧力を解放している効果により、鉛直変位量が最大1mm程度と小さく、無対策で見られたような地盤の急激な圧力解放は発生しなかった。

3.3.3 地盤内の圧力変化

各ケースののり尻部・被覆土層下面における初期値からの圧力水頭の増分（以下、圧力水頭増分）の時間変化を図-3.16に示す。図より、ケース1（無対策）において1回目に圧力解放が生じた5時間32分後の圧力水頭増分は41.4cmであった。一方、ケース2の5時間32分後の圧力水頭増分は10.2cmであり、同じ時間の圧力水頭増分が7割以上低減されていることが分かる。また、同じ時間のケース3、4の圧力水頭増分については、ケース3で12.0cm、ケース4で14.0cmであり、無対策と比較してそれぞれ7割程度低減、6割以上低減されている。

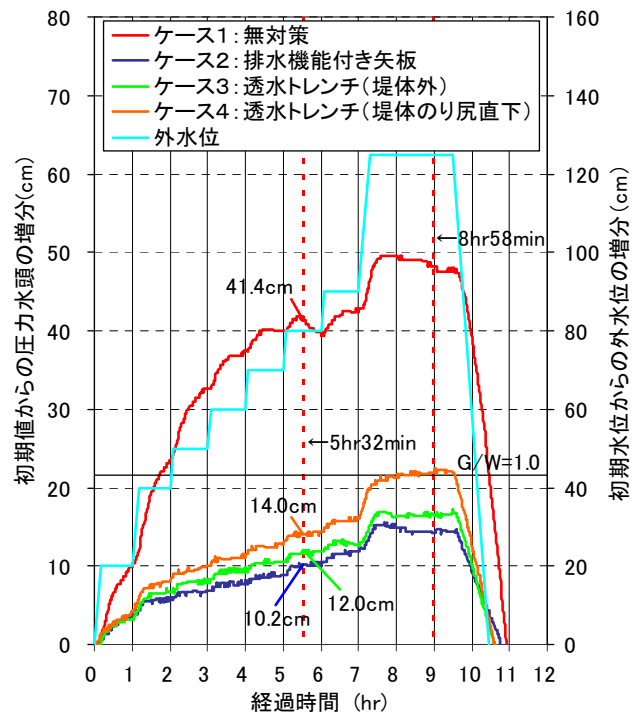


図-3.16 のり尻部・被覆土層下面の圧力水頭増分の時間変化

3.3.4 解析による対策工の透水係数の同定

実験における排水機能付き矢板の排水部材および透水トレレンチの透水係数を推定するために、実験時と同様の初期条件・境界条件・外力条件を用いて二次元の飽和・不飽和非定常浸透流解析を行った。土の不飽和浸透特性は、「河川堤防の構造検討の手引き」⁷⁾（以下、「手引き」）に基づき設定した。

ケース2（排水機能付き矢板）の解析モデル図を図-3.17に示す。透水係数は、矢板を $k_s=1.25 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ （手引きに基づく厚さ12.5cmの換算値）、砕石は $k_s=1.0 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ とした。排水部材部分については厚さ

10cm と設定した。

排水機能付き矢板の排水部材および透水トレンチの透水係数を変化させて、実験値と解析値を比較した結果を図-3.18、図-3.19 に示す。図-3.18 より、排水機能付き矢板の排水部材の透水係数（二次元換算）は、 $k_s=1.0 \times 10^0 \text{ cm/sec}$ 程度で解析値と実験値の圧力水頭増分が概ね一致していることが分かる。また、図-3.19 からは、透水トレンチの透水係数が $k_s=1.0 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ 程度で解析値が実験値と概ね一致していることが確認できる。これは、透水トレンチを堤体のり尻直下に設置したケース 4 でも同様であった。

3. 4 まとめ

河川堤防の揚圧力対策として、排水機能付き矢板、透水トレンチ（堤体外、堤体のり尻直下）の効果を模型実験により検証した。堤防高さ 1.25m の模型実験の結果、のり尻部の揚圧力は排水機能付き矢板により無対策時の

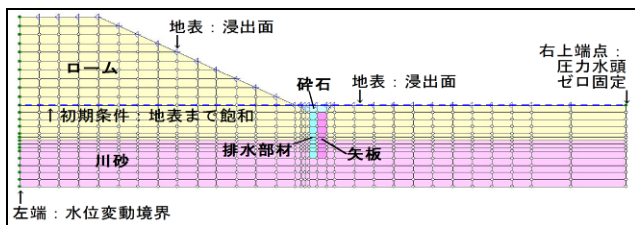


図-3.17 解析モデル図（ケース 2：排水機能付き矢板）

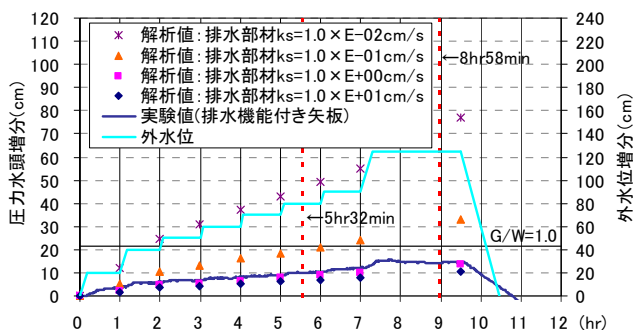


図-3.18 のり尻部・被覆土層下面の圧力水頭増分の解析値と実験値の比較（ケース 2：排水機能付き矢板）

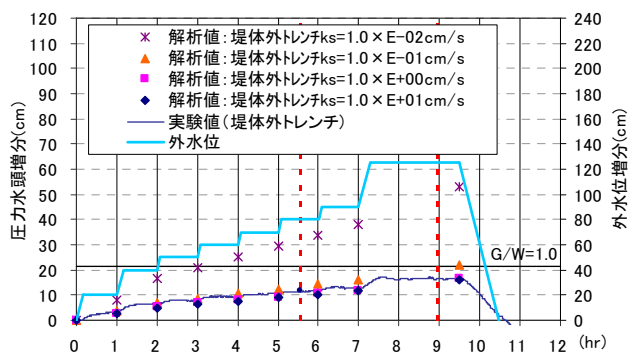


図-3.19 のり尻部・被覆土層下面の圧力水頭増分の解析値と実験値の比較（ケース 3：透水トレンチ（堤体外））

7 割以上低減、透水トレンチにより無対策時の 6 割以上低減した。また、実験結果を飽和・不飽和・非定常浸透流解析により再現し、実験で使った排水機能付き矢板の排水部材の透水係数を二次元換算で $k_s=1.0 \times 10^0 \text{ cm/sec}$ 程度、透水トレンチの透水係数を $k_s=1.0 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ 程度と推定した。

4. まとめ

本研究は、堤防の質的向上に迅速かつ効率的に対応するため、浸透対策のコストダウンや効果的な地震対策、洪水と地震の対策を両立させる複合対策について提案することを目的としている。平成 23 年度は、堤体の液状化対策および洪水時の揚圧力対策について模型実験で検討するとともに、浸透対策を実施している箇所の現地モニタリングを実施した。その結果、つぎのことが明らかになった。

- ・堤体の液状化対策として、川裏側にドレーン工、川表側に押え盛土を一定の規模で設けることで対策効果が得られることが確認された。
- ・堤体の液状化対策に関する実験成果は、平成 24 年 2 月に国土交通省水管理・国土保全局治水課より通知された「河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定版）」に反映された。
- ・洪水時の揚圧力対策として、川裏のり尻部に排水機能付き矢板や透水トレンチを設置することにより、揚圧力を大きく低減できることが明らかになった。
- ・現地モニタリングでは、川裏ドレーン等の対策効果が適切に発揮されていることが確認された。

参考文献

- 1) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について 報告書，2011.9.
- 2) 国土交通省東北地方整備局，北上川等堤防復旧技術検討会：北上川等堤防復旧技術検討会 報告書，2011.12.
- 3) 谷本俊輔，石原雅規，佐々木哲也：東北地方太平洋沖地震における堤体液状化の要因分析，河川技術論文集，Vol.18，2012.6.（投稿中）
- 4) 林宏親，西本聡，橋本聖，梶取真一：泥炭地盤に築造された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強，地盤工学ジャーナル，Vol.6，No. 3，pp.465-473，2011.
- 5) 玉邑修二，岡村未対：内部応力分布の変化が地

震時の盛土の安定性に与える影響，第45回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1463-1464，2010.8.

6) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川堤

防の耐震対策マニュアル，2012.2.

7) 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、<http://www.jice.or.jp/>、2012.2.

DEVELOPMENT OF COMPOSITE COUNTERMEASURE FOR SEEPAGE AND LIQUEFACTION OF LEVEE

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Soil Mechanics and Dynamics
Research Group (Geology and
Geotechnical Engineering)

Author : SASAKI Tetsuya

ISHIHARA Masanori

SAITO Yukiko

TANIMOTO Shunsuke

Abstract : In the fiscal 2011, centrifuge model tests concerning countermeasures for liquefaction inside embankment and for underseepage of levee were performed. In addition, field observation of water levels inside levees and precipitation at the sites where some countermeasures for seepage were installed has been continued. As the result, the followings were confirmed.

- 1) A certain size of drainage at the landside toe of levee and counterweight fill at the riverside toe of levee is necessary to reduce the deformation of levee due to liquefaction inside the levee.
- 2) Drainage trench and sheet pile with drainage function installed at the landside toe of levee is able to reduce uplift water pressure sufficiently.
- 3) The effects of countermeasures e.g. drain and etc. at the monitoring sites are appropriate.

Key words : levee, liquefaction inside embankment, countermeasure for liquefaction, countermeasure for underseepage, the 2011 Great East Japan Earthquake