

1.4 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、谷本俊輔、吉田直人、
荒木裕行

【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 25 年度は、平成 24 年度に引き続き、浸透対策の現地モニタリングと、洪水時に発生する盤膨れやパイピングに対して低コストで対策可能な堤内基盤排水工法に関する模型実験を実施した。その結果、健全な対策工であれば、実際に作用する圧力を大きく上回るような高い圧力が基礎地盤に作用した場合でも対策工やその周辺での変状は確認されず、効果を発揮することが確認できた。また、基礎地盤の液状化対策として堤防直下の地盤改良の動的遠心模型実験を実施した。その結果、対策工を薄くした場合でも液状化層を全層改良した場合とほぼ同じ沈下抑制効果を発揮することが確認できた。さらに、現状において安定解析などを用いている液状化対策工の設計に変形量を取り入れることを目指し、液状化対策として実施例の多いり尻直下地盤に対する締固め工法や固結工法、矢板工法の既往の動的遠心模型実験の再現解析を行い、解析手法の課題を抽出した。

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、対策工の設計

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。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 25 年度は、平成 24 年度に引き続き、浸透対策の現地モニタリングと揚圧力対策に関する模型実験を実施した。また、耐震対策に関しては、堤体直下の地盤改良による液状化対策に関する動的遠心模型実験とのり尻に液状化対策工を施した堤防の地震による変形の再現解析を実施した。

2. 堤防の浸透対策に関する検討

2.1 堤防の浸透対策に関する現地モニタリング

2.1.1 モニタリング実施箇所

川裏のり尻部にドレーン工や川表被覆工法による浸透対策を実施した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、現地モニタリングを継続実施した。

対策工の設置位置と観測井の位置関係、及び地質縦断面図、代表断面の横断面図を図-2.1 に示す。

始良川堤防のモニタリングは、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箇所で行っている。観測は平成 21 年 8 月から実施しており、平成 26 年 3 月末時点も継続中である。堤体内水位の観測頻度は、10 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。

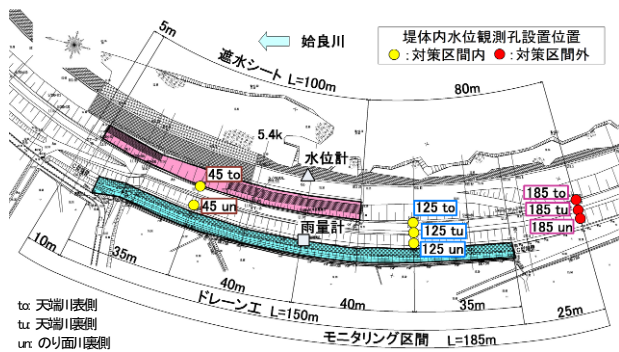
2.1.2 モニタリング結果

平成21年8月の観測開始以降、最も河川水位が上昇した平成24年6月の出水に比べると小さいものの、平成25年度に最も水位が上昇した9月の出水時の状況を紹介する。

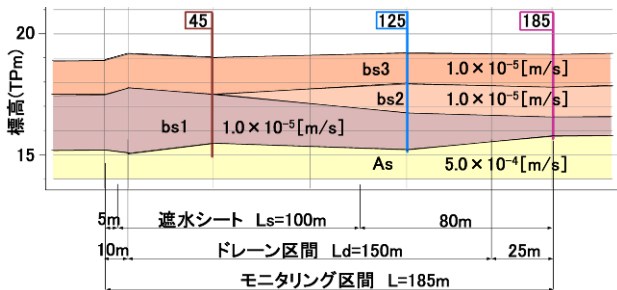
降雨及び河川水位の経時変化を図-2.2に示す。9月1日の午後から断続的な降雨が観測され、4日未明まで続いた。短時間ではあったが、時間60mmを上回る時間もあった。

堤防の川裏側のり尻の高さがTP.15.5~16.0mの範囲にあるため、河川水が堤体に浸透し、堤体内の水位が上昇することはなかったが、上述の降雨により水位が観測された井戸もあった。水位計のピーク水位の一覧を表-2.1に示す。水位が観測された井戸は、対策工の施されていないA断面(測線185)ととり尻ドレーン工が施されたB断面(測線125)の全てととり尻ドレーン工と川表遮水シートが施されたC断面(測線45)のドレーン工内だけである。

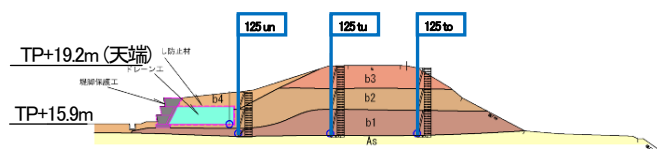
ドレーン工の中で水位が観測されたのは、天端や川裏



(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 (左岸 5.4k+60m)

図-2.1 始良川の現地モニタリング

のり面に降った雨の一部がドレーン工の端部から入り込んだ結果であると考えられる。無対策のA断面の水位に比べ、B断面もC断面の水位も低いあるいは水位が観測されていないことから、ドレーン工を介して堤体に浸透する水の量は少なく、ドレーン工を設置したことの悪影響はほとんどないものと考えられる。

また、遮水シートの設置していない断面(A,B断面)では水位が観測されたのに対して、遮水シートの設置された断面(C断面)では水位が観測されたことから、遮水シートが降雨の浸透を妨げる効果を発揮したことが考えられる。

2.2 堤防の盤ぶくれ対策に関する模型実験

2.2.1 対象とする盤膨れ対策工

河川堤防の多くは、河川流出土砂で形成された沖積層上に築造されており、堤防基礎地盤に透水性の高い地層が存在するケースが多い。このような基礎地盤が存在する箇所では、洪水時など堤外地側の河川水位が上昇すると、浸透現象によって透水層内の水圧が高くなり堤内地側の被覆土層表面が膨れ上がり漏水、噴砂などの被害が発生する可能性がある。河川堤防の基礎地盤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』¹⁾に基づき、堤内地地盤の表層が粘性土で被覆されている場合に行う。盤膨れに対する安全性は、 $G/W > 1.0$ (G:被覆土層の重量、W:被覆土層底面に作用する揚圧力の比)

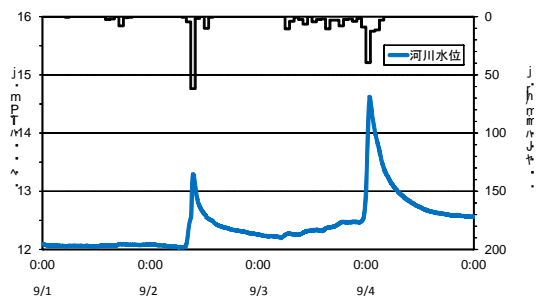


図-2.2 H25.9.1~9.5のハイドロ (5.4k+60m)

表-2.1 水位観測結果

水位観測位置		ピーク水位 (T.P.+m)	備考
A: 無対策断面	天端表のり肩	15.837	
	天端裏のり肩	15.602	
	裏のり	-	観測井設置深度以下
B: ドレーン設置	天端表のり肩	15.407	
	天端裏のり肩	15.437	
	裏のり	15.557	
	ドレーン	○	観測値あり
C: ドレーン + 遮水シート設置	天端表のり肩	-	観測井設置深度以下
	天端裏のり肩	-	観測井設置深度以下
	裏のり	-	観測井設置深度以下
	ドレーン	○	観測値あり

で照査される。盤膨れ現象の対策としては、断面拡大工法や川表遮水工法、ブランケット工法などのように浸透距離を増し川裏のり尻位置の水圧を低下させるか、基礎地盤の浸透水の遮断する工法が一般である。しかし、これらの工法は用地取得の問題や費用の問題があり、用地が要らず安価な対策工法の開発が望まれている。上記対策工法他には、ウェル工法²⁾などの堤内基盤排水工法(川裏のり尻部から排水し揚圧力を低減させる工法)があり、上述の工法に比べ安価で用地もほとんど必要ないものの、効果を検証した事例が少ない。そのため、既往実験³⁾に加え堤内地側に設置したドレーンについて模型実験を行い効果の確認および排水時の挙動など検証を行うものとした。

2.2.2 実験概要

実験は図-2.3に示す実験土槽(幅4m×奥行き8m×高さ2.5m)に盛土高さ1.25m、勾配1:2.0の実堤防ののり尻部分のみを切り出した模型を作製した。盤膨れを再現するため透水層(川砂:透水係数 $k_s=3.4 \times 10^{-4} \text{m/s}$)の上に被覆土層(ローム:透水係数 $k_s=1.9 \times 10^{-6} \text{m/s}$)を設置し盤膨れが発生し易い構造とした。堤体部の盛土には被覆土層と同じロームを使用した。ドレーンはジオグリッドを円形に組んだ中に単粒碎石を投入して作製した。

外力は模型端部にVUφ200の塩ビ管を埋設し給水を行う事で、透水層(川砂層)に水圧を与えられる構造とした。

対策工は模型中央ののり尻部にφ300の円柱ドレーン(Case1)を地表面から透水層(川砂層)まで貫通するよう設置した。実験ケースは表-2.2に示すように円柱ドレーンの形状を変化させたケース、設置位置を変化させたケースの計3ケースを行った。

この模型は、天端高さ1.25mの堤防の半断面をモデル化したものではなく、堤内地盤から堤防の高さ1.25mまでの範囲を部分的にモデル化したものである。大きな堤

防においては透水層に天端高さ1.25m以上の水圧が作用する場合も考えられることから、塩ビ管の中に模型の

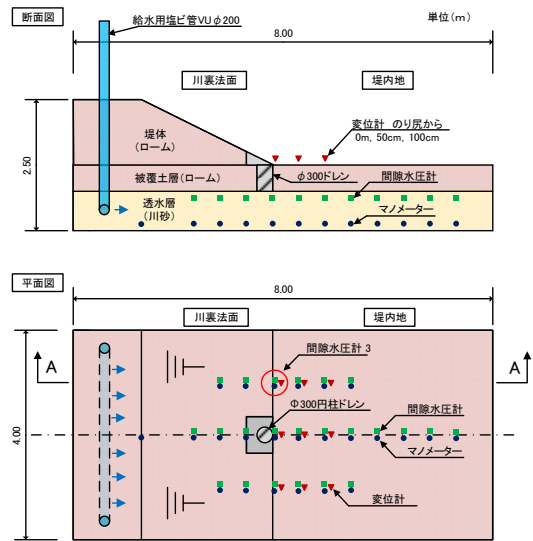


図-2.3 模型実験の断面図・平面図

表-2.2 実験ケース

	対策工	設置位置	備考
Case1	φ300円形ドレーン	のり尻中央	
Case2	φ1000円形ドレーン	のり尻中央	
Case3	φ300円形ドレーン	のり尻から2m	堤内地側

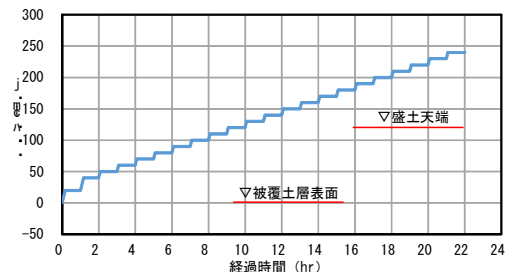


図-2.4 外水位

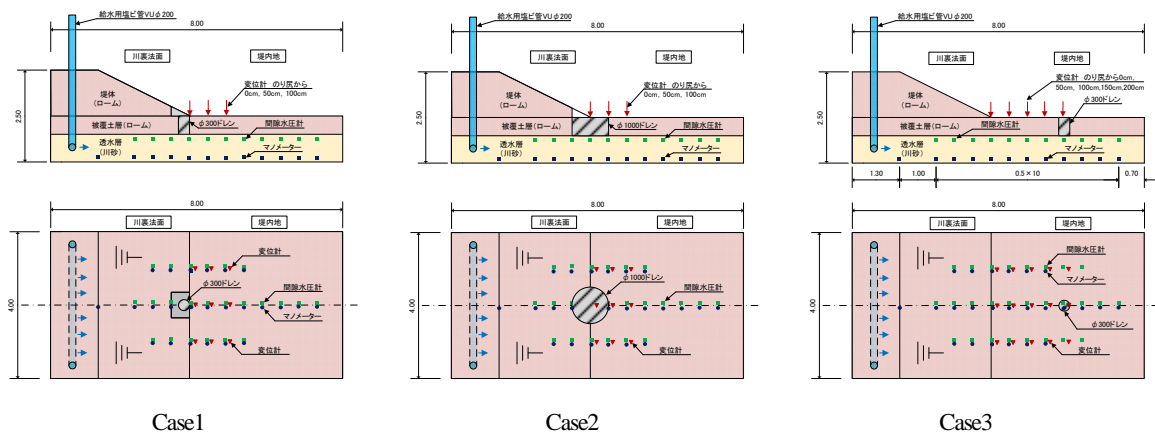


図-2.5 各ケースの断面図・平面図

天端高さ以上の水位を形成することによって、実物規模の堤防の透水層に作用する高い水圧を再現することを試みたものである。

2.2.3 実験方法

実験は外力条件として、埋設した塩ビ管に給水し、管内の水を上昇させることで、河川水位の上昇による透水層の水圧上昇を再現した。初期水位は、実験開始までに土層を飽和させ被覆土層表面とした。図-2.4 に示すように実験開始時に被覆土層表面を 0cm とし、塩ビ管内の水位を 1 時間毎に 10cm ずつ段階的に上昇させた。

計測装置は図-2.5 に示すように、堤内地側の地表面に変位計を 9 箇所(Case3 は 15 箇所)設置し地盤の変位を計測し、透水層の上部に間隙水圧計を 23 箇所(Case3 は 27 箇所)、透水層下部にマンメーターを 24 箇所設置し被覆土層下面に働く揚圧力の計測を行った。また、実験中は塩ビ管への給水量と堤内地側に排出される排水の量を併せて計測した。

実験は給水用の塩ビ管内の水位を段階的に上げて行き、透水層内の水圧を上昇させ強制的に盤膨れを発生させた。地表面の変位や漏水が発生しても塩ビ管内の水位を上昇させ、模型が破壊するまで実験を行った。

2.2.4 実験結果

図-2.6 に、堤内地側地表面の鉛直変位を計測した測点のうち、のり尻中央位置で、のり尻から堤内地側に 50cm、100cm の地点の時刻歴を示す。同図には 3 ケースの計測結果と合わせて既往実験で行った無対策の結果も示している。無対策の実験では、実験開始から水位を 120cm まで上昇させた後、水位を下げ実験を終了したのに対し、今回の 3 ケースは模型が破壊するまで段階的に塩ビ管内の水位を上昇させ続けた。無対策の実験では、実験開始

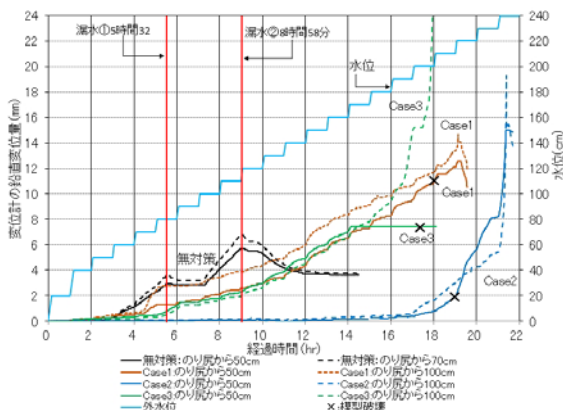


図-2.6 堤内地側の地表面変位の時間変化

から水位が 80cm に達した 5 時間 32 分後と水位が 110cm の 8 時間 58 分後の 2 回漏水が発生した。円柱ドレーンを設置した 3 ケースでは、同じ水位の無対策に比べ全体的に変位は抑えられているものの、Case1 ののり尻から 100cm の地点の変位は、無対策の変位とかなり近い値となっている。無対策に比べ変位がある程度抑えられている Case1 ののり尻部から 50cm の地点、および Case3 についても被覆土層表面から水位が 70cm まで上昇したあたりから変位の値が徐々に上がり始めている。

Case2 については水位が被覆土層表面から 190cm に達するまでほとんど地表面の変位は見られなかった。また、Case1 は水位が被覆土層表面から 200cm、Case2 では 210cm、Case3 では 200cm に達したとき給水部位置から模型が破壊した。

図-2.7 の上段には、透水層の上部に設置した間隙水圧計のうち、のり尻中央位置より 1m 堤防縦断方向に離れた図-2.3 の断面 A-A ののり尻部の間隙水圧計 3 の値を示した。合わせて既往実験で行った無対策ののり尻部の値も表示してある。図-2.7 の下段に、各対策ケースの排水量の時刻歴を示す。

無対策の実験では、水位が 40cm に達する経過時間約 2 時間で G/W=1.0 を下回った。さらに水位が 80cm に上昇する 5 時間 32 分後に漏水が発生した。今回の実験では G/W=1.0 を下回った水位は、Case1 で 80cm、Case2 で 170cm、Case3 で 70cm となっている。また、無対策で見られたような堤内地側の明らかな漏水はドレーン部以外からは確認されなかった。

対策工からの排水量はすべてのケースについて実験開始から模型崩壊まで増加している。水位上昇に伴い圧力水頭の値が直線的に増加し、その後横ばいとなっている。このような変化は、被覆土層表面に亀裂が発生して漏水している可能性がある。実験では、その状態のままさら

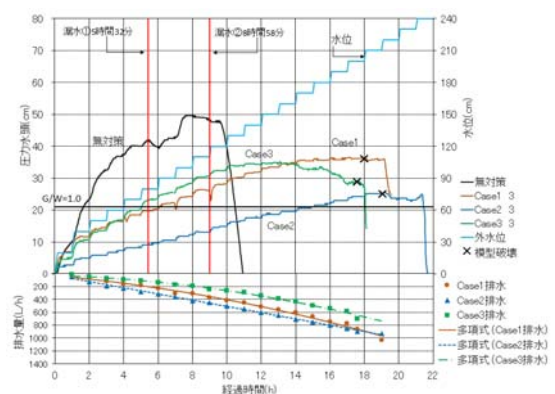


図-2.7 のり尻部(断面 A-A)の圧力水頭の時間変化
下段：排水量の時間変化



図-2.8 Case2 模型破壊状況

に水位を上昇させたが、盛土全体が高い水圧によって給水部位置より破壊した。図-2.8にCase2の模型破壊状況を示す。

2.2.6 実験結果と浸透流解析

実験を行った2ケース(Case1,Case2)について、比較的簡易に計算可能な2次元の飽和・不飽和非常浸透流解析を行った。解析を行った断面は、対策工の効果を検証するため対策工のない図-2.3の断面A-Aとした。断面A-Aは、のり尻部中央から1m堤防縦断方向に離れた位置であり、検証を行った圧力水頭は間隙水圧計3の実測値とした。図-2.9に断面の位置を示す。実験によって得られた値と、解析によって得られた圧力水頭について比較を行った。間隙水圧計3の位置は、断面A-A中ののり尻位置の被覆土層下面(透水層上部)である。対策工は、堤防縦断方向に連続していないため、解析断面の対策工の透水係数は対策工の実際の透水係数よりも低い透水係数を与える必要がある。そこで、対策工の透水係数を変化させ、間隙水圧計3の実測値と比較した。その結果Case1では、透水係数 $k_s=5.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 、Case2では、透水係数 $k_s=3.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ のときに実測値とほぼ同じ圧力水頭が得られた。

2.2.7 まとめ

透水層に強制的に圧力をかけのり尻付近の水圧を上昇させた今回の実験では、すべてのケースについてドレーン自体の変状はなく、盛土全体が破壊する結果となった。これより、基礎地盤の透水層に実際の堤防で作用する圧力を大きく上回るような大きな水圧がかかった場合でも、対策工が堤防に対して悪影響を与えることはないものと考えられる。ただし、これらの結果は対策工が健全であった場合であり、繰り返し洪水が作用し対策工や対策工の周辺地盤で目詰まりが生じたなどのように対策工の効果が低下した場合には、対策工周辺から噴砂を伴う漏水

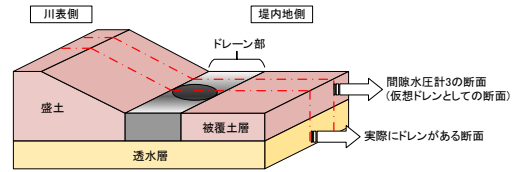


図-2.9 解析断面のイメージ

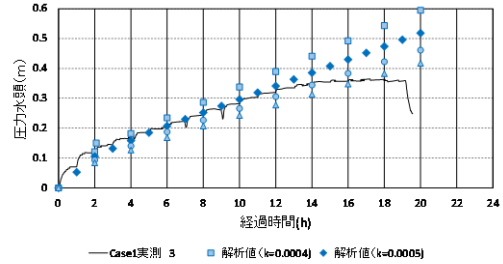


図-2.10 Case1 実測値と解析値の時間変化

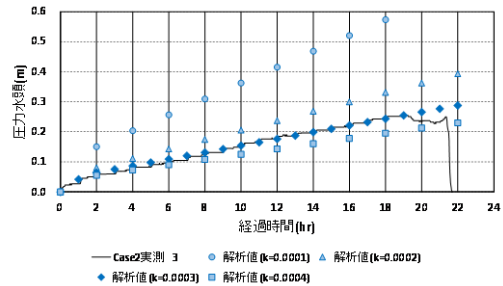


図-2.11 Case2 実測値と解析値の時間変化

が生じることも想定される。このため、対策工の設計においては、対策工の効果の低下に対する配慮が必要となる。

来年度以降も、設計法の構築に向けた検討を継続する予定であり、前述の対策工の効果低下に対する配慮の他に、対策工の透水係数及び基礎地盤の透水層の分布の把握・透水係数の設定方法や対策工設計時の対策工と地盤の境界からの漏水を考慮したG/Wの閾値の設定などの課題がある。

3. 堤防の地震対策に関する検討

3.1 直下改良による液状化対策の効果に関する模型実験

3.1.1 検討の概要

基礎地盤が液状化すると、基礎地盤は堤防の荷重によって水平方向に伸張、鉛直方向に圧縮し、堤防の天端沈下やクラックが生じる。2011年東北地方太平洋沖地震においても、基礎地盤の液状化に伴う堤防の被災が多数確認された⁴⁾。

基礎地盤の液状化対策では、のり尻付近に対策工を設

けることで、基礎地盤の液状化による側方変形を抑制するための対策がとられてきた。代表的な工法としては、セメント等の安定剤を地盤に混合することで固結させる工法（固結工法）、地盤の密度増大を図ることで液状化に対する強度を増加させる工法（締固め工法）、地震時に生じる過剰間隙水圧の消散を促進する工法（ドレーン工法）、側方変形を矢板等の鋼材により構造的に抑制する方法などが挙げられる⁵⁶⁾。

一方、著しい地震被害を受けた堤防に対して、液状化対策工を併用した復旧を行う場合については、以前より、堤体盛土直下の液状化対策が行われてきた。これは、堤体盛土直下の基礎地盤の液状化を抑制することが対策方法として最も根本的かつ効果的であると考えられること、大規模に被災した堤防の復旧としては仮締切・撤去・再構築を必要とするため、これとあわせて堤体盛土直下の地盤改良を行うことの合理性が高いためである。また、近年では、基礎地盤の液状化層厚が厚い場合や液状化強度が小さい場合において、のり尻位置に対策工を設けるだけでは十分な対策効果が得られないため、震前に液状化対策を行う場合においても、堤体盛土直下に液状化対策を行う事例が出てきている。震前対策として実施する場合、仮締切や堤防の開削を必要となる場合もあるなど、工事規模が比較的大きくなるが、一方で、確実な対策効果が期待され、比較的小規模な堤防であれば合理的な対策方法となる可能性もある。そこで、本研究では液状化地盤上に築造された堤防を対象に、堤防直下をセメント混合により固化改良する対策工に着目し、遠心模型実験を実施した。

実験ケース一覧を表-3.1、実験模型の概要図を図-3.1に示す。遠心模型実験は50Gの遠心場において実施しており、以降で示す値は全て実大換算した値である。対象とする堤体盛土は高さ5.0m、天端幅5.0m、のり勾配2割である。基礎地盤はGL-8mまでが液状化層であり、その下部には砂質支持層が存在する。堤体盛土の直下の液状化対策工を合理的に実施するためには、改良深度の設定が重要なポイントとなることから、実験では改良厚を2m、4m、8mとしたケースおよび無対策のケースを設定した。

表-3.1 実験ケースの一覧

	対策工
Case 1-1	なし
Case 1-2	改良厚 8m
Case 1-3	改良厚 4m
Case 1-4	改良厚 2m

3.1.2 模型の作製と実験手順

液状化層にはDLクレー（非塑性シルト）とカオリン（ASP-100）を乾燥質量比3:1で混合した材料を用いた。本材料のA-c法による最大乾燥密度 ρ_{dmax} は1.723 g/cm³、最適含水比 w_{opt} は16.9%であった。液状化層は水道水を用いて含水比を約16%に調整した材料を用い、締固め度 D_c を85%として土槽内で突き固めることで作製した。 $D_c=85\%$ における非排水三軸圧縮試験および非排水繰返し載荷試験の結果を表-3.2に示す。

堤体盛土には江戸崎砂を使用した。A-b法による最大乾燥密度 ρ_{dmax} は1.615 g/cm³、最適含水比 w_{opt} は18.2%であった。堤体の作製にあたっては水道水で含水比を15%程度に調整した材料を用い、 $D_c=82\%$ として飽和前の液状化層上あるいは固化改良体上で突き固めて作製した。

改良体には東北硅砂7号と早強ポルトランドセメントを混合したセメント改良砂を用いた。早強ポルトランド

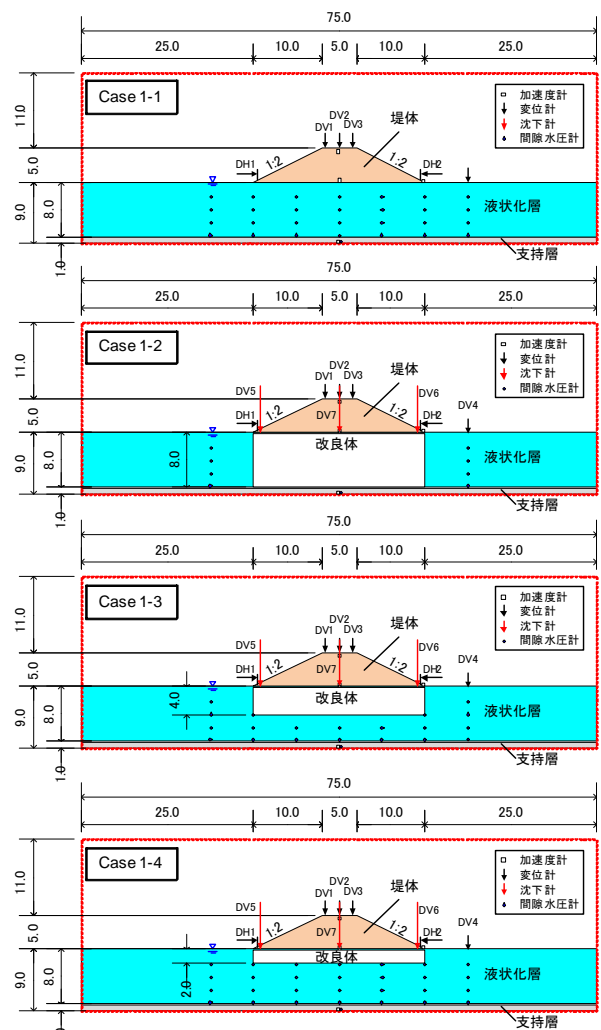


図-3.1 実験模型の模式図

セメントの添加量は東北硅砂 7 号の乾燥質量に対して 3.3%とした。配合試験については後述する。固化改良体は配合材料の含水比を 16%程度に調整し、モールド内で突き固めて作製した。約 20°Cの室温で約 9 日間湿潤養生を行った後、凍結させた状態で土槽内に設置した。加振時の改良体の材齢は全て 14 日とした。

作製した堤防模型は重力場において脱気槽内で真空脱気を行い、脱気水を滴下することで液状化層の飽和を実施した。水位は GL とし、飽和時間は約 2 日間とした。

飽和した堤防模型を遠心ピット内に設置し、遠心力を 50G まで上昇させて間隙水圧および変位の変化が収まった時点で加振を行った。Case 1-3 および Case 1-4 については、遠心力を 50G まで上昇させた後、一旦遠心力を除荷してガラス面から改良体側面の観察を行った後、再び遠心力を 50G まで上昇させて加振を行った。

入力地震動は、レベル 2-1 地震動(II 種地盤)⁷⁾の標準加速度応答スペクトルに適合させた板島橋 TR の地震動波形を用い、土槽下面境界以深への逸散減衰と振動台の加振能力を勘案して振幅を 0.9 倍とした。

表-3.2 液状化層層に用いた材料の室内試験結果

	$D_c = 85\%$
c_{cu} (kPa)	1.60
ϕ_{cu} (°)	14.0
液状化強度比 R_{L20}	0.136

3.1.3 セメント改良体の配合試験

改良体に用いるセメント改良砂の配合を決定するため、事前に一軸圧縮試験を実施した。一軸圧縮強さの目標値は、下水道施設の耐震対策指針と解説⁸⁾等を参考に、改良部分が液状化しない程度の強度として 100kPa 程度とした。セメント添加率(硅砂 7 号の乾燥質量に対する早強ポルトランドセメントの乾燥質量)を 3.0%、3.3%および 3.6%の 3 ケースとし、材齢 7 日、5 日、14 日において試験を実施した。

前述したとおり、固化体模型は室温 20°Cの環境において湿潤養生を行った後、一旦凍結させて土槽内に設置し、融解させてから材齢 14 日で加振を行った。一軸圧縮試験においても固化体模型の養生条件に近づけるため、試験前日に供試体を一旦凍結させ、融解したことを確認した後、に载荷を行った。

図-3.2 に一軸試験結果を示す。材齢 14 日における一軸圧縮強さの 3 供試体平均値は、セメント添加率 3.0%が

110kPa、3.3%が 150kPa、3.6%が 170kPa であり、目標強度である一軸圧縮強度 100kPa にはセメント添加率 3.0%のケースが近かった。しかしながら、同ケースでは脱型時に既に破損している供試体や、せん断時の破壊状態から改良状態が不均質となっている可能性が伺われる供試体が確認された。固化改良体模型の作製にあたっては、セメントによる固化改良が均質に実施でき、なおかつ養生や脱型時に破損しないことが条件となるため、本実験では比較的均質な供試体が作製できたセメント添加率 3.3%を採用することとした。

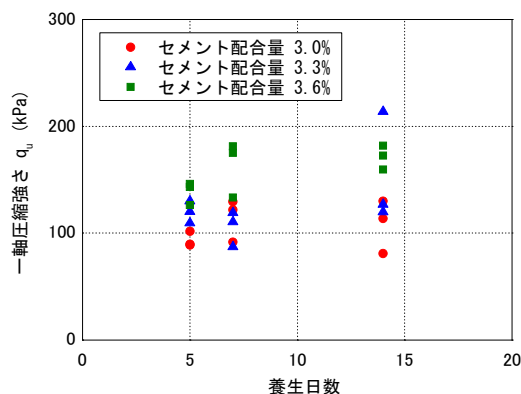


図-3.2 セメント改良砂の配合試験結果

3.1.4 堤体盛土の変形状況

加振後の天端写真を図-3.3、加振開始から 1500sec 時点における平均天端沈下 (DV1~3)、のり尻水平変位 (DH1, 2) および固化改良体中央の沈下量 (DV7) の残留値の一覧を表-3.3 に示す。また、平均天端沈下およびのり尻水平変位と改良厚の関係を図-3.4 および図-3.5 に示す。

無対策の Case 1-1 では 0.80m の平均天端沈下が生じ、天端付近には縦断クラックが発生した。また、のり尻においても 0.21m の水平変位が確認された。

堤体直下の液状化層を支持層まで全て固化改良した Case 1-2 では平均天端沈下量が約 0.28m であった。一方、のり尻の水平変位については 0.31m の水平変位が生じ、これは全 4 ケースの中で最も大きい値であった。また、天端にはわずかに縦断クラックが発生した。

固化改良の厚さを 4.0m および 2.0m とした Case 1-3 および Case 1-4 では、平均天端沈下量はそれぞれ 0.27m および 0.34m であった。のり尻の水平変位については、いずれも 0.1m 程度であった。両ケースでは天端でのクラックの発生は確認されなかった。

Case 1-2 から Case 1-4 では固化改良体の中央 (DV7)

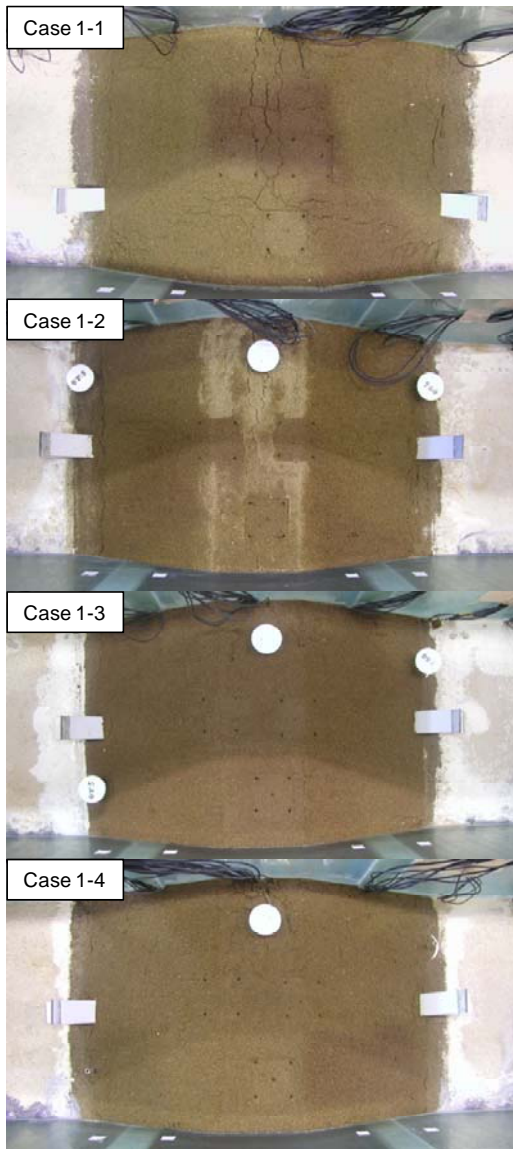


図-3.3 加振後の堤体盛土天端の状況

で沈下量を計測した。天端沈下量と改良体の沈下量の差を求めると、Case 1-2 では0.26m、Case 1-3 では0.12m、Case 1-4 では0.17mであった。天端沈下量と改良体の沈下量の差は、堤体盛土自体の変形に起因する沈下量であるといえる。したがって、Case 1-3 および Case 1-4 では堤体盛土の変形に起因している沈下量は約半分程度であるが、Case 1-2 では天端沈下量の大半が堤体盛土自体の変形に起因している。つまり、対策ケースの中で Case 1-2 は堤体盛土自体の変形が最も顕著であったと考えられる。

3.1.5 固化改良体の損傷状況

加振後、堤体を解体した後に固化改良体の観察を行った。Case 1-3 および Case 1-4 における改良体上面のク

表-3.3 残留変位の一覧 (1500sec 時点)

	平均天端沈下量 (DV1~3) (m)	固化改良体の沈下量 (DV7) (m)	法尻の平均水平変位 (DH1,2) (m)
Case 1-1	0.80	—	0.21
Case 1-2	0.28	0.02	0.31
Case 1-3	0.27	0.15	0.10
Case 1-4	0.34	0.16	0.12

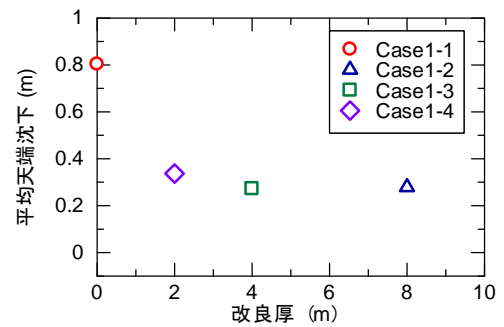


図-3.4 改良厚と平均天端沈下量 (1500sec 時点)

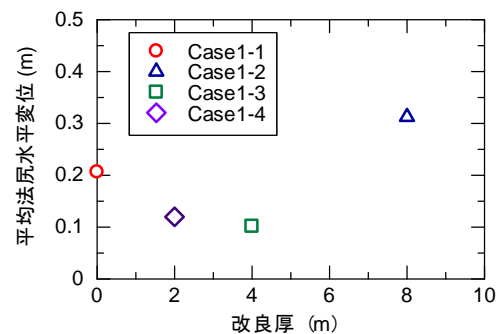


図-3.5 改良厚と平均法尻水平変位 (1500sec 時点)

ラックのスケッチを図-3.6 および図-3.7 示す。スケッチ中に示した青色破線は堤体盛土ののり肩を投影したものである。また、赤色破線で示した箇所付近を切断し、手前方向に向かって撮影した写真を併せて示す。なお、Case 1-2 の改良体についてはここではスケッチなどを示していないが、加振後においてもクラック等は確認できなかった。

Case 1-3 および Case 1-4 では、加振後の固化改良体には多数のクラックが生じており、いずれも縦断方向に卓越していることがわかる。Case 1-3 では堤体中央付近にクラックが集中し、クラックは固化体底面にまで達していた。また、Case 1-4 では堤体中央付近のみならず比較的広範囲にわたってクラックが発生し、そのほとんどが固化体底部にまで達していた。ただし、いずれのケース

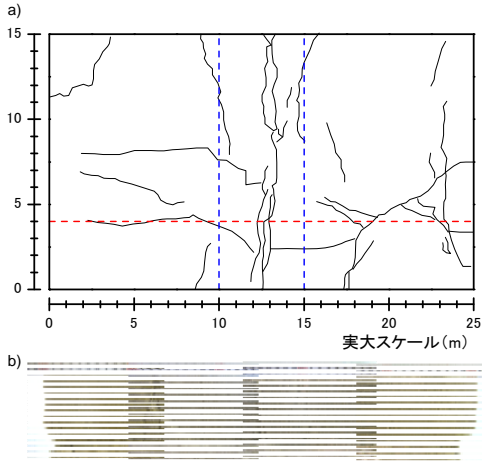


図-3.6 Case 1-3 の改良体上面のクラック状況 a) と固化改良体断面写真 b)

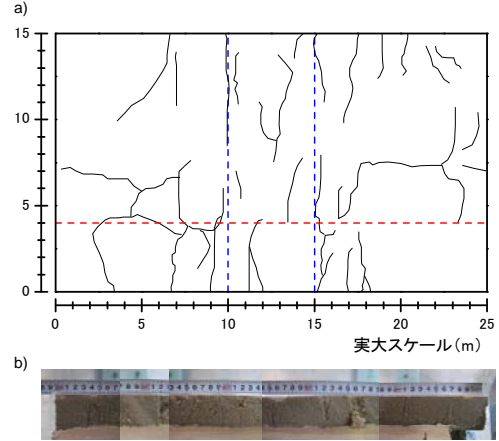


図-3.7 Case 1-4 の改良体上面のクラック状況 a) と固化改良体断面写真 b)

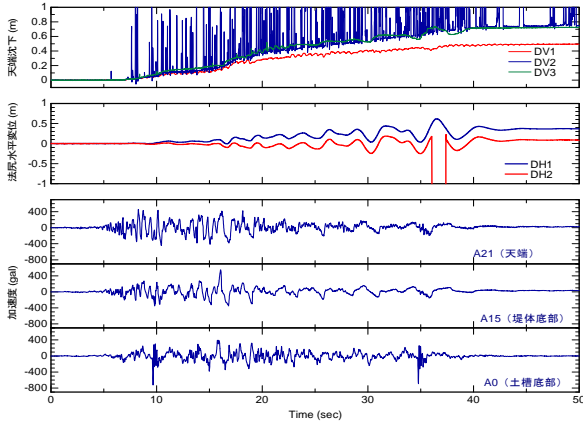


図-3.8 天端沈下および法尻水平変位と加速度の時刻歴変化 (Case 1-1)

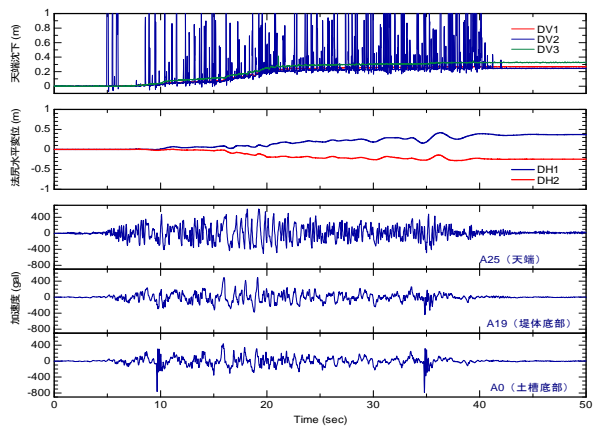


図-3.9 天端沈下および法尻水平変位と加速度の時刻歴変化 (Case 1-2)

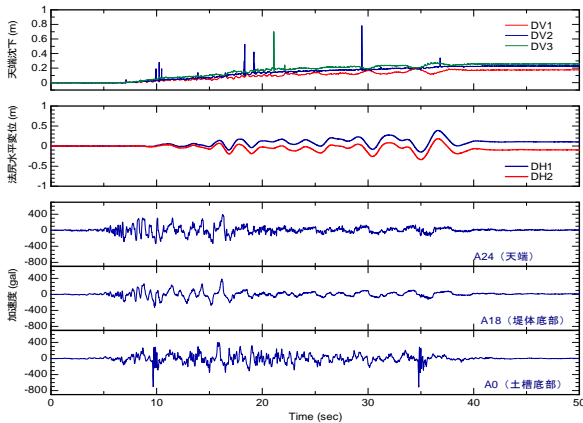


図-3.10 天端沈下および法尻水平変位と加速度の時刻歴変化 (Case 1-3)

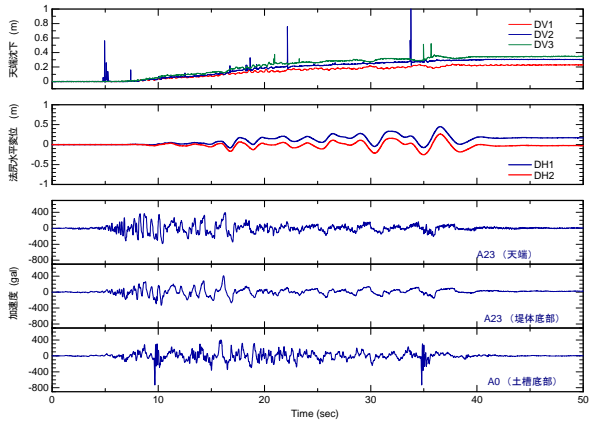


図-3.11 天端沈下および法尻水平変位と加速度の時刻歴変化 (Case 1-4)

でも明らかに開口しているようなクラックは認められなかった。

Case 1-3 および Case 1-4 については、加振前において遠心力を一旦除荷し、土槽ガラス面から改良体の観察

を行った。この時点で、両ケースの改良体は堤体中央の直下付近には既にクラックが生じていることが確認された。これらのクラックは堤体荷重の載荷によって生じたものと考えられる。したがって、加振後に観察された固

化改良体のクラックは、加振によって生じたもののみならず、加振前の堤体荷重によって生じたものも含まれているとみられる。

3.1.6 変位および加速度の時刻歴変化

加振中の加速度および変位の0.0から50.0secまでの時刻歴変化を図-3.8から図-3.11に示す。ここで示した加速度は、堤体中央において土槽底面、堤体底部、天端中央の3箇所計測したものである。

まず、加速度波形について検討を行う。Case 1-1の堤体底部および堤体天端で計測された応答加速度波形は、土槽底面で計測された入力加速度波形と比較して20sec付近から短周期成分が失われ、減衰していることがわかる。この傾向はCase 1-3およびCase 1-4でも確認できる。これらのケースでは、堤体下部あるいは固化改良体下部には液状化層が存在しており、地震動がこの液状化層を通過する際に長周期化したものと考えられる。

一方で、Case 1-2については、土槽底面で計測された入力加速度波形と堤体底部で計測された応答加速度波形はほぼ一致し、さらに堤体天端で計測された応答加速度波形は増幅している。堤体底部から支持層までを固化改良したことで、入力加速度が減衰することなく堤体まで

達したためと考えられる。

次に、天端沈下およびのり尻水平変位について検討する。いずれのケースも8sec付近から変位が生じ始めた。Case 1-1、Case 1-3、Case 1-4の天端沈下量は加振終了とともに一旦収束傾向を見せ、50secにおける平均天端沈下量はCase 1-1が0.66m、Case 1-3が0.22m、Case 1-4が0.29mであった。その後、天端沈下量は緩やかに増加し、1500sec時点で表-3.3に示す結果となった。一方、Case 1-2の天端沈下については加振中の22sec付近で概ね収束しており、50secおよび1500sec時点における平均天端沈下量はいずれも0.28mであった。堤体下部に液状化層の無いCase 1-2では加振後の天端沈下は確認されていないことから、Case 1-1、Case 1-3、Case 1-4で加振後に確認された天端沈下は、液状化層の体積圧縮に起因する可能性が高い。

3.1.7 液状化層の過剰間隙水圧分布

加振時に計測された過剰間隙水圧 (Δu) を各計測地点における初期有効上載圧 (σ'_v) で除した過剰間隙水圧比 ($\Delta u / \sigma'_v$) の時刻歴変化を図-3.12から図-3.15に示す。ここで対象としたのは、土槽左端部から水平方向に18.75mから56.25mまでの間に6.25mピッチで設置し

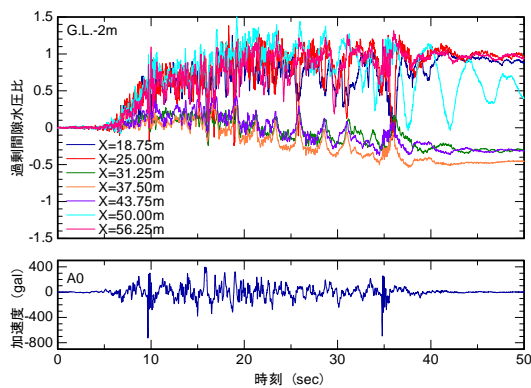


図-3.12 過剰間隙水圧比の時刻歴変化 (Case 1-1)

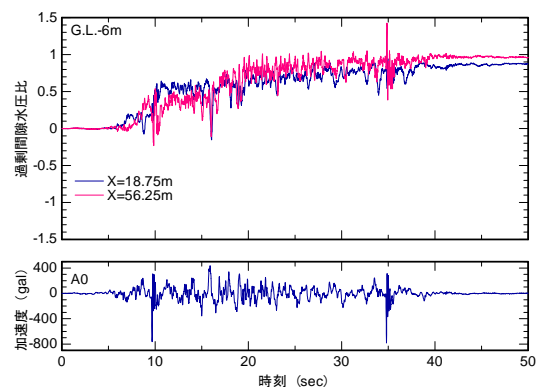


図-3.13 過剰間隙水圧比の時刻歴変化 (Case 1-2)

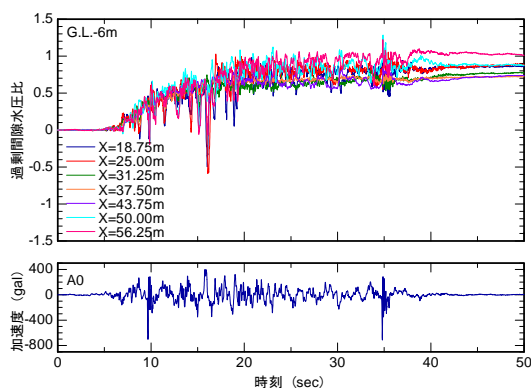


図-3.14 過剰間隙水圧比の時刻歴変化 (Case 1-3)

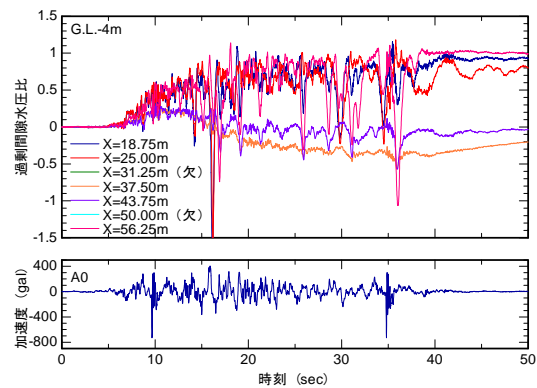


図-3.15 過剰間隙水圧比の時刻歴変化 (Case 1-4)

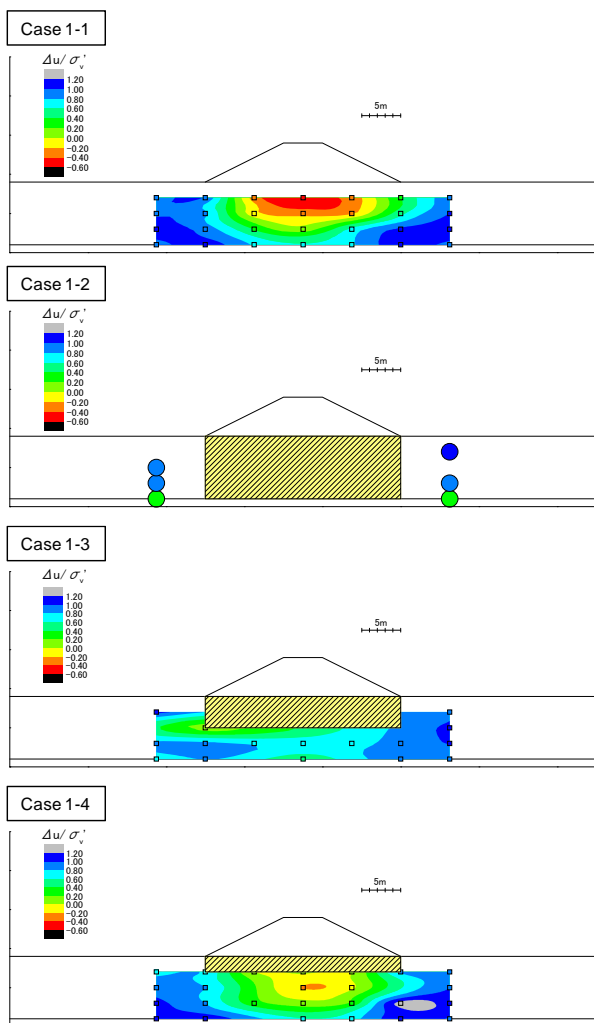


図-3.16 過剰間隙水圧比の2次元分布

た間隙水圧計の結果である。対象とした間隙水圧計の深さは堤体底部あるいは固化改良体底部から 2.0m 下部とし、Case 1-1 が G.L.-2m、Case 1-3 が G.L.-6m、Case 1-4 が G.L.-4m である。なお、Case 1-2 については G.L.-6m において固化改良体から側方に 6.25m の位置の結果を示す。

対象とした箇所の $\Delta u / \sigma'_v$ の変化傾向は、ケースによらず概して 2 つのパターンに分けることができる。Case 1-1 の水平距離 31.25m、37.50m、43.75m 箇所、および Case 1-4 の水平距離 37.50m、43.75m 箇所の結果については、12sec 付近までは上昇傾向をみせるものの、その後減少に転じ、50sec 時点では負値となった。これらの箇所では液状化が生じていないと考えられる。その他の計測箇所の結果は 25sec 付近で 0.8 程度に達した後、その後 50sec まで概ね減少しておらず、液状化した状態が続いていることがわかる。

次に、 $\Delta u / \sigma'_v$ の 2 次元的な分布を検討するため、全

ての間隙水圧計を対象として、50sec 時点における $\Delta u / \sigma'_v$ 分布をした。 $\Delta u / \sigma'_v$ の 2 次元分布を図-3.16 に示す。なお、Case 1-2 については間隙水圧計を改良体の両側に鉛直方向に 1 列ずつしか設置していないことから、2 次元分布ではなく各計測箇所の結果のみを示すこととした。

Case 1-1 および Case 1-4 では、堤体盛土下部あるいは固化改良体の下部において液状化していない領域が存在し、その形状は下に凸であった。Case 1-4 より Case 1-1 の方が $\Delta u / \sigma'_v$ の値は小さく、また $\Delta u / \sigma'_v$ が負値を示す領域は大きい。その他の領域においては $\Delta u / \sigma'_v$ が概ね 0.8 以上となっており、液状化していると考えられる。Case 1-3 については、堤体盛土下部の $\Delta u / \sigma'_v$ が水平地盤下部よりもやや小さい傾向にはあるものの、 $\Delta u / \sigma'_v$ が負値を示す領域は存在せず、液状化していない領域は不明瞭である。Case 1-2 については、支持層付近の $\Delta u / \sigma'_v$ がやや小さい傾向はあるが、固化改良体の側方では概ね液状化していると見られる。

液状化しない領域は、堤体盛土や厚さ 2m の固化改良体の下部で表れたことから、液状化層とその上部の土構造物との相互作用によるものと考えられる。厚さ 4m の固化改良体 (Case 1-3)、厚さ 2m の固化改良体 (Case 1-4)、さらに無対策 (Case 1-1) の順で液状化しない領域が拡大していることから、液状化層と接している土構造物の変形が生じやすいほど $\Delta u / \sigma'_v$ に負値が生じ易いとみられる。負の過剰間隙水圧が生じた一因としては、非排水状態での側方伸張変形に伴う正のダイレイタンス一等が考えられる。

3.1.8 まとめ

基礎地盤の液状化対策工として堤体盛土直下の固化改良工を対象とし、動的遠心模型実験を実施することでその対策効果の検討を行った。

無対策の Case 1-1 と対策を施した Case 1-2 から Case 1-4 を比較すると、堤体盛土の直下を固化改良することで天端の沈下量を半分以下に低減し、さらに天端のクラックの発生を抑制することができた。改良厚の違いによる天端沈下量の違いはそれほど明確ではなく、改良厚 2m のケース (Case 1-4) でも改良厚 4m のケース (Case 1-3) あるいは 8m のケース (Case 1-2) と同等の天端沈下抑制効果を得ることができた。改良厚 2m および 4m とした場合、堤体盛土荷重の载荷や加振によって固化改良体に多数のクラックが生じた。なお、明確に開口しているクラックは認められなかった。本実験では地震動の入力は 1 回のみであったが、固化改良体にクラックが多数存在

している状態で再度地震動を受けた場合に堤体盛土の変形に対して発揮される変形抑制効果については現時点で不明であり、今後の検討が必要である。

改良層を8.0mとして支持地盤まで改良を行ったCase 1-2は、天端沈下量は改良層が4mのCase 1-3と同程度まで低減されたものの、天端付近にはわずかに縦断クラックが発生した。また、のり尻の水平変位は無対策のCase 1-1を上回る結果となった。Case 1-1、Case 1-3およびCase 1-4では、いずれも堤体下部あるいは固化改良体下部に液状化層が存在しており、加速度波形は液状化層を通過する際に減衰や長周期化した状態で堤体盛土に到達した。一方、Case 1-2は改良体が支持地盤まで達していたことから、加速度波形は減衰や長周期化することなく堤体盛土に到達した。このため、Case 1-2では堤体盛土自体の変形が顕著に生じたと考えられる。堤体自体の変形がCase 1-3やCase 1-4同程度であれば、天端沈下や天端の縦断クラックなどはさらに抑制される可能性がある。

また、Case 1-1やCase 1-4では堤体盛土や固化改良体の下部において過剰間隙水圧が上昇しない領域が存在することが確認された。このような領域の形成は堤体盛土全体の沈下量にも影響を及ぼしていると考えられ、天端沈下量を精度良く推定するには液状化しない領域の分布を把握することが求められる。

3.2 静的地盤変形解析に関する検討

3.2.1 検討概要

これまで、河川堤防の基礎地盤の液状化対策としては、前述の直下改良の対策効果が高いことは認識されつつも、堤防直下の基礎地盤に対策を実施するに当たっては、仮締切が必要となる場合も多いことなどから、のり尻直下地盤に対策が実施されることが多かった。代表的な対策工法としては、締固め工法や鋼矢板、固結工法がある。現在、これらの対策工の設計を行う場合には、レベル1地震動相当の水平震度を作用させた時の対策工等の安定性を確認している。このような方法は、耐震対策を実施

すべき区間を選定する際の、レベル2地震動を作用させた時の堤防の沈下量を変形量解析法により求め、外水位

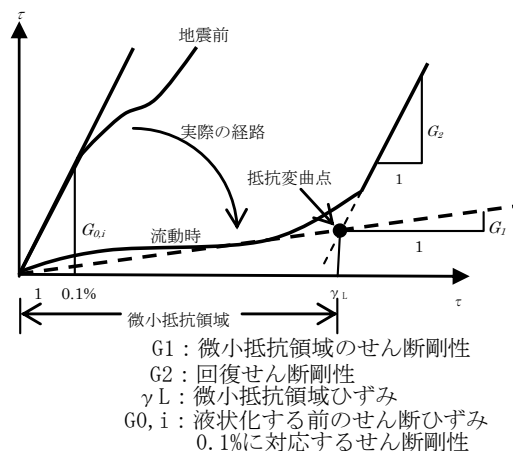


図-3.17 せん断応力-せん断ひずみのモデル化

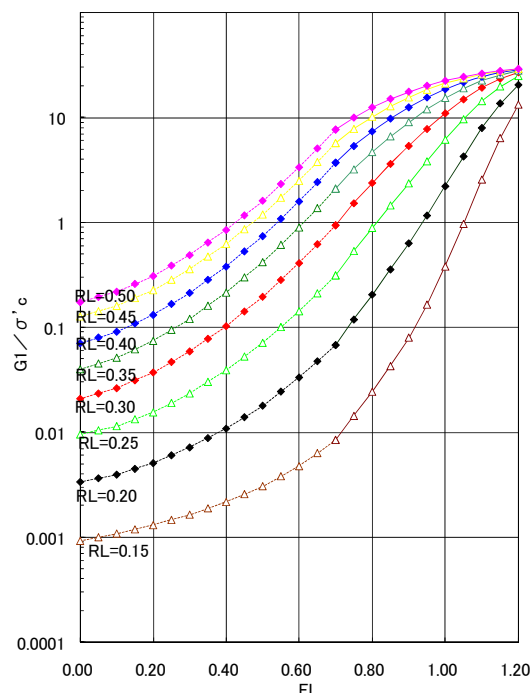


図-3.18 液状化層の剛性を設定するチャート

表-3.4 解析対象とした遠心模型実験ケース一覧

CASE	地下水位 GL-(m)	加振条件	PGA (gal)	堤防高さ (m)	堤防幅 (m)	対策工	対策工の仕様	沈下量 (m)
CASE1	2.0	正弦波	234	5.0	23.0		無体策	1.30
CASE2	2.0	正弦波	232	5.0	23.0	締固め工法	法尻締固め 改良幅:6.0m	0.69
CASE3	2.0	正弦波	287	5.0	23.0	締固め工法	法尻締固め 改良幅:10.0m	0.71
CASE4	2.0	正弦波	294	5.0	23.0	固結工法	法尻固結 改良幅:6.0m 改良深さ:8.5m	1.15
CASE5	2.0	正弦波	235	5.0	23.0	固結工法	法尻固結 改良幅:6.0m 改良深さ:11.0m	0.85
CASE6	2.0	正弦波	285	5.0	23.0	矢板工法	矢板長:11.0m	1.22
CASE7	2.0	正弦波	255	5.0	23.0	矢板工法	矢板長:14.0m	0.91

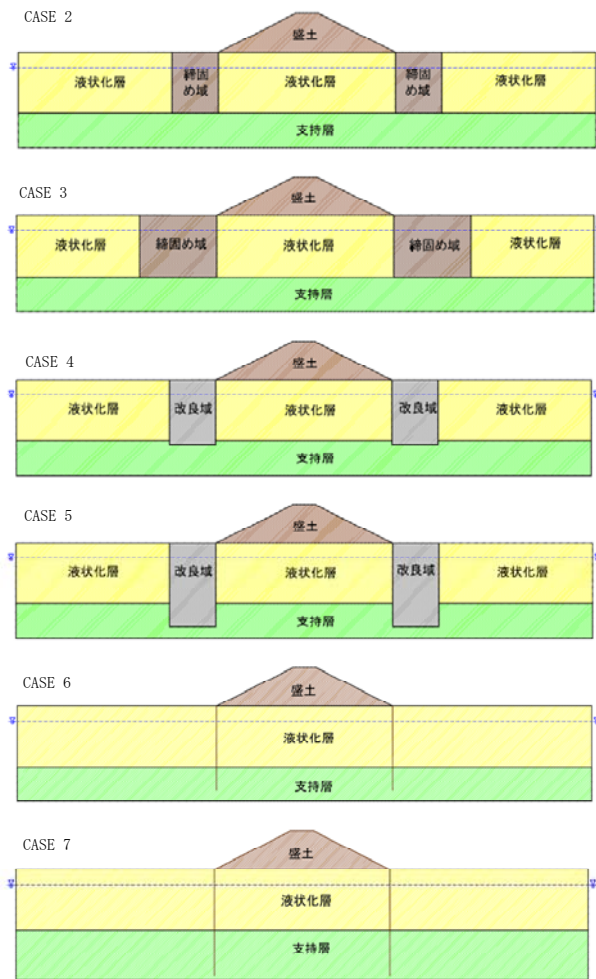


図-3.19 解析対象の遠心模型実験の横断面

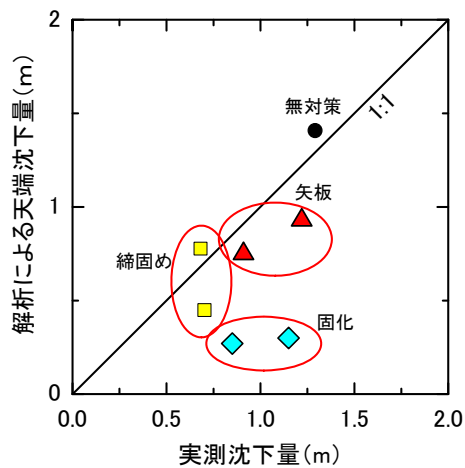


図-3.20 模型実験による天端沈下量と解析による天端沈下量の関係

と比較する方法と異なっている。そこで、耐震対策の設計も変形量を考慮した方法に変えることを念頭に、のり尻直下地盤に液状化対策工を施した堤防の地震による沈下の再現解析を実施した。

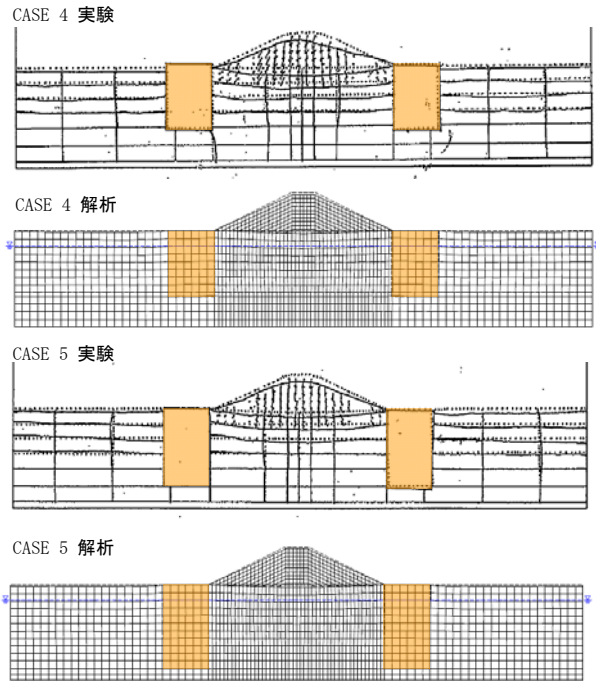


図-3.21 のり尻直下地盤を固化工法により対策した堤防の遠心模型実験結果と解析結果

3.2.2 解析手法

解析手法はALIDを用いた。解析は初期応力解析、液状化による自重解析、過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析の順に行い、液状化による自重解析と過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析による変位を足し合わせて天端沈下量を求めた。液状化による自重解析は応力解放法⁹⁾より行った。この時、液状化時の応力-ひずみ関係は図-3.17に示す下に凸なバイリニアモデルで表現され、微小抵抗領域のせん断剛性 G_1 は液状化強度比 R_L と液状化安全率 F_L から図-3.18に示すチャートにより設定した。このチャートは、安田・稲垣の式¹⁰⁾を元に作成された¹¹⁾ものである。なお、解析に用いた地下水位はサクシオン等の影響を考慮した地下水位設定法により設定した。

3.2.3 解析対象

のり尻対策工の被災事例は僅かしかなく、しかも有意に沈下した箇所も存在しないことから、平成11年～12年に土木研究所において実施した動的遠心模型実験を対象とした。ケースの一覧を表-3.4に、モデル図を図-3.19に示す。表全て1Gに換算した値である。

3.2.4 解析結果

実際の天端の沈下量と解析による天端の沈下量を比較した結果を図-3.20に示す。締固め工法と鋼矢板のケースについては、概ね1:1に近い解析結果が得られ、計算方

法にこれ以上の改良を加える必要はないと考えられる一方で、固化工法については実測沈下量よりもかなり小さな解析結果が得られており、改善余地があることが明らかとなった。

固化工法の Case4 と Case5 の加振後の変形図を図-3.21 に示す。若干ではあるが、実験では、Case4 においては滑動変位（右側のブロック）、Case5 においては回転（右側のブロック）しており、さらに堤防直下の液状化層に堤体がめり込むように変形している様子が確認できる。固化体に取り付けた変位計からは行っては戻りを繰り返して徐々に残留変位が蓄積していることも確認されている。しかし、本解析手法は動的な方法ではなく、静的な方法であることから、繰り返しの影響を直接的に評価することはできず、のり尻の対策工がほとんど動かないために、解析による沈下量が小さくなったものと考えられる。

今後、静的な変形解析において固化工法の繰り返しの影響を評価する方法を検討した上で、堤防の沈下量を考慮した対策工の設計法を構築する予定である。

4. まとめ

平成 25 年度は、平成 24 年度に引き続き、浸透対策の現地モニタリングと、洪水時に発生する盤膨れやパイピングに対して低コストで対策可能な堤内基盤排水工法に関する模型実験を実施した。その結果、現地モニタリングにおいては、大規模な出水がなかったものの、対策工の効果を一部確認することができた。また、堤内基盤排水工法の模型実験においては、対策工が健全であれば、実際には作用しえないような高い圧力が基礎地盤に作用した場合でも対策工やその周辺での変状は確認されず、効果を発揮することが確認できた。

また、耐震対策については、基礎地盤の液状化対策として堤防直下の地盤改良の動的遠心模型実験を実施した。その結果、対策工を薄くした場合でも液状化層を全層改良した場合とほぼ同じ沈下抑制効果を発揮することが確認できた。さらに、現状において安定解析などを用いている液状化対策工の設計に変形量を取り入れることを目指し、液状化対策として実施例の多いのり尻直下地盤に

対する締固め工法や固結工法、矢板工法の既往の動的遠心模型実験の再現解析を行った。その結果、締固め工法や矢板工法については、比較的精度よく沈下量を再現できるのに対し、固結工法は解析による沈下量過小となることから、改善が必要であることが分かった。

参考文献

- 1) (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.
- 2) US Army Corps of Engineers : *Design and Construction of Levees*, pp.5-1 - 5-5, 2000.
- 3) 佐々木他：大型模型を使用した河川堤防の盤膨れ対策に関する研究，土木研究所資料, No.4267, 2014.2
- 4) Sasaki et al.: Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, *Soils and Foundations*, 52(5), pp.1016-1032, 2012.
- 5) 松尾修、島津多賀夫：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）、土木研究所資料、No.3513、1997.10.
- 6) 谷本俊輔、中島進、中田芳貴、森啓年、佐々木哲也：大地震に対する河川堤防の耐震対策工の設計法－液状化対策工の設計法の概要－、土木技術資料、Vol.51、No.12、pp.24-27、2009.12.
- 7) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説、2012.2.
- 8) 日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説－2006年版－、2006.8.
- 9) 安田ら他5名：液状化に伴う流動の簡易評価手法、土木学会論文集、1999.
- 10) 安田ら他4名：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性、地盤工学研究発表会、2005.
- 11) 豊田・石原：自重解析による河川堤防の地震被害事例の解析、土木学会年次学術講演会、2005

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

TANIMOTO Shunsuke

YOSHIDA Naoto

ARAKI Hiroyuki

Abstract : In the fiscal 2013, model tests concerning countermeasures for underseepage of levee were performed continuously from the fiscal 2011. In addition, field observation of water levels inside levees and precipitation at the sites where some countermeasures for seepage were installed has been continued. Furthermore, centrifuge model tests to assess the effects of shallow soil stabilization under the levee as the countermeasure for liquefaction and FEM analysis of the levee with countermeasure for liquefaction at the toe of slope were conducted. As the result, the followings were confirmed.

- 1) Drainage well installed at land side toe kept stable effect under the condition that the high water pressure was applied in the permeability layer. And bad effect to the levee due to installation of the drainage well was not confirmed.
- 2) Shallow soil stabilization under the levee as the countermeasure for liquefaction demonstrated high effect comparable to the stabilization of all liquefiable layer.
- 3) Settlement of levees with sand compaction method and with sheet pile method under the toe of slope as the countermeasure for liquefaction could be simulated relatively accurately by static FEM analysis. But, Settlement of levees with soil stabilization couldn't be simulated accurately by the FEM. Therefore, improvement for analysis is needed.

Key words : levee, liquefaction inside embankment, countermeasure for liquefaction, countermeasure for underseepage, design method for countermeasure