

戦-18 耐震対策済み堤防の再評価・再補強に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 22～平 24

担当チーム：材料地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也，谷本俊輔，中島進

【要旨】

兵庫県南部地震(H7)以降進められた河川堤防の耐震点検では、点検対象とされた約 1400km 区間のうち約 350km が要対策と判定され、うち約 170km について耐震対策が実施された。対策工法はのり尻に地盤改良や構造体を構築するものであり、中規模地震動（レベル 1 地震動）に対し、堤防・基礎地盤・対策工の全体安定や対策工自体の外的・内的安定を確保するように諸元が設定されていた。一方、現在、大規模地震動（レベル 2 地震動）に対する堤防の安全性を改めて評価すべく、直轄河川において耐震点検が進められているが、その中で、耐震対策済み区間の堤防の点検にあたっては、地震動の増加によって根入れ深さが不足するケース、内部破壊が生じるケースなどが存在することで、どの程度の効果を期待できるかが不明である。

そこで、本研究は、レベル 1 地震動を想定して設計・施工された河川堤防の耐震対策工について、レベル 2 地震動に対する耐震性の再評価およびレベル 2 地震動に対して耐震性が不十分と判断された場合の再補強法について検討を行うものである。平成 22 年度は、耐震対策された堤防に関する大地震時を想定した模型実験および数値解析、耐震対策された堤防の諸元実態調査を行った。

キーワード： 河川堤防，液状化対策，レベル 2 地震動

1. 研究背景

平成 7 年兵庫県南部地震を受けて、河川堤防の耐震点検および対策が緊急的に進められたが、当時の設計において考慮されていた地震動は、今日的に見れば中規模であり概ねレベル 1 地震動（以下、L1）に相当する。一方で、今日ではレベル 2 地震動（以下、L2）を対象とした堤防の耐震性評価が求められる¹⁾。しかし、L1 に対して設計された耐震対策工は L2 に対して外的安定・内的安定等を満足せず、地震時挙動が不安定となることが考えられ、耐震性の評価が困難となることも考えられる。本研究は、L1 に対して設計・対策された堤防の耐震性の評価法についての検討を行うものである。

2. 技術課題と検討内容のまとめ

2.1 L1 地震に対する耐震対策

これまでの既設の河川堤防に対する液状化対策では、堤防のかさ上げ、腹付け、緩勾配化等の盛土工法のほか、図-1に示すような堤防ののり尻付近での対策がなされてきた。これらは、液状化が生じない土層に着底あるいは根入れさせ、対策工に過大な変位が生じないことを前提に、対策工によって堤防の側方変形を抑制し、堤防の沈下量を低減する効果を期待するものである。適用実績が多いものとしては、固結工法、締固め工法、ドレーン工法、鋼材を用いた工法の 4 種類がある。

従来の設計法²⁾の詳細は工法ごとに異なるが、概略すると、①円弧すべり計算による対策後の全体安定照査とと

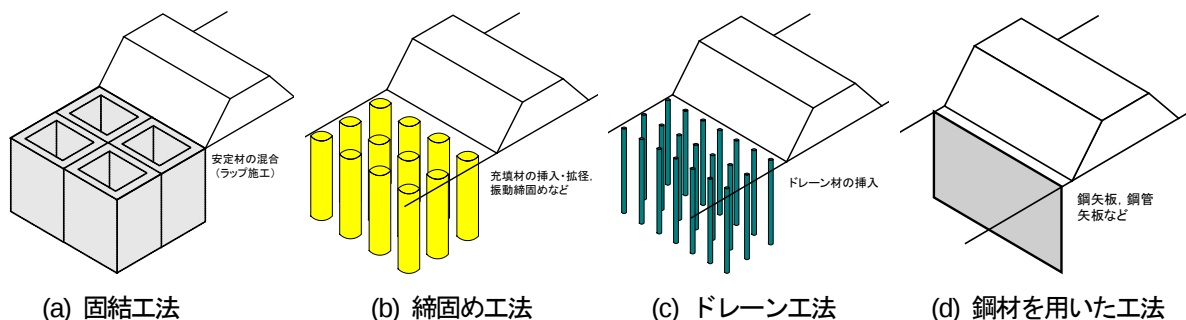


図-1 堤防の液状化対策工法の例

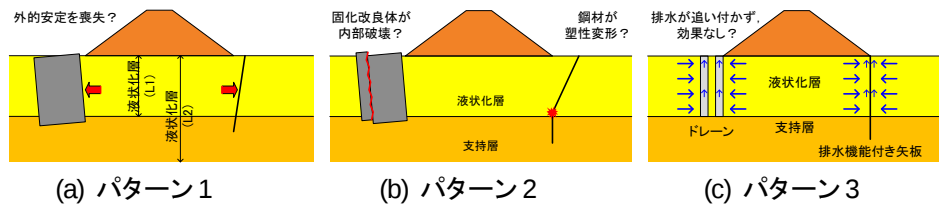


図-2 耐震性の評価が困難となることが想定されるパターン

もに、工法に応じて②対策工の滑動・転倒・支持などの外的安定照査、③対策工に生じる応力度に関する内的安定照査（許容応力度照査）が行われていた。また、液状化の発生を抑制する工法である固結工法、締固め工法およびドレーン工法については、④対策範囲内の地盤に液状化を生じさせないことが求められていた。

2.2 レベル2地震動に対する再評価における技術課題と検討内容

本年度は、対策済み堤防の地震時挙動を把握するための動的遠心模型実験、対策工の挙動を精緻に評価するための動的解析法の適用性に関する検討を行うとともに、実際に設計・施工された対策工の諸元実態の調査を行った。

(1) 実験的検討

L2 時の堤防の耐震性を評価するにしても、全く新たに対策工の設計を行う場合と、L1 に対してすでに設計・対策された堤防の再評価する場合では、後者の方が難しい。特に評価が難しいと考えられる3つのパターンを図-2 および以下に示す。

パターン 1：対策工を着底あるいは支持させている土層以深において、当時は L1 に対して液状化判定を行った結果として非液状化層と判定されたものの、L2 に対する判定を改めて行うことで液状化層と判定されるもの。中密な砂質土が該当すると考えられるが、安定計算では外的安定を喪失するものと評価される一方、液状化が生じたとしても変形が進展にくく、一定の変形抑制効果を発揮することが考えられる。

パターン 2：対策工に内部破壊が生じると評価されるもの。固化改良体の内部破壊と鋼材の塑性変形がこれに該当する。対策効果を見込むためには、対策工の強度や損傷後の評価もさることながら、対策工に作用する荷重の合理的な評価が必要である。

パターン 3：ドレーン工法あるいは排水機能付き矢板工法において、過剰間隙水圧の上昇に対して排水が追いつかないもの。対策領域の過剰間隙水圧が完全に上昇すれば対策効果が急激に低下するものと考えられるが、無対策の場合に比べると幾分かの違いがある可能性も

考えられる。

そこで、本研究では最初に、上記のような堤防の地震時挙動を調べるための遠心模型実験を行った。

(2) 解析的検討

前述のように、大規模地震動を考慮して耐震設計を合理的に行うには、対策工の特性の違い、例えば破壊に対する粘り強さなどを適切に評価することが必要となる。そうした挙動を適切に評価するためには、地盤の液状化と対策工の動的な地震時挙動を、静的な解析法と比較してより精緻に評価できる動的な解析法を適用することが望ましい。兵庫県南部地震以降、液状化現象を対象として多くの動的解析手法が提案されている。動的解析法は一般に解析に必要とするパラメータも多いうえに、各パラメータの値によって解析結果が左右される。しかしながら、実情として各パラメータを評価するための現地調査や土質試験の全てを実施することは困難であり、その上各パラメータの設定法や、最低限規定すべきパラメータなども明確には示されていないのが現状である。このため、不足するパラメータの設定については解析者が個別の技術的な判断によるところも大きい。こうした問題を解決するためには、各パラメータが解析結果に及ぼす影響を把握するとともに、最低限規定すべきパラメータを明確にする必要がある。

以上の背景のもとで、耐震対策された堤防の再評価に動的な解析法を適用することを最終的な目的としつつ、堤体、液状化層、支持層のモデル化手法を提示する事を今年度の目的として、過去に実施した動的遠心模型実験の検証解析を行ったので、その結果について報告する。

(3) 諸元実態調査

耐震対策済み区間は、背後地盤高が低く河川水位が高い地域であり、河口付近の土地利用が高度化されている場合が多いため、大規模地震動を想定して改めて補強対策を講ずることが難しい。このため、前記したように動的な解析法などを用いた対策効果のより精緻かつ合理的な評価が求められている。それに加えて、再補強が必要と判断された場合、従来のようなのり尻に対策工を講ずる工法では対応困難なケースが容易に想定され、新たな

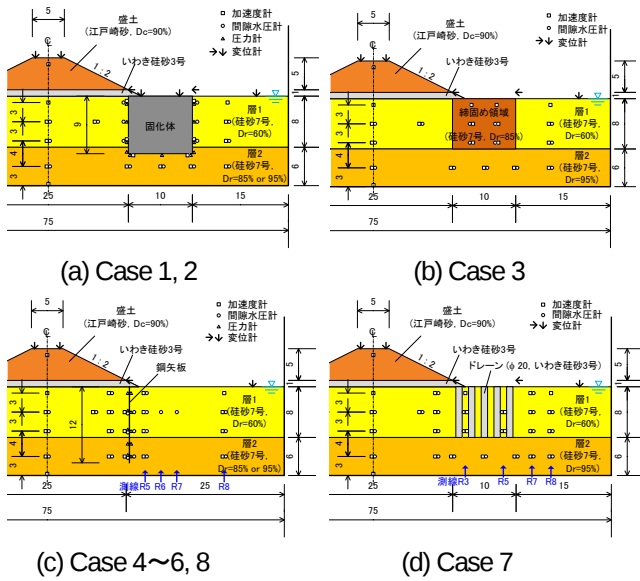


図-3 実験模型の概要 (単位:m)

表-1 実験ケース

Case	対策工法	層 2	備考
0	無対策	Dr=95%	—
1 (S-95)	固結工法	Dr=95%	—
2 (S-85)	固結工法	Dr=85%	パターン 1
3 (C-95)	締固め工法	Dr=95%	—
4 (SPIV w-95)	矢板工法 (IVw 型)	Dr=95%	パターン 2
5 (SPIV w-85)	矢板工法 (IVw 型)	Dr=85%	パターン 1
6 (SPIII-95)	矢板工法 (III型)	Dr=95%	パターン 2
7 (D-95)	ドレーン工法	Dr=95%	パターン 3
8 (DSPIV w-95)	排水機能付矢板工法 (IVw 型)	Dr=95%	パターン 3

対策技術の導入が求められている。

こうした現状を踏まえると、実際の現場での耐震対策の諸元を調査・整理することは、再補強工法の検討などに当たっての、有効な資料となりうる。このため、前述した実験、解析的な検討に加えて、本年度は図-1に示した代表的な耐震対策工法について、諸元の実態調査を行ったので、調査の概要について報告する。

3. 動的遠心模型実験

3.1 動的遠心模型実験の概要

耐震対策済み堤防の地震時挙動を把握するために実施した動的遠心模型実験³⁴⁾について述べる。実験には幅 1500mm×奥行 300mm×高さ 500mmの剛土槽を用い、50Gの遠心力場にて行った。以下に示す数値は、全て実物スケールに換算されている。実験ケースを表-1、実験模型の概要を図-3に示す。実験ケースは前述の課題認識

に基づいて設定しており、特に評価が難しいと考えられるパターンとの対応関係を表中に示している。図-3では、実験模型の概要を紙面の都合から断面の一部のみにて示しているが、模型は全て図中の中心線 (CL) で左右対称であり、センサー数が断面の左半分で少なくなっている点のみが異なる。

全ケースについて、堤防および基礎地盤の条件は同一である。堤防は高さ 6m、天端幅 5m、2 割勾配とし、締固め度 $D_c=90\%$ の江戸崎砂により模擬した。基礎地盤は上から層厚 8m、相対密度 $Dr=60\%$ の層 1、層厚 8m、 $Dr=85\%$ あるいは 95% の層 2 の 2 層から構成し、いずれも東北砂 7 号により模擬した。地下水位は層 1 上面に設定し、以深は粘性を 50 倍に調整したメチルセルローズ水溶液により飽和させた。盛土がサクシオンにより地下水を吸い上げ、遠心力上昇中に崩壊するのを防ぐため、盛土のうち下部 1m を粒径 1mm 程度の粗砂 (いわき砂 3 号) により作製した。

Case 1, 2 の固化改良体は重量を調整したアクリル箱により模擬し、改良幅を 10m、改良深度を 9m とした。層 2 に 1m の根入れをしつつ、層 2 の相対密度としては $Dr=95\%$ (Case 1)、 85% (Case 2) の 2 とおりを設定した。

Case 3 の締固め工法は東北砂 7 号を用いて締固め領域を一様に $Dr=85\%$ として作製することで模擬した。改良幅は 10m であり、層 2 上面に着底させた。

Case 4~6, 8 の矢板工法については、曲げ剛性、強度

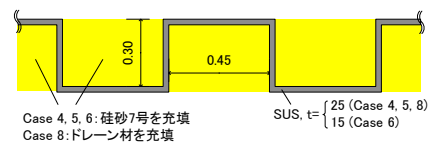


図-4 鋼矢板模型の断面図 (単位:m)

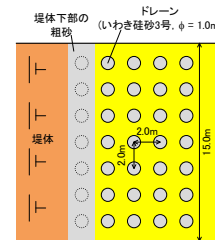


図-5 ドレーンの平面配置 (単位:m)

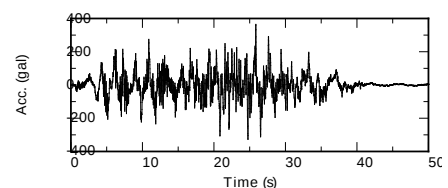


図-6 入力地震動波形 (Case 1 土槽底面計測値)

表-2 基礎地盤の平均 F_L

	相対密度 $Dr(\%)$	L1 地震動	L2 地震動
層1	60	0.65	0.19
層2	95	4.35	1.96
	85	1.01	0.35

および重量を実物と概ね一致させるため、図-4 のように波型に加工したステンレス版により模擬し、深さ方向に12点のひずみゲージを設置した。Case4, 5, 8はIVw型、Case6はIII~IIIw型に相当する。Case8の排水機能付矢板は、IVw型相当の矢板模型の凹部にドレーン材(いわき砂3号)を充填することで模擬した。Case7のドレーン工法については、いわき砂3号を5×7列の円柱状に配置することで模擬し、図-5のようにドレーン径1.0m、ドレーン間隔2.0mとした。

入力地震動はL2のうち継続時間の長いタイプI地震動とし、道路橋示方書の標準波形のうちI種地盤の波形(七峰橋)を解放基盤面の地震動波形とみなして入力した。Case1における土槽底面での加速度計測値を例として図-6に示す。

3.2 対策工の試設計結果

東北砂7号で作製した基礎地盤の相対密度と地震動の規模に応じた液状化判定結果を表-2に示す。ここで、水平震度はL1については文献2)に、L2については文献1)により行った。表-2でまとめたとおり、層2の相対密度が $Dr=85\%$ のCase2, Case5は対策工を支持すべき土層の液状化により外的安定を喪失するケースに相当する。

固化改良体は比重を調整したアクリル箱で模擬し、改良体の諸元(改良幅10m、層2への根入れ1m)は、L1に対して外的安定を満足するように設定した。Case3の締固め工法の改良域は一樣に東北砂7号で $Dr=85\%$ として模擬したため、表-2に示すとおり改良域はL1では液状化しないが、L2では液状化が生じる条件である。なお、改良幅は固結工法と同一とし、深度は層2への着底にとどめた。Case7のドレーン工法も改良幅は固結工法と同様に10mとし、改良深度は層2への着底にとどめた。

ドレーン材にはいわき砂3号を使用し、透水係数は $3.5 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ である。改良率は既往の実績を参考としつつ、模型の作製が可能な範囲で密にドレーンを配置したが、試設計ではL1地震動に対しても改良範囲が液状化する結果となっており、実際に現場で用いられているものと比較すると、対策効果が低い条件となっている。

矢板工法については、基本ケースであるCase4ではL1

時に十分となるように根入れ長を設定し、発生断面力がL1時に許容応力度以下、L2時に許容応力度を超過する鋼矢板IVw型と同等になるように断面寸法を設定した。

Case5ではCase4に加えて層2が液状化するように相対密度を $Dr=85\%$ とし、Case6ではCase4よりもさらに内部破壊を顕著にすることを意図して、L1時においても応力度照査を満足しないIII~IIIw型相当となるように矢板模型の断面を設定した。

3.3 対策効果の比較

各実験ケースについて、実験における対策効果の比較を堤防天端の沈下量とのり尻の水平変位量の関係として図-7に示す。沈下量、水平変位は図-3に示した変位計のうち、堤防天端および堤防のり尻における計測値の平均値である。また、図中には同一の基礎地盤条件、加振条件のもとで実施した無対策の堤防に関する結果(Case0)

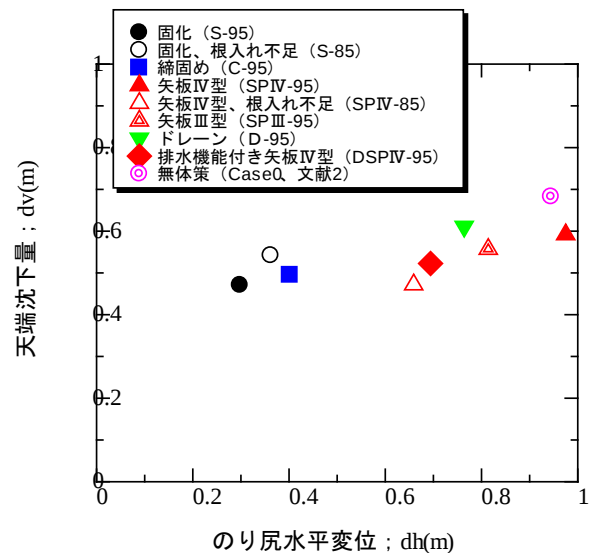


図-7 堤防天端の沈下量とのり尻水平変位の関係

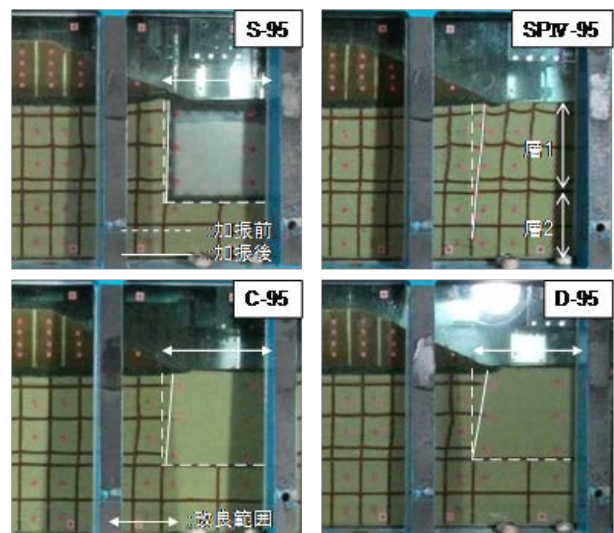


図-8 加振後の模型地盤と対策工の状況

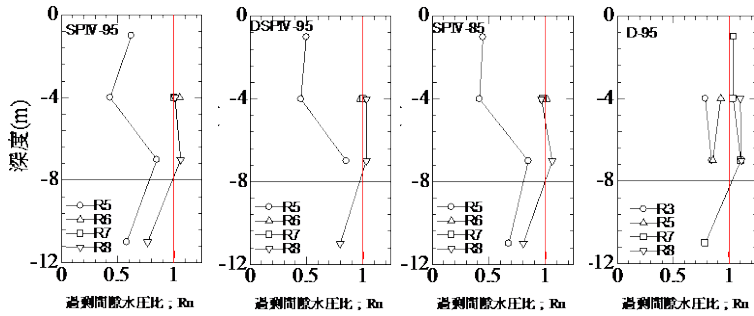


図-9 過剰間隙水圧比の深度分布の比較

4)も併せて示した。堤防の沈下量に着目すると、対策工の種類や前報でのパターン 1～3 に応じて対策効果に差異はあるものの、全てのケースにおいて無対策の Case0 と比較して沈下量は減少しており、L1 を想定した耐震対策が L2 に対しても一定の効果を発揮している。

図-8 に対策工が良好な基礎地盤に着底あるいは根入れされた条件に相当する S-95, C-95, SPIV-95, D-95 実験における加振後の模型地盤の状況を示す。まず、S-95 ではアクリル箱で模擬した固化体に剛体的な水平変位や沈下・傾斜が生じていた。これに対して、C-95, D-95 では改良範囲自体の変形がより顕著であった。また、SPIV-95 では、先端を支点として矢板が回転するような変形が生じており、のり尻付近では図-7 に示すように無体策の Case0 とほぼ同程度の水平変位が生じた。締固め工法については、改良範囲に過剰間隙水圧比が 1.0 付近まで上昇したものの顕著な変形が認められず、密な砂の粘り強さが発揮されたものと考えられる。

L1 に対する耐震対策の L2 時の挙動を評価するという観点から、前報で示したパターンごとに対策効果を比較する。支持層に液状化が生じることを想定したパターン 1 については、固結工法の S-95, S-85 で比較すると、堤防天端の沈下量およびのり尻の水平変位ともに S-85 の方が若干大きいものの、今回の実験では対策効果の低下具合は軽微だった。図-9 に示す加振終了時での過剰間隙水圧比の深度分布より、L2 時に液状化が生じると想定されていた SPIV-85 において、層 2 (GL.-8m 以深) の過剰間隙水圧比が完全に上昇せず、液状化に至っていないことが分かる。ここに、同図中の凡例は図-3.2 に示す計測線に対応している。これは、層 1 (GL.-8m 以浅) が液状化した結果として層 2 に大きなせん断応力が作用しにくくなったためと考えられ、このような挙動を考慮する

ことができれば、対策効果をより合理的に評価できる可能性が考えられる。矢板工法の SPIV-95 と SPIV-85 を比較すると、根入れ不足の SPIV-85 の方が堤防の沈下量、のり尻の水平変位ともに小さかった。ただし、SPIV-85 では振動台により再現された地震動波形の振幅が小さめであったことを付記しておく。

次に、対策工に内部破壊が生じるパターン 2 として SPIV-95 と SPIII-95 を比較すると、沈下量はほぼ同程度であるものの、のり尻の水平変位については SPIII-95 の方が小さかった。この原因については今後の検討が必要である。また、矢板に生じたひずみは SPIII-95 においても降伏ひずみにちょうど達した程度であり、模型地盤解体時の目視観察からは塑性変形が認められなかった。前述のとおり、SPIII-95 の矢板模型では L1 時においても許容応力度を上回ると想定されていたことから、等方応力時の静止土圧と液状化土による地震時動水圧の和として与える設計地震力が過大であり、合理化の余地があると考えられる。

図-9 について、R5 測線に着目して SPIV-95, DSPIV-95, D-95 で排水効果を比較すると、加振終了時の過剰間隙水圧比には顕著な違いは見られず、今回の実験条件では L2 時の排水効果は限定的だった。なお、D-95 実験の R7, R8 および DSPIV-95 実験の R6～R8 をみると明らかなように、排水系の対策工法ではドレーンや排水部材から離れたところでは過剰間隙水圧比はほぼ 1.0 に達していた。

3.4 実験結果のまとめ

本研究では、レベル 1 地震動を想定して耐震対策がなされた河川堤防について、レベル 2 地震動に対する耐震性を再評価することを目的として、その技術課題を 3 パターンに分類した上で、各パターンについてその地震時挙動を把握するための動的遠心模型実験を行った。その結果、今回の実験条件の範囲では、外的安定が確保できない (パターン 1) としても、対策効果の低下はさほど顕著ではなかった。これに対して、排水効果が不足する場合 (パターン 3) には、パターン 1 に比して対策効果が低下した。対策工に内部破壊が生じる場合 (パターン 2) については、今回の実験条件では矢板に顕著な塑性変形が残留しなかったため、今後更なる検討を行いたい。

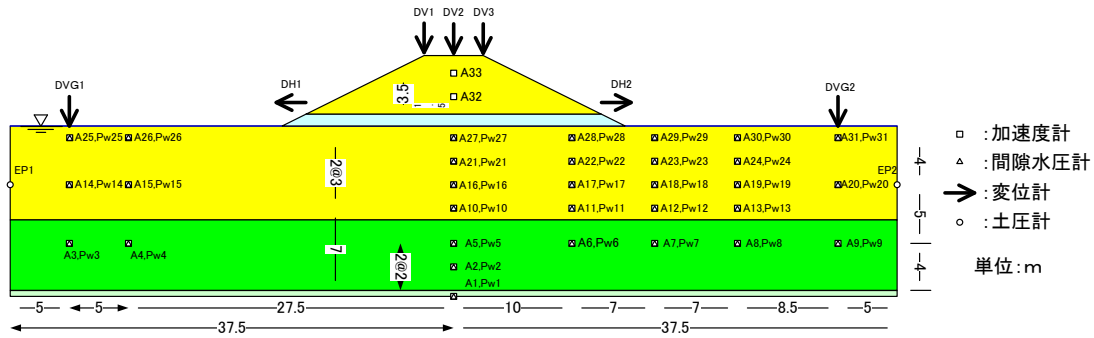


図-10 解析対象とした模型実験 (単位:m)

表-3 解析条件のまとめ

解析 ケース名	液状化層のモデル化 (3 種類)		堤防のモデル (2 種類)	支持層
1	液 I	弾塑性モデルを採用し、 $e_{DA}=1,3,5\%$ の各ひずみレベルについて、液状化強度曲線を再現	弾塑性モデルを採用	弾塑性モデルで R_L をおおむね再現できるようにモデル化
2	液 I	弾塑性モデルを採用し、 $e_{DA}=1,3,5\%$ の各ひずみレベルについて、液状化強度曲線を再現	修正 RO モデルを採用	
3	液 II	弾塑性モデルを採用し、 $e_{DA}=5\%$ に対応した液状化強度曲線を再現	弾塑性モデルを採用	
4	液 III	弾塑性モデルを採用し、 R_L のみを再現	弾塑性モデルを採用	

4. 有効応力解析

4.1 有効応力解析の概要

冒頭で述べたとおり、本年度は動的解析手法を河川堤防の耐震性照査に用いるにあたって、まずは最低限規定すべきパラメータを抽出することを目的として、過去に実施した動的遠心模型実験⁹⁾に対して解析を行った。本報での解析に用いたのはOka^ら⁹⁾の砂の弾塑性構成式にもとづく二次元有効応力解析手法LIQCA⁷⁾である。

研究初年度である本年度は、耐震対策された堤防に関する解析を行うのに先立ち、無対策の堤防について、地盤のモデル化の精度を変化させることで、モデル化の精緻さが解析結果に及ぼす影響について検討した。

解析対象とした実験の概要を図-10 に、解析条件を表-3 にまとめる。解析対象とした模型実験は高さ 6mの堤防が厚さ 8mの液状化層の上に築堤された条件を模した動的遠心模型実験である。入力地震動波形は文献5)におけるプレート境界型のレベル 2-1 地震動に相当するものであり、実験時に振動台上で計測された波形を用いた。液状化層および液状化層以深の支持層はともに東北硅砂 7

号で作製し、相対密度 Dr はそれぞれ 60%, 90%である。堤防は江戸崎砂で作製し、締固め度 $D_c=90\%$ である。模型地盤に用いた地盤の物理的、力学特性については土質試験を行い評価した。

表-3 のとおり、模型地盤のモデル化の程度を変化させて解析を行った。支持層については図-11 に示すように、弾塑性モデルを用いて R_L がおおむね試験結果に整合するように各パラメータを設定した。堤防については図-12 に示すように、弾塑性モデルまたは修正 RO モデルによりモデル化した。

液状化層については三通りのモデル化を行った。一つ

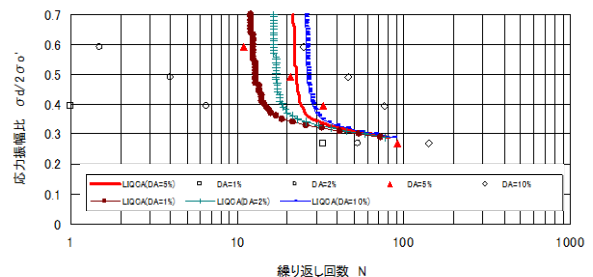


図-11 要素シミュレーションの結果 (支持層)

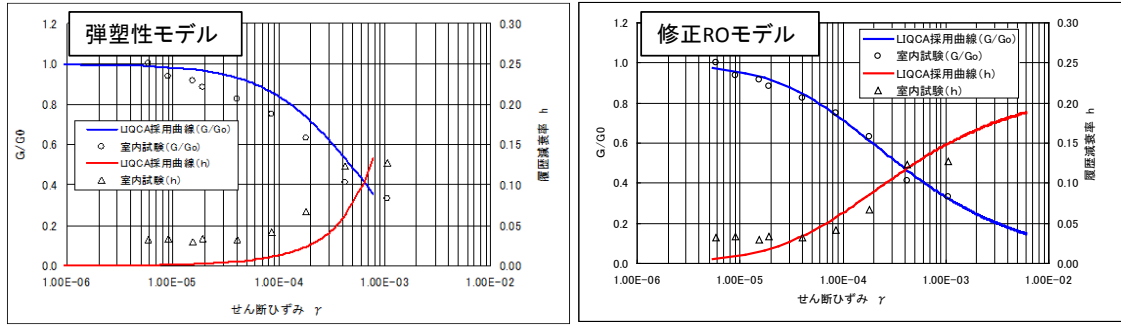


図-13 要素シミュレーションの結果 (堤防)

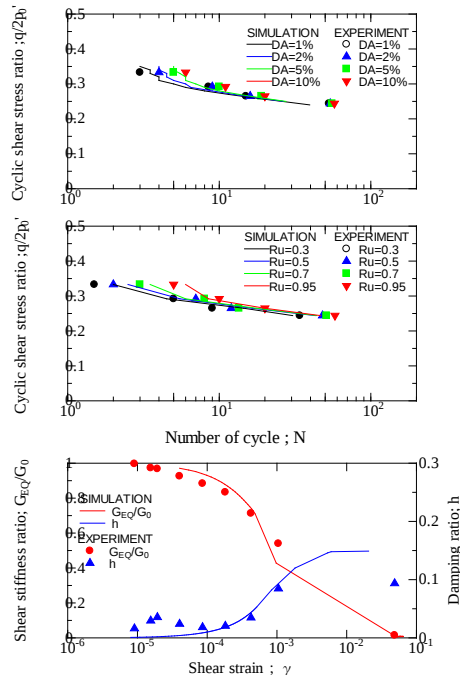


図-12 要素シミュレーションの結果 (液Ⅰ)

目のモデル (液Ⅰ) では図-13に示すように、両ひずみ振幅 $DA=1,3,5\%$ の液状化強度曲線と、過剰間隙水圧比 $Ru=0.3, 0.5, 0.7, 0.95$ に至る繰り返し回数とせん断応力比の関係の両方において、要素シミュレーションの結果と試験結果とが整合するように各パラメータを設定した。二つ目のモデル (液Ⅱ) では、一つ目のモデルで設定したパラメータを基本として $q_{DA}=5\%$ の液状化強度曲線のみに要素シミュレーション結果が試験結果と整合するように設定した。三つ目のモデル (液Ⅲ) は二つ目のモデルを基本として、 R_L のみ要素シミュレーション結果と試験結果が整合するように各パラメータを設定した。図-4.3に示すように、一つ目のモデルが最も精緻に要素シミュレーションを行ったモデルであるのに対して、図-14に示した二つ目、三つめのモデルは要素シミュレーション結果が実際の試験結果から徐々に乖離していくような

モデル化となっている。

解析モデルおよび境界条件を図-15に示す。解析対象とする波動の波長を5要素で表すことを考えると、最小のメッシュサイズは2mであるが、本報では実験における計測機器の位置を考慮して、メッシュサイズを1mに設定した。初期応力解析は荷重を100分割して行い、動的解析については、解析時間 $t=50\text{sec}$ 。に対して時間増分 $\Delta t=0.001\text{sec}$ 。とした。Rayleigh減衰は剛性比例型とし、模型地盤を対象に行った等価線形解析の結果に減衰定数1%として設定した。具体的には、液状化層上部の一次固有周期は0.32秒であったことから、 $\alpha=0.001$ 、 $\beta=0$ とした。

4.2 解析結果

ケース1からケース4の解析結果として、加振終了時の変形図、過剰間隙水圧比の分布、主応力図を図-16に示す。なお、図-4.8に示した変形図は変形量の縮尺を1/2としている。

模型実験における堤防天端の沈下量は約70cm程度であったことからいずれのケースにおいても沈下量を過大に評価する結果となった。いずれのケースにおいても支持層ではほとんど沈下が生じておらず、この点においては模型実験での挙動と整合している。図-16に示すように、計算では沈下量全体に占める液状化層の沈下量は大きく、液状化層の沈下量を過大に評価したことが、計算値と実測値との間に乖離が生じている最大の理由だと考えられる。沈下量の絶対値をみると、ケース2が堤防天端において1.29mと最も実験結果に整合していた。しかし、図-16に示した主応力ベクトル図をみると、堤防の底面に大きな引張り力が生じており、堤防底面の引張力が液状化層の変形を拘束している挙動が確認できる。これはせん断変形モードを対象とした修正ROモデルでは、引張破壊を考慮できないために堤防底面で、実際には負担できないような過大な引張力が堤防底面に生じたためである。

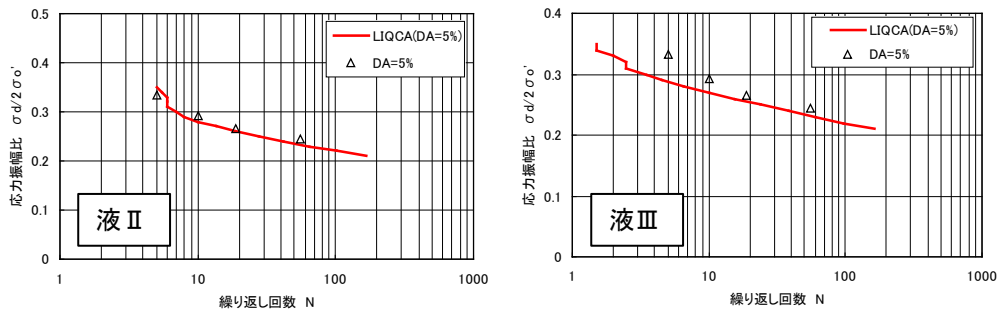


図-15 要素シミュレーションの結果 (液Ⅱ, Ⅲ)

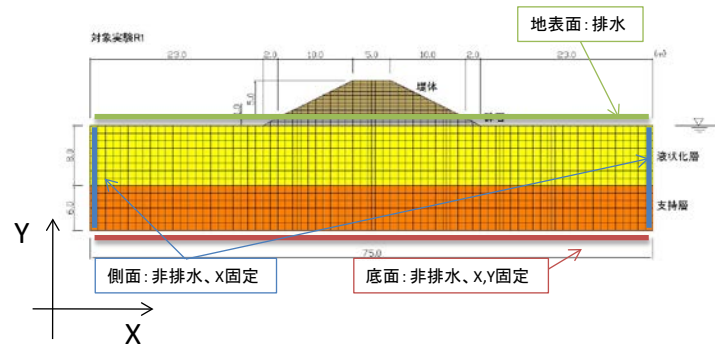


図-14 解析モデル

これに対して、ケース 1, ケース 3, ケース 4 を比較すると、ケース 1 の沈下量が最も小さく、ケース 3, ケース 4 の順で沈下量が大きかった。解析条件の項で述べたとおり、ケース 1 は液状化層のモデル化において、実際の試験結果を最も精緻に評価できるようにパラメータを設定したケースである。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説，2007.3.
- 2) 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計・施工マニュアル，土木研究所資料，第 3513 号，1997.10.
- 3) 谷本俊輔，中島進，中田芳貴，佐々木哲也：液状化対策された堤防の耐震性再評価に関する動的遠心模型実験（その 1 液状化対策された堤防の耐震性再

評価に関する動的遠心模型実験（その 1 再評価における課題および実験条件），第 66 回土木学会年次学術講演会公演概要集（投稿中），2011.

- 4) 中島進，谷本俊輔，中田芳貴，佐々木哲也：液状化対策された堤防の耐震性再評価に関する動的遠心模型実験（その 2 対策効果の比較），第 66 回土木学会年次学術講演会公演概要集（投稿中），2011.
- 5) 日本地震工学シンポジウム
- 6) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. & Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp. 661-680, 1999.
- 7) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ：LIQCA2D04 (2004 年公開版) 使用の手引き，2004.

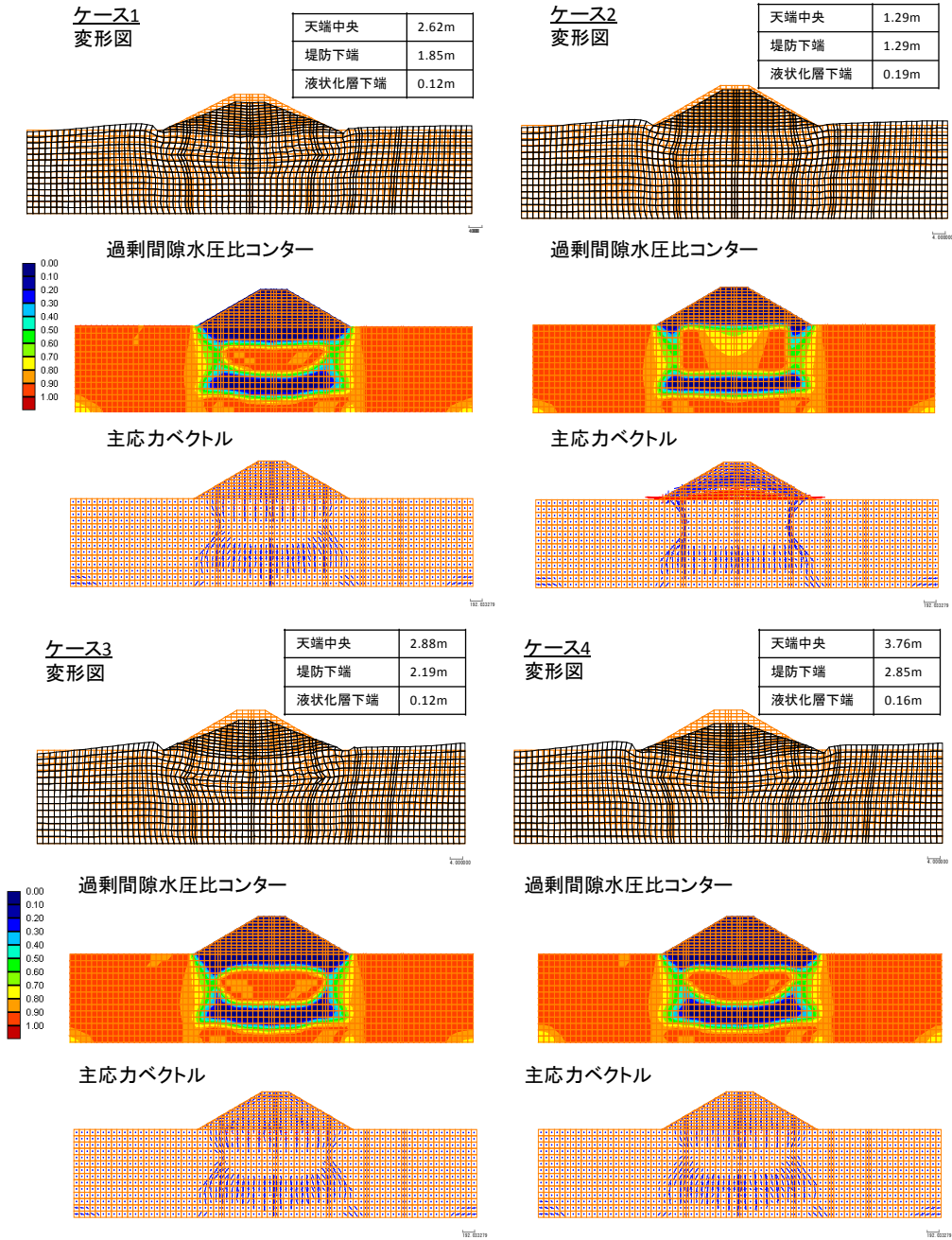


図-16 変形図，過剰間隙水圧分布，主応力図

RESEARCH ON RE-EVALUATION AND RE-RETROFITTING OF COUNTERMEASURED RIVER LEVEE

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2010-2012

Research Team : Material and Geotechnical Engineering
Research Group (Soil mechanics and
dynamics)

Author : Tetsuya Sasaki
Shunsuke Tanimoto
Susumu Nakajima
Yoshitaka Nakata

Abstract : Aim of this study is to develop seismic retrofits for river facilities considering structure ductility under seismic motions. In the fourth fiscal year of this project, it is attempted to establish design guideline of liquefaction countermeasures for river levee against level 2 earthquakes, where the compaction, cement improvement, drains and sheet piling are highlighted as the countermeasures. A series of the dynamic centrifuge model tests on the lattice shaped ground improvement has been carried out so as to investigate into the effects of ground conditions and internal stabilities on the seismic behaviors of river levees improved by the lattice-shaped ground improvement. Based on the achievements from the model tests, general design process of each countermeasure against the level 2 earthquake has been established. In the next fiscal year of this project, achievements of the research projects will be summarized, while it will be also attempted 1) to publish the design guideline of liquefaction countermeasures for river levee, 2) to develop aseismic countermeasures for sluices and 3) to investigate into the effects of the liquefaction countermeasures on the seepage stabilities of the river levee.

Key words : river levee, countermeasure against liquefaction, level 2 earthquake motion