

1.3 堤防システムの浸透安全性・耐震性評価技術に関する研究①

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】

河川堤防は防災上重要な構造物であり、長大であることから、浸透安全性・耐震性の効率的・効果的な向上が求められている。本研究は、堤防を構成する土堤、構造物周辺堤防、基礎地盤について、一連のシステムとして、浸透安全性・耐震性を評価する技術を提案することを目的としている。平成 26 年度は、まず、浸透安全評価に関する検討として、のり尻からの進行性破壊に関する小型模型実験を行い、堤体材料や基礎地盤の材料の影響を確認した。また、浸透流解析によって実験で計測できないのり尻付近の水圧分布を詳細に計算し、最初に崩壊が確認される狭い範囲に大きな動水勾配が作用し、のり尻付近の局所的な浸透力が崩壊に大きな影響を及ぼしているものと考えられた。さらに、浸透力を考慮した円弧すべり計算も実施し、考慮しない場合に比べ改善できることを確認した。次に、堤体の液状化による顕著な被害の発生予測には、堤体内の飽和状態だけでなく、堤体下部の密度分布の把握が重要であると考えられる。そこで、今年度は、原位置で RI コーン貫入試験によりの堤体内の密度分布の把握が可能であることを確認した。最後に、樋門周辺堤防の 3 次元浸透流解析を実施し、函体周辺に形成される空洞や止水のために設置される矢板の浸透安全性に及ぼす影響を明らかにした。

キーワード：河川堤防、堤体液状化、耐震点検、浸透安全性、樋門周辺堤防

1. はじめに

河川堤防は防災上重要な構造物であるため、直轄河川においては、堤防の浸透安全性や耐震性に関する点検を近年一斉に実施しているところである。点検の結果、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り、コスト削減が求められる社会情勢においては、優先順位をつけてより効率的・効果的に浸透安全性や耐震性を向上させることが必要である。一方で、堤防は多様な基礎地盤上に構築されてきた複雑な土構造物であり、約 1 万 3 千箇所にも及ぶ樋門等の堤防横断構造物を内在している。土堤、横断構造物、基礎地盤が相互に関係し、堤防全体の安全性を決定していることから、従来個別に検討されてきたこれらの要素を堤防のシステムと捉えて同列の評価を行うことが必要と考えられる。当チームは、主に土堤を中心に浸透安全性・耐震性の評価を検討するものであり、平成 26 年度は、模型実験や数値解析、原位置調査などを実施した。

2. 堤防の浸透安全性評価に関する検討

2.1 実験の概要

河川堤防の浸透に対する安全性照査においては、河川水位や降雨の外力を与えた非定常浸透流解析を実施し、得られた浸潤線をもとに円弧すべり計算を行うほか、局

所動水勾配等によってパイピングや盤ぶくれの評価を行うこととなっている¹⁾。一方、実際の河川堤防の被災事例をみるとこれら円弧すべりやパイピングといった被災だけでなく、外水位の上昇時や降雨時にのり尻の比較的浅い部分が小崩壊した後、徐々にのり面上部に破壊が進行するような変状の発生事例もみられることが把握されている。このような進行性の破壊は、堤防の浸透に対する安全性照査の照査項目になっていないものの、時間の経過とともに進行・拡大する変状であり、のり尻部分の小崩壊からのり面上方に進行し、最悪の場合には堤防決壊といった大規模な被災につながる恐れを有するものと考えられる。しかし、発生条件や発生メカニズムについては未だ不明な点が多く、その評価手法は現時点では確立されていない状況にある。このような状況を踏まえ、河川堤防の進行性破壊に関する模型実験は平成 21 年度より継続して実施している。進行性破壊は基礎地盤および堤体材料の粒度組成、せん断強度、のり尻付近の水位、間隙水圧、流速など多様な要因の影響により発生していると考えられ、今年度は進行性破壊のメカニズムを把握するとともに、その進行性に関する知見を得ることを目的として、小型模型による浸透実験を実施し、のり尻の変状や堤体直下にかかる水圧等を測定した。

2.2 実験装置および実験ケース

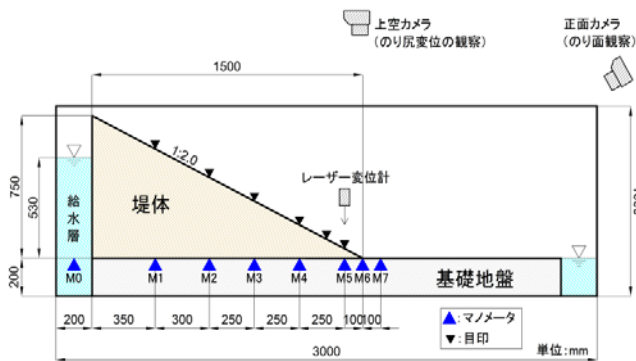


図-2.1 使用模型の断面図

表-2.1 使用材料の土質特性一覧

CASE	のり面勾配	堤体							基礎地盤			
		材料	礫分 (%)	細粒分 (%)	C (kN/m ²)	φ (°)	C' (kN/m ²)	φ' (°)	透水係数 (m/s)	材料	透水係数 (m/s)	
CASE1	1:2.0	材①	1.8	16.9	14.5	11.3	9.5	20.7	3.77E-06	川砂+礫	3.26E-05	
CASE2		材②	35.9	11.8	31.6	18.9	9.7	39.3	2.03E-05			
CASE3		材③	0.6	10.6	165.6	18.6	27.5	34.7	7.06E-06			
CASE4		材④	0.0	15.9	53.5	26.7	18.7	37.2	1.49E-05			
CASE5		材⑤	15.2	15.3	55.9	24.3	11.2	38.0	1.60E-06			
CASE6		材⑥	0.3	54.3	10.6	14.6	7.2	42.3	2.49E-07			
CASE7	1:1.5								粘性土	2.49E-07		
CASE8									川砂	3.40E-04		
CASE9		1:1.5	材①	1.8	16.9	14.5	11.3	9.5	20.7	3.77E-06	川砂+礫	3.26E-05
CASE10		1:2.5										
CASE11		1:3.0										

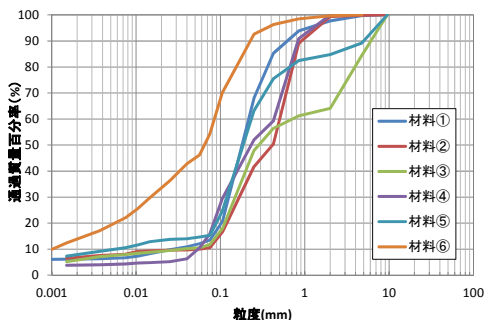


図-2.2 使用材料の粒径加積曲線

模型実験は、奥行き 1500×長さ 3000×高さ 1000 mmの鋼製土槽内に河川堤防ののり尻付近を切り出した模型を作成して行った。実験模型の形状は図-2.1 に示すように、厚さ 200 mmの基礎地盤を作成し、堤体模型を高さ 750mmとして締固め度 90%を目標に作製した。

模型を基礎地盤表面まで飽和させた後に、外力として給水槽の水位を 30 分間で平均動水勾配が 0.35 となる高さ(0.53m)まで上昇させて水位を一定に保ち、模型内に浸透させた。なお、模型への浸透は、模型のり面が半分以上崩壊するか、崩壊形状が概ね安定するまで続いた。計測は給水槽内に 1 個、堤体直下に 7 個の合計 8 個のマノメータにより水頭を計測するとともに、のり尻の直上及び模型正面から一定時間間隔で写真撮影を行い、変状

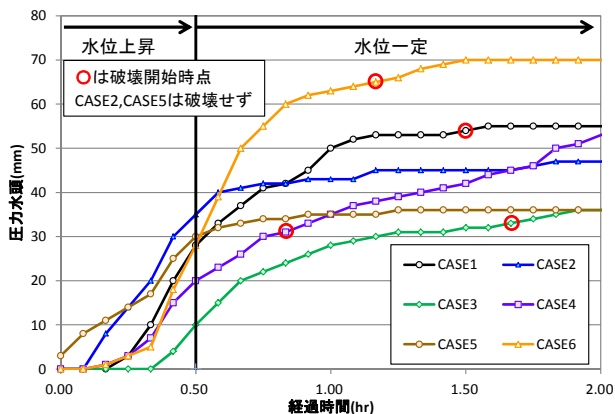


図-2.3 のり尻付近の圧力水頭の経時変化

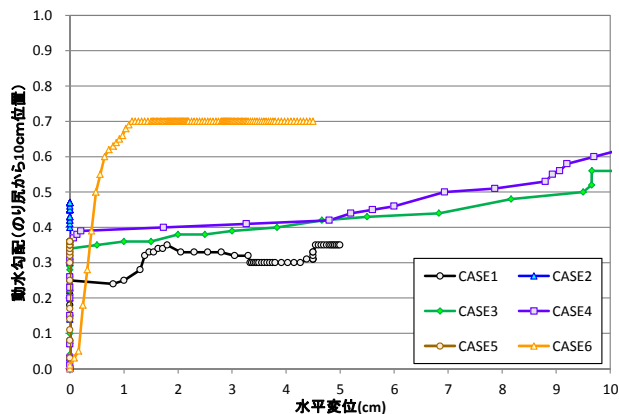


図-2.4 のり尻付近の水平変位と動水勾配

の進行状況を観察した。使用した模型材料の特性を表-2.1、図-2.2 に示す。

2.3 実験結果

2.3.1 堤体材料による比較

破壊の発生はのり尻付近で生じ、徐々にのり面に沿って上方に進行することから、のり尻付近の圧力水頭および動水勾配の変化に着目し整理する。図-2.3 に同一の基礎地盤材料を用い、堤体材料を変えた CASE1～CASE6 ののり尻から堤体側に 10cm 位置に設置したマノメータの圧力水頭の経時変化を示す。実験開始から圧力の上昇までに要する時間は概ね透水係数に応じ、いずれのケースにおいても上昇後にはほぼ安定した圧力水頭を示す。その値は 30mm～70mm とばらつく。のり面形状も影響しているものと考えられるものの原因は明らかでない。図-2.4 に動水勾配と水平変位の関係を示す。動水勾配はのり尻とのり尻から 10cm の位置に設置したマノメータ間の動水勾配であり、水平変位はのり尻での変位量である。動水勾配が 0.3～0.7 付近で水平変位が発生し崩壊が進行した。なお、礫分を 10%以上含む CASE2 と CASE5 では

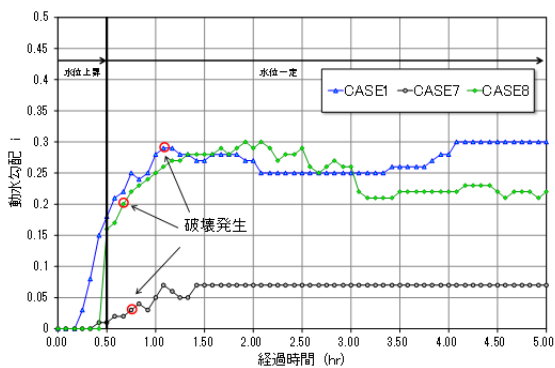


図-2.5 のり尻付近の水平動水勾配の時刻歴

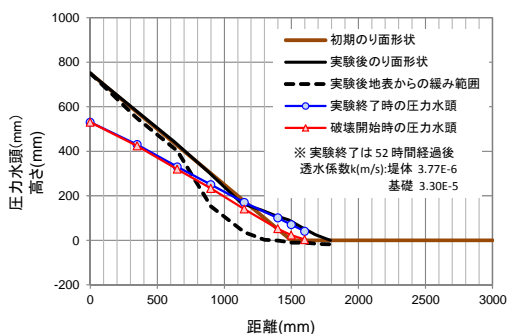


図-2.6 のり面形状と動水勾配 (CASE1)

水平変位がわずかに生じるものの破壊は進行しなかった。過年度の実験結果²⁾においてもある程度の礫分を含んでいると進行性破壊が発生しないことが確認されており、今回はさらに給水槽水位を上げて浸透させたが、安定的な状態を保った。

2.3.2 基礎地盤の材料による比較

同一の堤体材料を用い、基礎地盤材料を変えたCASE1, 7, 8の実験結果を比較する。図-2.5にマンメータから求めたのり尻から10cmの範囲の水平動水勾配の経時変化を示す。これらケースはいずれも進行性破壊が発生しており、発生開始した動水勾配はCASE1が0.29, CASE7が0.02, CASE8が0.20であった。次に、図-2.6~2.8に実験前後の堤体のり面形状を示す。併せて破壊開始時および実験終了時の圧力水頭を示す。破線は実験終了後に表面から土層強度検査棒で計測した崩壊によって緩んだと考えられる土の範囲である。

過年度の各種材料で行なった同型模型の実験結果³⁾では、のり尻から10cmの範囲の動水勾配が0.3~0.7となると破壊が発生しているのに対し、CASE7の動水勾配はかなり小さい値である。図-2.7をみるとその後の破壊の進行は少なく、微少なりのり尻の変形で収束している。基礎地盤が粘性土地盤(Case7)と透水性地盤(Case1, 8)とで

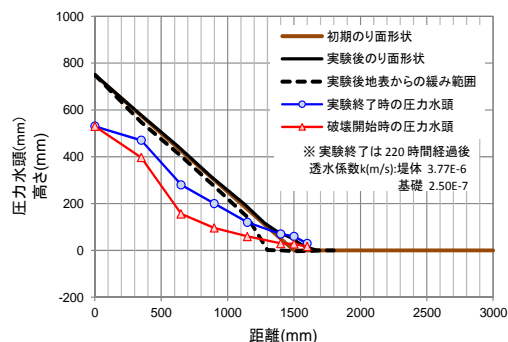


図-2.7 のり面形状と圧力水頭 (CASE7)

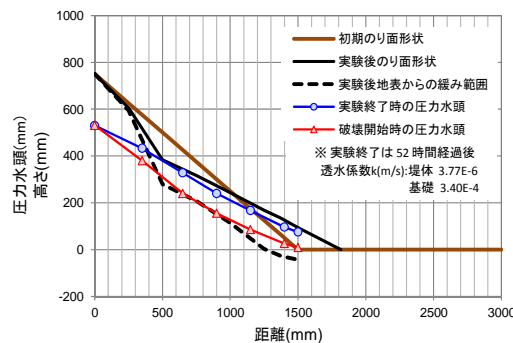


図-2.8 のり面形状と動水勾配 (CASE8)

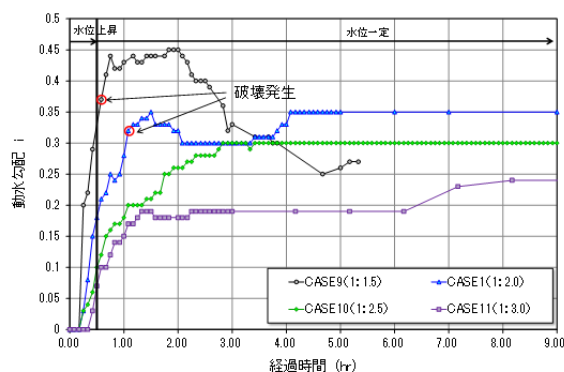


図-2.9 のり尻付近の動水勾配時刻歴

破壊のメカニズムが異なることが考えられる。

図-2.6~図-2.8の緩み範囲をみると、大きく崩壊したCASE8は基礎地盤まで緩みの範囲が広がっている。基礎地盤の透水係数の差はあるものの、基礎地盤の緩みが上部の破壊に影響を与えた可能性がある。また、CASE1やCASE7の緩み範囲から、基礎地盤の緩みがなくても堤体に破壊が生じることも示唆された。

2.3.3 堤体のり面勾配による比較

同一の材料を用い、模型の堤体のり面勾配を変えたCASE1, 9~11を比較する。図-2.9にのり尻から10cmの

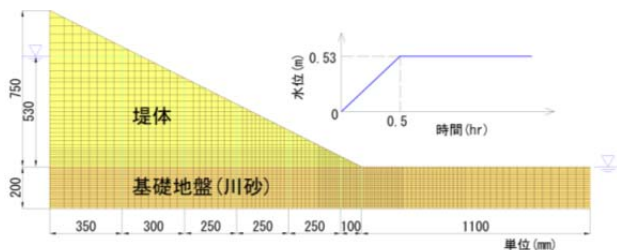


図-2.10 解析モデル図

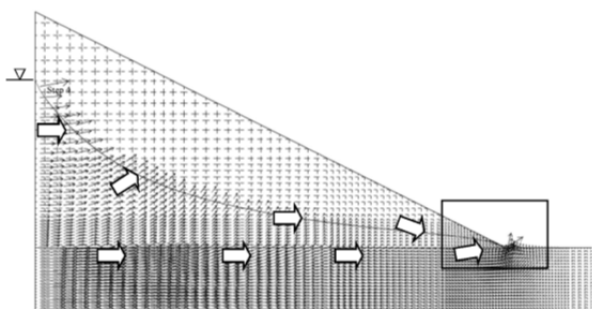


図-2.11 流速ベクトル図 (全体)

範囲の水平動水勾配の経時変化を示す。CASE9 では0.37、CASE1では0.32の動水勾配で破壊が発生したが、相対的に勾配が緩いCASE10およびCASE11では動水勾配は0.25~0.30程度まで上昇したものの破壊は生じなかった。実験後に緩み範囲を計測すると、破壊しなかったケースでものり尻付近の狭い範囲で土の緩みは確認された。同じ材料の模型では、堤体のり面がある程度以下の勾配では破壊が発生しにくいことが分かった。ただし、堤体材料によりその勾配は異なる可能性がある。

2.4 解析的検討

模型実験では模型や計器類の大きさからマノメータの設置位置を最小で10cmとしている。そこで、模型実験から得られた結果を検証し、より細かい部分での圧力の分布を把握することを目的に実験結果を2次元飽和・不飽和浸透流解析で検証した。図-2.10に実験模型をモデル化した断面を示す。外力条件については実験条件と合わせ、初期水位を基礎地盤上面に設定し、給水する水位の上昇の過程を再現した。解析パラメータに関しては、模型材料での室内試験結果から設定したところ、解析結果が実験模型の計測結果と差異がみられたことから、パラメトリックスタディを行い、崩壊発生時までの圧力分布を再現できる透水係数を設定した。

2.4.1 崩壊発生時の流速ベクトルと動水勾配

実験の再現解析の一例⁴⁾を示す。のり尻付近の圧力分布を詳細に見るためにのり尻付近を1cm×1cmで要素を

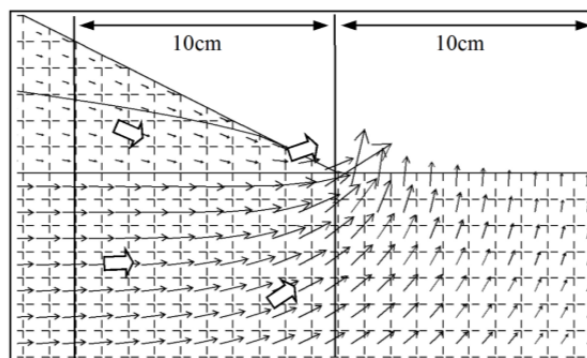


図-2.12 流速ベクトル図(のり尻付近)

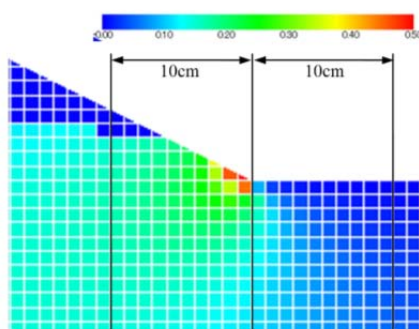


図-2.13 のり尻付近の動水勾配 (水平)

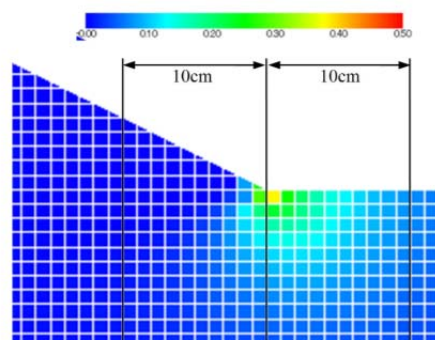


図-2.14 のり尻付近の動水勾配 (鉛直)

分割して解析を実施した。崩壊発生時の解析による全体的な流速ベクトルとのり尻付近の分布を図-2.11、2.12に示す。水槽側付近はベクトルが上向きになり、中央付近では水平に、のり尻付近ではのり尻に向けた方向となり、のり尻では2メッシュ分(2cm)で上向きとなる。

次にのり尻付近の動水勾配の分布を図-2.13、2.14示す。実験ののり尻から10cmの間の水平圧力水頭は0.26であり、解析での同位置では動水勾配が0.28と概ね再現できている。さらに解析では、のり尻より1cmの位置で水平0.63、鉛直0.68、2cmの位置で水平0.46、鉛直0.46と局所的に大きな動水勾配が発生していることがわかる。

次にさらに詳細にのり尻付近の圧力分布をみるためにのり尻付近を1mm×1mmで要素を分割して解析を実施

した。のり尻付近の動水勾配の分布を図-2.15、2.16に示す。全体的な傾向としては、1cmメッシュでの解析と同じであるが、のり尻付近を詳細に見るとのり尻から18mmの範囲で0.5を越える水平の動水勾配が発生しており、さらにのり尻から2mmまでの範囲では1.0を越える値となった。

崩壊発生の契機は微少な崩壊から進行していることが想定され、土粒子レベルの大きさで考えると、この局所的な動水勾配の発生が崩壊の発生した原因の一つであると考えられる。一方で、動水勾配が大きく発生する箇所は局所的であるため、大きな粒子が含まれていると劇的に安定性が増し、壊れにくくなるとも考えられる。これは礫を多く含む模型では崩壊が発生しない結果とも合致するといえる。

2.4 評価方法

進行性破壊の最初の崩壊を評価する方法として、浸透力を考慮した円弧すべり安全率を検討した。最初の崩壊は、のり尻の非常に狭い範囲で発生しており、通常の円弧すべりで考慮する崩壊の大きさとは違うこと、また、浸透流計算から崩壊する狭い範囲には局所的に非常に大きな浸透力が作用していると考えられることが特徴である。

円弧すべり安全率は以下の式の修正フェレニウス法により算出した。

$$F_s = \frac{\sum [c_i l_i + \{(W_i - u_i b_i - i_w V_i \gamma_w) \cos \alpha_i - i_h V_i \gamma_w \sin \alpha_i\} \tan \phi_i]}{\sum \{(W_i - i_w V_i \gamma_w) \sin \alpha_i + i_h V_i \gamma_w Y / R\}} \quad \text{式(2.1)}$$

ここに、 V_i はスライス*i*の飽和部分の体積であり、 i_w, i_h はスライス*i*の飽和部分に作用する鉛直方向及び水平方向の動水勾配の平均、 Y は*ih*の重心位置と円弧中心の垂直距離である。

動水勾配は、最初の崩壊が確認された時点の水圧分布を浸透流解析で再現し、要素内部で補間することによって算出した。動水勾配の値はメッシュの大きさに依存することが上記の検討結果からも明らかであるが、今回の検討では、のり尻周辺は2cm×2cmのメッシュのみで検討した。メッシュサイズを変えると答えが大きく変わると考えられる。

強度定数は、内部摩擦角に35度、粘着力に0.1kN/m²と0.01kN/m²の2通りの値を用いた。「河川堤防の構造検討の手引き」⁹⁾においては、粘着力がゼロの場合でも、ある程度の大きさの円弧すべりを設計上考慮するために1kN/m²を設定する方法が推奨されている。この値を今回の検討に用いると、のり尻の狭い範囲で起きる最初の崩

表-2.2 円弧すべり安全率の一覧

	浸透力無	浸透力有
C=0.1kN/m ²	1.447	1.288
C=0.01kN/m ²	1.092	0.933

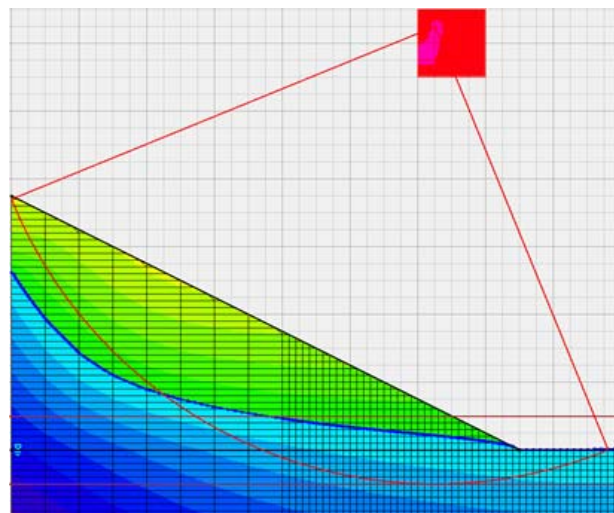


図-2.15 浸透力なし、 $c=0.1\text{kN/m}^2$ の最小安全率を与える円弧

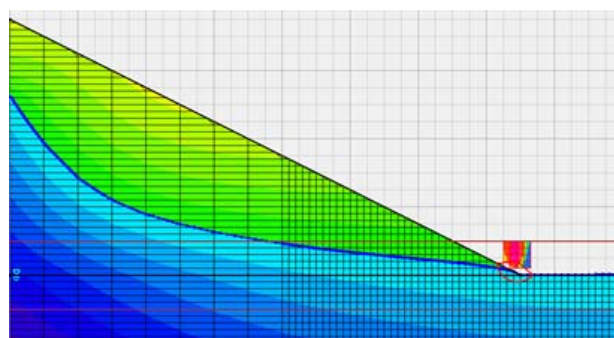


図-2.16 浸透力あり、 $c=0.01\text{kN/m}^2$ の最小安全率を与える円弧

壊を表現することはできないと考えられたために、これよりも小さい2つの粘着力を設定した。

計算結果を表-2.2及び図-2.15、図-2.16に示す。浸透力を考慮することによって、高い水位でないにも係らず、安全率が1割以上低下し、より適切に評価できるようになることが分かった。しかし、浸透力を考慮しただけでは、十分に安全率は小さな値にならず、粘着力も小さくする必要があった。円弧すべりの形状を見た場合にも同じことが言える。図-2.15と図-2.16ですべりの範囲が大きく異なるが、粘着力の影響が大きい。粘着力は、一般に三軸圧縮強度試験で大きな拘束圧をかけた状態の試験結果から外挿して求める場合が多い。このような方法では、円弧すべり計算で使った小さい粘着力を精度が良く

求めることはできない。設計において、進行性破壊を安全率によって評価しようとする場合には、粘着力の設定が課題になる。

3. 堤防の耐震性評価に関する検討 (谷本、荒木)

3.1 堤体の液状化に関する課題と検討目的

軟弱粘性土地盤上に築堤された堤防では、堤体底部に形成された飽和域が液状化（堤体液状化）することが知られている。2011年東北地方太平洋沖地震では阿武隈川、鳴瀬川、江合川、久慈川、利根川、江戸川など、東北地方および関東地方の広範囲にわたる堤防において堤体液状化による被災が確認された⁵⁾。これまでの堤防の耐震点検および対策においては基礎地盤の液状化に主眼が置かれてきたが、2011年東北地方太平洋沖地震の事例を鑑みると、今後は堤体液状化に関しても対策の必要な堤防の抽出と対策技術の確立が必要である。

2011年東北地方太平洋沖地震での被災事例を対象に堤体液状化の要因分析を行ったところ、天端沈下率を被災程度の指標として、法勾配、堤体の土質、堤体下部の飽和層厚との関連性が見出された⁶⁾。これらの指標は堤体液状化による被災危険箇所の抽出を行う上で有用な指標として活用されている⁷⁾。

一方で、粘性土地盤上に築造された堤防を再現した遠心模型実験を実施したところ、堤体の自重により粘性土地盤が圧密することで堤体下部が粘性土地盤にめり込むように沈下するとともに、粘性土地盤が水平方向に伸張するように変形することが明らかとなった⁸⁾。堤体の荷重による粘性土地盤の圧密完了後において計測された堤体の密度分布を図-3.1に示す。堤体の締固め度 D_c は作製時には90%であったにもかかわらず、粘性土地盤の圧密に伴って堤体底部では87%程度まで低下した。つまり、軟弱粘性土地盤上に築堤された堤体底部では飽和域が形成されると同時に、密度が低下している可能性がある。土の液状化抵抗は土の密度と深い関係を有しており、このような密度低下堤防内で生じると、堤体の液状化による被災を助長させる可能性がある⁹⁾。しかしながら、現時点では実際の堤防内部における密度分布は把握できていない。

実際の堤体内部における密度分布を把握できれば、堤体の液状化に関する耐震性評価の高度化につながる可能性がある。そこで、本研究では地盤内部の密度分布を評価するサウンディングの一つである RI コーン貫入試験^{10), 11)}を用いることで、原位置での堤体内部の密度分布の把握を試みた。

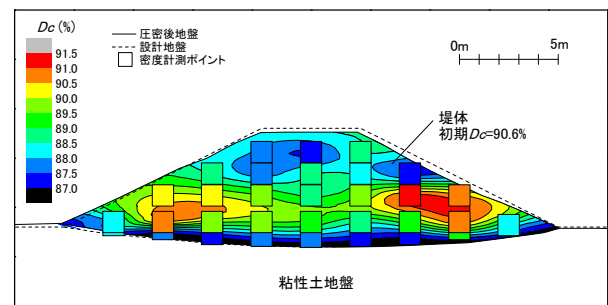


図-3.1 遠心模型実験における粘性土地盤上の堤体内の密度分布

3.2 検討方法

3.2.1 計測手法

RI コーン貫入試験は、三成分コーン貫入試験に併せて、ガンマ線の線源および検出器がついた RI 密度計プローブと、中性子の線源および検出器がついた RI 水分計プローブを調査孔に静的に貫入するサウンディング方法である^{10), 11)}。同一の調査孔に対し、初回は先端に三成分コーンを取り付けた RI 密度計プローブ、2回目は先端にガンマ線源コーンを取り付けた RI 密度計プローブ、3回目は先端に高速中性子線源を取り付けた RI 水分計コーンプローブを貫入させることで、三成分コーンによる先端抵抗、周面摩擦、間隙水圧の計測に加えて、自然ガンマ線、散乱ガンマ線、熱中性子線を計測する。散乱ガンマ線からは調査孔周辺の湿潤密度 ρ_m 、熱中性子線からは単位体積当たりの等価含水量 $\hat{\rho}_m$ を計測することができる。

ただし、等価含水量には土粒子表面に存在する結晶水や吸着水といった炉乾燥状態（110°Cで24時間）でも蒸発しない水分も含まれている。結晶水や吸着水を除いた単位体積当たりの含水量 ρ_m は、次式で定義される。

$$\rho_m = \hat{\rho}_m - \alpha \cdot \rho_d \quad \text{式(3.1)}$$

ここに、 ρ_d は乾燥密度、 α は水分補正係数である。 ρ_m に結晶水や吸着水が含まれる割合は地盤材料毎に異なることから、同じ地盤材料であれば α の値は同じである。また、 ρ_d は次式で表される。

$$\rho_d = \rho_t - \rho_m \quad \text{式(3.2)}$$

以上の関係に基づいて式を変形すると、以下に示す式(3.3)、(3.4)が得られる。

$$\rho_m = \frac{\hat{\rho}_m - \alpha \cdot \rho_t}{1 - \alpha} \quad \text{式(3.3)}$$

$$S_r = \frac{\rho_m / \rho_w}{1 - \rho_d / \rho_s} \times 100 \quad \text{式(3.4)}$$

ここに、 S_r は飽和度、 ρ_w は水の密度（本検討では1.00g/cm³を使用）、 ρ_s は土粒子密度である。 ρ_s はRIコーン貫入試験の調査孔近傍で実施したボーリング調査で採取したペネ試料の試験結果を用い、土層毎に設定した。

地下水位が浅の不飽和地盤においては、RI密度計および水分計で得られた ρ_t および $\hat{\rho}_m$ を用い、式(3.2)から式

(3.4)に基づいて ρ_m 、 ρ_d 、 S_r を求めた。土層毎に α を設定する必要があるが、その設定方法については後述する。

一方で地下水位が深の飽和地盤を想定すると、 $S_r=100\%$ と仮定し、式(3.2)および式(3.4)を用いて式(3.5)が得られる。

$$\rho_m = \rho_w \frac{\rho_s - \rho_t}{\rho_s - \rho_w} \quad \text{式(3.5)}$$

地下水位が深の飽和地盤においては、RI密度計および水分計で得られた ρ_t および $\hat{\rho}_m$ を用い、式(3.2)および式

(3.5)に基づいて ρ_m 、 ρ_d を求めた。

計測のインターバルは、三成分コーン、RI密度計、RI水分計いずれも2cmピッチとした。

3.2.2 調査断面

本検討では基礎地盤に沖積粘性土層が存在し、堤体のめり込み沈下が疑われる地点Aと、基礎地盤に自然堤防由来の沖積砂層が存在し堤体のめり込み沈下が生じていないと考えられる地点Bを選定した。両地点は同一の河川堤防において河川縦断方向に2km程度離れた地点に位置している。

各断面の堤体土は、過去の航空写真等やRIコーン貫入試験に先立って実施したボーリング調査に基づき、それぞれ6種類の土質からなると推定された。各地点での土質構成の概要を表-3.1および表-3.2に示す。

地下水位が浅において ρ_d 、 S_r を計算するためには、前述した通り土層毎に α を定める必要がある。

本検討では、RIコーン貫入試験の調査孔近傍で実施したボーリング調査で採取したペネ試料を用いて α を定めた。採取したペネ試料は現地で速やかに密封し、含水比 w_0 と ρ_s を計測の試験を行った。ペネ試料の w_0 と、ペネ試料採取位置近傍でRI密度計および水分計により得られた ρ_t および $\hat{\rho}_m$ を用い、以下に示す式(3.6)および式(3.7)

から α を求めた。土層毎に求めた ρ_s および α を表-3.3にまとめる。

$$\rho_m = \rho_w \times \left(\frac{w_0}{100 + w_0} \right) \quad \text{式(3.6)}$$

$$\alpha = \frac{\hat{\rho}_m - \rho_m}{\rho_t - \rho_m} \quad \text{式(3.7)}$$

ペネ資料は採取後速やかに密閉しており、採取後の含水比変化は無視できる程度と考えられる。しかし、砂質材料を採取する場合、サンプラー内部に入る際に間隙水が排水される可能性があり、計測された含水比は原位置での含水比よりも小さい可能性がある。この結果として、 α がやや大きめに評価されている可能性があるものの、算出される ρ_d 、 S_r への影響は小さいことが確認されたことから、本検討では表-3.3で定めた α を使用することとした。

表-3.1 地点Aにおける土質構成

時代	地層	土質	記号	測定N値(平均)	特徴
第四紀	堤体土	旧堤：砂質シルト	B1a	1.7~16 (3.5)	旧堤(～1948)：砂質シルト
		腹付け：シルト質砂	B2a	3~8 (4.1)	川裏腹付け(1948～1961)：シルト質砂
		腹付け・護岸工砂質土	B3a	—	川前側の腹付け・護岸工(1948～1961)：砂質土
		腹付け：礫混り砂	B4a	8~24 (15.5)	川裏側の腹付け(1982～1987)：礫混り砂
		腹付け・護岸工砂質土	B5a	—	川前側の腹付け・護岸工(1987～2007)：砂質土
		天端道路礫質土～礫混り砂	B6a	—	天端道路(造成時期不明)：礫質土～礫混り砂
完新世	沖積層	粘性土	Ac	0.9~5 (2.9)	土質は、粘土～砂質シルトを主とし、全体に微細砂～細砂を多く混入し、局部的に砂分多くなり、黒く砂質土を示す。腐植物混入。含水は多く、色調は暗褐色を示す。

表-3.2 地点Bにおける土質構成

時代	地層	土質	記号	測定N値(平均)	特徴
第四紀	堤体土	旧堤：砂質シルト	B1-1b	0.7~14 (4.6)	旧堤(～1948)：砂質シルト
		旧堤：シルト質砂	B1-2b	5~19 (10.0)	旧堤(～1948)：シルト質砂
		腹付け：シルト質砂	B2b	4.2~6 (5.2)	川裏側の腹付け(1948～1961)：シルト質砂
		腹付け・護岸工砂質土	B3b	—	川前側の腹付け・護岸工(1948～1961)：砂質土
		腹付け：礫混り砂	B4b	10	川裏側の腹付け(1982～2007)：礫混り砂
		天端道路礫質土～礫混り砂	B5b	—	天端道路(造成時期不明)：礫質土～礫混り砂
完新世	沖積層	砂質土	As	4~32 (11.8)	土質は、シルト質砂～細砂を主とし、所々に細粒分を多く混入。砂は微細砂～中粒砂で、局所に細砂を伴う。含水は中位～多く、色調は暗褐色～暗灰色を示す。

表-3.3 土層毎に定めた土粒子密度および水分補正係数

土層名	地点A		地点B		
	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	水分補正係数 α	土層名	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	水分補正係数 α
B1a	2.721	0.115	B1-1b	2.728	0.115
B2a	2.703	0.145	B1-2b*	2.700	0.110
B3a*	2.700	0.110	B2b	2.712	0.111
B4a	2.687	0.139	B3b	2.685	0.140
B5a*	2.700	0.110	B4b	2.711	0.118
Ac	2.703	0.117	As	2.702	0.140

* ペネ試料が得られなかったため、近傍の土層の結果に基づいて決定。

3.3 調査結果と考察

地点Aおよび地点Bで得られた密度分布と飽和度分布を図-3.2および図-3.3に示す。なお、いずれの図においても三成分コーン貫入試験結果に基づき、Robertson¹²⁾による土質分類チャートにより分類された土質柱状図を示している。また、各断面の基図に示している土質分類記号は、それぞれ表-3.1および表-3.2に示す記号と対応する。

る。

地点Aおよび地点Bの川裏側に位置する腹付土B4aおよびB4bは、旧堤とみられるB1a、B1-1b、B1-2bと比較してやや乾燥密度が大きい傾向にある。旧堤がシルト質土主体であるのに対して腹付土は礫混り砂であり、土質が異なる点に加え、施工年代の違いによる管理水準の違いも影響しているとみられる。

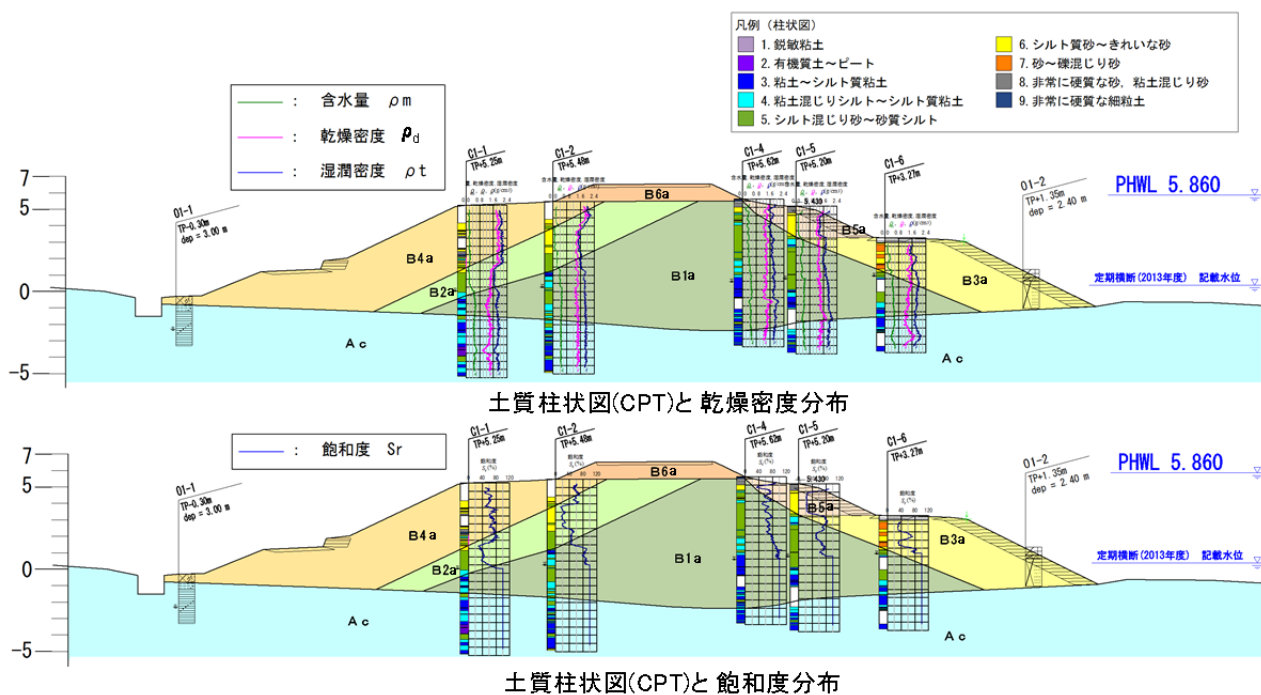


図-3.2 地点Aでの調査結果

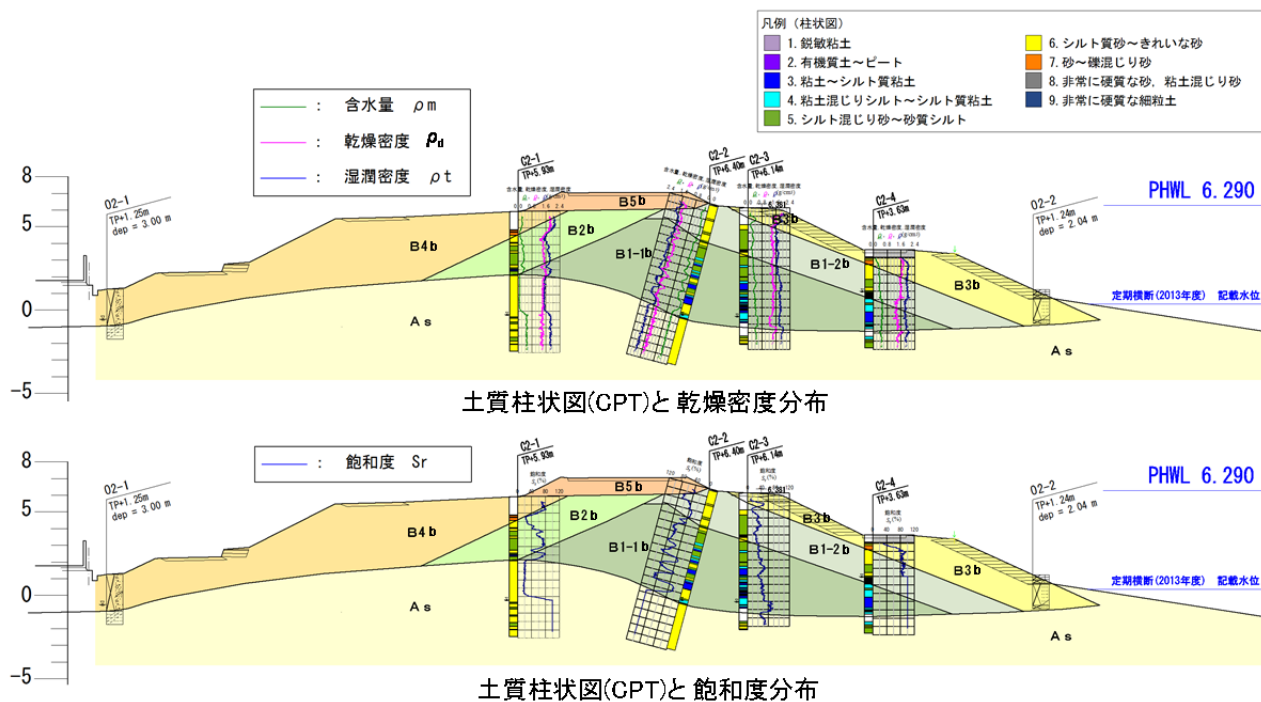


図-3.3 地点Bでの調査結果

一方で、両地点において、旧堤である B1a、B1-1b、B1-2b の内部においては、土質柱状図からもわかる通り粘土層とシルト層の互層構造をなしており、この土質の違いに対応するように乾燥密度の大小関係が認められる。土質の違いは飽和度にも認められ、地下水位以浅では粘土に分類された層での飽和度が高い傾向が認められる。

粘土層とシルト層の互層構造に伴う乾燥密度や飽和度の変化はあるものの、全体的にはいずれの地点においても旧堤部分における乾燥密度の鉛直分布はほぼ一定とみられる。地点 A は旧堤の下部に位置する Ac 層が下に凸の形状となっており、堤体の荷重による堤体のめり込み沈下が疑われるものの、これに起因する密度の変化は不明確といえる。

本調査地点では堤体のめり込み沈下に伴う堤体底部のゆるみは不明確であったものの、RI コーン貫入試験では堤体内部における乾燥密度の分布を細かいピッチで把握することができることが確認できた。周辺の地形や地質分布、堤体の諸元や土質に基づいたスクリーニングに加えてこのようなサウンディングが実施できれば、堤体液状化による被災危険度の程度を判断する上で有用な情報となり得る。

3.4 検討結果のまとめ

堤体の液状化に関する耐震性評価に関連して、RI コーン貫入試験により原位置での堤体内の密度分布の把握を試みた。その結果、RI コーン貫入試験を実施することで、堤体内の密度分布について把握することができた。本検討で対象とした地点では堤体底部でのゆるみの発生は不明確であったものの、堤体底部でのゆるみが認められた場合、堤体液状化による被災の可能性は高まると考えられる。周辺の地形や地質分布、堤体の諸元や土質に基づいたスクリーニングに加えて、本研究のような手法を用いた堤体内のゆるみの把握が実施できれば、堤体液状化の被災危険箇所抽出の高精度化につながると考えられる。

4. 構造物周辺堤防の浸透安全性評価に関する検討

樋門等の構造物周辺堤防において、地震、河川水の変動による土砂流出、圧密沈下等の影響で、構造物の亀裂や構造物周りの堤防のゆるみ、空洞等が存在する場合がある。洪水時には、ゆるみや空洞等を原因とする漏水や陥没等の変状が生じることがある。

そこで、圧密沈下等によって生じやすい樋門函体下の空洞が周辺堤防の浸透安全性へ与える影響を検討するため、実際に変状が生じた樋門を参考としたモデルを作成し、三次元浸透流解析を行った。

4.1 三次元浸透流解析の条件等

実際に樋門周りの堤防に漏水、陥没の変状が生じた樋門を参考として、完成図や周辺堤防の地質調査結果より、樋門周辺堤防の三次元浸透流解析用のモデルを作成した。三次元浸透流解析を実施したのは、二次元の浸透流解析では矢板の水平方向の周り込みなどの三次元的な挙動が表現できないためである。

三次元浸透流解析用のメッシュデータは、堤防横断面二次元メッシュデータを作成し、それを押し出し、結合することで、三次元メッシュデータとした。

樋門函体、函体下の空洞、函体周り、矢板、継手等は、1cm のメッシュサイズでモデル化し、総節点数約 100 万、要素数約 130 万となった。

なお、周辺地盤は、樋門前後の堤防で同様として、樋門函体中央の鏡面モデルを作成した。

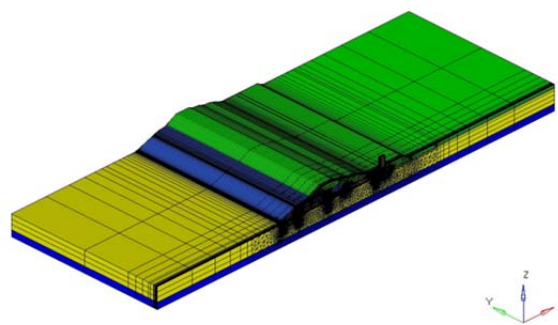


図-4.1 三次元モデルの鳥瞰図

樋門周辺堤防は、地盤調査結果に基づき透水係数を設定し、有効間隙率、比貯留係数、不飽和特性曲線等は、「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁾に基づき、設定した。また、函体下の空洞と函体内については、砂礫の透水係数および不飽和特性を与えた。空洞内の流れは本来ダルシー則には従わないが、周辺地盤との透水係数の差を 1000 倍以上とすることで、ここでは空洞を表し、空洞の影響を検討することとした。

図-4.2 に土層区分を示す。例として、函体中央部の堤防横断面を用いた。表-4.1 に解析に用いた定数を示す。

樋門の構造は、函体が断面 2.9×2.9m で長さ約 60m であり、函体には護岸の位置に加え、3 箇所の矢板が設置されている。なお、函体中央部で鏡面のモデルとしているため、函体幅は 1.45m としている。ここでは、矢板を川表から①～④とした。基礎地盤は、透水性の低い粘性土の上部にやや透水性の高い砂質土約 9m からなっている。堤体は、粘性土とその上部に砂質土で、約 7m の高さとなっている。

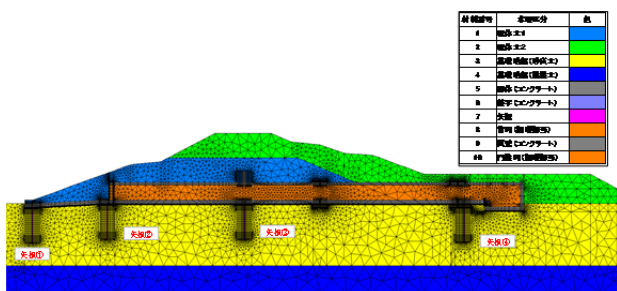


図-4.2 断面図の材料区分

表-4.1 設定定数

材料番号	材料区分	透水係数 (m/s)	有効間隙率	比時留係数 (1/m)	不飽和特性
1	基礎地盤 (砂質土)	1.5×10^{-5}	0.20	1.0×10^{-4}	砂質土: {S}, {S-F}
2	基礎地盤 (粘性土)	1.0×10^{-7}	0.10	1.0×10^{-3}	粘性土: {M}, {C}
3	堤体土1	1.0×10^{-8}	0.10	1.0×10^{-3}	粘性土: {M}, {C}
4	堤体土2	4.8×10^{-7}	0.20	1.0×10^{-4}	砂質土: {SF}
5	矢板	2.0×10^{-8}	0.01	1.0×10^{-6}	粘性土: {M}, {C}
6	函体 (コンクリート)	1.0×10^{-9}	0.01	1.0×10^{-6}	粘性土: {M}, {C}
7	継手 (コンクリート)	1.0×10^{-9}	0.01	1.0×10^{-6}	粘性土: {M}, {C}
8	管内	1.0×10^{-2}	1.00	1.0×10^{-6}	礫質土: {G}, {G-F}, {GF}
-	空洞	1.0×10^{-2}	1.00	1.0×10^{-6}	礫質土: {G}, {G-F}, {GF}

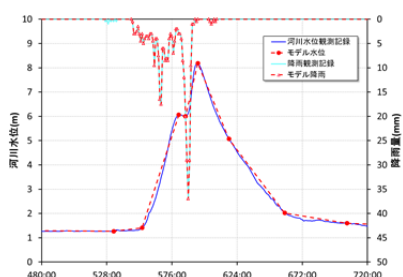


図-4.3 設定水位、雨量

表-4.2 解析ケース

検討ケース	函体下の空洞の大きさ
Case1	0cm (空洞無し)
Case2	1cm
Case3	3cm
Case4	5cm
Case5	10cm
Case6	20cm

樋門周辺堤防の近傍の観測記録より変状が生じた際の河川水位、降雨量を参考に、モデル水位とモデル降雨を作成し、外力条件として与えた。

函体下の空洞量の大きさの影響を検討するため、函体下の要素を空洞に置き換え、その大きさを変えたケースを設定し解析を行った。解析ケースを表-4.2に示す。なお、函体周りに設置されている矢板は健全なものとして、矢板前後で空洞を分割し、空洞は連続しないものとした。解析は、Dtransu-3D・EL¹³により実施した。

4.2 解析結果

4.2.1 函体下の圧力水頭分布

三次元浸透流解析結果より、函体下に作用する圧力水頭の分布について整理した。函体下に作用する圧力は、概ね河川水位が最高となる595hrにおいて、最大値を示すため、その時間の圧力水頭分布を図-4.4に示す。ここでは、矢板前後や矢板間の圧力を捉えるため、矢板②か

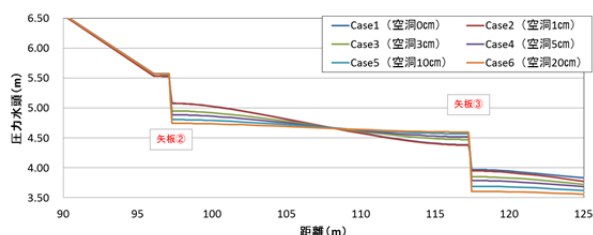


図-4.4 函体下の圧力水頭分布 (函体中央部)

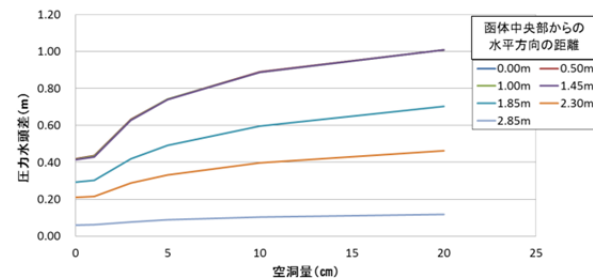


図-4.5 樋門函体下の矢板③前後の圧力水頭差(水平方向)

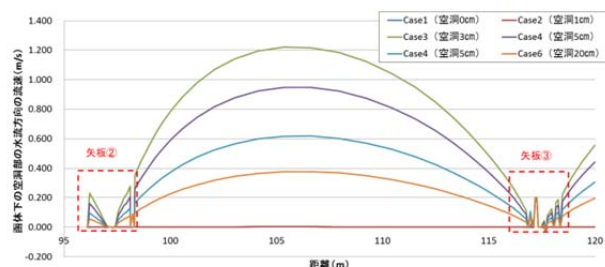


図-4.6 函体下の流速分布 (函体中央部)

ら矢板③の周辺を拡大した結果を示した。また、矢板前後の圧力水頭差と空洞量の関係を図-4.5に示す。

矢板②、③ともに矢板の川面側で高い圧力となり、函体下の空洞が大きいくほど、矢板前後の圧力差が大きくなった。圧力差が大きく、十分な範囲に矢板が設置されていない場合には、矢板周りに局所的に高い動水勾配が作用することになり、矢板周りの土の抜け出しや流出が懸念される。引いては、川裏側の漏水などの危険性が高まることになる。古い樋管では函体下には矢板は入っていない。このような場合に、空洞が大きくなると危険性が高まると考えられる。

4.2.2 函体下の空洞内の流速

空洞の大きさによる空洞拡大の進行性について検討するため、図-4.6に函体下の空洞の流速分布を整理した。

ここでは、函体下の空洞量が3cmの時に空洞部の流速が最大となった。空洞内の流れもダルシー則を適用したことも影響しているかもしれないが、空洞量が大きくなるほど流速が小さくなる傾向は実際にもあると考えられる。

矢板間の中央部付近で流速が最大となることが確認さ

れた。大きな流速によって中央部底面の土砂が侵食された場合には、土砂は川裏側に流れ、矢板までの間で堆積することになる。このため、空洞内で侵食が生じる場合には、矢板間の空洞の厚さは一様ではなく、川表側で厚く、川裏側で薄くなる可能性がある。

4.3 まとめ

三次元浸透流解析により樋門周辺堤防の空洞の大きさが安全性へ与える影響を検討した結果、函体下の空洞の大きさに応じて、矢板の止水機能損失や、矢板間の空洞の拡大、川裏への圧力水頭の伝搬による盤膨れや漏水などの危険性が高まることがわかった。

次年度、地盤や空洞の大きさによる矢板の止水機能の損失の実験を行い、空洞の大きさが与える影響を検討する。

5. まとめ

平成 26 年度は、まず、浸透安全評価に関する検討として、のり尻からの進行性破壊に関する小型模型実験を行い、堤体材料や基礎地盤の材料の影響を確認した。また、浸透流解析によって実験で計測できないのり尻付近の水圧分布を詳細に計算し、最初に崩壊が確認される狭い範囲に大きな動水勾配が作用し、のり尻付近の局所的な浸透力が崩壊に大きな影響を及ぼしているものと考えられた。さらに、浸透力を考慮した円弧すべり計算も実施し、考慮しない場合に比べ改善できることを確認した。次に、堤体の液状化による顕著な被害の発生予測には、堤体内の飽和状態だけでなく、堤体下部の密度分布の把握が重要であると考えられる。そこで、今年度は、原位置で RI コーン貫入試験によりの堤体内の密度分布の把握が可能であることを確認した。最後に、樋門周辺堤防の 3 次元浸透流解析を実施し、函体周辺に形成される空洞や止水のために設置される矢板の浸透安全性に及ぼす影響を明らかにした。

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),平成24年2月.
- 2) 川井ほか:河川堤防の内部侵食発生の初期変状と進行性に関する小型模型実験,第49回地盤工学研究発表会,2014.7
- 3) 吉田ほか:河川堤防のり面の進行性破壊に関する模型実験における崩壊形状の分析,第11

回地盤工学会関東支部発表会,2014.10

- 4) 秋場ほか:河川堤防の進行性破壊とのり尻付近の局所動水勾配の係数に関する解析的研究,第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム,2014.12
- 5) Sasaki, Y., Towhata, I., Miyamoto, K., Shirato, M., Narita, A., Sasaki, T. and Sako, S.: Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, Soils and Foundations, Vol.52, No.5, pp.1016-1032, 2012.
- 6) 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,第18巻,pp.307-332, 2012.
- 7) 国土交通省水管理・国土保全局治水課,レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル,2012.
- 8) 荒木裕行, 谷本俊輔, 石原雅規, 佐々木哲也:堤体の液状化に及ぼす堤体密度の影響,河川技術論文集,土木学会,Vol.20, pp.497-502, 2014.
- 9) Okamura, M., Tamamura, S. and Yamamoto, R.: Seismic stability of embankments subjected to pre-deformation due to foundation consolidation, Soils and Foundations, Vol. 53, No.1, pp.11-22, 2013.
- 10) 三村衛, Abhay K. SHRIVASTAVA, 柴田徹, 延山政之, RI コーンによる砂質地盤の原位置含水比・湿潤密度検層とその精度評価について,土木学会論文集 No.638, III-49, pp.227-240, 1999.
- 11) ソイルアンドロックエンジニアリング株式会社ホームページ,トップ>調査・試験>RI コーンによる地盤調査, http://www.soilandrock.co.jp/tyosa_shiken/cpt.html, 2014年7月15日アクセス
- 12) Robertson, P. K.: Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, pp.151-158, 1990.
- 13) 西垣誠ほか: Dtransu-3D・EL, <http://www.diaconsult.co.jp/>

RESEARCH ON THE SEEPAGE AND SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF LEVEE SYSTEMS BY MEANS OF CASE STUDY AND MODEL TEST

Budget : 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 2015, model tests concerning progressive failure from toe of levee during rain and flood, and seepage analyses and circular slip analyses considering seepage force were performed. In addition, RI cone penetration tests in situ were executed in order to investigate contour of density of levee. Small density and saturated sandy part is easily to occur liquefaction inside levee. Furthermore, 3D seepage analyses concerning levee around sluiceway were performed to refer influence of void under sluiceway.

- 1) Influence of embankment and foundation material on progressive failure
- 2) Seepage force affects progressive failure
- 3) Circular slip analysis considering seepage force could evaluate progressive failure.
- 4) Practical application of RI cone penetration may result in improvement of the precision to extract section with easily liquefiable levee.
- 5) Results of 3D seepage analyses of levee around sluiceway lead to the proposal of the method of inspection and diagnosis corresponding to the condition of size of the void under sluiceway and sheet pile for water cutoff

Key words : levee, liquefaction inside embankment, seismic stability, seepage stability