

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 25 年度は、まず、一般堤防の浸透安全性評価に関する検討として、内部侵食に関する小型模型実験を実施した。その結果、堤体の土質材料は様々であるが、のり尻近傍の水圧が一定値以上となるとのり尻の変位が生じ、その後の変位の進行も水圧の上昇と関連性が高いことを明らかにした。次に、耐震性の評価に関する検討として、密度の異なる堤体を用いた堤体液状化に関する動的遠心模型実験を行い、密度（締固め）の重要性を明らかにした。また、同じく遠心模型実験により基礎地盤の圧密沈下に伴う堤体の緩みの程度と範囲を定量的に調べ、堤体の緩みが被災程度に大きく影響することを明らかにした。さらに、亀裂の入った堤防と健全な堤防に外水位を与えることによって、亀裂の影響についても検討した。また、耐震点検で広く使われている自重変形解析の精度向上に向けた改良も実施した。最後に、樋管周辺堤防の浸透に係る模型実験を実施した。止水板の破断や函体底面の空洞の発生は止水板前後の水圧差を増大させ、止水矢板を迂回するような水みちが新たに形成される可能性があることを示唆する結果が得られた。キーワード：河川堤防、堤体液状化、耐震点検、浸透安全性、内部侵食、樋管周辺堤防

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、コスト縮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つつ 1 箇所弱点箇所の存在が一連区間の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しており、平成 25 年度は、内部侵食に関する小型模型実験、堤体の液状化に関する遠心模型実験、樋管周辺堤防の浸透模型実験を実施した。併せて、浸透流解析による模型実験の再現計算や液状化地盤上の堤防の沈下量に用いられる自重変形解析法の改良も実施した。

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評価においては、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、透水層から地表付近の被覆土層に作用する圧力と被覆土層の重量を比較することなどによる基盤漏水の評価と、得られた浸潤線をもとにすべりの評価を実施することとなっている。一方、実際の河川堤防の被災事例をみると基盤漏水やすべりだけでなく、のり尻の比較的浅い部分が崩壊した後、のり面上部に進行する、いわゆる内部侵食による変状と疑われる事例もみられる。

このような内部侵食による変状は、進行・拡大することから、最悪の場合、堤防決壊といった大規模な被災につながる恐れを有していると考えられる。しかしながら、内部侵食の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、河川堤防の内部侵食に関する模型実験は平成 21 年度より継続して実施しており、今年度は進行性の破断(内部侵食)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。

2.1.2 実験装置および実験ケース

本実験の実験条件を決定するために、本実験に先立ち、①壁沿いの止水方法の影響、②基盤地盤の材料の影響、③堤防模型の天端の有無の影響、④模型高さの影響を確認するための予備実験を実施した。その結果、本実験の実験条件として以下の条件を決定した。

- ①壁沿いの止水方法は幅 10cm の板を張り出し
- ②基盤材料は、変状が早く発生する川砂
- ③天端無し の模型形状
- ④模型高さは 75cm

模型は図-2.1 に示すように、幅 1.5m×長さ 3.0m×高さ 1.0m の鋼製土槽内に高さ 75cm、のり勾配 1:2 の堤防模型を作製した。測は給水タンク内に 1 個、盛土直下に 6 個の合計 7 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、変状の進行状況を観察した。なお、実験に使用した堤体材料の特性を表-2.1 に、粒径加積曲線を図-2.2 に示した。

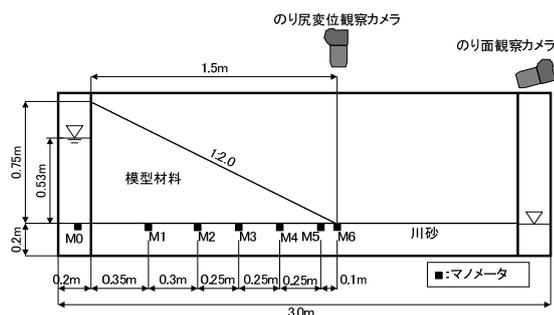


図-2.1 実験における模型形状

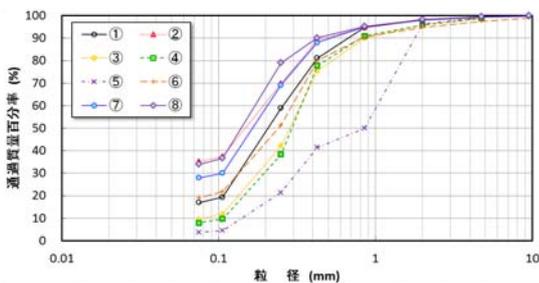


図-2.2 実験における堤体材料の粒径加積曲線

表-2.1 実験で用いた堤体材料の土質特性一覧

実験ケース	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8
使用材料	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
練分 (%)	1.80	2.20	4.09	4.19	3.56	5.21	1.81	1.68
砂分 (%)	81.29	62.57	86.33	87.93	92.72	75.78	70.24	64.36
細粒分含有率 F_c (%)	16.91	35.23	9.58	7.88	3.72	19.01	27.95	33.96
10%粒径 D_{10} (mm)	—	—	0.08	0.11	0.15	—	—	—
50%粒径 D_{50} (mm)	0.205	0.15	0.29	0.295	0.85	0.24	0.17	0.14
60%粒径 D_{60} (mm)	0.26	0.19	0.34	0.34	1.05	0.295	0.205	0.17
均等係数 U_c	—	—	4.25	3.09	7.00	—	—	—
極限縮固め度 D_c (%)	90.1	92.0	90.3	90.5	91.0	90.5	89.8	90.2
模型平均湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.763	1.761	1.750	1.731	1.807	1.741	1.748	1.752
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.746	1.656	1.730	1.720	1.853	1.709	1.692	1.661
最適含水比 w_{opt} (%)	16.7	19.2	17.8	17.7	13.2	17.5	17.8	19.1

2.1.3 実験結果

(1) 変状発生過程

のり尻の直上から撮影されたカメラ画像より、進行性破壊発生の流れは表-2.2 に示すように以下のステップで進行していると考えられる²⁾。

- STEP 1 : のり尻近傍の細粒分の流出
- STEP 2 : 水頭の上昇に伴う水平変位の発生
- STEP 3 : 水平変位に伴う引張亀裂の発生
- STEP 4 : STEP 2 と STEP 3 の繰り返しによる亀裂の拡大・発達

すなわち、のり尻部から発達する進行性破壊はのり尻の水平変位をきっかけとして拡大する現象であり、最も注目されやすい「のり面に発生する階段状の亀裂」は水平変位によってのり面の浅い深度に引張力が作用（側圧の低下）したために生じた二次的な現象であると考えられる。

(2) 圧力水頭および動水勾配

表-2.3 に、水平変位が生じた時間ののり尻から 10cm の圧力水頭値 (M5) とのり尻とのり尻から 10cm 間の動水勾配を整理した。

動水勾配が 0.23~0.29 で水平変位が発生しているが、CASE1 や CASE7 では 0.1~0.18 と低い動水勾配で変位が

表-2.2 進行性破壊が発生・拡大するステップ

模式図	上空からの写真と記事
	<p>のり面</p> <p>10cm</p> <p>細粒分</p> <p>浸潤線がのり尻まで達すると、のり尻付近の動水勾配に応じて、縁取るように細粒分が流出する</p>
	<p>水平変位</p> <p>のり尻の水頭がさらに上昇すると、土被りのほとんどないのり尻近傍は間隙水圧により水平に変位する</p>
	<p>亀裂</p> <p>水平変位が進行すると、のり面の表面に引張力が発生し、数条の亀裂が形成される</p>
	<p>亀裂</p> <p>水平変位と亀裂の形成が繰り返され、階段状の崩壊となる</p>

表-2.3 水平変位発生時間と水頭値、動水勾配

CASE	水平変位発生時間* (hr:min)	左時間におけるM5の水頭値 (mm)	左時間におけるM5～M6間の動水勾配 <i>i</i>
CASE1	1:30	40	0.1
CASE2	3:50	45	0.28
CASE3	2:00	41	0.23
CASE4	0:45	34	0.28
CASE5	1:20	41	欠測
CASE6	1:00	36	0.28
CASE7	2:00	44	0.18
CASE8	4:00	40	0.29

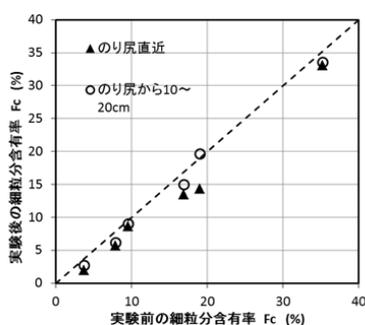


図-2.4 のり尻近傍の細粒分の変化

表-2.4 小型模型による細粒分変化の確認結果

採取時期・位置		細粒分含有率 Fc(%)
実験前		16.55
実験後	のり尻直近	16.92
	のり上方	15.77

(3) のり尻細粒分の流出

実験前後の法尻近傍の細粒分の変化を図-2.4 に示した。図によると実験後の細粒分含有率が実験前に比べ低くなっていることがわかる。

しかしながら、図-2.4 に示した実験後の試料採取はのり面中央付近まで破壊が進行した時点に実施しているため、必ずしも水平変位の発生に関わる現象でない可能性がある。そこで、高さ 30cm の小型模型を用い水平変位発生～亀裂発生直後におけるのり尻の細粒分含有率を測定し表-2.4 に示したが、同表によると破壊発生の初期ではほとんど細粒分に変化がないことがわかった。

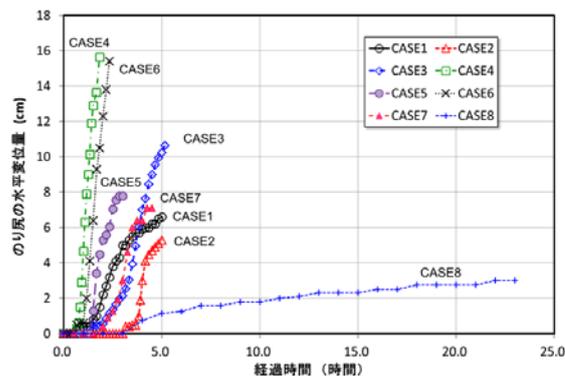


図-2.5 のり尻の水平変位の時間変化

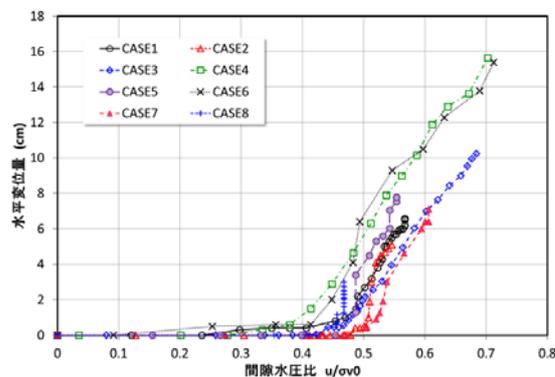


図-2.6 のり尻から 10cm 位置における間隙水圧比と水平変位の関係

2.1.4 実験結果の考察

実験結果より、進行性破壊の発生初期には水平変位が発生していることやのり尻近傍の細粒分の流出がほとんど見られないことが確認されるとともに、発生時の動水勾配や水頭が必ずしも一定でないことが確認された。一方、水平変位の経時変化を見ると図-2.5 に示すようにその挙動は大きくばらついていることがわかる。

そこで、各 CASE における模型築造時に計測した湿潤密度及びのり尻から 10cm 位置(M5)の水頭値をもとに、当該位置における間隙水圧比 (u/σ'_{v0}) を算出し、のり尻に発生した水平変位との関係を図-2.6 に整理した。

図によると、いずれの CASE においても間隙水圧比が 0.4～0.5 程度になると水平変位が急激に累積する挙動を示していることがわかる。また、細粒分含有率が 34～35% 程度である CASE2 及び CASE8 では、他 CASE に比べて水平変位が発生している間の間隙水圧比の上昇がほとんどなく、すべり状の破壊が一時に発生していることをうかがわせている。

2.1.5 浸透流解析

実験結果から得られたのり尻から 10cm 位置における間隙水圧比について検証することを目的に、各実験 Case をモデル化し 2 次元浸透流解析を実施した。

モデル化した断面と各実験 Case で使用した土の透水係数を図-2.7 に整理する。

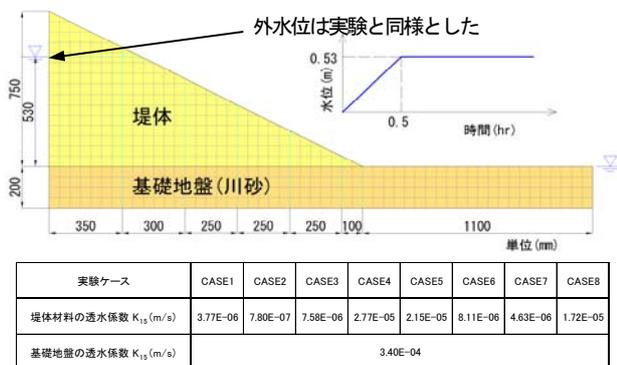


図-2.7 解析モデルと材料特性

実験 Case 1 の水平変位発生時間における圧力水頭の解析結果を図-2.8 に示す。のり尻から 10cm 位置における解析結果の方が大きい値を示し、特にのり尻付近ではその傾向が強い。他の Case も同様である。水平変位発生時ののり尻から 10cm 位置における圧力水頭と間隙水圧比を表-2.5 に整理する。各 Case とともに解析結果が大きな値を示し、間隙水圧比は 0.65 程度となる。

今後、変状が生じない材料の解析を行うとともに、境界条件等の見直しにより、解析の精度を高める。

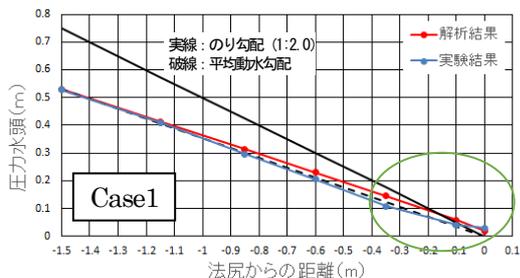


図-2.8 実験と解析による圧力水頭

表-2.5 のり尻から 10cm 位置の圧力水頭と間隙水圧比

		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8
水平変位発生時刻	hr	1:30	3:50	2:00	0:45	1:20	1:00	2:00	4:00
解析	圧力水頭 u(cm)	5.84	5.80	5.87	5.95	5.93	5.85	5.85	5.92
	間隙水圧比 $u/\sigma'v0$	0.66	0.66	0.67	0.69	0.66	0.67	0.67	0.68
実験	圧力水頭 u(cm)	4.00	4.47	4.09	3.28	4.10	3.60	4.40	4.00
	間隙水圧比 $u/\sigma'v0$	0.45	0.51	0.47	0.38	0.45	0.41	0.50	0.46

2.1.6 まとめ

実験の結果、水平変位の進行は土質に応じてさまざまであるが、のり尻の初期の変状は、のり尻付近の間隙水圧比で、ほぼ同じ水圧比 (0.4-0.5 程度) で生じることが

確認された。このことから、内部侵食による変状は、間隙水圧比で評価出来る可能性が考えられる。引き続き、変状が生じない土質材料での実験を実施し、検証を行う予定である。

3. 堤防の耐震性評価に関する検討

3.1 堤体の液状化による被災メカニズムの検討

3.1.1 検討の概要

2011 年東北地方太平洋沖地震をはじめとして、堤体下部に形成された飽和域の液状化 (堤体の液状化) による河川堤防の被災事例が多数確認されている。堤体の液状化は、a) 軟弱粘性土地盤上に砂質土で築かれた堤体において、b) 堤体荷重によって軟弱粘土地盤が下に凸の形状で圧密沈下し、c) 軟弱粘土地盤にめり込んだ堤体底部が地下水水位以下となって飽和状態にある、といった条件が揃った堤体で生じるのが典型的なパターンと考えられている。

これまでに、堤体液状化による被災事例のマクロ分析に基づく被害に影響を及ぼす要因分析¹⁾を実施したほか、動的遠心模型実験に基づいた対策工の検討²⁾についても検討を行った。しかしながら、事例分析や遠心模型実験では堤体の密度に関する検討は行われていない。

そこで本報では、軟弱粘性土地盤上に砂質土で築かれた堤体の密度に着目して、表-3.1 に示す遠心模型実験を実施した。Case 2-1 は堤体の締固め度 (D_c) が 90% の堤体を想定し、地震外力を受ける前の軟弱粘性土地盤の圧密による堤体内の密度変化の把握を目的とした静的実験である。Case 2-4 および Case 2-8 は、 D_c をそれぞれ 85% および 90% とした堤体内で液状化が生じた場合の地震時挙動の違いの検討を目的とした動的実験である。

表-3.1 実験ケース一覧

ケース名	実験種別	堤体の初期 D_c (%)
Case 2-1	静的	90.6
Case 2-4	動的	84.7
Case 2-8	動的	89.6

3.1.2 模型の作製と実験手順

実際の堤体液状化に伴う被災事例の分析結果³⁾を参考に、堤体が軟弱粘性土地盤にめり込むことで堤体底部に 1.0 m 以上の飽和層が形成されている堤防を想定して模型を作製した。遠心模型実験はすべて 50 G の遠心力場の下で行っており、以降に示す数値は特記しない限り実物換算した値である。

図-3.1 に模型概要を示す。堤防の高さは 5.0 m、天端幅

は5.0m、法勾配2割、軟弱粘性土層は層厚8.0mとして下部に排水層を設けた。加速度計、間隙水圧計、変位計は図-3.1に示す通り配置した。なお、加速度計A1については堤体中央下部の粘土地盤中に設置した。

堤体にはDLクレー（非塑性シルト）とカオリンを乾燥重量比3:1で配合した材料(土粒子密度 $\rho_s=2.635\text{ g/cm}^3$ 、細粒分含有率 $F_c=100\%$ 、塑性指数 $IP=7.5$)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/cm^3 、最適含水比 w_{opt} は 16.9% であった。堤体は水道水を用いて含水比を約 16% に調整した材料を用い、モールド内で突き固めることで作製した。堤体材料の力学試験結果および透水試験結果を表-3.2に示す。

軟弱粘性土盤にはスミクレー（低液性限界粘土、 $\rho_s=2.746\text{ g/cm}^3$ 、 $IP=15.8$ 、圧縮指数 $C_c=0.183$ 、強度増加率 $c_u/p=0.44$)を用いた。既往研究⁴⁾においてはカオリン($\rho_s=2.606\text{ g/cm}^3$ 、 $IP=51.5$ 、 $C_c=0.394$ 、 $c_u/p=0.23$)を使用した。加振によって軟弱粘性土盤が顕著に変形した。これを踏まえ、本実験ではカオリンよりも c_u/p の大きいスミクレーを使用した。ただし、スミクレーはカオリンよりも圧密沈下量が小さく、堤体荷重による圧密によって1m程度のめり込み量を再現できない。そこで、本実験では堤体下部の軟弱粘性土盤表面を事前に掘削し、さらに堤体荷重による圧密を行うこととした。掘削形状は円弧状であり、最大深さはGL-1.0mである。

堤体の変形を観察するため、堤体作製時に土槽のガラス面に沿って標点を設置した。標点は土材料と密度に近いアルミ製リベットであり、設置間隔は水平方向に2.5m、鉛直方向に1.0mとした。また、粘性土盤の変形を観察するため、乾麺を土槽ガラス面に沿って挿入し、2.5m間隔のメッシュを作製した。

模型の作製および遠心実験の手順は以下の通りである。

- 1) スラリー状にしたスミクレーを土槽内に投入し、脱気を行った後、40 kPaの先行圧密荷重の下で圧密度が概ね90%となるまで遠心力を載荷した。
- 2) 遠心力を除荷し、地表面を所定の層厚に整形した。また、盛土下部の粘性土盤表面を円弧状に掘削した。
- 3) モールド内で所定の密度になるまで突き固めて作製した堤体模型を凍結し、粘性土盤上に設置した。堤体の底面の形状は、粘性土盤表面と同形状とした。
- 4) 模型を脱気槽内で真空脱気した後、CO₂ガスを注入しながら大気圧に戻すことで堤体内の空隙をCO₂ガスで置換した。さらに、50 kPaの負圧を与え、間隙流体として脱気水を注入することでGL.+1.0 m付近まで飽和させた。

5) 水位を保った状態のまま0.1 G/minの増加割合で50 Gまで遠心力を載荷し、堤体荷重による粘性土盤の圧密を実施した。

6) 水位をGL.まで低下させ、有効応力の増加に伴う粘性土盤の圧密と堤体内の水位変化が概ね収まった状態で加振を行った。

Case 2-4 および Case 2-8 で用いた入力波は、レベル2-1地震動(II種地盤)⁵⁾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。入力地震動波形を図-3.2に示す。

3.1.3 加振前における堤体内の密度分布 (Case 2-1)

盛土荷重を受ける軟弱粘性土層が圧密を生じ、二次元的な変形が生じるとき、堤体下部は水平方向に伸張変形(ストレッチング)し、ゆるみが生じることが想定される。ここで、「ゆるみ」とは、具体的に力学的な用語で表現すると水平有効応力の低下あるいは密度の低下が考えられるが、いずれも地震時には堤体下部の液状化に対して不利に作用しうる。このゆるみを定量的に調べるため、Case2-1では、手順6)で加振を行うことなく重力場に戻し、小型コアカッター(模型スケールで内径17.3mm、高さ20.0mm)により盛土内で32点の試料を採取しながら

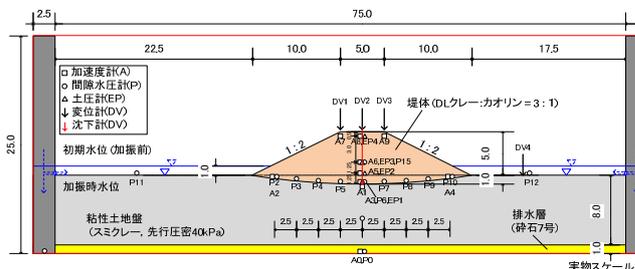


図-3.1 模型概要

表-3.2 盛土の材料特性

		DLクレー+カオリン(3:1)	
		$D_c=85\%$	$D_c=90\%$
物 理	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.635	
	50 μ 粒径 D_{50} (mm)	0.0138	
	塑性指数 I_p	7.5	
安 定	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.723	
	最適含水比 w_{opt} (%)	16.9	
力 学	c_{cu} (kN/m ²)	1.60	2.21
	ϕ_{cu} (deg.)	14.0	19.7
	液状化強度比 R_L	0.136	0.141
	透水係数 k (cm/s)	-	4.2×10^{-5}

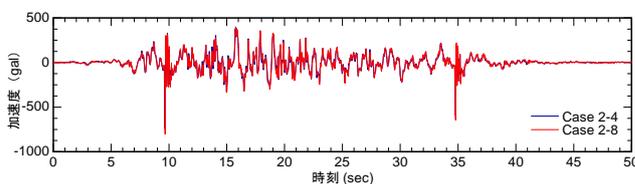


図-3.2 入力地震動波形

模型を解体した。採取した試料の乾燥密度 (締固め度 D_c) を測定し、その空間分布を調べた。なお、手順3)における盛土の締固め度 $D_c = 90.6\%$ であり、手順5)の過程における天端の下の粘性土層上面での圧密沈下量は 0.19m であった。

得られた盛土内の締固め度 D_c の分布を図-3.3に示す。盛土の下部では D_c が $2\sim 3\%$ 程度低下している領域が認められる。また、GL+0~2m 付近では、 $D_c = 89\sim 91\%$ 程度に保持されている領域が概ね左右対称形を成しており、その一因としてはアーチ構造が形成されたことも考えられるが、盛土上部においても密度が低下している点については、原因を解釈するに至っていない。その他、盛土内にいくつかの小型圧力センサーを配置したものの、水平方向の土圧変化を精度よく計測することができなかったが、水平伸張変形が微小であっても有効水平応力は著しく低下するものと考えられる。

3.1.4 密度の異なる堤体の地震時挙動の違い (Case 2-4、Case 2-8)

次に、密度の異なる2種類の盛土に対して、加振実験を行った結果を示す。実験後の変形状況を図-3.4 および図-3.5に示す。 $D_c = 85\%$ として盛土を作製した Case2-4 では、両のり尻がともに約 $3\sim 5\text{m}$ の水平変位が生じ、天端は著しい縦断亀裂を伴いつつ 2.3m 程度の沈下を生じた。一方、 $D_c = 90\%$ として盛土を作製した Case2-8 では、天端から底部にかけて縦断亀裂が生じたものの、天端の沈下量は 1.1m 程度であった。

堤体の底部で計測した過剰間隙水圧の値を図-3.6 および図-3.7に示す。堤体底部に設置した間隙水圧計位置における加振直前の有効上載圧 σ_v' は、初期密度、加振直前の間隙水圧および堤体の高さから求めた。加振後の σ_v' については、堤体内水位および密度が加振前と同じと仮定して加振後の堤体の高さから概算した値であり、亀裂等の存在については考慮されていない。また、各時刻における σ_v' の水平分布を図-3.8 および図-3.9に示した。

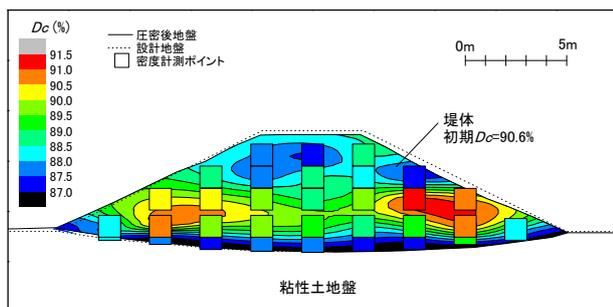
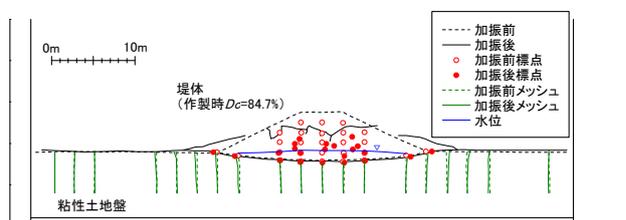


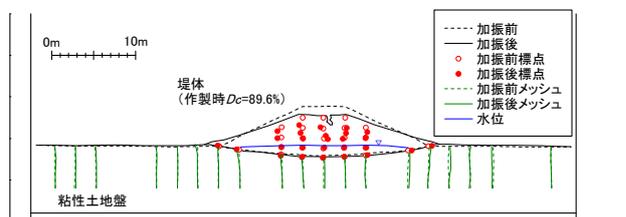
図-3.3 Case2-1(加振なし)における盛土内の締固め度 D_c .

Case 2-4 ($D_c = 85\%$) では 12 sec 付近において過剰間隙水圧 Δu が σ_v' に漸近し、堤体底部のほぼ全域にわたって液状化した (図-3.6、図-3.8)。P5~7 の Δu は $12\sim 20\text{ sec}$ 以降に減少しているが、これは堤体の変形に伴う σ_v' の減少によるものと考えられる。 40 sec 以降ではほぼ全ての Δu が σ_v' (加振後) の概算値に概ね近い状態となっており、液状化した状態が継続したと考えられる。天端の沈下については 16 sec 付近から生じ始めて加振終了とともに収束した (図-3.6)。

Case 2-8 ($D_c = 90\%$) では、 Δu は 10 sec 付近まで上昇したものの、その後 15 sec 付近まで一旦収束傾向を示した (図-3.7、図-3.9)。法尻近傍 (P2、3、9、10) では 15 sec から加振終了に至るまで Δu の上昇が抑制され、部分的



(a) Case2-4 ($D_c = 85\%$)

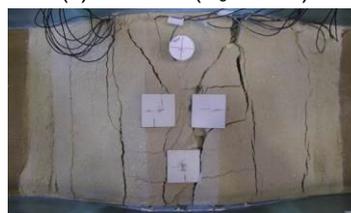


(b) Case2-8 ($D_c = 90\%$)

図-3.4 加振後の変形状況のスケッチ



(a) Case2-4 ($D_c = 85\%$)



(b) Case2-8 ($D_c = 90\%$)

図-3.5 加振後の堤体変形状況

に過剰間隙水圧が負に転じた。この領域では液状化に至らず、負の過剰間隙水圧はせん断変形や側方伸張変形に伴う正のダイレイタンスによるものと考えられる。一方、法肩直下付近 (P4、5、7、8) における Δu は 15sec 以降に再び上昇し、20sec から 25sec にかけて σ_v' に漸近した後、50sec に至るまで高い状態が保持されている。堤体中央 (P6) においては 10sec 以降に Δu があまり上昇しなかった (図-3.7、図-3.9)。P6 の箇所では天端から堤体底部に至る縦断亀裂が実験終了後の模型解体時に確認されており、この箇所では液状化しなかったものと考えら

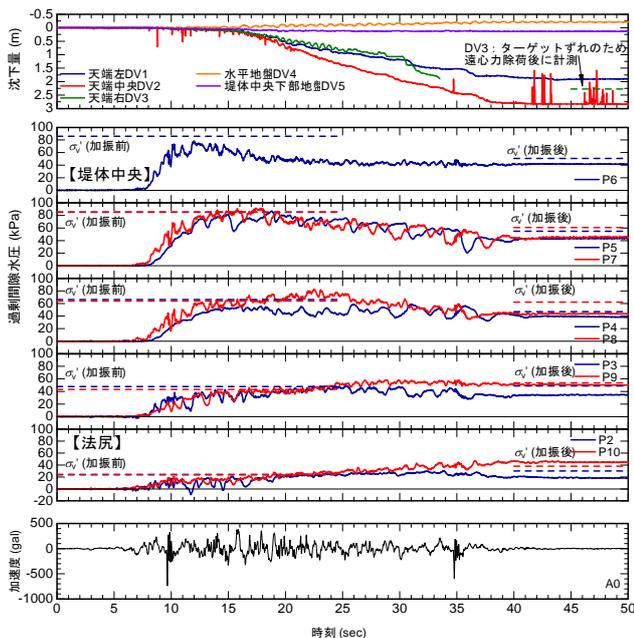


図-3.6 Δu および沈下量の時刻歴変化 (Case 2-4)

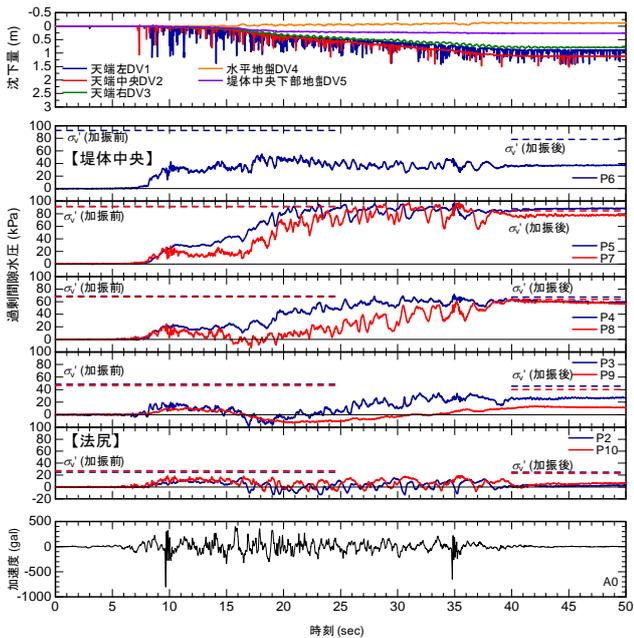


図-3.7 Δu および沈下量の時刻歴変化 (Case 2-8)

れる。Case 2-8 においても天端沈下は 16sec 付近から生じ始めて加振終了とともに収束したが、残留沈下量は Case 2-4 の半分以下であった (図-3.8)。

模型解体時に測定した堤体下部の粘土地盤表面の形状、および、遠心場において加振後に撮影した画像から読み取った堤体・地盤形状を図-3.8 に示す。同図に示す Case 2-1 は、加振前の粘土地盤形状の参考値として示す。Case 2-4、2-8 ともに堤体中央では加振による粘土地盤の沈下は小さいものの法肩の直下付近での変形量が大きく、粘土地盤は W 字状となっている。法肩直下での粘土地盤表面の鉛直変位量を比較すると Case 2-4 では約 0.2m、Case 2-8 では約 0.6m であった。Case 2-8 の天端沈下量は約 1.1m であることから、天端沈下量の約半分が粘土地盤の沈下に起因すると思われる。

本実験では堤体下部以外の粘土地盤の変形も顕著であり、法尻端部の粘土地盤は 0.2m 程度の隆起が認められた。また、本稿には示していないが Case 2-8 と同等の模型に対して堤体内水位条件を変更した実験ケースでも同程度の地盤変形が認められ、そこで計測された法尻部における粘土地盤表面の水平変位は 0.65~0.70m 程度であった。

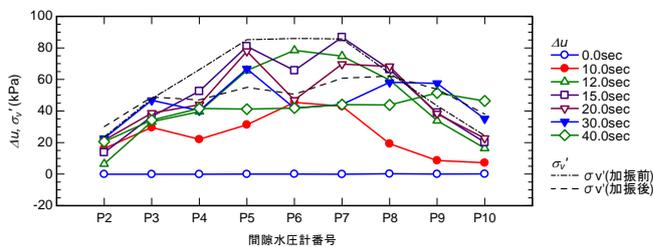


図-3.8 各時刻における過剰間隙水圧分布 (Case 2-4)

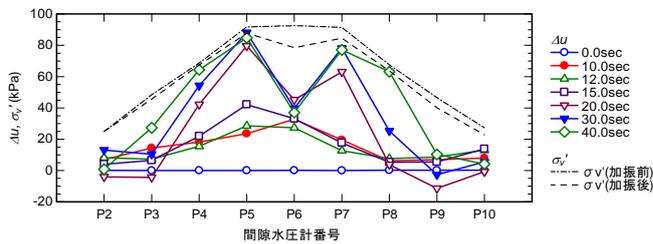


図-3.9 各時刻における過剰間隙水圧分布 (Case 2-8)

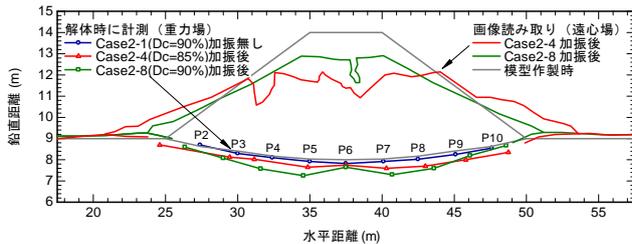


図-3.10 堤体下部の粘土地盤表面形状

3.1.5 密度が堤体の液状化に与える影響

Case 2-8 ($D_c=90\%$) では法肩直下付近では液状化した
が、法尻付近では液状化しなかった。Case 2-8 と同等の
堤体の加振直前における密度分布では、粘土地盤の圧密
沈下に伴って堤体底部では D_c が 87%程度まで低下して
いたほか、堤体中央付近には D_c が 89~91%に保持され
ている領域が存在していた (Case2-1)。Case 2-8 において
液状化しなかった P2、3、9、10 はこの D_c が 89~91%に
保持されている領域に概ね位置しており、当該領域では
初期せん断も相まって大きな液状化抵抗を有していたと
みられる。密度が低下していたと推測される P4、5、7、
8 付近では液状化したものの、側方への変形は法尻側に
形成された非液状化領域によって抑制されたと考えられ
る。しかし、粘土地盤のせん断強度・剛性が小さかった
ため、液状化領域に接する粘土地盤に変形が生じ、この
結果として堤体天端の沈下や縦断亀裂が生じたと考えら
れる。つまり、Case 2-8 では粘土地盤のせん断強度・変
形特性が堤体の全体的な変形に影響したと考えられる。

一方、Case 2-4 ($D_c=85\%$) では、前述の通り堤体底
部のほぼ全域が液状化したことで大変形が生じた。法肩
下部の粘土地盤での局所的な変形は生じなかったものの
堤体下部では全域で沈下しており、さらに法尻端部の粘
土地盤の隆起量は Case 2-8 と同程度であったことから、
粘土地盤の全体的な変形は Case 2-8 と同程度とみられる
が、Case 2-4 では堤体自体の変形が卓越したため、地盤
の変形が堤体の変形に与えた影響は小さいと考えられる。

東北地方太平洋沖地震によって生じた堤体の液状化に
よる被災事例の一つとして、江合川右岸 14.6k 付近にお
ける法尻付近の被災状況を写真-3.1 に示す。堤体法尻の
はらみ出しは生じているが地盤上の轍の直線性が保たれ
ており、粘土地盤に顕著な変形は確認されなかった。つ
まり、実験上の粘土地盤の変形は実事例に比べて過大で
あり、被災事例の再現性を高めるためには粘土材料の材
料特性を検討する必要がある。



写真-3.1 2011年東北地方太平洋沖地震で発生した堤体の液状化による被災事例 (江合川右岸 14.6k 付近、写真 b)は写真 a)中の白矢印箇所を撮影)

3.1.6 まとめ

加振前に盛土内の密度分布を測定した Case2-1 では、
粘土地盤の圧密に伴って盛土下部の締固め度が2~3%程
度低下することが明らかとなった。本実験では、粘性土
層の圧密沈下量は0.19m程度であり、大きな圧密沈下を
再現できていないが、実際の軟弱粘性土地盤上の堤防で
は密度低下量が3%を大きく上回る箇所も多数存在した
可能性が考えられる。

動的遠心模型実験では、堤体の D_c の違いによって堤体
の変状に明確な差異が表れた。 D_c が 85%の場合は堤体底
部がほぼ全域にわたり液状化して大きな変形が生じたが、
 D_c を 90%とすると粘土地盤の圧密沈下に伴う堤体底部
の密度低下領域では液状化が生じ得るものの、その周囲
の初期密度が保持された領域がせん断抵抗を發揮し、堤
体の変形は大幅に抑制された。ただし、実験ケースによ
っては粘土地盤のせん断強度・変形特性が堤体の全体的
な変形に影響しており、この設定について検討の余地を
残している。

3.2 堤体に生じた亀裂が堤防機能に及ぼす影響の検討

3.2.1 検討の概要

地震被害を受けた堤防に生じる変状には主として天端
の沈下と縦断亀裂があり、いずれも堤防機能を低下させ
る要因となりうるが、堤防の耐震性能の照査では地震後
の堤防高と照査外水位の比較のみが行われ、亀裂の評価
は行っていない。また、亀裂が生じた堤防の浸透機能に
関する既往の研究もない。これは、地震時に発生する堤
体の亀裂の発生箇所や開き、深さ等が堤体材料の不均質
性、盛土内の含水状態、初期応力状態に強く依存し、予
測が極めて困難であることや、地震後の堤防機能を確保
する上では、応急復旧の際に断面形状の確保とあわせて
切り返しを速やかに実施していることが影響しているも
のと考えられる。

そこで、天端に亀裂が生じた堤防模型に対して外水位
を上昇させる浸透実験を実施することで、亀裂が堤防機
能に及ぼす影響について検討を行った。

実験ケースの一覧を表-3.3 に示す。実験はすべて 50 G
の遠心力場の下で行っており、以降に示す数値は特記し

表-3.3 実験ケース一覧

ケース名	堤体の初期 D_c (%)	加振の有無	外水位 GL+(m)	浸透実験 時間
Case 2-2	90.0	加振なし	3.3	223
Case 2-5	90.4	加振後	3.1	133

ない限り実物換算した値である。同様にして作製した堤防模型に対し、Case 2-2 は加振を行わずに浸透実験を行ったケース、Case 2-5 は加振を行った後に浸透実験を実施したケースである。

3.2.2 模型の作製と実験手順

本検討では高さ 5.0 m、天端幅 5.0 m、法勾配 2 割、 D_c が 90% の堤防を対象とし、基礎地盤は軟弱粘性土、堤体は砂質土で構成されている状況を想定する。模型作製時における堤体盛土および基礎地盤の形状や使用材料、センサーの配置等は 3.1.2 で述べたものと同じである。また、浸透実験を実施するまでの実験手順は前述の 3.1.2 の手順 1)~6) と同じであり、ここでの説明は省略する。

加振を行わずに浸透実験を実施する Case 2-2 では、手順 6) で加振を行わずに遠心力を除荷した後、堤体盛土と土槽ガラス面との隙間を粘土で塞ぎ、再び 50G の遠心場に戻して浸透実験を実施した。また、Case 2-5 では手順 6) で加振を行った後に遠心力を除荷し、切り返しは行わずに当初の堤体盛土形状となるように嵩上げを実施した。嵩上げに使用した材料は堤体材料と同じものであり、堤体作製時と同程度の締固め度を目指したものの、 D_c は不明である。なお、堤体盛土と土槽ガラス面との隙間は Case 2-2 と同様に粘土で塞ぐこととした。その後、再び 50G の遠心場に戻し、浸透実験を実施した。Case 2-5 の加振による亀裂状況および沈下量については 3.2.3 で後述する。

浸透実験では外水位のみを上昇させて一定に保持した。外水位の目標値は GL+3.5m としたが、実際には Case 2-2 が GL+3.3m、Case 2-5 が GL+3.1m となった状態で一定とした。間隙流体には赤色水性インクで着色した水を使用した。浸透実験の実施にあたっては、図-3.11 に示すようなシステムを用いて水位の制御を行った。

堤体材料に使用した DL クレーをカオリンの混合材料の透水係数は、表-3.2 に示す通り重力場で $4.5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$

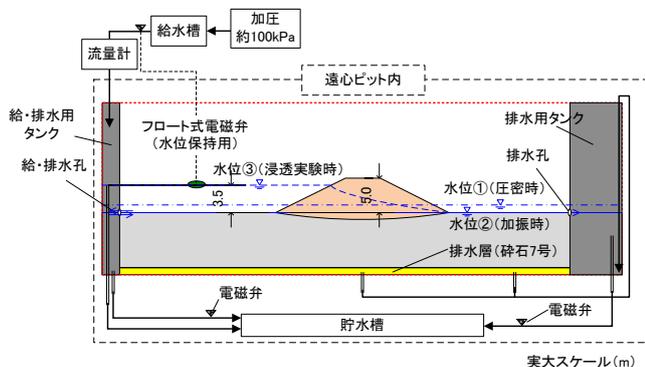


図-3.11 水位制御システムの模式図

であった。浸透現象の相似則から、実際と同じ土を用い、間隙流体として水を用いた場合、50G 場での浸透現象は重力場の 1/2500 倍の時間で生じる。本実験では、想定する堤体材料の透水係数を重力場で $2.3 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ とし、重力場ではその 1/50 倍の透水係数を有する堤体材料を用いて間隙流体として水を使用したことから、50G 場での浸透現象は重力場での 1/50 倍の時間で生じることとなる。

3.2.3 浸透実験前における堤体の変形と亀裂の状況 (Case 2-5)

加振後の Case 2-5 の状況を図-3.12 に示す。堤体の変形

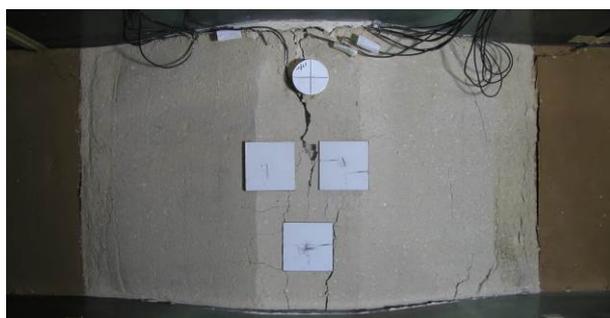


図-3.12 Case 2-5 の加振後における堤体状況

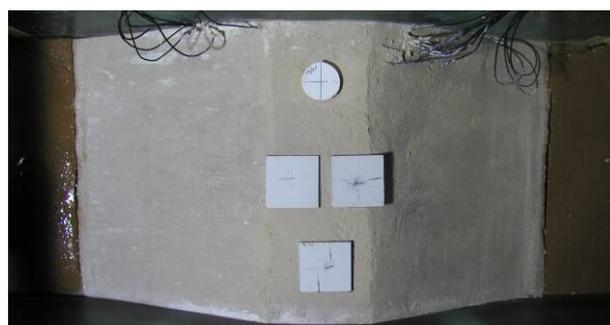


図-3.13 Case 2-5 の嵩上げ後の堤体状況

は3.2で述べた堤体底部の液状化によるものである。天端の平均沈下量は0.62m、法尻の水平変位は約1.0mであった。天端中央付近には縦断亀裂が発生した。土槽ガラス面からの観察では、縦断亀裂は沈下後の天端から約1.9mの深さ、すなわちGL+2.5m付近まで到達していた。GL+2.5mより上部の堤体内には、主要な亀裂の周囲にも微細な亀裂が認められ、全体的にゆるみが生じていると考えられる。

また、浸透実験終了後に堤体を解体する際の確認では、Case 2-5の天端付近の縦断亀裂はGL付近まで到達していることを確認した。Case 2-2においても堤体の解体時に堤体底部に亀裂を認めたが、これは基礎地盤の圧密沈下に伴う堤体底部の伸張変形に伴って生じたものと考えられ、天端まで達するものではなかった。

Case 2-5については切り返し等を行うことなく当初の堤体盛土形状となるように嵩上げを実施した。嵩上げ後の写真を図-3.13に示す。法尻付近ははらみ出しが生じていたものの、掘削等は行っていない。

3.2.4 浸透実験の結果と考察

堤体の底部に設置した間隙水圧計P2～P10と、川表側水平地盤に設置した間隙水圧計P11の計測値を水位に換算した。Case 2-2およびCase 2-5の結果を図-3.14および図-3.15に示す。また、堤体内での水位分布を図-3.16および図-3.17に示す。

外水位は概ね同じ速度で上昇させた。給水開始から外水位が一定値に達するまでの時間は、Case 2-2が4.7時間、Case 2-5が4.8時間であった。外水位が一定値に到達した後、外水位を保持した時間はCase 2-2が223時間、Case 2-5が133時間であった。

Case 2-2では外水位(P11)が上昇し始めるのとほぼ同時に、堤体内の全域で堤体内水位も上昇し始めた。外水位がGL+3.3mに達して一定となると、堤体内の水位上昇も収束傾向を示し、その後も堤体内の水位はわずかながら上昇し続けた。

Case 2-5においても、Case 2-2とほぼ同じ速度で外水位(P11)を上昇させたが、堤体中央より川裏側に設置したP6からP10については、外水位の上昇に対して2～3時間の遅れを伴って堤体内水位が上昇を始めた。また、堤体内のいずれの計測地点においても、外水位が上昇し始めてから4.6時間付近で水位が急増した。さらに、外水位が上昇し始めてから約8時間後に堤体内水位がピークに達し、その後水位がわずかに低下した。この時点で堤体内の水位は収束し、堤体内の水位変化は実験終了時までほとんど生じなかった。図-3.18によると、堤体内水位が急増し始めた4.6時間後においては、外水位はほぼGL+3.1mに達しており、この付近の堤体に河川水が達した時点で、堤体の全体的な浸透特性に変化が生じたといえる。

Case 2-2とCase 2-5の堤体内水位分布を比較すると、注

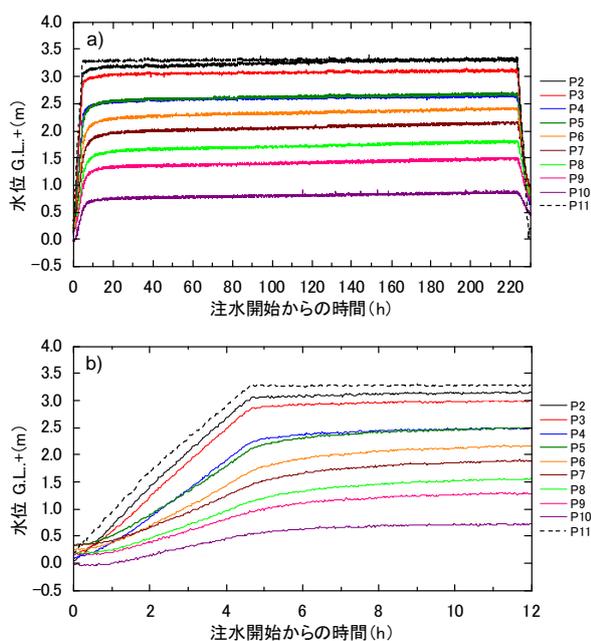


図-3.14 浸透実験時の水位の時刻歴変化 (Case 2-2、
a) 外水位上昇開始から終了まで、
b) 外水位上昇開始から12時間まで)

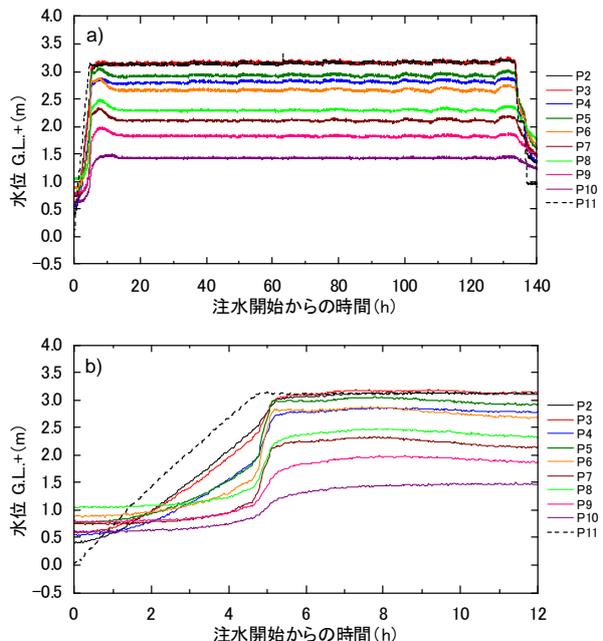


図-3.15 浸透実験時の水位の時刻歴変化 (Case 2-5、
a) 外水位上昇開始から終了まで、
b) 外水位上昇開始から12時間まで)

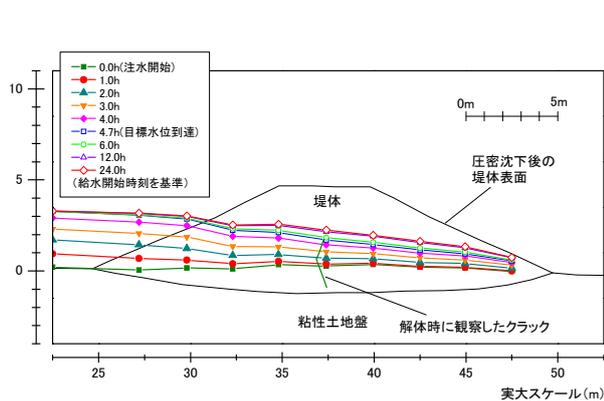


図-3.16 堤体内水位分布の変化 (Case 2-2)

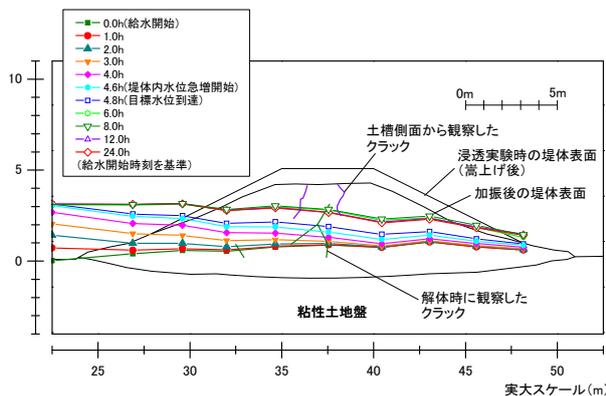


図-3.17 堤体内水位分布の変化 (Case 2-5)

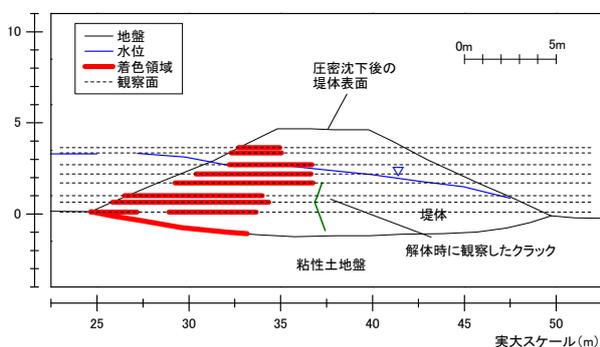


図-3.18 堤体内における着色領域 (Case 2-2)

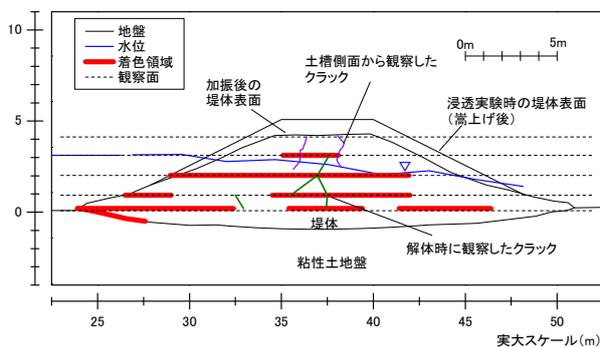


図-3.19 堤体内における着色領域 (Case 2-5)

水開始から 4.6 時間までは液状化による変状の大きな Case 2-5 の水位の方が全体的に低い。液状化により変形した範囲の透水係数が変化したことやのり尻が変形し浸透路長が伸びたことなどが原因として考えられる。

浸透実験終了後、重力場で堤体を解体する際に、赤く着色された領域の観察を行った。堤体天端部分から一定の深において水平方向に掘削し、露出した面を観察面とした。観察結果を図-3.18 および図-3.19 に示す。模型を作製した土槽の奥行きは模型スケールで 300mm であり、観察対象としたのはガラス面から模型スケールで 150mm 付近である。なお、着色の濃淡についてはここでは区別をしていない。

Case 2-2 では、赤く着色された領域は堤体中央から川表側のみであった。概ね、着色領域は概ね面的に広がっていることから、川表側法面から比較的一様に浸透していったものと考えられる。一方、Case 2-5 では、浸透時間は Case 2-2 よりも短かったにもかかわらず、着色領域が比較的広範囲に確認された。しかしながら、途中で途切れている箇所も多く、川表側法面から一様に浸透していったとは考え難い。概ね縦断亀裂の近傍に着色領域が確認され、亀裂に沿って河川水が浸入した可能性が高い。

縦断亀裂は鉛直方向に卓越して生じるものの、複数の

縦断亀裂が生じている箇所やゆるみが生じている箇所などでは堤防横断方向にも部分的に連続している可能性がある。Case 2-5 では、加振によって GL. +2.5m より上部で明確な亀裂が発生しており、ゆるみが生じている可能性が見受けられた。外水位が上昇を初めてから 4.6 時間後に堤体内の水位が急増したが、この時に既に水位は GL. +3.1m に達しており、亀裂やゆるみの生じた領域に河川水が浸入することで堤体内の水位が急増した可能性がある。亀裂の状況次第では水位が急増するタイミングや浸入領域は大きく変化すると考えられる。

3.2.5 検討のまとめ

堤体に亀裂が生じていない Case 2-2 と、加振により縦断亀裂の生じた Case 2-5 を対象に、遠心場で浸透実験を実施した。浸透実験の時間は Case 2-5 の方が短かったにもかかわらず、Case 2-2 よりも広範囲で河川水の浸入がみられた。また、Case 2-2 では川表法面から比較的一様に河川水が浸入したが、Case 2-5 で縦断亀裂の周辺に河川水の浸入がみられた。

このように、地震により複数の縦断亀裂が発生した場合には、洪水時における堤体内水位の上昇を早め、地震前と比較して、機能の相対的な低下につながりやすいこ

とが明らかとなった。複数の縦断亀裂が生じた箇所やゆるみが生じた箇所において堤防横断方向にも透水性が高まったこと等が一因として考えられるものの、詳細については未解明な点も多いが、いずれにせよ、旧来より行われてきた地震後の速やかな切り返しの重要性を支持する結果であったと言える。

3.3 静的地盤変形解析に関する検討

3.3.1 検討概要

河川堤防の耐震性能照査においては、液状化による堤防の変形を静的に算定し、外水位を下回らないことを照査することとされており、この際、液状化層の剛性を低下させ自重による地震時残留変形を求める有限要素法である安田らの方法⁹⁾(以下、ALID)が実務において用いられることが多い。

ALID を用いて東日本大震災において被災した堤防の再現解析を実施したところ、堤体の液状化に対しては沈下量を過小に算定する傾向にあることから、適切な沈下量が算定するために、確認された地下水位より上にもサクシオン等の影響で堤防の変形に寄与する範囲があることを考慮した地下水位設定法を昨年度に提案した⁷⁾。また、基礎地盤の液状化に関しては、逆に過大な沈下量が算定される傾向にあることが明らかとなっている⁸⁾。

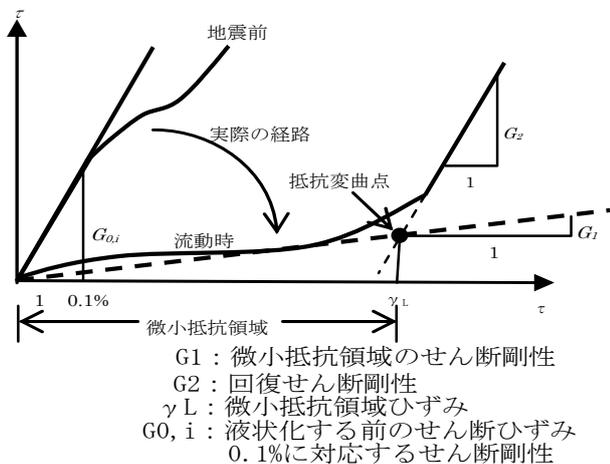


図-3.20 せん断応力-せん断ひずみのモデル化

そこで、本年度は、過大な沈下量が算定される傾向にある基礎地盤の液状化に対して改善策を提案するために、より多くの東日本大震災で被災した堤防を対象として事例解析を実施した。

3.3.2 解析手法

解析手法は前述の 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⁶⁾により行った。この時、液状化時の応力-ひずみ関係は図-3.20 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-3.21 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⁹⁾を元に作成された¹⁰⁾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。

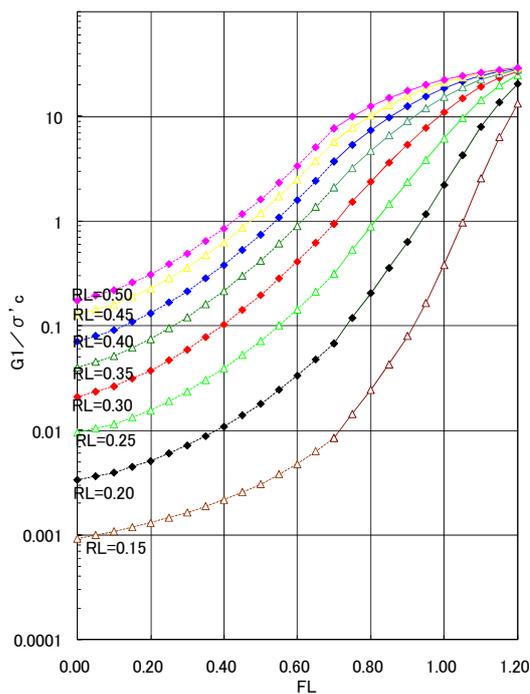


図-3.21 液状化層の剛性を設定するチャート

表-3.4 解析対象断面

地震	No.	河川名	距離標	堤防高さ (m)	沈下量 (m)	PGA (gal)	地震	No.	河川名	距離標	堤防高さ (m)	沈下量 (m)	PGA (gal)	地震	No.	河川名	距離標	堤防高さ (m)	沈下量 (m)	PGA (gal)
東日本大震災	No.1	阿武隈川	R22.5k+70	4.8	2.4	460	東日本大震災	No.11	利根	L18.5k+350	3.5	2	196	過去の地震	No.1	後志利別川	L4.44k	5.1	2.6	260
	No.2	阿武隈川	R31.0k+50	5.6	2.1	532		No.12	鳴瀬川	L11.5k	5.3	1.5	511		No.2	後志利別川	L5.0k	2.8	0	320
	No.3	久慈	R7.0k+140	4.5	1.6	795		No.13	利根	L74.5k	7.0	0.6	367		No.3	後志利別川	L1.71k	5.0	1.3	225
	No.4	江合川	L14.4k	3.5	1.2	439		No.14	利根	L18.5k+450	2.5	0.5	197		No.4	後志利別川	L2.0k	3.3	0	280
	No.5	阿武隈川	R32.9k+70	4.7	1.1	575		No.15	阿武隈川	L28.8k+85	4.8	0.15	437		No.5	後志利別川	L2.49k	5.2	0.6	290
	No.6	久慈	R7.0k+100	4.7	0.4	795		No.16	利根	L67.50k	7.1	1.9	424		No.6	淀川	L1.4k	6.0	2.7	265
	No.7	新江合川	R2.84k	5.9	1.5	503		No.17	利根	L68.0k+	7.3	0.8	419		No.7	淀川	L3.55k	4.9	0.3	260
	No.8	阿武隈川	R32.8k	5.4	0	593							No.8		北上川	L7.9k	6.3	1.9	300	
	No.9	江戸	R57.7k+15	9.8	0	221							No.9		阿賀野川	L0.0k+400m	4.5	3.34	250	
	No.10	江合川	R26.8k	3.1	1.4	531							No.10		中瀬千太郎水路	-	2.6	1.4	200	

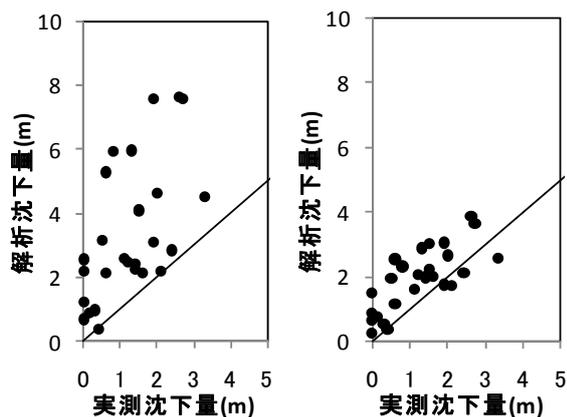


図-3.22 実測沈下量と解析沈下量の関係
(a)補正無 (b)補正有

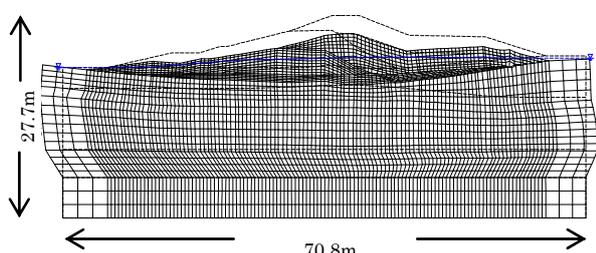


図-3.23 No. 8 (東日本大震災, 阿武隈川) の変形図

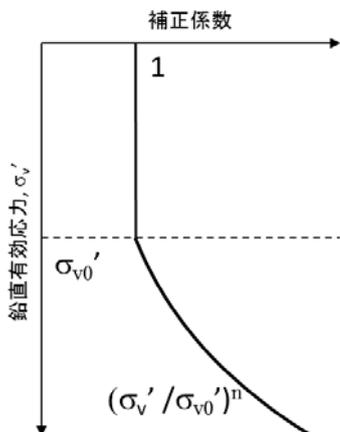


図-3.24 No. 8 (東日本大震災, 阿武隈川) の変形図

3.3.3 解析対象断面

解析は東日本大震災の影響を受けた17断面と、北海道南西沖地震や阪神淡路大震災、新潟地震など過去の地震で被害を受けた10断面の計27断面(表-3.4)を対象とした。解析対象断面は、被災メカニズム、堤防高さ、推定加速度、被災程度などの観点から様々な断面が選ばれるように抽出した。

3.3.4 解析結果

解析天端沈下量は両法肩と天端中央の沈下量を平均し

て算出した。図-3.22(a)に実測沈下量と計算沈下量の関係を示す。解析結果は、概ね図の上方にプロットされており実被害よりもかなり大きな沈下量となった断面が多く存在した。対策工設計などにALIDを活用するに当たっては、より高い精度が求められる。

図の上方にプロットされた断面の多くは、比較的深い位置に液状化判定上の液状化層が存在し、この層が堤防の沈下に寄与した結果である。一方、実被害においては、比較的浅い深度の液状化層が堤防の沈下に大きく寄与し、逆に深い液状化層はあまり沈下に寄与していないと考えられる。例えば、図-3.23は地震時に堤体のみが液状化した断面であるが、液状化判定の結果、深い層の基礎地盤にも液状化層が存在し、これが解析では変形に大きく寄与し、沈下量が過大となった。被災事例において深い位置の液状化層が沈下に寄与しない理由としては、年代効果により液状化層の液状化強度が増加している可能性や、地震時せん断応力が液状化判定と実際とで異なっている可能性、過剰間隙水圧消散速度が異なる可能性、比較的厚い粘土層を挟んでいる場合にはこの粘土層の影響などが考えられる。これらの中には液状化判定法を改良することにより解決すべきものが含まれるが、本検討においては、従来の液状化判定法をそのまま用い、ALIDにおける改善方策を検討することとした。

深い液状化層の変形を抑制するため、液状化層のせん断剛性に補正係数をかける方法を導入した。図-3.24のように基準となる鉛直有効応力 σ_{v0}' より σ_v' が大きい範囲において、鉛直有効応力に応じて液状化層の剛性を高めるものである。鉛直有効応力以外に深度の関数とすることも検討したが、断面によって天端を基準にした場合と水平地盤を基準にした場合の結果が大きく変わり、同じ条件で解析した場合に実測沈下量にあまり近づかない断面が存在したことから、鉛直有効応力の関数としたものである。

ここでは、基準となる鉛直有効応力を 50kN/m^2 、補正係数 $n=2$ として解析を行った。その結果を図-3.22(b)に示す。深い液状化層の剛性を上昇させることにより実際と解析の沈下量の差が大幅に縮まっていることがわかる。

4. 構造物周辺堤防の浸透安全性評価に関する検討

堤防横断構造物である樋管・樋門については、河川堤防と同等の治水安全度が求められる。しかしながら、基礎地盤の圧密沈下などの変形に伴い形成された樋管・樋門直下の空洞や周辺堤防に発生した緩みによって、局部的に耐震浸透機能が劣化する場合がある。

鳴瀬川水系吉田川右岸13.7kmに位置する不來内排水樋管では、平成23年に発生した東日本大震災において樋管上下流の堤防に甚大な被害は確認されなかったものの、震災後約半年を経た平成23年9月の出水により堤内のり尻付近での大規模な漏水や樋管直上の堤防陥没といった変状が発生し、樋管の改築を伴う大規模な復旧工事が行われることとなった。

この事例は、樋管周辺堤防の機能低下が地震によっても生じることを示唆する事象であり、今後の地震後の点検や復旧対応に重要な知見を与えるものと考えられる。

そこで、不來内樋管において発生した被災の概要や現地調査で確認された事象について、変状が発生した機構を検証するために浸透流解析と模型実験を行った。

4.1 不來内排水樋管における被災の概要

(1) 不來内排水樋管の概要

不來内排水樋管は、1970年に完成した鋼管杭(φ457.2mm, L=17m) 支持の樋管(RC造)である。位置を図-4.1に示す。



図-4.1 不來内排水樋管の位置図(地理院地図より)

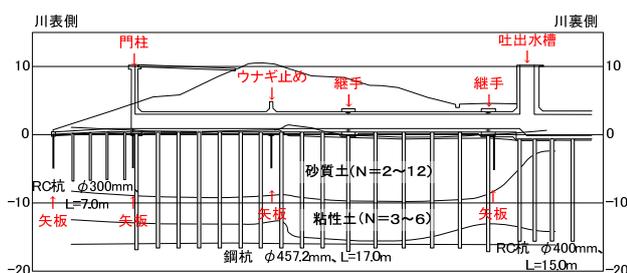


図-4.2 不來内排水樋管の断面図

また、不來内排水樋管の横断図を図-4.2に示す。樋管の直下にはN値2~12程度の緩い砂層が層厚10m程度と厚く分布し、その下位にN値3~6のやや硬質な粘性土層が2~3m程度の層厚で分布しており、基礎杭は粘性土下位の締まった砂層を支持層としている。

(2) 東日本大震災による被災の概要

平成23年3月11日に発生した東日本大震災により、不來内排水樋管の位置する鳴瀬川水系吉田川の河川堤防においては開口を伴う縦断亀裂や数mに及ぶ堤防天端の沈下といった甚大な被災が確認¹⁾されているが、地震後に実施された不來内排水樋管の外観観察では、護岸に開口幅9cm程度の亀裂が確認された程度であり、甚大な被害は確認されていない。

一方、地震後に実施された樋管内部の点検では、図-4.3に示すように継手の開きや継手に設置された止水板の破損が確認された。

(3) 出水の概要

東日本大震災からおおよそ半年を経た2011年9月21日14時頃に静岡県浜松に上陸した台風15号は非常に強い勢力を維持したまま関東から東北地方を縦断するように北東に進み、翌22日未明に三陸沖に達した。この台風の北上に伴



図-4.3 管内点検で確認された継手の開きと止水板の破損(東北地方整備局提供)

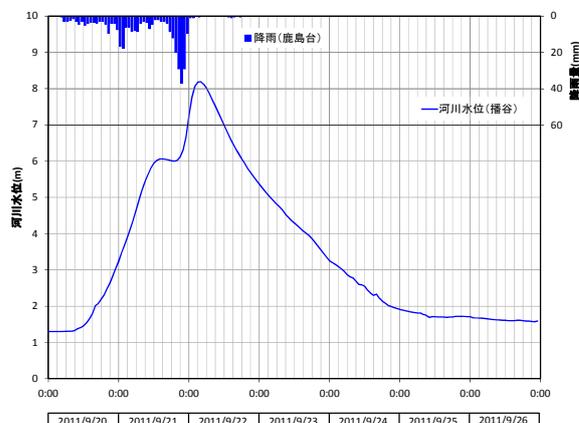


図-4.4 吉田川幡谷観測所における河川水位の変動

い、前線の活動が活発化し、宮城県では降り始め（20日0時）からの総雨量は石巻市雄勝で532.5mm、女川で452.5mmを観測するなど記録的な大雨となった。

この大雨により、鳴瀬川水系吉田川（大和町・落合水位観測所）では、はん濫危険水位を超え観測史上3番目の洪水となった。この出水により、堤防決壊などの甚大な被害の発生には至らなかったものの、鳴瀬川・吉田川の河川堤防において24か所の被災が発生した¹²⁾。

一方、不来内排水樋管近傍の幡谷観測所では、1978年の観測開始以降最も高い水位（TP+8.19m）を記録した（計画高水位はTP+8.97m）。

(4) 出水時の被災概要

上述の出水に伴い不来内排水樋管周辺では吐出水槽脇や堤内側のり尻付近からの激しい漏水が発生（図-4.5）するとともに、堤内側のり肩及び吐出水槽脇において大規模な陥没が発生した（図-4.6及び図-4.7）。



図-4.5 吐出水槽脇からの漏水の様子
(東北地方整備局提供)



図-4.6 吐出水槽脇の陥没孔
(東北地方整備局提供)

(5) 開削調査により確認された事項

陥没孔の発生を受け、漏水・陥没の発生メカニズムを解明するため堤防開削調査が実施された。開削調査結果によると、堤内側のり肩に発生した陥没孔は図-4.8に示したように樋管のウナギ止めのほぼ直上にあたり、陥没発生後に投入された復旧土砂がウナギ止めまで連続していることが確認された。

一方、樋管の床版下に着目すると図-4.9に示すように厚さ30cmに達するグラウト材（開削調査実施前に空洞・亀裂の重点を目的に注入）が確認されており、床版下に大規模な空洞が形成されていたことがわかる。



図-4.7 堤内側のり肩の陥没孔（東北地方整備局提供）

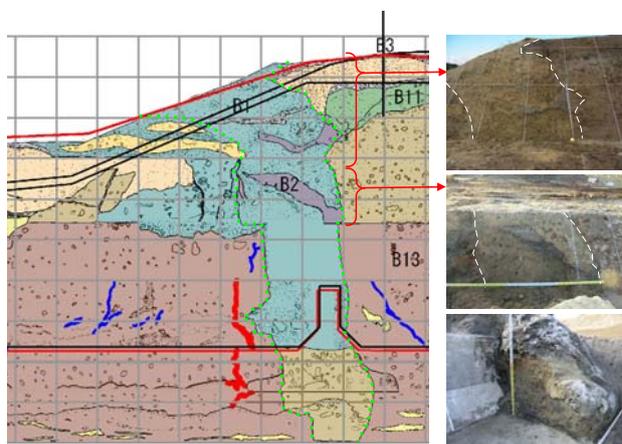


図-4.8 堤内側のり肩陥没孔から連続する復旧土砂の状況



図-4.9 床版下で確認されたグラウト材

また、ウナギ止め直下の止水矢板では、**図-4.10**に示すように矢板端部を回り込むようにグラウト材が注入されており、床版下の空洞がこれら矢板の回り込みを経由して連続していた可能性を示唆している。

なお、開口及び止水板の破断が確認された継手部においては、継手を覆うカラーが堤内側に12cm程度ずれているとともに、函体とカラーの接触部分が酸化しており、継手からの漏水が顕著であったことをうかがわせていた。

4.2 浸透流解析による被災の検証

開削調査の結果より、漏水・陥没発生には、

- ① 継手開き・止水板破損による樋管内部からの漏水
- ② 床版下の空洞形成
- ③ 矢板を回り込んだ水ミチの形成

の3つの要因が関与しているものと推定された。そこで、止水板の破損を考慮した断面二次元浸透流解析によって空洞の有無や矢板回り込みの有無による水頭分布の違いを検証した。

(1) 解析モデルと境界条件

解析は**図-4.11**に示すように、樋管を通る堤防横断面をモデル化した。

また、境界条件としては止水板の破断していた門柱部及び継手部に外水位の変動を与えるとともに、堤内側は境界条件の影響を受けにくいようにできるだけ遠方までモデ



図-4.10 ウナギ止め直下の止水矢板を回り込んで注入されているグラウト材

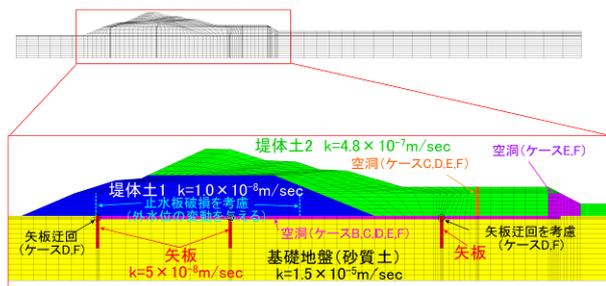


図-4.11 不來内排水樋管における浸透流解析モデル

ルを拡大し、地表面付近に水位を設定した。

なお、解析ケースは**表-4.1**に示す6ケースであり、床版下や吐出水槽脇などに空洞を設定するとともに、矢板頭部に空洞と同等の透水係数を与えることで矢板頭部の回り込みを考慮することとした。

(2) 解析結果

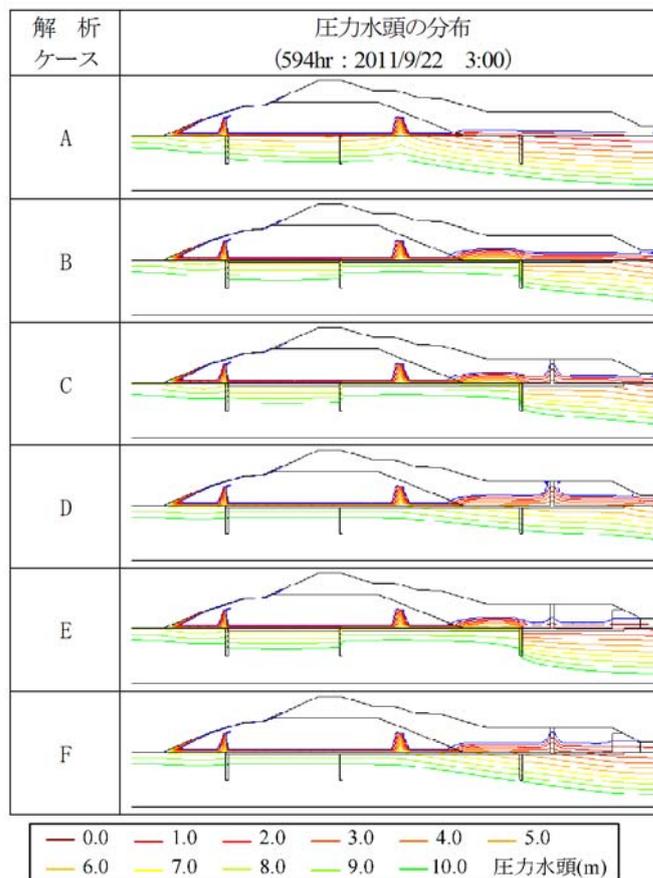
浸透流解析によって得られる圧力水頭の分布を表-2に示した。

表-4.1 浸透流解析ケースの条件一覧

ケース	継手破損	空洞			矢板回り込み
		床版下	吐出水槽脇	のり尻	
A	有	無	無	無	無
B	有	有	無	無	無
C	有	有	有	無	無
D	有	有	有	無	有
E	有	有	有	有	無
F	有	有	有	有	有

※空洞を考慮する場合には当該部に $1 \times 10^{-2} \text{m/sec}$ を設定した

表-4.2 浸透流解析による圧力水頭の分布



これら解析結果より、以下のことが明らかとなった。

- ケースAとケースBを比較すると、空洞があるケースBでは川裏側小段直下で水頭が高くなっている。
- ケースB及びケースCより、床版下の空洞と吐出水槽脇の空洞が連続すると、空洞部で水頭が高くなり上に凸の形状となる。
- ケースC及びケースDより、矢板頭部の遮水性が損なわれると、吐出水槽脇の空洞で発生する水頭値はより高くなり、地表面を越えて吹き出す状況となる。
- ケースE及びケースFより、空洞が堤内側まで連続した状態で矢板の機能が喪失すると吐出水槽脇空洞の水頭が高くなるとともに尻部の水頭が高くなる。

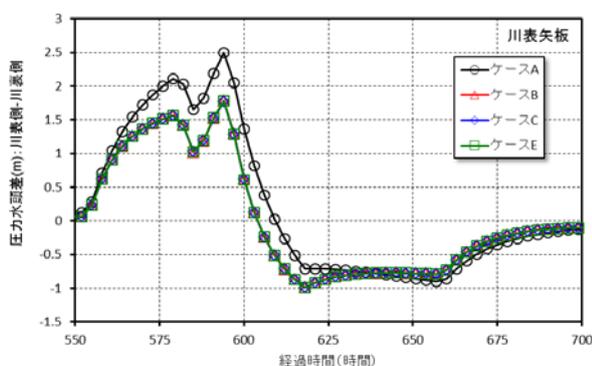


図-4.12 川表矢板を挟む圧力水頭差の変化

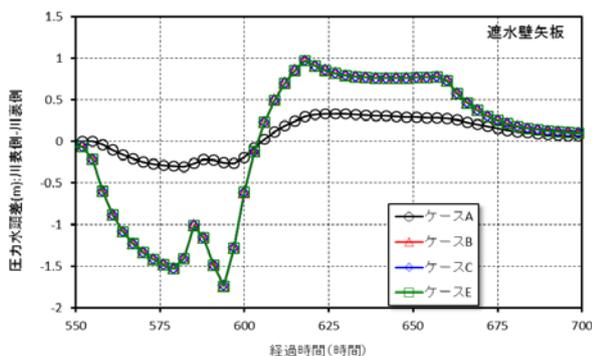


図-4.13 ウナギ止め直下の矢板を挟む圧力水頭差の変化

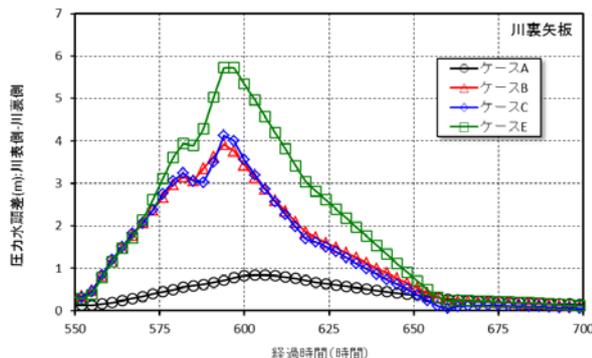


図-4.14 川裏矢板を挟む圧力水頭差の変化

(3) 解析結果の考察

浸透流解析結果をもとに、矢板頭部の回り込みを考慮していないケースA,B,C,Eにおける矢板を挟んだ圧力水頭差を図-4.12～図-4.14に示した。川表矢板では空洞の無いケースAで2.5m程度、空洞があるケースB,C,Eで1.8mの圧力水頭差が発生しており、門柱部の止水板が破断したことで、川表矢板頭部に外水位の水圧が直接的に作用し、大きな圧力水頭差が常に生じること示している。一方、ウナギ止め直下の矢板では空洞が無いケースAに比べ、空洞があるケースB,C,Eで大きな圧力水頭差が生じており、空洞の存在により矢板頭部への負荷が大きくなることを示している。また、川裏矢板では空洞が形成された場合(ケースB,C)に4mの圧力水頭差、裏の尻まで空洞が発達(ケースE)すると5.7mもの圧力水頭差が生じる結果となっており、空洞が存在することで矢板の止水性を保持することが難しくなることがわかる。

4.3 模型実験による水頭差発生を検証

浸透流解析により、矢板を挟む水頭差により矢板の止水機能が損なわれた結果、空洞内に大きな流速が発生し、堤体土砂を侵食・運搬することにより陥没が発生したものと考えられた。そこで、模型実験によって矢板前後の水頭差の発生を再現することとした。

(1) 模型実験の装置と外力

実験模型は、不來内排水樋管実物の1/20の縮尺模型として、高さ1,200mm、幅1,000mm、長さ4,000mmの土槽の中に作製し、基礎地盤の高さを350mm、堤体地盤の高さを500mmとし、樋管の函体の大きさを150×150mmとした。樋管の構造は、陥没が発生した堤体中央(ウナギ止め付近)

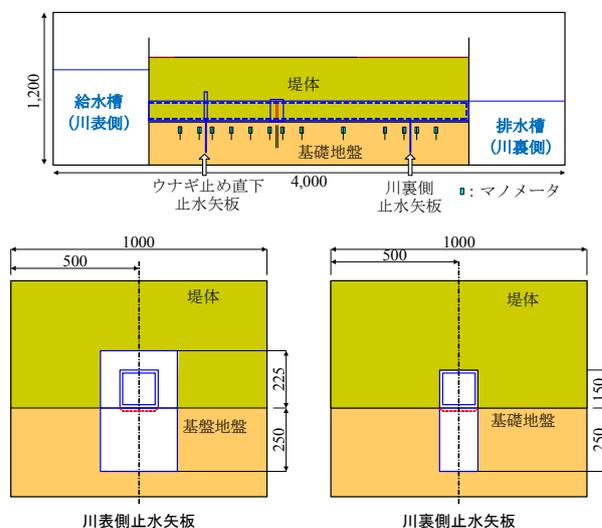


図-4.15 実験模型の形状(単位mm)

から川裏側の部分を再現することとし、給水槽側よりウナギ止めを含む止水矢板とカラー付きの継手部、川裏側に函体底面のみの止水矢板を含むものとなっている。なお、函体及び止水矢板は、厚さ15mmの木材及びアクリルを用いて作製した。

実験に用いた外力は、陥没が発生した平成23年9月出水時の河川水位をもとに図-4.16に示す外力を目標として水位を制御した。

なお、実験は以下の3ケースについて実施した。

- ケース1：床版下の空洞及び継手の開きが無い状態
- ケース2：床版下の空洞及び継手の開きがある状態で、川裏側止水機能がある場合
- ケース3：2と同様の条件で川裏側の矢板が止水機能を喪失した場合

(2) 模型実験の結果

実験によって得られたマンメータの水頭値をもとに、ウナギ止め直下の矢板・川裏側の矢板を挟む水頭差に着目して整理すると図-4.17及び図-4.18に示すとおりである。

これら図によると、ウナギ止め直下の矢板を挟む水頭値は健全な状態(ケース1)においても最大4.5cm程度の水頭差が作用するが、ケース2(空洞・継手の開きがあり、かつ、川裏側の矢板が健全な場合)には継手部からの漏水の圧力が川裏側矢板で遮断され、ウナギ止め直下の矢板の背後に作用するため極端な水頭差を生じない。一方、ケース3(川裏側矢板の機能が喪失した場合)には最大5cm以上の水頭差が発生することとなる。

また、川裏側矢板を挟む水頭差では、図-18に示すようにケース2において最大6cm以上の水頭差が発生しているのに比べ、ほかのケースでの水頭差は半分以下である。

以上の実験結果から、不來内排水樋管では、床版下の空洞及び継手の開きが形成されることによって、まず、川裏側矢板に大きな水頭差が作用した結果、その機能を喪失し、

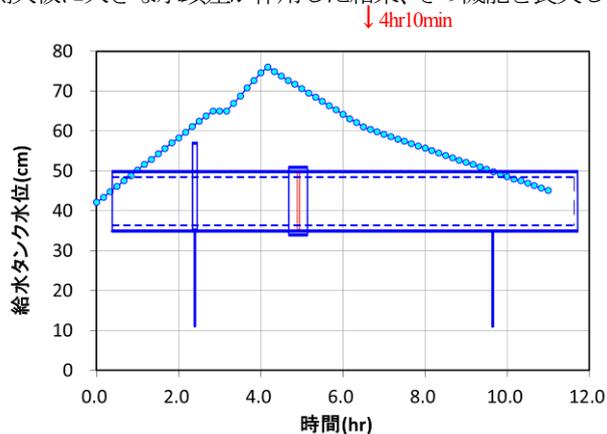


図-4.16 模型実験の水位外力

次いでウナギ止め直下の矢板に大きな水頭差が作用した結果、止水機能の喪失に至ったものと考えられる。

4.4 まとめ

浸透流解析及び模型実験の結果より、陥没、の原因として、以下のことが考えられる。

- ・ 不來内排水樋管では、継手の開き(止水板の破損)と床版下の空洞の存在により、まず、川裏側の矢板に大きな水頭差が作用し、この機能が喪失した可能性が高い。
- ・ 上により、川表側の矢板に作用する水頭差も増大し、矢板を回り込む流れが形成されるなど、その機能が失われた。
- ・ 矢板の止水機能が喪失した結果、空洞内に発生する流速が増大し、周辺の土砂(堤体土)を洗掘し、大規模な陥没を生じた。

また、今回の浸透流解析及び模型実験の結果から、止水や板に過剰な水頭差を与え、結果として、止水機能を喪失させるに至る恐れがあることが明らかとなった。

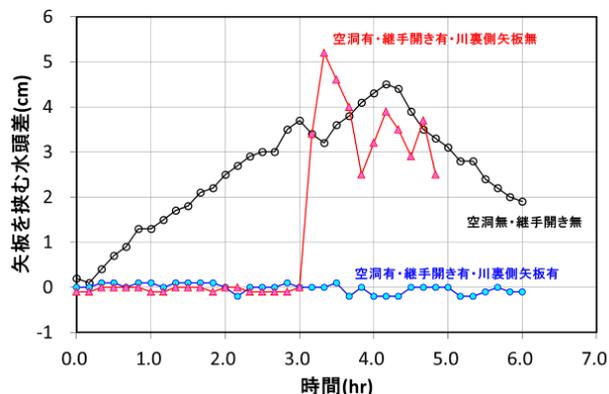


図-4.17 実験ケース毎のウナギ止め直下の矢板を挟む水頭差

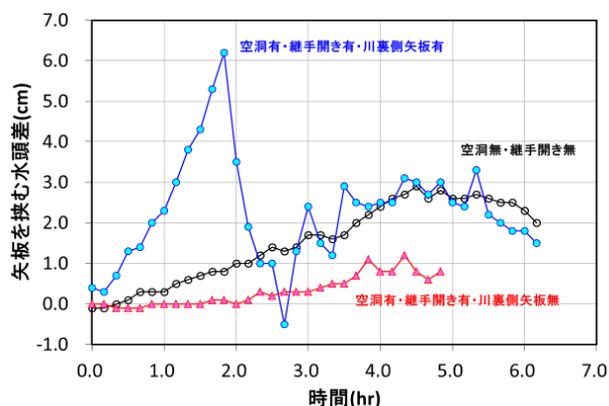


図-4.18 実験ケース毎の川裏側の矢板を挟む水頭差

今回対象とした不來内排水樋管における空洞形成は、その地質構造から一般的に知られているような圧密沈下(不同沈下)によるものではなく、緩い砂層が液状化しその体積変化に生じたものと考えられるため、地震後の樋管点検項目として、液状化層の有無に応じて床版下の空洞形成について、早い段階で確認しておく必要があると考えられる。

5. まとめ

平成25年度は、まず、一般堤防の浸透安全性評価に関する検討として、内部侵食に関する小型模型実験を実施した。その結果、堤体の土質材料は様々であるが、のり尻近傍の水圧が一定値以上になるとのり尻が変位し始め、水圧の上昇とともに変位が増加する材料にあまり依らない傾向が確認できた。

次に、耐震性の評価に関する検討として、動的遠心模型実験により密度の異なる堤体の加振実験を行い、堤体密度(締固め)の重要性を明らかにした。また、同じく遠心模型実験により基礎地盤の圧密沈下に伴う堤体の緩みの程度と範囲を定量的に調べ、圧密沈下に伴う堤体の緩みが堤体の液状化による被災程度に大きく影響していることを明らかにした。さらに、堤体液状化により亀裂の入った堤防と無被害の堤防に対して、遠心場において外水位を与えることによって、亀裂の影響についても検討した。また、耐震点検で広く使われている自重変形解析の精度向上に向け、東日本大震災等の被災事例の再現解析を実施し、解析手法の改良を行った。

最後に、樋管周辺堤防の浸透に係る模型実験を実施した。止水矢板、止水板、函体底面の空洞に着目した実験条件を設定したところ、止水板の破断や函体底面の空洞の発生は止水板前後の水圧差を増大させ、水圧差がある程度以上となった場合には、止水矢板を迂回するような水みちが新たに形成され、樋管周辺堤防の堤防としての機能を喪失する可能性があることを示唆する結果が得られた。

参考文献

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：河川事業概要 2007
- 2) 川井, 吉田, 平林, 石原, 佐々木: 「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(投稿中)
- 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、第18巻、pp.307-332、2012.
- 4) 谷本俊輔、林宏親、石原雅規、増山博之、佐々木哲也：堤体盛土の液状化対策に関する動的遠心力模型実験、第47回地盤工学研究発表会、pp. 1349-1350、2012.
- 5) 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、2012.3.
- 6) 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.
- 7) 脇中ら他2名：東日本大震災における堤体の液状化による河川堤防の被害事例解析、地盤工学研究発表会、2013.
- 8) 脇中・石原・佐々木：東日本大震災における河川堤防の被害事例解析、土木学会年次学術講演会、2013.
- 9) 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.
- 10) 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
- 11) 東北地方整備局：東北地方整備局地震災害情報 第63報、2011.4.10
- 12) 国土交通省東北地方整備局 北上川下流河川事務所：平成23年9月出水(台風15号)出水概要【速報版】、2011.9.29

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

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 internal erosion, liquefaction inside embankment and seepage beside sluiceway were performed. In addition, numerical analysis of seepage and settlement of levee on liquefiable soil layer were conducted. As the result, the followings were revealed.

- 1) The displacements of the toe of slope due to internal erosion started from the time when the water pressure ratio near the toe reach to the almost same value in spite of material of slope, as the result of seepage model tests..
- 2) The density of levee influences significantly to the damage due to liquefaction inside embankment, as the result of dynamic centrifuge model tests..
- 3) Improvement for FEM to analyze deformation of embankment on liquefiable layer was carried out.
- 4) Function of levee beside sluiceway may be lost when the cavity under the sluiceway existed and sealing strips were broken, as the result of seepage model tests and seepage analysis.

Key words : levee, liquefaction inside embankment, seismic stability, seepage stability, internal erosion, levee beside sluiceway