

### 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、齋藤由紀子、谷本俊輔  
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 24 年度は、まず、浸透安全評価に関する検討として、内部侵食に関する模型実験と樋管周辺堤防の被災事例分析及び数値解析を実施した。内部侵食に関する模型実験からは、内部侵食の発生条件は単に細粒分の多寡だけでない粒度分布の影響を受けていることが明らかとなった。また、樋管周辺堤防の被災事例分析からは、函体自体の止水性と函体周辺の空洞及びゆるみが同時に生じると致命的な漏水に繋がる可能性があることを開削調査の結果及び数値解析から明らかにした。次いで、耐震性評価に関する検討として、東北地方太平洋沖地震による被災事例分析、動的遠心模型実験により堤体の液状化による被災メカニズムの検討、堤体の液状化に関する静的地盤変形解析の検討を実施した。

キーワード：河川堤防、堤体液状化、耐震点検、浸透安全性、平成 23 年東北地方太平洋沖地震

#### 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 24 年度は、浸透安全評価に関する検討として、内部侵食に関する模型実験、樋管周辺堤防の被災事例分析及び数値解析を実施した。耐震性評価に関する検討として、東北地方太平洋沖地震による被災事例分析、動的遠心模型実験により堤体の液状化による被災メカニズムの検討、堤体の液状化に関する静的地盤変形解析の検討を実施した。

#### 2. 堤防の浸透安全性評価に関する検討

##### 2.1 堤防の浸透安全性評価に関する模型実験

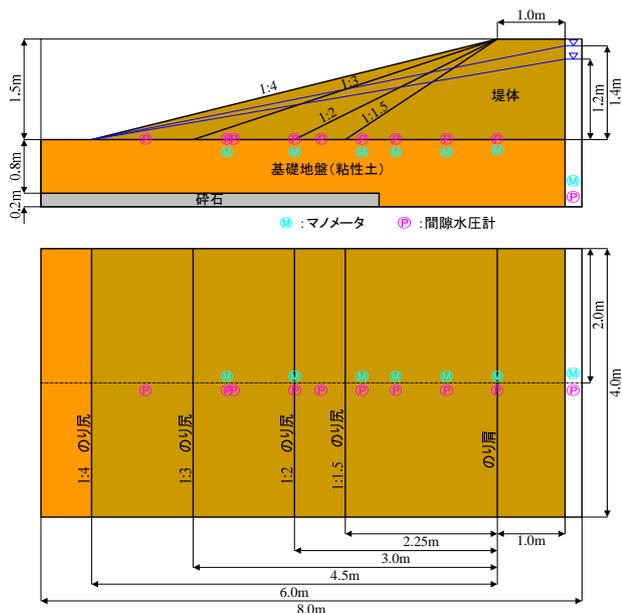
###### 2.1.1 実験の概要

河川堤防の浸透に対する安全性評価においては、河川水位や降雨といった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りパイピングや盤ぶくれの評価を行うこととなっている。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、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。

内部侵食による変状は上記のように発生当初は表層部分に留まるものの、時間の経過とともに進行・拡大する変状であり、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

表-2.1 大型模型実験ケース一覧(H24 実施)

模型名	使用材料	細粒分含有率	締固め度	のり勾配	天端幅	実験ケース名
模型 1	砂質土 1	13.9%	90%	1:4~1:1.5	1m	CASE1~CASE4
模型 2	砂質土 2	31.5%	90%	1:4~1:1.5	1m	CASE5~CASE8
模型 3	砂質土 3	28.5%	90%	1:4~1:2.0	0m	CASE9~CASE11
模型 4	砂質土 4	20.9%	90%	1:4~1:1.5	0m	CASE13~CASE16
模型 5	砂質土 5	25.8%	90%	1:4~1:1.5	1m	CASE17~CASE20
模型 6			85%	1:4~1:1.5	1m	CASE21~CASE24
模型 7			80%	1:4~1:1.5	1m	CASE25~CASE28



※ただし、模型3,4は天端平場なし

図-2.1 実験模型の形状

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大型模型実験は平成 21 年度より継続して実施おり、今年度はこれまで使用してきた山砂を主体とする模型材料と異なる材料を用い実施したものである。

実験模型の形状を図-2.1に示すとともに、実験ケースを表-2.1に整理して示した。

### 2.1.2 実験結果

実験の結果、CASE4（模型1 1:1.5）、CASE14～CASE16（模型4 1:3～1:1.5）、CASE24（模型6 1:1.5）及びCASE28（模型7 1:1.5）において内部侵食が発生した。

これら発生ケースのうち、締固め度が等しいCASE4, CASE14におけるマノメータ間の動水勾配の経時変化を図-2.2, 図-2.3に示したが、勾配の急(1:1.5)なCASE4では動水勾配が0.45を超えた後に内部侵食が発生しているのに対し、勾配の緩い(1:3) CASE14では動水勾配0.3程度で内部侵食が発生しており、内部侵食の発生がのり面の勾配や動水勾配に加え、土質材料の違いに大きく作用されることをうかがわせている。

また、内部侵食による変状の進行挙動をとらえることを目的に実施した三次元レーザースキャナによる計測結果によると、表-2.2に示すようにのり尻部の表層部から徐々にのり肩に向かって崩壊部が進行していく変状の進

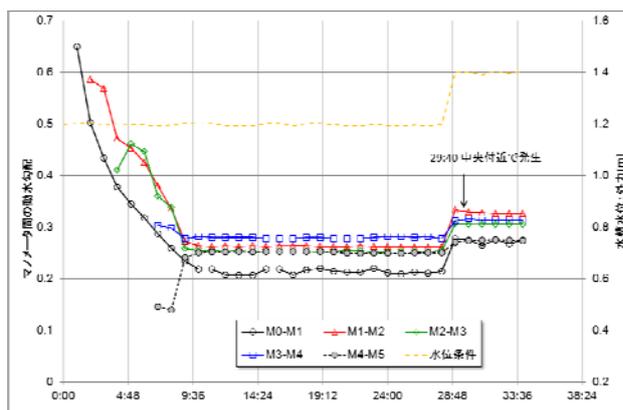


図-2.3 マノメータ間の動水勾配の経時変化 (CASE14: 模型4 のり勾配1:3)

行をとらえることができた。

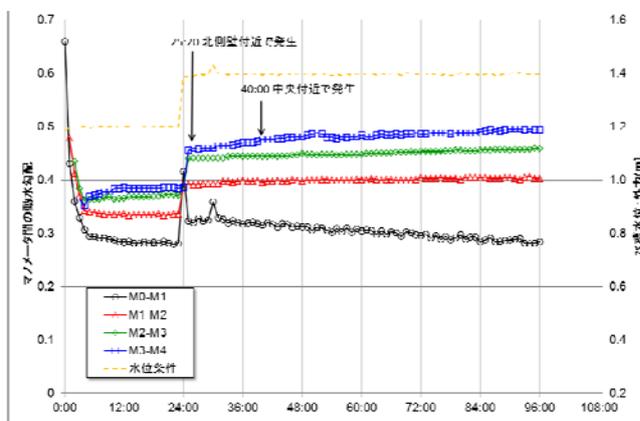


図-2.2 マノメータ間の動水勾配の経時変化 (CASE4: 模型1 のり勾配1:1.5)

### 2.1.3 考察

赤井 2)によるとのり面の浸出点における限界動水勾配  $i_c^*$ は、

$$i_c^* = \cos\theta(\tan\phi_s - \tan\theta)$$

によって表されるとしている。そこで、三軸圧縮試験 (CUB) より得られた内部摩擦角  $\phi'$  とマノメータ間の動水勾配の関係をみると図-2.4に示すとおりであり、概ね提案されている限界動水勾配以上の動水勾配で内部侵食が発生しているものの、内部侵食が発生していない場合でも提案されている限界動水勾配を上回っていることがわかる。

一方、粒度組成に着目し60%粒径と動水勾配の関係を整理した結果を図-2.5に示す。60%粒径に着目すると  $D_{60}=0.1\text{mm}$  程度までは粒径が小さくなるほど低い動水勾配で内部侵食が発生する傾向があるものと考えられる。

表-2.2 三次元レーザースキャナによって計測した内部侵食の発達過程 (CASE16)

計測時間	三次元画像	計測時間	三次元画像
09:48 実験開始 10:00 初期 (変状無)		14:35 変状開始後 155分	
12:55 変状開始後 55分		14:55 変状開始後 175分	
13:35 変状開始後 95分		15:15 変状開始後 195分	
13:55 変状開始後 115分		15:35 変状開始後 215分	
14:15 変状開始後 135分		15:57 変状開始後 237分 決壊	

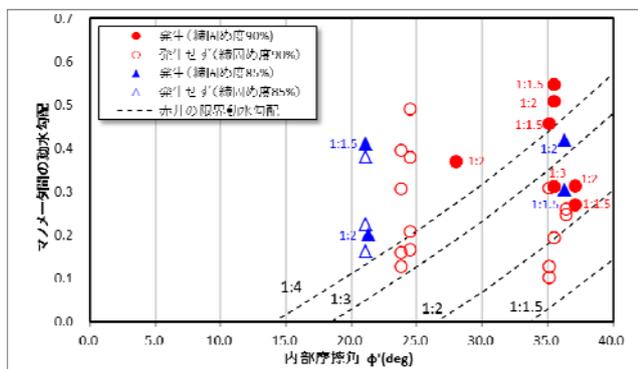


図-2.4 内部摩擦角と動水勾配の関係

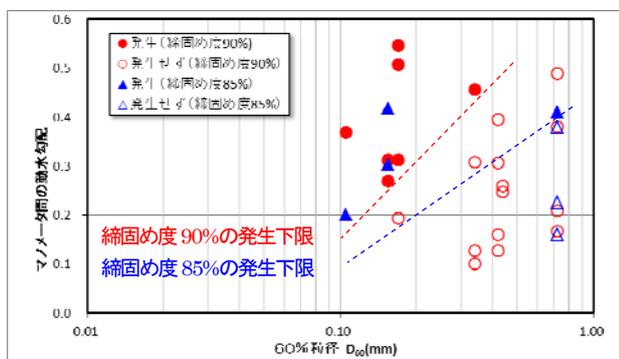


図-2.5 60%粒径と動水勾配の関係

## 2.2 樋管周辺堤防に関する事例分析及び数値解析

### 2.2.1 検討概要

吉田川右岸 13.7km に位置する不來内排水樋管においては、平成 23 年 9 月の台風 15 号の出水により、吐出水槽脇及びのり尻部から大量の漏水が発生し、吐出水槽周辺及び裏のり肩付近に陥没が確認された。その後 11 月には裏小段においても陥没が発見され、翌 24 年 5 月の洪水でものり尻付近から漏水が生じた。ここでは、不來内排水樋管の函体周りの空洞と漏水の関係について検討するために、浸透流解析を実施した結果を報告する。

不來内排水樋管は 1970 年に完成しており、これまで 1978 年宮城県沖地震(函体脇沿いに 2 列の開口横断亀裂)、2003 年宮城県北部地震(被災記録なし)、2011 年東北地方太平洋沖地震(後述)の 3 回の大きな地震を経験している。図-2.6 に樋管横断模式図を示す。樋管周辺の基礎地盤は、直下流の品井沼大橋辺りの丘陵地を構成する岩盤が急激に潜り込んでおり、その上に約 1.5m の砂層、約 5.5m の粘土層、約 9m の砂層の順に堆積したものである。函体は岩盤上面に達する鋼管杭に支持されている。函体には 3 箇所止水矢板(函体下側のみ)と遮水壁が 1 箇所設けられている。継手は翼壁と函体間、函体間、函体と吐出水槽間の 3 箇所に設けられている。2011 年東北地方太平洋沖地震では、護岸に亀裂、管理橋傾斜(堤防の

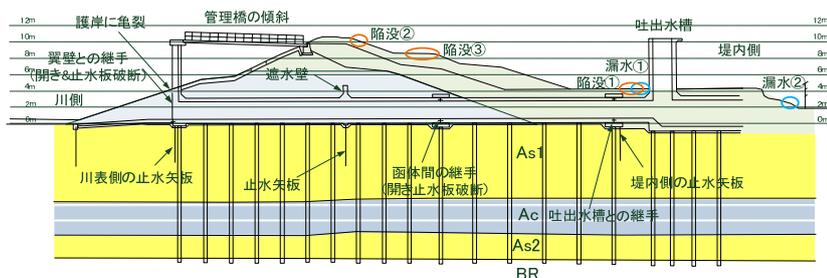


図-2.6 樋管横断模式図

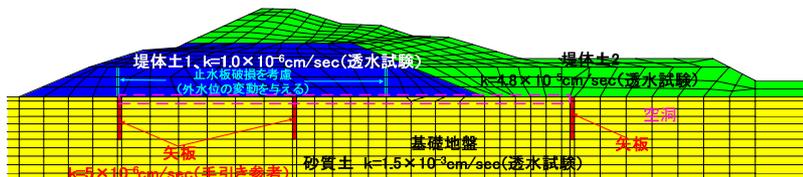


図-2.7 解析モデル図(堤防部分の抜粋)

沈下) だけでなく、翼壁と函体の継手と函体間の継手が開き（函体は最大 15 cm 程度移動）、止水板が破断した。基礎地盤の液状化によるものと推測される。平成 23 年 9 月の台風 15 号の出水における目撃証言によると、まず河川水位が約 6m の時点で吐出水槽脇(①)から漏水が始まっている。次いで、河川水位がピークを過ぎた時点でのり尻付近(②)から漏水が始まっている。この時点で吐出水槽脇の漏水は止まっている。その後、漏水が原因と考えられる陥没が吐出水槽脇 (①)、法肩 (②)、川裏小段 (③) の順で確認された。

### 2.2.2 被災メカニズムと浸透流解析

樋管周りの水の流れは、函体下の空洞をとった水が函体側面を伝って漏水になる等のように、本来 3 次元で考えるべきところではあるが、ここでは函体脇の堤防横断を図-2.7 のとおりモデル化した。外力条件は、近傍観測所の記録を元に図-2.8 に示す降雨と外水位を与え、ケース A（函体底面下部に空洞がない。空洞部の透水係数=基礎地盤の透水係数）、ケース B（函体底面下部に空洞があることを模擬。空洞の透水係数  $1.0 \times 10^1 \text{ cm/sec}$ ）、ケース C（函体底面下部に発達した空洞があることを模擬。空洞の透水係数  $1.0 \times 10^0 \text{ cm/sec}$ ）の 3 ケースの非定常 2 次元飽和-不飽和浸透流解析を実施した。開削調査<sup>3)</sup>の結果から止水矢板は健全であると考えられるため、空洞があるケース B,C においては空洞が止水矢板によって分断された状

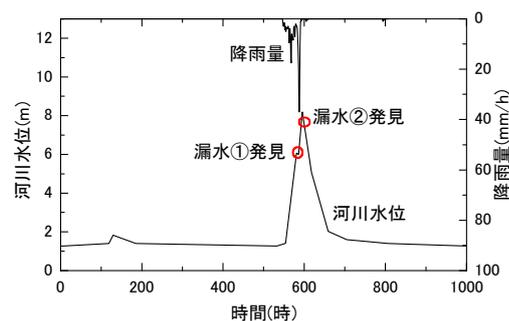


図-2.8 解析で用いた外力条件

態を再現している。また、東北地方太平洋沖地震により、函体と翼壁の継手と裏のり小段下の継手の止水板が破断したことを模擬するため、いずれのケースにおいてもこの 2 箇所の継手部に相当する位置に外水位と同じ水位変動を与えた。

図-2.9 に漏水①が発見された時刻（河川水位約 6m）の浸透流解析により得られた等圧力水頭線を示す。ケース A の空洞なしを模擬したケースでは堤内側の止水矢板付近の水面の盛り上がりは僅かであるが、空洞の存在を模擬したケース B,C においては、大きく盛り上がっている。継手部から侵入した水が矢板に堰き止められた結果この位置で水面が盛り上がったものである。ケース A では矢板に到達するまでに圧力水頭が徐々に低減し、矢板付近では約 2m の圧力水頭しか持っていない。一方、ケース B,C では継手から作用する水圧が低減することなく

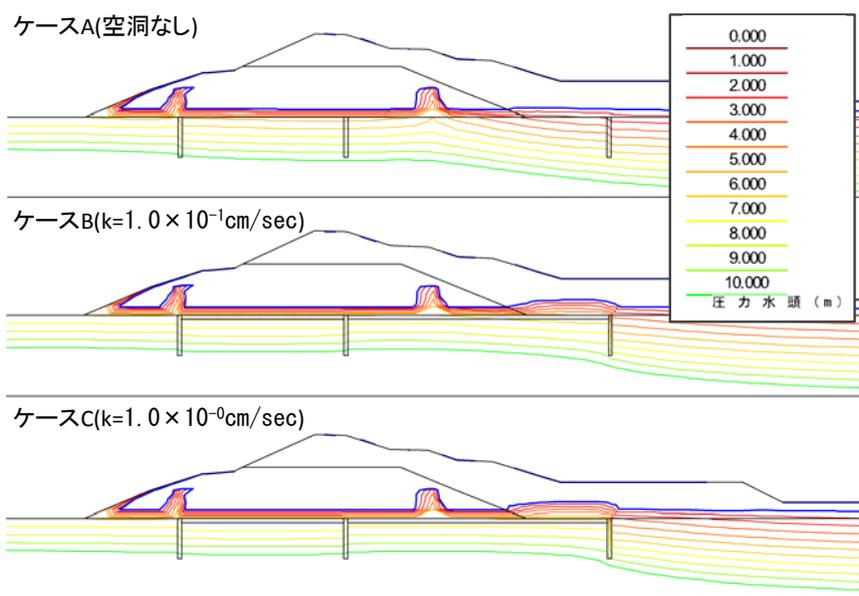


図-2.9 等圧力水頭線

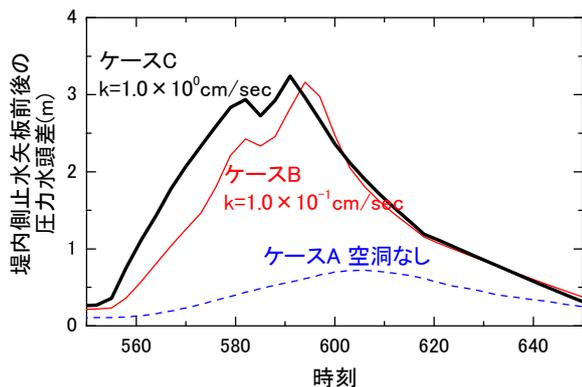


図-2.10 堤内側止水矢板前後の圧力水頭差の時刻歴

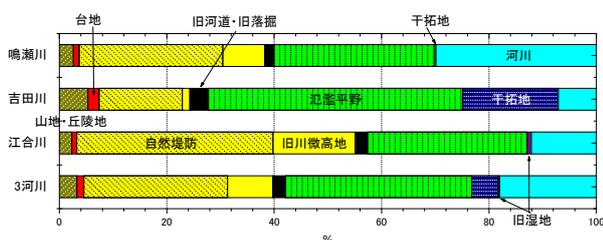


図-3.1 河川ごとの微地形の占める割合

矢板に到達し、ケース B で約 5m、ケース C で約 6m の圧力水頭であった。吐出水槽周辺の函体底面からの土盛り厚さは約 4m である。G/W では若干 1.0 を上回るものの、構造物との境界では元々水が走りやすいことと、さらに東北地方太平洋沖地震による強い地震動による構造物と周辺堤体土の間の相対的な動きにより堤体土に緩みが生じたことも十分に想定され、これらも漏水に影響したものと推測される。ケース A とケース B,C の比較から、函体底面に空洞が存在していたことが漏水①の発生条件の 1 つであると考えられる。函体底面の空洞の形成要因としては、長期的な圧密沈下以外に、基礎地盤の液状化による抜け出しも考慮する必要がある。さらに、函体の継手が開き止水板が破断していたことや堤内側の止水矢板が当初機能していたことも漏水①の発生条件と考えられる。

次に、図-2.10 に堤内側の止水矢板前後の圧力水頭差の時刻歴を示す。ケース A では圧力水頭差が最大でも約 0.7m しか生じていない。一方で、ケース B,C では最大約 3.2m となり、漏水①が確認された時点でも約 2.4m、約 2.7m の圧力水頭差が生じている。実際には漏水が生じたため、ここまでの圧力差は生じなかったと考えられるが、比較的高い圧力差が矢板周辺に発生したことと、また水の流れによって止水矢板を迂回するような水ミチが新たに形成され、のり尻部の漏水（漏水②）に至ったものと考えられる。

### 3. 堤防の耐震性評価に関する検討

#### 3.1 東北地方太平洋沖地震による被災事例分析

##### 3.1.1 検討概要・方法

2011 年の東日本大震災においては、東北地方及び関東地方の広い範囲で河川堤防が被災し、その被災箇所は 2000 箇所を超えた。本報では、鳴瀬川、吉田川、江合川の土堤に係る被災箇所に絞り、微地形や地震動の強さと被災率の関係について整理した。

地形や地震動の強さごとの被災率を算出するにあたっては、分母である全堤防延長と、分子である被災区間延長を地形や地震動の強さごとに求める必要がある。

分母である全堤防延長に含めるのは直轄管理区間の土堤のみであり、自立式特殊堤は含めない。また、鳴瀬川及び吉田川の河口から 2km まではかなりの範囲で津波が堤防を越えており、洗掘等の地震動以外による被害が発生しているため、分母にも分子にも含めない。土堤区間の延長は、25000 分の 1 の管内図と航空写真を照らし合わせながら GIS 上で算出した。地震動強さは、国土交通省、防災科学技術研究所、気象庁の地震計の観測記録を補間し表層地盤の増幅特性も加味した地震動分布<sup>4)</sup>から設定した。

次に、被災区間延長は 2011 年 7 月時点で報告された被災箇所について、距離標から被災区間を GIS 上で設定し、延長を算出した。被災の程度は 3 区分に分類し、大は崩壊等により治水機能が低下し緊急的な対応が必要な箇所、小はあまり深くない縦断亀裂などの被害が生じた箇所、中はこれらの間の被害状況の箇所である。被災箇所のうち、樋門等の構造物に関する被災や低水護岸の被災、被災区間延長が 15m 以下の被災、被災区間延長に関する情報がない被災は除外した。

##### 3.1.2 被災率と微地形、地震動との関係

###### (1) 微地形及び地震動強さ

各河川の微地形ごとの占める割合を図-3.1 に示す。氾濫平野と自然堤防の占める割合が比較的高く、次いで、河川、旧川微高地となっている。

また、各河川の地震動強さ (PGA, SI 値, 震度) ごとの占める割合を図-3.2 に示す。3 河川とも宮城県北部という比較的狭い地域にあるため、PGA では 406gal~663gal、震度でも 5.23~6.20 の狭い範囲に収まっているが、SI 値に関しては、27~117 と比較的広い範囲に分布している。また、鳴瀬川、吉田川に比べ、江合川の地震動強さが若干小さい傾向となっている。

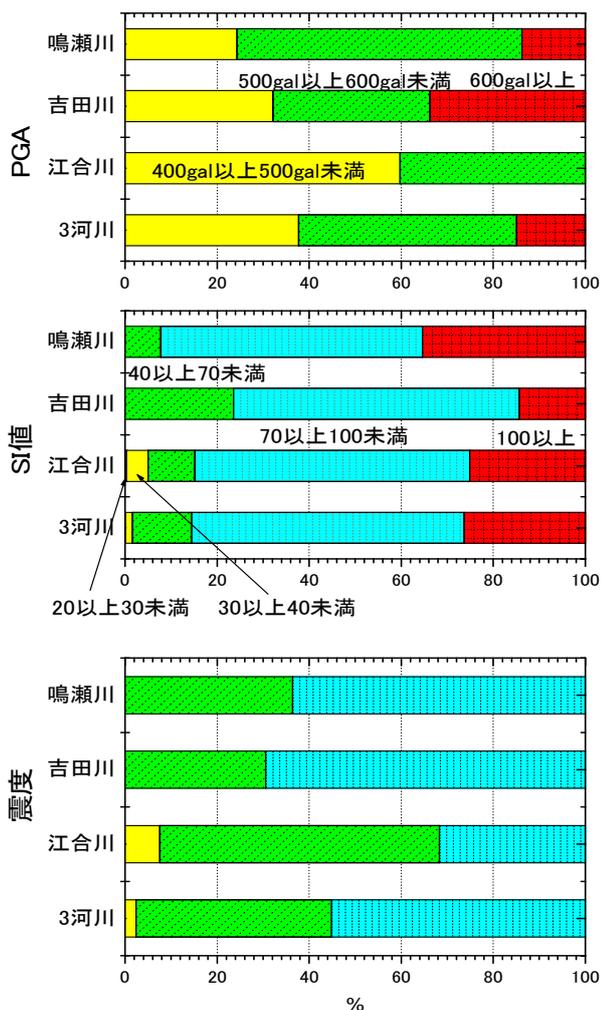


図-3.2 河川ごとの地震動強さの占める割合

(2) 被災率

各河川の被災率を図-3.3に示す。3河川の中では江合川の被災率が最も高く約19%であった。被災区間の中で、大規模の被災の占める割合は、江合川が約19%、鳴瀬川が約17%とほぼ同程度であるが、吉田川が約6%と低い。

(3) 微地形との関係

図-3.4に3河川を合計した微地形ごとの被災率を示す。干拓地の被災率が最も高く約24%、次いで河川、自然堤防の約15%、氾濫平野の約13%が続く。干拓地の被災率が高い点については中田ら<sup>9)</sup>の分析結果とも整合するものであるが、その他の微地形による違いは明瞭ではない。この地域の堤防が主に堤体の液状化により被災したと関係している可能性があり、今後、微地形と基礎地盤の土層構成、被災原因の3者を突き合わせて分析する必要があると考える。山地・丘陵地でも比較的高い被災率となっているが、大・中規模の被災は無かった。

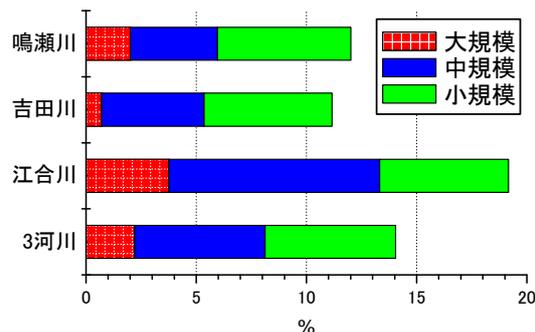


図-3.3 河川ごとの被災率

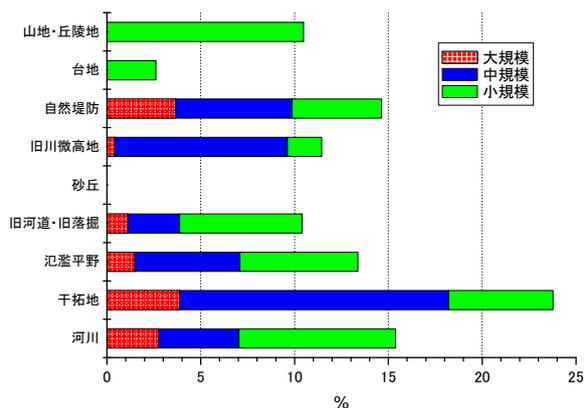


図-3.4 微地形ごとの被災率

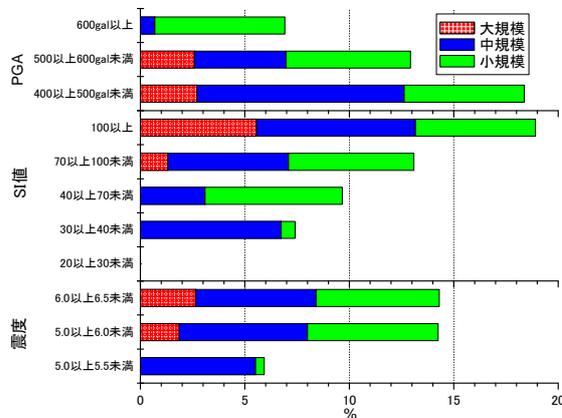


図-3.5 地震動強さごとの被災率

(4) 地震動強さとの関係

図-3.5に3河川を合計した地震動強さごとの被災率を示す。PGAについては600gal以上で被災率が低く、500gal以上600gal未満でも最も大きな被災率となった。堤防の大規模被害は軟弱地盤で生じやすいこと(図-3.4)、軟弱地盤では非線形応答特性により大規模地震動に対して大きなPGAを生じにくいことが関与したものと考えられる。震度については、5.0以上5.5未満のデータの量が少ないことから、傾向を分析することはできなかった。一

方で、SI 値については、大きくなるほど、全被災率と大規模被災率が大きくなる傾向が確認できた。対象河川が狭い範囲に分布したことも影響している可能性もあるため、今回整理した3河川以外にも整理を拡充する必要がある。

### 3.2 堤体の液状化による被災メカニズムの検討

#### 3.2.1 検討概要

平成23年東北地方太平洋沖地震においては、堤体下部に形成された飽和域の液状化により、河川堤防に著しい被害が生じたと見られる事例が多数確認された<sup>6)</sup>。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。堤体液状化による被災事例のマクロ傾向分析から被害に影響を及ぼす要因が分析<sup>7)</sup>されている他、平成23年度には動的遠心模型実験を実施することで堤体の液状化による被害を抑制するための対策工法の方角性を検討された<sup>8)</sup>。

しかしながら、堤体液状化が発生した際の堤防の地震時挙動に関する検討は、未だ十分とはいえない。より合理的な対策工の検討のためには、地震時挙動の十分な把握が不可欠であることから、平成24年度も引き続き堤体液状化に関する動的遠心模型実験を実施している。本報では、軟弱粘性土地盤上の無対策の堤防を想定した堤体液状化実験の結果に基づき、地震時挙動に関する検討結果を報告する。

#### 3.2.2 実験方法

##### (1) 想定する堤防と模型の概要

前述のとおり、堤体の液状化は、砂質土で築かれた堤体が粘性土地盤にめり込むように沈下し、堤体底部が飽和している状態にある時に発生するのが典型的である。そこで、このような堤防を想定して、実験用模型を作製した。

動的遠心力実験は遠心加速度 50 G で実施したものである。以降に示す数値は実物スケールに換算した値である。図-3.6 に示す通り、7.5m の軟弱粘性土地盤上に、砂質土で築かれた堤高 GL+4.0m の堤防を模型で再現した。

粘土地盤にはスミクレーを用い、土槽内で 40 kPa の圧力で予圧密を行った後、堤体直下を地表面から最大深さ

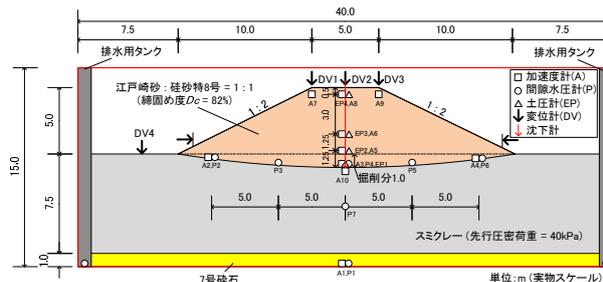


図-3.6 遠心模型の概要

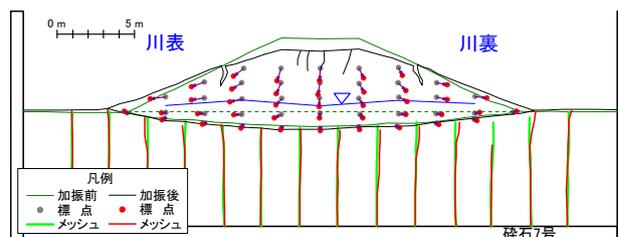


図-3.7 加振前後の観察結果

1.0m の弧状に掘削した。実際の堤体底部のめり込み沈下は堤体荷重による粘土地盤の圧密の影響によるものが多いと考えられるが、寸法に制約のある模型内で実事例相当の圧密量を再現すると粘土材料の強度が不足したことから、やむなく掘削によりめり込み沈下を表現することとした。堤体については江戸崎砂と東北硅砂特8号を乾燥重量比 1:1 の比率で混合した材料を用い、締固め度は  $D_c=82\%$  とした。また、粘土地盤の下部には、排水層を7号砕石で作製した。

計器に関しては、図-3.6 に示す通り、間隙水圧計、間隙水圧計、土圧計、変位計を用いた。堤体の天端、底部および中心線を中心に設置しており、図-3.6 の通り各計器には英数字を組合せた番号を称する。

##### (2) 実験手順

本実験では、堤体下部飽和域における間隙流体として水の50倍の粘性を有するメトローズ水溶液を使用した。メトローズ水溶液を用いて、重力場で堤体底部の飽和を行った後、堤体の両側に GL+1.0m 相当の水位を保ったまま、遠心加速度を 0.1 G/min の割合で 50 G まで上昇させた。

遠心加速度を 50G、盛土両側のメトローズ水位を GL+1.0m に保った状態で、堤体荷重による粘土地盤の圧密を行った。その後、堤体両側の水位を地表面まで下げた後、堤体内の水位が定常状態となるまで観察を行った。排水による有効上載圧の増加に伴う粘土地盤の圧密が収まっていることも確認した上で、加振を行った。

入力地震動は、道路橋示方書に示される地表面での動

的解析用波形のうちL2タイプI地震動・II種地盤の波形(板島橋)とし、土槽底面からの入力にあたって下方への逸散減衰の影響等を勘案し、振幅を0.7倍に調整した。

### 3.4.3 実験結果

加振前後における画像を基に作成した堤体の変形状況のスケッチを図-3.7に示す。また、天端の沈下量、堤体下部の過剰間隙水圧、堤体下面における加速度の時刻歴を図-3.8に示す。過剰間隙水圧の時刻歴に示す有効上載圧 $\sigma_v'$ は、個々の間隙水圧計設置位置における土被り厚と堤体内水位を画像から読み取って計算した値である。なお、加振前の間隙水圧計による計測値から求めた堤体内水位は、画像の読み取りから計算した値とほぼ等しい値であった。

加振による天端沈下量は68.0~80.3cmであり、天端直下(P4)~裏のり下部(P5)で加振による過剰間隙水圧の上昇が比較的大きいこと、両のり尻(P2, P6)では過剰間隙水圧があまり上昇していないことが分かる。小型圧力センサー(図-3.6)による堤体内の水平方向の土圧の計測結果によると、遠心加速度が50Gに達した時点から堤体荷重による圧密(天端直下の沈下計で7.5cm)が完了するまでの間に、堤体下部における水平土圧(EPI)は25%程度低下した。これは、圧密沈下に伴って生じる堤体下部の側方伸張変形により応力緩和が生じたものと解され、天端直下付近での過剰間隙水圧比が大きいことの一因<sup>9)</sup>であると考えられる。一方、のり尻付近では上方の盛土厚さに比して水位が相対的に高いものの、大きな初期せん断を受けていたため、過剰間隙水圧が上昇しにくかったものと考えられる。

図-3.7に示す加振前後での堤体の変位ベクトルからは、天端直下付近は鉛直下向きに、両のり中腹付近からは盛土の外側に向かって変形していることがわかる。過剰間隙水圧が大きく上昇した天端直下付近の領域がほぼ等方応力状態に至り、せん断抵抗を発揮できなくなると、水圧上昇域の側圧が増加する。この側圧を受けた水圧上昇域の側方(のり尻周辺)の盛土が外側に押し出されるように変形すると、水圧上昇域には水平方向の伸張変形と、これに伴う鉛直方向の圧縮変形が生じる(図-3.9)。堤体下部の飽和域がこうに変形すれば、その上部の不飽和域の盛土はこれに追従し、引張亀裂を生じつつ不連続に変形する。これが本実験における堤防の変形メカニズムであると考えられる。なお、東北地方太平洋沖地震では、堤防が原形をとどめないほどの大変形を生じた事例がいくつか見られたが、本実験における盛土の変形

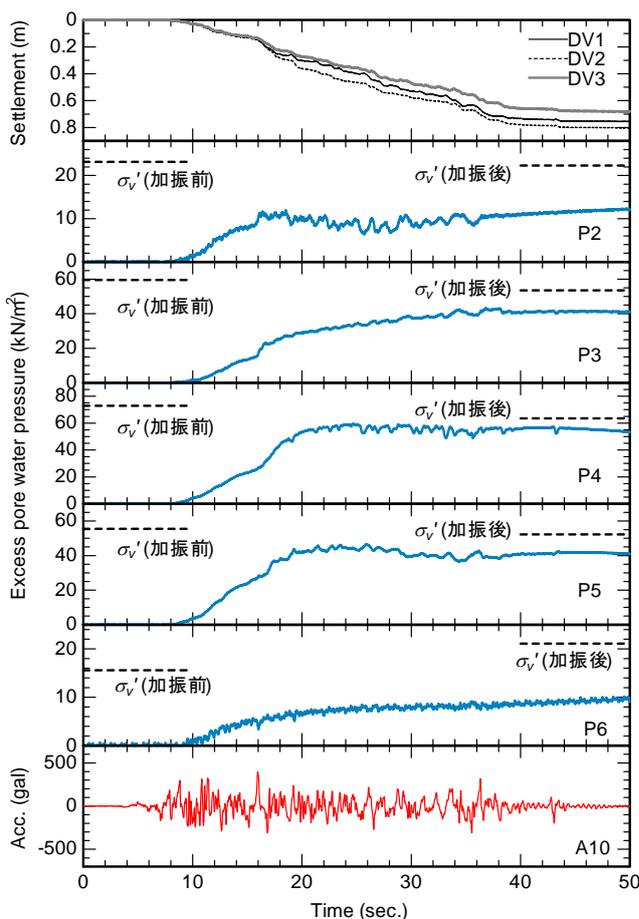


図-3.8 沈下量、過剰間隙水圧、加速度の時刻歴

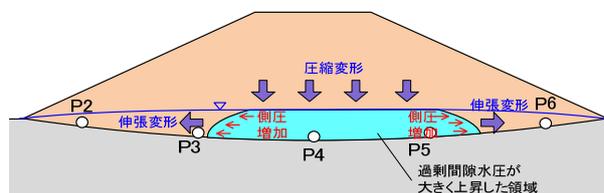


図-3.9 本実験における堤体下部の水圧上昇域の変形模式図

はそこまで顕著ではない。この原因としては、本実験におけるのり尻付近の過剰間隙水圧の上昇が小さかったため、のり尻付近が、堤体中央部の水圧上昇域から受ける側圧や、盛土形状に起因するせん断応力の作用に対して顕著な変形を生じなかったことが考えられる。

## 3.3 静的地盤変形解析に関する検討

### 3.3.1 検討概要

現状では、堤体の液状化に関する解析手法が確立されていない。このため、堤体の液状化の照査手法を確立することを目的として、東日本大震災の影響を受けた河川堤防を対象に被害事例の再現解析を実施した。

### 3.3.2 解析手法

検討に用いた解析手法は、液状化時には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<sup>10)</sup>である。解析は初期応力解析、液状化による剛性低下を考慮した自重解析、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形を足し合わせて変形量を求めた。液状化による自重解析は応力解放法<sup>11)</sup>により行った。この時、液状化時の応力-ひずみ関係は図-3.10 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-3.11 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<sup>2)</sup>を元に作成された<sup>12)</sup>ものである。なお、微小抵抗領域のせん断剛性  $G_1$  には解析精度を担保するため、解析プログラム上は下限値 ( $0.098\text{kN/m}^2$ ) が設定されている。微小抵抗領域ひずみ  $\gamma_L$  は式(1)のような  $G_1$  の関数となっているため、 $\gamma_L$  には上限値が設定されることになる。

$$\gamma_L(\%) = \left( \frac{1300}{G_1} \right)^{0.5587} \dots\dots\dots (1)$$

堤体の液状化の解析においては、基礎地盤の液状化に比べ、土被りが浅く有効拘束圧  $\sigma'_v$  が小さいため、 $G_1$  の値が下限値に達しやすい状況にある。また、液状化層より上の非液状化層については、簡易弾塑性モデルを用いた。簡易弾塑性モデルにおいては引張りとしせん断の両方の破壊基準を考慮することができ、どちらか一方の弾塑性モデルに比べ、より実際の変形挙動に近い解析結果を得ることができると考えられる。弾塑性モデルを用いることから、築堤履歴に応じた初期応力解析を実施した。

解析に必要な地層構成や地層の入力パラメータ等は、地震後の地盤調査結果(標準貫入試験と物理試験結果)より決定した。地下水位についてはボーリング調査時の初期水位にて確認された水位を基本に解析を実施した。なお、液状化の判定については、標準貫入試験と物理試験をもとに河川構造物の耐震性能照査指針<sup>13)</sup>に準じて実施した。

### 3.3.3 解析対象断面

解析対象は、東日本大震災の影響を受けて、地盤調査を実施した中から表-3.1 に示す9断面を抽出した。抽出に際しては地盤調査の充実した断面の中から、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

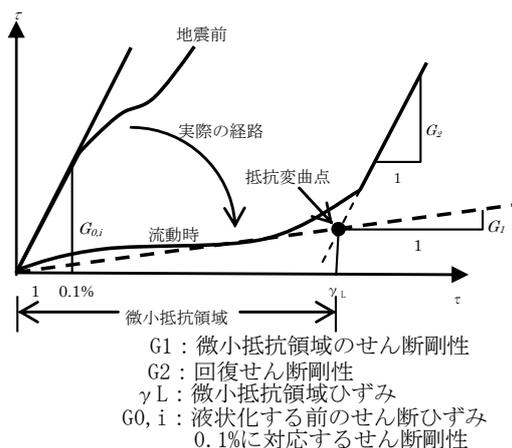


図-3.10 せん断応力-せん断ひずみのモデル化

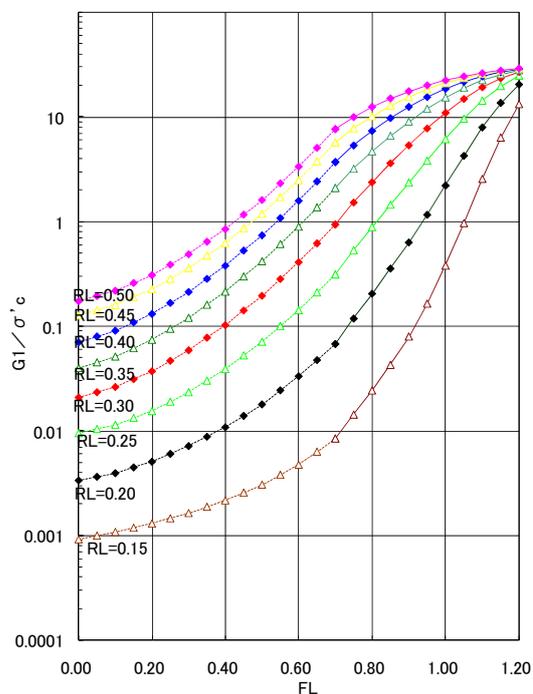


図-3.11 液状化層の剛性を設定するチャート

ら様々な断面が選ばれるように抽出した。

いずれの断面も堤体直下に粘性土層が堆積しており、築堤により圧密沈下し堤体下部に飽和領域が形成され、地震動により堤体が液状化して被災したケースである。堤防の被害は、堤防周辺の地盤変形や噴砂等の状況から堤体のみ液状化によるものと判断された断面であるが、被災後の地盤調査結果に基づく液状化判定では基礎地盤にも液状化層が存在すると判定された断面がいくつかある。No.4, No.5, No.7, No.8, No.9 がこれに該当し、深部に分布する砂質土層も液状化層として取り扱って解析を行った。

表-3.1 解析対象断面一覧表

被災分類	No.	河川名	地先名	堤防高さ (m)	実測沈下量 (m)	推定加速度 (gal)	繰り返し三軸強度比 $R_3$
堤体液状化	No.1	阿武隈川	坂津田	4.8	2.4	460	0.160
	No.2	阿武隈川	枝野	5.6	2.1	532	0.146
	No.3	久慈	本米崎	4.5	1.6	795	0.166
	No.4	江合川	上谷地	3.5	1.2	439	0.124
	No.5	阿武隈川	小斉	4.7	1.1	575	0.175
	No.6	久慈	本米崎	4.7	0.4	795	0.176
	No.7	新江合川	楡木	5.9	1.5	503	0.200
	No.8	阿武隈川	小斉	5.4	0	593	0.186
	No.9	江戸	西関宿	9.8	0	221	0.195

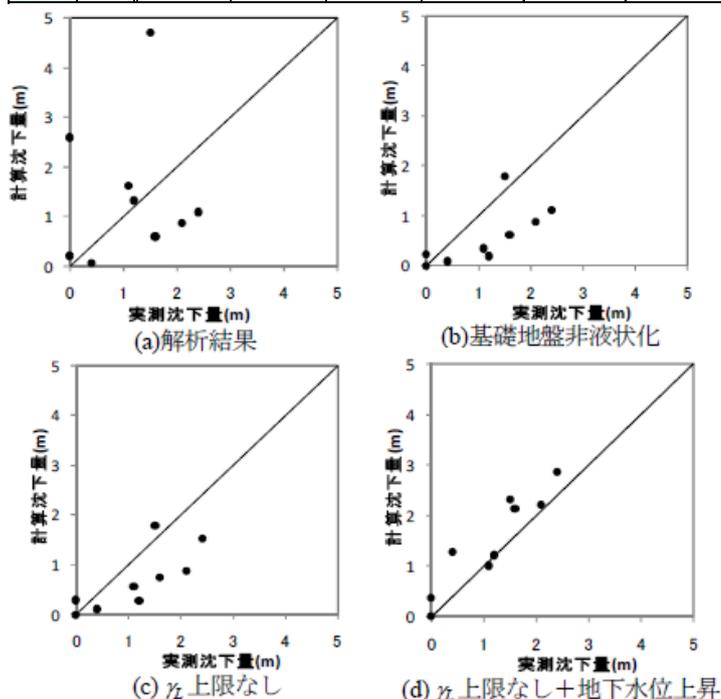


図-3.12 計算沈下量と実測沈下量の関係

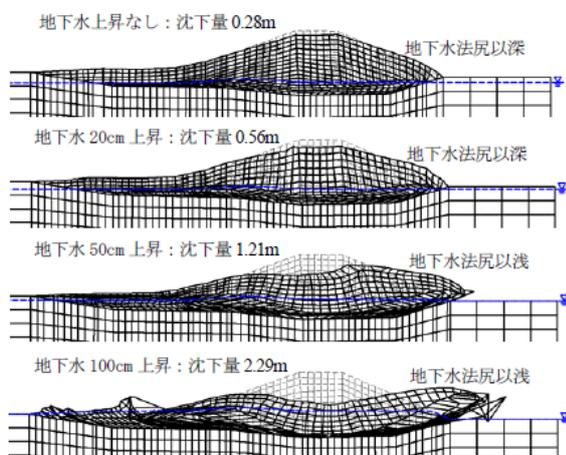


図-3.13 地下水位の高度と変形量

### 3.3.4 解析結果

解析結果は天端沈下量に着目して整理した。解析天端沈下量は法肩と天端中央の沈下量を平均して算出した。図-3.12(a)に実測沈下量と計算沈下量の関係を示す。解析結果は、図の上下にばらついて分布している。解析結果が実測沈下量と比較して大きくなった断面は5断面あり、これらの断面は全て前述した液状化判定上基礎地盤も液状化すると判定された断面である。基礎地盤の液状化層の変形が大きく結果的に実測沈下量に比べかなり大きな沈下量となった。

基礎地盤の液状化層は、実態を考慮して全て非液状化層として解析を実施した。その結果を図-3.12(b)に示す。解析結果は、概ね図の下方にプロットされており実被害よりも小さな変形量となる傾向にある。これらの解析では、前述した微小抵抗領域のせん断剛性  $G_1$  の値が下限値に達し、 $\chi$  が上限値に達するケースが多数見られ、その結果、解析による変形量が小さくなっている。そこで、解析の精度を担保するために  $G_1$  の下限値を外すことは難しいが、下限値を考慮する前の  $G_1$  の値を用いて  $\chi$  を設定 ( $\chi$  上限なし) した解析を実施した。その結果の実測沈下量と計算沈下量の関係を図-3.12(c)に示す。 $\chi$  の上限を外すことにより計算沈下量が若干大きくなったものの、依然として図の下方にプロットされている。

次に解析に用いた地下水位に着目し、ボーリング確認水位より全体的に 50cm 上昇させた解析を行った。図-3.12(d)に実測沈下量と計算沈下量の関係を示す。概ね図の中央にプロットされ

ており実態に近い変形量となった。地下水位の上昇は全ての断面で一律の条件で上昇させて解析を行ったが、変形量が著しく大きく得られた断面や大きくは変わらない断面がある。堤体の液状化解析は法尻部の地下水位が解析結果へ与える感度に敏感であるため、沈下量の増加の違いはこれに起因すると考える。そのため、No.4 の断面を代表断面として地下水位上昇の感度分析を行った。その結果を図-3.13に示す。地下水位の上昇を 20cm, 50cm, 100cm の 3 パターンで解析を行った。地下水位を 20cm 上昇させた時点では、水位は法尻以深にあり法尻の不飽和土に変形を押し込まれるような形で沈下が抑制されている。地下水位を 50cm 上昇させると水位は法尻以浅にあり、法尻部から流動するように変形し大きな沈

下量となった。地下水位を 100cm 上昇させるとさらに大きな変形となった。これにより、解析結果は法尻部の地下水位の感度に敏感であることがわかる。そのため、調査時には法尻部の水位を適切に評価する必要がある。

解析に用いた地下水位はボーリングによるもので地震後の春から夏にかけての調査結果であり、必ずしも地震時の地下水位の高さと一致するものではない。一般に雪解け時期は基礎地盤の地下水位が上昇しやすいことから、地震時の堤体内水位はボーリング孔内水位よりも高かった可能性がある。また、堤体土の透水係数によって孔内水位が安定するまでに要する時間が異なるが、全てのボーリングで安定した水位を記録できているか確認する術がない。さらに、地下水位よりも上のある一定の範囲の堤体土についてはサクションにより地震前から飽和度が高い状態にあったことに加え、液状化層からの水圧伝播により堤防の変形に何らかの形で寄与したと考えられる。したがって、解析上地下水位を 50cm 上昇させると、これら諸々の影響を総括すれば概ね妥当な結果であると考えられる。

### 3.3.5 考察

被災直後に堤防周辺の地盤変形や噴砂等の状況から堤体のみの液状化による被害と判断された断面で、地震後に液状化判定を行うと基礎地盤も液状化すると判定された断面が幾つか見られた。実際に液状化が生じた可能性も否定できないが、堤防の変状にはほとんど寄与しなかったと考えられる。この原因としては、地震応答や水圧伝播、液状化層より上の非液状化層の取扱い、堆積年代等の様々な影響が考えられる。しかし、解析上は、基礎地盤の液状化層の変形が非常に大きく、結果的に実測沈下量に比べかなり大きな沈下量となった。そこで本来は各種原因に着目し液状化判定法の見直しも含め検討すべきところではあるが、当面、基礎地盤の液状化層の剛性を拘束圧あるいは液状化強度比に応じて上昇させるなどの比較的簡便な方法により、実測沈下量の再現性を高めることも有効であると考えられる。

堤体の液状化は東日本大震災の被害事例再現解析では、沈下量が小さくなる傾向が見られた。そこでわずか 50cm 地下水位を上昇することにより解析結果を大きく改善することができた。逆の見方をすると、堤体の液状化による解析は地下水位(特に法尻付近の水位)に非常に敏感であることを示唆するものである。地下水位は天候や季節変動によって異なるため、実務においては地下水位を適切に設定することが重要であり、解析方法だけでなく地

下水位の調査・設定方法を一対として検討することが必要である。

## 4. まとめ

平成 24 年度は、浸透安全評価に関する検討として、内部侵食に関する模型実験と樋管周辺堤防の被災事例分析及び数値解析を実施した。内部侵食に関する模型実験からは、内部侵食の発生条件は単に細粒分の多寡だけではない粒度分布の影響を受けていることが明らかとなった。また、樋管周辺堤防の被災事例分析からは、函体自体の止水性と函体周辺の空洞及びゆるみが同時に生じると致命的な漏水に繋がる可能性があることを開削調査の結果及び数値解析から明らかにした。

また、耐震性評価に関する検討として、東北地方太平洋沖地震による被災事例分析、動的遠心模型実験による堤体の液状化による被災メカニズムの検討、堤体の液状化に関する静的地盤変形解析の検討を実施した。

## 参考文献

- 1) 菊森：堤防の浸透破壊に対する安全性評価の精度向上に関する調査，国土技術政策総合研究所資料，No.441，2008.1.
- 2) 赤井：浸透水流による盛土裏法面の局部破壊について，土木学会論文集第 36 号，1956
- 3) 北上川・鳴瀬川水系堤防土質調査業務 報告書，2013
- 4) Kataoka, etc. : Strong Motion and Earthquake Response Records of the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, *Pre-proceedings of the 43rd Joint Meeting United States - Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, 2011
- 5) 中田ら：堤防の地震被害と基礎地盤条件の関係に関する分析，地盤工学研究発表会講演集，2011.7
- 6) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について 報告書，2011.9.
- 7) Y. 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.
- 8) 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，2012.

- 9) M. Okamura & S. Tamamura.: Seismic stability of embankment on soft soil deposit, *International Journal of Physical Modeling in Geotechnics*, 11(2), pp.50-57, 2011.
- 10) 安田ら他：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No.638/III-49，pp.71-89，1999.
- 11) 安田ら他：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，第40回，pp.525-526，2005.
- 12) 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，土木学会第60回年次学術講演会，pp.309-310，2005.
- 13) 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 I.共通編，pp.25-28，2012.

## 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

SAITO Yukiko

TANIMOTO Shunsuke

ARAKI Hiroyuki

**Abstract** : In the fiscal 2012, case study of seismic failure of levee and sluiceway occurred in the 2011 Great East Japan Earthquake, model tests concerning internal erosion and liquefaction inside embankment and numerical analysis were performed. As the result, the followings were revealed.

- 1) Particle size distribution as well as fine contents influences occurrence of internal erosion.
- 2) Restoration performance of levee could be proposed as required performance.
- 3) Both of water leak from the culvert and void along the culvert are able to lead fatal water leak from levee.
- 4) Mechanisms of failure of levee due to liquefaction inside the embankment.

**Key words** : levee, liquefaction inside embankment, seismic stability, seepage stability, the 2011 Great East Japan Earthquake