

## 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

### 【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 23 年度は、2011 年東北地方太平洋沖地震において見られた堤体液状化についての被災事例分析、および浸透安全性評価に影響を及ぼす土質定数設定の基礎的検討を実施した。その結果、堤体液状化については、盛土下部の飽和層厚が 1m 未満または堤防高さの 0.24 倍未満の場合は顕著な被害が生じていないことなどが明らかになった。また、浸透安全性評価において、実際の堤防で想定される低拘束圧領域を考慮した要素試験結果などからせん断強度を求めることで、より適切に評価できる可能性が示された。

キーワード：河川堤防、堤体液状化、耐震点検、浸透安全性、2011 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、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 23 年度は、2011 年東北地方太平洋沖地震において見られた堤体液状化についての被災事例分析、および浸透安全性評価に影響を及ぼす土質定数設定の基礎的検討を実施した。

## 2. 堤体液状化による被害に関する要因分析

### 2.1 はじめに

1995 年兵庫県南部地震により、淀川河口付近等の河川堤防に甚大な液状化被害が生じたことを契機として、河川堤防の耐震点検及び対策が進められてきた。その中で

は、これまでの被災事例に基づき、主として堤体の下に位置する基礎地盤が液状化することによる被害の軽減に主眼が置かれてきた。一方、一部では堤体自体に液状化が生じたことによる被災事例<sup>1)2)</sup>が存在することも知られていたが、平成 19 年 3 月に通知された河川構造物の耐震性能照査指針(案)<sup>3)</sup>においては、堤体の液状化による堤防被害に対する注意喚起にとどまっていた。

2011 年東北地方太平洋沖地震においても東北地方、関東地方の広範囲において堤防の液状化被害が生じたが、地震後に行われた各種調査の結果によれば、堤体下部の液状化による大規模な被災事例が数多く存在するとされている<sup>4)5)</sup>。今回の地震による被災事例を踏まえると、今後、河川堤防の適切な耐震対策を進めていくためには、堤体液状化の発生メカニズムを明らかにし、堤体の液状化による被害も含めた地震時の危険箇所を抽出する手法を確立することが必要である。

そこで、平成 23 年度は、堤体の液状化による被害に対する安全性評価に資することを目的として、堤体の液状化による被災事例の分析を行った。

### 2.2 堤体の液状化による被災事例

まず、堤体液状化による被害の発生メカニズムを説明する。堤体に液状化を生じるような堤防は、堤体内に砂質土が存在するとともに、堤体下部に飽和域が地震前より形成されているという特殊な状況下に置かれている。被災事例の分析から、このような堤防の状況を形成する

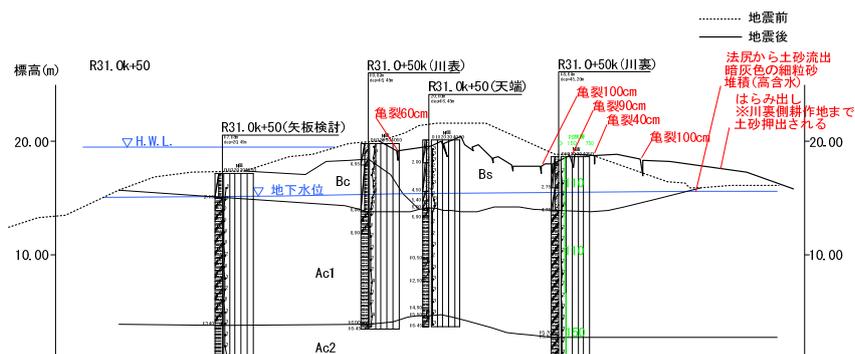


図-2.1 阿武隈川右岸 31.0k+50 の断面図 (東北地方整備局提供資料に加筆修正)

に至る素因を見出すことができれば、堤体の液状化による被害に対する危険箇所の的確な抽出方法の確立に資する重要な情報を得ることができる。そこで、まず、東北地方太平洋沖地震による代表的な堤体液状化事例を挙げ、そのような堤防の状況の形成素因について考察を行った。

### 2.2.1 阿武隈川・枝野地先

阿武隈川右岸 30.6k+34～31.4k+160 (宮城県角田市枝野) では、延長 800m 程度にわたって堤防天端に著しい陥没、亀裂を伴う沈下が生じるとともに、裏のりの崩壊あるいははらみ出しが生じた。被災状況を写真-2.1、断面図を図-2.1 に示す。崩壊した裏のりの亀裂内部や裏のり尻付近には噴砂の痕跡が多く見られ、裏のり尻の水平変位量は最大で 10m 近くにも達していた。一方で、表のりについては、のり肩付近に亀裂が生じた箇所が一部で見られたものの、のり尻付近には変状が生じていなかった。断面図からは、堤体下部が地下水位以下に位置することが分かる。Ac1 層の上面形状が下に凸であるため、堤体下部に水がたまりやすい状態にあったことが推察される。

東北地方整備局は、本地点の堤防の被災メカニズムを明らかにするため、開削調査等の詳細な調査を行っており、以下のことを明らかにしている<sup>5)</sup>。

- この一帯の堤防は、旧堤 (Bc) が粘性土から構成されており、高水敷の掘削土である砂質土を用いて嵩



写真-2.1 阿武隈川・枝野の被災状況

上げおよび川裏側への腹付けによる拡幅がなされている。

- 基礎地盤の Ac1 層から採取された試料の圧密試験結果によれば、Ac1 層の上面形状は地震前の堤体自重による圧密沈下によるものとして概ね説明される。
- 新堤の砂質土 (Bs) は上部が茶褐色、下部が暗灰色であった。このことは、新堤の下部が恒常的に飽和した状態にあったことを示している。実際、開削調査にあたっては、堤内地盤高程度より下方を掘削した際、著しい地下水の湧出が確認されている。
- ジオスライサーによる地層の抜き取り・観察の結果によれば、暗灰色の砂質土の上面形状が横断方向に大きく褶曲していた。このことは、堤体下部の飽和域が液状化により大変形を生じたことを示している。
- 約 800m の被災区間では地下水位が堤体内に存在し、その上下流側の無被災区間では堤体内に水位が確認されなかった。

以上より、本地点の堤防の被災原因は、堤体下部の飽和砂質土の液状化であると判断される。地震前の Ac1 層の圧密によって堤体下部が基礎地盤に下に凸の形状でめり込むように沈下しており、堤体内に浸入した雨水等が堤体下部に滞留しやすい構造となっていたことが、地震被害を生じさせた素因となっているものと考えられる。また、堤体内に浸入した雨水等は、堤防の縦断方向に見ても、被災区間内の堤体下部に集まりやすい構造になっていたことも推察される。

このような堤体下部の飽和域の形成パターンは 1993 年釧路沖地震における釧路川堤防<sup>1)</sup>と同様であり、今回の地震では阿武隈川のほか、鳴瀬川、江合川など東北地方に多く見られるとともに、関東地方においても利根川右岸 69～71k 付近等に見られた。

### 2.2.2 江戸川・西関宿地先

江戸川右岸 57.69k～57.8k (埼玉県幸手市西関宿) では、裏のりに段差及び縦断亀裂が生じるとともに、裏のり尻



写真-2.2 江戸川・西関宿の被災状況 (関東地方整備局提供)

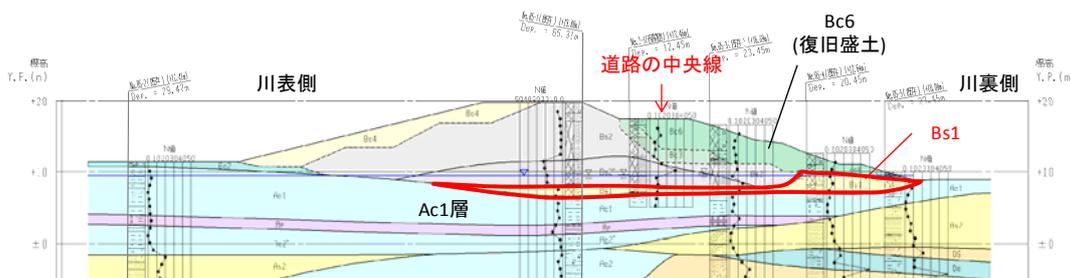


図-2.2 江戸川右岸 57.7k+15 の断面図 (関東地方整備局提供資料に加筆修正)

付近の亀裂内部に噴砂痕が確認された。被災状況を写真-2.2、断面図を図-2.2 に示す。

本地点では地震後に、被災区間前後の無被災区間も含めた5断面においてボーリング調査が行われた。その断面図の一つが図-2.2 である。川裏側の堤体下部には、暗灰色の中砂～細砂により構成される薄い砂質土層 Bs1 が存在するが、この下面が概ね下に凸の形状を有するとともに、裏のり尻の亀裂内部に溜まった噴砂の起源となっている。上述のとおり、堤防の変状は川裏側に生じていたが、Bs1 層の存在が認められるのは被災区間の主として川裏側であり、被災区間の川表側や上下流側の無被災断面にはその存在が確認されていないことから、Bs1 層が被害に関与したものと考えられる。

Ac1 層は主として後背湿地性の粘性土層であると考えられ、旧版地形図によれば、本地点の被災区間は 1883 年では沼あるいは池であったことが明らかとなっている。これを埋めて造成するときの盛土が Bs1 層であると考え

られる。特に、下に凸の旧水底面の形状が、浸透水を堤体下部に滞留させやすい堤防構造であったと考えられる。

このような堤体下部の飽和域の形成パターンは、利根川、小貝川においても見られた。

### 2.2.3 湊沼川・下石崎地先

湊沼川左岸 7.5k+113～8.0k (茨城県東茨城郡茨城町下石崎) では、387m の被災区間の全長にわたり、天端の沈下、表のりの崩壊・はらみ出し、裏のりの縦断亀裂が生じた。液状化の痕跡である噴砂がのり肩にまで達してい



写真-2.3 湊沼川・下石崎の被災状況 (関東地方整備局提供)

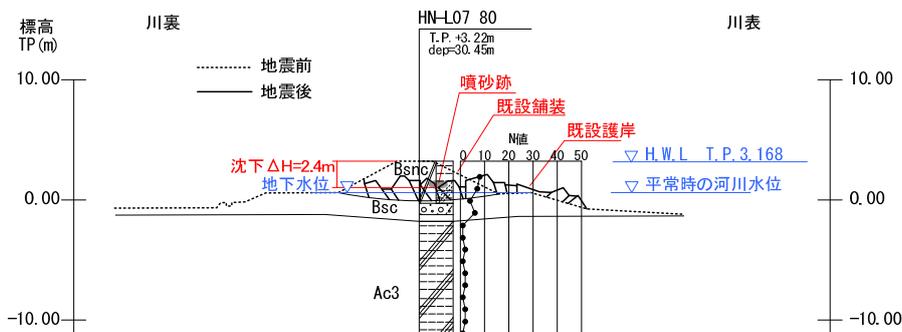


図-2.3 湊沼川左岸 8.0k の断面図 (関東地方整備局提供資料に加筆修正)

た箇所もあった。被災状況を写真-2.3、断面図を図-2.3に示す。なお、河川管理者によれば、裏のり尻付近の道路には地震後に変状が見られなかったとのことである。また、表のり尻から川側の Bg 層上面の形状は芦の繁茂が著しいこと等のため十分に確認できていないが、顕著な隆起等の変状は確認されていない。このことから、堤防の変状は堤体下部で生じていた可能性が高い。

旧版地形図によれば、本地点の背後地は昭和 10～20 年の間に干拓地として整備されており、この堤防は干拓堤防である。Ac 層は干拓前の自然地盤を形成していたと考えられる均質なシルトあるいは粘土であり、20m 以上の層厚を有する。Bsc および Bsnc は玉石混じりの砂あるいはシルトであり、土層構成から見ても噴砂の起源はこのいずれかであると考えられる。本地点では平常時より河川水位が表のり尻付近に位置し、地震後に部分開削を行ったところ、堤体下部に著しい水のしみ出しが見られた。また、川裏側の盛土下部に位置する Bsc の内部には均質な粘性土が存在する箇所もあり、堤体内水位の保持に寄与していた可能性が考えられる。

軟弱粘性土地盤上に築堤された堤防であり、築堤後の圧密沈下が堤体下部の飽和域の形成に影響した可能性も考えられるが、平常時の河川水位と開削時の水のしみ出し

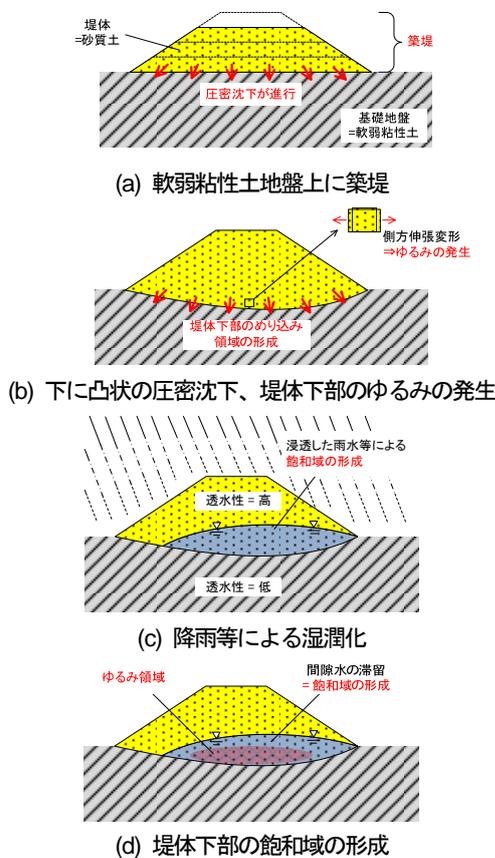


図-2.4 軟弱粘性土地盤の圧密沈下による飽和域の形成

しの状況に鑑みると、平常時より河川水位が高く、のり尻から堤体下部に水が浸入しやすい状況が、堤体下部の飽和域の形成に影響を及ぼした最も大きな要因であると考えられる。堤防の変状が全延長にわたって川表側に向かって生じていたという事実からは、表のり尻付近の堤体内水位が高かったことが推察される。

2.2.3 堤体下部の飽和域の形成パターン

以上より、東北地方太平洋沖地震に見られた事例を通じて、堤体の液状化による被害を生じさせた要因である堤体下部の飽和域形成パターンを類型化すると、次の 3 通りが考えられる。

①軟弱粘性土地盤の圧密沈下 (図-2.4)

軟弱粘性土地盤上に築堤すると圧密沈下が生じるが、断面方向の上載荷重の違いにより、堤体下部は下に凸の形状を呈する(a)。このとき、粘性土の上面付近では盛土による鉛直力とともにせん断応力を受けることで、粘性土と堤体下部が側方に伸張変形し、ゆるみ(密度、拘束

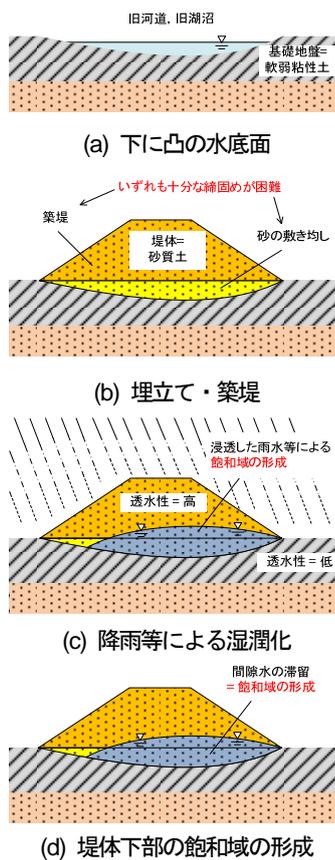


図-2.5 旧湖沼・旧河道の埋立てによる飽和域の形成

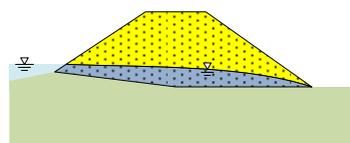


図-2.6 平常時の河川水位による飽和域の形成

圧の低下)を生じる場合がある(b)。堤体材料が砂質土である場合、降雨等による湿潤化(c)の後、堤体内に浸透した間隙水が下部に達しても粘性土である基礎地盤には浸透しにくいいため、下部に飽和域を形成しやすい堤防構造となる(d)。なお、圧密沈下に伴って生じる堤体下部のゆるみが、液状化に伴う地震時の堤防の変形量に大きな影響を与えるとの研究報告例<sup>6)</sup>もある。

#### ②旧湖沼・旧河道の埋立て (図-2.5)

旧湖沼・旧河道の水底の上面は下に凸の形状を成している(a)。これを埋め立てて築堤(b)することで、堤体下面が下に凸の形状となる。また、埋立て時の施工を効率よく行うために砂質土が好んで選定され、かつ、元の地盤の地下水位が高く軟弱であるほど、埋立て時に十分な締固めを行うことが難しいことが推察される。このような堤防が降雨等により湿潤化(c)した後、浸透水が排水されにくく(d)、下部に飽和域を形成しやすい堤防構造となる。埋立てによる土層が堤体の一部であるかどうかについては議論の余地もあるが、広義には、人工的に造成された盛土の液状化とみなすことができる。

#### ③平常時より河川水位が高いケース (図-2.6)

表のり尻が常に水浸するほどに平常時の河川水位が高い場合、堤体下部への河川水の浸透により飽和域が形成されやすい。特に、干拓堤防はこのような状況下に置かれている場合が多いと考えられる。上述した潤沼川の例では基礎地盤が粘性土であったが、表のり尻が常に水浸しているような堤防であれば、基礎地盤が必ずしも難透水性の土層から構成されていなくても、堤体下部に液状化を生じる可能性が考えられる。

### 2.3 堤体の液状化事例に関する定量的分析

#### 2.3.1 分析対象および分析方法

次に、東北地方太平洋沖地震における被災事例・無被災事例として、阿武隈川、鳴瀬川、吉田川、江合川、新江合川、利根川、江戸川、霞ヶ浦、久慈川、那珂川、潤沼川から計85断面を抽出し、被災程度と堤防諸元の関係について定量的な分析を行った。これらはいずれも地震前後の堤防形状が明らかであり、かつ、地震後に行われたボーリング・サウンディングにより堤体および基礎地盤の土質構造が明らかになっている地点である。

まず、各断面に対して、地震後の堤体および基礎地盤の変形・亀裂発生状況、噴砂の発生状況、土層構成、堤体内水位等の状況から総合的に判断し、①基礎地盤の液状化により被災したもの、②堤体の液状化により被災したもの、③堤体および基礎地盤の両者の液状化により被災したもの、④被災しなかったもの、のいずれかに分類

した。その上で、②に該当するケースのみについて、のり勾配、堤体土質、堤体内水位と被災程度の関係进行分析した。

②のみを分析対象としたのは、これまでに主眼が置かれてこなかった堤体の液状化が被災程度に及ぼす影響度合いを把握することを目的としたためである。③に該当するケースは、被災の程度に対する基礎地盤の液状化、堤体の液状化の寄与の程度が不明であり、これを分析対象に加えることで傾向が不明となる場合が存在したためである。

被災程度の定量化にあたっては、地震後における堤防機能の低下度合いを表す指標として沈下量  $S$  に着目しつつ、堤防の大きさも考慮し、沈下率  $SH$  を選定した。ここに、 $H$  は堤防高さである。沈下量  $S$  は地震前後における天端高の比高として定義し、地震後の天端高は、地震後の断面においても地震前の天端幅  $B$  を確保している高さとして定義した。堤防高さ  $H$  は両のり面におけるのり肩～のり尻の比高を平均することで算出した。

#### 2.3.2 のり勾配と沈下量の関係

堤体液状化による被災事例を対象に、のり勾配  $n$  と沈下率  $SH$  の関係を図-2.7 に示す。ここで、堤体・基礎地盤の両者の液状化が原因と考えられる事例はプロットしていない。のり勾配  $n$  は、変状が生じた方ののり面における平均のり勾配を抽出したものであり、平均のり勾配は当該のり面ののり肩とのり尻を結ぶ直線の勾配として求めている。また、両側ののり面に変状が見られる場合は、いずれか緩い方ののり勾配を抽出してプロットしている。

同図によれば、のり勾配が3割でも大きな沈下が生じた事例が存在するものの、4割であれば非常に小さな沈下率にとどまっていることが分かる。図-2.7の  $SH=3\sim 5$  の範囲に見られる  $SH$  の上限は、堤体下部に液状化が生じて、のり勾配が緩ければ変状が天端まで達しにくい傾向を示していると考えられる。

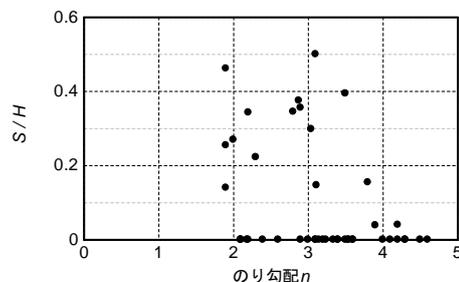


図-2.7 のり勾配  $n$  と沈下率  $SH$  の関係

### 2.3.3 堤体下部の飽和域の土質

今回の地震による堤体液状化事例では、変状を生じた堤体下部の飽和土にれき質土が含まれているケースが少なく、ほとんどは砂質土あるいは細粒土であった。そこで、堤体下部の飽和域で採取された標準貫入試験試料の物理試験により得られた細粒分含有率  $FC$ ・塑性指数  $IP$  を沈下率  $SH$  ごとにプロットしたものを図-2.8 に示す。細粒分含有率  $FC$  は細粒分 (0.074mm 以下) の量、塑性指数  $IP$  はその材料が有する粘性の程度 (細粒分の質) を概略表す指標と考えたものである。様々な築堤履歴を有する堤防は、一般にその土質構造が複雑であることから、被災地点における堤体下部の飽和域にも様々な土質が存在するが、ここでは、特に変状に関与したと考えられる部分における  $FC$ 、 $IP$  の値を示している。堤体下部のどの部分の変状に関与したかは、変形、亀裂、噴砂の発生状況等から総合的に判断し、変状に関与した可能性が考えられる箇所を多めに抽出してプロットしている。

点の多くは  $FC \leq 45\%$ 、 $IP = 0$  であり、非塑性の砂質土が変状に関与しているケースが多く、液状化が被災原因となっているという推察を支持する結果である。 $FC$  が 35%以下の範囲で大きな  $IP$  を有する土が存在するが、これは、液性・塑性限界試験が 0.425mm 以上の粒径を有する材料を除外して行うものであるため、 $FC$  が小さい土の  $IP$  は、必ずしもその土の粘性を表すわけではない点に注意を要する。

変状に関与した可能性が考えられる箇所の土質は  $FC \leq 35\%$ あるいは  $IP \leq 20$  の領域に分布しており、現在の液状化判定の対象とされている  $FC \leq 35\%$ あるいは  $IP \leq 15$  よりも少し広い範囲の土質が変状に関与した可能性を示す結果となっている。しかし、堤体下部の飽和域が必ずしも厚くないため、1 ボーリングあたり 1 深度程度の試料に対する試験結果であるケースが多い。このため、この数値が真に変状に関与した箇所の土質を十分に反映できていない可能性も考えられる。この点については、さらに詳細なデータの蓄積が必要である。

### 2.3.4 盛土下部の飽和層厚と沈下量の関係

盛土下部の飽和域の層厚  $H_{sat}$  と被災程度との関係を調べた結果を図-2.8 に示す。堤体内水位をボーリングにより把握するにあたり、盛土を構成する砂質土の下方に難透水層が存在する場合、盛土下部の宙水が飽和域を形成しているケースが考えられるため、掘進時に難透水層を突き破ることで宙水を逸失しないよう、調査は慎重に行われている。盛土下部の飽和層厚  $H_{sat}$  は断面内で飽

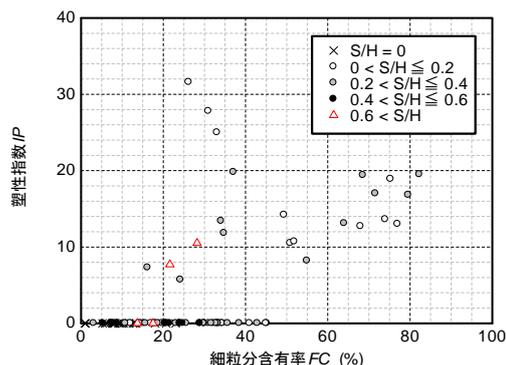


図-2.8 堤体下部の飽和域の細粒分含有率  $FC$ ・塑性指数  $IP$  と沈下率  $SH$  の関係

和した盛土の厚さが最大となる位置での値とした。

同図からは、盛土下部の飽和層厚  $H_{sat}$  が 1m、あるいは堤防高さとの比である  $H_{sat}/H$  が 0.24 を下回れば、天端の沈下が生じていないことが分かる。水平成層地盤を例に考えると、粘性土地盤の圧密問題と同様に、地震動により飽和砂質土の過剰間隙水圧が上昇した後に水圧の消散に要する時間は、飽和砂質土層厚の 2 乗に比例する。ここで検討対象としている盛土下部の液状化の問題は水平成層地盤ほど単純ではないかもしれないが、水圧の消散に対して飽和層厚が大きな影響を与えることを考慮すると、飽和層厚がある程度よりも小さくなると過剰間隙水圧が上昇した状態を保持することができず、堤防の変状がほとんど進行しなくなることが考えられ、 $H_{sat} = 1m$  あるいは  $H_{sat}/H = 0.24$  はその境界を表している可能性が考えられる。

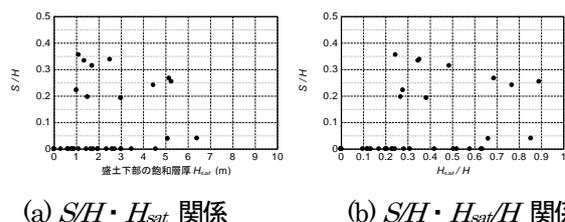


図-2.9 堤体下部の飽和層厚  $H_{sat}$  と被災程度との関係

## 2.4 まとめ

平成 23 年度は、堤体の液状化に対する堤防の危険箇所抽出手法の構築を目的として、東北地方太平洋沖地震における堤体の液状化事例の分析を行った。得られた知見は次のとおりであり、いずれも今後の耐震点検の確かつ効率的な実施に資する重要な基礎データであると考えられる。

- (1) 堤体下部に形成された飽和域が存在することが堤体の液状化を生じさせる素因であるが、その形成過程と

しては、①軟弱粘性土地盤の圧密沈下によるもの、②旧湖沼・旧河道の埋立てによるもの、③平常時の河川水位が高いことによるもの、の3つのパターンが見られた。

(2) 被災程度を沈下率  $SH$  ( $S$ : 沈下量、 $H$ : 堤防高さ) で定量化し、これと堤防諸元の関係性を分析した結果、①のり勾配が4割を超えると天端の沈下率  $SH$  ( $S$ : 沈下量、 $H$ : 堤防高さ) が急激に小さくなること、変状を生じた堤体下部の土質はれき分をほとんど含まない砂質土～細粒土が大半であり、その物理特性の範囲は細粒分含有率  $FC \leq 35\%$  または塑性指数  $IP \leq 20$  の範囲にあること、③堤体下部の飽和層厚  $H_{sat} < 1\text{m}$  または  $H_{sat}/H < 0.24$  の場合は堤体液状化による顕著な被害が生じていないことが明らかとなった。

なお、これらの分析を通じて、基礎地盤の液状化に加え、堤体の液状化を含めた耐震点検手法を提案した。その成果は、平成24年2月に国土交通省水管理・国土保全局治水課より通知された「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」<sup>7)</sup>および「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」<sup>9)</sup>の改訂にあたって反映されたところである。

### 3. 堤防の浸透安全性評価に関する検討

#### 3.1 検討概要

河川堤防の浸透に対する安全性照査では、河川堤防の構造検討の手引き<sup>10)</sup> (以下、「手引き」という) に従って、円弧すべり安定計算が実施されている。計算に使用する強度定数については、平成24年2月の手引きの部分見直しにより、砂質土・礫質土においても低い拘束応力範囲を配慮の上、粘着力を適切に評価することとなった。しかしながら、よく締まった砂質土の場合、圧密非排水三軸圧縮試験 (CUB 試験) を低拘束圧条件で実施したとしても、過度な体積膨張傾向が現れて結果としてせん断強度が大きく評価されることもある。そこで23年度は、①手引きの部分見直しで新たに示された三軸圧縮試験における拘束圧範囲の影響および砂質土のせん断強度の評価を検討するためのCUB試験、②CUB試験による密な砂質土堤防のせん断強度の評価について考察するため、高さ2.5mの堤防模型を用いた浸透破壊実験、を実施した。

#### 3.2 低拘束圧三軸圧縮試験

##### 3.2.1 試験条件

試料には、茨城県内で採取した細粒分含有率9.5%、自然含水比15%程度の山砂を使用した。試料の物理特性を

表-3.1に示す。供試体は、含水比を約18%に調整した試料を用いて、直径50mm、高さ100mm、締固め層厚20mmで5層に分けて突き固めて作製した。二重負圧法で供試体を飽和させた後、表-3.2に示す圧密応力で等方圧密し、 $D_c=85\%$ と $D_c=90\%$ はひずみ速度0.1%/min、 $D_c=95\%$ はひずみ速度0.2%/minで軸ひずみ15%まで圧密非排水三軸圧縮試験 (CUB 試験) を行った。

表-3.1 試料の物理特性

粒度構成	砂礫 (%)	1.3
	砂 (%)	89.2
	シルト (%)	7.0
	粘土 (%)	2.5
最大粒径 (mm)		4.75
50%粒径 $D_{50}$ (mm)		0.173
土の工学的分類		S-F
土粒子の密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )		2.689
最大乾燥密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )		1.685
最適含水比 (%)		18.6

表-3.2 圧密非排水三軸圧縮試験 (CUB) の条件

締固め度	圧密応力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
$D_c=85\%$	35, 50, 100, 150
$D_c=90\%$	5, 10, 20, 35, 50, 100, 150
$D_c=95\%$	10, 20, 35, 50, 100, 150

※背圧  $200\text{kN}/\text{m}^2$

##### 3.2.2 拘束圧の大きさの影響

軸差応力～軸ひずみ関係で、軸差応力がピークを示した時点のモール円を、締固め条件毎に図-3.1に示す。河川堤防の詳細点検においては、一定以上の精度の三軸圧縮試験を実施する観点から、圧密応力の最小値を  $50\text{kN}/\text{m}^2$  程度に設定することが多い。一方で、下流域の比較的規模が大きい堤防であっても高さ10m程度であり、円弧すべり安定計算で想定すべき拘束圧は  $50\text{kN}/\text{m}^2$  程度以下となる場合が多い。そこで、せん断強度に対する拘束圧の影響を調べるため、図-3.1のモール円について圧密応力  $50\text{kN}/\text{m}^2$  以上と以下に区別し、それぞれの破壊包絡線を描いて比較した。ここで、圧密応力  $50\text{kN}/\text{m}^2$  以上の結果を①通常拘束圧領域の全応力強度、圧密応力  $50\text{kN}/\text{m}^2$  以下の結果を②低拘束圧領域の全応力強度と表記する。図-3.1より、 $D_c=85\%$ の緩詰めのケースについては、①と②の破壊包絡線に大きな違いは見られない。一方、 $D_c=90\%$ および $95\%$ のケースは、低拘束圧領域で破壊包絡線が急勾配に、つまり内部摩擦角  $\phi$  が大きくかつ粘着力  $c$  が小さく評価されることがわかった。砂質土や礫質土について、通常拘束圧領域のせん断強度を外挿

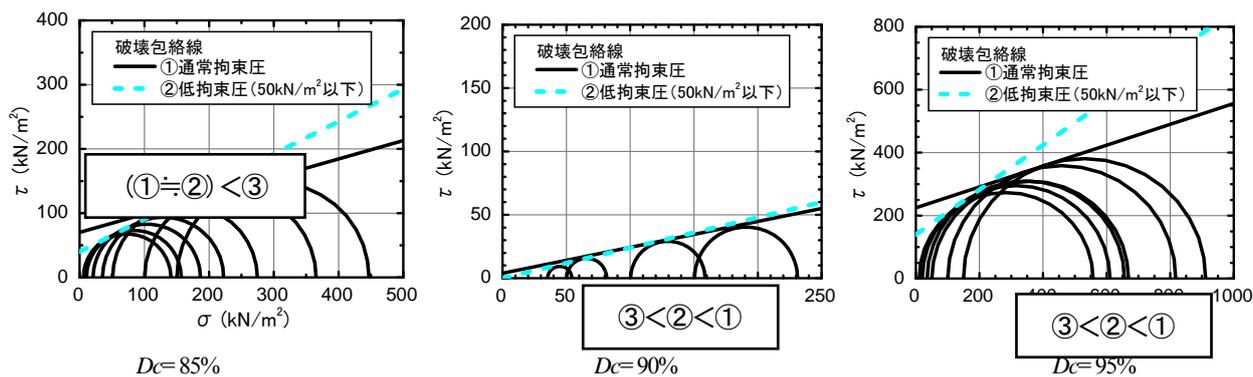


図-3.1 モール円の破壊包絡線に及ぼす拘束圧の影響

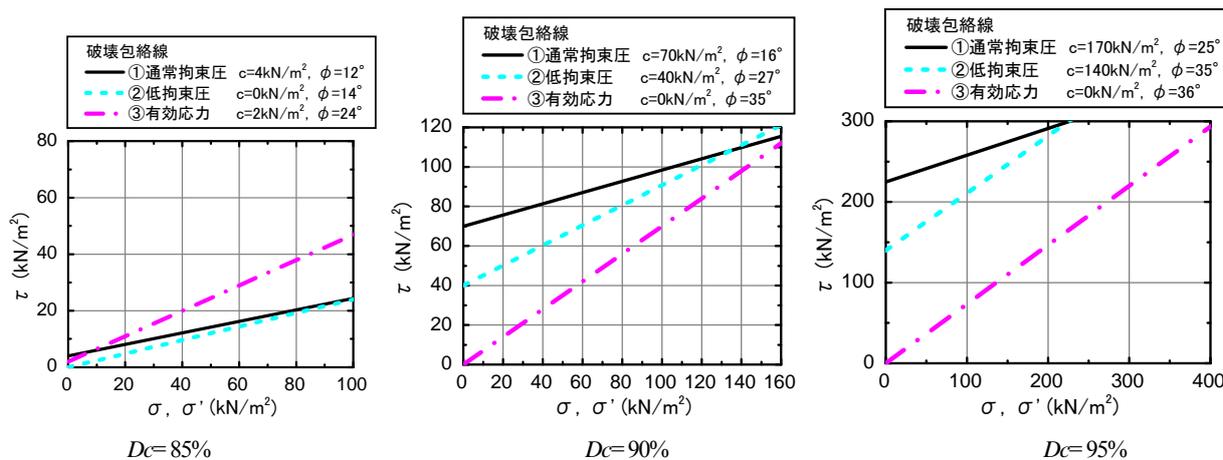


図-3.2 低拘束圧領域におけるせん断強度の比較

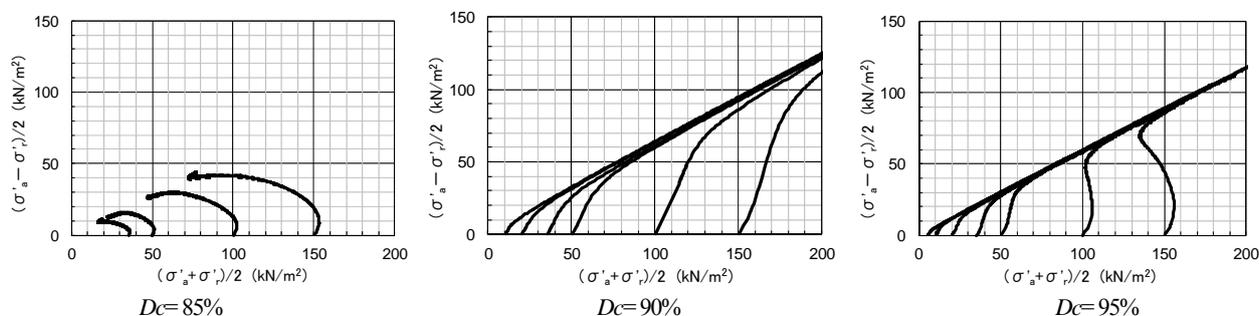


図-3.3 締固め度の違いによる有効応力経路の比較

して低拘束圧領域のせん断強度を評価すると、低拘束圧領域の強度を過大評価して好ましくないとされている。実際の堤防で想定される低拘束圧領域を考慮することで、より適切に砂質土のせん断強度を評価できる可能性が示された。

### 3.2.3 締固め度の違いがせん断強度に及ぼす影響

モール円の破壊包絡線について、①通常拘束圧（全応力）と②低拘束圧（全応力）に加えて、③全拘束圧領域の有効応力強度を比較したものを図-3.2に示す。図-3.3に示す有効応力経路をみると、 $D_c=85\%$ のケースは、緩い砂によく見られるせん断に伴う体積収縮傾向が生じ、

拘束圧によらずせん断によって間隙水圧が上昇して破壊線に接近している。 $D_c=90\%$ と  $95\%$ のケースは、せん断初期に間隙水圧が上昇するものの、その後間隙水圧は負に転じ、体積膨張の傾向がみられた。図-3.2で示した密度の違いによる破壊包絡線の差異は、せん断時の体積変化傾向と関連していると考えられる。堤防材料の三軸圧縮試験の際には、間隙水圧を計測し、有効応力経路を描くなどして、体積変化傾向を把握することが重要である。今回検討対象としたような砂質土で、よく締まった堤防の場合、CUB試験は非排水条件であるため負圧の発生によりモール円が大きくなるが、実際の河川堤防で部分的

表-3.3 試料の物理特性

粒度構成	砂礫 (%)	1.3
	砂 (%)	89.2
	シルト (%)	7.0
	粘土 (%)	2.5
最大粒径 (mm)		4.75
50%粒径 $D_{50}$ (mm)		0.173
土の工学的分類		S-F
土粒子の密度 ( $g/cm^3$ )		2.689
最大乾燥密度 ( $g/cm^3$ )		1.685
最適含水比 (%)		18.6

に排水条件の場合には、非排水のせん断強度を用いると過大評価となる懸念がある。密な堤防の強度の評価については、模型実験等と比較して検証する必要がある<sup>2)</sup>。

### 3.3 砂質土堤防の浸透安全性に関する大型模型実験

#### 3.3.1 実験概要

模型材料の物理特性を表-3.3に示す。模型材料には、茨城県内で採取した細粒分含有率9.5%、自然含水比15%程度の山砂を使用した。堤防模型の断面形状を図-3.4に示す。堤体部分は、天端と裏のり面をモデル化した。模型作製時の含水比は平均15.9%で、密度が締固め度 $D_c=95\%$ (透水係数 $4.6E-6cm/s$ )となるように仕上がり層厚0.15mで密度管理をしながら作製した。のり面勾配を1:2から1:1.5に変更する際は、図-3.4の破線の位置までのり面を掘削した。掘削後、降雨によるガリ侵食防止の目的で、ポリエステル製の短繊維(長さ60mm、太さ $39\mu m$ )を乾燥重量比約0.1%混合した短繊維混合補強土<sup>1)</sup>を厚さ50mm程度のり面表層に敷設し、成形した。また、模型内には、堤体内水位を測定するためのマンメータおよび間隙水圧計を埋設するとともに、定点観察用のカメラを設置した。

実験ケースは、表-3.4に示すとおりのにり面勾配と外力の条件を変えた3ケースとした。外水位を70~90分かけて表-3.4に示す高さまで上昇させ、一定水位を保持した状態で観察・計測を行った。Case2-1は、Case1終了後2週間排水させてから実施した。Case2-2では、Case2-1の終了後外水位を維持した状態で時間雨量15mmの降雨を与えた。

#### 3.3.2 模型の変状状況

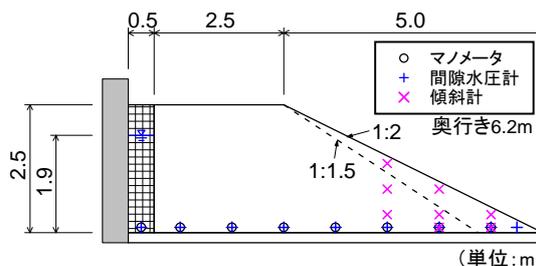


図-3.4 堤防模型の断面形状

表-3.4 実験条件

	のり面勾配	平均動水勾配	降雨
Case1	1:2	0.25	—
Case2-1	1:1.5	0.3	—
Case2-2	1:1.5	0.3	15mm/h

各ケースの実験最終段階における変状状況を図-3.5に、断面形状を図-3.6にそれぞれ示す。Case1では、実験開始66時間後に、模型中央ののり尻部で幅0.4m、長さ1mの範囲に変状が発生した。浸潤線がのり尻に到達し、のり尻付近の有効応力が低下した結果、内部侵食が生じたと考えられる。変状はのり面上方に徐々に進行したものの、実験を終了した168時間後でも図-3.5に示すとおり



図-3.5 実験最終段階の変状状況(正面写真)

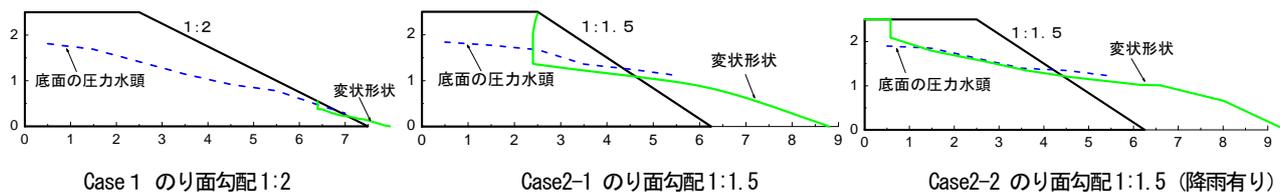


図-3.6 実験最終段階の模型断面形状

変状は部分的な発生に留まった。これは、締固め度 85% および 90% の場合<sup>12)</sup>と比較して変状速度・範囲が小さい結果であり、密な堤防ほど変状が生じにくく、耐久性が高いことが示された。Case2-1 では、実験開始 7.5 時間後に、模型全体においてのり尻から幅 0.6m の位置にクラックが現れた。クラックよりのり尻側の土塊は、のり尻方向へ押し出されるように徐々に滑動し、滑った土塊の上部には勾配の急な滑落面が現れた。滑落面の小規模な倒壊と崩落土塊の滑動が繰り返されることにより、実験を終了した 96 時間後には変形はのり尻付近にまで達した。密な堤防であっても、のり面が急で動水勾配が大きような場合には、進行性の崩壊が生じる可能性があることがわかった。Case2-2 では、Case2-1 で変形した状態からさらに降雨外力を与えたところ、外水位より上位の天端付近においても小規模な倒壊が繰り返し発生した。実験を終了した 24 時間後には、天端の一部を残して模型全体が崩壊した状態となった。降雨により、サクシオンが失われると天端付近まで崩壊し、危険性が増すことが示された。

### 3.3.3 密な砂質土堤防のせん断強度の評価

模型実験で観察されたような内部侵食に起因する進行性の破壊について、手引きで示されている円弧すべり安全率を指標に、せん断強度との関連を検討した。円弧すべり安定計算は、CUB 試験結果<sup>2)</sup>と実験最終段階の堤体内水位を用いて行った。まず、せん断強度として軸ひずみ 15% 時点の通常拘束圧領域の非排水強度、低拘束圧領域の非排水強度、CD 試験の代替として  $c'$ 、 $\phi'$  から求めた排水強度の 3 種類を設定した。計算結果を表-3.5 に示す。非排水強度では、低拘束圧領域を考慮した場合でも、安全率が大きい結果となった。これは、CUB 試験で大きな負圧が生じ、せん断強度が大きく評価されたことが要因と考えられる。一方、排水強度を用いた場合、粘着力が評価されず安全側に評価された。つぎに、主応力比最大時点でのせん断強度の設定を試みた。主応力比最大時の軸ひずみは、0.2~0.7% 程度であった。排水強度については、軸ひずみ 15% 時点と同じであったため、記載を省く。計算結果を表-3.6 に示す。主応力比最大時かつ低拘束圧領域の土質強度を使用することにより、Case2-1 以降の安全率は 2 以下となった。密な砂質土堤防の浸透安全性評価においては、模型実験でみられたような進行性の破壊を見逃さないように土質強度を設定することが重要となる。密な砂質土堤防の進行性破壊を円弧すべり安全率で評価するには、せん断強度が相対的に低めとなる排水強度を選択できる可能性が示された。

表-3.5 すべり安全率  $F_s$  の比較 (軸ひずみ 15% での強度)

	非排水強度		排水強度
	通常拘束圧領域 <sup>※1</sup>	低拘束圧領域 <sup>※2</sup>	(CD 試験の代替として $c'$ 、 $\phi'$ より設定)
粘着力 $c$	170 kN/m <sup>2</sup>	140 kN/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup> <sup>※3</sup>
内部摩擦角 $\phi$	25°	35°	36°
$F_s$	Case1	30.87	1.452
	Case2-1	26.37	0.984
	Case2-2	26.30	0.978

※1 圧密応力 50, 100, 150kN/m<sup>2</sup> ※2 圧密応力 50kN/m<sup>2</sup> 以下  
 ※3 計算時には、表層すべりを避けるため 1kN/m<sup>2</sup> を入力

表-3.6 すべり安全率  $F_s$  の比較 (主応力比最大時の非排水強度)

	通常拘束圧領域 <sup>※1</sup>	低拘束圧領域 <sup>※2</sup>
	粘着力 $c$	40 kN/m <sup>2</sup>
内部摩擦角 $\phi$	30°	42°
$F_s$	Case1	8.448
	Case2-1	7.128
	Case2-2	7.102

※1, ※2 表-3のとおり

## 3.4 まとめ

砂質土堤防の円弧すべり安定計算に使用するせん断強度を検討するため、低拘束圧の CUB 試験および堤防模型を用いた浸透破壊実験を行った。その結果、CUB 試験より、実際の堤防で想定される低拘束圧領域を考慮することで、より適切にせん断強度を評価できる可能性が示された。また、せん断時の体積変化傾向によっては、密な堤防の非排水強度が大きくなるため、間隙水圧を適切に計測し、体積変化傾向を把握した上でせん断強度を設定することが必要であることがわかった。密な砂質土堤防を対象とした浸透破壊実験では、のり面が急な条件の場合、内部侵食に起因する進行性の破壊が観察された。密な砂質土堤防の進行性破壊を、円弧すべり安全率を指標として捉えるためには、低拘束圧領域を含めた CUB 試験で非排水強度と排水強度の両方を算出・比較し、せん断強度を適切に設定することが重要と考えられる。

## 4. まとめ

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、従来個別に検討してきたものを一連のシステムとして捉え、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 23 年度は、2011 年東北地方太平洋沖地震において見られた堤体液状化についての被災事例分析、および浸透安全性評価に影響を及ぼす土質定数設定の基礎的検討を実施した。そ

の結果、つぎのことが明らかになった。

- ・堤体下部に形成された飽和域が存在することが堤体の液状化を生じさせる素因であるが、その形成過程としては、①軟弱粘性土地盤の圧密沈下によるもの、②旧湖沼・旧河道の埋立てによるもの、③平常時の河川水位が高いことによるもの、の3つのパターンが見られた。
- ・被災程度を沈下率 $SH$  ( $S$ : 沈下量、 $H$ : 堤防高さ) で定量化し、これと堤防諸元の関係を分析した結果、①のり勾配が4割を超えると天端の沈下率 $SH$  ( $S$ : 沈下量、 $H$ : 堤防高さ) が急激に小さくなること、変状を生じた堤体下部の土質はれき分をほとんど含まない砂質土～細粒土が大半であり、その物理特性の範囲は細粒分含有率 $FC \leq 35\%$ または塑性指数 $IP \leq 20$ の範囲にあること、③堤体下部の飽和層厚 $H_{sat} < 1\text{m}$ かつ $H_{sat}/H < 0.24$ の場合は堤体液状化による顕著な被害が生じていないことが明らかとなった。
- ・2011年東北地方太平洋沖地震の被災事例調査の成果は、平成24年2月に国土交通省水管理・国土保全局治水課より通知された「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」<sup>78)</sup>および「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」<sup>9)</sup>の改訂にあたって反映された。
- ・砂質土堤防の円弧すべり安定計算に使用するせん断強度を検討するため、低拘束圧のCUB試験および堤防模型を用いた浸透破壊実験を行った結果、CUB試験より、実際の堤防で想定される低拘束圧領域を考慮することで、より適切にせん断強度を評価できる可能性が示された。

#### 参考文献

- 1) 北海道開発局帯広開発建設部：平成5年(1993)釧路沖地震 十勝川築堤災害復旧工事誌「大地が震え堤防がなくなった日」, 1994.12.
- 2) (財)北海道河川防災研究センター：平成15年十勝沖地震河川災害調査検討会報告書, 2004.3.
- 3) 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 II. 堤防編, 2007.3.
- 4) 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.
- 5) 国土交通省東北地方整備局, 北上川等堤防復旧技術検討会：北上川等堤防復旧技術検討会 報告書, 2011.12.
- 6) 玉邑修二, 岡村未対：内部応力分布の変化が地震時の盛土の安定性に与える影響, 第45回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1463-1464, 2010.8.
- 7) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説, I. 共通編, 2012.2.
- 8) 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, II. 堤防編, 2012.2.
- 9) 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, 2012.2.
- 10) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き, <http://www.jice.or.jp/>, 2012.2.
- 11) 建設省土木研究所：混合補強土の技術開発に関する共同研究報告書—短繊維混合補強土工法利用技術マニュアル—, 共同研究報告書第168号, 1997.3.
- 12) 齋藤、森、佐々木：砂質土堤防の浸透による破壊形態と土質定数に関する大型模型実験、河川技術論文集、第17巻、pp.281-286、2011.7.

## STUDY ON LEVEE SYSTEM EVALUATION OF SEEPAGE AND SEISMIC FAILURE ①

**Budged** : 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

**Abstract** : In the fiscal 2011, case study of seismic levee failures occurred in the 2011 Great East Japan Earthquake was performed. As the result, it is cleared that no major damage due to liquefaction inside embankment was observed where the thickness of saturated sand layer at the bottom of levee was less than 1m or thickness ratio was less than 0.24. In addition, some determination methods of strength parameters used for safety evaluation of throughseepage were compared. As the result, the way considering small confining pressure estimated at the depth of sliding surface should be better.

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