

### 3.7 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平 18～平 21

担当チーム：材料地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：杉田秀樹、谷本俊輔、中島進

#### 【要旨】

本研究は、河川構造物の耐震補強技術、特に、強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発を目的として実施するものである。平成 20 年度は、土堤の変形解析法に耐震対策工法の効果を導入するための検討を行った。また、平成 19 年度に収集した樋門の被害事例を用いて事例解析を行う事で、樋門の耐震性能照査法の妥当性を検証すると共に、解析方法を計算例として簡便に取りまとめた。また、コンクリート擁壁式及び矢板式特殊堤の被害事例を収集すると共に、照査法の整理を行って、矢板式特殊堤についてはその妥当性を被害事例解析によって検証した。平成 21 年度は対策工の内的安定に関する検討を行い、前年度までの成果と併せて土堤の耐震対策を効率的に推進するための対策工設計マニュアルを作成するとともに、樋門・特殊堤の耐震補強法を提案するための解析を行う予定である。

キーワード：河川構造物、土堤、特殊堤、樋門、耐震対策、変形解析

#### 1. はじめに

平成 18 年度末に通達された河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説<sup>1)</sup>（以下、指針という）に基づき、平成 19 年度よりいわゆるレベル 2 地震動を考慮した河川構造物の耐震設計並びに既存構造物の耐震点検・補強が順次進められるところであるが、河川構造物は多種多様であり、耐震補強法やその設計法等が確立されていないものもある。本研究は、そのような河川構造物の耐震補強技術、特に、強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発を目的として実施するものである。

平成 20 年度は、堤防及び樋門を対象とした検討を行った。堤防に関しては、土堤を対象とした耐震対策の設計に当って必要な対策工の効果を考慮した堤防の変形解析法に関する検討を行い、過去に実施した模型実験の結果を比較的良好に再現できる解析法を構築した。また、特殊堤に関しても矢板式及びコンクリート擁壁式特殊堤の被災事例の収集・被害事例解析を実施する事で、平成 21 年度に特殊堤の効果的な耐震対策工法に関する検討を行う為の基礎情報を収集した。

樋門に関しては、平成 19 年度に収集した被害事例及び詳細な調査結果に基づいた被害事例解析を実施した。その結果、地盤変形解析と応答変位法による解析で実際の樋門に生じた被害を良好に再現できる事を示した。この

結果に基づいて、平成 21 年度には地盤定数などを変化させたパラメータスタディを実施する事で、樋門の被害を低減するために必要な要因を抽出し、効果的な耐震対策工法を提案する為の検討を行う予定である。

以下では本年度の研究成果について、個別にその概要を説明する。

#### 2. 対策工の効果を考慮した堤防の変形解析

##### 2.1 はじめに

河川堤防には、二次災害防止の観点から、大地震後においても河川水の越流を防止する機能が要求される。したがって、河川堤防の耐震性能の評価においては、大地震時に想定する河川水位と地震による沈下後の堤防天端高さに主眼が置かれ、これらの相対関係から耐震性の有無が判断される。耐震対策を行った場合でもこれは同様であり、対策工の抵抗メカニズムを適切に評価し、変形解析法にその効果を導入して堤防の沈下量を評価する事が必須となる。

河川堤防の地震による被害は、基礎地盤の液状化による事例が殆どであるため、堤体直下の基礎地盤を改良する工法が最も効果的である。しかし、施工の確実性や、堤体内部に異物を混在させることで浸透に対する弱部を生じさせないことへの配慮から、対策工はのり尻部に施工され、基礎地盤の側方変形を抑制することで堤防の沈

下を抑制するように設計がなされるのが一般的である。それに対して、斜めボーリングなどにより堤体を通さずに直下地盤を改良する技術も開発されており、直下改良工法の設計・施工法を堤防の耐浸透性に関する検討と共に整備する事も、将来的に必要なようになってくると考えられる。

前述の通り、現状の堤防耐震対策は堤防直下地盤の側方変形を抑制するために、のり尻部に対策工を施工する事例が殆どであり、図-2.1 に模式的に示すように固結工法、締固め工法、鋼材打設工法などが一般的である。今後、大地震に対する堤防の耐震対策を進めていくためには、対策工の変形特性を適切に考慮しつつ、

堤防の地震時残留沈下量を評価する手法の確立が不可欠である。それに加え、所定の対策効果を発揮させるために、外力に対する対策工自体の健全性(内的安定)についても検討する必要がある。

以上の背景のもとで、平成20年度は対策工の効果を考慮した堤防の変形解析法を検討するとともに、過去に実施した遠心模型実験に提案手法を適用することによって、その妥当性を検証した。

## 2.2 変形解析法

堤防の沈下量を評価するための変形解析法は安田ら<sup>2)</sup>による液状化に伴う地盤の剛性低下を考慮した静的な自重変形解析法(Analysis of Liquefaction Induced Deformations、以下、ALID と略す)を用いた。図-2.2 にALIDにおける液状化地盤のせん断応力とせん断ひずみの関係を模式的に示す。液状化に伴う地盤剛性の低下と、せん断剛性の回復過程を単純なバイリニアモデルで再現している点が特徴的である。液状化判定<sup>3)</sup>の結果、液状化が生じると判定された土層の剛性を繰返し三軸強度比 $R_L$ 、液状化に対する抵抗率 $F_L$ に応じて図-2.3に示した豊田ら<sup>4)</sup>の剛性低下チャートに基づいて低下させ、有限要素法による静的な自重変形解析を行って、堤防の沈下量を評価する。これに別途算定する過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量<sup>5)</sup>を加えることで、地震後の堤防残存高さを評価できる。

のり尻に固結工法、締固め工法、鋼材打設工法を適用した堤防に関して、過去に実施した遠心模型実験の条件を表-2.1にまとめる。表中には対策効果を評価するための比較対象として、無対策の堤防に関する実験の条件も併せて示した。以下では工法別に対策効果のモデル化と、実験結果との比較についてまとめる。

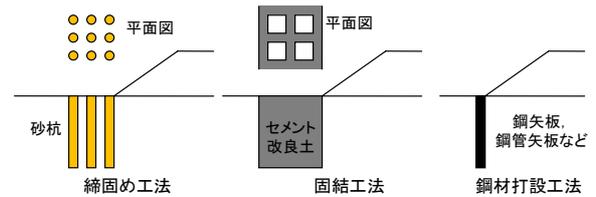


図-2.1 堤防の法尻対策工法の模式図

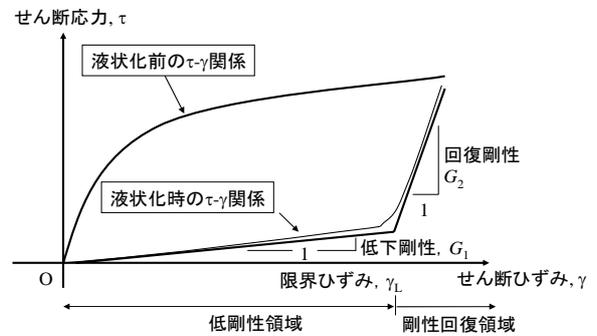


図-2.2 ALIDにおけるせん断応力とせん断ひずみの関係の模式図

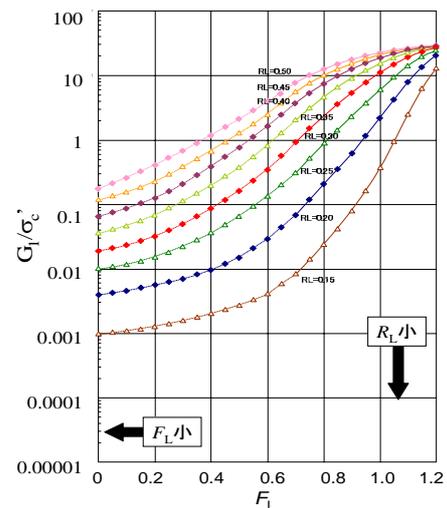


図-2.3 液状化による低下剛性と $F_L$ 、 $R_L$ の関係

## 2.3 固結工法

### (1) 遠心模型実験

図-2.4に固結改良を実施した堤防に関する遠心模型実験の概要を示す。表-2.1にまとめたように、H14年度のケースでは重量調整したステンレス製の剛な箱を、H18年度のケースでは格子状のセメント改良砂を改良体模型として使用し、堤体及び表層非液状化層、液状化層は締固め度85%程度の江戸崎砂で、支持層は締固め度100%程度の7号珪砂を用いて作製した。模型実験における堤防の高さ、表層非液状化層、液状化層厚はそれぞれ100、40、120mmで、これらの値は各実験で共通である。遠心

表-2.1 解析対象とした模型実験の条件

ケース名	対策工	加振条件	対策条件
H14-1	固化改良(ステンレス模型)	正弦波	幅:200 mm、根入れ深さ:0 mm
H14-2	固化改良(ステンレス模型)	正弦波	幅:200 mm、根入れ深さ:20 mm
H14-3	締固め	正弦波	幅:120 mm
H14-4	締固め	正弦波	幅:160 mm
H14-5	無対策	正弦波	
H14-6	矢板	正弦波	土槽底面に固定(液状化層厚 120 mm)
H14-7	矢板	正弦波	土槽底面に固定(液状化層厚 80 mm)
H18-1	無対策	不規則波	
H18-2	固化改良(セメント改良砂)	不規則波	幅:160mm(格子状改良)、根入れ深さ:60mm

加速度は 50G で実施したため、実寸が 5m 程度の堤防を対象とした模型実験である。H14 の各ケースでは正弦波を、H18 の各ケースでは不規則波を用いて、それぞれ加振を行った。また、H14 のケースでは、改良体の支持層への根入れの影響を評価するため、支持層に根入れされた固化改良体に関する実験も行った。

堤防天端の残留沈下量に着目して、表-2.2 に実験の結果をまとめる。入力波の最大加速度は不規則波(実物換算約 700gal)の方が正弦波(実物換算約 600gal)よりも大きい。また、今回の実験条件では改良体の根入れによる対策効果は小さかった。これらの対策効果を変形解析法に導入する為には、固化体及び固化体と周辺地盤との境界部を適切にモデル化する必要がある。

(2) 改良体および模型地盤のモデル化

本年度の解析では、H18 のケースにおける格子内部の未改良砂も含めて、改良領域は液状化しない弾性体としてモデル化し、改良体と周辺地盤との境界面にはジョイント要素を配した。図-2.5 に模式的に示すように、開閉方向については引張り応力が作用する場合にジョイントの剥離を考慮し、せん断方向については、地盤のせん断強度よりも大きなせん断力が作用した場合にすべりが生じるものとした。ここで、液状化層及び支持層の内部摩擦角は非排水三軸圧縮試験の結果よりそれぞれ 33.9 及び 44.3 度に設定した。

支持地盤の塑性化が対策工の挙動に及ぼす影響を適切に評価するために、支持地盤は MC/DP モデルにより弾完全塑性体としてモデル化した。支持層の降伏曲面は上記要素試験の結果より、 $\phi=44.3$  度、 $c=10.5kPa$  として求め、ダイラタンシー角  $\psi$  は 19.3 度 ( $\psi=\phi-25$ ) とした。

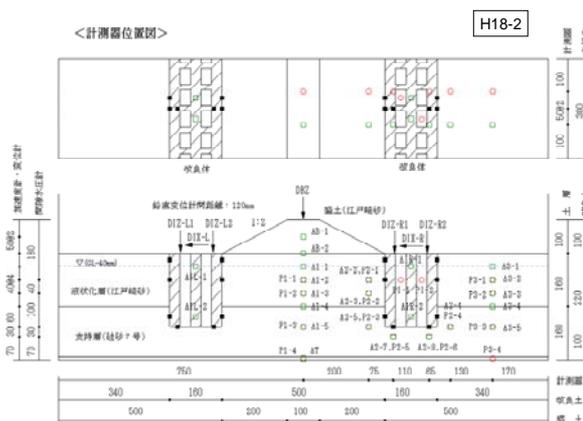


図-2.4 固化体模式図 (単位: mm)

表-2.2 実験結果のまとめ (固化改良工法)

ケース名	対策工	加振条件	沈下量 (cm)	無対策比 (%)	対策条件
H14-1	固化改良(ステンレス模型)	正弦波	106	66	幅:200 mm、根入れ深さ:0 mm
H14-2	固化改良(ステンレス模型)	正弦波	113	71	幅:200 mm、根入れ深さ:20 mm
H14-5	無対策	正弦波	160		
H18-1	無対策	不規則波	58		
H18-2	固化改良(セメント改良砂)	不規則波	37	64	幅:160mm(格子状改良) 根入れ深さ:60mm

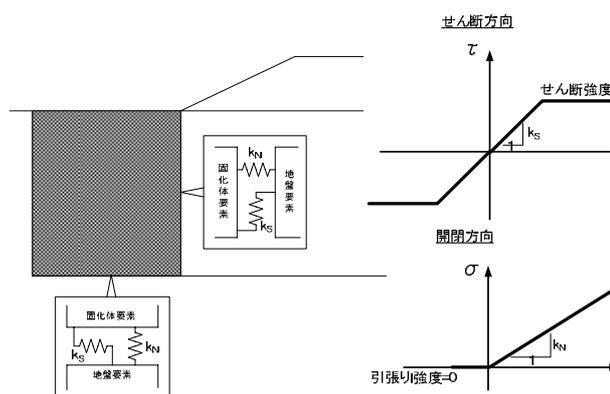


図-2.5 固化体と周辺地盤とのジョイント要素の模式図

なお、本解析では対策工のモデル化手法の妥当性を検証するために、無対策の H14-5、H18-2 の両ケースで変形解析の結果が実験結果と良好に整合する事を前提とし

た検証解析を行った。そのため、液状化層の $R_L$ については、無対策ケースの実験結果を良好に再現できるように、試行錯誤によって H14-5、H18-2 ケースでそれぞれ  $R_L=0.24$ 、 $0.30$  に設定した。また、液状化時の非液状化層の剛性は、堤体も含めた非液状化層が引張り応力を負担する事がないような値をイタレーションによって設定した。

(3) 解析結果

図-2.6 に表-2.2 に示した各実験に関する計算値と実測値との比較を示す。無対策のケースは $R_L$ の値をイタレーションにより設定した事で、実測値と計算値が比較的良好に一致している。一方で、固化改良のケースでは計算値は実測値を大幅に過少評価する傾向にあり、特に正弦波加振を加えた H14-1 のケースにおいて、その傾向が特に顕著だった。

図-2.7 に H14-1 実験における改良体の水平変位の時刻歴を示す。改良体の水平変位は繰り返し载荷に伴って徐々に累積している。これに対して、ALID では液状化に伴う沈下量を静的な自重変形解析によって評価している。このため、図-2.7 に示した繰り返し载荷に伴う固化体天端の水平変位の累積と、それに伴う沈下量の増大を適切に再現できないので、図-2.6 に示したように沈下量を過少に評価したものと考えられる。こうした繰り返しに伴う固化体変位の累積は、特に繰り返し回数の多い正弦波加振の H14-1 で顕著であるため、繰り返し回数の少ない不規則波载荷を行った H18-2 よりも H14-1 の解析結果が沈下量を過少に評価する傾向が強かったものと考えられる。

2. 4 鋼材打設工法

(1) 遠心模型実験

図-2.8 に堤体ののり尻に矢板を打設して耐震対策を図る工法に関する遠心模型実験の概要を示す。矢板模型は厚さ 0.5mm の亜鉛製の板を波型に加工したものであり、模型地盤の物性値は固化改良に関する実験と同様とし、液状化層厚を 80mm、120mm の2通りに変えた実験を実施した。いずれのケースにおいても、矢板模型の端部は土層底面に剛結した条件とした。

表-2.3 に実験の結果をまとめた。固化体の場合と比較すると堤防沈下量の低減効果は小さく、特に液状化層厚が 120mm の H14-6 の場合には、殆ど沈下量を低減する事ができなかった。これは、矢板は他の工法に比べて弾性変形量が大きいいため、液状化に伴う基礎地盤の

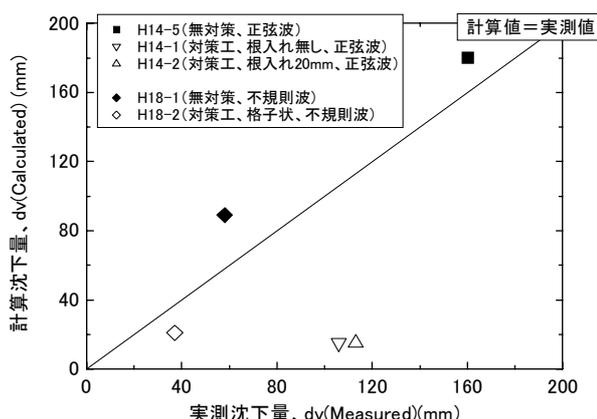


図-2.6 解析結果と実験結果の比較 (固化体)

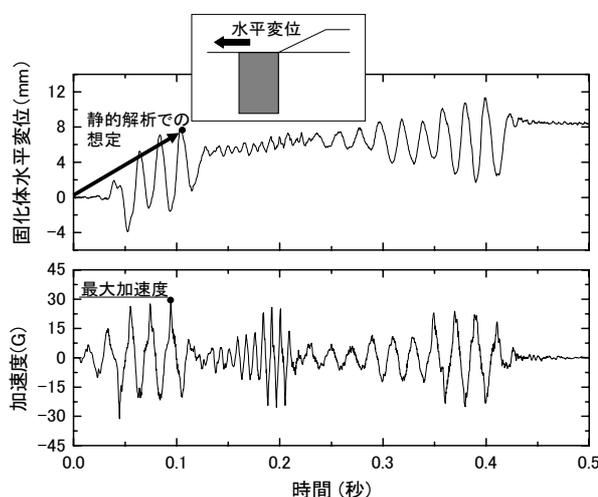


図-2.7 遠心実験における改良体の水平変位の時刻歴

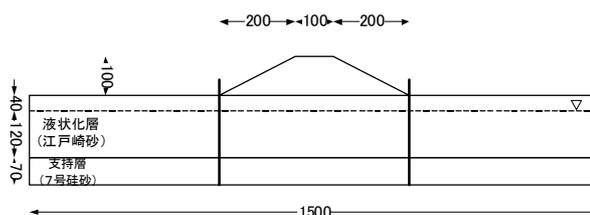


図-2.8 矢板実験模型概要(単位: mm)

表-2.3 実験結果のまとめ (矢板工法)

ケース名	対策工	加振条件	沈下量 (cm)	無対策比 (%)	対策条件
H14-5	無対策	正弦波	160		液状化層120mm
H14-6	矢板	正弦波	171	107	土槽底面に固定 (液状化層厚 120 mm)
H14-7	矢板	正弦波	132	83	土槽底面に固定 (液状化層厚 80 mm)
H18-1	無対策	不規則波	58		

側方変形が十分に抑制されなかったことによるものと考えられる。一方で液状化層厚を 80mm に減らした H14-7 では、無対策の場合と比較して、堤体の沈下量が 18%程

度低減される結果となった。

矢板対策のモデル化においては、固化体と同様に周辺地盤との境界部をモデル化することに加え、対策効果を過剰に評価しないように、適切に曲げ剛性を設定する必要がある。

### (2) 矢板補強効果のモデル化

ALID による変形解析に矢板の対策効果を導入するために、図-2.9 に模式的に示すように、矢板は線形はり要素とし、周辺地盤要素との境界部にはジョイント要素を配した。ジョイントの設定は、固化改良体と同様に境界部直角方向には引張り力の作用によって、せん断方向に対しては、周面地盤のせん断強度よりも大きなせん断力の作用によってジョイントに剥離が生じるものとした。矢板のはり要素としてのモデル化は、矢板模型である垂鉛のヤング率と遠心模型実験の相似則を考慮して、ヤング率  $E=1.084 \times 10^8$  kPa、密度  $7.13\text{g/cm}^3$ 、ポアソン比  $\nu=0.249$  とした。その他の液状化層、非液状化層や堤体のパラメータ設定は固化改良のケースと同様とした。

### (3) 解析結果

図-2.10 に解析結果と実測値との比較を示す。図に示すように、実測値と解析結果との差は25%程度で、解析によって実験結果を比較的良好に再現する事ができた。ただし、液状化層厚が160mmのH14-6では、実験では無対策の場合よりも沈下量が大きかったのに対して、解析上は沈下量が若干低減される結果となった。

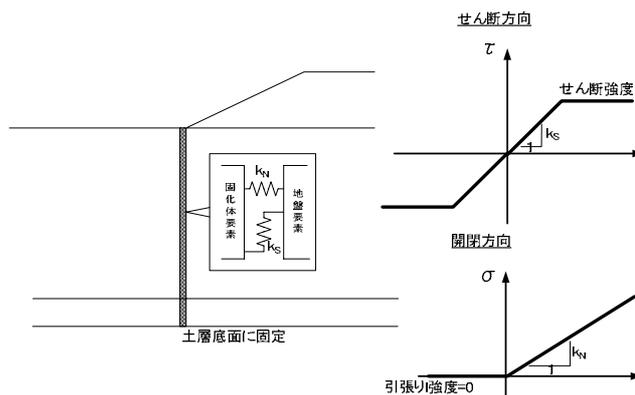


図-2.9 矢板と周辺地盤とのジョイント要素の模式図

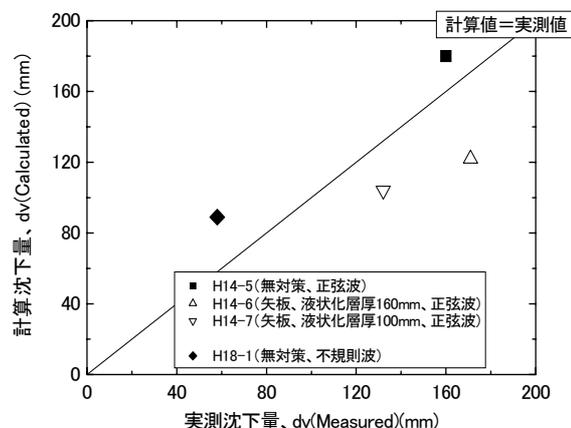


図-2.10 解析結果と実験結果との比較 (矢板)

## 2. 5 締固め

### (1) 遠心模型実験

図-2.11 に堤体のり尻部に締固め領域を造成する事による耐震対策に関する模型実験の概要を示す。堤体のり尻部は周辺の液状化層と同じ江戸崎砂を締固め度100%程度まで締固めて作製した。実験は締固め領域の幅を120、180mmの二通りに変えて実施した。

表-2.4 に実験結果をまとめた。締固め対策によって、無対策の場合と比較して堤体天端の沈下量は最大で60%程度にまで低減されている。しかし、締固め領域の幅が120mmから160mmに変わっても、対策効果に顕著な違いは無かった。

### (2) 締固め領域のモデル化

締固めによる対策工は、無対策であれば液状化する領

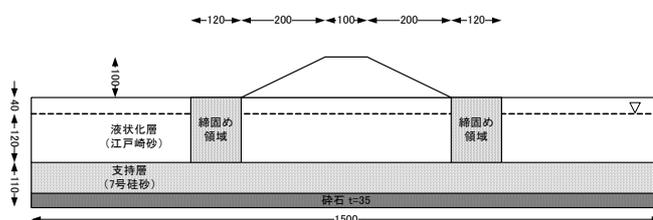


図-2.11 締固め実験模型概要 (H14-3、単位: mm)

域を締固めることによって、その領域における液状化を抑制すると共に、基礎地盤の側方変形を締固め領域によって抑制する事で、堤防の沈下量の低減を図る工法である。このため、締固め領域の液状化強度と剛性の増大を適切に評価する必要がある。実際の対策は、図-2.1 に模式的に示すように、液状化領域に砂杭を造成することにより周辺地盤の密度を増大させる形式が多いため、改良部の  $R_L$  を適切に評価する手法を構築する必要がある。

締固め領域の  $R_L$  は液状化試験の結果より0.42に設定した。また、締固め領域の初期剛性は周辺地盤の液状化地盤と同様の値に設定した。なお、固化改良や矢板補強

による対策と異なり、締固め領域と周辺の液状化地盤との間にジョイント要素は設けず、液状化地盤中に密度の高い領域があるという想定で解析を行った。

(3) 解析結果

図-2.12 に解析結果と実測値との比較を示す。解析結果と実測値との差は15%程度で、実験結果と解析結果は良好に一致した。また、幅120mmのH14-3と160mmのH14-4との間で顕著な対策効果の差異は見られず、のり尻部対策による改良幅の増大のみでは対策効果に限界がある事を示唆する挙動も解析によって再現する事が出来た。

2.6 まとめ

平成20年度には、耐震対策工の効果を堤防の変形解析手法に導入するため、過去に実施した遠心模型実験結果による対策メカニズムの検証に基づいた対策工のモデル化と検証解析を行った。その結果、矢板対策と締固め対策に関する実験結果は、本研究の変形解析で比較的良好に再現できた。これらの知見を踏まえて、次年度は実際に対策が必要な堤防に関する試設計を行い、設計例を作成すると共に、堤防の耐震対策マニュアルを取りまとめる。

ただし、固化改良工法に関しては、対策効果を過大に評価して、堤体の沈下量が実験結果と比較して著しく過少評価された。これは、固化体が繰返し载荷によって徐々に変位し、それに伴って堤防の沈下も累積していく傾向を静的解析で適切に再現できなかったためであると考えられる。固化体のようなブロックに生じる累積変位量はブロックへの作用力と抵抗力、あるいは作用力の繰返し回数に依存するため、静的解析で再現することは本質的に難しく、対処法としては、動的解析によって評価するか、あるいは顕著な繰返し累積変位が生じないように、滑動・転倒・支持に対する固化体の安定性をある一定以上与えておくことが考えられる。そこで、平成21年度にはこのような改良体の諸元を設定する事を目的として遠心模型実験を行うと共に、内的安定に関する検討を行い、締固め、矢板工法と共に堤防の耐震対策マニュアルとして研究の成果を取りまとめる。

3. 地震で被災した杭支持樋門の被害事例解析

3.1 はじめに

指針(案)では、樋門の耐震性能照査において、地震

表-2.4 実験結果のまとめ

ケース名	対策工	加振条件	沈下量 (cm)	無対策比 (%)	対策条件
H14-3	締固め	正弦波	97	61	幅:120mm
H14-4	締固め	正弦波	117	73	幅:160mm
H14-5	無対策	正弦波	160		液状化層120mm
H18-1	無対策	不規則波	58		

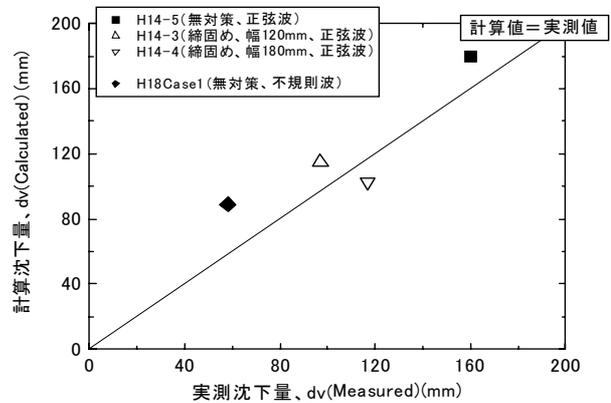


図-2.12 解析結果と実験結果の比較 (締固め)

による函体の損傷が容易に修復を行いうる程度にとどまることに加え、治水上又は利水上重要な樋門については、地震後に函渠の水密性を保持することができる程度の損傷にとどまることを照査すること規定している。

杭指示されている場合には、樋門直下地盤が沈下することによって樋門函渠と基礎地盤の間に空隙が生じ、この空隙に起因して洪水時に破堤が生じる被害事例もあり、新設の樋門は地盤沈下に追従できる柔構造樋門に移行していくと考えられる。しかし、既設構造物については依然として杭支持形式の樋門も多く、杭支持樋門の耐震性能照査法の妥当性を、被害事例を通じて検証することも非常に重要である。

杭支持樋門の耐震性能照査法の一つとして、まず堤防および基礎地盤の変形量を静的な変形解析法 (ALID) によって算出し、応答変位法により函体および基礎杭に地盤ばねを介して変形量を強制変位として入力し、函体および基礎杭に生じる断面力や変位を評価する方法がある。こうした性能照査法の妥当性を検証し、更なる合理化を図るためには、被災事例に対する検証解析が有効である。しかし、樋門が過去の大地震によって被災した事例は少ない上に、早期復旧の観点から検証解析を行うに足る情報を収集する前に復旧する事例が殆どである。

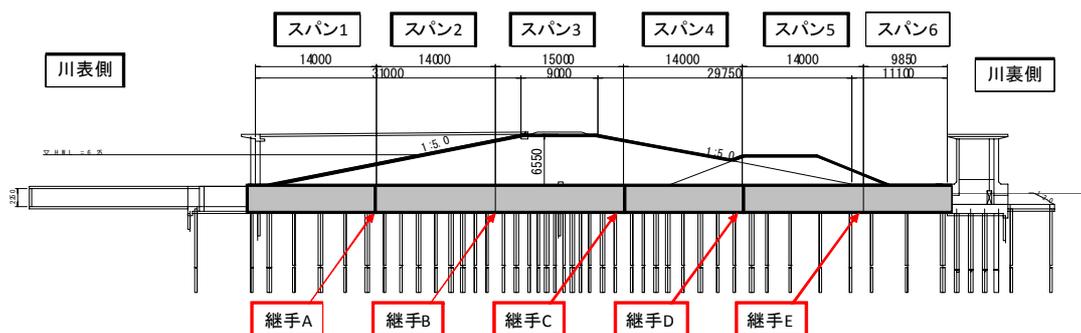


図-3.1 大津市街樋門一般図 (単位: mm)

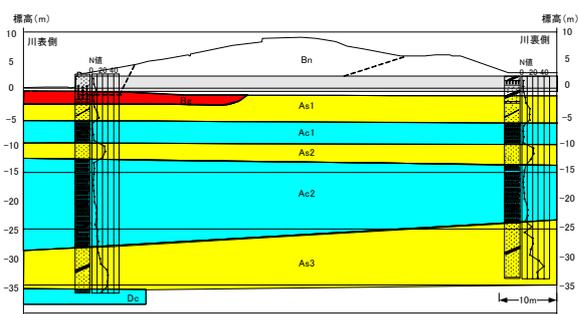


図-3.2 樋門周辺の土層構成及び土質柱状図

表-3.1 解析に用いた地盤定数のまとめ

土層名	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	平均N値	変形係数E (kN/m <sup>2</sup> )	初期ポアソン比 $\nu$	相対密度Dr (%)	細粒分含有率FC (%)	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	繰返し三軸強度比 $R_L$
B	19.0	13	3.57E+04	0.333	-	-	-	-
Bg	18.0	5	1.37E+04	0.333	46	-	0.33	0.21
As1	18.0	9	2.47E+04	0.333	54	36	-	0.36
Ac1	14.0	3	8.24E+03	0.333	-	-	-	-
As2	19.0	19	5.22E+04	0.333	70	36	-	0.7
Ac2	14.0	7	1.92E+04	0.333	-	-	-	-

それに対して、2003年十勝沖地震においては、十勝川河口付近に建設されていた大津市街樋門の函渠が被害を受け、北海道開発局により被災状況に関する詳細な調査が行われた<sup>6),7)</sup>。これらの背景のもとで、平成20年度は、平成19年度に収集した大津市街樋門の被災状況や周辺地盤の調査結果などを用いて、被害事例解析を行った<sup>8),9),10)</sup>。

### 3.2 堤防の変形解析

本解析では、堤防および基礎地盤の地盤変形解析と、函体及び基礎杭の応答変位法による解析を行った。堤防の変形解析は、ALIDによる静的な自重変形解析法により行った。図-3.1、図-3.2に大津市街樋門の一般図及び樋門建設箇所の土質柱状図を示す。

大津市街樋門近傍に位置する大津水位観測所で計測された加速度時刻歴の最大値575galと、地盤調査結果などから設定した地盤定数(表-3.1)を用いて液状化判定を行った結果、図-3.2中のBg層、As1層で液状化に対する

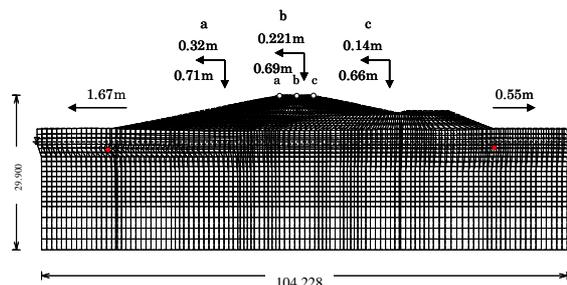


図-3.3 堤防の変形解析結果 (単位: m)

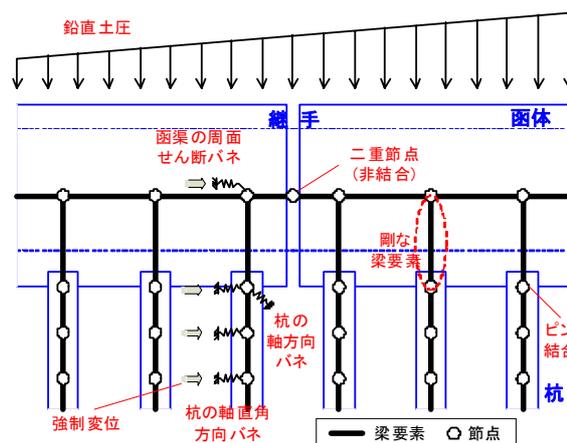


図-3.4 はりばねモデルの模式図

低効率 $F_L$ が1を下回り液状化の可能性があると判定された。

図-3.3にALIDによる変形解析の結果を示す。堤防天端で約70cmの沈下が生じると共に、堤体及び基礎地盤に川表側へと向かった水平変位が発生するという解析結果となった。地震前後の調査結果が無いために実測沈下量と変形解析結果を定量的に比較する事はできないが、被害調査の結果、川表側のスパン1、2の函体にクラックが生じていた事や、継手A、Bで大きな開きが生じていた事などが分かっている。この事を考慮すると、川表側に向かって顕著な水平変位が発生している図-3.3の解

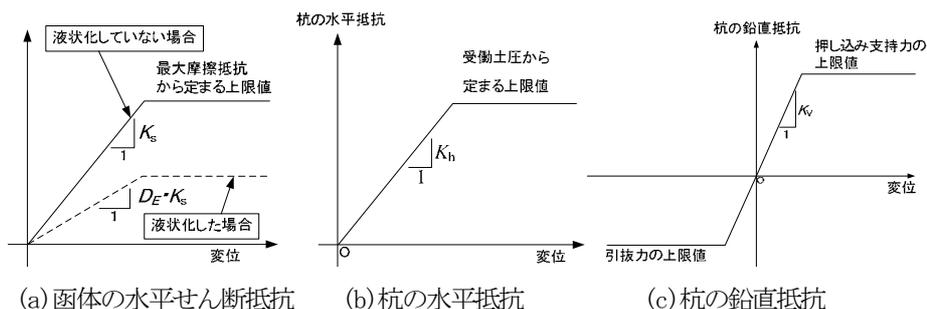


図-3.5 バイリニア関係による地盤バネのモデル化

析結果は定性的には妥当な解析結果だと考えられる。変形解析結果から函体床付け面及び各杭位置における水平変位を抽出し、3.3で述べる応答変位法による解析で地盤バネに強制変位として入力する。

### 3.3 応答変位法による樋門函渠の事例解析結果

函体及び基礎杭に生じる変位・断面力を評価する応答変位法による解析では、図-3.4に模式的に示すように、函体及び基礎杭を梁要素としてモデル化し、函体周面のせん断ばね、杭の水平・鉛直反力ばねに地盤の水平変位及び死荷重を入力して梁要素に生じる変位・断面力を評価する。杭及び函体の変形特性を示す曲げモーメントと曲率の関係 ( $M-\phi$  関係) は道路橋示方書 IV編<sup>12)</sup>に準じてトリリニアモデルで再現した。

地盤反力を模したバネ要素の荷重-変位関係は図-3.5(a)-(c)に模式的に示す様に弾完全塑性型のバイリニアモデルとしてモデル化し、バネ係数は文献<sup>12)</sup>を参考に設定した。地盤反力度の上限値として、函体のせん断抵抗には函体上面に作用する上載圧及び側面に作用する側圧に摩擦係数を乗じた値を、杭の水平反力ばねには受働土圧強度を、杭の鉛直反力ばねには押し込み、引抜側の極限支持力を与えた。ここで、液状化の可能性があると判定された土層内の地盤バネについては、地盤定数の低減係数  $D_E$ <sup>3)</sup>を用いて、その反力の最大値及びバネ係数を低減させた。

指針に規定される照査項目である継手の変位量と函体の断面力に着目し、解析結果と被災状況を比較した。解析で得られた継手の変位量と地震後の調査で計測した実測値との比較を表-3.2に示す。実測変位量が小さい継手 C、D では継手の開口量を安全側に評価する傾向があるものの、変位量の大きい継手 A、B では実測値との良好な一致が得られた。

次に、函体を模した各はり要素の両端部における軸力と曲げモーメントの関係を図-3.6に示す。図中には、軸

表-3.2 解析結果と実測値の比較 (継手変位)

	継手A	継手B	継手C	継手D	継手E
実測値	30 cm	43cm	6 cm	8 cm	-1 cm
	> 20 cm	> 20cm	< 20cm	< 20cm	< 20cm
計算値	47 cm	54 cm	41 cm	18 cm	--*
	> 20 cm	> 20 cm	> 20cm	< 20cm	--*

\*継手 E は応答変位法による解析範囲に入っていないので、実測値のみ記載  
\*\*   は許容値20cmを上回っている事を示す

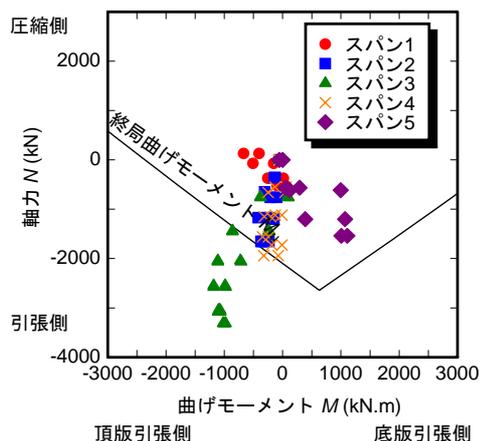


図-3.6 函体の軸力と曲げモーメントの関係



図-3.7 函体に生じたクラックの一例 (スパン3)

力に応じた終局曲げモーメント  $M_u$  の値を示した  $N-M_u$  曲線も併せて示した。堤体の側方変形の影響を受け、函体は全体的に軸方向引張力を受けており、特にスパン 3

および4では大きな引張り力が作用している。これは、函体にクラックが生じたスパンとよく一致している。特にスパン3の一部では、曲げモーメントと同時に極めて大きな引張力を受けており、図-3.7に示すスパン3において生じた函体の全周にわたるクラックが、曲げモーメントと同時に受けた軸方向引張力の影響によることを示唆しており、実際の被災状況と解析結果が比較的良好に対応していた。

### 3.4 まとめ

平成20年度は、杭支持樋門の耐震性能照査法の妥当性検証及び更なる合理化に資する事を目的として、平成19年度に収集した大津市街樋門の被害調査結果を用いて、被害事例解析を実施した。解析の結果、実際に樋門に生じた被害を良好に再現する事ができた。平成21年度にはパラメータスタディを実施して樋門の被害に顕著な影響を及ぼす要因を抽出し、効果的な耐震対策工法を提案する。

## 4. 地震で被災した特殊堤の被害事例解析

### 4.1 はじめに

自立式構造の特殊堤は土地利用の制約などから、やむを得ない場合に土堤に変わって築造され、東京や大阪などの都市河川の高潮区間などにおいて限定的に設けられている。絶対数は少ないものの、背後地が比較的重要な地域に設けられていることが多く、土堤と同じくこれら特殊堤の耐震性を適切に評価する事も、治水上極めて重要である。指針(案)では特殊堤として鋼矢板等の鋼材によって築造される自立式矢板特殊堤と、主にコンクリートで築造されるコンクリート擁壁式特殊堤に関して、レベル2地震動に対して所定の耐震性能を具備すべき事を規定している。

レベル2地震動に対する耐震性能の照査は矢板特殊堤の場合、土堤と同様の変形解析法、または静的に算定した土水圧を矢板に作用させて断面力及び変形量を算出するいわゆる土水圧法が用いられる。これに対して、コンクリート擁壁式特殊堤では、躯体の地震時保有水平耐力が躯体に作用する慣性力を下回らない事を照査すると共に、躯体天端の残留水平変位を求めた上で隣接する躯体との目地の開き位置を求め、河川水位よりも目地の開き位置が高いことを照査する事としている(図-4.1参照)。

しかし、矢板式、擁壁式の特殊堤に関して、これらの照査法を用いた被害事例解析が行われた事は殆ど無い。そこで、照査法の合理化に資することならびに大津市街

表-4.1 解析に用いた地盤定数

土層名	単位体積重量 [kN/m <sup>3</sup> ]	平均N値	変形係数 E [kN/m <sup>2</sup> ]	初期ポアソン比	粘着力 c [kN/m <sup>2</sup> ]	内部摩擦角 [°]	細粒分含有率 [%]	繰り返し3軸強度比 R <sub>L</sub>
B(s)	19.0	5.7	15,960	0.33	0.0	29.0	—	—
B(s)1	19.0	6.2	17,360	0.33	0.0	31.0	—	—
B(s)2	19.0	2.5	7,000	0.33	0.0	26.6	7.1	0.122
B(s)3	19.0	11.0	30,800	0.33	0.0	33.0	—	—
As1-1(u)	17.0	10.5	18,092	0.33	0.0	32.0	—	—
As1-1(m)	19.0	32.0	89,600	0.33	0.0	37.0	—	—
As1-1(l)	17.0	9.0	25,200	0.33	0.0	30.0	—	—
Ac1-1	16.0	5.6	15,680	0.33	33.6	0.0	—	—
As1-2	19.0	28.2	78,960	0.33	0.0	34.0	—	—

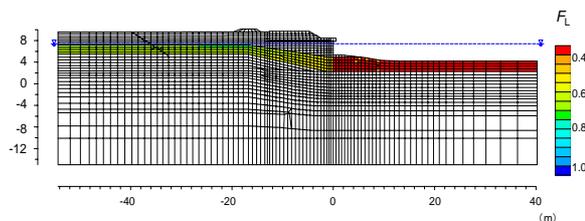


図-4.5 液状化判定の結果 (B(s)層細分化、単位 : m)

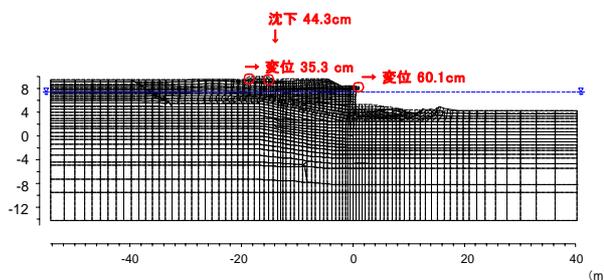


図-4.6 変形解析の結果 (B(s)層細分化、単位 : m)

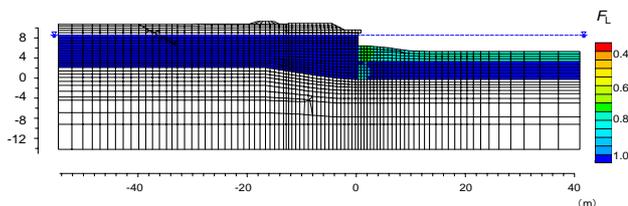


図-4.7 液状化判定の結果 (B(s)層細分化せず、単位 : m)

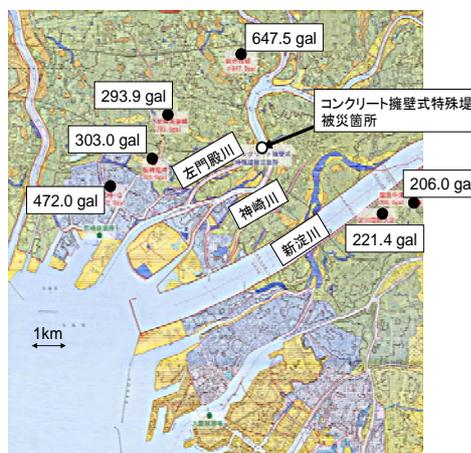


図-4.8 被災した特殊堤の位置図

樋門の事例解析のように、将来的にはパラメータスタディを通じて、特殊堤の耐震性能に影響を与える要因を抽出し、効果的な耐震対策工法を提案する事を目的として、特殊堤の詳細な地震被害調査結果の収集および矢板式特殊堤に関する被害事例解析を実施した。

#### 4.2 矢板式特殊堤

##### (1) 被害事例及び被害調査結果の収集

2007年の新潟県中越沖地震では、信濃川下流 42.0kp 付近左岸において低水矢板護岸が被災<sup>12)</sup>し、護岸の水平変位及び傾斜が生じた。被災した矢板護岸は堤防機能を有していないために厳密には特殊堤ではないが、構造形式などは通常の矢板式特殊堤と同等であり、かつ周辺地盤の液状化に伴う地盤変形が被災の原因と考えられる事から、被害事例解析を行うために必要な当該地の被災状況及び地盤調査結果を収集した。

図4.2に被災した低水護岸付近の周辺図を示す。図に示すように、被災区間は蒲原大堰建設時の切り回し区間にあたる。被災地のごく近傍に建設されていた中之口水門蒲原大堰管理所では、最大加速度 174gal (水平2成分の合成) が観測された。

図4.3に被災状況の模式図を示す。矢板は鋼矢板Ⅲ型で全長は11mであり、長さ7mの控え杭とタイロッドにより1.6m間隔で連結された控え構造だった。矢板天端部(笠コンクリート)における水平変位は約30cm、傾斜角度は3度程度だった。控え杭の上方に位置する地盤面には最大で深さ20cm程度の陥没があり、控え杭背後に位置する管理者用通路にはクラックが、さらに管理者用通路背後の耕作地には填砂跡が確認された。

##### (2) 地盤の変形解析法による被害事例解析

図4.4に矢板護岸及び控え杭近傍の土層断面図及び土質柱状図を示す。Bs層、特にその上部にN値が2~3程度の土層が存在する。これらのボーリングデータと近傍で観測された最大加速度 174gal を用いて、静的な変形解析法で低水矢板護岸の被害事例解析を行った。

図4.4に示すように、同じBs層内であっても、その上部と下部では顕著にN値が異なっている。通常、N値から $R_L$ を算出する際には、各深度におけるN値から個別に $R_L$ を算出し、それらの平均値を各層の代表値として液状化判定、変形解析に用いる事が多い。しかし、当該地では同一層内でも顕著にN値が異なる事から、Bs層をN値の大小に応じてBs(1)~Bs(3)層に区分してそれぞれに別々の $R_L$ を与えて解析を行った。

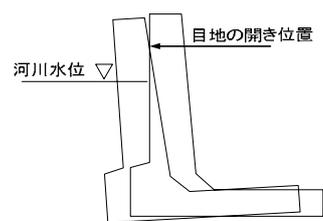


図4.1 目地の開きと河川水位との関係

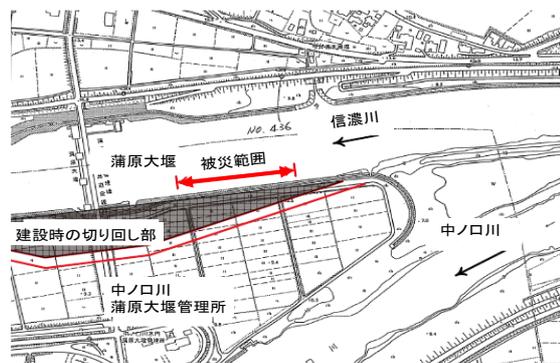


図4.2 低水護岸の周辺図

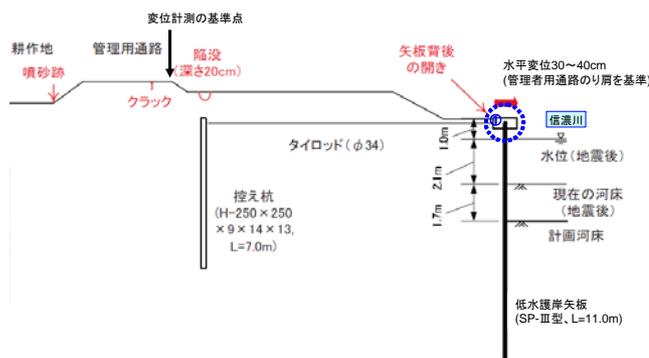


図4.3 低水護岸の被災状況の模式図

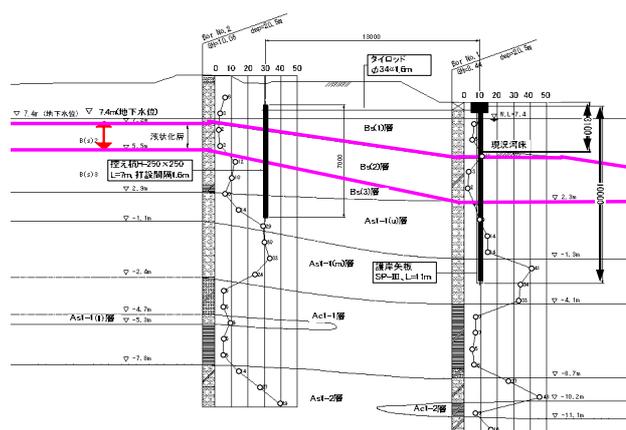


図4.4 低水護岸周辺の土層構成及び土質柱状図(単位:mm)

表4.1に解析に用いた地盤定数を、図4.5に液状化判定の結果を示す。河床部のBs(2)層が液状化層となってお

り、 $R_L$  も 0.122 と極めて小さい。図-4.6 に変形解析の結果を示す。矢板の背後地盤が川表側に向かって側方変形している。図-4.6 中に矢印で示唆しているように、管理用通路付近で約 30cm、矢板天端付近で約 60cm の水平変位が生じており、管理者用通路を基準とした矢板天端の相対水平変位は約 30cm だった。地震後の調査において、管理者用通路を基準点として測定した矢板の水平変位は最大で 40cm 程度だった事が分かっており、変形解析で実際の被害を比較的良好に再現する事ができた。

一方で、局所的に  $N$  値が低い  $Bs(1)$  層の影響を考慮せずに、 $Bs$  層全体の平均値として  $R_L=0.202$  の値を与えた場合の液状化判定の結果を図-4.7 に示す。局所的な弱層の影響を考慮した液状化判定の結果と比較すると（図-4.5）、液状化層の範囲は  $Bs$  層全体に拡大しているが、液状化に対する抵抗率  $F_L$  の値は大きい。特に図-4.5 中、 $Bs(1)$  層に相当する範囲で比較すると、図-4.5 では  $F_L=0.4 \sim 0.6$  程度なのに対して、全体の平均を取った図-4.7 では  $F_L=0.7 \sim 0.9$  程度と顕著な違いが見られた。図-4.7 の結果を採用して変形解析を行った場合、矢板天端における絶対変位は約 6cm 程度で実際の被害程度を顕著に過少評価する結果となった。

### 4. 3 コンクリート擁壁式特殊堤

#### (1) 被災事例及び被害調査結果の収集

1995年の兵庫県南部地震で被災したコンクリート擁壁式特殊堤の被災事例<sup>13)</sup>に関して、被害事例解析に用いる情報を収集した。図-4.8 に示すように、被災した特殊堤は神崎川・左門殿川分岐点付近の高潮護岸である。図-4.8 中にも併せて示すように、被災地から 2.5~4.5km 以内の観測点では約 200~650gal の地表面最大加速度が観測されていた。擁壁の躯体は図-4.9 に示すように杭基礎式の L 型擁壁で、建設当初は高さ約 3m の擁壁がφ 300mm、長さ 7m の PC 杭 2 列で支持されていたが、後に 1.6m 程度の嵩上げと共に、増し杭を増設していた。

周辺地盤および躯体の被災状況を図-4.10 に示す。コンクリート擁壁天端における躯体の水平変位は約 19cm、傾斜角度は約 3.6 度で、擁壁近傍地盤では堤内外で地盤沈下が確認された。また、特殊堤前面の矢板式低水護岸近傍では填砂跡と共に最大 30cm の地盤沈下が確認された。コンクリート擁壁の躯体には損傷が確認されなかったが、2 箇所を実施した開削調査の結果、いずれの箇所でも基礎杭に図-4.11 に示すような水平方向のクラックが生じていた事が分かった。その幅は PC 杭の許容ひび割れ幅 0.2mm 程度を大幅に上回っており、最大で 5mm にも達していた。クラックは杭全周にわたって水平方向に発生

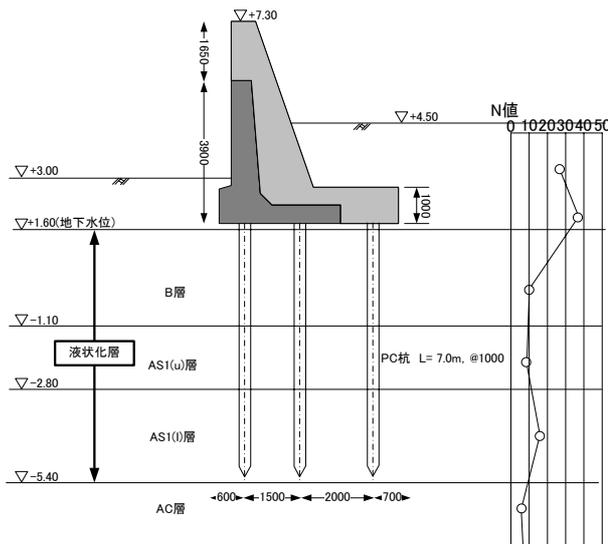


図-4.9 躯体と基礎杭の模式図 (単位 : mm)

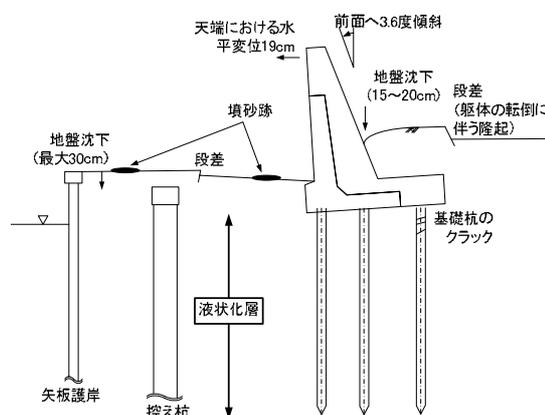


図-4.10 周辺地盤及び躯体の被災状況の模式図

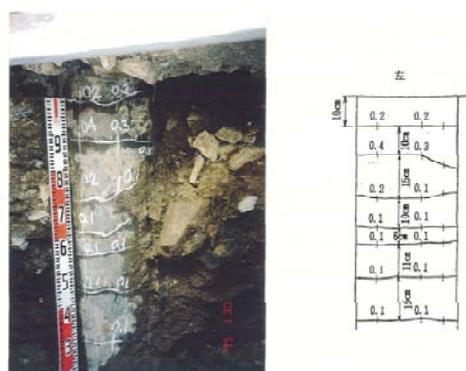


図-4.11 基礎杭に生じたクラック

しており、基礎杭に大きな引張り力が作用した事が分かる。

図-4.9 に併せて示した近傍のボーリングデータから分かるように、 $B$  層の下部および  $As$  層の上部は  $N$  値が 9 程度と小さく、堤内外で填砂跡が確認された事からも液

状化に伴う擁壁基礎地盤の沈下、側方変形によって擁壁が変位し、それに伴って基礎杭に損傷が生じたものと推測される。

特殊堤近傍のボーリングデータに加え、河床横断面等も収集し、地震時保有水平耐力法及び周辺地盤を含めた地盤変形解析によって、H21年度には被害事例解析を実施する予定である。

## 5. まとめ・次年度の予定

本研究は、河川構造物の耐震補強技術、特に、強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発を目的として実施するものである。平成20年度の成果を以下に列挙する。

### (1) 土堤を対象とした耐震対策工法の効果をモデル化

地盤の変形解析手法に導入する事を目的として、固化改良、締固め工法、矢板補強工法の三工法について堤防の耐震対策効果のモデル化を行った。提案するモデルの妥当性を検証する為に実施した遠心模型実験の解析の結果、計算値と実測値は比較的良好に一致した。これらの成果は、対策工の内部安定に関する検討結果と共に、H21年度に堤防の耐震対策マニュアルとして取りまとめる予定である。

### (2) 樋門の被害事例解析

H19年度に収集した大津市街樋門に関する被害調査結果を用いて樋門の被害事例解析を実施した。解析の結果、継手変位や函体の損傷など、樋門函渠の性能照査において重要な項目の被災状況を良好に再現する事ができた。この結果に基づき、H21年度は樋門の耐震対策工法を提案する為のパラメータスタディを実施する予定である。

### (3) 特殊堤の被災事例収集及び被害事例解析

特殊堤について耐震性能照査法の妥当性を検証するための基礎資料として、コンクリート擁壁式特殊堤及び矢板式特殊堤の被害事例及び調査結果を収集した。矢板式特殊堤については地盤変形解析法によって被災状況を再現できる事を確認した。コンクリート擁壁式特殊堤に関しては、H21年度に被害事例解析を行う事で性能照査法の妥当性を検証すると共に、耐震対策工法に関する検討を行う予定である。

## 参考文献

1) 国土交通省 河川局治水課(2007), 河川構造物の耐震性能照

査指針(案)・同解説

- 2) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫 (1999), 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.
- 3) 社) 日本道路協会(2002): 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- 4) 豊田耕一, 杉田秀樹, 石原雅規(2005), 河川堤防の地震被害事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討, 第4回日本地震工学会大会梗概集, pp.226-227.
- 5) Ishihara, K. and Yoshimine, M., Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp. 173-188, 1992
- 6) 志和充将, 角張精一, 五十嵐幸雄, 平成15年十勝沖地震における十勝川下流域の河川構造物の被害について一大津市街樋門における被災状況一, 第49回北海道開発局技術研究発表会, 安-3, 2006
- 7) Kawai, M., Takebe, T., Satou, K., Minobe, N., Kakubari, S., Shiwa, M. and Sasaki, Y., Report on the sluice damage caused by the 2003 Tokachi-oki Earthquake, Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall, pp.244-251.
- 8) 中島進, 杉田秀樹, 谷本俊輔, 高橋章浩: 応答変位法による樋門函渠の地震被害事例解析(その1), 第44回地盤工学研究発表講演集(投稿中), 2009
- 9) 谷本俊輔, 杉田秀樹, 中島進, 高橋章浩: 応答変位法による樋門函渠の地震被害事例解析(その2), 第44回地盤工学研究発表講演集(投稿中), 2009.
- 10) Nakajima, S., Tanimoto, S., Sugita, H. and Takahashi, A.: Analysis of earthquake damaged sluice pipes reinforced with RC piles based on newly developed performance based design methodology, International Conference on Performance based design, IS-Tokyo 2009 (in print)
- 11) 社) 日本道路協会(2002): 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- 12) 土木研究所, 平成19年 新潟県中越沖地震被害調査報告, 土木研究所資料 第4086号, 2008.
- 13) 阪神・淡路大震災調査報告 土木の被害 港湾・海岸構造物 河川・砂防関係施設、阪神・淡路大震災調査報告編集委員会編、1997

## **SEISMIC RETROFITS FOR RIVER FACILITIES CONSIDERING STRUCTURE DUCTILITY UNDER STRONG EARTHQUAKE MOTIONS**

**Abstract** : Aim of this project is to develop seismic retrofits for river facilities considering structure ductility under strong earthquake motions. Three subjects can be highlighted as main achievements in the third fiscal year of the project. First, a series of simulation on centrifuge model tests on river levees with seismic retrofits has been carried out so as to introduce effects of the seismic retrofits into ground deformation analyses, which will contribute to design seismic retrofits for the river levees. Results of simulation showed reasonable with the model test results while further investigation on internal stability of the retrofitting measures is required in the next fiscal year of this project. Second, the simulation on a damaged sluice pipe during the 2003 Tokachi-oki earthquake has also been conducted. The results showed good agreements with the observed behaviors in terms of stretching at the joints of sluice pipes and damages of the sluice pipe itself. Lastly, the information of case histories on damaged special type river levees has been corrected so as to investigate input parameters for the further analyses.

**Key words** : river facilities, levees, special type levee, sluiceways, seismic retrofits, deformation analysis