

3.10 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：耐震研究グループ（振動）

研究担当者：杉田秀樹，高橋章浩，谷本俊輔

【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 19 年度は、土堤を対象とした耐震対策のうち、最も多用されている固化改良を対象に、対策工の内部安定性に関する実験的検討を行った。また、対策工の損傷を考慮した堤防の変形予測手法の検討結果をとりまとめると共に、河川構造物の地震被害事例の収集、照査法の整理を行い、平成 20 年度以降に実施予定の自立式特殊堤・樋門の耐震設計・補強法の確立に必要な資料を収集することができた。

キーワード：河川構造物，土堤，樋門，地盤改良，内部安定，地震時応答計算

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（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 19 年度は、土堤を対象とした耐震対策のうち、最も多用されている固化改良を対象に、対策工の内部安定性に関する実験的検討を行った。また、対策工の損傷を考慮した堤防の変形予測手法の検討結果をとりまとめると共に、河川構造物の地震被害事例を収集し、平成 20 年度以降に実施予定の自立式特殊堤・樋門の耐震設計・補強法の確立に必要な資料を収集することができた。

2. レベル 2 地震動を考慮した対策工の内部安定性

2.1 はじめに

過去の地震における河川堤防の大規模な変状は、ほとんどと言ってよいほど基礎地盤の液状化が原因となっている。基礎地盤が液状化すると、堤体荷重により液状化した砂質土層は側方に押し出されるように変形し、これに伴い堤体が沈下する。このような変形を抑制するために土堤法尻部に対策工を設ける、ということがよく行われている。対策工としてよく用いられる固化改良工法の設計では、外部安定性の照査に加えて、固化改良自体の

安定性(内部安定性)の照査が行われる^{1)~3)}。

これまでは、セメント改良土のような固化体は、脆性的な材料であるとの考え方から、固化体に損傷が生じないことを照査しているが、昨年度実施した模型実験結果⁴⁾のように格子状固化体に損傷が生じたとしても、所定の耐震性能が満足され得ること、固化体の部分的な損傷が全体の破壊に必ずしも直結しないことが示されている。これは、セメント改良土と未改良土の複合体である格子状固化体が、ピーク強度後においても比較的靱性を有することを示しているといえる。ここでは、想定される格子状改良された砂の変形モードの内、遠心模型実験⁴⁾で見られた、格子壁の鉛直せん断に着目し、せん断試験を行った⁵⁾。試験では、格子内の砂の有無や格子壁の厚さ、改良部の強度をパラメータとし、各種条件下における格子状改良された砂のせん断変形特性を調べた。

2.2 実験方法

図 1 に格子状改良の平面イメージ図を示す。本研究では、このように格子状に改良された地盤の内、破線で囲まれた部分を取り出してモデル化した。実験では、図 2 に示すように対象部分を単純化し、これを図に示された矢印方向にせん断することによって、格子状改良された砂のせん断試験を行った。供試体は、一辺が 100mm の立方体とし、図に示された格子壁厚さ t_1 と t_2 、改良部のセメント添加率等を変化させた。用いたせん断土槽のイメージを図 3 に示す。内側にブレードの付いた鋼板を、図に示すように 4 枚組合わせて、各板をピン結合とした。ブレードは、鋼板と土との境界部に確実にせん断応力を発揮させるためのものである。側面には、平面ひずみ条

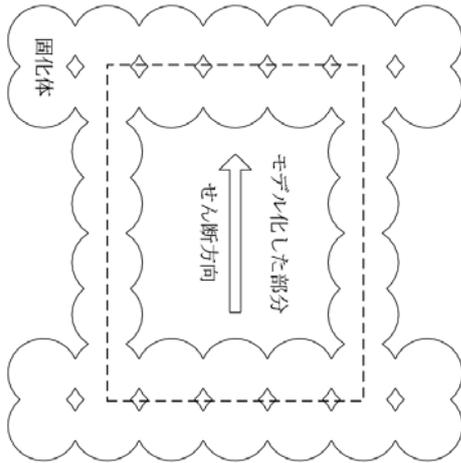


図-1 格子状改良の平面イメージ図とモデル化部分

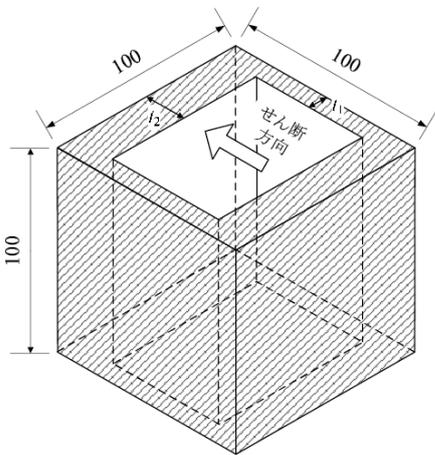


図-2 格子状改良体の形状 (寸法単位: mm)

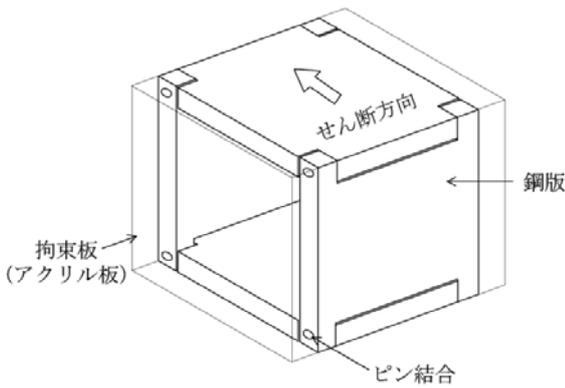


図-3 用いたせん断土槽のイメージ図

件下でせん断を行えるように、透明なアクリル板を設置し、せん断中の格子壁の変形の状況を観察できるようにした。このような機構の土槽を用いて供試体をせん断した場合、せん断ひずみが小さい領域ではほぼ等体積単純せん断モードとなるが、せん断ひずみが大きくなるにつれて、上蓋の鉛直変位が大きくなるため、若干ではあるが体積変化が生じる。本研究で用いた土槽では、せん断

表-1 実験条件

Case	セメント 添加率, C	中詰め砂	改良率, a_c	t_1	t_2
01	6%	なし	52%	10mm	20mm
02	6%	あり	52%	10mm	20mm
03	12%	なし	52%	10mm	20mm
04	12%	あり	52%	10mm	20mm
05	12%	ダミー ^{*1}	52%	10mm	20mm
06	12%	なし	64%	20mm	20mm
07	12%	あり	64%	20mm	20mm
08	0%	あり ^{*2}	0%	0mm	0mm
09	6%	なし ^{*3}	100%	50mm	50mm
10	12%	なし ^{*3}	100%	50mm	50mm

*1: 砂の代わりにせん断変形を阻害しないダミーブロックを使用。
*2: 未改良砂のみ。
*3: セメント改良砂のみ。

ひずみ $\gamma=3\%$ の時に生じてしまっている体積ひずみは、 $\varepsilon_v=0.045\%$ 、 $\gamma=6\%$ で $\varepsilon_v=0.18\%$ 、 $\gamma=9\%$ で $\varepsilon_v=0.40\%$ 程度である。

実験に用いた砂は、江戸崎砂(土粒子密度=2.72 Mg/m³、平均粒径=0.26mm、細粒分含有率=8.6%、均等係数 $U_c=3.4$ 、最適含水比=16%)である。供試体は、セメントを含まない砂の乾燥重量から算定される締固め度が80%(乾燥密度で1.26Mg/m³)となるように、所定の普通ポルトランドセメントを混合した砂を15mm毎に土槽内で締固めて作成した。その後、供試体中央の未改良砂部分を削りだし、未改良砂をセメント改良砂と同様の手順で締固めた。ただし、未改良砂の締固め度は85%(乾燥密度で1.34Mg/m³)とした。供試体作成後、上蓋を取り付け、1日気中養生した後、6日間水中養生し、せん断試験を行った。

せん断試験では、油圧ジャッキを用いて上蓋を図3の矢印方向に押すことによって供試体にせん断変形を加えた。実験条件を表1に示す。試験では、格子内の未改良砂の有無や格子壁の厚さ、改良部の強度をパラメータとした(Cases 01-07)。これまでの施工事例を見ると、堤体横断方向の格子壁厚が堤体方向のそれと比べて大きい場合が多いことから、実験では、 $t_1 < t_2$ となるケースを基本とした(Cases 01-05)。セメント添加率は6%と12%の2種類とした(セメント添加量=砂の乾燥質量×セメント添加率と定義。一軸強度はそれぞれ0.4と1.0MPa)。Case 05では、未改良部に砂を詰める代わりに、せん断方向と平行な格子壁が面外方向に変形しないようにダミーブロックを設置した。これは、格子内の未改良砂がせん断変形に対しては抵抗しないものの、格子壁の面外方向への変形を抑制する効果があるとした場合に、改良部のせん断抵抗特性がどのように変化するかを調べるためのものである。上記のケース以外に、Case 08では未改良砂のせん断試験を、Cases 09-10では未改良部がない場合(ブロック改良された場合)を想定した試験を行った。

2.3 実験結果と考察

図4に、Cases 01-07における格子状改良された砂の

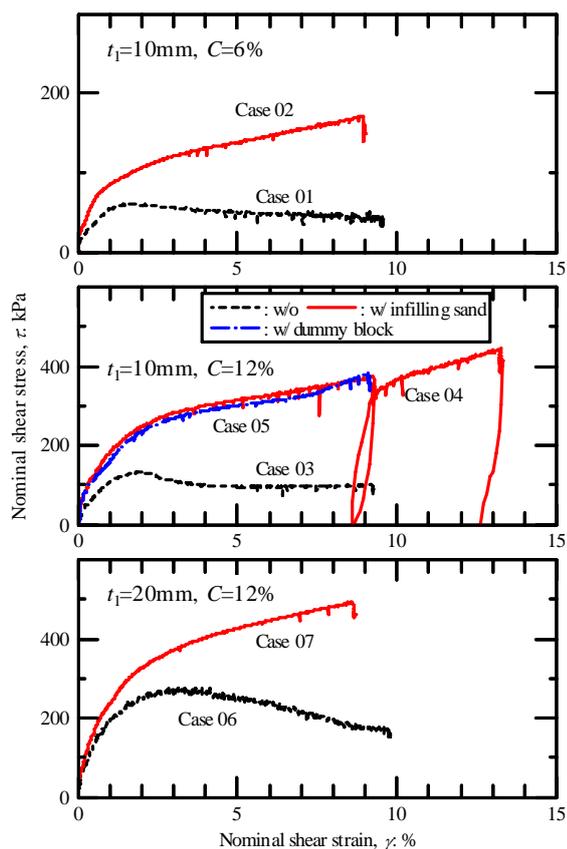


図4 セン断応力-せん断ひずみ関係 (Cases 01-07)

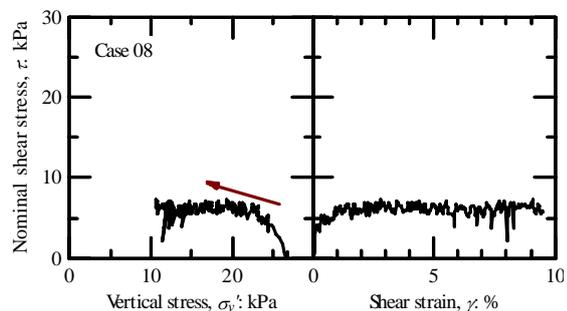


図5 未改良砂の応力経路とせん断応力-せん断ひずみ関係 (Case 08)

公称せん断応力-せん断ひずみ関係を示す。ここで公称せん断応力は、上蓋部に作用する水平荷重を断面積で除したものと定義し、公称せん断ひずみは、上蓋の水平変位を供試体高さで除したものと定義した。いずれの改良率・セメント添加率においても、中詰め土がない(格子内に未改良土が存在せず、空洞である)ケースの応力-ひずみ曲線は、中詰め土があるケースより下方に位置し、ピークを迎えた後、ひずみ軟化を呈している。改良率の小さいケース($t_1=10\text{mm}$, $a_c=52\%$)では、せん断初期から、応力-ひずみ関係に中詰め土の有無の影響が現れているためピーク後の軟化の程度は比較的小さいのに対し、改良率の大きいケース($t_1=20\text{mm}$, $a_c=64\%$)では、せん断初期の

差が小さいため、その後大きな軟化を示す。一方、中詰め土がある場合、ひずみ軟化は発生しない上に、せん断抵抗自体も大きくなっている。

これらの結果は、中詰め土の存在が改良地盤を強く、靱性が高いものにするを示唆していると考えられるが、本研究のような低拘束圧下での実験において、中詰め土(未改良土)のせん断抵抗が改良土に比肩するとは考えられない。中詰め土がどのように性能向上に寄与しているのか調べるために行った実験結果(Cases 05 & 08)について説明する。

図5に、未改良砂(Case 08)の応力経路とせん断応力-せん断ひずみ関係を示す。これは、Case 08として、セメント改良砂を含むケースとまったく同じ手順、同じ試験器で未改良砂のみの供試体を作成し、上蓋内側に取り付けた小型土圧計(図中の鉛直応力の値には、4つの土圧計の平均値を使用)により砂に作用する有効鉛直応力を計測しながら、せん断試験を行った結果である。他のセメント改良砂を含むケースでも未改良部分の鉛直土圧の計測を試みたが、改良部との剛性比が大きいため、信頼できる計測結果を得ることができなかった。未改良部の剛性は、改良部のそれと比べて小さいことから、他のセメント改良砂を含むケースにおける未改良部の鉛直土圧は、Case 08と同程度、若しくは、それ以下であったのではないかと推察される。Case 08における最大せん断応力がセメント改良砂を含むケースに比べて明らかに小さいこと、締固め度85%であってもせん断に伴い応力経路は原点方向に向かっていることから、未改良砂のせん断抵抗自体が格子状改良砂の性能向上に寄与していたとは考えにくい。

図6に、 $\gamma=9\%$ 時に供試体側面に発生したクラックのスケッチを示す。中詰め砂のあるケース(Cases 02, 04 & 07)では、小さなクラックは発生したものの、せん断中に目視できるほどの貫通クラックは現れなかった。また、ここでは示していないが、ブロック改良されたケース(Cases 09-10)では、試験後に供試体を解体したところ、対角線上に潜在すべり面が確認された。一方、中詰め砂のないケース(Cases 01, 03 & 06)では、ピーク強度発現後に、せん断方向と平行な格子壁にクラックが発生しはじめ、図に示すようにCase 03では対角線上に、Cases 01 & 06では、縦方向に発達していった。また、これらのケースでは、せん断中にせん断方向と平行な格子壁が面外方向に変形し、その一部が内側に崩落していた。

前述のように、格子内の未改良砂のせん断抵抗があまり期待できないことを考えると、中詰め砂の有無によつ

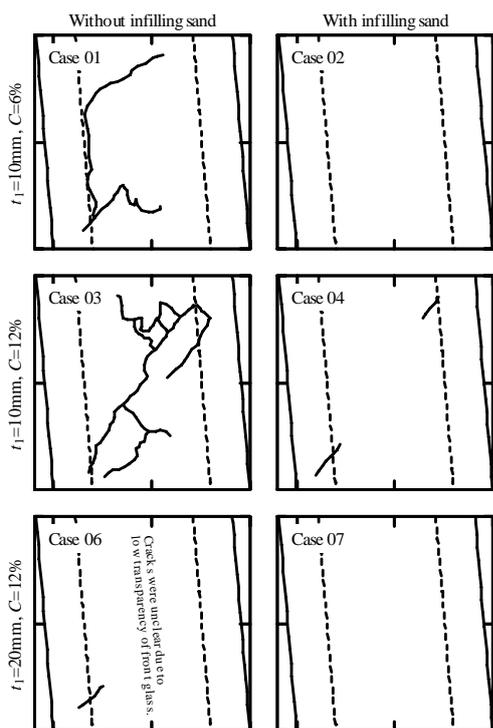


図-6 供試体側面に発生したクラック (公称せん断ひずみ $\gamma=9\%$ 時)

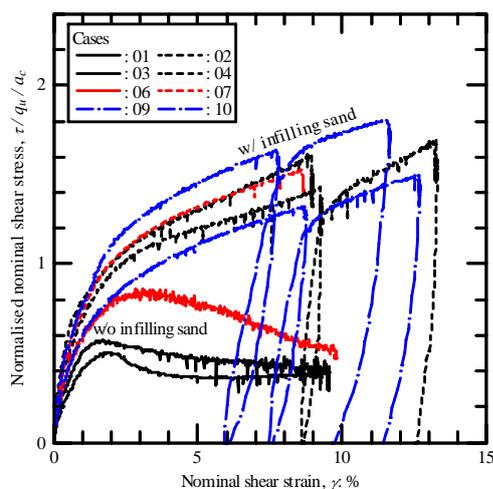


図-7 正規化せん断応力-せん断ひずみ関係 (Cases 05 & 08 以外の全ケース)

て格子状改良砂のせん断抵抗が大きく異なっている原因は、上記のようなせん断方向と平行な格子壁の面外方向への変形の抑制があるか否かにあると考えられる。これを確かめるために実施した Case 05 (格子内の未改良砂がせん断変形に対しては抵抗しないものの、格子壁の面外方向への変形を抑制する効果があったとした場合に、改良部のせん断抵抗特性がどのように変化するかを調べるためのケース)の結果が、図4に示されているが、そのせん断応力-せん断ひずみ関係は、中詰めのある Case 04 とほぼ一致している。即ち、格子内の未改良部のせん断

抵抗が非常に小さくても、これが存在することにより、せん断方向に平行な格子壁の面外方向への変形が抑制され、結果として格子改良砂全体のせん断抵抗が大きくなったと考えられる。

せん断応力を改良率と一軸圧縮強度で正規化した、せん断応力-せん断ひずみ曲線を図7に示す。改良部はその強度にばらつきがあるため、曲線が完全に一致するとは言えないが、格子内に未改良砂がある場合のせん断応力-せん断ひずみ曲線、並びに、格子内に未改良砂がない場合の残留強度については、概ねこの2つのパラメータで正規化が可能なのである。格子内に未改良砂がある場合、その降伏応力は、本研究の実験条件の範囲では、概ね $\tau_{yield} / (q_u / 2) / a_c \approx 1$ 程度であった。この場合の正規化が可能なのは、上記の通り(格子改良砂全体が単純せん断モードで変形したとき、各格子壁も概ね単純せん断変形モードを呈し、全体のせん断抵抗は概ねその和で決まっているため)である。

2.4 まとめ

河川堤防の耐震対策に格子状改良工法を適用する場合、その耐震性能照査において、固化体の内部安定の照査が必要となる。本研究では、想定される格子状改良された砂の変形モードの内、遠心模型実験で観察された格子壁の鉛直せん断に着目した、格子状改良された砂のせん断試験を実施した。その結果、格子内の未改良部のせん断抵抗が非常に小さくても、これが存在することにより、せん断方向に平行な格子壁の面外方向への変形が抑制され、結果として格子改良砂全体のせん断抵抗が大きくなることを明らかにした。また、本研究の実験条件の範囲内では、格子内に未改良砂がある場合のせん断応力-せん断ひずみ関係は、概ね改良率と一軸圧縮強度の2つのパラメータで正規化が可能なのも明らかとなった。

3. 対策工の損傷を考慮した堤防全体変形の予測手法

指針では、堤防の耐震性能照査法として、静的有限要素解析が具体的な地震時応答計算法の一つとして示されている。この手法の妥当性については、主に耐震対策工が施されていない液状化する地盤上の堤防の被害事例や模型実験を対象に、検証がなされてきた。これまでに、同手法を耐震対策(液状化対策)が施された堤防に用いると、過大な対策効果が得られることが知られている。この問題の解決は、今後の河川堤防の円滑な耐震化(耐震対策工の設計)において対処しておくべき問題の一つであり、現在、主に(1)対策工、及び、その周辺地盤のモデル化の方法と、(2)対策工の内部安定性評価法に

ついてとりまとめた。

4. 河川構造物の地震被害・復旧事例の収集

平成 18 年度は、河川堤防の地震被害事例を収集・整理を実施したが、今年度は、堤防以外の構造物の地震被害事例を収集した。ここでは、その内、平成 20 年度以降に実施予定の自立式特殊堤・樋門の耐震設計・補強法の確立に不可欠な良質な樋門の被害事例の一つについて紹介する。

2003 年十勝沖地震により被災した大津市街樋門は平成 7 年に建設されたものであり、十勝川 3.4kp 右岸に位置していた。函渠は一辺 1.5m の内空寸法を有する正方形断面の鉄筋コンクリート製で、杭径 350mm、杭長 L = 33m の PHC 杭に支持されていた。堤防内の函渠長は 71m で、5 つの函体（函体長 14m×4+15m×1）で構成されていた。樋門設置位置の堤防の地質横断面を図-8 に示す。図中、Bg 層は平成 1～2 年にかけて浚渫土により埋め立てられた土層であり、平成 5～7 年に前出しによる嵩上げがなされて現在ののり形状が形成されたことから、被災直前の堤防の川表側のり面付近は旧河道上に位置していた。この樋門の被害は、樋門下の砂層（特に上記の旧河道の埋立部である Bg 層）の液状化により、函渠が堤防と共に側方に変位したことによって発生したと推定される。

表-2 に地震後に測定された各継手の開きをまとめた。建設当時の各継手の開き幅は 40cm であるため、地震後の測定値から 40cm を減じたものを建設当時の開きの増分としている。継手の開き量は継手 A および継手 B において顕著であり、Bg 層の側方変形の影響が大きいことが分かる。全ての継手に生じた建設当時の開き量の増分の総和は、1.11m であった。図-9 に示すように、函渠頂版部の鉛直変位も継手 B より川面側で大きくなっており、これも旧河道の埋立土が液状化によって側方に大きく変形したことを裏付けるものである。

地震後の調査によれば、函渠を支持するすべての杭の杭頭に損傷が見られ、特に川面側から 2 スパン目（継手 A と継手 B の間）で顕著であった。インテグリティ試験結果によれば、杭深部のクラックは主に Bg 層～As1 層～Ac1 層内に発生しており、主に、水平変位が比較的大きな土層と比較的小さな土層の境界に発生したと考えられる。杭頭部に損傷が生じる要因としては、函渠の水平変位に伴う強制変形の影響と基礎地盤の側方変形に伴う強制変形の影響が考えられるが、杭頭部での残留傾斜角から判断して、ここでは、前者の影響が支配的であったと推定された。

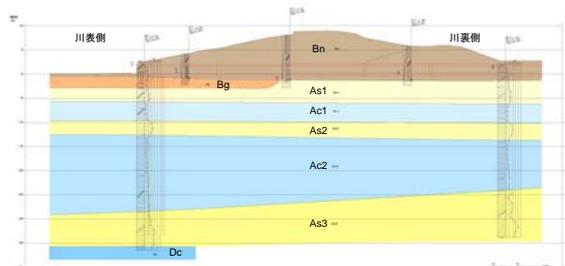


図-8 樋門設置地点の堤防の地質横断面図

表-2 継手の開きの測定結果

名称	地震後の測定結果 (cm)	建設当時の開き量の増分 (cm)
継手 A	75	35
継手 B	88	48
継手 C	51	11
継手 D	53	13
継手 E	44	4
計		111

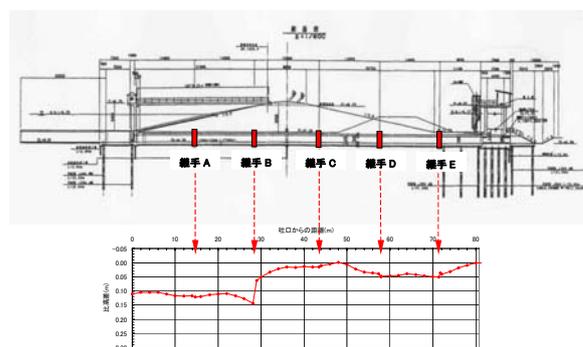


図-9 函渠頂版部の水準測量結果

来年度以降、これを対象とした弾塑性フレーム解析等を通じて、樋門の耐震設計・補強法を検討予定である。

4. 水門・樋門及び堰の耐震性能照査手順の整理

指針では、水門・樋門及び堰の標準的な性能照査法として、地震時保有水平耐力法が挙げられている。元来、大規模地震に対する道路橋の耐震設計法として開発された地震時保有水平耐力法を水門・樋門及び堰に準用することを考えた場合、①水門・樋門及び堰は道路橋のように必ずしもトップヘビーな構造ではないため、上部構造慣性力作用位置や水平変位の算出位置が不明確である、②門柱・堰柱といった異なる形式の柱部材から構成されるため、損傷誘導箇所やそれを考慮した照査手順が煩雑

となる、③ゲートの戸溝や戸当たり部の配置の都合上、断面形状が複雑となるのが一般的であるなど、実務設計者には多くの工夫、応用が求められることとなる。

そこで、土木研究所振動チームでは、水門・堰の耐震性能照査手順とその計算例を土木研究所資料として取りまとめた⁶⁾。同資料には、各部材の限界状態の組み合わせ、主たる塑性化を考慮する部材および破壊形態の判定方法、門柱・堰柱および基礎のモデル化手法・照査方法等が整理されている。ここで整理された考え方は、樋門門柱の耐震性能照査、補強設計にも資するものである。

5. まとめ

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19年度は、土堤を対象とした耐震対策のうち、最も多用されている固化改良を対象に、対策工の内部安定性に関する実験的検討を行った。また、対策工の損傷を考慮した堤防の変形予測手法の検討結果をとりまとめると共に、河川構造物の地震被害事例の収集、照査法の整理を行い、平成20年度以降に実施予定の自立式特殊堤・樋門の耐震設計・補強法の確立に必要な資料を収集することができた。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工設計施工マニュアル(案)，土木研究所資料，No.3513，1997.10
- 2) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工設計・施工マニュアル(案)，共同研究報告書，No.186，1999.3
- 3) 土木研究所振動チーム：許容沈下量に基づいた河川堤防の液状化対策工設計マニュアル，振動チーム資料，No.11，2007.
- 4) 谷本俊輔，杉田秀樹，高橋章浩：格子状固化改良された河川堤防の動的遠心模型実験，第42回地盤工学研究発表会講演集，Paper No.868，1731-1732，2007.
- 5) 高橋章浩，杉田秀樹，石原雅規，谷本俊輔：格子状改良された砂のせん断変形特性，土木学会地震工学論文集，Vol.29，265-270，2007.
- 6) 杉田秀樹，高橋章浩，谷本俊輔：地震時保有水平耐力法に基づく水門・堰の耐震性能照査に関する計算例，土木研究所資料，No.4103，2008.3

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. In the second fiscal year of the project, mechanical properties of cement-treated soil in grid pattern were examined by means of simple shear tests. A series of the tests reveals that the unimproved sand in grids prevents out-of-plane deformation of improved soil walls arranged in grid pattern and makes the shearing resistance of the overall improved zone larger. It is also found that the stress-strain relations of the sand improved in grid pattern can be a unique line when they are normalized by the unconfined compression strength of the cement-treated sand and replacement ratio. Other than mentioned above, seismic performance examination method for levees with liquefaction remediation measures was established and case histories of river facilities damage in the past earthquakes were collected for further development of seismic response analyses for river facilities, especially for sluiceways, in the following fiscal years of the project.

Key words : river facilities, levees, sluiceways, ground improvement, internal stability, seismic response analyses