動的遠心模型実験による河川特殊堤の耐震対策の検討

梶尾　辰史[1]・片岡　正次郎[2]・松本　幸司[3]
谷本　俊輔[4]・佐々木　哲也[5]・金子　正洋[6]

[1]非会員　国土交通省国土技術政策総合研究所　国土防災研究室　研究官（〒305-0804 つくば市旭1）
E-mail:kajio-t8910@nilim.go.jp
[2]正会員　国土交通省国土技術政策総合研究所　国土防災研究室　主任研究官（〒305-0804 つくば市旭1）
E-mail:kataoka-s92rc@nilim.go.jp
[3]正会員　国土交通省国土技術政策総合研究所　国土防災研究室長（〒305-0804 つくば市旭1）
E-mail: matsumoto-k88ce@nilim.go.jp
[4]正会員　独立行政法人土木研究所　地質・地盤研究グループ　土質・振動チーム　研究員
（〒305-8516 つくば市南原1-6）
[5]正会員　独立行政法人土木研究所　地質・地盤研究グループ　土質・振動チーム　上席研究員
（〒305-8516 つくば市南原1-6）
[6]正会員　独立行政法人土木研究所　地質・地盤研究グループ　上席研究員（特命事項担当）
（〒305-8516 つくば市南原1-6）（前　国土交通省国土技術政策総合研究所地震防災研究室長）

南海トラフ巨大地震・首都直下地震の発生が懸念されている中，河川堤防と併せて，都心部に多く存在する河川の特殊堤についても耐震対策が検討されている．しかし，その特殊堤の地震時の詳細な挙動等についてはこれまで十分に研究が進められていない．本文では，特殊堤の効果的な耐震対策工法の検討や現行設計手法の適用性を検証するために，動的遠心模型実験を実施した．この実験にて取得した計測値を分析した結果，地盤改良による対策工の効果と，その対策工に関する現行設計の課題が明らかとなった．

Key Words : *special levees of river, liquefaction, Seismic measures, dynamic centrifuge tests*

1.　はじめに

河川堤防は土堤原則とされているが，用地的制約などから土堤ではなく，特殊堤が設置されている場合がある．この特殊堤は「堤防の全部若しくは主要な部分がコンクリート，鋼矢板若しくはこれに準ずるものによる構造のもの」であるコンクリート擁壁や鋼矢板といった自立式構造と，「コンクリート構造若しくはこれに準ずる構造の胸壁を有するもの」であるパラペット構造の2つに分類されており[1)]，増改築が繰り返され，複雑な構造となっているものも少なくない．

南海トラフ巨大地震・首都直下地震の発生が懸念されている中，都市部での地震被害軽減のためには，特殊堤の耐震対策が重要であるが，その特殊堤の地震時の挙動等については十分に研究が進められていない．また，特殊堤の耐震基準として「河川構造物の耐震性能照査指針（平成24年2月水管理･国土保全局治水課）」があるが，既設特殊堤の耐震点検方法や耐震設計等に関して詳細に具体例が示されておらず，地震時挙動の再現性の検証や，現行基準での設計法の適用性を検討することが必要である．

これまで筆者らは，既往研究[2)]において特殊堤の被災事例の分析や無対策時の地震時の挙動について検討を進めてきた．本研究では，特殊堤の耐震対策工法である地盤改良（固結工法）を対象に動的遠心模型実験を行い，地震時の挙動や対策効果について分析するとともに，現行設計の適用性について考察する．

2.　実験方針

特殊堤の耐震対策工法は，主に構造対策（増し杭工法，鋼材を用いた工法等）と地盤対策（押さえ盛土工法，締固め工法，固結工法，ドレーン工法等）に分けられる．

その中で，比較的経済的であり，施工性に優れ，一般的な工法である地盤改良工法（固結工法）を対象として，実験を行った．既往研究では，特殊堤であるコンクリート擁壁（以下「擁壁」という．），と自立式矢板（以下「矢板」という．）の地震時の主な被災原因は液状化であることが確認でき，その被災の程度は液状化層厚と関連性があることが分かった．これにより，液状化に着目して耐震対策工法の効果検証等を実施するための実験及び検討を行った．

3. 実験方法

以降に示す数値は全て実物大スケールに換算したものである．

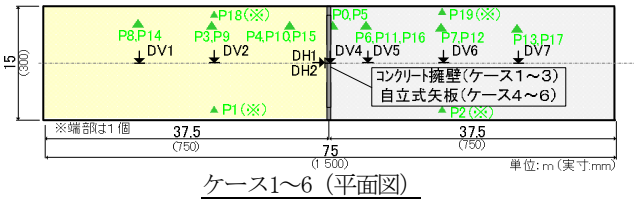
(1) 実験ケース

既往研究での実験ケースの全概要を**図-1**に示す．擁壁（躯体高さ5.6m，基礎杭長10m）と矢板（長さ11m）の各ケースの構造諸元（寸法）は同一にした．**図-1**から対策工を検討する基本ケースとして，杭長，あるいは矢板長の半分程度が液状化層であるケースを対象にし，ケース2（擁壁）およびケース5（矢板）を選定した．耐震対策の改良体の設置位置は，特殊堤躯体の川表側，川裏側を基本とし，特殊堤の躯体直下についても対象として，改良範囲の違いによる効果を検証できるようにした（**表-1**）．

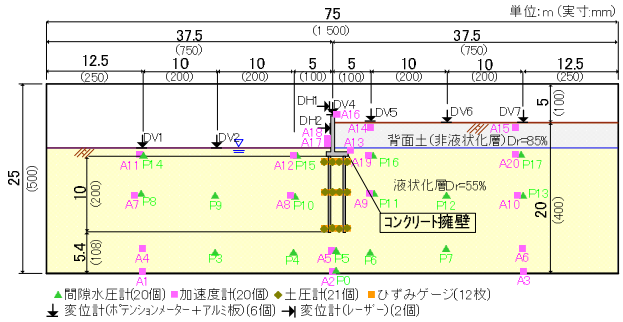
表-1 実験ケースの概要

模型形状	擁壁		矢板	
	杭が非液状化層に支持されている状況		矢板が非液状化層に支持されている状況	
	あり	なし	あり	なし
川表側の地盤改良	●（ケース8）	●（ケース10）	●（ケース14）	●（ケース16）
川裏側の地盤改良	●（ケース9）	●（ケース11）	●（ケース15）	●（ケース17）
特殊堤躯体の直下地盤改良	-	●（ケース12）	-	-
無対策	既往研究で実施済み	●（ケース13）	既往研究で実施済み	-
全層非液状化	●（ケース7）	-	-	-

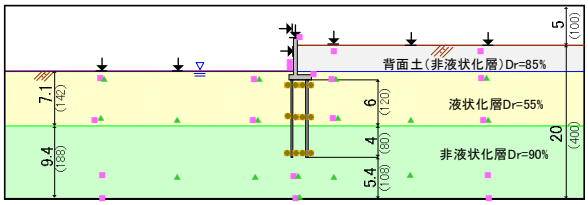
擁壁の実験ケースを**図-2**に，矢板の実験ケースを**図-3**にそれぞれ示す．擁壁の実験では，杭が非液状化層に支持されている条件（以下「支持杭」という．），支持されていない条件（以下「浮き杭」という．）について実施した．それぞれ改良体位置を擁壁あるいは矢板の川表側と川裏側に変化させて，地震時挙動を把握した．浮き杭の条件については，直下改良のケースについても実施した．また，支持杭の条件で，全層非液状化層を対象とした実験を行い，液状化以外の地震時挙動を把握した．



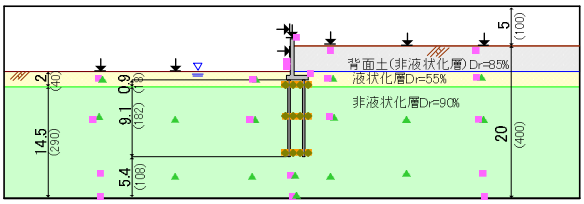
ケース1～6（平面図）



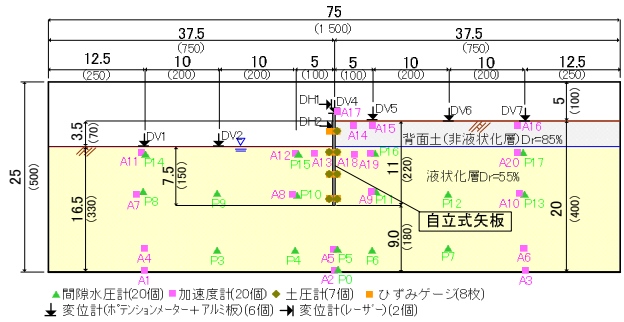
ケース1（断面図）



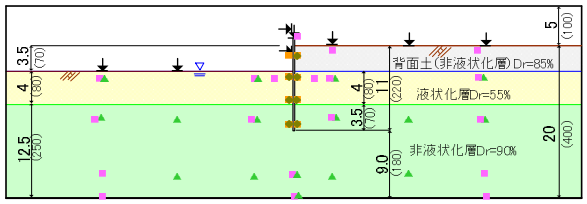
ケース2（断面図）



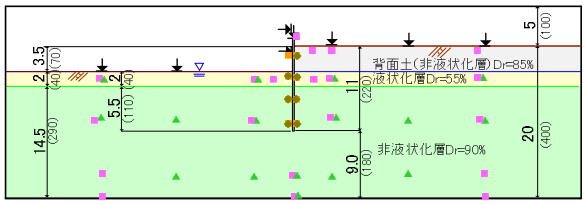
ケース3（断面図）



ケース4（断面図）



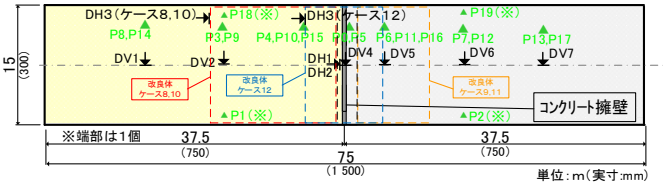
ケース5（断面図）



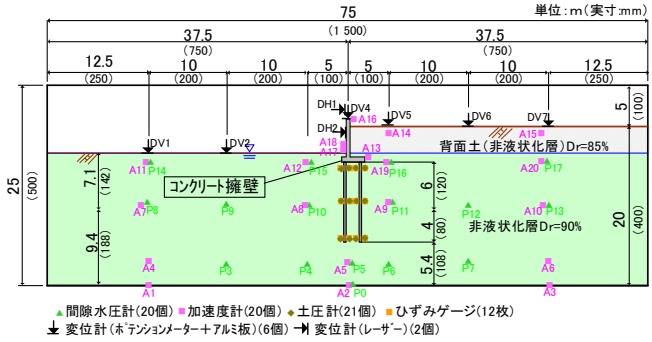
ケース6（断面図）

図-1 既往の実験ケース

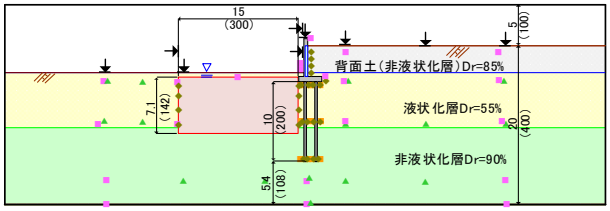
矢板の実験についても，擁壁における実験と同様に，矢板が非液状化層に支持れされている条件（以下「支持矢板」という．），支持されていない条件（以下「浮き矢板」という．）について実施した．それぞれ，川表側および川裏側に改良体を設置し，地震時挙動を把握した．



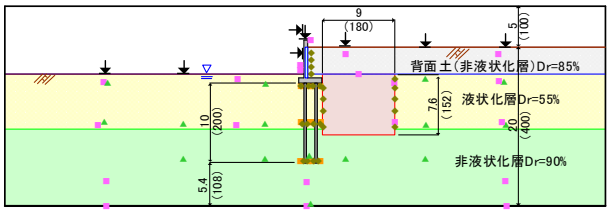
ケース7～13（平面図）



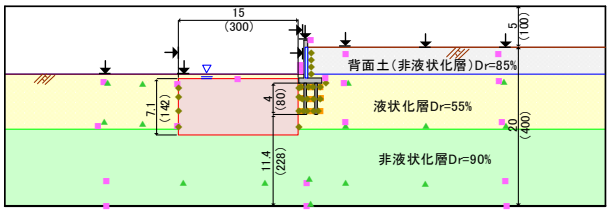
ケース7（断面図）



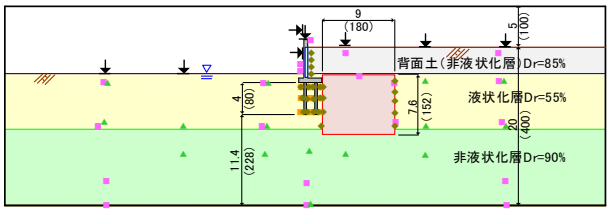
ケース8（断面図）



ケース9（断面図）

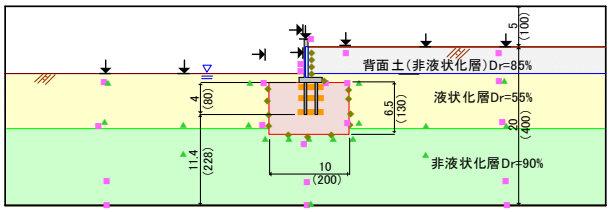


ケース10（断面図）

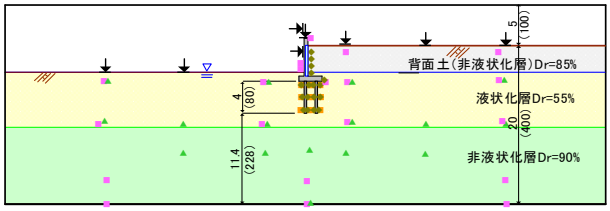


ケース11（断面図）

図-2(1)　擁壁の実験ケース

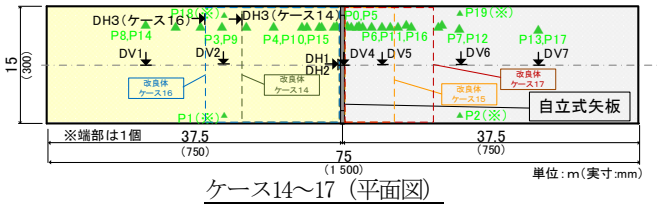


ケース12（断面図）

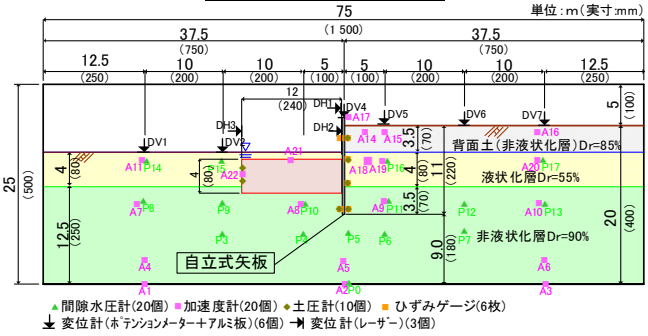


ケース13（断面図）

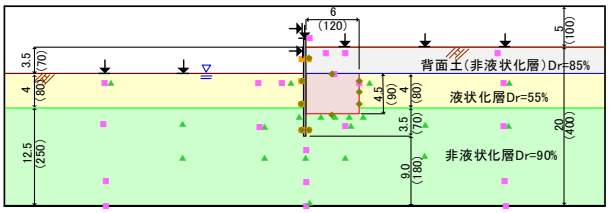
図-2(2)　擁壁の実験ケース



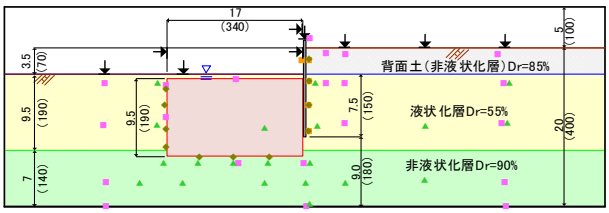
ケース14～17（平面図）



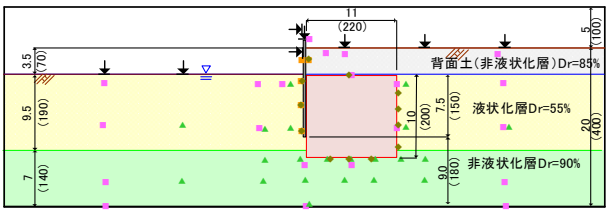
ケース14（断面図）



ケース15（断面図）



ケース16（断面図）



ケース17（断面図）

図-3　矢板の実験ケース

(2) 模型製作方法

模型実験は，独立行政法人土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置を用いて遠心加速度50Gの下で行った．模型の基礎地盤（非液状化層）は相対密度Dr=90%とし，基礎地盤（液状化層）はDr=55%とし，背面盛土はDr=85%として，東北硅砂7号により作製した．擁壁とその基礎杭はアルミ製であり，矢板はステンレス製とした．作製した模型を脱気槽内で水の50倍の粘性を有するメトローズ水溶液に浸し，河床面まで飽和させ，大型動的遠心力載荷試験装置へ設置して，遠心加速度を50Gに上昇させた後に加振を行った．

耐震対策工法としての改良体は，非液状化層への根入れを50cmと固定し，改良体幅は「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）（平成9年10月，土木研究所）」に基づく，レベル１地震動を対象とする外的安定を満足するように設定した．また，改良体は，東北硅砂7号と早強セメントを混ぜ合わせたセメント改良土により，設計基準強度qu=1,000kPa(kN/m²)を目標に作製した．

入力地震動は，道路橋示方書（平成24年3月）に示されているレベル2地震動（タイプⅠ）の「呼び名Ⅰ－Ⅰ－3」を採用した．加振の際は，下方への逸散減衰の影響などを勘案して振幅を0.8倍に調整した加速度波形を用いている．例として，ケース8の入力加速度波形を**図-4**に示すが，黒線がⅠ－Ⅰ-3の加速度に0.8を乗じた波形であり，赤線が遠心力載荷試験装置で実際に加振した入力加速度波形である．

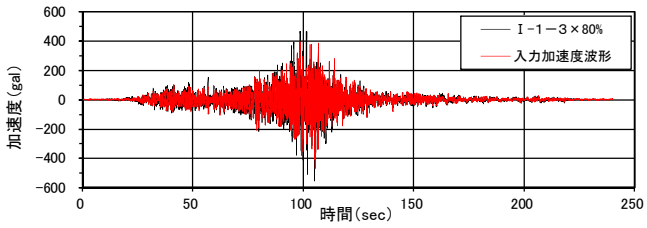


図-4 入力地震動の時刻歴波形（ケース8）

4. 実験結果

(1) 擁壁

a) 変形状況

擁壁をの頂端部の変形量を**図-5**および**図-6**に示す．

図-5および**写真-1**は，支持杭の加振後の変形状況である．支持杭の場合では，鉛直変位量は殆ど生じないことが分かる．無対策でも鉛直変位量は0.17mと小さいが，対策工を実施することで，水平変位に伴う回転量が小さくなり，鉛直変位がさらに低減されたと考えられる．水平変位量は，無対策2.48mに対して，川表側へ改良体を設置した場合に0.81m，川裏側に改良体を設置した場合に0.98mと大きく軽減する結果であった．

浮き杭の場合（**図-6**および**写真-2**）には，改良体を設置しても鉛直変位量が大きいことが分かる．無対策の鉛直変位量1.40mに対して，川表改良の鉛直変位量が0.52m，川裏改良の鉛直変位量が0.89mである．一方，水平変位量は，無対策6.25mに対して，川表側へ改良体を設置した場合に1.28m，川裏側に改良体を設置した場合に1.56mと大きく低減した．さらに，擁壁の躯体直下に改良体を設置した場合は，鉛直変位量が0.025mと殆どなく，水平変位量も0.67mと大きく低減する結果であり，d)で詳述する全層非液状化層のケース7とほぼ同程度の変位であった．

これらの擁壁の実験では，耐震対策として，川表側・川裏側を改良すると，水平変位量を40%以下に低減できることが確認できた．

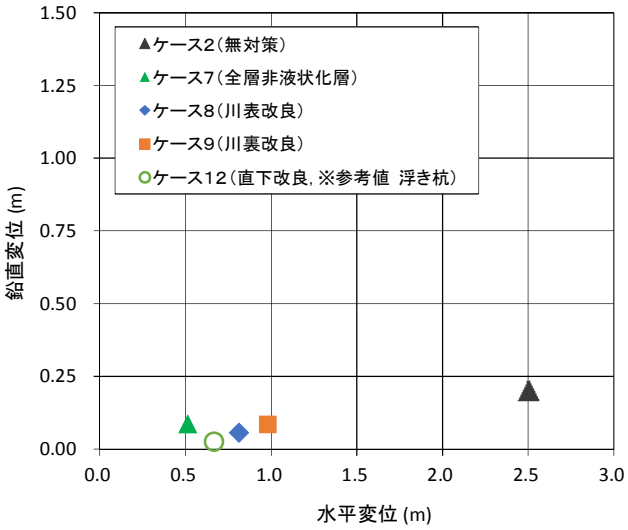


図-5 擁壁頂端部の変形状況（支持杭）

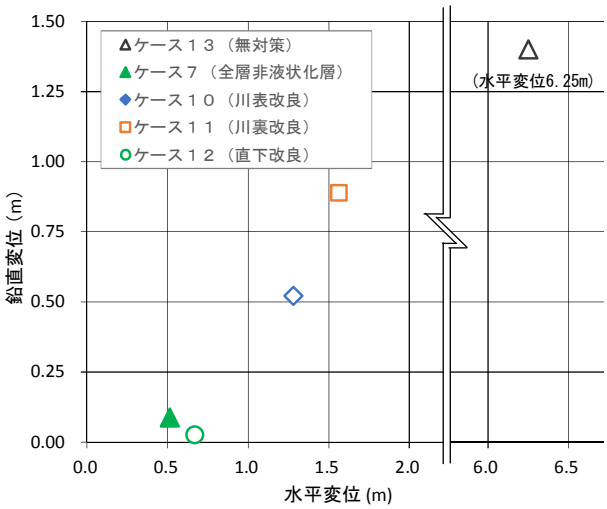


図-6 擁壁頂端部の変形状況（浮き杭）

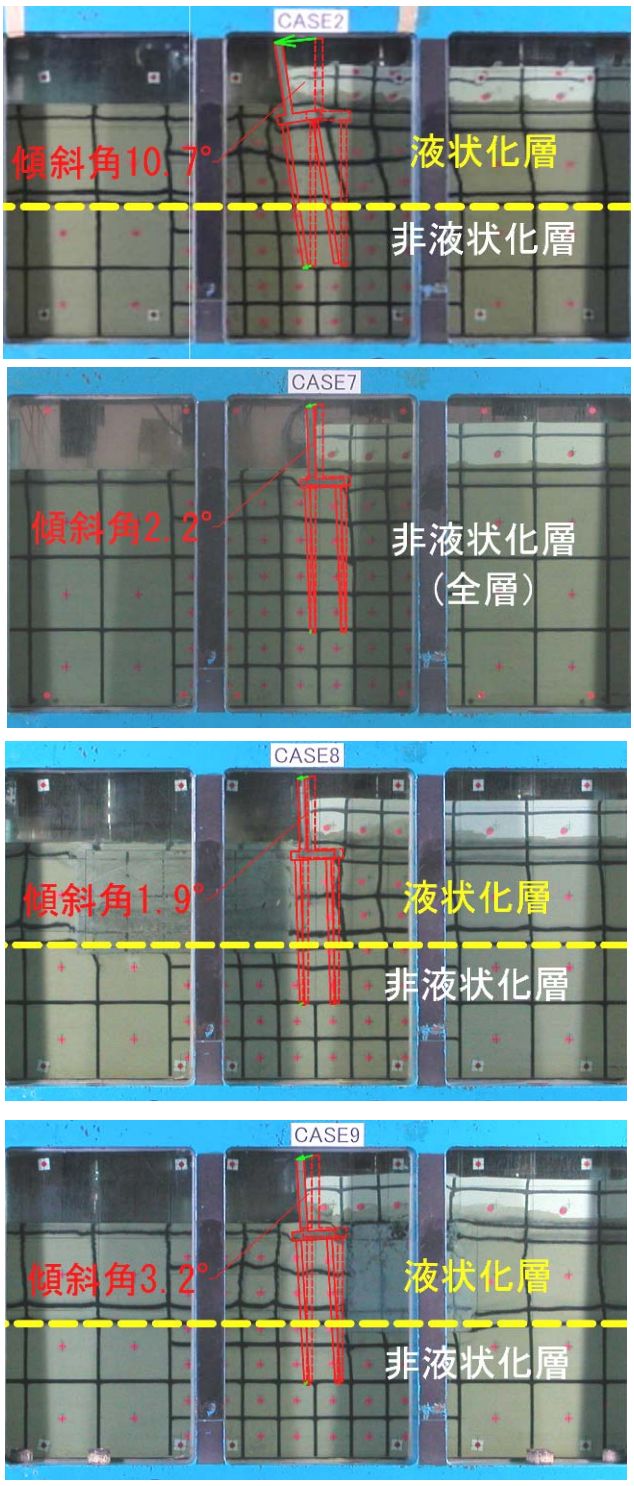


写真-1　擁壁頂端部の変形状況（支持杭）

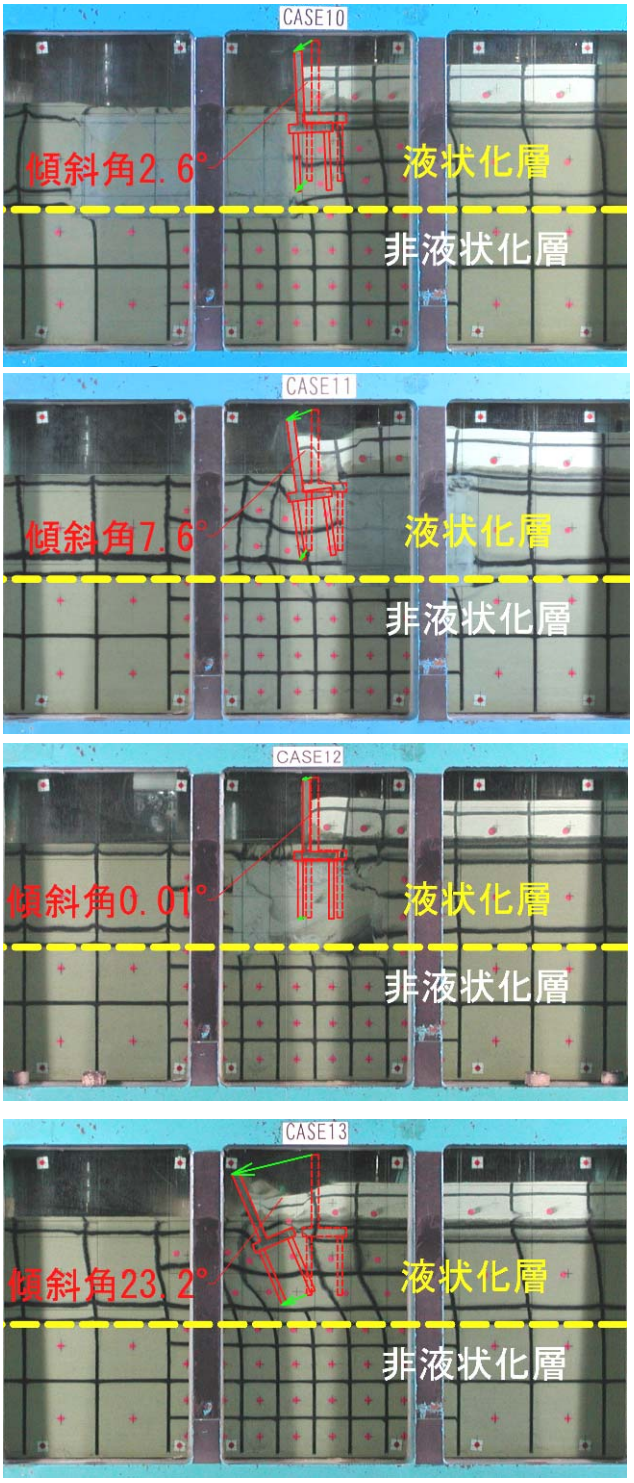


写真-2　擁壁頂端部の変形状況（浮き杭）

b)　改良体の効果検証

擁壁の改良体の設置位置による変位量の違いを**図-7**（鉛直変位量），**図-8**（水平変位量）に示す．鉛直変位については，改良体を設置することで，支持杭と浮き杭の両ケースにおいて，無対策よりも大きく低減する結果が得られた．水平変位についても同様の結果となっているが，浮き杭の川表側・川裏側を改良した場合，水平変位が1m以上となり，必ずしも耐震性能上で十分な効果が得られたとは言えない結果となった．

また，川表側の改良と川裏側の改良の変位量を比較すると，川表側の改良の方が低減効果があるという結果となった．このことから，支持杭の場合はレベル１地震動の設計であるが，レベル２地震動に対して，ある程度の効果が確認できた．浮き杭の場合では，擁壁直下を改良したケースにおいて鉛直変位と水平変位のどちらについても他のケースより大幅な変位量の低減効果が確認できた．

なお，川表側に改良体を設置した場合では，改良体の

変位が大きいと躯体の変位も同様に大きくなり，躯体の変位に改良体の変位が影響していると考えることができる．これは，川表側の改良体は，躯体および川裏側から川表側への作用力を直接受け止める位置にあり，その挙動が躯体と連動することが想定される．

次に，改良体および躯体の挙動に着目して，**図-9** に擁壁で川表側に改良体を設置した場合の加速度を示す．

改良体を躯体の川表側に設置しているケースでは，加速度の計測値（時刻歴波形）をみると擁壁と改良体の加速度の波形がほぼ一致しており，一体となって挙動していることが確認できる．

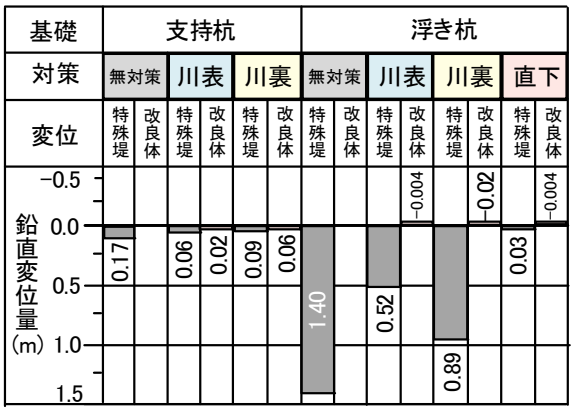


図-7　擁壁における鉛直変位量（単位:m）

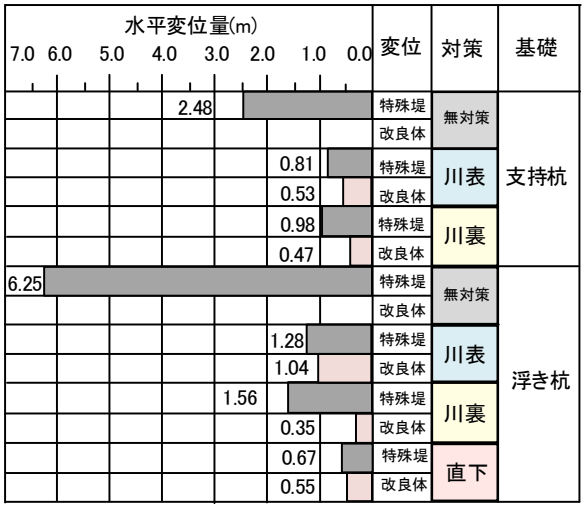


図-8　擁壁における水平変位量（単位:m）

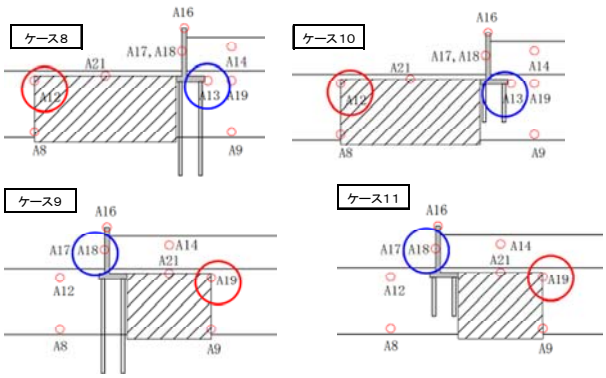


図-9(1)　改良体と擁壁に生じる加速度（計測位置）

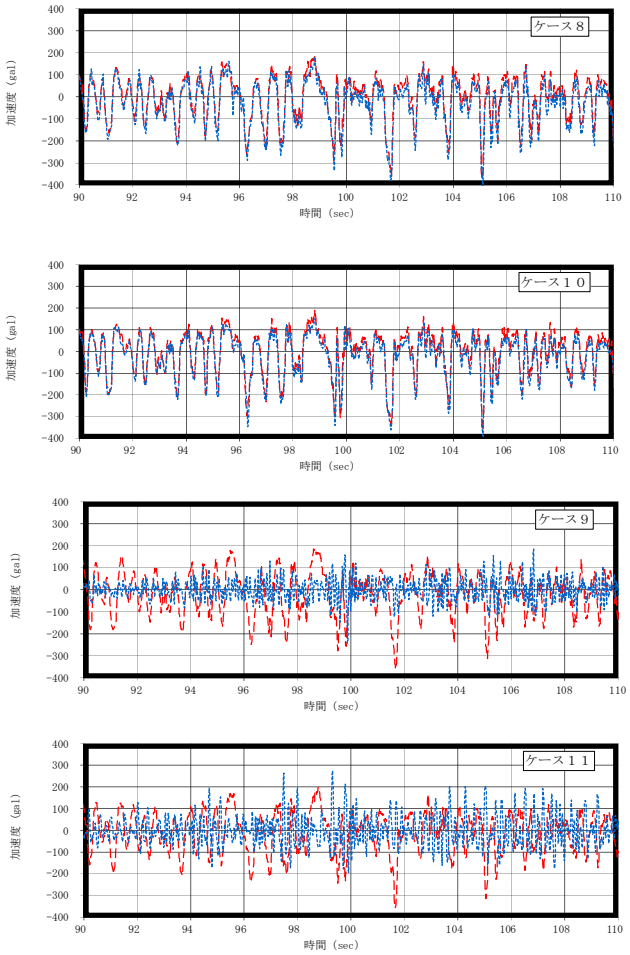


図-9(2)　改良体と擁壁に生じる加速度（波形）

一方，改良体を躯体の川裏側に設置しているケースでは，擁壁と改良体の挙動は一致しておらず，躯体の挙動を抑制するには躯体の川表側に設置する方が効果的だと考えられる．

c)　変位，加速度，過剰間隙水圧，土圧の分析

地震時の変形と加速度，土圧の時刻歴変化を整理し，無対策と耐震対策の計測値を比較，分析した．代表ケースとして，ケース８（川表改良），ケース９（川裏改良）を対象とし，無対策のケース２と比較した．

図-10に，無対策と川表側改良，川裏側改良の間隙水圧の時刻歴を示す．**図-10**より，対策の有無に関わらず，ほぼ同様の間隙水圧の上昇が確認できる．改良体の川表側では，40～50秒程度で過剰間隙水圧比が1.0に到達しており，液状化している状況が確認できる．一方，改良体の川裏側では，概ね100秒程度で液状化している状況が確認できる．

また，過剰間隙水圧比が1.0に上昇するまでの過程で，改良体を設置した方が，過剰間隙水圧の上昇を少しではあるが抑制していることが確認できる．

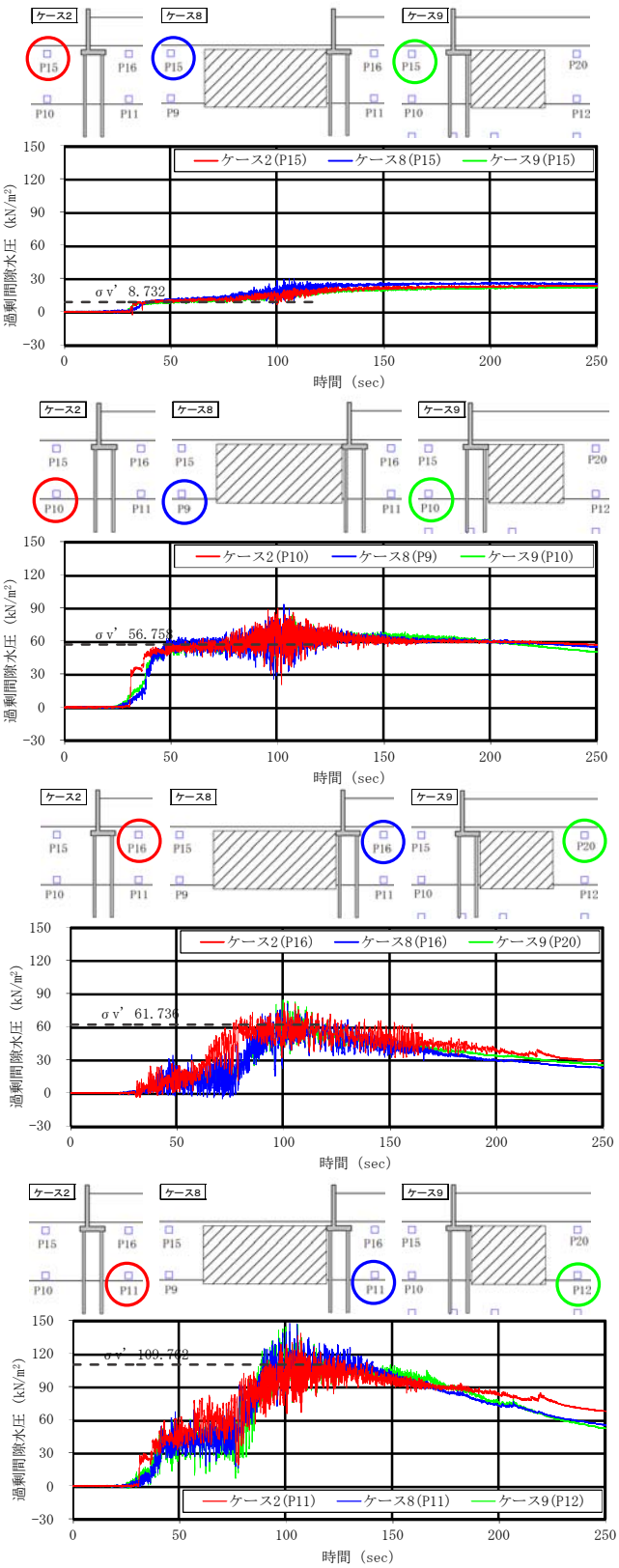


図-10　間隙水圧の時刻歴

図-11に杭に生じたひずみの時刻歴を示す（赤線：無対策，青線：川表改良，緑：川裏改良）．図-11より，杭に生じた曲げひずみは，上記の杭に生じた土圧と同様に，川表もしくは川裏の改良体の設置によって大幅に低減していることが把握できる．

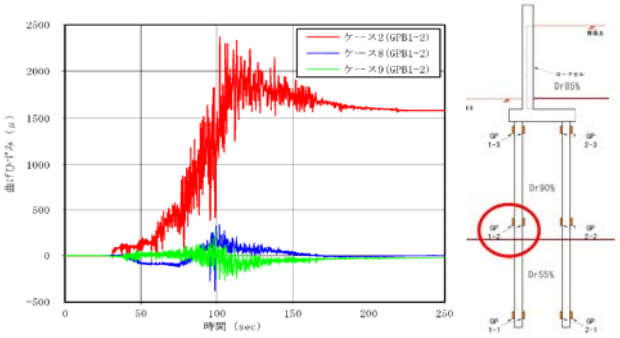


図-11　杭に生じた曲げひずみの時刻歴

図-12に川表改良ケース（ケース8），図-13に川裏改良ケース（ケース9）の改良体加速度と，改良体に作用する主働土圧と受働土圧の差分の時刻歴を示す．

図より，川表側と川裏側を改良する場合の両ケースにおいて，擁壁の変位の初動は，川表側の地盤が液状化する40秒程度で生じていることが確認できる．また，80秒前後からは，変位が急増しているが，これは主働土圧が受働土圧を上回る時間帯とほぼ同じであるため，液状化による土水圧のバランスが崩れたことが影響していると考えられる．しかし，40秒前後からも変位が一定程度で生じているため，土水圧以外の作用力も影響していることが推測できる．

加振終了時は，加速度の低減に伴い，土圧のアンバランスも解消し，変位が収まっている．

30秒～80秒付近に受働側の土水圧＞主働側の土水圧となっている．これは，川表側が川裏側よりも早く液状化し，水平振動成分の差で受働側の土水圧（川表側）＞主働側の土水圧（川裏側）という結果となっていると考えられる．

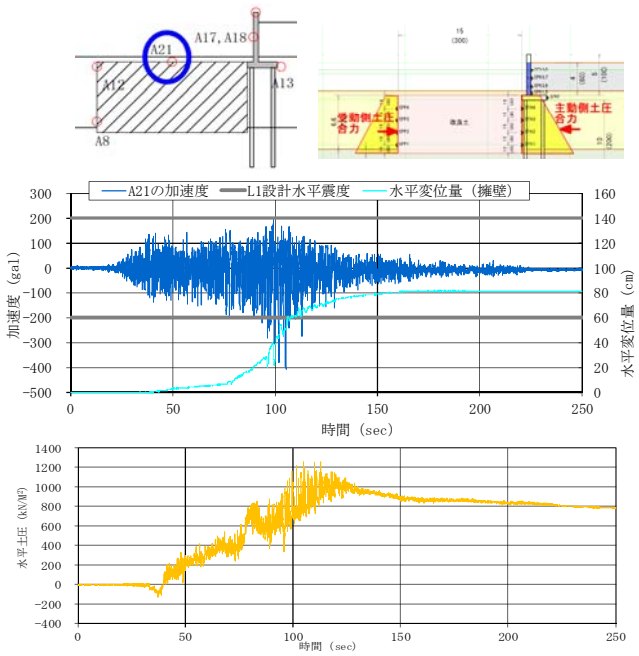


図-12　改良体の加速度，川表側・川裏側の土圧（差分：主働土圧－受働土圧）の時刻歴（川表側改良：ケース8）

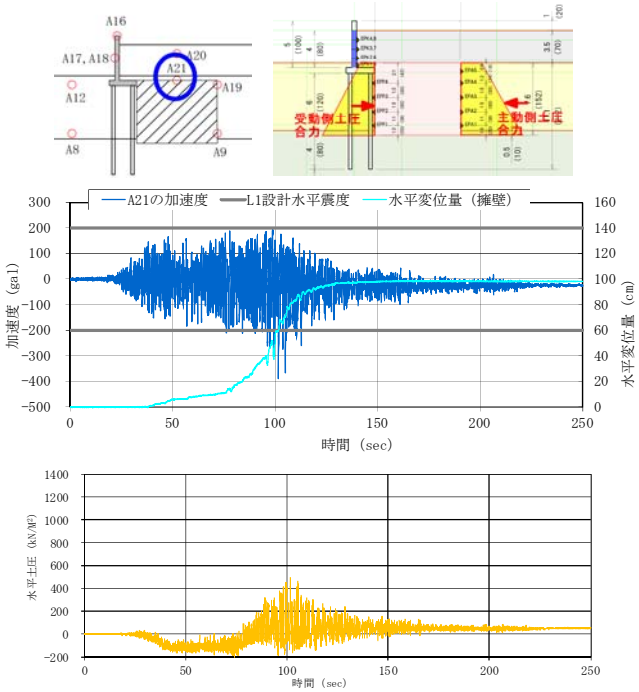


図-13　改良体の加速度，川表側・川裏側の土圧（差分：主働土圧－受働土圧）の時刻歴（川裏側改良：ケース9）

d)　全層非液状化層での変形

液状化以外の変状要因を明確にするために，全層非液状化層を対象とした実験を行った(**図-14**)．実験の結果，鉛直変位量が 0.09m だったものの，水平変位量は 0.51m 生じた．

変位量と過剰間隙水圧比の時刻歴を比較すると，表層付近の過剰間隙水圧比が 1.0 を超えた 30～40 秒付近から変位が少しではあるが発生しており，中間層付近の過剰間隙水圧比が 1.0 近くまで上昇している 80～100 秒全土で回転角と変位量が急増している．

全層非液状化層であれば，本来変形は殆ど発生しないと考えられるが，実験の結果，残留変位が生じた．この原因として，表層は液状化し，中間層は完全な液状化に至っていないものの，過剰間隙水圧比が 1.0 近くまで上昇（**図-15**）しており，非液状化層の強度が低下していることが考えられる．

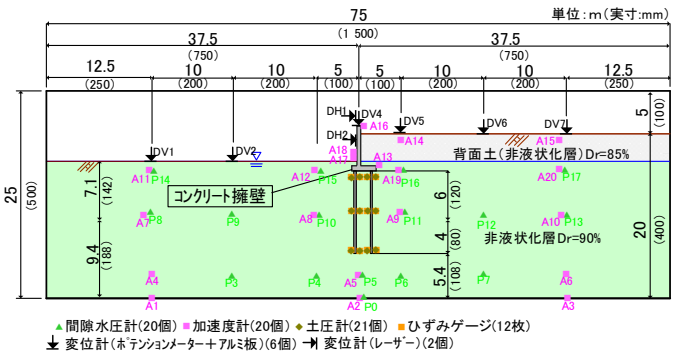


図-14　ケース７の模型形状（全層非液状化層）

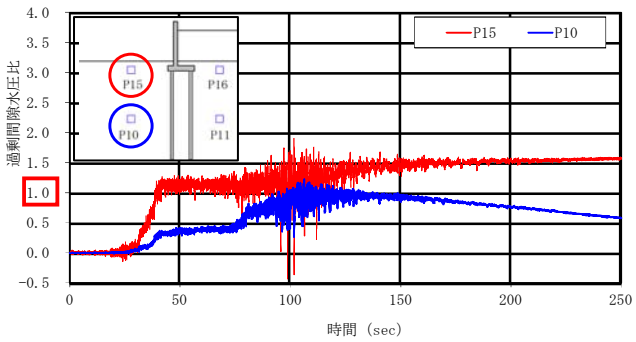


図-15　ケース7の川表側の過剰間隙水圧比

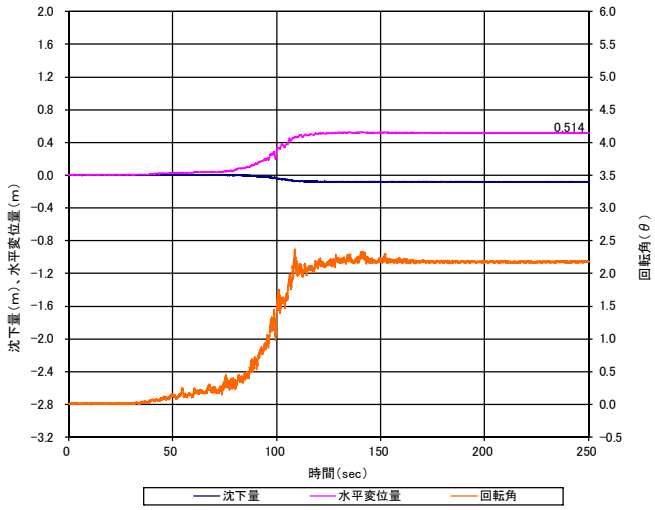


図-16　全層液状化層（擁壁：ケース7）の変位量と過剰間隙水圧比の時刻歴変化

(2)　矢板

a)　変形状況

矢板を対象とする実験結果として，矢板の頂端部の変形量を**図-17**および**図-18**に示す．

図-17および**写真-3**は，支持矢板の場合の加振後の変形状況である．支持矢板の場合には，鉛直変位量が 0.15m以下と小さい．一方，水平変位量は，無対策（ケース5）時の1.71mに対して，川表側へ改良体を設置しても（ケース14），水量変位量は1.55mと約１割程度の低減であった．川裏側へ改良体を設置した場合（ケース15）には1.18mと約3割の低減であった．それぞれ対策により水平変位量を低減することが確認できたが，擁壁と比較すると大きな効果は得られなかった．

図-18および**写真-4**は，浮き矢板の場合の加振後の変形状況である．**図-21**より浮き矢板の場合は，改良体を設置しても，鉛直変位量が生じることが分かる．川表改良（ケース16）の鉛直変位量が0.33m，川裏改良（ケース17）の鉛直変位量が0.56mであり，支持矢板の川表改良（ケース14）の鉛直変位量0.10m，川裏改良（ケース15）の鉛直変位量0.10mと比較すると鉛直変位が大きい結果であった．

一方，水平変位量は，川表改良（ケース16）が1.13m，

川裏改良（ケース17）が0.97mと，浮き矢板より小さい．

支持矢板の場合には，鉛直変位が小さいが，改良体を設置する効果は擁壁と比較すると小さい結果であった．一方，浮き矢板の場合には，鉛直変位が生じるとともに，水平変位量が，支持矢板より小さい．対策効果の高い改良体の設置範囲としては，川裏改良>川表改良，となった．これらをまとめると，自立式矢板特殊堤の実験では，耐震対策として，川表側・川裏側を改良しても，水平変位量の低減効果は限定的であったと考えられる．

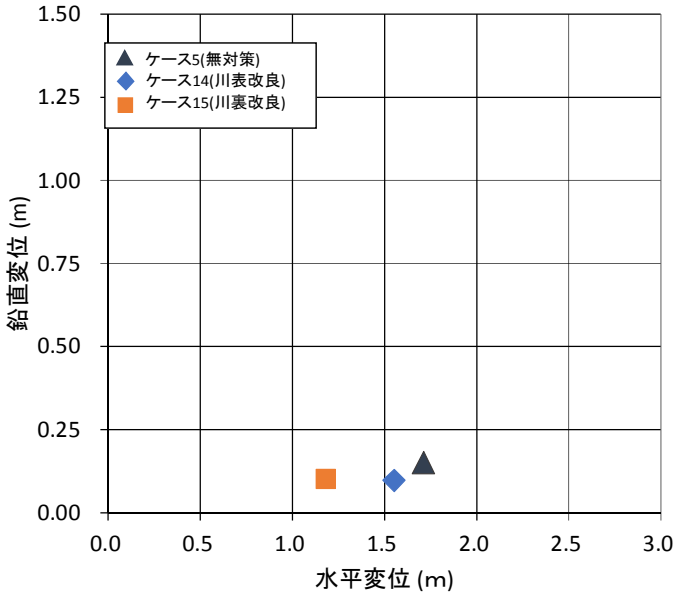


図-17　矢板頂端部の変形状況（支持矢板）

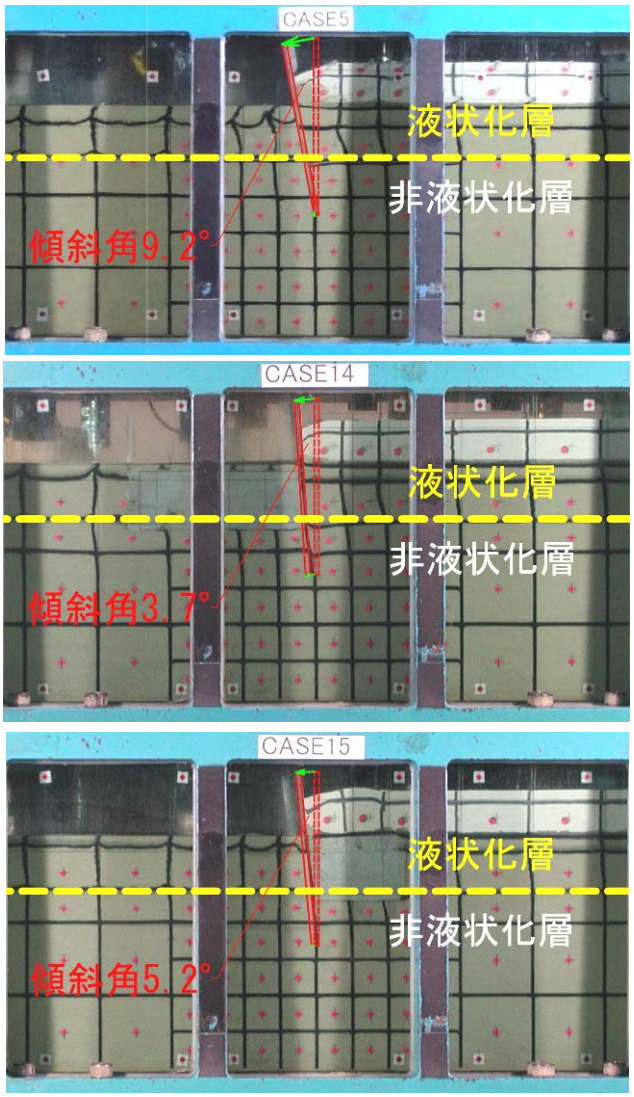


写真-3 矢板頂端部の変形状況（支持矢板）

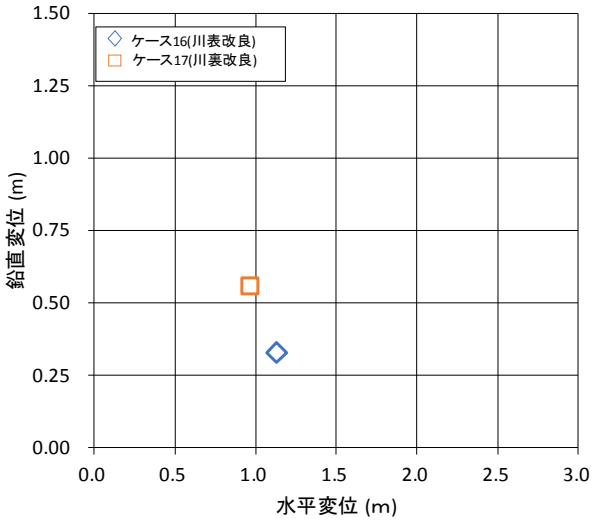


図-18　矢板頂端部の変形状況（浮き矢板）

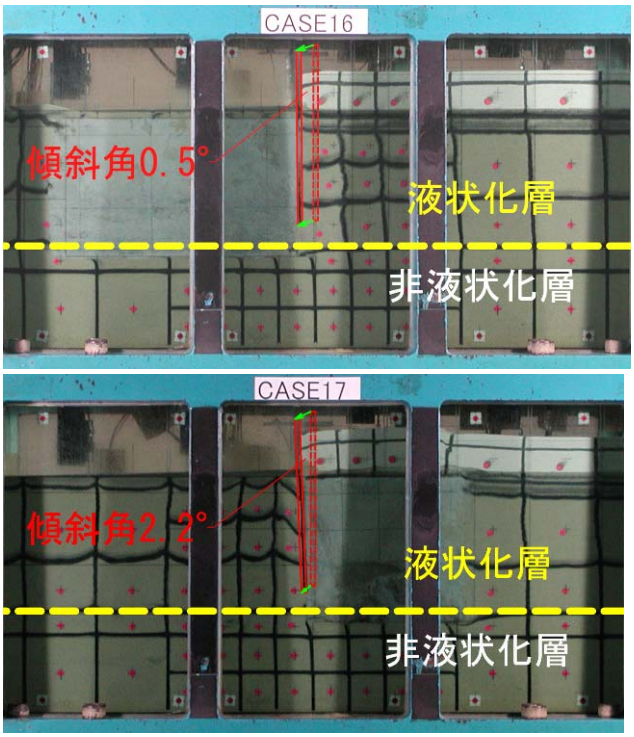


写真-4　矢板頂端部の変形状況（浮き矢板）

b)　改良体の効果検証

矢板の改良体の設置位置の違いによる変位量の違いを図-19，図-20 に示す．

鉛直変位量については，支持矢板の場合，若干ではあるが低減できている．浮き矢板の場合，支持矢板に比較すると約 3 倍以上の鉛直変位が生じている．

水平変位についても，無対策と比較すると大幅に変位量を低減できる結果は得られなかった．

擁壁のように，川表側と川裏側の改良で効果の違いが明確に出ておらず，矢板の変位量が改良体の変位量に影響を受けているような結果は得られなかった．

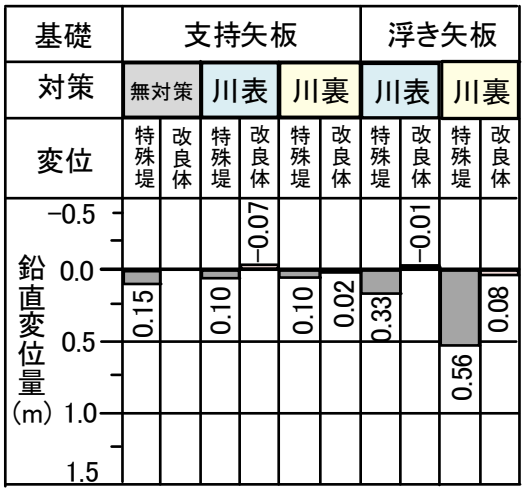


図-19　矢板における鉛直変位量(単位:m)

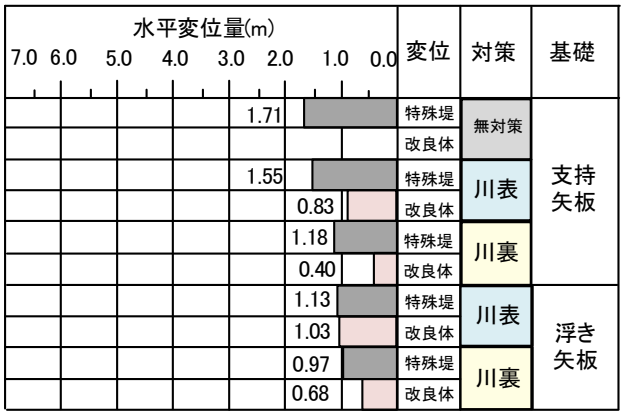


図-20　矢板における水平変位量(単位:m)

c)　変位，加速度，過剰間隙水圧，土圧の分析

地震時の変形と加速度，土圧の時刻歴変化を整理し，無対策と耐震対策の計測値を比較し，耐震対策の効果をを整理し，変形のメカニズムを確認した．代表ケースとして，ケース 14（川表改良），ケース 15（川裏改良）を対象とし，無対策のケース 5 と比較した．

図-21に過剰間隙水圧の時刻歴を示す．図-21より，改良体の川表側の液状化層では，40秒程度で過剰間隙水圧比が1.0に到達しており，液状化している状況が確認できる．

図-21 に改良体加速度，改良体の川表側の土圧の時刻歴を示す．図-21 より，特殊堤の変位の初動は，川表側が液状化する 40 秒程度で生じていることが確認される．

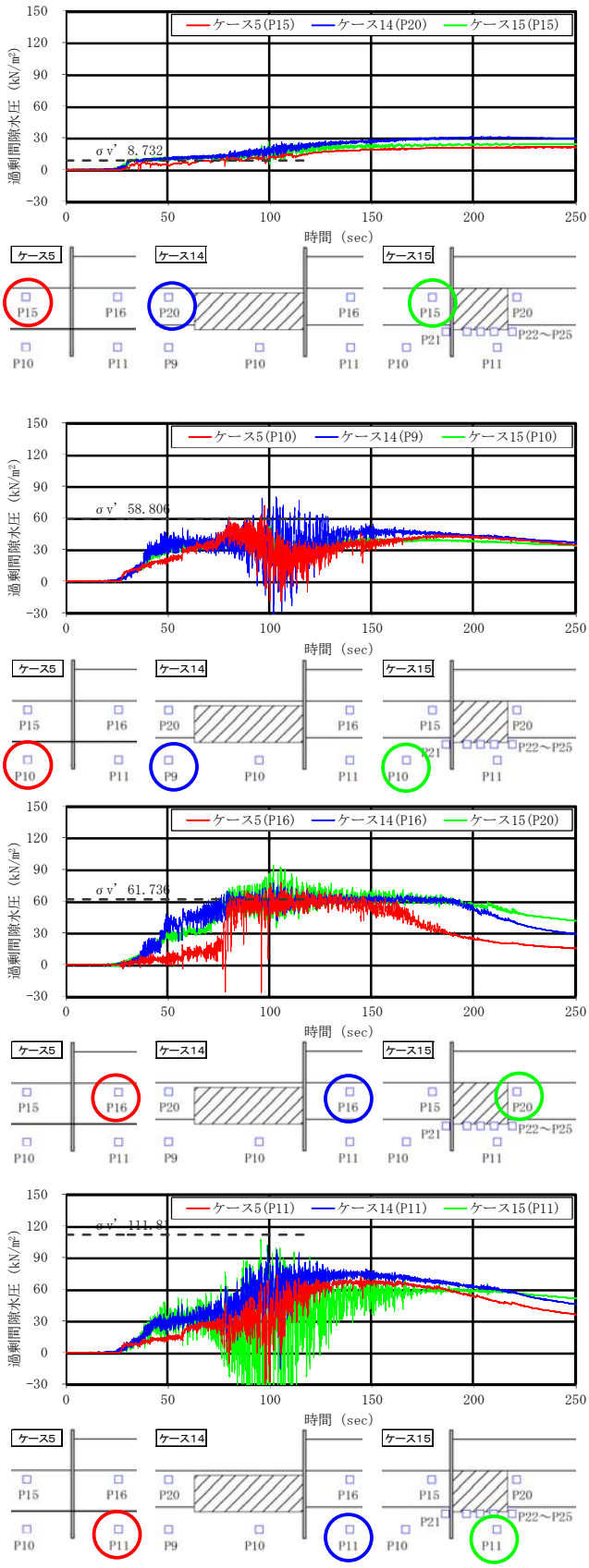


図-21　間隙水圧の時刻歴（川裏側）

75～80秒以降には水平変位が大きく上昇する．改良体の川表側が液状化している状況を鑑みると，75～80秒以降の水平変位の上昇は，加速度の上昇と関連していると考えられる．75～80秒以降では，受働側の土圧は概ね一定値を示している．

図-22に矢板に生じたひずみの時刻歴を示す（赤線：無対策，緑：川裏側改良，川表側改良はなし）．**図-22**より，矢板に生じたひずみは，上記の矢板に生じた土圧と同様に，川裏側の改良体の設置側によって大幅に低減していることが把握できる．

図-24に川表側改良ケース（ケース14），**図-25**に川裏改良ケース（ケース16）の改良体加速度，改良体の川裏側の土圧の時刻歴を示す．

図より，川表側と川裏側を改良する場合の両ケースにおいて，擁壁と同様に矢板の変位の初動についても，川表側が液状化する40秒程度で生じていることが確認される．また，80秒前後からは，変位が急増しているが，これは主働土圧が受働土圧を上回る時間帯とほぼ同じであるため，液状化による土水圧のバランスが崩れたことが影響していると考えられる．しかし，40秒前後からも変位が一定程度で生じているため，土水圧以外の作用力も影響している可能性もある．

加振終了時は，加速度の低減に伴い，土圧のアンバランスも解消し，変位が収まっている．

30～80秒以降に受働側の土水圧＞主働側の土水圧となっている．これは，川表側が川裏側よりも早く液状化し，水平振動成分の差で受働側の土水圧（川表側）＞主働側の土水圧（川裏側）という結果となっていると考えられる．

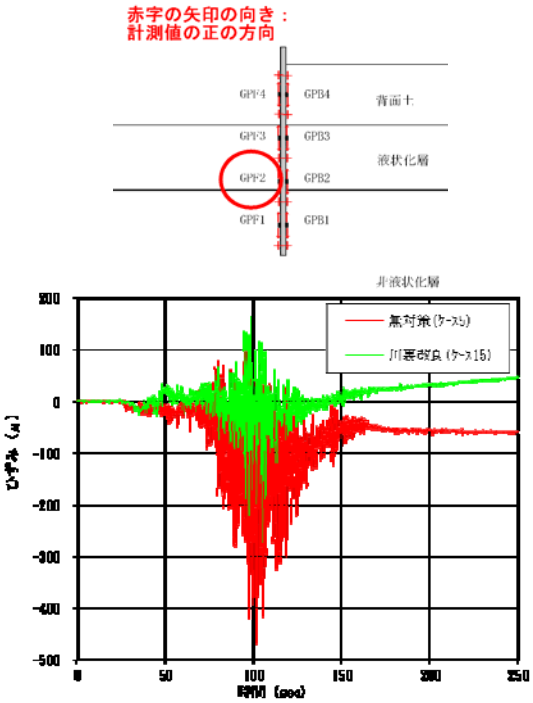


図-22　矢板に生じたひずみの時刻歴

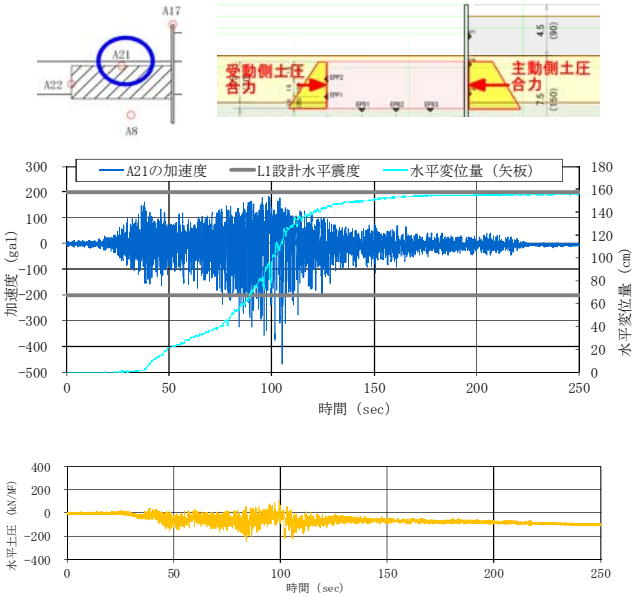


図-23　改良体の加速度，川表側・川裏側の土圧（差分：主働土圧－受働土圧）の時刻歴（川表側改良：ケース 14）

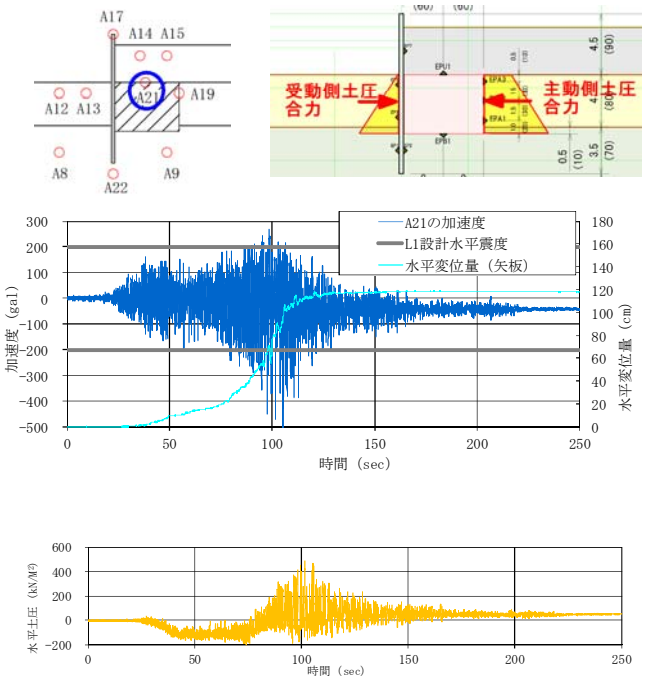


図-24　改良体の加速度，川表側・川裏側の土圧（差分：主働土圧－受働土圧）の時刻歴（川裏側改良：ケース 15）

3)　現行設計との比較

液状化対策として用いられる改良体は，「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）（平成９年10 月，土木研究所）」に基づき，設計されている．設計手順は，改良範囲（改良深さ，改良幅）や改良仕様（改良体形状，改良体強度）を仮定し，地震時の改良体自体の安定および堤防の地震時の円弧すべり計算により安定の検討を行うものである．改良体の安定の検討では，

外的安定と内的安定の２つがある．外的安定の検討は，地震時において周辺地盤から改良地盤に作用する土水圧や改良地盤の慣性力等を算定して，滑動，転倒，支持力について照査をするものである．内的安定の検討は，地震時において端趾圧，改良体全体の水平せん断，鉛直せん断に対する許容応力度について照査するものである．これを踏まえて，実験値と現行設計値を比較，分析した．

a) 改良体に生じる静止土圧

模型地盤の基礎的な前提条件の把握として，加振前の静止土圧について計測値と設計値を比較した．

受働側の静止土圧の計測値と計算値を**図-25**（受働方向にマイナス）に示す．加振前の計算値は静止土圧係数K0=0.5（砂質土）として算出したものである．**図-25**より，加振前の受働側の土圧は概ね計算値と整合していると考えられる．

主働側の土圧の計測値と計算値を**図-31**に示す．計算値は静止土圧係数K0=0.5（砂質土）として算出したものである．計算値の算出にあたり，主働側の土圧は背面盛土の上載荷重を考慮したもの，背面土を無視したものの２種類を算出した．

図-26より，主働側の静止土圧は背面盛土を無視したものと概ね整合していると考えられる．この要因は，模型地盤の条件として，川表側の地表面を一定の水位とし，背面盛土は不飽和としており，不飽和土は粒状であるため，その土圧は計器で検知することが難しいためである．

b) 改良体に生じる加振時の受働土圧・主働土圧

模型地盤の地震時の特性把握として，加振時の主働・受働土圧の計測値と設計値を比較した．

受働土圧の計測値と計算値を**図-27**（受働方向にマイナス）に示す．計算値はマニュアルに基づく設計値である．計測値（○）は，加振前の値（■）に加振時の観測値の最小値を加えた．**図-32**より，どのケースも受働土圧はレベル１設計値以上となることが確認できた．

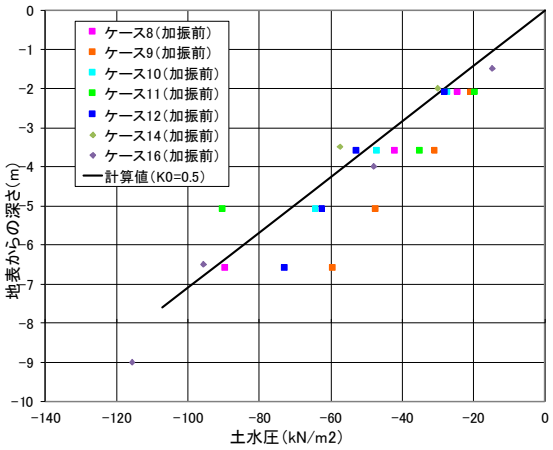


図-25　加振前の受働側の静止土圧の設計値と観測値

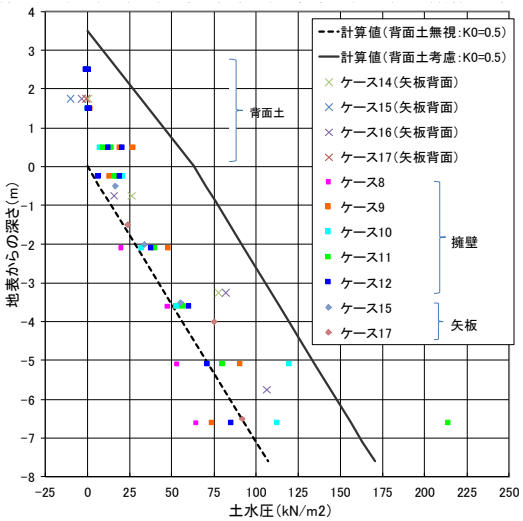


図-26　加振前の主働側の静止土圧の設計値と観測値

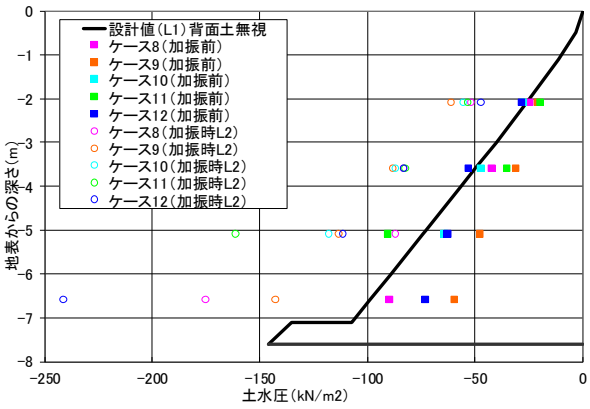


図-27　加振時の受働土圧の設計値と観測値の比較

主働土圧の計測値と計算値を**図-28**に示す．計算値の算出にあたり，主働側の土圧は背面盛土の上載荷重を考慮したものと，背面盛土を無視したものの２種類を算出した．計測値（○）は，加振前の値（■）に加振時の観測値の最大値を加えた．

図-28より，殆どのケースにおいて計測値が，背面盛土考慮の計算値よりも大きくなることを確認した．レベル２地震動が加わることで，主働土圧としてレベル１設計値を上回る状況が確認できた．

また，土圧の設計値と計測値の関係について代表例として**図-29**に示す．**図-29**より，受働側は，設計値より大きい土水圧（振動成分を除く）程度で一定となり，主働側は，設計値より小さい『土水圧－振動成分』程度で一定となる．

以上より，加振時土圧の計測値は設計値と比較すると，受動土圧の計測値は設計値よりも大きくなっており，主働土圧は若干大きめの値となったが，概ね設計値程度となっていることが分かった．

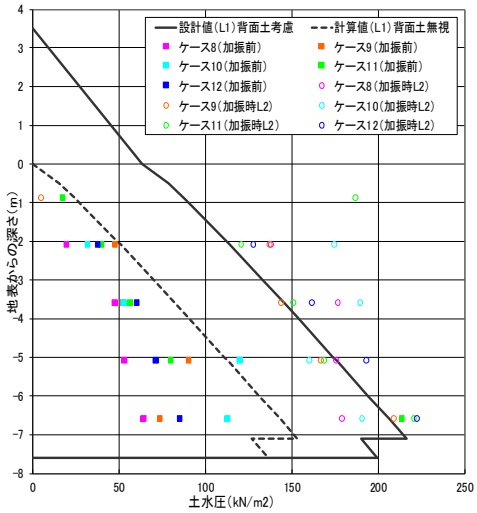


図-28　加振時の主働土圧の設計値と観測値の比較

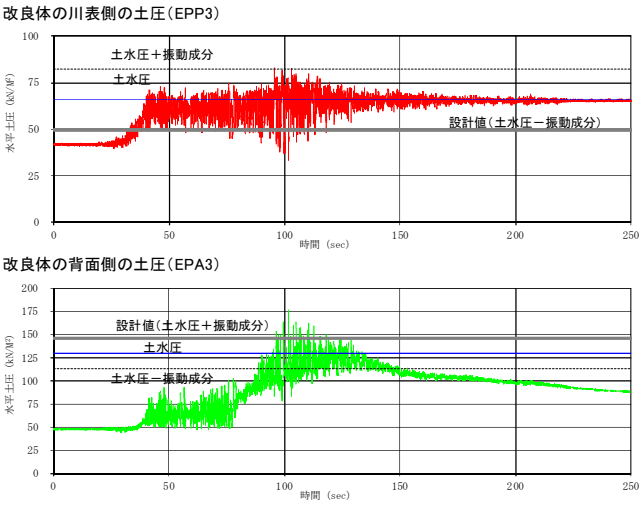


図-29　土圧の設計値と計測値の関係

c)　水平力の設計値と計測値の比較

本実験で，対策工の一定の効果が確認できた．一方，改良体自体も水平変位が生じているため，水平方向に生じる合力を算出し，設計値と比較した．

加振時の実際の変位は水平方向のみでなく，鉛直方向にも生じるため，最も水平方向成分が支配的となるケースとして擁壁の直下改良のケース 12 を対象に算出した．**図-30** に示すように改良体に生じる土圧の合力，擁壁に生じる土圧の合力，改良体に生じる慣性力，擁壁に生じる慣性力，川表側の上載荷重の慣性力を算出して，作用する水平力を算出した．また，改良体の地点毎の土圧の合力は，**図-31** のように比例配分により算出した．

図-32 にそれぞれの水平方向合力の時刻歴を示す．①が改良体に生じる土圧合力，②が擁壁背面の土圧合力，③が改良体に生じている慣性力，④が擁壁の躯体の慣性力，⑤が改良体の上の上載荷重の慣性力，⑥改良体底面摩擦力を算出した．また，図内には，改良体のレベル１地震動による設計値（「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」に基づく)を破線で示した．**図-32** の①は改良体に生じる土圧合力である．主働側は設計値を少し上回る程度であり，受働側は設計値を大きく上回っている．**図-32** の③は改良体に生じる慣性力である．レベル２地震動の波形を作用させているため，設計値以上の慣性力が生じている．現行設計では，堤防の設計法を準用しているため擁壁の慣性力・擁壁に作用する土圧は，簡略化しており外的安定の検討では見込まれておらず，今回の模型の作用力とも整合しておらず，今後の課題である．

水平作用力を表-2 にとりまとめる．これより，擁壁背面土圧，改良体慣性力，受働土圧，擁壁慣性力について，設計値と計測値の差が大きく，設計上の課題でもある．抵抗力として効く，受働土圧と改良体底面摩擦力の差も大きいことが分かる．

表-2　設計値と計測値のアンバランス分の整理

（単位：kN）※1

		設計値	計測値※2	差	割合※3
①	主働土圧	1,030	1,100	-70	44%
②	受働土圧	-420	-690	270	-169%
③	擁壁背面土圧	0	200	-200	125%
④	改良体慣性力	110	300	-190	119%
⑤	擁壁慣性力	0	150	-150	94%
⑥	川表上載荷重慣性力	90	10	80	-50%
⑦	改良体底面摩擦力(水平方向)	240	140	100	-63%
			計	-160	

※1：（＋）川表側方向，（－）川裏側方向　※2：計測値は最大値
※3：（差）／（差の計）

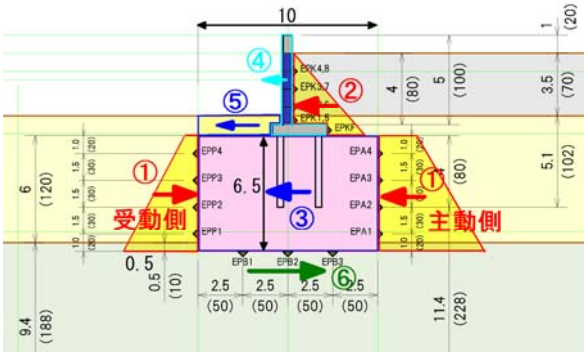


図-30　水平方向合力の算出方法

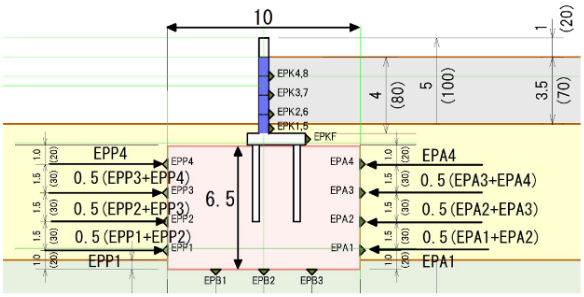


図-31　改良体に生じる土圧合力の算出方法

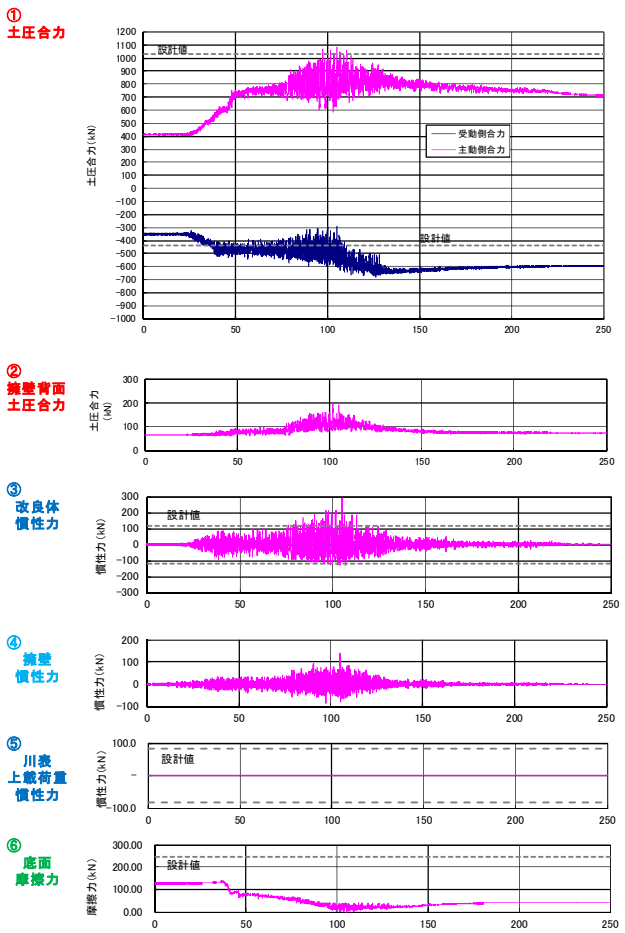


図-32　水平方向合力のアンバランス分の算出

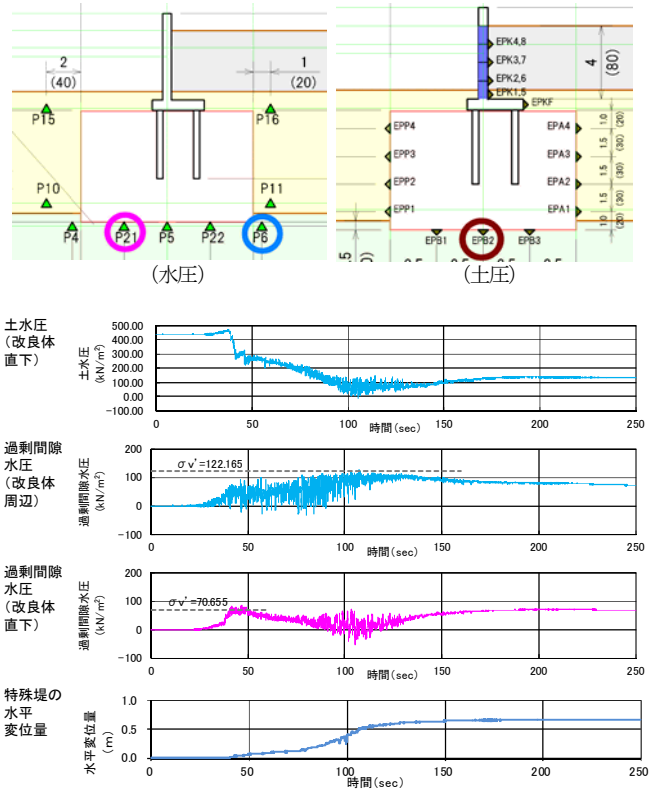


図-33　改良体底面の土圧・水圧，特殊堤変位の時刻歴

また，図-33に擁壁の水平変位と改良体底面の土水圧，過剰間隙水圧の時刻歴変化をまとめた．これより，改良体底面においては，加振により40秒前後まで過剰間隙水圧比が上昇し，液状化と同時に水平変位が発生し始めて，その後，過剰間隙水圧は下がっている．改良体底面の土水圧についても，40秒前後までは上昇しているが，それ以後，0kN/m²近くまで低下しており，過剰間隙水圧の上昇（液状化の発生）と連動していることが分かる．改良体の変位（擁壁の変位）は，改良体底面部の液状化や，改良体底面の土水圧及び摩擦力の低下が影響していることを確認できた．

5.　結論

本研究では，模型実験により得られた計測値等を整理，分析を行い，無対策と耐震対策工の実験結果を比較することで対策効果を分析し，耐震対策の現行設計の課題を確認した．その結果を以下にまとめる．

①模型実験の結果，現行のレベル１設計による対策工（地盤改良）はレベル２地震動に対しても一定の耐震対策効果が得られることが確認できた．

②擁壁の支持杭の上半分が液状化層の実験ケースでは，耐震対策として川表側あるいは川裏側を改良すると，水平変位量を 40%以下に低減できる結果が得られた．これは支持杭および浮き杭で同様の結果であった．

③矢板の実験ケースでは，川表側あるいは川裏側を改良しても，水平変位量が 1.0m 以上発生し，低減効果は限定的であることが分かった．

④擁壁の杭，矢板が非液状化層に根入されていない場合，耐震対策として，川表側あるいは川裏側を改良しても円力変位（躯体自体の沈下）に対する効果は小さい．一方，擁壁の場合は，擁壁直下を改良した実験ケースでは，全層非液状化層と同程度の変位量に抑えられ，大きな耐震対策効果が確認できた．

⑤ケース７（擁壁：全層非液状化層）の場合には，水平変位量が 50cm 程度発生しており，非液状化層における液状化の影響（過剰間隙水圧の上昇による非液状化層の強度の低下等）が確認された．

⑥耐震対策の改良体と擁壁の地震時の挙動を比較したところ，川表側に改良体を設置したケースでは加速度波形がほぼ一致したことから，改良体と擁壁は一体となって挙動をしており，擁壁の挙動を抑制するためには躯体の川表側に改良体を設置した方が効果的であると考えられる．

⑦現行設計の計算値と実験で得られた計測値を比較したところ，擁壁背面土圧，改良体慣性力，受働土圧，擁壁慣性力が大幅に差が生じている．その中でも受働土

圧が割合が大きく，今後，詳細な分析が必要である．
また，改良体底面の最大抵抗摩擦力は過剰間隙水圧の上昇（液状化）と関連性があることが実験データから確認できた．

今後は改良体の非液状化層への根入れを考慮した検討や，互層での適用性などの検討を進めていく予定である．

参考文献

1) (財)国土技術研究ｾﾝﾀｰ：改訂 解説・河川管理施設等構造令，2000.
2) 梶尾辰史，片岡正次郎，金子正洋，谷本俊輔，佐々木哲也：河川の特殊堤の地震被害に関する事例分析と動的遠心模型実験，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）Vol70, No.4, pp.718-733, 2014.

STUDY ON SEISMIC MEASURES FOR SPECIAL LEVEES OF RIVER BY DYNAMIC CENTRIFUGE TESTS

Tatsushi KAJIO, Shojiro KATAOKA, Koji MATSUMOTO,
Shunsuke TANIMOTO, Tetsuya SASAKI and Masahiro KANEKO

Since we have concerned about the occurrence of Tokyo area earthquake and Nankai earthquakes, we are examining seismic measures for special levees in the city center as with general embankments. However, the detailed research of the special levees behavior induced by earthquake has not been promoted enough until now. In this paper, in order to verify the applicability of the current design methods and this study about seismic measures for special levees, we conducted dynamic centrifuge experiments. From the results of these experiments analyses, the effect of ground improvement has been proved, and problems of the current method have been indicated.