

Research Report of the National Institute
of Industrial Safety, NIIS-RR-2004 (2005)
UDC 550.34:364.255:624.131.542:351.798

地盤流動による港湾岸壁及び河川堤防の被害軽減技術に関する実験的研究

玉手 聡*, 東畑郁生**, 本多 剛**

Experimental study to reduce the damage in both quay walls and river dikes
related to the lateral flow of the ground

by Satoshi TAMATE*, Ikuo TOWHATA**, Tsuyoshi HONDA**

Abstract: Liquefaction-induced flow causes severe damage to offshore structures and embankment of river dikes. It became important to assess safety of existing structures against a strong earthquake after Kobe earthquake 1995. Reinforcement of the ground is needed to ensure stability of the cranes on quay walls. Many researchers have studied mitigation techniques to reduce the damage. For example, installation of underground walls such as resistance piles, sheet piles and grouting was proposed to restrict ground flow behind quay walls and in subsoil of river dikes. This study aims to estimate the effects of underground walls on the reduction of ground movement. Centrifuge model tests of quay walls and river dikes were carried out. Additionally, laboratory shear tests and numerical analysis with distinct element method were conducted to investigate deformation mechanism.

Two series of model test of quay walls were carried out by using two types of soil. In the first series, coarse sand with relatively high liquefaction resistance was used and resistance piles were adopted to mitigate ground flow behind quay walls. In the second series, Toyoura sand with the relative density of 40% was used and models with sheet piles or grouted soil were tested for the purpose of mitigating movement of quay walls. It was shown that resistance piles could restrict ground flow behind quay walls in the first series, and that the movement of quay walls could not be effectively restricted against a strong shaking in the second series.

In the tests of river dikes, sandy silt which was collected from liquefied area in Western Tottori Earthquake (2002) was used as liquefiable material. The characteristics of this soil are high fines content and low permeability. Three models were tested. One is a model without mitigation measure. The others are models of sheet piles with drainage function or grouted soil walls. Test results showed that mitigation by sheet piles are most efficient in reducing the lateral flow. The results obtained from numerical analysis with distinct element method were similar to those of model tests. Subsidence of river dike was reduced in both of mitigation model with sheet piles and grouted soil walls.

Keywords; Lateral flow, Liquefaction, Caisson, River dike, Centrifuge model test, Distinct element method

* 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group
** 東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻 The University of Tokyo, Graduate School of Department of Civil Engineering

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、港湾岸壁に設置された多数のコンテナクレーンに倒壊や転倒災害が発生した¹⁾。この災害原因は、地震により液状化した地盤が海側へ流動したために、発生した側方変位と沈下がクレーン脚部に損傷を与えたことであった。近年、開発が活発なウォーターフロント地域では、砂質系の軟弱地盤における大規模建設工事が行なわれており、これらは施工期間が比較的長期間に及ぶことが多く、工事中に地震が発生する可能性が高まっている。しかしながら工事用の仮設構造物では、地盤の液状化と大変形問題に対する安全性は考慮されていない。従って、護岸の大変形が背後地盤の流動現象を引き起こした場合には、建設現場での仮設構造物が倒壊し、大惨事になることが心配される。

そこで本研究では、これまでの地震において液状化に伴う流動変形によって大きな被害が発生した護岸構造物や河川堤防²⁾の被害軽減技術の確立を目的として動的遠心模型実験を行なった。本実験では、対策工法として側方流動を抑制できる地中壁工法（抑止杭、矢板、薬液改良体）の効果について検討を行なった。

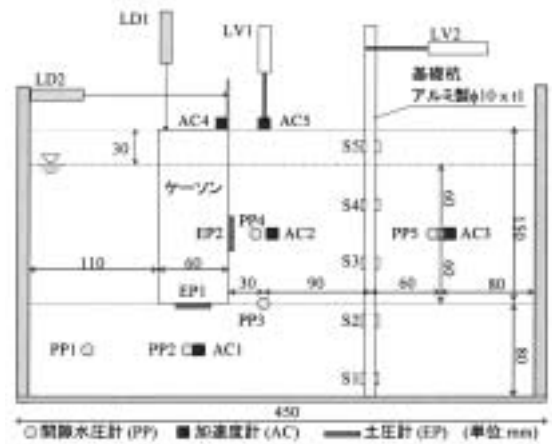
2. 護岸構造物及び周辺地盤の流動対策実験

1995年の兵庫県南部地震以降、L2地震に対する港湾施設の安全性の確保が重要な課題であり、特に既設構造物の被害軽減技術の確立が急務となっている。そこで本研究では被害軽減技術として、地中壁（抑止杭、矢板壁、薬液改良）の設置により地盤流動を抑制する工法の有効性について検討を行なった。

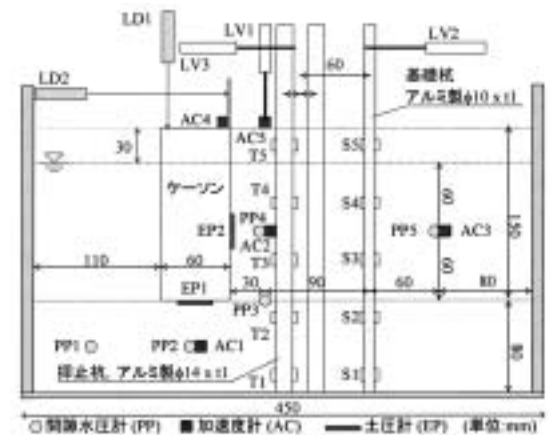
また地震荷重としてL2地震による強震動を想定した場合、従来液状化の危険性が指摘されているゆるめめの砂質地盤だけではなく、広範囲の砂質系地盤での液状化被害の危険性を考慮する必要がある。

本研究では液状化強度の違いが対策工法による流動抑制効果に与える影響を調査した。本実験では液状化強度の異なる2種類の地盤材料を用意し、液状化に伴う護岸構造物の変形メカニズムと抑止効果について動的遠心模型実験による検討を行なった。

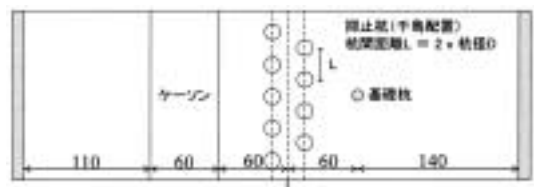
実験では、1stシリーズにおいてL2地震に対して液状化を生じる日光硅砂（平均粒径0.58mm，相対密度40%）を用い、2ndシリーズではL1およびL2地震に対して液状化を生じる豊浦硅砂（平均粒径0.20mm，相対密度40%）を用いた。



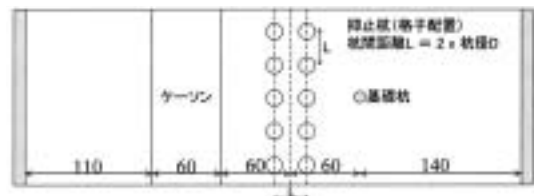
a) Case1 Unmitigated model.
ケース 1 未対策の模型地盤



b) Case2 & 3 Mitigation models with resistance piles.
ケース 2 & 3 抑止杭を設置した模型地盤



c) A plane of Case2.
ケース 2 の平面図



d) A plane of Case3.
ケース 3 の平面図

Fig. 1 Schematic diagram of model grounds.
模型地盤概要

2.1 実験概要 (1stシリーズ)

Fig. 1 に1stシリーズで用いた模型地盤の概要を示す。地盤材料には平均粒径0.58mmの日光硅砂（目標相対密度40%）を使用し、空中落下法によって模型地盤を作製した。ケーソン護岸模型は高さ150mm×幅60mmとし、単位体積重量 20.6kN/m^3 である。

護岸背後地盤には構造物の基礎杭を想定した直径10mm、厚み1mmのアルミ製基礎杭模型（実物換算:直径500mm、厚み14mmの鋼管杭に相当）を設置した。海水面はケーソン天端から30mmの位置にある。

対策地盤では、護岸と杭基礎の間に抑止杭（実物換算:直径700mm、厚み16mmの鋼管杭に相当）を千鳥（Case2）と格子（Case3）配置で設置し、ケーソン及び背後地盤の変形抑制効果を比較した。実験条件をTable 1 に示す。

加速度計と間隙水圧計を地盤内部に設置するとともに、ケーソン陸側の側壁に土圧計を設置した。加振実験は50gの遠心加速度場にて実施し、加振波形は正弦波であり、その条件は2Hz、400gal、20波（実物換算）である。また間隙流体には、透水時の相似則を考慮して水の50倍の粘性係数を持つシリコンオイルを使用した。

2.2 実験結果と考察 (1stシリーズ)

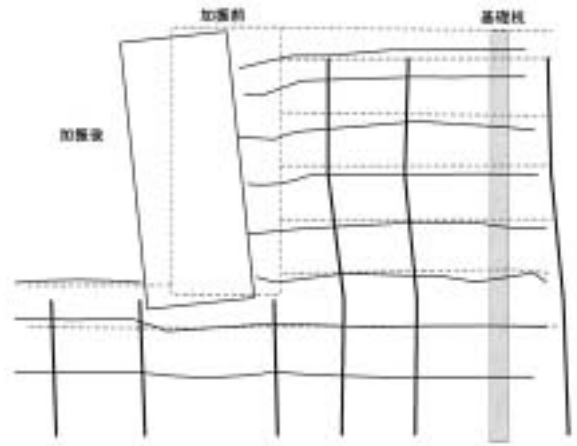
Fig. 2 に各ケースの地盤の最終変形図を示す。この図に示す格子状の実線は、地盤内に設置した色砂の分布を観察した結果である。ケース3の変形図を見ると、抑止杭の背後地盤では水平変位が発生していない。従って、過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下のみが一樣に生じたことを示している。

Fig. 3 にはケーソン護岸の重心における水平変位量及び回転量の時刻歴を示す。なお、これ以降のスケール（縦軸と横軸）は実物換算したものである。

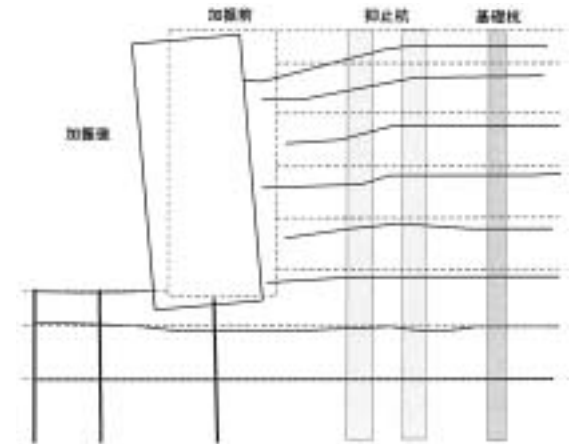
抑止杭の設置により、ケーソン護岸の水平変位は約3割弱、回転量については約5割の低減効果が確認された。なお、今回のケースでは、曲げ剛性が高い杭を密に設置したため、抑止杭の配置方法の違いによる差は見られなかった。

Table 1 Experimental Conditions.
実験条件

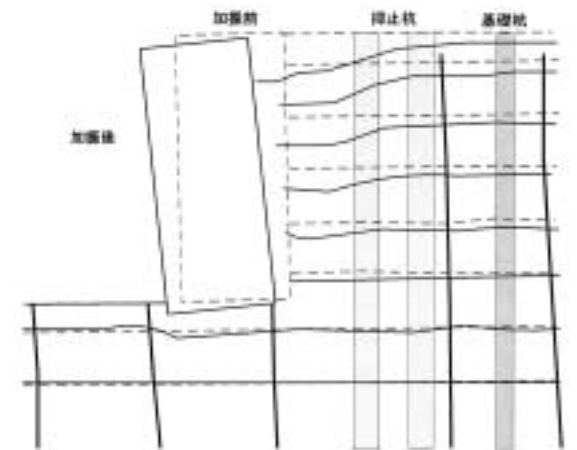
名称	地盤条件	相対密度(%)
Case 1	未対策	41
Case 2	抑止杭(千鳥配置)	45
Case 3	抑止杭(格子配置)	40



a) Case 1 Final ground deformation.
ケース1の地盤の最終変形図



b) Case 2 Final ground deformation.
ケース2の地盤の最終変形図



c) Case 3 Final ground deformation.
ケース3の地盤の最終変形図

Fig. 2 Final ground deformation.
地盤の最終変形図（点線：加振前，実線：加振後）

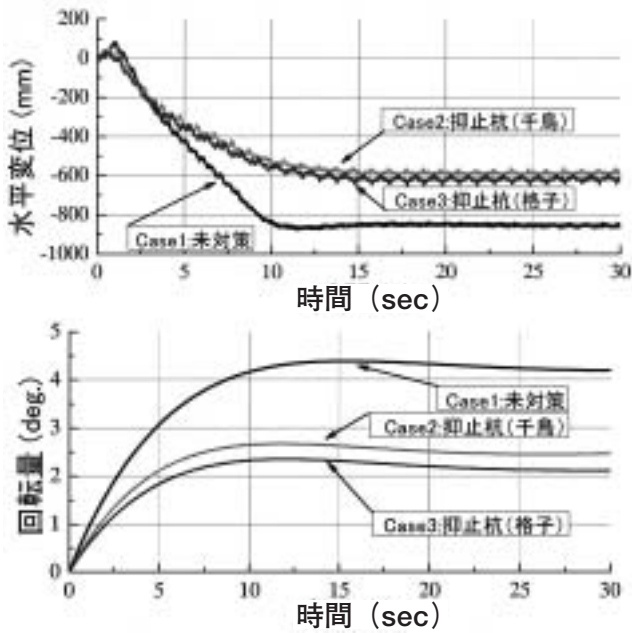


Fig. 3 Time history of horizontal displacement and inclination at the center of the caisson.
ケーソン重心の水平変位と回転量の時刻歴

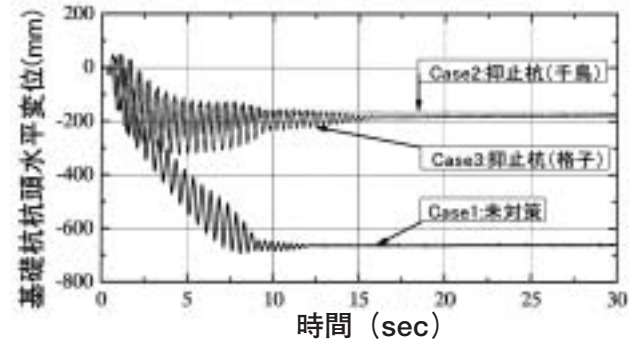


Fig. 4 Time history of horizontal displacement at the head of foundation pile.
基礎杭の杭頭変位の時刻歴

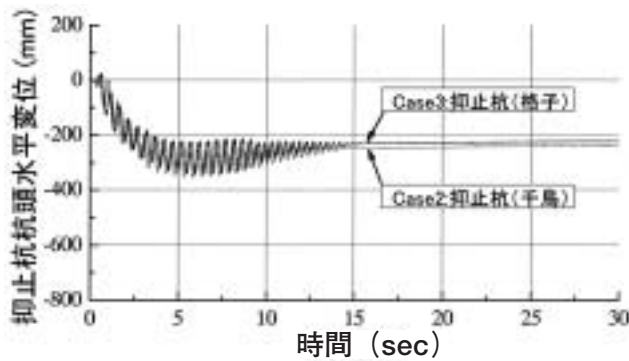
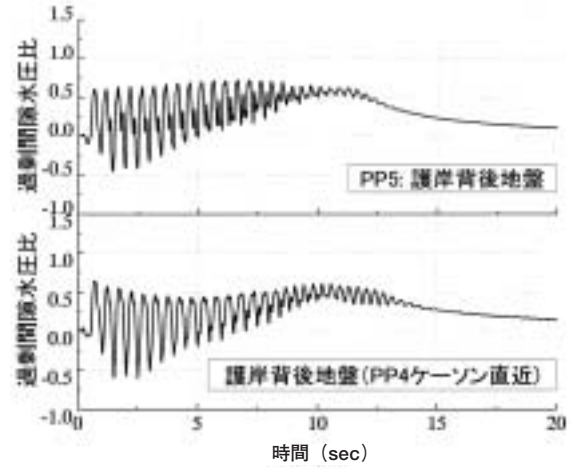
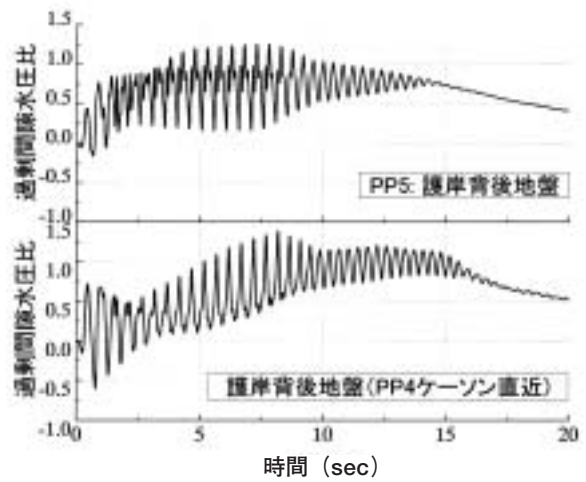


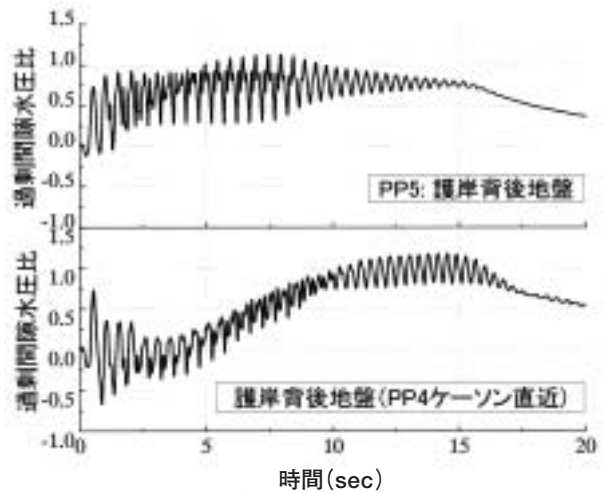
Fig. 5 Time history of horizontal displacement at the head of resistance pile.
抑止杭の杭頭変位の時刻歴



a) Case1.
ケース 1



b) Case2.
ケース 2



c) Case3.
ケース 3

Fig. 6 Time history of excess pore water pressure ratio behind the caisson.
護岸背後地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴

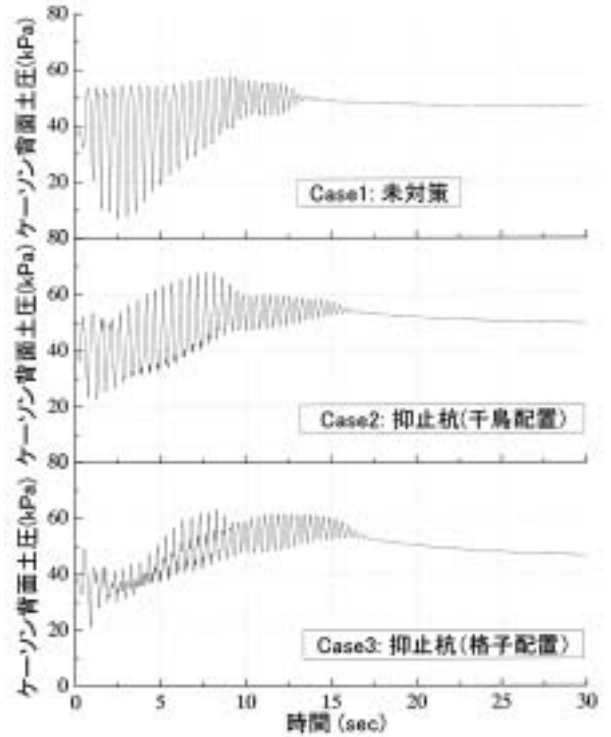
Fig. 4 と Fig. 5 に基礎杭と抑止杭の杭頭水平変位の時刻歴を示す。抑止杭を設置したケース 2 とケース 3 の両ケースには、基礎杭と抑止杭における杭頭変位の時刻歴に一致が見られる。従って、抑止杭と基礎杭が表層の不飽和地盤と一体化して移動していることがわかる。未対策地盤と対策地盤の結果を比較すると、対策地盤では基礎杭の杭頭変位に約 6 割強の低減効果が見られる。

次に、護岸背後地盤の過剰間隙水圧比を Fig. 6 に示す。なお、ケーソン海側は過剰間隙水圧比の値が1まで上昇した。しかし、ケーソン直下では0.5から0.6の範囲であり、液状化状態に達していない。抑止杭を設置したケース 2 とケース 3 では、抑止杭の背後地盤において間隙水圧比が1.0まで上昇している。すなわち、液状化状態に達している。

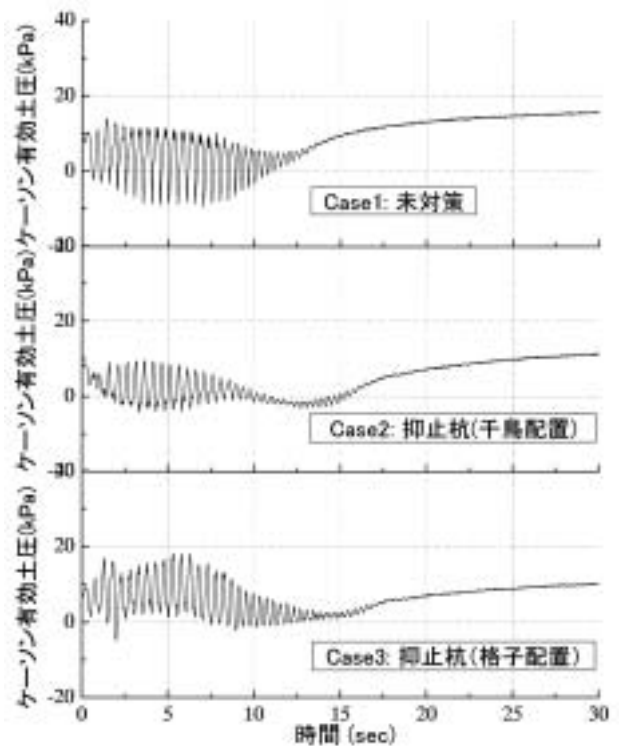
ケーソン直近の間隙水圧計PP4の値の推移を見ると、加振開始 5 秒後に大きな増加が見られる。これは、加振直後にケーソンが海側に移動したことによって地盤内にせん断変形が生じたためと考えられる。すなわち、この試料の粒径は粗いため、ダイラタンシーに伴う有効応力の回復が生じた。加振開始 5 秒後には、基礎杭及び抑止杭の杭頭変位の増加が終了していること (Fig. 4 と Fig. 5) から、地盤のせん断変形が抑えられたために間隙水圧は増加したと考えられる。一方、未対策地盤ではケーソンが海側に大きく移動した。その結果、せん断変形に伴う有効応力の回復が発生し、結果として過剰間隙水圧比が0.5程度までしか上昇していない。

次に、ケーソンの水平変位とケーソン背面に作用した土圧の関係を考察する。Fig. 7 はケーソン背面の全土圧及び有効土圧の時刻歴を示す。ケーソン背面の全土圧は土圧計で計測した値であり、水平方向の有効応力成分と水圧成分の和である。そして、全土圧から PP4 の間隙水圧を差し引いたものが有効土圧である。有効土圧の初期値は主働土圧に近い値となっている。その原因は遠心加速度の上昇時にケーソン護岸が海側に若干前傾したためである。加振後には有効土圧に増加が見られる。ここで、未対策地盤と抑止杭による対策地盤の全土圧分布を比較すると、両分布には明確な差が見られない。むしろ、対策地盤において過剰間隙水圧の上昇量に増加が見られ、全土圧は高く現れている。従って、ケーソンの背面土圧の大小関係からケーソンの移動量の差を説明することはできない。

次に、Fig. 8 に護岸直近の不飽和層の地表面加速度の時刻歴を示す。未対策地盤では加速度波形の振幅が相対的に陸側へ片振りしている様子が見られる。加速度と変位の位相差を考慮すると、不飽和層は海側に変



a) Total earth pressure.
全土圧



b) Effective earth pressure.
有効土圧

Fig. 7 Earth pressure behind the caisson.
ケーソン背面の全土圧と有効土圧

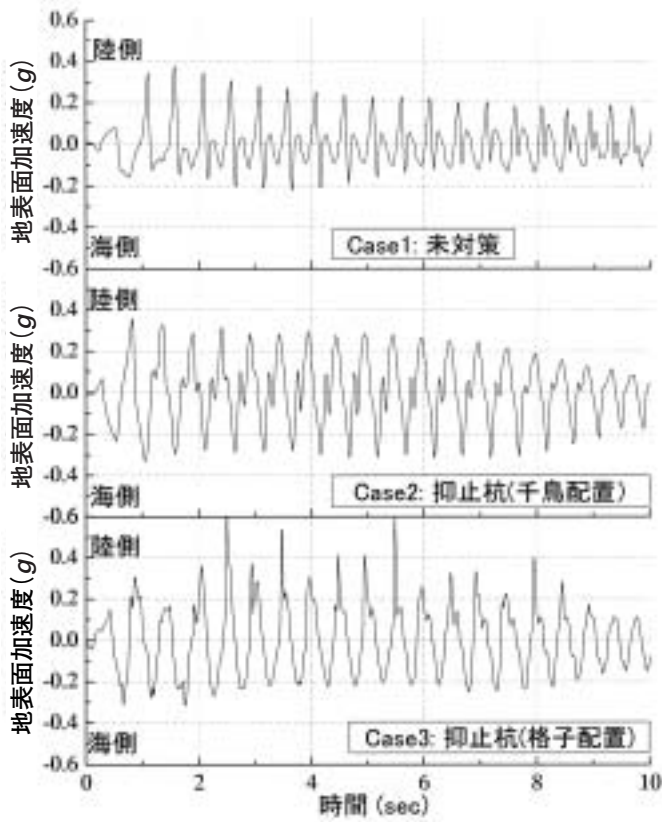


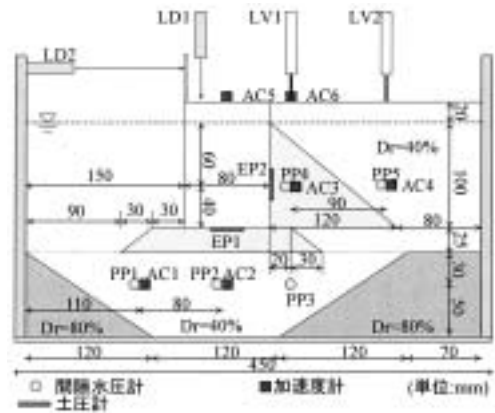
Fig.8 Time history of acceleration at the ground surface.
地表面加速度の時刻歴

位していることを意味する。一方、抑止杭を設置したケースでは、陸側と海側に同程度の振幅が見られる。

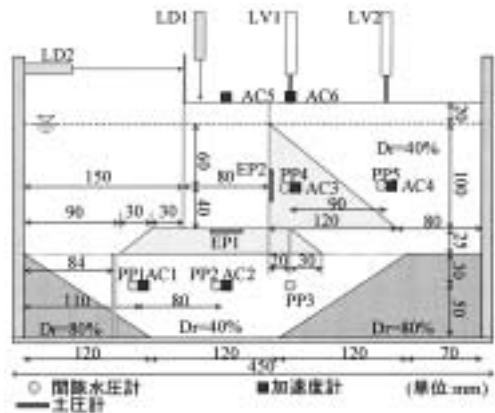
以上より、未対策地盤では護岸変位に不飽和層が追随するために、護岸の海側への変位が大きく発生することがわかった。一方、抑止杭を設置による対策を施したケースでは不飽和層の変位が抑止杭によって抑えられる。不飽和層が護岸変位に追随しないため、護岸の水平変位は低減されることがわかった。

2.3 実験概要 (2ndシリーズ)

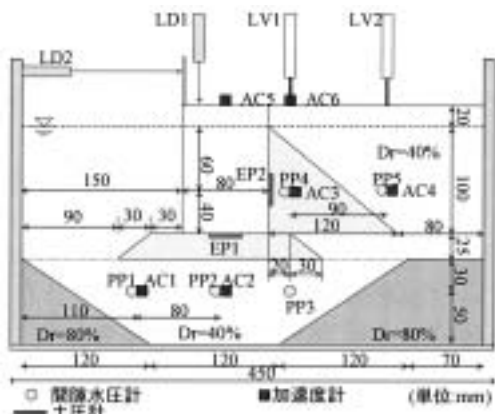
Fig. 9 に2ndシリーズで用いた模型地盤の概要を示す。地盤材料には平均粒径0.20mmの豊浦硅砂（目標相対密度40%）を使用し、空中落下法にて模型地盤を作製した。ケーソン護岸模型は高さ120mm×幅80mmとし、単位体積重量 20.6kN/m^3 である。この模型地盤では、液状化地盤をケーソン直下の置換砂とケーソン背後地盤とした。ケーソン裏込め材及びラブルマウント材には粒径約5mmの礫を使用し、基盤層には非液状化層として相対密度80%の豊浦硅砂を使用した。対策ケースとして、矢板壁（厚さ3mmのアルミ製、II型矢板に相当）をラブルマウントの海側つま先部に設置し



a) Case 4 Unmitigated model.
ケース4 未対策の模型地盤

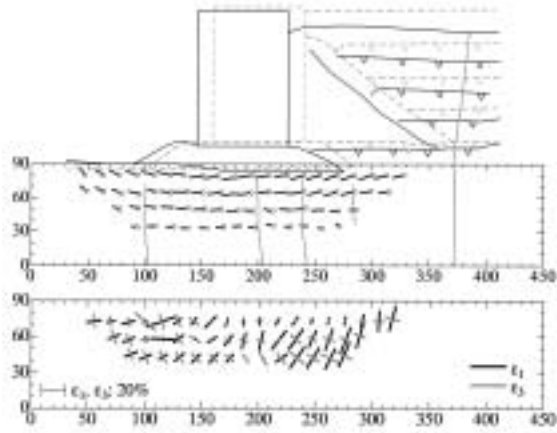


b) Case 5 Mitigation model with a sheet pile.
ケース5 矢板壁による対策地盤

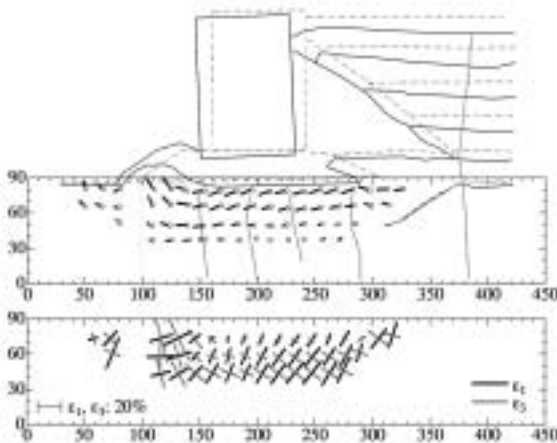


c) Case 6 Mitigation model with chemical grouting.
ケース6 薬液注入による模型地盤

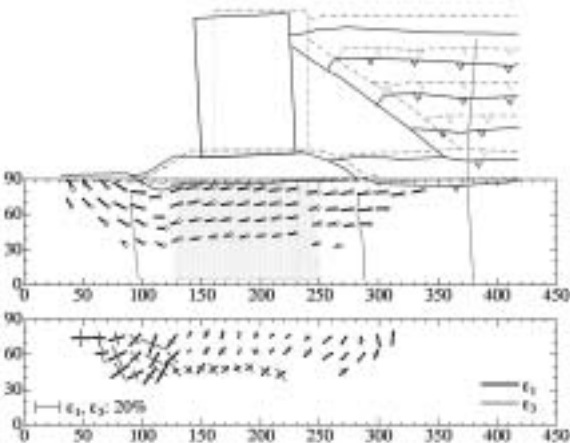
Fig.9 Schematic diagram of model grounds.
模型地盤概要



a) Case 4 Unmitigated model.
ケース4 未対策模型



b) Case 5 Mitigation model with a sheet pile.
ケース5 矢板壁による対策地盤



c) Case 6 Mitigation model with chemical grouting.
ケース6 薬液改良による対策地盤

Fig. 10 Ground deformation and distribution of principal strains.
地盤の最終変形図と主ひずみ分布

たケース5, ならびにシリカ濃度4%の薬液改良(旭電化工業のパーマロックASF 4.0%)施したケース6について実験を実施した。遠心加速度は50gであり, 間隙流体にはシリコンオイルを使用した。加振条件は, 正弦波(2Hz, 400gal, 30波(実物換算))である。各ケースの相対密度は, 未対策のケース4では置換砂38%, 背後地盤34%である。ケース5では置換砂38%, 背後地盤41%である。ケース6では置換砂41%, 背後地盤45%である。

2.4 実験結果と考察

Fig. 10に地盤の最終変形図と主ひずみ分布を示す。この図において, 実線及び破線は色砂より, 置換砂の変位ベクトル図及び主ひずみ分布は, 地盤内に設置した標点より求めたものである。Fig. 11にはケーソン護岸の重心における水平変位量及び回転量の時刻歴を示す。ケース4の未対策地盤では, 背後地盤から置換砂が海側への周り込む地盤変位が見られる。またFig. 11の護岸の傾きをみると, 加振直後には海側に前傾したものの, 7秒以降には傾斜が復元する傾向を示している。この復元挙動は加振が終了した15秒後以降にも継続している。ケーソンの傾きが復元した原因は, 背後地盤及び置換砂の回り込みによるものである。ケース5の矢板壁設置のケースでは, 海側のラブルマウント直下に置換砂の著しい隆起が見られた。これに伴いラブルマウント自体が大きく変形し, ケーソン直下には大きな変形が発生した。このことは主ひずみ分布からも分かる。

ケース6の薬液改良を施したケースでは, 薬液改良体が緩やかに変形したため, ケーソン直下にひずみの集中は見られない。しかしながら, 薬液改良体の海側ではラブルマウントに大きな沈下が見られた。

最終的なケーソンの変形量を比較すると, 未対策地盤と対策地盤ではほぼ同程度の変位が発生し, 対策による変位低減効果を確認することはできなかった。

次に, 加振開始直後の護岸変位の挙動について考察を述べる。加振5秒後(10波)までに発生したケーソン重心の水平変位と鉛直変位をFig. 12に示す。加振直後には, 対策地盤における変位量の値に減少が見られる。本実験では正弦波400gal, 30波という強い加振を行なった。その結果, 強震動の繰返し効果によって矢板壁のケースではラブルマウントの海側で置換砂の隆起が発生した。また, 薬液改良体では繰返し载荷に伴い軟化挙動が生じた。実際の地震波が不規則波であることを考慮すると, 今回の加振条件は非常に強いものであった。

加振時の繰返し载荷が薬液改良体の物性に及ぼす影響を調べるために、模型実験で使用した薬液改良体の非排水繰返し三軸試験を実施した。試験は、模型試験

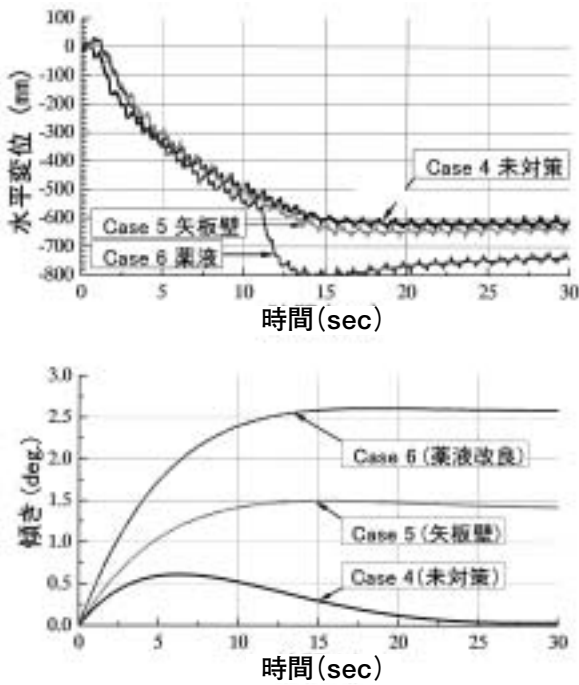


Fig. 11 Horizontal displacement and inclination at the center of the caisson.
ケーソン重心の水平変位と回転量の時刻歴

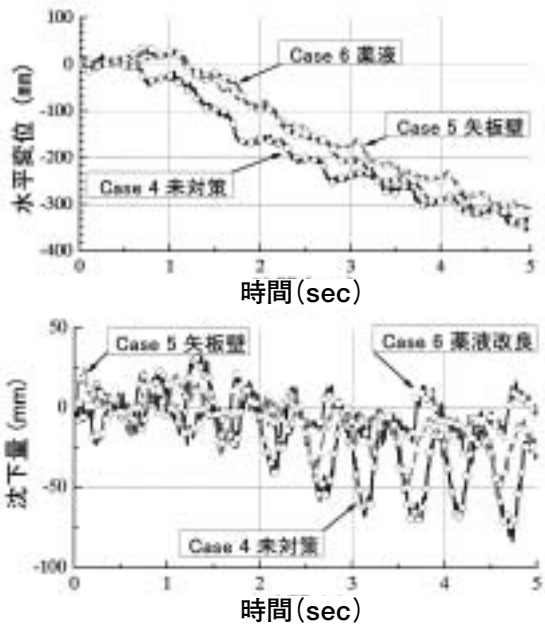
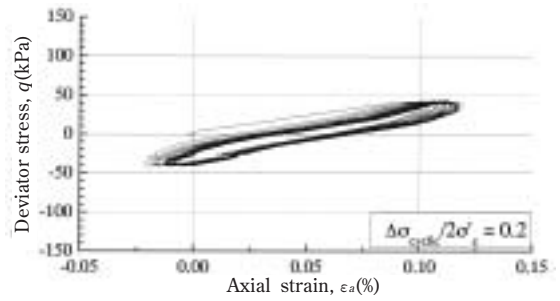
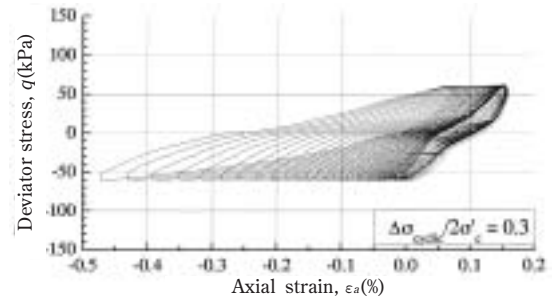


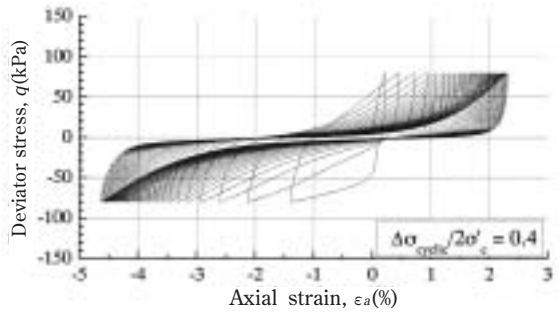
Fig. 12 Horizontal and vertical displacement at the center of the caisson until 5 second.
ケーソン重心の水平変位と鉛直変位の時刻歴



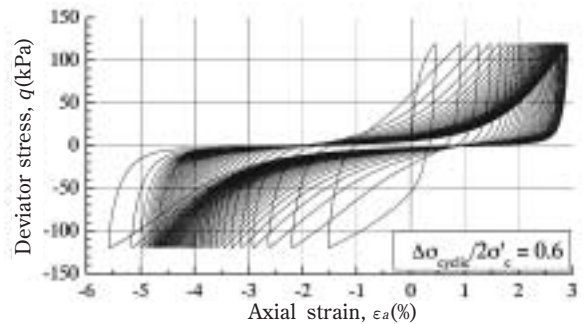
a) Stress - strain at the stress ratio of 0.2.
応力ひずみ関係 (応力比0.2)



b) Stress - strain at the stress ratio of 0.3.
応力ひずみ関係 (応力比0.3)

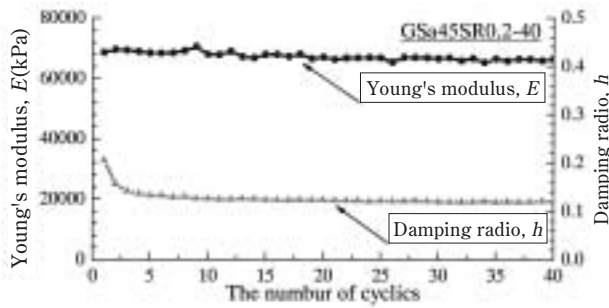


c) Stress - strain at the stress ratio of 0.4.
応力ひずみ関係 (応力比0.4)

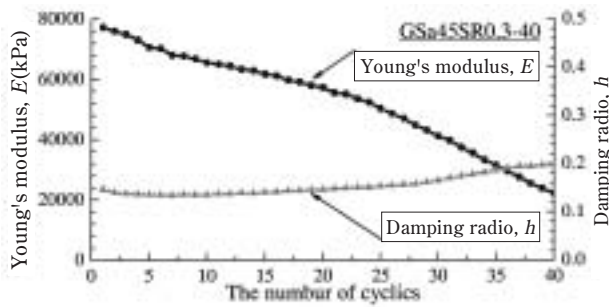


d) Stress - strain at the stress ratio of 0.6.
応力ひずみ関係 (応力比0.6)

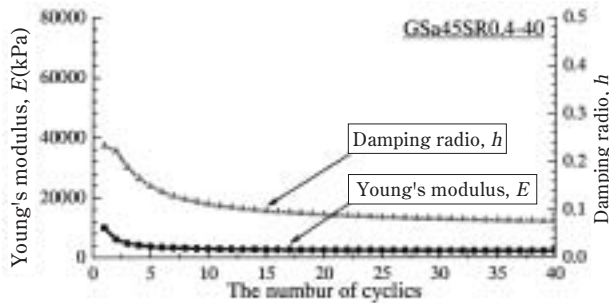
Fig. 13 Relationship between stress and strain under undrained cyclic triaxial test of chemical grout.
薬液改良体の非排水繰返し三軸試験における応力ひずみ関係



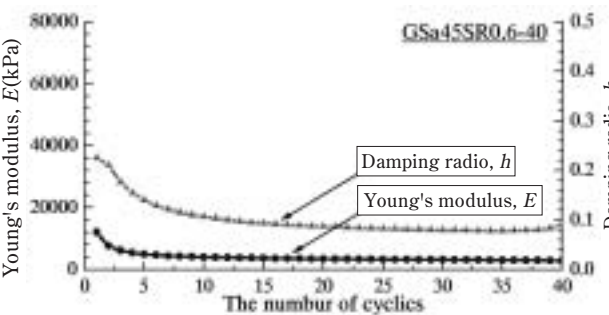
a) E and h at the stress ratio of 0.2.
ヤング率と減衰率 (応力比0.2)



b) E and h at the stress ratio of 0.3.
ヤング率と減衰率 (応力比0.3)



c) E and h at the stress ratio of 0.4.
ヤング率と減衰率 (応力比0.4)



d) E and h at the stress ratio of 0.6.
ヤング率と減衰率 (応力比0.6)

Fig. 14 Relationship between Young's modulus (E), damping ratio (h) and the number of cyclic loading under undrained cyclic triaxial test of chemical grout.
薬液改良体の非排水繰返し三軸試験における繰返し回数とヤング率, 減衰率の関係

の応力状態を考慮して, 拘束圧100 kPaにて等方圧密を行なった後, 応力比0.2, 0.3, 0.4, 0.5にて40回の繰返し载荷を行なっている。この試験の応力ひずみ関係をFig.13に示す。Fig.14には, 各繰返し载荷における等価弾性係数と減衰比を示す。応力比が0.2では繰返し载荷に伴う剛性の低下は見られない。応力比0.3では徐々に低下することが分かる。応力比0.4と0.6では载荷1回目から急激な剛性低下が見られる。

加振実験で用いた加速度400galを静的な応力比に換算すると, その値は約0.8である。よって, 遠心実験では強震動により改良体が大きく軟化したことがわかる。従って, 改良体設置による変位抑止効果の検討では, 繰返し载荷に伴う改良体の損傷度 (剛性の低下) を考慮する必要がある。

2.5 港湾岸壁の補強技術に関する検討から得られた知見

L2地震により液状化する地盤条件 (1stシリーズ) について, 抑止杭の効果を検討した。その結果, 次のことが明らかになった。

- 1) 抑止杭の設置により, 基礎杭の杭頭変位は約1/3に低減できるとともに, ケーソン背後地盤の地表面沈下は約2/3に低減できる。
- 2) 抑止杭の配置方法の違いによる抑止効果の差は見られなかった。これは, 剛性の高い鋼管杭 (ϕ 70cm, t16mm) を密に配置したためと考えられる。
- 3) 抑止杭の設置はケーソンの側方変位を約30%低減するとともに, 傾斜角度を約50%低減できることが確認された。
- 4) ケーソンの変位量とケーソン背面の土圧には関係が見られなかった。
- 5) 未対策地盤では, 不飽和層がケーソンを海側に変位させる挙動が見られた。一方, 抑止杭を設置した地盤では, 抑止杭が不飽和層の海側への変位を抑止し, 不飽和層はケーソンの変位に追随しないことがわかった。

液状化強度が低い地盤条件 (2ndシリーズ) に対する実験より, 次のことが明らかになった。

- 1) 未対策地盤の護岸には傾斜と水平移動が発生し, 背後地盤は護岸直下に周り込む現象が発生した。
- 2) 対策を施した地盤では, 護岸周辺の変形を抑制することはできたものの, 護岸の最終的な水平変位に低減効果が見られなかった。
- 3) 低減効果が低く現れた原因は, L2地震を想定して

用いた400gal, 30波の正弦波入力にあった。すなわち、大きな繰返し载荷により置換砂の隆起や改良体の軟化が発生し、護岸直下のラブルマウントが大きく変形したためであった。

- 4) 加振開始から5秒(10波)程度までは、対策の効果が見られ、L1地震に対する変位抑止効果が確認された。なお今後は、不規則波である実際の地震波における変位抑止効果についても検討する必要がある。

3. 河川堤防の流動対策実験

河川堤防は河川周辺に堆積する軟弱地盤上に建設されることが多く、地震時には港湾施設と同様に多くの

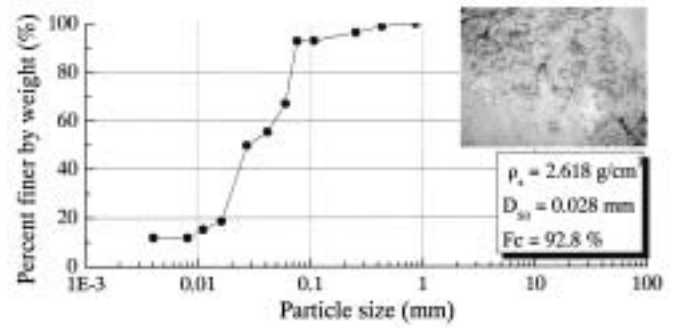


Fig. 15 Grading curve of silty sand.
シルト砂の粒径加積曲線

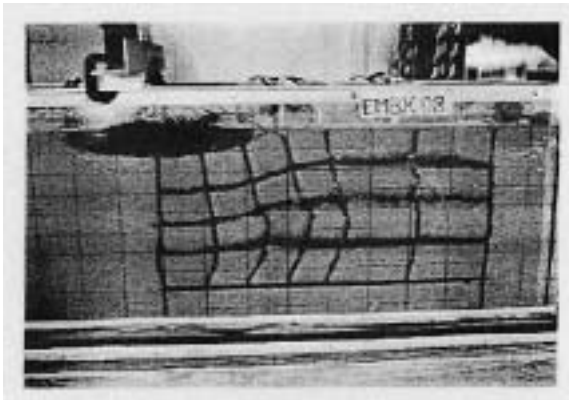
液状化に伴う被害が発生する。そこで、河川堤防の被害を軽減するための流動対策に関する模型実験を行なった。対策工法として堤防法尻部に対する矢板壁の設置及び薬液改良工法を検討した。

Photo 1 は1g 場の振動台実験で行なった未対策地盤と矢板壁による対策地盤の実験結果³⁾である。地盤材料にはゆる詰めめの豊浦硅砂を使用した。写真を比較すると、堤防下部の側方流動は矢板壁の設置により抑制されていることが分かる。

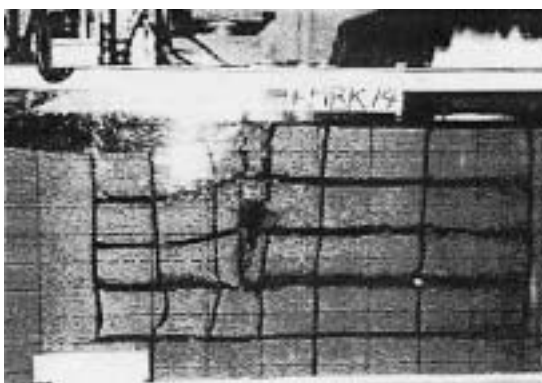
動的遠心模型実験は、1g場で得られた実験結果と原位置と等価な応力状態で再現される実験結果を比較するために実施した。地盤材料には、細粒分を多く含むシルト砂を使用した。その理由は河川周辺の軟弱地盤を再現するためであった。この試料は、鳥取県西部地震(2000)の際に実際に液状化が発生した地点(鳥取県境港市の竹内工業団地)より採取されたものであり、細粒分含有率が高く透水性は低い($k=6.84 \times 10^{-5}$ cm/s, 20kPaの圧密試料)。このシルト砂の粒径加積曲線をFig. 15に示す。

Fig. 16は圧密圧力100kPaと200kPaにおける非排水三軸試験から得られた応力ひずみ関係と応力パスを示す。またFig. 17には、圧密圧力100kPaの応力比0.2と0.4における非排水繰返し三軸試験から得られた応力ひずみ関係と応力パスを示す。

非排水単調载荷試験より、軸ひずみが約1%までは過剰間隙水圧が増加し、その後ダイレタンシーに伴い過剰間隙水圧が減少している。主応力比が最大となる時点における内部摩擦角(ϕ')は約30度であり、軸ひずみ1%以上の負の過剰間隙水圧が発生する段階では $\phi' \approx 40$ 度である。なお、粘着力(c')は0である。非排水繰返し三軸試験の結果より、応力比0.2において液状化状態に達しており、サイクリックモビリティが生じている。

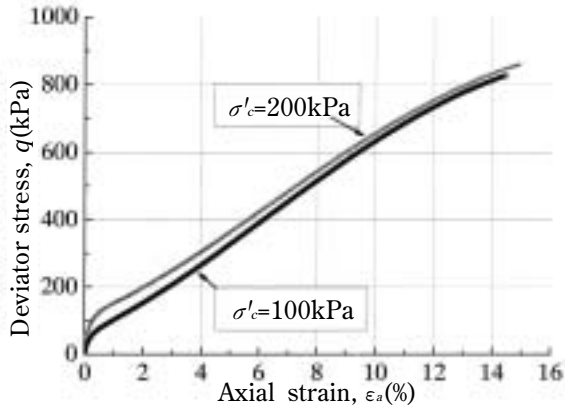


a) Unmitigated model
未対策地盤

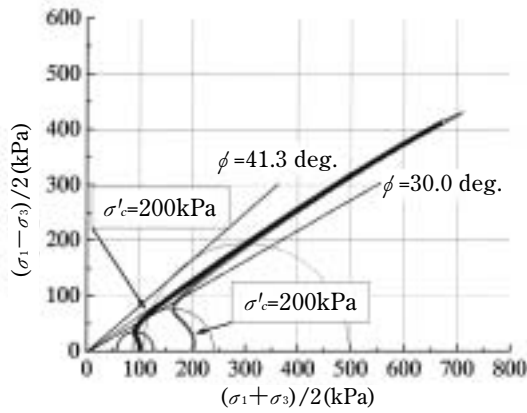


b) Model with a sheet pile
矢板壁

Photo 1 Photographs of ground deformation in unmitigated and mitigation model on 1g test
1g場における盛土模型の変形状況

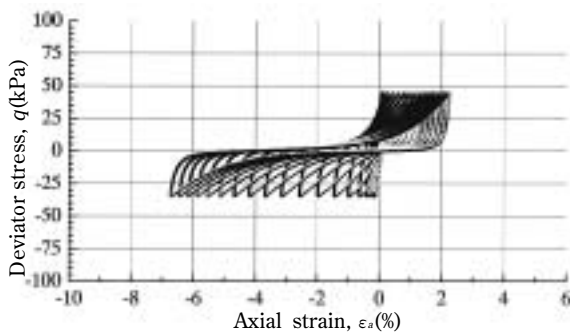


a) Stress-strain.
応力ひずみ関係

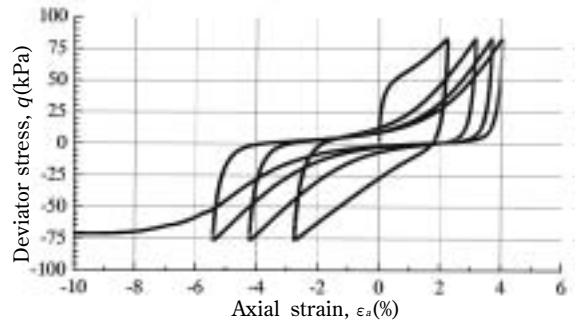


b) Stress path.
応力パス

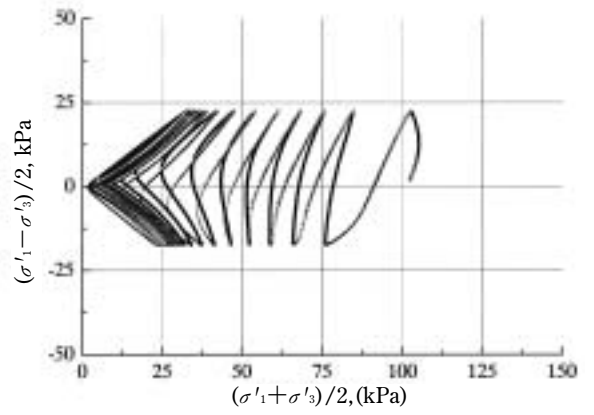
Fig. 16 Results of undrained triaxial test.
非排水三軸試験結果



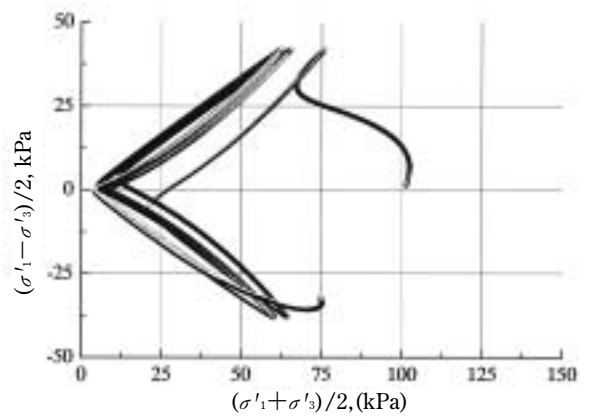
a) Stress ratio = 0.2.
応力比=0.2



b) Stress ratio = 0.4.
応力比=0.4



c) Stress ratio = 0.2.
応力比=0.2

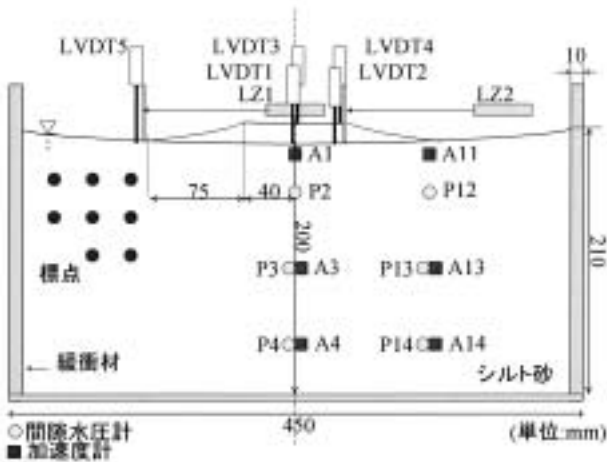


d) Stress ratio = 0.4.
応力比=0.4

Fig. 17 Results of undrained cyclic triaxial test.
非排水繰返し三軸試験結果

Table 2 Properties of model ground.
模型地盤の物性

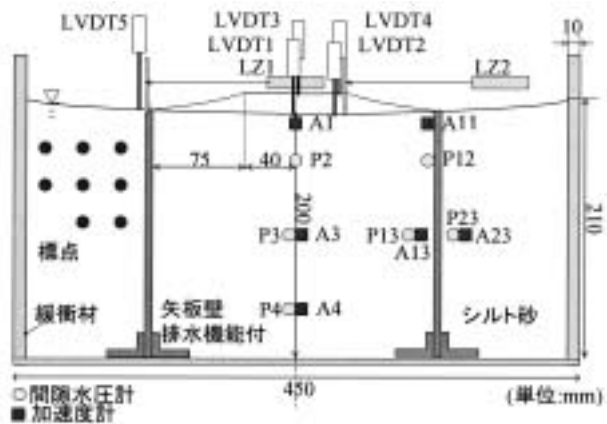
液状化層 (シルト砂)	
土粒子密度 (ρ_s)	2.618 g/cm ³
細粒分含有率 (F_c)	92.8%
乾燥単位体積重量 (γ_d)	12.5 kN/m ³
飽和単位体積重量 (γ_{sat})	17.7 kN/m ³
間隙比 (e)	1.10
堤体 (鉛散弾)	
粒径	約 1 mm
乾燥単位体積重量 (γ_d)	67.3 kN/m ³
間隙流体: 脱気水	



a) Unmitigated model.
未対策地盤 (Case 1)

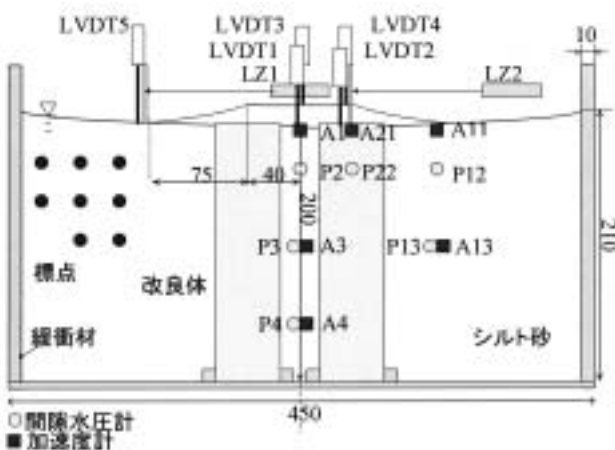
3.1 実験概要

Fig.18に示す模型地盤を用い、30gの遠心加速度場において加振実験を行った。Table 2に地盤材料の物性を示す。地盤条件は各ケースとも飽和層厚を200 mm (実物換算 6 m) とし、堤体には鉛散弾 (高さ15 mm) を設置し、実物換算で約30kPaのサーチャージを与えた。地盤の作製方法は、1) スラリー状のシルト砂を遠心加速度場にて自重圧密し、一様地盤を作製する。2) 次に、堤体を模擬した鉛散弾を地表面に設置し、再圧密を行う。この地盤が加振前の初期地盤状態である。



b) Mitigation model with sheet piles.
矢板壁による対策地盤 (Case 2)

未対策地盤 (Case 1) に加えて側方流動対策として、排水機能付矢板壁設置 (Case 2) と改良体による地中壁構築 (Case 3) について実験的調査を実施した。矢板壁のケースでは、厚さ6mmのアルミニウム製の模型矢板 (Ⅲ型の鋼矢板に相当) を法尻部に設置し、この矢板内側には排水用のドレーンが設けられている。改良体のケースでは、薬液改良体 (旭電化工業のパーマロック・ASF 4.0%) とほぼ同程度の剛性を持つ円柱状 ($\phi 60\text{mm} \times 200\text{mm}$) の模擬改良体を盛土法肩直下に計6本配置した。計測項目は、地盤内の加速度、間隙水圧、堤体の直下及び天端の変位量である。加振では、入力加速度が異なる正弦波 (2 Hz, 15波) を模型地盤に3波 (500, 300, 200gal) 与えた。



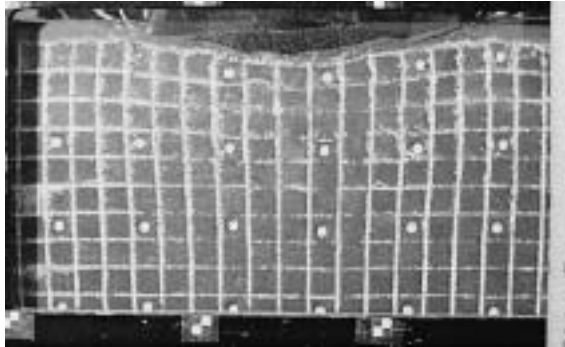
c) Mitigation model with chemical grouting.
薬液改良による対策地盤 (Case 3)

3.2 実験結果と考察

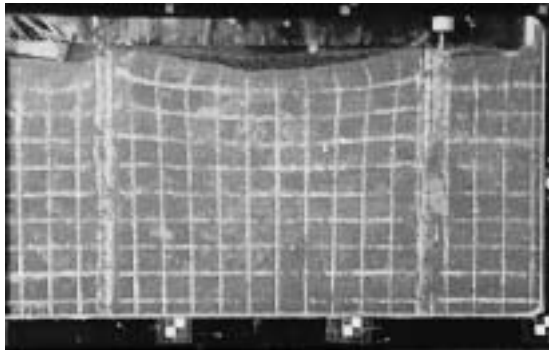
実験終了後の地盤の変形状況をPhoto 2に示す。未対策のケースでは堤体周辺の表層に変形が集中しており、特に法尻部の水平変位と盛土直下の沈下が顕著となっている。矢板壁のケースでは側方への水平変位に大きな減少が見られ、盛土の沈下量にも減少が見られる。また、矢板壁内側の法尻周辺では地盤に隆起が見

Fig.18 Schematic diagram of model grounds.
模型地盤概要

られる。改良体のケースでは改良体の外側部において側方への水平変位が見られる。側方への変位抑止効果は必ずしも高くないが、盛土の沈下量には減少が見られる。また、全ケースに共通して、表層周辺に地盤変形が発生し、1g場における振動台実験の結果とは違いが見られる。この原因は、両実験に用いた試料の透水性の差と応力状態の違いによる影響と考えられる。特に動的遠心実験では深さ方向に対する強度増加が再現されており、変形は浅い地盤に集中したと考えられる。



a) Unmitigated model.
未対策地盤



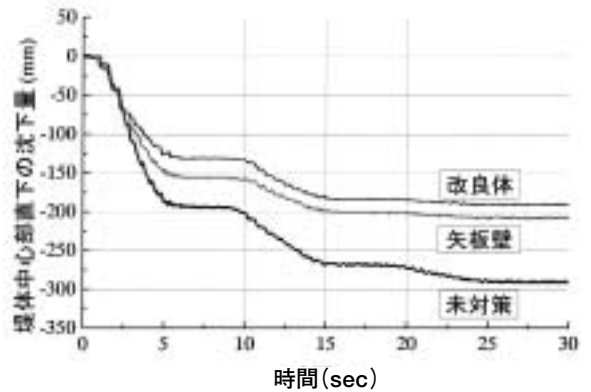
b) Sheet piles.
矢板壁



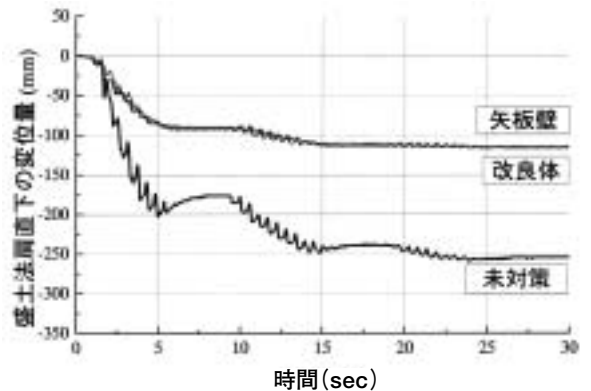
c) Chemical grouting.
薬液改良

Photo 2 Photographs of final ground deformation.
地盤の最終変形図

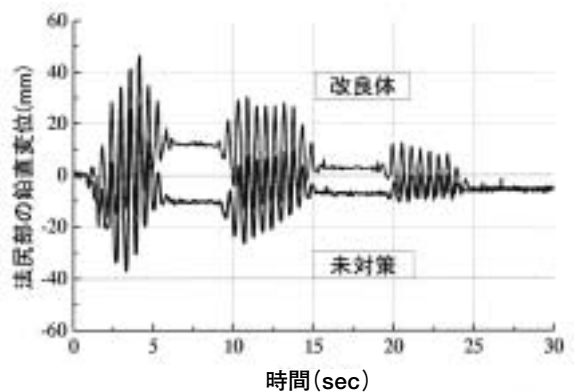
Fig.19に盛土中心部と法肩直下、法尻における地盤表層の沈下の時刻歴を示す。未対策のケースでは1回目と2回目の加振時に堤体中心と法肩直下でほぼ同程度の沈下が生じている。そして、3回目の200 galの加振では沈下に増加が見られない。一方、矢板壁と改良体のケースにはほぼ同程度の沈下量が発生し、未対策のケースに比べて堤体中心部で約3割、法肩部で約5割の沈下の低減効果が見られた。



a) At the bottom-center.
堤体中心直下

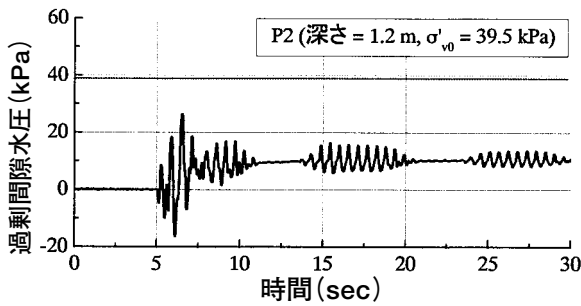


b) At the bottom shoulder.
堤体法肩直下

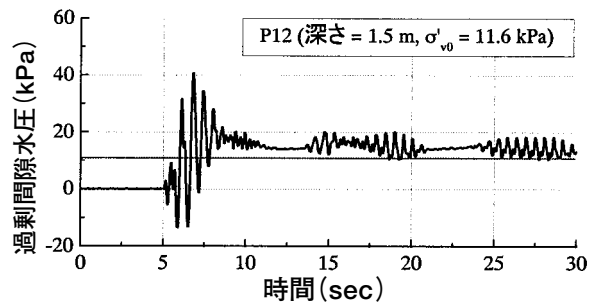


c) At the toe.
法尻部

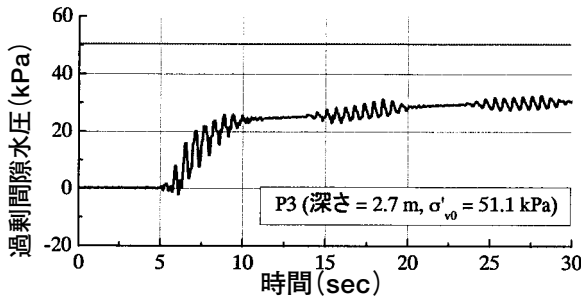
Fig.19 Time history of subsidence on ground.
地表面の沈下の時刻歴



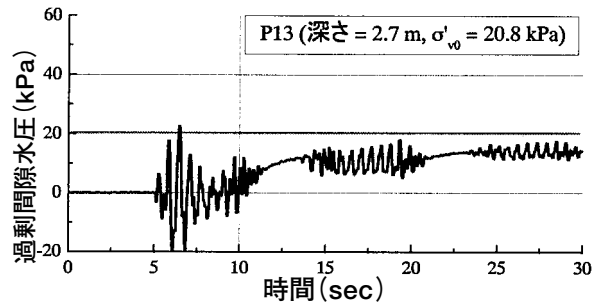
a) Excess pore water pressure in P2
P2における過剰間隙水圧



a) Excess pore water pressure in P12
P12における過剰間隙水圧



b) Excess pore water pressure in P3
P3における過剰間隙水圧



b) Excess pore water pressure in P13
P13における過剰間隙水圧

Fig. 20 Time history of excess pore water pressure under the center of a dike in unmitigated model.

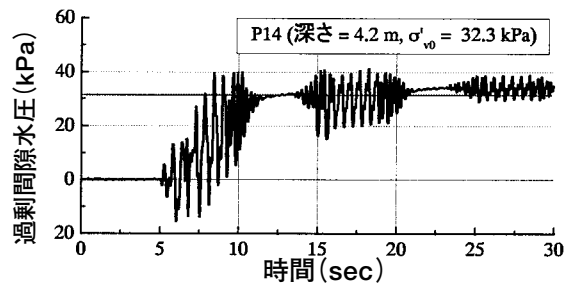
未対策地盤の堤体直下における過剰間隙水圧の時刻歴

対策を施したケースの時刻歴を見ると、堤体中心では2回目の加振以降に沈下が見られない。また、堤体法肩では1回目の加振以降に沈下が見られない。従って、沈下継続にはある程度の大きな加振が繰り返し作用する必要があると思われる。

次に、未対策ケースの地盤内における過剰間隙水圧と加速度応答の時刻歴をFig.20, Fig.21, Fig.22およびFig.24に示す。計測器の配置はFig.18の通りである。

過剰間隙水圧の時刻歴より、堤体直下にある間隙水圧P2とP3は加振によって過剰間隙水圧が増加しているものの完全な液状化状態には達していない。これに対して、盛土の法尻下部にあるP12とP13, P14は徐々に増加し、1回目の加振終了後には初期鉛直有効応力の値まで増加している。すなわち完全な液状化状態に達している。また、過剰間隙水圧の増加は1回目の加振終了時点までに最大値を示し、その後は定常状態を示す。

Fig.22とFig.23より、入力振動（正弦波2 Hz, 500, 300, 200 gal）に比べて地点A1とA3, A11の加速度応答には減少が見られる。一方、他の地点（A4,

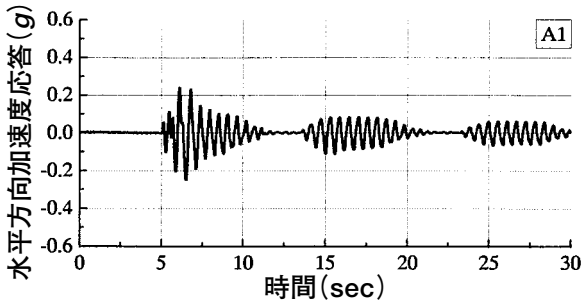


c) Excess pore water pressure in P14
P14における過剰間隙水圧

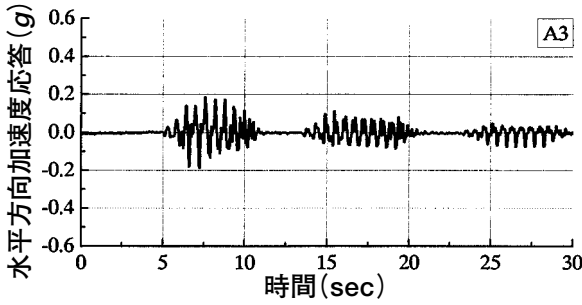
Fig. 21 Time history of excess pore water pressure under the toe of a dike in unmitigated model.

未対策地盤の法尻直下における過剰間隙水圧の時刻歴

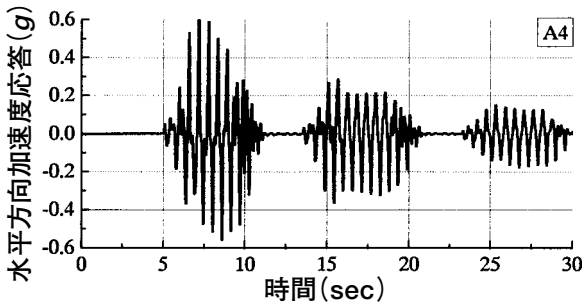
A13, A14) では応答加速度に増加が見られる。前者の地点A1とA3, A11において応答が小さくなった原因について、2つの考察を述べる。第一に考えられる原因には、過剰間隙水圧の増加が液状化を発生させ、入力振動が伝わりにくくなったことが考えられる。しかしこの考察には次の矛盾がある。堤体下部では完全な液状化に至っていないにもかかわらず、加速度応答は小さくなっていること。さらに法尻下部のA13とA14では、ほぼ液状化状態にあるにもかかわらず、その応答は入力振動と同程度の応答が得られていることである。二つ目に考えられる原因には、せん断変形に伴う



a) Horizontal acceleration in A1
A1における水平方向加速度応答



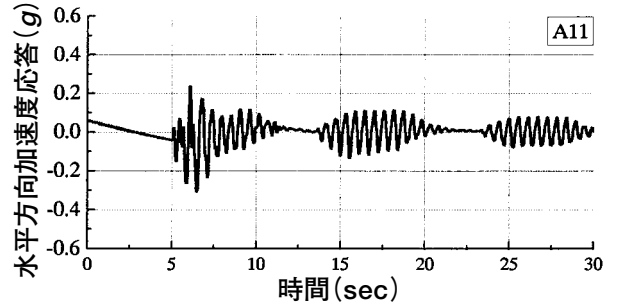
b) Horizontal acceleration in A3
A3における水平方向加速度応答



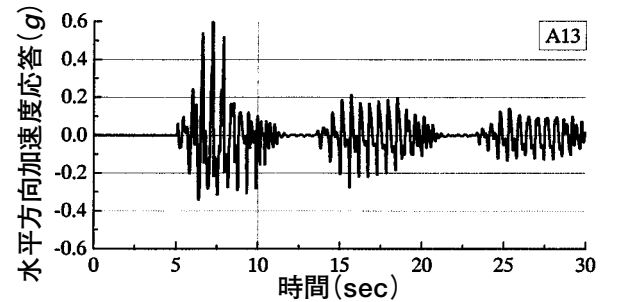
c) Horizontal acceleration in A4
A4における水平方向加速度応答

Fig. 22 Time history of acceleration under the center of a dike in unmitigated model.
未対策地盤の堤体直下における加速度応答の時刻歴

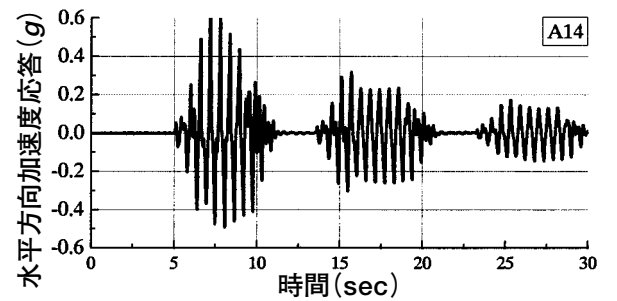
土のせん断剛性低下が考えられる。その理由は、小さい加速度応答を示した地点は堤体周辺の地盤変形が発生した領域とよく一致しているためである。また3回目の200 galの加振では沈下の増加が見られなかったことを考慮すると、沈下の持続にはある大きさ以上の繰返し荷荷が必要であり、繰返し荷荷に伴う剛性低下と残留変形の蓄積が考えられる。一方、対策を施した矢板壁と改良体のケースでは、繰返し荷荷による地盤変形が地中壁によって抑えられたために、残留変形の蓄積も小さくなり、結果として堤体沈下が抑制されたと考えられる。



a) Horizontal acceleration in A11
A11における水平方向加速度応答



b) Horizontal acceleration in A13
A13における水平方向加速度応答



c) Horizontal acceleration in A14
A14における水平方向加速度応答

Fig. 23 Time history of acceleration under the toe of a dike in unmitigated model.
未対策地盤の法尻直下における加速度応答の時刻歴

3.3 個別要素法による数値解析結果

河川堤防の変形メカニズムと対策効果のメカニズムを検討するために、間隙水を考慮した個別要素法^{4) 5) 6)}による数値解析を実施し、遠心模型実験結果との比較を行った。個別要素法では地盤を不連続集合体（例えば、円形要素）と捉え、各要素間に作用する接触力を比較的単純なモデルで再現できる（Fig.24）。個々の要素に働く接触力の合力と運動方程式から各要素の位置を逐次算定することで地盤の挙動を捉えることがで

きる。従って、個別要素法は液状化による地盤の大変形解析に適している。なお、地盤の応力ひずみ関係における非線形性は、要素の配置が変化することで再現される。飽和地盤中における間隙水の影響は、飽和した領域をFig.25に示す矩形のセルに分解し、各セル間の要素の流入量及び透水量と各セルの体積圧縮係数から間隙水圧を算定し、各要素に透水力及び浮力、粘性抵抗を作用させることで考慮している。各セルの間隙水圧は次式より算定される。

$$DV(I,J) + Q(I,J) \cdot \Delta t + q(I,J) \cdot \Delta t = Kw(I,J) \times (u_{ij}^t - u_{ij}^{t-\Delta t}) \times dx \cdot dy \quad (1)$$

ここで、 $DV(I,J)$ は要素の流入量、 $Q(I,J)$ はダルシー則に基づく流入量、 $q(I,J)$ は湧水量、 $Kw(I,J)$ は体積圧縮係数、 u_{ij} は間隙水圧、 dx 、 dy は各セルの辺の長さである。

Fig.26には、個別要素法解析の一例として1g場の模型実験の解析結果を示す。矢板壁は軸力を考慮できる線要素を用いてトラス構造により再現した。Fig.26とPhoto 1の実験結果を比較すると、側方への流動変位が表層から下方に減少が見られ、変形状況には良い一致が見られる。

本解析では、上記の手法を用いて未対策地盤と矢板壁による対策地盤のモデルの解析を行った。解析で再現した遠心加速度は30gである。なお実験では3回の加振を行なったが、解析では1回目の正弦波500gal, 2Hz, 15波のみについて解析を行った。Table 3に解析に用いたパラメータを示す。

Fig.27に解析から得られた変形状況を示す。未対策

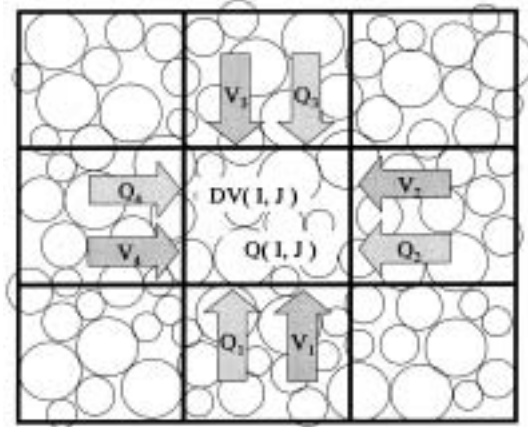
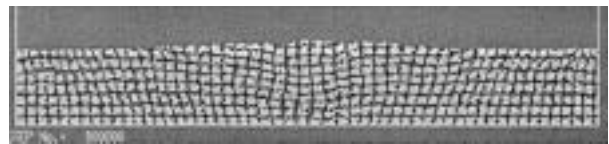
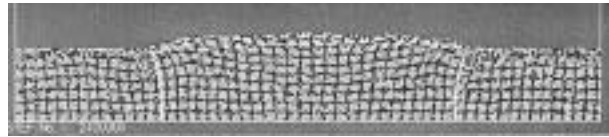


Fig. 25 The method to calculate the excess pore water pressure in distinct element method.
個別要素法における過剰間隙水圧の算定法



a) Ground deformation of unmitigated model on 1g test.
1g場の未対策地盤の解析結果



b) Ground deformation of mitigation model with sheet piles on 1g test.
1g場の矢板壁による対策地盤の解析結果

Fig. 26 Example of distinct element analysis on 1g model tests.
1g場の模型実験の解析結果の一例

地盤及び矢板壁による対策地盤の結果は、実験と同様であった。すなわち、地盤表層に変形の集中が発生し、定性的な一致が見られた。次に、堤体直下の沈下量を比較すると、未対策地盤で約300mm（実験結果は約200mm）、対策地盤で約100mm（実験結果は約150mm）であり、定量的な評価精度には課題が残る。今後は、地盤物性の決定方法の確立と3次元解析への拡張によって定量的な評価を行なう予定である。

次に、矢板壁の地盤流動の抑止効果について定性的に検討する。Fig.26とFig.27より、矢板壁は地盤の側方流動に対して抑止効果を持つことが解析からも確認

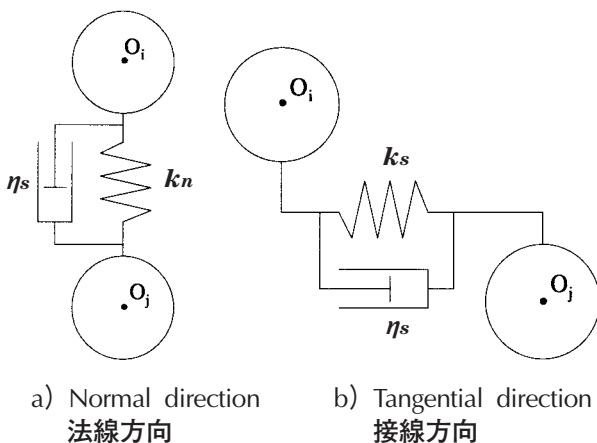
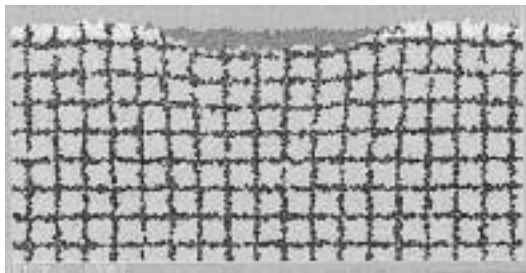


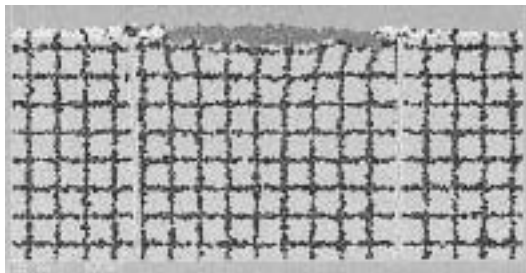
Fig. 24 A model of particle-to-particle contact points in distinct element method.
個別要素法における要素間の接触モデル

Table 3 Parameters for calculation.
解析に用いたパラメータ

要素数	9300
平均粒径	4mm
法線方向の剛性 (k_n)	9.5E+06 N/m
接線方向の剛性 (k_s)	2.4E+06 N/m
法線方向の粘性係数 (η_n)	1.1E+02 Ns/m
法線方向の粘性係数 (η_s)	5.7E+01 Ns/m
粘着力 (c')	0.0 N
内部摩擦角 (ϕ')	30.0 degrees
透水係数	2.052E-05 m/s
水の体積圧縮係数 (k_w)	4.5E+08 N/m ²



a) Unmitigated model.
未対策地盤



b) Mitigation model with sheet piles.
矢板壁による対策地盤

Fig. 27 Ground deformation of centrifuge model tests obtained from DE analysis.
個別要素解析から得られた変形図

できる。そして、この効果は深い地点ほど、高いことがわかる。その原因は矢板の締切り効果により土のせん断変形が抑制されるためと考えられる。一方、表層近くの矢板周辺では地盤が上下動するために、変形の抑制効果は低い。特に 1 g 場の模型実験を検証した解析では矢板周辺にスロッシング現象が発生し、表層地盤が大きく変形することを確認した。従って、表層に不飽和層が存在する地盤条件に矢板壁を設置する場合

は、その対策効果がより高くなると言える。

3.4 既設堤防の補強効果に関する検討から得られた知見

細粒分を多く含むシルト砂地盤上に構築された河川堤防に対する対策工法の抑止効果を遠心模型実験及び数値解析により検討した。その結果、次のことが明らかになった。

- 1) 地盤変形は堤体周辺の表層地盤に集中する。この地盤変形が生じた領域では加速度応答が小さくなる。この原因はせん断変形に伴う土の剛性低下によるものと考えられる。また、堤体の沈下は繰り返し載荷時の残留変形の蓄積によって生じるものと考えられる。
- 2) 地中壁（矢板壁・改良体）を設置したケースでは、地中壁の締切り効果によってその周囲のせん断変形は抑制され、その結果、堤体の沈下が小さくなる。本実験では対策を施したケースにおいて、堤体中心で約 3 割、法肩で約 5 割の沈下の低減が確認された。

4. おわりに

本研究では、護岸構造物や河川堤防の盛土といった液状化に伴う地盤流動による被害を受け易い構造物に対して、地中壁設置による被害軽減技術の対策効果を検討するために動的遠心模型実験を実施した。

その結果、抑止杭や矢板壁は地盤の流動を効果的に抑制可能なことを護岸模型実験と河川堤防実験の両実験において確認できた。一方、薬液改良体を用いたケースでは、L2地震を想定した強い加振を与えると、急激にその剛性が低下するために、側方への変形が生じることを確認した。

地中壁設置による効果は、側方への流動抑制と締切り効果によるせん断変形の抑制に基づく効果である。締切り効果は深い地点ほど効果的である。これに対して、不等荷重が地盤表層に作用している構造物（例えば、盛土構造物）では地中壁の設置による地盤表層の変形抑制効果はあまり期待できないことが分かった。

参考文献

- 1) Towhata, I., Ghalandarzadeh, A., Sundarraj, K.P. & Vargas-Monge, W.: Dynamic failures of subsoils observed in waterfront areas. Special issue of Soils and Foundations, pp.235-240: Japanese Geotechnical Society, 1996.
- 2) Matsuo, O.: Damages to river dikes. Special

- issue of Soils and Foundations, pp.235-240: Japanese Geotechnical Society, 1996.
- 3) Mizutani, T., Towhata, I., Shinkawa, N., Ibi, S., Komatsu, T. & Nagai, T.: Shaking table tests on mitigation of liquefaction-induced subsidence of river dikes, Proceedings of the 15th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Istanbul, Turkey, pp. 1207-1210, 2001.
 - 4) Cundall, P.A.: A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems, Symp. ISRM, Nancy, France, Proc. Vol. 2, pp.129-136, 1971.
 - 5) Cundall, P.A., Drescher, A. & Strack, O.D.L.: Numerical experiments on granular assemblies: Measurement and observations. IUTAM Conf. on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, pp.355-370, 1982.
 - 6) Nakase, H., Takeda, T. & Oda, M.: A simulation study on liquefaction using DEM. Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Portugal, pp.637-642, 1999.

(平成16年12月24日受理)