

港湾施設基礎の薬液浸透注入による耐震強化に関する模型実験

Model Test about the Quakeproof Reinforcement of Quay Wall Foundation by Chemical Grouting

千田尚史	Naofumi SENDA	(広島大学大学院工学研究科)
土田孝	Takashi TSUCHIDA	(広島大学大学院工学研究科)
西田芳浩	Yoshihiro NISHIDA	(国土交通省中国地方整備局)
鬼童孝	Takashi KIDO	(国土交通省中国地方整備局)
鶴ヶ崎和博	Kazuhiro TSURUGASAKI	(東洋建設㈱)

阪神淡路大震災では、高置換率 SCP 工法で改良された地盤上に建てられた耐震強化岸壁において、港湾施設の機能に重大な被害を及ぼす変形が生じた。したがって、高置換率 SCP 工法を採用し地盤を改良しただけでは耐震強化岸壁としての性能を満足できない。そこで、本研究では薬液浸透注入工法による改良を検討した。しかし薬液浸透注入工法は対象構造物に対して改良率 100%を基本としており、薬液も高価であることから改良コストが膨大になるという問題がある。そこで、本研究では低改良率でありながらも必要な強度が得られる改良パターンを見つけることを目的とし、遠心模型実験により検討を行った。

キーワード：薬液浸透注入，岸壁，遠心模型実験，振動台実験 (IGC : D07, E02, E08)

1. はじめに

阪神淡路大震災では、高置換率サンドコンパクションパイル (SCP) 工法で改良された地盤上に建てられた耐震強化岸壁において、大きな変形は免れたものの2mを超える水平変位が生じ、港湾施設の機能に重大な被害を及ぼした²⁾。震災時の緊急物資・避難者等の海上輸送や、震災直後から復旧完了までの貨物輸送機能の確保を目的とする耐震強化岸壁では大地震時においても変形を岸壁としての性能を保持できるレベルに抑制することが求められる。したがって、高置換率SCP工法を採用し地盤を改良した場合でも、耐震強化岸壁としての性能を満足するために何らかの対策が必要になってくる。

そこで、既設構造物直下への改良が可能で、半永久的な安定性を確保することが可能な、薬液浸透注入工法による改良を検討する。薬液浸透注入工法は、活性シリカ液を地盤中に浸透注入することで固化した改良砂を地盤中に形成するもので、長期耐久性を有する改良砂を形成可能なこと、従来の地盤改良工法では困難であった狭隘箇所、既設構造物直下地盤等への適用が可能なることから、近年地盤改良工法の一つとして広範囲に施工されている。薬液浸透注入工法は、流動性があり、所定の時間後に固結性を示すグラウトという材料を細い管を通じて地盤中の所定の箇所に圧入し、地盤の局所的な固結強化や止水化を図る工法である。しかし、対象となる地盤をすべて改良する場合は改良コ

ストが膨大になるため適用しにくいという問題がある。

そこで、本研究では低改良率でありながらも必要な強度が得られる改良パターンを見つけることを目的とし、実物レベルの地盤や構造物の変形や挙動を精度よく再現することのできる遠心模型実験により検討を行った。

2. 実験方法

実験の対象としたのは、水深6mのサンドコンパクション工法で改良された地盤上に建てられた重力式岸壁であり、広島港における既設の岸壁を参考にして、縮尺1/50で模型を作成した。図-1に模型断面を示す。

実験模型は図-1に示すように、基礎地盤、基礎捨石マウンド、ケーソン模型、背後地盤、粘性流体で構成されている。基礎地盤はSCP工法の改良率70%で改良された地盤を想定した相対密度60%の砂地盤(改良域)とその両端にある相対密度80%の砂地盤とで構成される。背後地盤は裏込石、裏埋土とで成り立ち、水の代わりとして用いた粘性流体、ケーソン模型で成り立っている。

本実験では、サンドコンパクションパイル工法の改良率70%で改良された地盤を相対密度60%の砂地盤で代用している。粘土地盤を改良する際のサンドコンパクション (SCP) 工法では一般に杭心でのN値15以上という管理規定がある。N値と相対密度に関するMeyerhofの実験式¹⁾である(1)式を用いると、有効土被り圧

1.0kgf/cm² (=96.0kPa (深度10m, $\gamma' = 9.60\text{kN/m}^3$)) で相対密度 $Dr=62.4\%$ となる。杭心よりも遠い箇所ではN値が減少することを考慮し、ここでは改良地盤全体を相対密度60%の砂地盤で代用できると考えた。

$$Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{p_u + 0.7}} \quad (1)$$

Dr : 相対密度 (%) , N : N値

p_u : 有効土被り圧 (kgf/cm² (=98.1kPa))

また、本実験でSCP改良地盤における改良効果に着目するため、その両側の海底地盤部分とケーソン背後地盤の裏埋土については相対密度80%の砂地盤とした。実際には海底地盤は粘性土であるが、供用中の既存岸壁を対象としたので、圧密沈下等は十分に落ち着いている安定した地盤と考え砂地盤に置き換えている。

2.1 相似則

本実験は遠心載荷装置を用い50gの加速度を与えた状態で振動を与える。50g場では相似則は表-1のようになる。

2.2 実験器具と実験材料

実験に用いた土槽のサイズは幅550mm, 高さ450mm, 奥行き150mm であり前面が透明アクリル製で外から地盤の変形を見ることが出来る。また実験に用いた振動台は、高出力時においても安定した振動を起こすことが可能であるという利点から油圧式のものを使用した。

模型に用いた材料については、基礎地盤・裏埋土には豊浦砂を用い、基礎捨石・裏込石には相似則を考慮し実物の約50分の1の粒径である4.75mm~9.50mm , 2.00mm~4.75mmの粒径の花崗岩碎石を用いた。粘性流体は50g場で砂の透水性に関する相似則を満足するため粘性が水の50倍となるように調節したもので、材料はメトローズと水の混合物である。また、ケーソン模型のサイズは高さ170mm, 横120mm, 奥行き150mmであり、実地盤に換算すると高さ8.5m, 横6.0m, 奥行き7.5mに相当する。函体はアルミで作成し、中に豊浦砂と錘を入れることで密度を実物のケーソンと等しい2.1g/cm³に合わせた。また、ケーソン模型の背後地盤側の側面上から3cm, 7cm, 11cm, 15cmの位置には一列に土圧計を埋込むための溝を付けた。地盤改良に用いる薬液としては、特殊シリカ系の活性シリカを用いた。薬液改良体の一軸圧縮強さは施工事例を参考に120kPaとし、薬液シリカ濃度と、養生日数(3日)を決定した。実験には模型内の応力を実物と等しくできる遠心載荷装置を用い、遠心加速度50gのもとで水平振動を与えた。振動条件は振動加速度200gal, 周波数50Hz, 波形sin波, 波数20波である。

次に実験ケースを示す。Case1は無対策の場合であり、

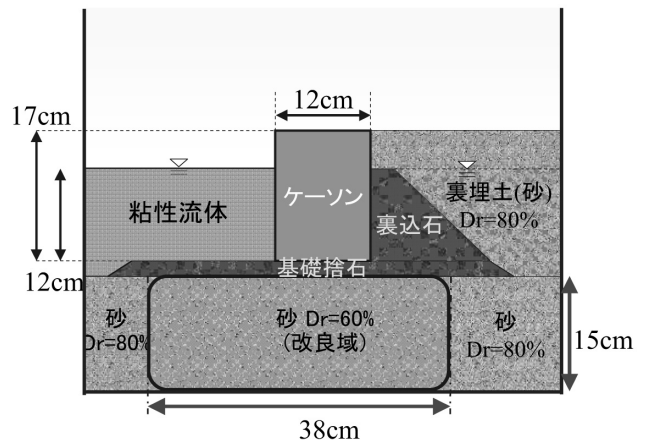


図-1 模型断面

表-1 模型実験に用いた相似則

パラメータ	相似率 (N/g)	縮尺比 (50g)
長さ	1/N	0.02
土の質量密度	1	1
加速度	N	50
速度	1	1
時間	1/N	0.02
変位	1/N	0.02
応力	1	1
透水係数	1/N	0.02

高置換率SCP工法で改良した粘土地盤を想定し改良地盤の標準的なN値より推定して、相対密度60%の砂層とした。Case2, Case3はそれぞれ図-1中に示す改良対象域の上から3/3 (全て), 1/3 (33%) に薬液を注入し改良した場合を想定している。Case4は基礎地盤の相対密度60%地盤の内、ケーソン前趾下を中心として底部まで改良対象域の30%の幅で改良した場合を想定している。Case3, Case4の断面を図-3, 図-4に示す。

2.3 計測項目と模型作成方法

(1) 計測項目

計測項目は水平・鉛直変位, 振動加速度, 土圧, 間隙水圧である。水平・鉛直変位は図-5の○印の位置に設置したターゲットを高速度カメラを用いて1秒間に250コマの撮影を行い、撮影動画のターゲットを自動追跡し画像解析することで求めた。図-5に示すターゲットのターゲット番号はケーソンではT1~T6の6点とした。また基礎地盤では設置したターゲットの内、カメラ撮影範囲内のターゲット84点を、上段からTA, TB, TC, TD, TE, TF, 各段の左から1~14と番号を与えた。例えばカメラ撮影範囲内の基礎地盤一番左上のターゲット番号はTA1であり、一番右下はTF14となる。

計測器位置を図-6に示す。計測点はCase1(無対策)・

で振動加速度 2 点，土圧 4 点，間隙水圧 13 点であり，それぞれ加速度計，土圧計，間隙水圧計で測定した．また薬液の化学成分による計測器の劣化が懸念されるため，改良を行うケースでは改良体内部には計測器を設置しなかった．そのため，改良体内部に計測器を設置するはずだった Case2（全改良），Case3（基礎地盤 $Dr=60\%$ 部分を上部から 33% 改良）では水圧の計測点数をそれぞれ 4 点，10 点に減らした．Case4（ケーソン前趾下 30% 改良）については，計測器設置部分が改良箇所から外れていたため，無対策と同様に間隙水圧 13 点を測定した．

(2) 模型作成方法

基礎地盤の作成は，無対策である Case1 と薬液による改良を行う Case2~4 とで方法が異なる．

無対策のケースでは，まず土槽の底面に透水性を良くするため，ろ紙を敷く．次に土槽中央部へ治具を設置し，地盤を自立させるため含水比 10% で作成した湿潤砂を用い，土槽両端の相対密度 $Dr=80\%$ の基礎地盤を作成する．その際，地盤は 5cm を一層として盛った後，突固め棒により相対密度を合わせる．また，地盤の層が一体化するように，層の上面に凹凸をつける．その後，治具を取り外し，基礎地盤中央の相対密度 $Dr=60\%$ の地盤を作成する．その際，地盤は地盤高の 1/5 (3cm) を一層として盛った後，突固め棒により相対密度を合わせる．また，地盤の層が一体化するように，層の上面に凹凸をつける．さらにこの時，振動時の地盤の挙動を可視化出来るよう地盤上端から 10cm の間に高さ 2cm ピッチ横 2cm ピッチでターゲットを置く．この動作を繰り返し，高さ 15cm まで地盤を作成し基礎地盤完成とする．その後，基礎地盤には粘性流体を浸透注入させるが，粘性流体による飽和を促すために土粒子の間隙の空気を二酸化炭素で置換する．そのため，土槽に 2 時間程度二酸化炭素を通す．その後，脱気槽に入った粘性流体，作成した土槽を湯煎し，粘性を下げた状態で粘性流体を土槽に浸透注入する．その際，ボイリングやパイピングが起らないよう浸透速度を調節する．

粘性流体が地盤上端を満たしたところで浸透注入を終了する．その後，完成した基礎地盤に所定の数の間隙水圧計を埋込み完成する．

改良体を設置するケースでは，改良体以外の基礎地盤を無対策である Case1 と同様に作成し，その後，あらかじめ作成した薬液と豊浦砂の混合物をそれぞれのケースの改良箇所に入れ軽く突固め 1 日間初期養生する．そして改良砂が固まった後，改良体を整形し残りの基礎地盤の作成，粘性流体の浸透注入を無対策ケースと同様の方法で行い基礎地盤を完成させた．

基礎地盤以外については，全てのケースの作成方法は同じである．以下に方法を示す．

まず，基礎地盤の上に基礎捨石マウンドとして，基礎捨石マウンド用の花崗岩の砕石（粒径 4.75mm ~

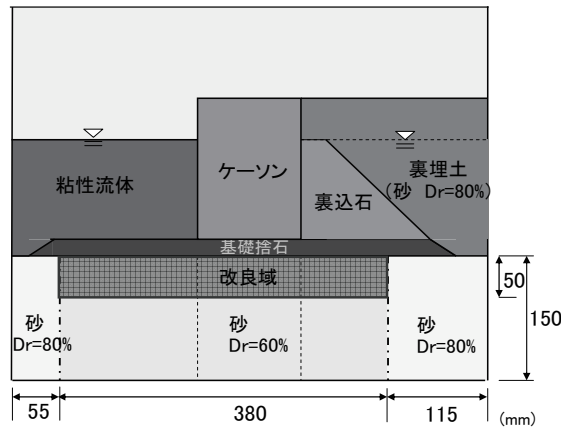


図-3 Case3（上部 1/3 改良）の模型断面

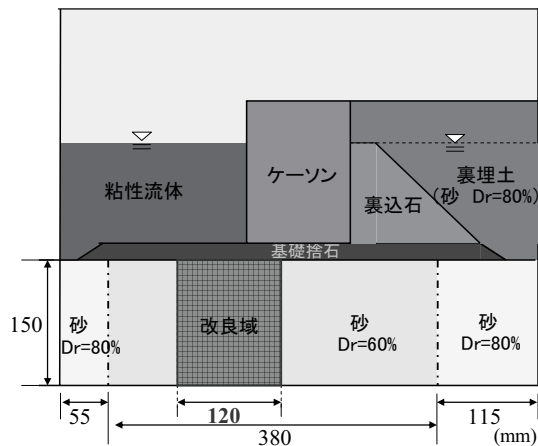


図-4 Case4（ケーソン前趾下 1/3 改良）の模型断面

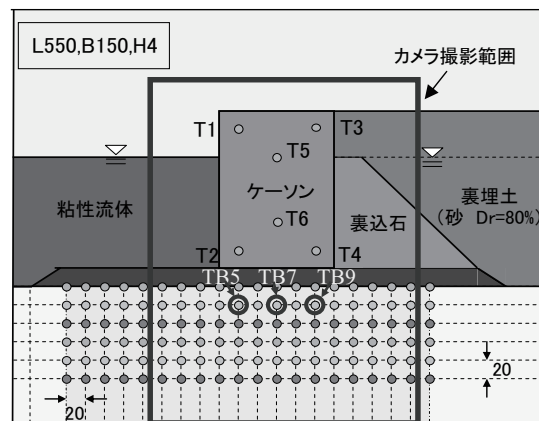


図-5 ターゲットの設置位置

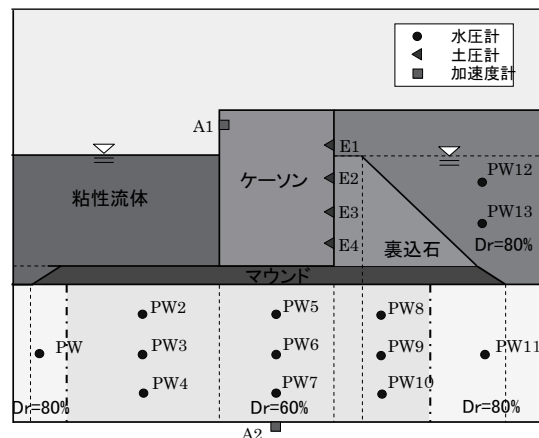


図-6 計測器位置

9.50mm) を厚さ 2cm になるように敷く。この際、水準計を用いて基礎捨石マウンドを平らにする。そして、マウンド上にあらかじめ土圧計を取付けたケーソン模型を設置する。その後、ケーソン模型背後に裏込石用の花崗岩の碎石(粒径 2.00mm~4.75mm)を置き、その上に 5 号珪砂を撒き、上部の砂が侵入する隙間を埋める。その後、ケーソン模型背後の裏埋土を作成する。その際、用いる砂はあらかじめ砂と粘性流体(メトローズ)を混ぜ、脱気したものを用いる。メトローズを流し込み 5 時間以上放置し、メトローズの水位や背後地盤の層厚が安定したところで所定の位置に間隙水圧計を埋込む。メトローズの水位を所定の高さに調節し、背後地盤上層の乾燥砂を投入する。乾燥砂は事前に相対密度 $D_r=80\%$ になるように重量を調節したものを用いる。その後、ケーソン模型上部に加速度計を設置し、改良体が 3 日間養生された状態で遠心振動実験を行う。

3. 実験結果と考察

3.1 実験結果

(1) Case1

Case1 は SCP 改良地盤において薬液浸透を実施しなかった場合を想定している。写真-1 に Case1 の加振によるターゲット移動の軌跡を示す。写真内のターゲットから出ている線は、振動前から振動後のターゲットの変位の軌跡を示している。ケーソンのターゲット T1 の最大水平変位は 1.69cm, 最大鉛直変位は 0.51cm であった。これは実寸値に換算すると水平変位 84.5cm, 鉛直変位 25.5cm にもなり、耐震強化岸壁に求められる性能を満足していないと思われる。また、写真-1 よりケーソン模型の直下のターゲットはやや上に隆起しているように思われるが、これはケーソン模型直下のターゲット以外が沈下しているためであり、直下のターゲットが隆起しているわけではない。また、ケーソン模型背後の地盤はケーソン模型付近で陥没した。ケーソン模型背後の地盤の陥没深さは測定の結果最大で 2.3cm であった。これは、実地盤において 115cm に相当する大きなものである。さらに、ケーソン模型背後地盤の地表面には何本かのひび割れが生じ、実際の地震の被災状況が再現されていると思われる。また、ケーソン模型の傾きは 1.82 度となった。

これらの変形パターンは兵庫県南部地震で神戸港の摩耶埠頭-7.5m 岸壁 (SCP70%改良地盤上に構築された水深-7.5m の重力式岸壁) の被災状況とほぼ一致している³⁾。

(2) Case2

Case2 は改良対象域すべてを浸透注入工法で改良した場合を想定している。写真-2 に Case2 の加振によるターゲット移動の軌跡を示す。写真-2 を見ると、ケーソン模型は写真左側へ傾いている。ターゲット T1 の最

大水平変位は 1.41cm, 最大鉛直変位は 0.34cm であった。これは実寸値に換算すると水平変位 70.5cm, 鉛直変位 17.0cm である。また、基礎地盤の変形はほとんど無く、薬液注入による改良の効果が出ている。さらに、ケーソン模型背後の地盤はケーソン模型付近で陥没していることが分かる。ケーソン模型背後の地盤の陥没深さは測定の結果最大で 2.55cm であった。これは、実地盤において 127.5cm に相当する大きなものである。また、ケーソン模型の傾きは 1.52 度と Case1 と比べ小さくなった。

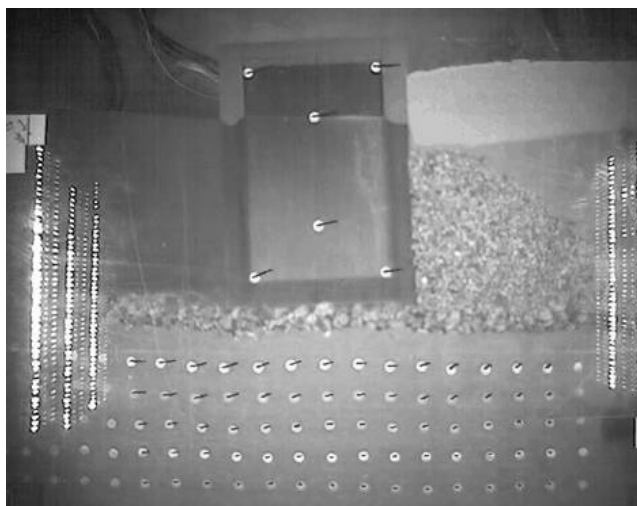


写真-1 加振後の各ターゲットの変位ベクトル (Case1)

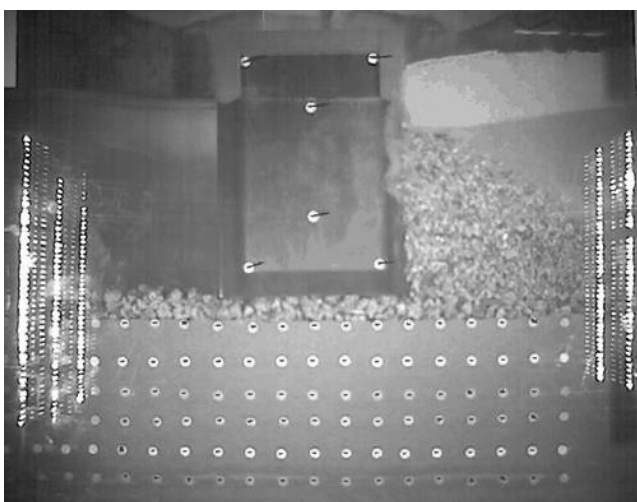


写真-2 加振後の各ターゲットの変位ベクトル (Case2)

(3) Case3

Case3 は改良対象域上部 1/3 (33%) を浸透注入工法によって地盤改良した場合を想定している。写真-3 に Case3 の加振によるターゲット移動の軌跡を示す。ターゲット T1 の最大水平変位は 1.86cm, 最大鉛直変位は 0.59cm であり、Case1 未改良よりも水平変位は 0.17cm 大きく、鉛直変位は 0.08cm 大きかった。また最大水平変位 1.86cm, 最大鉛直変位 0.59cm は実寸値に換算する

と水平変位 93.0cm, 鉛直変位 29.5cm になった。
 ケーソン模型左下の T2 では鉛直変位が 0.51cm (実地盤で 25.5cm) 出ており, Case 1 の未改良地盤よりもケーソン模型が沈下していることが分かる。この沈下が基礎地盤にも影響を与え, 写真-3 のような地盤の変形に繋がったといえる。さらに, ケーソン模型前趾直下の部分では改良体にひび割れが生じており, この厚さの改良体では強度が不足しているのではないかとと思われる。しかしながら, この厚さの改良体であっても無対策ケースよりは基礎地盤の変形は少なかった。また, ケーソン模型の傾きは 2.36 度と Case1 よりも相当に大きなものになった。

(4) Case4

Case4 は改良対象域のうち, ケーソン模型前趾下を中心として, 横方向に 30%地盤改良した場合を想定している。写真-4 に Case4 の加振によるターゲット移動の軌跡を示す。ターゲット T1 の最大水平変位は 1.41cm, 最大鉛直変位は 0.36cm であった。これは実寸値に換算すると水平変位 70.6cm, 鉛直変位 17.8cm になる。また, ケーソンの傾きは 1.55 度となった。

3.2 加速度, 土圧, 間隙水圧の比較

図-7, 図-8, 表-2 に実験結果から得られた Case1 の振動台・ケーソン上部の加速度, 各ケースの振動時の土圧増分, 各ケースの過剰間隙水圧比を示す。

(1) 加速度

図-7 に加速度計で測定した振動台, ケーソン模型上部の加速度を示す。縦軸は加速度 (gal), 横軸は時間 1/1000 秒である。図-7 を見ると振動台の加速度は設定通り 200gal の値を示しており, ケーソン模型上部の加速度は最大 660g 程度の値が出ていて 3.22 倍に増幅した。また, 振動台加速度とケーソン模型上部の加速度には周期の変化は無かった。基礎地盤が完全に液状化した場合地盤のせん断剛性が大幅に低下するため, ケーソン模型上部の加速度は長周期化し振幅も低下を示すはずである。しかし今回はその現象が起きていないことから本ケースで液状化は起こっていないと思われる。なお, 各ケースで振動台加速度として 200gal と設定したが, 振動台の制御は大変難しく実際の振動台加速度の最大値は Case3 (255gal), Case2 (241gal), Case4 (240gal), Case1 (205gal) の順で大きくなった。実験結果の変位の比較を行う際にこれらの違いを考慮する必要がある。また, 本実験において, 基礎地盤では

(2) 過剰間隙水圧

表-2 に各ケースの各位置での過剰間隙水圧比を示す。過剰間隙水圧比とは右の式(2)に示す通り過剰間隙水圧を初期上載有効拘束圧で割った値である。過剰間隙水圧比が 1.0 に達すると, 地盤が液状化していると言える。

表-2 において*を付した箇所は過剰間隙水圧比が

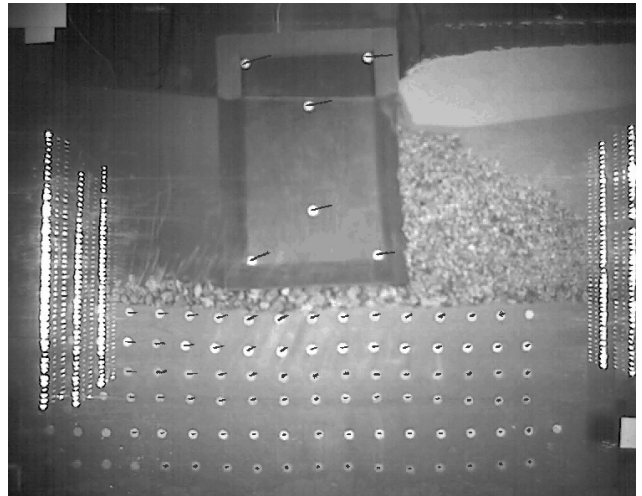


写真-3 加振後のターゲットの変位ベクトル (Case3)

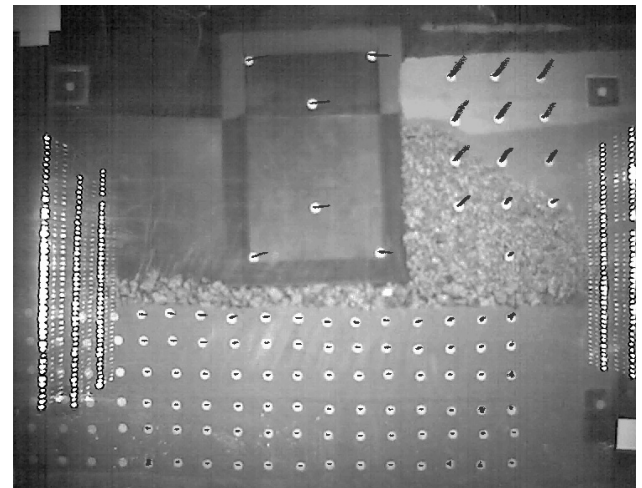


写真-4 加振後のターゲットの変位ベクトル (Case4)

$$\text{過剰間隙水圧比} = \frac{\text{上昇した間隙水圧}}{\text{初期上載有効拘束圧}} \quad (2)$$

0.95 以上であり, 液状化していると思われる位置である。値の無い Case1 の PW10 は計測に不備があり計測ができなかった。PW1 については各ケースで過剰間隙水圧比が 1 を大きく越える異常値を示しており, 今回は PW1 (底部地盤の一番左, 相対密土 80%部分) の液状化は考えないこととする。

表-2 において各ケースの過剰間隙水圧比を比較すると, PW1 を除いた場合全体的に過剰間隙水圧比は 1 に至っていない。しかしながら Case4 の PW2, PW12 では, 過剰間隙水圧比が 0.95, 0.99 とほぼ 1 とみなせる値を示していることから, 今回は液状化していると考えられる。全体的に見ると, ケーソン模型左上や裏埋土の上部など拘束圧の小さい箇所で過剰間隙水圧比が大きくなっている。同じ計測位置でのケースによる過剰間隙水圧比を比較すると PW4 で Case1 と Case3 で差があるのと PW12, PW13 において Case4 と他ケースで値に違いがあるものの, 他の値は各ケースでほぼ同じとなっている。

表-2 各ケースの過剰間隙比

過剰間隙水圧	Case1	Case2	Case3	Case4
PW1 (底部地盤・左:Dr:80%)	4.00	3.48	3.20	2.20
PW2 (底部地盤ケーソン左・上:Dr:60%)	0.82	-	-	0.95*
PW3 (底部地盤ケーソン左・中:Dr:60%)	0.76	-	0.75	0.60
PW4 (底部地盤ケーソン左・下:Dr:60%)	0.75	-	0.42	-
PW5 (底部地盤ケーソン直下・上:Dr:60%)	0.18	-	-	0.45
PW6 (底部地盤ケーソン直下・中:Dr:60%)	0.18	-	0.30	0.26
PW7 (底部地盤ケーソン直下・下:Dr:60%)	0.18	-	0.28	0.21
PW8 (底部地盤ケーソン右・上:Dr:60%)	0.37	-	-	0.25
PW9 (底部地盤ケーソン右・中:Dr:60%)	0.27	-	0.22	0.21
PW10 (底部地盤ケーソン右・下:Dr:60%)	-	-	0.21	0.18
PW11 (底部地盤・右:Dr:80%)	0.12	0.22	0.18	0.18
PW12 (裏埋土上:Dr:80%)	0.68	0.61	0.62	0.99*
PW13 (裏埋土下:Dr:80%)	0.38	0.40	0.48	0.76

振動台の加速度は Case3, Case2, Case1 の順に大きくなったが、計測された過剰間隙水圧比の値は各ケースであまり変わらなかった。Case4 については、振動加速度は他のケースとあまり違いは無かったが、過剰間隙水圧比は他のケースよりも高い値を示していることから、作成された模型地盤の相対密度がやや小さかった可能性がある。

(3) ケーソン模型に作用した土圧

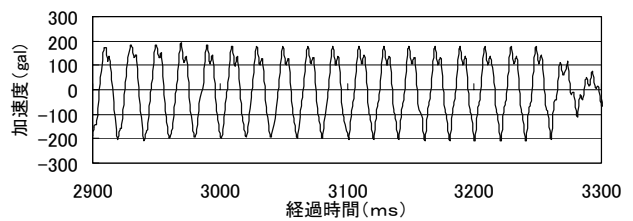
図-8 に加震時の土圧増分の最大値（実スケール換算した値）の分布を示す。振動時の土圧増分とは、振動前の土圧の値をゼロとして振動時に発生した土圧の値のことである。また、最大値はケーソンの海側への変形に影響を与える主動土圧の最大値である。深度 1.5m から 7.5m までの土圧の合力をとった土圧増分合力は全改良の Case2 が 201kPa, ケーソン模型前趾下部 30%改良の Case4 が 188kPa, 上部 1/3 改良の Case3 が 172kPa, 無対策の Case1 が 147kPa であり、Case1 に対して Case2 は約 1.4 倍であった。

加震中に発生する土圧はケーソン模型の変形と関連すると考えられる。土圧の作用位置がケーソン下部であればケーソンの滑動に、ケーソン上部であればケーソンの回転に及ぼす影響が大きい傾向がある。図-8 を見ると、Case1, Case2 が前者であり、Case3, Case4 が後者であるといえる。また、ケーソン模型の傾きと土圧増分合力の関係をみると、傾きの大きい Case1, Case3 より傾きが小さい Case2, Case4 で土圧が大きくなっており、結果的にケーソン模型が前に傾いた場合ほど土圧は小さい傾向がみられた。これは、ケーソン模型前趾での地盤改良と発生する土圧が関連していることが伺われる。すなわち、ケーソン前趾下部の地盤の剛性が増加することで、前趾が沈下しにくくなり、ケーソンの回転による土圧の吸収が行われなかった結果、作用した土圧が大きくなったことが考えられる。

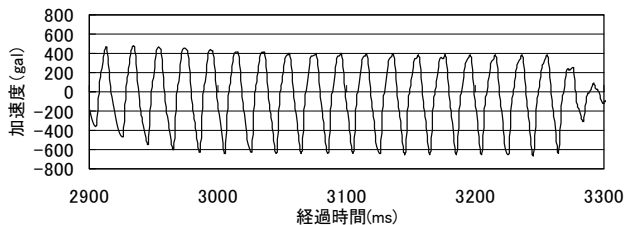
3.3 ケーソン模型と基礎地盤の経時変化

図-9 に Case 4 の(a)ケーソンのターゲット T1, (b)基礎地盤のターゲット TB5 の地盤の変位の経時変化を示す。変位が大きいほうが水平変位である。図-9 よりケーソ

ン模型・基礎地盤の変位は振動が与えられる度に徐々に大きくなっている。ケーソン模型については振動開始直後に振動後の残留変位に近い大きな変位が起こり、その後変形が進まないという挙動ではないことが分かった。この傾向は全てのケースで同じであった。



(a) 振動台の加速度



(b) ケーソン上部の加速度

図-7 加速度の測定値 (Case1)

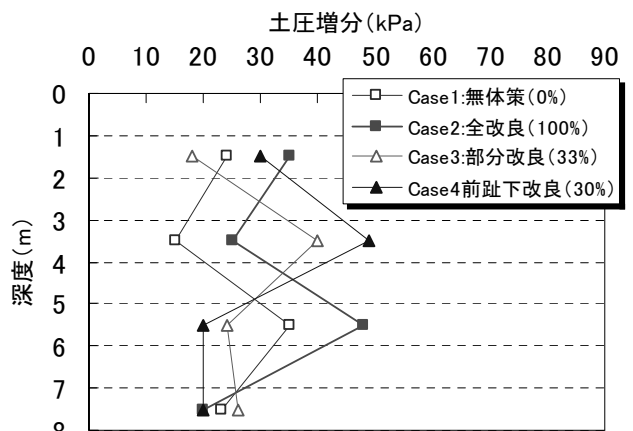


図-8 ケーソン背後に作用した土圧増分の最大値の分布 (実スケール換算)

3.4 ケーソン模型、基礎地盤の変位の比較

図-10(a), (b)に実験結果より得られた各ケースの岸壁基礎地盤の変位, ケーソン模型の変位の関係を示す. 縦軸は鉛直変位, 横軸は水平変位である. また値は求めた残留変位を50倍して実スケールに直したものである. 図-10(a)岸壁基礎地盤の変位には図-5に示すケーソン模型真下のターゲット TB5, TB7, TB9の変位を示し, 図-10(b)ケーソン模型の変位にはケーソン模型左側の T1と T2の変位を示す.

図-10(a)の岸壁基礎地盤の変位に着目すると, 全改良ではターゲットの変位がほとんど無く, 大きな改良効果が得られた. また, 33%水平上部改良においては, 基礎地盤表面の水平変位は半分程度になったが, 鉛直変位に関しては, 改良効果はみられなかった. それに比べ, 同じ30%の改良でも, ケーソン模型前趾下30%改良では水平変位は未改良の1/5程度に変位を抑制でき, 鉛直変位はほとんど無いという結果になった.

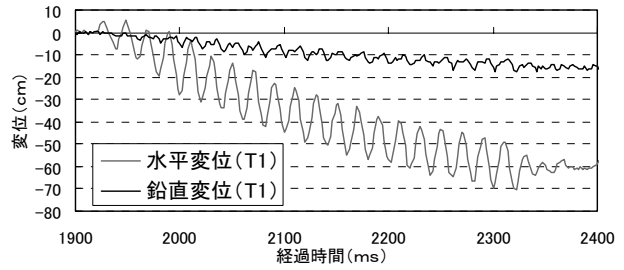
ケーソン模型天端部(T1)の変位に着目すると, 全改良のCase2では, 水平, 鉛直変位が未改良ケースよりもそれぞれ24%, 31%低減した. また, 33%水平上部改良では変形抑制効果は特にみられなかったが, ケーソン模型前趾下30%改良では未改良に比べ水平変位で22%, 鉛直変位で28%変位が抑制された. なお, 本実験では与えられた加速度がCase3, Case2, Case4, Case1の順に大きくなったため改良効果は示した値よりもさらに大きくなると考えられる. また本実験では, 基礎地盤において海底の粘土地盤を相対密度80%の砂にしている. よって, 得られた結果に対し, この剛性が異なることによる応答への影響を十分考慮しなければならない.

3.5 撮影画像を用いたケーソン模型と基礎地盤の変形の観察

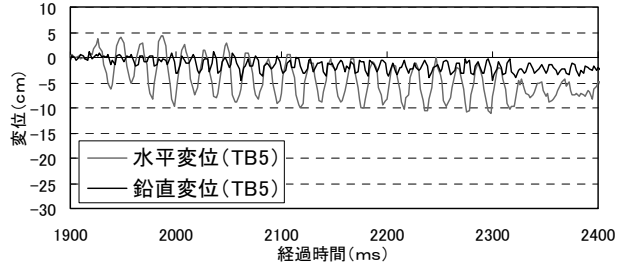
写真-3, 写真-4にCase3, Case4について画像解析より求めたターゲットの変位のベクトルの写真を示した. 写真-3, 写真-4よりケーソン模型はケーソン模型前趾を中心に写真左に傾いていることが分かる. また, 2つの写真を比較すると, Case3は地盤全体を通して, 地盤のターゲットの上から3段目まで変位が現れているのに比べCase4では1段目しか変位がみられない.

以上の観察結果から, ケーソン模型前趾下を中心に下端まで改良すると, 改良体が基礎地盤を縦に仕切る働きをし, 改良体右側の地盤, 左側の地盤の変形も抑えられ, 結果として基礎地盤全体の変形が小さくなったと考えられる. また, 図-10より地盤の変形の大きいCase1, Case3と変形の小さいCase2, Case4でケーソン模型の変位にそこまで大きな差が無いことから, ケーソン模型と基礎地盤の間の基礎捨石が変形していると考えられる.

図-11は, 改良パターンごとのケーソン模型(T2)

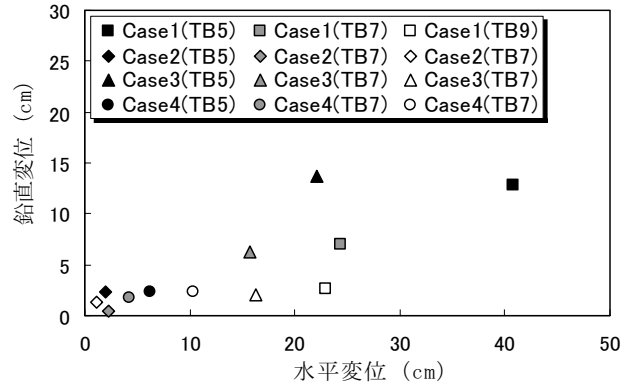


(a) ケーソンのターゲット T1

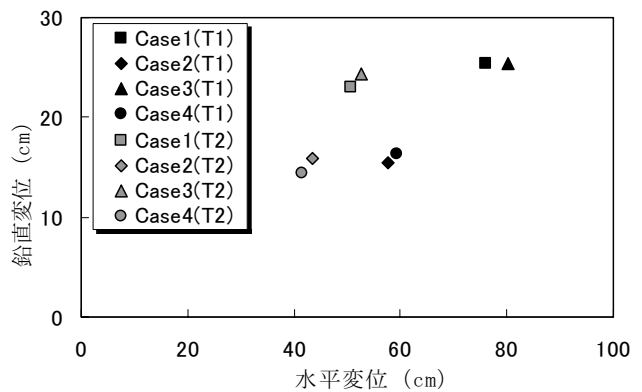


(b) 基礎地盤のターゲット TB5

図-9 地盤の変位の経時変化(実物換算サイズ)



(a) 岸壁底部地盤の変位



(b) ケーソンの変位

図-10 各ケースの岸壁基礎地盤の変位, ケーソン模型の変位の関係 (実物スケール換算)

と地盤の変位(TB5)の差の関係である. ケーソン模型の水平変位(T2)はケーソン模型の基礎捨石上での滑動変位と基礎捨石マウンドの水平変位と基礎地盤の水

平変位 (TB5) の和であるので、ケーソン模型と基礎地盤の水平変位の差は、ケーソン模型の滑動量と基礎捨石の水平変位を表している。

図-11 を見ると、鉛直変位は各ケースでそれほど差が無いが、水平変位を見ると改良範囲が大きくなるに従い、ケーソン模型と地盤の水平変位の差が大きくなっている。まず、無対策である Case1 では基礎捨石の変形やケーソン模型の滑動変位はわずかしき発生しておらず、ケーソンの変形はもっぱら基礎地盤の変形によって生じている。一方、基礎地盤の改良範囲が大きくなると、基礎地盤の変形が抑制された結果、基礎捨石の変形やケーソン模型の基礎捨石面上での滑動変位が起きることによってケーソンの変位が発生していることを示している。実際に実験時に撮影した画像を観察すると、Case2 と Case4 では基礎捨石部分で水平変形とケーソン模型の捨石マウンド上での滑動変位が起きていることを確認した。

以上、基礎地盤を改良して強化した場合には、ケーソン前趾とその直下のマウンドに応力が集中するしマウンドの変形や滑動が起きることによってケーソンは水平変位する。このような変形を抑制するには、

- ①ケーソンとマウンドの摩擦力の増大
- ②ケーソン前趾のマウンド部分の補強
- ③ケーソンに作用する動的土圧自体の軽減

などの対策を、基礎地盤の改良と組み合わせて実施することが必要になると思われる。既存岸壁の耐震補強を行う場合には、①と②の方法は難しいため、③のケーソン背後の土を軽量化するなどの土圧低減対策との組み合わせが考えられよう。

4. 結論と今後の課題

本研究では、ケーソン式岸壁の基礎地盤部を薬液浸透注入工法で改良するにあたり、低改良率でありながらも必要な強度が得られる改良パターンを見つけることを目的とし、実物レベルの地盤や構造物の変形や挙動を精度よく再現することのできる遠心模型振動実験を行った。以下に結論を示す。

- 1) 岸壁基礎の地盤の変位に着目すると、全改良ではターゲットの変位はほとんど無く、大きな改良効果が得られた。33%水平上部改良では、基礎地盤地表面の水平変位は半分程度になったが、鉛直変位に関しては、改良効果はみられなかった。ケーソン前趾下 30%改良について、水平変位は未改良の 1/5 程度変位を抑制でき、鉛直変位はゼロに近かった。
- 2) ケーソン模型天端部の変位に着目すると、ケーソン模型直下の基礎地盤を全改良した Case2 では、水平、鉛直変位が未改良ケースよりもそれぞれ 24%、31%低減した。33%水平上部改良では変形抑制効果は

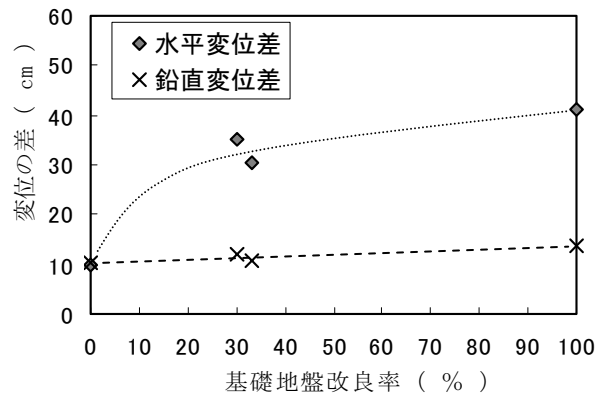


図-11 ケーソン変位 (T2) と地盤変位 (TB5) との差と基礎地盤改良率との関係

特にみられなかった。ケーソン模型前趾下 30%改良では未改良に比べ水平変位で 22%、鉛直変位で 28%変位が抑制された。

- 3) ケーソン模型底部の地盤に着目すると浸透固化により、地盤の変位は大幅に抑制された。改良率を 30-33%に抑制した場合をみると、上部の深さ 1/3 を改良するよりもケーソン模型前趾下を中心とした一定の幅を下まで改良する方法のほうが、地盤の変形抑制に大きな効果を発揮した。
- 4) 今回の実験では地盤の変位が改良によって抑制された場合でも、岸壁には大きな変位が生じた。実験結果の観察より、加振によってケーソン模型直下(前趾下)の基礎捨石マウンド部分に大きな応力が作用してマウンド内に変形が発生したとマウンド上をケーソンが滑動したことが原因であった。重力式岸壁の地震時の変形を十分抑制するためには、基礎地盤の改良だけでなく、背後の土圧軽減と組み合わせるなどの工夫が必要と考えられる。

謝辞

本研究の実施にあたり、薬液注入工法に関し、東亜建設工業(株)、富士化学工業(株)から支援を頂いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山口柏樹：土質力学 (全改訂) , p.113, 1984.
- 2) 運輸省港湾技術研究所：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告書, 港湾技研資料, No.857, pp.230 - 240, pp.594 - 599, 1995.
- 3) 及川研：置換地盤上の重力式岸壁の地震災害分析と復旧工法の耐震性能評価に関する研究, 東北大学学位請求論文, 2004.

(2009年6月29日 受付)