

締固め工と締切り工による埋設構造物の液状化時浮き上がりの抑制効果に関する 重力場振動台実験

1g Shaking Table Tests on the Effect of Compaction and Separation Work on the Restraint of the Understructure Floating during Liquefaction

廣岡 明彦*・永瀬英生*・清水恵助**・橋本裕二郎***・新井章太****

Akihiko HIRO-OKA, Hideo NAGASE, Keisuke SHIMIZU, Yuujiro HASHIMOTO and Shota ARAI

*正会員 工博 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

**正会員 工博 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

***学生会員 工学 九州工業大学大学院 工学研究科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

****正会員 工修 北九州市役所 建築都市局再開発部 (〒803-0813 北九州市小倉北区城内 1-1)

Compaction and separation work are popular countermeasures to prevent floating of underground structure due to liquefaction of sandy soil. However, it is difficult to decide the extent of densification, the width of area to be compacted and the rigidity of sheet pile wall rationally. In this study, a series of 1g shaking table tests on a underground structure surrounded by loose sand were carried out with compaction around the structure, separation by sheet pile wall and both of them to investigate its effect on the dynamic stability of underground structure. No serious damages were observed when the ratio of the width of compaction area to the thickness of liquefied layer is greater than 1.0 in a series of tests. The greater the rigidity of sheet pile wall, the less floating of the underground structure was observed due to shaking. The increment of the restraint of floating to the rigidity of sheet pile wall gradually tends to decrease as the value of its rigidity increases.

Keywords: Liquefaction, Underground Structure, Compaction, Sheet pile wall, Separation, Shaking Table Test, Earthquake Resistant

1. 本研究の目的

兵庫県南部地震で観測された震度Ⅶという強い地震動は耐震設計法全体に大きなインパクトを与え、従来耐震設計に用いてきた地震動(レベル1)に加え、この種の強い地震動(レベル2)に関しても設計に考慮するよう耐震設計規準類が改訂されるようになった。このため、液状化の予測・対策に関して多くの課題が生じており、特に液状化地盤中の構造物の変形挙動・変位挙動を予測する技術を早急に確立し、これを合理的に設計に取り入れることが急務とされている¹⁾。

締固め工法は、液状化抵抗の増加により地震時の液状化に伴う地盤災害を抑制することを目的とし、主に新設の構造物を対象として従前より実施されている工法である。また、締切り工法は、地震時の地盤のせん断変形抑制並びに周辺地盤からの浸透による構造物近傍地盤の過剰間隙水圧上昇の抑制を目的とした工法であり²⁾、構造物建設の際に仮設で用いた土留め矢板を埋設して利用す

ることにより経済的優位性が期待できる工法である。

両工法ともに、これまでの地震の被災報告において、地盤の液状化の対策工としてその有効性が実証されている³⁾。しかしながら、前述したように耐震設計における地震動そのものに対する考え方が兵庫県南部地震以降では大きく変化したこともあり、耐震規準の多くが新たに改定された現在においても、これら対策工法の有効性の評価および具体的な設計法について等、未だ解決すべき課題は多い。

地中構造物の浮き上がり抑制工に限定した場合でも、締固め工法においては、締固め領域の相対密度、液状化層厚並びに地中構造物の深さ等の条件に対する合理的な締固め範囲の決定方法について不明な点が多く残されている。締切り工法においては、締切り部材剛性の決定に際して、矢板内外における液状化時の土圧差を漸増分、Westergaardの動水圧を振動成分として矢板の断面力の

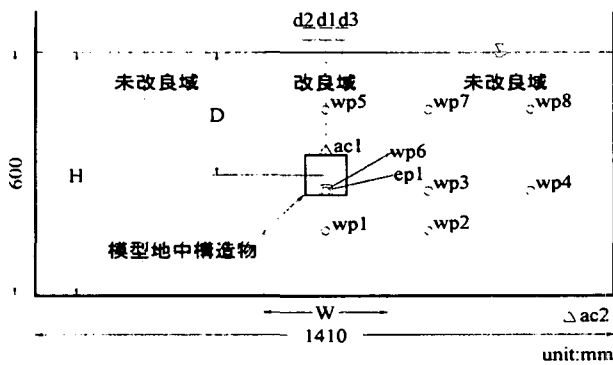


図-1 実験システム (締固め工)

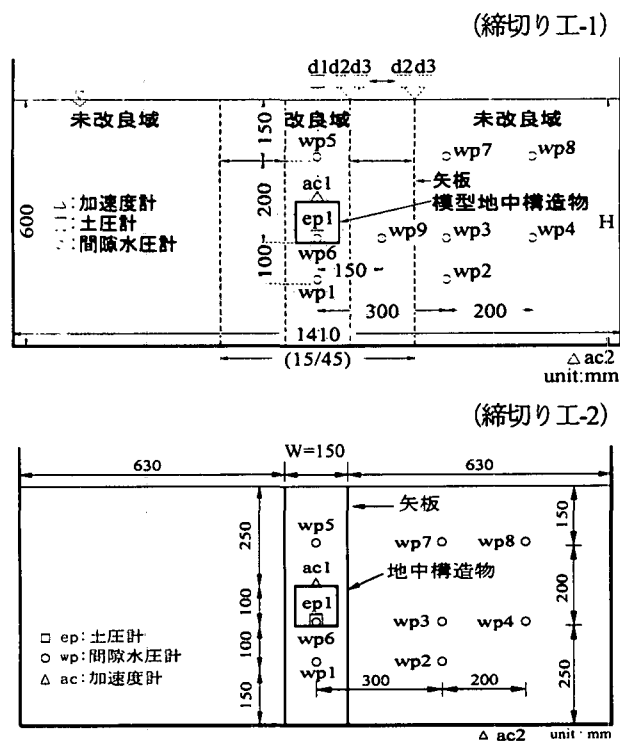


図-2 実験システム

照査を行う方法が提案されている^{4)・5)}ものの、これにより土圧を算定すると過度に安全側の評価を与えることが指摘されており⁶⁾、合理的な設計法を確立するには検討すべき点が少なからず残されている。また、両工法を併用した場合についてはその耐震性向上の評価方法に関して調べた定量的研究が少ないというのが現状である。

そこで本研究では、レベル2の強い地震動を意識した加振条件を設定し、緩い飽和砂地盤内にコンクリート製カルバートを想定した地中構造物を埋設し、矢板による締切り工法、締固め工法並びに両者を併用した場合の重力場模型振動台実験をそれぞれ実施した。これより地中構造物の浮き上がり抑制効果に対し、締固め工法においては締固め範囲と地中構造物の埋設深さが、締切り工法においては締切り矢板の有無、締め切り幅並びに両工法の併用及び矢板剛性の違いが与える影響についてそれぞれ調べることを目的としている。

表-1 各物理量に対する相似則

長さ	λ	0.1
透水性	$\lambda^{0.75}$	0.178
時間	$\lambda^{0.75}$	0.178
加速度・密度	1	1
歪	$\lambda^{0.5}$	0.316
曲げ剛性	$\lambda^{3.5}$	3.162×10^{-4}
変位	$\lambda^{1.5}$	0.032

表-2 実験条件 (締固め)

実験コード	模型設置深さ D (cm)	改良幅 W (cm)	入力加速度振幅 (gal)
D15W0	15	—	270
D15W30	15	30	300
D15W60	15	60	300
D30W0	30	—	280
D30W30	30	30	360
D30W60	30	60	360

表-3 実験条件 (締切り工-1)

実験コード	対策工	締切り幅 W (cm)	入力加速度振幅 (gal)
NR	—	—	280
S15	締切り工	15	300
SC15	両対策	15	300
S45	締切り工	45	290
SC45	両対策	45	300

表-4 実験条件 (締切り工-2)

実験コード	矢板板厚 t (mm)	矢板曲げ剛性 (実規模換算) ($\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$)	矢板の固有振動数 (Hz)
Case1	—	—	—
Case2	0.5	7.43	1.5
Case3	2.3	7.45×10^2	7.0
Case4	6.0	1.25×10^4	18.0

2. 実験方法並びに条件

本研究で実施した小型模型実験の模型縮尺は想定した実物の1/10であり、その概要を締固め工に関して図-1に、締切り工に関して図-2にそれぞれ示す。表-1は併合により提案された重力場小型模型振動実験の相似則⁷⁾における各物理量の比 λ (模型/実物)を表しており、本実験の各種模型寸法等の決定に際してはこれを適用した。

地中構造物模型は密度 $\rho=0.986\text{g/cm}^3$ 、外寸 $W100 \times H100 \times D440\text{mm}$ の中空アクリル製躯体とし、模型地盤は豊浦砂を用いて内寸 $W1410 \times H700 \times D450\text{mm}$ のせん断

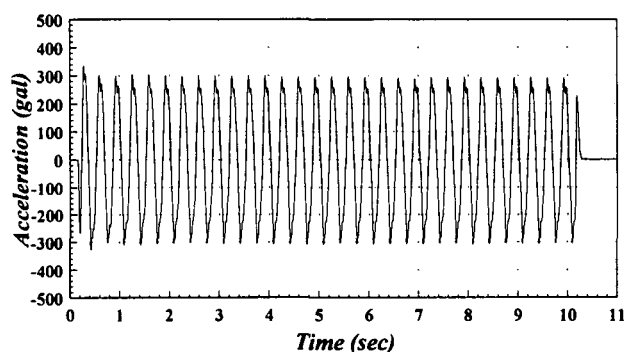


図-3 入力加速度波形

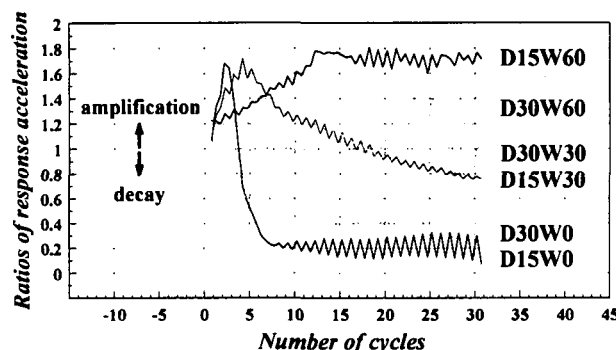


図-4 加速度応答倍率の経時変化

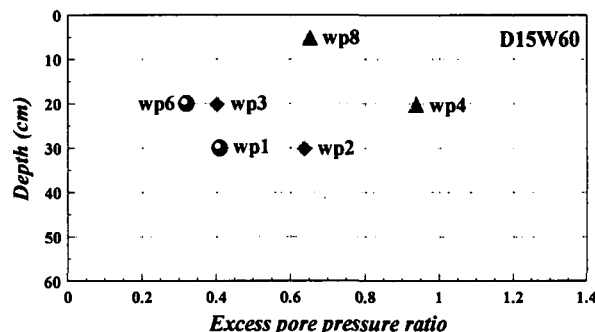
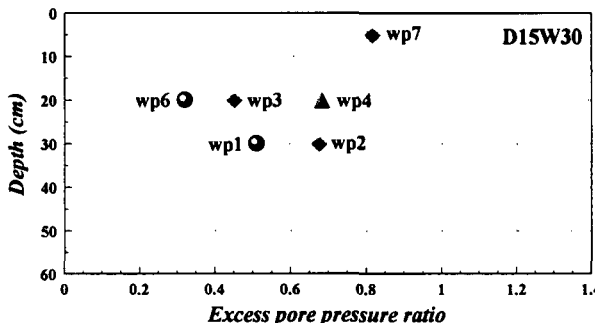
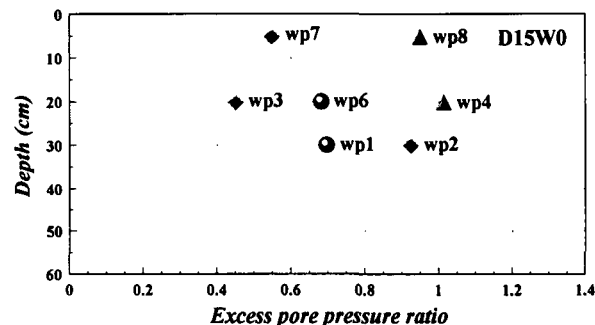


図-5 加振中の過剰間隙水圧比の最大値

土槽内に不飽和砂締固め法により作製し、その相対密度を未改良域では20%、締固めた改良域では70%に設定した。振動現象と透水現象の相似則を一致させるために、間隙流体には水の約6倍の粘性を持つメチルセルロース溶液を使用するとともに、振動実験前後の砂地盤の流動変形が観察できるように、せん断土槽前面内側と模型地盤内にはヌードルターゲットを埋設した。尚、ヌードルターゲットとは、予め標点を油性マーカーでつけた扁平な棒状の乾燥麵を吸水軟化させることにより地盤の流動変形への追従を可能としたものである。本研究では実験前後でこの標点の位置を直接あるいは写真から計測することで地盤の変形量をとらえることを試みている。

表-2 に締固め工法に関する一連の実験の実験条件を、締切り工法に関する一連の実験では、表-3 に締切り幅・締固め工法との併用に関する実験の諸条件を、表-4 に矢板剛性に関する実験の諸条件を示す。全ての実験ケースで液状化層厚は $H=60\text{cm}$ と一定とした。表-4 で示したように本研究で対象とする矢板の剛性は極めて小さく、最も厚い $t=6.0\text{mm}$ のもので溝型鋼矢板I型に相当する程度である。尚、締切り幅に関する実験では締切り矢板には板厚 $t=2.3\text{mm}$ のものを使用し、矢板剛性に関する実験では締切り幅を $W=15\text{cm}$ に設定した。また、両者とも構造物の埋設深さは $D=30\text{cm}$ とし、矢板は下端部をせん断土槽底板に剛結した。

模型地盤作成後、全ての実験ケースに対して図-3 に示した振幅約300gal、周波数3Hzの正弦波を約10秒間入力し、振動実験を実施した。これは、実物において周波

数0.5Hzの正弦波振動が1分程度持続したことに相当する。加振実験中、模型構造物の鉛直変位・水平加速度、模型構造物底面での間隙水圧・鉛直土圧、模型地盤の地表面付近の水平加速度並びに構造物近傍および液状化層内の地盤の間隙水圧をそれぞれ測定した。

3. 実験結果および考察

3-1. 締固め工法に関する一連の実験について

加速度応答倍率を入力水平加速度振幅(ac_2)に対する構造物水平加速度振幅(ac_1)の比と定義し、この経時変化を図-4に示す。埋設深さが深いケースにおいても浅いケースにおいても、改良域を全く設けていないW0での応答加速度振幅は入力加速度振幅に対し振動開始直後から著しく減衰し、その値は供に約0.2まで低下する。また、改良域を設けたW30においては途中から緩やかに減衰が生じ、締固め領域の広いW60では入力加速度より大きな振幅を持つ加速度が振動中構造物に作用していたことが観察される。改良域を設けていない場合に構造物での応答の減衰が顕著となることから、振動による

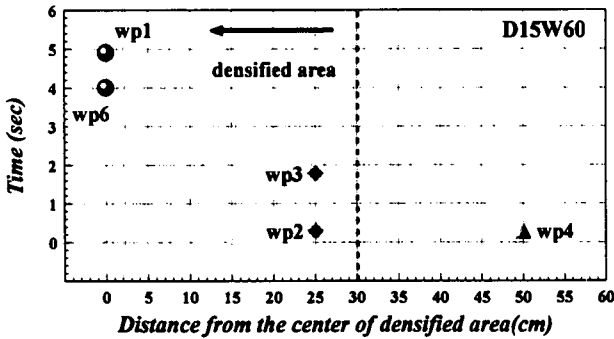
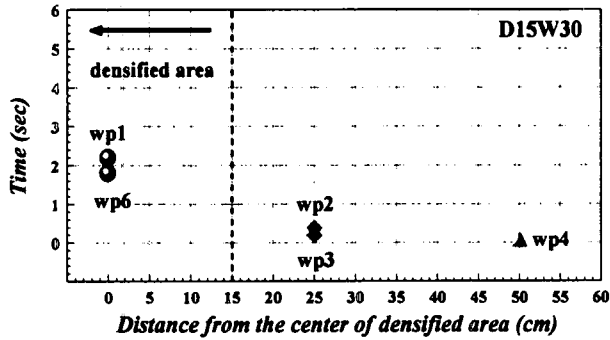
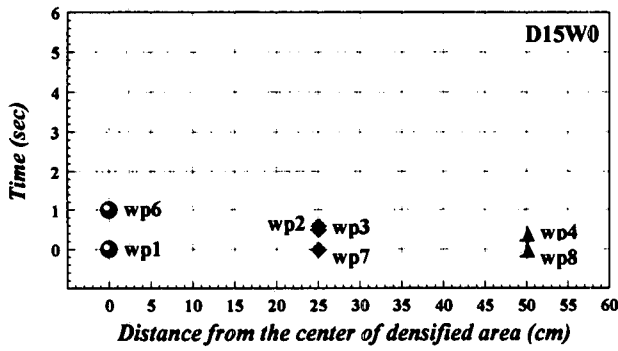


図-6 間隙水圧上昇開始時間 (締固め工)

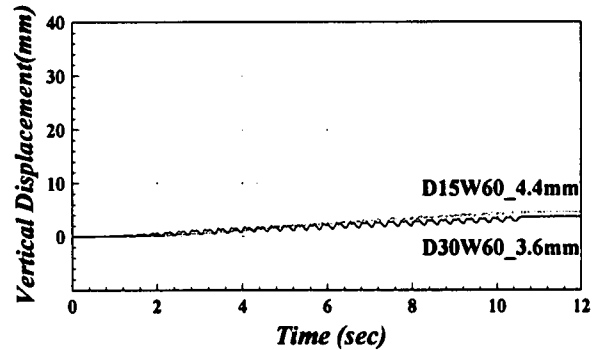
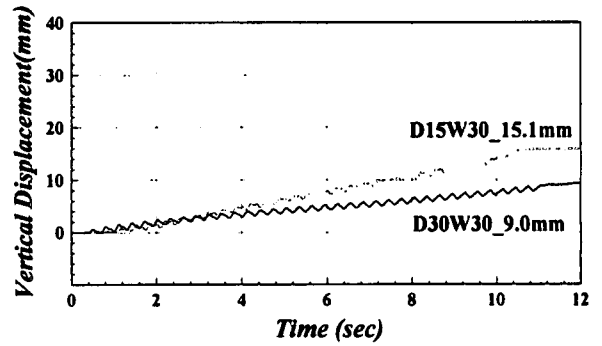
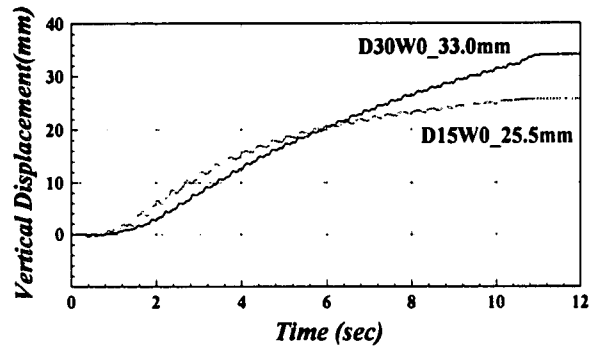


図-7 構造物鉛直変位の経時変化 (締固め工)

模型周辺の地盤剛性の低下が構造物の応答特性に大きな影響を与えていることが推察される。埋設深さが浅いD15での応答は、減衰する場合においても増幅する場合においても、深いD30と比べ顕著である。これより振動に伴う地中構造物の応答特性変化は、埋設深さが浅い程大きいことが指摘できる。

図-5はD15における振動中に観察された最大過剰間隙水圧比の値をプロットしたものである。ここで、過剰間隙水圧比は過剰間隙水圧を振動前の有効土被り圧で除したものと定義し、このため構造物直下において有効土被り圧は土の有効重量並びに構造物の有効重量をその深さまで単純に定積分することによって求めた。この図でグラフの縦軸は地表面からの深さを表わし、鉛直方向に並んだ間隙水圧計による値を同一のシンボルで表記した。図-6は、D15において改良域を設けた場合の間隙水圧の上昇開始時間(振動開始より各間隙水圧計で計測された間隙水圧が増加傾向を示すのに要する時間)と改良域中心部からの距離との関係を整理したものである。

図-4, 5, 6を比較すると、D15W30では模型構造物の応答加速度に減衰が生じる時刻と過剰間隙水圧が上昇し始める時刻がほぼ一致しており、構造物周辺での過剰間隙水圧比の値が大きいもの程ほど、加速度の減衰が大きくなる傾向が見てとれる。これより、過剰間隙水圧の上昇が地盤剛性の低下を促し、それが構造物応答の減衰の一因であることが推測できる。一方、D15W60においては応答加速度が振動開始から増幅し、加振開始約5秒後より応答がほぼ定常化している。D15W30と比べるとこの時点において約2倍の応答加速度振幅が観察されるにも関わらず、構造物周辺での過剰間隙水圧比の最大値は概ね1~2割程小さい。これより改良幅を広げることによって、構造物に伝達される加速度は大きくなるものの、過剰間隙水圧の発生量とそれに伴う地盤剛性の低下を抑制する効果が増大することが窺える。また、このことは図-6に示すように、間隙水圧の上昇開始時刻は締固め範囲が広く改良域中心に近くなる程遅延することが観察されることから確認できる。

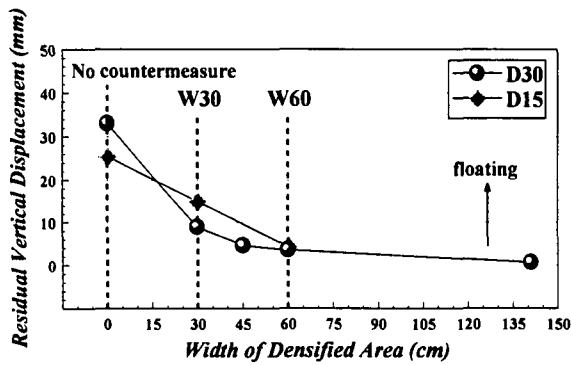


図-8 締固め幅と浮き上がり量の関係

図-7 に模型構造物の鉛直変位の経時変化を示した。W0 のケースを除き浮き上がりは各々のケースで加振時間に対してほぼ比例して生じており、すなわち、浮き上がり速度は概ね一定であり、振動終了とともに構造物の浮き上がりはほとんど観察されなくなる。また、浮き上がり開始時刻は埋設深さによらず、締固め幅に大きく依存する。締固め幅 W0 のケースで変位量の逆転が見られるものの、締め固め幅が等しければ D15 において D30 より大きな浮き上がりが観察される。浮き上がり開始直後の浮き上がり速度にて比較すると、D15 の方が W0 では約 1.3 倍、W30 では約 1.7 倍、W60 では 1.2 倍程、D30 より大きい。

図-8 は各実験における振動終了後十分時間が経過した後の模型構造物の浮き上がり量と締固め範囲の関係をまとめたものである。これより、埋設深さに関わらず、浮上がり量は締固め幅の増加とともに減少し、本研究の加振条件のもとでは、D15、D30 共に液状化層厚 H に対する締固め幅 W の比 W/H が 1.0 を超えると、地盤全域を改良した場合と同程度の浮き上がり抑制効果を発揮し得ることがわかる。また、本研究で設定した加振条件を野田らの提案した港湾構造物における設計震度と地震動最大加速度の関係式⁸⁾にあてはめて考えると、その地震動最大加速度は約 760gal となり、非常に大きな地震動に相当することから、模型埋設深さ D に関わらず W/H が 1.0 程度であれば十分な浮き上がり抑制効果が得られると結論して良いと思われる。W/H が 1.0 より小さい場合には D15 は D30 より大きな浮き上がりが生じていることから、W/H が 1.0 以下においては、埋設深さ D が構造物の浮き上がり量により大きな影響を与えるものと推察できる。

変位ベクトル図を図-9 に示す。締固め改良域を設けた W60 では共に構造物周辺の地盤流動が顕著に抑制されている様子が観察されるのに対し、W30 では改良域内においても模型側方の地盤が模型底部へ大きく流動している様子が観察され、その流動は D15 が大きいことがわかる。また、D15W0 においては構造物の浮き上がりに伴う構造物直上の地盤表面の隆起が他のケースと比較すると顕著であり、加振終了直後は地下水位より上方に地盤

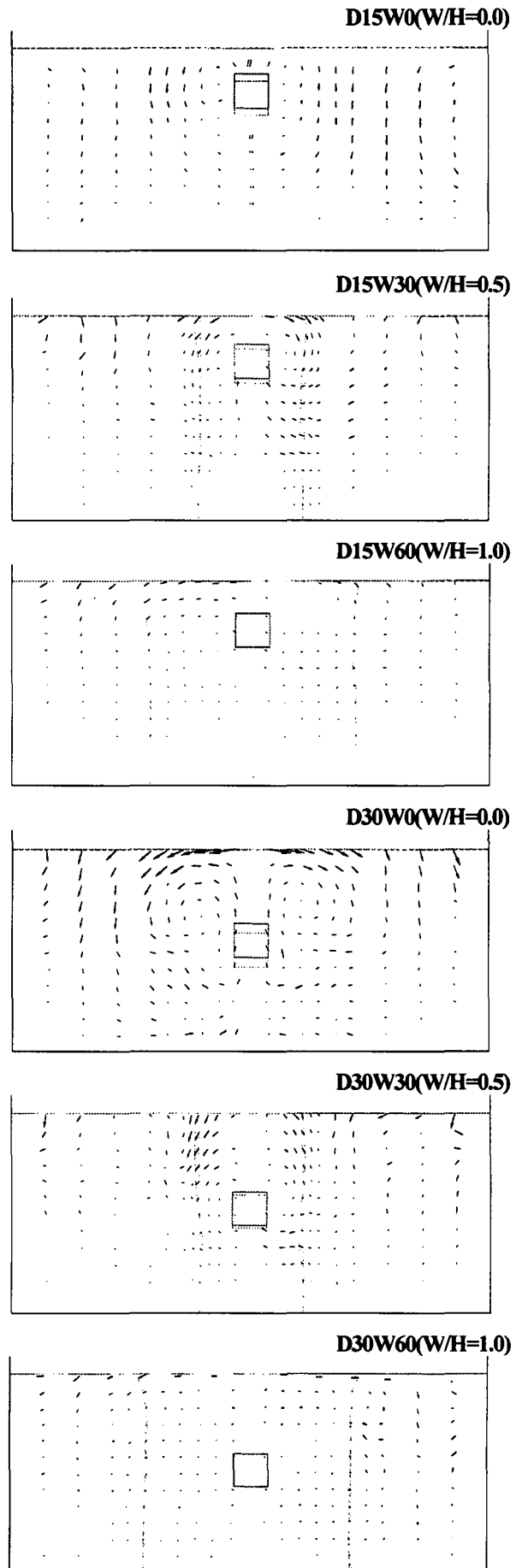


図-9 変位ベクトル図 (締固め工)

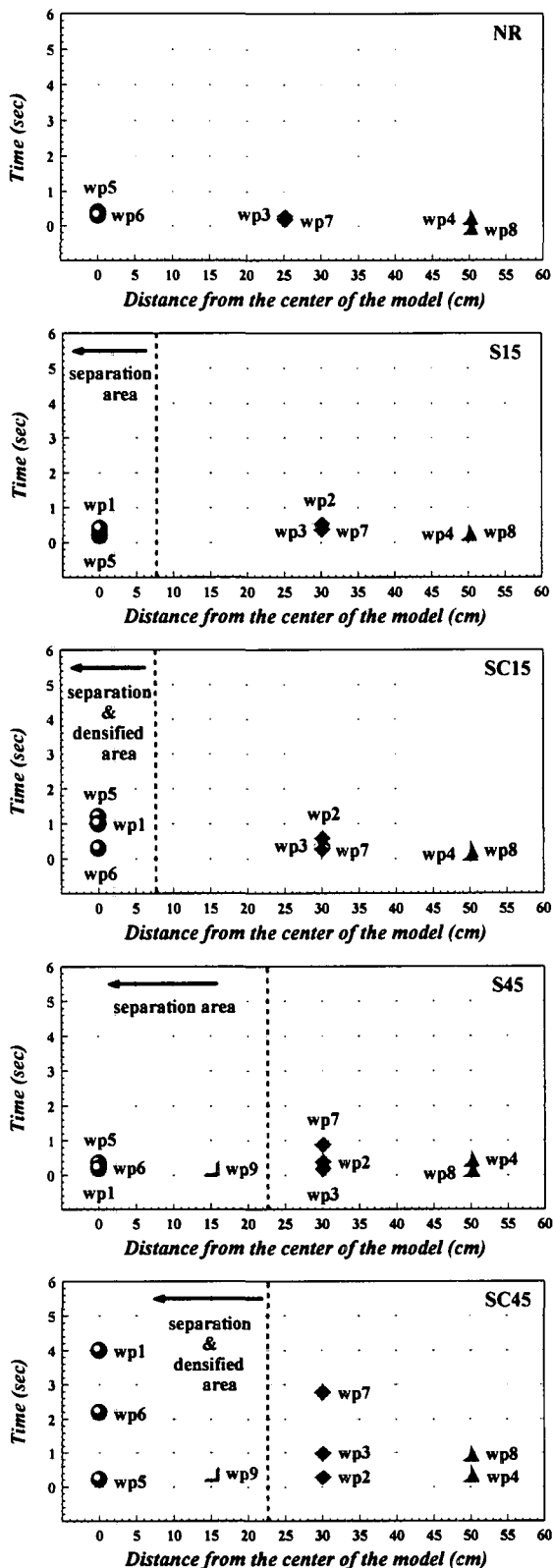


図-10 間隙水圧の上昇開始時間 (締切り工-1)

表面が露出していた。図-7において観察されたD15W0とD30W0の浮き上がり量の逆転は、D15において地表面に構造物が近接していることに加えて、この地盤の隆起に伴う構造物上部での有効重量並びにせん断抵抗の増加が関連しているものと考えられる。

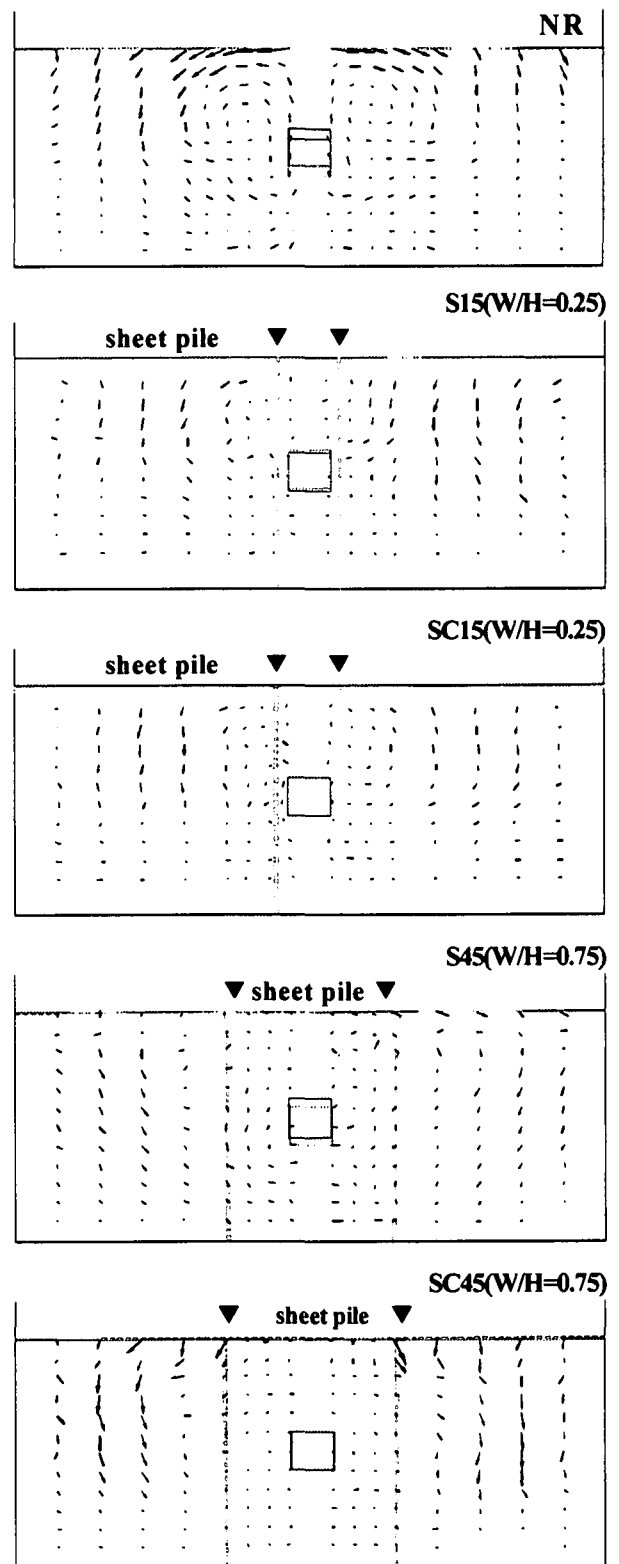


図-11 変位ベクトル図 (締切り工-1)

3-2. 締切り工法に関する一連の実験について

3-2-1. 締切り幅が与える影響について

図-10は、縦軸に時間軸を、横軸に模型地盤中心部からの距離を取り、各計測地点での過剰間隙水圧比の上昇開始時間を実験ケースごとにプロットしたものである。

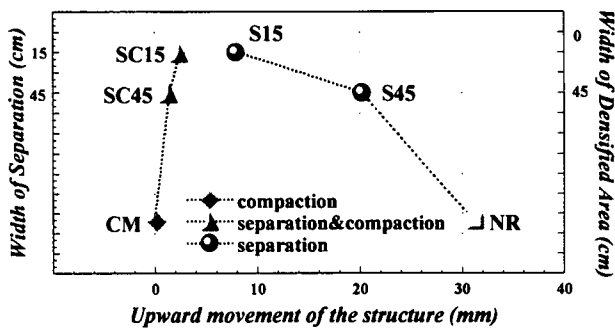


図-12 締切り幅と地中構造物の浮上がり量の関係

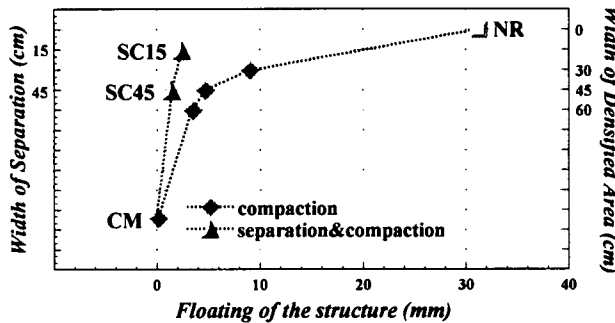


図-13 締固め幅と地中構造物浮き上がり量との関係

模型地盤に対し、鉛直方向に並ぶ間隙水圧計を同一のシンボルで図中に表記している。まず、無対策である NR と、締切り工法を施した S15, S45 において、wp1, 5, 6 での挙動を比較すると、これら 3 ケースにおける過剰間隙水圧の上昇開始時刻はほぼ等しい。一方、無対策の場合と、締切り工法並びに締固め工法を併用した SC15, 45 において、wp1, 5, 6 での挙動を比較すると、締切り領域内での過剰間隙水圧の発生時刻が遅れており、その傾向は、締切り領域、つまり締固め領域が広がるほど、顕著となっている。締切り工は、その剛性、拘束性と密閉性が十分高い場合、地盤のせん断変形を抑制しそれに伴う地盤内での過剰間隙水圧の発生並びに浸入を防止することが可能である。しかしながら、本研究で用いた矢板のように剛性が小さな場合には加振による模型地盤内のせん断変形を抑制するには至らず、当然のことながら S15, 45 では過剰間隙水圧の発生を遅延し得ない。これに対し改良域を設けた場合（特に SC45）は、締固めることにより締固め領域内での過剰間隙水圧の発生に要する時間が増大している。このことから、何らかの理由により構造物と締切り矢板の距離が離れて拘束性が低い場合あるいは仮設矢板の剛性・拘束性が低い場合においても、新設構造物であれば埋戻し地盤を構成する土の相対密度の増加を図ることにより、地震に伴う地盤内での過剰間隙水圧の増加・発生に対し抑制効果を期待し得ることを示唆している。

図-11 に観察された地盤流動を変位ベクトルにして表したものを示す。無対策である NR においては、構造物上部の地盤が構造物側方へ流動し、構造物側方の地盤が

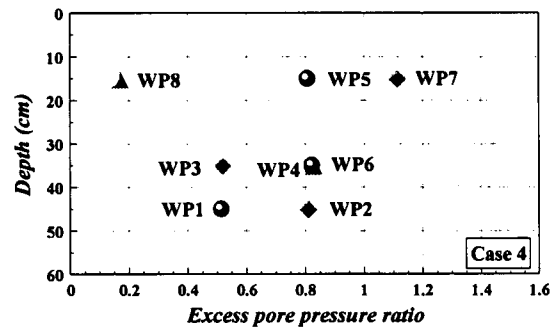
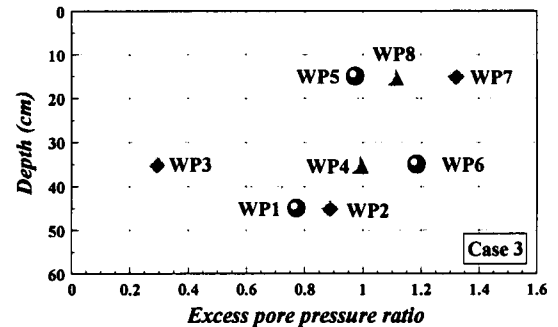
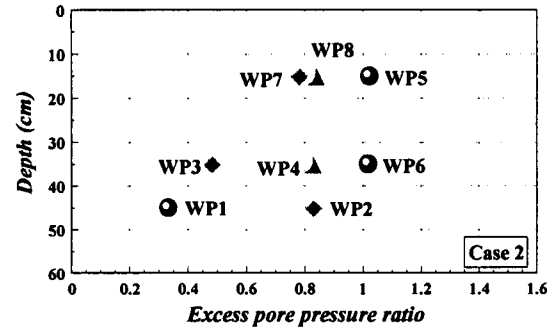
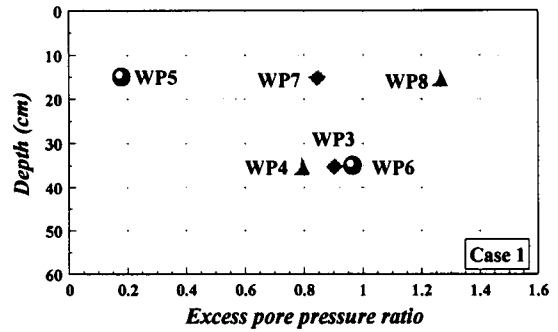


図-14 加振中の過剰間隙水圧比の最大値（締切り工一）

構造物底部へ流動している様子が明瞭に観察される。これに対し、締切り工法を適用した S15, S45 を比較すると、締切り領域が狭い S15 は、S45 に比べ、構造物周辺地盤の流動量が減少するとともに、模型地中構造物の浮き上がり量も小さくなる。また、締切り領域内を締固めた SC15, SC45 では、締固めを施したために締切り領域内での地盤流動量が明らかに少ない。

締切り工法を適用した場合の矢板による締切り幅と、模型地中構造物の浮き上がり量との関係をまとめたものを図-12 に示す。横軸は地中構造物の浮き上がり量を示しており、縦軸は本研究の矢板による締切り幅を表している。図-13 は縦軸に締固め幅をとり、NR、及び前述の締

固めに関する一連の実験結果についてもプロットしたものである。尚、CM は模型地盤全域を締固めた場合の実験結果を示す。これらの図より、締切り工法のみを適用した S45, S15 では、締切り幅の減少に伴い地中構造物の浮き上がり量がそれぞれ約 63%、25%と顕著に低下しており、本研究のように矢板剛性が過剰間隙水圧の発生を抑制するのに不十分な大きさであっても、小林ら⁹⁾が指摘したように構造物側方地盤の流動の生じる領域とその絶対量を小さくすることで、締切り工法が対策工法として十分に機能することを示している。また、締切り工法と締固め工法を併用した SC15, SC45 においては、模型地盤全体を締固めた場合の CM とほぼ同等の浮き上がり抑制効果を得られ、締切り工法の場合に比べそれぞれ約 30%、7%に抑制された。これより、地中構造物の浮き上がり対策工法として締切り工法と締固め工法を併用する場合は、矢板の剛性・拘束性が小さな場合においても、また液状化層厚に対する締固め幅が狭くても締固め効果を十分発揮し、構造物の浮上りを抑制することが期待できる。

3-2-2. 締め切り矢板の剛性の影響について

図-14 に加振終了時までの過剰間隙水圧比の最大値をプロットしたものを示す。縦軸には間隙水圧計の設置深さを示し、同一鉛直線上に位置する間隙水圧計については同一のシンボルで表記した。無対策である Case1 の wp5, Case2 の wp1・wp3, Case3 の wp3, Case4 の wp1・wp3・wp8 を除く全ての水圧計において 0.8 以上の高い間隙水圧が発生している様子が観察される。また、最も矢板剛性の高い Case4 では剛性の低い Case2, Case3 と比較して、矢板壁内における過剰間隙水圧が総じて小さいことが指摘できる。これは他の 2 ケースと比較して Case4 で用いた矢板の剛性が高いために、矢板壁内地盤のせん断変形が僅かではあるが抑制されたことに起因しているものと推察される。しかし、構造物上部地盤の wp5 の比較において締切り工法を適用したすべての実験ケースで矢板の無い Case1 より高い値を示していることから、締切り工法の適用が構造物上部地盤及び矢板壁内においても比較的大きなせん断歪を発生させ、これが高い間隙水圧が観測される原因となったことは明らかであろう。矢板の剛性が本研究で用いたように小さな場合には、加振による矢板壁内地盤のせん断変形の抑制が不十分であることだけでなく、振動条件によっては逆に地盤表面に大きなせん断変形を誘発し間隙水圧上昇を引き起こす可能性も否めないことを設計においては留意すべきである。

図-15 に、構造物右側矢板天端の基盤に対する相対水平変位の経時変化を示す。天端が左側すなわち模型地盤中心に向かって変位した場合を負と定義し、加振前の位置を 0 とした。加振中は Case2 では、緩やかに減衰しながら矢板天端が外側に変位していくような挙動を示し、Case3 では一定の振幅を示し、Case4 では加振に伴いその

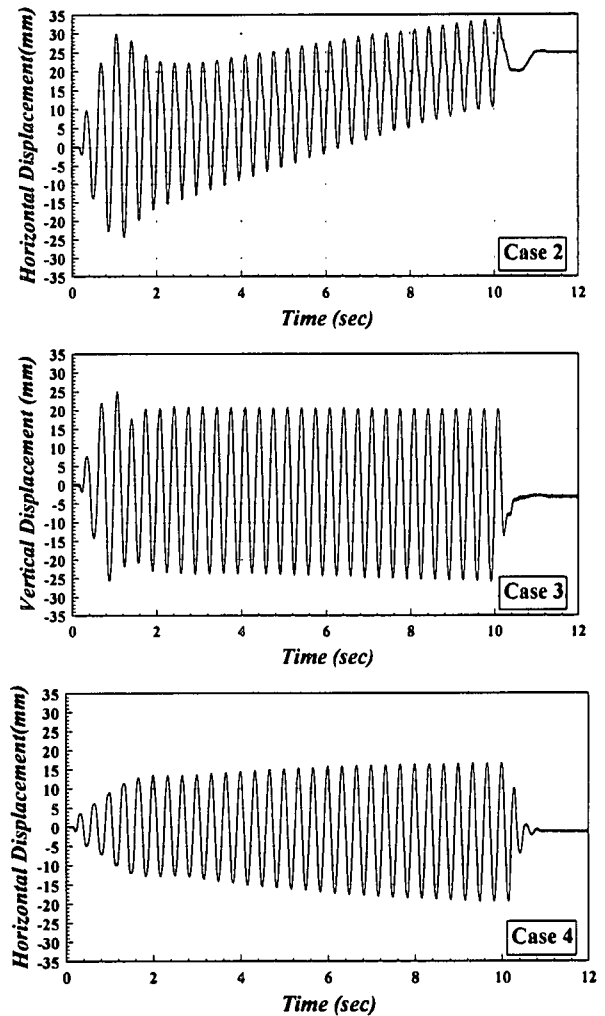


図-15 矢板天端における水平変位の経時変化

振幅が増幅していく様子が観察される。加振終了時には Case2 で外側へ 25mm 程度の残留変位が観察されるのに対し、Case3 では内側へ 3mm 程度、Case4 では内側へ約 1mm 程度の残留変位が観察されるのみであった。Case2, Case3 では地盤はほぼ液状化しており、矢板の変位挙動の違いは、動的成分については矢板自身の振動特性に、残留成分については地盤流動に対する矢板の変形特性に起因するものと考えられる。

図-16 は各実験ケースの地盤変位ベクトルを示したものである。Case1 では構造物側方の地盤が構造物底部へ、構造物上部の地盤が構造物側方に流動し、地盤を形成している砂が構造物を巻き込むように押し上げている様子が観察される。これに対し、Case3 では矢板により構造物の浮き上がりに伴う地盤流動が抑制され、矢板壁内地盤においてより狭い領域により小さな絶対量で発生している様子が観察され、Case4 ではその様子が特に顕著である。Case2 でも Case3, Case4 同様、地盤流動を抑制している様子が観察されるものの、Case2 では矢板剛性が締切り工法を適用した他の 2 ケースと比べて極めて小さいため、Case3, Case4 ではごく僅かにしか認められない地

盤の流動による構造物側へ凸となるような矢板の残留変形が観察された。

各実験ケースにおける加振終了時の模型構造物浮上がり量並びに矢板壁内及び壁外の地盤沈下量を付記したものを図-17 に示す。矢板壁外地盤の沈下は剛性の大きなCase4で最も抑制され、矢板壁内の沈下は、Case1, Case3においては構造物の浮き上がりに伴う地盤流動により沈下があまり観察されないのに対し、Case2においては浮上がり量が大きいにも関わらず、他の実験ケースより大きな沈下が観察された。これは、矢板が構造物側へ凸となるような変形をしたためである。無対策のCase1に対しCase2では約20%、Case3では約75%、Case4では約85%、浮き上がり量を抑制しており、矢板の剛性が大きなものほど浮き上がり量の抑制効果が顕著に現れたが、矢板剛性の増加に対する浮き上がり抑制効果の増大は、矢板剛性が大きくなるにつれて減少するようである。

4. 結論

本研究で得られた結論を以下に示す。

- (1) 本研究で設定した諸条件において、液状化層厚 H に対する締固め幅 W の比 W/H が 1.0 以上あれば、地盤全域が締固められた場合とほぼ同程度の浮き上がり抑制効果が確認された。また、 W/H が 1.0 より小さい場合には、埋設深さ D が地中構造物の浮き上がり量に大きな影響を与えた。
- (2) 剛性の小さな矢板による締切り工では、締切り領域内に発生する過剰間隙水圧の抑制には不十分であった。しかしながら、締切り幅が小さければ、液状化に伴う地盤の流動領域並びにその流動の絶対量を小さくすることにより、液状化時の地中構造物の浮き上がり抑制工としては十分機能することが再確認できた。
- (3) 締切り工と締固め工を併用することにより、液状化層厚に対する締固め幅が小さくても、締切り工の剛性が小さくても、両者の相乗効果により液状化抑制機能を期待し得る。
- (4) 締切り工において、その矢板剛性が大きいものほど浮き上がり抑制効果が顕著に現れたが、矢板剛性の増加に対する浮き上がり抑制効果の増大は、矢板剛性が増大するにつれて減少する傾向にある。

参考文献

- 1) 安田 進：地盤工学 50 年の歩みと展望 11. 地盤の動的問題と対策, 土と基礎 Vol.47 No.11 Ser. No. 502, 地盤工学会, pp.46-49, 1999
- 2) 田中幸久ら：2. 対策工法, 地盤の液状化に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.15~pp.40, 1990
- 3) (財) 地震予知総合研究振興会：軟弱地盤の地震時

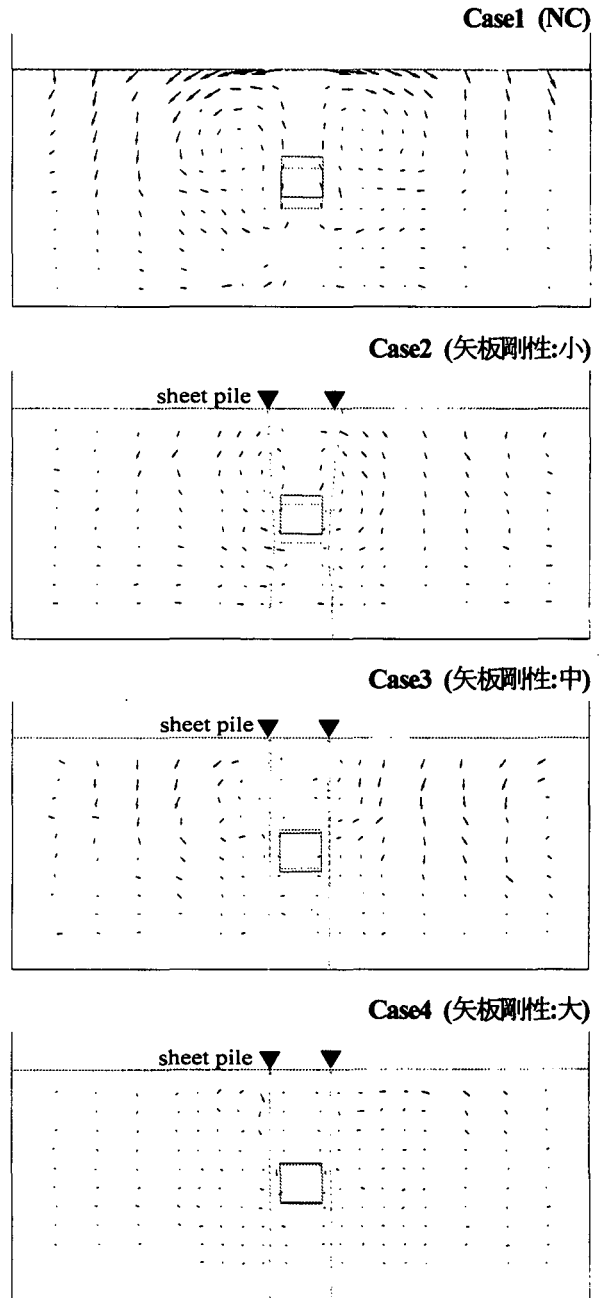


図-16 変位ベクトル図 (締切り工-2)

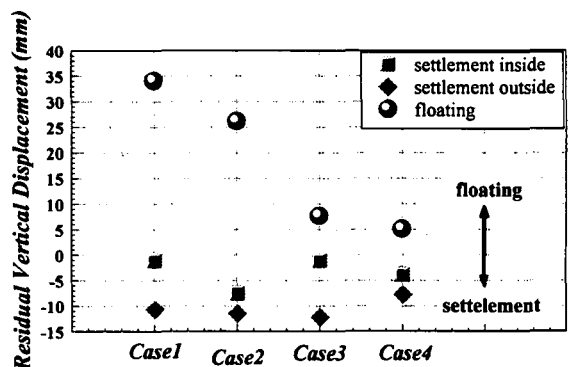


図-17 地盤沈下量と構造物浮き上がり量

挙動とライフライン施設の耐震性に関する研究 平成6年度調査・研究報告書, 1995

- 4) TANAKA et.al : Countermeasure against liquefaction for buried structures using sheet pile with drain capability, Proc. 1st Int. Conf. Earthquake Geotechnical Eng. Vol.2, pp.999-1004, 1995
- 5) 建設省土木研究所：液状化対策工設計・施工マニュアル(案), 共同研究報告書 第186号, 1997
- 6) 佐々木哲也ら：地中構造物の浮上がり対策工に関する振動台実験, 第34回地盤工学研究発表会発表講演集 2分冊の2, pp.2059-2060, 1999
- 7) 井合進:1g場での地盤-構造物-流体系の模型振動実験の相似則, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第3号, 1988
- 8) 野田節男ら：重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告 Vol.14, No.4, pp.67-111, 1975
- 9) 小林範之ら：鋼矢板締切り工による地中構造物の液状化対策に関する模型振動実験, 第28回土質工学研究発表会発表講演集 2分冊の1, pp.1297-1300, 1993

(2000年4月21日受付)