

## 人工排水材を用いたボーリング被害抑止工法の開発

佐々 真志\*  
上野 一彦\*\*  
浅田 英幸\*\*\*  
グエン ビン\*\*  
田代 聡一\*\*\*  
片山 遥平\*\*  
赤金 秀孝\*\*\*\*  
山内 義文\*\*\*\*\*

### 要 旨

本研究では、人工排水材（ドレーン）を用いた新たな液状化被害抑止技術として、従来の液状化層ではなく、非液状化層にドレーンを敷設することで、液状化層から非液状化層への過剰間隙水圧の伝播を防ぎ、もって液状化に伴う地盤内流動ひいては噴砂・ボーリングを抑止する工法原理を開発し、その有効性を一連の通常重力場及び遠心力場実験、3次元浸透流解析、2次元有効応力解析、フィールド試験等の各種実験・解析を通じて明らかにした。

本工法の適用により、ボーリングによる地表面変状・不陸を約9割抑制しうることを定量的に実証し、ボーリング抑制指標に基づく設計フロー及び施工フローを構築・確立した。本工法は、巨大地震時に港湾・空港・海岸等における道路面ならびに地表の変状を抑制し、地震後の緊急車両の通行可能性や荷さばき地の利用可能性を大幅に高めると共に、コスト面でも有利な対策方法であり、広域のボーリング・噴砂・舗装被害を有効かつ経済的に抑止することから、今後の幅広い普及・展開が期待される。

**キーワード：**人工排水材，液状化，ボーリング抑止，液状化被害抑止

---

\* 地盤研究領域・動土質研究グループ長  
\*\* 五洋建設株式会社  
\*\*\* 東亜建設工業株式会社  
\*\*\*\* キャドテック株式会社  
\*\*\*\*\* 錦城護謨株式会社  
〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1  
国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所  
電話：046-844-5054 Fax：046-844-4577 E-mail：sassa@p.mpat.go.jp

## **Sand Boil Damage Suppression Method using Artificial Drainage Material**

**Shinji SASSA\***  
**Kazuhiko UENO\*\***  
**Hideyuki ASADA\*\*\***  
**Binh NGUYEN\*\***  
**Soichi TASHIRO\*\*\***  
**Youhei KATAYAMA\*\***  
**Hidetaka AKAGANE\*\*\*\***  
**Yoshifumi YAMAUCHI\*\*\*\*\***

### **Synopsis**

The present study aimed at developing a new concept of countermeasure against liquefaction-induced damage by utilizing artificial drain materials. A series of model tests and 3D seepage analyses were performed to investigate the spread of liquefaction and associated sand boils. The results demonstrated that the drain method is capable of suppressing the spread and propagation of liquefaction, while allowing the occurrence of liquefaction underneath the bottom of the drain installed. This resulted in preventing flows in and boiling above the ground effectively, giving rise to no significant surface deformations. Further seepage analyses and centrifuge model tests were conducted to establish a design method of the new liquefaction-induced damage suppression technique called the sand boil damage suppression (SBDS) method. The developed method has proven itself capable of suppressing the unevenness of the ground surface induced by liquefaction and sand boil by as high as 90%, while ensuring a much-lower construction cost compared with that of a standard liquefaction countermeasure. A series of effective stress analyses and field tests further demonstrated the effectiveness and working principle of this new liquefaction-induced damage suppression method, and established the design chart/flow and the process of construction on this new SBDS method.

**Key Words:** artificial drainage material, liquefaction, sand boil damage suppression

---

\* Head, Soil Dynamics Group, Geotechnical Engineering Department  
\*\* PENTA-OCEAN CONSTRUCTION CO., LTD.  
\*\*\* TOA CORPORATION  
\*\*\*\* CADTECH INC  
\*\*\*\*\* Kinjo Rubber Co., Ltd.  
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute  
Phone: +81-46-844-5054 Fax: +81-46-844-4577 E-mail: sassa@p.mpat.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	1
1. はじめに .....	4
2. 人工排水材を用いた液状化対策の事例 .....	4
3. 人工排水材を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止に関する通常重力場の実験及び解析	5
3.1 人工排水材を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止実験 .....	5
3.2 実験結果と解析・考察 .....	7
4. ボイリング被害抑止工法の浸透流解析と遠心力場実験 .....	8
4.1 浸透流解析 .....	8
4.2 遠心力場実験 .....	10
5. ボイリング被害抑止工法の地表面変状抑制効果の検証 .....	13
5.1 地表面変状抑制効果の検証実験概要：装置諸元・条件・ケース .....	13
5.2 地表面変状抑制効果の検証結果 .....	15
6. ボイリング被害抑止工法の有効応力解析と設計フロー .....	18
6.1 ドレーン材の打設仕様 .....	18
6.2 2次元有効応力解析 .....	19
6.3 設計フロー .....	21
7. ボイリング被害抑止工法の施工と経済性 .....	22
8. まとめ .....	24
謝辞 .....	25
参考文献 .....	25
付録A 人工排水材を用いたボイリング被害抑止工法の設計用チャート	





写真-2.2 東北地方太平洋沖地震後の岸壁背後の状況

### 3. 人工排水材を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止実験及び解析<sup>15)</sup>

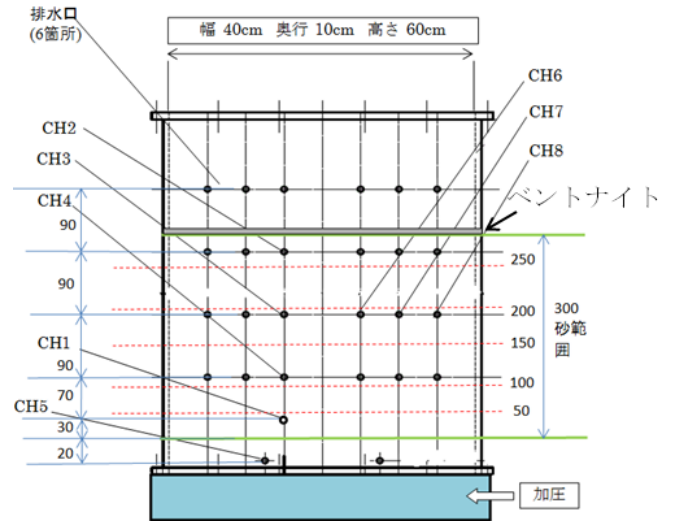
#### 3.1 人工排水材を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止実験

先述のとおり、液状化に伴う地盤の大きな変状・凸凹は、ボイリング（噴砂）が原因であることが多い。ボイリングは、地盤内の流動が地表へ達し顕れたものであり、当該流動経路で液状化が伝播した事象により生じるという概念および考えの下、人工排水材（ドレーン）を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止工法に関する一連の通常重力場の実験及び解析を行った。なお、液状化の伝播が、地盤の大規模な流動と密接に関わっていることは既往の研究でも明らかとなっている<sup>16)</sup>。本研究で行った実験ケース一覧を表-3.1に、実験断面図および当該平面図を図-3.2、3.3にまとめている。この際、図中のCHは間隙水圧計を表している。地表に不透水層を有する砂層地盤を模擬する為に、ベントナイト層を地表にその下に細砂層（珪砂7号）+基盤層（粗砂）を敷設した上で、地盤底部より水圧を加圧することにより液状化を誘起し、ドレーンの有無及びドレーン本数（1本、4本）と先端深さ（浅、中、深）を変化させた土槽実験を実施した。また、不透水層がない場合の実験も合わせて実施した（表-3.1）。この際、ドレーンは、直径約10mmのスプリングを化繊平織りの目の細かい布袋（糸のピッチ：40本/10mm、糸径0.1mm）に入れたものを用いた。また、各実験ケースでは、液状化に伴う地盤内流動の様子を捉えるために、ドレーン及び間隙水圧センサの各深さを基準として赤色砂線を入れている（図-3.5参照）。

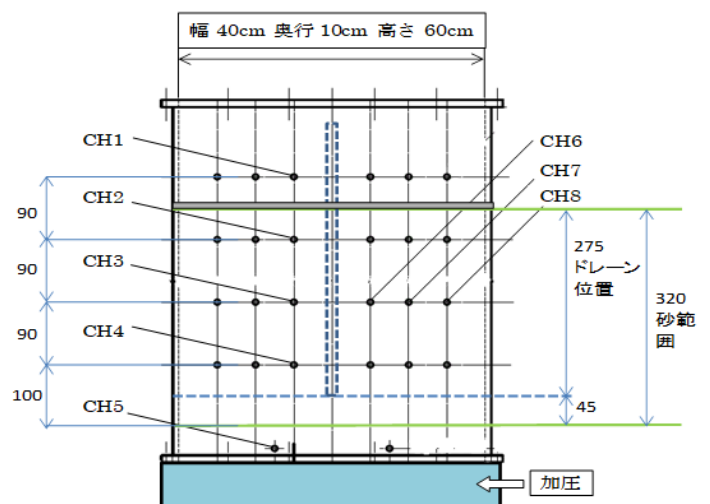
表-3.1には、上述の実験条件と共に、それぞれの実験で生じた各現象の有無も合わせて示している。本結果については、以下で詳しく記述・考察する。尚、液状化は、地中の鉛直有効応力  $\sigma'_v = \sigma'_{v0} - u_e$  がゼロになった際に、液状化発生と定義している。ここに、 $\sigma'_{v0}$  は初期鉛直有効応力、 $u_e$  は過剰間隙水圧である。

表-3.1 人工排水材を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止実験：実験ケース一覧

実験ケース No.	粘土層	ドレーン	液状化	ボイリング		浮上がり
				载荷中	载荷後	
1	有り	無し	○	○		
2	有り	1本	○	○		
3	有り	4本、深い				○
4	有り	4本、中	○			○
5	有り	4本、浅い	○		○	○
6	無し	無し	○	○		
7	無し	4本、中	○			○
8	無し	4本、浅い	○		○	○

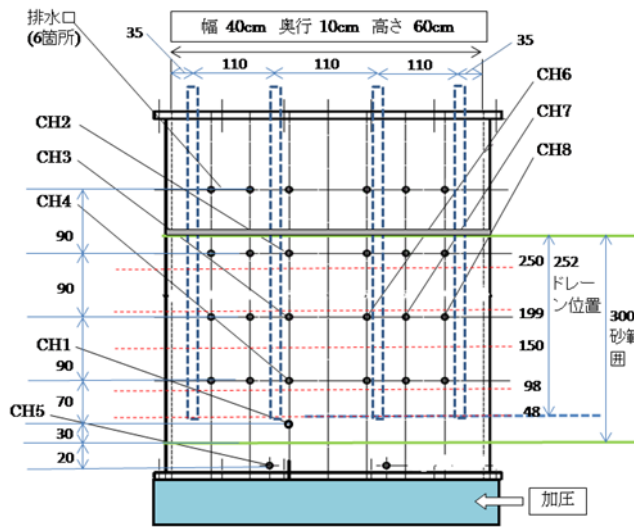


(a) ケース 1

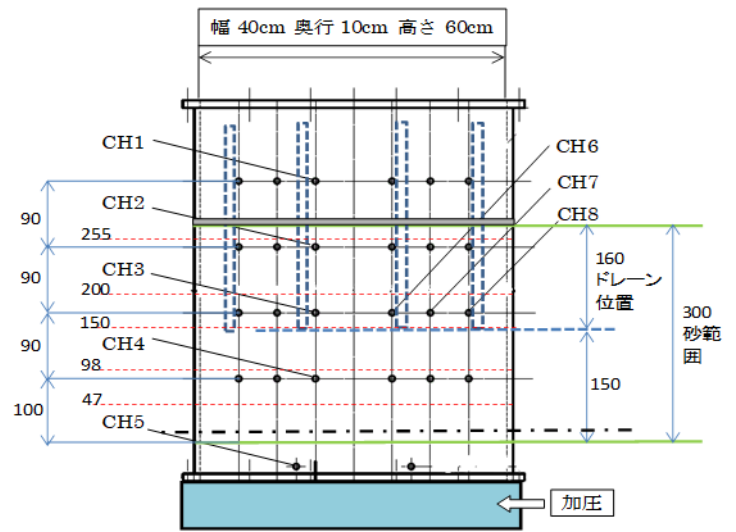


(b) ケース 2

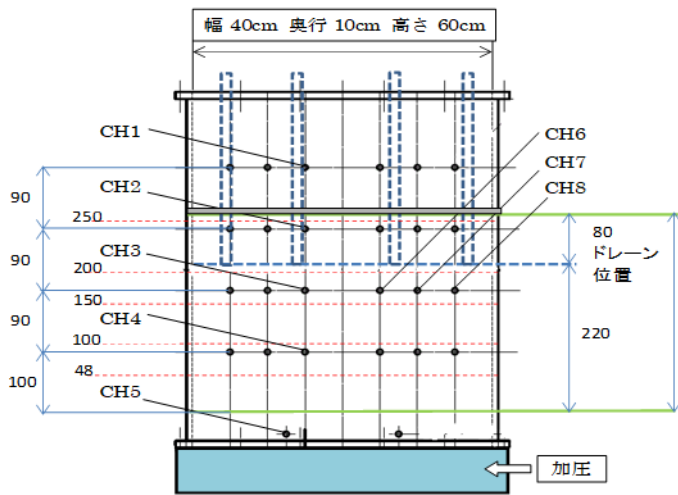
図-3.2 人工排水材を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止実験：断面図 (a), (b)



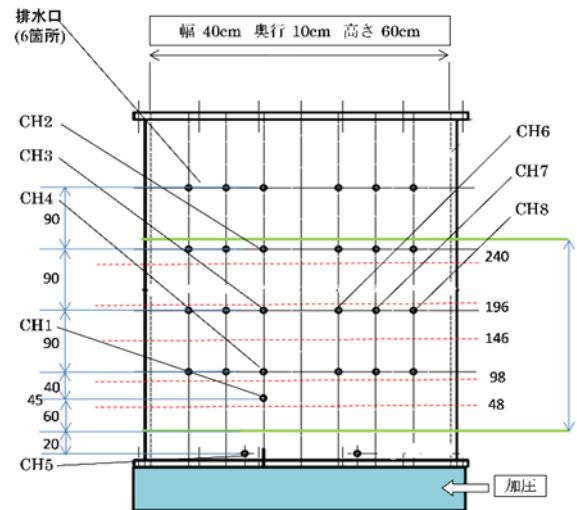
(c) ケース 3



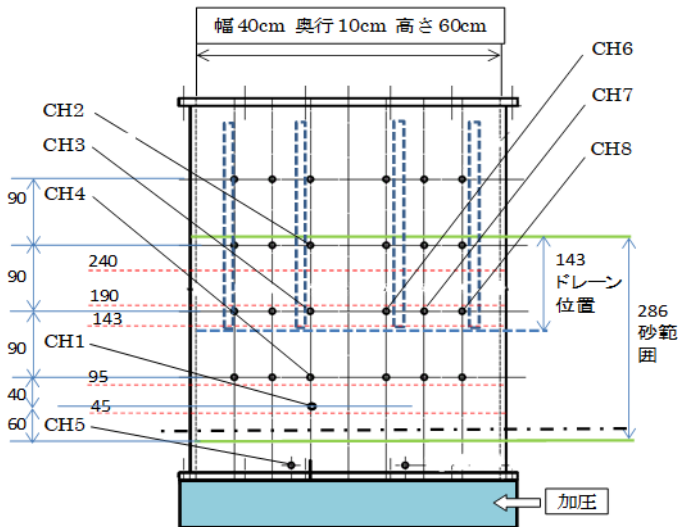
(d) ケース 4



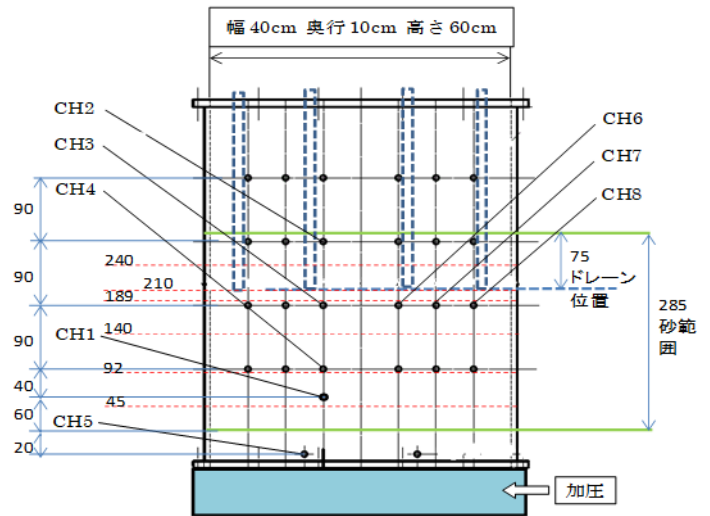
(e) ケース 5



(f) ケース 6



(g) ケース 7



(h) ケース 8

図-3.2 人工排水材を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止実験：断面図 (c)-(h)



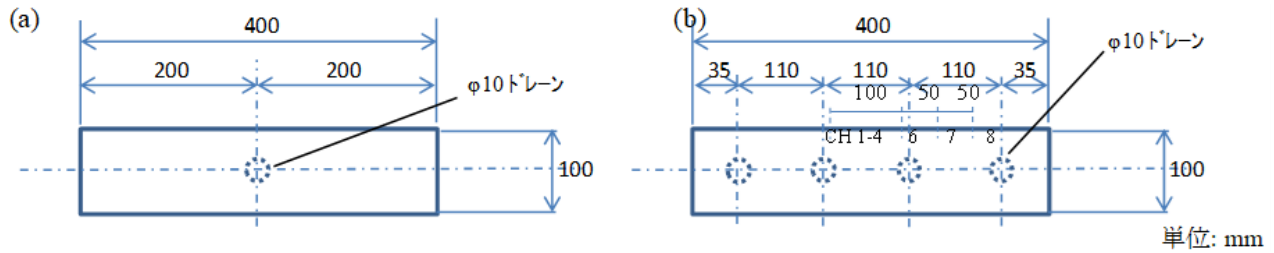


図-3.3 人工排水材を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止実験：平面図 (a) ケース 2 (b) ケース 3, 4, 5, 7, 8

### 3.2 実験結果と解析・考察

上述の実験結果の概要を表-3.1 にまとめている。ドレーンの有無による鉛直有効応力—時間関係に関する代表的な実験結果を図-3.4 に示す。ドレーン無しの場合（図-3.4 (a)）には、地盤底部より液状化が発生し、地盤深部、中部・浅部へと順に液状化した。実際、図-3.4a より、地盤内の鉛直有効応力が全層でゼロ以下となったことがわかる。図-3.5 に地盤内流動・ボイリングの発生状況を示す。液状化域の伝播に伴って、図-3.5 (a) に示すかたちで、地盤内の流動が大きく顕著になり、粘土層下に水膜が生成されると共に、ボイリングが複数箇所が発生した。この際、図-3.4 (a) の有効応力の一部回復過程は、地盤底部でボイリング発生後に生じたものである。ドレーンを地盤中央に一本入れた場合（図-3.2 (b)）には、ドレーンから水平方向に離れた領域で、液状化しボイリングが発生した。これに対し、ドレーンを密に深く入れた場合（図-3.2 (c)）には、砂層全体にわたる排水効果により、全層で液状化の発生を抑止した。

一方、ドレーンを地盤浅部から中部にかけて敷設した場合（図-3.2 (d)）には、ドレーン下端より下方で液状化が発生し、ドレーン下端より上方に位置する地盤浅部・中部では液状化しなかった。実際、図-3.4 (b) より、地盤深部のみ有効応力が負となっていることがわかる。この際、同一深度の水平方向（CH6, 7, 8）の有効応力がほぼ同

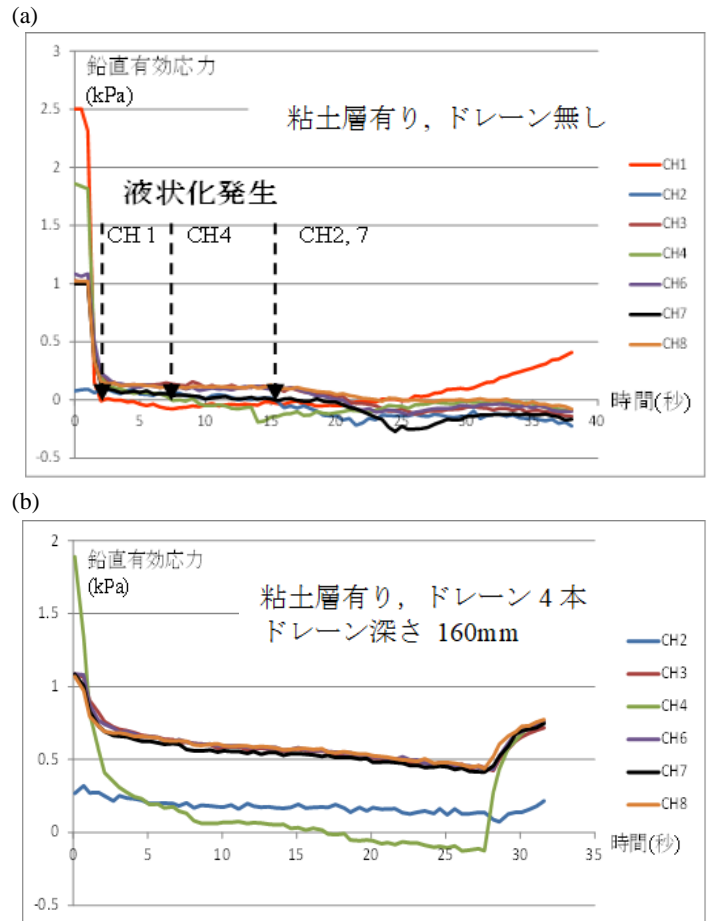


図-3.4 ドレーンの有無による鉛直有効応力—時間関係の実験結果：(a) ケース 1, 図-3a (b) ケース 4, 図-3d に対応



図-3.5 地盤内流動・ボイリングの発生状況：(a) ケース 1, 図-3a (b) ケース 6, 図-3f (c) ケース 4, 図-3d に対応

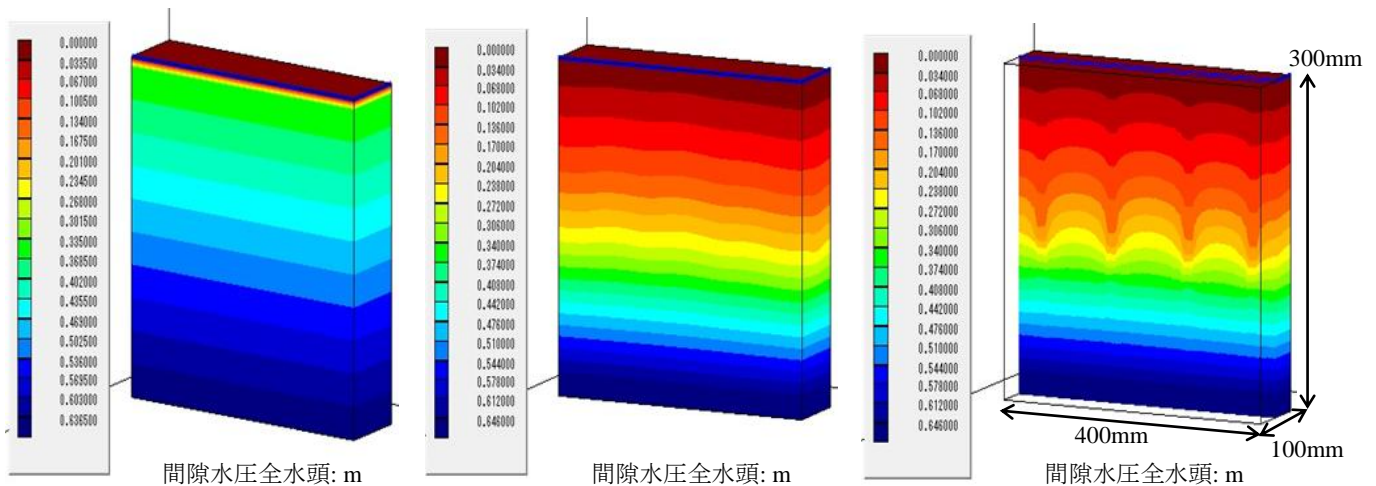


図-3.6 ドレインの有無による間隙水圧全水頭分布(m)の3次元解析結果:(a) 図-3.2aの前面 (b) 図-3.2dの前面 (c) 図-3.2dの中央断面

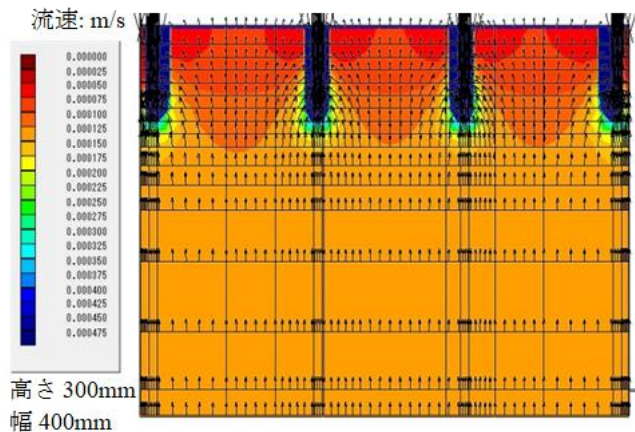


図-3.7 間隙水の流速分布(m/s)・ベクトルの解析結果：ケース5

程度となっている理由について、ドレインの有無による3次元定常浸透流解析結果(図-3.6, 3.7)に基づき、以下に述べる。ドレイン周りでは間隙水の移動が早くなる(図-3.7)。一方、このドレイン効果は、ドレイン中央断面(図-3.6(c))のみでなく、土槽前面または背面(図-3.6(b))で水平方向に平滑化されたかたちで発現し、ドレイン無しの場合(図-3.6(a))に比べて、全水頭分布を大きく抑制した。以上の結果、液状化は発生しつつも、地盤内流動は全く生じず、ボイリングを防いだ(図-3.5(c))。その後、加圧し続けたことに伴い地盤が剛体として持ち上がった結果、底部に亀裂が生じた(表-3.1の浮上がりに対応)。実際の地震作用時には、強制加圧は作用しないため、上記結果は、ドレインの敷設により液状化伝播並びにボイリングの発生を有効に抑止できることを示している。また地震時の繰返しせん断作用下では一般に液状化に伴う沈下が増大するが、液状化伝播の抑止は当該沈下の抑制に対しても有効に作用すると考えられる。

上述の液状化・ボイリング挙動は、不透水層がない場合でも同様の結果であった(表-3.1)。即ち、ドレイン無しの場合(図-3.2(f))には、液状化が地盤全体に及び、ボイリングが生じた(図-3.5(b))。一方、ドレイン有りの場合(図-3.2(g))には、ドレイン下端より下方で液状化が発生するも、液状化の伝播を抑制した結果、地盤内流動は生じず、ボイリングを抑止した。ドレイン長が短い場合(図-3.2(e), (h))にも、不透水層の有無に依らず、载荷中は同様の特性を示したが、载荷後にボイリングに至った。これらの事実は、ボイリングを抑止する上での液状化継続時間の影響や最適なドレイン長の存在を示唆しており、これらの点について以降の章において記述・考察する。

#### 4. ボイリング被害抑止工法の浸透流解析と遠心力場実験<sup>17)</sup>

##### 4.1 浸透流解析

###### (1) 解析条件

地震時のボイリングは地震により発生した過剰間隙水圧が地盤上方へ伝播することによって生じるが、本解析では第3章と同様に地盤下端から上向き浸透圧を与えることでボイリング現象をモデル化した。図-4.1に代表的な解析モデルを示す。層厚5.0 m相当の緩い飽和砂地盤( $D_r=40\%$ )を想定し、その下に層厚1.0 mの礫層を設けた。ドレインによるボイリング抑止効果、すなわち、過剰間隙水圧の伝播に伴う地盤上層の間隙水圧の抑制効果について感度分析することを目的に、ドレインの打設長を1.0～3.0 m、打設間隔を0.5～3.5 mの範囲とし、打設長と打設間隔の組み合わせとして表-4.1に示すような解析ケースを設定した。なお、モデル寸法と地盤材料の物性値は後述する遠心模型実験と条件を合わせた。ドレインの透水係数は過剰間隙水圧消散工法で使われる一般的なドレー



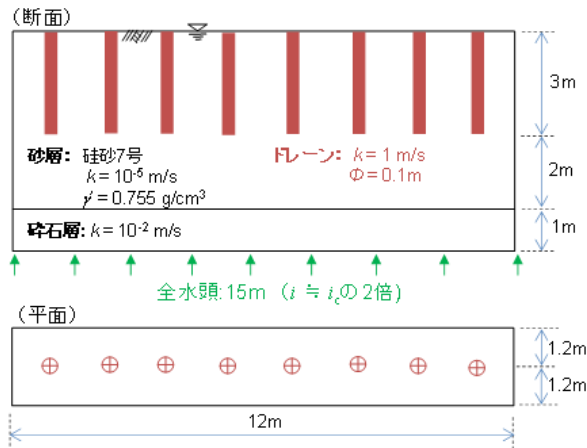


図-4.1 解析モデル断面図・平面図

表-4.1 解析ケース一覧

打設深度(m)	ドレーン打設間隔(m)				
	未改良	0.5	1.2	2.4	3.5
未改良	○	-	-	-	-
1.0	-	○	○	○	○
2.2	-	○	○	○	○
3.0	-	○	○	○	○

ンを想定し、DEPP工法技術資料<sup>13)</sup>を参考にして設定した。また、既往の研究<sup>18)19)</sup>によると限界動水勾配 $i_c$ の1.5～3.5倍の動水勾配を与えた際にボーリングが報告されている。本研究の上記実験<sup>15)</sup>においても $2.0i_c$ でボーリングが発生したことから、本解析でも動水勾配は $2.0i_c$ とし、 $2.0i_c$ に相当する15 mの全水頭を砂礫層下端に与えて定常解析（解析コード：Unsaf）を実施した。

## (2) 解析結果

図-4.2(a)に解析モデルのメッシュ図、図-4.2(b)、(c)には、解析結果のうち、一例としてドレーン無し（未改良）ケースとドレーン有りケースについて、全水頭のコンター図を示す。図-4.2(b)と(c)を比較すると、ドレーンを設けたケースでは、モデル全域において全水頭が未改良ケースに比べて相対的に低いことが分かる。また、ドレーン周辺が最も全水頭が低く、ドレーンから離れるに従い全水頭の値は上昇している。当然の結果といえるが、透水性が高いドレーンを敷設することで、地盤内の間隙水圧の上昇を抑制する効果が確認できる。

図-4.3には打設深度が1.0 mと3.0 m、打設間隔が1.2 mと2.4 mのケースについて、中央断面（ドレーン杭芯を切る断面）における全水頭分布のコンター図を示す。まず、ドレーン打設長が1.0 mの場合について、ドレーンの打設間隔に着目すると、ドレーン打設間隔が広がるほど、ドレーンとドレーンの間の全水頭の値は相対的に上昇し

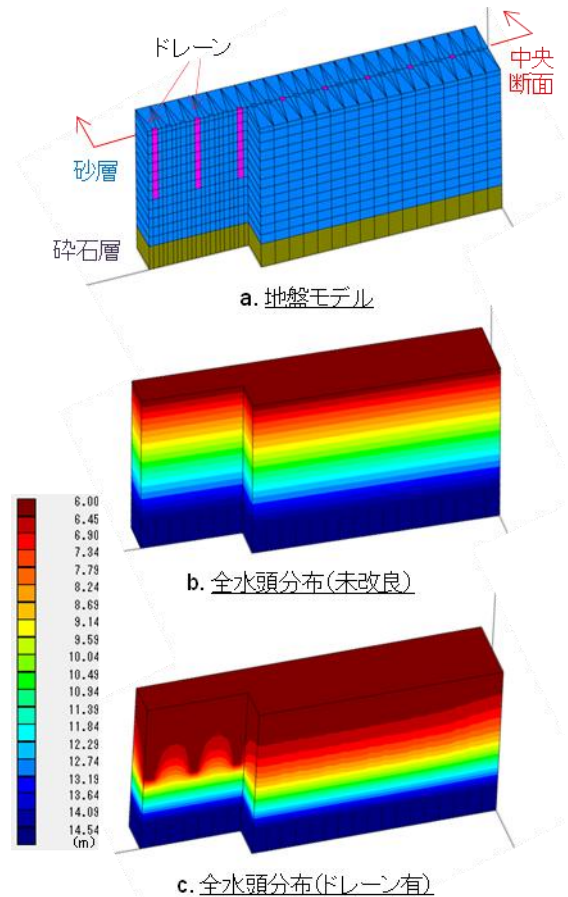


図-4.2 解析モデルメッシュ図および解析結果一例

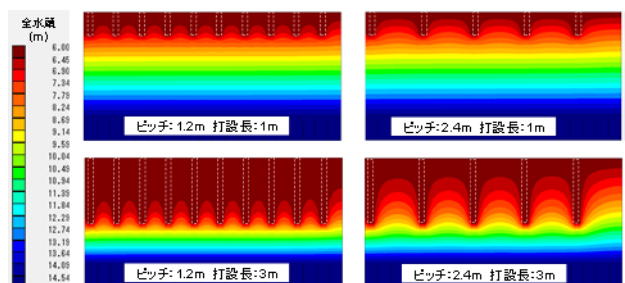


図-4.3 全水頭コンター図

ている。また、打設長が1.0 mと短いこともあり、打設間隔によらず、全水頭上昇の影響は地表面近くまで及ぶ結果となっている。打設長が3.0 mのケースにおいても同様の傾向が見て取れる。ただし、打設長1.0 mのケースと比較すると、全水頭上昇の鉛直方向への影響範囲は打設長3.0 mのケースの方が小さい。すなわち、ドレーンの打設長が長いほど、また、打設間隔が短いほど、地盤上層の間隙水圧の上昇が抑えられる効果が高いことが分かる。

ここで、このような過剰間隙水圧の伝播に伴う地盤上層の間隙水圧の上昇を抑えるための効率的なドレーン打設長および打設間隔について考察する。各解析ケースの

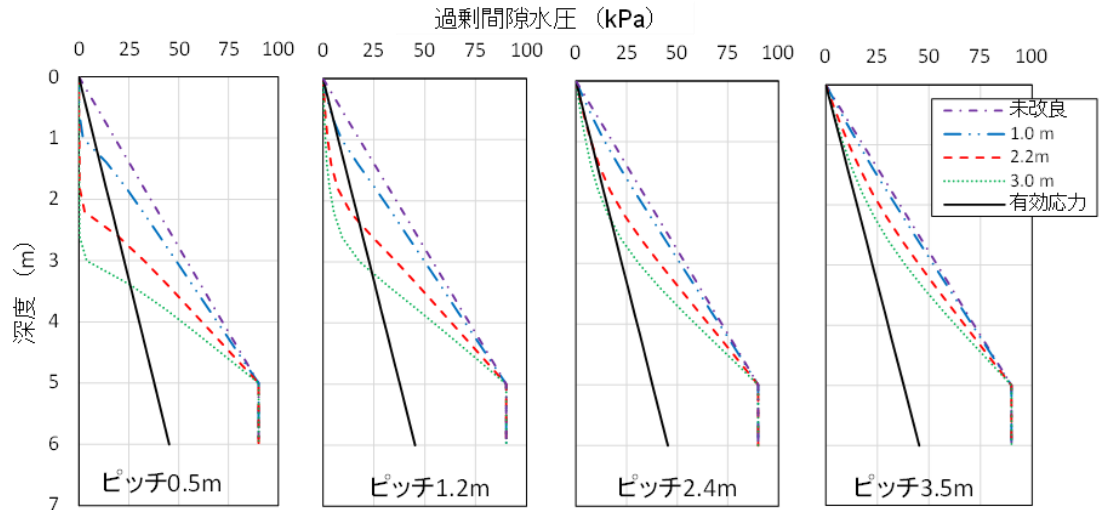


図-4.4 過剰間隙水圧の深度分布

計算結果において、ドレーン打設間隔の中間点における間隙水圧の値から静水圧を引いた値を過剰間隙水圧とし、図-4.4 に過剰間隙水圧の深度分布図として示す。なお、図中には初期有効応力の深度分布も併記した。本図において、過剰間隙水圧が初期有効応力を上回るか否かでドレーンの有効性を評価した。まず、ドレーン打設間隔が0.5 m のグラフを見ると、各ドレーン打設長ともに、打設深度内においては過剰間隙水圧を概ねゼロに抑えることができていたが、ドレーン打設下端からは深度が深くなるにつれて過剰間隙水圧が大きくなる結果となっている。続いて打設間隔 1.2 m のグラフを見ると、いずれのドレーン打設長も過剰間隙水圧の値は大きくなっている。初期有効応力分布を下回る条件は、打設長 2.2 m と 3.0 m である。打設間隔 2.4 m では打設長 3.0 m が初期有効応力分布と同等か若干下回る程度であり、他の打設長については、いずれの深度でも上回った。打設間隔 3.5 m では、すべての打設長で初期有効応力分布を上回った。

地表面変状を抑制し、緊急車両の通行可能性や荷さばき地の利用可能性を大幅に高めるに際し、地表面に作用する荷重を考慮した支持力検討が別途必要になる。ここでは、例えば、一般的な車両荷重として10 kN/m<sup>2</sup>程度を想定し、幅2.438 mの浅い基礎（港湾基準によりコンテナの標準規格）として支持力検討を行うと、すべり線は地表からおおよそ2.0～3.0 m程度の深さに生じると推測される。したがって、当該範囲の過剰間隙水圧の上昇、伝播を防ぐことが求められる。以上の解析結果を踏まえると、上記の趣旨に合致し、最も効率的なドレーン仕様は打設間隔が1.2 m、打設深度が3.0 mのケースであり、実際、過剰間隙水圧比は、代表的に0.5程度以下に抑えられている。この際、ドレーンの打設間隔については、後述の遠心模型実験と整合性を保持している。

## 4.2 遠心力場実験

### (1) 実験条件

浸透流解析と同様に、地盤下方から上向き浸透圧を与えることでボイリング現象を再現した。図-4.5 にモデル地盤の断面図および平面図を示す。モデルの縮尺は 1/20 であり、括弧内の実物換算したスケールは浸透流解析モデルと合わせている。底版に通水経路を備えた剛土槽内に、まず、透水層として礫層 ( $D_{50}=15$  mm) を設け、その上に液状化層として砂地盤 (7 号珪砂,  $\rho_{\text{sat}}=1.925$  g/cm<sup>3</sup><sup>19)</sup>,  $D_r=40$  %) を気中落下法により作成した。地盤中には 5.0 cm 層厚毎に色砂を薄く撒き出し、土槽側面から地盤の変形状況を確認しやすくした。地盤作成後に底版の

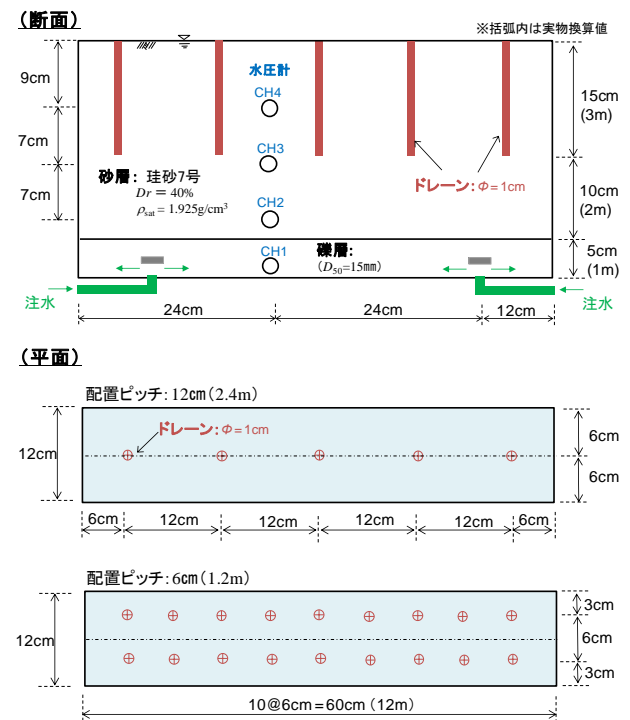


図-4.5 遠心模型地盤断面図・平面図



図-4.6 模型ドレーン

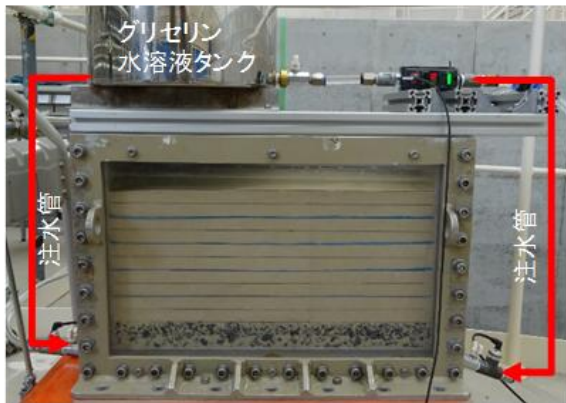


図-4.7 遠心力場実験模型および実験装置

表-4.2 遠心力場実験ケース一覧

Case	ドレーン	ピッチ	打設長
1	無	—	—
2	有	6.0 cm (1.2 m)	15.0 cm (3.0 m)
3	有	12.0 cm (2.4 m)	15.0 cm (3.0 m)
4	有	6.0 cm (1.2 m)	7.5 cm (1.5 m)

※括弧内は実物換算値

通水経路から脱気したグリセリン水溶液を浸透させて地盤を飽和させている。ドレーンは3章記載と同様に、レース素材でφ10 mm程度の筒状布袋の中に、針金をスプリング状に加工したものを芯材として入れて使用した。この際、ドレーンの透水係数は $k = 1 \text{ m/s}$ である。図-4.6にドレーンの写真を示す。ドレーンは地盤作成前に土槽内の所定の位置に糸で吊って固定し、砂を空中落下させながら埋設している。表-4.2に実験ケースを示す。各ケースでは上記の浸透流解析結果を反映してドレーンの打設長と打設間隔を決めている。ただし、ドレーン打設間隔については土槽寸法との兼ね合いから水平2方向に排水距離が等しくなるような配置を優先させた。実験は図-4.7に示すようにグリセリン水溶液を入れたタンクを土槽の上端部に設置し、タンクと土槽底版の通水経路を接続した上で、20Gの遠心力場に到達後、タンクの弁を開放し、水頭差を利用してグリセリン水溶液を土槽底版から注水、地盤内上向きに浸透させた。なお、この際の初期動水勾配 $i$ は1.5であり砂質土層の限界動水勾配 $i_c$ の2.3倍に相当する。実験中の計測項目・センサは、図-4.5に示す位置に設置した間隙水圧計とグリセリン水

溶液の注水経路に設置した圧力計および流量計、土槽側面と上面からの動画撮影である。

## (2) 実験結果

図-4.8には撮影した動画から地盤内の流動状況やボーリングの発生状況を切り出した静止画を示す。Case 1（未改良ケース）では、グリセリン水溶液注水開始後、砂地盤下層部に流動が発生し、その流動は徐々に地盤上層に伝播していき、地盤表層に近づくとき地表面が盛り上がり、最終的には噴砂が生じた。この一連の現象は、注水を開始してから止めるまでの間、複数個所で複数回発生した。Case 3およびCase 4においてもCase 1と同様の現象を確認している。

一方、Case 2では図-4.8(b)に示すように注水開始後に砂地盤下層部にレンズ状の水塊が生じた。水塊は上部の地盤を持ち上げながらある程度の大きさに発達すると、ドレーンを通じて地盤表面に排水すると同時に消滅した。水塊が発生して消滅するまでの間、色砂層は乱れておらず、他のケースで生じたような地盤内の流動およびその伝播は発生せず、噴砂の形跡もなかった。これは、砂地盤下層部では過剰間隙水圧が生じるものの、ドレーンが排水層として有効に機能し、ドレーン改良層への過剰間隙水圧の伝播を防ぎ、剛性が保たれていたことを意味しているといえる。

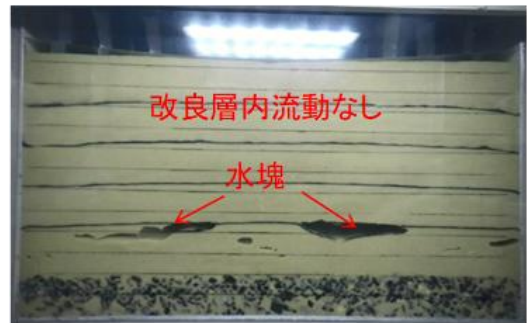
図-4.9には間隙水圧の時刻歴と有効応力（初期全応力の計算値から間隙水圧の計測値を引いたもの）の時刻歴を示す。同図中には注水開始と停止のタイミングを赤い矢印で記している。まず、図中の送水管内圧力（CH09黒線）の注水後の値は、Case 2の初期状態を除くと、いずれのケースでも150 kPa程度の値となっており、所定の動水勾配が作用していたと評価できる。次に地盤中の間隙水圧挙動に着目する。Case 1では注水開始と同時に間隙水圧が上昇し、有効応力は砂地盤の全深度でほぼゼロとなり、注水中はこの状態が持続し、注水を停止すると間隙水圧も消散をし始め、有効応力が徐々に回復していく様子が確認できる。Case 3とCase 4も同様の傾向にある。ただし、注水後の有効応力は0~10 kPa程度にあり、所々、多少の剛性は残していると推察されるが、図-4.8で明らかのように、当該条件下では、流動やボーリングを抑止することはできなかった。

Case 2も注水直後に間隙水圧が上昇しているが、その後の値はCase 1、Case 3およびCase 4と比べても大きい。この理由は上述した水塊の影響といえる。過剰間隙水圧が地盤上層に伝播せず加圧した浸透水が水塊として蓄積されていき、ある段階でドレーンを通じて表層に排水されたと考えられる。間隙水圧の上昇の度合いを地盤下層

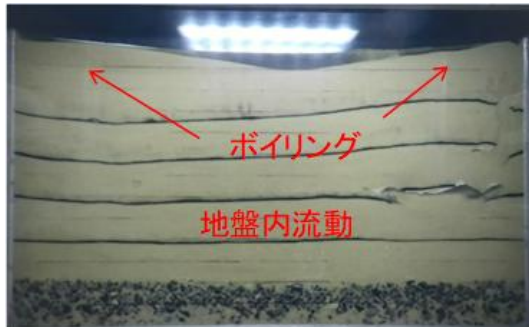




(a) Case 1



(b) Case 2



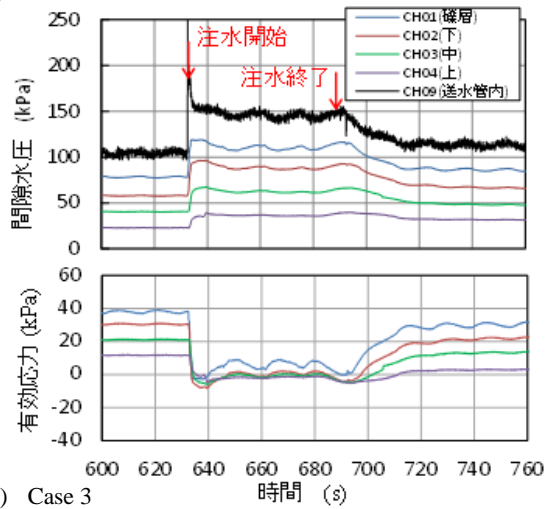
(c) Case 3



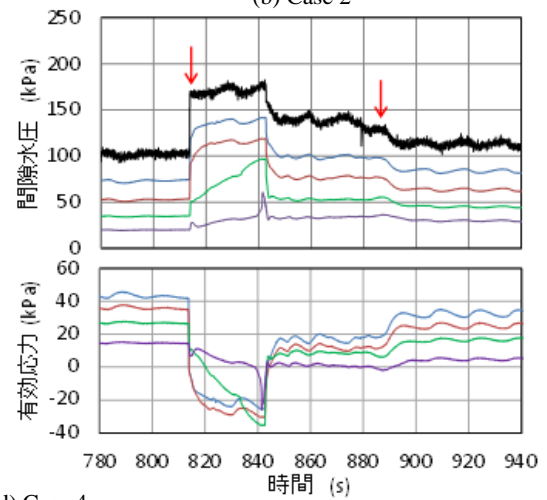
(d) Case 4

図-4.8 地盤内の流動およびボーリング発生状況

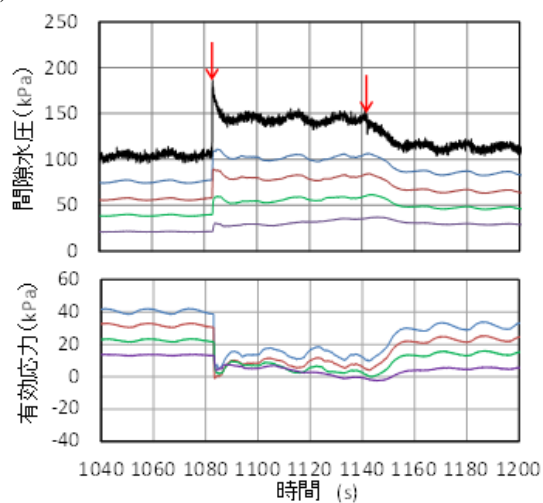
(a) Case 1



(b) Case 2



(b) Case 3



(d) Case 4

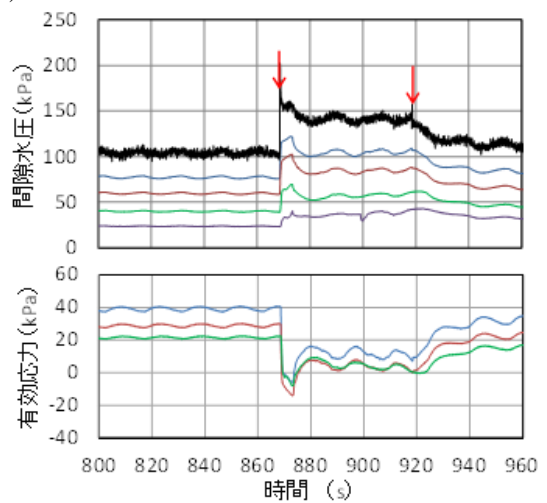


図-4.9 間隙水圧および有効応力の時刻歴

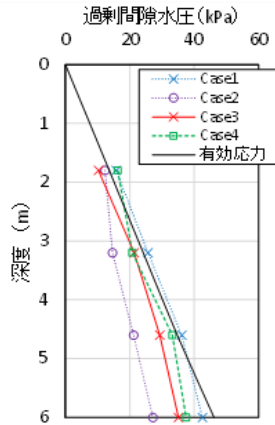


図-4.10 過剰間隙水圧の深度分布

と上層で比べると下層のほうが大きく、840 秒付近で地盤上層(CH04)の間隙水圧が瞬間的に大きくなる一方、他の間隙水圧は急激に下がっていることは、上述の水塊の発生から消滅に至る現象と一致する。なお、この水塊はボーリング抑止過程で浸透圧を加圧し続けたことに伴い地盤が剛体として持ち上がった結果生じたものである。実際の地震作用時には、強制加圧は作用せず地盤が持ち上がることもない為、上記結果は、表層ドレーンの打設によって液状化伝播並びにボーリングの発生を有効に抑止しうることを示しているといえる。

図-4.10 には各ケースについて、注水開始後 40 秒程度経過した時点における過剰間隙水圧の深度分布を示す。図中には図-4.4 と同様に、初期有効応力の深度分布も併記している。Case2 は他のケースと比べると、明確に初期有効応力を下回っていることが確認できる。

## 5. ボーリング被害抑止工法の地表面変状抑制効果の検証<sup>20)</sup>

### 5.1 地表面変状抑制効果の検証実験概要：装置諸元・条件・ケース

本章では、上述の通常重力場および遠心力場実験結果をふまえ、本ボーリング被害抑止工法による地表面変状の抑制効果について詳しく検証している。

#### (1) 実験装置諸元

図-5.1 に遠心実験模型と実験装置を示す。図-5.2 に遠心模型実験で使用した剛土槽の断面図と平面図を示す。図-5.1 に示すように土槽上部の注水タンクから、模型地盤底面の 2 箇所より注水し、水頭差で上向き浸透流を与えた。注水口は模型地盤の左右側面から 12 cm (模型寸法) 離れた場所に設置した (図-5.2)。注水タンクからの水流が地盤に直接作用しないように透水層として礫層

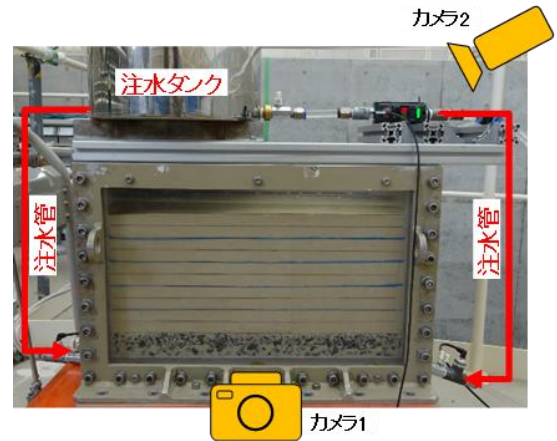


図-5.1 遠心実験模型と実験装置

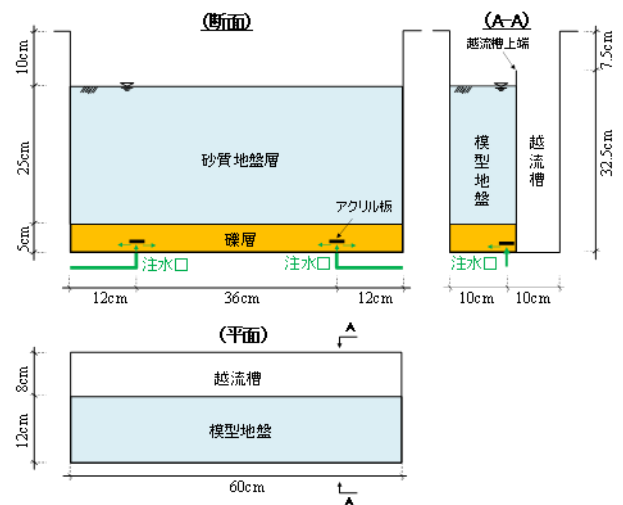


図-5.2 遠心実験土槽の断面図と平面図 (模型寸法)

( $D_{50}=15\text{mm}$ ) を設け、注水口にはアクリル板を設置して減勢させている。注水により水面が上昇し、所定の高さを超えると水が越流槽 (図-5.2) に流れ、一定の水面 (地表面の 2.5cm 上) を保つようにした。この越流層内の水が溢れるまで約 300 秒間注水した。遠心力場 20G の実験中の模型地盤の挙動とボーリング発生状況を観察するため、模型地盤の正面と上面にカメラを設置した (図-5.1)。

#### (2) 実験条件・ケース

図-5.3 に模型地盤の代表な断面図と平面図を示す。遠心模型実験は遠心力場 20G で行い、図-5.3 に示す寸法は実物換算値である。4 章記載<sup>17)</sup>と同様に、層厚 5 m の緩詰め砂質地盤層として、気中落下方式により相対密度  $D_r=40\%$  ( $\rho_{\text{sat}}=1.925\text{g/cm}^3$ ) の模型地盤を東北珪砂 7 号で作成した。ボーリングによる地盤内の変動を土槽正面のカメラ 1 で観測できるように地盤内に間隔 50 cm (模型寸法: 2.5 cm) 毎に薄い色砂層を水平に撒き出した。また、同カメラで撮影した動画を用いて、ボーリングに



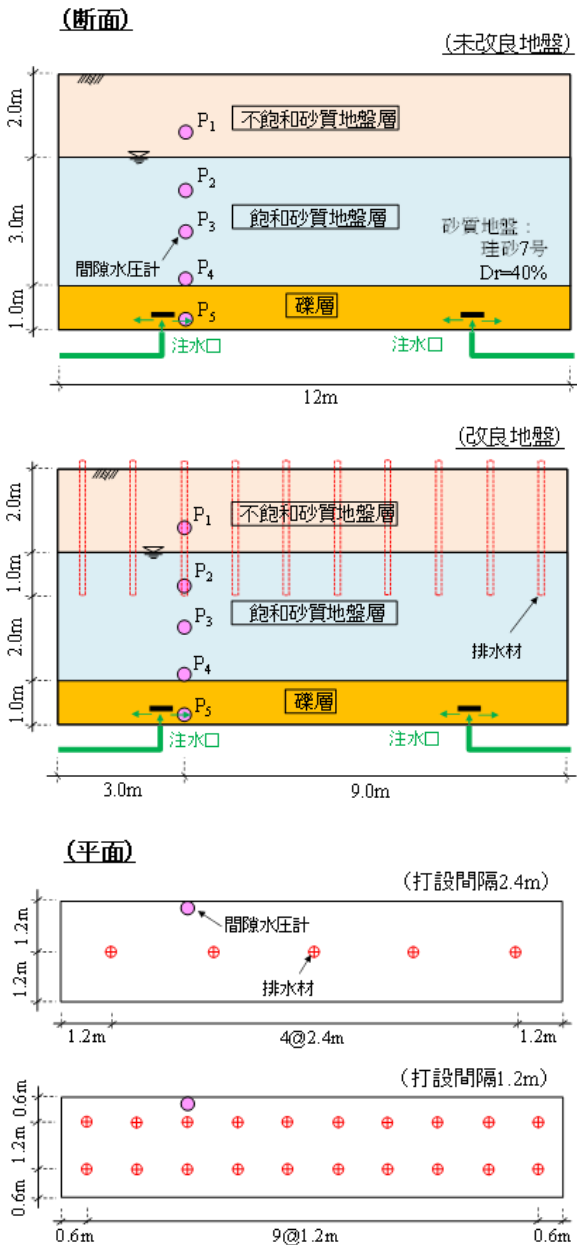


図-5.3 遠心模型地盤の断面図と平面図（実物換算値）

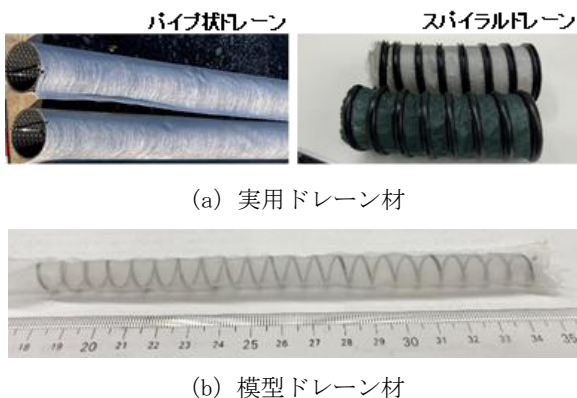


図-5.4 人工排水材（実用と模型）

よる地盤変形挙動を PIV 解析で評価した。間隙水は、相似則を踏まえ水の 20 倍の粘性に調整したグリセリン水溶液を使用した。

ボーリング被害抑止工法で実用するドレーン材（内径 100 mm、透水係数  $k=4$  m/s）<sup>21), 22)</sup> を図-5.4(a)に、3 章及び 4 章記載の模型ドレーン材（ $\phi 10$  mm、透水係数  $k=1$  m/s）を図-5.4(b)に示す。3 章・4 章記載のとおり、ボーリング抑止には透水係数 1 m/s のドレーン材（地盤の透水係数：0.0001~0.01 m/s の場合）が十分に機能することを明らかにしている。一方、ドレーン内径の影響に関しては、浸透流解析で内径を 100~200 mm の間で変化させて、地盤内の水圧分布を分析した結果、ドレーン内径に関わらず地盤内の水圧分布はほぼ一定であったことから、上記範囲内ではドレーン内径の影響が小さいことが判明した。これを踏まえ、本章記載の遠心力場実験でも上記と同様の模型ドレーンを用いた。

地盤内の間隙水圧挙動を把握するため、深度方向 5 個所に間隙水圧計を設置した（図-5.3）。この際、当該水圧計がボーリングによる地盤変形と共に動くことを防ぐため、それらを土層側面に固定した（図-5.3）。また、注水状況を確認するために、注水経路に流量計を設置した。

模型地盤は先ず 1G 場で気中落下により作成し、遠心力場（20G）で注水タンクから地盤底面に繋がった通路を通してグリセリン水溶液の注水を行い、所定の高さまで地盤を飽和させた。次に、遠心加速度を一旦 1G 場に下げた後、レーザー変位計により地表面の高さを測定した。そして、遠心加速度を再び上げ、20G の遠心力場に到達後、注水タンクの弁を開き、水頭差により地盤底面に所定の動水勾配で上向き浸透流を与えた。この際の初期動水勾配  $i$  は 1.5~1.8 であり、砂質地盤の限界動水勾配  $i_c$  ( $=0.66$ ) の 2.3~2.7 倍に相当する。注水終了後、注水タンクの弁を閉じ、遠心加速度を 1G 場に下げた後、表面水を排水させ、実験後の地表面の高さをレーザー変位計で測定した。

実験ケースを表-5.1 に示す。予備検討として、注水条件（動水勾配と注水速度）を Case 1 と Case 2 で検討した。

4 章記載の遠心力場実験ではボーリングを抑止できた際、改良層直下にレンズ状の水塊が生じ、改良地盤層が浮き上がった後、水塊内の水が消散することにより地表面が沈下し落ち着いた。これはドレーンの排水性を注水速度（流量：10~12 L/min）が上回り、強制継続注水によって改良地盤層の浮き上がりが生じたことが要因といえる。実際の地震作用では地盤層が強制的に浮き上がることはないといえるが、本章の実験目的であるボーリング抑止による地表面変状抑制効果を正しく評価するため、この

表-5.1 遠心模型実験のケース一覧（実物換算値）

Case	地盤条件	排水材	打設 間隔	打設長	ボイリング 発生の有無
1（予備）	完全飽和	無		未改良	-
2（予備）	完全飽和	有	1.2 m	3.0 m	-
3（予備）	不飽和：1m	無		未改良	有
4	不飽和：2m	無		未改良	有
5	不飽和：2m	有	1.2 m	3.0 m	無
6	不飽和：2m	有	2.4 m	3.0 m	有
7	不飽和：2m	有	1.2 m	1.5 m	有

ような水塊が生じない適切な注水条件について検討した。そして、ボイリング被害に関する地下水面の影響について Case 3（不飽和層厚 1 m）と Case 4（不飽和層厚 2 m）で確認している。Case 4～7 では排水材の改良仕様をパラメータとして、地表面変状抑制効果を評価した。なお、Case 5, 6, 7 の改良仕様は 4 章記載の遠心力場実験結果に基づいている。用いたドレーン材の配置を図-5.3 に示す。

## 5.2 地表面変状抑制効果の検証結果

### (1) 予備検討

Case 1 と Case 2 では完全飽和地盤において一定の初期動水勾配 ( $i=1.5$ ) で注水流量を 0.3～12 L/min の範囲内で変化させ、Case 1 はボイリングの発生、Case 2 はボイリングを抑止できる一方、水塊が生じない条件で、適切な注水条件を探った。その結果、ドレーンの透水性に相当する注水流量 3 L/min 程度と初期動水勾配  $i=1.5$  とすることで上記の条件を満たすことが分かった。従って、Case 3～7 の実験はこの一定の注水条件で実施した。

Case 3 と Case 4 の実験結果を図-5.5～図-5.7 に示す。図-5.5 にカメラ 1 で撮影した実験前と実験中の地盤の様子

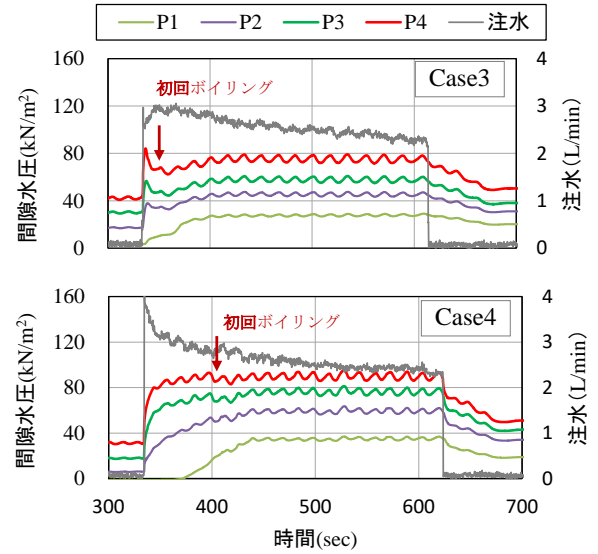


図-5.6 間隙水圧の時刻歴 (Case 3, 4)

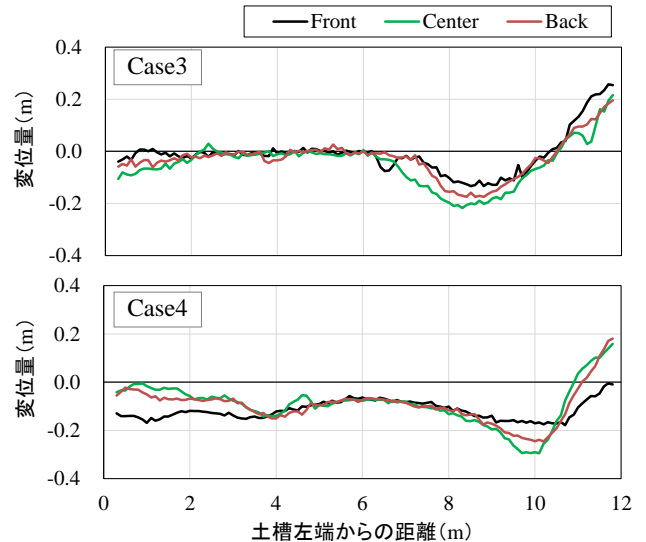


図-5.7 実験後の地表面の変位量 (Case 3, 4)

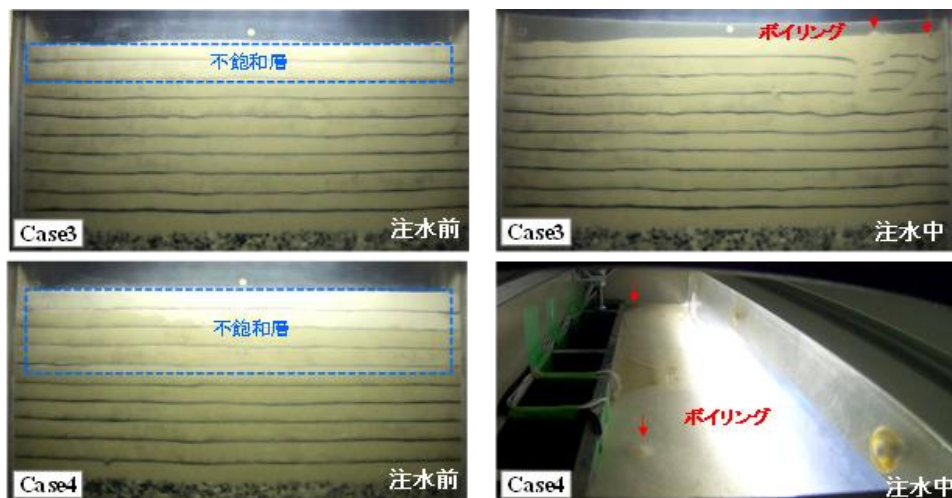


図-5.5 実験前と実験中の地盤の様子 (Case 3, 4)

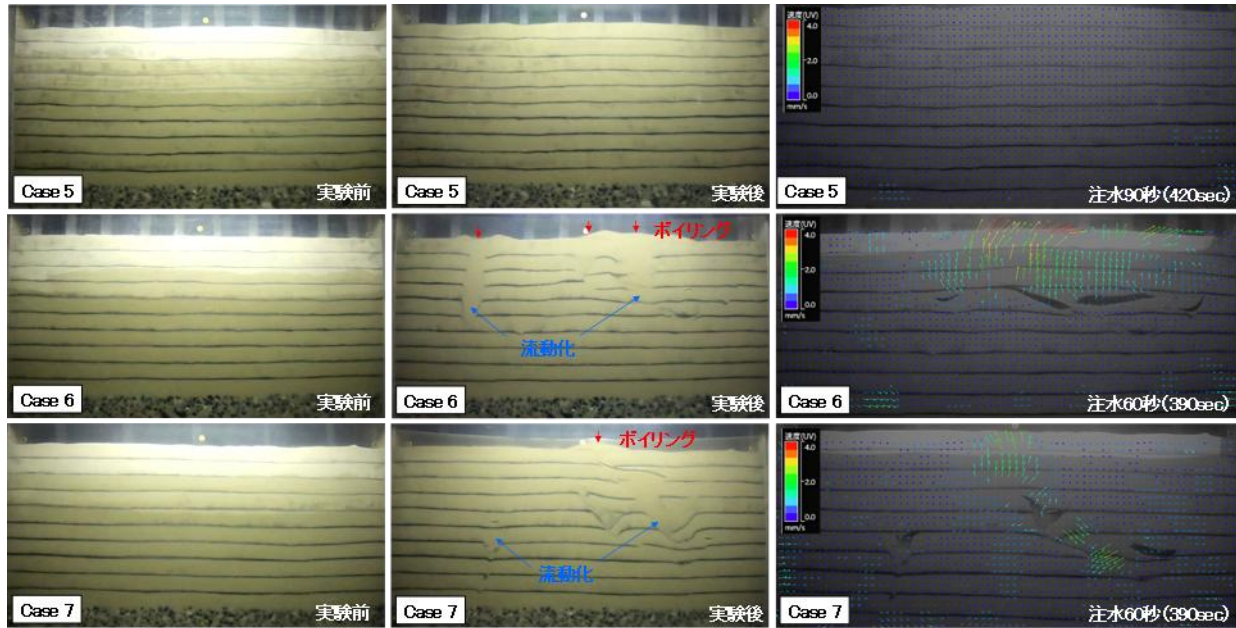


図-5.8 実験前後の地盤の様子と PIV 解析結果

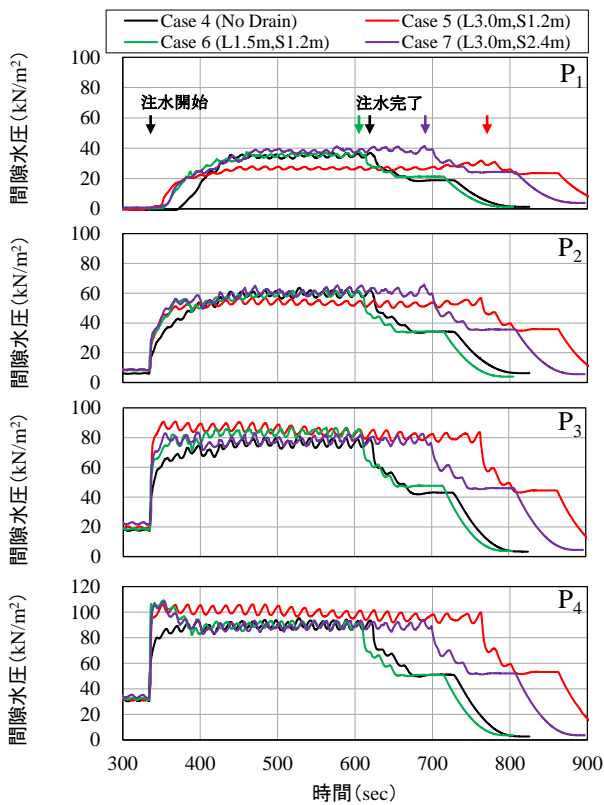


図-5.9 間隙水圧の時刻歴 (Case 5, 6, 7)

子を示す。Case 3 では 3 章記載の遠心力場実験と同様に注水により地盤流動が生じボーリングが発生した。一方、Case 4 ではボーリングが土槽正面付近に発生せず、カメラ 1 では確認されなかったが、カメラ 2 (図-5.5) より複数回のボーリング発生が確かめられた。実験中に測

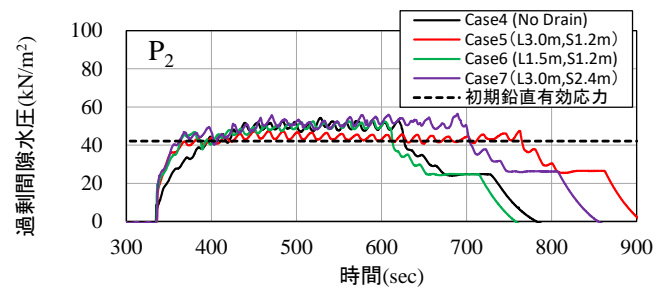


図-5.10 過剰間隙水圧比の時刻歴 (P2)

表-5.2 地表面の最大不陸量 (実物換算値)

Case	地表面の鉛直変位 (m) (「-」: 沈下, 「+」: 隆起)		地表面の最大不陸量 (m)
	最大値	最小値	
3	0.22	-0.22	0.44
4	0.16	-0.29	0.45
5	0.00	-0.03	0.03
6	0.10	-0.29	0.39
7	0.09	-0.24	0.33

定した間隙水圧の経時変化を図-5.6 に示す。同図に注水開始、注水完了及び初回のボーリング発生のタイミングも記載している。注水開始とともに地盤全体の水圧が上昇して、最初のボーリングが生じた直後、水圧が地表面付近で消散し、水圧がある程度減少した。この初回ボーリングの発生タイミングについて Case 3 は 350 秒 (注水 20 秒間)、Case 4 は 400 秒 (注水 70 秒間) の時点であり、いずれのケースでも水圧の伝播によって表層地盤が飽和する過程でボーリングが発生した。即ち、不飽和層全体



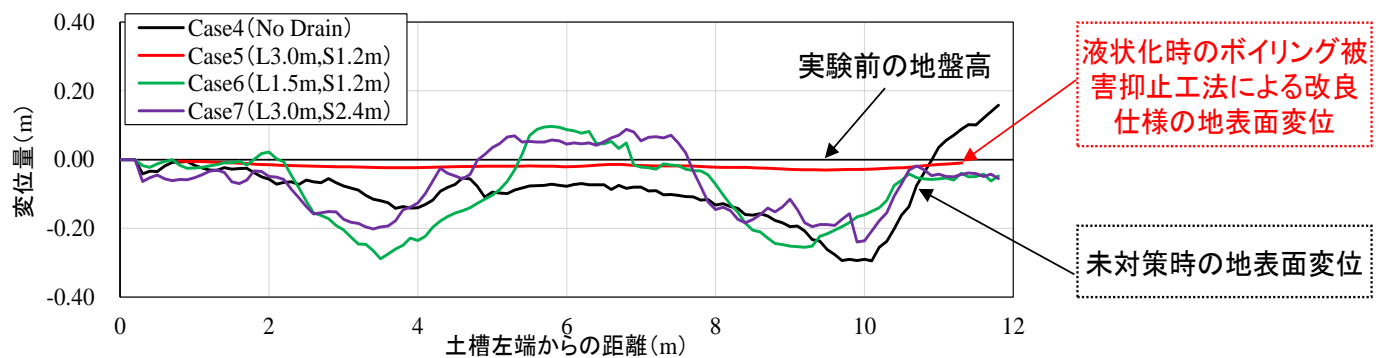


図-5.11 実験後の地表面変位 (Case 4, 5, 6, 7 の土槽中心測線, 実物換算値)

が完全に飽和してからボイリングが生じるのではなく、表層が完全に飽和しなくても局所的な水圧伝播でボイリングの発生が確認された。レーザー変位計により測定した実験前後の地表面高から、実験後の地表面変状（実験前後の地表面高の差）を算定した結果（実物換算値）を図-5.7に示す。レーザー測定は土槽奥行方向の3測線で計測した。それぞれの測線で変位量は異なるが、変状傾向はほぼ同様である。Case 3ではボイリングが地盤正面右側に発生したため地表面も同サイドのみが大きく変状した一方、Case 4では複数個所でボイリングしたため地表面が全体的に変状した。変状量はCase 3で最大の沈下量-0.20 m、隆起量+0.20 m、Case 4で最大の沈下量-0.29 m、隆起量+0.16 mと大きく生じた。過去の地震後の調査結果<sup>23)</sup>では液状化に伴う噴砂により最大の隆起量は0.3 m程度、最大の沈下量は0.3~0.5 m程度と報告されており、本実験の結果と同様のオーダーである。本検討では上向き浸透流によりボイリング現象を誘起したが、以上の結果から、地震時のボイリングによる被害及び不陸を概ね再現できているといえる。

## (2) 地表面変状の評価実験

図-5.8にはCase 5, 6, 7の実験前後の地盤内の様子とPIV解析結果を示す。まず、Case 5はボイリングを抑止できたケースであり、未改良Case 4（図-5.5）のような注水による地盤内の流動やボイリングの発生がなく、実験後の地盤状況は実験前と実質同じである。一方、Case 6とCase 7では未改良ケースと同様に注水中にボイリングが複数個所で発生したことが確認された。図-5.8に示すようにCase 6とCase 7では地盤内の流動化により水平色砂層が広い範囲で乱れた。また、地盤流動に伴う地盤内変状をPIV解析で評価し確かめた。地盤内が流動する前後のPIV解析結果（図-5.8）から、Case 5と比較して、Case 6とCase 7（注水60秒）では、局所的な地盤流動の発生により地盤内が大きく変状したことが分かる。

計測した間隙水圧の経時変化を図-5.9に示す。まず、

ボイリングを抑止したCase 5に着目すると、ドレーンを打設した改良層は排水層として有効に機能することで浅層地盤内の水圧（水圧計P1）は他のケースより小さいことが分かる。改良層の排水効果は改良下端まで（水圧計P2）影響するが、水圧の減少はP1より小さい。水圧計P2で計測した間隙水圧から静水圧を除いた過剰間隙水圧と初期鉛直有効応力を図-5.10に示す。Case 5では初期鉛直有効応力（ボイリングに対する抵抗力）に相当する過剰間隙水圧が発生し、他のケースではボイリングの影響によりこれを上回る過剰間隙水圧が発生している。未改良地盤部の水圧（P3とP4）は逆の挙動が生じている。即ち、ボイリングが発生したケース（Case 4, 6, 7）よりボイリングが発生しなかったCase 5の水圧がやや高い（図-5.9参照）。これは、ドレーンにより改良層内の間隙水圧が低減し、改良地盤の剛性および有効応力が保たれることで、改良層の自重が有効上載圧として作用するため、その分深層部の水圧が大きくなったことが考えられる。よって、ボイリングを抑止したケースの未改良中深部の水圧特性は、改良層の排水機能が有効に機能していることを示しているといえる。また、ボイリングが発生したケース（Case 4, 6, 7）では前述のように注水により間隙水圧が上昇し、ボイリングが発生した直後、当該水圧が減少することを水圧計P3とP4で確認した。一方、未改良Case 4と異なりCase 6とCase 7では注水当初の水圧（P4）はCase 5と近いレベルで発生し、ドレーンの排水効果が一定程度機能したが、これらの改良仕様では、水圧上昇の抑制機能が十分ではないため、ボイリングが生じており有効な抑止効果は期待できない。

実験後の地表面変状を図-5.11に示す。土槽中心の測線のみを代表として、同図にCase 4, 5, 6, 7の地表面変位の比較を示した。また、それぞれのケースの沈下量、隆起量および不陸量の最大値（隆起と沈下の最大値の差）を表-5.2に示す。ボイリングが発生したCase 4, 6, 7では地表面が大きく変状したのに対して、ボイリングを抑止

した Case 5 では概ね一様の沈下が生じており、その量も僅かである。不陸量について未改良 (Case 4) は 0.45 m であるのに対して、ボーリング被害抑止工法による改良仕様の不陸量 0.03 m は荷役機械等の走行性能も確保するレベル<sup>24)</sup>であり、最大不陸量を 9 割以上抑制したことが確認された。Case 5 の沈下量は、改良層直下の未改良部 (層厚 2 m) が注水により液状化した後の排水に伴う沈下量 (層厚の 1.5%) である。液状化による排水に伴う地盤の体積ひずみは一般的に 3% 程度 (対象地盤層が全体液状化する場合) 生じること<sup>25)</sup>が知られているが、地盤表層に非液状化層 (厚さ 3 m 以上) が存在する場合、液状化による被害が小さいことが過去の地震後調査結果から明らかとなっている<sup>26)</sup>。本実験ではドレーンによる表層改良層が液状化の伝播を抑制した結果、非液状化層となり、体積ひずみが 1.5% 程度に留まっている。また、地盤条件に応じて未改良部が厚いほど沈下量が大きくなるが、これは一様の沈下であり車両の通行には影響が小さいと考えられる。本工法の目的は、液状化による沈下はある程度許しつつ地表面変状・凸凹を抑制し、地震後の緊急車両の通行可能性や荷さばき地の利用可能性を大幅に高めることであり、上述の実験結果からドレーン材を用いた本工法により、最大不陸量が未改良地盤の場合の 1 割以下に抑えられ、緊急車両の通行可能性や荷さばき地の利用可能性を大幅に高めることができるといえる。

## 6. ボーリング被害抑止工法の有効応力解析と設計フロー<sup>27)</sup>

### 6.1 ドレーン材の打設仕様

#### (1) 打設配置

本工法のドレーン材打設配置に関する概略図を図-6.1 に示す。平面的なドレーン材の配置は、打設間隔  $S$  の正方形配置を基本とし、深さ方向のドレーン材の打設では、透水性の高い路盤層をドレーン材の排水層として扱うため、路盤層下端を起点とした打設長を打設深度  $L$  とする。この際、ドレーン材を非液状化層内に留まる長さで埋設

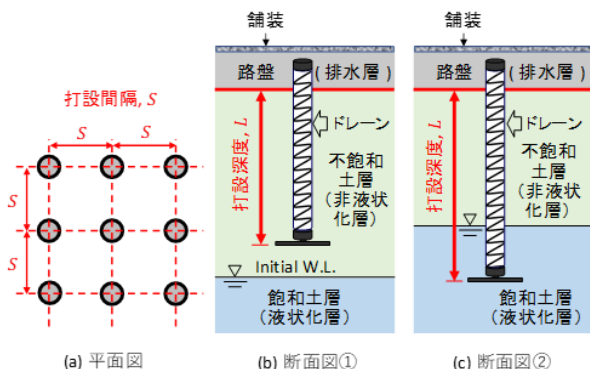


図-6.1 ドレーン材打設配置の概略図

する場合 (図-6.1b) と、ドレーン材を液状化層の上層部まで埋設する場合 (図-6.1c) があり、双方とも地震時に液状化が生じたとしても、過剰間隙水圧の地盤表層への伝播の抑止により表層地盤内の流動を抑え、ボーリング及びこれによる地盤変状を抑制するものである。

#### (2) 有効応力減少比の導入

ボーリングを抑止する打設仕様に関して 4 章記載の遠心力場実験結果と対比して有効応力解析結果を考察する際、本章では、地表下に透水性の高い路盤層が存在する場合を対象とするため、次式に示す有効応力減少比  $R_v$  (図-6.2) を導入した。

$$R_v = \frac{\sigma'_{vu} - \sigma'_v}{\sigma'_{vu} - \sigma'_{v0}} \quad (1)$$

ここに、 $\sigma'_{vu}$  は、静水位が地表面にあるときの鉛直有効応力、 $\sigma'_{v0}$  は、路盤層下端の鉛直有効応力、 $\sigma'_v$  は、有効応力解析より得られる鉛直有効応力値である。

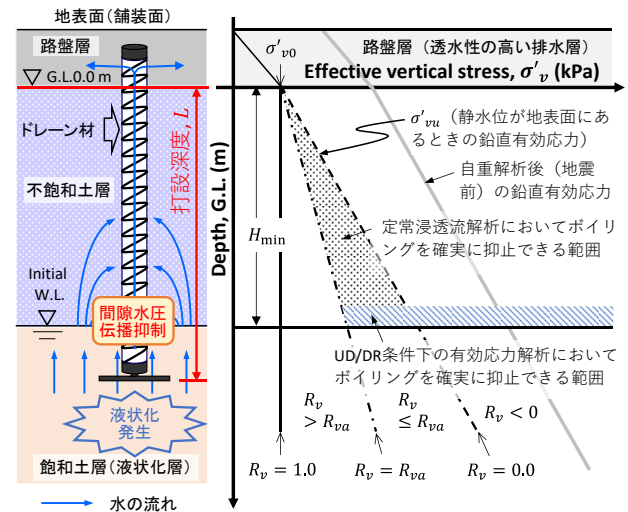


図-6.2 数値解析上の有効応力減少比  $R_v$

4 章記載の定常浸透流解析では不飽和土層と路盤層を省略したため、式(1)は、 $\sigma'_{v0} = 0$  の際の有効応力減少比 (過剰間隙水圧比) を表す。図中の  $H_{min}$  と  $R_{va}$  は、それぞれ、ボーリングを抑止する最小層厚と許容有効応力減少比である。4 章及び 5 章記載のとおり、 $R_{va} = 0.5$  の場合、 $H_{min}$  内で  $R_v \leq R_{va}$  の範囲内にあればボーリングを確実に抑止できることを遠心力場実験結果<sup>17),20)</sup>と共に、明らかにしている。

同図中の「UD/DR 条件下の有効応力解析においてボーリングを確実に抑止できる範囲」は、4 章記載の定常浸透流解析と整合するかたちで示したものであるが、詳細については後述する。また、図-6.2 の有効応力減少比において地震前の状態が  $R_v < 0$  となる理由は、地震前の初



期応力状態を求める際の自重解析（定常浸透流解析）において地下水位で浅の間隙に負圧（サクション）が作用するためである。

## 6.2 2次元有効応力解析

### (1) 解析方法

本研究における2次元有効応力解析では、構成式としてひずみ空間多重せん断モデル<sup>28)</sup>を用い、自重解析（定常浸透流解析）により地震前の初期応力状態を求めた後、所定の地震動作用に対し、式(2)に示す土骨格の運動方程式と式(3)に示す等価間隙体（便宜的に間隙水という）の収支バランス式を連成させた土-水連成解析を行う。ここで、等価間隙体とは、間隙水と間隙空気の2相を飽和度に応じて1相に置き換えた等価間隙体のことを表す。飽和地盤については2相系であるが、不飽和地盤については、3相系を2相系に置き換える際、簡易3相系と呼ばれる。飽和度70%以上の砂地盤を対象とする場合、簡易3相系の地震時挙動は厳密な3相系と同等であることが確認されている<sup>29)</sup>。また、地震前の不飽和地盤の飽和度は70%以下の場合があるものの、地震後の液化化層からの水圧伝播速度は、飽和度70%以上を仮定した簡易3相系の方が厳密な3相系に比べ速くなるため、有効応力減少比を評価する上で安全側の評価となる。

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \rho \ddot{u}_i \quad (2)$$

$$[k_{ij}(p_{,j} - \rho_p g_j + \rho_p \ddot{u}_j)]_{,i} - \epsilon_{ii} = \frac{n}{K_p} \dot{p} \quad (3)$$

ここに、 $\sigma$ ：全応力、 $\rho$ ：密度、 $g$ ：重力加速度、 $u$ ：土骨格の変位、 $k$ ：透水係数、 $p$ ：間隙圧、 $\rho_p$ ：等価間隙体の密度、 $\epsilon$ ：土骨格のひずみ、 $n$ ：間隙率、 $K_p$ ：等価間隙体の体積弾性係数である。

### (2) 解析条件

#### (a) 地盤条件

本解析では、5章1節で述べたとおり、不飽和土層厚2mを有する砂地盤を対象とする。ここでは、層厚10mの砂地盤上に層厚0.5mの路盤（排水層）が存在する水平成層地盤（地表面をG.L. +0.5m、砂地盤表面をG.L. 0.0m、地下水位をG.L. -2.0mとする）を想定し、地震後に不飽和地盤が液化化層からの水圧伝播を受けて液化化する条件として、飽和・不飽和砂地盤の相対密度は40%、不飽和砂地盤の飽和度は96%を仮定した。この際、路盤と砂地盤の密度 $\rho$ は、それぞれ、1.93 t/m<sup>3</sup>と2.00 t/m<sup>3</sup>、対応する透水係数 $k$ は、路盤：1.0×10<sup>-3</sup> m/sと砂地盤：1.0×10<sup>-4</sup> m/sとした。

#### (b) 対策ケース

対策ケースのドレーン材の打設仕様は、第4章、第5章においてボーリング抑止が観測されたケースを踏まえ、 $L=3.0$  m、 $S=1.5$  mとした。ドレーン材の径 $d_w$ と透水係数 $k$ については、それぞれ、 $d_w=0.1$  m、 $k=8.0$  m/sとした。

対策地盤のモデル化については、ドレーン材1本あたりの軸対象モデルに等価な平面ひずみモデル<sup>30), 31)</sup>に基づく拡張型モデル（ドレーン材を土要素と同じ要素に置き換え、透水係数のみドレーン材のものを適用したモデル）を用いた。

#### (c) 境界条件

本有効応力解析における境界条件を図-6.3に示す。地表面の間隙水圧( $P$ )の境界条件として、非排水(UD)条件、非排水/排水(UD/DR)条件、及び排水(DRc)条件の3種類がある。簡易3相系における排水・非排水境界は、

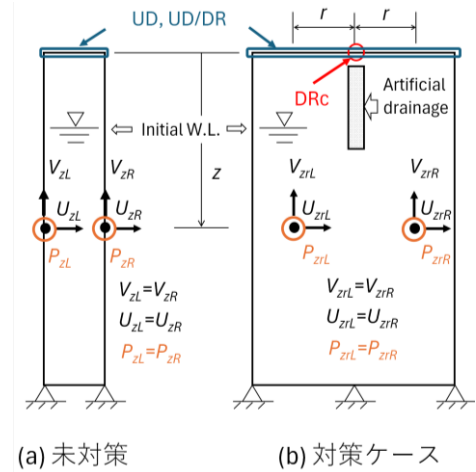


図-6.3 本有効応力解析における境界条件

厳密な3相系における排気・非排気境界に相当する。そのため、UD条件は、舗装の表面を考慮したもので、舗装面が気密性の高い状態にあることを意味する。UD/DR条件は、ボーリングが発生した時点で舗装面の気密性が保持できなくなるためDR条件に移移するものの、実際にどの時点でボーリングが生じるのか予測できないため、

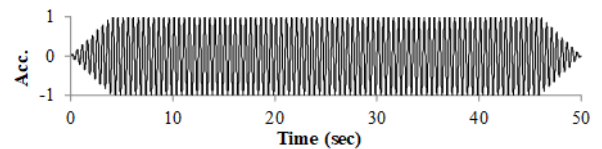


図-6.4 周波数2 Hz、継続時間50秒の正規化した正弦波

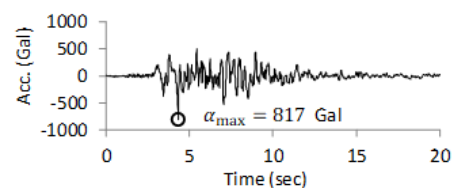


図-6.5 実際のレベル2地震動を想定したPI波

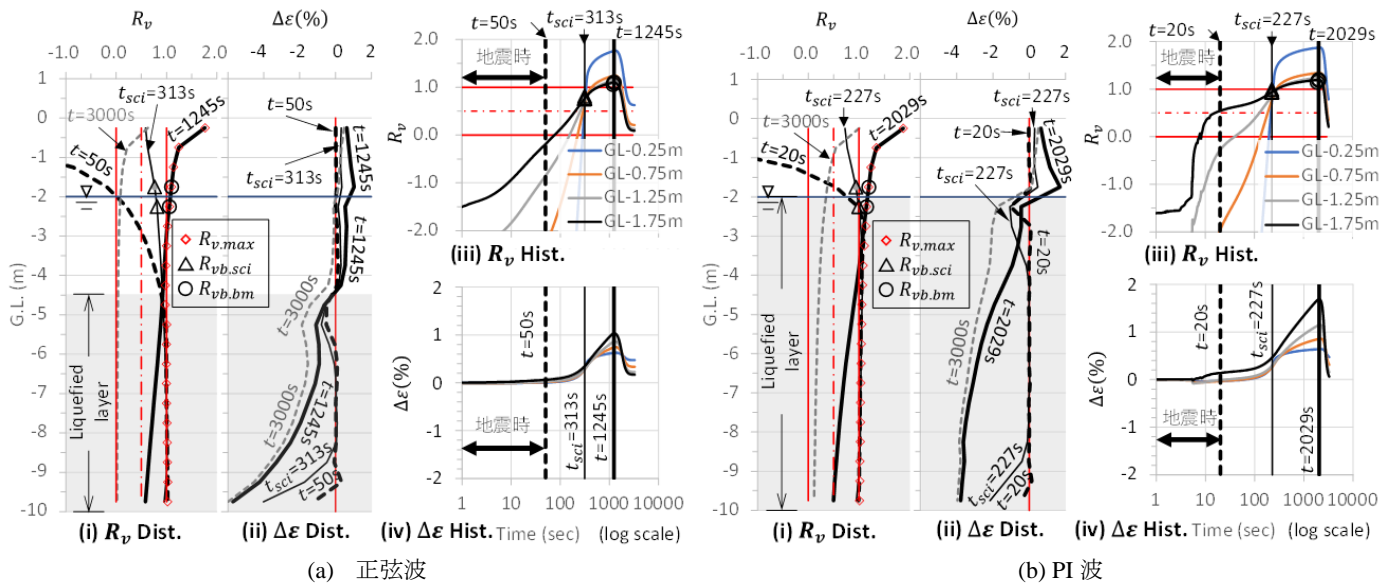


図-6.6 未対策地盤における UD 条件下の有効応力減少比と増分体積ひずみの深度分布・時刻歴

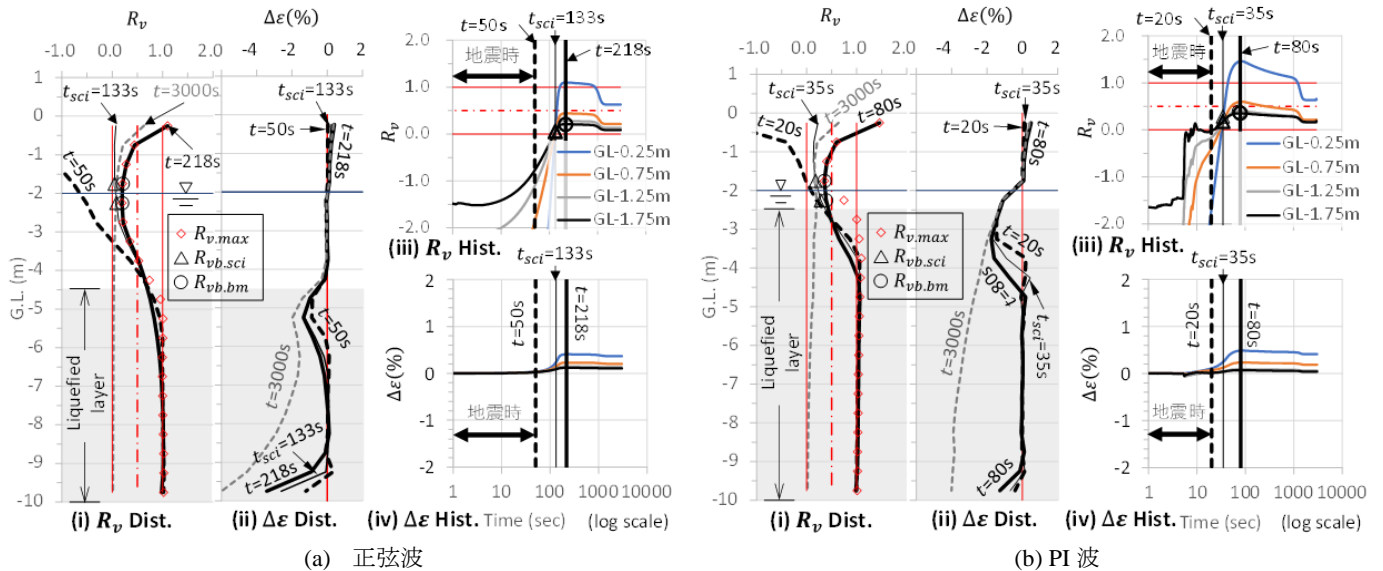


図-6.7 対策ケースにおける UD 条件下の有効応力減少比と増分体積ひずみの深度分布・時刻歴

便宜上、間隙水が地表面（舗装面）に達する時刻 $t_{sci}$ において UD 条件から DR 条件に移行すると仮定したものである。DRc 条件は、本工法では、実際には、路盤層に空気抜き柵を設置するため、これを模擬した条件である。

変位 ( $U$ ,  $V$ ) 及び地表面を除く間隙水圧 ( $P$ ) の自由度については、水平成層地盤における一次元的な挙動を再現できるように、図-6.3 に示すとおり、多点拘束とした。

(d) 入力地震動

入力地震波形として、図-6.4 に示す周波数 2 Hz、継続時間 50 秒の正弦波と、図-6.5 に示す実際のレベル 2 地震動を想定した PI 波の 2 波形を用いた。正弦波の最大加速度 $\alpha_{max}$ は 300 Gal とした。PI 波の最大加速度は、図-5.5 に示すとおり、 $\alpha_{max}=817$  Gal である。

(2) 解析結果

(a) 未対策

未対策地盤の UD 条件下の解析結果として、正弦波と PI 波に対する有効応力減少比 $R_v$ と増分体積ひずみ $\Delta\epsilon$ の深度分布・時刻歴を図-6.6 に示す。ここで、図中の凡例 $R_{v,max}$ は、全解析時間（3000 秒）を通じた $R_v$ の最大値、 $R_{vb,sci}$ は、間隙水が地表面に達する時刻 $t_{sci}$ における $H_{min}$ 底面の $R_v$ 値、 $R_{vb,bm}$ は、 $H_{min}$ 底面において時刻 $t_{sci}$ 以降に $R_v$ が最大となる時刻の $R_v$ 値である。UD 条件下の $R_{vb,sci}$ 値は、UD/DR 条件下の $R_{vb,sci}$ 値と一致する<sup>32)</sup>。

地震作用下の $R_v$ の最大値（地震後を含む全解析時間の $R_{v,max}$ とは異なる）が 0.9 を超える場合を地震時の液化化条件とすると、地震時に液化化する深度は、地震動により異なり、正弦波では G.L. -4.5 m 以深、PI 波では地下水

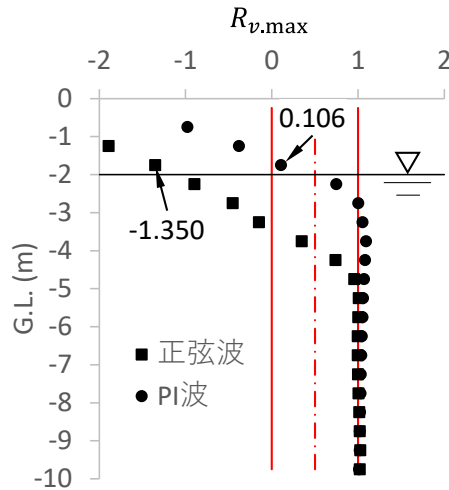


図-6.8 空気抜き柵設置を模擬した DRc 条件下の最大 $R_v$ 分布

位 (G.L. -2.0 m) 以深であった。両地震とも液状化層より浅部では、地震終了後から間隙水が地表面に達する時刻  $t_{sci}$  (正弦波で 313 秒, PI 波で 227 秒) を経て  $H_{min}$  底面で  $R_v$  値が最大となる時刻 (正弦波で 1245 秒, PI 波で 2029 秒) まで、不飽和土層において  $R_v$  値は上昇し続け 1 を超え、この間、体積も膨張 ( $\Delta\varepsilon > 0$ ) し続けていることから、液状化層からの過剰間隙水圧の伝播を受けて不飽和土層でボイリングが発生する条件 ( $R_{vb, bm} > 1$ ) を再現しているといえる。

PI 波の場合、 $\Delta\varepsilon$  分布 (図-6.6b (i)) の地下水位下の G.L. -3.0 m 以浅に着目すると、地震後、過剰間隙水圧消散に伴う体積収縮と下方からの水圧伝播による体積膨張が混在することがわかる。一方、同深度の時刻  $t_{sci}$  (227 秒) ~ 2029 秒間に着目すると、体積膨張を伴って  $R_v$  値は上昇し 1 を超えることから、地下水位下でもボイリングに至る地盤内流動の発生条件を再現しているといえる。

未対策の  $R_{vb, sci}$  値は、両地震とも 0.5 を超えており、ボイリング抑止の可否の観点で、4 章記載の定常浸透流解析結果と整合する。

#### (b) 対策ケース

対策ケースの解析結果を未対策の結果 (図-6.6) と対比するかたちで図-6.7 に示す。地震時に液状化する深度は、正弦波では未対策と変わらないが、PI 波では未対策時の液状化範囲にドレーン材が打設されているため、地震中に過剰間隙水圧が上昇しつつもドレーン材による排水を伴い、50 cm 下がっている。地震終了後は両地震とも液状化層より浅部で  $R_v$  値は上昇するものの、その上昇は地震中・終了後を通じて大幅に抑制され、G.L. -0.25 m を除いて  $R_v$  値は 1 に達せず、体積膨張も顕著に小さくなっているのがわかる。G.L. -0.25 m では  $R_v > 1$  となっ

ているが、これは地表面境界条件を安全側で UD 条件としているためである。実際の施工では、排水層である碎石層に空気抜き柵を設置するため、これを模擬した DRc 条件下では、図-6.8 より、不飽和土層全体で  $R_v$  は 1 を大幅に下回り、ボイリングは生じない。

対策ケースの  $R_{vb, sci}$  値は、両地震とも 0.5 以下であり、ボイリング抑止の可否の観点で、未対策と同様、4 章記載の定常浸透流解析結果と整合する。

### 6.3 設計フロー

図-6.9 に本研究において構築した人工排水材を用いたボイリング被害抑止工法の設計フローを示す。本工法は、港湾基準<sup>33), 12)</sup>による液状化判定 (液状化安全率  $F_L$  値) に基づく液状化危険度  $P_L$  値<sup>34)</sup>と石原法<sup>25)</sup>によるスクリーニングを経てボイリング抑止が必要と判断された場合に適用される。ボイリング抑止最小層厚  $H_{min}$  は、ボイリングを抑止する上で必要な最小層厚  $H_{bmin}$  (4章記載より 2 m) とする、または、必要に応じて車両荷重や荷役荷重等に対する地震時支持力に必要な最小層厚  $H_{smin}$  を考慮して決定する。この際、 $H_{smin}$  の算定においては、共同溝設計指針による浮上り安定計算法<sup>35)</sup>を参照し、車両や荷役等の設計上載荷重を受ける土塊の安定計算を行う。ドレーン材

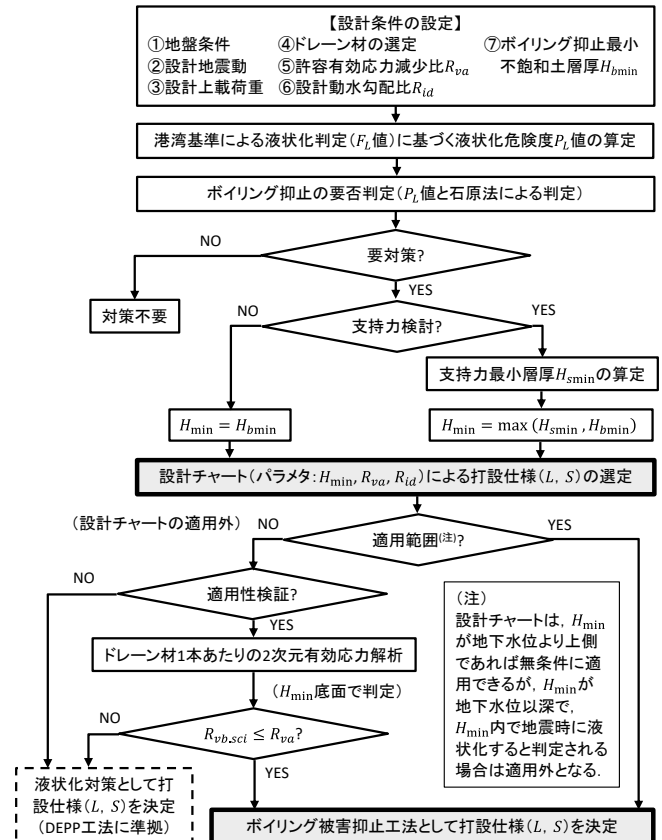


図-6.9 ボイリング被害抑止工法の設計フロー



の打設仕様 ( $L$ ,  $S$ ) は、前節で有効応力解析による検証を通じて地震動作用に対する有効性を明らかにした定常浸透流解析に基づく設計チャート (付録A参照) を用いて決定する。ここで、設計動水勾配比  $R_{id}$  は、限界動水勾配  $i_c$  に対する地盤底面に与える設計動水勾配  $i_d$  の比 ( $i_d/i_c$ ) であり、4章及び5章の結果<sup>17), 20)</sup>に基づき標準値  $R_{id}=2.0$  とする。ただし、図-6.1c に対応するドレーン深度内に地下水位を含む場合、 $H_{min}$  内で液状化が予想される場合は当チャートの適用外となるため、前章で述べたドレーン材1本あたりの2次元有効応力解析を用いて適用性を検証する。当検証の結果、本工法の適用外となる場合は、液状化対策として従来の過剰間隙水圧消散工法 (DEPP工法<sup>13)</sup>) に準拠して打設仕様を決定する。

本設計チャートが適用できる地震動レベルは、本研究の相対密度 40 %の砂地盤を対象とした有効応力解析において正弦波の加速度レベルを上げた解析や本研究とは異なる相対密度 60 %の砂地盤を対象とした有効応力解析を通じて、PI 波を上回る地震動レベル、または、正弦波の場合は地盤条件に依存するものの最小でも  $\alpha_{max}=2400$  Gal に相当する地震動レベルであることを確認している<sup>32)</sup>。すなわち、当チャートは、レベル2地震動に対して十分適用可能であるといえる。また、当チャートの適用性検証に用いた有効応力解析に基づくボーリング抑止判定 ( $R_{vb.sci} \leq R_{va}$ ) は当チャートよりも更に安全側になることを合せて確認している<sup>32)</sup>。

## 7. ボーリング被害抑止工法の施工と経済性<sup>36)</sup>

ボーリング被害抑止工法に用いる人工ドレーン材は、外径が 90mm 弱の中空円形断面である。断面形状を保持し、打設地盤の鉛直方向排水を促進する通水路材と、周辺地盤からの土砂流入を遮断し間隙水のみスムーズな流入を維持するためのフィルター材から構成される。材料メーカーによりポリエチレン製素材 (一部はポリプロピレン製素材) の2タイプのドレーン材があるが、打設深度に応じて1本あたり3~5m程度の短尺ドレーンとなるため、両タイプともに軽量で作業者一人でのハンドリングが十分可能である。ドレーン材の開発に際しては、一連の材料試験を行い従来型 DEPP 用品からの見直しを行った。施工性を高めるため従来品に比べ通水路材の外径を10%以上低減しているが、部材の力学試験による強度確認や、さらに管内軸方向の通水試験を行って十分な透水性が確保できることを確認している<sup>22)</sup> (表-7.1および写真-7.1参照)。また、浮き上がり防止用の先端アンカーを装着した状態のドレーン材を写真-7.2に示す。

表-7.1 ドレーン材の仕様

ドレーンタイプ		パイプ状ドレーン	スパイラルドレーン
断面形状		中空円形断面	
材質	通水路体	高密度ポリエチレン	ポリプロピレン
	フィルター材	ポリプロピレン製繊維	ポリプロピレン製不織布
寸法	外径(mm)	89	88
	内径(mm)	81	77
	長さ(m/本)	3~5	
圧縮強度(N/100mm)		$\geq 362$	
引張強度(N/50mm)		$\geq 247$	
透水係数(m/s)	$i=0.25$	$\geq 6.0$	
	$i=0.5$	$\geq 4.0$	
概要図			

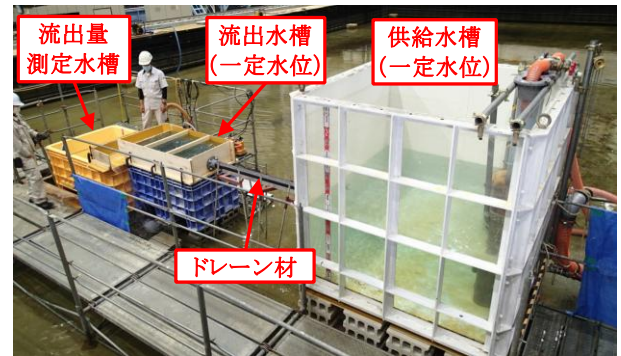


写真-7.1 ドレーン材の軸方向通水試験の実施状況

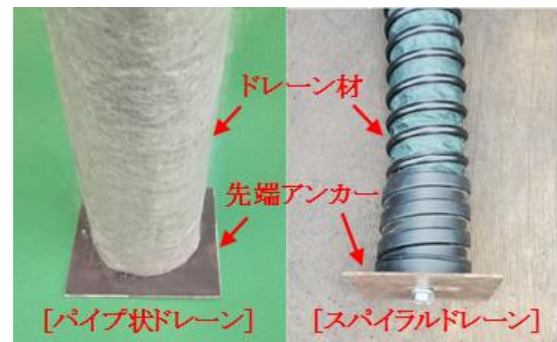


写真-7.2 先端アンカーを装着したドレーン材

ボーリング被害抑止工法のドレーン打設装置は、既存構造物の周辺や狭隘な空間での作業に対応できるように従来の DEPP 工法に比べ、写真-7.3 に示す小型の鋼管回転圧入機2種をベースマシンとして開発した。リーダーにドレーン圧入用の専用マンドレルを装着し、コックピットには写真-7.4 に示すデジタル化された専用打設管理装置を搭載している。ドレーン材や付属の先端アンカー、頭部キャップもドレーン打設装置との組み合わせで



写真-7.3 2種のドレーン打設装置



写真-7.4 専用打設管理装置

それぞれ2種類が用意されているが、前述のとおりドレーン材の性能は等価である。

新規開発したボーリング被害抑止工法のドレーン打設装置の施工性やドレーン材の打設品質を確認するため、フィールド打設実験を実施した。本工法では、図-7.1に示す標準的な施工フローに基づいてドレーンの打設を行う。ドレーン材のセットは、写真-7.5に示すとおり、一定長のドレーンをマンドレル下部から上方に向かって挿

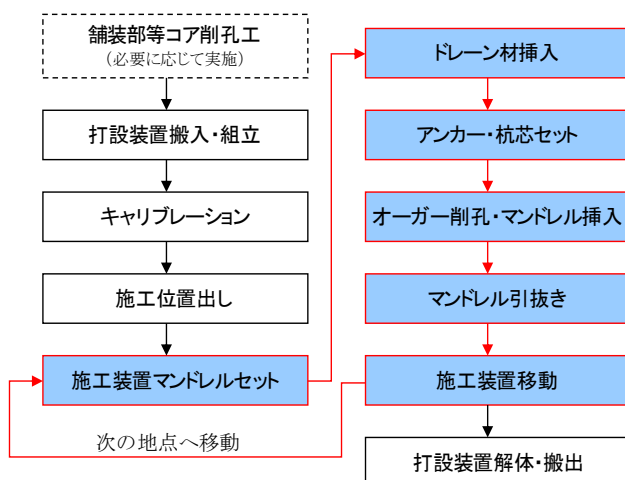


図-7.1 ボーリング被害抑止工法の施工フロー



写真-7.5 ドレーン材のマンドレル内セット状況

通させ、ドレーン先端に取り付けた先端アンカーをマンドレル下端で固定する。先端アンカーは、オーガー掘削・ドレーン打設時にはマンドレル内への土砂混入を防止する蓋の役割を担う。ドレーン長： $L=3, 4, 5$ mの打設ケースからサイクルタイム： $T_c$ として、(4)式が得られた。

$$T_c = 2.5 + 2.0L \quad (\text{min}) \quad (4)$$

ドレーンの出来形は、前出の専用打設管理装置によるモニタリングとデータ収集・管理が可能である。表-7.2に出来形管理項目を示す。本実験では、いずれの出来形も問題なく規格値を満足した。また、施工時の騒音・振動の測定結果について図-7.2に示す。ボーリング被害抑止工法では、専用マンドレルの先端部にあるスパイラルオーガーで地盤を掘削するが、水ジェット併用でマンドレルを静的に圧入する従来型 DEPP 工法とほぼ同程度の騒音・振動レベルで基準値を十分下回っており、締固め地盤改良工法等と比較して高い静粛性を確認した。

フィールド打設実験で確認した施工歩掛に基づいて、ボーリング被害抑止工法の積算の体系化を行っている。本工法では、表層地盤の打設深度 3～5m、打設間隔 1.0～1.5m が標準的なドレーン打設仕様となる。例えば、液状化対策として、従来の DEPP 工法で打設深度 20m、打設間隔 0.75m の改良を行った場合と比べると、施工期間は 40%以上短縮され、打設コストは直接工事費ベースで 1/5～1/10 程度に抑制される。

表-7.2 出来形管理項目一覧

管理項目	確認方法 (頻度)	許容範囲	結果の整理
ドレーン打設長(打設深度)	専用打設 管理装置 (全数)	設計値以上	管理表作成
ドレーン材使用量		マイナスなし	
打設本数			
打設間隔	スチールテープ 計測(全数)	±10cm	



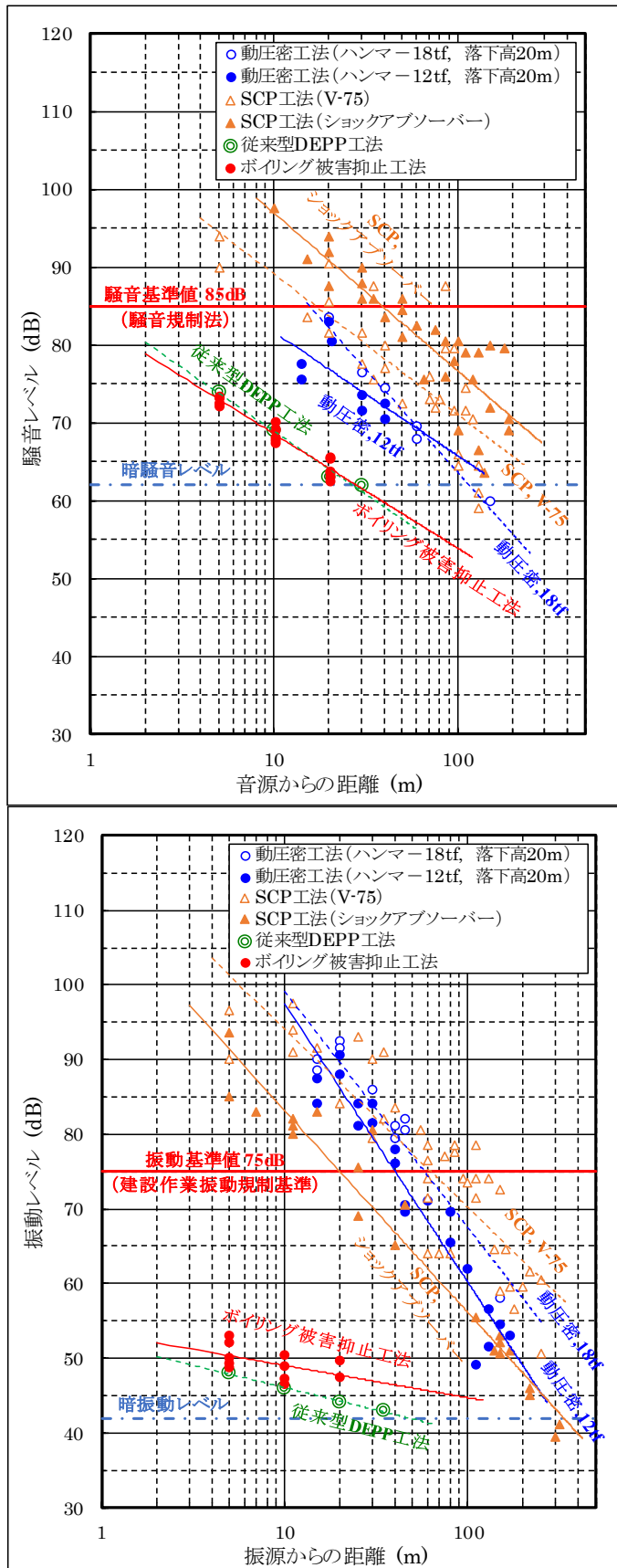


図-7.2 施工時の騒音(上)と振動(下)の測定結果

## 8. まとめ

本報告では、人工排水材を用いたボイリング被害抑止工法の開発<sup>15), 17) 20), 27), 36)</sup>について記した。以下では、各章で得られた知見を述べまとめる。

2章では、人工排水材を用いた液状化対策の事例について記し、未施工箇所では液状化により被災し、大きな凸凹・亀裂が生じるとともに、舗装に顕著な被害が生じることを示した。

3章では、人工排水材を用いた液状化伝播およびボイリング被害抑止に関する通常重力場の実験及び解析と考察を行った結果、不透水層の有無に依らず、ドレーンの敷設により、液状化の発生は許容しつつも、ドレーン下端上方において液状化域の進展・伝播を抑制することによって、地盤内の流動を防ぎ、ひいては、ボイリングの発生を有効に抑制しうることを明らかにした。

4章では、人工排水材による液状化時のボイリング被害抑止効果を定量的に評価することを目的として3次元浸透流解析および遠心力場実験を実施し、打設深度を3.0 m、打設間隔を1.2 mとすることで、必要十分なボイリング抑止効果を得ることを実証した。また、液状化の発生自体を抑止する従来のドレーン工法に対して、本工法の仕様は大幅に低減することを示した。

5章では、ボイリング被害抑止工法による地表面変状抑制効果を一連の遠心力場実験を通じて詳しく検証した。その結果、未改良地盤の最大不陸量0.45 mに対して、ボイリングを抑止した改良地盤(改良仕様: 打設深度3.0 m、打設間隔1.2 m)では数cmレベルの沈下が生じるものの、地表面の不陸量を約9割抑制しうることを実証した。地表面変状の抑制により、地震後の緊急車両の通行可能性や荷さばき地の利用可能性を大幅に高めることが可能であり、従来の液状化対策工法と比べコストと工期を大幅に削減できる有効な工法といえる。

6章では、透水性の高い路盤層を考慮した有効応力減少比概念を導入し、一連の2次元有効応力解析を通じて、地震動作用に対する本工法原理の有効性を解析的に明らかにすると共に、上述の重力場・遠心力場実験・浸透流解析結果と整合した設計フローを構築し、レベル2地震動に対する適用性を示した。特に、地震動終了後の液状化層から非液状化層(不飽和土層)への水圧伝播による液状化を再現すると共に、ドレーン材を用いた従来の液状化対策(DEPP工法)よりも格段に低減した仕様(設計チャートによる)により、地震時及び地震後において液状化層から上層への水圧伝播を効果的に抑制し、もってボイリング発生を抑止しうることを詳細な有効応力解

析を通じて解析的に明らかにした。

7章では、ボイリング被害抑止工法の施工と経済性について記し、従来の液状化対策と比べ、施工期間は40%以上短縮され、打設コストは1/5～1/10程度に抑制されることを示した。

本工法は、新たな概念に基づく液状化被害抑止技術<sup>37)</sup>として、従来の液状化層ではなく、非液状化層に人工排水材を敷設することで、液状化層から上層の非液状化層への過剰間隙水圧の伝播を防ぎ、もって液状化に伴う噴砂・ボイリング被害を抑止する新技術である。巨大地震時に港湾・空港・海岸等施設における道路面ならびに地表の変状を抑制し、地震後の緊急車両の通行可能性や荷さばき地の利用可能性を大幅に高めると共に、コスト面でも有利な対策方法であり、広域のボイリング・噴砂・舗装被害を有効かつ経済的に抑止することから、今後の幅広い普及・展開が期待される。

本報告の付録として、人工排水材を用いたボイリング被害抑止工法の設計用チャートを添付しており、本工法の技術マニュアル資料<sup>38)</sup>と共に、参照されたい。

## 謝辞

本研究は、港湾空港技術研究所とDEPP工法研究会の共同研究の枠組みで実施したものである。同研究会所属の各機関から多大な協力をいただいた。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- Housner, G. W.: The mechanism of sandblows. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 48, pp. 155-161. 1958.
- Ambraseys, N. and Sarma, S.: Liquefaction of soils induced by earthquakes. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 59(2), pp. 651-664. 1969.
- Fiegel, G. and Kutter, B. L.: Liquefaction mechanism for layered soils. *J. Geotech. Eng.*, 120(4), pp. 737-755, 1994.
- Kokusho, T.: Water film in liquefied sand and its effect on lateral spread. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 125(10), pp. 817-826, 1999.
- Seed, H. B. and Booker, J. R.: Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. *J. Geotech. Eng. Div.*, 103(7), pp. 757-768, 1977.
- Boulanger, R. W., Idriss, I. M., Stewart, D. P., Hashash, Y. and Schmidt, B.: Drainage capacity of stone columns or gravel drains for mitigating liquefaction. *ASCE Geotech. Spec. Pub.*, 75, pp. 678-690. 1998.
- Brennan, A. J. and Madabushi, S. P. G.: Effectiveness of vertical drains in mitigation of liquefaction. *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, 22(9-12), pp. 1059-1065. 2002.
- Brennan, A. J. and Madabhushi, S. P. G.: Liquefaction and drainage in stratified soil. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131(7), pp. 876-885, 2005.
- 佐々真志・山崎浩之・後藤佑介・深津圭佑・菊池喜昭・野津厚：地震動の連成による砂質地盤の液状化機構と予測・対策の安定性，土木学会論文集 B3, Vol. 70, No.2, pp. 912-917. 2014.
- 佐々真志・後藤佑介・深津圭佑・菊池喜昭・山崎浩之：互層地盤の液状化特性とSCP対策効果，土木学会論文集 B3, Vol. 70, No.2, pp. 918-923. 2014.
- 小林孝彰・佐々真志・渡辺啓太・山崎浩之：連続した地震動作用下の地盤液状化に関する実験と解析，土木学会論文集 B3, Vol. 71, No.2, pp. 1101-1106. 2015.
- Sassa, S. and Yamazaki, H.: Simplified Liquefaction Prediction and Assessment Method Considering Waveforms and Durations of Earthquakes. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 143(2), doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001597, 04016091. 2017.
- DEPP工法研究会：DEPP工法技術資料，2011.
- 宮島ら：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による港湾施設等被害報告，港湾空港技術研究所資料 No.1291. 2015.
- 佐々真志，山崎浩之，林健太郎，吉岡保弘：人工排水材を用いた液状化伝播・ボイリング被害抑止工法の研究，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.73, No.2, pp.I\_276-I\_281, 2017.
- Sassa, S., Sekiguchi, H. and Miyamoto, J.: Analysis of progressive liquefaction as a moving boundary problem. *Géotechnique*, 51(10), pp. 847-857. 2001.
- Nguyen Binh, 佐々真志，山崎浩之，上野一彦：人工排水材による液状化時のボイリング被害抑止工法の解析と実験，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.75, No.2, pp.I\_235-I\_240, 2019.
- 宝福拓，大良慎平，桑野二郎，桑野玲子：液状化に起因する舗装亀裂からの噴砂発生メカニズム，第49回地盤工学研究発表会，No.826, pp.1651-1652, 2014.
- 堀内佑樹，桑野玲子：液状化による道路路面への噴砂に関する検討，生産研究，68巻，4号，pp. 307-310, 2016.
- Nguyen, B., 佐々真志，上野一彦，浅田英幸，田代聡一：人工排水材による液状化時のボイリング被害抑止工法の地表面変状抑制効果の検証，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol. 78, No. 2, pp. I\_577-I\_582, 2022.
- Nuradi, A.P., Sassa, S., Nguyen, B. and Ueno, K.:

- Dynamic centrifuge model tests on the application of drain method to prevent sand boil due to liquefaction, JSCE 2020 Annual meeting, No.III-120, 2020.
- 22) Nuradi, A.P., Nguyen, B., Ueno, K., Asada, H., Yamauchi, Y. and Suzuki, T.: Permeability behavior of drain materials used for preventing sand-boil due to liquefaction, JSCE 2021 Annual meeting, CS2-07, 2021.
- 23) 石川敬祐, 安田進: 東北地方太平洋沖地震による東京湾岸エリアの噴砂特性に関する考察, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), 68 巻, 4 号, pp. I\_274-I\_281, 2012.
- 24) 岩原克仁, 竹信正寛: 移動式荷役機械等の走行性能に着目した荷さばき地における地震時の性能規定に関する設定事例, 国土技術政策総合研究所資料, No.1315, 2025.
- 25) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soil and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 26) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquakes, *Proc. 11th Int. Conf. on S.M.F.E*, Vol.1, pp.321-376, 1985.
- 27) 田代聡一, 浅田英幸, 上野一彦, 片山遥平, 佐々真志: 人工排水材を用いたボーリング被害抑止工法の有効応力解析と設計フローについて, 土木学会論文集, Vol. 81, No. 18, 25-18150, 2025.
- 28) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.35, No.3, pp.360-392, 2011.
- 29) 上田恭平, 白可, 井合進: 不飽和水平成層地盤の地震時挙動に対する簡易三相系解析の適用性, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 74, No. 2, pp.130-143, 2018.
- 30) 田代聡一, 浅沼丈夫, 大野康年, 林健太郎: 大規模地震時における水平成層地盤を対象とした過剰間隙水圧消散工法の排水効果の定量評価, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 71, No. 4, pp.I\_145-I\_158, 2015.
- 31) 田代聡一, 井合進: 人工材ドレーンを用いた液状化対策地盤の地震時変形抑制効果に関するひずみ空間多重せん断モデルによる解析的研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.73, No.4, pp.I\_385-I\_403, 2017.
- 32) Tashiro, S., Asada, H., Ueno, K., Katayama, Y. and Sassa, S.: Numerical study on a countermeasure principle using artificial drainage material against sand boil damage caused by liquefaction during earthquakes, *Proc. 8th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol. 10, Issue 25, pp. 924-929, 2024.
- 33) 国土交通省港湾局: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2018.
- 34) 岩崎敏夫, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田進: 地震時地盤液状化の程度と予測について, 土と基礎, Vol. 28, No. 4, pp.23-29, 1980.
- 35) 日本道路協会: 道路土工共同溝設計指針, 1986.
- 36) 浅田英幸, 上野一彦, 赤金秀孝, 山内義文, 佐々真志: 人工排水材を用いたボーリング被害抑止工法の開発, 基礎工, Vol. 50, No.12, pp. 88-93, 2022.
- 37) 佐々真志: 港湾空港の液状化対策の現状, 基礎工, Vol.49, No.5, pp.22-25, 2021.
- 38) 人工排水材を用いたボーリング被害抑止工法 (SBDS 工法) 技術マニュアル資料. DEPP 工法研究会 <https://www.depp-koho.jp/>

付録A：人工排水材を用いたボーリング被害抑止工法の設計用チャート

