

液状化地盤中の部分浮き矢板(PFS 矢板)の耐震性に関する遠心模型実験

飛田 哲男¹・阿江 祥吾²・妙中 真治³・石原 行博⁴・大谷 順⁵

¹正会員 関西大学 環境都市工学部都市システム工学科 (〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35)
E-mail:tobita@kansai-u.ac.jp

²関西大学 環境都市工学部都市システム工学科 (〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35)
E-mail:k354481@kansai-u.ac.jp

³正会員 日本製鉄株式会社 技術開発本部 鉄鋼研究所 (〒293-8511 千葉県富津市新富 20-1)
E-mail: taenaka.2m2.shinji@jp.nipponsteel.com

⁴正会員 株式会社技研製作所 科学課 (〒781-5195 高知市布師田 3948 番地 1)
E-mail: ishihara@giken.com

⁵正会員 熊本大学大学院 先端科学研究部 (〒860-8555 熊本市中央区黒髪 2 丁目 39 番 1 号)
E-mail: junotani@kumamoto-u.ac.jp

盛土構築等による地盤変状を合理的に抑制する鋼矢板工法である「PFS 工法」に着目し、PFS 矢板の支持層への根入れ深さが矢板の動的挙動および地盤変状抑制効果に与える影響について調べる。PFS 矢板は支持層に根入れする「着底矢板」と根入れしない「浮き矢板」で構成される。本研究では、動的遠心力載荷模型実験により、所定の PFS 矢板の粘土地盤（支持層）への根入れ深さの影響について考察する。実験結果より、浮き矢板を根入れした場合には、根入れしない場合と比べて、地震による盛土部の地盤沈下を 47% 未満に抑制し、矢板の側方変位を 35% 未満に抑制した。また、前者は後者より矢板降伏までの余裕も大きいため、矢板着底部をすべて支持層に根入れさせることで耐震性を大幅に向上させることができると言える。

Key Words: *Partial Floating Sheet-pile (PFS), liquefaction, earthquake, centrifuge modelling*

1. はじめに

盛土構築等による周辺地盤の沈下および側方流動の抑制を目的とする軟弱地盤対策工法の一つとして鋼矢板工法が用いられている。この工法は応力遮断工法とも呼ばれ、鋼矢板を盛土の法尻部に貫入させることで、盛土と周辺地盤との間に力学的な不連続状態を形成し、周辺地盤の変形を抑制することを目的とした工法である¹⁾。

その工法の中でも、全着底鋼矢板工法（図-1(a)）はすべての鋼矢板を支持層まで打設するため地盤変状抑制効果は高いが、熊本平野などの軟弱層が厚く支持層が深い地盤条件では、鋼矢板の貫入が難しいため施工性が悪化し、また鋼矢板の必要量が増えるため経済性も悪化してしまうといった問題点がある。一方、フローティング鋼矢板工法（以下では「浮き矢板工法」）（図-1(b)）は鋼矢板を支持層まで貫入させないため施工性と経済性は良いが、鋼矢板自身の沈下が予想されるため、全着底鋼矢板工法ほど高い地盤変状抑制効果は期待できない。そこで、支持層まで貫入する着底鋼矢板と支持層まで貫入しない浮き鋼矢板を組み合わせることで、地盤変状抑制効

果を確保しつつ施工性、経済性を向上させることを目的とした PFS 工法（Partial Floating Sheet-pile method）（図-1(c)）が提案され、熊本平野などで用いられている²⁻⁴⁾。

PFS 工法の地震時の地盤変状抑制効果に着目した研究は柏木(2019)⁵⁾、井上(2019)⁶⁾が挙げられる。それぞれ粘性土地盤、粘土砂互層の模型地盤を作成し、無対策、全着底工法、PFS 工法の 3 ケースを遠心模型実験によって比較した結果、PFS 工法の地震時地盤変状抑制効果が確認された。

本研究では、遠心力載荷装置により、PFS 矢板（浮き部長さ 6 m、幅 9.8 m、着底部長さ 10 m、幅 5 m）を対象に、PFS 矢板の根入れが、①浮き矢板根入れ 1 m かつ着底部根入れ 5 m (Case 1)、②浮き矢板根入れ 0 m かつ着底部根入れ 4 m (Case 2)、③矢板浮き根入れ 0 m かつ着底部根入れ 2 m (Case 3)の 3 ケースについて実験を行い、PFS 矢板の地震時挙動について考察する。また、実験結果をもとに地盤沈下量や鋼矢板の曲げモーメントを算出し、地盤変状抑制効果について検討する。

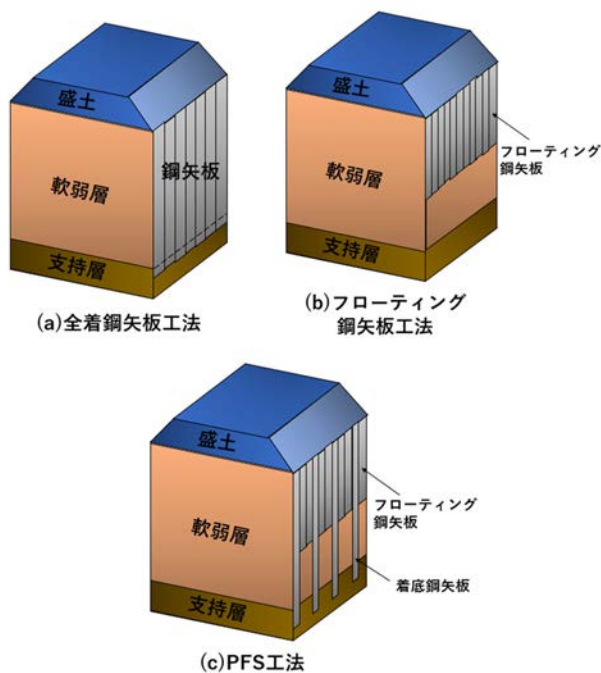


図-1 種々の対策工の概要

2. 遠心力载荷装置と実験模型

(1) 遠心力载荷装置と相似則

大規模な構造物の挙動を把握するために縮小模型を用いて実験を行うことがある。しかし、土の応力-ひずみ関係は拘束圧依存性を示すため、模型実験を通常の重力場（1G 場）（ここで、G は重力加速度 $G=9.8\text{m/s}^2$ ）で行うと自重による拘束圧の違いのため実物の挙動を把握できない。そこで、遠心力载荷装置により幾何学的に $1/N$ 倍した模型に重力加速度の N 倍の遠心加速度を作用させることによって、実物と同じ応力状態を再現する。このようにして大規模な土木・建築構造物の挙動を縮小モデルで再現する実験を遠心模型実験という。本研究では関西大学にある有効半径 1.5m のビーム型遠心力载荷装置を用いる。

相似則とは、実物に対する模型の縮尺と種々の物理変数の間に成り立つ関係のことである。遠心場における相似則を表-1⁷⁾に示す。ただし、この相似則は、遠心場で $N G$ であれば間隙水の粘性を N 倍するように調節することによって時間の相似則を満足する。本研究では $50G$ の遠心場（ $N=50$ ）で実験を行う。

(2) 実験模型、実験ケース

以下では、PFS 矢板の地盤支持層への根入れ深さが矢板の動的挙動および地盤変状抑制効果に与える効果を調べるために行った遠心模型実験について述べる。なお、特に断りがない場合、実スケール（プロトタイプ）の物理変数を記載するものとする。また、本研究で得られる結果を比較するため Case 1（図-2）については井上(2019)⁶⁾の実験結果を用いる。それに伴い、各種材料、模型および地盤作成方法は井上(2019)に準ずるものとなっている。

表-1 遠心場における相似則⁷⁾

項目	実物	模型
密度	1	1
寸法	1	$1/N$
変位	1	$1/N$
速度	1	1
遠心加速度	1	N
加振加速度	1	N
質量	1	$1/N^3$
力	1	$1/N^2$
応力	1	1
ひずみ	1	1
時間（静的）	1	$1/N^2$
時間（動的）	1	$1/N$

後述する PFS 矢板模型の側面図を図-2 から図-4 に示す。層厚の異なる 3 ケース（表-2）、いずれも下部に粘土地盤、上部に砂地盤（地盤全体の厚さ 10.0 m、幅 22.5 m、奥行き 10.0 m）とした模型地盤に対し実験を行い、矢板の動的挙動および地盤変状抑制効果を比較する。検討した実験ケースは、Case 1：浮き矢板の根入れ深さが 1 m かつ着底部の根入れ深さが 5 m、Case 2：浮き矢板下端深度と粘土層上端深度を一致させ、かつ着底部の根入れ深さ 4 m、Case 3：浮き矢板の粘土地盤への根入れはなく着底部の根入れ深さ 2 m の 3 ケースである。模型縮尺は 50 分の 1 とし、 $50G$ 場にて実験を行う。また、本実験はすべて盛土中心軸を対称軸とする半断面模型とする。

PFS 矢板模型（写真 1）はステンレス製の板を使用する。浮き部は高さ 6 m、幅 9.8 m、着底部は高さ 10 m、幅 5 m とし、曲げ剛性が U 形鋼矢板 3 型を嵌合したものと同様になるように厚さ（モデルスケール：1.2 mm）を決定している。また、この矢板模型は厚さ 5 mm（モデルスケール）の金属製の底板に溶接している。土槽に固定できるように、底板の長辺は土槽の幅と概ね一致し、長さを調整するネジを取り付けている。また、底板の短辺は 100 mm（モデルスケール）であり、対して土槽の奥行きは 200 mm（モデルスケール）であることから、底板の両脇に粘性土が充填されるが、底板の厚さが実験模型の高さに比べて十分に小さいため、この部分の土の影響は無視し z 軸の原点を底板上面に取った。

盛土部は盛土荷重を再現するため底面に生ゴムを接着したステンレス製の板を使用し、10 kPa の分布荷重を地盤に作用させる。

計測項目は、図-2 から図-4 に示すように地盤内の加速度 4 点（Acc 1~4）、水圧 4 点（P1~P4）、矢板の鉛直方向のひずみを表裏合わせて 10 点（SG1~SG10）、地表面の沈下量 21 点、鋼矢板の天端側方変位 5 点とする。加速度計は地盤内部、水圧計は地盤中の土槽背面に設置し、ひずみ計は矢板両面に貼る。各種計測器の高さは図-2 から図-4 に示

す通りである。

なお、表-2の実験ケースに示すように入力加速度の最大振幅は、Case 1では 1.7m/s^2 、Case 2およびCase 3では 1.0m/s^2 となった(図-5)。また、3ケースの圧密後の相対密度の実測値は、Case 1が60.3%、Case 2が51.9%、Case 3が45.4%となった。これらの差は、液状化地盤作成の際に生じたと考えられる。

表-2 実験ケース

	矢板根入れ深さ(m)		液状化地盤	入力地震動
	Floating部	着底部	相対密度(%)	振幅(m/s^2)
Case1	1.0	5.0	60.3	1.7
Case2	0.0	4.0	51.9	1.0
Case3	0.0	2.0	45.4	1.0

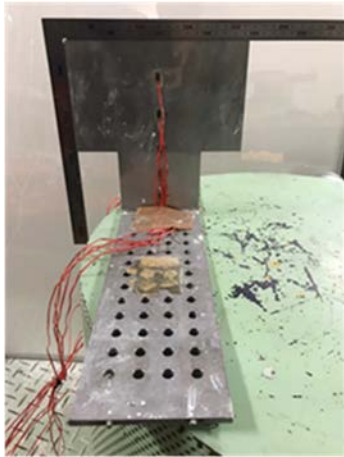


写真-1 PFS 矢板模型

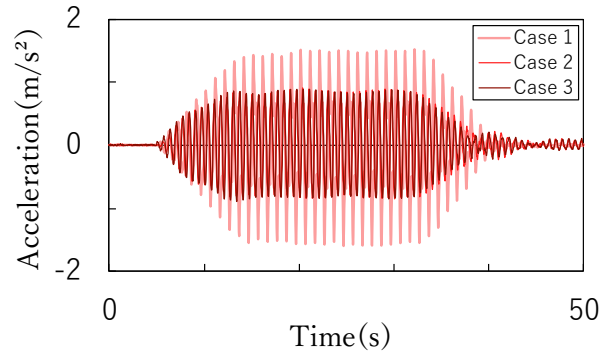


図-5 入力地震動

(3) 実験手順

本研究ではCase 2(図-3)とCase 3(図-4)について実験を行った。実験手順は以下の通りである。

- ① ひずみゲージを貼付した矢板模型を土槽に設置する。
- ② 人工粘土(詳細は後述)を作成し既定の高さより少し多めに土槽内に詰めて4日間養生する。
- ③ 規定の高さまで粘土を削り、所定の位置に加速度計、水圧計を設置する(写真-2)。このとき水圧計のフィルターを外し、内部に粘性流体を満たしておく。
- ④ 粘性流体を土槽に注入し、土槽を遠心力载荷装置に設置する。
- ⑤ 所定の豊浦標準砂を用意し、水中落下法によって液状化地盤を作成する(詳細は後述)。
- ⑥ 土槽内の余分な粘性流体をすくい取り、盛土模型を設置する(写真-3)。
- ⑦ 計測器を遠心力载荷装置のコネクターに接続し、地表面高さと鋼矢板天端位置を定規で計測する。
- ⑧ 計測データのゼロ点(バランス)をとる。その後、遠心力载荷装置を稼働し、50G場で5分間圧密を行う。また、その時の水圧計の値を記録しておく。
- ⑨ 遠心力载荷装置を一時停止させ地表面の高さと鋼矢板天端位置を定規で計測する。
- ⑩ 振動台を駆動させるため、遠心力载荷装置の蓄圧タンクにホースをつなぎ蓄圧する。
- ⑪ 遠心力载荷装置を再び50G場に設定し、加速度計、水圧計のバランスを取った後、各種計測器の記録を開始し、地震動を入力する。
- ⑫ 遠心力载荷装置停止後、地表面の高さおよび鋼矢板天端位置を定規で計測する。

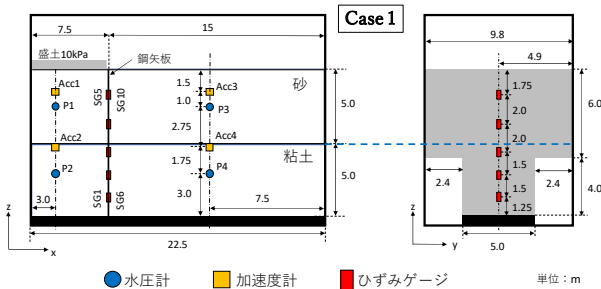


図-2 Case 1の模型地盤の概要

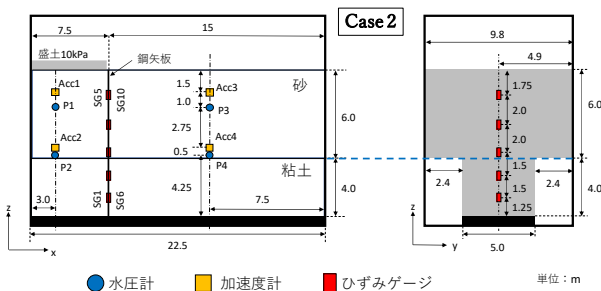


図-3 Case 2の模型地盤の概要

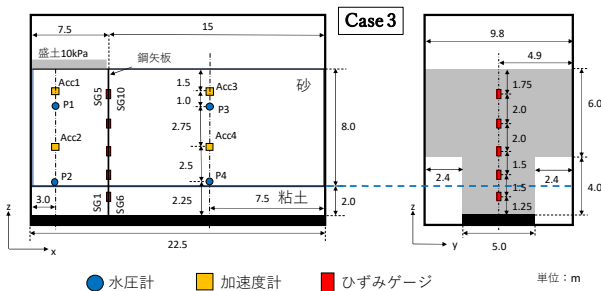


図-4 Case 3の模型地盤の概要

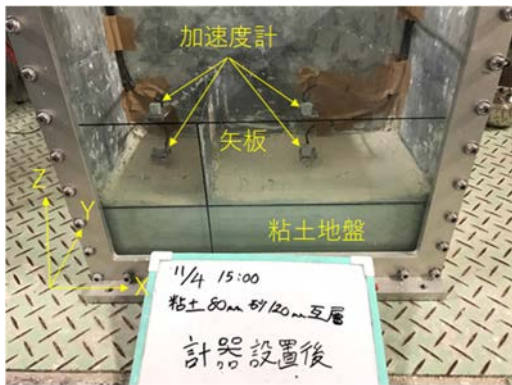


写真-2 粘土地盤養生後および計測器設置後

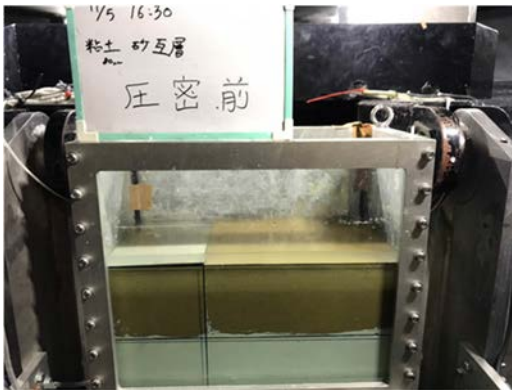


写真-3 緩詰め飽和砂地盤作成後および圧密前

(4) 粘土地盤作成

本実験では、地盤作成後（圧密後）に矢板を地盤に貫入させることができないため、来島(2018)⁸、井上(2019)⁹にならい過圧密状態の人工粘土を作成する。材料はカオリン（ゾーストーン BHS）と石膏（下村石膏株式会社）と純水（関西大学所有のカートリッジ純水器を用いて精製）である。配合は重量比で水/石膏=0.4の材料 A と、水/カオリン=0.8の材料 B とし、A と B の配合比は A : B = 0.1 : 0.9 である。

作成手順は、まずカオリンと石膏を攪拌機で均質になるまで攪拌バケツの中で混ぜる。次に純水を入れ、純水投入後から 5 分程度攪拌機で混ぜる。その後、粘土を土槽に移しパイプレーターで粘土に含まれる空気を排出させる。最後に濡れた布で表面を覆い、ラップをすることで乾燥を防ぎ 4 日間養生する。

(5) 粘性流体作成

液状化を伴う実験では、圧密浸透現象と動的現象が連成するため、50G の遠心場において間隙水の粘性が 50 倍となるように調節することによって時間の相似則を満足させる。本実験では、メトローズ（型番 SM-100、信越化学）⁹を用いて、水温が約 20℃で水の粘性の 50 倍となる 50cSt のメチルセルロース溶液を作成する。

作成手順は、まず純水を模型の飽和砂地盤の容積分用意する（後述する水中落下法のため）。次に純水の重量の 2% のメトローズ粉末を用意し、純水に徐々に添加し粉末が固まらないよう攪拌機で十分に混ぜる。このとき、メトローズは冷水溶解性、熱

水不溶性があるため⁹、純水は常温で混ぜる。こうして混ぜた溶液が 100cSt のメチルセルロース 2% 溶液であり、その溶液が 20℃で 50cSt までになるように適宜純水を追加し、回転式粘度計粘度計を用いて粘性を測定する。最後に、脱気装置を用いて粘性流体に含まれる空気を排出させる。

(6) 液状化地盤（緩詰め飽和砂地盤）作成

地盤上部の液状化層には豊浦標準砂（最大間隙比 $e_{max} = 0.983$ 、最小間隙比 $e_{min} = 0.609$ 、土粒子密度 $G_s = 2.661$ ）を用いる。圧密完了時の相対密度の目標値を $D_r = 50\%$ とし、必要な砂の量を (1) 式および (2) 式より決定する。なお、 m : 必要な乾燥砂の量、 V : 模型地盤の体積とする。

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (1)$$

$$m = \frac{G_s V}{1 + e} \quad (2)$$

作成方法は水中落下法を用い、粘性流体で満たした土槽に少しずつ砂を注ぐ。砂の投入が早い場合、砂と空気が地盤内に一緒に入り不飽和地盤になってしまうため注意が必要である。地盤を水中落下法で作成すると相対密度が小さい地盤ができるため、所定の高さに近づけるようにハンマーで土槽を叩き、目標の相対密度に近づける。

3. 遠心模型実験結果

(1) 応答加速度時刻歴

図-6 は各ケースの加速度計 Acc 1 から Acc 4 で計測された応答加速度の時刻歴である。実験ケースに共通して Acc 1 と Acc 2 は盛土下の地盤中、Acc 3 と Acc 4 は自由地盤中にあり、Acc 1 と Acc 3 は地表面から 1.5m、Acc 2 と Acc 4 は地表面から 5.25m の深さにある。Case 1 の Acc 2 と Acc 4 は粘土地盤中、その他の加速度計は飽和砂地盤中にある。

加速度計 Acc 1、Acc 3 は 3 ケース全てにおいて振幅の減衰が生じた。この減衰は、加速度計付近の砂地盤が液状化したことで生じたものである。一方、地表面から 5.25m にある Acc 2、Acc 4 では Case 1 と Case 2 では減衰が生じなかった。Case 3 では Acc 4 に減衰が見受けられる。これは、Case 3 の相対密度が最も小さいために、液状化した深度が他のケースより大きかったためであると考えられる。同程度の深度である Case 3 の Acc 2 で減衰が見られなかったのは、圧密前に盛土模型を置いたことにより地盤が他のケースと同程度にまで締め固められたためであると推測される。

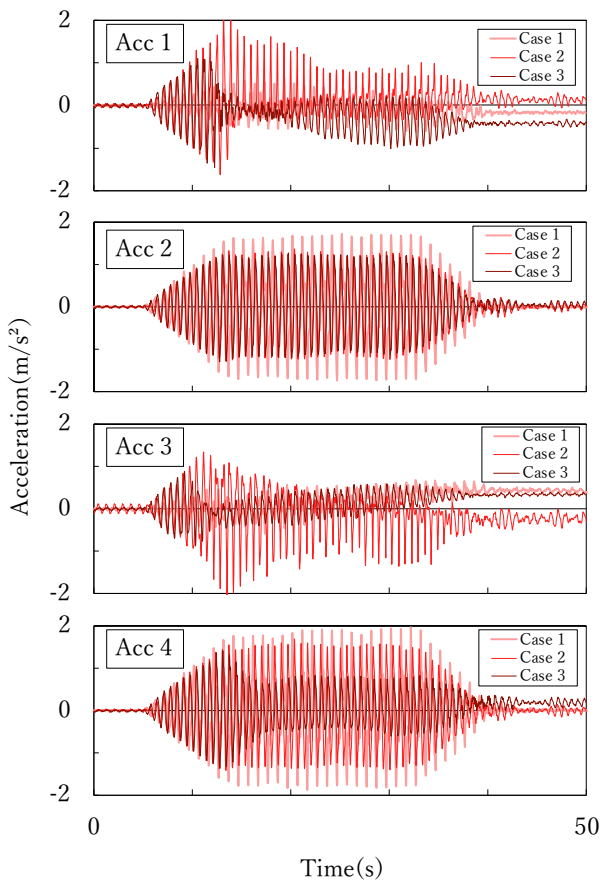


図-6 応答加速度時刻歴

(2) 過剰間隙水圧時刻歴

図-7 から図-9 は各ケースの水圧計 P1 から P4 で計測された過剰間隙水圧の時刻歴である。グラフは加振による過剰間隙水圧を表している。また、青色の水平線は各ケースの水圧計の位置における有効上載圧を示しており、水圧がこれに達するとその地点で液状化が生じたことになる。なお、実験ケースに共通して P1 と P2 は盛土下の地盤中、P3 と P4 は自由地盤中にあり、P1 と P3 は地表面から 2.5m の深さの飽和砂地盤中にある。また、Case 2 の P2, P4 は地表面から 5.75m の深さの飽和砂地盤中、Case 3 の P2, P4 は地表面から 7.75m の深さの飽和砂地盤中にある。なお、Case 1 の P2, P4 は地表面から 7m の深さにあるが、粘土地盤中のため水圧の上昇は見られていない。

水圧計 P1 と P3 の記録より、全てのケースにおいて液状化が生じた事がわかる。これは、前項で述べた加速度計 Acc 1, Acc 3 が液状化挙動を示したことの裏付けとなっており、全ケースで少なくとも地表面から 2.5m の深さまでは液状化したことを示している。一方、Case 2 と Case 3 の P2, P4 では液状化は生じていない。しかし、Case 3 の P4 は他の P2, P4 と比較して有効上載圧に近い値まで水圧が上昇しており、この水圧計より少し浅い所で液状化が生じていたと推測される。

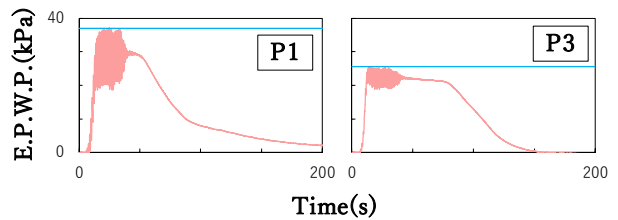


図-7 過剰間隙水圧時刻歴 (Case 1)

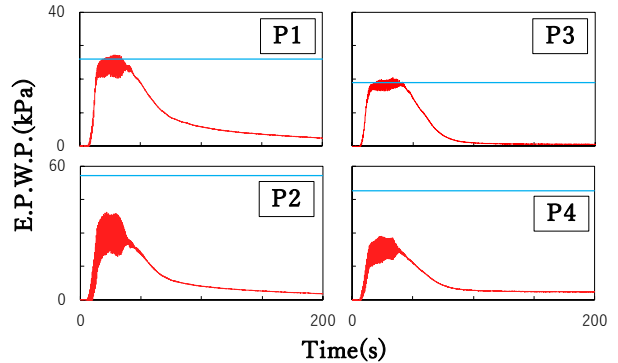


図-8 過剰間隙水圧時刻歴 (Case 2)

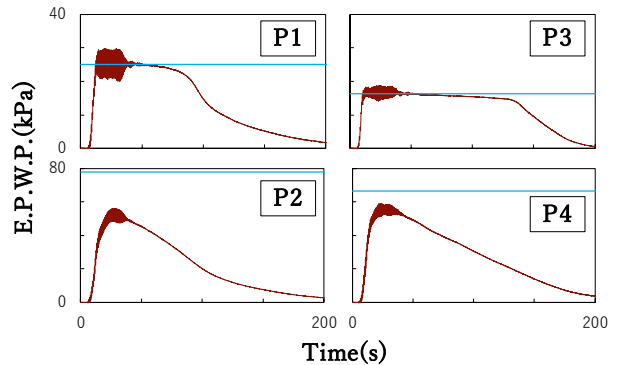


図-9 過剰間隙水圧時刻歴 (Case 3)

(3) 矢板ひずみの時刻歴

図-10, 図-11 は各ケースの PFS 矢板の表裏の同じ深度に添付したひずみゲージで計測されたひずみの時刻歴である。ひずみ計の矢板天端からの深さは、SG5 と SG10 が 1.75m, SG4 と SG9 が 3.75m, SG3 と SG8 が 5.75m, SG2 と SG7 が 7.25m, SG1 と SG6 が 8.75m である。Case 1 の SG10, Case 3 の SG5 はノイズが入り正確に測定出来なかったため、それぞれ同じケースの矢板裏のひずみに-1 を乗じた値をとっている。

Case 1 と Case 2 では浮き部に、Case 3 では着底部に大きなひずみがみられた。また、矢板の最大ひずみの位置は Case 1 では SG3 と SG8 に、Case 2 では SG4 と SG9 に、Case 3 では SG1 と SG6 にみられた。なお、Case 1 と Case 2 の最大ひずみは加振中、Case 3 の最大ひずみは加振後に生じている。また、加振後の残留ひずみが大きいのは Case 1 では SG3 と SG8 のみ、Case 2 では SG3 と SG8, SG4, と SG9, Case 3 では SG1 と SG6, SG2 と SG7 であった。

全ケースに共通する傾向として、SG4, SG5, SG9, SG10の浮き矢板部は、加振中に最大ひずみを生じ、加振後の残留ひずみは加振中のひずみより小さくなるという傾向がみられた。また、SG1, SG2, SG6, SG7の矢板着底部では、加振中はひずみが徐々に増大し、加振後の残留ひずみが最大になるという傾向がみられた。SG3とSG8はほぼ中間部にあたるため、どちらの特徴にも似たような挙動を示している。

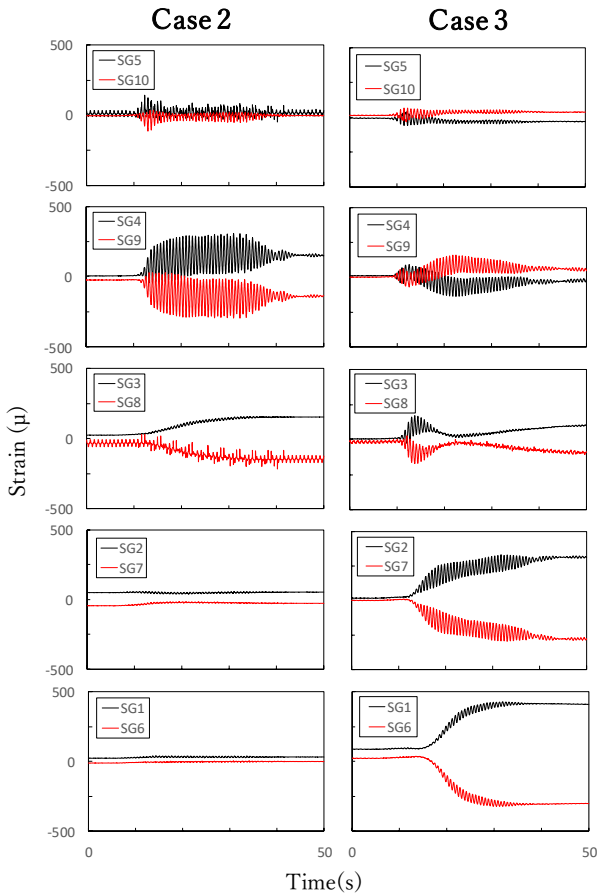


図-10 ひずみ時刻歴 (左: Case 2, 右: Case 3)

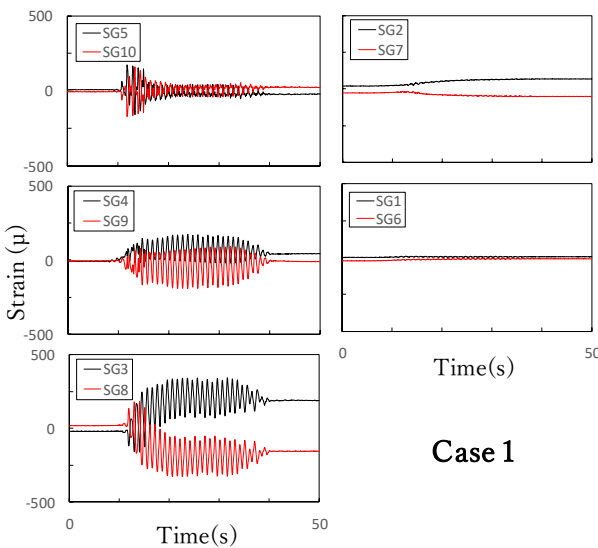


図-11 ひずみ時刻歴 (Case 1)

(4) 鋼矢板天端の変位量

鋼矢板天端の変位量を観測するため、鋼矢板天端のxz方向を圧密前、圧密後、加振後の3回測定した。PFS矢板天端のx方向の変位量を図-12に示す。なお、測定箇所は5カ所である(図-13)。

Case 2とCase 3を比較すると、xz方向のどちらにも共通して、圧密後の値はほぼ差がないのに対し、加振後はCase 3のほうが大きく移動していることがわかる。Case 3では、Case 2と比較すると、x(水平)方向の移動量は圧密後では1.3倍、加振後では2.9倍となった。すなわち、液状化層厚が約1.3倍のとき、矢板天端の水平変位量が約3倍となった。

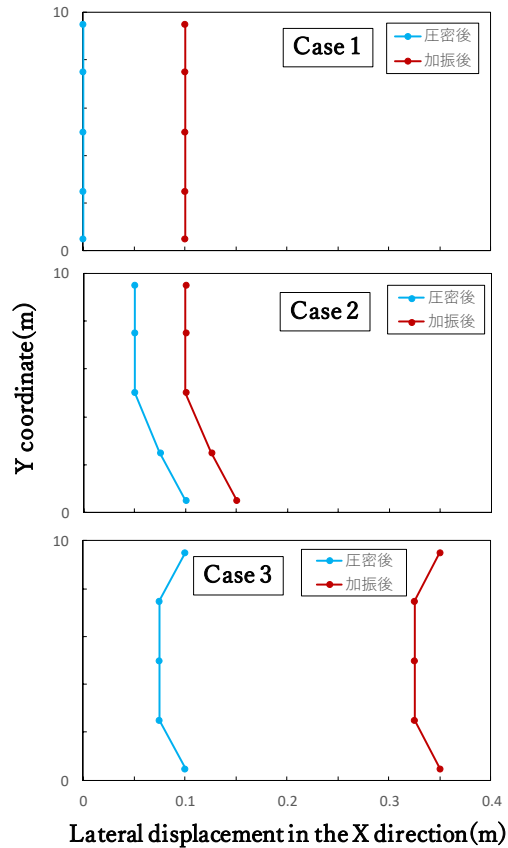


図-12 PFS 矢板天端の側方変位

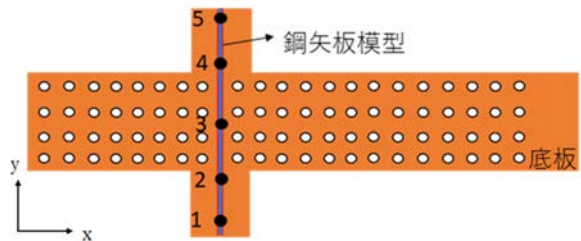


図-13 鋼矢板天端部の測点位置

(5) 地表面沈下量

地表面の変位を観測するため、地表面の高さを圧密前、圧密後、加振後の3回測定した。測定箇所は21カ所である(図-14)。盛土模型上の地表面は盛土模型につけた測点を目印にxyz方向を、自由地盤上の地表面はxy座標を固定しz方向のみを測定した。

また、遠心模型実験における半径方向の遠心加速度の違いによって模型地表面が円弧状となり、中央部から離れるほど実スケールの挙動との誤差が大きくなるため、図-15のように補正を行った。

その結果、図-16に示すように、圧密後から加振後の沈下量平均値について、Case 1とCase 2を見ると、盛土部の変動量と自由地盤の変動量の差はほぼないということが読み取れる。この差は、図-17に示す概念図の青色の沈下量と緑色の隆起量を足した高さと同程度であり、この値が大きくなるほど盛土下部地盤のすべり量が多いことを示し、また矢板に大きな応力が作用していることを示す。つまり、Case 1とCase 2は矢板にかかる応力が同程度であったと推測できる。このことは、図-12の鋼矢板天端の変位に差がないことからわかる。まとめると、Case 1とCase 2の入力地震動および相対密度の差を考慮した地震時地盤条件は、地表面沈下量の差からCase 1のほうがわずかに悪い条件であったと考えられるが、矢板に作用する応力および矢板の変状は同程度であったと推察される。

同様にCase 2とCase 3を比較すると、全体の地表面沈下量平均は同程度であったが、盛土部と自由地盤の沈下量の差はCase 2は0.13mであるのに対し、Case 3は0.30mと2.3倍の値となっており、Case 3の方が矢板に作用する応力が大きかったものと推測できる。このことは、図-12より鋼矢板天端の変位はCase 3がCase 2の2.9倍と大きくなっていることと調和的である。まとめると、Case 2とCase 3の地震時地盤条件はほとんど同程度であったが、Case 3のほうが盛土部がより沈下し、矢板の変状はより大きいことがわかる。

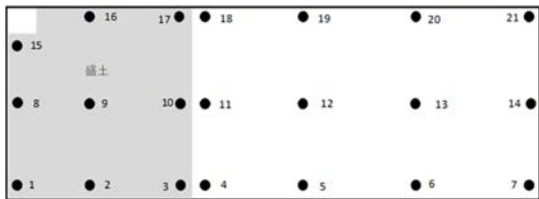


図-14 地表面の測点位置

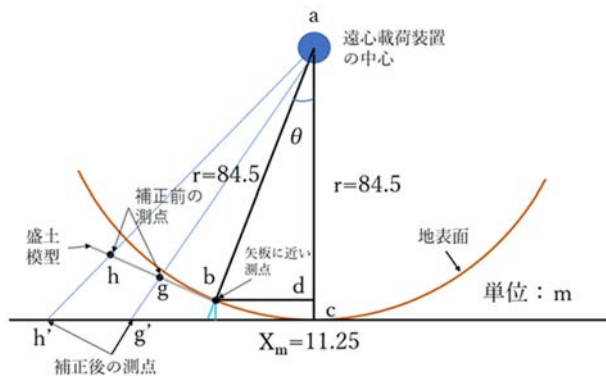


図-15 盛土部を考慮した地表面補正方法

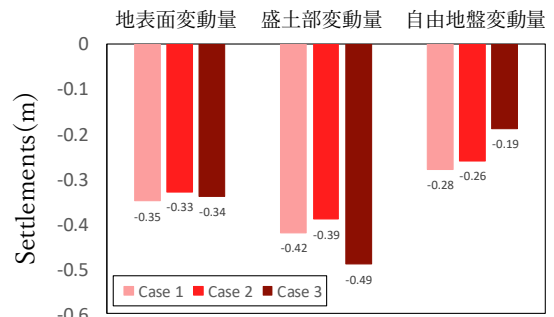


図-16 圧密後から加振後の沈下量平均

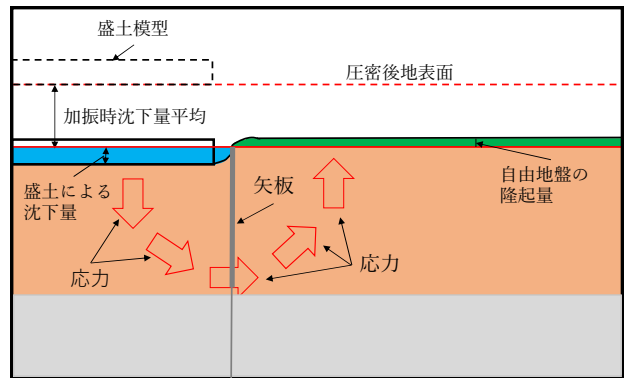


図-17 地盤変状の概念図

(6) 曲げモーメント

a) 最大曲げモーメント

各ケースの矢板最大曲げモーメントについて調べる。Case 1とCase 2は加振中に最大ひずみが生じているため、最大ひずみが生じた時間におけるひずみ計測値を用いる。また、Case 3は加振後に最大ひずみが生じたため、加振終了後の5秒間を平均した値を最大ひずみの計測値として用いる。

各ケースの計測値から算出した最大曲げモーメント分布図を図-18に示す。Case 1, 2は浮き部、Case 3は着底部で最大曲げモーメントが生じた。Case 3はCase 1, Case 2と比べると最大曲げモーメントの値は小さいが、図-19に示すように、Case 3のみ矢板幅の小さい、すなわち全塑性モーメントの小さい着底部に最大曲げモーメントが現れているため3ケースの中では最も危険であるといえる。

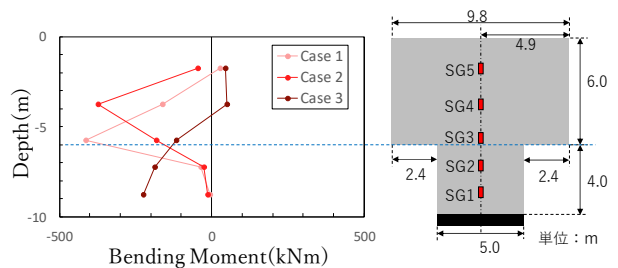


図-18 最大曲げモーメント

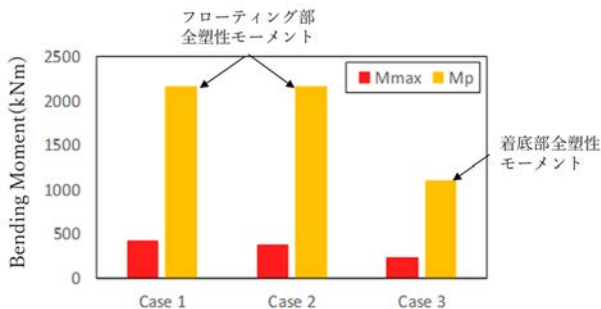


図-19 最大曲げモーメントと全塑性モーメント

b) 加振後曲げモーメント

各ケースの加振終了後の曲げモーメントについて調べる。全ケースとも加振終了後の5秒間を平均した値を残留ひずみの計測値として用いる。なお、Case 3 については加振後に最大ひずみを生じたため、残留ひずみと最大ひずみは同一の値である。

各ケースの計測値から算出した加振後曲げモーメント分布図を図-20 に示す。Case 1, Case 2 の加振後曲げモーメントの最大値は、加振中の最大曲げモーメントの半分程度となった。

加振後曲げモーメントの最大値の位置は Case 1 は SG3 と SG8 に、Case 3 は SG1 と SG6 にあり、Case 2 は SG3 と SG8 と SG4 と SG9 の間にあると推測される。根入れが深い Case 1 のほうが Case 2 より深い深度で曲げモーメントの最大値が生じたのは、入力地震動の差によるものと考えられる。曲げモーメントの最大値の位置が深い順に Case 3, Case 1, Case 2 となり、これは図-17 の盛土部地表変動量の大きい順、または盛土部と自由地盤の地表沈下量の大きい順に一致する。以上より、盛土地盤が沈下するほど地盤内の応力は大きく、かつ深い地点に及ぶため、矢板の加振後曲げモーメントの最大値もより深部に及ぶと考えられる。

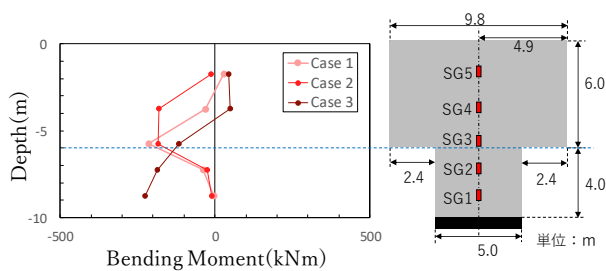


図-20 加振後残留モーメント

(7) 矢板のたわみ

加振後の曲げモーメントの値から算出した矢板のたわみ図を図-21 に示す。Case 1 は深度 6.5m, Case 2 は深度 5 m 付近、Case 3 は深度 8 m 付近で盛土外側へのたわみが大きくなっている。Case 2 と Case 3 を比較すると、Case 2 は浮き部 (0~6m)、Case 3 は着底部 (6~10m) で最大たわみを生じており、その値は Case 3 が Case 2 の約 1.3 倍となっている。また、深さ 8m 地点のたわみに着目すると Case

3 は Case 2 の約 4.2 倍となっており、矢板着底部で大きな負荷がかかっていることがわかる。

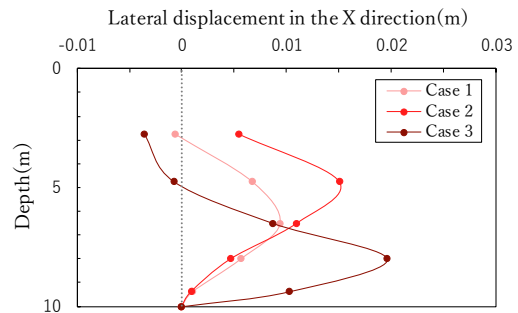


図-21 矢板のたわみ

4. まとめ

PFS 矢板の支持層への根入れ深さが矢板の地震時地盤変状抑制効果に及ぼす影響を、遠心模型実験により調べた。本研究より以下のことが明らかになった。

PFS 矢板のひずみについて、①浮き矢板では加振時に最大となり加振終了時は減少している。また、②着底部は加振時に緩やかに上昇し加振終了直後に最大となる。

地表面沈下量について、③盛土部と自由地盤の沈下量の差が大きいほど矢板の側方変位量も大きくなる。④液状化層厚が 8m と最も厚い Case 3 が最大となった。

曲げモーメントについて、⑤液状化層厚が最も厚い Case 3 では、着底部で最大曲げモーメントが生じた。着底部の矢板は細いため、降伏までの余裕が小さいので注意が必要である。

以上より、矢板着底部をすべて支持層に根入れさせる (Case 1 と Case 2) ことで、着底部を半分しか支持層に根入れさせない場合 (Case 3) と比べて、地震による盛土部の地盤沈下を 47% 未満に抑制し、矢板の側方変位を 35% 未満に抑制した。また、矢板着底部をすべて支持層に根入れさせることで、地震によって生じる最大曲げモーメントの位置は全塑性モーメントが大きい浮き部となり、矢板降伏までの余裕も大きくなることがわかった。

謝辞

本研究は、国際圧入学会 TC3「PFS 工法の適用条件の拡大と地震時挙動評価に関する技術委員会」から技術的支援ならびに研究助成を頂いた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) PFS 工法研究会：PFS 工法 部分フローティング鋼矢板工法 技術資料，2005
- 2) 江口稔：軟弱地盤対策工としての新形式鋼矢板工法の開発に関する研究，熊本大学修士論文，2002. Harata, N., Otani, J., Ichiai, H., Inda, K., and Okuda, Y.: Countermeasures against settlement of embankment on soft

ground with PFS (Partial Floating Sheet-pile) method, Geotechnics of Soft Soils: Focus on Ground Improvement: Proc. of the Second Inter-national Workshop on Geotechnics of Soft Soils, pp345-352, 2009.

- 3) 小泉勝彦, 平井俊之, 村上巧一, 菅野高弘, 森川嘉之, 二宮裕介, 中山稔: 長短の鋼矢板を組み合わせた矢板壁の遠心模型実験と発生モーメントの解析, 土木学会論文集 A1, Vol. 72, No. 1. pp.1-20, 2016.
- 4) 山本秀平, 笠間清伸, 大野誠, 田辺陽: 種々の鋼矢板工法で補強した河川堤防の平成 28 年熊本地震による被害の分析, 土木学会第 73 回年次学術講演会概要集, pp.15-16, 2018.
- 5) 柏木敬: 粘性土地盤における PFS 工法の動的挙動に関する研究, 関西大学大学院修士論文, 2019
- 6) 井上奈央也: 粘土砂互層における地震時の PFS 工法の有効性に関する研究, 関西大学環境都市工学部卒業論文, 2019
- 7) 谷本俊輔: 遠心力模型実験における相似則. (http://www.pwrc.or.jp/yougo_g/pdf_g/y1211-P055-055.pdf) <閲覧日: 2020 年 1 月 14 日>
- 8) 来島尚樹: 部分浮き矢板 (PFS) を有する堤防の会陰新模型実験と画像解析, 徳島大学工学部卒業論文, 2018.
- 9) 信越化学工業 メトロース® (工業用製品) メトロース®の特徴. (<http://www.metolose.jp/industrial/metolose.html>) < 閲覧日: 2020 年 1 月 16 日 >

