

液状化地盤における PFS 工法の適用性に関する 2 次元有効応力解析

関西大学 学生会員 ○柏木 敬
JR 西日本 非会員 村石 修平
関西大学 正会員 飛田 哲男
熊本大学 正会員 大谷 順

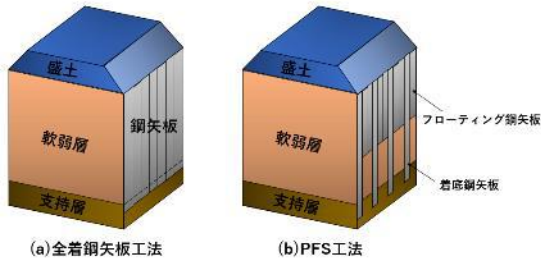


図 1 (a)全着底鋼矢板工法と(b)PFS 工法の概要¹⁾

1. 目的

広い範囲に厚い軟弱粘土層が堆積している地盤において盛土を構築する際に、盛土の沈下とそれに伴う周辺地盤の引き込み沈下が生じることがある。そのような地盤の変形を抑制するために図 1(a)に示すような盛土法尻部に支持層まで到達する鋼矢板を施工し、①応力の水平成分の遮断効果と②沈下抑制効果を期待するという「全着底鋼矢板工法」が用いられる。しかし、深い支持層まで到達する長尺の鋼矢板は施工性、経済性に劣る。そこで、支持層まで打設を行う着底鋼矢板と軟弱層内までの打設に留めるフローティング鋼矢板から構成される PFS 工法(Partial Floating Sheet-Pile Method)が提案されている¹⁾。本工法を用いた地点では、2016 年熊本地震の際、盛土の沈下および周辺地盤の変状が少なかったことが報告されている²⁾。そこで本研究では、2 次元有効応力解析を用いて、着底鋼矢板を有さないフローティング鋼矢板工法と全着底鋼矢板工法、そして PFS 工法を比較し、PFS 工法の液状化地盤に対する地震時地盤変状抑制効果について検証する。

2. 解析方法

解析手法として多重せん断ばねモデルを土の構成則として用いる 2 次元有効応力解析法 FLIP³⁾を用いた。例として全着底鋼矢板工法の解析モデルを図 2 に示す。解析モデルは同時に行った遠心模型実験を基にしており、実寸法は幅 22.5m、高さ 11.5m である。鋼矢板を除いた節点数、要素数はそれぞれ 1080 節点、2024 要素で、1 要素の寸法は端の要素を除き、一辺 0.5m の正方形である。また境界条件として側面を鉛直ローラー、底面を固定境界とした。地盤は液状化層となる軟弱層(高さ 9.5m)と支持層(高さ 2.0m)から成り、地下水面を地表面と一致するとし、各層が飽和状態であるとした。各層ともにカクテルグラスモデルを構成則と用いており、そのパラメータを表 1、表 2 に示す。これらのパラメータは実験結果および簡易設定法⁴⁾を基に決定した。鋼矢板については線形梁を仮定し、モデルの中心から左右にそれぞれ 2.5m に設置している。全着底鋼矢板工法については 10m の長さとし、支持層に 0.5m 根入れし、最下端の節点を地盤節点と結合した。その他の節点についてはジョイント要素を設定した上、x 方向の自由度のみを地盤節点と同一にした。

2 次元解析において PFS 矢板を表現するため、PFS 矢板の 1 ユニット幅に占めるスリット部(着底矢板)の幅の比を d とし、この幅比 d に応じて 5m 以深の着底鋼矢板の断面積、断面二次モーメントを変化させた。ここで、幅比 $d=1.0$ が全着底工法、 $d=0$ がフローティング工法、 $0<d<1$ が PFS 工法に対応する。

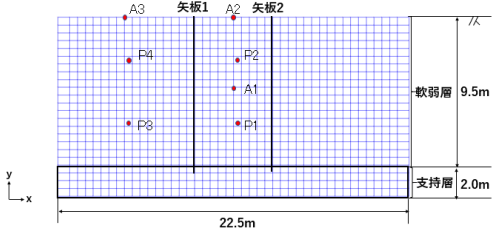


図 2 解析モデル(全着底鋼矢板工法)

表 1 地盤パラメータ

	軟弱層	支持層
N値	7.95	50
平均有効拘束圧 P_a (kPa)	104.28	122.79
初期せん断剛性 G (kPa)	87500	159697
体積弾性係数 K (kPa)	228186	416465
拘束圧依存係数 $mGnk$	0.5	0.5
質量密度 ρ (g/cm^3)	2.28	2.26
間隙率 n	0.454	0.392
粘着力 c (kPa)	0	0
内部摩擦角 Φ_f (度)	34.78	43.56
変相角 Φ_p (度)	28	28
最大減衰定数 H_{max}	0.24	0.24

表 2 液状化パラメータ(軟弱層)

ε_{dc}	0.2	q_1	1
$r\varepsilon_{dc}$	2.5	q_2	0.005
$r\varepsilon_d$	0.07	s_1	1
rk	0.7	c_1	0.005
lk	2	q_{us}	225.9

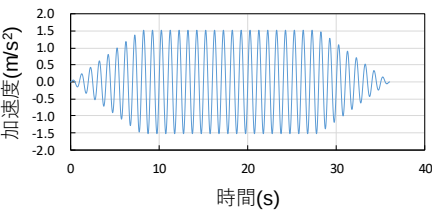


図 3 入力地震動

また盛土荷重として、鋼矢板間の地表面に 20kPa の等分布荷重を作用させ、作用させた節点間の y 方向の自由度を同一とした。解析の順序としては、完全排水条件下で自重解析を行い、その後 10 ステップに分け盛土荷重を作用させ、続く地震応答解析を非排水条件下で行った。入力地震動には図 3 に示すような前後にテーパ部を有する振幅 1.5m/s^2 、振動数 1Hz、継続時間約 35 秒の正弦波を用いた。

3. 解析結果

全着底鋼矢板工法($d=1.0$)およびフローティング鋼矢板工法($d=0$)に対する地点 A1~A3 (図 2) の応答加速度を図 4 に示す。A1 と A3 の応答加速度より 10 秒以後に液状化により振幅が大きく減衰していることがわかる。また盛土直下の地点 A2 では、入力振幅に対し約 2 倍の増幅が見られる。これは盛土荷重による有効応力の増加に起因するものと考えられるが、10 秒以後は液状化によって振幅が減衰している。図 5 に示す地点 P1 における有効応力経路より、両工法において初期偏差応力の値に差はないが、全着底工法の方が偏差応力の変動幅が大きく、少ない繰返しせん断回数で平均有効応力が減少していることがわかる。これが解析に特有の現象なのか、現実想定される現象なのかは実験結果等を踏まえ精査する必要がある。

続いて上で述べた幅比 d を変化させた解析結果について考察する。まず幅比 d と地点 A2 における沈下量の関係 (図 6) より、地震動振幅が等倍 (図 3) の時、フローティング工法($d=0$)の場合に沈下量が最も小さい(0.075m)が、比 d が増加しても沈下量は大きく変化しない。一方、入力地震動の最大振幅を 2 倍に増幅(3.0m/s^2)した場合、フローティング工法($d=0$)の沈下量が最も大きくなり (約 0.115m)、 $d=0.25$ の時に最も小さく (約 0.095m)、幅比 d の増加と共にやや増加する傾向にある。このことから、入力加速度振幅の大きさに依存するものの PFS 工法($0 < d < 1$)は、全着底工法やフローティング工法に比べてわずかではあるが沈下抑制効果が期待できる。最後に幅比 d に対する矢板 1 (図 2) の最上端における側方変位量 (盛土法尻外方向に向かう変位を正) を図 7 に示す。これより鋼矢板の側方変位に対する幅比 d の影響は小さく、ほぼ地震動の大きさだけで決まることがわかる。しかし、別途行った遠心模型実験では、工法によって側方変位量が異なる結果が得られていることから、特に 2 次元解析法による PFS 矢板の設定法について再検討する必要があるものと思われる。

4. まとめ

2 次元解析において PFS 矢板を表現するため、PFS 矢板の 1 ユニット幅に占めるスリット部 (着底矢板) の幅の比を d とし、この幅比 d に応じて 5m 以深の着底鋼矢板の断面積、断面二次モーメントを変化させる方法を提案した。有効応力解析の結果、全着底工法の方がフローティング工法よりも偏差応力の変動幅が大きく、少ない繰返しせん断回数で平均有効応力が減少した。今後、実験結果等を踏まえ今回の解析方法と結果を精査する必要がある。

謝辞：本研究は、IPA 技術委員会(TC3)より助成を受けたものである。記して謝意を表する。

参考文献：1) PFS 工法研究会(2005)：PFS 工法(Partial Floating Sheet-Pile Method) 部分フローティング鋼矢板工法 技術資料。2) 田中恵祐：三次元数値解析による軟弱地盤対策としての PFS 工法の有効性に関する研究，熊本大学修士論文，2012。3) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992): Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15. 4) 森田年一，井合進，Hanlong Liu，一井康二，佐藤幸博(1997)：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法，港湾技研誌，No. 869。

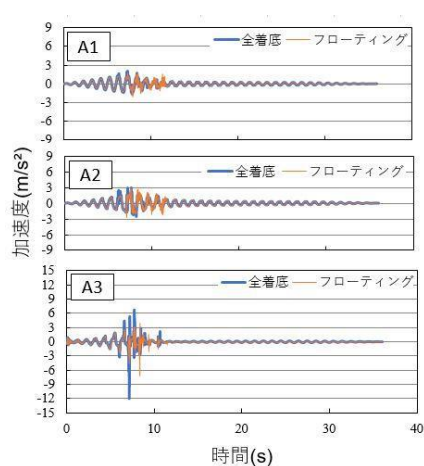


図 4 A1~A3 における応答加速度

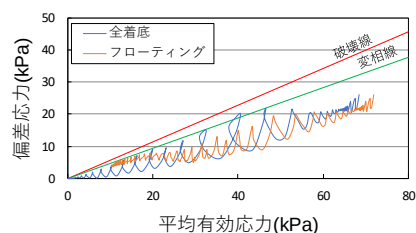


図 5 P1 における有効応力経路

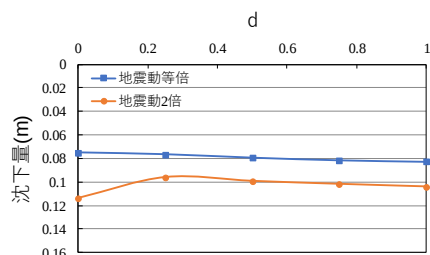


図 6 d と A2 における沈下量の関係

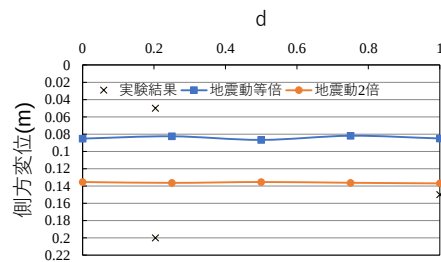


図 7 d と矢板の側方変位の関係