

表層改良した小規模構造物の液状化における沈下量評価

新潟大学大学院 学生会員 ○石原 諒太

新潟大学工学部 正会員 保坂 吉則

新潟大学工学部 正会員 大川 秀雄

新潟大学工学部 正会員 神立 秀明

1. はじめに

住宅等の小規模構造物基礎の性能設計において、液状化の発生をある程度許容したうえで、沈下量を制御する考え方が浸透しつつある。「小規模構造物基礎設計指針(2008年出版)」では液状化対策として、沈下修復工法を挙げており、表層地盤改良、柱状改良がこれに含まれる。いずれも不同沈下を抑制する工法であるが、改良の範囲や仕様の規定がないことから、施工が現場の経験則で行われているため、過大な設計となっている可能性がある。また2011年の東日本大震災において、液状化による沈下被害が多数報告され、その重要性が改めて認識されている。

2. 研究方法

表層改良を想定した振動台模型実験を土と改良体の相互の密度に着目して行い、改良体の沈下計測を行った。つづいて、これをモデル化して二次元有効応力解析プログラムFLIPで再現解析を行い、プログラム適用の妥当性を検討することとした。

2-1. 実験概要

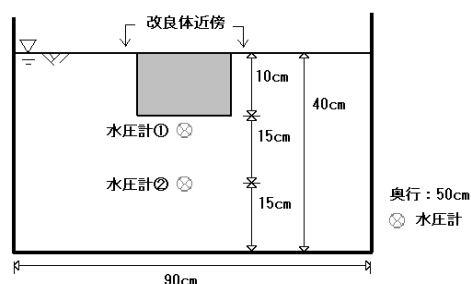


図1. 模型概要図

阿賀野砂($\rho_s = 2.652 \text{ g/cm}^3$)で図1の飽和地盤を作成して振動台実験を行う。改良体模型の根入れ深さは、10cmに固定した。改良で想定した工法はセメント系固化材注入であり、それらを元に算出した改良体密度は $\rho_s = 2.179 \text{ g/cm}^3$ である。実験では、それに上部構造物を加えた

重量に相当する密度($\rho = 2.679 \text{ g/cm}^3$)に設定し、200gal・6Hzの正弦波を用いて10秒間加振した。

2-2. 解析概要

二次元有効応力解析では、模型地盤を図2のようにモデル化し、表1のパラメータで検討を行った。

表1. 土槽実験モデルパラメータ

阿賀野川砂				
せん断剛性係数 G_{ma} (kPa)	372	液状化特性	変相角 ϕ_v	28
体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	970.4		S1	0.005
基準化拘束圧 σ_{ma} (kPa)	9.5		w1	4
飽和質量密度 ρ (g/cm ³)	1.969		p1	0.5
間隙率 n	0.365		p2	0.8
粘着力 c (kPa)	0		c1	2.28
内部摩擦角 ϕ_f (°)	38.5			
ポアソン比 ν	0.33			
最大減衰定数 h_{max}	0.24			
固化処理土				
質量密度 ρ (kg/m ³)	2.679			
ヤング率 E (kPa)	2E+07			
ポアソン比 ν	0.2			

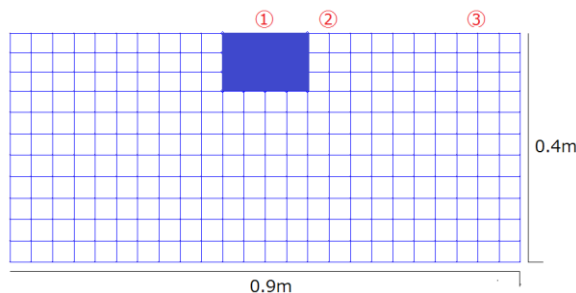


図2. 模型メッシュ概要図

3. 解析結果

模型地盤の解析結果を実験結果との比較を合わせて、以下に示す。

(i) 過剰間隙水圧

間隙水圧比は加振直後に上昇し、実験と解析共に3秒後には全層で液状化が発生した。しかし、上載圧の影響により固化処理土直下は液状化には達しておらず、またその更に下部では、一瞬液状化に達するものの、固化処理土の沈下によって抑えが働き、間隙水圧比が減少する傾向が見られた。

Key Words : 液状化, 表層改良, 沈下

連絡先: 950-2181 新潟市西区五十嵐二の町 8050 番地 TEL025(262)7032 FAX025(262)7032

(ii) 沈下量

沈下は加振継続時間に伴って増加し、加振終了後に停止した。過剰間隙水圧消散に伴う沈下はほぼ見られなかった。固化処理土の鉛直変位は解析値が左端-12.4mm、右端-12.2mmであり、表層地盤では固化処理土端部で-1.38mm、そこから側壁へ向けて隆起が発生し、最大値は土槽側壁付近で6.88mmの値をとった(表2)。改良部は実験結果と概ね整合性が見られたが、側壁付近で大きな隆起が発生した。これは側面の剛な境界条件に鉛直ローラーを設定していることによる、土槽側壁と地盤間の相互作用の影響であると考えられる。

表2.沈下量比較

(mm)	実験結果	解析結果
①	-16	-12.3
②	-5	-1.38
③	-3	6.88

(iii) 加速度

間隙水圧比が液状化に達する直前に、固化処理土において入力波を超える232galの卓越した加速度が観測された(図2)。実験結果でも同様の傾向が確認できる。一方液状化に達すると模型底面で入力された加速度は、浅い層に向かうほど減衰しており、表層付近や固化処理土では30gal相当にまで抑えられている事が確認できた。これは、浅い層ほど地盤剛性が低く、液状化の影響を受けやすいためだと考えられる。実験でも同様の現象が確認できるため、間隙水圧の消散まで免震効果を発揮する事が期待できる。

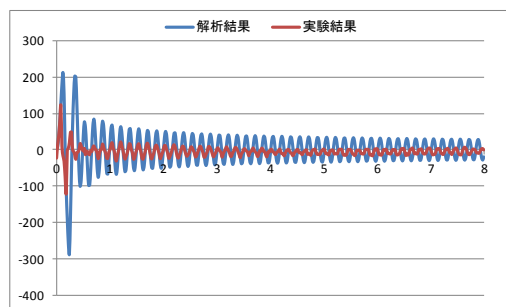


図2.固化処理土 加速度比較

4.実地盤解析

実地盤での再現解析を行う前に、簡単なモデルによる実地盤スケールでの検討として、ベタ基礎、固化処理土($\rho=2.15\text{kg/m}^3$) 固化処理土($\rho=2.5\text{kg/m}^3$)について、飽和状態でのそれぞれ200gal・1Hzの正弦波を5秒間加えた。なお、物性値は表3、メッシュ概要図は図3に示す。表層改良として一般的なものとして固化処理土の改良範囲は、幅10m、根入れ深さ2mとし、一般的な木造二階建て相当

の上載荷重(10kN/m^2)を加えた。ベタ基礎は幅10m、根入れ深さ0mとし、同様に上載荷重を加えた。

表3.実地盤モデルパラメータ

砂層簡易モデル			
せん断剛性係数 G_{ma} (kPa)	25000	液状化特性	阿賀野川砂と同様
体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	65190		
基準化拘束圧 σ_{ma} (kPa)	127.4		
飽和質量密度 ρ (g/cm ³)	2		
間隙率 n	0.4		
内部摩擦角 ϕ_r (°)	40		

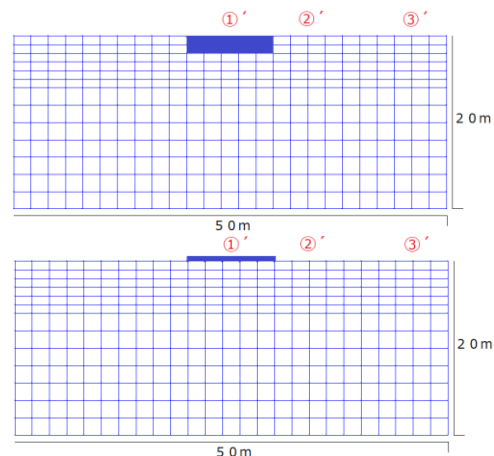


図3.(上)固化処理土(下)ベタ基礎 メッシュ概要図

表4は解析毎の最終的な沈下量であるが、単純に固化処理土の密度が大きい程、地盤全体でより大きな沈下が生じることが確認できる。固化処理土の密度が地盤の飽和密度に近づくほどに、相対沈下量も抑えられていると考えられる。またベタ基礎では、根入れがあるときと比較して、大きな相対沈下量が認められる。

表4.表層沈下量の計算結果

(cm)	固化処理土 ($\rho=2.15\text{kg/m}^3$)	固化処理土 ($\rho=2.5\text{kg/m}^3$)	ベタ基礎
①' 固化処理土沈下量	5.65	11.42	12.73
②' 側方地盤沈下量	5.64	5.15	4.13
(①'-②') 相対沈下量	0.01	6.27	8.6

5. まとめ

これまでの検討を通して以下の結論をまとめる。

- ・同条件の場合、表層改良体の密度が小さいほどその沈下量は抑えられる。
- ・根入れ深さが浅い場合、大きな相対沈下量が発生する可能性がある

今後は、根入れ深さや縦横比といった改良範囲、液状化層厚が沈下量に及ぼす影響について検証し、卓越周期についても検討していきたい。

参考文献 1) 大矢陽 ほか：港湾空港技術研究所資料No.1227, 2011