

短繊維混合処理土の力学特性を考慮した2次元弾性FEMによる試解析

西松建設(株)土木設計部 正〇荒孝太郎 正 平野孝行 正 齋藤禎二郎 正 土屋光弘
 西松建設(株)技術研究所 正 佐藤靖彦 正 今村眞一郎
 群馬大学大学院理工学府 正 蔡 飛

1. はじめに

筆者らは液状化による道路の変形抑制対策として短繊維混合処理土(以後、短繊維改良土)の力学特性について基礎的な研究を行ってきた^{1), 2)}。これまで実施した短繊維改良土の力学特性は一般のセメント安定処理土(以後、セメント改良土)に比べ、残留強度や曲げ引張強度を有する力学特性が確認されている(図1, 2)。一方、液状化の発生は埋設物の浮き上がりや舗装の亀裂、段差を引起し、住民生活に大きな被害を及ぼしており各地で対策が進められている。また、BCPの観点からも早急な対策が望まれている。本稿では、短繊維改良土の力学特性を考慮した液状化時の道路の変形挙動に関する2次元FEM解析結果について報告する。

2. 解析に適用する改良土の力学特性

解析に用いる短繊維改良土とセメント改良土の物性については浦安砂を用いて実施した一軸圧縮試験(図1)、曲げ試験(図2)結果を利用した。使用した短繊維は、径17dtex(39μm)、長さ38mmのポリエステル繊維である¹⁾。短繊維改良土は、セメント改良土に比べて、ひずみが10%程度でも高い残留強度を保持している(図1)。また、曲げに関しても、セメント改良土は曲げ変位1mm程度で破壊し、曲げ荷重が0kNになるのに対し、短繊維改良土は、曲げ変位が4.0mmを超えても曲げ荷重を保持できる材料である(図2)。この結果を踏まえ、短繊維改良土の効果を解析で表現するため、応力状態とひずみレベルに応じた変形係数を逐次取り入れることで評価した。解析に用いた応力レベルに応じた変形係数を表1に示す。セメント改良土に残留強度はないが、解析上の変形係数は便宜的に10kN/m²としている。また、曲げ試験における短繊維改良土の残留強度時の変形係数は、コンクリートの曲げ強度試験(JISA 1106)に準拠した、三等分点荷重方法により得られた曲げ荷重～変位曲線を基に、曲げ変位δ=4.0mm時に対応する変形係数として求めた。これらのパラメータを用いて解析を実施する。

3. 2次元FEM解析地盤モデル

2次元FEM解析地盤モデルを図3に示す。モデル全幅は300mで水平成層地盤とし、短繊維改良土を用いた道路を幅12.0m、厚さ3.0mとする。また、地中構造物としては、幅3.0m、高さ4.0mのボックスカルバートを対象として表層下3.0mに配置した。地盤条件は、浦安市の高洲小学校付近で調査が実施され、公開されている土層構成を適用した³⁾。当該地盤は、4層で区分され、液状化層厚は11.5m(Fs層, As1層)であり、道路橋示方書に基づく液状化判定では、レベル1地震時にP_L=11程度、レベル2地震時タイプ1でP_L=45程度となる。なお、解析ツールは、GeoFEAS2Dを使用し、液状化による沈下量(液状化による自重解析と過剰間隙水圧の消散に伴う変形解析で得られた沈下を足し合わせたもの)と

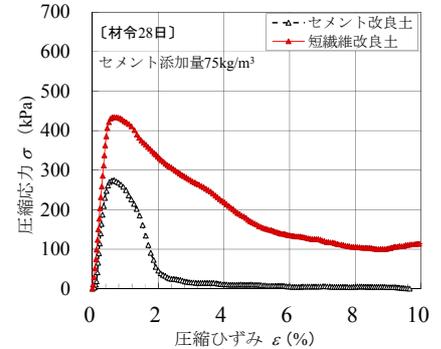


図1 短繊維改良土の一軸圧縮試験結果

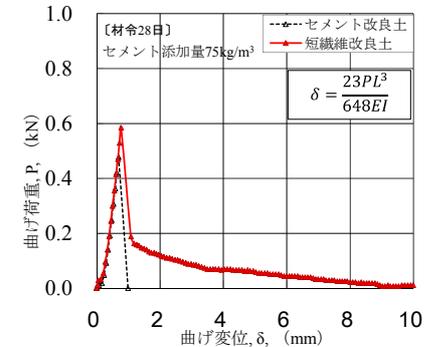


図2 短繊維改良土の曲げ試験結果

表1 短繊維改良土の変形係数 (75kg/m³)

	変形係数 (kN/m ²)	短繊維改良土	セメント改良土
一軸圧縮試験	E ₅₀	112,000	57,000
	E _{5.0%}	3,240	10
	E _{10.0%}	1,328	10
曲げ試験	E _{4.0mm}	2,010	10

※E_{○○%} : ε=○○%時の残留強度における変形係数

※E_{4.0mm} : δ=4.0mm時の残留強度における変形係数

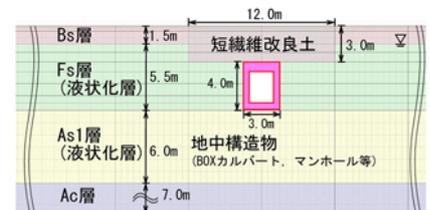


図3 解析地盤モデル

キーワード 液状化, 短繊維混合処理土, セメント安定処理土, 残留強度, 変形係数, FEM

連絡先〒105-6310 東京都港区虎ノ門 1-23-1 虎ノ門ヒルズ森タワー10階 西松建設株式会社土木設計部 TEL 03-3502-7640

地表面の勾配に着目し、短繊維改良土を舗装下に適用した場合の効果について確認することとした。

4. 2次元 FEM 解析結果

(1) 解析 STEP1：解析 STEP1 では改良土の変形係数を一律 E_{50} で実施した。その結果、地表面付近で水平方向の曲げ引張応力が卓越し、地中構造物端部で圧縮応力が集中する応力状態であることが確認された。特に、地表面付近の曲げ引張応力に着目すると、セメント改良土では $-1,476\text{kN/m}^2$ の曲げ引張応力が発生していることから実際には亀裂が生じるものと予想される。この現象を表現するためにひずみレベルに応じた変形係数を適用することとして、ひずみレベルが小さい領域では E_{50} を、ひずみレベルが大きな領域には、表 1 に示す剛性低下を考慮して設定した $E_{5.0\%}$ 、 $E_{10.0\%}$ を適用することとした。図 4 にひずみレベルに応じた変形係数の適用範囲のイメージを示す。

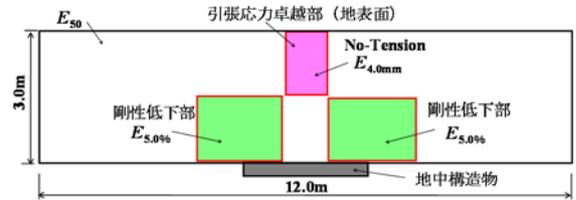


図 4 改良体の変形係数適用イメージ

(2) 解析 STEP2：解析 STEP1 で決定した範囲についてひずみレベルに応じて変形係数を変化させた解析を実施した。この際 No-Tension (線形弾性) モデルを採用している。図 5 に水平震度

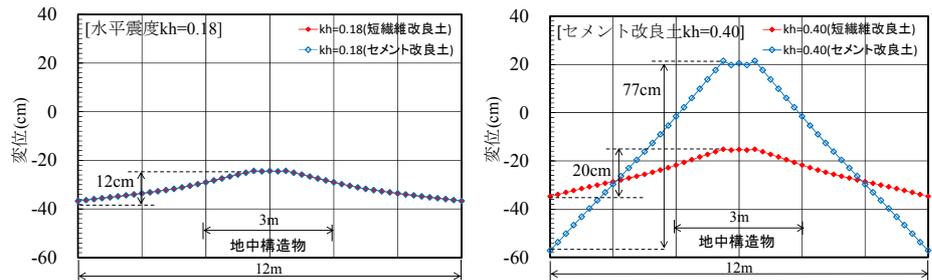


図 5 水平震度毎の変形分布(地表面)

を変化させたときの舗装表面の変形分布を示す。水平震度 $k_h=0.18$ (レベル 1) では、短繊維の有無による大きな違いはないものの、水平震度 $k_h=0.40$ (レベル 2 タイプ 1) では、セメント改良土の変形が短繊維改良土に比べて遥かに大きく、短繊維を混合することの効果を確認できる。また、セメント改良土は水平震度 k_h が大きくなるに従い改良体中央と端部の沈下差が増加し、水平震度 $k_h=0.40$ で最大 70cm 程度の沈下差となっている。これに対して短繊維改良土の沈下差は最大でも 20cm 程度であり、短繊維混合による効果を表現する結果となっている。また、これらの段差は既往文献⁴⁾で提案されている被害レベルでは、段差 50cm 以上は『応急復旧は困難であり、本復旧のための長時間の通行止めが必要となる。』被害レベルのランク 4 となり、段差 20cm 程度では『復旧しなくとも規制速度下の「停止的走行」あるいは「徐行走行」による暫定的な交通開放により通行が確保できる。』被害レベルのランク 2 に位置づけられることになり、住民生活への影響を最小限に抑えることのできる結果となっている。図 6 に、水平震度 k_h と路面勾配の関係を示す。路面勾配は、改良土の中央と端部の沈下差より算定している。いずれの改良土も水平震度 k_h の増加に伴い、路面勾配が大きくなる傾向を示しているが、 $k_h=0.18$ から 0.40 での短繊維改良土の勾配増加が 1.1%であるのに対して、セメント改良土は 10.8%も増加している。さらに、水平震度 $k_h=0.40$ で比較すると、セメント改良土の勾配は短繊維改良土の約 4 倍となっている。

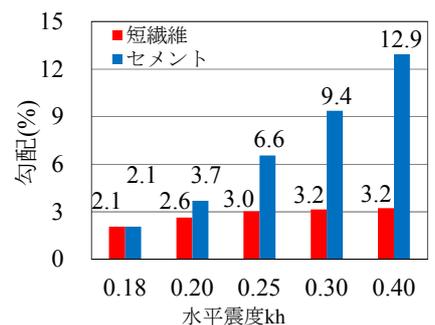


図 6 水平震度と路面勾配

5. まとめ

液状化による道路の変形抑制対策としての短繊維混合による効果について簡易な 2 次元弾性 FEM で評価することを試みた。その結果、次のような効果を表現することができた。残留強度や曲げ引張強度が小さく靱性の乏しいセメント改良土は、液状化による沈下が生じた際に、地表面付近に曲げ引張応力が発生し、大変形が生じた。一方、短繊維改良土は、同様な条件下においても残留強度や曲げ引張強度を有して靱性が大きいいため地表面変形量が抑制され、路面勾配も 2~3%程度に抑えられた。

参考文献 1) 岩谷ら：短繊維混合処理土による砂質土の強度・靱性特性の改善効果，第 49 回地盤工学研究発表会，2014. 2) 今村ら：原位置砂と短繊維を混合したセメント安定処理土の静的・動的強度特性，第 49 回地盤工学研究発表会，2014. 3) 地盤調査結果 (公共施設用地等ボーリングデータ柱状図) について浦安市公式サイト：<http://www.city.urayasu.lg.jp/todokede/anken/shinsai/shien/1002191.html> (2017/03/30 現在) 4) 常田ら：道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察，土木学会論文集 C Vol. 65 No.4, 857-873, 2009.11