

数値解析による盛土法尻の水平変位抑制効果に関する考察

基礎地盤コンサルタンツ 正会員 ○白井 康夫
九州大学 フェロー 安福 則之
基礎地盤コンサルタンツ 正会員 田中 淳
基礎地盤コンサルタンツ 金丸 功希

1. はじめに

軟弱地盤上に盛土を構築する際に、図 1(b)のように盛土底部に 2 枚の金網を敷設すると、盛土法尻の水平変位を低減できる¹⁾。筆者らは、この水平変位の抑制メカニズムを金網自体の引張り抵抗だけによるものではなく、2 枚の金網に挟まれた地盤の拘束効果による影響が大きいと考えている。そこで、そのメカニズムを明らかにするため、拘束効果を変形係数やせん断強度の増加などに置き換えて、様々な条件でシミュレーション解析を行い、盛土法尻の水平変位と盛土内に発生する応力の関係から考察した。

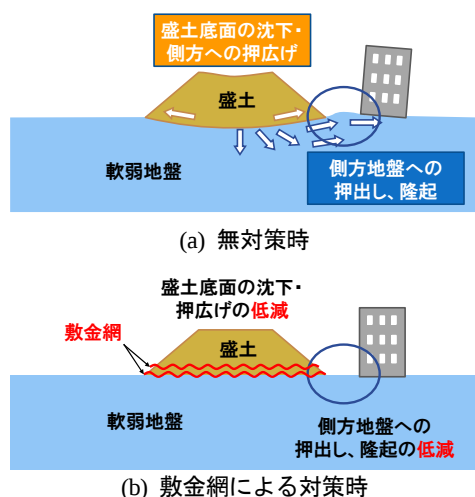


図 1 敷金網による盛土側方地盤の水平変位低減概念

2. 解析条件

軟弱地盤のモデル化は、佐賀平野のある所での地盤調査データをそのまま利用し、図 2 のようにモデル化した。沖積粘土は砂分をほとんど含まない自然含水比 100%前後の有明粘土である。盛土高は限界盛土高（一軸圧縮強度 $q_u=10\text{kPa}$ 程度）の 2.5m とした。この条件での一次元圧密理論による盛土中央の圧密沈下量は約 1m である。解析ケースは、敷金網を盛土底部に敷設することにより、2 枚の敷金網に挟まれた地盤内に生じる変形係数やせん断強度、引張り強度の増大、ポアソン比の変化を考慮して表 1 のように設定した。なお、軟弱地盤上の盛土構築

時に盛土を線形弾性要素としてモデル化した場合、水平変位が過小に評価されるのは周知の事実であるが、この条件での水平変位が最も小さくなるものと考えて、初期条件として検討ケース 0 に加えた。その他のケースでの盛土のモデル化は、モール・クーロンの破壊基準によるせん断破壊、引張り破壊時に変形係数が 0 となるような、バイリニア弾性モデルを用い、変形係数や強度定数の増加時の要素は盛土底部全面、厚さ 60cm の範囲である。

解析には ALID-win ver5.3（地盤ソフト工房）を用い、盛土厚さ 30cm 毎に非排水変形解析を行い、盛土完了時に沖積粘土の過剰間隙水圧を消散させる解析を行った。

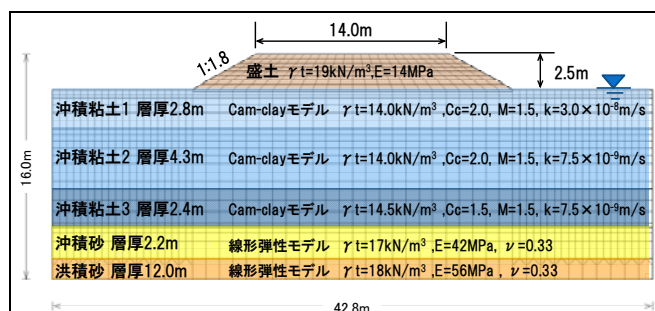


図 2 解析モデル図

表 1 解析ケース

ケース名	目的	変更した盛土の条件
Case0	初期値解析	線形弾性モデル
Case1	初期値解析	以下、バイリニア弾性モデル
Case2	変形係数 E の効果	$E=14\text{MPa} \rightarrow 400\text{MPa}$
Case3	せん断強度の効果	$c=5\text{kPa} \rightarrow 100\text{kPa}$
Case4	引張り強度 q_t の効果	$q_t=1\text{kPa} \rightarrow 100\text{kPa}$
Case5	ポアソン比 ν の効果	$\nu=0.33 \rightarrow 0.1$
Case6	せん断、引張り強度両方の効果	$c=500\text{kPa}$, $q_t=100\text{kPa}$
Case7	変位を固定した場合の効果確認	盛土底面に水平変位 0 の強制変位

3. 解析結果

図 3 に Case0、盛土を線形弾性モデルとした場合の主応力ベクトル図（盛土立上り時）および応力経路を示す。盛土の下半分は引張り応力が作用して、引張り破壊が発生している。しかし、応力経路をみて明らかのように、破壊包絡線を超えても引張り応力が発生し続けているため、実現現象を再現したものではない。線形弾性モデルであるため、破壊後も変形係数は変化せず、法尻の水平変

キーワード 軟弱地盤、盛土、敷金網、側方変位、拘束効果、数値解析

連絡先 〒135-0016 東京都江東区東陽 3-22-6 基礎地盤コンサルタンツ（株）関東支社 TEL03-5632-6825

位は 5.7cm(隆起 3.7cm)と他のケースに比べて最も小さい。

図 4 は Case1, 盛土をバイリニア弾性モデルとした場合の主応力ベクトル図(盛土立上り時)および応力経路である。盛土中に引張り応力, 引張り破壊は発生していないが, 応力経路をみると破壊包絡線上を移動していることが明らかである。せん断破壊により盛土の変形係数が低下し, 水平変位が Case0 に比べて多く発生しているのが良く分かる。Case2 の変形係数を大きくした場合, Case4 の引張り強度を大きくした場合, Case5 のポアソン比を変化させた場合についても, 図 4 と同様に盛土底部の応力経路は破壊包絡線上を移動するため, これらの効果はほとんど意味を持たず, 法尻の水平変位は Case1 と大差ない結果であった。また, Case3 のせん断強度を大きくした場合は, 応力経路は破壊包絡線よりも下にあるが, 引張り応力が発生し, それが引張り強度に達するため, 他のケースと同様にその効果は認められなかった。

Case6 は盛土底面を 1,000kPa で浅層改良した場合を想定している。ただし, 変形係数は変えずに, せん断強度, 引張り強度だけを大きくしている。この場合, 発生する応力は破壊包絡線, 引張り強度を超えないため, Case0 の線形弾性モデルの場合とほぼ同じ水平変位であった。しかし, 図 5 に示すように, 強度を大きくした部分には最大 90kPa の大きな引張り応力が発生しており, 敷金網の拘束効果とは異なるものと考えられた。

図 6 は盛土底面の水平方向の変位を 0 (固定) とした条件での主応力ベクトル図である。発生するせん断応力 τ は他のケースに比べて小さく, 破壊包絡線よりもかなり下に位置する。しかし, 他のケースと主応力を比べてみると, 盛土底部付近に発生する水平応力 σ_3 が他のケースに比べてかなり大きくなっていることが明瞭である。

このことから, 盛土底面に 2 枚敷設した敷金網に挟まれた地盤の拘束効果は, まさにこの水平応力の増大によるものであり, それにより盛土法尻の水平変位を低減しているものと推察した。

4. おわりに

軟弱地盤上に盛土を構築する際に, 盛土底部にどのような応力が作用しているのか, 様々な条件でシミュレーション解析を行い, 盛土底部の応力状態, およびそのときの盛土法尻の水平変位について考察した。その結果, 盛土底部に大きな水平応力が発生する場合に, 盛土法尻の水平変位が小さくなることをつきとめ, これが盛土底部の 2 枚の敷金網に挟まれた地盤の拘束効果であると推察した。今後は, 敷金網に挟まれた地盤内に発生する水

平応力の定量化, 設計手法の提案に向け, 検討を重ねていく予定である。

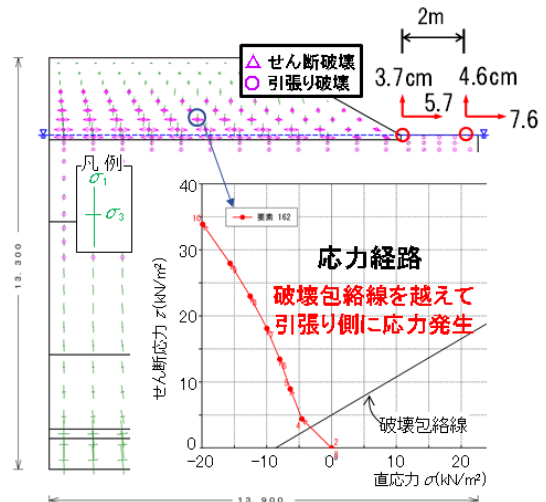


図 3 主応力ベクトル図 (Case0 : 線形弾性モデル)

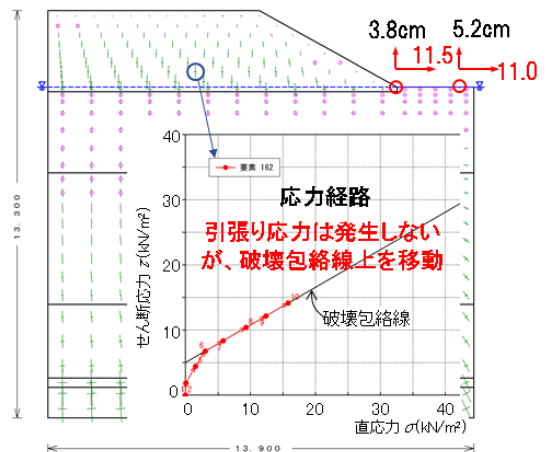


図 4 主応力ベクトル図 (Case1 : バイリニア弾性モデル)

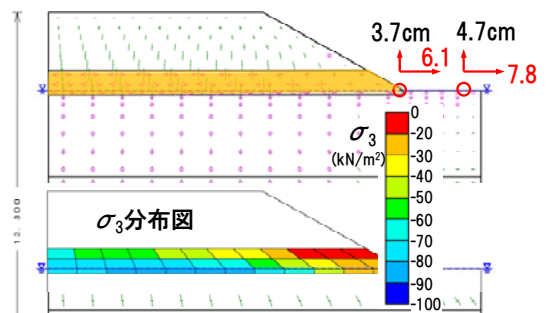


図 5 主応力ベクトル図 (Case6 : せん断・引張り強度増加)

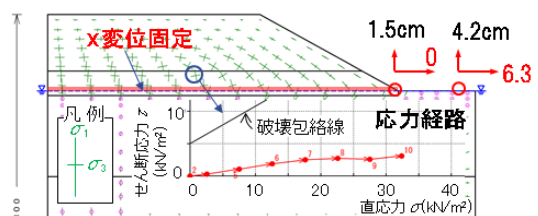


図 6 主応力ベクトル図 (Case7 : 水平変位固定)

参考文献

- 1) 白井, 安福, 落合, 田上: 施工事例による軟弱地盤対策としての敷金網の変形抑制効果に関する検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.1, p143-154, 2013