

傾斜基盤上の風化火山灰性粘土の圧密変形挙動の解析

京都大学大学院 工学研究科 学生会員 ○矢田 啓晃 正会員 三村 衛

1. はじめに

山地が国土の大部分を占める日本では、高度経済成長期以降、山や丘陵地を切り盛りすることで宅地を造成してきた。しかし、造成宅地の技術基準は、豪雨や基礎の支持力に対する防災は意識されている一方で、場所によって沈下量が異なる不同沈下を予測することは困難となっている。また、粘土の沈下は早期に収束するのではなく、載荷後、数年、数十年経過しても継続する。これは粘土が粘性を持つ塑性材料としての性質を持つことにより、二次圧密が生じることに起因する。そこで、本研究では、宅地造成による傾斜基盤上の軟弱地盤の変形メカニズムの解明を目的とし、弾粘塑性構成モデル(関口モデル)を組み込んだ有限要素法による地盤の変形解析を行った。そして、得られた解析結果を基に、変形抑制方法について検討を行った。

2. 地盤モデル

本研究で対象としたのは、熊本県の丘陵地に広がる火山灰性粘土地盤を切り盛りし、谷部を埋め立てることで開発された造成宅地であり、ボーリング調査によって詳細な地形を把握できた幅 105m の部分をモデル化した(図1)¹⁾。傾斜基盤上に軟弱な風化火山灰性粘土がほぼ一定の層厚 7m で堆積する上部に盛土を造成したことが当該地盤の特徴である。また、盛土と切土にまたがる箇所に立つ家屋やその周辺で、床や電柱の傾斜や、長さ 1m 以上の地割れなどの深刻な被害が生じている。境界条件(固定、排水条件)は図2のように設定した。地盤の物性値については既往の調査報告書を基に設定した(表1)¹⁾。盛土造成は造成完了まで1年かけるものとし、現場での造成期間を想定した。また、粘土の圧密特性は、比較的盛土層厚が浅い箇所では盛土造成後15年経過した現在でも沈下が継続しているという現場の状況を踏まえ、応力が圧密降伏応力より小さい部分を粘塑性変形が生じる擬似過圧密領域と仮定した。

3. 弾粘塑性構成モデル(関口モデル)²⁾

粘土の粘塑性体としての変形特性を扱うため、本研究

究では弾粘塑性構成モデルとして関口モデルを用いた。関口モデルにおける塑性体積ひずみは次式のように表される。

$$v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \cdot \ln\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}}\right) + D \cdot \left\{ \frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma_m} - \frac{(\sqrt{2J_2})_0}{\sigma_{m0}} \right\} - \alpha \cdot \ln\left(\frac{\dot{v}}{\dot{v}_0}\right) \quad (1)$$

ここで、 λ : 圧縮指数、 κ : 膨潤指数、 e_0 : 初期間隙比、 σ_m : 平均応力、 D : ダイレイタンシー係数、 α : 二次圧縮指数、 \dot{v} : 体積ひずみ速度、 \dot{v}_0 : 初期基準体積ひずみ速度、 J_2 : 偏差応力の第二不変量である。式(1)の右辺の第一項は圧密、第二項はダイレイタンシー、第三項はクリープによるひずみを表している。式(1)から粘塑性ポテンシャル、降伏関数 f を設定することにより、次の応力~ひずみ関係を得る。

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \frac{\partial f / \partial \sigma_{ij}}{\partial f / \partial \sigma_{kk}} \left[\left\{ 1 - \exp(-v^p / \alpha) \right\} \dot{f} + \dot{v}_0 \exp\left(\frac{f - v^p}{\alpha}\right) \right] \quad (2)$$

4. 実地盤の変形解析結果

既述の弾粘塑性構成モデルを用いて、対象地盤の変形解析を行い、変状の把握を試みた。解析結果として盛土造成開始15年後の変形図を図3に示す。変形量自体は図3の①で大きくなっているが、切り盛り境界の傾斜が小さいため側方変位も小さい。また、盛土造成期間中に地表を平坦化することが可能であり、最終的な地表面の凹凸や沈下は実際の現場でも小さくなっている。一方、図3の②では、変形量は小さいものの、盛土層厚が急変する箇所や地表での切り盛り境界を含

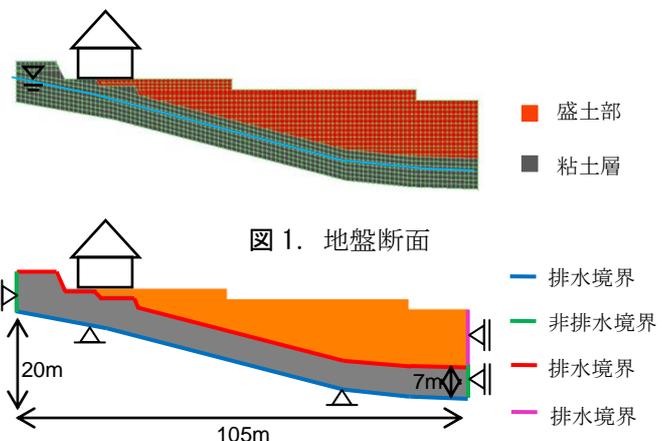


図2. 地盤全体のスケールと境界条件

表 1. 解析に用いた物性値

	粘土層	盛土		粘土層	盛土
圧縮指数	0.146	—	せん断剛性係数(kPa)	3.47×10^3	3.89×10^3
膨潤指数	0.015	—	圧密降伏応力(kPa)	1.46×10^1	—
二次圧縮指数	2.72×10^{-3}	—	初期間隙比	1.71	—
体積ひずみ速度(s^{-1})	1.73×10^{-10}	—	透水係数(m/s)	1.00×10^{-8}	4.50×10^{-5}
限界状態応力比	1.34	—	透水係数変化率	1.46×10^{-1}	—
ポアソン比	3.59×10^{-1}	3.00×10^{-1}	単位体積重量(kN/m^3)	1.59×10	1.75×10
静止土圧係数	5.60×10^{-1}	5.00×10^{-1}	N 値	1.5	12.3

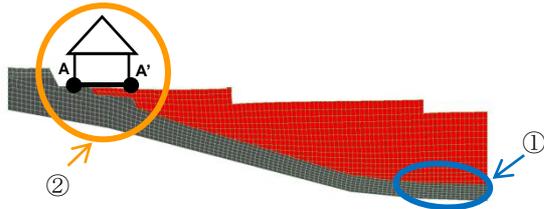


図 3. 地盤全体の変形図(変形量×2)

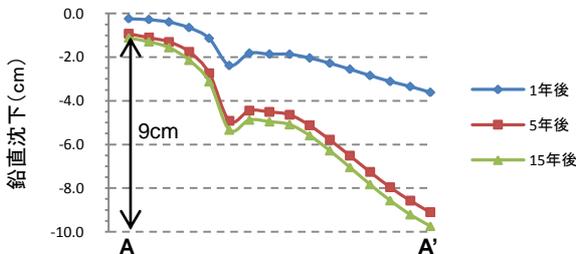


図 4. 家の直下での鉛直沈下量の経時変化

み、被害が最も深刻である。そこで、図 3 の②での変状の詳細について、A-A'で示した家の直下での鉛直沈下量の経時変化を図 4 に示す。盛土造成開始 1 年後(造成完了時)に、家の直下の切土部と盛土部で鉛直沈下量の差は最大 3cm 程度であったが、15 年後には約 9cm になっていることが分かる。

5. 圧密促進、物性値の乱れによる沈下量の比較検討

家の直下の地盤へのサンドドレーンの打設の有無による変形挙動の比較を行う。サンドドレーンは正方形配置とし、ピッチ間距離は 1m, 砂杭の半径は 0.2m と設定し、サンドドレーンの集排水効果については、マクロエレメント法を用いている³⁾。家の直下のある点での鉛直沈下量の経時変化の比較を図 5 に示す。サンドドレーンは圧密を促進させる工法であるが、図 5 より二次圧密による沈下挙動に変化は見られず、沈下被害を軽減させる工法としては適していないと言える。

現場で複数回行った土質試験の結果にはばらつきが見られ、特に圧縮指数は大きな差があった。そこで、圧縮指数が解析結果に及ぼす影響度合を検討する。比

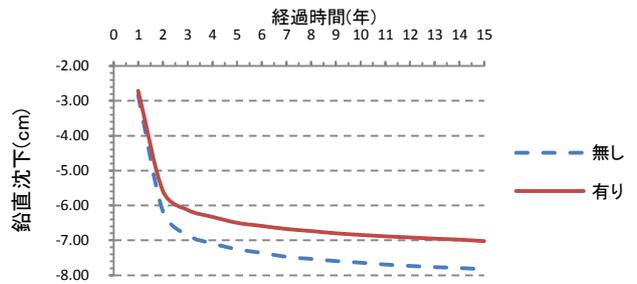


図 5. サンドドレーンの有無による沈下量の経時変化

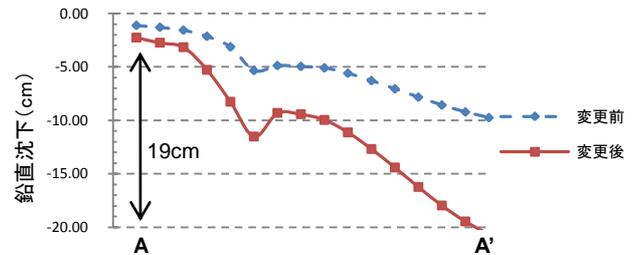


図 6. 圧縮指数変更前後の家の直下での沈下量の比較のため圧縮指数を、得られている中での最大値 0.266 を採用した解析を行い、4. の結果と比較する。図 3 の A-A'で示した家の直下における盛土造成開始 15 年後の鉛直沈下量の比較を図 6 に示す。この結果から、家の直下の切土部と盛土部での鉛直沈下量の差は、圧縮指数変更前は最大 9cm 程度であったが、変更後は約 19cm と 2 倍以上となり地盤面の勾配は 13/1000 となる。

6. まとめ

宅地造成による傾斜地盤上の軟弱地盤の変形メカニズムの解明を目的とし、弾粘塑性構成モデルを用いた変形解析を行い、変形抑制方法の検討を行った。当該地域の解析において、実現象で見られた家屋の不同沈下を解析上でも捉え、切り盛り境界での不同沈下を再現することができた。圧密速度の違いは結果に大きく寄与しないが、火山灰性粘性土の圧密、せん断に関わる土質定数の設定が変形解析結果に大きく影響することが分かった。解析精度を高めるには、高品質の地盤調査、試料採取、土質試験による信頼性の高い土質定数の把握が不可欠であり、今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 日本地研株式会社：(仮称) 徳王地区地質調査報告書, 2011.
- 2) Sekiguchi, H.: Rheological Characteristics of Clays, Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.289-292, 1997.
- 3) 関口秀雄：第 31 回土質工学シンポジウム - 軟弱粘性土地盤における沈下予測と対策 -, 土質工学会, pp.111-116, 1986.