

ジオテキスタイルによって圧密促進された 粘性土盛土の安定性に関する解析的検討

宮田喜壽¹・木暮敬二²・重久伸一³

¹ 正会員 博(工) 防衛大学校システム工学群建設環境工学科 講師 (〒239-8686 横須賀市走水 1-10-20)

² 正会員 工博 防衛大学校理工学研究科 教務主事(兼 同上教授) (同上)

³ 学生会員 防衛大学校理工学研究科 (同上)

高含水比粘性土を用いた盛土施工では、ジオテキスタイルを盛土内に層状に配置して、圧密を促進しながら盛土する有効性が明らかにされている。ジオテキスタイルを排水材として効果的に配置するためには、配置条件によって変化する粘性土盛土の安定性を精度良く推定する必要がある。本論文では、ジオテキスタイルが配置された粘性土盛土の安定解析法として、ジオテキスタイルの圧密促進効果を考慮した水-土骨格連成極限解析法を提示している。そして、盛土の安定性とジオテキスタイルの配置条件の関係が、盛土の規模や形状に応じて変化することを解析的に明らかにし、所定の安定性を確保するために必要となるジオテキスタイルの配置条件について考察している。

Key Words : cohesive soils, embankment, stability analysis, drainage, non-woven geotextile, coupling analysis

1. はじめに

近年、火山灰質粘性土に代表される高含水比の粘性土を盛土材料として有効活用する必要性が高くなっている¹⁾。しかし、このような粘性土の透水性は一般に低いため、盛土施工時に過剰間隙水圧が発生し、のり面のはらみ出しなど盛土の安定性に問題が生じることが多い^{2), 3)}。そのため、盛土内に水平排水層を適当な間隔で設置して、発生する過剰間隙水圧を速やかに消散させ、盛土の圧密を促進する水平排水工法が適用されている。この種の工法は、建設発生土の有効活用にも適用が期待されている⁴⁾。従来、水平排水工法では、砂や礫などの自然材料が排水材として使用されていたが、1970年頃からジオテキスタイルの有効性が認識され、そのなかでも高い透水機能を有する不織布が、排水材として多く使用されるようになった^{5), 6)}。

ジオテキスタイルを効果的に配置するためには、その圧密促進効果によって変化する粘性土盛土の安定性を定量的に評価する必要がある。ジオテキスタイルが配置された盛土内部における施工過程の有効応力経路は場所毎に異なるから⁷⁾、このような挙動を示す盛土の安定性を評価する場合、間隙水の出入りに伴う応力履歴の影響、すなわち部分吸排水効果を合理的に

評価できる解析法を用いる必要がある⁸⁾。

浅岡らは、粘性土地盤の安定問題を、初期応力条件(正規あるいは過圧密状態)と、地盤を極限状態に至らしめる載荷中の排水条件(排水条件あるいは非排水条件)の組み合わせで4つに分類し、水-土骨格連成極限つりあい解析法(以後、連成極限解析法)を確立している^{9)~11)}。この解析法は、弾塑性圧密有限要素解析と剛塑性極限有限要素解析を2段階で行うものであり、境界値問題の種類に関わらず、部分吸排水効果を合理的に評価できる。したがって、ジオテキスタイルが配置された粘性土盛土の安定性も、ジオテキスタイルの圧密促進効果を適切に考慮すれば、以上の考え方を基本に評価できると考える。

本論文では、ジオテキスタイルが配置された粘性土盛土の安定解析法を、連成極限解析法を基本に検討し、ジオテキスタイルの配置条件によって変化する盛土の安定性を解析的に考察する^{12), 13)}。なお、本研究はジオテキスタイルとして不織布を対象にする。既往の研究において、不織布にも無視し得ない補強効果があることが認められているが¹⁴⁾、ここでは、圧密促進効果のみを対象にした検討を行う。

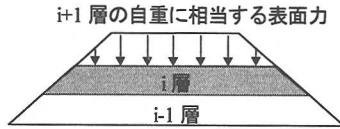


図-1 盛立て解析の説明図

2. 連成極限解析法

(1) 解析における前提条件

本研究においては、自然含水比 w_n が最適含水比 w_{opt} を大きく上回っている高含水比粘性土を対象としている。飽和度管理で締め固められた粘性土の力学挙動は、飽和状態の粘土に近い¹⁵⁾。山内らは、代表的な高含水比粘性土のひとつである関東ロームの基本的なせん断挙動が、限界状態理論によって説明できることを確認している¹⁴⁾。以上のことから、盛土材を完全飽和と仮定し、締め固めた高含水比粘性土の構成関係をカムクレイモデル¹⁶⁾で表現する。また、ジオテキスタイルが配置された粘性土盛土の安定性は、ジオテキスタイルがよほど密に配置されていない限り、極限時に非排水条件を仮定した解析法で評価した方が実際的と考えられる。

以上の前提条件のもとで、連成極限解析法をジオテキスタイルが配置された粘性土盛土の安定問題に適用する。すなわち、盛り立て直後における盛土内有効応力分布を弾塑性圧密有限要素解析で推定した後、盛土の安定性を剛塑性極限有限要素解析によって評価する。以下に、2つの解析法の要点を述べる。

(2) 弾塑性圧密有限要素解析

盛土内部の応力場は、盛り立てに伴い形成される。したがって、盛り立て直後における盛土内有効応力分布を推定するためには、施工過程を初期値境界値問題に置き換えて計算する必要がある。盛土の施工過程を再現する解析では、盛土材が転圧されながら盛り立てられる過程で、新たに盛り立てられる盛土材の自重が分布荷重として下層に伝達される様子を再現する必要がある。この問題は、有限要素法が地盤工学に応用され始められた頃から検討されている。

山口と大根¹⁷⁾は、弾塑性有限要素解析によって盛土の変形を予測する方法として、次の4つがあると述べている。a)自重を一時に与える方法。b)自重をいくつかのステップで与える方法。c)盛土をいくつかの水平層に分け、層の積み重ねによって盛土が形成されるとする方法。d)水平地盤をいくつかの水平層に分け、切土によって盛土が形成されるとする方法。本研究では、

盛土の施工過程を水-土骨格の連成効果を考慮して解析するため、松井の研究¹⁸⁾を参考に、上記c)の方法を採用した。すなわち、図-1に示すように、 i 層に有効応力と間隙水圧に関する所定の初期条件を仮定し、次に盛り立てられる $i+1$ 層の自重を表面力に換算した初期値境界値問題を、 $i+1$ 層が形成されるのに必要な時間増分で解いた。この計算ステップを繰り返し、最上層の計算では荷重なしの放置時間を仮定することで、所定の速度で盛りたてられる様子を再現した。

以上の計算で特に問題になるのは、初期条件の設定である。試行計算では、締め固めによる履歴を圧密降伏応力で評価した弾塑性圧密有限要素解析¹⁹⁾を試みた。この方法は変形解析には妥当性を有していると考えられるが、この方法で計算される施工直後の有効応力分布を用いて過圧密土の非排水載荷問題を解くと、のり面近傍要素の有効応力が小さいために、盛土の安定性を非現実的に小さく評価してしまう。そこで本研究では、以下に示す方法で初期条件を定め、正規圧密粘土の非排水載荷問題を解いた。

初期有効応力の決定法は、以下のとおりである。まず、現場と同じ条件で締め固められた粘性土の一軸圧縮強度 $q_u (= c_u/2)$ と、限界状態パラメータ M 、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ を定めた後、これらの定数を、カムクレイモデルから誘導される正規圧密粘土の非排水強度式：式(1)に代入して、圧密応力 p_i' を計算する。

$$c_u = \frac{M}{2} \exp(-A) p_i' \quad (1)$$

ここで、式(1)は軸対象条件下での非排水強度式であり、式中の A は、式(2)で表される非可逆定数である。

$$A = 1 - \kappa/\lambda \quad (2)$$

次に、締め固め直後の地盤を K_0 状態と仮定し、平均主応力が先に求めた圧密応力 p_i' と等しくなるように、平面ひずみ条件での水平および鉛直方向有効応力を計算する。以上のようにして算定した有効応力を、盛土材の自重より計算される有効応力に付加させて、初期有効応力を決定する。式(1)に代入する c_u として、盛土の施工管理などで用いられるコーン指数 q_c からの推定値を用いることも一つの方法と考えられる。また、 K_0 値は、Jaky の式や実測例からの推定値を用いるのが実際的と考える。初期間隙水圧は、飽和条件の仮定より層厚の $1/2$ に相当する大きさを仮定した。

水-土骨格連成効果は、Christian の方法を発展させた赤井・田村の方法²⁰⁾にしたがい次式で考慮した。なお、一連の計算では、間隙の減少に伴う透水係数の低減は考慮しなかった。

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{C} \\ \mathbf{C}^T & -\mathbf{H} \Delta t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_{t+\Delta t} \\ \mathbf{p}_{t+\Delta t} \end{Bmatrix} \\ = \begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{C} \\ \mathbf{C}^T & -\mathbf{H} \Delta t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_t \\ \mathbf{p}_t \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{F}_t \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、 \mathbf{K} は剛性マトリックス、 \mathbf{C} は節点変位を体積変化量に変換するマトリックス、 \mathbf{H} は透水係数マトリックス、 \mathbf{u} は節点変位ベクトル、 \mathbf{p} は間隙水圧ベクトル、 $\Delta \mathbf{F}$ は荷重増分ベクトルであり、それぞれの下付けの指標は、時間 t あるいは時間増分 Δt 後における量であることを表す。

(3) 剛塑性極限有限要素解析

弾塑性圧密有限要素解析より計算される施工直後の平均主応力 p_0' を、式(4)より極限時の平均主応力 p_f' に換算した後、各要素に割り付けるミーゼス半径 σ_0 を式(5)より計算して、非排水条件を仮定した剛塑性極限有限要素解析を行った。

$$p_f' = p_0' \exp(-\lambda) \quad (4)$$

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{2}{3} \frac{(M p_f')}{\dot{\epsilon}}} \quad (5)$$

ここで、 $\dot{\epsilon}$ は相当ひずみ速度を表し、式(6)で計算されるスカラーであり、 \mathbf{B} は塑性変位速度ベクトル $\dot{\mathbf{u}}_p$ を塑性ひずみ速度ベクトルに変換するマトリックス、 \mathbf{Q} は式(7)で表されるマトリックスである。

$$\dot{\epsilon} = \sqrt{\dot{\mathbf{u}}_p^T \mathbf{B}^T \mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{u}}_p} \quad (6)$$

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1/2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

ここでの解析は、釣り合い式と非排水条件式（体積一定条件式）、そして仕事一定条件式を連立させて解く²¹⁾。解くべき連立方程式を以下に示す。

$$\begin{bmatrix} \int \sigma_0 \mathbf{B}^T \mathbf{Q} \mathbf{B} dV & \mathbf{L}^T & \mathbf{F} \\ \mathbf{L} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{F}^T & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_p \\ \lambda \\ -\mu \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

ここで、 \mathbf{L} は $\dot{\mathbf{u}}_p$ を塑性体積ひずみ速度ベクトルに換算するマトリックス、 \mathbf{F} は荷重ベクトル、 λ は平均主応力（全応力）ベクトル、 μ は極限荷重係数である。本解析では、極限荷重として盛土材の自重 γ_f （物体力）を想定する。一連の計算では、鉛直方向下向きの単位物体力(1.0kN/m³)に相当する節点力を解析領域の全節

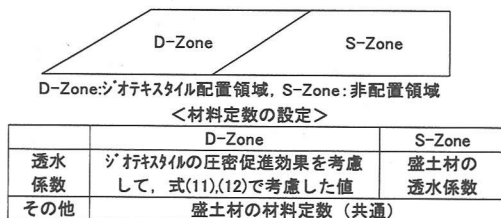


図-2 ジオテキスタイルの圧密促進効果を考慮した弾塑性圧密有限要素解析の概要

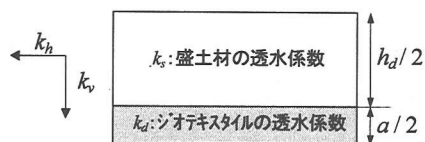


図-3 盛土層と排水層の2層モデル

点に F として与えて、極限荷重係数 μ を求めた後、極限荷重 γ_f を $\gamma_f = \mu F$ より計算した。なお、式(8)に示した非線形の連立方程式を解くにあたって、体積ひずみに関する計算では低減積分を行い、直接代入法と線形近似法（修正 Newton-Raphason 法）を組み合わせたアルゴリズムを用いた²²⁾。

(4) ジオテキスタイルの圧密促進効果の評価法

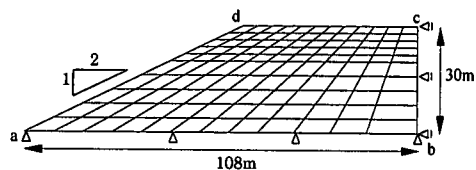
一連の解析では、ジオテキスタイルの圧密促進効果を、盛土の施工過程を再現する弾塑性圧密解析で評価する。この場合、Kojima et al.²³⁾が行ったように、排水層に接している土要素の辺を排水条件として扱う計算法がある。この方法は、排水境界と同じ操作を排水材に接する土要素の辺に課すので、既存の解析プログラムに手を加える必要が無いが、このような計算法でジオテキスタイルの配置を検討するためには、試行的な計算が数多く必要となり、その都度解析メッシュを作成する必要が生じるという不利な点もある。

本研究においては、図-2に示すように、ジオテキスタイルの配置領域：D-Zoneに平均的な透水係数を考慮することによって、ジオテキスタイルの圧密促進効果を評価する。平均的な透水係数の算定にはいくつか考えられるが、一層のジオテキスタイルが受け持つ領域の対称性を仮定して、図-3に示す粘性土とジオテキスタイルからなる2層モデルの平均的な透水係数を算定する方法が最も単純な方法といえよう。ここで、この2層モデルにおける2方向の平均的な透水係数 k_v 、 k_h は次式で表される。

$$k_v = \frac{h_d + a}{\frac{h_d}{k_s} + \frac{a}{k_d}} \quad (9)$$

表一 粘性土の材料定数

M	λ	κ	c_u (kPa)	e_0	K_0	k_s (m/day)	γ_l (kN/m ³)
1.20	0.434	0.043	32.6	2.50	0.5	10 ⁻⁴	11.8



水理学的境界条件：
ab=排水条件, bc=非排水条件, cd=排水条件, da=排水条件

図一 4 $H_e=30m$ の段階での有限要素モデル

$$k_h = \frac{k_s h_d + k_d a}{h_d + a} \quad (10)$$

さらに上式において、ジオテキスタイルを用いた水平排水工法においては一般的に成り立つと考えられる、 $h_d \gg a$ と、 $k_d \gg k_s$ を考慮すれば、 k_v と k_h は次式で表される。

$$k_v \approx k_s \quad (11)$$

$$k_h \approx k_s + \theta_d / h_d \quad (12)$$

ここで、 $\theta_d = k_d a$ であり、 θ_d はジオテキスタイルが有する面内方向の排水能力の大きさを表す指標：面内方向通水性能である。以上の解析法は、ジオテキスタイルに向かう盛土内の間隙水の流れを再現しないが、盛土の平均的な圧密の進展は近似的に表現できると考える。

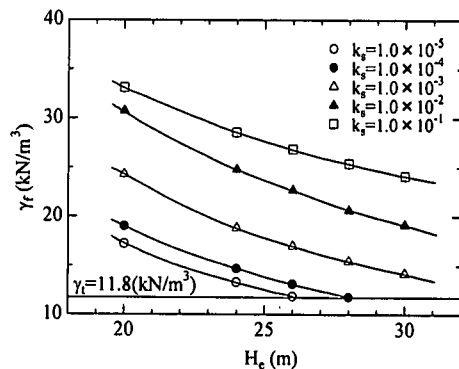
(5) 解析定数

本研究が対象にしている高含水比粘性土のうち、関東ロームの力学的性質については数多くの報告がある²⁾。本論文の一連の解析で用いる火山灰質粘性土の材料定数は、それらを参考に表一に示すように仮定した。

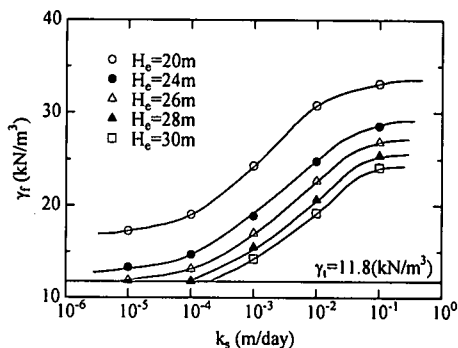
3. 盛土材の透水性が粘性土盛土の安定性に及ぼす影響

(1) 解析条件

粘性土盛土の安定性は、施工速度と盛土材の透水性との相対的な関係によって、大きく変化すると考えられる。そこで、ジオテキスタイルの圧密促進効果について検討する前に、粘性土のみで盛土する場合を対象に、盛土材の透水性が盛土の安定性に及ぼす影響を、



図一 5 盛り立てに伴う安定性の変化



図一 6 透水係数の影響

一定の施工速度条件において検討した。解析条件の概要は図一 4 に示すとおりで、高さ $H_e = 30m$ 、のり面の勾配 $\beta_s = 26.6^\circ$ の盛土を、 $0.25(m/day)$ の速さで盛り立てる場合を計算の対象とした。計算で設定した力学的および水理学的境界条件は、同図に示すとおりである。この条件のもと、盛り立て過程における粘性土盛土の安定性の変化過程を、2. に示した方法で計算した。すなわち、弾塑性圧密有限要素解析法による盛り立て解析と、剛塑性極限有限要素解析法による盛土の極限荷重(物体力)の計算を、最終盛り立て高さ $H_e = 30m$ まで繰り返し行った。解析ケースは、 k_s が、 $10^5, 10^4, 10^3, 10^2, 10^1(m/day)$ の場合の 5 つであり、透水係数 k_s 以外の粘性土に関する材料定数として、表一に示す値を用いた。このような計算は、粘性土地盤の支持力特性を検討した浅岡らの研究¹⁰⁾を参考にしている。

(2) 解析結果と考察

極限荷重 γ_l と盛土高さ H_e との関係を、計算で変化させた盛土材の透水係数 k_s 毎に整理して図一 5 に示す。ここで、 γ_l は下向きの物体力であり、式(8)より求まる極限荷重係数 μ_l に、下向きの単位物体力 F をかけて求めたものである。図一 5 において、 H_e が高くなるにつ

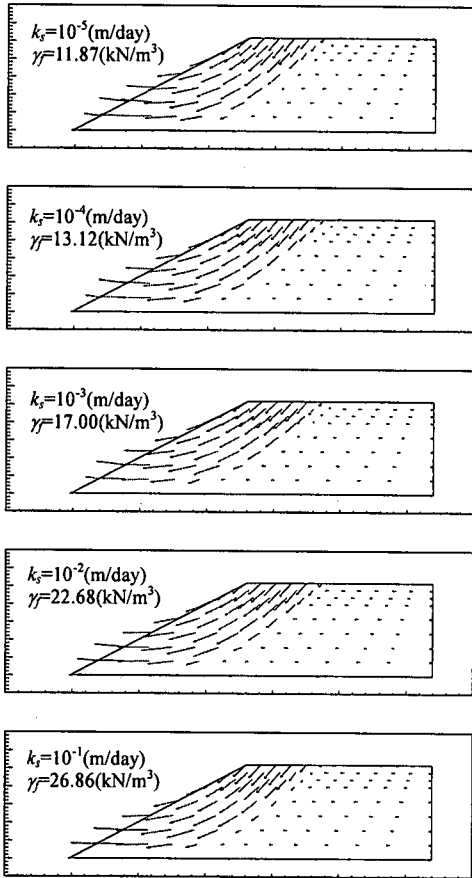


図-7 極限時の塑性変位速度分布 ($H_e = 26\text{m}$)

れて γ が小さくなり、その低下割合は、 k_s の大きさに
関わらず、ほぼ一定とみなすことができる。また、 γ - H_e
曲線は、弾塑性圧密解析で考慮した湿潤単位体積
重量 γ の一定線に漸近する傾向を示している。この場
合、計算結果をなめらかに結んだ γ - H_e 曲線と、弾塑
性圧密解析で考慮した γ 一定線との交点を求めれば、
所定の条件下における限界盛土高さ H_c を評価でき
ると考える。例えば、図-4における $k_s = 10^{-4}$ (m/day)の
場合は、 $H_c = 28\text{m}$ と算定できる。

次に、図-5に示す結果を、盛土高さ H_e をパラメ
ータとして、 μ と k_s の関係にまとめ直したものを図-6
に示す。 $H_e = 20\text{m}$ の結果をみると、 k_s が極端に小さい、
あるいは極端に大きい場合、 γ がそれぞれの盛土高さ
ごとに一定値に収束する傾向を示している。前者は、
圧密による強度増加が盛立て期間中に全く期待でき
ないケース、後者は、常に過剰間隙水圧がゼロの状態
で盛立てが行われるケースに対応するものと考えら
れる。また、透水係数 k_s が $10^{-4} < k_s < 10^{-1}$ (m/day)の範囲
において、 k_s の増加に伴う γ の増大が顕著である。粘
性土を用いた盛土施工で用いられる一般的な粘性土

の透水係数は、以上の範囲にある場合が多い。したが
って、盛土の圧密を促進させる施工の有効性、あるい
は透水性の評価誤差を小さくするような観測施工の
必要性が分かる。

k_s が極限時の塑性変位速度分布に及ぼす影響を表す
結果として、 $H_e = 26\text{m}$ まで盛り立てた状態に対して連
成極限解析で計算された塑性変位速度分布を図-7
に示す。同図は、 $k_s = 10^{-5} \sim 10^{-1}$ (m/day)の5つのケー
スの結果をそれぞれ示している。各ケースの計算結果よ
り、のり先が前にせり出す破壊メカニズムが推定され
る。このことは破壊事例の報告と一致し²⁴⁾、のり尻付
近の観測が特に重要になることを示している。 $H_e =$
 26m のケースにおいて、 γ は k_s の大きさに応じて、11.87
から 26.86 (kN/m³)まで計算されたけれども、塑性変位
速度分布が卓越する領域の広さは、 k_s の大きさに関わ
らず、ほぼ一定である。

以上の計算結果より、盛土の安定性を評価する方法
として、次の2つが考えられる。ひとつは、最終盛り
立て高さ H_e と限界盛土高さ H_c の比で定義される安全
率 F_H を用いる方法である。図-4~6に示した結果
において、以上の評価法を適用してみると、 $H_e = 24\text{m}$ 、
 $k_s = 10^{-4}$ (m/day)のときの盛土の安定性は、 $F_H = H_c / H_e =$
 $28 / 24 = 1.12$ として評価できる。もうひとつは、連成
極限解析で計算される極限荷重 γ と、弾塑性圧密解析
で考慮した γ の比で定義される安全率 F_γ を用いる方法
である。この考え方を上述と同じケースに適用してみ
ると、盛土の安定性は、 $F_\gamma = 14.7 / 11.8 = 1.25$ として評
価できる。これ以降においては、 H_c を求めるためには
多くの計算が必要になるため、 F_γ を用いて各条件下の
盛土の安定性を評価する。

4. ジオテキスタイルの配置条件が粘性土盛土の 安定性に及ぼす影響

(1) 解析条件

ジオテキスタイルの配置間隔および面内方向透水
性能の大きさは、盛土の圧密の速さに、ジオテキスタ
イルの敷設長さは、圧密を促進する領域の広さに関係
するので、ジオテキスタイルの配置条件は、盛土の安
定性に大きく影響を及ぼすと考えられる。そこで、表
-1に示す材料定数で表される粘性土を用いた盛土
を、ジオテキスタイルで安定化する場合を想定して、
ジオテキスタイルの配置条件の影響を2. にした解析
法で調べた。解析条件の概要は図-8に示すとおりで、
高さ $H_e = 28\text{m}$ 、のり面の勾配 $\beta_s = 26.6^\circ$ の盛土と、 $H_e =$
 20m 、 $\beta_s = 63.4^\circ$ の盛土を構築する場合について、計算
を行った。

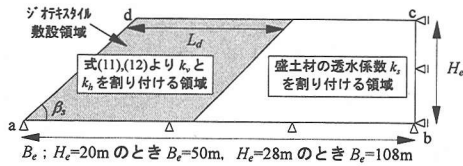


図-8 解析の概要

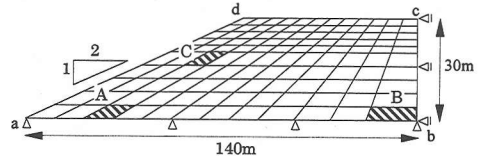


図-10 応力状態を着目した要素

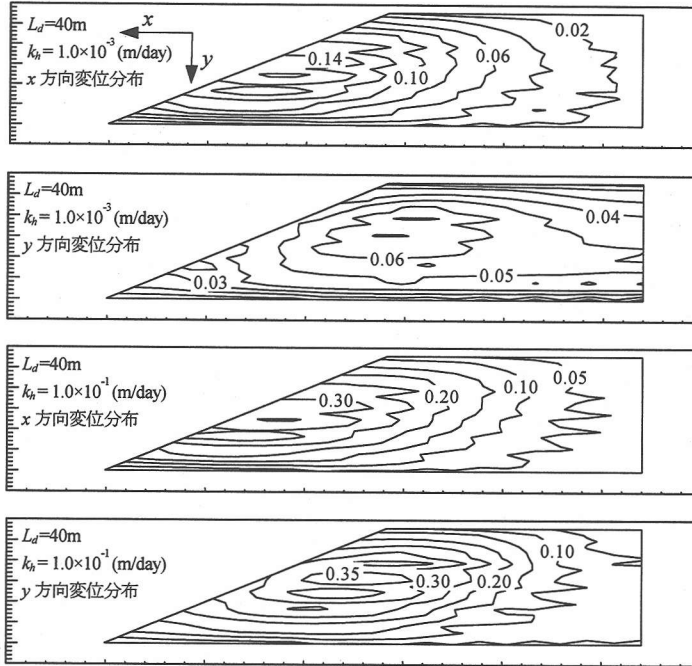


図-9 施工終了時における盛土内変位分布 ($H_e = 28\text{m}$, $\beta_s = 26.6^\circ$, 図中の単位: m)

一連の計算では、ジオテキスタイルの配置長さ L_d の影響、およびジオテキスタイルの配置間隔と通水性能の影響を表す k_h (参: 式(12)) の影響を調べるために、 $L_d = 5, 10, 20, 30, 40(\text{m})$ の条件に対し、 k_h をそれぞれ 10^{-3} から 10^{-1} まで 4 種類変化させて、最終盛り立て高さ H_e での極限荷重 (物体力) を計算した。なお、施工速度は 2 種類の盛土とも、 $0.25(\text{m/day})$ とし、 L_d は盛土全体で一定とした。

(2) 解析結果と考察

$H_e = 28\text{m}$, $\beta_s = 26.6^\circ$, $L_d = 40\text{m}$ の条件において、 $k_h = 1.0 \times 10^{-3}(\text{m/day})$ のときと、 $k_h = 1.0 \times 10^{-1}(\text{m/day})$ のときに対して計算された施工直後の盛土内変位分布を図-9 に示す。各ケースの変位分布は、クロスアーム沈下計による計測結果の傾向に類似している。 $k_h = 1.0 \times 10^{-1}(\text{m/day})$ のときと $k_h = 1.0 \times 10^{-3}(\text{m/day})$ のときの変位の大きさを、計算値を用いて比較すると、 $k_h = 1.0 \times 10^{-1}(\text{m/day})$ のときの変位の大きさは、 $k_h = 1.0 \times 10^{-3}(\text{m/day})$

のときに対し、鉛直方向の変位で 7 倍、水平方向の変位で 2 倍である。この結果は、 k_h が大きくなるようにジオテキスタイルを配置すれば、盛土のはらみ出しを小さく、そして施工中の圧密を促進できることを示している。

図-9 に示した 2 つのケースにおける、着目要素での応力比 $\eta (= q/p')$ 、 q : 偏差応力、 p' : 有効平均主応力と間隙水圧 u の変化を図-11, 12 に示す。着目要素の位置は、図-10 に示すとおりである。ジオテキスタイルを敷設した領域から遠く離れた要素 B での応力比、間隙水圧の変化過程は、 k_h の大きさに関わらず、ほとんど同じである。しかし、ジオテキスタイルを敷設した領域における、盛土のり尻付近の要素 A と、盛土の中間高さ付近の要素 C での応力比、間隙水圧の変化過程は、 k_h の大きさで異なる。すなわち、 $k_h = 10^{-1}(\text{m/day})$ のときの要素 A と C での応力比は、 $k_h = 10^{-3}(\text{m/day})$ のときより低い値で推移しており、要素 C は、盛り立てに伴い、より安定した状態に移行している。

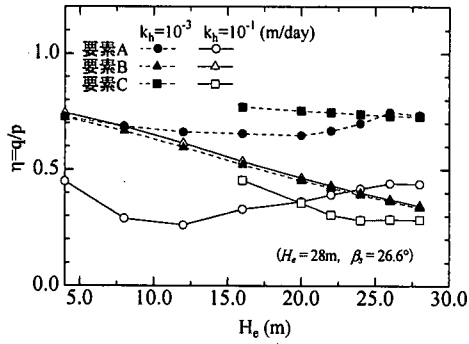


図-11 着目要素における応力比の変化

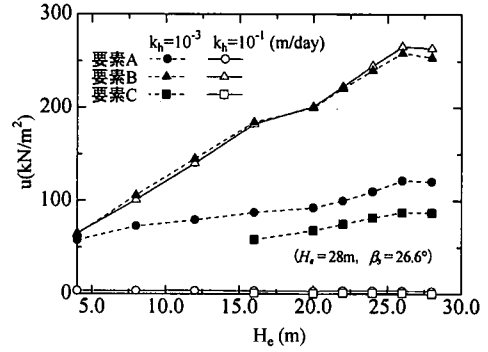


図-12 着目要素における間隙水圧の変化

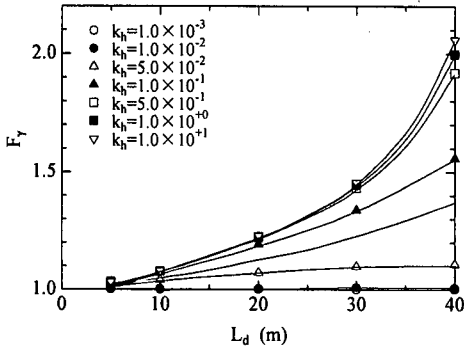


図-13 F_γ と L_d の関係 ($H_e = 28\text{m}$, $\beta_s = 26.6^\circ$)

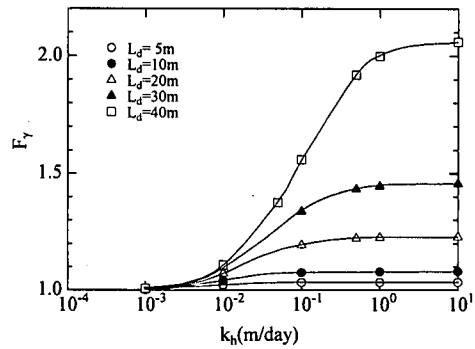


図-14 F_γ と k_h の関係 ($H_e = 28\text{m}$, $\beta_s = 26.6^\circ$)

一方、 $k_h = 10^{-3}$ (m/day)のときの要素A、Cでの応力比は、減少することなく、ともに0.7から0.8の間を推移している。また、 $k_h = 10^{-1}$ (m/day)のときの要素Aと要素Cでの間隙水圧は、非常に小さい値で推移しているが、 $k_h = 10^{-3}$ (m/day)のとき、着目した全ての要素の間隙水圧は、盛り立てに伴い大きくなっている。以上のような傾向は、 $H_e = 20\text{m}$ 、 $\beta_s = 63.4^\circ$ の場合についても確認できた。このような考察からも、ジオテキスタイルの圧密促進効果が盛土の安定性の向上に大きく寄与することが分かる。

$H_e = 28\text{m}$ 、 $\beta_s = 26.6^\circ$ の条件における連成極限解析の計算結果を、 k_h をパラメータとして、安全率 F_γ と L_d との関係にまとめたものを図-13に示す。ここで F_γ は、極限荷重 γ_f と盛土材の単位体積重量 γ_s の比である。同図において、 k_h が 1.0×10^{-1} (m/day)より大きく、 L_d が H_e よりも長くなると、ジオテキスタイルによる盛土の安定性の向上が顕著になる傾向が認められる。図-13に示した関係を、 L_d をパラメータとして、 F_γ と k_h の関係にまとめ直したものを図-14に示す。 k_h が 1.0×10^{-3} (m/day)の場合、 L_d の違いによる盛土の安定性の違いは認められない。一方、 k_h が 1.0×10^{-2} (m/day)から 1.0×10^0

(m/day)の場合、 L_d が H_e より長くなると、 k_h の増加に伴う盛土の安定性の向上が顕著になる。そして、 k_h が 1.0×10^0 (m/day)より大きいケースでは、 k_h の増加に伴う盛土の安定性の向上が非常に小さくなる。この要因として、 k_h が 1.0×10^0 (m/day)より大きいケースでは、弾塑性圧密解析で計算される過剰間隙水圧が、 k_h の大きさに関わらず、盛り立て過程を通じて、ほとんどゼロになることが挙げられる。

$H_e = 20\text{m}$ 、 $\beta_s = 63.4^\circ$ の条件における F_γ と L_d の関係、 F_γ と k_h の関係をそれぞれ図-15、16に示す。これらの図において、 L_d が H_e より長い条件では、 L_d の影響が小さい。この結果は、 L_d が H_e より長くなると、 L_d の影響が大きくなった $H_e = 28\text{m}$ 、 $\beta_s = 26.6^\circ$ のときの結果と異なる。また、盛土の安定性が変化する k_h の範囲は、 1.0×10^{-3} (m/day)から 1.0×10^{-1} (m/day)の間であり、この範囲もまた、 $H_e = 28\text{m}$ 、 $\beta_s = 26.6^\circ$ のときの値とは異なる。以上の計算結果より、ジオテキスタイルの配置条件によって粘性土盛土の安定性は変化し、盛土の安定性と配置条件の関係は、盛土の形状に応じて変化することが分かる。

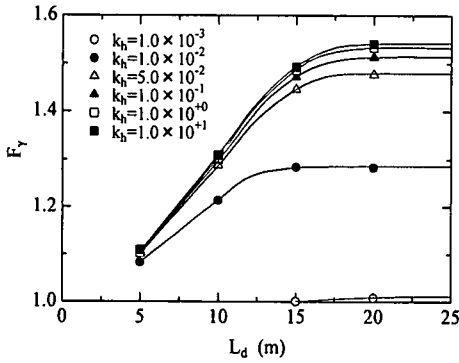


図-15 F_γ と L_d の関係 ($H_e=20\text{m}$, $\beta_s=63.4^\circ$)

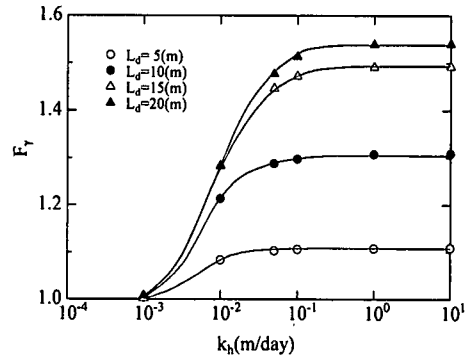


図-16 F_γ と k_h の関係 ($H_e=20\text{m}$, $\beta_s=63.4^\circ$)

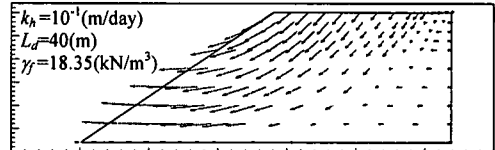
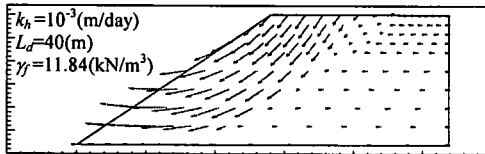
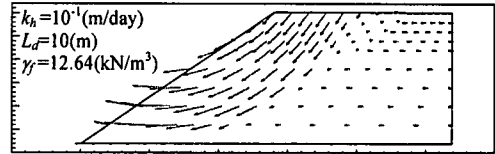
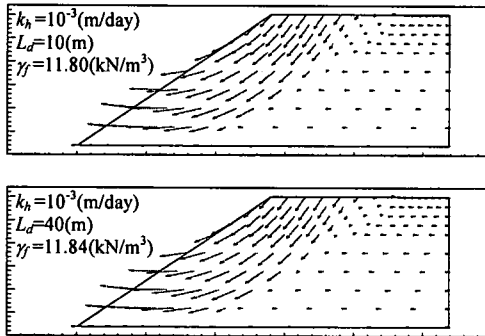


図-17 極限時の塑性変位速度の分布 ($H_e=28\text{m}$, $\beta_s=26.6^\circ$)

無対策で盛土する場合を対象にした計算では、盛土材の透水係数 k_h が、 $10^{-4} < k_h < 10^{-1}$ (m/day) の範囲において、 k_h の増加に伴う γ の増大が顕著になったけれども (参：図-4)，破壊時のメカニズムは変化しなかった (参：図-6)。そのことをふまえ、ジオテキスタイルの敷設条件と極限時の塑性変位速度分布との関係を比較した。 $k_h = 1.0 \times 10^{-3}$ (m/day) のときと、 $k_h = 1.0 \times 10^{-1}$ (m/day) のときについて、 L_d が極限時の塑性変位速度の分布に及ぼす影響を比較したものを図-17 に示す。同図において、 $k_h = 1.0 \times 10^{-3}$ (m/day) のとき、 L_d が異なる 2 つのケースでの塑性変位速度分布は、ほぼ同じである。一方、 $k_h = 1.0 \times 10^{-1}$ (m/day) のときは、 L_d が長くなると、塑性変位速度が卓越する領域が広がる。すなわち、ジオテキスタイルの敷設領域に透水性の直交異方性を考慮して、その圧密促進効果を考慮した計算では、無対策の盛土の場合と異なり、盛土の安定性と極限時のメカニズムが密接に対応し、極限荷重が大きくなるケースほど、塑性変位速度が卓越する領域が広がる。

図-13 (あるいは図-14) と図-15 (あるいは図-16) に示した計算結果を、 k_h-L_d 座標系における安全

率 F_γ のコンター図にまとめ直したものを、それぞれ図-18, 19 に示す。図中のプロットは、いずれも図-13 ~16 から読み取った値を示している。両図に示した結果は共通した傾向を示しており、まず、所定の F_γ を満足するために最低限必要になる L_d と k_h の組み合わせが、盛土の形状の違いに関わらず存在することが分かる。そして、 L_d 一定で k_h をいかに大きくしても、また k_h 一定で L_d をいかに長くしても、向上させることができる盛土の安定性には限界があることが分かる。すなわち、ジオテキスタイルを密に敷設する効果に限界があるのは、いかに盛土の圧密を促進しても、完全排水条件で盛り立てられた場合以上に、ジオテキスタイル敷設領域での盛土材の非排水強度を改善できないためである。また、ジオテキスタイルを長く敷設する効果に限界があるのは、盛土の破壊に関与しない部分の盛土材の非排水強度をいかに改善しても、盛土の安定性には無関係になるためである。

本論文では議論の対象外としたが、粘性土盛土の安定性を支配する因子として、施工速度ならびに盛土境界の排水条件がある。実際、これらの結果は本論文に示した計算に大きな影響を及ぼす。

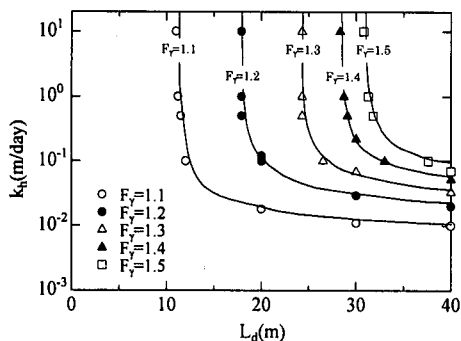


図-18 k_h-L_d 座標系における F_γ のコンター
($H_e = 28\text{m}$, $\beta_s = 26.6^\circ$)

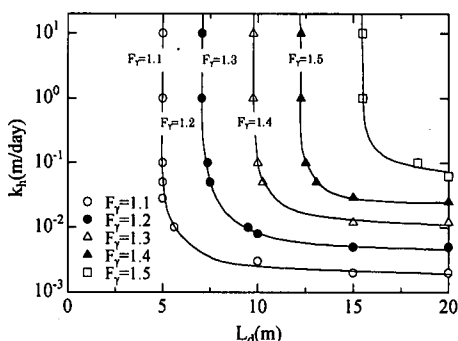


図-19 k_h-L_d 座標系における F_γ のコンター
($H_e = 20\text{m}$, $\beta_s = 63.4^\circ$)

ジオテキスタイルの敷設条件の決定においては、その影響を十分に考慮する必要があることを、最後に付記させていただく。

5. まとめ

水平排水層が配置された粘性土盛土の安定解析法について検討を行った。本章で得られた知見を以下のようにまとめられる。

- (1) ジオテキスタイルが敷設された粘性土盛土の安定性は、非排水強度の盛土内分布を盛り立て直後における有効応力分布より推定したうえで、非排水条件を仮定した安定解析より評価すべきである。この計算方法として、有限要素法に基づく連成極限解析法が有力な道具となると考え、ジオテキスタイルが配置された領域の平均的な透水係数を、ジオテキスタイルの面内方向通水性能と配置間隔、そして盛土材の透水係数から算定する連成極限解析法を示した。
- (2) 無対策の盛土施工を対象に、盛土材の透水係数が盛土の安定性に及ぼす影響を調べた。その結果、盛土の安定性は、盛土材の透水係数が 10^{-5} から $10^{-1}(\text{m/day})$ の幅広い範囲において、部分吸排水効果のために変化することが明らかになった。
- (3) 本論文に示した連成極限解析法は、ジオテキスタイルの配置条件が盛土の安定性に及ぼす影響を定量的に評価できることを示した。
- (4) 盛土の形状によって、盛土の安定性とジオテキスタイルの配置条件の関係は異なり、一定のジオテキスタイルの配置密度では、盛土の安定性を増加させることのできる配置長さに限界があること、また配置長さが一定の場合には、同じく配置密度に限界があることを示した。

参考文献

- 1) 土木研究センター：建設発生土利用技術マニュアル（第2版），1998。
- 2) 高速道路調査会編：関東ロームの土工，共立出版社，1973。
- 3) 地盤工学会編：現場技術者のための土と基礎シリーズ4，盛土の調査・設計から施工まで（第1回改訂版），1990。
- 4) 三木博史，小橋秀俊：建設発生土利用促進のための土工用新材料・新工法の開発動向，土木技術，第53巻，4号，1998。
- 5) 山内豊聡：研究展望；ジオテキスタイル，土木学会論文集，No. 370/Ⅲ-5，pp. 27-38，1993。
- 6) 赤木俊允：ジオシンセティックス使用量のアンケート調査結果，ジオシンセティックス技術情報，Vol. 13，No. 1，国際ジオシンセティックス学会日本支部，1997。
- 7) Miyata, Y., Kogure, K., Tanizawa, F. and Ogasawara, K.: Pore Pressure behavior in the high embankment with volcanic cohesive soil placed horizontal drainage, Proc. of Int. Sym. on problematic soils, pp. 231-234, 1998。
- 8) 柴田 徹，関口秀雄：地盤の支持力，鹿島出版会，1995。
- 9) 浅岡 頭：支持力と有効応力，土と基礎，36-6，pp. 43-49，1988。
- 10) Asaoka, A., Nakano, M. and Matsuo, M.: Prediction of the partially drained behavior of soft clays under embankment loading, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 41-58, 1992。
- 11) 小高猛司：水-土骨格連成極限つりあい解析に基づく複合地盤の支持力に関する研究，名古屋大学学位論文，1993。
- 12) 富田喜壽，木暮敬二：排水層が配置された粘性土盛土の安定解析法，ジオシンセティックス論文集，Vol. 13，pp. 23-33，1999。
- 13) 富田喜壽：ジオテキスタイルを排水材として用いた粘性土盛土の安定化に関する研究，九州大学学位論文，1999。
- 14) 山内裕元：粘性土盛土の不織布による補強法，東京大学学位論文，1993。

- 15) 例えば, 土木学会編: 新体系土木工学 17, 土の力学 (III) —特殊土, 締固め, 土と水— (吉国 洋, 宇野尚雄, 柳沢栄司・共著), 第2章 火山灰質粘性土, pp. 3-33, 技報堂出版, 1984.
- 16) Scofield, A. N. and Wroth, C. P. : Critical state soil mechanics, London, 1968.
- 17) 山口柏樹, 大根嘉男: フィルダムの設計および施工, 技報堂, 1973.
- 18) 松井家孝: フィルダムの変形と内部応力, 土と基礎, 20-12, pp. 47-54, 1972.
- 19) 大田秀樹, 西田義親, 国安逸朗, 金子義信: 土の締固め—管理規準と品質管理—, 土と基礎, 34-5, pp. 43-48, 1986.
- 20) 赤井浩一, 田村 武: 弾塑性構成則による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, No. 269, pp. 95-104, 1978.
- 21) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. : Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 1, pp. 34-42, 1984.
- 22) (社)日本塑性加工学会編: 非線型有限要素法—線形弾性解析から塑性加工解析まで—, コロナ社, 1994.
- 23) Kojima, K., Tateyama, M., Sakamoto, N. and Maruyama, O. : Geosynthetics reinforced soil retaining wall using clay on a very soft ground for Hokuriku bullet train yard in Nagano, Proc. of Int. Sym. on Earth Reinforcement (Ochiai et al eds.), pp. 227-232, 1996.
- 24) 谷口 巖, 中山 哲, 高野, 菅原紀明: 間隙水圧計による斜面の安定管理, 土と基礎, No. 46-4, pp. 5-8, 1998.

(2000. 1. 5 受付)

ANALYTICAL STUDY ON THE STABILITY OF COHESIVE SOIL EMBANKMENTS USING NON-WOVEN GEOTEXTILE

Yoshihisa MIYATA, Keiji KOGURE and Shin-ichi SHIGEHISA

In the construction of embankment with high water content cohesive soil, geotextile is often used in order to accelerate the consolidation of embankment. In order to use geotextile efficiently, the effect of geotextile on the stability of embankment should be evaluated with high accuracy. In this paper, coupling analysis of limiting equilibrium state is conducted considering the effect of geotextile to accelerate consolidation, the effect of geotextile are examined. Main conclusion is as followings. 1) The relationship between stability of embankment and placing condition of geotextile is different according to the shape of embankment. 2) There is efficient placing condition of geotextile to stabilize embankment.