

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

宮田, 喜壽

<https://doi.org/10.11501/3151019>

出版情報 : 九州大学, 1998, 博士 (工学), 論文博士
バージョン :
権利関係 :

第5章

水平排水層が配置された粘性土盛土の安定解析法

5. 1 概説

水平排水層を効果的に配置するためには、排水層の配置条件が盛土の安定性に及ぼす影響を合理的に評価する必要がある。第2章において、排水層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、場所毎に大きく異なることを示した¹⁾。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²⁾を合理的に評価できる解析法を用いる必要がある。

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）と極限状態に至らしめる载荷中の排水条件（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^{3)~7)}。この解析法は、弾塑性圧密解析と水-土骨格連成剛塑性極限解析を2段階で行う。連成極限解析法は、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有力な解析法である。排水層が配置された粘性土盛土の安定性も、以上の考え方を基本に評価できると考える。

連成極限解析を本研究の対象とする問題に適用するにあたっては、盛土の施工過程を再現する解析法と、水平排水層の圧密促進効果の評価法について、解析的な検討が必要になる。本章では、それらの内容を検討し、排水層の配置条件が盛土の安定性に及ぼす影響を計算で調べた⁸⁾。本章の内容を図5-1に示す。5.2では、本論文で提案する安定解析法の概要を説明する。5.3では、剛塑性有限要素法による斜面の

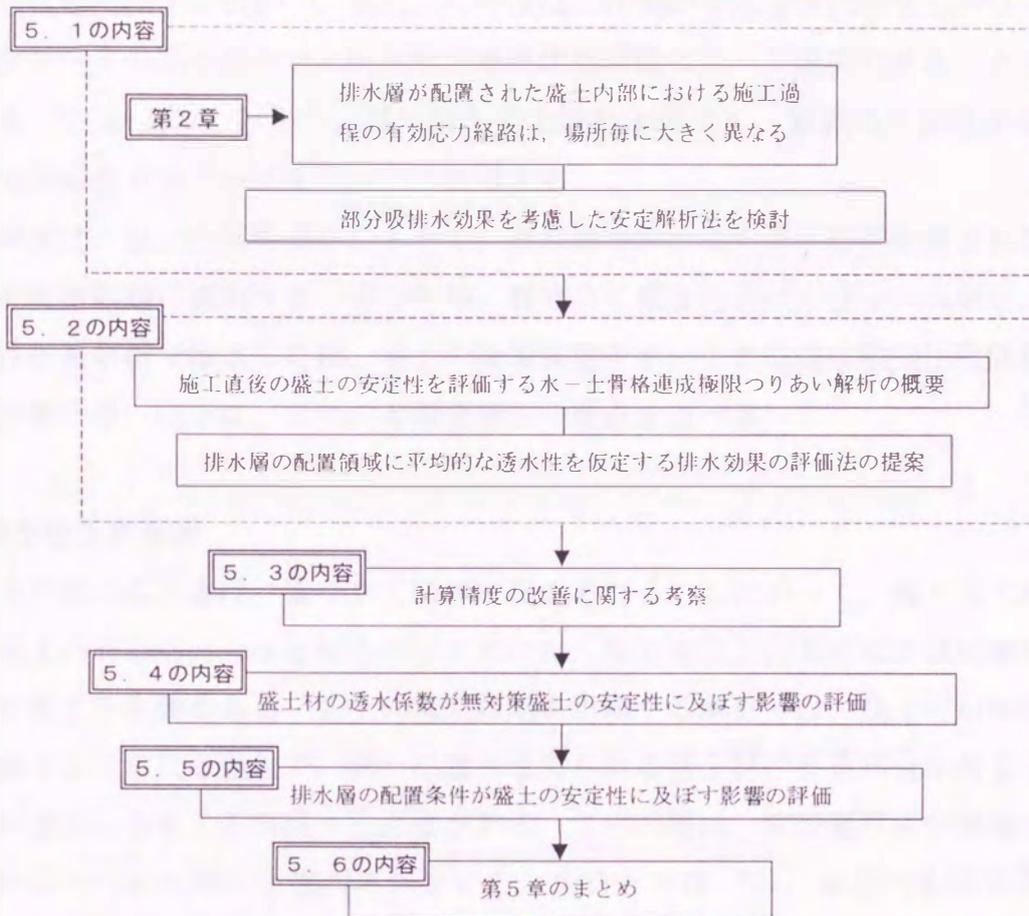


図5-1 第5章における検討のながれ

安定解析の精度を改善するための計算方法を検討する。5.4では、無対策の粘性土盛土を対象に、盛土材の透水性が盛土の安定性に及ぼす影響を示す。5.5では、排水層の配置条件が盛土の安定性に及ぼす影響について考察する。最後に5.6では、本章で得られた知見をまとめる。

5.2 水平排水層が配置された粘性土盛土の安定解析法

(1) 解析における前提条件

本研究は、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。先に述べたように、飽和度管理で締固められた粘性土の力学挙動

は飽和状態の粘土に近い⁹⁾。また、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¹⁰⁾。以上のことから、盛土材を完全飽和と仮定し、締固めた高含水比粘性土の構成関係をカムクレイモデル¹¹⁾で表現する。

本研究は、以上の前提条件のもとで、連成極限解析法を排水層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解析で推定した後、盛土の極限状態を水-土骨格連成剛塑性極限解析によって評価する。以下に、2つの有限要素法の要点を述べる。

(2) 弾塑性圧密解析

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。盛土の施工段階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¹²⁾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。本研究は、水-土骨格の連成効果を考慮して、盛土の施工過程を解析するために、松井の研究¹³⁾を参考に、上記c)の方法を採用した。すなわち、図5-2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く。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、所定の速度で盛土さ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、締固めによる履歴を圧密降伏応力で評価し¹⁴⁾、過圧密土の非排水載荷問題を解いた。この方法を用いると、のり面近傍の極限時の有効応力が小さくなる。そのため、連成解析で評価される盛土の安定性は、非現実的に小さいものとなる。そこで、式(5.1)に示すような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を用い、土被りが

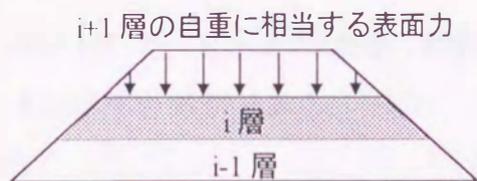


図5-2 盛立て解析の説明図

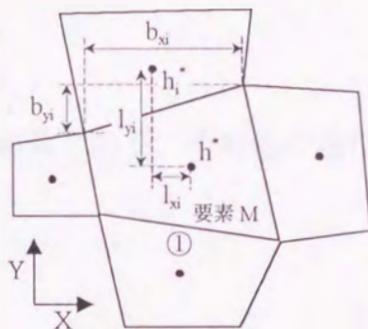


図5-3 間隙水圧の連続モデル

ゼロの位置における締固め粘性土の非排水強度とその他の土質定数より圧密応力 p' を逆算し、 K_0 値を仮定して初期有効応力を評価した。

$$c_u = \frac{M}{2} \exp \left\{ - \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda} \right) \right\} p' \quad (5.1)$$

ここで、 M は限界状態パラメータ、 λ は圧縮指数、 κ は膨潤指数である。初期間隙水圧に関しては、飽和条件の仮定より層圧の 1/2 に相当する大きさを仮定した。上述の解析法において、仮想的な初期有効応力を想定する矛盾は大きいかもしれない。しかし、不飽和地盤の境界値問題を解くことが非常に困難な現状において、以上の解析法は、定数の決め方自体は明確なので、ある程度の実用性は有していると判断している。

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¹⁵⁾にしたがい評価する。水平排水層による圧密促進効果の評価法に関する項で以上の解析法について触れるので、その概要を以下に示す。この解析法は要素内応力を一定と仮定し、間隙水の連続条件を後進差分で近似する。モデルの説明図を図5-3に示し、着目要素 M に関する間隙水の連続式の有限要素離散化近似式を式(5.2)に示す。

$$L^T \Delta u + \alpha \gamma_w h^* \Big|_{t+\Delta t} - \sum_{i=1}^4 \alpha_i \gamma_w h_i^* \Big|_{t+\Delta t} = 0 \quad (5.2)$$

ここで、 α と α_i は次式で表され、 L は変位増分ベクトル Δu を体積ひずみ増分ベクトルに変換するマトリックス、 γ_w は間隙水の単位体積重量、 h^* は着目要素 M の位置水頭、 h_i^* は要素 M を取り囲む各要素の位置水頭ベクトル、 t は任意の時間、 Δt は差分時間間隔である。

$$\alpha = \Delta t \left(\sum_{i=1}^4 k_x \frac{b_{yi}}{l_{xi}} + \sum_{i=1}^4 k_y \frac{b_{xi}}{l_{yi}} \right) \quad (5.3)$$

$$\alpha_i = \Delta l \left(k_x \frac{b_{yi}}{l_{xi}} + k_y \frac{b_{xi}}{l_{yi}} \right) \quad (5.4)$$

上式において、 k_x と k_y は水平、鉛直方向の透水係数であり、その他の幾何定数は図5-3に示すとおりである。

(3) 水-土骨格連成剛塑性極限解析

弾塑性圧密解析より計算される、施工直後における平均主応力 p_0' を、式(5.5)より極限時の平均主応力 p_f' に換算した後、式(5.6)よりミーゼス半径 σ_0 を各要素に割り付けて、非排水条件を仮定した極限解析を剛塑性有限要素法により行う。

$$p_f' = p_0' \exp(-\Lambda), \quad \Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (5.5)$$

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{2}{3}} \frac{(M p_f')}{\bar{\dot{\epsilon}}} \quad (5.6)$$

ここで、 λ は圧縮指数、 κ は膨潤指数、 Λ は不可逆定数、 M は限界状態時の応力比、 $\bar{\dot{\epsilon}}$ は相当ひずみ速度を表し、式(5.7)で計算されるスカラーである。

$$\bar{\dot{\epsilon}} = \sqrt{\dot{\mathbf{u}}_p^T \mathbf{B}^T \mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{u}}_p} \quad (5.7)$$

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1/2 \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

なお、 \mathbf{B} は $\dot{\mathbf{u}}_p$ で表される塑性変位速度ベクトルを塑性ひずみ速度ベクトルに変換するマトリックスである。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¹⁶⁾。解くべき連立方程式を以下に示す。

$$\begin{bmatrix} \sigma_0 \int_v \mathbf{B}^T \mathbf{Q} \mathbf{B} dv & \mathbf{L}^T & \mathbf{F} \\ \mathbf{L} & 0 & 0 \\ \mathbf{F}^T & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_p \\ \lambda \\ -\mu \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (5.9)$$

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、 λ は平均主応力（全応力）ベクトル、 μ は荷重係数である。

本解析では、極限荷重として盛土材の自重を想定する。そこで、荷重条件として、解析対象の全域に単位物体力に相当する節点力を与える。式(5.9)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る¹⁷⁾。

(4) 水平排水層の圧密促進効果の評価法

一連の解析において、水平排水層の圧密促進効果は、盛土の施工過程を再現する弾塑性圧密解析のみで評価する。この場合、Kojima et al¹⁸⁾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。具体的に、図5-2における要素 M の辺①の位置に排水層があるとすれば、要素 M における間隙水の連続条件式は、式(5.2)～(5.4)より式(5.10)となる。

$$L^T \Delta u + \alpha \gamma_w h^* \Big|_{t+\Delta t} - \sum_{i=2}^4 \alpha_i \gamma_w h_i^* \Big|_{t+\Delta t} = 0, \quad \alpha = \Delta t \left(\sum_{i=2}^4 k_x \frac{b_{xi}}{l_{xi}} + \sum_{i=2}^4 k_y \frac{b_{yi}}{l_{yi}} \right) \quad (5.10)$$

本研究においては、粘性土と排水材からなる排水層配置領域に平均的な透水係数を考慮することによって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、一層の排水層が受け持つ領域の対称性を仮定して、図5-3に示す粘性土層と排水層からなる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。

$$k_v = \frac{h_d + a_d}{\frac{h_d}{k_s} + \frac{a_d}{k_d}} \quad (5.11)$$

$$k_h = \frac{k_s h_d + k_d a_d}{h_d + a_d} \quad (5.12)$$

さらに上式において、水平排水工法における一般的な排水層の配置条件で成り立つと考えられる、 $h_d \gg a_d$ と、 $k_d \gg k_s$ を仮定すれば、 k_v と k_h は次式で表される。

$$k_v \approx k_s \quad (5.13)$$

$$k_h \approx k_s + \frac{\theta_d}{h_d} \quad (5.14)$$

(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¹⁹⁾。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5-1に示すように仮定した。

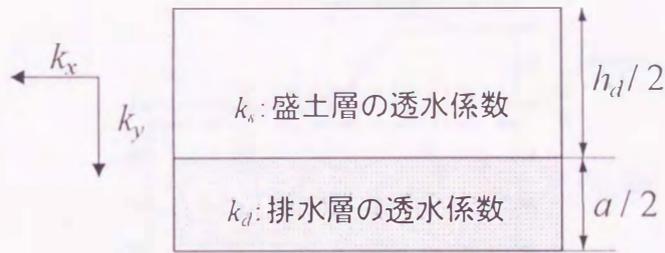


図5-4 盛土層と排水層の2層モデル

表5-1 解析パラメータ

M	λ	κ	c_{u0} (kPa)	e_0	K_0	k_s (m/day)	γ_t (kN/m ³)
1.20	0.434	0.043	32.6	2.50	0.5	1.0e-4	11.8

5.3 計算精度の改善に関する考察

(1) 計算領域の設定と特異点処理

剛塑性有限要素法による極限解析は上界定理に立脚している。この解析法は、塑性論的に正解と呼ばれる解より大きな極限荷重を計算する。したがって、その計算精度の改善についての検討が必要になる。有限要素法で盛土斜面の極限、変形解析を行う場合、図5-5に示すような境界条件が設定される場合が多い。しかし、このような境界条件を仮定しても、境界の影響を強く受けた解析結果を得る可能性があるため、合理的な解析領域の設定について検討する必要がある。また、問題によっては速度場に特異点が現れるため、その場合は解析的に有効な処理が必要になる。沖見²⁰⁾は、帯荷重を想定した支持力解析において、荷重端部に5節点を設ける特異点処理方法の有効性を明らかにしている。本研究は、斜面ののり先に3節点を設ける特異点処理方法の斜面安定解析に対する有効性を調べる。

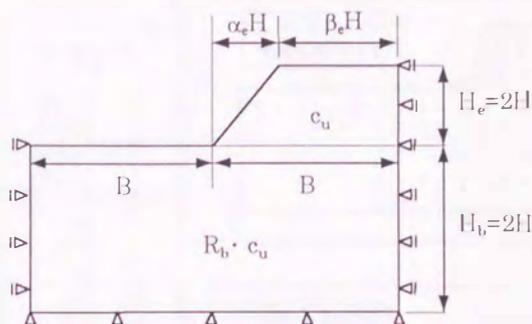


図5-5 解析ケースの説明図

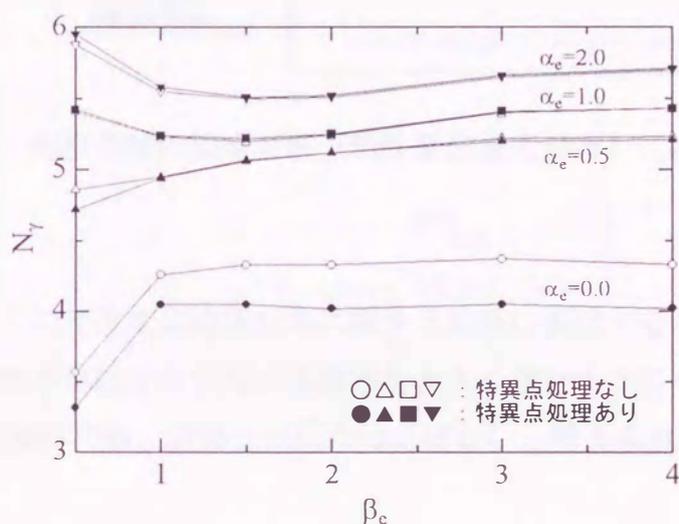


図5-6 解析条件が解に及ぼす影響

荷重係数 μ から換算した安定係数 N_γ と、計算で変化させた α_e あるいは β_e の関係を図5-6に示す。また、 α_e が同じ($\alpha_e = 0.0$)で、 β_e が異なる条件($\beta_e = 0.5, 4$)での塑性変位速度分布を図5-7に示す。ここで、 α_e と β_e の幾何的意味は、図5-5に示したとおりである。特異点処理の有無に関わらない傾向として、 $\alpha_e = 0.0$ のとき、 β_e の影響が顕著になることが分かる。このことは、図5-7に示すように、のり面の勾配が急な場合、破壊メカニズムが β_e の大きさに応じて変化するためであると考えられる。今回の検討においては、 β_e を4程度に設定すれば、解析領域の広さの影響が少ない計算結果を得られることが分かった。次に、特異点処理の影響をみると、 α_e が0.0のとき、その影響が大きいことが分かる。これは、図5-7に示すように、のり面の勾配が急な場合、斜面ののり先が速度場の特異点となるためと考えられる。 α_e が大

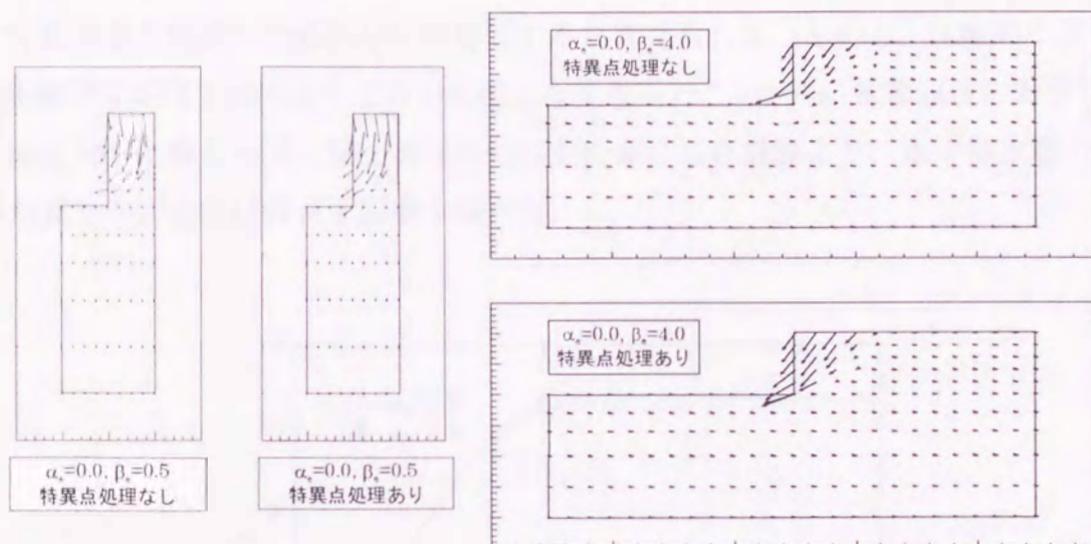


図5-7 解析領域の設定が解（塑性変位速度分布）に及ぼす影響

きいケースについての塑性変位速度分布に関する結果は省略するが、これらのケースでは、塑性変位速度が卓越する領域が基礎部を大きく含むようになる。以上の結果より、 α_s が0.5以上の条件では、特異点の処理は必要ないと考えられる。

(2) 2層系斜面の計算条件について

実際の盛土が構築される条件を考えると、基礎地盤が有するせん断特性と締固められた盛土材のそれは一般に異なる。このような場合、均質斜面を対象にした従来の安定図表は無力になる。剛塑性有限要素法は不均一地盤の安定問題への適用性を有しているが、できるだけ狭い領域を解析対象としたほうが、計算の精度、効率ともに良くなる。このことから、盛土材のせん断強度に対する基礎地盤のせん断強度の比 R_b の影響を調べて、次節以後の計算例題の条件を検討する。なお以上の一連の計算において、基礎地盤の厚さ H_b と盛土高さ H_e の比 R_H は2を仮定した。

N_y と R_b の関係を図5-8に示す。均質斜面の場合、基礎部での塑性変位速度がさほど卓越しない $\alpha_e = 0.5$ の時では、 R_b の影響は小さい。一方、均質斜面の場合に基礎部での塑性変位速度が卓越する $\alpha_e = 2.0$ の時では、 R_b に伴い、計算される N_y が大きくなる。そして、 R_b が2を超えると、 N_y は一定値に収束する。代表的な解析ケースにおける塑性変位速度分布を図5-9に示す。のり面の勾配に関わらず、 R_b が大きくなると、塑性変位速度は盛土内部でのみ卓越することが分かる。実際の盛土の破壊に

は、荷重履歴や地盤の均質性などが影響すると考えられる。しかし、比較的小さい R_b で、基礎部における塑性変位速度が卓越しなくなったことから、次節以後の計算では、のり面の勾配に関わらず、盛土斜面部のみを対象にした計算より、水平排水層の配置条件が盛土の安定性に及ぼす影響を調べる。

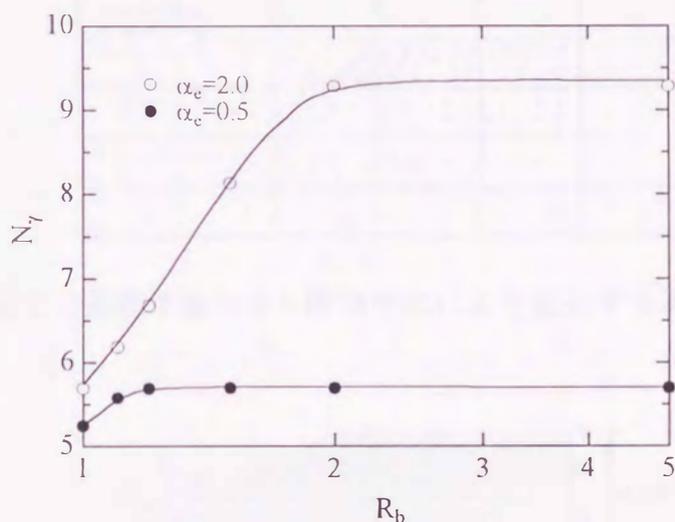


図5-8 盛土と基礎地盤のせん断強度比が盛土の安定性に及ぼす影響

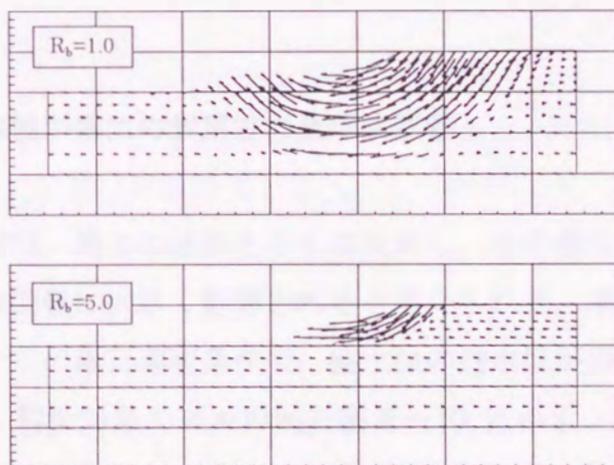


図5-9(a) 盛土と基礎地盤のせん断強度比により変化する速度場 ($\alpha_c=2.0$)

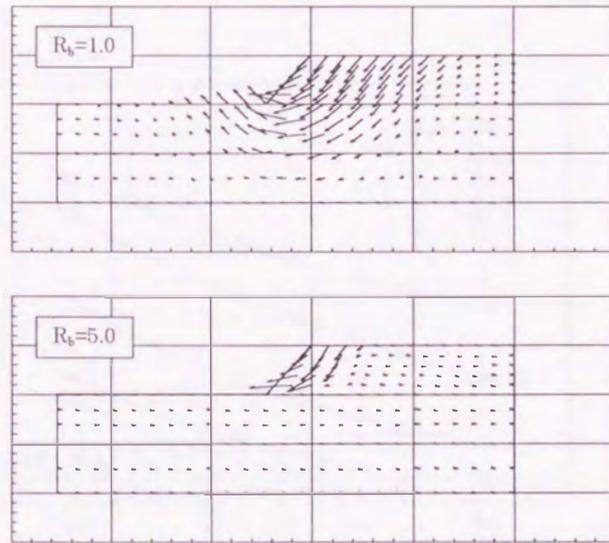


図5-9(b) 盛土と基礎地盤のせん断強度比により変化する速度場 ($\alpha_e=0.5$)

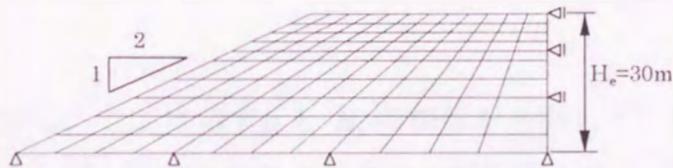


図5-10 解析モデル

5. 4 盛土材の透水性が盛土の安定性に及ぼす影響

粘性土盛土の安定性は、施工の進展とともに変化し、その過程は、施工速度と盛土材の透水性の相対的な関係に大きく影響されると考えられる。本研究は、無対策の粘性土盛土を対象に、一定の施工速度条件で、盛土材の透水性が盛土の安定性に及ぼす影響を計算で調べた。解析対象モデルの例を図5-10に示す。一連の計算では、表5-1に示した解析定数を仮定し、盛土材の透水係数 k_s を $10^{-5} \sim 10^{-1}(\text{m/day})$ の範囲で変化させた。施工速度は $0.25 (\text{m/day})$ で固定した。このような試算は、粘性土地盤の支持力特性を検討した浅岡らの研究²⁰⁾を参考にしている。

解析結果として、荷重係数 μ と盛土高さ H_e との関係を k_s 毎に整理して図5-11に示す。 H_e が大きくなるにつれて、 μ 、すなわち粘性土盛土の安定性が低下していく過程を、計算で表現できている。また、その低下割合は、 k_s の大きさに関わらず、ほぼ

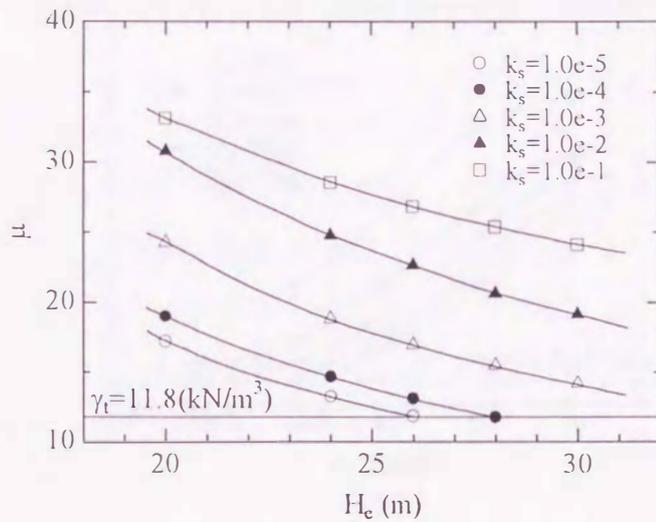


図5-11 盛り立てに伴う安定性の変化

一定であることが分かる. ここに示す μ と H_c の関係を外挿して, 変形解析で仮定した γ_t 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. たとえば, 図5-10における $k_s = 10^{-4}$ (m/day)の結果を用いると, $H_c = 28$ mと求めることができる.

盛土材の透水係数 k_s が盛土の安定性に及ぼす影響を調べるために, 図5-10に示す結果を, μ と k_s の関係にまとめなおして図5-11に示す. k_s の増大に伴い μ が大きくなることが分かる. $H_c = 20$ 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, μ はそれぞれ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り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 $10^{-4} < k_s < 10^{-2}$ (m/day)の範囲において, 盛土の安定性は大きく変化している. 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, 何らかの方法で透水性を向上させれば, 盛土を安定化できること, あるいは透水性の評価誤差を小さくするような施工観測が重要になることが分かる.

$H_c = 26$ mのケースにおいて, k_s が極限時の塑性変位速度分布に及ぼす影響を図5-12に示す. 各ケースの計算結果より推定される破壊メカニズムは, のり先が前に

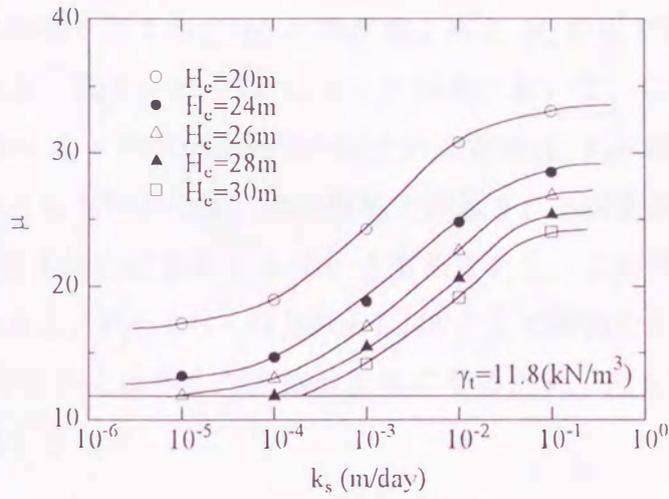


図5-12 透水係数の影響

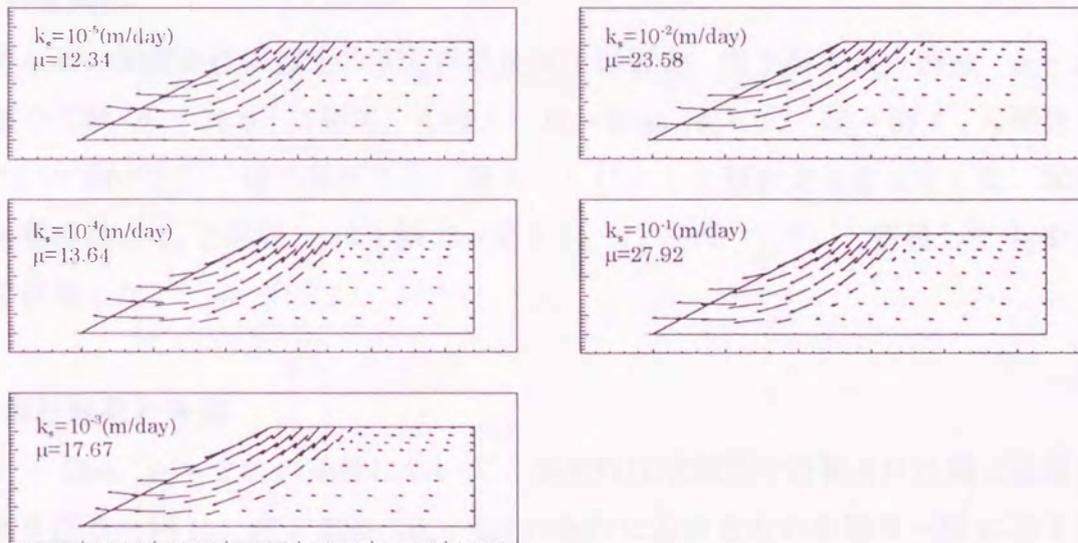


図5-13 極限時の塑性変位速度分布 ($H_c=26m$)

せり出すモードを示している。このことは破壊事例の報告と一致する。 $H_c = 26m$ のケースにおいて、 μ は k_s の大きさに応じて12.34から27.92まで計算されたが、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、ほぼ一定であることが分かる。

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5-11~13に示した結果において、以上の評価法を適用してみると、 $H_e = 24\text{m}$, $k_s = 10^{-4}(\text{m/day})$ 時の盛土の安定性は、 $F_H = H_c / H_e = 28 / 24 = 1.167$ として評価できる。もうひとつは、極限解析で計算される荷重係数 μ と変形解析で考慮した 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、 $F_\gamma = 1.497 / 1.200 = 1.248$ 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。

5. 5 水平排水層の配置条件が盛土の安定性に及ぼす影響

(1) 計算条件

排水層の配置条件が盛土の安定性に及ぼす影響を、盛土高さ $H_e = 28\text{m}$, $\alpha_e = 2.0$ (のり面の勾配 $\beta_s = 26.6^\circ$ に相当) の時と、 $H_e = 20\text{m}$, $\alpha_e = 0.5$ ($\beta_s = 63.4^\circ$ に相当) の時について調べた。一連の解析では、表5-1に示した解析定数を仮定した。配置する排水層の長さ L_d と間隔 h_d は全層で一定とし、 L_d と式(5.15)で定義した k_h を変化させて計算した。

(2) 解析結果と考察

$H_e = 28\text{m}$, $\alpha_e = 2.0$ の条件において、弾塑性圧密解析で計算された施工直後の変位分布を図5-14に、 $H_e = 20\text{m}$, $\alpha_e = 0.5$ の条件におけるものを図5-15に示す。各ケースについて計算された変位分布は、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。そして、盛土の形状に関係無く、おなじ L_d では k_h が大きいケースほど、水平、鉛直方向の変位が大きい。 $H_e = 28\text{m}$, $\alpha_e = 2.0$ の条件において、 L_d が 40m で、 $k_h = 1.0 \times 10^{-3}(\text{m/day})$ と、 $k_h = 1.0 \times 10^{-1}(\text{m/day})$ の時の結果を、鉛直、水平方向の最大変位に着目して比較すると、後者のケースは前者のケースより、鉛直方向の変位で7倍、水平方向の変位で2倍である。すなわち、透水性が大きく改善されたケースほど、せん断よりも圧密が進行して、より安定な状態に移行する傾向を示すことが分かる。

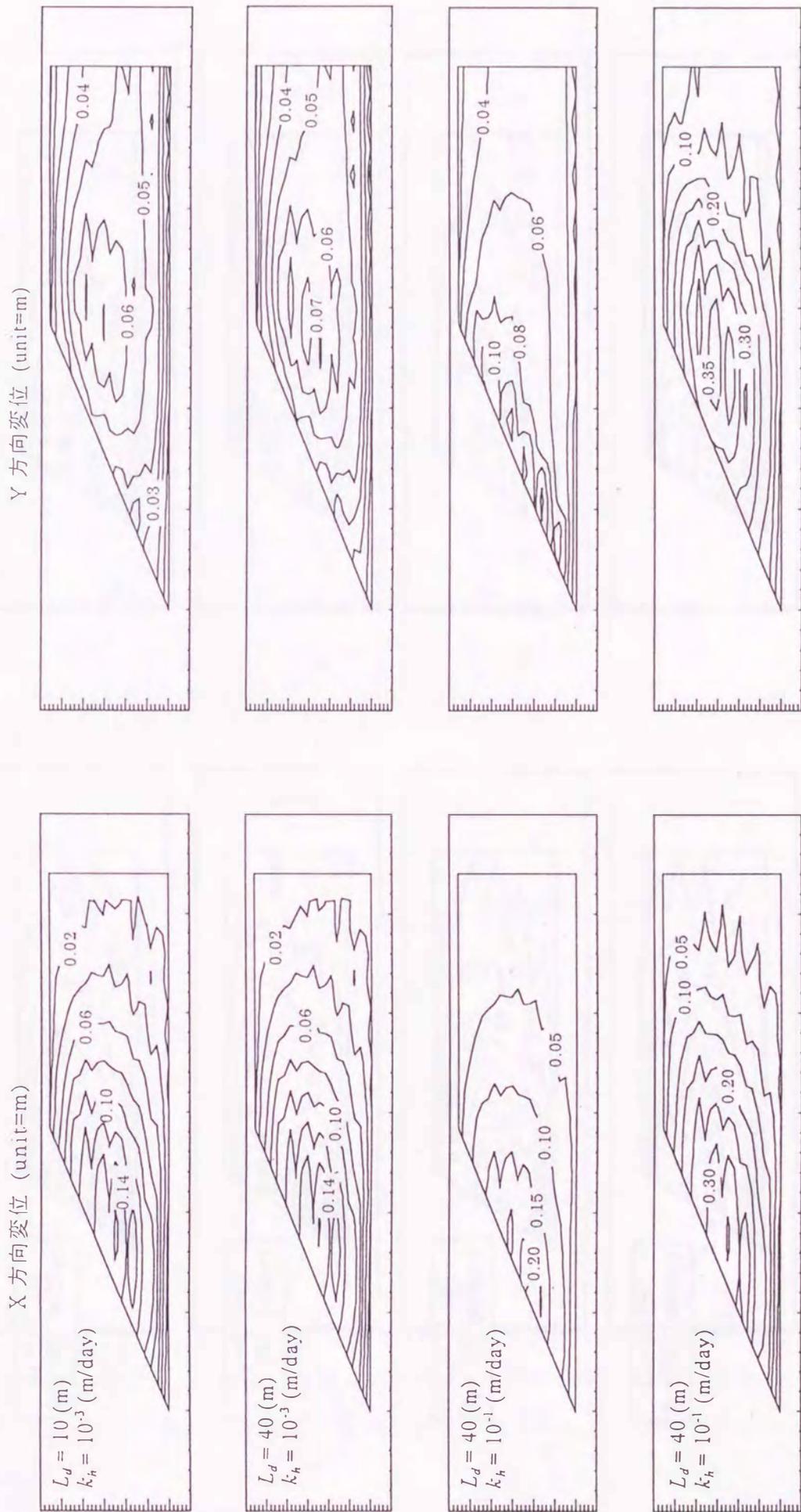


図 5-14 盛立て直後の変位分布

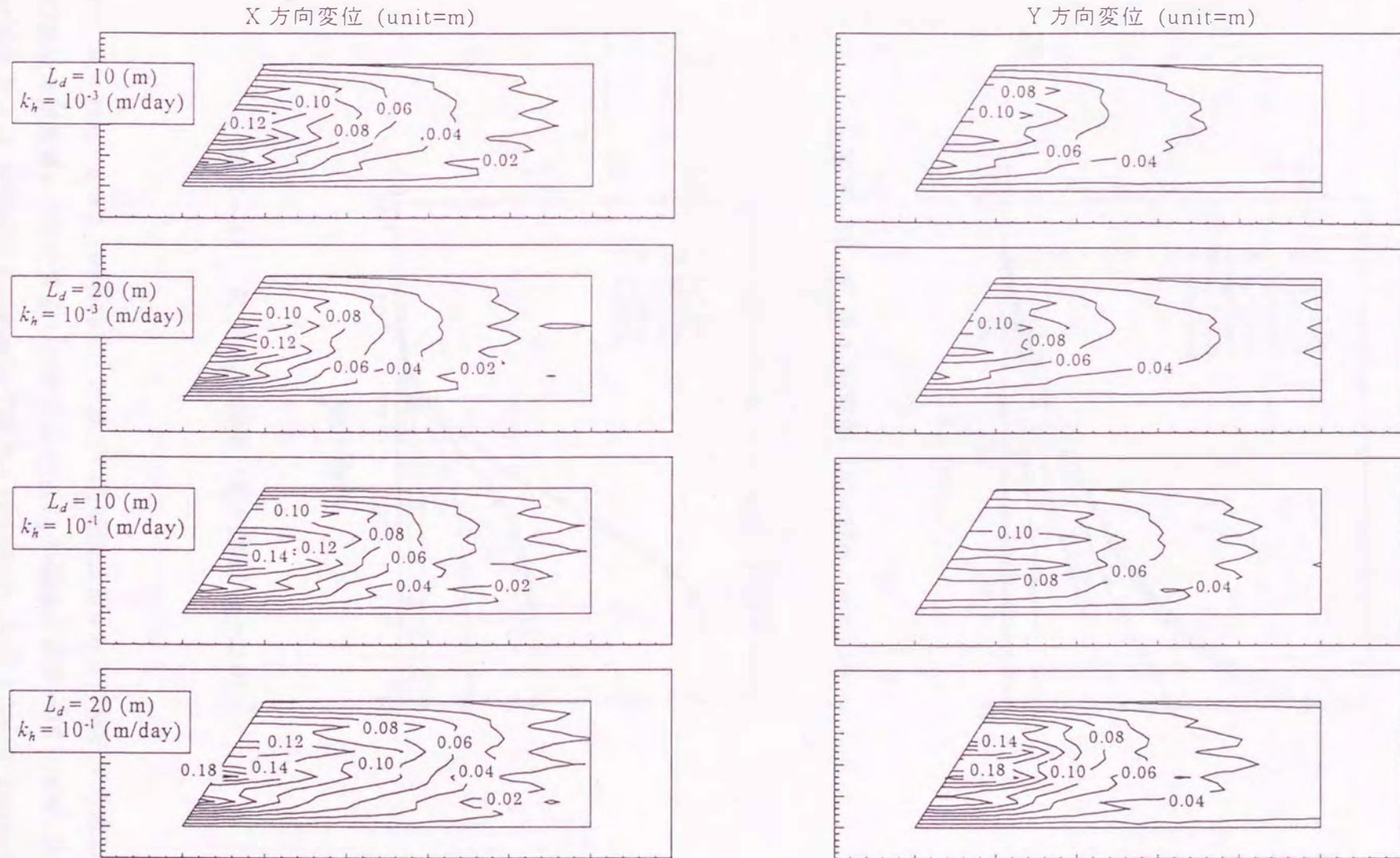


図 5-15 盛立て直後の変位分布

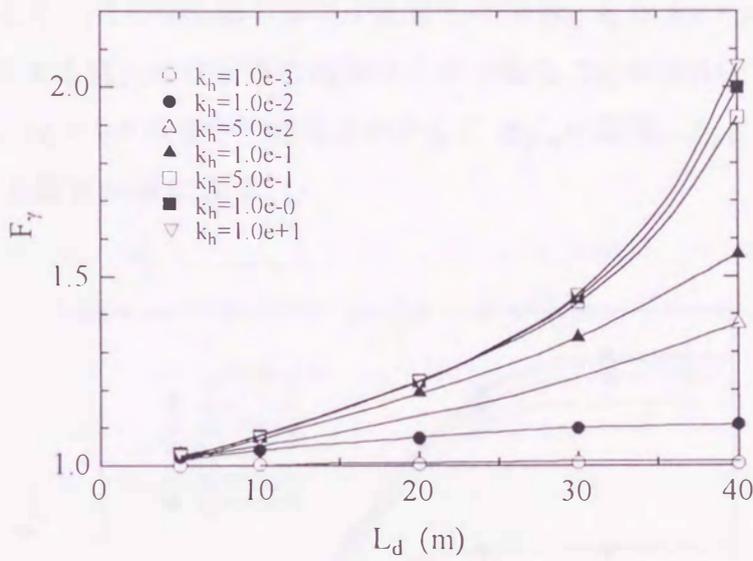


図5—16 F_γ と L_d の関係 ($H_e = 28\text{m}$, $\alpha_e = 2.0$)

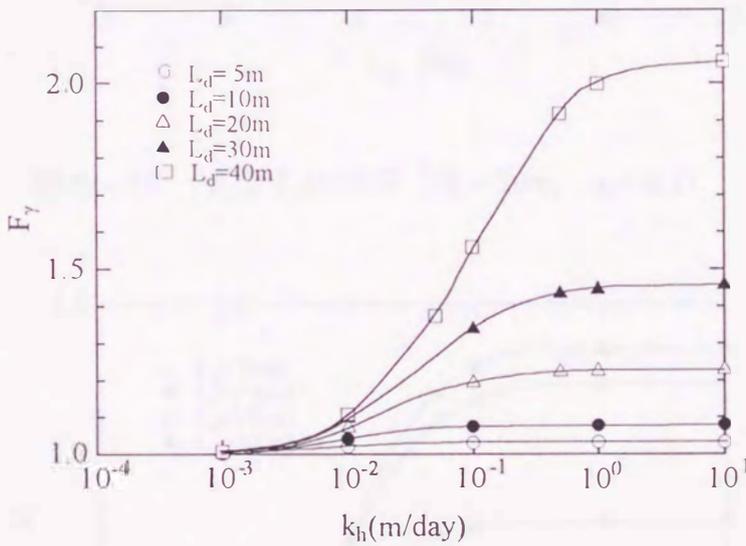


図5—17 F_γ と k_h の関係 ($H_e = 28\text{m}$, $\alpha_e = 2.0$)

次に、 $H_e = 28\text{m}$ 、 $\alpha_e = 2.0$ の条件で、計算された極限荷重 μ と変形解析で考慮した盛土材の単位体積重量 γ の比で算定した安全率 F_γ と L_d の関係を図5—16 に示す。また、同じ結果を F_γ と k_h の関係にまとめ直して図5—17 に示す。 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、排水層による盛土の安定性の増加が顕著になることが分かる。また、同じ排水層の長さで比較した場合、 k_h が 1.0×10^0 (m/day)より大きくなると、 k_h による盛土の安定性の増加は小さくなること分かる。

次に $H_e = 20\text{m}$, $\alpha_e = 0.5$ の条件で計算された、 F_γ と L_d の関係、 F_γ と k_h の関係を、それぞれ図5-18と図5-19に示す。

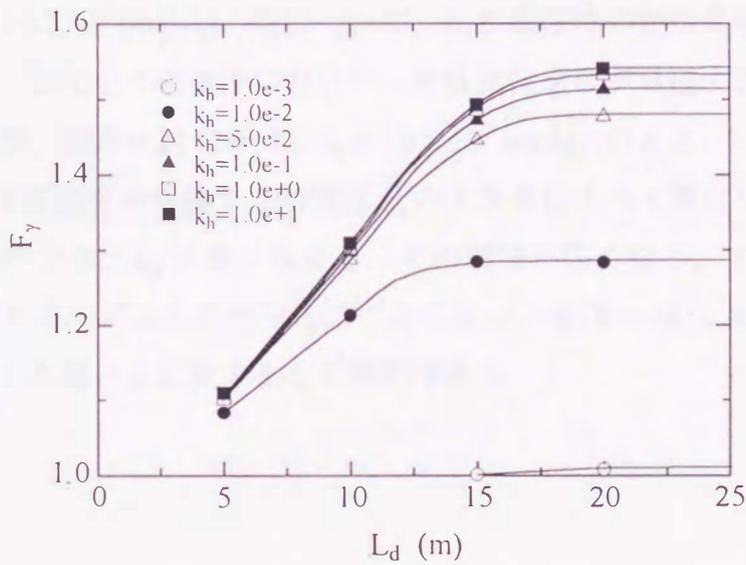


図5-18 F_γ と L_d の関係 ($H_e = 20\text{m}$, $\alpha_e = 0.5$)

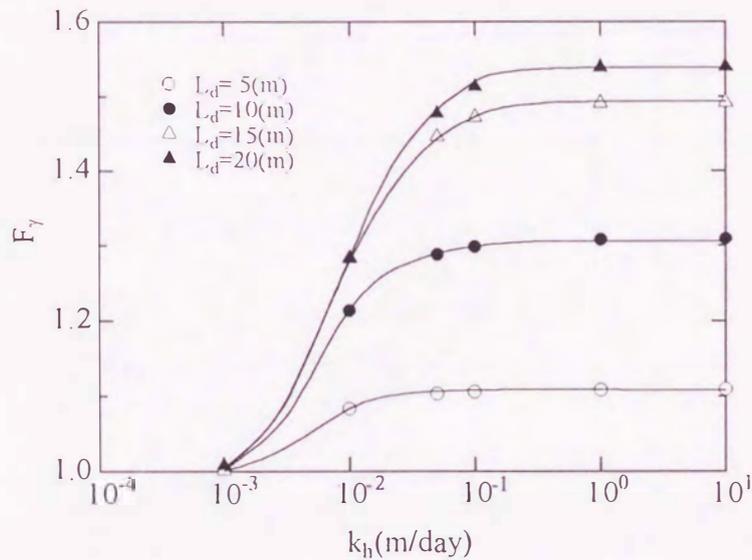


図5-19 F_γ と k_h の関係 ($H_e = 20\text{m}$, $\alpha_e = 0.5$)

$H_c = 28\text{m}$, $\alpha_c = 2.0$ の条件では, $L_d > H_c$ になると, L_d の影響が大きくなったけれども, $H_c = 20\text{m}$, $\alpha_c = 0.5$ の条件では, $L_d > H_c$ になると, L_d の影響が小さくなる. また, $H_c = 28\text{m}$, $\alpha_c = 2.0$ の条件よりも, 小さな k_h で, 排水層による盛土の安定性の増加が顕著になるが, k_h が 1.0×10^0 (m/day) より大きくなると, k_h による盛土の安定性の増加は小さくなるのが分かる.

L_d によって荷重係数が変化しない $k_h = 1.0 \times 10^3$ (m/day) の時と, L_d に伴い荷重係数が大きくなる $k_h = 1.0 \times 10^1$ (m/day) の時について, L_d が極限時の塑性変位速度分布に及ぼす影響を調べた. 以上2つの条件において, 塑性変位速度が卓越する領域を曲線で近似して, 図5-20, 図5-21に示す. $k_h = 1.0 \times 10^3$ (m/day) のとき, いずれのケースにおいても, 塑性変位速度が卓越する領域は L_d の大きさによって変化しない. 一方, $k_h = 1.0 \times 10^1$ (m/day) のとき, L_d が長くなると, その領域が広がる. すなわち, L_d が変化すると, 破壊メカニズムも変化する. このことは, 図5-13に示すように, k_h を変化させて計算した場合と比較すると対照的である.

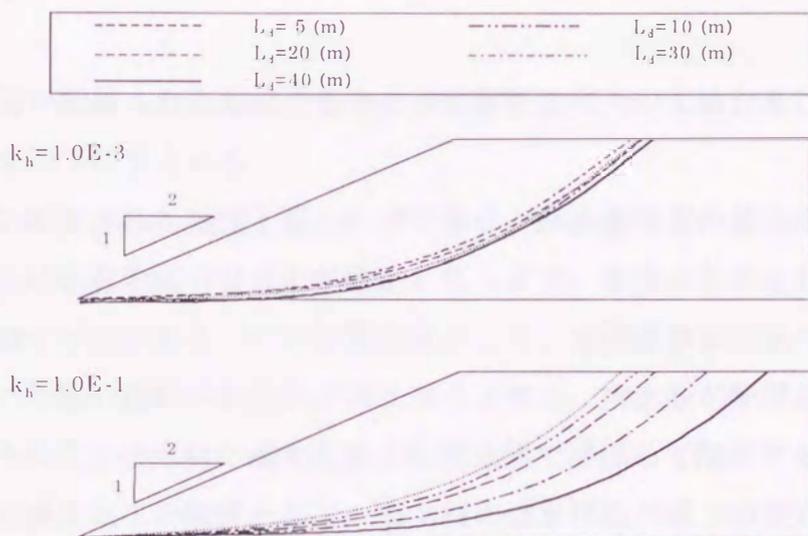


図5—18 塑性変位速度が卓越する領域の広さ ($H_e = 20\text{m}$, $\alpha_e = 0.5$)

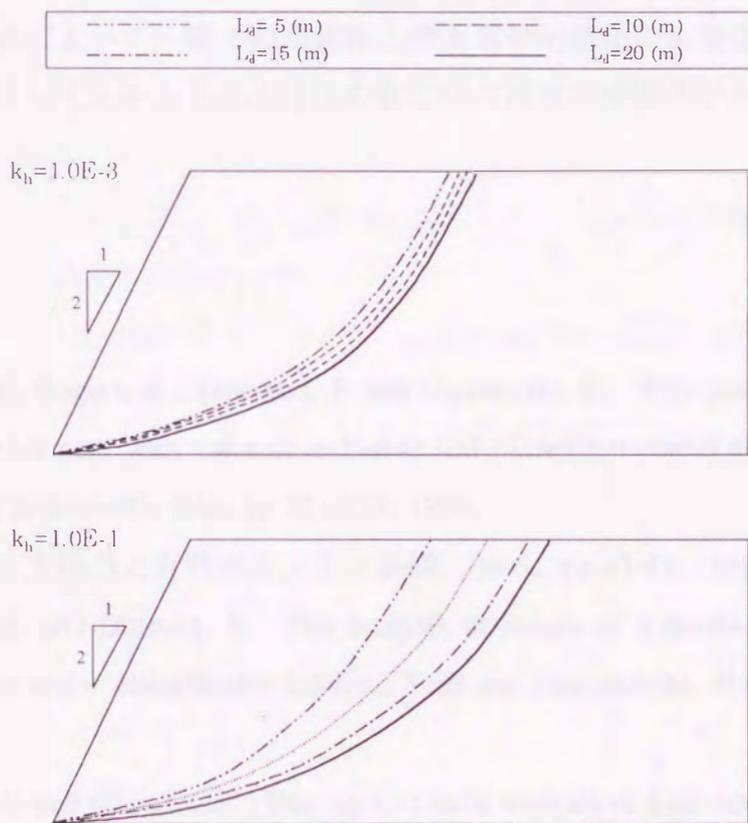


図5—19 塑性変位速度が卓越する領域の広さ ($H_e = 20\text{m}$, $\alpha_e = 0.5$)

5. 6 結論

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にまとめる。

- (1) 排水層が配置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水-土骨格連成極限つりあい解析が有力な道具となると考え、排水層が配置された領域の平均的な透水係数を排水材の通水性能と配置間隔で評価して解析する方法を示した。
- (2) 無対策の盛土施工を対象として、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} (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) 提案法は、排水層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、盛土の安定性と排水層の配置条件の関係が異なり、排水層の配置によってもたらされる盛土の安定性の増加には限界があることを示した。

参考文献

- 1) 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. Symp. on problematic soils, pp.231-234, 1998.
- 2) 浅岡 顕 : 支持力と有効応力, 土と基礎, 36-6, pp.43-49, 1988.
- 3) Asaoka, A. and Ohtsuka, S. : The analysis of failure of a normally consolidated clay foundation under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.26, No.2, pp.47-89, 1986.
- 4) Asaoka, A. and Ohtsuka, S. : Bearing Capacity analysis of a normally consolidated clay foundation, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.58-70, 1987.
- 5) Asaoka, A., Ohtsuka, S. Matsuo, M. : Coupling analysis of limiting equilibrium state for normally consolidated and lightly overconsolidated soils, Soils and Foundations, Vol.30,

No.3, pp.109-123, 1990.

- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 宮田喜壽, 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*, pp.3-33, 1984.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) Scofield, A. N. and Wroth, C. P. : *Critical state soil mechanics*, London, 1968.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 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一, *土と基礎*, 34-5, pp.43-48, 1986
- 15) 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.
- 16) 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.
- 17) (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.
- 18) 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.
- 19) 関東ロームの土工-その土質と設計・施工-, 高速道路調査会, 1973.
- 20) 沖見芳秀, 右近八郎, 吉清 孝 : 剛塑性有限要素法による支持力解析におけるモデル化について, 第44回土木学会年次学術講演会講演概要集, pp.966-967, 1989.

第6章

水平排水層の最適配置法

6. 1 概説

構造物の設計では、経済性、安全性、機能性、耐久性など様々な要望が追求される。以上の要望はそれぞれ密接な関係にあり、設計は非常に多くの意思決定の関係から構成される¹⁾。このような場合、設計の優劣を判断する工学的価値基準を特に意識せず、ただ全ての設計条件を満足することのみを重視して設計すると、バランスの良い結果を得ることは難しい。第5章に示したように、水平排水層が配置された粘性土盛土の安定性は多くの因子に支配される。したがって、水平排水工法の設計においては、上述のことが特にあてはまる。

より明確な根拠に基づいた設計のために、構造工学の分野では、数理計画法を応用した最適設計に関する研究が1960年頃から進められてきた²⁾。地盤工学の分野においても、信頼性理論に基づく検討が行われてきた³⁾。排水層の配置の決定も、それらの概念を基本にすれば、合理的に行うことができると考えられる。

排水層の配置の決定を最適化問題として表現するためには、盛土全体の挙動や排水層の機能に関する許容値を設計変数の関数で表すこと（制約条件の定式化）と、適切な基準を設計変数の関数で表すこと（目的関数の定式化）が必要である⁴⁾。本研究は、5章までに示した成果を活用することによって、確定論に基づく排水層の最適配置法を検討する。本章の内容を図6-1に示す。6.2では、排水層の最適配置法を示す。6.3では、具体的な条件に対する現行設計法との比較計算を行い、本論文で提案す

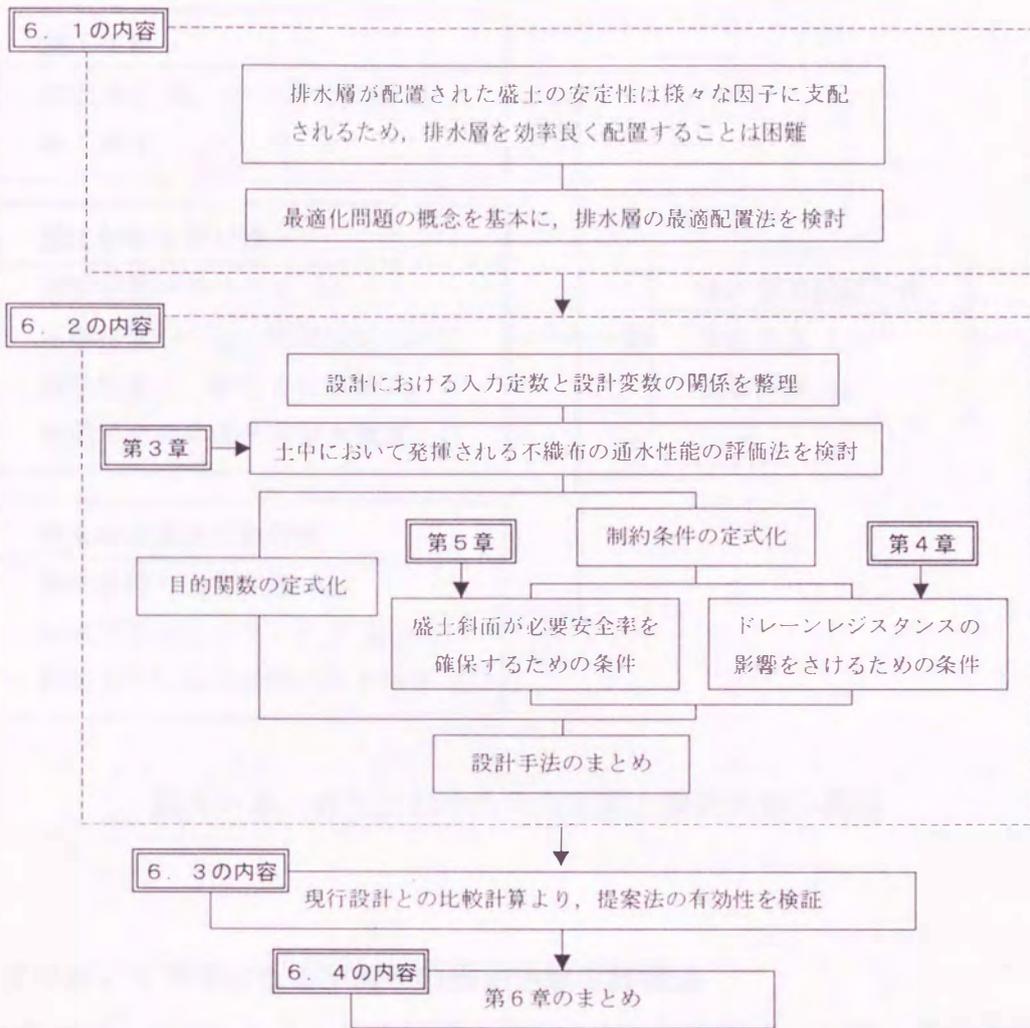


図6-1 第6章における検討のながれ

る設計法の有効性を検討する。最後に6.4では、本章で得られた知見をまとめる。

6.2 水平排水層の最適配置法

(1) 設計変数

本研究においては、図6-2に示すように、施工条件と盛土材、排水材の特性値から、排水層の配置を決定する設計を考える。ここでは、議論を簡単にするために、全層にわたって同じ配置長さ L_d 、間隔 h_d で排水層を配置すると仮定する。これ以降、土中において発揮される不織布の透水性能の評価法を検討した後、制約条件と目的関数を定式化する。

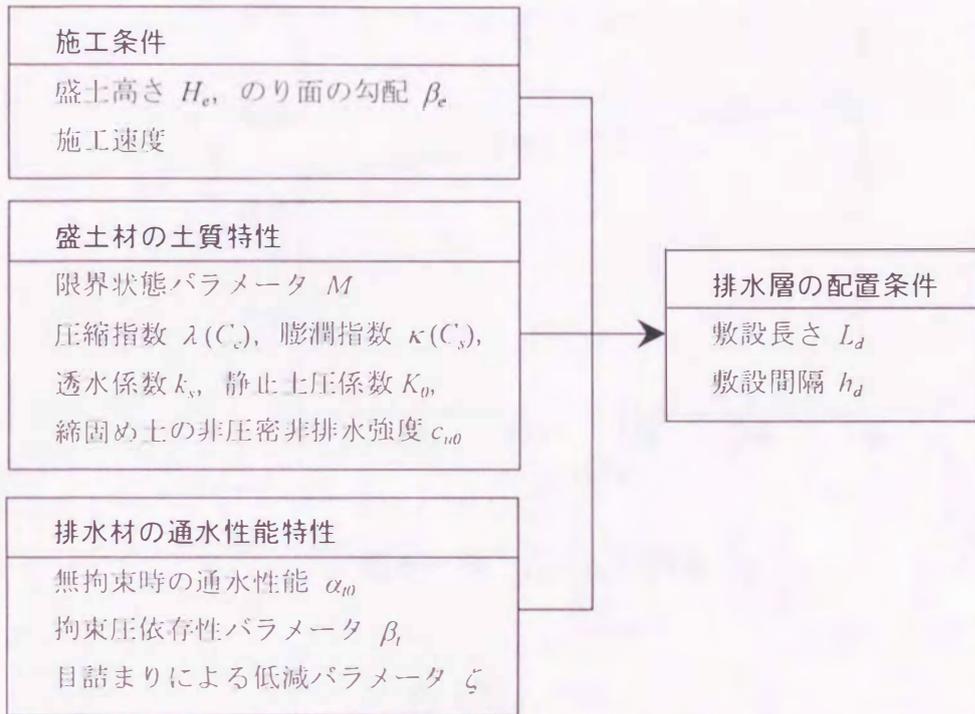


図6-2 設計における入力定数と設計変数の関係

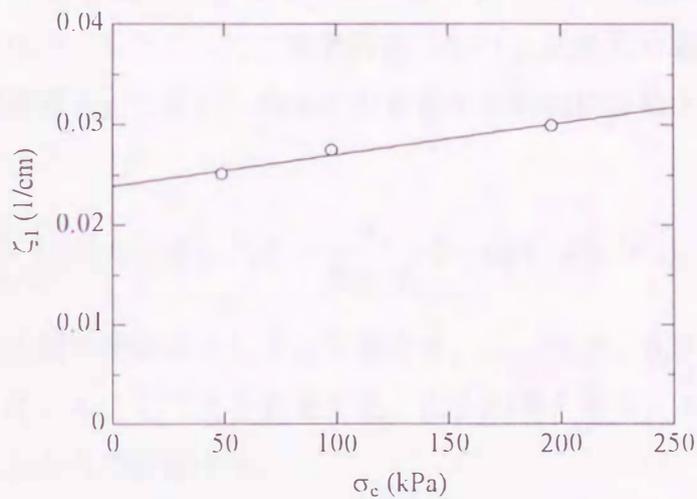
(2) 土中において発揮される不織布の通水性能の評価法

第3章では、粘性土を介した長期透水試験によって目詰まり状態に変化させた不織布の通水性能を調べた^{5), 6)}。その結果、拘束圧 σ_c の作用や目詰まりの進行に伴い変化する不織布の通水性能 θ は、次式で評価できることを示した。

$$\theta = R_c \alpha_0 \exp(-\beta_1 \sigma_c) \tag{6.1}$$

ここで、 α_0 と β_1 は未使用製品を用いた通水性能試験より決まる実験定数、 R_c は未使用状態を基準とした通水性能の低減比を表す。上式における R_c は、不織布を目詰まり状態に変化させた長期透水試験において、単位面積あたりの不織布を通過した累積流出水量 F_v の増加に伴い小さくなった。そのような通水性能の低減は、設計で考慮されるべきである。以下にその評価法を考える。

実際の盛土において、不織布に作用する拘束圧の大きさや、流入する圧密排水量は場所毎に異なる。そのため、盛土内で発揮される通水性能 θ_d も不均一になると考えられる。ここでは、 θ_d を、次式のように、目詰まりの進行の影響を平均的に評価する R_c と、同じく拘束圧の影響を平均的に考慮した θ_c の積で評価する方法を検討する。

図6-3 ζ₁とσ_cの関係

$$\theta_d = R_c \theta_c \quad (6.2)$$

はじめに、 R_c の評価について考える。図3-11に示した R_c と F_v の関係を、最も簡易なモデルで評価すれば、次式で表すことができる。

$$R_c = 1 - \zeta_1 F_v \quad (6.3)$$

ここで、 ζ_1 は不織布の通水性能の低減過程を表す実験定数である。以後、上式で用いる ζ_1 と F_v の適切な大きさについて考えてみる。第3章に示したように、製品の基本物性の違いが R_c と F_v の关系到及ぼす影響は小さい。このことから、通水性能試験の拘束圧 σ_c 毎に上式における ζ_1 を求めた。 ζ_1 と σ_c の関係を図6-3に示す。これより、 ζ_1 は σ_c の大きさにほぼ比例して大きくなるが、概ね、 $\zeta_1 = 3.0 \times 10^{-2}$ (1/cm)程度と評価できることが分かる。実際は、粘性土の圧密排水が不織布の上下面から流入するから、今回のように、片面からの通水によって目詰まり状態にされた不織布を用いた場合、その値の2倍を設計値としたほうが安全側になるとと思われる。一方、 F_v は、単位面積あたりの不織布に流入する圧密排水量に対応すると考えられる。その圧密排水量は h_d にほぼ比例するから、 F_v を次式で評価する。

$$F_v = \zeta_2 h_d \quad (6.4)$$

ここで、 ζ_2 は比例定数である。実際には、盛土材に生じる体積ひずみの大きさを考慮して、0.05~0.2程度を採用すれば良いと考える。

次に、式(6.2)における θ_c の評価法を考える。ほぼ水平に敷設された不織布に作用す

る鉛直応力 α_v は、敷設直後におけるゼロから盛り立てに伴い連続的に増加して、施工終了時に最大となる。したがって、各敷設面における最終的な盛り立て高さを H_i 、盛土材の単位湿潤重量を γ_i で表し、拘束圧の影響を平均的に評価すれば、 θ_c は次式で表すことができる。

$$\theta_c = \frac{1}{H_i} \int_0^{H_i} \alpha_0 \exp(-\beta \gamma_i h) dh = \frac{\alpha_0}{\beta \gamma_i H_i} \{1 - \exp(-\beta \gamma_i H_i)\} \quad (6.5)$$

H_i の大きさは、排水層の配置高さによって異なる。ここでは、 θ_d が安全側となる設計値となるように、 $H_i = H_c$ として θ_c を評価する。以上の考えより、不織布の通水性能に関する設計定数 θ_d を次式で評価する。

$$\theta_d = R_c \theta_c = \frac{\alpha_0}{\eta} (1 - \zeta h_d) \{1 - \exp(-\eta)\} \quad (6.6)$$

ここで、 $\zeta = 2\zeta_1 \zeta_2$ 、 $\eta = \beta \gamma_i H_c$ である。

(3) 制約条件

L_d と h_d に課す制約条件として、「排水層におけるドレーンレジスタンスの影響を生じさせない」という条件と、「排水層が配置された盛土斜面の安定性が所定の安定率 F_{req} を満足する」という条件を考える。以下に、それぞれの制約条件を、設計変数である L_d と h_d の関数として定式化する。

(3-1) ドレーンレジスタンスの影響を生じさせないための制約条件

第4章において、ドレーンレジスタンスの影響を生じさせないためには、以下の条件が満足される必要性を解析的に示した^{7),8)}。

$$D = \frac{\beta^2}{\pi^2 \xi} \leq 10^{-1} \quad (6.7)$$

ここで、 $\beta = (4L_d)/h_d$ 、 $\xi = \theta/(h_d k_s)$ である。式(6.6)で表される θ_d を上式の θ に代入し、設計において θ_c と k_s が与えられることを考慮すれば、式(6.7)より、排水層の配置には、次に示す制約が課される。

$$L_d^2 \leq \chi (1 - \zeta h_d) h_d \quad (6.8)$$

ここで、 $\chi = (\pi^2 \theta_c)/(160 k_s)$ である。以上に示した制約条件の内容を模式的に図6-4に示す。式(6.8)に示す制約条件を満足する L_d と h_d の組み合わせは、 $h_d - L_d^2$ 座標系

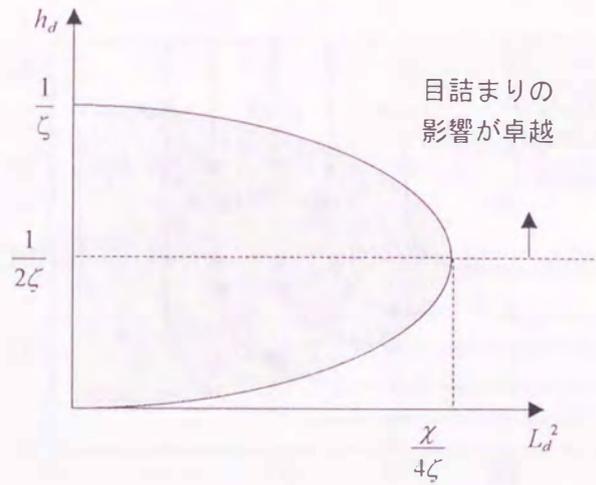


図6-4 ドレーンレジスタンスの影響を生じさせないための制約条件

において、 $L_d^2 = \chi/(4\zeta^2)$ 、 $h_d = 1/(2\zeta)$ で極値を持つ2次関数で囲まれる。すなわち、以上の制約条件は、配置可能な L_d を、 $0 < h_d < 1/(2\zeta)$ の範囲では h_d に伴い長く、 $1/(2\zeta) < h_d < 1/\zeta$ の範囲では逆に短く評価する。このように、 h_d がある長さを超えると、 L_d を短く評価するようになるのは、土粒子の流入による通水性能の低下の影響を考慮したためであり、このように評価すると、一層の排水層に大きな負担を集中させないように排水層を配置することになるので、合理的であると考えられる。

(3-2) 盛土斜面の安定性が必要安全率を満足するための制約条件

盛土斜面の安定性が必要安全率 F_{req} を確保するための制約条件を、第5章に示した計算結果を用いて定式化する。図5-20、21に示した計算結果より、 $k_h - L_d$ 座標系における安全率 F_y のコンター図は、図6-5に示すように評価される。この結果を模式的に図6-6に示す。図中において、 L_{min} は所定の F_y を満足する L_d のうち最短のものを、 k_{min} は同じく最小となる k_h を表す。これらの結果より、 L_d を L_{min} より十分長く、そして、 k_h が k_{min} より十分大きくなるように排水層を配置すれば、盛土斜面の安定性が増加すること、そして、各 F_y におけるコンターは、次に示す特徴を有することが分かる。

$$\lim_{L_d \rightarrow L_{min}} k_h(L_d) = \infty \tag{6.9}$$

$$\lim_{L_d \rightarrow \infty} k_h(L_d) = k_{min} \tag{6.10}$$

さて、不織布の通水性能を式(6.6)で評価すると、図6-5中の k_h は式(5.15)と式(6.6)

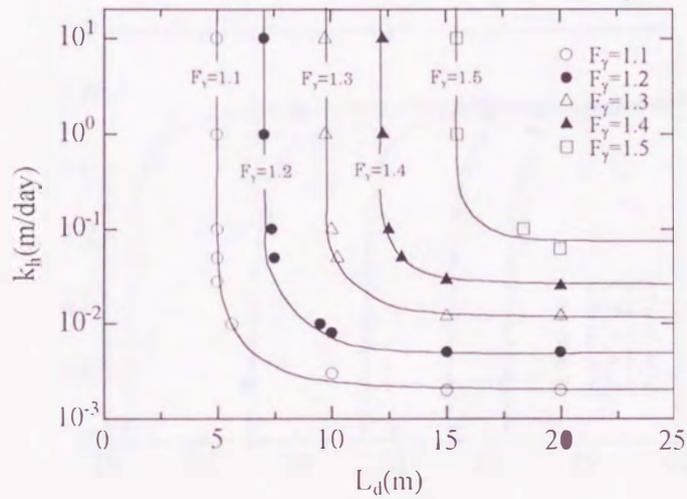


図6-5 k_h-L_d 図における F_γ のコンター

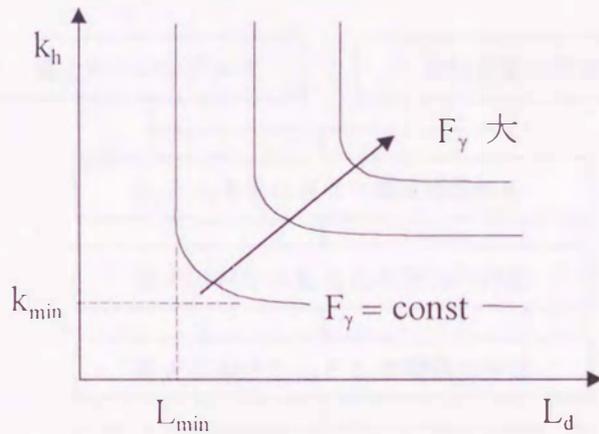


図6-6 図5-5の結果の説明図

より、次式によって h_d に換算できる。

$$h_d = \frac{\theta_c}{k_h - k_s + \zeta \theta_c} \quad (6.11)$$

上式より評価された h_d と L_d の関係を図6-7中プロットで示す。ここで、 $k_s = 1.0 \times 10^{-4}$ (m/day)、 $\theta_c = 1.0$ (m²/day)、 $\zeta = 0.2$ (1/m)を仮定した。図中実線で表すように、プロットで表した各安全率での h_d と L_d の関係は、次のような関数で近似できる。

$$h_d = \frac{L_d - L_{min1}}{\psi_1 L_d - \psi_2} \quad (6.12)$$

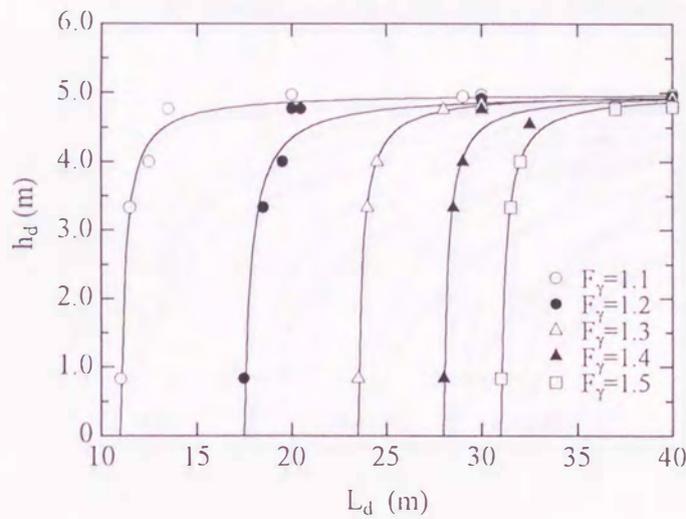


図6-7 h_d と L_d の関係

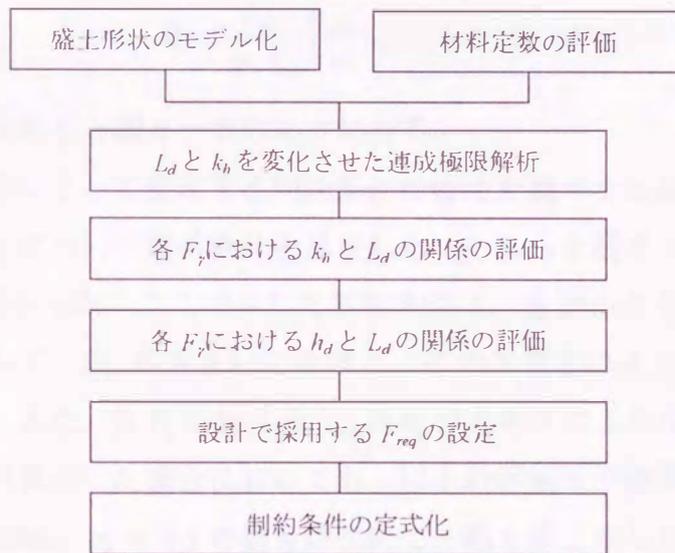


図6-8 制約条件の誘導過程

ここで、 ψ_1 、 ψ_2 は近似パラメータで、特に ψ_1 の逆数は、盛土斜面の安定性が必要安全率 F_{req} を確保するために必要となる最大の h_d を表す。

以上の議論より、 k_h と L_d をパラメトリックに変化させた連成極限解析を行い、種々の不確定性を包括できる適切な F_{req} を採用すれば、排水層の構造に関する制約条件を次の不等式で評価できる。

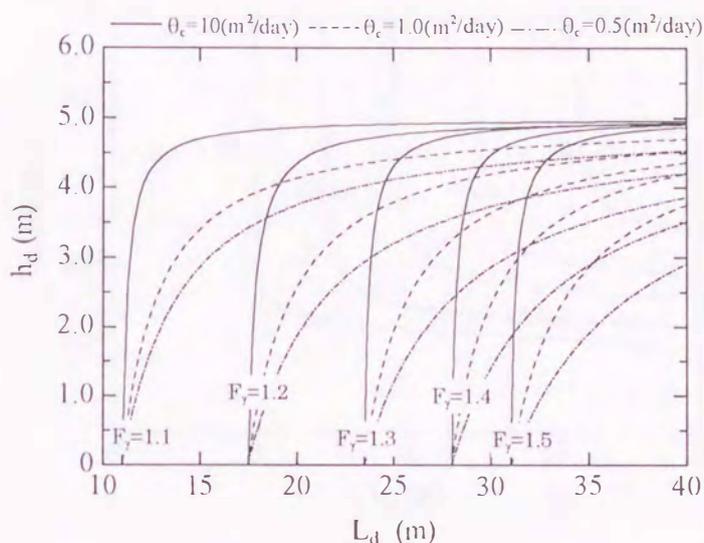


図6-9 θ_c により変化する制約条件式

$$h_d \leq \frac{L_d - L_{min}}{\psi_1 L_d - \psi_2} \quad (6.13)$$

以上の手順をまとめると図6-8のようになる。

通水性能の大きさによって変化する制約条件の特性を調べるために、図6-4の結果より、3種類の θ_c について制約条件を算定した。それらを図6-9に示す。ここでも、 $\zeta=0.2(1/m)$ を仮定した。ここで示した制約条件は、 θ_c が小さくなると、 h_d を短く評価すること、そして、 F_γ が大きいときほど、 θ_c の大きさによって制約条件が変化することが分かる。また、各 F_γ における L_{min} は θ_c の大きさによらないことが分かる。

次に、盛土形状が異なった場合においても、以上の評価法が適用できることを確認するために、 $H_e = 20m$ 、 $\alpha_e = 0.5$ の場合について、第5章に示した結果より、制約条件の定式化を試みた。図5-18、19に示した結果より評価した k_h と L_d の関係を図6-10に示す。両者の関係は、図6-4同様、双曲線状になる。これらの関係を h_d と L_d の関係に換算しても、所定の安全率を満足するために必要となる排水層の配置を表す関係式は、式(6.19)に示す関数で精度良く近似できた。そこで、先ほどと同様、 h_d と L_d の関係を3種類の θ_c について算定した。結果を図6-11に示す。図6-9と比較すると、 θ_c の大きさが制約条件に及ぼす影響が小さいことが分かる。これは、図6-10に示すように、 L_d が L_{min} に少しでも近くなると、 F_γ が k_h の大きさによらなくなることを反映している。以上示した考察から、ここに示した制約条件は、不織布の通

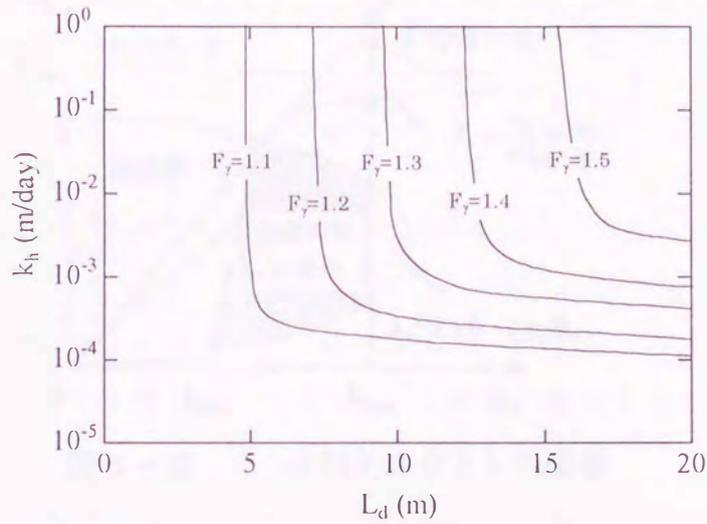


図6-10 h_d と L_d の関係

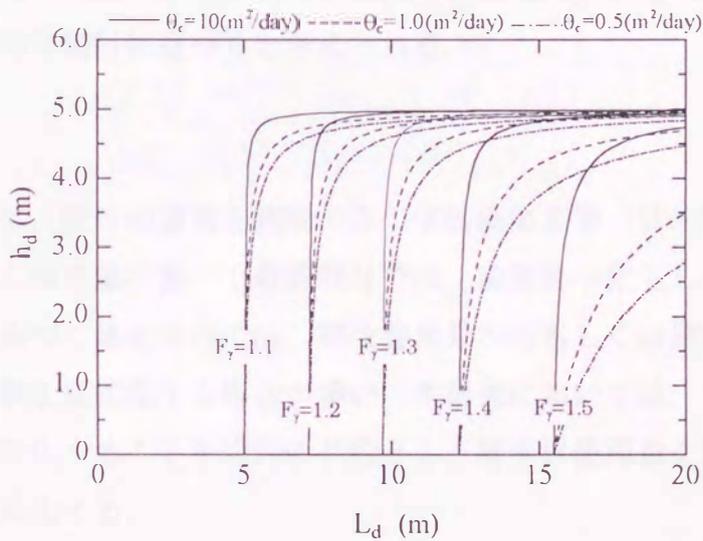


図6-11 θ_c により変化する制約条件式

水性能の大きさや盛土形状の影響を合理的に評価できると思われる。

(3-3) その他の制約条件

L_d と h_d には、(3-1)と(3-2)に示した制約条件のほかに、現場の状況や設計者の過去の経験などから、次の制約条件が課される場合もあると考えられる。

$$L_d \leq L_{max}, \quad h_d \leq h_{max} \quad (6.14)$$

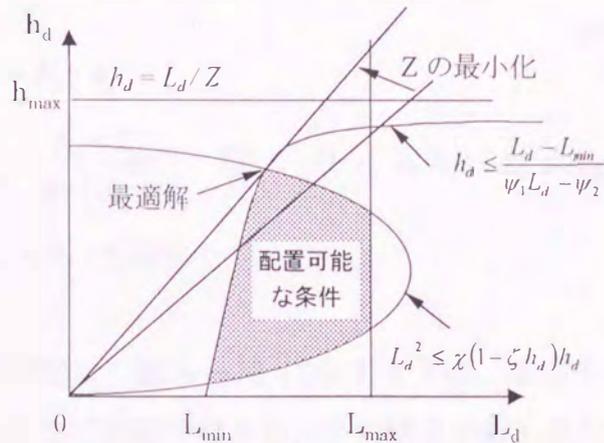


図 6-12 3つの制約条件と目的関数

また、厳密には、 L_d と h_d は非負条件が加わる。これまで示してきた制約条件を模式的に図 6-12 に示す。他にも、変形などに関する条件を L_d と h_d の関数として定式化すれば、より合理的な設計に近づくと考えられる。

(4) 目的関数

最適設計において、設計の優劣を判断する工学的価値基準（目的関数）の設定は問題のひとつである。確定論に基づく最適設計では、重量最小化もしくは耐荷重最大化が、信頼性理論に基づく最適設計では、期待費用最小化もしくは期待効用最大化を基準として、目的関数を定式化する場合が多い。本研究においては、できるだけ少ない排水材で盛土を安定化することを設計の目的とし、排水材使用量を間接的に表す量を目的関数として定式化する。

排水層を全層に渡って等長 L_d 、等間隔 h_d で配置する場合、排水材使用量 W_d は、 L_d と敷設層数 n の積で表される。ここで、 $n = (\text{盛土高さ } H_e) / (\text{敷設間隔 } h_d)$ で、 H_e は定数であるから、目的関数 Z は次のように表される。

$$Z = L_d / h_d \tag{6.15}$$

この目的関数は、図 6-12 に示すように、 $L_d - h_d$ 座標系において、 Z を傾きとする直線で表される。

(5) 最適化問題

以上の内容をまとめると、水平排水層を盛土内に配置する設計は、以下に示す最適化問題として書き下すことができる。

$$\begin{aligned}
 &\min \quad Z = L_d / h_d \\
 &\text{subject to } h_d \leq \frac{L_d - L_{min}}{\psi_1 L_d - \psi_2}, \quad L_d^2 \leq \chi(1 - \zeta h_d)h_d, \quad L_d \leq L_{max}, \quad h_d \leq h_{max} \\
 &\text{and } L_d \geq 0, \quad h_d \geq 0
 \end{aligned} \quad (6.16)$$

すなわち、以上の問題は、図6-12に示すように、原点をとおり、3つの制約条件で囲まれる領域をまたぐ直線の中から、その傾きが最も急なものを選ぶ作業と等価となる。

これまで示した設計の流れをまとめると、その手順は図6-13のようになる。

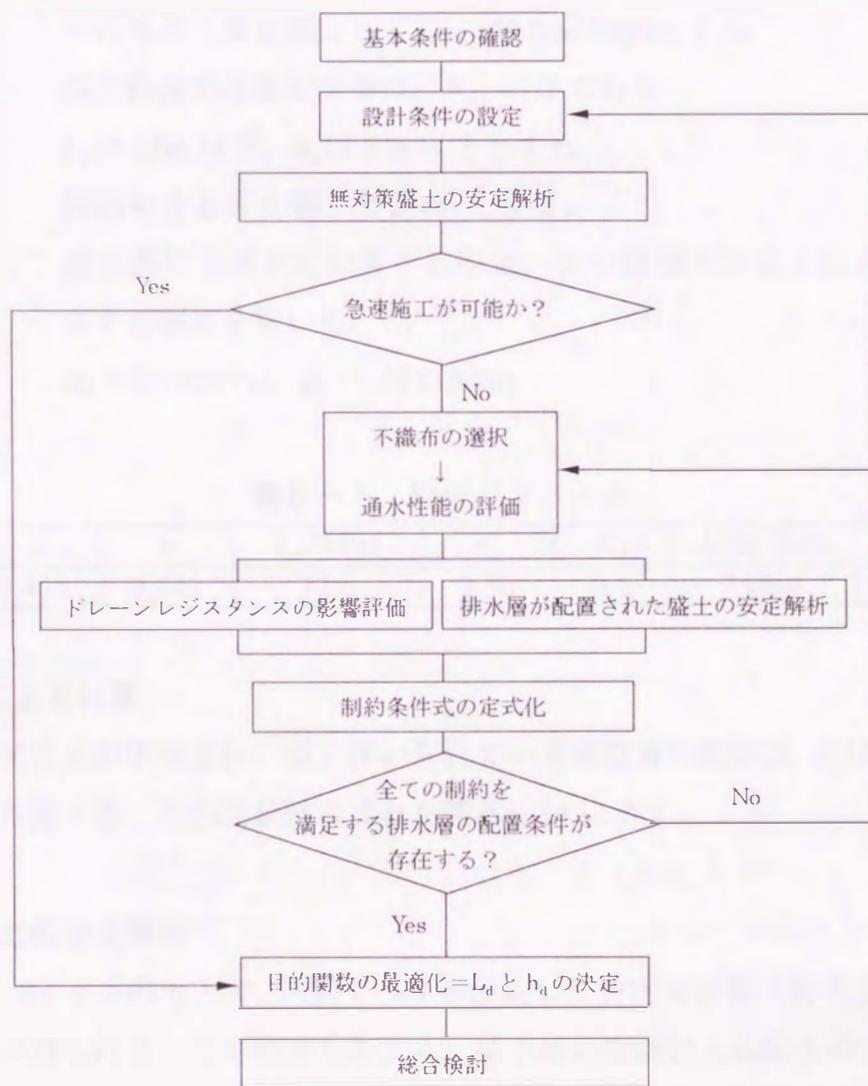


図6-13 設計チャート

6. 3 設計計算例

(1) 設計条件

本節においては、具体的な設計条件に対して、現行の設計法と本章に示した最適配置法で設計計算を行って、提案する設計法の合理性を検証する。ここで想定する設計条件は以下の条件である。

- <条件 1 > 盛土の基礎地盤は、十分に強固である。
- <条件 2 > 盛り立て期間 t_c は、 $t_c = 112\text{day}$ とする。
- <条件 3 > 盛土の規模と形状は、 $H_e = 28\text{m}$ 、 $\alpha_e = 2.0$ である。
- <条件 4 > 表 6-1 に示す材料定数で表される盛土材を用いる。
その外の土質定数として $c_v = 100 (\text{cm}^2/\text{day})$ とする。
- <条件 5 > 盛土斜面の必要安全率は、 $F_{req} = 1.2$ である。
- <条件 6 > L_d は 25m 以下、 h_d は 2m 以下とする。
- <条件 7 > 締固め仕上がり層圧は 25cm とする。
- <条件 8 > 盛土内に不織布を配置する場合、次の指標で評価される通水性能を有する製品を用いる。
 $\alpha_{10} = 0.8 (\text{cm}^2/\text{s})$ 、 $\beta_i = 0.02 (1/\text{kPa})$

表 6-1 解析パラメータ

M	λ	κ	$c_{10}(\text{kPa})$	e_0	K_0	$k_s(\text{m}/\text{day})$	$\gamma_t(\text{kN}/\text{m}^3)$
1.20	0.434	0.043	32.6	2.50	0.5	1.0e-4	11.8

(2) 現行法による計算

設計プログラムが市販され、広く用いられている建設省の設計法（以後、現行法）に基づいて計算する。この設計法の流れを図 6-14 に示す。

a) 無対策盛土の安定解析

<条件 1, 3, 4 > のもとで、円弧すべりを仮定した安定解析を実行すると、 $F_s = 0.96$ という結果が得られる。この結果をふまえ、排水材の配置による盛土の安定化を検討する。

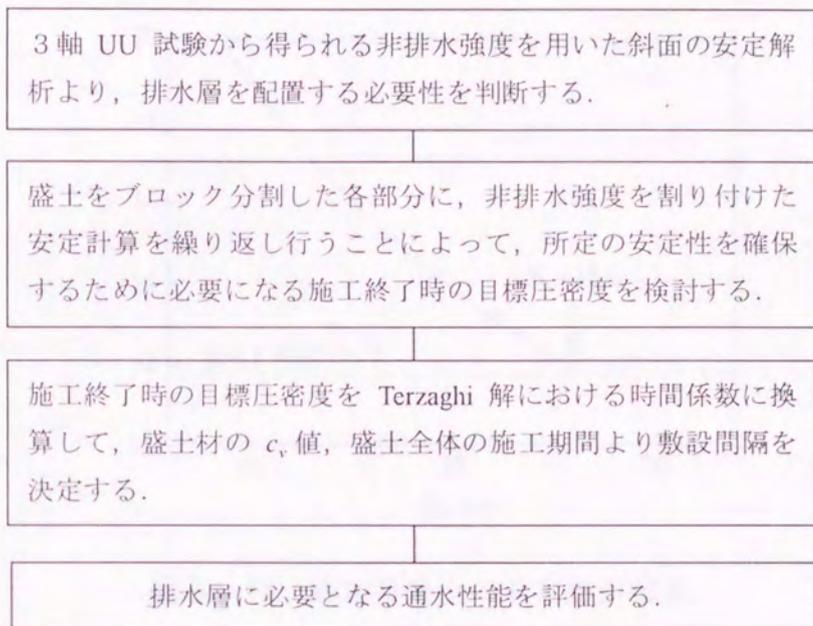


図 6-14 設計チャート

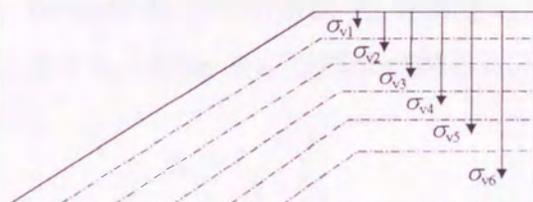


図 6-15 盛土のゾーン分け

b) 目標圧密度の設定

盛土を図 6-15 のように分割した後、目標圧密度 U_p を仮定して、各ゾーンの非排水強度を次式で評価する。

$$c_u = c_{u0} + (\sigma_v - p_y)(c_u/p)U_p \quad (6.17)$$

ここで、 σ_v は各ゾーンでの鉛直応力、 p_y は締固めによる先行荷重、 (c_u/p) は 3 軸 CU 試験から得られる強度増加率である。以上の条件で安定解析を実行して、<条件 5> を満足させる U_p を試行的に求める。ここでは、 (c_u/p) を次式で評価すると、 $U_p=100\%$ という結果が求まる。

$$\frac{c_u}{p} = \frac{\sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (6.18)$$

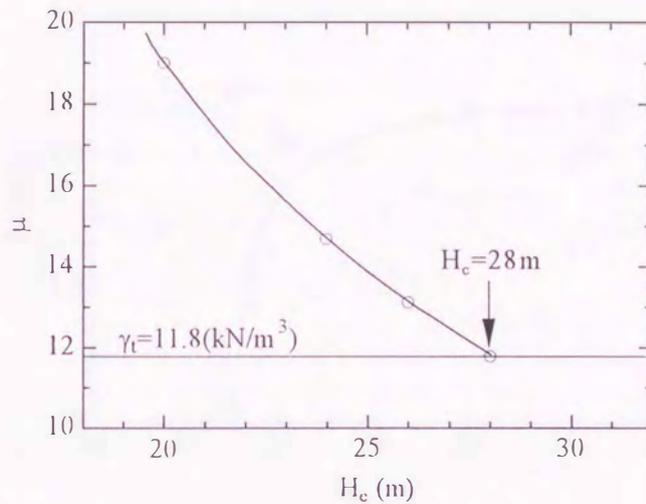


図 6-16 無対策盛土の安定解析結果

c) 敷設間隔の決定

先に求めた U_p から Terzaghi 解の時間係数 T_{hd} を算定し、次式で敷設間隔 h_d を決定すると、<条件-7>より $h_d = 0.5\text{m}$ という結果が得られる。

$$h_d = 2 \sqrt{\frac{c_v t_c}{2T_{hd}}} \tag{6.19}$$

d) 必要通水性能の検討

排水材に必要な通水機能 θ_{req} を Giroud によって提案された式(1.2)で評価する。現行法は有限長の排水層を配置できない。便宜上、<条件・6>より $L_d = 25\text{m}$ とすると、 $\theta_{req} = 9.0 \times 10^{-2}(\text{cm}^2/\text{day})$ と評価される。使用予定の排水材の通水性能が以上の通水性能を満足する事を確認して、設計は終了である。

(3) 提案法による計算

a) 無対策盛土の安定解析

<条件 1~4>より、盛り立て過程における盛土の安定性の変化を解析すると、図 6-16 に示す結果が得られる。これより、 $H_c = 28\text{m}$ のときの荷重安全率 F_s は $F_s = 1.0$ と評価される。この結果は、<条件 5>を満足しない。したがって、不織布を配置して盛土を安定化することについて検討する。

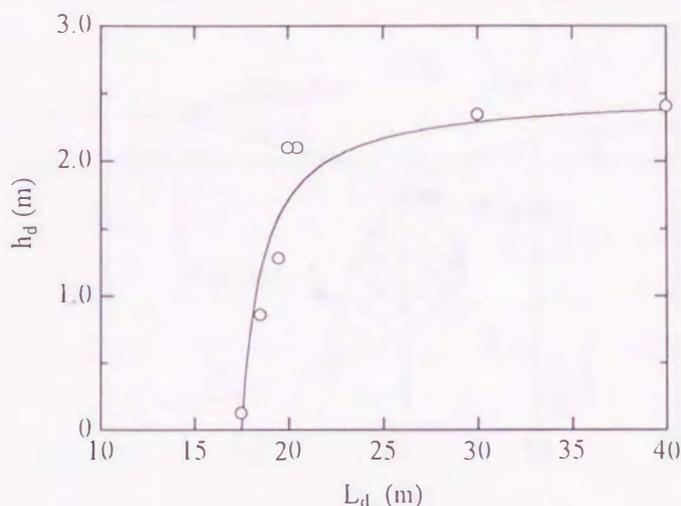


図6-17 $F_y=1.2$ を満足する L_d と h_d

b) 土中における不織布の通水性能の推定

土中における不織布の通水性能を推定する。＜条件8＞より、 $\theta_c = 0.152 \text{ (cm}^2/\text{s)} = 1.31 \text{ (m}^2/\text{day)}$ と評価される。次に、図3-4に示す方法で目詰まり試料を作成して、目詰まりの影響を調べた結果、 $\zeta_1 = 0.02 \text{ (1/cm)}$ と評価されたとする。ここで、 $\zeta_2 = 0.10$ を仮定すると、 ζ は $\zeta = 0.004 \text{ (1/cm)} = 0.4 \text{ (1/m)}$ と評価される。

c) 制約条件の評価

まず、ドレーンレジスタンスの影響を生じさせないために課される制約条件を評価する。式(6.14)における χ は、これまでの検討より、 $\chi = 807.67 \text{ (m)}$ と評価される。したがって、式(6.13)に示した制約条件は次のように評価できる。

$$L_d^2 \leq 807.67(1 - 0.4h_d)h_d \tag{6.20}$$

次に、必要安全率を確保するための制約条件を評価する。図6-7に示す結果より、 $F_y=1.2$ を満足する L_d と h_d の関係は、図6-17に示すように評価される。これらの関係より、式(6.20)に示した制約条件は次のように評価できる。

$$h_d \leq \frac{L_d - 17.5}{0.6L_d - 6.5} \tag{6.21}$$

最後に、現場条件から課される制約条件である＜条件6＞より、 L_d 、 h_d には以下の制約が課される。

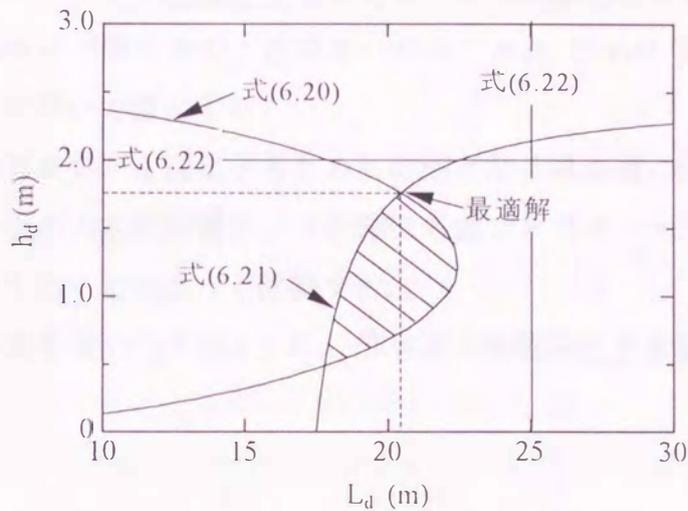


図6-18 制約条件を満足する L_d と h_d

$$h_d \leq 2.0 \text{ (m)}, \quad L_d \leq 25.0 \text{ (m)} \quad (6.22)$$

以上のように独立に評価された3つの制約条件を、図6-18に示す。全ての制約を満足する L_d と h_d の組み合わせは存在するから、検討した排水材を使用することを決定する。ここで、全ての制約を満足する排水層の配置条件がない場合は、施工条件や排水層の仕様を再検討することになる。

d) 目的関数の最適化

目的関数をc)で評価した3つの制約条件のもとで最適化する。先に述べたように、目的関数は原点を通る直線で表され、その最適化は領域をまたぐ直線の中から、傾きが最も急なものを選ぶ作業となる。したがって、この場合は、式(6.20)と式(6.21)の交点最適解となり、その場合の L_d と h_d は、 $L_d = 20.5\text{m}$ 、 $h_d = 1.75\text{m}$ と算定される。最終的には、<条件7>より、 $L_d = 20\text{m}$ 、 $h_d = 1.5\text{m}$ が設計結果となる。

(4) 現行法と提案法の比較

提案法による設計の結果は、従来の方法の結果より、 L_d が0.8倍、 h_d が3倍となっており、今回想定した条件に対して、提案法は排水材の使用量を節減できることが分かる。提案法と従来設計法を比較すると、以下の点で合理的であるといえよう。

- a) 設計における一連の解析において、拘束圧や目詰まりが不織布の通水性能に及ぼす影響を室内試験で考慮する。

- b) ドレーンレジスタンスの影響を生じさせないために必要となる排水層の配置条件を，誘導時の仮定が明らかで，従来用いられてきた Giroud 式より安全側の結果を示す解析法を用いて算定する。
- c) 盛土斜面が必要安全率を満足するために必要となる排水層の配置条件を，盛り立て速度や粘性土の力学的性質をより詳細に考慮できる水-土骨格連成極限解析を繰り返し実行することによって評価する。
- d) 排水材の使用量を最小化するように，排水層の配置条件を決定する。

6. 4 結論

本章で得られた主要な結果をまとめて示せば以下のとおりとなる。

- (1) 水平排水工法の設計における一連の解析においては，拘束圧の作用や目詰まりの進行が不織布の通水性能に及ぼす影響を考慮すべきである。ここでは，第3章に示した成果に基づき，粘性土中で発揮される不織布の通水性能を，拘束圧の大きさと不織布に流入する圧密排水量より評価する手法を示した。
- (2) 水平排水層は，ドレーンレジスタンスの影響を生じさせないように配置すべきである。ここでは，第4章に示した成果に基づき，そのために必要となる排水層の配置条件を，盛土材の透水係数や排水材の通水性能特性より評価する手法を示した。
- (3) 水平排水層は，盛土斜面が必要安全率 F_{req} を確保するように配置すべきである。ここでは，第5章に示した成果に基づき，そのために必要となる排水層の配置条件を，水-土骨格連成極限解析を繰り返し実行することによって評価する手法を示した。
- (4) 「ドレーンレジスタンスの影響を生じさせない」という条件と「盛土斜面が必要安全率を確保する」という条件を満足するために必要なる排水層の配置条件のもとで，排水材使用量を間接的に表す目的関数を最小化すれば，排水層の配置を合理的に決定できる。
- (5) 同一の設計条件に対し，ここで提案する設計法と従来の方法で比較計算を行うことによって，提案法は，排水材の使用量を節減できる点，拘束圧や目詰まりの影響が通水性能に及ぼす影響を考慮できる点，ドレーンレジスタンスの評価式の精

度、排水層が配置された盛土の安定解析法の妥当性において合理性を有していることを示した。

参考文献

- 1) 杉本博之：構造設計における最適化の概念，構造システムの最適化－理論と応用－の第1編 第2章，土木学会，pp.4-13，1988.
- 2) Lev, O. E. ed. : Structural Optimization, Recent Developments and Applications, ASCE, 1981.
- 3) 松尾 稔：地盤工学，技報堂出版，1984.
- 4) Uri, K. : Optimum structural design – Concepts, Methods, and Applications, McGraw-Hill, 1981
- 5) Miyata, Y., Kogure, K., Tanizawa, F., Nomoto, K. and Ochiai, H. : Properties of transmissivity of non-woven geotextile, Proc. of 2nd Int. Conf. “Geo-filters“, pp.177-182, 1996.
- 6) 宮田喜壽，木暮敬二，谷澤房郎，落合英俊：目詰まり不織布の通水性能に関する実験的考察，土木学会論文報告集 No.596/III-43，pp.123-130，1998
- 7) Miyata, Y., Kogure, K., Nomoto, 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) 宮田喜壽，木暮敬二，落合英俊：高含水比粘性土盛土における水平排水層の排水効果の評価法，土木学会論文集/III-42，pp.121-129，1998.

第7章

総括

本論文で得られた主要な結論を以下に示す。

第1章では、はじめに、ジオテキスタイルを用いた水平排水工法が高含水比粘性土を用いた盛土施工に有効であるが、設計法の整備が不十分であることを指摘して、研究の必要性を示した。次に、水平排水工法に関する既往の研究を5つのグループに分けて概観し、取り組むべき課題を明らかにした。最後に、それらの議論をふまえ、本論文の目的と構成を示した。

第2章では、実盛土における水平排水層の圧密促進効果を、盛土内の間隙水圧の挙動に着目した現場計測より検討した。まず、排水層を盛土内に配置することによって、施工終了時に最大になる間隙水圧を低く抑えることができ、その後の間隙水圧の消散を促進できることを明らかにした。そして、排水層の水平距離が長くなる場合には、不織布と碎石を併用した複合排水層が有効となることを示した。本章で得られた知見は、以下にとおりである。

- (1) 4種類の不織布の貫入抵抗限界はいずれも50mm以上であった。不織布は十分な耐貫入性を有していると判断できる。
- (2) 4種類の不織布は、硫酸10%溶液あるいは水酸化カルシウム飽和溶液に750時間浸漬した段階で、強度、伸度ともに未使用時の70%以上の性能を発揮した。化学繊維から成る不織布は十分な耐薬品性を有していると判断できる。
- (3) 粘性土盛土内部の各位置での間隙水圧は、排水層の有無に関わらず、盛り立て終

了時に最大値を示した。粘性土盛土の安定性は盛り立て直後が最も危険になることを確認した。

- (4) 水平排水層が配置された盛土内部の盛り立て終了時における間隙水圧は、排水層の圧密促進効果によって、無対策の場合より低く抑えられる。
- (5) 水平排水層が配置された盛土内間隙水圧の、施工終了後の消散速度は、排水層の効果によって、無対策の場合より著しく早くなる。
- (6) 排水層の水平距離が長く、不織布のみで十分な排水機能を確保できない場合、不織布と砕石を組み合わせた複合排水層が有効である。

第3章では、拘束圧の作用や目詰まりの進行に伴い変化する不織布の通水性能の変化について、室内実験より検討した。不織布の通水性能は、目詰まりの程度に関わらず、拘束圧の増加に伴い指数関数的に減少することを明らかにした。また、繊維密度が大きい不織布は、未使用状態で高い通水性能を示すが、目詰まりの進行に伴う通水性能の低減量は大きくなるという新たな知見を得た。本章で得られた知見は、以下にとおりである。

- (1) 低い動水勾配条件における不織布の面内流れは、目詰まり状態に関わらず、ダルシー則で評価できる。
- (2) 不織布の通水性能と拘束圧の関係は、繊維の密度や目詰まり状態に関わらず、対数関数で評価できる。
- (3) 未使用状態の通水性能の高い不織布ほど、目詰まりの進行による通水性能の低減は大きくなる。
- (4) 目詰まりの進行に伴う通水性能の低減過程を、未使用状態の通水性能を基準とした低減比で整理すると、不織布の基本物性による過程の違いは僅かである。
- (5) 目詰まりが進行しても、不織布の通水性能の拘束圧依存性は大きく変化しない。

第4章では、水平排水層におけるドレーンレジスタンスが圧密促進効果に及ぼす影響について、解析的に検討した。まず、排水層が配置された盛土内部の間隙水圧の予測式を2次元圧密方程式の解として誘導し、その有効性を実盛土の解析より検証した。次に、予測式を用いた数値計算より、ドレーンレジスタンスの影響が無視できる条件を明らかにして、水平排水層に必要とされる通水性能の算定式を誘導した。そして、その有効性を8つの実盛土の計測結果との比較から検証した。本章で得られた知見は、以下にとおりである。

- (1) 水平排水層が配置された盛土深部における間隙水圧の予測式を、排水層の配置条

件を表わす β と排水層の通水性能と粘性土層の水平方向透水量係数の比を表わす ξ の関数として誘導した。

- (2) 本章で誘導した予測式は、盛土の上層部において実測より大きめな値を見積もるが、全体的な傾向を比較的良く説明することができる。
- (3) 式(4.21, 22)で定義されると β が圧密促進効果に及ぼす影響を調べた。その結果、 $\xi > 10^6$ の場合、 β の影響は小さくなることが明らかになった。
- (4) 解の一次固有値に着目した計算より、式(4.20)で定義される D が、 $D < 10^{-1}$ の時、ドレーンレジスタンスの影響を無視できることを示した。
- (5) (4)の知見に基づいて、排水材に必要な通水性能の評価式を、盛土材の透水係数、排水層の配置長さ、間隔の関数として定式化した。その評価式は、従来用いられてきた Giroud 式より大きな通水性能を排水材に要求する。
- (6) 8つの異なる実大盛土の計測結果を整理して、解析より得られた知見と同様、 $D < 10^{-1}$ の時、ドレーンレジスタンスの影響が無視できることを示した。したがって、ここで示した通水性能の評価式は妥当性を有していることが明らかになった。

第5章では、水平排水層が配置された粘性土盛土の安定解析法を提案した。まず、排水層配置領域に平均的な水平方向透水係数 kh を算定し、弾塑性圧密解析と水-土骨格連成剛塑性極限解析を2段階で行う安定解析法を提示した。そして、 kh と排水層の長さを変化させた解析結果より、提案した解析法は、排水層の配置条件によって変化する盛土の安定性を合理的に評価できることを示した。本章で得られた知見は、以下にとおりである。

- (1) 排水層が配置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水-土骨格連成極限つりあい解析が有力な道具となると考え、排水層が配置された領域の平均的な透水係数を排水材の通水性能と配置間隔で評価して解析する方法を示した。
- (2) 無対策の盛土施工を対象として、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) 提案法は、排水層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、盛土の安定性と排水層の配置条件の関係が異なり、排水層

の配置によってもたらされる盛土の安定性の増加には限界があることを示した。

第6章では、排水層の最適配置法を検討した。まず、土中において発揮される不織布の通水性能を、拘束圧の大きさと不織布に流入する圧密排水量より評価する手法を示した。次に、ドレーンレジスタンスの影響を生じさないための排水層の配置条件と、盛土斜面が所定の安定性を確保するための排水層の配置条件を不等式で評価する手法を示した。そして、排水材使用量を間接的に表す目的関数を、上述の2つの不等式を含む制約条件のもとで最適化することによって、排水層の配置を決定する設計の基本的な考え方を提示した。さらに、現行の設計法との比較計算より、本提案法は排水材の使用量を節減できることを示した。本章で得られた知見は、以下にとおりである。

- (1) 水平排水工法の設計における一連の解析においては、拘束圧の作用や目詰まりの進行が不織布の通水性能に及ぼす影響を考慮すべきである。ここでは、第3章に示した成果に基づき、粘性土中で発揮される不織布の通水性能を、拘束圧の大きさと不織布に流入する圧密排水量より評価する手法を示した。
- (2) 水平排水層は、ドレーンレジスタンスの影響を生じさせないように配置すべきである。ここでは、第4章に示した成果に基づき、そのために必要となる排水層の配置条件を、盛土材の透水係数や排水材の通水性能特性より評価する手法を示した。
- (3) 水平排水層は、盛土斜面が必要安全率 F_{req} を確保するように配置すべきである。ここでは、第5章に示した成果に基づき、そのために必要となる排水層の配置条件を、水-土骨格連成極限解析を繰り返し実行することによって評価する手法を示した。
- (4) 「ドレーンレジスタンスの影響を生じさせない」という条件と「盛土斜面が必要安全率を確保する」という条件を満足するために必要なる排水層の配置条件のもとで、排水材使用量を間接的に表す目的関数を最小化すれば、排水層の配置を合理的に決定できる。
- (5) 同一の設計条件に対し、ここで提案する設計法と従来の方法で比較計算を行うことによって、提案法は、排水材の使用量を節減できる点、拘束圧や目詰まりの影響が通水性能に及ぼす影響を考慮できる点、ドレーンレジスタンスの評価式の精度、排水層が配置された盛土の安定解析法の妥当性において合理性を有していることを示した。

第7章は、各章で得られた結論をまとめた。

最後に、今後の研究の課題について述べる。

本論文においては、細粒径の土粒子を含んだ圧密排水が不織布内に流入したために生じる目詰まりの影響を室内試験で調べたが、微生物など他の要因による目詰まりの影響も報告されている。したがって、今後は現場に長期間敷設された排水材を取り出して詳細に調査するなどして、より一般的な排水材としての信頼性を確認する必要がある。また、一連の解析では盛土を完全飽和と仮定したが、この仮定による誤差がどの程度あるのかについて、実際の盛土の崩壊事例や実大規模の現場実験を実施するなどして調べる必要がある。さらに、今回は排水層が十分な機能を有する点と盛土が所定の安定性を確保する点に着目した排水層の最適配置法を検討したが、今後はその設計法を盛土に生じる変形や長期的に盛土の機能を維持するために必要となるメンテナンス費用などの問題も考慮できるように拡張する必要があると考える。

謝辞

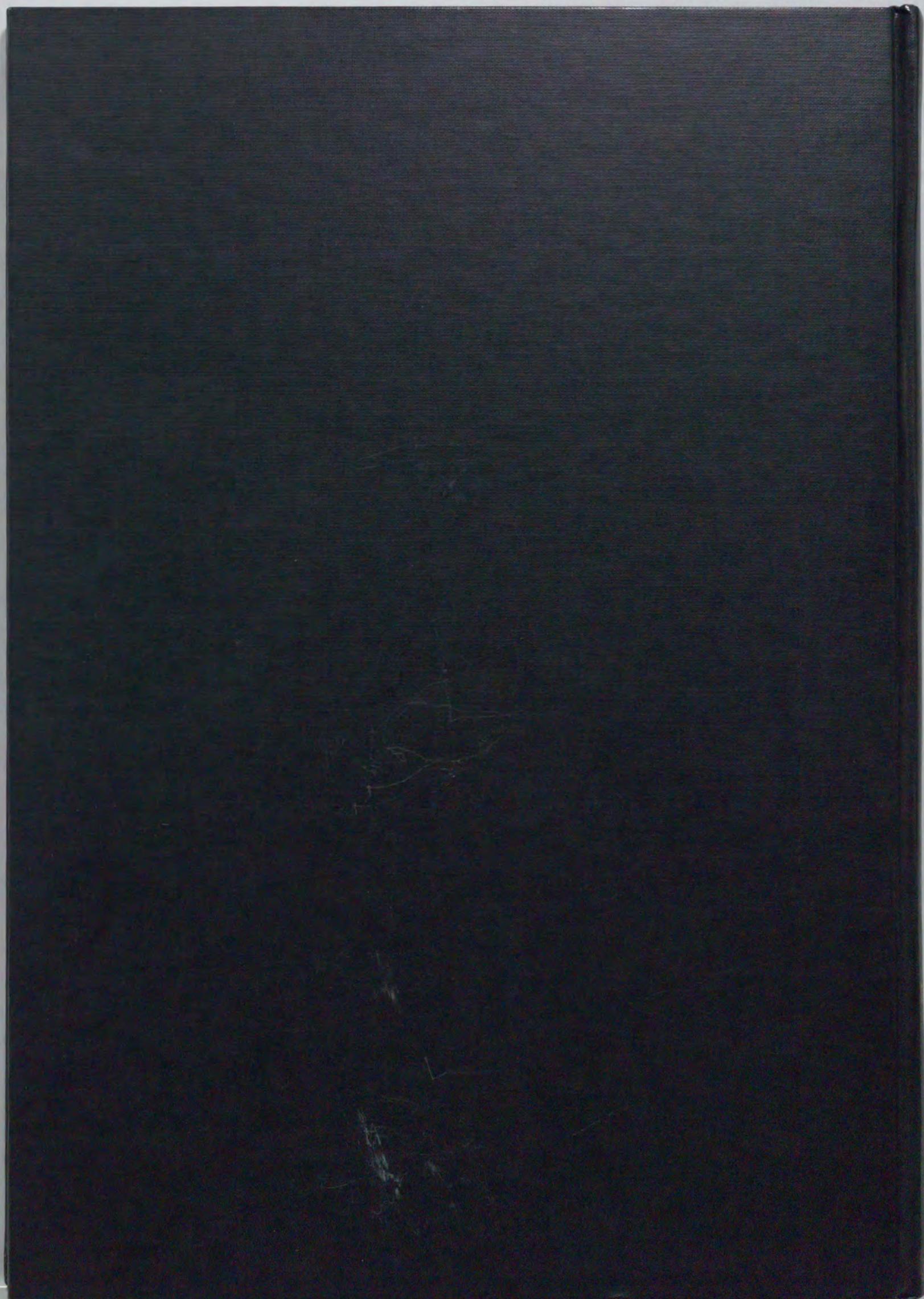
本論文は、著者が防衛大学校土木工学教室で行った5年間の研究成果を、九州大学工学部教授 落合英俊先生のご指導によりまとめたものです。落合英俊教授には、著者が修士課程入学以来、研究全般についてはもちろんのこと、研究者、教育者として広い視野を持つことの重要性など多くのことを教えていただきました。ここに深い感謝の意を表します。また、九州大学工学部教授 松下博通先生、同教授 神野健二先生、同教授 角 知憲先生には、論文の内容について、適切にご指導を賜りました。心からの感謝の意を表します。

著者は、防衛大学校土木工学教室着任以来、常日頃より、同教授 木暮敬二先生にご指導と励ましを賜りました。また、著者は、山口大学工学部において、同教授 村田秀一先生、同教授 兵動正幸先生、九州大学工学部助教授 安福規之先生にご指導を賜り、九州大学大学院修士課程において、落合英俊教授、佐賀大学教授 林 重徳先生、熊本大学工学部助教授 大谷 順先生、信州大学工学部助教授 梅崎健夫先生、東京理科大学工学部助手 塚本良道先生にご指導を賜りました。以上の諸先生方、ならびに各大学における地盤工学研究室の関係者の皆様に心からの感謝の意を表します。

本論文の第2章に示した現場実験の結果は、大成建設(株)技術研究所との共同研究によるものです。関係者の皆様に感謝の意を表します。そして、全章を通じて参考にさせていただいた数多くの論文の著者の皆様や、学会などでご指導をいただいた数多くの方々に感謝の意を表します。また、本論文の作成には、防衛大学校土木工学教室の諸先生、九州大学工学部助手 大嶺 聖先生、同助手 大野 司郎先生に、ご理解とご協力をいただきました。以上の皆様に感謝の意を表します。

修士課程の同期である、茨城大学工学部助手 村上 哲君、西オンタリオ大学博士過程 井料達夫君との議論は著者を成長させてくれました。感謝の意を表します。これからも研究者として良き競争相手でありたいと思います。

最後に、両親や妻をはじめとする自分の家族、親類の皆様に暖かく励ましてもらいました。私事ですが、ここに感謝の意を記させていただきます。



inches 1 2 3 4 5 6 7 8
cm 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM: Kodak



Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM: Kodak

A 1 2 3 4 5 6 **M** 8 9 10 11 12 13 14 15 **B** 17 18 19

