

目詰りによる透水性低下を考慮した 不織布系排水層の設計に関する一提案

林 英雄¹・森 麟²

¹ 正会員 (株)フジタ東京支店営業部部長 (〒151 渋谷区千駄ヶ谷4-25-2)

² 名誉会員 工博 早稲田大学名誉教授 (〒169 新宿区大久保3-4-1)

盛土と軟弱な盛土基礎地盤の間や盛土内に敷設するサンドマット層やフィルター層に使用する良質のセレクト材の枯渇や材料採取、運搬に伴う環境保全の観点から、最近セレクト材の代替としてジオテキスタイル排水材が面排水材として採用されることが多い。しかしこれらの排水層の設計に当たっては排水材の目詰りの結果生ずる透水性の低下を予測し、その低下量を考慮したうえで排水層の設計を行なうべきである。しかし現状の設計では目詰りによる透水性の低下やその他重要な項目が欠落している。

このため、排水材の実状に合った透水性低下を予測する試験結果とその他不可欠な項目を考慮した不織布系排水層の合理的設計についての提案をした。

Key Words: *drainage layer, nonwoven, field test, permeability, clogging, design, earthfill embankment*

1. まえがき

盛土法面部の安定のための盛土内部の水位低減や軟弱粘性土盛土基礎地盤（以下、軟弱な基礎地盤）の圧密排水に、法面付近や盛土底面に面排水材を敷設する。

これらの排水層には、最近ジオテキスタイル排水層がかなり多く採用されつつあるが、合理的設計法が提示されないで、ややもすると排水層の排水能力が不足するために過剰間隙水圧の予想以上の上昇により、法面の「はらみ」や滑り、軟弱な基礎地盤そのものの圧密時間の遅延や残留沈下等の原因となる。

排水層の合理的な設計を阻んできた理由として、排水層への浸透水の流入量や敷設後の排水能力に影響する排水材の目詰りによる透水係数の変化などの予測が困難であったことが挙げられる。

このような状況の下でジオテキスタイル排水材が排水層として多く使用されているので、その排水能力を求めの必要があり、実状にあった方法の提示が要望される。

我が国でも地盤工学会基準案 JSF931-199X, JSF932-199X など排水材の透水性能試験方法が提案されているが、目詰りによる透水性の低下については提示されていない。また市場にあるジオテキスタイル排水材は拘束圧が作用したときの透水性能の変化を表示されていないものもあり、目詰りによる透水性低下について言及しているものは殆ど見られないのが現状である。

排水層は土中からの流入水を排水し得る排水能力をもつことが必要であり、そのためには排水層が所要の動水勾配と盛土荷重による拘束圧のもとで所要の透水性能を有することである。また透水性能は土層から懸濁液が排水層に流入し目詰りが発生することによって透水性が低下するので、その減少量を予測して設計に反映することが重要である。

筆者等は目詰りによる透水性の低下を予測するために現場の状況を出来るだけシュミレートできる試験方法を提示し、その方法に基づいた目詰りによる透水性の低下予測を数カ所の現場で実測検証した¹⁾。

本論文の目的は不織布系排水層を用いて盛土の法面安定上必要な排水と軟弱な基礎地盤からの圧密排水を目詰りなども考慮して、条件が最も厳しくなる時期において処理できるような設計法を提示することである。

2. 設計上の基本事項

(1) 概要

盛土の排水層に流入する流入水量は降雨が浸透し盛土中を降下浸透して排水層に流入する流入水量と軟弱な基礎地盤が圧密排水されて排水層に流入する圧密排水量を対象とする。

排水層の排水能力は土粒子の流入総量の増加とともに目詰りによって低下するが、最終的に土粒子の流入が無

くなり“最終安定段階”¹⁾に達する。この最終安定段階に達するまでに、流出した単位面積当たりの土粒子総量を“土粒子流入負荷量”とし、この段階までの透水量を“限界透水量”と呼ぶこととする。

排水層の設計は排水能力と排水すべき総流出水量の関係が最も厳しくなる状態に当たる設計対象時期について行なうものとする。良質の基礎地盤上や盛土中に敷設する排水層の場合と軟弱な基礎地盤上に敷設する場合について、それぞれ定めた設計対象時期において、排水層は排水すべき総流出水量を安全に処理できる排水能力をもたなければならない。

(2) 排水材の選定

排水材に使用されるジオテキスタイルの種類は不織布、不織布の複合型、織布、複合管路型に分類されそれぞれに数種類がある。

排水層の構造模式図を 図-1 に示す。

一般に面排水層には流入水が表面(鉛直)流入し面内(水平)流下条件で通過する。そこで太い短繊維(刺カビ)の不織布、細い短繊維(刺カビ)の不織布、不織布の複合型(コードカーベットの表面にスパンボンド不織布を固定)、複合管路型を用いて、所定の懸濁液を鉛直方向に表面流入・裏面流下条件で所定量の土粒子を所定の拘束圧下で負荷する目盛り試験²⁾を行なった。排水材の透水性能は土粒子の目盛りによる透水性の低下に支配されるが、排水層に流入する土粒子流入負荷量は $390 \sim 430 \times 10^{-6} \text{g/cm}^2$ (本章(4)で後述)を設定すればよい。

既に発表した研究²⁾によると、上記の土粒子流入負荷量では目盛り後の鉛直方向透水性の低下は排水材の構造形式による差異は殆どなく非常に小さく、排水層に接する盛土層の透水係数 10^{-4}cm/s のオーダー以上であった。このことから、実用的には鉛直方向の透水性の低下を無視してよいことが判っている。

問題となる面内方向の透水性能は拘束圧の増加と土粒子の負荷量の増加とともに目盛りにより低下する。また小さい拘束圧のもとで透水性能が大きいものほどその低下量は著しいが、低下後の透水性能の絶対値としては大きい値を維持していることが判かった²⁾。

このことから目盛り前と後ともに透水性能の大きい順位は複合管路型、不織布複合型、不織布であった。

排水材を選定する場合は排水材そのものの透水性能が大きく、かつ目盛りによる透水性低下が少なく、経済性の良いことを条件として選定することが重要である。

一般に織布は透水性能が小さいので除外し、複合管路型は透水性能が非常に大きい材料費が高い難点がある。

これに対し不織布と不織布複合型は目盛り後も比較的透水性能が確保でき、安価である利点を重視して、ここ

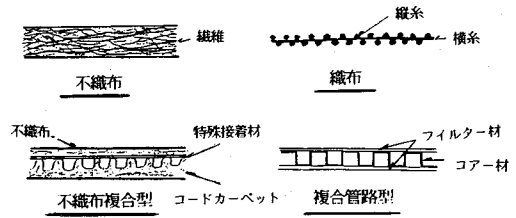
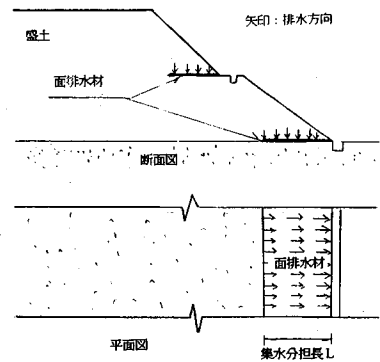
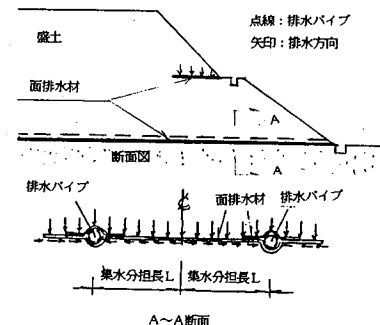


図-1 排水層の構造模式図



(A) 良質の盛土基礎地盤の場合
(排水層を法面付近のみに敷設する場合)



(B) 軟弱粘性土盛土基礎地盤の場合
(排水層を盛土底面の全面に敷設する場合)

図-2 排水層の敷設構造

ではこれらの不織布系排水材(一枚の厚さ約1cm以下の製品)が適切と考え、これらの中から選定するものとする。

(3) 排水層の敷設構造

図-2 に排水層の敷設断面構造を示す。比較的良質な盛土基礎地盤や盛土材の場合には、図-2(A)に当たる排水材の部分敷設を採用する。

敷設構造は盛土の法面の安定が目的で排水材を法面付近に部分敷設する。従って、この場合の集水分担長Lは排水材の長さとなる。

軟弱粘性土の基礎地盤上に盛土を構築する場合には、

図-2 (B) に示すように盛土基礎地盤面についてのみ全面に敷設する。これは基礎地盤からの圧密排水に対処し、この全面敷設の場合の集水分担長Lは排水管路間隔の1/2となり、排水管路には有孔パイプ等を使用する。また盛土本体部は部分敷設とする。

排水層は 図-1 (A), (B) 共に奥行に当たる盛土軸方向には連続敷設とする。

(4) 排水材の目詰りによる通水性能低下予測値

排水材の目詰りによる通水性能低下後の予測値は良質の基礎地盤上や盛土中に敷設する場合と軟弱な基礎地盤上に直接敷設する場合に分けて、排水材にそれぞれ設定する土粒子流入負荷量を鉛直流入・面内流下方式で流入させる“目詰り試験”¹⁾ (本節d)に記載)により求める。

a) 盛土中及び良質の基礎地盤上に直接敷設する場合

排水材の通水性能は負荷された土粒子の目詰りによって生じる透水係数の低下に支配される。

浸透水からの土粒子流入負荷量は土質と縮固め含水比により大きく支配されるが、縮固め含水比の最適含水比からのずれ率と土粒子流入負荷量との関係を土質別に 図-3¹⁾ に示す。図より、シルト質砂の土粒子流出量が最大値を示す $390 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ であることから、浸透水からの土粒子流入負荷量の安全側の設定値として $390 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ とする。

b) 軟弱な基礎地盤上に直接敷設する場合

垂直ドレーンを打設する場合としない場合とがあり、それぞれ土粒子流入負荷量が異なる。

①垂直ドレーンを打設しない場合

この場合は既に発表した研究^{3), 4)}から、軟弱な基礎地盤の圧密排水による土粒子流入負荷量は $10 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ とすればよく、上部盛土からの負荷量の $390 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ を合せて $400 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ を設定する。

②垂直ドレーンを打設する場合

盛土基礎地盤が厚い軟弱な粘性土層でドレーンを打設する場合、ドレーンから盛土基礎地盤上に敷設した排水層に負荷される土粒子流入負荷量については次のようになる。

基礎地盤上の排水層への土粒子流入負荷量はドレーン長、打設ピッチ、ドレーン材により異なり、更に下記に述べる垂直ドレーンからの土粒子流出率はドレーン材によって異なる。このため、ここでは汎用されている不織布系ドレーン材を使用するとし、ドレーン長20m、幅10cmの帯状のものを使用し、打設ピッチを正方形配置で $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ とした場合、土粒子負荷量を次のように設定する。

圧密排水による垂直ドレーン表面への土粒子負荷量は $10 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ とし、垂直ドレーン(幅10cm)の両面

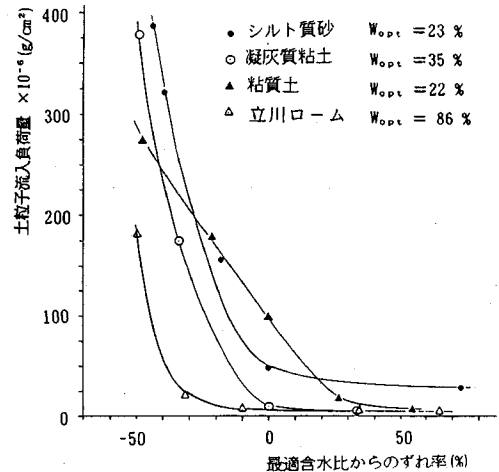


図-3 縮固め含水比の最適含水比からのずれ率と土粒子流入負荷量

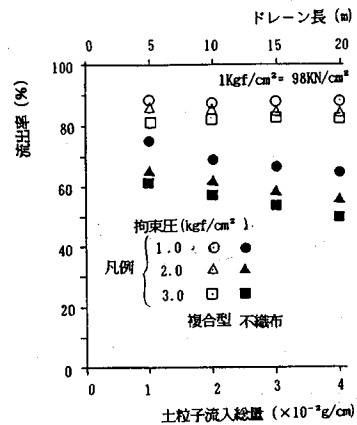


図-4 土粒子流入総量と流出率

から土粒子が流入上昇して排水層に負荷される。このドレーンからの土粒子流入負荷量は次のようになる。

土粒子流入負荷量 = (垂直ドレーンの表面積 × 土粒子負荷量) / 垂直ドレーン1本当たりの分担面積

従って、垂直ドレーンからの土粒子流入負荷量は $40 \times 10^{-6} \text{ (g/cm}^2)$ となる。

垂直ドレーンに負荷された土粒子は全部排水層に流入するのではなく、垂直ドレーン自身に目詰りするので減少する。この状況を実験で調査した結果を 図-4 に示すが、この図は垂直ドレーンへの土粒子流入総量(本節c)に後述)とドレーンの流出端での流出率との関係である。

安全側の設定として、盛土高を3mとしドレーン長20mの2/3の深さの拘束圧(有効水平土圧)を 1 kgf/cm^2 とすると、図から土粒子流出率は複合型、不織布でそれぞれ88%、67%となり、面排水層への土粒子流入負荷量はそれぞれ 35×10^{-6} と $27 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ となる。

以上の結果から、不織布系ドレーン材の場合、垂直長さが20m程度であれば、垂直ドレーンから面排水層への土粒子流入負荷量は約 $30 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ 程度とすればよい。この外に垂直ドレーンによらず直接盛土基礎底面からの圧密排水による負荷量 $10 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ と上部盛土からの負荷量 $390 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ を加えて、土粒子流入負荷量は $430 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ を設定しておけばよいことになる。

同様にして垂直ドレーン長が15mのときの土粒子流入負荷量は $420 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ を設定すればよい。

従って、上記の各種ケースの土粒子流入負荷量は $390 \sim 430 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ の範囲である。

c) 排水層下流端の土粒子流入総量

排水層の単位面積当たり $390 \sim 430 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ の土粒子流入負荷量の土粒子が表面から流入し、排水層に目詰りを生じながら下流端から流出する。

このとき面内方向の透水距離が最大である下流端での単位幅当りの土粒子流入総量（以下土粒子流入総量と呼び、排水層の上流端からの距離と土粒子流入負荷量の積より求める）が最も大きくなり、排水層全体の透水性はこの下流端付近の目詰り後の透水性に支配される。

排水層の目詰り後の透水性は実用面から最大の集水分担長が概ね5m程度となるので、上記の土粒子流入負荷量の場合、設計条件での現場の土粒子流入総量は $200,000 \times 10^{-6} \text{ g/cm}$ 程度以下となる。

d) 目詰り試験方法と通水性能の予測

排水層の目詰りの結果生ずる通水性能の低下後の予測値は上記の土粒子流入総量を排水材に負荷する目詰り試験により求められる。この試験は既に詳しく発表¹⁾してあるが、要約すると次の通りである。

①目詰り試験方法

目詰り後の排水層の通水性能は流入土粒子の目詰りで生じた排水層の面内方向透水係数の分布と排水層の層厚により支配される。こうした排水層の目詰りによる通水性能低下現象のメカニズムを室内試験で再現できるような目詰り試験装置を考案した。

この装置を用いて測定した目詰り後の供試体の透水係数分布と別途行なう排水材の加圧試験（24時間載荷）での厚さの測定結果から、次項②で述べる方法により現場の排水層の通水性能を予測する。

試験に用いる供試体は長さ30cm、幅10cmの帯状のもので、これを半円柱形の2個のブロック（1つは多数の水平孔のあるもの、1つは無孔のもの）で挟んで三軸室にセットしメンブレンを介して、液圧によって排水材に現場で作用する拘束圧を与える。

本節c)で述べたほぼ最大値に当たる $200,000 \times 10^{-6} \text{ g/cm}$ の土粒子流入総量を有孔の半円柱ブロックを通して所定の濃度、粒度の懸濁液を、一定の水頭差のもとで

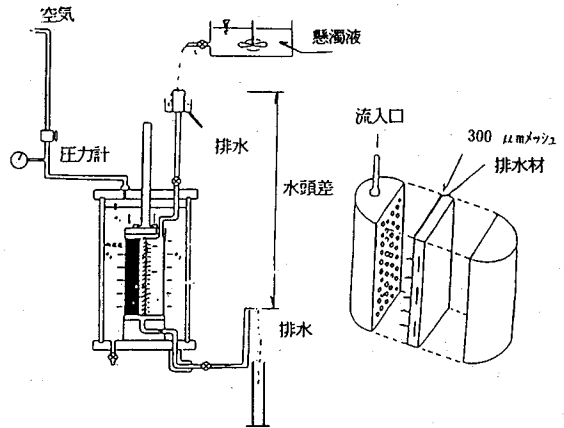


図-5 目詰り試験装置

表-1 試験条件

| | |
|---------|---|
| 供試体寸法 | 30cm(長さ)×10cm(幅) |
| 拘束圧 | 最大土被り圧(5.(6)参照) |
| 土粒子流入総量 | $200,000 \times 10^{-6} \text{ g/cm}$ (下流端) |
| 懸濁液の流入量 | 濃度40ppmのとき $50 \times 10^3 \text{ cc}$ |
| 土粒子濃度 | 20~40ppm(一定濃度) |
| 土粒子粒度 | 最大粒径 80μm |
| | $D_{60}=20 \mu\text{m}$ 程度 |
| | $D_{10}=5 \mu\text{m}$ 程度 |
| 水頭差 | 40 cm |

表面流入・面内流下条件で供試体に流入させる。

このようにすれば、土粒子流入総量が少ない場合にも対応できる。

目詰り試験の試験条件は既に検討した結果^{1), 5)}から表-1に示す通りとする。また懸濁液の流入開始は排水材の変形が収束する24時間載荷後とする。

排水層の目詰り後の透水係数の分布を実情に近い値として表示するために、30cmの供試体を図-8に示す4つのブロックに予め切斷したものをセットする。

既に述べたように、現場排水層の下流端の最大土粒子流入総量は $200,000 \times 10^{-6} \text{ g/cm}$ であるので、この土粒子流入総量を供試体に流入する。供試体長は30cmであるので、下流端に土粒子流入総量 $200,000 \times 10^{-6} \text{ g/cm}$ を負荷するには、この場合単位面積当たりの土粒子流入負荷量は土粒子流入総量を供試体長で除して $6667 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ となる。

このことから懸濁液の濃度を40ppm(10^{-6} g/cm^3)とした場合、懸濁液の流入量は土粒子流入負荷量に供試体の面積を乗じた値を濃度で除すと $50 \times 10^3 \text{ cm}^3$ となる。

目詰り試験後、ブロック別の面内方向透水係数の測定は流入後の各ブロックの供試体を取り出して、2個の無孔半円柱に挟んで流入時と同じ拘束圧の下で透水試験を

行なうことにより求める。

②通水性能の予測

通水性能は4. (5)で後述するが、排水層の透水係数と層厚の積から求める。現場で作用する拘束圧のもとでの層厚は上記の加圧試験の値を用いる。

排水層の目詰り後の透水係数の予測値は以下のようにして求める。目詰り試験で求めた4つの各ブロックの面内方向透水係数の測定値と各ブロックの土粒子流入総量(200,000 × 10⁻⁶ g/cm²と 図-8 の寸法比の積)の算定値を用いて、土粒子流入総量と面内方向透水係数の関係図(不織布、不織布複合型の場合、 図-9 参照)を作成する。

この場合の各ブロックの土粒子流入総量(×10⁻⁶ g/cm)は下流端ブロックからブロックAでは200,000, Bでは167,000, Cでは133,000, Dでは67,000となる種々の集水分担長に対応する現場排水材の目詰り後の透水係数 k_n を 図-9 を用いて、次のようにして求める。まず現場排水層の集水分担長を選定する。この場合に対する排水層下流端での土粒子流入総量は必ずしも前出の200,000 × 10⁻⁶ g/cm²ではなく、設定した土粒子流入負荷量と集水分担長により求めた値とする。

また現場排水層の透水係数 k_n を求めるために、現場排水層の集水分担長を 図-8 の寸法比でA, B, C, Dの4ブロックに分割し、分割寸法比と上記で求めた下流端の土粒子流入総量との積から、各ブロック別の土粒子流入総量を求める。

ここで求めた現場排水層の各ブロック別の土粒子流入総量に対応する面内方向透水係数を、予め選定した排水材の目詰り試験結果から作成した 図-9 の関係図を用いて求める。

これらの面内方向透水係数と現場排水層のブロック長から、後述する式(4-2)により、排水層の目詰り後の透水係数 k_n を求める。

3. 設計の基本方針

排水層の設計は盛土中の浸透水や軟弱な基礎地盤からの圧密排水を盛土外に支障なく排水するように、排水層の配置(鉛直設置間隔等)、敷設構造、排水材を選定し排水層の表面からの流入水を面内方向に通過させ、下流端での総流出水量を支障なく排水し得る排水能力を有するような排水層を決定する。そのため集水分担長、排水材の厚さ等を試行錯誤により適切な設定値を決定する。

排水層は盛土工事開始から供用後の間に排水層に流入する流入水量と排水層の排水能力が強制的に変化するもので、排水層は設計上で厳しくなる設計対象時期において排水層の下流端での総流出水量を支障なく排水し得るように排水能力を決定する。

圧密による排水量はかなり初期の段階に最大値となりその後逐次低減する。また排水層の通水能力は排水の初期段階での最大値から、排水層に流入する土粒子の増加とともに低下し、盛土完了時の盛土荷重による拘束圧での最終安定段階において最小となる。

このため各設計対象時期において設定する拘束圧のもとでの層厚と目詰りにより低下した透水係数のもとで、設計対象時期(最も危険になる時期)での総流出水量を安全に流出できる排水能力を保持する排水層を決定する。

排水能力の算定に必要な動水勾配は排水層上流端の最高水位を法面安定などから経験的に定めた値とする。

排水層の設計の基本的な手順を示すと 図-6 のようになる。

4. 設計上必要な項目の数値設定及び算定

前章の 図-6 から、排水層の設計に当たって必要な項目の数値設定及び算定について述べる。

(1) 排水層の鉛直配置間隔と長さの選定

盛土基礎地盤が良好の場合には 図-2 (A) の敷設構造を選定し、排水層の鉛直配置間隔は経験的に選定され、高い盛土の場合、5m~6m程度の間隔に設けられる小段の高さに設置する。また排水層の敷設長(盛土横断方向の幅)については約5m程度とし、これ以下にすることは法面安定上不適当である。また盛土基礎地盤が軟弱粘性土の場合には 図-2 (B) を選定し、盛土底面上の排水材は全面に敷設し、法面付近に敷設する排水層は 図-2 (A) の場合と同様とする。

(2) 土粒子流入負荷量と土粒子流入総量の設定

a) 土粒子流入負荷量

土粒子流入負荷量は排水層に流入する単位面積当たりの土粒子の流入量である。

先に述べた2. (4)より、土粒子流入負荷量は次の三つの場合により異なる。盛土中及び良質の基礎地盤上の場合、390 × 10⁻⁶ g/cm²とする。また軟弱な基礎地盤上の場合、垂直ドレーンを打設しないとき400 × 10⁻⁶ g/cm²とし、垂直ドレーンを打設するとき、ドレーン長20mでは430 × 10⁻⁶ g/cm²とし、15mでは420 × 10⁻⁶ g/cm²とする。

なお土粒子流入負荷量は土粒子流出試験¹⁾を行う場合は試験結果から設定する。

b) 土粒子流入総量の設定

下流端での土粒子流入総量は上記の土粒子流入負荷量と5. (4)に述べる集水分担長との積から求める。

これまでの経験から、集水分担長は約5m程度となるので、土粒子流入負荷量を400 × 10⁻⁶ g/cm²に設定する

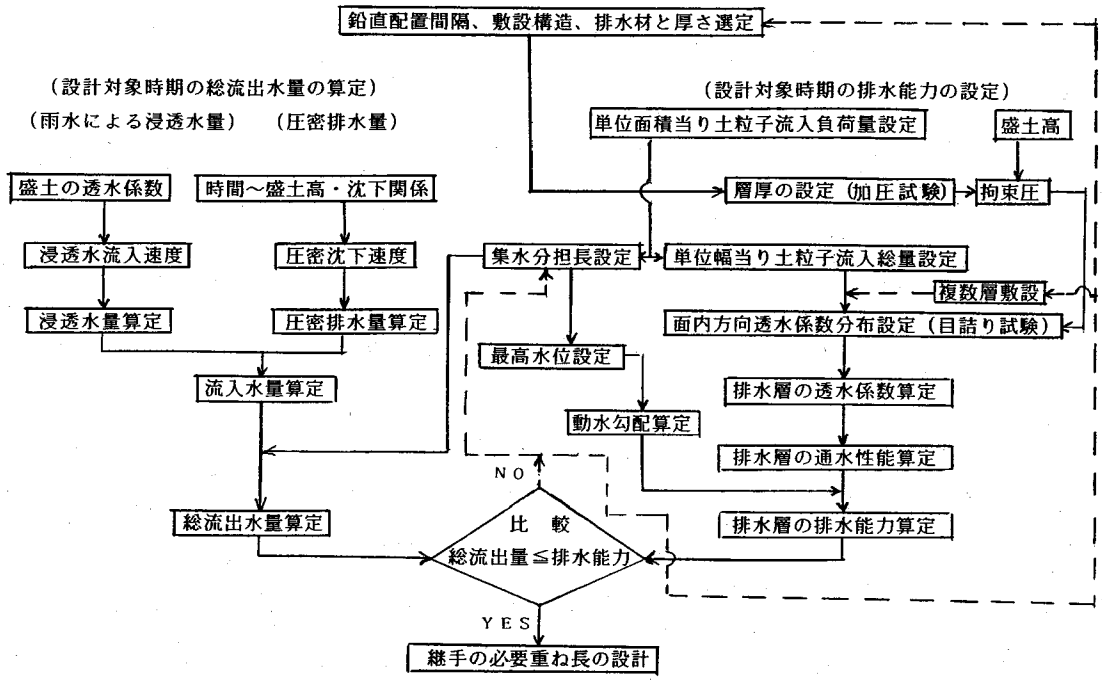


図-6 排水層の設計手順

と、一般の場合、最大土粒子流入総量は $200,000 \times 10^{-6}$ g/cm程度とすればよい。

(3) 排水層の設計対象時期の設定

a) 良質の盛土基礎地盤上と盛土中の排水層の場合

良質の基礎地盤上と盛土中に敷設する排水層の場合は図-2 (A) の部分敷設を選定するのが適当である。この場合、排水層への単位時間の浸透水量、即ち流入水量は盛土中の浸透水の降下速度で決まる。これは降雨強度に拘らず盛土に用いた土質の飽和透水係数の1/2⁶⁾に相当する。

従って盛土施工時も、供用時も、流入速度は一定であり、排水層への単位時間当たりの流入水量は変化しないと考えてよい。

このため排水層の排水能力が最も小さくなる盛土完了後の盛土荷重による拘束圧下での最終安定段階のみを設計対象時期とする。

b) 軟弱な基礎地盤上の排水層の場合

①設計対象時期

盛土基礎地盤が軟弱粘性土のとき、図-2 (B) のように盛土底面に全面敷設する排水層には、基礎地盤の圧密排水と盛土からの雨水による浸透水が流入する。

軟弱粘性土からの時間当りの圧密排水量は盛土の最大沈下速度の時点で最も多く、この量は雨水による浸透水量に比べて遥かに大である。その後排水量は圧密の進行につれて減少する。この最大沈下速度となる時期は排水量が最も大きくなるので、この時期において排水能力を

検討する必要がある。

この時期は盛土工事の初期に当たるので排水層の拘束圧も小さく、目詰りも僅かで透水性能の低下は少ない。この設計対象段階を初期段階時期とする。

次に、第2番目として、排水材の透水性能が最小となる盛土完了後の盛土荷重による拘束圧下での最終安定段階でも検討が必要である。

この場合、盛土底面に作用する拘束圧は盛土本体底面部と法面部に分け、本体底面部の拘束圧の作用幅は盛土の天端幅に盛土高さの1/2を左右に加えたものとし、拘束圧は盛土高相当荷重とする。

また法面底面部の拘束圧は本体底面部の1/2とする。更に、第3番目として、盛土基礎地盤の支持力が非常に小さい場合など、盛土速度が制限され、盛土に特別長時間を要するときには盛土完了時に達するより早く最終安定段階に到達する場合が有り得る。

このときの圧密排水量は盛土完了時よりも多く危険サイドになることがあるので、この時点も設計対象時期になり得る。

この場合、盛土本体底面部と法面底面部では最終安定段階到達時間が大きく異なるので、この二つの部分で別個に扱うことになる。

②最終安定段階到達時間の算定

上記①の第3番目の検討が必要か否かの決定には最終安定段階時期の算定が必要となる。

最終安定段階時期とは浸透水による土粒子の流出状況は各土質とも透水開始とともに最大濃度となり急激に低

下するが、その後は逐次緩やかに減少しゼロに近づく。そして土粒子の流出が殆ど止まる状態となる。この状態に到達したときを最終安定段階時期とする。

最終安定段階時期に達するまでの時間は2. (1) で前述した限界透水量に相当する降雨が盛土に浸透し、その間に盛土された層厚を降下浸透して排水層に流入完了するまでの時間となる。

表-2 に限界透水量と降下浸透速度の2 倍に当たる飽和透水係数を示す。

一例として立川ローム (表-2 参照) の場合について最終安定段階到達時間を算定する。限界透水量は締固め含水比が低いほど大きくなり $1.5 \sim 6.0 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$ であるが、現場での締固め含水比は自然含水比に近い含水比で施工され、自然含水比での限界透水量はおおむね上記の値の平均値位である。このことから限界透水量は $3.7 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$ とし、この水量に相当する雨水が盛土に浸透するに要する時間 t_1 は限界透水量を1日当たり浸透量で除した値である。

次に1日当たり浸透量を求める。日本の平均年間降雨量は $1,700 \text{ mm}$ ⁷⁾である。降雨の年間浸透量は年間降雨量から年間蒸発量(降雨の約20%)⁸⁾と流出量(流出係数は盛土施工段階の状況を考慮して、平坦な耕地の0.45~0.60の平均値0.53を設定)⁹⁾とを差し引くと 459 mm となる。この年間浸透量を年間日数で除すと1日当たり 1.3 mm となる。圧密の排水状況を考えて、最終安定段階が早期になるほど安全側となるので、上記の年間浸透量が毎日平均して地表から浸透すると考える。

このことから限界透水量に相当する雨水が盛土に浸透するに要する時間 t_1 は0.9ヶ月となる。

次に雨水が上記 t_1 時間に盛土された土層厚を降下浸透して排水層に到達するに要する時間 t_2 は上記の土層厚を降下浸透速度(最終浸透能)で除した値となる。盛土の盛り立て速度を暦日当たり $0.3 \sim 0.5 \text{ m}$ (平均値 0.4 m)とすると、 t_1 の時間に盛土される土層厚は 11.2 m となる。

これより土層厚と浸透速度 $8.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ とから降下浸透時間 t_2 は 54.0 ヶ月となる。盛土開始から最終安定段階に達するまでの時間は t_1 と t_2 を合せて 54.9 ヶ月となる。法面底面部は時間 t_1 中での土層厚は上記の $1/2$ に考えると、最終安定段階到達時間は約半分の 27.5 ヶ月となる。

同様に各土質について t_1 、 t_2 を求めて、土層厚と最終安定段階到達時間の関係を 図-7 に示す。

但し、上記の土層厚より盛土高が低い場合には、盛土高を土層厚とし、 t_1 、 t_2 を求める。

(4) 設計対象時期における流入水量と総流出水量の算定

設計対象時期において排水層への流入水量と集水分担

表-2 各土質の限界透水量と飽和透水係数

| 土 質 | 限界透水量 | 飽和透水係数 |
|-------|-------------------------------|----------------------|
| | (cm^3/cm^2) | (cm/s) |
| シルト質砂 | 4.0~8.0 | 1.5×10^{-4} |
| 凝灰質粘土 | 0.3~1.6 | 5.8×10^{-6} |
| 粘質土 | 2.0~6.0 | 8.8×10^{-6} |
| 立川ローム | 1.5~6.0 | 1.6×10^{-5} |

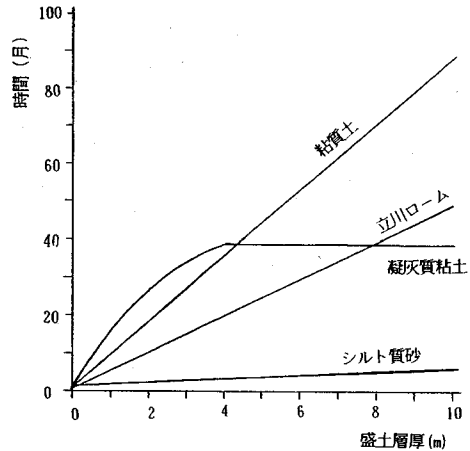


図-7 盛土層厚と最終安定段階到達時間

長との積から排水層下流端での総流出水量を求めるために、各設計対象時期での流入水量について検討する。

排水層に流入する流入水量は盛土からの浸透水と盛土基礎地盤の軟弱粘性土の圧密排水を対象とするが、圧密排水量は時間の経過につれて変化する。

排水層を盛土基礎地盤上に敷設する場合、基礎地盤が良質のときは雨水による浸透水のみが流入し、基礎地盤が軟弱粘性土のときは浸透水に加えて多量の圧密排水が流入する。また盛土中に排水層を敷設する場合は基礎地盤の状態に拘らず雨水による浸透水のみが流入する。

a) 良質の盛土基礎地盤上と盛土中排水層への流入水量

良質の盛土基礎地盤上と盛土中に敷設する排水層の設計対象時期は4. (3) a) で述べた盛土完了後の最終安定段階のみである。この場合の排水層の単位面積当たりの流入水量は既に4. (3) a) に述べたもので、降雨強度に拘らず盛土材の飽和透水係数の $1/2$ の降下速度に単位面積を乗じた値に相当する。

流入水としては浸透水のみであり、この水量は年間を通して降雨量がかなり均等に降る可能性を考慮して、盛土開始から供用時まで変わらないとする。

b) 軟弱な基礎地盤上の排水層への流入水量

流入水量は各設計対象時期とも浸透水量と圧密排水量を合せた量とする。

この内、浸透水量は本節 a) の場合と同じ量とする。盛土荷重による軟弱粘性土の圧密排水量は盛土高と時

間、沈下量との関係を示す計算による予想沈下曲線から各設計対象時期での沈下速度を算定し圧密排水量を求める。このとき沈下曲線は本体部と法面部に分ける。

本体部は各設計対象時期での盛土高さ相当荷重とし、法面部では本体部の1/2とする。

圧密条件は一次元圧密でかつ一次圧密のみとする。このとき安全側に考えて、圧密層は飽和状態にあるものとし、流入水量は沈下体積に相当し、側方流動はないものとする。

c) 設計対象時期における総流出水量

排水層の下流端における単位幅当り総流出水量 Q ($\text{cm}^3 / \text{s} \cdot \text{cm}$) は排水層表面から単位時間に流入する流入水量 q ($\text{cm}^3 / \text{s} \cdot \text{cm}^2$) に集水分担長 L (cm) を乗じた値となる。

(5) 排水層の通水性能と排水能力の設定

排水層は各設計対象時期における総流出水量を処理できる排水能力をもたなくてはならない。

この排水能力は排水層の通水性能と排水層の動水勾配の積に相当する。この排水層の排水能力 q は排水層の動水勾配 i (本節 e) 参照) と排水層に作用する盛土荷重 (拘束圧) のもとでの排水材の層厚 d と排水層の面内方向透水係数 k_n とにより次式で表わされる。

$$q = d \cdot k_n \cdot i \quad (\text{cm}^3 / \text{s} \cdot \text{cm}) \quad (4-1)$$

K_n : 排水層の面内方向透水係数

i : 動水勾配

d : 層厚

上式で $d \cdot k_n$ が排水層の通水性能にあたる。

a) 良質の盛土基礎地盤上と盛土中の排水層の通水性能

良質の盛土基礎地盤上と盛土中に敷設する排水層は法面下の部分敷設であるので、通水性能は排水層鉛直間隔の1/2の土被り荷重による拘束圧での排水層の層厚と最終安定段階の透水係数の積である。

排水層を基礎地盤上にもみ敷設する場合は拘束圧を盛土荷重の1/2とする。最終安定段階での排水層への土粒子流入負荷量は土質にかかわらず設定値の $390 \times 10^{-6} \text{ g} / \text{cm}^2$ である。

b) 軟弱な基礎地盤上の排水層の通水性能

前に述べた2~3種の設計対象時期について通水性能を設定する必要がある。

各設計対象時期の盛土荷重を本体部と法面部に分け、それぞれの直下に当たる排水層別に層厚と透水係数の積から通水性能を求める。

各設計対象時期での拘束圧は4. (3) b) ①で述べたように、本体底面部は各設計対象時期での盛土高さ相当荷重とし、法面底面部は本体底面部の1/2とする。

また最終安定段階での土粒子流入負荷量は圧密排水による土粒子負荷があるので2. (4) b) により設定す

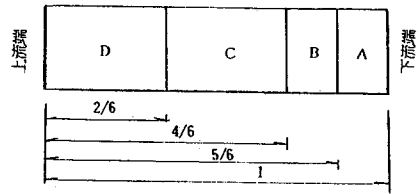


図-8 排水層のブロック分割と寸法比

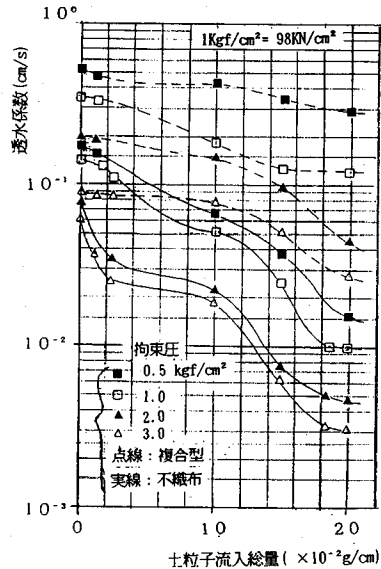


図-9 流入土粒子総量と面内方向透水係数

る。

c) 排水層の透水係数 k_n の算定

排水層の排水能力に関係する各設計対象時期での k_n の算定値は次のようになる。

①初期段階時期の排水層の透水係数

初期段階時期は盛土による圧密沈下速度が最大になる時期で、一般に盛土開始後約1~2ヶ月前後と考えられるので、排水層の透水係数はある程度目詰りによる透水性低下が生じているが、その低下量は少ないのでこれを無視することとする。

従って、ここでは排水層の透水係数を実状より大きくとっている。このため、この初期段階時期においてごく一時的に排水能力が不足することがあり得る。

この結果、一時的に排水層上流端の水位が許容値の1.5mを越えることとなるが、ごく短期間に限られるので一時的な水位の上昇を許容することにする。

このことから、上流端から下流端までの透水係数は同じとし、この時期の上載応力のもとでの目詰り発生前の透水係数とする。

②最終安定段階時期の透水係数

最終安定段階時期での排水層の目詰り後の透水係数の

分布は別の研究結果¹⁾で示したように、土粒子流入総量の多い下流端に近いほど著しく低下する。

現場の排水層の透水係数の分布を既に提示した目詰り試験から設定する。

このため目詰り試験での供試体の長さ及び現場の排水層の集水分担長を 図-8 に示すような寸法比で4ブロックに分割する。

現場排水層の下流端での土粒子流入総量を土粒子流入負荷量と集水分担長との積から求める。そして現場の各ブロックの土粒子流入総量を上記の下流端での土粒子流入総量と上流端からの寸法比 β (図-8 に示す) との積から求める。

こうして求めた現場のブロックA, B, C, Dの土粒子流入総量に対応する現場排水層の透水係数 k_i を予め目詰り試験から求めた土粒子流入総量と面内方向透水係数との関係図(2. (4) d)で前述)から求める。この現場の各ブロックの透水係数 k_i から現場排水層の透水係数 k_n を求めるには式(4-2)による。

図-9 は不織布と不織布複合型の比較的透水性のよい排水材の土粒子流入総量と面内方向透水係数との関係を示す。他の排水材については目詰り試験により求める。

なお現場の集水分担長が決定している場合の目詰り試験は供試体の下流端に所定の土粒子流入総量を流入した後、各ブロック別の透水係数の測定は必要でなく、30cmの供試体の透水係数のみを測定すればよい。

流入水は表面流入・面内流下条件で流入し排水されるが、上流端付近以外は面内方向の流量が卓越することから次式を採用する。

排水層の各ブロックの長さ L_1, L_2, L_3, L_4 と透水係数をそれぞれ k_1, k_2, k_3, k_4 とし、排水層の透水係数を k_n とすると、

$$k_n = L / (L_1/k_1 + L_2/k_2 + L_3/k_3 + L_4/k_4) \quad (4-2)$$

d) 排水層上の最高水位の設定

排水層の排水能力を設定するときは排水層の上流端における最高水位を設定する必要がある。しかしこの最高水位が高すぎると盛土法面の安定や軟弱な基礎地盤の圧密速度が遅くなる問題が生じることになる。

最高水位は経験上1.5m程度であればよいとされている。但し、排水層の排水能力が不足するときは1.5m以上になり得るので、設定最高水位を越えないように排水能力を変更することが必要となる。

この場合、変更後の最高水位が1.5m以下にあるかどうかを確認するには式(4-5)により判定する。

排水層の上流端よりの距離を x とし、水位を y とし、設計対象時期の排水層全体の透水係数を k_n 、流入水量を q 、排水層の厚さ d 、排水層上流端の最高水位を y_{max} とすると、

$$k_n (-dy/dx) = q \cdot x / d \quad (4-3)$$

$$\text{境界条件: } x=0, y=y_{max} \quad x=L, y=0$$

となり、両辺を積分して、

$$y = q / (2 k_n \cdot d) \times (L^2 - x^2) \quad (4-4)$$

$$y_{max} = q \cdot L^2 / \{ 2 (k_n \cdot d) \} \quad (4-5)$$

e) 排水層の動水勾配の算定

排水層の動水勾配は集水分担長を L 、上流端と下流端との水頭差を Δh とすると動水勾配 i は次式で示される

$$i = \Delta h / L \quad (4-6)$$

排水層下流端の水頭高はゼロとし、 Δh は1.5mとする。

5. 排水層の設計

まず排水層の敷設構造、鉛直間隔、排水材とその厚さを選定し、集水分担長を設定する。そして排水層に流入する流入水量と集水分担長から総流出水量を求め、各排水層について定めた設計対象時期における拘束圧と土粒子負荷による排水層の通水性能低下を考慮して、排水層上の許容最高水位のもとで、排水層が総流出水量以上の排水能力を有するように排水層の層厚、集水分担長等の設定値を調整する。

実際の設計手順は 図-6 のようになるので、これに従って述べると次のようになる。

(1) 排水層の敷設構造

盛土基礎地盤が良質の場合は 図-2 (A) の部分敷設構造を選定し、軟弱な粘性土の場合は 図-2 (B) の敷設構造とし、盛土底面には全面敷設する。

盛土中に敷設する排水層は部分敷設構造とする。部分敷設の場合の排水層の長さ、鉛直設置間隔は4.

(1)により選定する。

(2) 設計対象時期の決定

設計検計が必要な時期は4. (3)に述べた通りである。即ち良質の盛土基礎地盤上と盛土中に敷設する排水層の場合には盛土完了後の最終安定段階のみを設計対象時期とする。

軟弱な基礎地盤上に敷設する排水層の場合の設計対象時期は4. (3) b)に述べたように3種がある。第1のものは盛土の沈下速度が最大となる初期段階時期、第2は通水性能が最小となる盛土完了後の最終安定段階時期、第3は盛土完了前に最終安定段階に達する場合にはその時期とする。この最終安定段階到達時間は 図-7により求める。

(3) 設計対象時期における流入水量の算定

各設計対象時期における流入水量の算定は浸透水のみが流入するときは浸透水量とし、浸透水と圧密排水とが

流入するときは両者を合わせたものとして4. (4)により求める。

(4) 集水分担長

敷設構造が 図-2 (A) 及び (B) の盛土中に敷設する場合、排水層の長さが集水分担長となり、この集水分担長において必要な排水能力を満足するよう排水材を選定する。

しかし排水能力が不足する場合には 図-2 (B) の盛土底面に敷設する方法により排水パイプの間隔を調節して排水能力を満足するよう集水分担長を設定する。集水分担長は下流端での総流出水量、土粒子流入総量、動水勾配に影響する。

図-2 (B) の軟弱な基礎地盤上に排水層を敷設する場合、集水分担長は排水パイプ設置間隔の1/2 となり、排水能力が総流出水量より若干大きくなるように試行錯誤により集水分担長を設定する。

これまでの経験から、集水分担長はおおむね約5m程度である。

(5) 設計対象時期での総流出水量

総流出水量の算定は各設計対象時期における流入水量と集水分担長との積により求める。

(6) 排水層の排水能力

排水能力は各設計対象時期において、式(4-1)により求める。即ち層厚は各設計対象時期において設定した拘束圧(載荷応力)のもとでの値を用いる。

拘束圧は良質の盛土基礎地盤上と盛土中に敷設の場合排水層の鉛直間隔の1/2 の土被り圧とし、排水層が1層の場合は全盛土厚の1/2 の荷重とする。

軟弱な基礎地盤上に敷設する排水層では、本体底面部は各設計対象時期の盛土高さ相当荷重とし、法面底面部は本体部の1/2 とする。この場合、本体底面部の拘束圧の作用幅は盛土の天端幅に盛土高さの1/2 を左右に加えたものとする。

透水係数は設計対象時期に応じて4. (5) c) の①または②を用いる。また動水勾配 i は式(4-6)で求める。

(7) 排水層の排水能力と総流出水量との比較

各設計対象時期における排水層の下流端での総流出水量を支障なく排水するためには排水層の排水能力が総流出水量以上となる必要がある。

(8) 排水能力が不足又は過大になったときの処置

排水層の排水能力が不足又は過大になったとき、次のような処置をする。

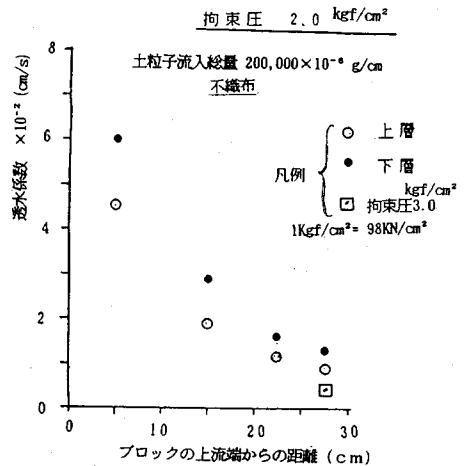


図-10 上、下層のブロック別面内方向透水性係数の分布

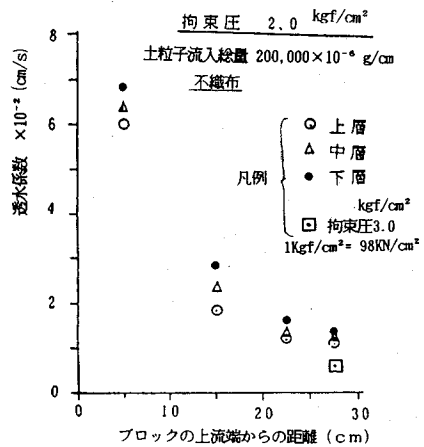


図-11 上、中、下層のブロック別面内方向透水性係数の分布

a) 集水分担長の変更

敷設構造は 図-2 (B) の軟弱な基礎地盤上の全面敷設の排水層については集水分担長を変更することにより総流出水量と排水能力を調整する。

b) 排水材の厚さの変更

通水性能を変えるために層厚を変更するとき、選定した排水材に厚さの選択が可能な場合は適当と思われる厚さのものを選定する。しかし層厚の不十分なものしかない場合は、既に選定した排水材を複数層に敷設することにより層厚を増やす方法がある。

この場合、拘束圧の大きさによっては排水層の目詰り後の通水性能が層数倍以上となることがあるので、これについては6. で述べる方法により調査する。

c) 排水材の変更

a) b) を変更しても設定した排水材の通水性能の不足及び過大を調整できないときは、その排水材の変更は

2. (2) を参考とする。

6. 排水層を複数層に敷設したときの通水性能

これまで排水層が1層の場合を取り扱ってきたが、排水層を複数層に敷設した場合、その通水性能は不明なので今回不織布について調査した。不織布（刹加ビ）の太い繊維を上、(中)、下の2層又は3層に重ねて敷設した場合の排水材の目詰りによる通水性能の低下について、1層の場合と同様の方法によって試験を行なって検討した。

図-10 は30cmの不織布の供試体を2層に敷設し 2 kgf/cm^2 の拘束圧のもとで下流端で $200,000 \times 10^{-6} \text{ g/cm}$ になる土粒子流入総量を負荷したときの面内方向透水係数の分布を示す。土粒子流入総量が多い下流端に近いほど透水係数は低下するが、土粒子の流入面である上層材の方が下層材よりも透水係数の低下は著しい

現場の排水層は下流端付近の透水性が著しく低下し問題となるので、供試体の下流端のAブロック（5cmの平均位置2.5cm）に着目すると、1層のときの同条件で同位置の透水係数（ cm/s ）は 5.4×10^{-3} に対し2層では上層材 9.0×10^{-3} 、下層材 1.3×10^{-2} となり、1層と比較して、それぞれ1.7倍、2.4倍の透水係数となる。

しかし拘束圧 3 kgf/cm^2 の場合、上層材、下層材ともほぼ 5×10^{-3} となり1層の場合とあまり差はない。

次に2層のときと同じ拘束圧、土粒子流入総量のもとで3層に敷設した場合を 図-11 に示す。

3層の場合も2層の場合と同様に土粒子の流入面に近い上層材、中層材、下層材の順に透水係数の低下が著しい。2層の場合と同位置での面内方向透水係数（ cm/s ）は上層材 1.1×10^{-2} 、中層材 1.3×10^{-2} 、下層材 1.4×10^{-2} となり、1層の場合に比べると、それぞれ上層材2.0倍、中層材2.4倍、下層材2.6倍の透水係数となる。

しかし拘束圧が 3 kgf/cm^2 の場合、敷設層数が2層、3層とも、各層排水材の透水係数は1層のときの $5.4 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ とほぼ近い値となる。

この理由として、 2 kgf/cm^2 の拘束圧より 3 kgf/cm^2 の場合の方が排水層の層厚が減少して、排水材の孔径が減少することが考えられる。

このため上層材の目詰りが早期に発生するので、残りの負荷量が下層材に流入して上層材に近い目詰り状況になると推定される。

図-12 は上記の土粒子流入総量のもとで不織布を1層、2層、3層に敷設したとき、下流端ブロックAでの目詰り後の排水層の透水係数と拘束圧の関係を示す。

これによると透水係数は拘束圧が 2 kgf/cm^2 では2層の場合は1層の1.5倍、通水性能は3.0倍となる。3層の場合は透水係数は2.2倍、通水性能6.6倍となる。

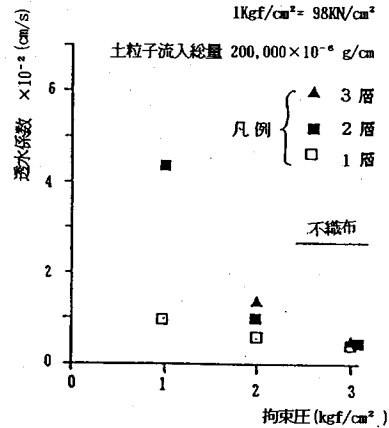


図-12 拘束圧と排水層の面内方向透水係数

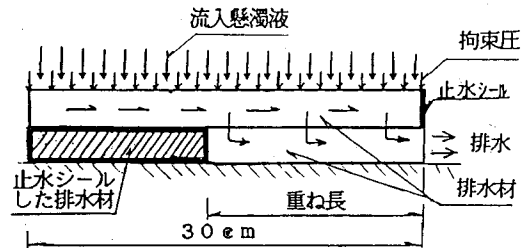


図-13 重ね継手供試体のセット状況

しかし拘束圧が 3 kgf/cm^2 になると、2層、3層の場合も1層のときとほぼ同じ透水係数となり通水性能は単に層数倍だけ増大することとなる。

このような複数層の場合の通水性能の変化状況は排水材の拘束圧による圧縮特性にかなり影響を受けると考えられるので、使用する排水材について試験により確かめることが必要である。

7. 排水層の継手の設計

これまでに述べた排水層の通水性能は排水層に継手のない場合のものである。しかし実際上は一般に継手が生じるので通水性能に影響する可能性がある。

継手部は一般部の通水性能と同等の性能を有することが合理的であり、このような継手部に設計すれば継手部の影響を考慮する必要がなくなる。

継手の構造は一般に“重ね継手”が施工が簡単なために採用されている。このため、ここでは一般部の通水性能と同等の性能を有する重ね継手の“必要重ね長”について調査し、重ね継手の設計法について述べる。

(1) 試験方法

試験装置は既に述べた目詰り試験のものと同じであるが、図-8 に示すように30cmの供試体の重ね長を15、22、30cmの3種類とする。また供試体のシール

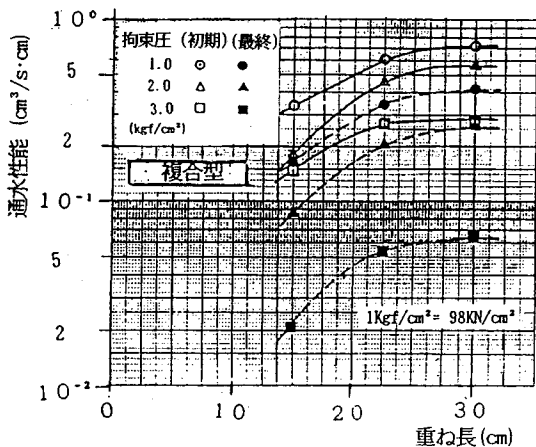


図-14 複合型の重ね長と通水性能

は可塑性の止水材を使用する。試験条件は1枚の排水材の試験と同じで表-1に示す通りであり、土粒子流入総量は0と $200,000 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^3$ である。

試験方法、試験条件とも継手試験としては安全側を考慮したものに相当する。従って、どのような位置で継手が生じても差し支えない。

(2) 試験結果

面内方向の通水性能の調査は比較的通水性能の大きい不織布の複合型と不織布について目詰り試験により調査を行った。複合型と不織布の重ね長と通水性能の関係を設計対象時期に当たる初期段階、最終安定段階についてそれぞれ 図-14, 図-15 に示す。

複合型の継手の無い1枚の排水材の通水性能は拘束圧が1.0, 2.0, 3.0 kgf/cm²において、それぞれ初期段階で4.3, 4.0, 2.9 ($\times 10^{-1} \text{ cm}^3 / \text{s} \cdot \text{cm}$)となり、最終安定段階では、それぞれ2.6, 1.9, 0.63 ($\times 10^{-1} \text{ cm}^3 / \text{s} \cdot \text{cm}$)となる。従って 図-14 より、必要重ね長は初期段階でそれぞれ18.3, 20.9, 25.5cm, 最終安定段階でそれぞれ 19.2, 21.9, 29.0cmとなる。

同様にして不織布についても 図-15 から必要重ね長を求めることができる。両排水材について拘束圧と必要重ね長の関係を 図-16 に示す。

両排水材とも必要重ね長は拘束圧が大きいほど、また初期段階よりも最終安定段階の方がより長くなっている 図-17 に拘束圧と透水係数比(鉛直方向透水係数/面内方向透水係数)の関係を示す。上記の場合に必要な継手長が長くなる理由として、図より拘束圧が増加するほど、また土粒子流入総量が増加するほど透水係数比の低下が著しいことに起因すると考えられる。

(3) 必要継手長の決定

必要重ね長は最終安定段階の場合の方が長くなるので

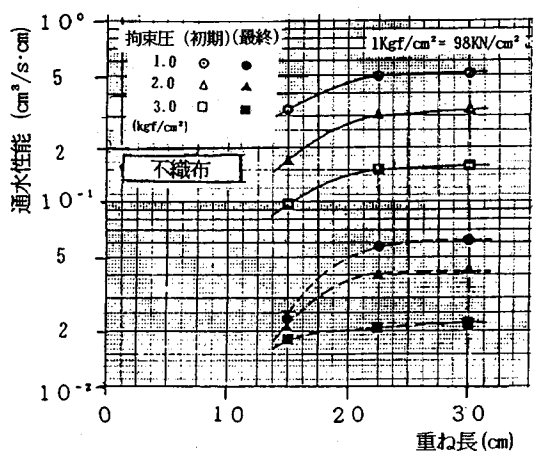


図-15 不織布の重ね長と通水性能

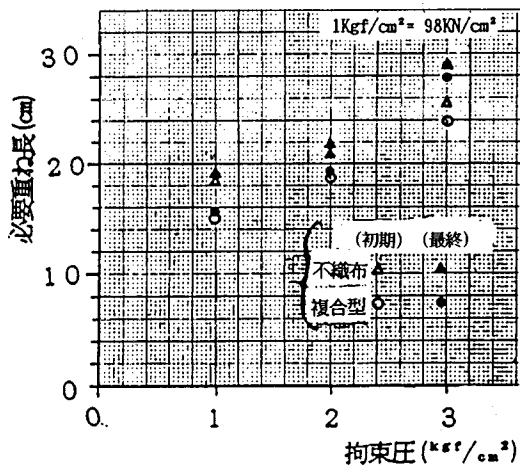


図-16 拘束圧と必要重ね長

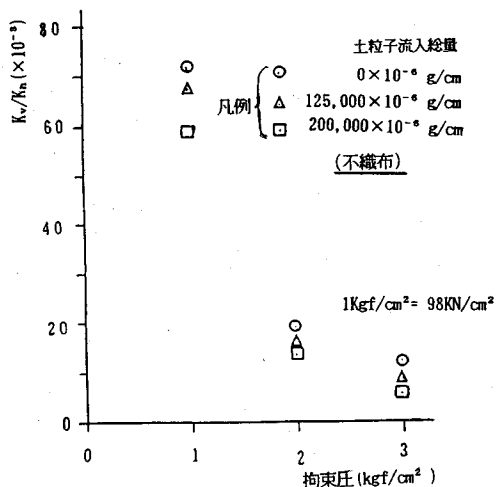


図-17 拘束圧と透水係数比

この重ね長で決定する。

図-16 より拘束圧 3 kgf/cm^2 では両排水材とも 30 cm 程度、 2 kgf/cm^2 以下では 20 cm 程度とすればよいと思われる。また他種の排水材の場合には上記の目詰り試験を行なって必要重ね長を求めるのが望ましい。

実際の施工に対しては施工余裕長として必要重ね長より $5 \sim 10 \text{ cm}$ 長くすることが望ましい。

8. 試験盛土による設計値の実測検証

本研究で提示した目詰りによる透水性低下を考慮した排水層の設計方法の主体部を検証するために、この設計方法に基づいて求めた最終安定段階時期における排水層の通水性能とその到達に要する時間について現場実測値と比較することにした。この現場実測は1978年のものかなり前のものであるが、現場試験による実証はその後機会がないのでこの実測結果に基づいて検証した。

(1) 試験盛土の排水層の経過時間と透水係数の測定結果

筆者等がジオテキスタイル排水材をサンドマット工法の代替工法として採用するに当たって1978年に流山市近郊で試験盛土の際に軟弱な基礎地盤上にサンドマット層と不織布排水層を敷設して、それぞれ上流端での最高水位（間隙水圧計測定と水位観測）、盛土の沈下速度等について調査した。

試験盛土の条件を表-3に、盛土断面と排水層の設置位置を図-18に示す。今回はその結果に基づいて軟弱な基礎地盤上に敷設した不織布排水層とサンドマット層の面内方向透水係数を求めたものである。

この透水係数は盛土開始時からの経過時間毎に沈下速度から圧密排水量を求め、更に排水層の層厚、集水分担長、排水層上流端の水位の測定値を用いて式(4-5)から求めたものである。従ってこの値は式(4-1)、(4-2)の排水層の透水係数 k_n に相当する。

面内方向透水係数と経過時間の関係を図-19に示す。測定値は排水層の上流端水位の測定が可能となった時点から表示し、盛土開始日を原点とした。

盛土材は凝灰質粘土であり雨水の浸透水が排水層に浸透する流速に当たる最終浸透能は試験から $8 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ とした。

一方、圧密排水の流入速度は実測結果から $3 \times 10^{-5} \sim 3 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ であり、これに比べて上記の雨水浸透水の流入速度は非常に小さい。このため式(4-5)による透水係数の算定は雨水による浸透水を無視している。

この図-19から不織布排水層、サンドマット層とも時間の経過とともに透水係数は低下し、それぞれ最終安定段階に近いと思われる。従って、不織布の最終安定

表-3 試験盛土の条件

| | |
|-------|--|
| 試験期間 | 1978年2月1日～1979年9月30日 |
| 一次盛土 | 1978年4月21日～1978年4月27日 |
| 盛土高 | 4.4m (一次盛土 0.5m 二次盛土 3.9m) |
| 盛土材 | 凝灰質粘土 |
| 透水係数 | $1.6 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{sec}$, 締固め含水比24% |
| 基礎地盤 | 有機質粘土層厚 6m, 垂直ドレーン $1\text{m} \times 1\text{m}$ |
| 排水層層高 | 8.8 mm/2層 (拘束圧 0.07 kgf/cm^2) |

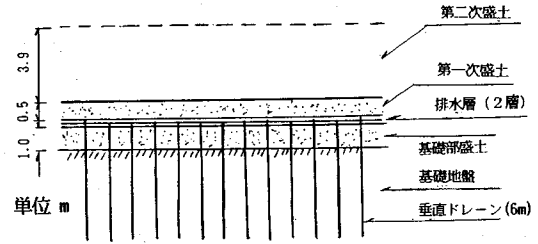


図-18 盛土断面と排水層の設置位置

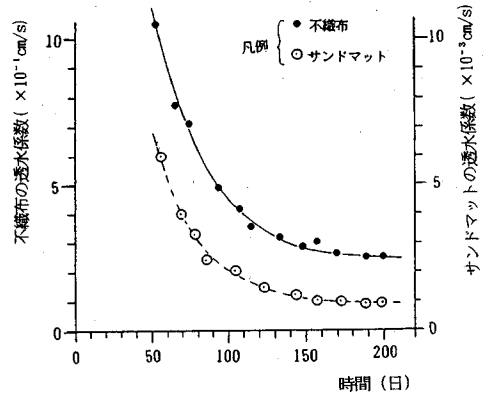


図-19 経過時間と面内方向透水係数

段階での面内方向透水係数は約 $2.6 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ 程度である。

(2) 本設計方法による最終安定段階の透水係数とその到達時間

不織布排水層は図-18に示したように盛土基礎地盤上に直接敷設したのではなく、基礎地盤上に厚さ 1 m の盛土（凝灰質粘土）を行ない、その上に排水層を敷設した。

その排水層上に高さ 0.5 m の盛土をしたものである。また基礎地盤からの圧密排水の多くは 1 m の基礎部盛土を貫通して垂直ドレーンによりこの排水層に直接流入する。このようなかたちの排水層の敷設方式は本論文で取り扱った盛土基礎地盤上の排水層敷設形式 図-2 (B)とは異なっている。

従って、現場試験では排水層に下方から流入するもの

は垂直ドレーンを通しての基礎地盤の圧密排水と1mの基礎部盛土を通過して流入する圧密排水の浸透水もある。

この内、後者の圧密排水による浸透水は基礎部盛土を通過するため、前者の圧密排水（図-2（B）相当）とは異なり排水層上部の盛土からの土粒子流入負荷量に当たる量を有している。

この上部、下部の盛土の厚さは0.5mと1.0mでかなり薄い、これまでの研究¹⁾から浸透水で土粒子流出に影響する土層厚さはたかだか20cmであり、両盛土とも上記の層厚以上である。

排水層は上下に重ねて2層とし、垂直ドレーンは上端を曲げて2層の間に挟んでいるので土粒子流入負荷量は上層、下層とも同量とした。

このような試験盛土について排水層の最終安定段階到達時間とその時期における面内方向透水係数を本設計方法により求める。

a) 最終安定段階到達時間

盛土材は凝灰質粘土であり盛土高さは4.4mであるが、一次盛土として排水層の上部に0.5mの盛土を1978年4月21日から27日まで施工し、二次盛土の残り3.9mの層厚を1979年5月17日から21日まで盛土をした。

この試験盛土のうち二次盛土分は1年の間隔があるので本現場実測は一次盛土分だけで二次盛土分には無関係である。

盛土に用いた凝灰質粘土を現場締固め含水比24%でJIS 1210相当の締固めエネルギーで締固めたもので、土粒子流出試験¹⁾から求めた土粒子流入負荷量は $152 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ であり、また限界透水量は $0.7 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$ である。（土粒子流入負荷量は試験を行なわないときは本設計法では安全側の $390 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ を設定する）

地盤に対する雨水の浸透率は4.（3）b）②で既に述べた27%であるので、限界透水量 $0.7 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$ に相当する浸透水が盛土に流入するためには26mmの降雨量が必要となる。

試験盛土地点にごく近い気象庁我孫子観測点での試験盛土時期の観測記録¹⁰⁾から、盛土開始時から総雨量が26mmとなるまでの時間は0.5ヶ月である。

また排水層上の0.5mの盛土層厚を浸透水が降下浸透して排水層まで到達する時間は盛土の最終浸透能が $8 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ であるので24.1ヶ月となる。これより盛土開始から限界浸透量に相当する雨水が排水層に流入して最終安定段階に達するまでの時間は24.6ヶ月となる。

b) 最終安定段階での面内方向透水係数

試験盛土に用いたポリオレフィン製の太い短繊維の不織布について目詰り試験を行い、土粒子流入総量と面内方向透水係数との関係を求めた。その結果を図-20に示す。

垂直ドレーンの圧密排水から面排水層への土粒子流入

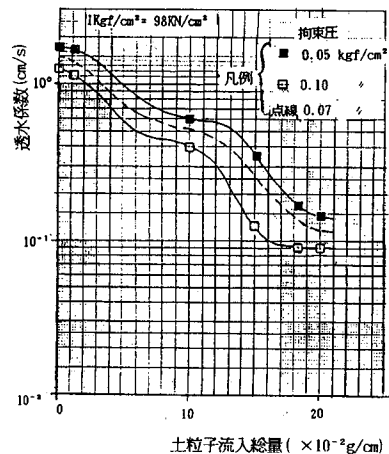


図-20 土粒子流入総量と面内方向透水係数

負荷量はドレーン長6mで1mの正方形配置であるので、2.（4）②に述べた算出方法により求めると $10 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ となる。

また上部、下部盛土からの土粒子流入負荷量がそれぞれ $152 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ である。これより2層排水層の上層及び下層ともに土粒子流入負荷量は $(152 + 5) \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2 = 157 \times 10^{-6} \text{ g/cm}^2$ となる。

排水管路間隔が25mであるので集水分担長は12.5mとなり、下流端での土粒子流入総量は流入負荷量と集水分担長12.5mの積から $196,000 \times 10^{-6} \text{ g/cm}$ となる。

排水層の面内方向透水係数kは場所により異なるが、透水係数を4節（4.（5）c）②）で述べた方法により図-20から求める。この図は現場にシュミレートした目詰り試験により求めたものである。

排水層の集水分担長を図-8に示す寸法比でA, B, C, Dの4ブロックに分割すると、Aブロックの下流端での土粒子流入総量（ $\times 10^{-6} \text{ g/cm}$ ）が196,000であることから、B, C, Dの土粒子流入総量はそれぞれ163,000, 131,000, 65,000である。

これらのブロックの土粒子流入総量に対応する透水係数を図-20の盛土高による拘束圧 0.07 kgf/cm^2 について求めると、それぞれのブロックの面内方向透水係数は下流端から上流端に向けて1.2, 2.0, 3.8, 6.3（ $\times 10^{-1} \text{ cm/s}$ ）となる。

従って最終安定段階での排水層の透水係数（ $\times 10^{-1} \text{ cm/s}$ ）は式（4-2）により、 $K_h = 1250 / (208 / 1.2 + 208 / 2.0 + 417 / 3.8 + 417 / 6.3) = 4.0$ （ $\times 10^{-1} \text{ cm/s}$ ）となる。

目詰り前の初期値は図より $1.5 \times 10^0 \text{ (cm/s)}$ であるので、約1/4に低下したことになる。

（3）試験盛土による検証結果

本設計方法により求めた値と現場測定値とを比較し次

のようなことが判かった。

最終安定段階到達時間については試験盛土の測定期間の関係で十分な検証はできなかった。しかし 図-19 の時間と透水係数の関係において200日(6.7ヶ月)での不織布、サンドマットとも透水係数は最終安定段階に到達していないものの、かなりこの段階に近い状態に達していると思われる。この場合、本設計法による計算値の24.6ヶ月との差は大きい、この理由として次のことが考えられる。

設計で求めた最終安定段階到達時間の24.6ヶ月のうち必要降雨量到達時間0.5ヶ月の最終降雨よりの浸透時間は24.1ヶ月である。しかし盛土層厚が飽和状態、またはそれに近い場合は、浸透速度が設計浸透速度の2倍となるので上記の浸透時間は12ヶ月程度となる。また最終安定段階到達時間は約13ヶ月である。

現場状況は 図-18 に示すような軟弱地盤上の低盛土であるため、基礎地盤からの圧密で生じた上昇排水により、盛土部がほぼ飽和状態にあったと考えられる。

このため上記の13ヶ月が妥当と思われる。現場実測では200日で最終安定段階に近いが、図-19の曲線形状から完全な最終安定段階になるには更に50日程度が必要と思われる。従って現場の最終安定段階到達時間は250日(約8.3ヶ月)程度になると考えられる。

このことから設計値は実測値の1.5倍である。

また排水層に流入する土粒子流入総量にごく近い量が負荷され最終安定段階に近いと思われる200日時点での本設計法による最終安定段階の透水係数 $4.0 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ と本章(1)に述べた方法による現場測定の透水係数 $2.6 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ で約1.5倍程度の相違である。

以上の2項についての実測値に対する設計値の相違はいずれも1.5倍程度であり、このような分野ではかなり少ないと思われる。

今回の検証のための現場での試験盛土は1回だけであるが、本設計法の信頼度は許容されるべき範囲にあると思われる。

9. 結論

ジオテキスタイル排水材を用いた軟弱な盛土基礎地盤上や盛土中に敷設する排水層の設計方法はまだ殆ど見当たらないので、目詰りを考慮した排水能力と排水すべき総流出水量から設計上最も厳しくなる設計対象時期において処理できるような設計方法を提示した。

更に、この設計法に不可欠な排水材継手の必要重ね長、排水材を複数層に敷設した場合の通水性能を実験により明らかにし、その他設計上必要な選定項目、設定項目の決め方についても考察し設計に取り入れた。

そしてこの設計方法の主体部を検証するために、この

設計方法に基づいて求めた最終安定段階における排水層の通水性能とその到達に要する時間について現場実測値と比較した。その結果検証のための試験盛土は1回だけであるが本設計法の信頼度は許容されるべき範囲にあることが推定できた。

今後はこれ迄と異なった排水材、盛土基礎地盤、盛土材、盛土高、工事の地域等の条件において実測検証を積み重ねたいと考えている。

参考文献

- 1) 林英雄, 森 麟: 盛土中に敷設するジオテキスタイル排水材の目詰りによる透水性低下の予測に関する研究, 土木学会論文集, No. 510, pp. 57 ~ 67, 1995.
- 2) 林英雄, 森 麟: 目詰りによる透水性低下に及ぼす面排水材の構造形式について, 土木学会 第49回年次学術講演会Ⅲ, pp. 1462 ~ 1463, 1994.
- 3) 林英雄, 茶山和博, 森 麟: ジオテキスタイルの排水効率低下に関する実験的研究, 土質工学会 第25回土質工学研究発表会, pp. 2009 ~ 2012, 1990.
- 4) 林英雄, 茶山和博, 森 麟: 乱された粘性土の圧密排水中に含まれる土粒子濃度と土粒子総量に関する研究, 土木学会 第49回年次学術講演会Ⅲ, pp. 764 ~ 765, 1991.
- 5) 林英雄, 森 麟: 流入土粒子粒度が排水材の目詰り量と透水性低下に及ぼす影響, 土木学会 第48回年次学術講演会Ⅲ, pp. 1146 ~ 1147, 1993.
- 6) 樫根 勇: 水文学, pp. 167 ~ 168, 大明堂1975.
- 7) 山本莊毅, 高橋 裕: 図説水文学, p. 1, 自然科学書会, 1987.
- 8) 地下水ハンドブック編集委員会: 地下水ハンドブック, p. 22, 建設産業調査会, 1979.
- 9) 建設省河川局監修: 河川砂防技術基準(案), p. 150, 1986.
- 10) 銚子地方気象台: 気象月報(千葉県), 1978.

(1996. 2. 23受付)

ONE PROPOSAL ON THE DESIGN OF NONWOVEN GEOTEXTILE FILTER LAYER CONSIDERING PERMEABILITY DUE TO CLOGGING

Hideo HAYASHI and Akira MORI

Recently, geotextile filter materials are often used to form drainage layers within earthfill embankments and at earthfill-foundation. This is because scarcity of traditional river-bed materials and concern over the environmental impact of using remaining resources. The geotextile filter material will become clogged soil particle over time, thus reducing its permeability. However, this drawback has not been considered in design up to this time. We proposed an alternative method which carefully considers this reduction in permeability so its indispensable items, and incorporated the results of thorough field testing.