

土 木 研 究 所 資 料

異方性地盤における原位置透水試験方法 に関する研究

昭和61年5月

建設省土木研究所
ダム部フィルダム研究室

Copyright © (1986) by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

異方性地盤における原位置透水試験方法 に関する研究

ダム部 フィルダム研究室 松 本 徳 久
山 口 嘉 一

要 旨

ダムの軟岩基礎の透水性を把握する際に、ルジオンテストとともに実施されることがある Darcy 則に基づく原位置透水試験を異方性地盤において実施する場合を想定しての調査・研究を行った。具体的内容は以下のとおりである。

- ① 異方性地盤における原位置透水試験についての研究の現状を単孔式透水試験，多孔式透水試験にかかわらず調査した。
- ② 単孔式透水試験でオーガー孔法を利用して異方性地盤の透水性を把握する試験法を開発した。
- ③ ②で開発した試験法の精度を数値解析により検討した結果，かなり精度が良いことが判明した。
- ④ ②で開発した試験法を実際に現場で実施した。その結果判明した本試験法の適用上の注意点を整理した。

キーワード：フィルダム，原位置透水試験，軟岩，異方性地盤

目 次

1. はじめに	1
2. 研究目的	3
3. 異方性地盤における原位置透水試験についての研究の現状	4
3.1 多孔式透水試験	4
3.1.1 河野・西垣の方法	4
3.1.2 山上・植田の方法	7
3.2 単孔式透水試験	9
3.2.1 河野・西垣の方法（定圧注水法）	9
3.2.2 河野・西垣の方法（水位回復法）	10
4. 異方性地盤における原位置透水試験の精度	13
4.1 E-19 法	13
4.2 数値解析による精度の検討	14
4.2.1 数値解析の概要	14
4.2.2 入力物性値	15
4.2.3 計算モデルと計算条件	19
4.2.4 計算結果	21
5. 異方性地盤の水平・鉛直方向の透水係数を測定する原位置透水試験	25
5.1 水平方向の透水係数の測定	25
5.1.1 理論的根拠	25
5.1.2 E-19 法への適用	27
5.2 鉛直方向の透水係数の測定	29
6. アースダム盛立試験ヤードにおける実施例	35
6.1 概説	35
6.2 長沼ダムの概要	35
6.3 ダムサイトの地質概要	35
6.4 試験方法	38
6.4.1 盛立試験ヤードの造成	38

6.4.2 透水試験以外の管理試験	42
6.4.3 透 水 試 験	46
6.5 粘性土の場合の試験結果	53
6.5.1 密度試験結果	53
6.5.2 室内試験結果	56
6.5.3 透水試験結果	59
6.6 砂質土の場合の試験結果	63
6.6.1 密度試験結果	63
6.6.2 室内試験結果	67
6.6.3 透水試験結果	68
7. まとめと今後の課題	88
謝 辞	90
参 考 文 献	91
使用記号一覧	93

参考資料—1

均質等方な地盤における各種原位置透水試験の精度	97
-------------------------	----

参考資料—2

各種測定誤差が原位置透水試験結果に与える影響	109
------------------------	-----

参考資料—3

地盤中の負の圧力水頭値が U. S. B. R.アースマニュアル E—19 法の精度に与える影響	115
--	-----

参考資料—4

フィルダムコア材の透水性管理に原位置変水位透水試験を採用する場合の注意事項	123
---------------------------------------	-----

1. はじめに

ダムの設計、特にフィルダムの設計において、基礎岩盤の透水性を把握することは非常に重要な問題の一つである。ダム基礎岩盤の透水性を把握するための原位置透水試験法としては、従来からボーリング孔内に圧力水を送り込み、その時の透水量をもって地盤の透水性を評価するルジオンテストがよく用いられている。この試験方法については、「ルジオンテスト技術指針・同解説」(建設省河川局開発課監修)¹⁾という形で確立された指針がある。しかし、元来この試験方法は、岩石自体が不透水とみなせ、かつかなりの亀裂が発達しているために岩盤内の流れが亀裂中の流れで代表される硬岩の透水性を把握するために開発されたものである。

一方、最近の我が国のダムサイトをみると、変形・強度面に優れた硬岩を基礎に持つ地点が既に開発されたこともあり、新第三紀堆積岩・第四紀低溶結凝灰岩・風化花崗岩といったいわゆる軟岩を基礎に持つ地点にも大ダムが建設される傾向にある。ただ、軟岩基礎においても、地盤内深部の透水性の調査にはボーリング孔を利用せざるを得ず、かつダム基礎の透水試験法としては従来からルジオンテストが一般的に実施されていることもあり、軟岩の透水性もボーリング孔を利用して行うルジオンテストから得られるルジオン値で評価することが適切であると考えられる。しかし、軟岩は硬岩に比べて、注入圧力と注入流量が比例する限界の圧力である限界圧力が極めて小さいという特徴を持つ。特に、ダム止水処理上最も重要である基礎の浅い部分は、上載荷重がほとんどないためにこの特徴が顕著に表われる。よって、硬岩において実施するのと同様に、軟岩においても水をポンプ圧入してルジオンテストを実施すると、最小昇圧力あるいはポンプ脈動に伴う圧力変動のみによって岩が破壊され、結果的に透水性を実際の岩が持つよりも過大に評価してしまう恐れがある。この対策として、軟岩に対するルジオンテストを、ポンプにエアチャンバーを設置してポンプ脈動を極力押えたうえで、注入圧力を小さいステップで昇降させて実施するか、静水圧を利用して実施するとともに、以下の理由からオーガー孔等を利用して Darcy 則に基づく原位置透水試験も併せて実施している例がある。

- ① 軟岩は、岩石自体が透水性を持つうえ、亀裂があまり発達していない場合がかなり見受けられる。よって、軟岩地盤中の流れは Darcy 則に従うものと考えられる。
- ② 岩盤が完全に Darcy 則に従う均質等方な透水性媒体であると仮定すると、ルジオンテストにおいて、限界圧力以下の注入圧力—注入流量曲線(以下、P—Q 曲線と呼ぶ)の直線勾配から求めたルジオン値と Darcy 則に基づく原位置透水試験より求めた透水係数には、 $1.0 \text{ Lu} \doteq 1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ の関係が見い出せる。よって、Darcy 則に従う原位置透水試験より地盤の透水係数を求めておけば、ルジオンテストから得られたルジオン値が地盤が破壊される前のものか否かを大略検討することができる。

上記のことを踏まえて、筆者らは、ルジオンテスト以外にダムサイトで実施される各種の原位置透水試験方法を調査するとともに、各種試験を均質等方な地盤に対して実施した際の精度を検討し、その結果については既に報告している(参考資料—1 参照)^{2)~4)}。

試験精度を均質等方な地盤に対してのみ検討したのは、軟岩、特に堆積軟岩の透水性は基質の間隙に支配

されているため、設計上問題になるような顕著な異方性を示すことは稀である⁵⁾という判断によっている。しかし、一見均質等方と考えられる砂岩においても、堆積過程で細粒部と粗粒部が成層を成したり、部分的に薄いシームが介在することによって透水性に異方性が生じることが多い⁶⁾。一方、浸透流解析は、有限要素法 (FEM) や境界要素法 (BEM) の導入により飛躍的な進歩をとげ、地盤の透水性の異方性や、不飽和領域をも含めた解析が可能になったのとは対照的に、解析の入力物性値である浸透特性 (透水係数のほかに、比貯留係数、不飽和透水係数、水分保持曲線などもこれに含まれる) を原位置で計測する手法の確立はかなり遅れているのが現状である。そこで今回は、均質等方な地盤においてはかなり精度良く地盤の透水係数を求められることがわかっている U.S.B.R. (United States, Department of the Interior, Bureau of Reclamation = 米国内務省開拓局) アースマニュアル E-19 法 (注水定水位法、以後 E-19 法と呼ぶ)^{3), 4), 7)} を例にとり、地盤の透水性の異方性が試験精度に与える影響を数値解析により検討する。さらにその結果を踏まえて、地盤の水平・鉛直方向の透水係数を求めることができる試験方法 (注水定水位法) を提案するとともに、この試験の現場での実施例も示すものである。

なお、「異方性地盤における原位置透水試験方法に関する研究」という本資料の題目にはややそぐわないかもしれないが、以下に示す原位置透水試験に関する研究の成果を巻末に参考資料としてまとめておく。

- ① 均質等方な地盤における各種原位置透水試験の精度
- ② 各種測定誤差が原位置透水試験結果に与える影響
- ③ 地盤中の負の圧力水頭値が E-19 法の精度に与える影響
- ④ フィルダムコア材の透水性管理に原位置変水位透水試験を採用する場合の注意事項

2. 研究目的

本研究の目的を本資料の展開に応じて列挙すると以下のとおりである。

- ① 本研究では、ダム基礎岩盤の局所的な透水性を把握するための単孔式透水試験^{*)}を対象に考えているが、地盤の透水性の異方性を原位置で計測するための研究動向を、地盤の広範な領域の平均的な透水性を把握するための多孔式透水試験^{*)}をも含めてまとめる。
- ② 均質等方な地盤においては、かなり精度良く地盤の透水係数を求められることがわかっている E-19 法を例にとり、地盤の透水性の異方性が試験精度に与える影響を数値解析により検討する。
- ③ ②の結果を踏まえて、異方性地盤の水平・鉛直方向の透水係数を求めることのできる原位置透水試験方法を提案する。
- ④ E-19 法は、ロックフィルダムコア部やアースダムの透水性管理試験としても利用されている。そこで、③で提案した試験をアースダムの盛立試験ヤードにおいて実施してその適用性を検討する。
- ⑤ 数値解析と現場試験の結果を踏まえて、③で提案した試験の適用範囲を明確にするとともに、今後の改良案も示すものである。

脚注^{*)}

用語について若干の説明を加えておく^{*)}。

単孔式透水試験とは、ボーリング孔やオーガー孔を利用して行う透水試験で、3次元流をモデルに解かれた計算式をもとに透水係数を求めるものである。

また、多孔式透水試験とは、揚水試験とも呼ばれる透水試験であり、原則として軸対称2次元流をモデルに解かれた計算式(Thiem, Theis の井戸理論など)をもとに透水係数を求めるものである。

3. 異方性地盤における原位置透水試験についての研究の現状

異方性地盤における原位置透水試験についての各種の研究状況を紹介する前に、一つ注意しておかなければならないことがある。それは、各種論文をまとめるにあたっての使用記号の統一についてである。つまり、種々の研究者の論文をまとめるにあたって、同じものを表現するのに個々の研究者が色々な記号を用いている場合がある(例えば、水平方向の透水係数であれば k_x , k_r , k_h などの表現がある)が、この章に限っては、発表論文中の記号を尊重して、本資料としての記号統一の対象外とした。ただし、本資料の他章における使用記号は統一するとともに、巻末に使用記号一覧を整理しておく。

3.1 多孔式透水試験

3.1.1 河野・西垣の方法^{9),10)}

この方法は、異方性を持つ被圧滞水層内に不完全貫入井(被圧滞水層下の不透水層まで到達していない井戸を指す)において、揚水試験(一定流量揚水)を実施して、水平・鉛直の透水係数を測定しようとするものである(図-3.1 参照)。試験用の揚水井として、解析解を導くことが比較的容易な完全貫入井(被圧滞水層下の不透水層まで到達している井戸を指す)を用いず、解析解を導くことが複雑な不完全貫入井を用いているのは、不完全貫入井による揚水であるがゆえ、鉛直方向の流れ成分が生じ、結果的に透水性の異方性が吟味できることに起因している。

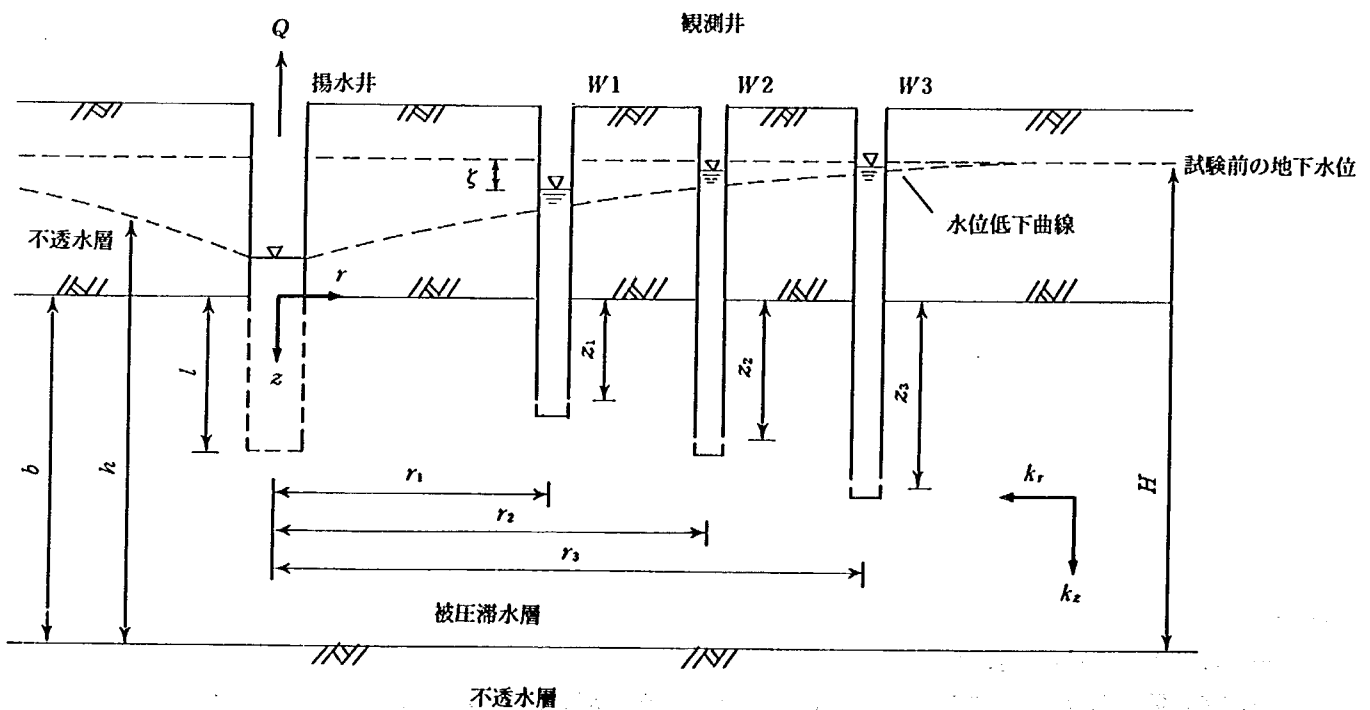


図-3.1 異方性地盤への不完全貫入井⁹⁾

図-3.1 の条件における観測井での水位低下 ζ ($=H-h$) の解析解は、Hantush¹¹⁾によって求められているが、揚水開始後十分な時間が経過した後では次式で近似することができる。

$$\zeta = \frac{2.30Q}{4\pi k_r b} \left\{ \log \left(\frac{t}{r^2} \right) - \log \left(\frac{S_s \cdot \exp(-f_s)}{2.25k_r} \right) \right\} \quad (3.1)$$

$$f_s = f_s \left(\frac{r^*}{b}, \frac{l}{b}, \frac{z}{b} \right) \\ = \frac{4b}{\pi l} \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{n} \right) \cdot K_0 \left(\frac{n\pi r^*}{b} \right) \cdot \cos \left(\frac{n\pi z}{b} \right) \cdot \sin \left(\frac{n\pi l}{b} \right) \quad (3.2)$$

ここに、 Q : 揚水流量、 t : 経過時間、 S_s : 比貯留係数、 $r^* = \sqrt{k_z/k_r} \cdot r$ 、 K_0 : 第2種零次変形 Bessel 関数。

上述の式を利用して、異方性地盤の滞水層定数を以下のように決定する。

(1) 水平方向の透水係数 (k_r)

揚水試験の結果得られる ζ と $\log(t/r^2)$ の関係を図-3.2 に示すように semi-log paper にプロットする。これを Jacob の方法で整理すると、水平方向の透水係数 k_r は、図-3.2 中の直線勾配 m をもとに次式で求めることができる。

$$k_r = 2.30Q / 4\pi b m \quad (3.3)$$

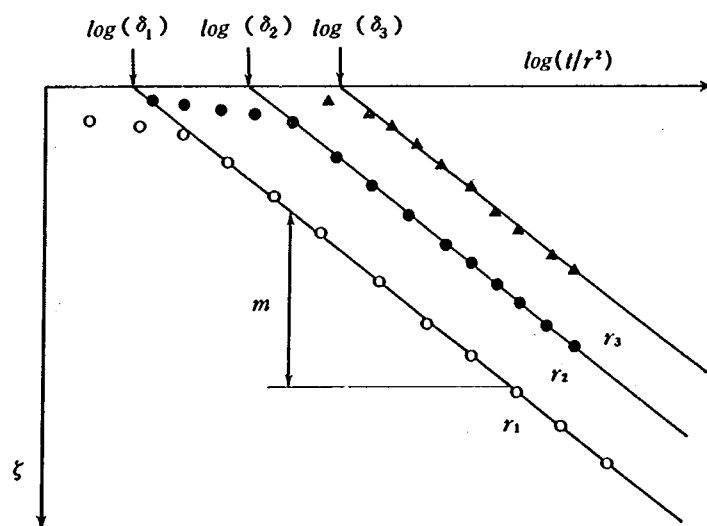


図-3.2 Jacob の方法による水位低下の整理結果⁹⁾

(2) 鉛直方向の透水係数 (k_z)

図-3.2 中の直線を $\zeta=0$ まで延長すると、各観測井ごとに次式の δ_i ($i=1,2,3$) (なお、観測井は3本とする) が求まる。

$$\delta_i = t_i / r_i^2 \quad (i=1,2,3) \quad (3.4)$$

一方、 δ_i は、式 (3.2) より次式で表わせる。

$$\delta_i = \alpha \exp(-f_{si}) \quad (i=1,2,3) \quad (3.5)$$

ここに, $\alpha = S_s / 2.25k_r$ (3.6)

さらに, 式 (3.5) より,

$$\left. \begin{aligned} \beta_{12} &= \delta_2 / \delta_1 = \exp(f_{s1} - f_{s2}) \\ \beta_{13} &= \delta_3 / \delta_1 = \exp(f_{s1} - f_{s3}) \end{aligned} \right\} \text{ (3.7)}$$

式(3.2)より明らかなように, f_s は l/b , z/b , $\sqrt{k_z/k_r} \cdot r/b$ の関数である。そこで, 既知量である l/b , z/b , r/b の値を式 (3.2) に代入して, 観測井ごとに種々の $\sqrt{k_z/k_r}$ に対する f_s の値を計算する (式(3.2)は, 第2種の Bessel 関数を含むので, 数表を用いるか, マイコンで対応しなければならない) と, 図-3.3 に示すような曲線を求めることができる。さらに, 図-3.3 をもとに式 (3.7) の β_{12} , β_{13} と k_z/k_r の関係を求めると図-3.4 に示すようになる。 β_{12} , β_{13} の値は図-3.2 の δ_1 , δ_2 , δ_3 を用いると既知量となり, 結果的に図-3.4 より, β_{12} , β_{13} に対応する $a (=k_z/k_r)$ の値を求めることができる。よって, この時の a と式 (3.3) より求めた k_r より鉛直方向の透水係数は, 次式で求めることができる。

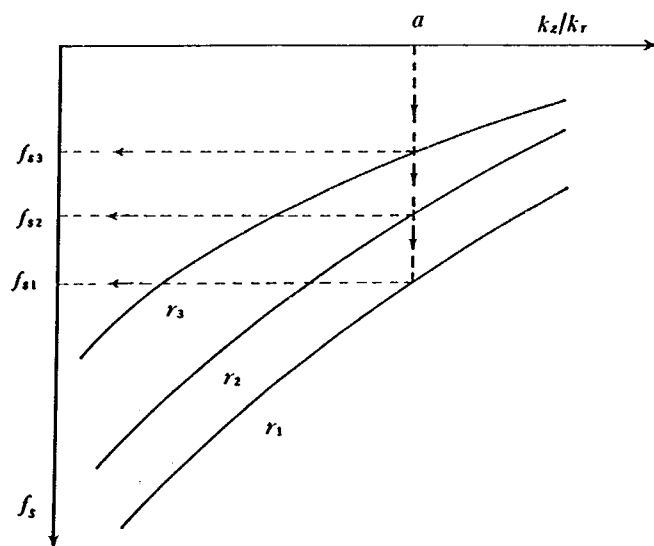


図-3.3 f_s と k_z/k_r の関係⁹⁾

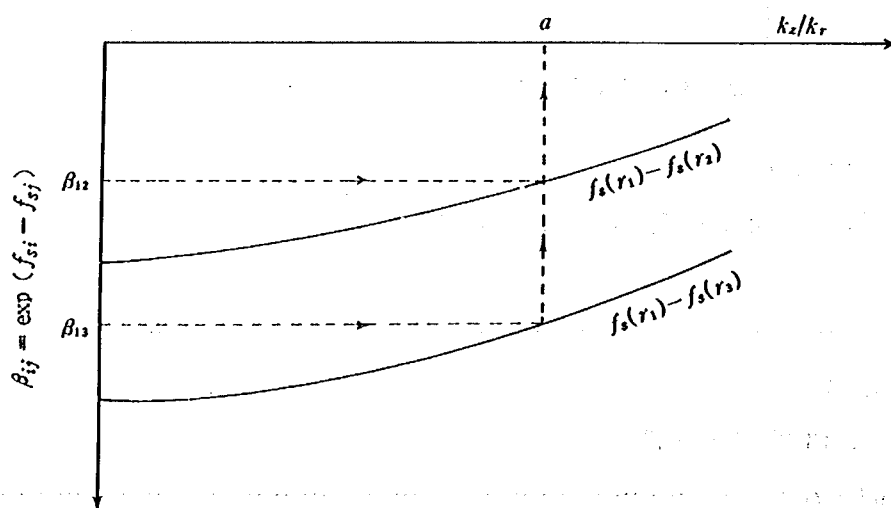


図-3.4 β_{12} および β_{13} と k_z/k_r の関係⁹⁾

$$k_z = a \cdot k_r \dots\dots\dots (3.8)$$

(3) 比貯留係数 (S_s)

図—3.4 で求めた $a (=k_z / k_r)$ の値に対応した、各観測井ごとの f_{si} の値を図—3.3 より求める。この f_{si} と透水係数の値をもとに、比貯留係数は式 (3.5), (3.6) より次式で求めることができる。

$$S_s = 2.25 \cdot k_r \cdot \delta_i \cdot \exp(f_{si}) \dots\dots\dots (3.9)$$

($i=1, 2, 3$)

多孔式透水試験である揚水試験は、単孔式透水試験に比較して、多大な費用と時間を要するため、あまり頻繁に用いられていない。しかし、このように、揚水試験は、透水係数以外の浸透特性である比貯留係数も求められる利点を有していることを考慮しておくべきであろう。

最後に、この試験を実施するにあたっての注意点、問題点を挙げておこう。ただし、ここでは、一般的な揚水試験に対する注意点、問題点には触れず、この試験特有のものだけに限ることとした。

- ① 式(3.2)よりも明らかなように、 f_s は観測井中心の揚水井中心からの距離 (r) と、滞水層内の観測点の深さ (z) の関数である。水の流れが、軸対称の2次元浸透流であるため、水位底下 z が r と z の関係になるのは当然であるが、従来の観測井のように、全長にわたってストレーナを設けると、観測点の深さが不明となる。そこで、観測点が明確になるような水位観測方法を採用しなければならない。ただ、逆に言えば、一本の観測井において、深さ方向に多点の水位 (水圧) 観測ができれば、観測井は一本でも十分だということである¹⁰⁾。
- ② この試験の結果を整理するにあたって、図—3.2 中の各観測井ごとの直線勾配 m 、図—3.4 中の β_{12} 、 β_{13} の値より求まる $a (=k_z / k_r)$ 、あるいは、図—3.3 において a の値に対応する f_{si} を式(3.9)に代入して求まる S_s は、各観測井ごと、あるいは β_{12} 、 β_{13} で求めた場合で必ずしも同じ値になるとは限らない。そこでこのような事態が発生したときの対応を明確にしておかなければならない。

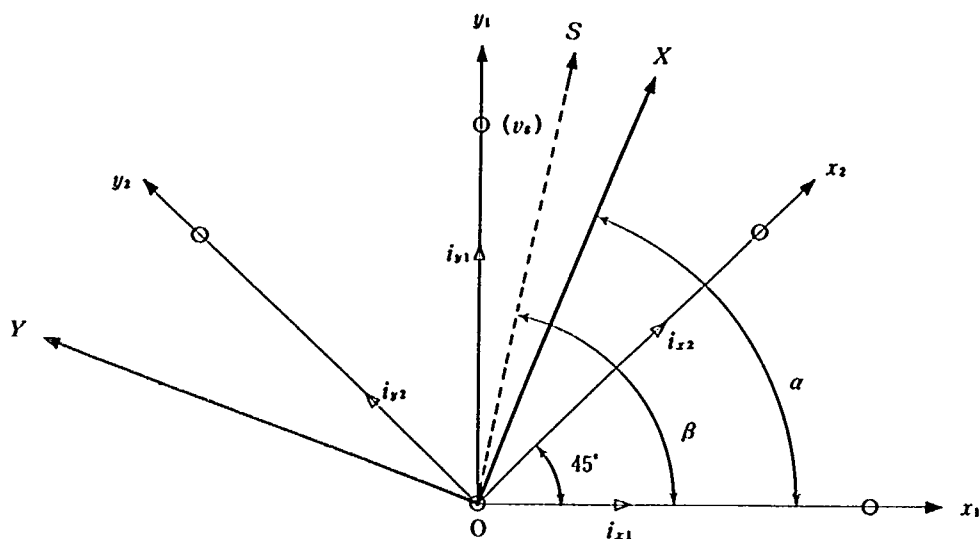
3.1.2 山上・植田の方法¹²⁾

この方法の特徴は、非均質な異方性地盤の透水係数を決定するための試験であることである。というのは、現在のところ、さほど進んでいるとはいえない異方性地盤における透水試験では、本研究においてもそうであるように、地盤の水平方向の透水係数が一定である均質な異方性地盤を対象にしているためである。

具体的な方法は、以下のとおりである。

図—3.5 に示すように、地盤中の流れの主軸方向である (X, Y) 座標と α なる角度をなす任意の座標系 (x_1, y_1) と、(x_1, y_1) 座標系と 45° の角度をなす (x_2, y_2) 座標系を考える。なお、流れの方向 S は、 x_1 軸と β の傾きをなしているものとする。この座標系において、原点 O および各座標軸上において原点 O から微小な距離が離れたところに、計5本の観測井を設ける。そして、各観測井における水位を測定することによって、各座標軸方向の動水勾配 $i_{x1}, i_{y1}, i_{x2}, i_{y2}$ を求める。さらに、最近、注目を浴びている地下水の流向および流速を測定する計器^{13), 14)}を利用して、原点 O における地盤内の流れ方向の x_1 軸からの傾き β と流速 v_s を測定する。

以上の測定結果をもとに、主軸方向の透水係数 k_x と k_y は、次式より求められる。



○：観測井

図-3.5 地盤中の流れに対する座標系

$$k_x = \left(\frac{q \cdot l - m \cdot p}{k \cdot p - n \cdot l} + \frac{1}{\sin 2\alpha} \frac{a \cdot f - c \cdot e}{b \cdot d - a \cdot d} \right) v_s \quad (3.10)$$

$$k_y = \left(\frac{q \cdot l - m \cdot p}{k \cdot p - n \cdot l} - \frac{1}{\sin 2\alpha} \frac{a \cdot f - c \cdot e}{b \cdot d - a \cdot d} \right) v_s \quad (3.11)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} a &= 2i_{x1} \cdot i_{y1}, & b &= i_{y1}^2 - i_{x1}^2, & c &= i_{y1} \cos \beta - i_{x1} \sin \beta, \\ d &= 2i_{x2} \cdot i_{y2}, & e &= i_{x2}^2 - i_{y2}^2, & f &= \frac{1}{\sqrt{2}} \{ i_{y2} (\sin \beta + \cos \beta) - i_{x2} (\sin \beta - \cos \beta) \}, \\ k &= 2i_{x1} \cdot i_{y1}, & l &= i_{x1}^2 + i_{y1}^2, & m &= i_{x1} \sin \beta + i_{y1} \cos \beta, \\ n &= i_{x2}^2 - i_{y2}^2, & p &= i_{x2}^2 + i_{y2}^2, & q &= \frac{1}{\sqrt{2}} \{ i_{x2} (\sin \beta + \cos \beta) - i_{y2} (\sin \beta - \cos \beta) \} \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

この試験方法についての注意点および問題点を以下に示す。

- ① 山上・植田は、観測井内の水位を測定することによって、動水勾配 $i_{x1}, i_{y1}, i_{x2}, i_{y2}$ を求められるかどうか疑問を抱いている。そのため、試験の細部における詰めがなされていない。例えば、観測井として、どの程度の深さのものを掘削するのか、ストレーナを全長にわたって設けるのか、あるいは部分的に設けるのか、ストレーナを部分的に設けるとした場合、5本の観測井でのストレーナ設置深度をどのように決定するのか、といった問題である。
- ② この試験方法は、非均質な異方性地盤における平面的な透水性の違いのみを求める透水試験であるため、鉛直方向の透水係数をも含めて求めることはできない。

3.2 単孔式透水試験

単孔式透水試験を用いて異方性地盤の透水性を把握するための研究の現状を紹介する前に、以後の文章における単孔式透水試験の名称の統一を図るため、単孔式透水試験を使用する試験孔の形態をもとに、以下の4つのタイプに分類しておく^{15),16)} (図-3.6 参照)。

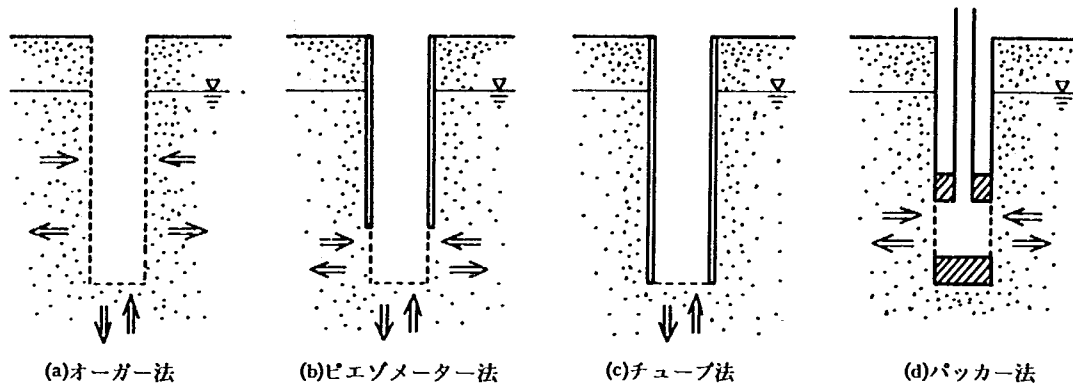


図-3.6 単孔式透水試験の分類¹⁶⁾

① オーガー法

試験孔の孔壁全体から水が出入りする場合。

② ピエゾメーター法

管を打設し、さらに管の先端に孔隙を設け、この孔隙周辺から水が出入りする場合。

③ チューブ法

管を打設するが、先端に孔隙を設けず、管底面のみから水が出入りする場合。

④ パッカー法

パッカーをかけることより、試験孔の局部のみからの出入りを許す場合。

3.2.1 河野・西垣の方法 (定圧注水試験)⁶⁾

この方法は、地下深部の透水性を把握するための試験であるパッカー法 (図-3.7 参照) と多重パッカー法 (図-3.8 参照) とを併用して、地盤の透水性の異方性を把握しようとするものである。ただし、地下水面以下の試験が念頭にあることを最初に付言しておく。

まず、図-3.8 に示す3つの独立した試験区間に等しい圧力 H_F を作用させて多重パッカー法を実施し、中央セルからの注入流量 Q_L を求める。その後、同地点で通常のパッカー法を実施して、注入流量 Q_F を求める。なお、試験実施にあたっては、多重パッカー法の中央セル部の試験区間長 L と負荷圧力 H_F は、パッカー法の試験区間長と負荷圧力にそれぞれ等しくしなければならない。

このようにして得られた結果を以下の式に代入すると、異方性地盤の水平・鉛直方向の透水係数 k_h 、 k_v を求めることができる。

$$k_h = \frac{Q_P Q_L}{2\pi L (H_P - H_0)(2Q_P - Q_L)} \ln \left(\frac{4L}{r_0} \right) \dots\dots\dots (3.13)$$

$$k_v = \exp \left[\ln k_h \cdot \left(\frac{L}{r_0} \right)^2 - \frac{4\pi L k_h (H_P - H_0)}{Q_P} \right] \dots\dots\dots (3.14)$$

ここに、 H_0 は、試験地点の試験実施前の地下水圧である。

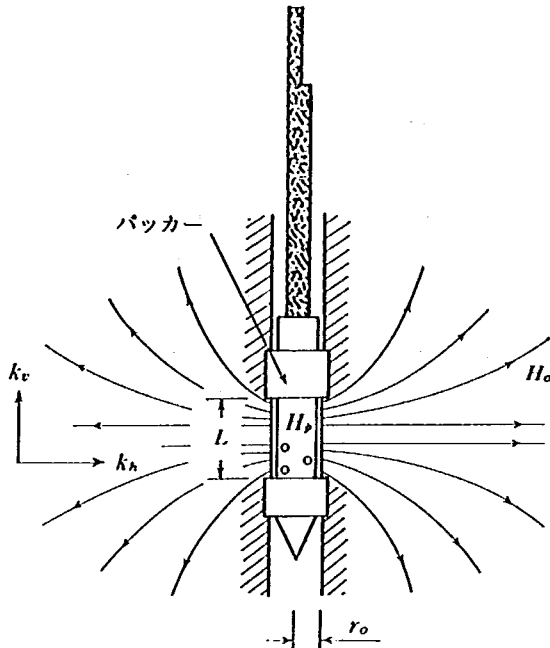


図-3.7 パッカー法⁶⁾

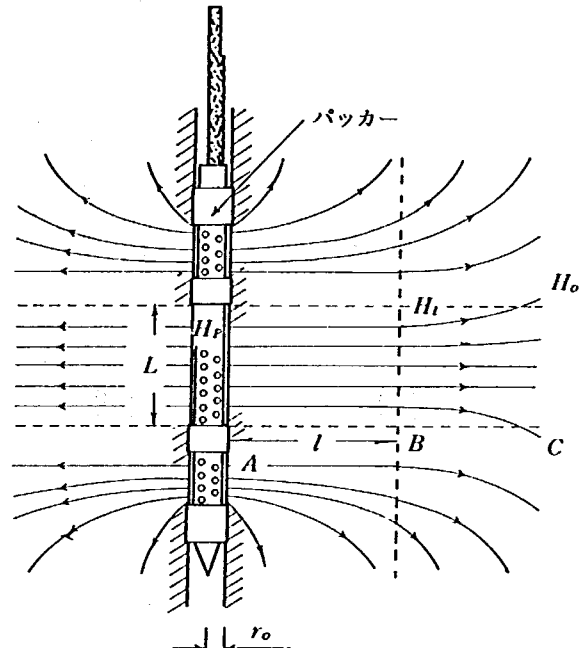


図-3.8 多重パッカー法⁶⁾

3.2.2 河野・西垣の方法 (水位回復法)^{6),17)}

この方法は、透水性が高い地盤で、定常（定圧あるいは定流量）法を適用することが困難である場合によく用いられるピエゾメーター法（図-3.9 参照）とチューブ法（図-3.10 参照）を併用することによって、異方性地盤の水平・鉛直方向の透水係数を求めようとするものである。なお、この方法は水位回復法であるので、当然のことながら地下水面下でのみ適用可能である。

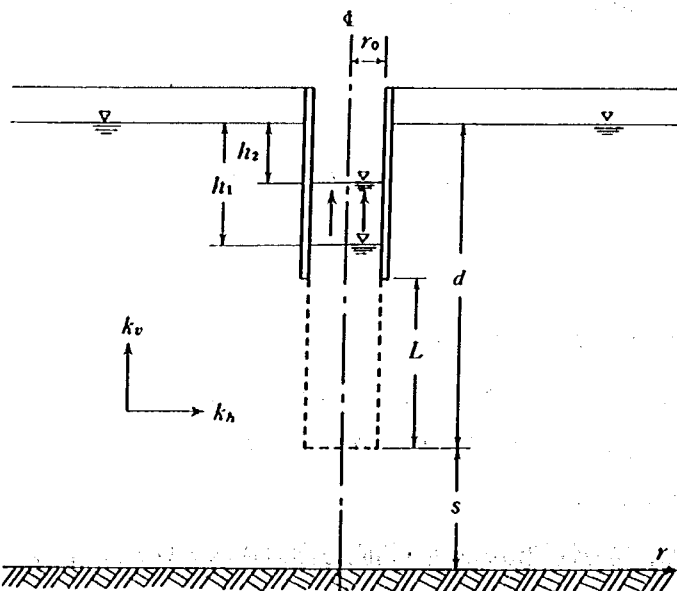


図-3.9 ピエゾメーター法⁶⁾

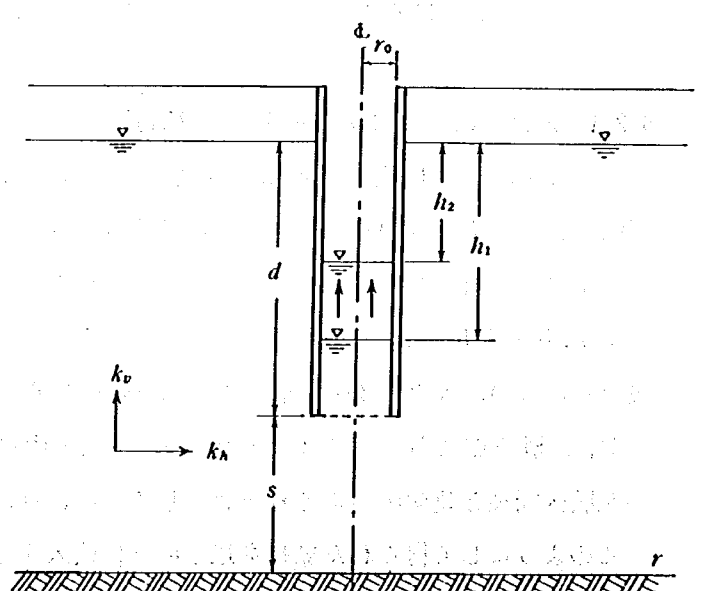


図-3.10 チューブ法⁶⁾

まず、ピエゾメーター法で水位回復試験を行った際の透水係数算定式として、Luthin と Kirkham¹⁸⁾の提案式を考える。

$$k_p = \frac{\pi r_0^2}{C_L(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \dots\dots\dots (3.15)$$

ここに、 k_p は、ピエゾメーター法より求めた透水係数、 t_1 、 t_2 は、それぞれ、水位 h_1 、 h_2 を測定した時刻、 C_L は、形状係数であり、Youngs¹⁹⁾によって数表が与えられている（表—3.1 参照）。

表—3.1 ピエゾメーター法における C_L/r_0 の値¹⁹⁾

L/r_0	$(d-L)/r_0$	s/r_0 (底部が不透水層)							s/r_0 (底部が高透水層)						
		∞	8.0	4.0	2.0	1.0	0.5	0	∞	8.0	4.0	2.0	1.0	0.5	0
0	20	5.6	5.5	5.3	5.0	4.4	3.6	0	5.6	5.6	5.8	6.3	7.4	10.2	∞
	16	5.6	5.5	5.3	5.0	4.4	3.6	0	5.6	5.6	5.8	6.4	7.5	10.3	∞
	12	5.6	5.5	5.4	5.1	4.5	3.7	0	5.6	5.7	5.9	6.5	7.6	10.4	∞
	8	5.7	5.6	5.5	5.2	4.6	3.8	0	5.7	5.7	5.9	6.6	7.7	10.5	∞
	4	5.8	5.7	5.6	5.4	4.8	3.9	0	5.8	5.8	6.0	6.7	7.9	10.7	∞
0.5	20	8.7	8.6	8.3	7.7	7.0	6.2	4.8	8.7	8.9	9.4	10.3	12.2	15.2	∞
	16	8.8	8.7	8.4	7.8	7.0	6.2	4.8	8.8	9.0	9.4	10.3	12.2	15.2	∞
	12	8.9	8.8	8.5	8.0	7.1	6.3	4.8	8.9	9.1	9.5	10.4	12.2	15.3	∞
	8	9.0	9.0	8.7	8.2	7.2	6.4	4.9	9.0	9.3	9.6	10.5	12.3	15.3	∞
	4	9.5	9.4	9.0	8.6	7.5	6.5	5.0	9.5	9.6	9.8	10.6	12.4	15.4	∞
1.0	20	10.6	10.4	10.0	9.3	8.4	7.6	6.3	10.6	11.0	11.6	12.8	14.9	19.0	∞
	16	10.7	10.5	10.1	9.4	8.5	7.7	6.4	10.7	11.0	11.6	12.8	14.9	19.0	∞
	12	10.8	10.6	10.2	9.5	8.6	7.8	6.5	10.8	11.1	11.7	12.8	14.9	19.0	∞
	8	11.0	10.9	10.5	9.8	8.9	8.0	6.7	11.0	11.2	11.8	12.9	14.9	19.0	∞
	4	11.5	11.4	11.2	10.5	9.7	8.8	7.3	11.5	11.6	12.1	13.1	15.0	19.0	∞
2.0	20	13.8	13.5	12.8	11.9	10.9	10.1	9.1	13.8	14.1	15.0	16.5	19.0	23.0	∞
	16	13.9	13.6	13.0	12.1	11.0	10.2	9.2	13.9	14.3	15.1	16.6	19.1	23.1	∞
	12	14.0	13.7	13.2	12.3	11.2	10.4	9.4	14.0	14.4	15.2	16.7	19.2	23.2	∞
	8	14.3	14.1	13.6	12.7	11.5	10.7	9.6	14.3	14.8	15.5	17.0	19.4	23.3	∞
	4	15.0	14.9	14.5	13.7	12.6	11.7	10.5	15.0	15.4	16.0	17.6	20.1	23.8	∞
4.0	20	18.6	18.0	17.3	16.3	15.3	14.6	13.6	18.6	19.8	20.8	22.7	25.5	29.9	∞
	16	19.0	18.6	17.6	16.6	15.5	14.8	13.8	19.0	20.0	20.9	22.8	25.6	29.9	∞
	12	19.4	18.8	18.0	17.1	16.0	15.1	14.1	19.4	20.3	21.2	23.0	25.8	30.0	∞
	8	19.8	19.4	18.7	17.6	16.4	15.5	14.5	19.8	20.6	21.4	23.3	26.0	30.2	∞
	4	21.0	20.5	20.0	19.1	17.8	17.0	15.8	21.0	21.5	22.2	24.1	26.8	31.5	∞
5.0	20	26.9	25.0	25.5	24.0	23.0	22.2	21.4	26.9	29.6	30.6	32.9	36.1	40.6	∞
	16	27.4	26.3	25.8	24.4	23.4	22.7	21.9	27.4	29.8	30.8	33.1	36.2	40.7	∞
	12	28.3	27.2	26.4	25.1	24.1	23.4	22.6	28.3	30.0	31.0	33.3	36.4	40.8	∞
	8	29.1	28.2	27.4	26.1	25.1	24.4	23.4	29.1	30.3	31.2	33.8	36.9	41.0	∞
	4	30.8	30.2	29.6	25.0	25.9	25.7	24.5	30.8	31.5	32.8	35.0	35.4	43.0	∞

異方性地盤でのピエゾメーター法による試験をシミュレートした結果、 k_p の値は、 L/r_0 が8以上になると一定の値を示し、かつ水平方向透水係数 k_h が $m(=\sqrt{k_h/k_v})$ と k_p より以下の近似関数で求められることがわかった。

$$k_h = 0.8m^{0.2}k_p \dots\dots\dots (3.16)$$

一方、チューブ法の透水係数算定式として、Schmid²⁰⁾の提案式を考える。

$$k_t = \frac{r_o}{4(t_2 - t_1)} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \dots\dots\dots (3.17)$$

ここに、 k_t は、チューブ法より求めた透水係数である。

ピエゾメーター法と同様に、チューブ法についても異方性地盤における試験をシミュレートしてみた。その結果、 $\log k_t$ と $\log m$ が2次関数で近似できることがわかった。この $\log k_t$ と $\log m$ の関係をもとに、 k_t と m 、 k_h には以下の関係式が導ける。

$$k_t = [m^{(2a-1)} \cdot \exp(2b \ln m)^2] \cdot k_h \dots\dots\dots (3.18)$$

ここに、 a 、 b は r_o に依存する値である。

式 (3.18) の k_h に式 (3.16) を代入すると、図-3.11 に示す m と k_t / k_p の関係を得る。

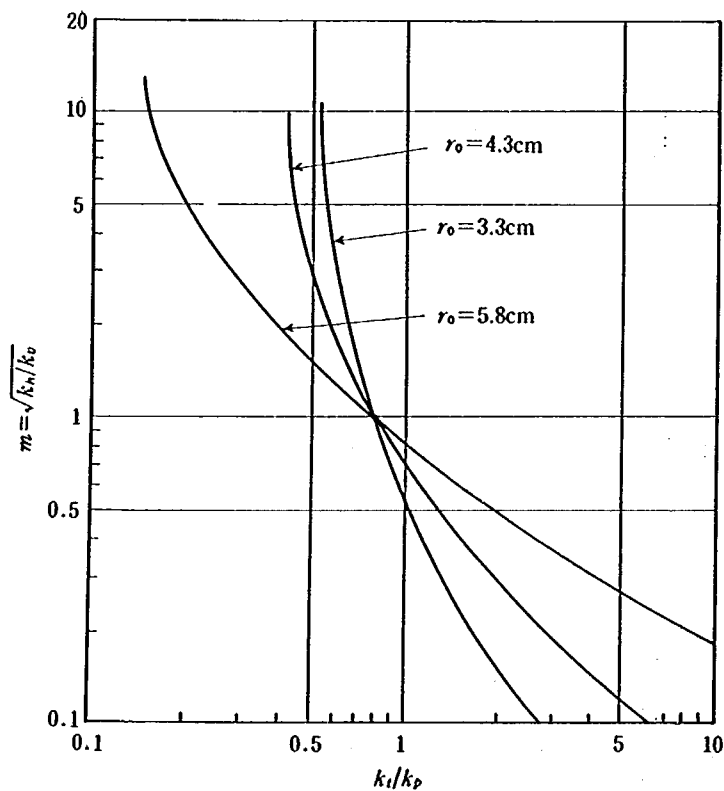


図-3.11 ピエゾメーター法とチューブ法の併用より得られる透水係数の比と異方性透水係数比の関係⁶⁾

すなわち、地盤に試験孔を打設し、最初にチューブ法を実施する。その後、試験孔底部を掘削してストレーナ部を設けてピエゾメーター法を実施する。このように同じ試験孔を用いて2種類の試験を行って k_t 、 k_p を求め、それらの比に対応する m の値を図-3.11 より決定する。さらに、 m と k_p を式 (3.16) に代入して k_h を求め、この k_h と m の値より容易に k_v が求まるというわけである。

4. 異方性地盤における原位置透水試験の精度

4.1 E-19 法

3章で、多孔式透水試験も含めて、異方性地盤における原位置透水試験についての研究の現状をまとめてみた。その結果、単孔式透水試験としては、パッカー法を利用したり、ピエゾメーター法とチューブ法を併用した試験が河野・西垣によって開発されていることがわかった。そこで、本資料においては、オーガー孔を利用して行う透水試験としてE-19法⁷⁾を例にとり、異方性地盤における透水試験についての研究を展開していく。

E-19法は、試験地点にオーガー孔を掘削し、その孔内の水位を一定に保ちながら注水を行い、孔から周辺地盤への定常注入流量を測定して透水係数を求めるという試験方法である。筆者らは、既に、この試験方法が均質等方な地盤に対して適用されれば、かなり精度良く地盤の透水係数を求められることを、数値解析、大型室内実験および現場試験により実証している^{3),4)}。

なお、この試験方法の透水係数 k の算定式としては、図-4.1に示す3つの地下水条件に従って、以下の3式が提案されている。

条件①：地下水面が孔底より著しく低い場合 ($T_u > 3h$)

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r}{h} \right)^2} + \frac{r}{h} \right] \dots\dots\dots (4.1)$$

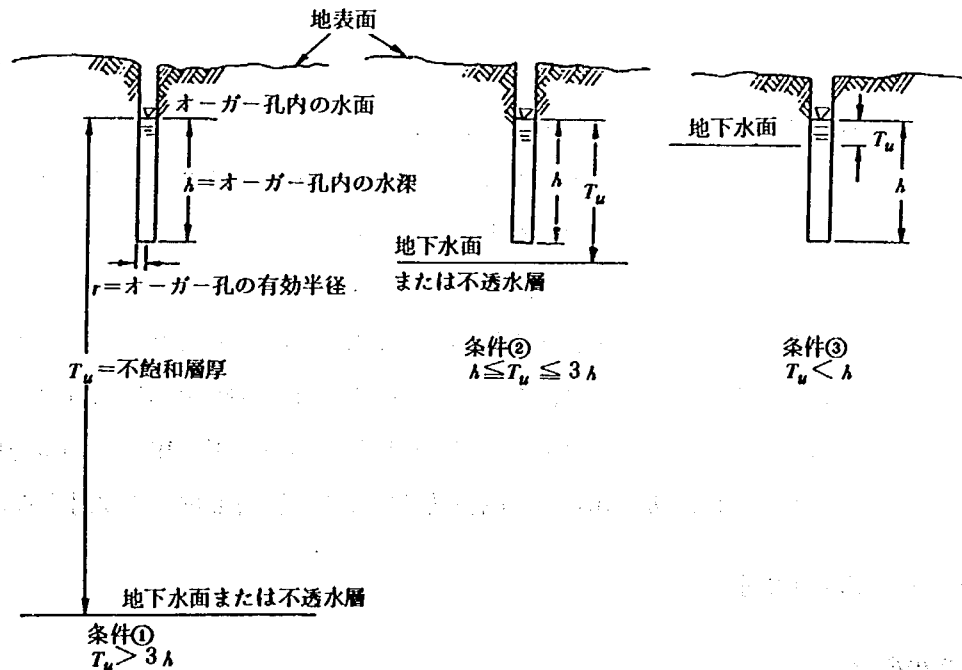


図-4.1 E-19法の地下水条件⁷⁾

条件②：地下水面が孔底に近い場合 ($3h \geq Tu \geq h$)

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \frac{\ln(h/r)}{1/6 + 1/3(h/Tu)^{-1}} \dots\dots\dots (4.2)$$

条件③：地下水面が孔底より高い場合 ($Tu < h$)

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \frac{\ln(h/r)}{(h/Tu)^{-1} - 1/2(h/Tu)^{-2}} \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 h ：試験孔内水位、 r ：試験孔半径、 Q ：定常状態における孔から周辺地盤への注入流量、 Tu ：孔内の水面と地下水面あるいは不透水層の間の不飽和層厚。

以下に、この試験の透水係数算定式について、若干のコメントを付け加えておきたい。

条件①の算定式としては、この試験法を制定した米国内務省開拓局が発刊した“Earth Manual”⁷⁾や、その他の原位置透水試験をまとめた種々の著書²¹⁾においても、 $h \geq 10r$ の試験条件を付記したうえで、次式が挙げられている。

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1}\left(\frac{h}{r}\right) - 1 \right] \dots\dots\dots (4.4)$$

つまり、式 (4.1) が、孔からの水の流れが孔中心軸上の点湧源からの放射流であり、かつ湧源の強さが水深に比例するとして求めた原式であり、式 (4.4) は、式 (4.1) において $h \gg r$ とした場合の近似式である。本資料において、“Earth Manual”や他の著書で使用されている式 (4.4) ではなく、式 (4.1) をあえて使用した理由は以下のとおりである。ダム基礎、特に軟岩基礎においてよく実施されるこの試験方法は、通常、手掘りの試験孔を利用して実施される場合が多い。この際、 $h \gg r$ の条件を満たすような試験孔を掘削することは非常に困難である。よって、本資料においては、 $h \gg r$ として求めた近似式である式 (4.4) ではなく、原式である式 (4.1) を推奨する意味で用いたわけである。

また、条件②・③の算定式としては、“Earth Manual”や他の著書で、 $h \geq 10r$ で適用可能とされている式をそのまま引用している。これは、条件②・③の算定式が、解析解として得られたものなのか、実験式であるのかが定かではないためである。つまり、解析解であれば条件①の算定式と同様に $h < 10r$ にも適用できる原式があるわけだが、 $h \geq 10r$ での適用を見越した実験式であれば $h < 10r$ に適用できる式は存在しないからである。ただ、筆者らが解析解を求めようと試行錯誤したにもかかわらず、式 (4.2)、(4.3) を求めることができなかった。このことから判断すると、ある程度理論的に詰めておいた後、実験によってこれらの算定式を決定したのではないかと考える。さらに、この点について、米国内務省開拓局に問い合わせてみたが、明快な回答は得られなかった。そこで、この章では、異方性地盤における E-19 法の精度を検討するだけでなく、試験条件 h/r の値（特に、 $h < 10r$ ）が試験精度に与える影響も併せて検討することにする。

4.2 数値解析による精度の検討

4.2.1 数値解析の概要

4.1 でも述べたように、地盤が均質等方で $h \geq 10r$ の試験条件を満たせば、E-19 法により、かなり精度良く地盤の透水係数を求めることができる。そこでここでは、一歩進んで、この試験方法を異方性地盤におい

て実施した場合の精度と、均質等方な地盤でも、 $h < 10r$ の試験条件下で実施した場合の精度を浸透流解析によって検討する。

なお、浸透流解析には、飽和領域のみならず不飽和領域をも含めた形で計算が行えるプログラム UNSAF 2 D²²⁾を使用する。

4.2.2 入力物性値

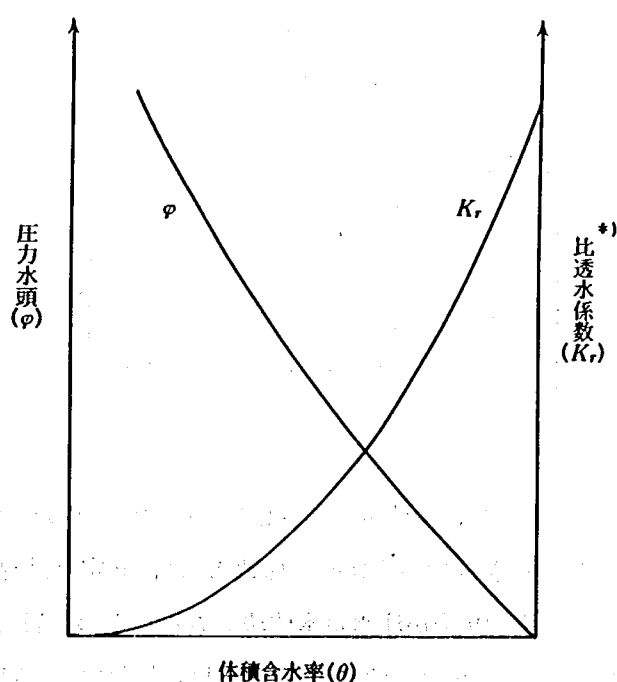
飽和—不飽和領域の土中の浸透を支配する基本方程式は、連続式と Darcy 則を不飽和領域に拡張することにより次の非線形方程式で表わされる^{23)~25)}。

$$\text{div} K(\theta) \nabla (\varphi + z) = (C(\theta) + \alpha S_s) \frac{\partial \varphi}{\partial t} \dots \dots \dots (4.5)$$

$$\alpha = \begin{cases} 0: & \text{不飽和領域} \\ 1: & \text{飽和領域} \end{cases}$$

ここに、 $K(\theta)$: 透水係数テンソル、 θ : 体積含水率 (単位体積中に含まれる土中水の体積割合)、 φ : 圧力水頭、 S_s : 比貯留係数 (単位水頭の変化に伴って単位体積の土中に貯留あるいは排水される水量)、 z : 鉛直座標、 t : 時間、 $C(\theta)$: 比水分容量 ($= \partial \theta / \partial \varphi$) で、図—4.2 の $\varphi \sim \theta$ 曲線の勾配より求められる。

このように、飽和—不飽和領域を対象とした浸透流解析では、飽和領域の浸透流解析に必要な飽和時の透水係数のほかに、不飽和状態における土中の浸透特性 (図—4.2 参照) を支配する物性値の入力が必要なわけである。そこで、以下に今回の浸透流解析に用いた入力物性値を示すとともに、簡単な解説を加える。



注*) 飽和透水係数に対する不飽和透水係数の比のことである。

図—4.2 不飽和特性

(1) 飽和時の透水係数 (k_{ho}, k_{vo})

今回の計算では、異方性地盤における E-19 法の精度を検討するのが主目的である。そこで、飽和時の鉛直方向の透水係数 k_{vo} を 1.0×10^{-4} cm/s に固定しておいて、水平方向の透水係数 k_{ho} は k_{vo} との比 k_{ho}/k_{vo} が 10^{-1} , 10^0 , 10^1 , 10^2 と 4 種類に変化させて計算を行なった (表-4.1 参照)。

表-4.1 計算に用いた飽和時透水係数

k_{ho} (cm/s)	k_{vo} (cm/s)	k_{ho}/k_{vo}
1.0×10^{-2}	1.0×10^{-4}	10^2
1.0×10^{-3}		10^1
1.0×10^{-4}		10^0
1.0×10^{-5}		10^{-1}

(2) 間隙率 (n), 最小含水量 (θ_r), 有効体積含水率 (θ_e)

まず、土の体積含水率 (θ) の変化領域について考えてみる。 θ はその定義に従うと、0 から土の間隙率 (n) までの間を変化できるわけであるが、実際の浸透の対象となる変化領域は次式の領域であると考えられる。

$$\theta_r \leq \theta \leq \theta_e \dots\dots\dots (4.6)$$

ここに、 θ_r は最小含水量で、土の吸着水のように浸透によって移動し得ない体積含水率の値である。また、 θ_e は有効体積含水率で、土の間隙率からエントラプト・エアなどの空気の占める割合を除いた値である。

なお、今回の計算では、物性値の与え方を簡単にするため、間隙率 n を 0.2, 最小含水量 θ_r を 0.0, 有効体積含水率 θ_e を間隙率と同じ 0.2 とした (表-4.2 参照)。

表-4.2 飽和時透水係数以外の入力物性値

間 隙 率 n	0.2
最 小 容 水 量 θ_r	0.0
有効体積含水率 θ_e	0.2
比 貯 留 係 数 S_s (cm^{-1})	0.0

(3) 比貯留係数 (S_s)

比貯留係数 S_s とは、前述したように、単位水頭の変化に伴い単位体積の土中に貯留される水量である。このように、水頭変化に対応した物理量である比貯留係数 S_s は、非定常計算においてのみ有効な値である。一方、今回の計算対象である E-19 法が注水定水位法であるため、浸透流解析も定常計算で実施する。つまり、今回の計算では、 S_s としていかなる値を与えても計算結果に与える影響がないわけである。そこで、 $S_s = 0.0 \text{ cm}^{-1}$ とした (表-4.2 参照)。

さらに、上記の説明で明らかになった定常計算の場合は、 S_s としていかなる値を与えても計算結果に対する影響がないという事実を式 (4.5) の浸透の基本方程式を用いて説明してみよう。

まず、定常計算ゆえ、式 (4.5) の $\partial\varphi/\partial t$ は明らかに 0 である。これを式 (4.5) に代入すると次式が得られる。

$$\text{div } K(\theta) \vec{\nabla}(\varphi+z)=0 \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

ここで、定常計算時の浸透の基本方程式となる式 (4.7) には S_e が含まれないことがわかる。よって、 S_e としていかなる値を与えても、定常計算結果に対する影響はないわけである。

(4) 比透水係数 (K_r) と体積含水率 (θ) の関係

比透水係数 K_r とは、不飽和土の透水係数 k_u を飽和土の透水係数 k_o (今回の計算では、 k_{ho} , k_{vo} がこれにあたる) で除して得られる無次元量のことである。この比透水係数 $K_r (=k_u/k_o)$ と体積含水率 θ の関係は、飽和一不飽和浸透流解析を行う際に必要不可欠な入力物性値である。

この関係については、土の種類の違いによる差異があまりないこともあり、従来から任意の関数で近似しようとする研究がある^{25)~27)}。そのうち、今回の計算では、 K_r と θ の関係を表わす関数として以下に示す S. Irmay²⁵⁾ の提案式を採用することにした。

$$K_r = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_e - \theta_r} \right)^3 \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

なお、前述したように、今回の計算では、 $\theta_e = n$, $\theta_r = 0$ と設定している。さらに、 $\theta = nS_r$ (ここに、 S_r : 飽和度) であることを考慮すると、式 (4.8) は次式のように変形できる。

$$K_r = \left(\frac{\theta}{\theta_e} \right)^3 = \left(\frac{nS_r}{n} \right)^3 = S_r^3 \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

式 (4.9) の関係を図-4.3 に示す。

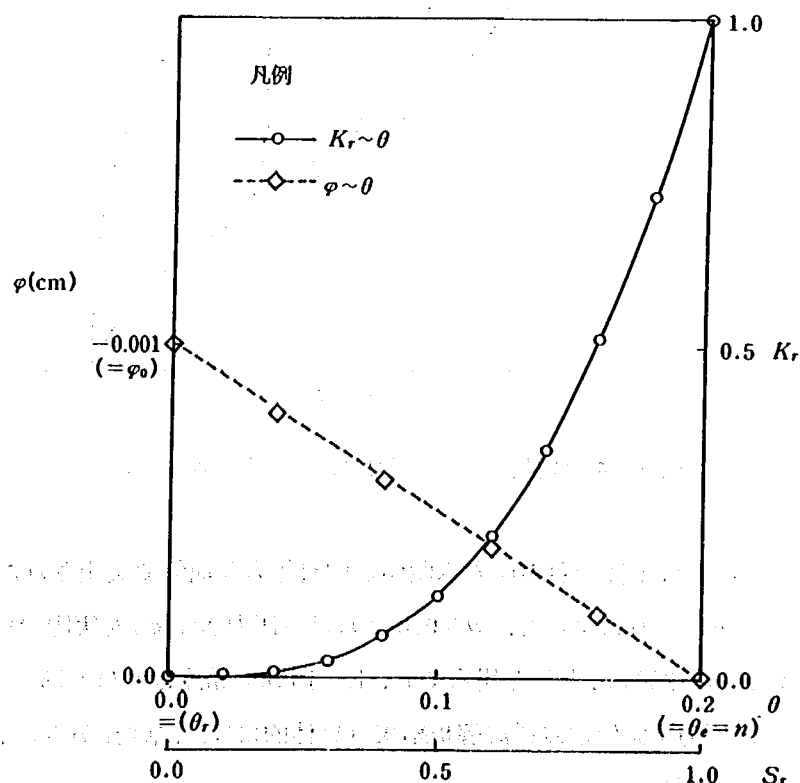
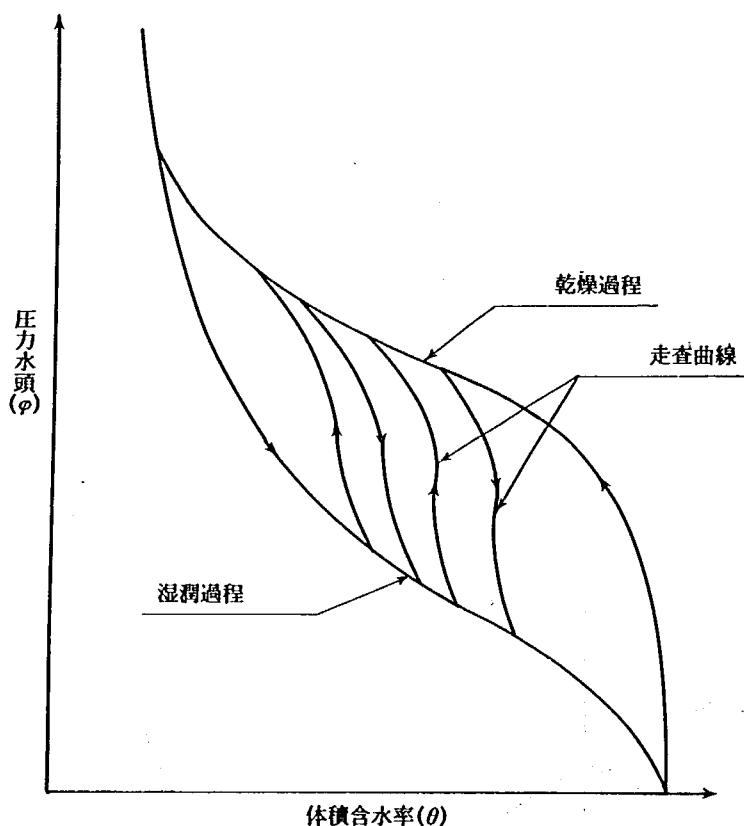


図-4.3 計算に用いた不飽和特性

(5) 体積含水率(θ)と圧力水頭(ϕ)の関係(水分保持曲線)

体積含水率 θ と圧力水頭 ϕ との関係を示す水分保持曲線は、 K_r と θ の関係とともに、飽和—不飽和浸透流解析を行う際に必要不可欠な入力物性値である。ただ、水分保持曲線は、図—4.4 に示すように湿潤過程と排水過程の間にヒステリシスが生じる。そのため、 K_r と θ の関係と同様に、 θ と ϕ の関係を任意の関数で近似しようとする研究はなされているものの、一つの提案式で湿潤と排水の両曲線を表現することは極めて困難である²⁵⁾。そこで、今回の計算では、図—4.3 に示すように、 θ と ϕ の関係は、湿潤と排水過程の間のヒステリシスを考慮せず、両過程において、($\theta=0.2, \phi=-0.0$ cm) と ($\theta=1.0 \times 10^{-6}, \phi=-0.001$ cm) を結んだ直線で表わせるものとした。また、 $\theta=0.0$ における圧力水頭 ϕ_0 を -0.001 cm と極端に小さい値としたのは、E—19 法を異方性地盤に対して実施した場合の精度を、極力地盤の負の圧力水頭の影響を抑えた形で検討したいと考えたためである。

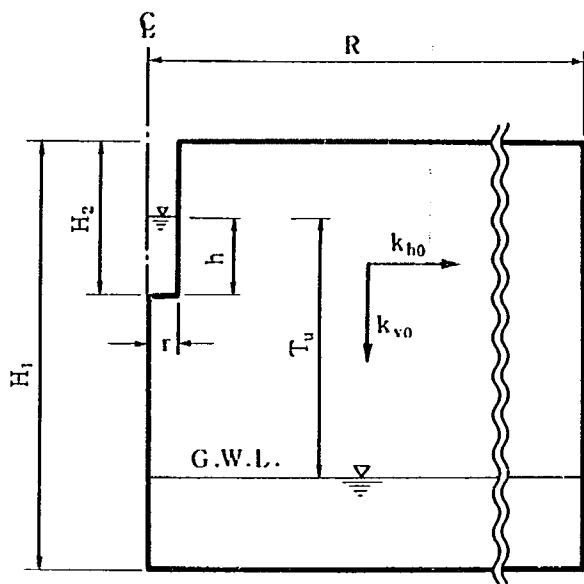


図—4.4 体積含水率と圧力水頭間のヒステリシス

なお、巻末の参考資料—3 では、地盤の負の圧力水頭値が均質等方な地盤で実施された F—19 法の精度に与える影響の検討を行っている。これによると、 $\theta=0.0$ における圧力水頭 ϕ_0 を実際の地盤で測定される値としてはかなり大きいといえる -250 cm とした場合でも、E—19 法の精度はさほど落ちなかった。よって、異方性地盤の場合でも、負の圧力水頭値が浸透流解析結果（具体的には、試験孔からの定常注入流量）に与える影響はさほど大きくないと判断できる。

4.2.3 計算モデルと計算条件

浸透流解析に用いた計算モデルの概略図を図—4.5 に示すとともに、モデル寸法と計算条件を表—4.3 にまとめて示す。



k_{h0} : モデル地盤飽和時水平方向透水係数
 k_{v0} : モデル地盤飽和時鉛直方向透水係数

図—4.5 計算モデル概略図

表—4.3 モデル寸法と計算条件

モデルNo	1	2	3
h/r	10	5	2
h (cm)	50	50	50
r (cm)	5	10	25
H_1 (m)	3	3	3
H_2 (m)	1	1	1
R (m)	5	6	10
T_u (cm)	① $T_u > 3h$ $T_u = 160$ ② $3h \geq T_u \geq h$ $T_u = 100$ ③ $T_u < h$ $T_u = 30$		

なお、試験条件 h/r の試験精度に与える影響も検討するため、モデルは $h/r = 10, 5, 2$ の3種類作成した。特に、 $h/r \leq 10$ に限ってモデルを作成したのは、前述したように、E—19 法が、通常、手掘りの試験孔を使用するケースが多いため、 $h \geq 10r$ を満たすような試験孔を掘削することが困難であることを考慮したためである。

モデルの高さ H_1 は、 $T_u > 3h$ の条件を満たす計算ができるように 3 m とした。

試験孔の深さ H_2 を試験孔内水位 $h (= 50 \text{ cm})$ に一致させず 1 m としたのは、このモデルを、地盤の持つ負の圧力水頭が E—19 法の精度に与える影響を検討するのにも用いるためである (参考資料—3 参照)。つまり、地盤が負の圧力水頭を持つことによって、自由水面上の不飽和領域において、自由水面下の水と同じ方向に図—4.6 に示すような“誘導毛管水”の移動が起こる。そこで、 $H_2 > h$ とすることによって、この不飽和領域中の水の流れの影響を数値解析において正確にとらえようと考えたためである。

軸対称であるモデルの半径 R は、各試験 h/r に対して、モデルが半無限の透水性媒体とみなせる程度の値とした。具体的な R の決定法は以下のとおりである。

試験孔からの水の流れが試験孔中心軸上の点湧源からの放射流で、その湧源の強さが水深に比例すると仮定すると、任意地点のポテンシャル ϕ は次式で表わせる^{2),28)} (図—4.7 参照)。

$$\phi(x, z) = \frac{Q}{2\pi h^2} \left\{ (h-z) \sinh^{-1} \frac{h-z}{x} + (h-z) \sinh^{-1} \frac{z}{x} - \sqrt{x^2 + (z-h)^2} + \sqrt{x^2 + z^2} \right\} \dots\dots (4.10)$$

式 (4.10) より求まる $z = h/2$ (孔内水深の半分の位置) におけるポテンシャルに着目し、モデル外端 (x

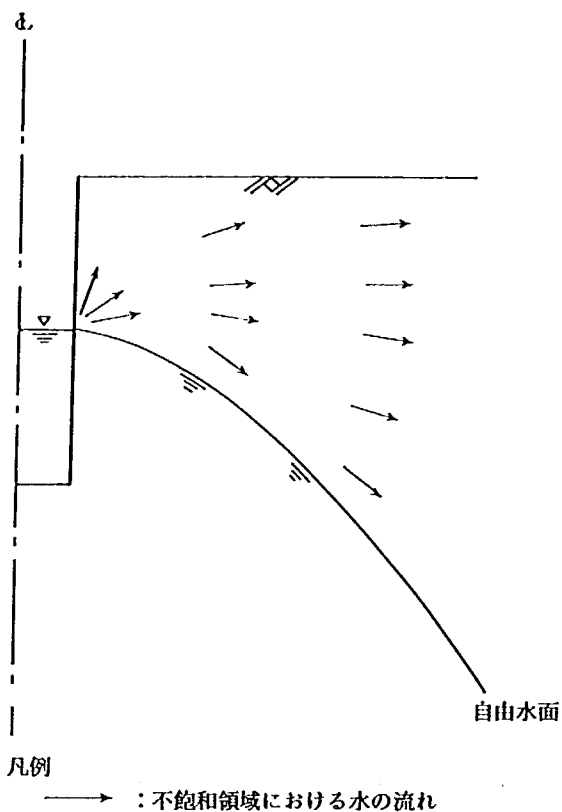


図-4.6 不飽和領域中の水分移動

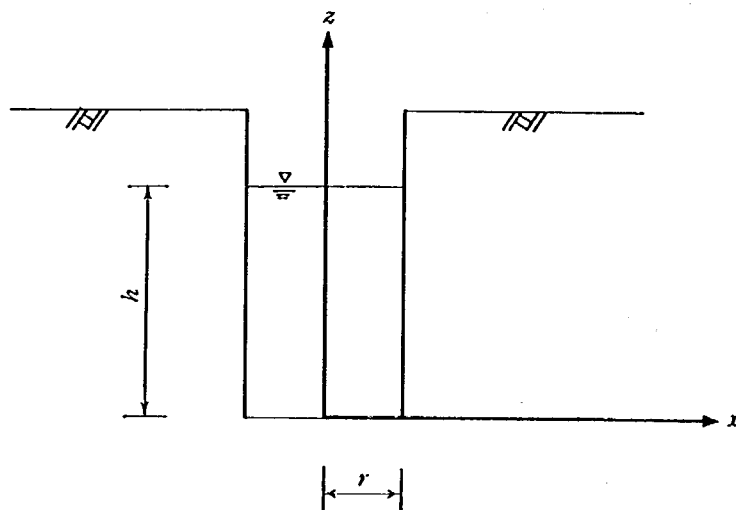


図-4.7 ポテンシャル分布の座標軸

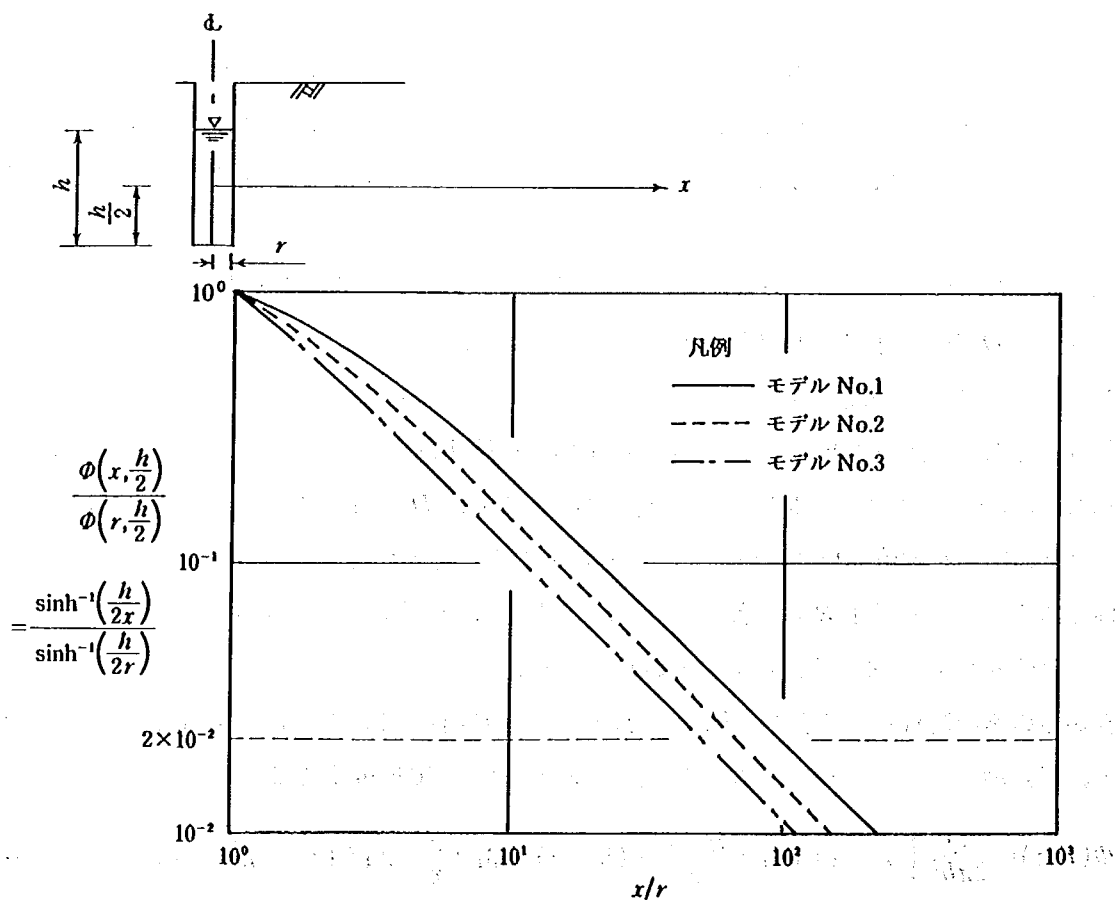


図-4.8 $x/r \sim \phi(x, h/2)/\phi(r, h/2)$ 曲線

$=R$) のポテンシャルが、孔壁部 ($x=r$) のポテンシャルの 2% 程度に低下するようにモデル半径 R を決定した。なお、図-4.8 にモデル半径 R を決定するのに用いた $x/r \sim \phi(x, h/2) / \phi(r, h/2)$ 曲線を示す。

また、計算を 3 つの地下水条件 ($Tu > 3h$, $3h \geq Tu \geq h$, $Tu < h$) で行うため、 Tu を 160 cm, 100 cm, 30 cm と 3 種類に変化させて計算を行なった。

4.2.4 計算結果

(1) h/r の影響 (等方性地盤)

E-19 法では、前述したように、試験孔からの水の流れが孔中心軸上の点湧源からのポテンシャルフローで、かつ湧源の強さが水深に比例すると仮定して透水係数 k の算定式が誘導されている (ただ、算定式の誘導過程がはっきりしているのは $Tu > 3h$ の場合のみである)。そのため、この試験は、 $h \gg r$ (通常、 $h \geq 10r$ 程度とされている) の試験条件下において精度が高いとされている。ただ、試験孔を手で掘ることが多いこの試験法において、 $h \gg r$ の条件を満たす試験孔を掘削することが困難であるため、実際には、 $h \gg r$ の試験条件を満たさずに実施されることが多い。そこで、モデル地盤が等方である場合 ($k_{ho} = k_{vo}$) の浸透流解析の結果より、 $h \geq 10r$ の試験条件を満たさない場合の E-19 法の精度を検討してみた。その結果を図-4.9 に示す。なお、 $Tu > 3h$ の場合の透水係数 k については、原式である式 (4.1) と、 $h \gg r$ として求めた近似式である式 (4.4) の二つの算定式を用いて算出した値を示してある。この図から以下のことがいえる。

- ① 全体的に見ると、 $k/k_{ho}(=k_{vo})$ の値が、 $h/r=10$ で 1.0 から 1.8, $h/r=5$ で 0.9 から 1.6, $h/r=2$ で 0.6 から 1.4 と、 h/r が小さくなるにつれて、得られる透水係数 k も減少する傾向にあるが、 $k/k_{ho}(=k_{vo})$ の値は 1.0 にかなり近い値を示している。よって、等方性地盤においては、 $h \gg r$ でない試験孔を用いて E-19 法を実施しても、かなり精度良く地盤の透水係数を求められるわけである。
- ② 細かく見てみると、 $Tu > 3h$ の試験については次のことがいえる。式 (4.1) より求めた透水係数は、 h/r が変化してもほとんど変化しないのに対し、式 (4.4) より求めた透水係数は、 h/r が 10 から 5 の間ではあまり変化しないが、5 から 2 の間ではかなりの減少傾向にある。これは、式 (4.4) が式 (4.1) を $h \gg r$ として近似した式であることに起因している。
- ③ また、 $3h \geq Tu \geq h$, $Tu < h$ の試験についても、透水係数では、 h/r が 10 から 5 の間ではあまり変化しないが、5 から 2 の間ではかなりの減少傾向にある。これは、 $3h \geq Tu \geq h$ および $Tu < h$ の地下水条件での透水係数算定式が、 $Tu > 3h$ の場合の式 (4.4) と同様に、元来 $h \geq 10r$ の試験条件下において精度が高い算定式であることによっていると考える。

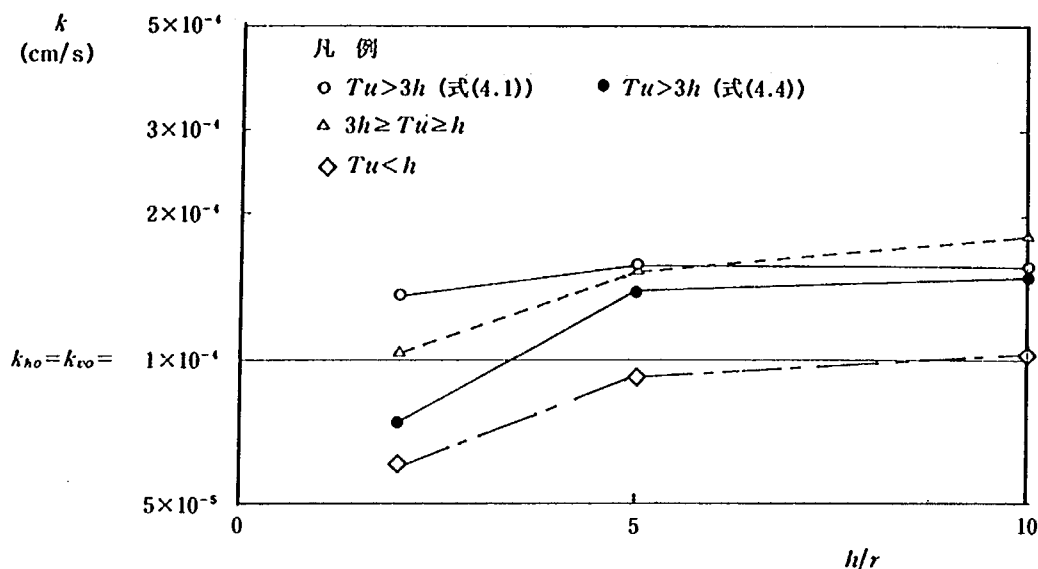


図-4.9 h/r の影響 (等方性地盤の場合)

(2) 異方性の影響

浸透流解析の結果を h/r の値ごとに整理したものを図-4.10~4.12 に示す。なお、図中には、 $k=k_{ho}$ および $k=\sqrt{k_{ho} \cdot k_{vo}}$ の曲線も図示してある。これらの図から以下のことがいえる。

- ① $k_{ho}/k_{vo} \geq 1$ の解析結果を h/r の値ごとにみれば、 h/r が大きい程 k は k_{ho} に近い値を示していることがわかる。これは、 r に比べて h が大きければ、試験孔の水はほとんど孔壁から流出するうえ、孔壁からの水の流出方向がほぼ水平であることを考え合せば理解できる結果である。

一方、 $k_{ho}/k_{vo} < 1$ になると、鉛直方向の透水性の影響が卓越してくるため、孔底からの流出流量が大きくなり k は k_{ho} よりも大きくなる傾向を示している。

- ② 地下水条件に着目すると、 h/r の値にかかわらず、 $Tu > 3h$ と $3h \geq Tu \geq h$ の場合に得られる k はほぼ等しい値を示しているのに対して、 $Tu < h$ の場合の k は前者二つの値よりも少し小さめの値を示していることがわかる。しかし、この原因ははっきりしない。

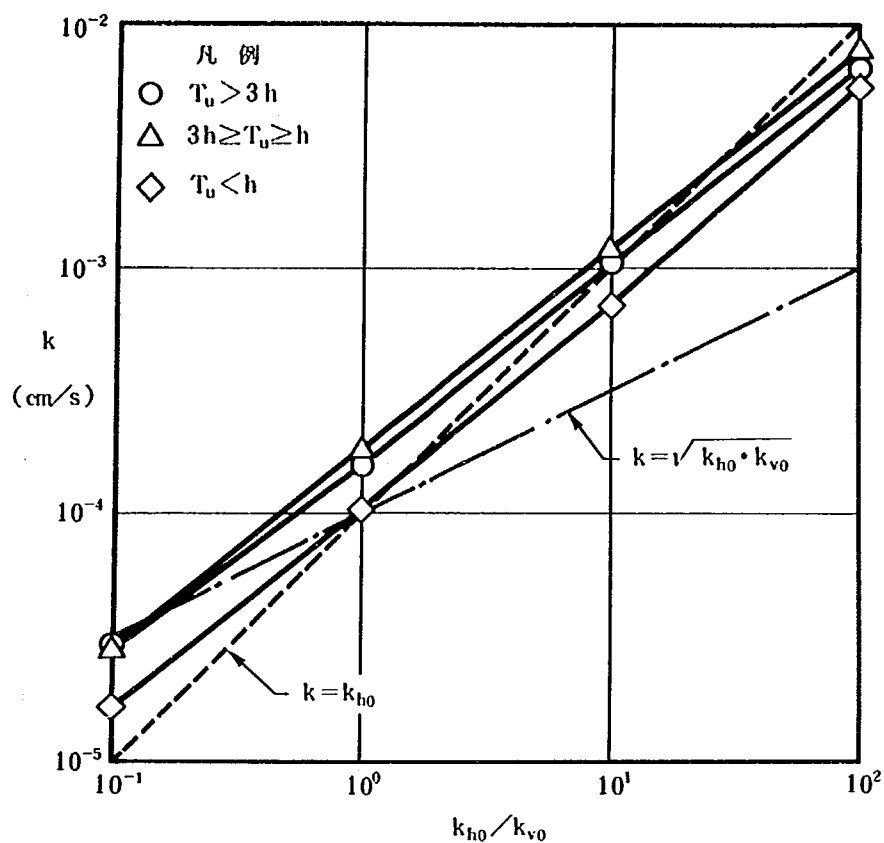


図-4.10 異方性の影響 ($h/r=10$ の場合)

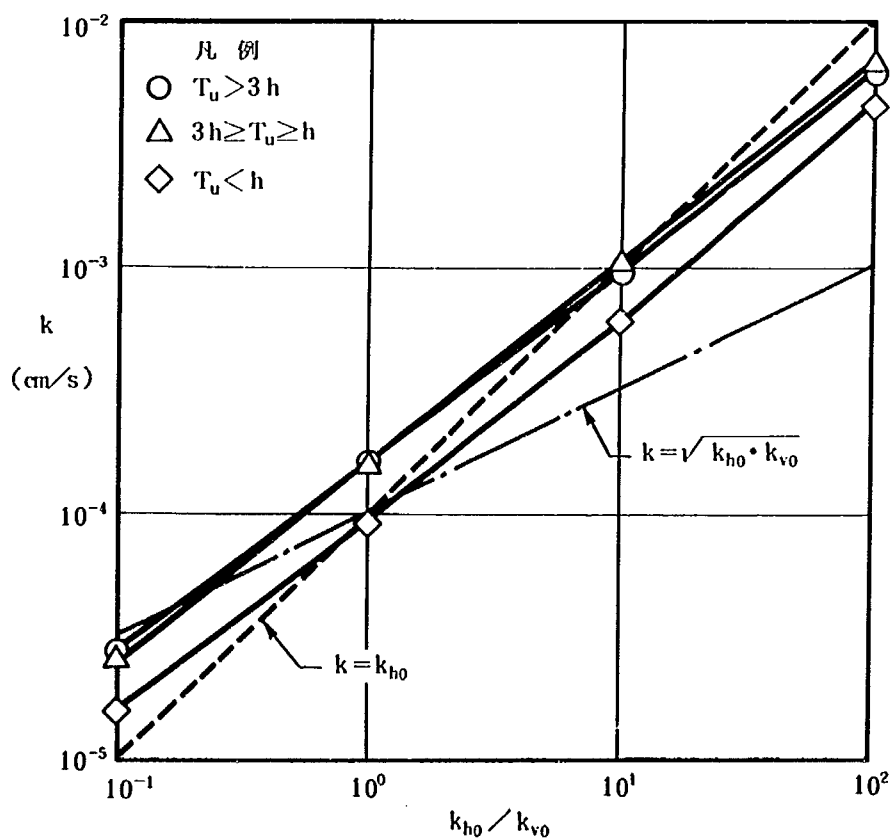


図-4.11 異方性の影響 ($h/r=5$ の場合)

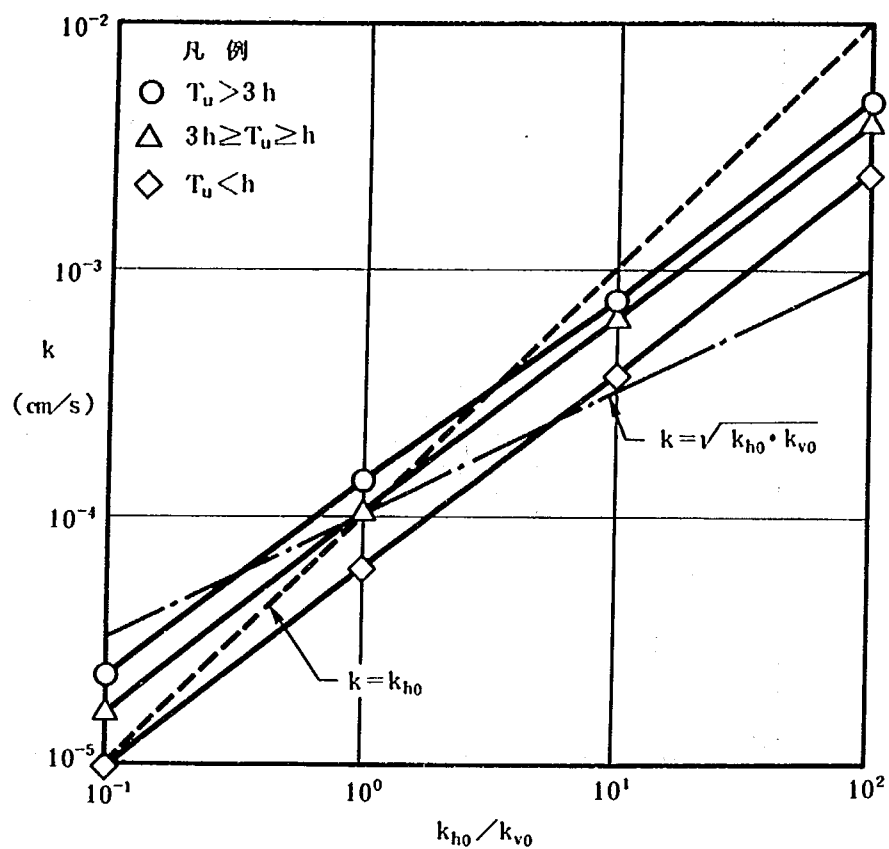


図-4.12 異方性の影響 ($h/r=2$ の場合)

5. 異方性地盤の水平・鉛直方向の透水係数を測定する原位置透水試験

5.1 水平方向の透水係数の測定

5.1.1 理論的根拠^{29)~31)}

地盤中の流れが Darcy 則に従い、かつその流れが等方的である場合、地盤中の浸透流の運動方程式は次式で表わせる (図-5.1 参照)。

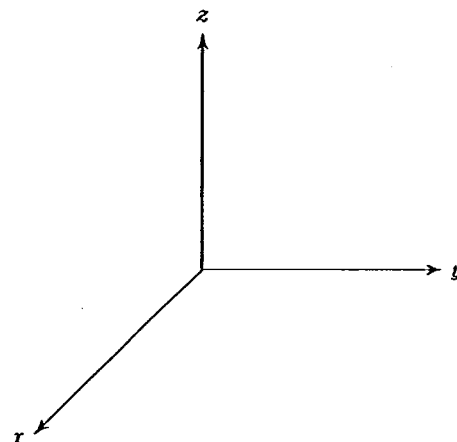


図-5.1 xyz 座標軸

$$\left. \begin{aligned} u &= -k_t \frac{\partial \Phi}{\partial x} \\ v &= -k_t \frac{\partial \Phi}{\partial y} \\ w &= -k_t \frac{\partial \Phi}{\partial z} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 u , v , w はそれぞれ x , y , z 方向の流速で、 k_t は等方性地盤の透水係数である。また、 Φ は流れのポテンシャルで次式で表わせる。

$$\Phi = \varphi + z \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 φ は圧力水頭である。

また、地盤中の浸透流の方程式は、局所的な水の流出入がなければ次式で表わせる。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots (5.3)$$

式 (5.1) と (5.3) から次式が誘導できる。

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = \nabla^2 \Phi = 0 \dots\dots\dots (5.4)$$

式 (5.4) より、等方性地盤中の浸透流の支配方程式が Laplace の方程式になることがわかる。

一方、異方性地盤中の浸透流の運動方程式は次式で表わせる。

$$\left. \begin{aligned} u &= -k_x \frac{\partial \Phi}{\partial x} \\ v &= -k_y \frac{\partial \Phi}{\partial y} \\ w &= -k_z \frac{\partial \Phi}{\partial z} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.5)$$

ここに、 k_x 、 k_y 、 k_z はそれぞれ x 、 y 、 z 方向の透水係数である。

式 (5.5) と (5.3) から異方性地盤中の浸透流の支配方程式が次式として得られる。

$$k_x \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \dots\dots\dots (5.6)$$

いま、任意の透水係数 k_a を用いて、次式のような座標系の変換を考える。

$$\left. \begin{aligned} x' &= \sqrt{k_a / k_x} \cdot x \\ y' &= \sqrt{k_a / k_y} \cdot y \\ z' &= \sqrt{k_a / k_z} \cdot z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.7)$$

式 (5.7) の座標変換を式 (5.6) に施すと、異方性地盤中の浸透流の支配方程式は、等方性地盤のそれと同様に Laplace の方程式となる。

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y'^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z'^2} = \nabla'^2 \Phi = 0 \dots\dots\dots (5.8)$$

式 (5.8) は、異方性地盤においても、式 (5.7) に示す座標変換を行えば、等方性地盤と全く同じ取り扱いができることを示している。

また、上記のように座標変換により異方性地盤を等方性地盤と同様に取り扱う際、等方性地盤の透水係数 k_i に対応する透水係数（以後、等価透水係数と呼ぶ） k_e は以下のように求めることができる。

まず、図-5.2 に示すように、 $x'y'z'$ 座標において、流線と等ポテンシャル線で構成される辺長 a の微小立方体とこれを xyz 座標系に戻した微小六面体を想定する。この両座標における微小体中の y' 、 y 方向の流量 $q_{y'}$ 、 q_y は Darcy 則よりそれぞれ次式で求められる。

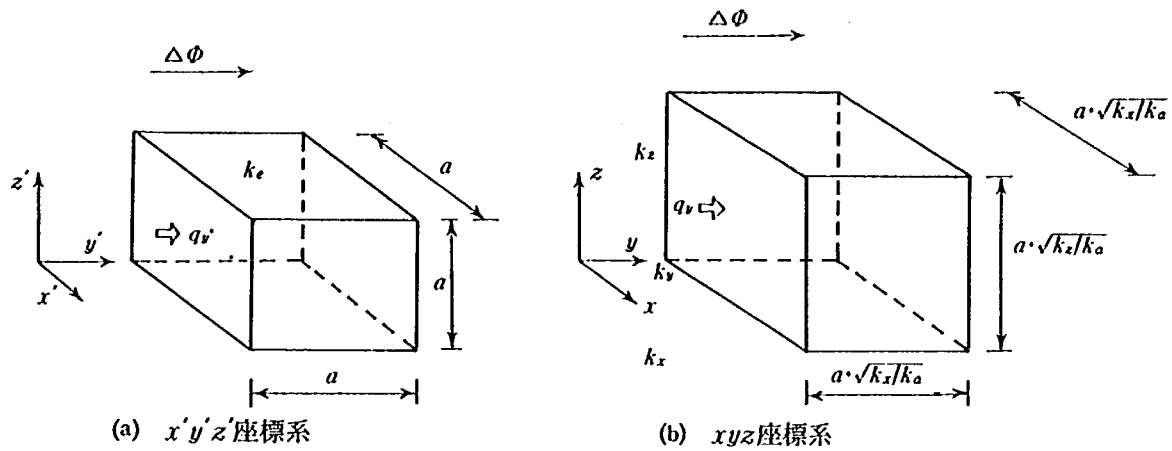
$$q_{y'} = -k_e \cdot \frac{\Delta \Phi}{a} \cdot a^2 = -k_e \cdot \Delta \Phi \cdot a \dots\dots\dots (5.9)$$

$$q_y = -k_y \cdot \frac{\Delta \Phi}{a \sqrt{k_y / k_a}} \cdot (a \cdot \sqrt{k_x / k_a})(a \cdot \sqrt{k_z / k_a}) = -k_a \sqrt{\frac{k_x}{k_a} \cdot \frac{k_y}{k_a} \cdot \frac{k_z}{k_a}} \cdot \Delta \Phi \cdot a \dots\dots (5.10)$$

図-5.2 に示した二つの流れは、座標系を変えて一つの流れを二つの角度から眺めただけで本質的には全く同一のものである。つまり、微小体中の y' 、 y 方向流量 $q_{y'}$ 、 q_y は同じ値である。よって、式 (5.9)、(5.10) より、等価透水係数 k_e は次式で表わせることがわかる。

$$k_e = k_a \sqrt{\frac{k_x}{k_a} \cdot \frac{k_y}{k_a} \cdot \frac{k_z}{k_a}} \dots\dots\dots (5.11)$$

なお、式 (5.11) の関係は、流れの方向として x' 、 x あるいは z' 、 z 方向を想定しても得られるものである。



図—5.2 $x'y'z'$ 座標系および xyz 座標系における浸透流

5.1.2 E—19 法への適用

この項では、5.1.1 で示した座標系の変換を利用して、E—19 法の結果から水平方向の透水係数 k_h を算定する式を求める。

いま、水平方向 (x, y 方向) と鉛直方向 (z 方向) の透水性が異なる地盤を想定する。よって、地盤の透水係数については、 $k_x = k_y = k_h$ (水平方向) と $k_z = k_v$ (鉛直方向) の関係が成立する。この地盤において、任意の透水係数 k_a を鉛直方向透水係数 k_v に等しいとして式 (5.7) に示した座標変換を考える。つまり、

$$\left. \begin{aligned} x' &= y' = \sqrt{k_v / k_h} \cdot x = \sqrt{k_v / k_h} \cdot y \\ z' &= z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.12)$$

また、式 (5.12) に示す座標変換を行った際の等価透水係数 k_e は、式 (5.11) より水平方向の透水係数 k_h に等しいことがわかる。この事実を利用して、等方性地盤においては、かなり精度が良い E—19 法の透水係数算定式に式 (5.12) の座標変換を行い、異方性地盤の水平方向透水係数 k_h の算定式を求めてみる。具体的には、式 (4.1) ～(4.3) の E—19 法の透水係数算定式中の水平方向の長さを示すパラメーター r に $\sqrt{k_v / k_h} (= 1 / m)$ を乗じて、かつ透水係数 k を等価透水係数 k_e 、つまり k_h に置換すればよい。よって、異方性地盤に E—19 法を実施した際の水平方向透水係数 k_h の算定式は次式のとおりでである (図—4.1 参照)。

(地下水条件)

① $Tu > 3h$ の場合

$$k_h = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{mh}{r} \right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r}{mh} \right)^2} + \frac{r}{mh} \right] \dots\dots\dots (5.13)$$

② $3h \geq Tu \geq h$ の場合

$$k_h = \frac{Q}{2\pi h^2} \frac{\ln(mh / r)}{1/6 + 1/3(h / Tu)^{-1}} \dots\dots\dots (5.14)$$

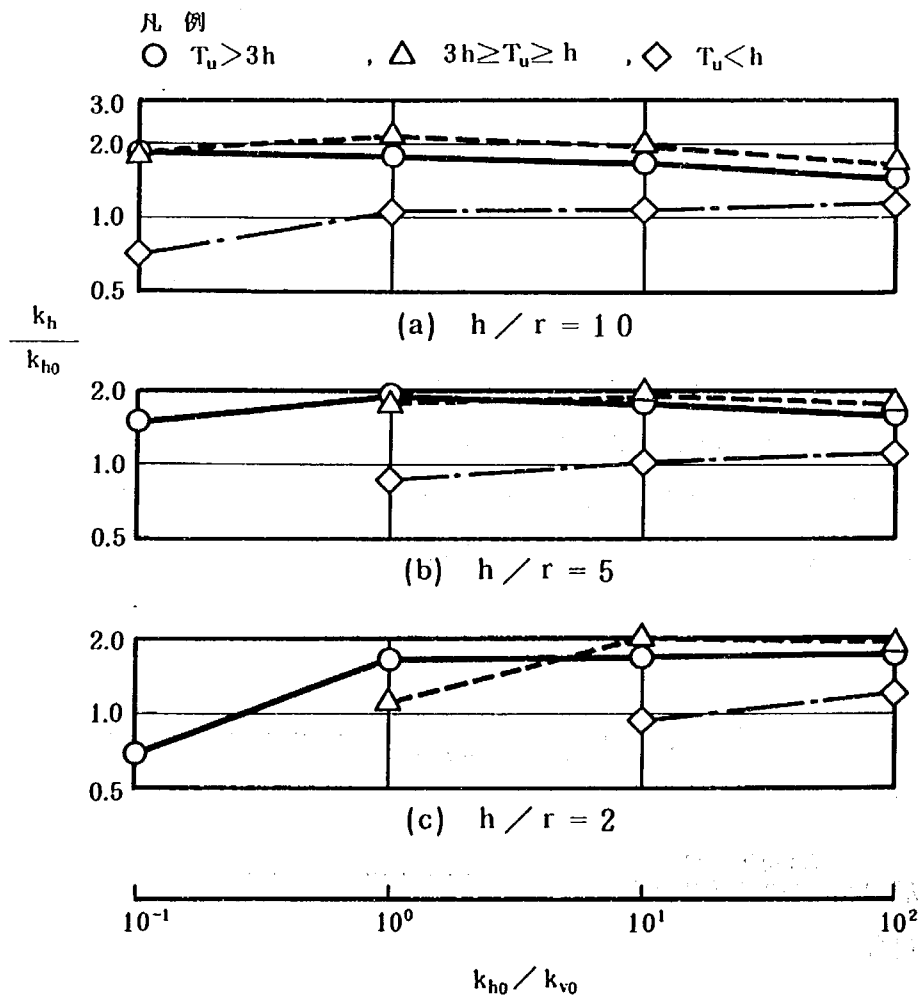
③ $Tu < h$ の場合

$$k_h = \frac{Q}{2\pi h^2} \frac{\ln(mh / r)}{(h / Tu)^{-1} - 1/2(h / Tu)^{-2}} \dots\dots\dots (5.15)$$

上記の 3 式を利用して k_h を求める際には次の点に注意しなければならない。つまり、右辺中の m が k_h と

k_v の関数であるため、これらの式を適用して k_h を求めるには、鉛直方向の透水係数 k_v が既知でなければならないということである。ただ、ここでは、 k_v が既知であるとして式 (5.13) ~ (5.15) の精度を 4 章で行った計算結果を用いて検討してみる。その結果を図-5.3 に示す。なお、 m 中の k_v の値としては、正確な値が得られたと仮定し、モデル地盤鉛直方向透水係数 k_{v0} の値である $1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ を採用した。また、 k_h について陰関数となる透水係数算定式は、Newton 法を用いて解いた。図-5.3 から以下のことがいえる。

- ① $Tu > 3h$ の条件下では、 $h/r=2$ かつ $k_{h0}/k_{v0}=10^{-1}$ の場合を除いて、 k_h/k_{h0} は 1.4 から 1.9 の間の値として得られている。よって、式 (5.13) の精度はかなり高いといえる。
- ② $3h \geq Tu \geq h, Tu < h$ の条件下においては、 $h/r < 10$ で、水平方向よりも鉛直方向の透水係数が大きくなった場合に k_h の解が存在しない。これは、4.1 でも述べたように、 $3h \geq Tu \geq h, Tu < h$ の条件下での透水係数算定式が、従来 $h/r \geq 10$ の試験条件下において適用可能とされている実験式である(実験式というのは、あくまで推論である) うえ、 $k_{h0}/k_{v0}(=m^2) \leq 1$ となることで、算定式中の m が自然対数中の値を h/r よりもさらに小さくしていることに起因していると考えられる。つまり、 $3h \geq Tu \geq h, Tu < h$ の条件下においては、算定式中の自然対数中の値が 10 よりも小さくなると精度が落ちていくということを意味している。



(注) 図中にシンボルが打たれていない部分では解が存在しない。

図-5.3 k_h/k_{h0} と k_{h0}/k_{v0} の関係

ただ、解が存在する場合は、 k_h は k_{h0} にかなり近い値を示している。

- ③ ①、②を総合すると以下のとおりである。式 (5.13) ～(5.15) の算定式で k_h を求める場合、 $k_h/k_v \leq 1$ の地盤においては解が得られないこともある。しかし、一般に堆積地盤における透水性の異方性が $k_h \geq k_v$ の形で発生することを考えれば、この試験を実施した際に地盤の透水性が求められないという事態は発生しないものとする。さらに、解が得られた場合のこの試験の精度はある程度良い。

5.2 鉛直方向の透水係数の測定

5.1 において、E-19 法を従来通り実施したうえで、式 (5.13) ～(5.15) を使えばある程度の精度で水平方向の透水係数 k_h を求められることを実証した。しかし、式 (5.13) ～(5.15) を適用する際には鉛直方向の透水係数 k_v が既知でなければならない。

ところで、筆者らが対象としている軟岩地盤には、一般に亀裂等の割れ目が発達していないため、地盤の透水性は岩自体の透水性で代表できると考えられる³²⁾。この考えに従うと、軟岩地盤から採取した不攪乱試料に対して室内透水試験を実施して透水係数を求め、その値を地盤の透水係数としても大きな問題がないことになる。特に、不攪乱試料の採取がし易い鉛直方向については、この傾向が強くなるといえる。しかし、ここでは、あくまでも原位置試験によって鉛直方向の透水係数 k_v を求めることを考える。

上記の原位置で k_v を求める試験方法として、筆者らは、ネステロフの方法^{21), 33)}を推奨する。この試験方法は、図-5.4 に示すように直径の異なる二つの鋼円筒を同心円状に設置し、その中の水位を一定に保ちながら水を供給するというものである。

内外円筒内の水は、透過、毛管吸込み等によって地盤内に吸収される。しかし、内側円筒内の水は、外側円筒からの水の流れにより主として鉛直方向の浸透で消費される。そのため、内側円筒からの水の流れは、

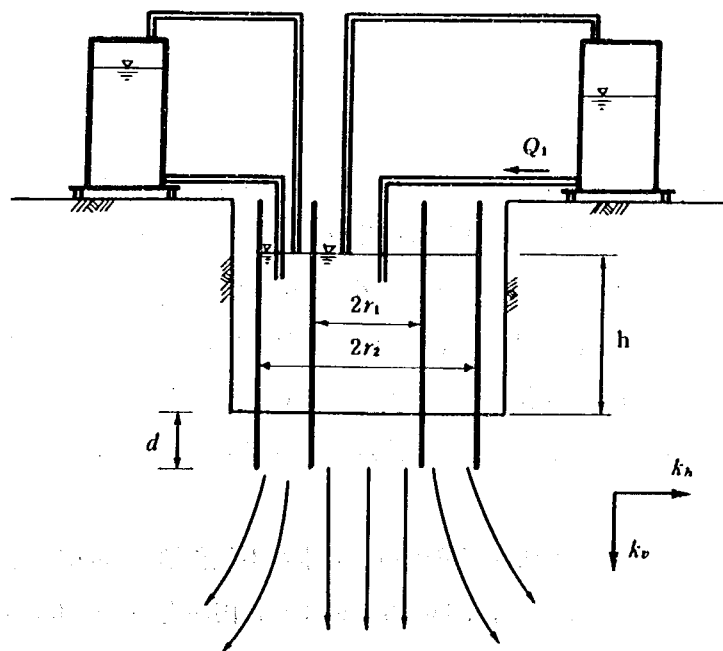
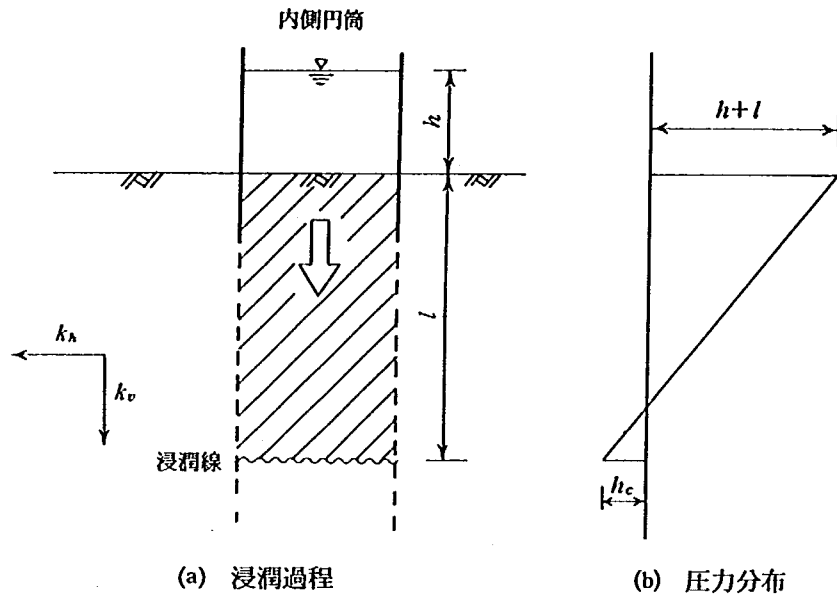


図-5.4 ネステロフの方法



図—5.5 鉛直一次元流

図—5.5 に示すように、浸透断面積が内側円筒の断面積に等しい鉛直一次元流となる。よって、水の流れが定常状態に達すれば、鉛直方向の透水係数 k_v は次式より求めることができる。

$$k_v = \frac{Q_1 \cdot l}{A(h+l+h_c)} \quad (5.16)$$

ここに、 Q_1 ：内側円筒からの定常注入流量、

l ：流量測定時の孔底からの水の浸透深さ、

A ：内側円筒の断面積 ($=\pi r_i^2$)、

h_c ：毛管水頭値、不飽和地盤中への浸透時に生じるもので、表—5.1 より求める。

h ：内側円筒内の水深。

式 (5.16) 中の浸透深さ l は 2 本のボーリング孔を掘削し、採取したコアの含水量の差から求める。つまり、1 本は試験開始前に試験地点近傍に、もう 1 本は試験終了後に試験孔底面中心に掘削してコアを採取する。このようにして採取したコアの深さ方向の含水量分布を図化し、地盤の自然含水量と人工的に飽水された地盤の含水量の差より浸透深さを求めるのである (図—5.6 参照)。

異方性地盤において、まず、E—19 法を実施し、その後、試験孔内に二つの鋼円筒を差し込みネステロフの方法を実施すれば、水平・鉛直方向の透水係数が求められるわけである。

最後に、ネステロフの方法を実施するにあたって注意すべき点を以下に挙げ、簡単に解説を加えることにする。

- ① ネステロフによると、この試験方法は円筒内からの水が不飽和領域内のみを浸潤している場合に限り適用可能だとされている。つまり、これは、図—5.7 のように円筒内からの水の浸潤領域と地下水面が結合したり、地下水面に到達しなくとも図—5.8 に示す毛管水帯に到達すると、鉛直方向の水の流れが阻害されるうえ、試験前後の含水量分布比較による l の決定ができなくなる等の問題が生じ、正確に透水係

表-5.1 毛管水頭値³⁰⁾

地盤を構成する 岩石の種類	h_c (m)
重質砂質粘土	∞ 1.00
軽質砂質粘土	0.80
重質砂質土壌	0.60
軽質砂質土壌	0.40
細粒粘土質砂	0.30
細粒純粹砂	0.20
中粒砂	0.10
粗粒砂	0.05

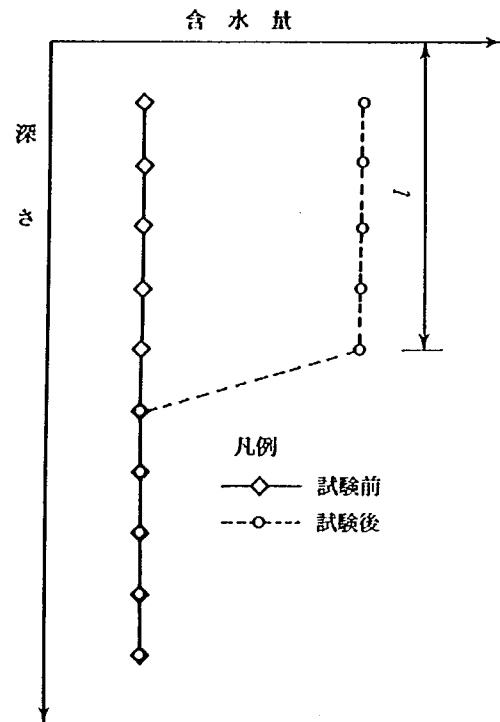


図-5.6 浸透深さを求めるための含水量の深さ分布

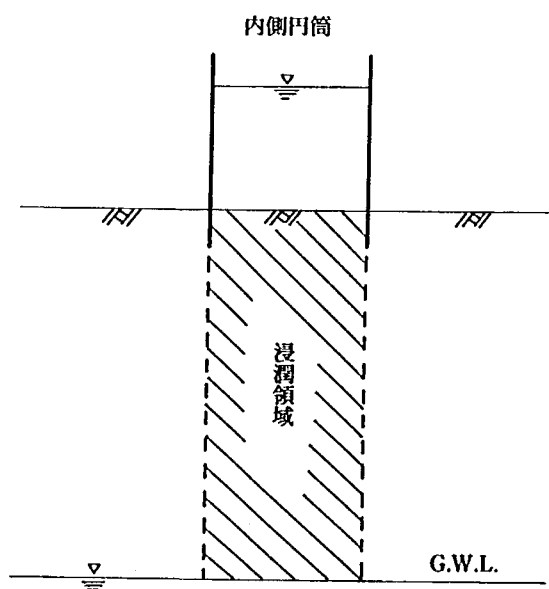


図-5.7 浸潤領域と地下水面が結合した場合

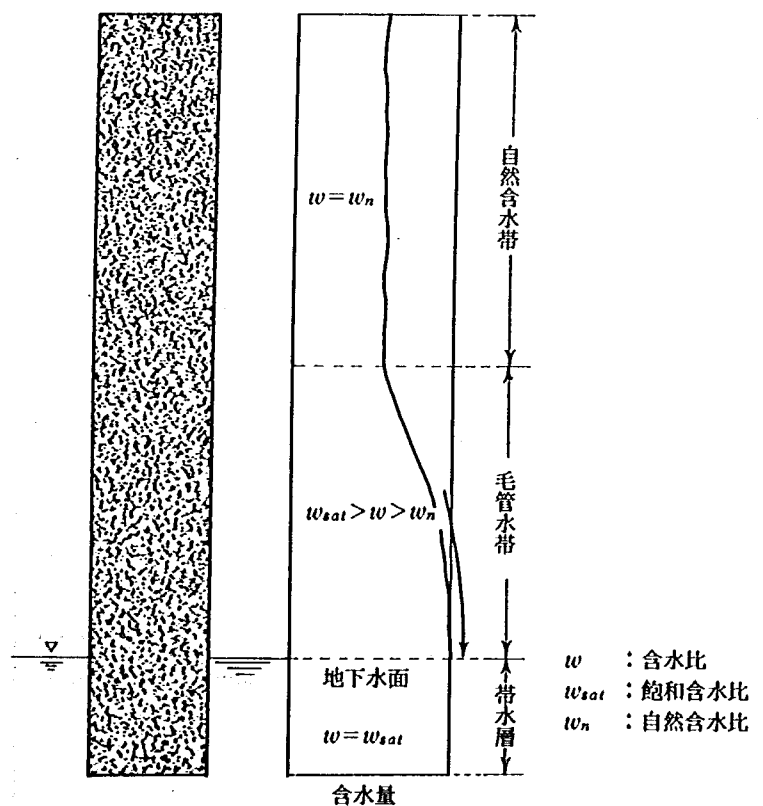


図-5.8 地下水が存在する地盤の含水量分布

数を求めることができなくなることである。

- ② この試験では、内側円筒からの水の流れが鉛直一次元流を満足しなければならない。そのための対策としては、内側円筒半径 r_1 に対する外側円筒半径 r_2 の比 r_2/r_1 を大きくするとか、円筒の埋め込み深さ d を長くをとったことが考えられる。この点に関して、ネステロフは、 $h=10\text{ cm}$ の試験における r_1 , r_2 , d の値を表-5.2 のようにすることを提案している。

また、このような二重管式の透水試験については、ネステロフ以外の研究者によっても研究が進められている。そこで、それらの研究における鉛直一次元流を達成するための r_1 , r_2 , d の寸法についての見解を紹介しておこう。

まず、Bouwer³⁴⁾は、 r_2 は r_1 の2倍以上は必要であるとしている。また、具体的には、 $2r_1=12.5\text{ cm}$, $2r_2=25\text{ cm}$ で、外管の埋め込み深さ 5 cm 、内径のそれが 2 cm というのを基本的な寸法として挙げている。

また、西垣³⁵⁾は、鋼円筒の打設が困難な場合を想定し、鋼円筒を打設しない場合に鉛直一次元流を達成するために必要な r_2 の r_1 に対する比を数値解析により検討している。それによると、Bouwer の提案している $r_2/r_1=2$ 程度では、外管からの漏水があるため、 r_2/r_1 は4以上は必要ではないのかとしている。

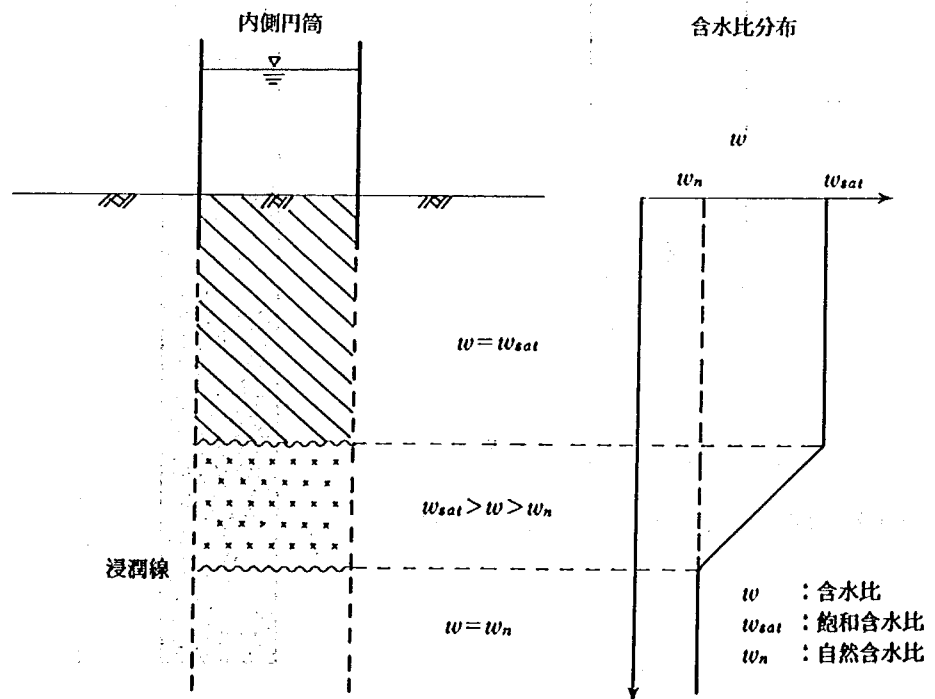
なお、Bouwer、西垣とも、提案している透水試験方法は注水変水位法であることを付言しておく。

- ③ さらにこの試験は、②で示した鉛直一次元流の仮定の他に、浸潤線の先端で、飽和状態から不飽和状態（自然含水比状態）に急変し、図-5.9 に示すような不飽和状態での浸潤領域 ($w_{sat} > w > w_n$) が極めて狭いという仮定にも基づいている。ただ、この仮定についても、試験対象地盤が極端な高透水性地盤でない限り十分成立するものとする。

表-5.2 $h=10\text{ cm}$ の場合の

r_1, r_2, d

$r_1(\text{cm})$	12.5
$r_2(\text{cm})$	25.0
$d(\text{cm})$	10.0



- ④ 式 (5.16) における鉛直方向の透水係数 k_v と浸透深さ l の関係を図化すると図—5.10 のようになる。この図を見ると、試験の終了基準である定常状態になるのは、 l が十分大きくなり、 $l/(l+h+h_c) \approx 1$ とみなせ、 k_v が次式で求められる時だと考えてしまう。

$$k_v = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots (5.17)$$

逆にいえば、 k_v が式 (5.17) で求められるまで試験を継続しなければならないと考えてしまう。

しかし、透水性が小さい地盤では l が十分大きくなるまで試験を継続するとあまりにも多大な時間を要するので、 l が小さいうちに試験を打ち切らざるを得ない。そこでここでは、透水性が小さい地盤で、 l が小さいうちに試験を打ち切っても、その時点でほぼ定常流量が得られ、式 (5.16) により k_v が求められることを、簡単な例を使って説明する。

いま、地盤の鉛直方向透水係数 k_v 、毛管水頭値 h_c 、自然体積含水率 θ_n および有効体積含水率 θ_e がそれぞれ $1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 、100 cm、0.1、0.5 で、円筒内水位 h が 20 cm の試験を想定する。さらに、ある時点における浸透深さ l を 10 cm だと仮定する ($l/(h+l+h_c) = 1/13$ と 1 よりも小さい)。

以上の条件下での湿潤速度 V_s は Darcy 則より、

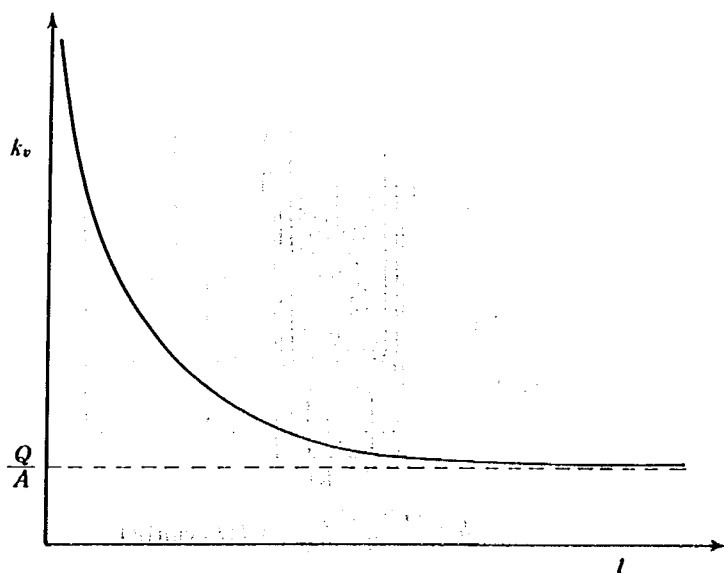
$$V_s = k_v i = k_v \frac{h+l+h_c}{l} = (1.0 \times 10^{-6}) \times \frac{20+10+100}{10} = 1.30 \times 10^{-5} \text{ (cm/s)} \dots\dots\dots (5.18)$$

ここに、 i は動水勾配である。

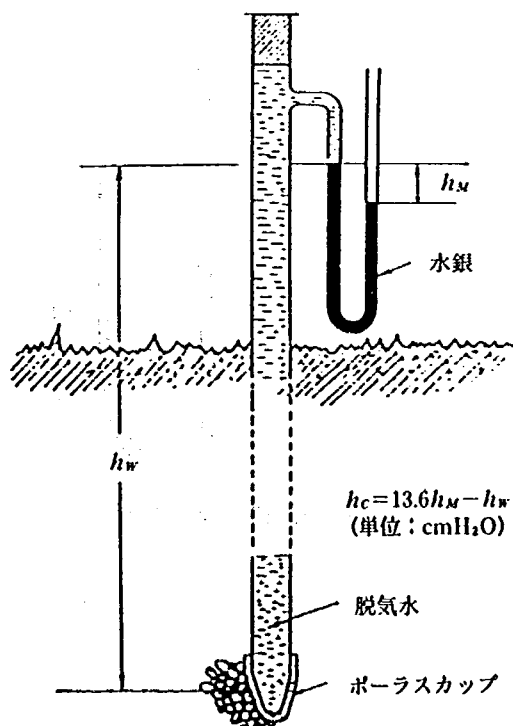
また、この時点から浸透深さが Δl だけ長くなるのに要する時間 Δt は次式で表わせる。

$$\Delta t = \frac{\theta_e - \theta_n}{k_v} \left[\Delta l - (h+h_c) \ln \left(\frac{\Delta l + l + h + h_c}{l + h + h_c} \right) \right] \dots\dots\dots (5.19)$$

いま、 Δl が 1 cm だとすると式 (5.19) より Δt は約 8.94 hr (=32,182 sec) となる。一方、浸透深



図—5.10 k_v と l の関係



図—5.11 テンシオメーター法³⁶⁾

さが1 cm だけ長くなった時の浸潤速度 V'_s は式 (5.19) と同様に Darcy 則より,

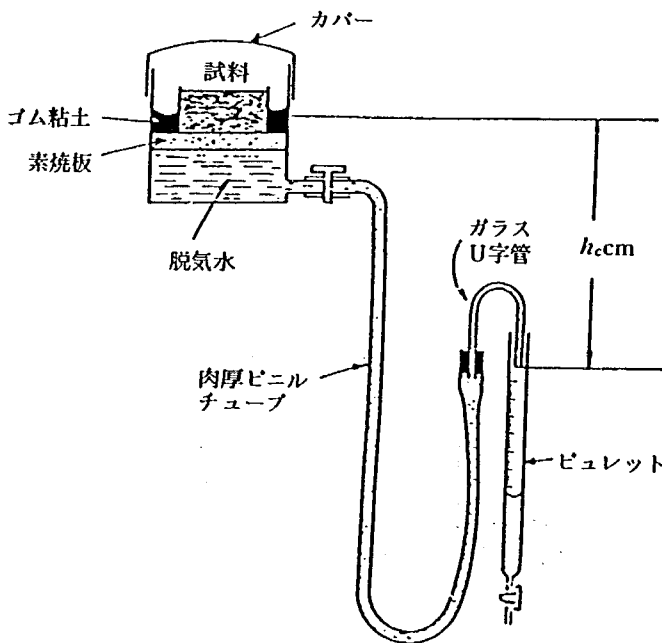
$$V'_s = k_v i = k_v \frac{h + (l + \Delta l) + h_c}{l + \Delta l} = (1.0 \times 10^{-6}) \times \frac{20 + (10 + 1) + 100}{10 + 1} = 1.19 \times 10^{-5} \text{ (cm/s)} \quad (5.20)$$

と式 (5.18) の V_s と大きな差異はない。よって、深浸深さ 10 cm から 11 cm になるのに要する 8.94 hr の間では、ほぼ定常状態が達成されていることになる。

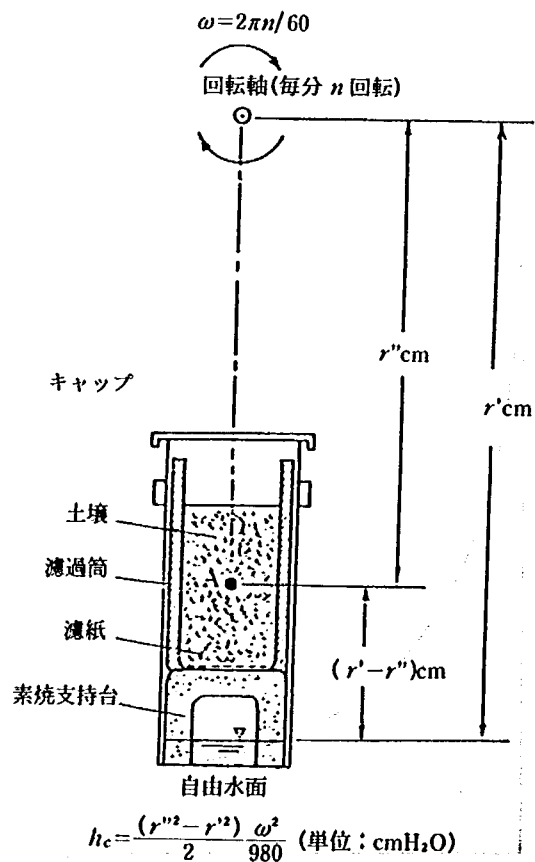
以上で、この例に示す透水性の小さい地盤では、浸潤深さが 10 cm と短くとも既に定常状態とみなせる状態が達成されていることを説明することができた。

一方、透水係数が大きい地盤では、浸潤速度が速くなり、式 (5.17) で k_v が得られる定常状態がかなり早い時期に得られるものと考えられる。

- ⑤ ネステロフは、地盤の毛管水頭値は地盤を構成する岩石や土の種類に応じて表—5.1 に示した値を使用することを提案している。しかし、実際、地盤を構成する岩石や土が同じでも、その毛管水頭値は、土の締固まり状態、含水状態等により大きく変動する。そこで、毛管水頭値は、原位置で行うテンシオメーター法 (図—5.11 参照) や、試料を採取して室内で行う吸引法 (図—5.12 参照)、遠心法 (図—5.13 参照) 等により実際に測定することが望ましい。特に、毛管水頭が大きく、試験終了時の浸透深さ l が短い透水性の小さい地盤ほど、毛管水頭値の精度が試験精度に大きく影響するので、毛管水頭値を実際に測定することが重要になってくる。



図—5.12 吸引法³⁶⁾



図—5.13 遠心法³⁶⁾

6. アースダム盛立試験ヤードにおける実施例

6.1 概 説

5章では、異方性地盤の水平・鉛直方向の透水係数をオーガー孔を利用して計測する試験として、E-19法とネステロフの方法を併用する試験を提案した。そこで本章では、E-19法がロックフィルダムコア部やアースダム堤体の透水性管理試験に適用されていることに着目し、宮城県が建設中のアースダムである長沼ダムの現場盛立試験ヤードで5章で提案した試験を実際に実施したので、以下にその結果を報告する。

6.2 長沼ダムの概要

長沼ダムは、宮城県北部を流れる一級河川である迫川に、県の手によって建設されている（1986年5月現在）アースダムである。長沼ダムの諸元を表-6.1に、また、ダムの標準断面図を図-6.1に示す。図-6.1からもわかるように、長沼ダムは均一型のアースダムではなく、上流側に粘性土、下流側に砂質土というゾーニングを行っている。

また、長沼ダムは河川の流れを塞ぎ止める形で建設されるダムではなく、“長沼”という既存の沼を遊水池として利用するために河川と沼の間の水の流れを制御する目的で建設されるダムである（図-6.2参照）。

6.3 ダムサイトの地質概要

長沼周辺の地形は、平野部と丘陵部に大別できる。

平野部は、第四紀現世の沖積層に属する砂、シルト、泥灰等で構成される沖積平野である。なお、ダム基礎は、この平野部にあたる。

表-6.1 長沼ダムの諸元

事業 者	宮城県	
所 在 地	宮城県登米郡迫町北方	
水 系	北上川水系迫川	
型 式	アースダム	
集 水 面 積	586.0	km ²
湛 水 面 積	5.7	km ²
堤 高	15.3	m
堤 頂 長	1,050	m
堤 体 積	570,000	m ³
総 貯 水 容 量	34,400,000	m ³
有効貯水容量	33,400,000	m ³
治 水 容 量	27,800,000	m ³
利 水 容 量	8,200,000	m ³

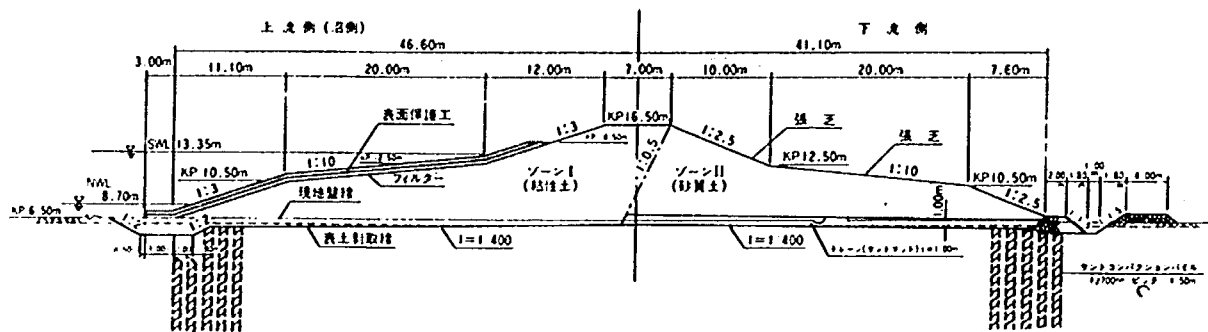


図-6.1 長沼ダムの標準断面図

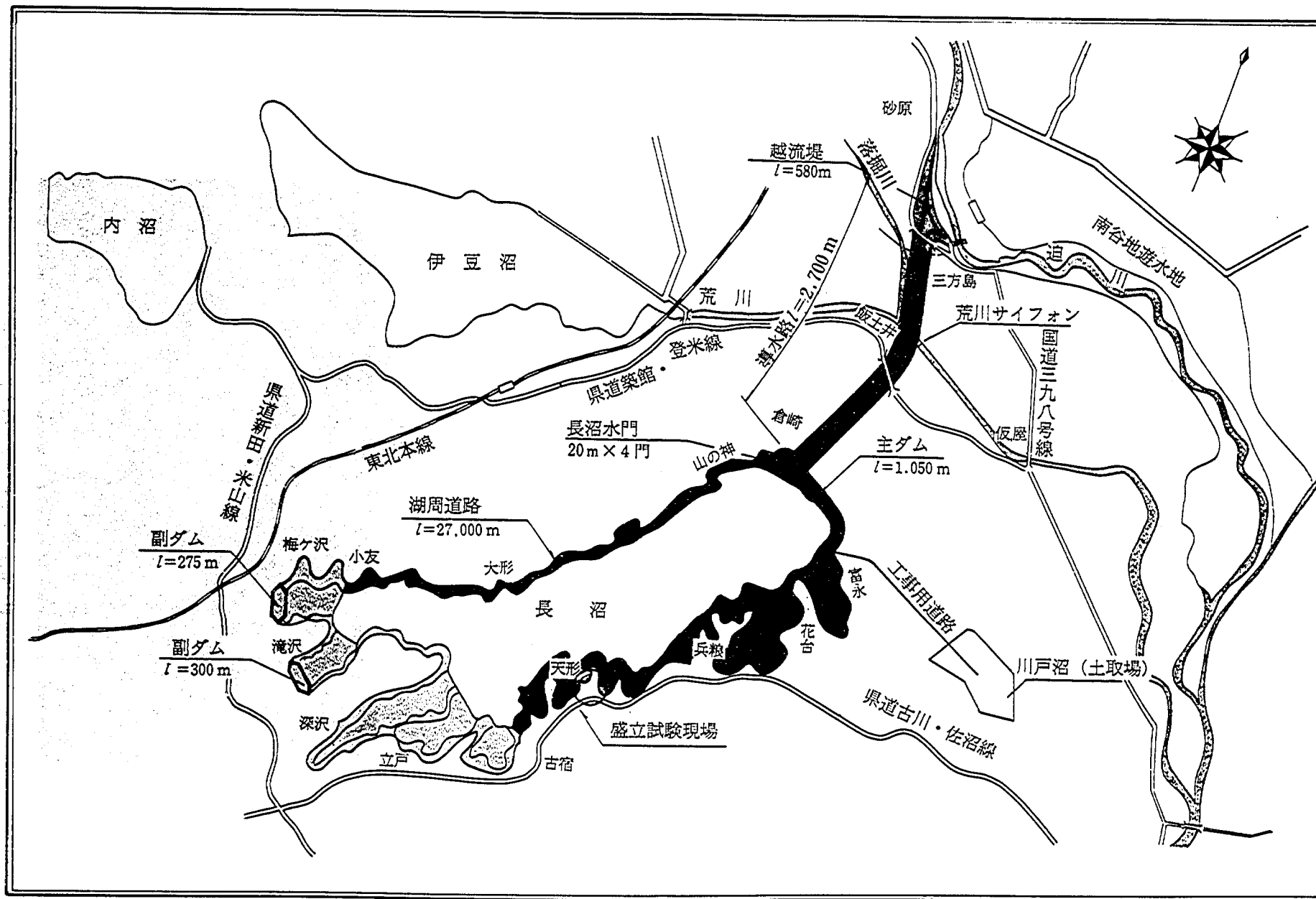
表-6.2 長沼周辺の地質層序

時 代	層 序	岩 質	分 布 地 域
第 四 紀	現 世	沖 積 層 砂 シルト 泥 炭	沖積平野
	更新世	梅ヶ沢凝灰岩層 軽石凝灰岩	梅ヶ沢周辺の丘陵地
新 第 三 紀	鮮新世	高清水層 砂 岩 シルト 岩 凝 灰 岩 礫 岩	長沼周辺の丘陵地
	築館層	凝 灰 岩 砂 岩 シルト 岩 互 層 垂 炭	丘陵地 (長沼水面からの比高0~15m)

一方、丘陵部は、新第三紀以降の堆積物で構成されている。この部分の地質層序を詳しくみていくと、下位より新第三紀鮮新世の築館層、高清水層および第四紀更新世の梅ヶ沢凝灰岩層という順序で大略構成されており、さらに浮石質火山灰、砂質土、火山灰質粘性土、砂礫等が複雑に互層を成している。さらに、長沼のほぼ中央を南東から北西に横切る向斜軸地域にあたるため、全体にほぼ水平な地層を成している。なお、土取場となる川戸沼地域は、この丘陵部にあたる。

長沼周辺の地質層序を表-6.2 に示しておく。

以上のように、長沼ダムは、非常に新しい地層が分布する地域に、非常に新しい地層を構成する岩あるいは土砂を築堤材料として築造される。そのため種々の問題が生じている。現在 (1986 年 5 月) は、これらの問題を解決すべく、鋭意努力が払われているところである。



図一6.2 長沼ダムの計画平面図

6.4 試験方法

6.4.1 盛立試験ヤードの造成

盛立試験ヤードは、川戸沼の土取場から天形にあるヘリポートに材料を搬入して造成した(図-6.2 参照)。ヤードの数は、表-6.3 に示すように、粘性土、砂質土ともにブルドーザーで 20 cm 程度の厚さに撒き出し(写真-6.1 参照)、粘性土についてはブルドーザーおよびタンピングローラーで転圧したものと、砂質土についてはタイヤローラーおよび振動ローラーで転圧したものの計 4 つである。各転圧機械の仕様は表-6.4 に示すとおりである(写真-6.2~6.5 参照)。また、層数はタンピングローラー転圧ヤードが 6 層で、それ以外のヤー

表-6.3 撒き出し・転圧仕様

試験仕様 試験番号	盛土 材料	撒き出し			転 圧		
		敷き均し機種	撒き出し厚	層数	転圧機種	転圧回数	走行速度
1	粘性土	ブルドーザー 小松製作所 D-31 P-16 (L)**	20cm	5 層	ブルドーザー 小松製作所 D-85 A-18	6 回	4 km/hr
2	〃	ブルドーザー 小松製作所 D-85 A-18	〃	6 層	タンピングローラー キャタピラー三菱 CAT825C	1~3 層** 10回 4~6 層 6回	〃
3	砂質土	ブルドーザー 小松製作所 D-31 P-16 (L)	〃	5 層	タイヤローラー 渡辺機械工業 WP902B	12回	〃
4	〃	ブルドーザー キャタピラー三菱 D6D (L)	〃	5 層	振動ローラー 渡辺機械工業 CC21	6 回	2 km/hr

注) *) L: 湿地用

**) 途中で転圧回数を減らしたのは、トラフィカビリティーによる。

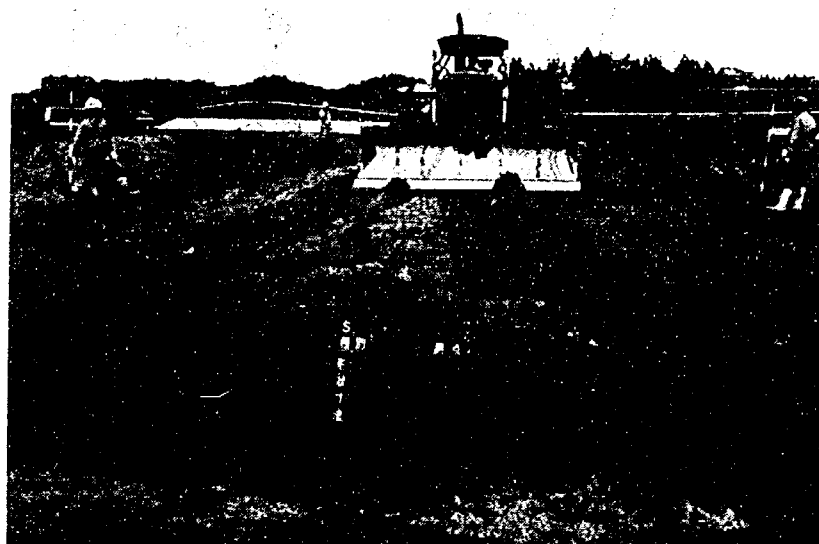


写真-6.1 ブルドーザー撒き出し状況

ドが5層とした。このような手順により完成した盛立試験ヤードの平面図を図-6.3に示す。

なお、上記の粘性土、砂質土という盛立材料の分類は、表-6.5 および図-6.4 に示す長沼ダムにおける築堤材料の土質分類によっている。

表-6.4 転圧機械の仕様³⁷⁾

転 圧 機 種	振動ローラー	タイヤローラー	タンピングローラー	ブルドーザー
型 式	CC 21	WP 902 B	CAT 825 C	D-85 A-18
会 社	渡辺機械工業	渡辺機械工業	キャタピラー三菱	小松製作所
総 重 量(t)	7.0	16.6	29.75	23.61
接 地 圧(kg/cm ²)	線圧25kg/cm	標準5.0 実測4.2	22.5	0.77
起 振 力(t)	前輪3.8 後輪5.0	—	—	—
全 長(m)	4.1	5.02	7.11	5.75
全 幅(m)	1.52	2.15	4.17	2.62
車 輪	直 径(cm)	104	サイズ9.00-20-10	168(フート含む)
	幅 (cm)	140	有効締固め幅210	115 (1輪)
	輪 数	2	前 4, 後 5	4
	フート長さ(mm)	—	—	191
	フート数	—	—	13×5列 (1輪)
振 動 数(cpm)	3,000	—	—	—
定格出力(ps)	70	67	304	220
走行速度(km/hr)	0～10	3.4～22.5	0～27.4	前進 0～11.2 後進 0～13.2

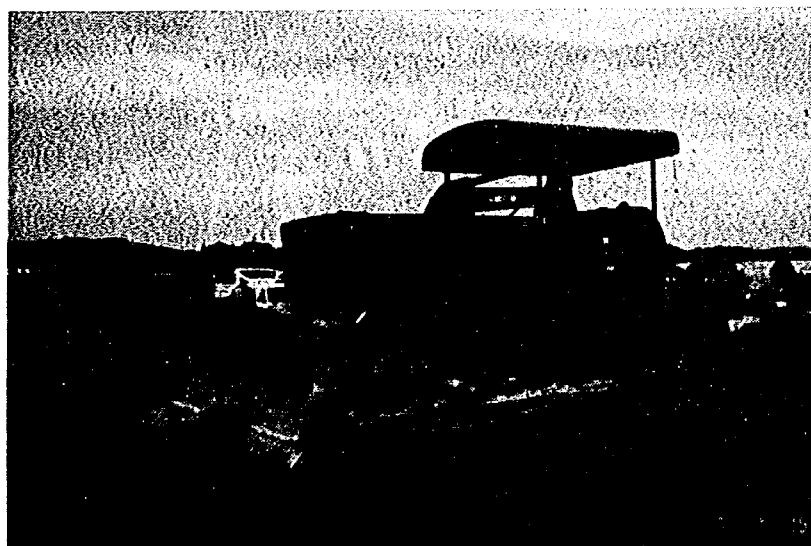


写真-6.2 ブルドーザー (小松製作所 D-85 A-18)



写真-6.3 タンピングローラー (キャタピラー三菱 CAT 825 C)

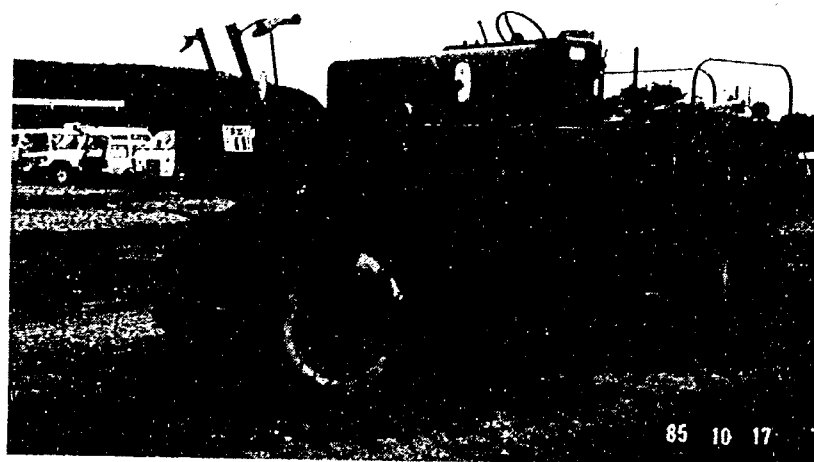


写真-6.4 タイヤローラー (渡辺機械工業 WP 902 B)



写真-6.5 振動ローラー (渡辺機械工業 CC 21)

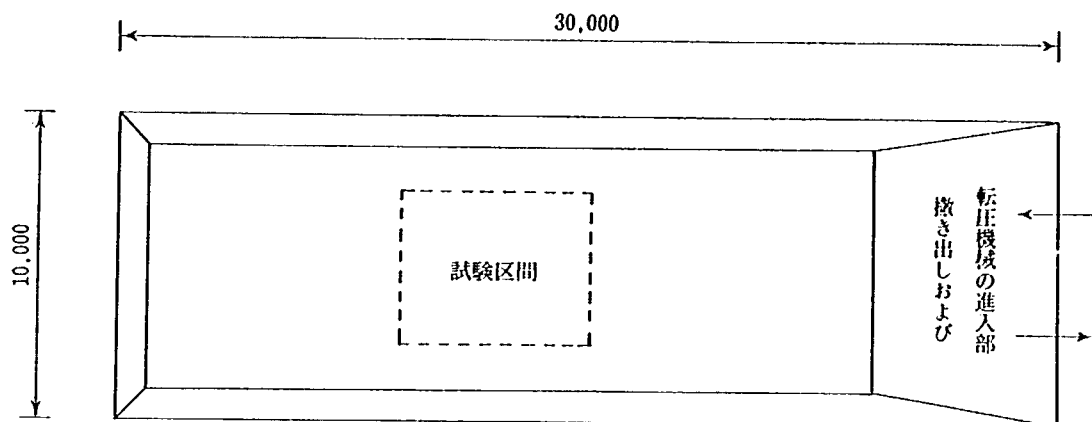


図-6.3 盛立試験ヤード平面図

表-6.5 築堤材料の土質分類

大分類	現場判定手段		日本統一 土質分類	土質細分類		細粒分含有率 (0.074mm以下) (平均)	地山平均 含水比 (%)	賦存率 千m³ (%)
				築館層	高清水層			
粘性土	目視 および 触覚	粘性大	細粒土	T ₁ C ₁	T ₂ C ₁	平均95%	62%	425 (16.5)
		粘性中		T ₁ C ₂	T ₂ C ₂	平均84%	54%	199 (7.7)
		粘性小		T ₁ C ₃	T ₂ C ₃	平均84%	41%	185 (7.2)
砂質土 I: $w_n < 35\%$ II: $w_n \geq 35\%$			粗粒土	T ₁ S ₃	T ₂ S ₃	50-70% (59%)	49%	32 (1.2)
				T ₁ S ₂	T ₂ S ₂	15-50% (29%)	38%	1452 (56.5)
				T ₁ S ₁	T ₂ S ₁	15%以下 (10%)	30%	86 (3.3)
砂礫	円礫			—	T ₂ G	平均23%	16%	118 (4.6)
浮石質火山灰	軽石・火山灰土の密集層			T ₁ P	T ₂ P	平均46%	66%	75 (2.9)

w_n : 自然含水比

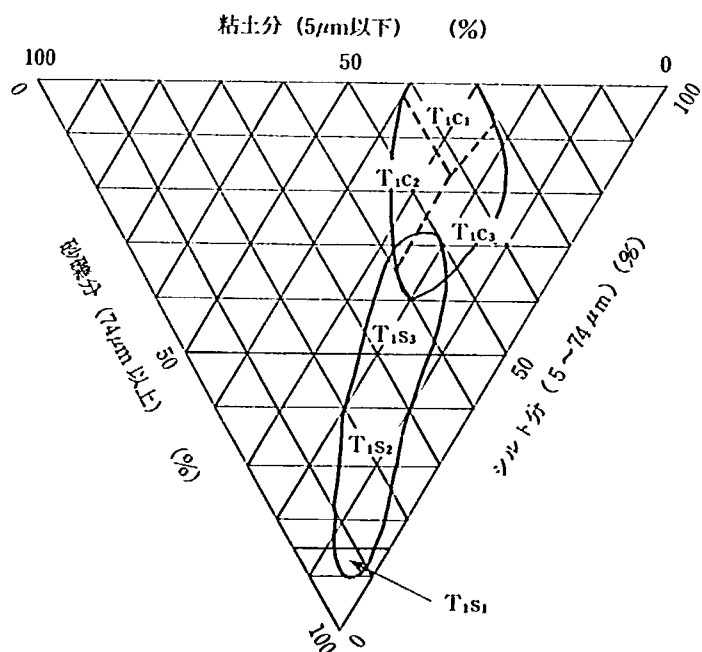


図-6.4 築堤材料の土質分類

6.4.2 透水試験以外の管理試験

透水試験(毛管水頭測定試験も含む)も含めて、盛立試験ヤードで実施した全ての試験の実施位置を図-6.5に示す。この図からも明らかなように、透水試験以外の管理試験とは、密度試験とヤードから試料を採取して行う各種の室内試験である。この二つの試験について以下に詳しく説明する。

ダムの施工において、密度は透水性と並んで管理すべき重要な因子の一つである。そこで、今回の試験ヤード造成にあたっては、各層転圧終了後に測定時間が短く結果がただちに得られ、個人誤差の介入がほとんどないラジオアイソトープ(Radioisotope, 以後、RIと呼ぶ)法による密度試験を実施した(図-6.6および写真-6.6参照)。なお、測定機種は、密度と含水比を同時に測定できる(株)日本イーティエル社製作のSX-11D型である。この機種の仕様を表-6.6に、また、各部の説明図を図-6.7に示す。

ただし、このRI法は上述したような利点を有しているため、ダムや道路盛土の密度管理試験に用いられる場合も多くなって来ているものの、いまだ日本工業規格(Japanese Industrial Standard, 以後、JISと呼ぶ)による規格化がなされていない。そこで、チェックのために、3,5層においては、JISにより規格化されている砂置換法による現場密度試験(JIS A-1214)をRI法実施位置近傍で実施した(写真-6.7参照)。なお、試験孔の径は15cmで、孔深は約10cmである。

タンピングローラー以外の機種により転圧されたヤードにおいては、転圧終了後、転圧面の不陸や緩んだ部分を除去し、転圧層の密度測定を行った。しかし、タンピングローラーにより転圧されたヤードにおいては、転圧層の初期厚が20cm程度であるのに対して、ダンピングフート高が19cmであるため、転圧層はほとんど掻き乱され、実際には転圧層の1層下が締固められている。そこで、タンピングローラー転圧後の密度測

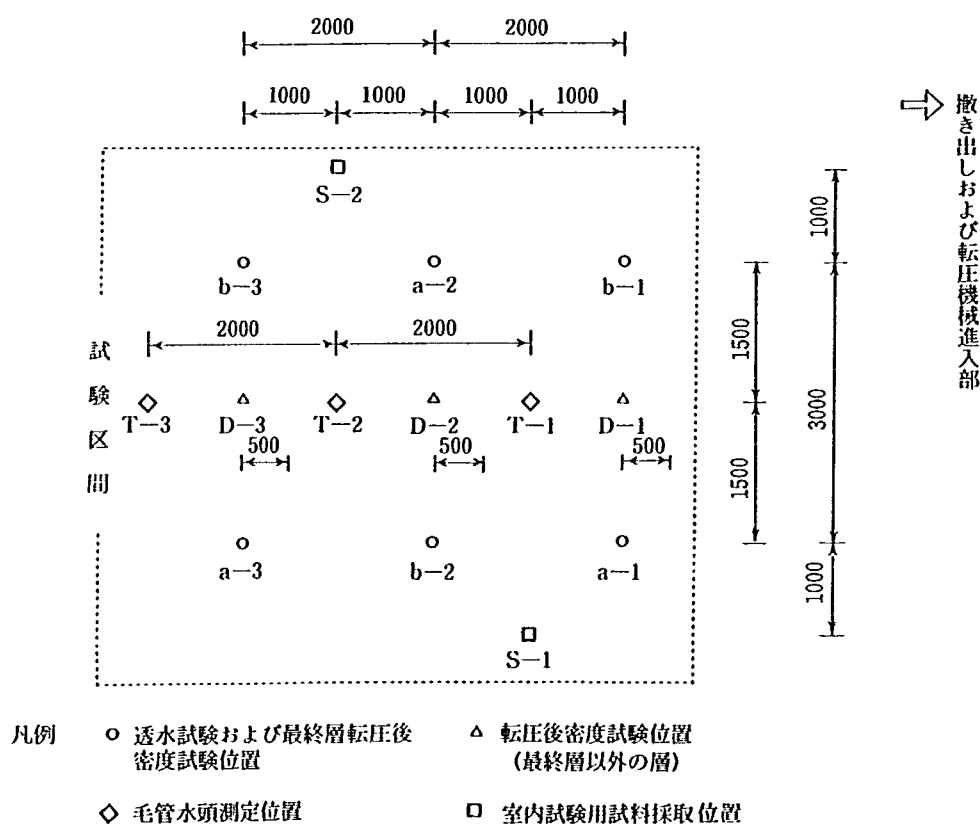


図-6.5 試験実施位置

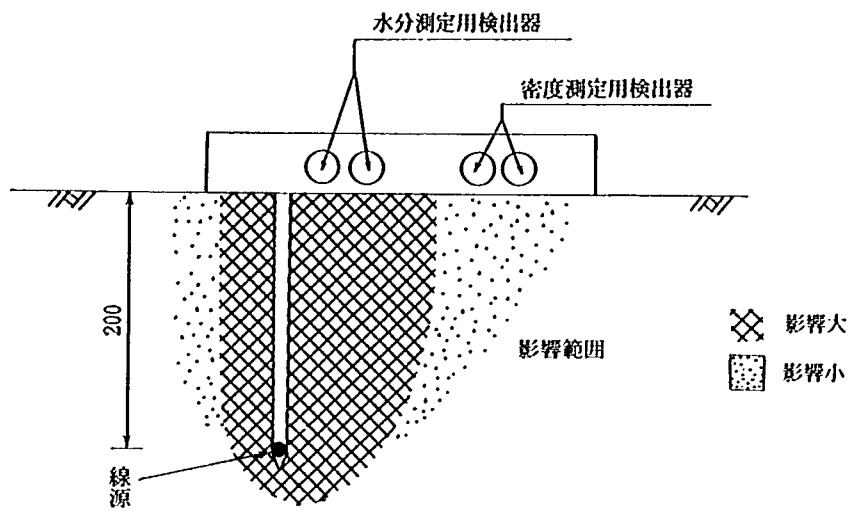


図-6.6 RI法による密度測定状況

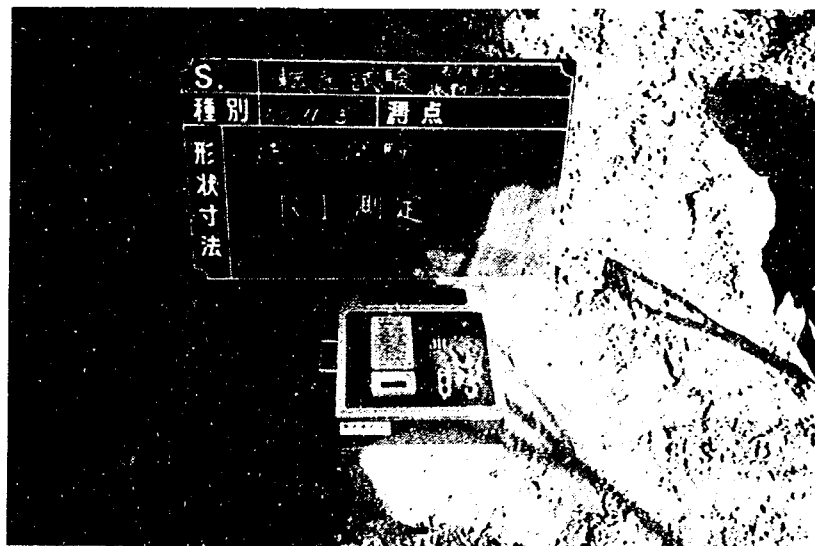


写真-6.6 RI法による密度測定状況



写真-6.7 砂置換法による密度測定状況

表-6.6 SX-11D 型ラジオアイソトープ (銻日本イーティエル社製作) の仕様

測定範囲	湿潤密度 1.3~2.3 (g/cm ³) 含水比 5~50 (%)
出力表示	4桁液晶表示 (LCD)
測定時間	基準物体の計測 6分 被測定物の計測 1分
内部電源	鉛蓄電池 6V 最大連続使用時間: 8時間 充電電源: 商用 AC100V 充電時間: 使用時間の約2倍
消費電力	2.5VA
使用温度範囲	0°C~45°C
外形寸法	本体 365×310×120H スタンダード・ボックス 384×328×509H
付属品	1. スタンダード・ボックス 2. ベース・プレート 3. 線源打込棒 4. 銅ハンマー 5. 充電用ケーブル

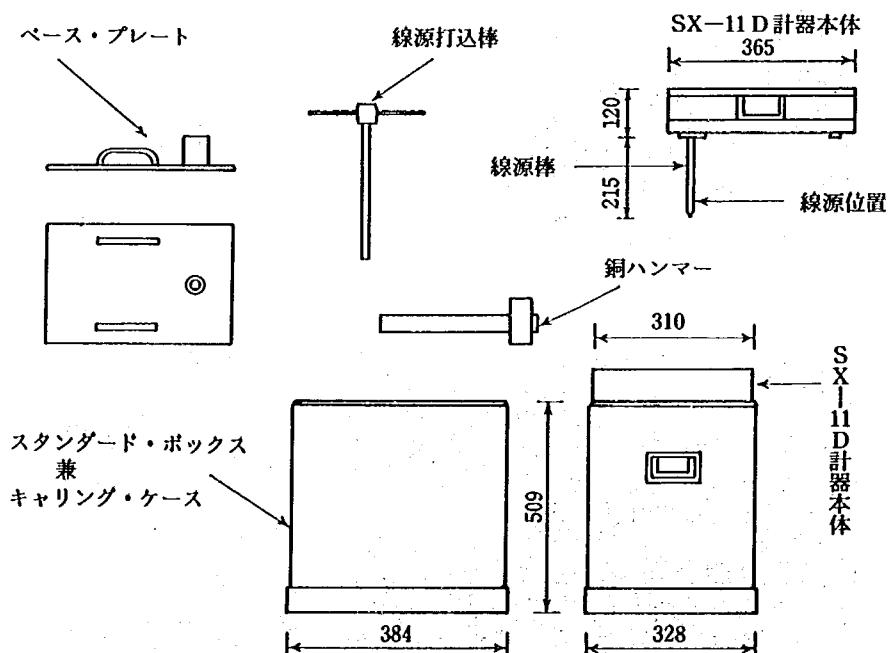


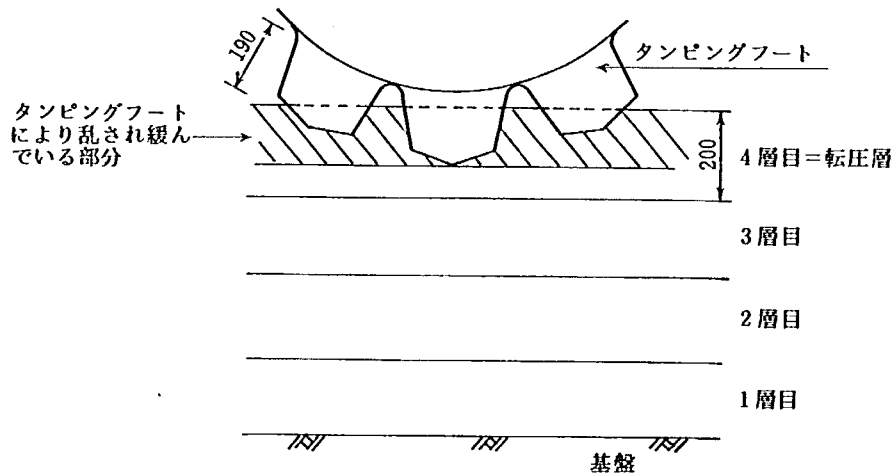
図-6.7 SX-11D 型ラジオアイソトープ (銻日本イーティエル社製作) の各部説明図

定は、転圧層を除去し、1層下の層において実施した (図-6.8 参照)。

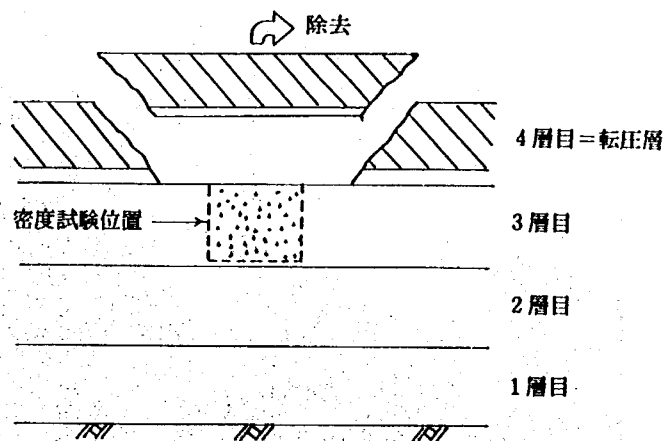
室内試験は、盛立材料撒き出し後、図-6.5のS-1, 2の位置から試料(攪乱)を採取し、それに対して実施した。室内試験の項目は表-6.7に示すとおりである。

表-6.7 室内試験の項目

粘 性 土	砂 質 土
粒 度 試 験 (JIS A 1204) 液性限界試験 (JIS A 1205) 塑性限界試験 (JIS A 1206) 比 重 試 験 (JIS A 1202) 含 水 量 試 験 (JIS A 1203) 締 固 め 試 験 (JIS A 1210) 締固め仕事量 (1Ec, 2Ec)	粒 度 試 験 (JIS A 1204) 比 重 試 験 (JIS A 1202) 含 水 量 試 験 (JIS A 1203) 締 固 め 試 験 (JIS A 1210) 締固め仕事量 (1Ec, 2Ec)



(a) タンピングローラーによる転圧状況 (4層目)



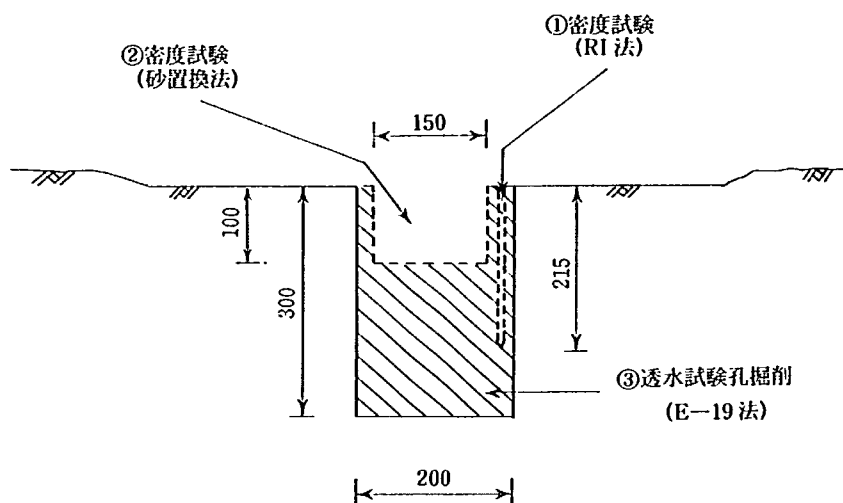
(b) 4層目転圧後密度試験実施位置

図-6.8 タンピングローラー転圧ヤードにおける密度試験の例

6.4.3 透水試験

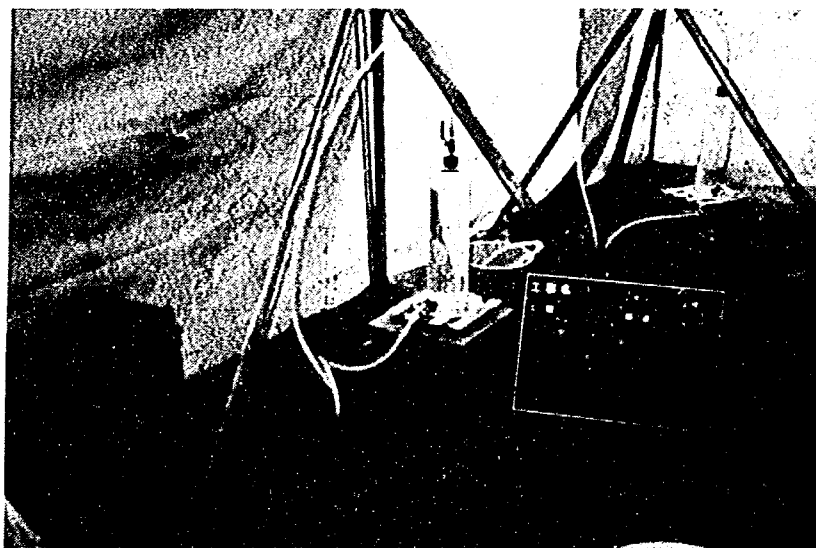
造成された盛立試験ヤードにおいて、筆者らが提案した水平・鉛直方向の透水係数を求める試験を実施してみた。その試験手順を以下に示す。

- ① ヤードの盛立を開始する前に、2 台のトランシットを利用して、図—6.5 に示した a—1~3, b—1~3 の透水試験実施位置を決定する。
- ② 盛立終了後、ヤード面の緩んだ部分を除去して E—19 法用の試験孔を掘削し、試験孔寸法を測定する。
なお、試験孔の寸法は、直径 20 cm、深さ 30 cm を基本とした。さらに、試験孔掘削前に同地点で密度管理試験（RI 法および砂置換法）を実施しているのので、試験孔は図—6.9 に示すように砂置換法の穴と RI 法の線源挿入用穴を包含する形で掘削した。
- ③ ②で掘削した全ての試験孔中に孔の崩壊を防止するために碎石片を敷いたうえ、孔内水位を約 25 cm に保ちながら注水（水道水を使用）を行い E—19 法を実施する（写真—6.8 参照）。孔内水位を一定に保



注) 図中の数字は作業の実施順序を示す。

図—6.9 E—19 法用の試験孔の掘削方法



写真—6.8 E—19 法実施状況

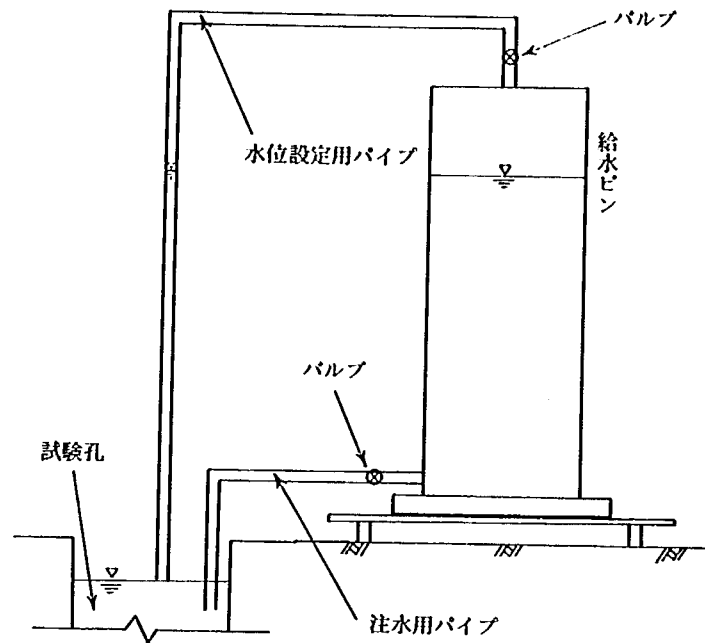


図-6.10 給水ビン

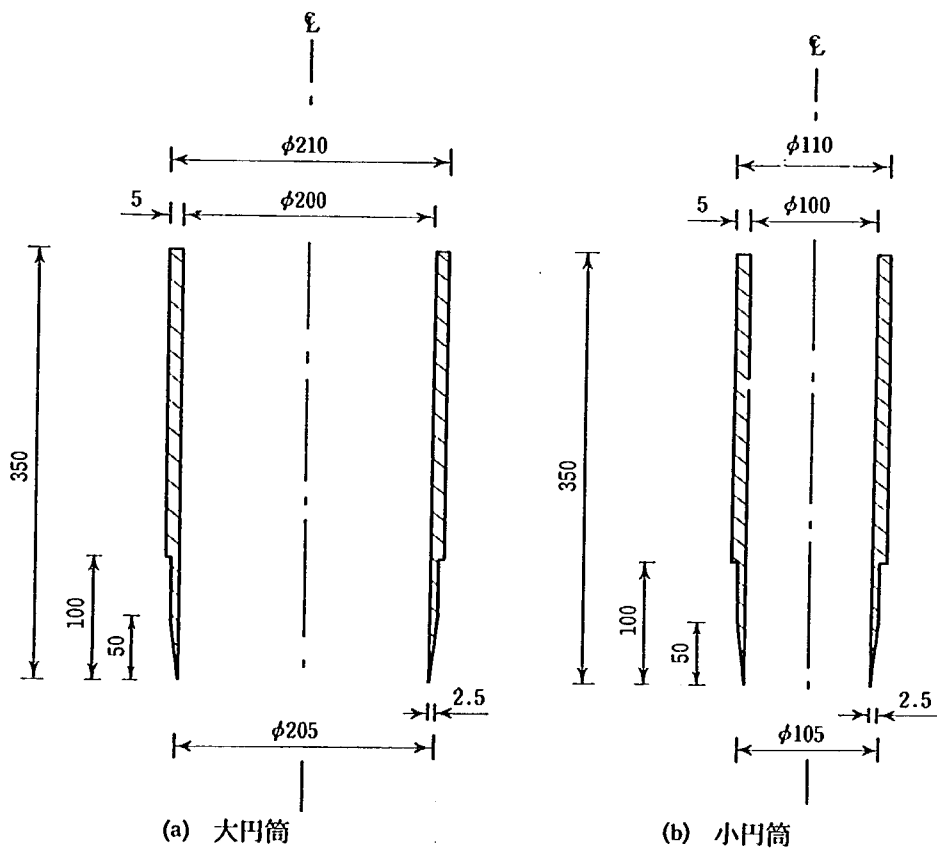


図-6.11 鋼円筒

しながら注水するには、図-6.10 に示す給水ビン（容量 8.0 l）を使用した。

なお、給水ビンからの注水量の測定時間間隔は、原則として以下のとおりとした。注水開始後 6 時間までは 30 分おき、以後 12 時間までは 1 時間おき、さらに 24 時間までは 2 時間おきに測定して終了する。

- ④ E-19 法終了後、孔内の水を汲み出し、砕石片を除去する。この際、孔壁、孔底が水の浸食により極端に緩んでいる場合には、試験孔を拡大することとした。
- ⑤ 試験孔 a-1~3 には、図-6.11 に示す大小二つの鋼円筒を同心円状に設置したうえ、内外円筒内の水位をともに約 25 cm に保ちながらネステロフの方法を実施する(写真-6.9 参照)。また、試験孔 b-1~3 には、図-6.12 に示すように小円筒のみを設置したうえで、ネステロフの方法と同様な方法で透水試験を実施する。この方法は、E-19 法とネステロフ法とを結合して同時に行うもので結合方法と名付ける。

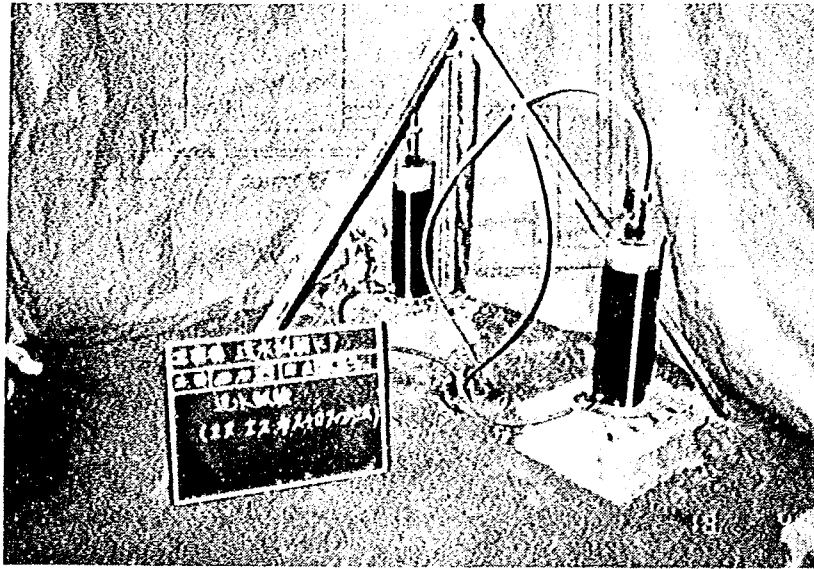


写真-6.9 ネステロフの方法の実施状況

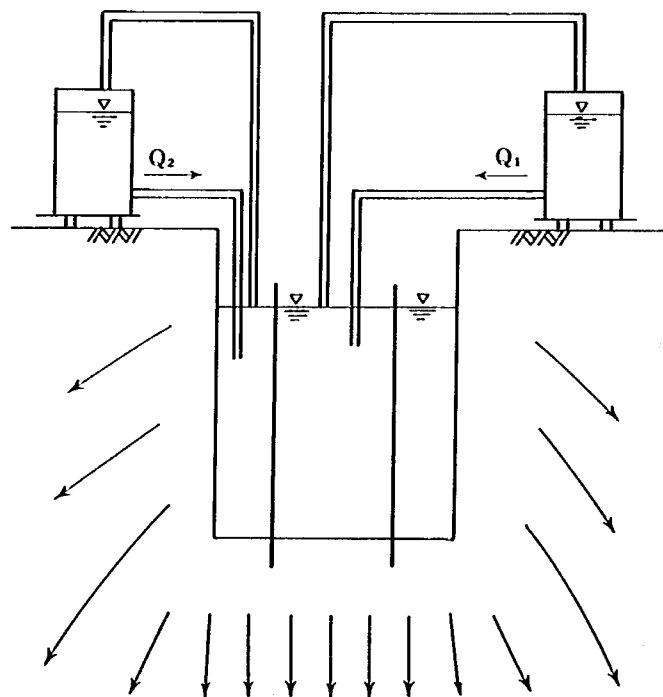


図-6.12 結合方法

つまり、鋼円筒内外からの定常流量 $Q_1 + Q_2$ を E-19 法の注入流量とし、鋼円筒内からの定常流量 Q_1 をネステロフの方法の注入流量とするわけである。

- ⑥ ⑤の透水試験を実施すると同時に図-6.5 の T-1~3 の地点にテンシオメーター (㈱大起理化工業製作) を設置して、試験ヤードの毛管水頭を測定する (写真-6.10 参照)。使用したテンシオメーターの説明図と仕様をそれぞれ図-6.13、表-6.8 に示す。

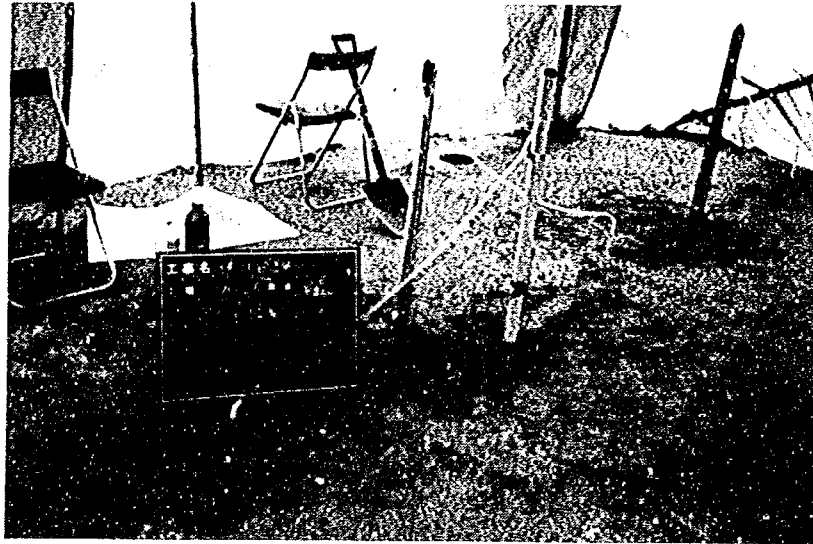


写真-6.10 毛管水頭測定状況

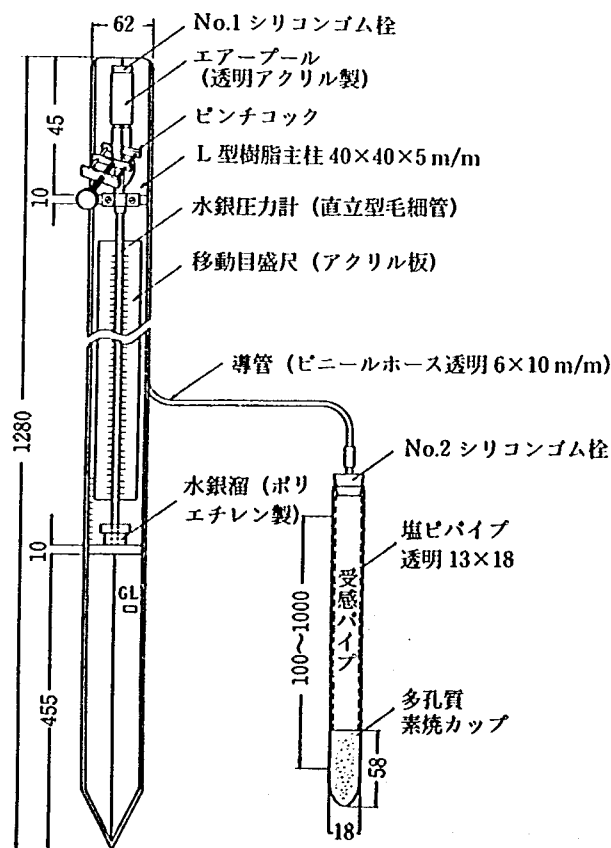


図-6.13 テンシオメーター (㈱大起理化工業製作) の説明図

表-6.8 テンシオメーター（(株)大起理化工業製作）の仕様

測定範囲	● 水 柱：0～800cm H₂O ● 水銀柱：0～600mm Hg ● pF 0～2.9
直立型水銀圧力計	● ϕ 8×H700mm ● エアプール、連結チューブ、移動式スケール付
受 感 部	● 多孔質素焼カップ、塩ビパイプ（内径13mm×外径18mm）付 ● 長さ：10～100cm、10cm おきに各長さあり（今回は30cmのものを使用）
重 量	1 kg

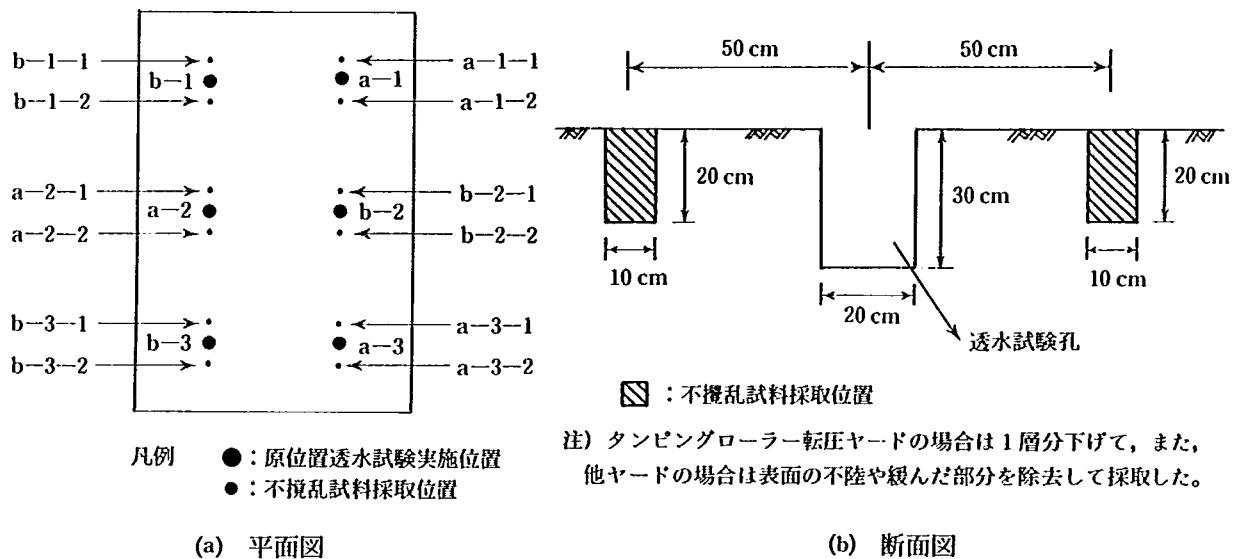


図-6.14 不撓乱試料採取位置

なお、テンシオメーターの受感部は、多孔質素焼カップの中央が試験孔口標高から 30 cm の深さのところにくるように設置した。

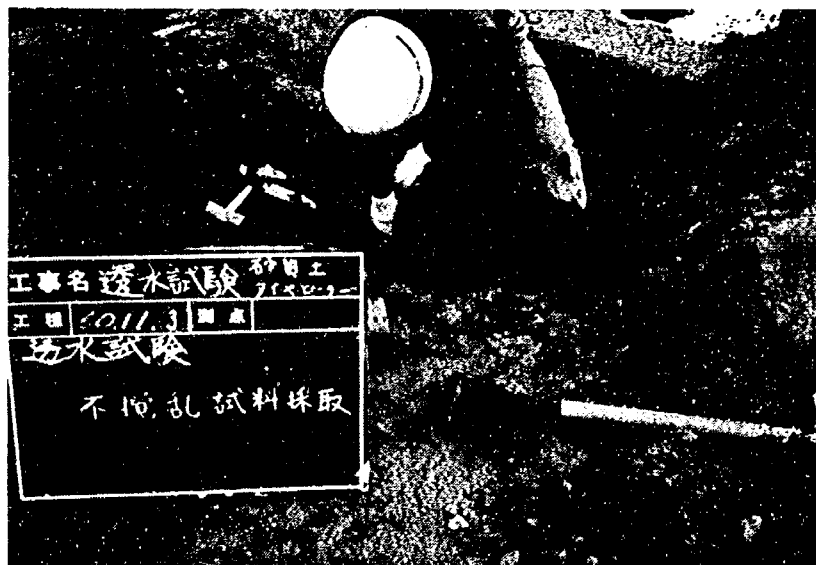
- ⑦ ⑤の透水試験終了後、孔内の水を汲み出し、かつ碎石片を除去し、試験孔底からの水の浸透深さ l を測定する。ただ、今回の試験では、ネステロフが提案している浸透深さをボーリングコアを採取することで決定する方法を採らないで、注入する水に色素（Brilliant Blue, $C_{34}H_{24}N_6Na_4O_{16}S_4$ ）を溶解しておき、試験終了後盛土を掘り起こし、色素の到達距離を測定することにより決定する方法を採用した。
- ⑧ 原位置透水試験が全て終了した段階で、図-6.14 に示す地点から塩ビパイプを用いて不撓乱試料（直径約 10 cm、高さ約 20 cm）を採取し（写真-6.11 参照）、それに対して室内変水位透水試験を実施して原位置透水試験の精度の検討を行った。

なお、不撓乱試料の採取方向は鉛直方向のみとし、水平方向の不撓乱試料は採取しなかった。これは、以下の理由による。第一は、盛土が岩盤ほど強度を有さないため水平方向の不撓乱試料採取が非常に困難であること。第二は、盛土の締固まり具合が一層の内でも上部の方が良く締固まっている（特にタイ

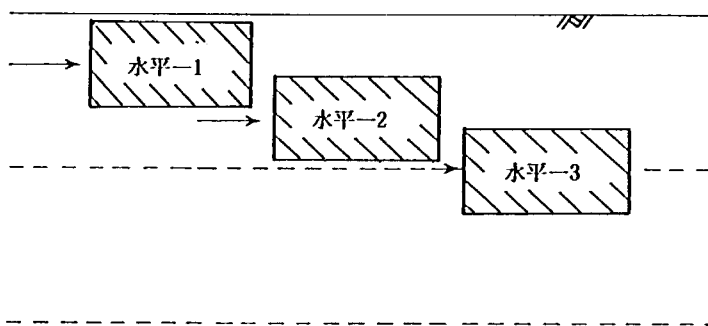
ヤ系ローラーによる転圧の場合によく起こる現象である）ことが考えられるうえ、層間の整合性が必ずしもうまくいっているとは限らないため、仮に水平方向の試料が採取できるとしても、どの位置から採取すれば、実際の盛土の水平方向の透水係数を求められるかが定かではないからである（図－6.15 参照）。一方、鉛直方向については、層厚程度の長さの試料を採取することによってこの問題は解決できると思われる。

また、採取された鉛直方向の不攪乱試料に対する透水試験は、図－6.16 に示すように、塩ビパイプも含めて両端面を平滑化し、それを直接透水試験装置に設置して実施した。

最後に、透水試験の手順をフローチャートの形にしたものを図－6.17 に示しておく。



写真－6.11 不攪乱試料採取状況



図－6.15 水平方向の不攪乱試料採取位置の違いによる求まる透水性の違い

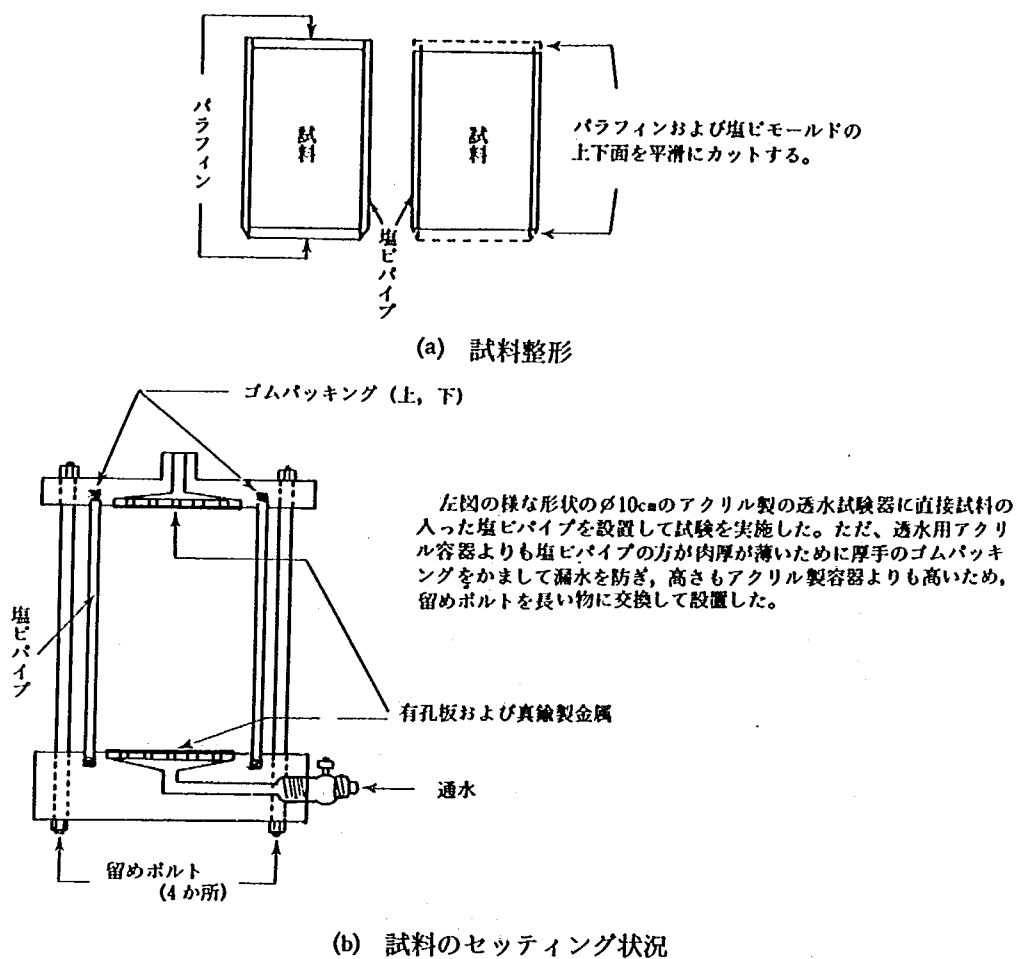


図-6.16 室内透水試験における試料のセッティング方法

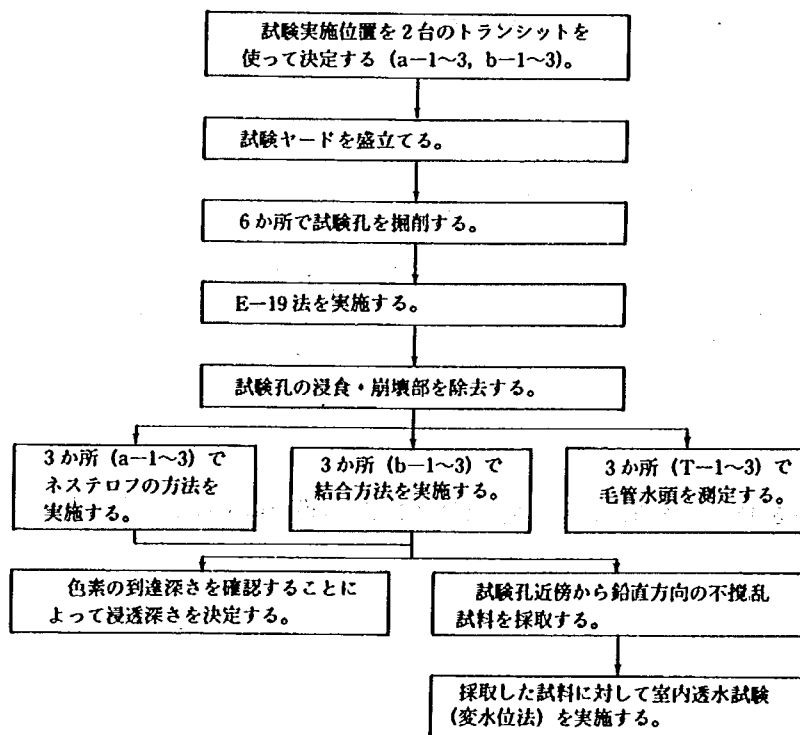


図-6.17 透水試験の手順

6.5 粘性土の場合の試験結果

6.5.1 密度試験結果

粘性土盛土（ブルドーザー転圧およびタンピングローラー転圧）の造成時、各層転圧後（砂置換法は3、5層のみ）に実施した密度試験の結果を表-6.9にまとめて示す。また、得られた結果のうち乾燥密度の各層平均値を図化したものを図-6.18に示す。これらの図表よりブルドーザー転圧ヤードもダンピングローラー転圧ヤードも、各層の乾燥密度のばらつきが少なく造成されていることがわかる。

また、図-6.19にRI法と砂置換法から得られた乾燥密度の比較を示す。この図を見ると、砂置換法で得ら

表-6.9 密度試験結果
(a) ブルドーザー転圧ヤード

層 数	試験法	R I 法			砂 置 換 法		
	測定位置 測定項目	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)
1 層 目	D-1	1.557	1.033	50.72			
	D-2	1.555	1.047	48.82			
	D-3	1.573	1.046	50.47			
	平 均	1.562	1.042	50.00			
2 層 目	D-1	1.558	1.018	52.13			
	D-2	1.536	1.004	53.06			
	D-3	1.521	0.986	54.38			
	平 均	1.538	1.003	53.19			
3 層 目	D-1	1.556	1.031	50.92	1.594	1.024	55.7
	D-2	1.546	1.024	51.20	1.683	1.071	57.2
	D-3	1.575	1.023	51.10	1.613	1.027	57.0
	平 均	1.559	1.026	51.07	1.630	1.041	56.6
4 層 目	D-1	1.467	1.013	44.86			
	D-2	1.520	1.020	49.06			
	D-3	1.596	1.178	34.83			
	平 均	1.528	1.070	42.92			
5 層 目	a-1	1.591	1.078	47.57	1.526	0.991	54.0
	a-2	1.539	1.024	50.49	1.462	0.943	54.9
	a-3	1.547	1.030	50.30	1.511	0.983	53.7
	b-1	1.539	1.023	50.39	0.964**)	0.623**)	54.6
	b-2	1.573	1.067	47.53	1.614	1.075	50.2
	b-3	1.524	1.005	51.87	1.459	0.935	56.0
	平 均	1.552	1.038	49.69	1.514	0.985	53.9

注) * RI法については、各観測点とも直角4方向の測定を行い、その平均値を記載している。

** 湿潤密度測定における重量測定時にミスが生じたものと考えられるので、平均値を求める際にはこの値を採用していない。

表-6.9 密度試験結果
(b) タンピングローラー転圧ヤード

層 数	試験法	R I 法			砂 置 換 法		
	測定項目 測定位置	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)
1 層目	D-1	1.565	1.045	49.75			
	D-2	1.556	1.043	49.24			
	D-3	1.585	1.060	49.30			
	平 均	1.569	1.049	49.43			
2 層目	D-1	1.547	1.031	50.10			
	D-2	1.548	1.045	48.09			
	D-3	1.543	1.043	47.89			
	平 均	1.546	1.040	48.69			
3 層目	D-1	1.573	1.056	48.95	1.743	1.150	51.6
	D-2	1.568	1.056	48.49	1.722	1.146	50.2
	D-3	1.544	1.041	48.52	1.540	1.015	51.7
	平 均	1.562	1.051	48.65	1.668	1.104	51.2
4 層目	D-1	1.561	1.043	49.63			
	D-2	1.545	1.030	49.98			
	D-3	1.545	1.062	45.59			
	平 均	1.550	1.045	48.40			
5 層目	a-1	1.582	1.069	47.95	1.608	1.081	48.9
	a-2	1.570	1.051	49.40	1.821	1.205	51.0
	a-3	1.560	1.048	48.79	1.535	1.030	49.0
	b-1	1.549	1.028	50.79	1.620	1.074	50.8
	b-2	1.536	1.029	49.30	1.611	1.074	50.0
	b-3	1.577	1.076	46.67	1.578	1.050	50.2
	平 均	1.562	1.050	48.82	1.629	1.086	50.0

注) * RI 法については、各観測点とも直角4方向の測定を行い、その平均値を記載している。

れた値が RI 法で得られた値に比べてかなり広範囲にばらついているうえ、両者にはあまり良い相関はみられない。この原因としては、測点数が少なく、図面のスケールがかなり大きいこと等が多少は考えられるが、一番大きな原因は、砂置換法結果からもわかるように盛土の含水比が 50% を大きく越えているのに対し、今回使用した RI の機種の適用範囲が含水比で 5~50% であることにあると思われる。

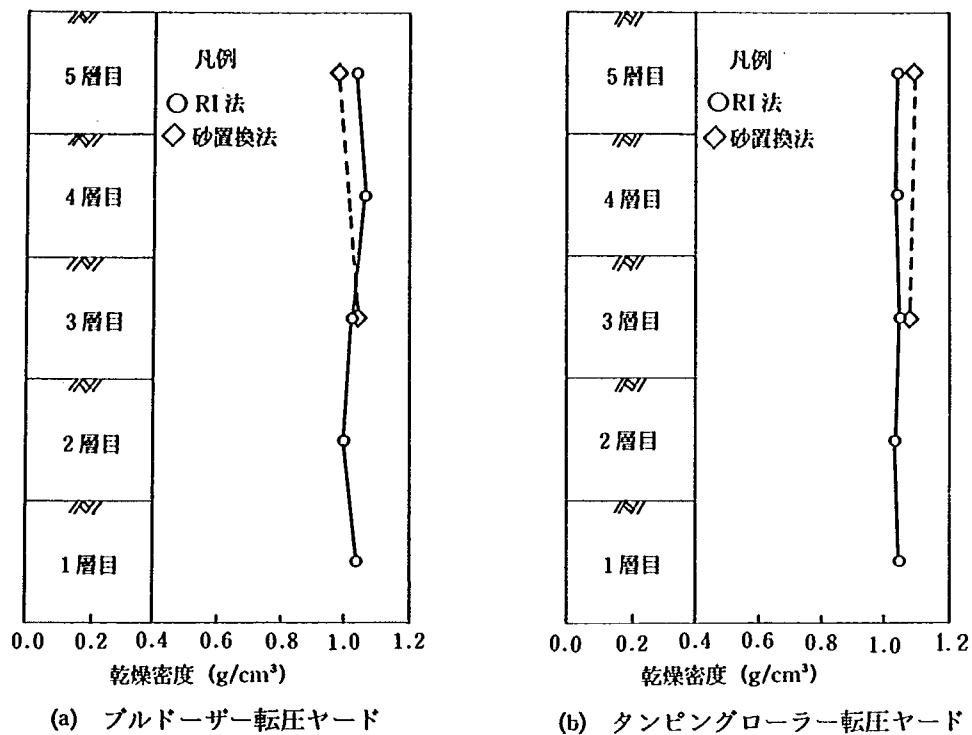
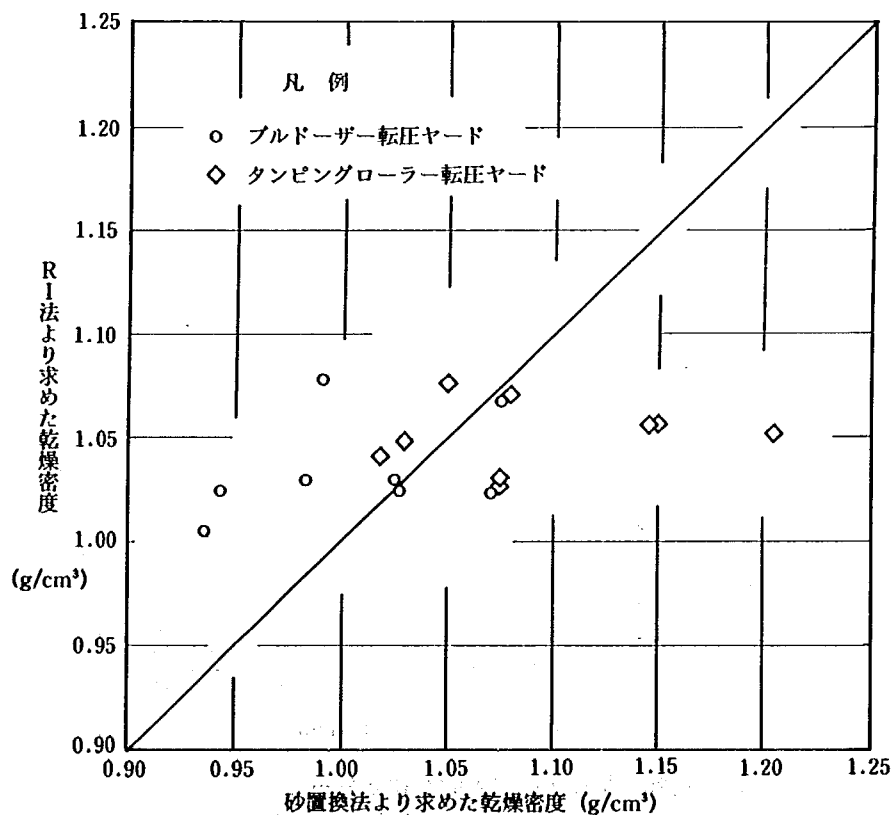


図-6.18 各層の乾燥密度の平均値



注) ブルドーザー転圧ヤードの5層目 a-3 における結果はプロットしていない。

図-6.19 RI 法と砂置換法の比較 (乾燥密度)

6.5.2 室内試験結果

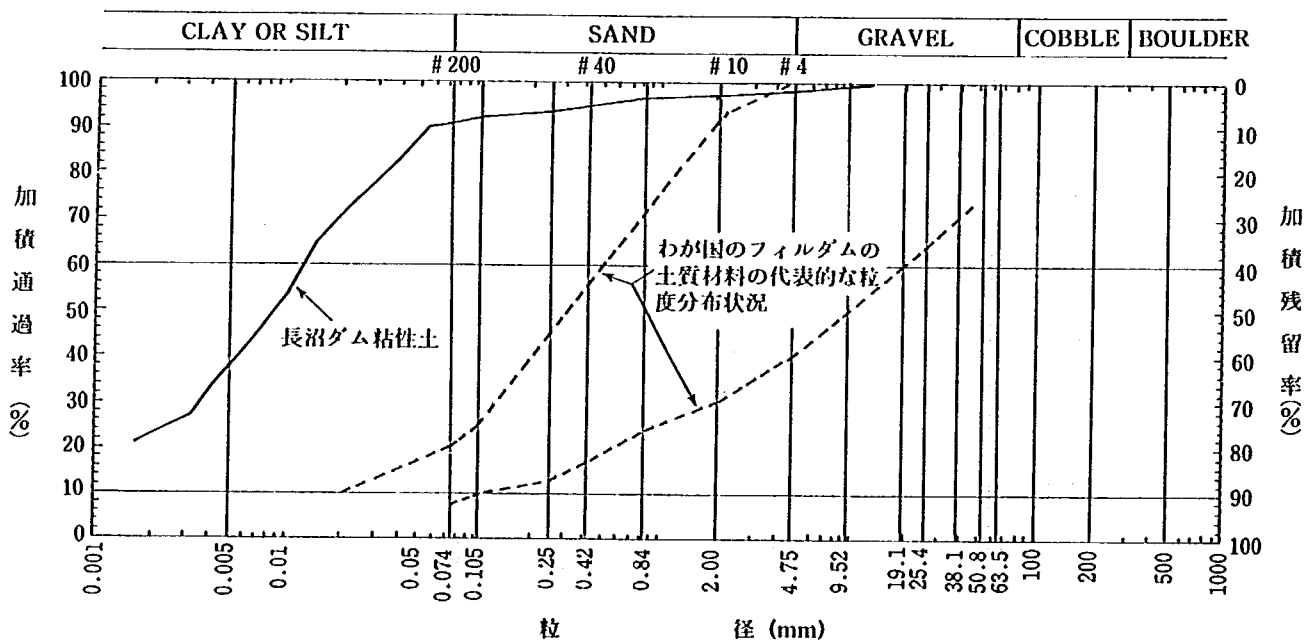
粘性土盛土試験ヤードの各層材料撒き出し後に採取した試料（攪乱）に対して行った室内試験結果の一覧を表一6.10に示すとともに、粘性土の代表的な粒度分布を図一6.20に示す。

これらの結果から以下のことがいえる。

長沼ダムの粘性土は、粒径 $74\mu\text{m}$ 以下のシルト・粘土分が約9割を占めるかなりの細粒土である。これは、我が国のフィルダムの土質材料の代表的粒度分布に比べてもかなり細粒分が多いことが図一6.20をみればよくわかる。ただ、ここに示す粒度分布は、JISで定めるように試験室に搬入した材料を乳鉢ですりつぶした後のもので、実際の現場における転圧材料にはかなり大きな土塊も含まれていたことを注意しておく。

さらに、粘性土の塑性指数は約30である。一方、我が国の代表的なロックフィルダムの土質材料のそれは表一6.11に示すように5～29の範囲にある³⁹⁾。この塑性指数は、土の塑性範囲を定量的に示した数値であって、この値が大きい土ほど塑性度が高い土であるといえる。よって、長沼ダムの粘性土は、他ダムの土質材料と比較してかなり塑性の大きい土であることになる。

また、粘性土は、我が国の細粒の堆積土によくみられるように、自然含水比が最適含水比をかなり大きく上廻っている。しかし、室内締固め試験により求めた最大乾燥密度はせいぜい 1.2 g/cm^3 程度 ($2E_c$ 締固め) で、自然含水比状態で転圧して造成したヤードでの現場密度試験結果（表一6.9、図一6.18参照）と極端な開きは認められない。なお、最大乾燥密度の 1.2 g/cm^3 という値は、表一6.11を見る限り、他ダムの土質材料のそれに比べるとかなり小さい。



図一6.20 粘性土の代表的な粒度分布
(ブルドーザー転圧ヤード, 1層目, S-1)

表-6.10 室内試験結果一覧

(a) ブルドーザー転圧ヤード

層		1		2		3		4		5		平 均	
試料採取地点		S-1	S-2	S-1	S-2	S-1	S-2	S-1	S-2	S-1	S-2		
粒 度 特 性	礫分(2000 μ m 以上)(%)	3	4	2	3	2	4	4	3	2	3	3	
	砂分(74~2000 μ m)(%)	6	5	7	6	6	4	6	6	7	6	6	
	シルト分(5~74 μ m)(%)	53	62	54	60	56	48	64	60	56	52	57	
	粘土分(5 μ m 以下)(%)	38	29	37	31	36	41	26	31	35	39	35	
	最大粒径(mm)	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	
	均等係数 U_e^{**}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	曲率係数 U_c^{**}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
コンシシステ性	液性限界 w_L (%)	68.2	67.8	68.8	69.0	68.5	69.2	68.6	68.2	69.5	69.2	68.7	
	塑性限界 w_P (%)	37.8	36.4	36.7	37.1	38.7	38.9	38.4	37.6	39.7	39.9	38.1	
	塑性指数 I_p	30.4	31.4	32.1	31.9	29.8	30.3	30.2	30.6	29.8	29.3	30.6	
	日本統一土質分類 ^{***}	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	
土粒子の比重 G_s		2.497	2.551	2.517	2.510	2.499	2.501	2.533	2.530	2.494	2.479	2.511	
自然含水比 w_n (%)		58.3	55.2	55.6	54.8	55.2	55.1	55.2	49.8	55.2	51.6	54.9	
締 固 め 特 性	締固め仕事量	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c
	最適含水比 w_{opt} (%)	37.0	37.0	39.0	36.0	34.5	40.0	34.5	36.5	32.0	41.0	32.0	34.0
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (t/m ³)	1.125	1.175	1.130	1.162	1.140	1.179	1.112	1.161	1.112	1.143	1.118	1.167

(b) タンピングローラー転圧ヤード

層		1				2				3				4				5				平 均	
試料採取地点		S-1		S-2		S-1		S-2		S-1		S-2		S-1		S-2		S-1		S-2			
粒 度 特 性	礫分(2000 μ m以上)(%)	2		2		1		2		2		2		2		1		3		2		2	
	砂分(74~2000 μ m)(%)	8		7		11		10		11		7		11		8		10		13		10	
	シルト分(5~74 μ m)(%)	54		43		49		44		45		49		48		55		46		43		48	
	粘土分(5 μ m以下)(%)	36		48		39		44		42		42		42		36		41		42		41	
	最大粒径(mm)	25.4		25.4		25.4		25.4		25.4		25.4		25.4		25.4		25.4		25.4		25.4	
	均等係数 U_e^{**}	—		—		—		—		—		—		—		—		—		—		—	
	曲率係数 U_c^{**}	—		—		—		—		—		—		—		—		—		—		—	
コンシシステンス特性	液性限界 w_L (%)	67.8		65.6		67.5		66.2		69.7		70.4		68.3		68.8		68.6		69.7		68.3	
	塑性限界 w_P (%)	36.6		38.0		37.6		38.3		36.5		37.1		37.9		38.3		38.9		38.8		37.8	
	塑性指数 I_p	31.2		27.6		29.9		27.9		33.2		33.3		30.4		30.5		29.7		30.9		30.5	
	日本統一土質分類 ^{***}	F		F		F		F		F		F		F		F		F		F		F	
土粒子の比重 G_s		2.510		2.512		2.479		2.491		2.480		2.493		2.472		2.475		2.470		2.470		2.485	
自然含水比 w_n (%)		51.4		51.7		51.6		51.6		55.8		53.6		52.4		51.7		52.3		53.2		52.5	
締 固 め 特 性	締固め仕事量	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c	1E _c	2E _c
	最適含水比 w_{opt} (%)	34.0	30.0	36.0	33.0	36.5	31.5	37.5	32.5	36.5	32.5	37.0	30.5	38.5	35.0	36.5	30.7	36.0	31.0	39.7	31.5	36.8	31.8
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (t/m ³)	1.180	1.226	1.144	1.176	1.135	1.174	1.130	1.169	1.156	1.201	1.162	1.202	1.114	1.146	1.143	1.199	1.150	1.178	1.143	1.214	1.146	1.189

注) ** 測定最小粒径の通過質量百分率が10%を超えているため10%粒径 D_{10} を求めることができなかった。よって、次式より求める U_e 、 U_c も求められなかったわけである。

$$U_e = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \quad U_c = \frac{D_{60}}{(D_{10} \times D_{60})}$$

ここに、 D_{60} : 30%粒径 D_{60} : 60%粒径。

*** ダイレイタンス現象等についての詳しい資料がなかったため、あえてこれ以上の細分類は行わなかった。

表-6.11 我が国の代表的なロックフィルダムの土質材料³⁸⁾

ダム名	採取地材質	G _s	ρ_{sat} (g/cm ³)	含水比 (%)			アッターベグ境界			透水係数 k(cm/s)	c, ϕ の 試験方法	転圧方法
				自然	最適	施工目標	LL ^{a)}	PL ^{a)}	PI ^{a)}			
御母衣	ダム流約2mの山腹斜面の風化花崗岩(D.G)とその麓の粘性土質(C.G)をストックパイルで混合した材料	2.65	1.90	5~35	13	w_{opt} -0.5 ~+3	46.1	32.6	13.5	10^{-7}	三軸 $\phi 10$ cm	ブルドーザーで20~30cm 巻出しシープスフートロー ラーで12回
牧尾	おんたけ火山の噴出物の一次と二次の堆積物で、この火山灰の中にはチャート、スレート、砂岩、安山岩質礫などが交互に堆積しているものを、ストックパイルで混合した材料	2.67 ~ 2.75	1.122 ~ 1.654	21~66	24.5 ~ 55.5		41~54		7~17	3.12×10^{-6} 2.23×10^{-6}	三軸	タンピングローラー-20t (主) タイヤローラー-50t (従)
大白川	ダム上流約1.5kmの石英斑岩の岩屑と粘性土の混合した崖堆材料、崖堆と左岸部台地よりダム基礎掘削砂礫をストックパイルにより混合した材料	2.71	1.92	10~15	11	w_{opt} ± 0 ~+3	39	10	29	10^{-8} 以下	三軸 $\phi 10$ cm	20t シープスフートロー ラー、20cm 巻出12回転圧
本沢	貯水池内とその周辺で構成している地層は粘板岩を主体としてその間に破岩を挟むこれ等の互層であって風化が全体にわたって進んでいる材料		2.05	12	10.5	w_{opt} ± 0 ~+3	37	27	10	1.61×10^{-8}	三軸	20t 二軸 シープスフート ローラー、20cm 巻出12回 転圧
魚梁瀬	郷谷：ダム下流約1kmの砂岩や頁岩の風化岩断層線に沿った風化材料ならびに、これらの崖堆材料。釈迦ヶ生：郷谷の対岸で粘板岩の風化材料とその崖堆材料	2.70	1.71 ~ 1.99	12~21	12.7 ~ 19.7	w_{opt} ± 0 ~+3	42	26	16	10^{-8} 以下	三軸 $\phi 10$ cm	20t シープスフートロー ラー、20cm 巻出12回転圧
喜撰山	喜撰山の東西約300m付近をほぼ南東方向に走る幅300mの砂岩帯があり、この砂岩帯付近のEL265m以上の厚さ10~30mの風化層により蔽われている。コア材はこの地区のEL265~340mの風化土を用いた。	2.68	1.73 ~ 1.98	12.3	11.0 ~ 16.5		27.3	20.9	6.4	1×10^{-8}	三軸	タイヤローラー-44t、一層20 cmを8回転圧
九頭竜	永荒：ダム上流約2kmの粘板岩、輝緑凝灰岩、石灰岩等が風化し崩れ堆積した崖堆材料。洪水吐掘削により生ずる砂岩、粘板岩、れき岩、頁岩の風化が進んだ材料、屋外変電所の掘削材料で風化の進んだ材料を使用	2.74 ~ 2.82	1.84 ~ 1.89	14~25	14~20	w_{opt} 0 ~+3	25~45	20~25	5~20	5×10^{-7}	三軸 $\phi 10$ cm	20t シープスフートロー ラー、20cm 巻出12回転圧
水窪	ストックパイル材料、工事用プラント、敷地造成のための掘削材料および原石山の表層風化材料をストックパイルしたもので頁岩、砂岩、珪化粘板岩の風化材料。下田：山腹に分布する残留粘土と砂岩頁岩の風化材料をブルドーザーにより掘削時に破砕	2.70	1.90	13	14	w_{opt} ± 0 ~+3	44~50	24~28	17~20	5×10^{-7} ~ 4×10^{-8}	三軸	20t シープスフートロー ラー-20cm 巻出12回転圧
下小島	ダム上流約1km中世代のジュラ紀の破岩および頁岩の風化残留土		1.89		13.2	w_{opt} +3%				1×10^{-8} (現場) 1.5×10^{-8} (室内)	三軸 $\phi 30$ cm	振動ローラー-8t、巻出し 厚30cm
新冠	上流約1.5kmの新冠川左岸緩傾斜地白亜紀風化頁岩で被覆されている崖堆積土を用いる。	2.74	1.75	14.5	15	w_{opt} +2.5 ~3	41.8	25.9	15.9	10^{-8}	三軸	シープスフートローラー-21 t以上巻出厚20cm 転圧回 数12回
高瀬	高瀬~黒部破砕帯(幅約200m)により不動沢上流部崩壊堆積した層が洪水時に泥流状になって、この地域に堆積した花崗岩の角れき、真砂ならびにシルト	2.64	2.07		10					1×10^{-8}	三軸	振動ローラー-13.5t 締固め 厚30cm、転圧回数6回
七倉	洪水時泥流になった2本地域に堆積した花崗岩の角れき、および茶褐色シルト	2.65								1×10^{-8}	三軸	振動ローラー-13.5t 締固め 厚30cm、転圧回数8回
大雪	風化した粘板岩、湖沼堆積細粒をブレンド	2.65	2.1	8.1 ~9.7	9.7 ~11.1	w_{opt} +0~3	25~30	15~20	10	1×10^{-8}	三軸	シープスフートローラー-20 t
白川	風化マサ、若干変質している。	2.70	1.9	10.4	11.0	w_{opt} +0~3	28.6	16.9	14.0	1×10^{-8}	三軸	振動ローラー-13.5t

注) LL: 液性限界, PL: 塑性限界, PI: 塑性指数 (=LL-PL)。

6.5.3 透水試験結果

(1) E-19法の結果

長沼ダムの粘性土は、6.5.2の室内試験結果からもわかるように、細粒分が非常に多い。そのため、ある程度締固めれば、十分な遮水性が得られるものと予想された。

実際には、ブルドーザー転圧ヤードのa-3, b-1, 2を除いた9か所での試験から得られた累加注入量一時間曲線は図-6.21に示すように、気温の昇降に伴い累加注入量も増減し、時には注入量が負になるという現

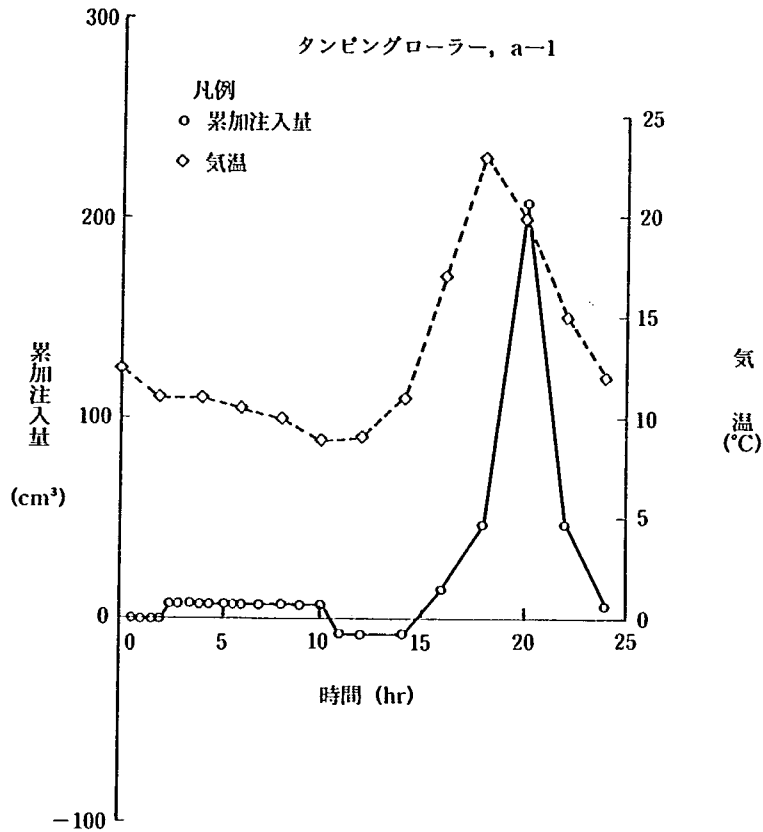


図-6.21 累加注入量一時間曲線と気温の変化
(タンピングローラー転圧ヤード, a-1)

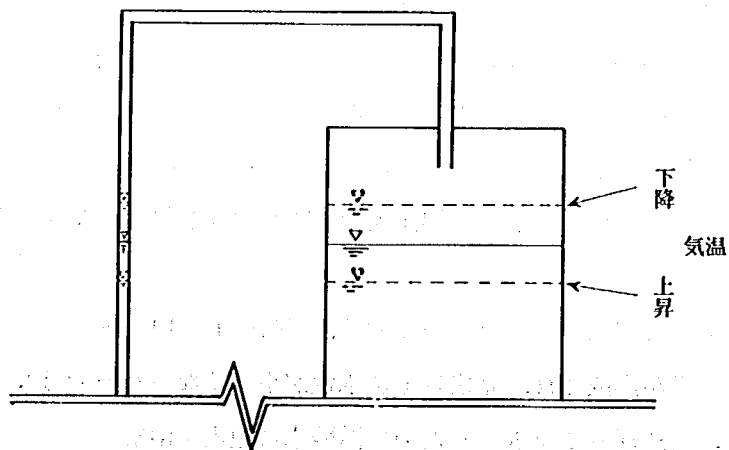


図-6.22 盛土の透水性が小さい場合の気温と給水ピン内水位の関係

象が生じている。注入量が負になるというのは、図-6.22 に示すように、給水ピンの上部と給水ホース内に閉じ込められた空気の体積が、気温の低下に伴い収縮したためだと考える。つまり、気温の変化が注入量の精度に大きな影響を与えるほど盛土の透水性が小さいということである。

一方、累加注入量一時間曲線が気温に影響されなかった試験から求めた盛土の透水係数を表-6.12 に示す。なお、盛土中には当然のことながら地下水位が存在しないので、透水係数 k の算定には式(4.1)を用いた。

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r}{h} \right)^2} + \frac{r}{h} \right] \dots\dots\dots (4.1)$$

また、注入流量 Q を決定するのに用いた累加注入量一時間曲線を図-6.23 に示す。

以上より、今回の試験に用いた給水ピン程度の注入量測定精度では、適用可能な地盤の透水係数の小さい方の限界値は、約 $1.0 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ であると判断できる。

表-6.12 透水試験結果(ブルドーザー転圧ヤード)

試 験 位 置	水温15°Cにおける透水 係数 (cm/s)	備 考
a-3	3.66×10^{-6}	$r=10.0\text{cm}$, $h=25.6\text{cm}$, $Q=1.46 \times 10^{-2} \text{cm}^3/\text{s}$, $T=13.3^\circ\text{C}$
b-1	2.24×10^{-6}	$r=10.05\text{cm}$, $h=25.9\text{cm}$, $Q=8.86 \times 10^{-3} \text{cm}^3/\text{s}$, $T=12.2^\circ\text{C}$
b-2	9.21×10^{-7}	$r=9.95\text{cm}$, $h=26.0\text{cm}$, $Q=3.56 \times 10^{-3} \text{cm}^3/\text{s}$, $T=11.5^\circ\text{C}$

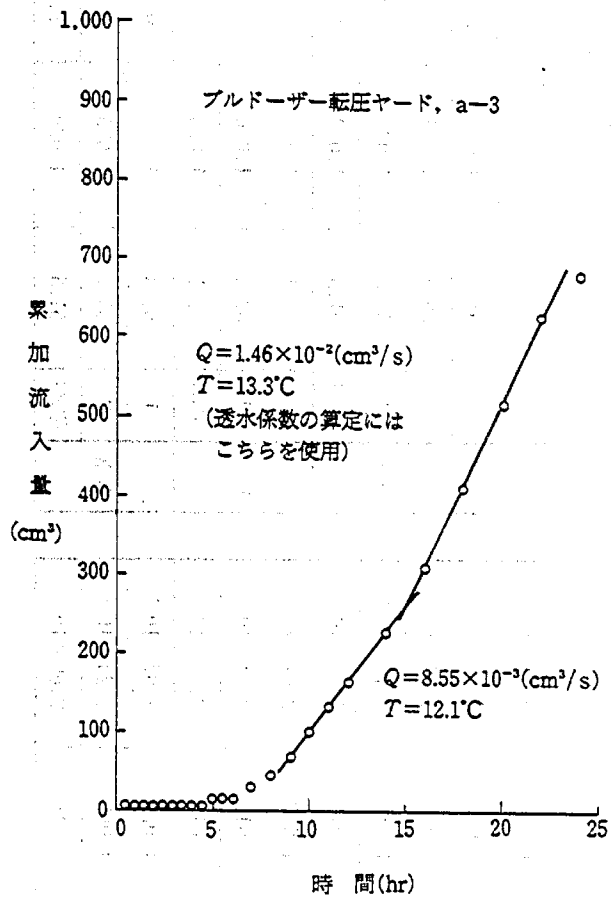
注) T は Q を求める時間内における平均水温を示す。

(2) ネステロフの方法および結合方法の結果

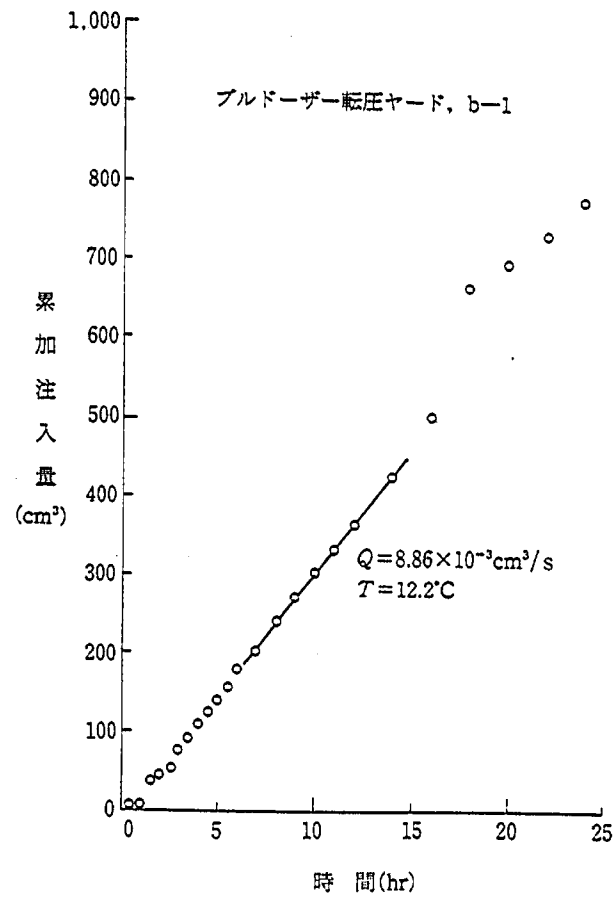
ネステロフの方法は、大小二つの鋼円筒を試験孔底に埋め込み、水を孔底のみから通水するものである。そのため、E-19 法に比べて浸透面積が小さくなる。よって、内外円筒内からの累加注入量と時間の関係は、図-6.21 のように気温に大きく影響され、結果的には透水係数が求められないのではないかと考えたが、果して、実際の結果も上記の考えに従うものとなった。

一方、結合方法においては、小鋼円筒は設置するものの、円筒外の水は試験孔壁からも浸透するので、E-19 法で気温に影響を受けない累加注入量一時間曲線が得られたブルドーザー転圧ヤードの b-1, 2 では、円筒外からの累加注入量一時間曲線は気温に影響されない形で得られるものと考えた。しかし、実際には、全ての試験において気温に影響を受けた形でしか累加注入量一時間曲線が得られなかった。この原因としては以下のことが考えられる。

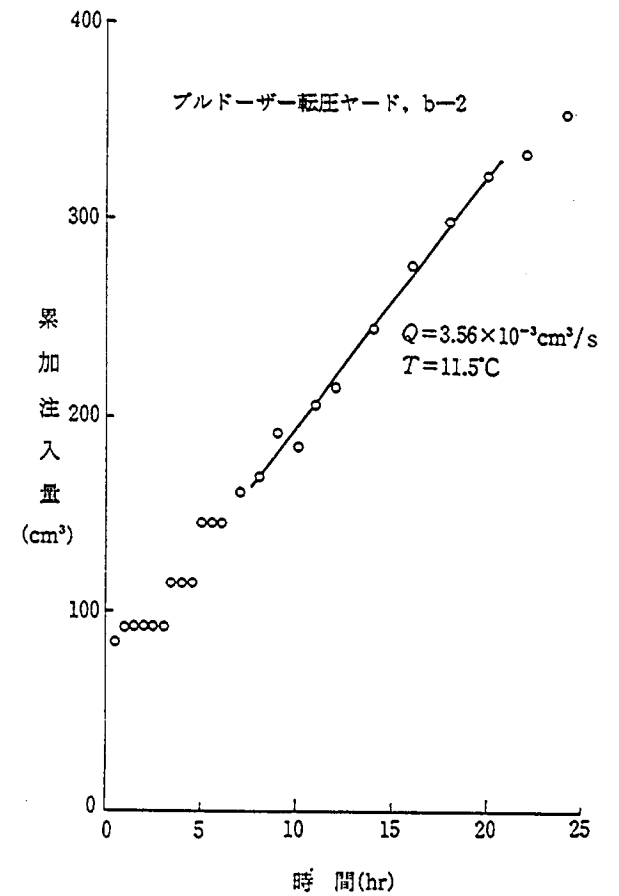
- ① ネステロフの方法や結合方法を行った試験孔では、事前に E-19 法を実施している。そのため、試験孔壁、孔底に泥水の薄膜が形成され、見掛け上透水性が小さくなったのではないか。
- ② これらの試験では、浸透深さ l を求めるために試験水に色素を溶解している。この色素は超微粒子であるとはいうものの通水区間の目詰まりを助長したのではないか。



(a) a-3



(b) b-1



(c) b-2

注) T は Q を求める時間内における平均水温を示す。

図-6.23 累加注入量-時間曲線(ブルドーザー転圧ヤード)

上記の二つの理由のうち、どちらの影響度が大きいかは定かではない。ただ、仮にこれらの注水量を低減させる要因が存在しなかったとしても、盛土の元来の透水係数が小さいうえ、浸透面積も E-19 法に比べてかなり小さいので、小円筒内からの累加注入量—時間曲線は、気温に影響を受け、結果として鉛直方向の透水係数 k_v は求めることはできなかったと考える。

一方、テンシオメーターで測定した盛土の毛管水頭値は、盛土の飽和度が 90% 程度ということもあり、全て 0cmH₂O であった。ただ、ネステロフの方法および結合方法による累加注入量—時間曲線が気温に影響されている以上、毛管水頭値がわかっても鉛直方向の透水係数 k_v は求めることができない。

(3) 不攪乱試料に対する室内変水位透水試験結果

全試験終了後、試験孔近傍から鉛直方向の不攪乱試料を採取し、それに対して室内変水位透水試験を行った。その結果を表-6.13 にまとめて示す。

この表より、ブルドーザー転圧ヤードから採取した不攪乱試料の透水係数は、2 点平均で $1.7 \times 10^{-6} \sim 3.3 \times 10^{-6}$ cm/s、タンピングローラー転圧ヤードでは、 $8.7 \times 10^{-7} \sim 2.5 \times 10^{-6}$ cm/s である。得られる透水係数のばらつきがこの程度であれば、採取の際に試料に亀裂が入ったとは考えにくく、ここで得られた値は転圧ヤードの透水性をかなり精度良く示しているのではないかと考える。このように、ブルドーザー転圧ヤードとタ

表-6.13 不攪乱試料に対する室内変水位透水試験結果

(a) ブルドーザー転圧ヤード

試験位置		試験前含水比 (%)	試験前乾燥密度 (g/cm ³)	水温 15°C における透水係数 (cm/s)
a-1	1	52.3	1.010	2.45×10^{-6}
	2	51.7	1.005	3.11×10^{-6}
	平均	52.0	1.008	2.78×10^{-6}
a-2	1	50.9	1.029	1.96×10^{-6}
	2	51.5	1.008	2.63×10^{-6}
	平均	51.2	1.019	2.30×10^{-6}
a-3	1	51.1	1.023	2.13×10^{-6}
	2	52.0	1.099	3.14×10^{-6}
	平均	51.6	1.061	2.64×10^{-6}
b-1	1	52.2	1.034	1.77×10^{-6}
	2	51.4	1.012	2.18×10^{-6}
	平均	51.8	1.023	1.98×10^{-6}
b-2	1	50.7	1.023	2.67×10^{-6}
	2	51.4	1.015	3.24×10^{-6}
	平均	51.1	1.019	2.96×10^{-6}
b-3	1	51.4	1.020	2.07×10^{-6}
	2	50.8	1.009	3.24×10^{-6}
	平均	51.1	1.015	2.66×10^{-6}

(b) タンピングローラー転圧ヤード

試験位置		試験前含水比 (%)	試験前乾燥密度 (g/cm ³)	水温 15°C における透水係数 (cm/s)
a-1	1	52.1	1.033	9.21×10^{-7}
	2	51.4	1.026	1.42×10^{-6}
	平均	51.8	1.030	1.17×10^{-6}
a-2	1	51.3	1.035	2.46×10^{-6}
	2	52.1	1.018	1.69×10^{-6}
	平均	51.7	1.027	2.08×10^{-6}
a-3	1	50.9	1.036	9.79×10^{-7}
	2	52.2	1.039	8.75×10^{-7}
	平均	51.6	1.038	9.27×10^{-7}
b-1	1	50.9	1.033	1.68×10^{-6}
	2	52.0	1.032	9.62×10^{-7}
	平均	51.5	1.033	1.32×10^{-6}
b-2	1	51.4	1.024	2.13×10^{-6}
	2	52.8	1.026	9.86×10^{-7}
	平均	52.1	1.025	1.56×10^{-6}
b-3	1	52.3	1.032	9.20×10^{-7}
	2	50.7	1.025	2.44×10^{-6}
	平均	51.5	1.029	1.68×10^{-6}

ンピングローラー転圧ヤードにおける透水係数には、前述の密度と同様に大きな差異が見られないため、転圧機種の優越性を見い出すことができない。しかし、長沼ダムの盛土材、特に粘性土はかなり大きい土塊を含んでいるので、それを破碎し均質に締固めることを考えれば、車輪にフートが取り付けられているタンピングローラーの方がかなり有利だといえる。

(4) 総合解析

今回の透水試験の主目的は、E-19法とネステロフの方法、あるいは結合方法を実施することで、原位置試験により盛土の水平・鉛直方向の透水係数を求めることであった。しかし、(2)でも示したように、粘性土転圧ヤードではネステロフの方法および結合方法がうまくいかず、原位置より鉛直方向の透水係数を求めることができなかった。そこでここでは、原位置試験の精度の検討を行うために実施した、鉛直方向不攪乱試料に対する室内透水試験結果を盛土の鉛直方向の透水係数 k_v とみなすことにした。そして、この k_v と E-19法の結果を式(5.13)に代入し水平方向の透水係数 k_h を求めた。

$$k_h = \frac{Q}{2\pi h^2} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{mh}{r} \right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r}{mh} \right)^2} + \frac{1}{mh} \right\} \dots\dots\dots (5.13)$$

$$m = \sqrt{k_h/k_v}$$

なお、式(5.13)は k_h に対して陰関数となるので、Newton法を用いて解いた。このようにして求めた盛土の k_h 、 k_v を表-6.14に示す。この表をみると、ブルドーザー転圧ヤードのa-3、b-1周辺の盛土の透水性には異方性がほとんどなく、b-2周辺でやや鉛直方向の透水性が大きくなっているようである。原位置試験の精度、鉛直方向透水係数として室内試験結果を採用したこと、あるいは筆者らが提案した試験法の精度等を考慮して総合的に判断すると、ブルドーザー転圧ヤードの透水性の異方性はあまり大きくないといえる。

表-6.14 盛土の k_h と k_v (ブルドーザー転圧ヤード)

試験位置	水平方向 透水係数 k_h (cm/s)	鉛直方向 透水係数 k_v (cm/s)	k_h/k_v
a-3	4.31×10^{-6}	2.64×10^{-6}	1.63
b-1	2.40×10^{-6}	1.98×10^{-6}	1.21
b-2	4.28×10^{-7}	2.96×10^{-6}	0.14

注) ●透水係数は、水温15°Cでの値である。
●鉛直方向透水係数として、不攪乱試料に対する試験より求めた値を使用した。

6.6 砂質土の場合の試験結果

6.6.1 密度試験結果

砂質土盛土(タイヤローラー転圧および振動ローラー転圧)の造成時、各層転圧後(砂置換法は3、5層のみ)に実施した密度結果を表-6.15にまとめて示す。また、得られた結果のうち乾燥密度の各層平均値を図化したものを図-6.24に示す。これらの図表から、タイヤローラー転圧ヤードも、振動ローラー転圧ヤードも、各層の乾燥密度のばらつきが少なく造成されていることがわかる。タイヤローラー転圧ヤードと振動ロー

ラー転圧ヤードを比較すると前者の方がやや高い密度が得られているようである。

また、図-6.25に RI 法と砂置換法で得られた乾燥密度の比較を示す。この図をみると、砂質土転圧ヤードでは、盛土含水比が RI の機種種の適用範囲を越えていた粘性土転圧ヤードに比べて、砂置換法で得られた乾燥密度と RI 法で得られた値には、かなり高い相関があることがわかる。

表-6.15 密度試験結果
(a) タイヤローラー転圧ヤード

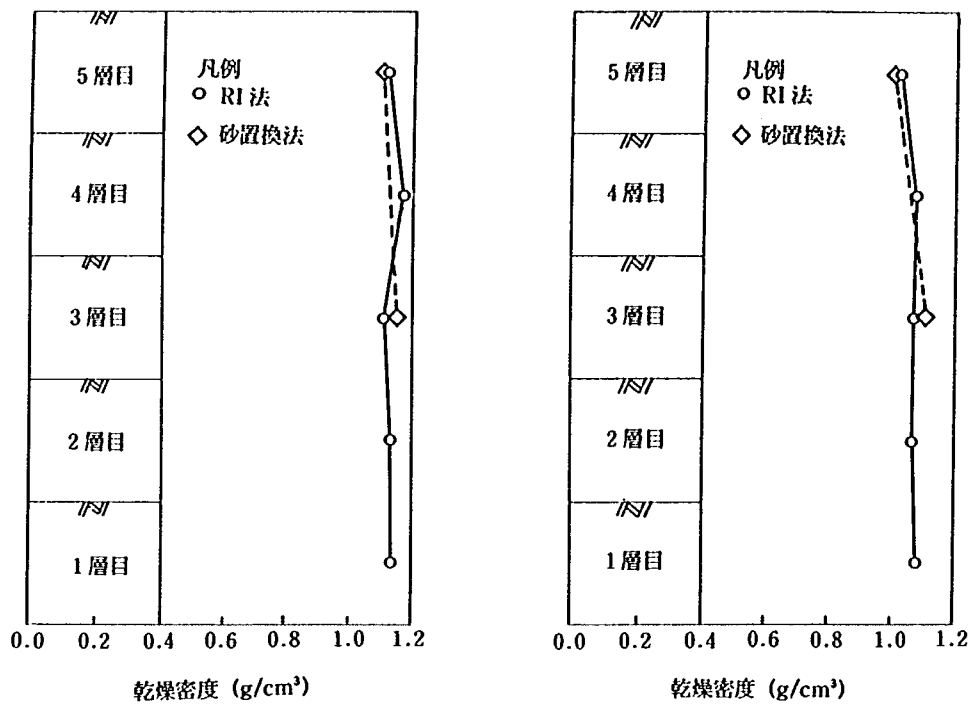
層数	試験法 測定位置	R I 法			砂 置 換 法		
		湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)
1 層目	D-1	1.576	1.160	35.92			
	D-2	1.554	1.118	38.97			
	D-3	1.570	1.124	39.77			
	平 均	1.567	1.134	38.22			
2 層目	D-1	1.566	1.139	37.50			
	D-2	1.522	1.119	36.00			
	D-3	1.529	1.129	35.36			
	平 均	1.539	1.129	36.29			
3 層目	D-1	1.505	1.101	36.74	1.551	1.120	38.5
	D-2	1.518	1.114	36.31	1.595	1.149	38.8
	D-3	1.543	1.118	38.06	1.643	1.181	39.1
	平 均	1.522	1.111	37.04	1.596	1.150	38.8
4 層目	D-1	1.596	1.178	34.83			
	D-2	1.585	1.158	36.82			
	D-3	1.609	1.177	36.71			
	平 均	1.597	1.171	36.12			
5 層目	a-1	1.471	1.097	33.82	1.434	1.047	36.9
	a-2	1.526	1.110	37.48	1.586	1.169	35.7
	a-3	1.550	1.140	36.01	1.520	1.104	37.7
	b-1	1.504	1.103	36.37	1.578	1.130	38.7
	b-2	1.528	1.139	34.15	1.577	1.158	36.2
	b-3	1.542	1.135	35.87	1.477	1.088	37.5
	平 均	1.520	1.121	35.62	1.529	1.116	37.1

注) * RI 法については、各観測点とも直角4方向の測定を行い、その平均値を記載している。

表-6.15 密度試験結果
(b) 振動ローラー転圧ヤード

層 数	試験法	R I 法			砂 置 換 法		
	測定位置 測定項目	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)
1 層目	D-1	1.445	1.059	36.39			
	D-2	1.488	1.097	35.60			
	D-3	1.485	1.090	36.32			
	平 均	1.473	1.082	36.10			
2 層目	D-1	1.522	1.069	42.43			
	D-2	1.500	1.053	42.53			
	D-3	1.501	1.085	38.38			
	平 均	1.508	1.069	41.11			
3 層目	D-1	1.543	1.088	41.81	1.618	1.094	47.9
	D-2	1.523	1.070	42.30	1.584	1.079	46.8
	D-3	1.486	1.060	40.18	1.665	1.165	42.9
	平 均	1.517	1.073	41.43	1.622	1.113	45.9
4 層目	D-1	1.516	1.088	39.33			
	D-2	1.528	1.091	39.93			
	D-3	1.491	1.046	42.58			
	平 均	1.512	1.075	40.61			
5 層目	a-1	1.440	0.997	44.45	1.500	1.026	46.2
	a-2	1.480	1.039	42.46	1.502	1.011	48.5
	a-3	1.448	1.011	43.15	1.535	1.035	48.4
	b-1	1.535	1.087	41.31	1.454	0.984	47.7
	b-2	1.439	1.004	43.22	1.480	0.977	51.5
	b-3	1.462	1.013	44.34	1.554	1.064	46.1
	平 均	1.467	1.025	43.16	1.504	1.016	48.1

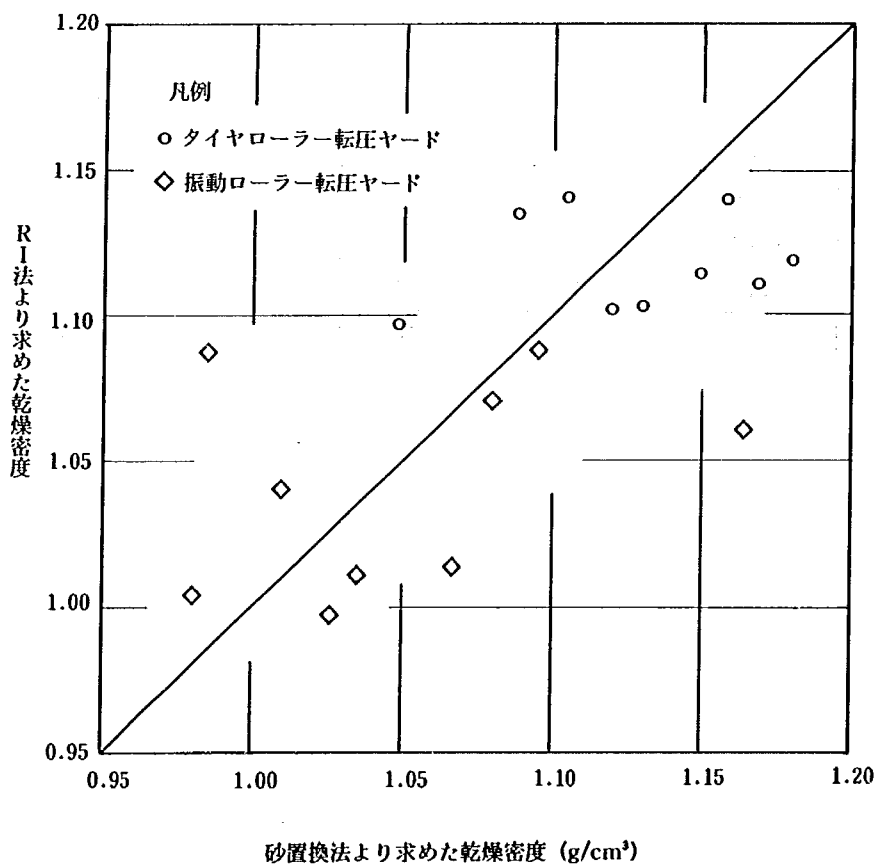
注) * RI 法については、各観測点とも直角 4 方向の測定を行い、その平均値を記載している。



(a) タイヤローラー転圧ヤード

(b) 振動ローラー転圧ヤード

図一6.24 各層の乾燥密度の平均値



図一6.25 RI法と砂置換法の比較

6.6.2 室内試験結果

砂質土盛土試験ヤードの各層材料撒き出し後に採取した試料（攪乱）に対して行った室内試験結果の一覧を表-6.16 に示すとともに、砂質土の代表的な粒度分布を図-6.26 に示す。

これらの図表から以下のことがいえる。

長沼ダムの砂質土は、日本統一分類でいけば粗粒土にあたるが、 $74\mu\text{m}$ 以下のシルト・粘土分も 40% 程度含んでいる。また、我が国のロックフィルダムの土質材料の代表的な粒度分布と比較しても、やや細かい材料であることがわかる。

なお、日本統一分類法では、粒度分布の良否を以下の基準により判別することになっている³⁹⁾。

$U_c \geq 10$, $1 < U_c' \leq \sqrt{U_c}$: 粒度が良い

$U_c < 10$: 均等粒度, 粒度が悪い

$U_c \geq 10$, $U_c' \leq 1$ または $U_c' > \sqrt{U_c}$: 階段粒度, 粒度が悪い

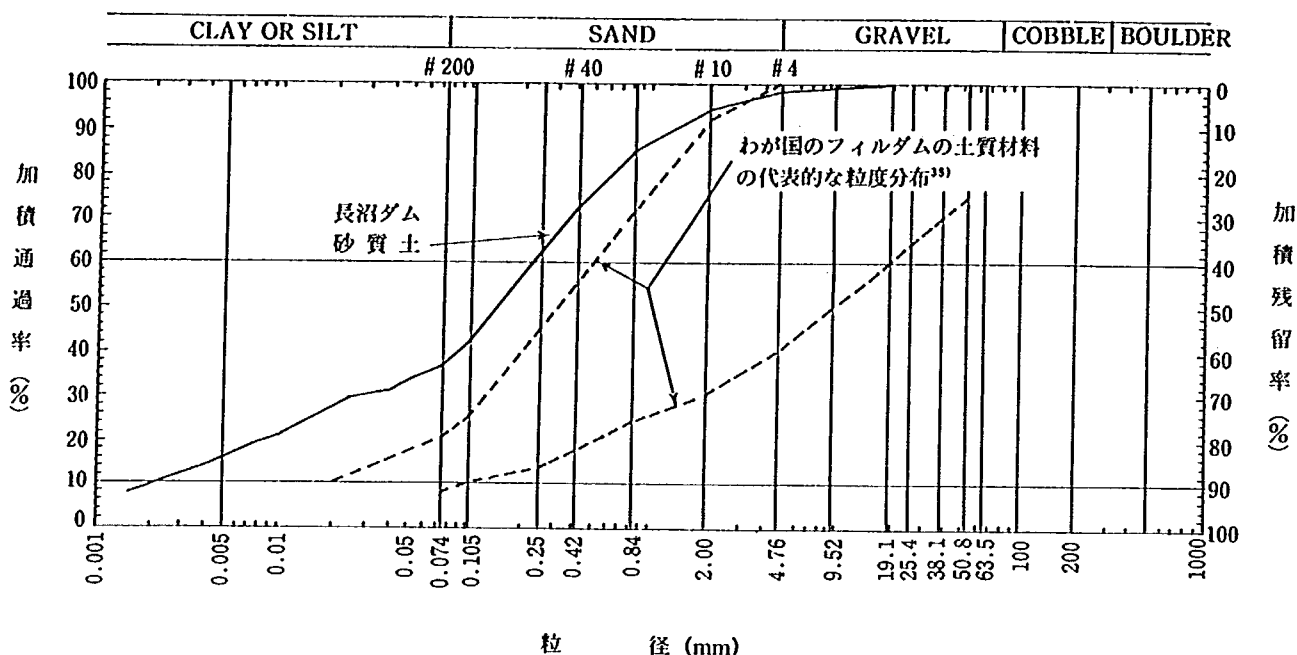
表-6.16 室内試験結果一覧
(a) タイヤローラー転圧ヤード

層		1		2		3		4		5		平均
試料採取地点		S-1	S-2	S-1	S-2	S-1	S-2	S-1	S-2	S-1	S-2	
粒度特性	礫分(2000 μm 以上)(%)	6	8	6	3	8	6	12	6	6	18	8
	砂分(74~2000 μm)(%)	57	46	57	60	47	48	51	57	57	41	52
	シルト分(5~74 μm)(%)	21	32	21	23	33	35	21	21	21	28	26
	粘土分(5 μm 以下)(%)	16	14	16	14	12	11	16	16	16	13	14
	最大粒径(mm)	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4
	均等係数 U_c (%)	108.7	59.1	107.9	85.2	73.1	48.3	95.8	112.2	93.9	117.8	93.2
	曲率係数 U_c' (%)	1.2	4.3	1.1	1.4	2.3	3.7	1.2	1.1	1.4	1.5	1.9
日本統一土質分類		SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM
土粒子の比重 G_s		2.368	2.418	2.372	2.439	2.359	2.359	2.415	2.442	2.437	2.405	2.404
自然含水比 w_n (%)		37.6	37.1	38.4	39.3	37.3	39.1	38.3	39.3	37.1	37.4	38.1
締固め特性	締固め仕事量	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c
	最適含水比 w_{op} (%)	35.0 32.0	36.0 33.5	36.0 32.5	35.5 32.5	34.5 30.0	32.5 31.5	31.5 30.5	36.0 33.5	33.5 29.0	33.5 31.0	34.5 31.6
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (t/m ³)	1.166 1.216	1.184 1.231	1.169 1.198	1.151 1.226	1.164 1.220	1.199 1.237	1.222 1.243	1.273 1.230	1.191 1.234	1.186 1.212	1.181 1.225

(b) 振動ローラー転圧ヤード

層		1		2		3		4		5		平均
試料採取地点		S-1	S-2	S-1	S-2	S-1	S-2	S-1	S-2	S-1	S-2	
粒度特性	礫分(2000 μm 以上)(%)	6	10	6	14	14	11	6	12	8	6	9
	砂分(74~2000 μm)(%)	50	57	56	51	49	52	57	51	54	56	53
	シルト分(5~74 μm)(%)	31	23	23	24	21	23	22	22	23	23	24
	粘土分(5 μm 以下)(%)	13	10	15	11	16	14	15	15	15	15	14
	最大粒径(mm)	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4
	均等係数 U_c (%)	60.9	46.2	94.8	92.5	108.3	91.6	141.7	84.0	84.6	100.0	90.8
	曲率係数 U_c' (%)	2.8	2.6	1.5	1.3	1.1	1.0	0.9	1.3	1.4	2.0	1.6
日本統一土質分類		SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM
土粒子の比重 G_s		2.420	2.420	2.433	2.463	2.402	2.417	2.412	2.427	2.400	2.401	2.420
自然含水比 w_n (%)		46.2	47.3	47.5	48.0	47.6	48.2	47.0	48.3	48.4	48.0	47.7
締固め特性	締固め仕事量	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c	1E _c 2E _c
	最適含水比 w_{op} (%)	41.7 34.0	36.5 31.3	40.5 36.5	35.5 31.5	41.0 34.5	37.0 31.0	40.0 35.0	37.7 31.5	39.2 38.0	38.8 32.5	38.8 37.3
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (t/m ³)	1.140 1.197	1.140 1.179	1.122 1.146	1.137 1.164	1.122 1.152	1.142 1.178	1.143 1.154	1.120 1.168	1.138 1.142	1.122 1.167	1.133 1.165

注*) 表6-10の注*)参照。



図—6.26 砂質土の代表的な粒度分布
(タイヤローラー転圧ヤード, 1層目, S-1)

上記の基準に従うと、長沼ダムの砂質土は、かなり粒度が良い材料である。

また、自然含水比と締固め特性から次のことがいえる。まず、粒度特性、土粒子の比重は、両試験ヤード材料でほとんど差異がないにもかかわらず、自然含水比や締固め特性にはかなりの差異が見られる。これは、土取場の地質が深さ方向にかなり変化していることに起因していると考えられる。さらに、タイヤローラー転圧ヤード材料では自然含水比と最適含水比の差があまりないのに対して、振動ローラー転圧ヤード材料ではかなりの差がある。このことが、(1)の現場密度試験において、タイヤローラー転圧ヤードの乾燥密度が振動ローラー転圧ヤードのそれよりも少し大きくなった原因ではないかと考える。ただ、粘性土の場合と同様に、室内締固め試験から得られる最大乾燥密度は、他ダムの土質材料のそれに比べるとかなり小さい(表—6.11 参照)が、タイヤローラー転圧ヤードでは、室内試験の最大乾燥密度に近い状態にまで締固められている。

6.6.3 透水試験結果

(1) E-19法の結果

長沼ダムの砂質土盛土において実施した E-19 法の結果を表—6.17 にまとめて示す。また、各試験孔からの定常流量 Q を求めるための累加注入量—時間曲線を図—6.27, 6.28 に示す。

得られた透水係数をみると、タイヤローラー転圧ヤードにおけるそれに、ややばらつきがあるものの、砂質土ヤードの透水係数は、 $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ の範囲内にあることがわかる。タイヤローラー転圧ヤードにおいて、透水係数にややばらつきがみられたのは、写真—6.12 に示すように、岩塊が転圧されても破碎されずに残存していたためだと思われる。なお、振動ローラー転圧ヤードでも岩塊が残存することはあったが、タイヤローラーのように表面部の岩塊までが残存するということがなかった。

また、砂質土ヤードの透水係数が $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ の範囲にあったために、累加注入量—時間曲

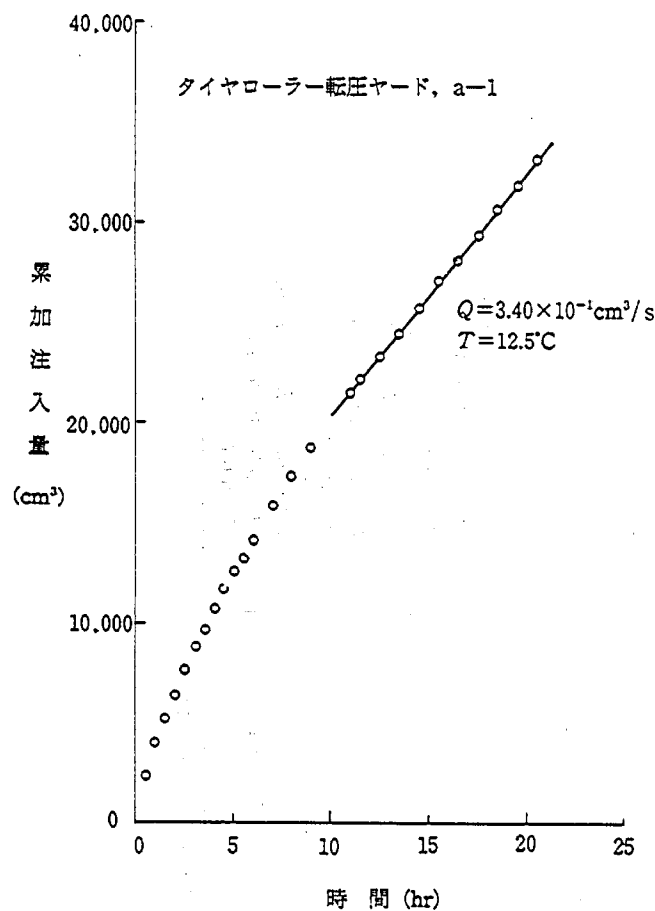
表-6.17 透水試験結果
(a) タイヤローラー転圧ヤード

試 験 位 置	水温15°Cにおける 透水係数 (cm/s)	備 考
a-1	9.42×10^{-5}	$r=10.15\text{cm}$, $h=23.9\text{cm}$, $Q=3.40 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=12.5^\circ\text{C}$
a-2	6.85×10^{-6}	$r=10.1\text{cm}$, $h=22.6\text{cm}$, $Q=2.20 \times 10^{-2}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=11.0^\circ\text{C}$
a-3	2.87×10^{-5}	$r=10.0\text{cm}$, $h=24.0\text{cm}$, $Q=9.64 \times 10^{-2}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=10.2^\circ\text{C}$
b-1	6.67×10^{-5}	$r=10.05\text{cm}$, $h=24.9\text{cm}$, $Q=2.36 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=10.2^\circ\text{C}$
b-2	5.75×10^{-5}	$r=10.05\text{cm}$, $h=24.3\text{cm}$, $Q=1.99 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=10.5^\circ\text{C}$
b-3	2.44×10^{-5}	$r=10.05\text{cm}$, $h=26.4\text{cm}$, $Q=9.83 \times 10^{-2}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=12.0^\circ\text{C}$

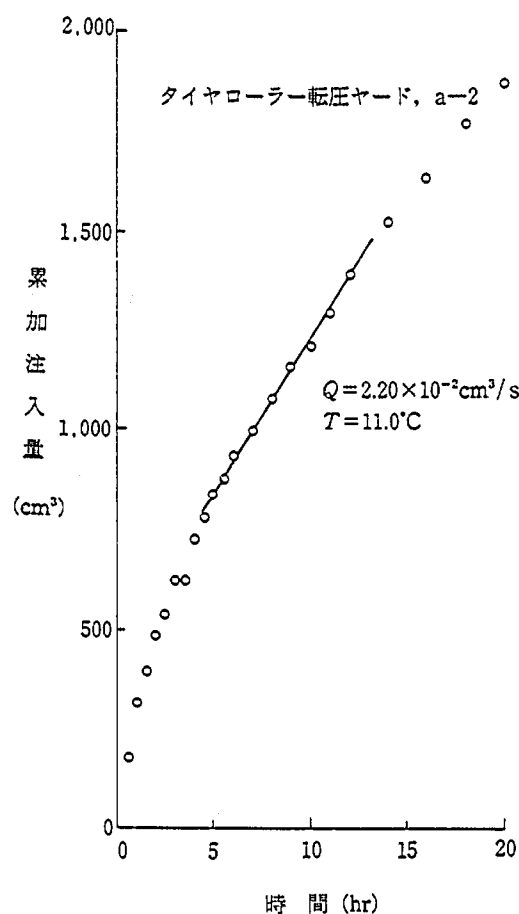
(b) 振動ローラー転圧ヤード

試 験 位 置	水温15°Cにおける 透水係数 (cm/s)	備 考
a-1	3.74×10^{-5}	$r=9.85\text{cm}$, $h=27.1\text{cm}$, $Q=1.23 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=9.6^\circ\text{C}$
a-2	2.34×10^{-5}	$r=10.0\text{cm}$, $h=28.0\text{cm}$, $Q=9.41 \times 10^{-2}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=9.3^\circ\text{C}$
a-3	4.85×10^{-5}	$r=10.1\text{cm}$, $h=26.7\text{cm}$, $Q=1.81 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=8.8^\circ\text{C}$
b-1	6.02×10^{-5}	$r=9.95\text{cm}$, $h=29.4\text{cm}$, $Q=2.53 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=8.7^\circ\text{C}$
b-2	3.63×10^{-5}	$r=9.95\text{cm}$, $h=25.7\text{cm}$, $Q=1.34 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=10.5^\circ\text{C}$
b-3	4.82×10^{-5}	$r=10.0\text{cm}$, $h=26.7\text{cm}$, $Q=1.80 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=9.0^\circ\text{C}$

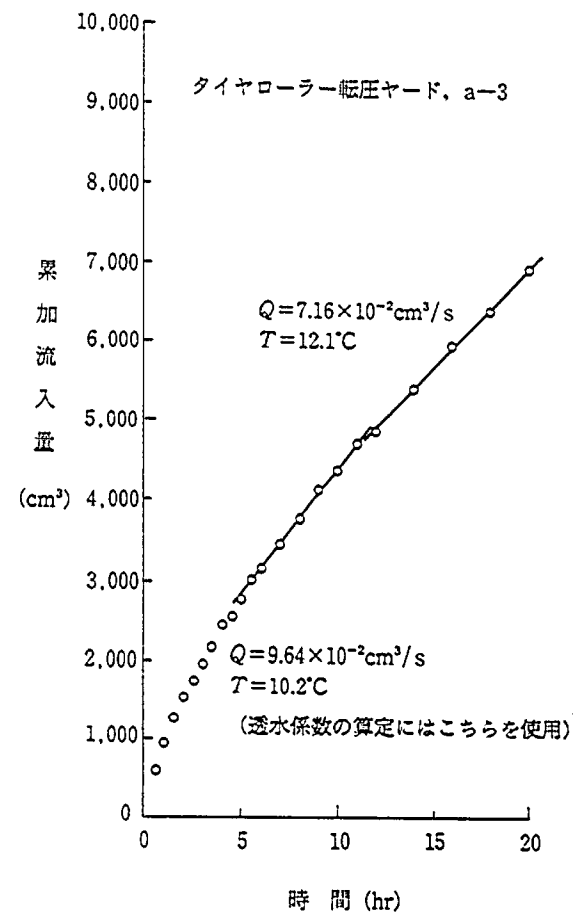
注) T は Q を求める時間内における平均水温を示す。



(a) a-1



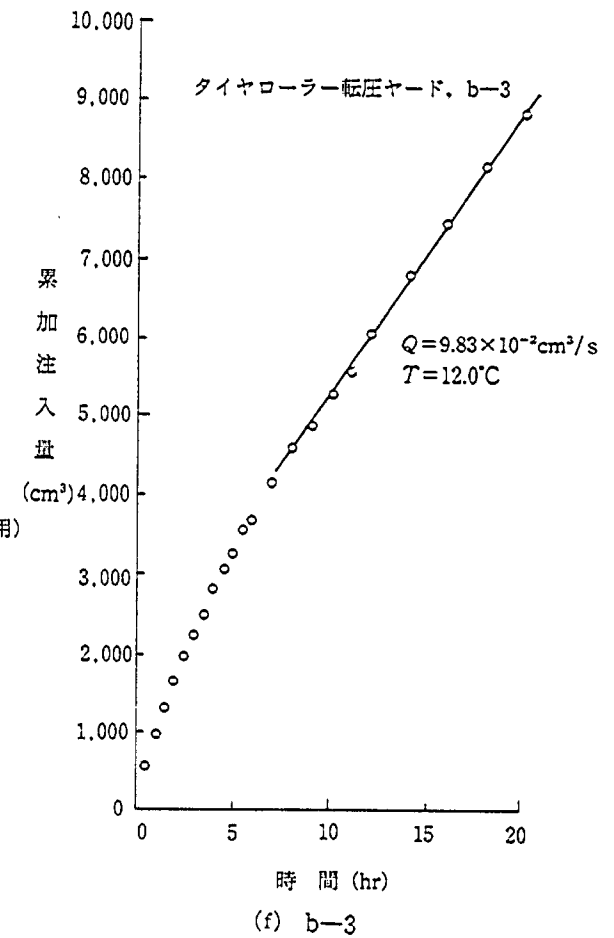
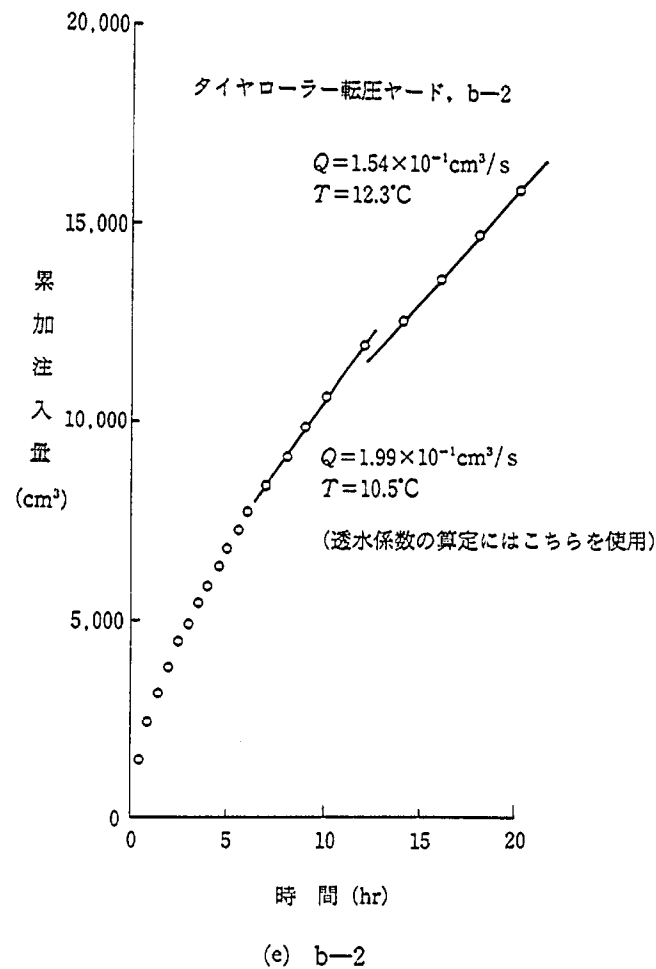
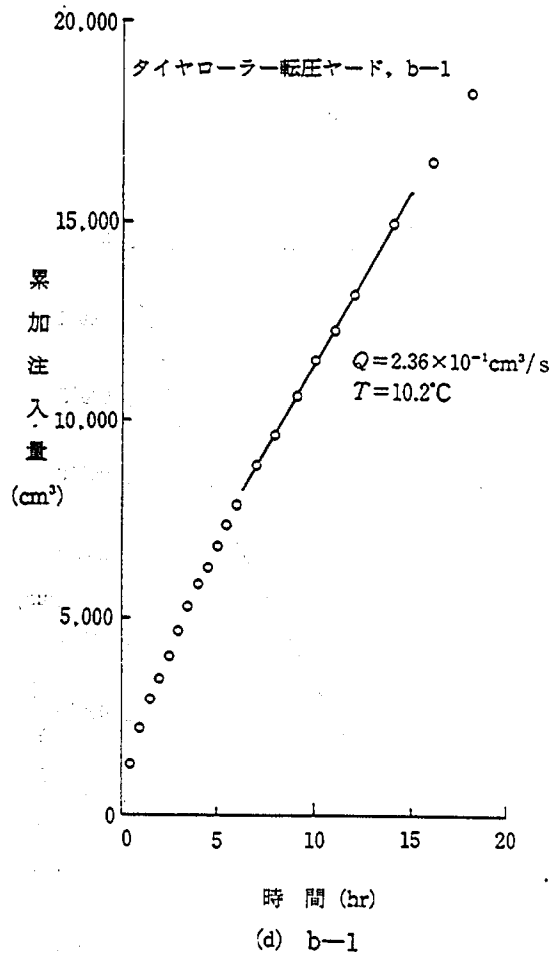
(b) a-2



(c) a-3

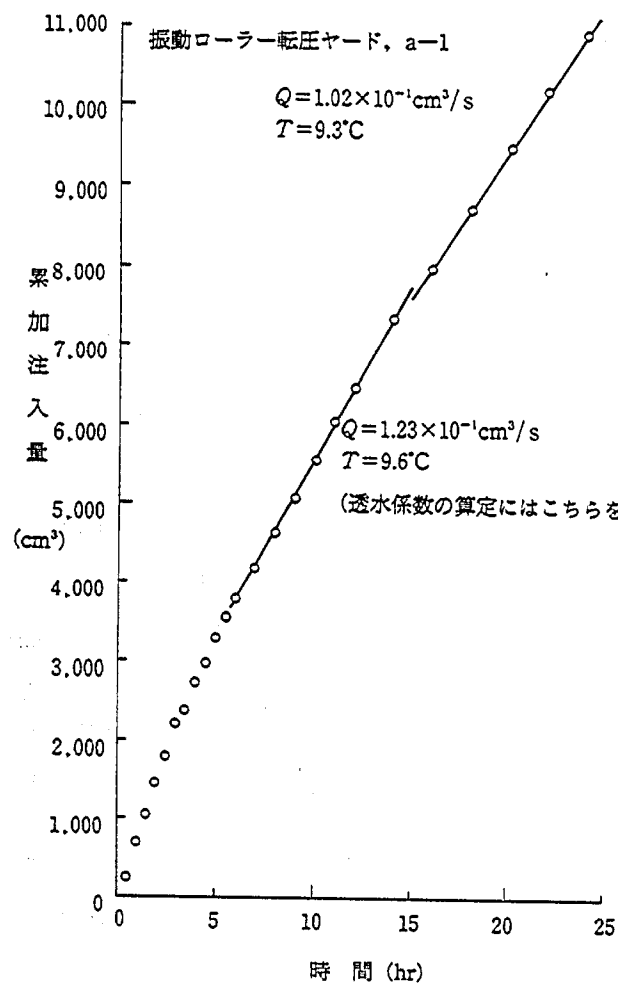
注) T は Q を求める時間内における平均水温を示す。

図-6.27 累加注入量—時間曲線(タイヤローラー転圧ヤード)

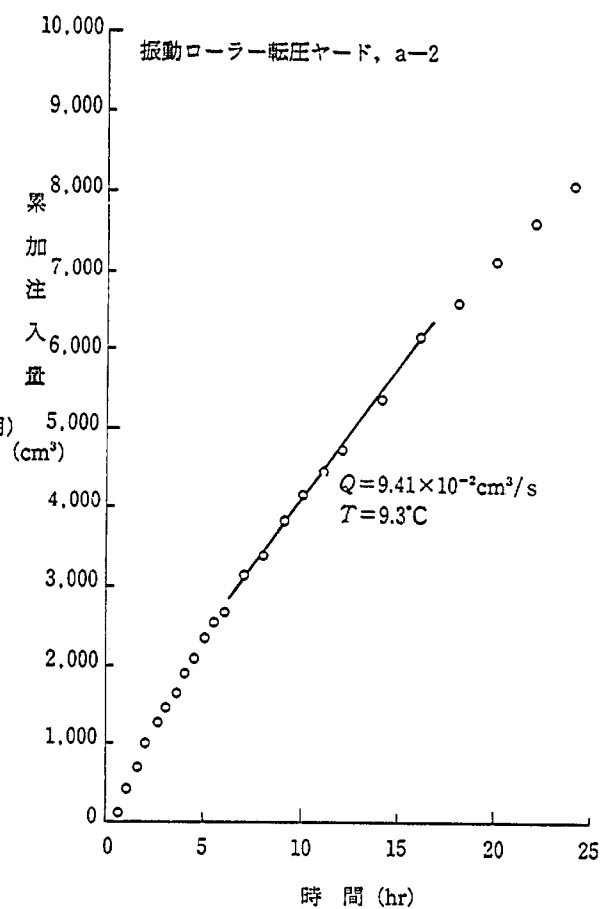


注) T は Q を求める時間内における平均水温を示す。

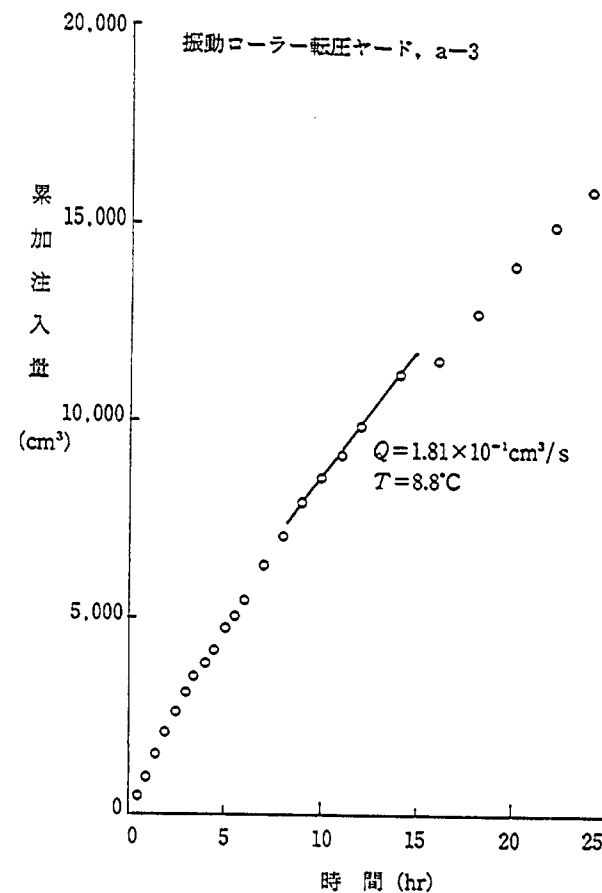
図-6.27 累加注入量—時間曲線 (タイヤローラー転圧ヤード)



(a) a-1



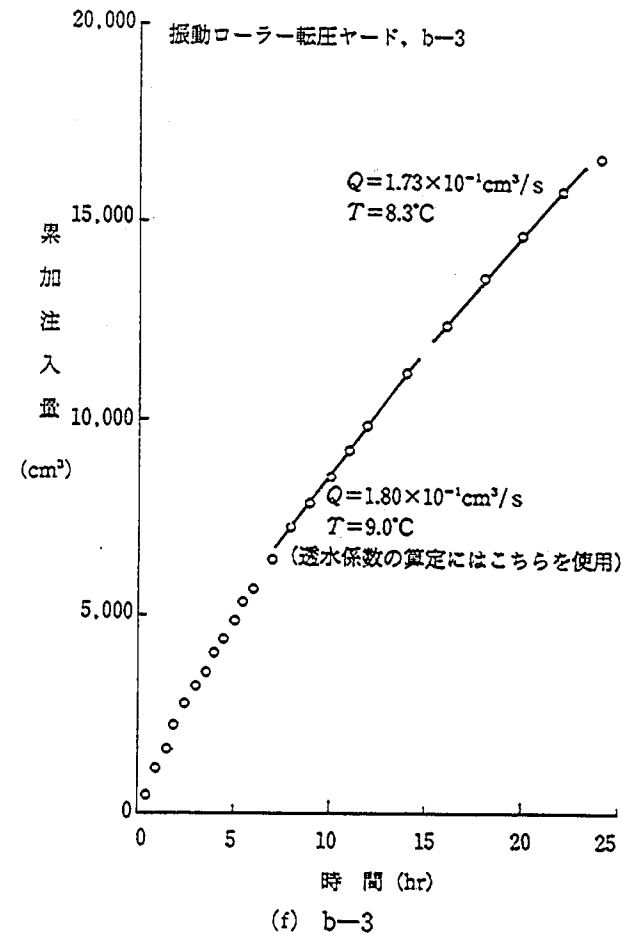
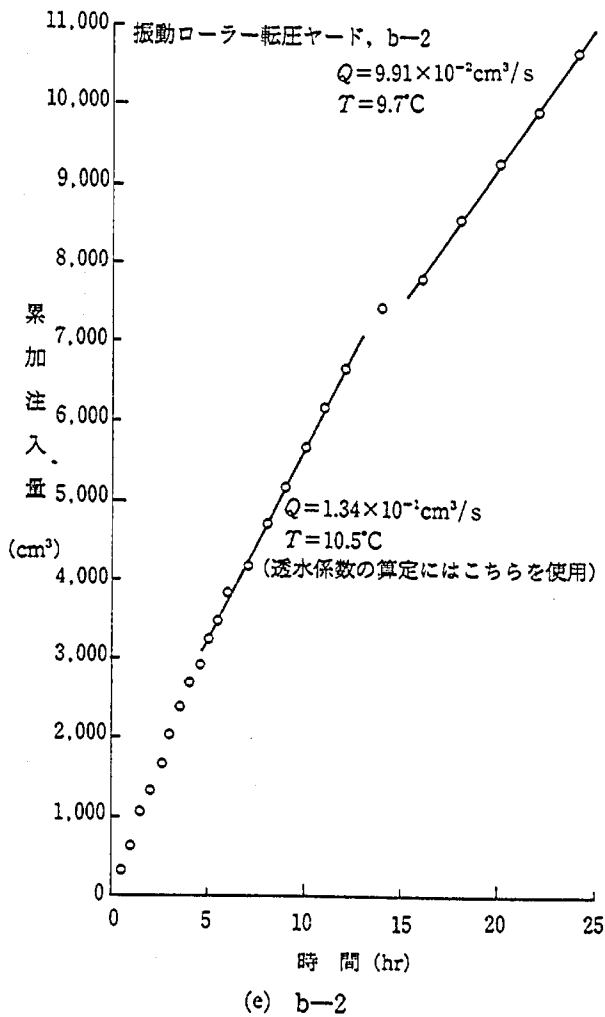
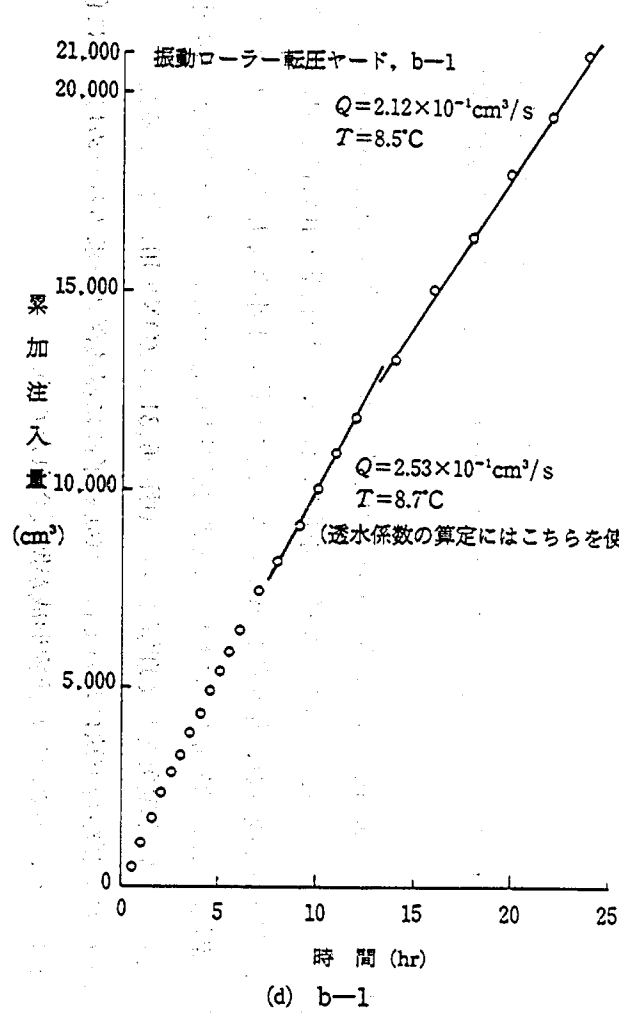
(b) a-2



(c) a-3

注) T は Q を求める時間内における平均水温を示す。

図-6.28 累加注入量—時間曲線 (振動ローラー転圧ヤード)



注) T は Q を求める時間内における平均水温を示す。

図-6.28 累加注入量—時間曲線 (振動ローラー転圧ヤード)



写真-6.12 未破碎岩塊残存状況（タイヤローラー転圧ヤード）

線が気温に影響されるようなことはなかった（図-6.27, 6.28 参照）。

(2) ネステロフの方法および結合方法の結果

ネステロフの方法における内側円筒からの流量 Q_1 および結合方法における円筒内からの流量 Q_1 をもとに求めた砂質土盛土の鉛直方向透水係数 k_v を表-6.18 に示す。また、 k_v を求める際に必要となる盛土の毛管水頭値 h_c をテンシオメーターで測定した結果を表-6.19 に示す。さらに、定常時注入流量 Q_1 を決定するための累加注入量—時間曲線を図-6.29, 6.30 に示す。なお、 k_v の算定には式 (5.16) を用いた。

$$k_v = \frac{Q_1 \cdot l}{A(h + l + h_c)} \dots\dots\dots (5.16)$$

表-6.18 から明らかなように、 Q_1 を求めるための累加注入量—時間曲線のうち約半分が気温に影響を受けたものとなり、結果的に Q_1 を求めることができなかった。一方、E-19 法では、全ての試験において、累加注入量—時間曲線が気温に影響されず、定常時流量 Q を求めることができた。これらの原因としては、以下のことが考えられる。

- ① E-19 法に比べて、 k_v を求めるためのネステロフの方法あるいは結合方法の通水断面積が小さくなったにもかかわらず、E-19 法と同じ給水ピンを使用して試験を行ったので給水量の測定精度が相対的に落ちたため。
- ② E-19 法の実施後、同じ試験孔を用いてネステロフの方法あるいは結合方法を実施する。たとえ試験水として水道水を使用しようとも、このような長時間通水に伴い、試験孔壁・孔底に水中の浮遊物が付着することにより、薄膜が形成され、結果的に盛土の透水性を見掛け上小さくしてしまったため。この現象は、E-19 法の累加注入量—時間曲線において、試験孔周辺の飽和が完了した後の曲線の勾配が、時間経過とともに緩くなっていく現象として理解できる（図-6.31 の ZONE III に対応する）。
- ③ ネステロフの方法および結合方法においては、試験終了後に浸透深さを求めるために、水に色素を溶解してある。これにより、②で示した薄膜形成が助長されたため。

表一6.18 原位置試験より求めた鉛直方向透水係数

(a) タイヤローラー転圧ヤード

試 験 位 置	水温15°Cにおける鉛直方向透水係数 (cm/s)	備 考
a-1	1.01×10^{-5}	$r=5.0\text{cm}$, $A=78.54\text{cm}^2$, $h=29.0\text{cm}$, $l=6.5\text{cm}$, $Q_1=6.41 \times 10^{-3}\text{cm}^3/\text{s}$, $h_c=26.5\text{cm}$, $T=9.2^\circ\text{C}$
b-1	5.34×10^{-5}	$r=5.0\text{cm}$, $A=78.54\text{cm}^2$, $h=26.8\text{cm}$, $l=12.0\text{cm}$, $Q_1=1.84 \times 10^{-2}\text{cm}^3/\text{s}$, $h_c=26.5\text{cm}$, $T=7.4^\circ\text{C}$

(b) 振動ローラー転圧ヤード

試 験 位 置	水温15°Cにおける鉛直方向透水係数 (cm/s)	備 考
a-2	2.26×10^{-6}	$r=5.0\text{cm}$, $A=78.54\text{cm}^2$, $h=27.5\text{cm}$, $l=4.5\text{cm}$, $Q_1=2.26 \times 10^{-3}\text{cm}^3/\text{s}$, $h_c=35.0\text{cm}$, $T=9.5^\circ\text{C}$
b-1	1.19×10^{-5}	$r=5.0\text{cm}$, $A=78.54\text{cm}^2$, $h=28.7\text{cm}$, $l=6.5\text{cm}$, $Q_1=8.55 \times 10^{-3}\text{cm}^3/\text{s}$, $h_c=35.0\text{cm}$, $T=9.2^\circ\text{C}$
b-3	1.96×10^{-6}	$r=5.0\text{cm}$, $A=78.54\text{cm}^2$, $h=27.1\text{cm}$, $l=3.0\text{cm}$, $Q_1=2.85 \times 10^{-3}\text{cm}^3/\text{s}$, $h_c=35.0\text{cm}$, $T=9.3^\circ\text{C}$

注) T は Q_1 を求める時間内における平均水温を示す。

表一6.19 毛管水頭値

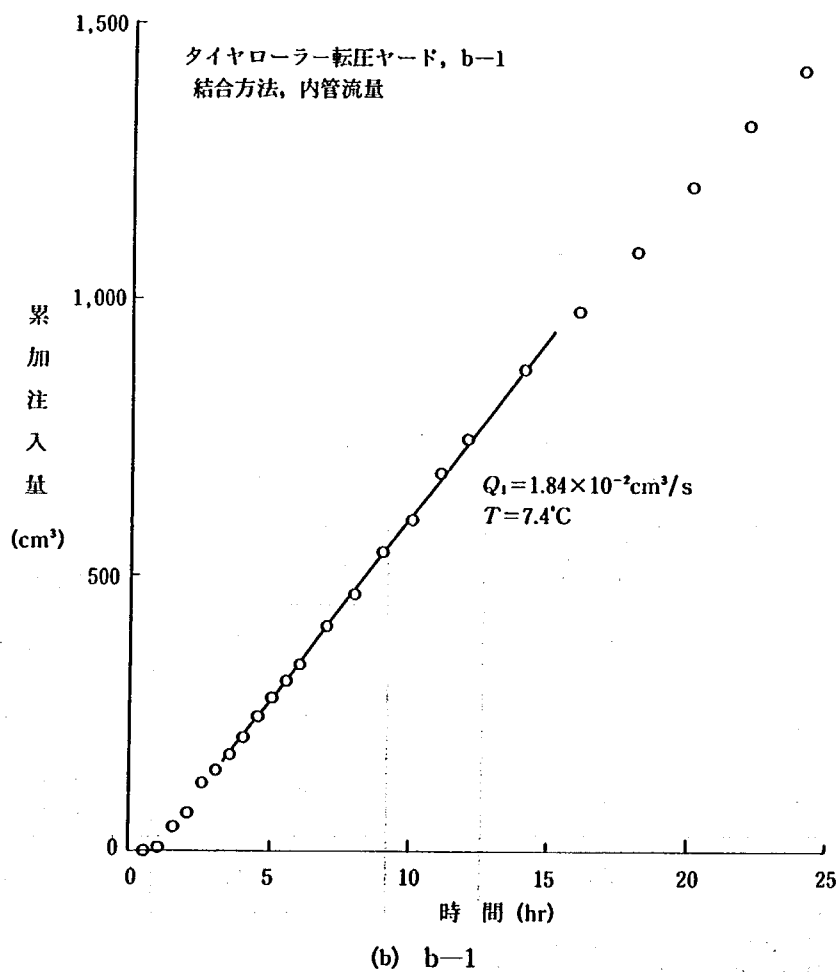
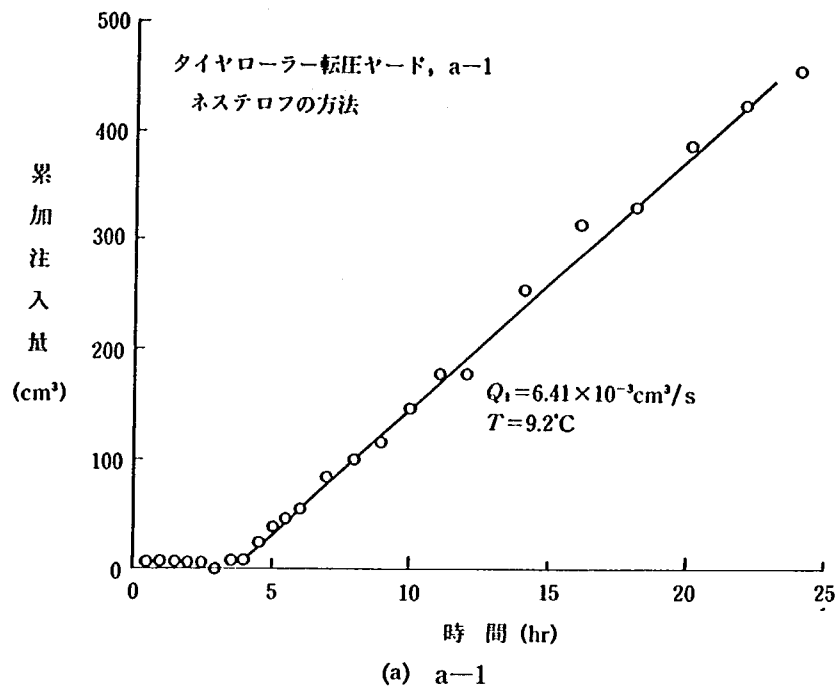
(a) タイヤローラー転圧ヤード

試 験 位 置	毛管水頭値 (cmH ₂ O)
T-1	55.0 ^{*)}
T-2	26.0
T-3	27.0
平 均	26.5

(b) 振動ローラー転圧ヤード

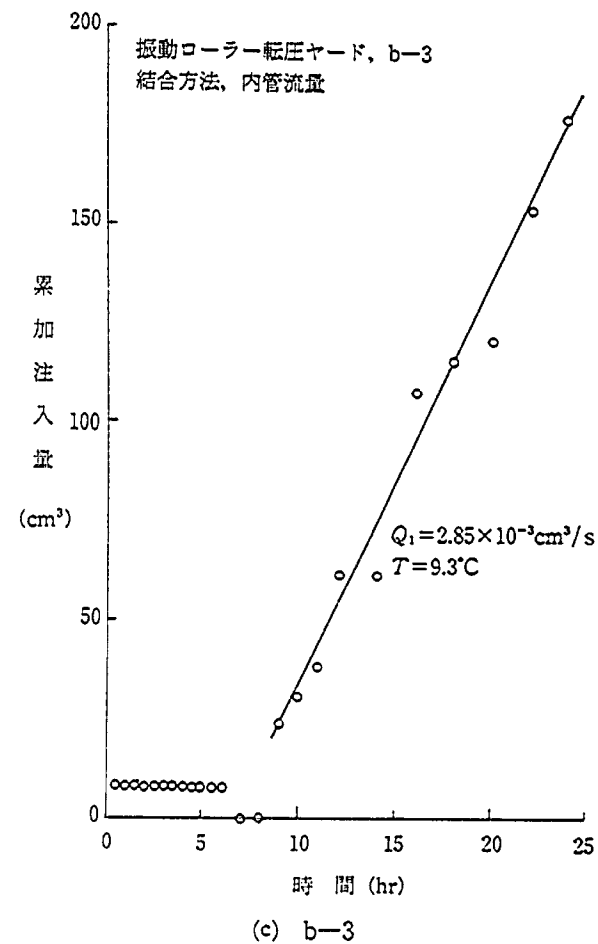
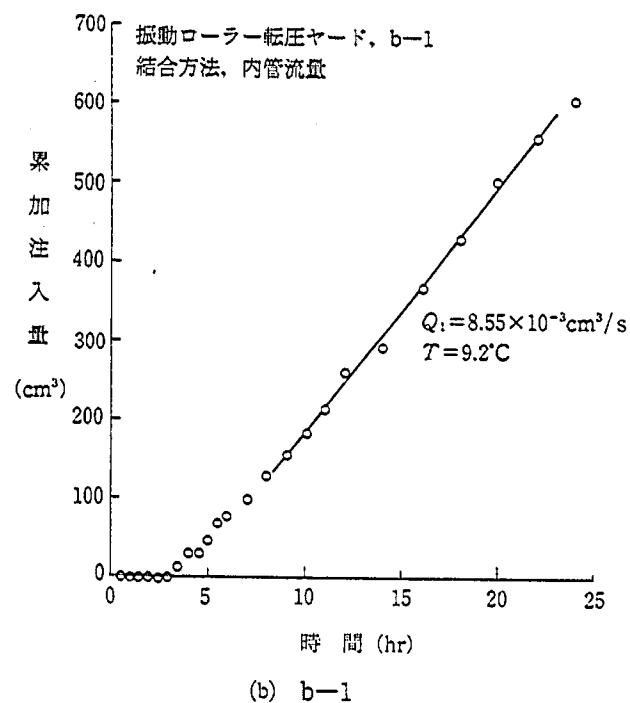
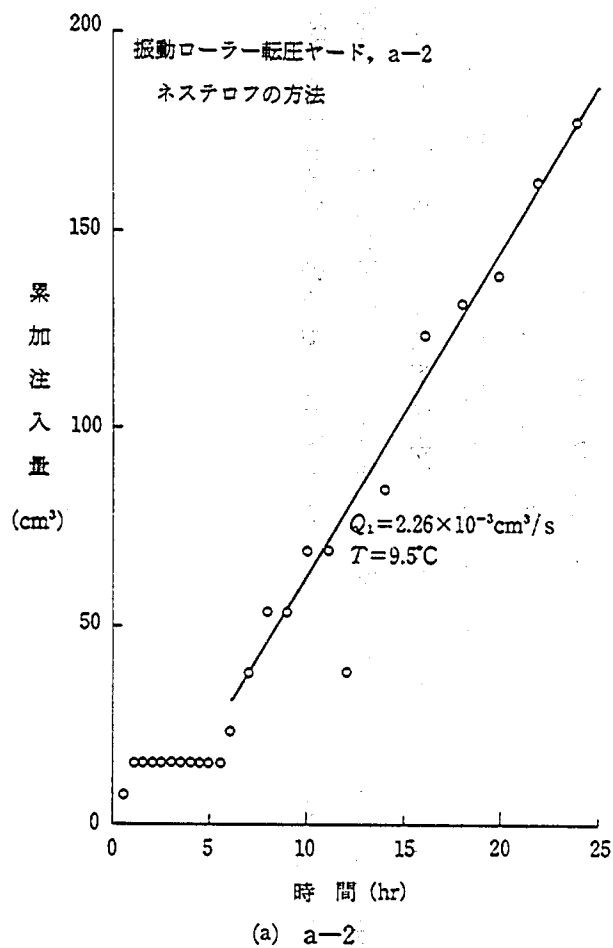
試 験 位 置	毛管水頭値 (cmH ₂ O)
T-1	37.0
T-2	33.0
T-3	測定値が時間とともに単調増加
平 均	35.0

注) ^{*)} 他の値に比較してかなり大きな値となっているため、平均値を求める際には除外した。



注) T は Q_1 を求める時間内における平均水温を示す。

図-6.29 Q_1 を求めるための累加注入量-時間曲線
(タイヤローラー転圧ヤード)



注) T は Q_i を求める時間内における平均水温を示す。

図—6.30 Q_i を求めるための累加注入量—時間曲線(振動ローラー転圧ヤード)

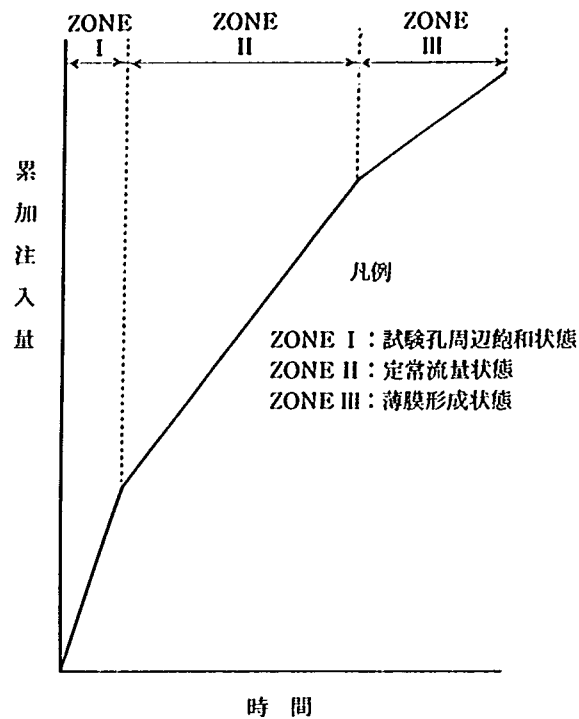


図-6.31 E-19法の累加注入量-時間曲線の例

以上の要因のうち、どの要因の影響が強いのか（特に②と③）については、(4)の総合解析の項で検討する。

また、毛管水頭値については、密度もやや低く、含水比も高い振動ローラー転圧ヤードの方が大きくなっている。両ヤードの材料が全く同じとすると、これは一般にいわれているとは逆の現象である。しかし、テンシオメーターの受感部設置周辺の状況がわからないうえ、長沼ダムの築堤材料が均一性に乏しいことを考慮すると、得られた値を信用する以外にない。

一方、結合方法における鋼円筒内外からの流量の和 $Q_1 + Q_2$ を E-19 法の透水係数算定式に代入して求めた透水係数を表-6.20 に示す。また、 $Q_1 + Q_2$ を決定するための鋼円筒内外からの累加注入量-時間曲線を図-6.32, 6.33 に示す。

いま、E-19 法により求めた透水係数 k_{E-19} と結合方法の $Q_1 + Q_2$ から求めた透水係数 k_{com} を比較したものを図-6.34 に示す。この図をみると、 $k_{E-19} \approx 1.5 \sim 2.0 k_{com}$ で、E-19 法より得た透水係数の方が若干ではあるが大きいようである。この二つの試験において、結合方法では孔内に鋼円筒を設置していることを除いて、通常の E-19 法と全く同じである。それにもかかわらず図-6.34 のような差異が生じたのは、 Q_1 を求める累加注入量-時間曲線が気温の影響を受けた原因として挙げた泥水あるいは色素水による薄膜形成によると考える。なお、どちらの影響が大きいのかについては、 Q_1 の場合と同様に(4)総合解析において検討することにする。

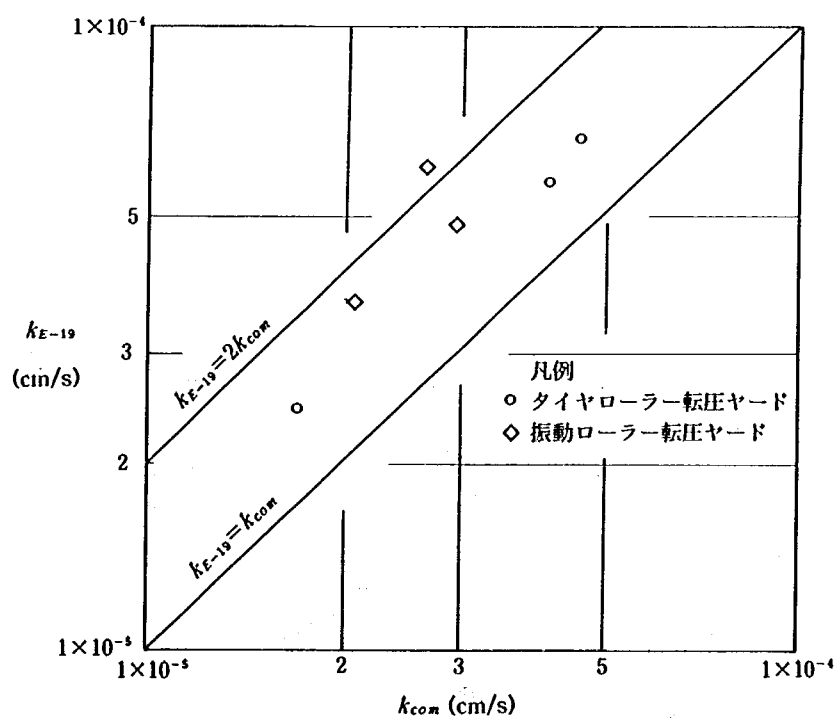
表—6.20 結合方法における鋼門筒内外流量から求めた透水係数

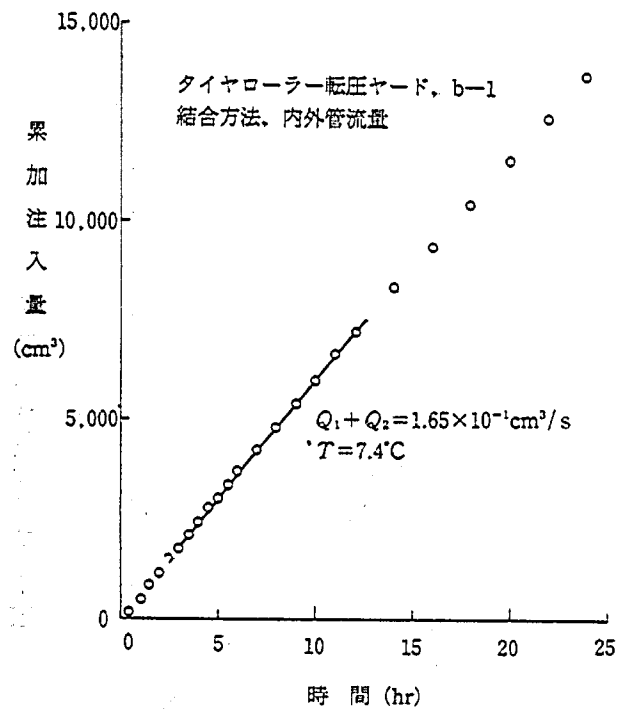
(a) タイヤローラー転圧ヤード

試 験 位 置	水温15°Cにおける 透水係数 (cm/s)	備 考
b-1	4.60×10^{-5}	$r=10.05\text{cm}$, $h=26.8\text{cm}$, $Q_1+Q_2=1.65 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=7.4^\circ\text{C}$
b-2	4.13×10^{-5}	$r=10.05\text{cm}$, $h=25.7\text{cm}$, $Q_1+Q_2=1.44 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=8.3^\circ\text{C}$
b-3	1.70×10^{-5}	$r=10.05\text{cm}$, $h=27.5\text{cm}$, $Q_1+Q_2=6.40 \times 10^{-2}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=7.8^\circ\text{C}$

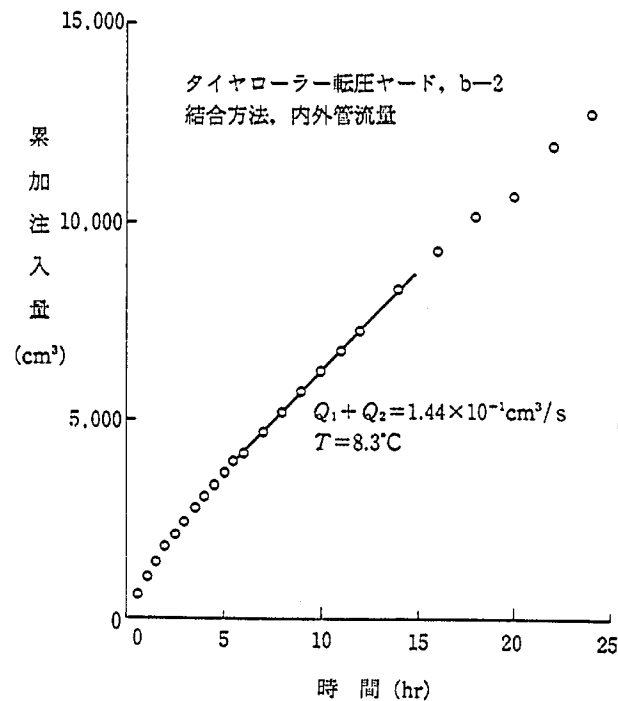
(b) 振動ローラー転圧ヤード

試 験 位 置	水温15°Cにおける 透水係数 (cm/s)	備 考
b-1	2.65×10^{-5}	$r=9.95\text{cm}$, $h=28.7\text{cm}$, $Q_1+Q_2=1.08 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=8.8^\circ\text{C}$
b-2	2.07×10^{-5}	$r=9.95\text{cm}$, $h=27.5\text{cm}$, $Q_1+Q_2=7.91 \times 10^{-2}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=8.6^\circ\text{C}$
b-3	2.97×10^{-5}	$r=10.0\text{cm}$, $h=27.1\text{cm}$, $Q_1+Q_2=1.11 \times 10^{-1}\text{cm}^3/\text{s}$, $T=8.4^\circ\text{C}$

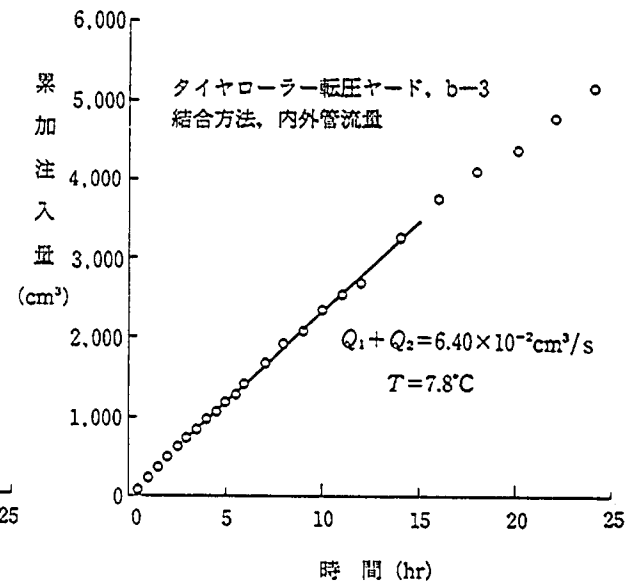
注) T は Q_1+Q_2 を求める時間内における平均水温を示す。図—6.34 k_{E-19} と k_{com} の比較



(a) b-1



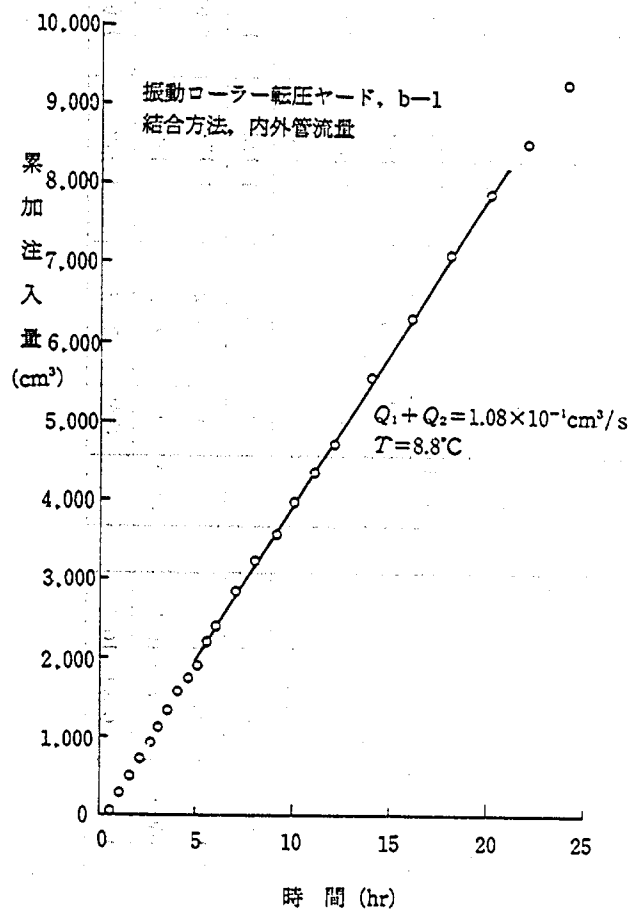
(b) b-2



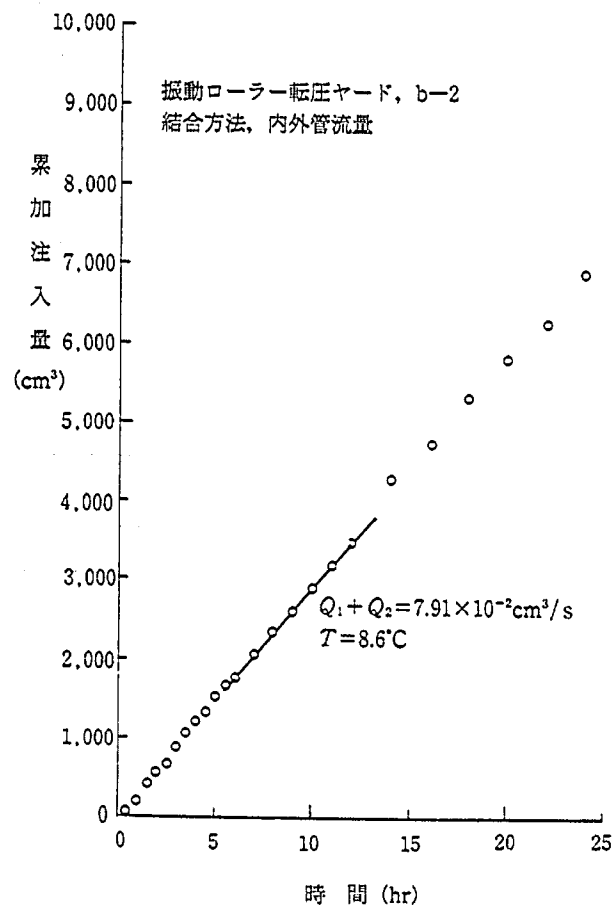
(c) b-3

注) T は $Q_1 + Q_2$ を求める時間内における平均水温を示す。

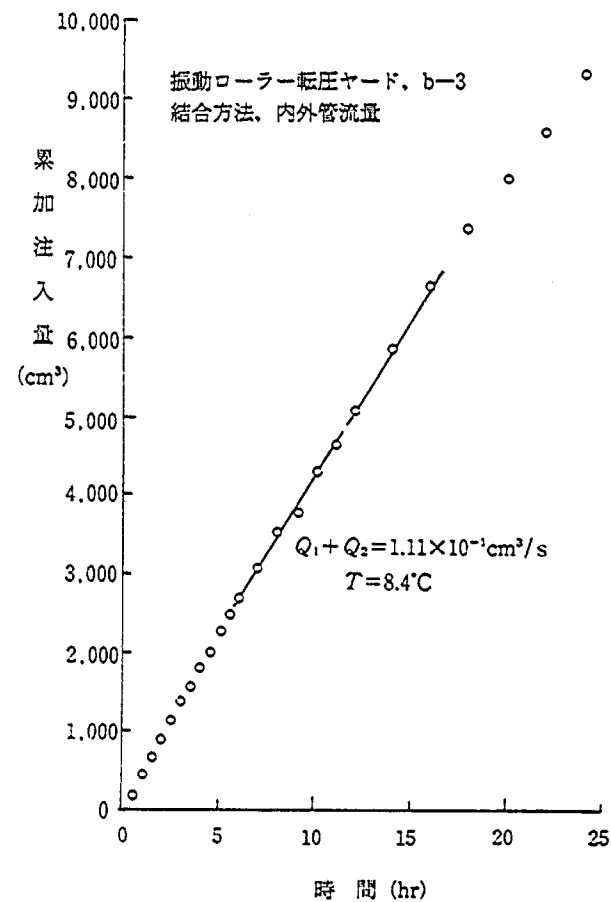
図-6.32 $Q_1 + Q_2$ を求めるための累加注入量—時間曲線(タイヤローラー転圧ヤード, 結合方法)



(a) b-1



(b) b-2



(c) b-3

注) T は $Q_1 + Q_2$ を求める時間内における平均水温を示す。

図-6.33 $Q_1 + Q_2$ を求めるための累加注入量-時間曲線 (振動ローラー転圧ヤード、結合方法)

(3) 不攪乱試料に対する室内変水位透水試験結果

試験孔近傍から採取した鉛直方向の不攪乱試料に対して実施した室内変水位透水試験結果を表-6.21に示す。

この表より、タイヤローラー転圧ヤードの不攪乱試料から求めた鉛直方向の透水係数は、2点平均で $6.7 \times 10^{-6} \sim 1.4 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 、振動ローラー転圧ヤードで、 $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.8 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ とかなりばらつきは小さい。ここでは特に、岩塊の破碎状況が良くなかったタイヤローラー転圧ヤードでのばらつきが小さかったことが注目に値する。これは、不攪乱試料 (ϕ 約 100mm $\times$ H 約 200 mm) を極力岩塊が少ないところから採取してきたことに起因すると考える。

また、原位置透水試験から求めた k_v と不攪乱試料に対する室内透水試験から求めた k_v の比較を図-6.35に示す。この図をみると、原位置試験から求めた k_v は室内試験から求めた k_v に比較して、かなりばらつきが大きいことがわかる。この原因としては、原位置試験では泥水、色素水の影響で試験孔壁、孔底に薄膜が形成されたり、原位置試験の試験孔は、ある程度の大きさの岩塊が存在してもそのまま掘削し続けてしまったこと等が考えられる。なお、総合的な判断は、(4)の総合解析に譲る。

表-6.21 不攪乱試料に対する室内変水位透水試験結果

(a) タイヤローラー転圧ヤード

試験位置		試験前含水比(%)	試験前乾燥密度(g/cm^3)	水温15°Cにおける透水係数(cm/s)
a-1	1	36.4	1.180	8.09×10^{-6}
	2	38.1	1.140	8.81×10^{-6}
	平均	37.3	1.160	8.45×10^{-6}
a-2	1	37.5	1.215	6.94×10^{-6}
	2	36.7	1.188	8.58×10^{-6}
	平均	37.1	1.202	7.76×10^{-6}
a-3	1	35.9	1.193	6.06×10^{-6}
	2	37.7	1.137	7.46×10^{-6}
	平均	36.8	1.165	6.76×10^{-6}
b-1	1	37.0	1.193	8.77×10^{-6}
	2	35.8	1.177	1.76×10^{-5}
	平均	36.4	1.185	1.32×10^{-5}
b-2	1	37.1	1.195	8.04×10^{-6}
	2	35.9	1.180	9.83×10^{-6}
	平均	36.5	1.188	8.94×10^{-6}
b-3	1	36.7	1.158	8.01×10^{-6}
	2	38.2	1.169	5.77×10^{-6}
	平均	37.5	1.164	6.89×10^{-6}

(b) 振動ローラー転圧ヤード

試験位置		試験前含水比(%)	試験前乾燥密度(g/cm^3)	水温15°Cにおける透水係数(cm/s)
a-1	1	37.8	1.179	2.41×10^{-5}
	2	39.2	1.144	1.03×10^{-5}
	平均	38.5	1.162	1.72×10^{-5}
a-2	1	35.8	1.169	1.85×10^{-5}
	2	36.4	1.183	9.42×10^{-6}
	平均	36.1	1.176	1.40×10^{-5}
a-3	1	38.1	1.169	9.03×10^{-6}
	2	36.1	1.155	1.46×10^{-5}
	平均	37.1	1.162	1.18×10^{-5}
b-1	1	36.9	1.179	9.22×10^{-6}
	2	38.0	1.146	2.08×10^{-5}
	平均	37.5	1.163	1.50×10^{-5}
b-2	1	35.2	1.166	2.02×10^{-5}
	2	36.6	1.186	1.02×10^{-5}
	平均	35.9	1.176	1.52×10^{-5}
b-3	1	37.2	1.171	8.64×10^{-6}
	2	35.3	1.172	1.26×10^{-5}
	平均	36.3	1.172	1.06×10^{-5}

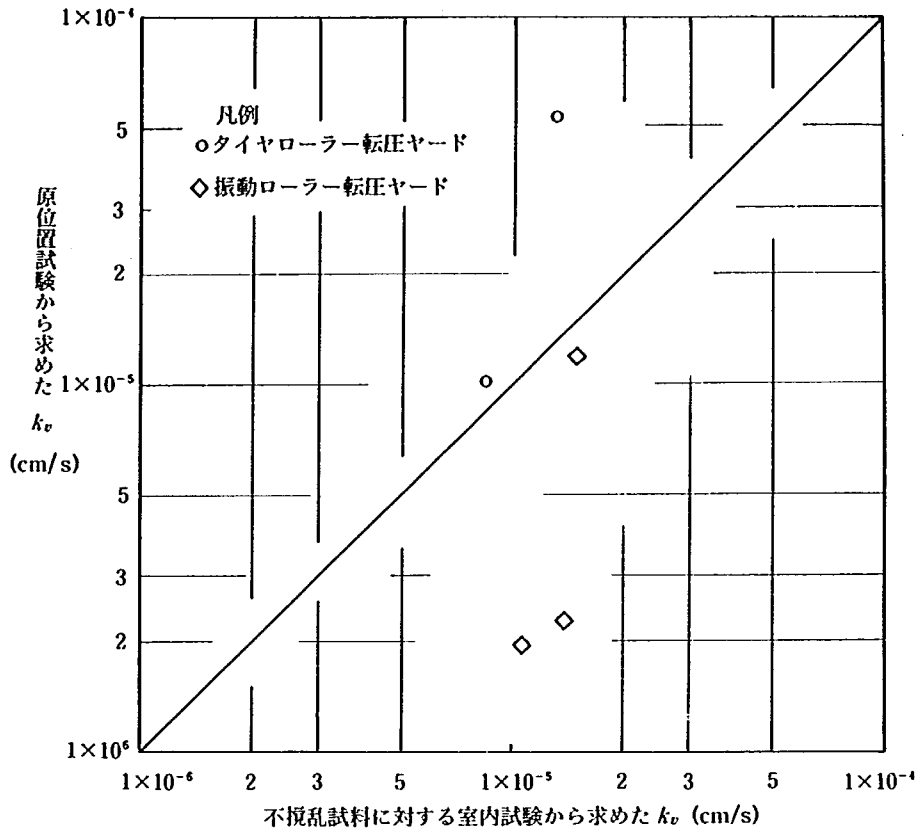


図-6.35 原位置試験より求めた k_v と不攪乱試料に対する室内試験から求めた k_v の比較

(4) 総合解析

ここでは、(1)～(3)の透水試験結果をもとに砂質土盛土の水平方向および鉛直方向の透水係数を求め、その結果に対して若干の考察を加える。

まず、原位置試験のみから求めた盛土の水平方向および鉛直方向の透水係数を表-6.22 に示す。また、鉛直方向の透水係数として不攪乱試料に対する室内試験結果を採用して求めた水平方向および鉛直方向の透水係数を表-6.23 に示す。これらの表から以下のことがいえる。

- ① 原位置試験のみから求めた k_h/k_v には、タイヤローラーおよび振動ローラー転圧ヤードともかなりのばらつきがみられる。

また、試験地点 b では、E-19 法の結果を利用した場合と、結合方法の結果のみを利用した場合とでは、前者の場合の k_h/k_v の方が大きい。これは、(2)の図-6.34 にも示したように $k_{E-19} > k_{com}$ となったのと同じ原因による。

- ② 鉛直方向の透水係数として、不攪乱試料から求めた値を採用した場合の k_h/k_v の値は、①の場合とは少し異なった傾向を示す。つまり、タイヤローラー転圧ヤードにおいては、①の場合と同様に k_h/k_v は、試験位置ごとにかかなりのばらつきがある。一方、振動ローラー転圧においては、①の場合とは異なり、 k_h/k_v の値のばらつきは少なく、かつあまり大きい値ではない。

- ③ 同位置での試験について、①の場合の k_h/k_v と②の場合のそれを比較すると次のことがわかる。つまり、タイヤローラー転圧ヤードの a-1 と振動ローラー転圧ヤードの b-1 では①と②の k_h/k_v はほぼ同

表一6.22 水平方向および鉛直方向の透水係数（原位置試験のみ）

(a) タイヤローラー転圧ヤード

試験位置	水平方向 透水係数 k_h (cm/s)	鉛直方向 透水係数 k_v (cm/s)	k_h/k_v
a-1	2.21×10^{-4}	1.01×10^{-5}	21.88
b-1	7.48×10^{-5}	5.34×10^{-5}	1.40
	4.25×10^{-5}		0.80

(b) 振動ローラー転圧ヤード

試験位置	水平方向 透水係数 k_h (cm/s)	鉛直方向 透水係数 k_v (cm/s)	k_h/k_v
a-2	5.31×10^{-5}	2.26×10^{-6}	23.50
b-1	1.11×10^{-4}	1.19×10^{-5}	9.33
	3.77×10^{-5}		3.17
b-3	1.35×10^{-4}	1.96×10^{-6}	68.88
	7.43×10^{-5}		37.91

注) ・透水係数は、水温15°Cでの値である。

・タイヤローラー転圧ヤードのb-1および振動ローラー転圧ヤードのb-1,3における k_h の値のうち、上段の値は、U. S. B. R.アースマニュアルE-19法の結果より求めたもので、下段の値は、結合方法の結果より求めたものである。

表一6.23 水平方向および鉛直方向の透水係数

（鉛直方向透水係数としては不攪乱試料に対する室内試験結果採用）

(a) タイヤローラー転圧ヤード

試験位置	水平方向 透水係数 k_h (cm/s)	鉛直方向 透水係数 k_v (cm/s)	k_h/k_v
a-1	2.31×10^{-4}	8.45×10^{-6}	27.33
a-2	6.39×10^{-6}	7.76×10^{-6}	0.82
a-3	5.30×10^{-5}	6.76×10^{-6}	7.84
b-1	1.29×10^{-4}	1.32×10^{-5}	9.77
b-2	1.21×10^{-4}	8.94×10^{-6}	13.53
b-3	4.16×10^{-5}	6.89×10^{-6}	6.04

(b) 振動ローラー転圧ヤード

試験位置	水平方向 透水係数 k_h (cm/s)	鉛直方向 透水係数 k_v (cm/s)	k_h/k_v
a-1	4.26×10^{-5}	1.72×10^{-5}	2.48
a-2	2.98×10^{-5}	1.40×10^{-5}	2.13
a-3	8.63×10^{-5}	1.18×10^{-5}	7.31
b-1	1.04×10^{-4}	1.50×10^{-5}	6.93
b-2	5.37×10^{-5}	1.52×10^{-5}	3.53
b-3	8.84×10^{-5}	1.06×10^{-5}	8.34

注) ・透水係数は、水温15°Cでの値である。

・鉛直方向透水係数としては、不攪乱試料に対する試験より求めた値を使用した。

じ値であるが、タイヤローラー転圧ヤードの b-1 と振動ローラー転圧ヤードの a-2, b-3 では①と②の k_h/k_v はかなり異なった値である。

上記のように試験地点によっては、原位置試験のみから求めた k_h/k_v と k_v として不攪乱試料より求めた値を採用した場合の k_h/k_v にかかなりの差異が生じている。そこでここでは、この両者のうちどちらが真値に近いかの議論を行うことにする。具体的には、以下の問題点を解決することによって議論を進める。

- ① 砂質土盛土は、試験周辺の 1 m 四方程度の締固まり具合には大きな差異がないか。つまり、今回の原位置試験では、試験終了後、水の浸透深さを求めるために孔底下を掘り返す。そのため、鉛直方向の不攪乱試料の採取位置は試験孔中心から 50 cm 程度離れた位置とした。そこで、不攪乱試料より求めた透水係数を盛土の k_v とみなすためには、原位置試験孔周辺が均質に締固まっているという仮定が成立しなければならない。
- ② 原位置透水試験では、同一試験孔において、最初に E-19 法を実施した後、ネステロフの方法あるいは結合方法を実施している。一方、長時間の透水試験を実施すると孔壁、孔底に孔内水中の浮遊物により薄膜が形成され、見掛け上透水性が低下する (図-6.3 参照)。よって、E-19 法後に行うネステロフの方法および結合方法の実施時には、孔壁、孔底に既に薄膜が形成されていたのではないか。
- ③ ネステロフの方法および結合方法においては、試験後、孔底からの浸透深さを求めるために、試験水に色素を溶解している。この色素が孔壁、孔底の目詰りを助長していたのではないか。

上記の各問題点に対して検討を加える。

まず、①の問題点の検討を行うには、原位置試験用試験孔の掘削状況と不攪乱採取状況を比較すればよい。つまり、試験孔は、少々岩塊が存在していてもそのまま掘削するのに対して、不攪乱試料は、極力岩塊を避けて採取している。そのため、不攪乱試料の乾燥密度、透水係数は採取地点の違いによるばらつきはかなり小さい (表-6.21 参照) のに対して原位置試験孔地点の乾燥密度、透水係数には、極端ではないにしろ不攪乱試料よりは大きなばらつきがある (表-6.15, 6.17 参照)。つまり、試験孔周辺に大きな岩塊が存在するような場合は、原位置から得られた k_v と不攪乱試料から求めた k_v は基本的には別物であり、比較できるものではない。ただ、今回の試験においては、実際にどの試験孔の結果が岩塊の影響を受けているかを判定することは非常に困難であるので、結果的に①の問題点は解決し難い。今後、これらの一連の試験を地盤なり盛土なりで実施する際には、試験孔を極力岩塊の少ない部分に掘削するとともに、不攪乱試料も極力試験孔に近い部分から採取するなどの対策を講じなければならない。

また、②、③の問題点は、それぞれ長時間通水の伴う薄膜形成あるいは色素水使用に伴う目詰りによる見掛け上の透水性の低下である。実際に今回の試験では、E-19 法より求めた透水係数が、その後同一試験孔で実施した結合方法の Q_1+Q_2 より求めた透水係数の 1~2 倍となる結果を得た (図-6.34 参照)。つまり、原因が長時間通水にあるにしろ、色素水にあるにしろ、見掛け上の透水性の低下があったわけである。そこでここでは、今回の試験における透水性の低下の原因が長時間通水にあるのか色素水通水にあるのかの検討を行う。そのために筆者らは、次のような室内試験を行った。

まず、自然含水比状態の砂質土を標準モールド ($\phi 100\text{mm} \times H 127\text{mm}$) 中に $0.5, 1.0E_c (1.0E_c \approx 5.6 \times 10^4 \text{m} \cdot \text{kgf/m}^3)$ の 2 種類の仕事量で締固めた供試体を各 3 本作製する。なお、供試体作製は岩塊を除去しながら実

施した。作製した供試体中の空気を、図—6.36 に示すように、非常に小さい動水勾配により通水することによって除去し、供試体を飽和する。飽和した供試体に対して変水位透水試験を実施する。その後、色素水を小さい動水勾配で、供試体上部から色素水が出てくるまで通水し、再び変水位透水試験を実施する。このように実施した2回の変水位試験結果を表—6.24 に示す。この表をみると、全体的に、色素水通水後の透水係数の方が、通水飽和直後のそれよりもやや大きいことがわかる。ただ、1.0 Ec 締固め供試体 No.3 を除いて、その差異はごく小さなものである。室内試験では、供試体作製時に岩塊を除去しているので、盛立ヤードと同じ密度で締固められていても供試体の間隙の方が盛立ヤードの間隙のように水みちになりやすい大きい間隙が存在する可能性は少ない。よって、室内試験でこのように、色素水通水による透水性低下現象がみられなかったということは、室内試験用供試体よりも大きな間隙が存在する可能性がある盛立試験ヤードにおいても、色素水通水が透水性低下に与える影響は少ないといえる。そこで、原位置試験における透水性低下現象は、②の長時間通水による薄膜形成が主たる原因であると判断できる。

以上のように、不攪乱試料の採取位置の問題および原位置試験での長時間通水による薄膜形成の問題が顕在化した。しかし、一方では、今回の試験について原位置試験から求めた k_v と不攪乱試料から求めた k_v のうちどちらが真値に近いかの議論ができなくなったことに加え、筆者らが提案した試験方法の現場試験による精度の検討もできなくなったことになる。

ただ、今後同様な試験を実施する際に、注意すべき点が顕在化したので以下に列挙しておく。

- ① 原位置試験用の試験孔を掘削する際に、ある程度以上の大きな岩塊が存在している場合、別の地点に新たに試験孔を掘り直す。

表—6.24 色素水の影響検討試験結果

(a) 0.5Ec 締固め供試体

供 試 体 番 号	1	2	3	平 均
乾燥密度(g/cm ³)	1.099	1.101	1.089	1.096
①通水飽和直後の透水係数(cm/s)	5.26×10^{-5}	1.01×10^{-4}	6.42×10^{-5}	7.26×10^{-5}
②色素水通水後の透水係数(cm/s)	6.05×10^{-5}	1.33×10^{-4}	7.50×10^{-5}	8.95×10^{-5}
②/①	1.150	1.317	1.168	1.233

注) 飽和用通水および色素水通水時間は、予備試験結果より24時間とした。

(b) 1.0Ec 締固め供試体

供 試 体 番 号	1	2	3	平 均
乾燥密度(g/cm ³)	1.164	1.166	1.166	1.165
①通水飽和直後の透水係数(cm/s)	1.84×10^{-7}	5.24×10^{-7}	2.12×10^{-7}	3.07×10^{-7}
②色素水通水後の透水係数(cm/s)	2.29×10^{-7}	5.53×10^{-7}	3.76×10^{-7}	3.86×10^{-7}
②/①	1.245	1.055	1.774	1.257

注) 飽和用通水および色素水通水時間は、予備試験結果より48時間とした。

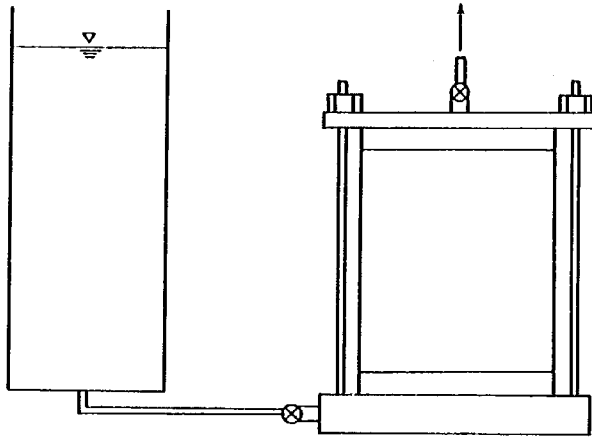


図-6.36 供試体の飽和状況

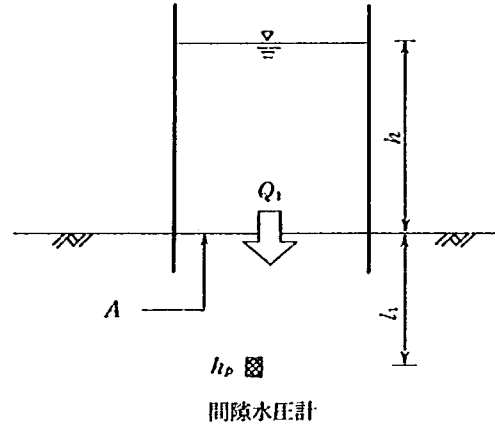


図-6.37 間隙水圧計を用いたネステロフの方法あるいは結合方法

- ② 岩塊がかなり存在している地盤、盛土において、試験孔掘削中に大きな岩塊を発見するごとに孔を掘り直していたのでは試験が遅滞してしまう。そこでこのような場合は、不攪乱試料を極力試験孔に近い部分から採取することで、試験精度のチェックを行うことが望ましい。
- ③ 今回の試験では、E-19法とネステロフの方法および結合方法を同一試験孔で実施した。しかし、泥水（試験水は水道水であるが、孔壁崩壊などにより泥水化してしまう）の長時間通水による孔壁・孔底における薄膜形成が判明した。そこで、前後者の試験を近接した別々の孔で行うか、薄膜が形成される前に前者から後者に試験を切り換えるなどの対策を講じなければならない。
- ④ ネステロフの方法および結合方法の実施にあたって、色素水を使用することにより浸透深さを知ろうとする場合、色素水が試験を実施する地盤、盛土の目詰りを助長するようなことがないかを室内試験により事前に検討しておかなければならない。
- ⑤ もし、色素水が試験を実施する地盤、盛土の目詰りを助長することが室内試験により判明した場合は、次のような色素水を使用しない方法で試験を実施することが望ましい。

第一は、ネステロフの方法あるいは結合方法を、図-6.37に示すように地盤あるいは盛土中に間隙水圧計を設置して直接動水勾配を測定することによって実施するというものである。この時、鉛直方向の透水係数 k_v は次式により求めることができる。

$$k_v = \frac{Q_1 \cdot l_1}{A(h + l_1 - h_p)} \dots\dots\dots (6.1)$$

ここに、 l_1 ：孔底から間隙水圧計が設置されているところまでの鉛直距離、 h_p ：定常時に間隙水圧計で観測された水圧（水頭表示）。

第二は、E-19法を同一試験孔あるいは近接した二つの試験孔において h/r を変えて2回の試験を行うというものである。2回の試験結果を地下水条件に応じて式 (5.13) ～(5.15) のどれかに代入することで水平方向の透水係数 k_h と $m(=\sqrt{k_h/k_v})$ の関係を表わす二つの方程式が求まる。この二つの式を連立させて、まず m をNewton法等の数値解析によって求める。このようにして求めた m とどちらかの試験結果から k_h を求めることができる。 m と k_h が求まれば、 k_v は k_h/m^2 として簡単に求まるわけである。

7. まとめと今後の課題

ダムの軟岩基礎の透水性を把握する際に、従来から用いられているルジオンテストの他に、この試験の結果のチェックを行うために Darcy 則に基づく原位置透水試験も併せて実施されていることがある。ただ、この原位置透水試験は、地盤を均質等方な透水性媒体とみなして地盤の透水係数を求めるため、異方性地盤に適用した際の精度については疑問がある。このことを考慮して、筆者らは、異方性地盤における原位置透水試験についての調査・研究を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 異方性地盤における原位置透水試験についての研究の現状を単孔式透水試験、多孔式透水試験にかかわらず調査した。その結果は次のとおりである。

多孔式透水試験としては、不完全貫入井を用いて被圧滞水層の水平・鉛直方向の透水係数を測定する河野・西垣の方法と水平面内での透水性の異方性を測定する山上・植田の方法が存在することが判明した。

また、単孔式透水試験を用いて異方性地盤の水平・鉛直方向の透水係数を測定する方法としては、河野・西垣が提案している次の2方法があることが判明した。一方は、パッカー法と多重パッカー法を併用して行う定圧注水試験で、他方は、チューブ法とピエゾメーター法を併用して行う水位回復試験である。

- 2) 筆者らは、1)の研究現状を考慮したうえで、単孔式透水試験でオーガー孔法を利用して異方性地盤の透水性を把握する原位置透水試験を E-19 法（注水定水位法）をもとに開発することを考えた。そこで、まず、数値解析により E-19 法に対して種々の検討を行った。その結果を要約すると以下のとおりである。

- ① E-19 法は、 $h \gg r$ （通常 $h \geq 10r$ 程度とされている）の条件を満たした時に精度の高い試験であるとされている。しかし、数値解析の結果によると、等方性地盤でこの試験を実施すると、 $h \gg r$ でない条件下（ $h/r=5, 2$ ）でもかなり精度良く地盤の透水係数を求められることがわかった。

- ② 異方性地盤（ただし、 $k_h/k_v \geq 1$ ）で E-19 法を実施して求めた透水係数は、 $h/r=10, 5$ と h/r がある程度大きければ、 k_h にかなり近い値を示す。しかし、 $h/r=2$ と小さくなると、鉛直方向の透水性の影響を受け $h/r=10, 5$ の場合よりもやや小さめの透水係数が得られる。

- 3) 異方性地盤で E-19 法を実施した際に、水平方向の透水係数 k_h を求める式を理論的に誘導した。さらに、この k_h の算定式の精度を数値解析によって検討したところ、かなり精度が良いことがわかった。

- 4) 鉛直方向の透水係数 k_v を原位置で求める試験方法としてネステロフの方法を推奨した。すなわち、同一地点で、E-19 法とネステロフの方法の両透水試験を実施すれば、異方性地盤の k_h と k_v を原位置で求められるわけである。

- 5) E-19 法とネステロフの方法をまとめて一つにした原位置透水試験を提案し、この試験方法を結合方法と名付けた。

- 6) アースダムの現場盛立試験ヤードにおいて、E-19 法とネステロフの方法および結合方法を実際に

行ってみた。なお、試験精度の検討のため試験ヤードから不攪乱試料（鉛直方向のみ）を採取し、それに対して室内試験を実施した。

一応試験結果として k_h , k_v は求められたものの、原位置透水試験や不攪乱試料の採取位置等に問題があることがわかり、きっちりと筆者らの提案した透水試験の精度の検討を原位置試験により行うことはできなかった。

上記の本資料のまとめの(6)にも示したように、理論的には精度の高い筆者らの提案した透水試験の精度を現場試験によって検討しようとした際に、試験適用時等に種々の問題点が発覚した。そこで、今後のために、筆者らの提案した試験を実施するにあたっての注意点を以下に整理しておく。

- 1) 透水性が小さい地盤、盛土においてこの試験を実施する際には、微少な注水量も探知できるような給水装置を用いるべきである。また、その際に、何らかの形で温度補正ができれば望ましい。
- 2) 原位置試験用の試験孔を掘削する際に、ある程度以上の大きな岩塊が存在している場合は、別の地点に新たに試験孔を掘り直す。
- 3) 岩塊がかなり存在している地盤、盛土において、試験孔掘削中に大きな岩塊を発見するごとに孔を掘り直していたのでは試験が遅滞してしまう。そこで、このような場合は、不攪乱試料を極力試験孔に近い部分から採取することで試験精度のチェックを行うことが望ましい。
- 4) E-19 法とネステロフの方法を同一試験で実施した場合、長時間通水に伴い水中の浮遊物により試験孔壁、孔底に薄膜が形成され、見掛け上透水性が低下することがある。このような場合は、二つの試験を近接した別々の孔で行うか、薄膜が形成される前に試験を切り換えるなどの対策を講じなければならない。
- 5) ネステロフの方法および結合方法の実施にあたって、色素水を使用することによって浸透深さを知ろうとする場合は、色素水が試験を実施する地盤、盛土の目詰りを助長するようなことがないかを室内試験により事前に検討しておかなければならない。
- 6) もし、色素水が試験を実施する地盤、盛土の目詰りを助長することが室内試験により判明した場合は、次のような色素水を使用しない方法で試験を実施することが望ましい。

第一は、ネステロフの方法あるいは結合方法を、地盤あるいは盛土中に間隙水圧計を設置して直接動水勾配を行うというものである。

第二は、E-19 を同一試験孔あるいは近接した二つの試験孔において、 h/r を変えて 2 回の試験を行うというものである。

謝 辞

長沼ダムにおける現場計測においては、宮城県土木部水資源開発課、迫川総合開発建設事務所並びにパシフィックコンサルタンツ株式会社の方々には並々ならぬ御協力を賜った。また、建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室主任研究員永山功氏(当時、米国内務省開拓局に留学中)には、留学中の御多忙の折、E-19法の透水係数算定式の決定根拠についての調査に時間を割いて頂いた。さらに、岡山大学工学部土木工学科助教授西垣誠氏には、貴重な文献(本資料参考文献 34)のコピーを頂いた。

以上、末筆ながら、記して謝意を表わす次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局開発課監修：ルジオンテスト技術指針・同解説，財国土開発技術研究センター，1984年6月。
- 2) 松本徳久・池田隆：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する調査，土木研究所資料，第2071号，1984年3月。
- 3) 松本徳久・山口嘉一：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する研究，第17回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会岩盤力学委員会，pp. 201～205，1985年2月。
- 4) 松本徳久・山口嘉一：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する考察，土木技術資料，Vol. 27, No. 10, pp. 3～8，1985年10月。
- 5) 中村康夫：ボーリングに伴う情報—水の情報，土木研究所資料，第2221号，pp. 99～112，1985年3月。
- 6) 西垣誠・河野伊一郎：水平および鉛直方向の透水係数の計測方法—単孔式原位置透水試験法による—，土と基礎，Vol. 32, No. 11, pp. 59～63，1984年11月。
- 7) U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation: Earth Manual, 2nd edition, pp. 578～593, 1974.
- 8) 河野伊一郎：「原位置透水試験に関する研究委員会」の活動経緯，原位置透水試験法および地下水調査に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会原位置透水試験に関する研究委員会，前書き部，1985年12月。
- 9) 西垣誠：揚水試験結果の解析と排水量の推定法，基礎工，Vol. 11, No. 12, pp. 14～21，1983年12月。
- 10) 西垣誠・進士喜英：異方性帯水層にて単一観測井を用いた揚水試験結果の解析法，第19回土質工学研究発表会発表講演集，pp. 1343～1346，1984年6月。
- 11) Hantush, M. S.: Hydraulics of wells, Advances in Hydrosience, Vol. 1, pp. 281～433, 1964.
- 12) 山上拓男・植田康宏：非均質異方性地盤の現場透水係数決定に関する理論的検討，第17回土質工学研究発表会発表講演集，pp. 2333～2336，1982年6月。
- 13) 山本毅史・石井尹利・土弘道夫：ほう素トレーサー法を用いた単一孔による地下水流動調査，原位置透水試験法および地下水調査に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会原位置透水試験に関する研究委員会，pp. 109～114，1985年12月。
- 14) 平田洋一・鹿野快男・日野努：流速流向計L型の原理と特徴について，原位置透水試験法および地下水調査に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会原位置透水試験に関する研究委員会，pp. 115～112，1985年12月。
- 15) 河野伊一郎・西垣誠：原位置透水試験法の解析手法に関する研究，土質工学会論文報告集，Vol. 23, No. 4, pp. 157～170，1983年12月。
- 16) 山上拓男：原位置透水試験に関する国内文献目録，原位置透水試験法と地下水調査に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会原位置透水試験に関する研究委員会，pp. 49～64，1985年12月。
- 17) 西垣誠・榊原辰雄：単孔式透水試験による異方性透水係数の評価，第19回土質工学研究発表会発表講演集，pp. 1341～1342，1984年6月。
- 18) Luthin, J. N. and Kirkham, D.: A piezometer method for measuring permeability of soil in situ below a water table, Soil Science, Vol. 68, pp. 349～358, 1969.
- 19) Youngs, E. G.: Shape factors for Kirkham's piezometer methods for determining the hydraulic conductivity of soil in situ for soils overlying on infinitely permeable stratum, Soil Science, Vol. 106 (3), pp. 235～237, 1964.
- 20) Schmid, W. E.: Field determination of permeability by the infiltration test, Permeability and Capillarity of Soils, A. S. T. M., pp. 142～157, 1967.

- 21) 例えば, 山口柏樹・大根義男: フィルダムの設計および施工, 技報堂, pp. 256~263, 1973 年 5 月.
- 22) (株)センチュリ リサーチ センタ: 飽和-不飽和浸透流解析 UNSAF2D 使用説明書, 1983 年 7 月.
- 23) 赤井浩一・大西有三・西垣誠: 有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析, 土木学会論文報告集, 第 264 号, pp. 87~96, 1977 年 8 月.
- 24) 駒田広也: 飽和-不飽和土中の非定常浸透流解析, 電力中央研究所報告・研究報告: 377015, 1978 年 2 月.
- 25) 河野伊一郎・西垣誠: 不飽和砂質土の浸透特性に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 307 号, pp. 59~69, 1981 年 3 月.
- 26) 八幡敏雄: 土壌の物理, 東京大学出版会, pp. 106~108, 1980 年 2 月.
- 27) 八幡敏雄・田淵俊雄・中野政詩: 土壌物理実験, 東京大学出版会, pp. 95~97, 1978 年 3 月.
- 28) Zangar, C. N.: Theory and problems of water percolation, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Monographs No. 8, pp. 69~71, 1953.
- 29) Hvorslev, M. J.: Time lag and soil permeability in ground-water observations, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U. S. Army, 1951.
- 30) Toylor, D. W.: Fundamentals of soil mechanics, John Willy & Sons, pp. 156~207, 1948.
- 31) 飯田隆一・朝倉肇: 有限要素法による浸透流の解析 (定常流の場合), 土木研究所資料, 第 558 号, 1970 年 3 月.
- 32) 土木学会: 軟岩一調査・設計・施工の基本と事例一, pp. 1~6, 1984 年 12 月.
- 33) ペ ペ クリメントフ・ゲ ベ プイハチェフ (外尾善次郎・永井正夫共訳): 地下水の力学, ラティス, pp. 397~494, 1967 年 9 月.
- 34) Bouwer, H.: Groundwater hydrology, McGraw-Hill Book Company, pp. 90~136, 1978.
- 35) 西垣誠: 二重管法による原位置における不飽和土中の透水試験, 原位置透水試験法および地下水調査に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会原位置透水試験に関する研究委員会, pp. 95~98, 1985 年 12 月.
- 36) 前掲 26), pp. 35~75.
- 37) 日本建設機械化協会: 日本建設機械要覧, 1980 年 4 月.
- 38) 建設省河川局監修: 多目的ダムの建設第 3 巻, (株)全国建設研修センター, pp. 349~388, 1980 年 6 月.
- 39) 土質工学会: 土質試験法, pp. 82~116, 1979 年 12 月.
- 40) 山口嘉一・松本徳久: 異方性を持つ軟岩基礎における原位置透水試験方法, 第 18 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会岩盤力学委員会, pp. 371~375, 1986 年 2 月.

使用記号一覧

a	流線とポテンシャル線で構成される微小立方体の辺長
A	ネステロフの方法における内円筒および結合方法における円筒の断面積
c	粘着力
$C(\theta)$	比水分容量 ($= \partial\theta/\partial\varphi$)
d	ネステロフの方法における内円筒および結合方法における円筒の埋め込み深さ
D_{10}	10%粒径
D_{30}	30%粒径
D_{60}	60%粒径
G_s	土粒子の比重
h	原位置透水試験 (E-19 法, ネステロフの方法, 結合方法) の試験孔内水位
h_c	毛管水頭値
h_M, h_W	図-5.11 (テンシオメーター法) 参照
h_p	間隙水圧計で測定された水頭値 (ネステロフの方法, 結合方法)
H	高さ
H_1	浸透流解析モデルの高さ
H_2	浸透流解析用モデル中の試験孔深さ
i	動水勾配
I_p	塑性指数 ($= LL - PL$ or $w_L - w_p$)
k	透水係数
k_0	飽和時の透水係数
k_a	任意の透水係数
k_{com}	結合方法の円筒内外からの流量をもとに求めた透水係数
k_e	等価透水係数
k_{E-19}	E-19 法より求めた透水係数
k_h	水平方向透水係数
k_{h0}	浸透流解析モデルの水平方向飽和透水係数
k_t	等方性地盤の透水係数
k_u	不飽和時の透水係数
k_v	鉛直方向透水係数
k_{v0}	浸透流解析用モデルの鉛直方向飽和透水係数
k_x, k_y, k_z	異方性地盤の x, y, z 方向の透水係数
K_r	比透水係数 ($= k_u/k_0$)

$K(\theta)$	透水係数テンソル
l	ネステロフの方法および結合方法における浸透深さ
l_1	ネステロフの方法および結合方法における孔底から間隙水圧計が設置されているところまでの鉛直距離
LL	液性限界($=w_L$)
m	$\sqrt{k_h/k_v}$ あるいは $\sqrt{k_{h0}/k_{v0}}$
n	間隙率
PL	塑性限界($=w_p$)
Q	E-19 法における定常注入流量
Q_1	ネステロフの方法の内円筒内および結合方法の円筒内からの定常注入流量
Q_2	結合方法の円筒外からの定常注入流量
r	E-19 法における試験孔半径
r', r''	図-5.13 (遠心法) 参照
r_1	ネステロフの方法の内円筒半径および結合方法の円筒半径
r_2	ネステロフの方法の外円筒半径
R	浸透流解析用モデル半径
S_r	飽和度
S_s	比貯留係数
t	時間
T_u	E-19 法の試験孔内の水面と地下水面あるいは不透水層間の不飽和層厚
u, v, w	x, y, z 方向の流速
U_c	均等係数($=D_{60}/D_{10}$)
U_c'	曲率係数($=D_{30}/(D_{10} \times D_{60})$)
V_s, V_s'	ネステロフの方法の内円筒内からの水の浸潤速度
w	含水比
w_L	液性限界($=LL$)
w_n	自然含水比
w_{opt}	最適含水比
w_p	塑性限界($=PL$)
w_{sat}	飽和時含水比
x, y, z	座標軸
α	式 (4.5) 参照
Δl	微小浸透深さ
Δt	微小時間
$\Delta \Phi$	微小流れのポテンシャル

θ	体積含水率
θ_e	有効体積含水率
θ_n	自然体積含水率
θ_r	最小容水量
ρ_d	乾燥密度
$\rho_{d\max}$	最大乾燥密度
ρ_t	湿潤密度
φ	圧力水頭
φ_0	$\theta \approx 0.0$ のときの圧力水頭
Φ	流れのポテンシャル
ω	角速度

参考資料－ 1

均質等方な地盤における各種原位置透水
試験の精度

ダムの軟岩基礎における原位置透水試験として、ルジオンテストのほかに、Darcy 則に基づく原位置透水試験を実施することの重要性は本文中で述べたとおりである。この点に着目して、筆者らは、ダムサイトで実施されている各種の Darcy 則に基づく原位置透水試験方法を調査するとともに、各種の試験を均質等方な地盤に対して実施した場合の精度を大型室内試験と数値解析により検討し、既に論文として発表している。そこで、上記の主旨の論文のうち代表的な 2 編を以下に紹介する。

軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する研究

建設省土木研究所 正会員 松本徳久

建設省土木研究所 正会員 ○ 山口嘉一

1. はじめに

ダム設計, 特にフィルダムの設計において基礎岩盤の透水性を把握することは非常に重要である。基礎岩盤の透水性を知る原位置透水試験方法としては従来からルジオンテストがよく用いられてきた。この試験方法は, 岩石自体が不透水とみなせ, 岩盤内の流れが亀裂中の流れで代表される硬岩のように亀裂性の岩盤の透水性を把握するのに適したものである。しかし, 最近, ダムサイト岩盤によく見られるようになった軟岩は, 硬岩に比して亀裂が少なく, 岩石自体が透水性を持つため, 岩盤内の流れはダルシー則に従うものと考えられる。さらに, 軟岩は一般に限界圧力が小さいため, ルジオンテストを行うと, 圧力水が岩盤を破壊してしまい, 結果的に岩盤の透水性を過大に評価してしまう可能性がある。よって, 軟岩の透水性はダルシー則に基づく原位置透水試験方法を用いて調査することが適切であると考えられる。そこで今回は, 大型の室内試験と数値解析を用いて, 各種の原位置透水試験方法の精度を検討したのでその結果を報告する。

2. 原位置透水試験方法

今回精度の検討を行った原位置透水試験方法は以下に示すとおりである。

(1) 米国内務省開拓局アースマニュアルE-19 (ピット法)

(定水位法 (図-1 参照))

地下水条件

①地下水面が孔底より著しく低い場合 ($T_u > 3h$)

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - 1 \right] \quad \text{.....(1)}$$

②地下水面が孔底に近い場合 ($3h \geq T_u \geq h$)

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \frac{\ln(h/r)}{[1/6 + 1/3(h/T_u)^{-1}]} \quad \text{.....(2)}$$

③地下水面が孔底より高い場合 ($h > T_u$)

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \frac{\ln(h/r)}{[(h/T_u)^{-1} - 1/2(h/T_u)^{-2}]} \quad \text{.....(3)}$$

ここに, k : 透水係数 (cm/sec), Q : 流入流量 (cm³/sec)

(2) オーガー孔内の水位変化観測による方法 (変水位法 (図-2 参照))

オーガー孔法

$$k = 0.617 \frac{r}{SD} \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad \text{.....(4)}$$

ここに, ΔH : 回復した水位 (cm), Δt : 水位が ΔH 回復するのに要する時間 (s)

k : 透水係数 (cm/sec), S : 図-3 より求まる定数

Hooghoudt の式

$$k = \frac{5.26 r^2 D}{(2D+r)(D-H)} \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad \text{.....(5)}$$

ここに, k : 透水係数 (m/sec), r, D, H は m 単位

(3) 米国内務省開拓局アースマニュアルE-18 オープンエンド法

(定水位法 (図-4 参照))

地下水条件 ①地下水面が孔底より高い場合

②地下水面が孔底より低い場合

$$k = \frac{Q}{5.5 r H} \quad \text{.....(6)}$$

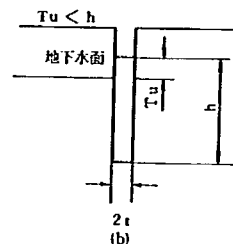
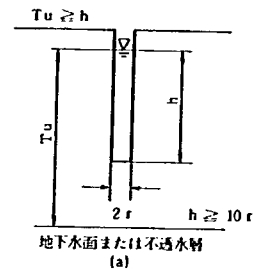


図-1. ピット法

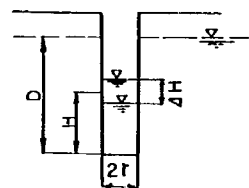


図-2. オーガー孔内の水位変化観測による方法

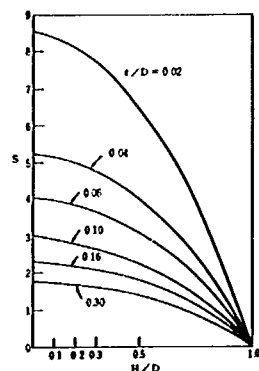


図-3. $S, H/D, r/D$ の関係図

ここに、 k ：透水係数 (cm/sec)

Q ：流入流量 (cm³/sec)

- (4) 米国内務省開拓局アースマニュアルE-18バッカー法、沢田の式
(定水位法 (図-5 参照))

地下水条件

- ①地下水面が試験区間 バッカー法
より低い場合

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \ln\left(\frac{L}{r}\right) \dots\dots\dots(7)$$

($L \geq 10r$)

沢田の式

$$k = \frac{Q}{\pi H(4r+L)} \dots\dots\dots(8)$$

- ②地下水面が試験区間 バッカー法 (7)式に同じ

より高い場合

沢田の式

$$k = \frac{Q}{4\pi LH} \ln\left\{\left(\frac{L}{r}\right)^2 \frac{a+3b}{3a+b}\right\} \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 k ：透水係数 (cm/sec)、 Q ：流入流量 (cm³/sec)

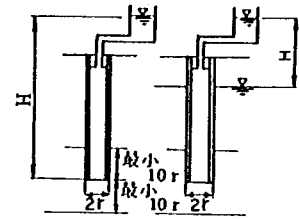


図-4. オープンエンド法

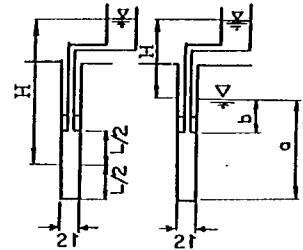


図-5. バッカー法と
沢田の式

3. 大型室内試験

3.1. 供試体の境界条件

透水試験用供試体は、図-6に示すとおり直径1.5m、高さ1.39mの円筒形とした。供試体をこの寸法にし、各試験孔の寸法を表-1に示すようにすれば、供試体は全試験に対してほぼ半無限性の透水性媒体とみなせることを確認している。さらに、試験(3)については孔底の上下に、半径の10倍以上の厚さの透水層が存在するようにした。

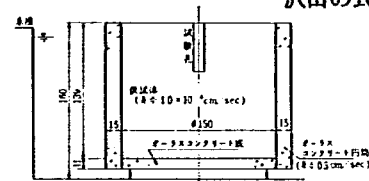


図-6. 大型室内試験用供試体

3.2. 供試体の作製

供試体材料としては、フライアッシュと砂の混合物 (砂の乾燥重量に対し15%のフライアッシュを混合) を用いた。この材料に対して行った締固め透水試験の結果を表-2に示す。又、供試体の締固めは、締固め透水試験の締固め時に用いたと同じ単位体積当りエネルギーで行った。作製した供試体の含水比・密度は表-3に示すとおりである。

表-1. 試験孔の寸法・材質及び水槽内水位

試験番号 ()内は適用公式	孔径×深さ (cm) (試験孔)	供試体番号	孔内水位	水槽内水位 (m)
(1) ビット法 (1, 2, 3)	9 × 50	1	一定	0 1.45
(2) オーガー孔内の水位 変化観測による方法 (4, 5)	孔壁・孔底とも透水		水位回復	1.45
(3) オープン・エンド法 (6)	8.2 × 75 孔壁は不透水 孔底は透水	2	一定	0 1.45
(4) バッカー法(7)及び 沢田の式(8, 9)	4.5 × 95 孔壁 (上部50cm 不透水 下部45cm 透水) 孔底は透水	3	一定	0 1.45

3.3 試験方法

定水位法で行う試験(1)、(3)、(4)では、図-7に示す孔内水位を一定に保ちながら給水できるタンクを用いた。又、変水位法で行う試験(2)では、サーボ式の水位感知機 (測定範囲 600mm、分解能 ± 0.5mm) を用いて孔内水位の変化を読み取った。各試験における孔の寸法・材質及び水槽内水位は表-1に示したとおりである。

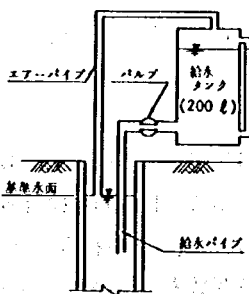


図-7. 給水タンク

定水位試験の場合、タンクからの給水は 200ℓ 全量なくなるか、給水量が一定になってから相当時間がたつまで行うこととした。又、水槽内への注水は、徐々に行うとともに、注水後は供試体内水位が安定するまで12時間静置した。

表-2. 締固め透水試験結果

比重	締 固 め 透 水 試 験			
	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	透水係数 (cm/s)
2.727	8.0	1.990	1.842	5.6 × 10 ⁻⁴
	7.3	1.959	1.826	7.2 × 10 ⁻⁴

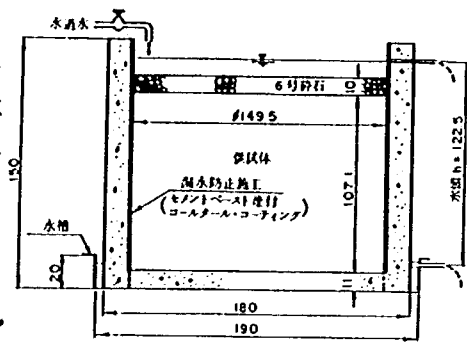
表-3. 供試体の密度・含水比

供試体 No.	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	備 考
1	7.0	1.999	1.869	試験(1)、(2)に使用
2	6.8	1.989	1.862	試験(3)に使用
3	7.3	1.995	1.859	試験(4)に使用
4	8.2	2.103	1.944	原寸大供試体透水試験に使用

3.4. 不攪乱試料に対する室内試験と原寸大供試体定水位試験

原位置透水試験後、ポーラスコンクリート内の試料からシンウォールチューブ（真鍮製：外径 76.2mm，肉厚 1.5mm，長さ 250mm）によって不攪乱試料を採取し，それに対して定水位試験を行った。不攪乱試料は 1 供試体あたり，水平・鉛直各 10 本ずつ程度採取した。

又，不攪乱試料より得られた透水係数が大型供試体の透水係数と言えるか否かを確認するために以下のことを行った。つまり，図-8 に示す原寸大供試体定水位試験を行った後不攪乱試料を採取して室内透水試験を行い，両者から得られた透水係数がほぼ同じような値を示すかどうかを検討した。図-8. 原寸大供試体定水位透水試験



3.5. 試験結果

表-4. 透水試験結果一覧

原寸大供試体定水位試験より得た透水係数は 1.1×10^{-4} cm/sec. 不攪乱試料に対する室内試験より得た透水係数は，水平方向が 2.0×10^{-4} cm/sec，鉛直方向も 2.0×10^{-4} cm/sec で異方性はなかった。以上より不攪乱試料に対する室内試験から得た透水係数は，ほぼ大型供試体の透水係数とみなしても問題はない。

原位置透水試験の結果と，各供試体から採取した不攪乱試料に対して行った室内透水試験の結果を表-4 に示す。この結果より以下のことが言える。

㉑ 試験(1)より得た透水係数は，不攪乱試料に対する室内試験より得られた透水係数の 2.3～3.4 倍の間におさまった。このうち地下水面

が孔底より著しく低い場合の精度が最も良い。

㉒ 試験(2)では，どちらの式を使っても，得られる透水係数は孔内水位により大きく異なる。ただし，孔内水位がある程度まで回復すると精度が良くなる傾向にある。

㉓ 試験(3)より得た透水係数は，不攪乱試料に対する室内試験より得た透水係数より 1 オーダー程大きな値となっており精度は良くないと言える。

㉔ 試験(4)では，E-18 パッカー法，沢田の式とも全般的に精度が良い。

供試体 No.	室内透水試験結果	原位置透水試験名	地下水条件	透水係数 ($T=15^{\circ}\text{C}$ での値) (cm/s)	備考
1	水平方向 3.6×10^{-4} cm/s	試験(1) 米国内務省開拓局アースマニュアル E-19 (ピット法)	地下水面が孔底より著しく低い場合	8.1×10^{-4}	$Q=4.167 \text{ cm}^3/\text{s}$, $T=7.6^{\circ}\text{C}$ $h=45 \text{ cm}$, $r=4.5 \text{ cm}$
			地下水面が孔底に近い場合	1.2×10^{-3}	$Q=2.917 \text{ cm}^3/\text{s}$, $T=6.5^{\circ}\text{C}$ $h=45 \text{ cm}$, $r=4.5 \text{ cm}$, $Tu=55 \text{ cm}$
			地下水面が孔底より高い場合	1.1×10^{-3}	$Q=0.917 \text{ cm}^3/\text{s}$, $T=7.0^{\circ}\text{C}$ $h=45 \text{ cm}$, $r=4.5 \text{ cm}$, $Tu=10 \text{ cm}$
	鉛直方向 3.5×10^{-4} cm/s	試験(2) オーガー孔内の水位変化観測による方法 オーガー孔法 Hooghoudt の式	オーガー孔法 Hooghoudt の式	2.5×10^{-3} 1.5×10^{-3}	$HH=1.8 \sim 13.8 \text{ cm}$, $dt=180 \text{ s}$ $D=35 \text{ cm}$, $H=7.8 \text{ cm}$, $T=7.4^{\circ}\text{C}$
			"	2.0×10^{-3} 1.5×10^{-3}	$HH=13.8 \sim 21.2 \text{ cm}$, $dt=180 \text{ s}$ $D=35 \text{ cm}$, $H=7.8 \text{ cm}$, $T=7.4^{\circ}\text{C}$
			"	1.4×10^{-3} 1.2×10^{-3}	$HH=21.2 \sim 30.6 \text{ cm}$, $dt=550 \text{ s}$ $D=35 \text{ cm}$, $H=25.9 \text{ cm}$, $T=7.4^{\circ}\text{C}$
			"	8.8×10^{-4} 1.1×10^{-3}	$HH=30.6 \sim 34.1 \text{ cm}$, $dt=780 \text{ s}$ $D=35 \text{ cm}$, $H=32.35 \text{ cm}$, $T=7.4^{\circ}\text{C}$
			"	"	"
			"	"	"
2	水平方向 3.4×10^{-4} cm/s	試験(3) 米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 オープンエンド法	地下水面が孔底より低い場合	2.7×10^{-3}	$Q=3.5 \text{ cm}^3/\text{s}$, $T=7.8^{\circ}\text{C}$ $r=4.1 \text{ cm}$, $H=70 \text{ cm}$
			地下水面が孔底より高い場合	2.1×10^{-3}	$Q=0.417 \text{ cm}^3/\text{s}$, $T=9.0^{\circ}\text{C}$ $r=4.1 \text{ cm}$, $H=10 \text{ cm}$
	鉛直方向 3.7×10^{-4} cm/s	試験(4) 米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 パッカー法	地下水面が試験区間より低い場合	1.3×10^{-3}	$Q=7.167 \text{ cm}^3/\text{s}$, $T=9.5^{\circ}\text{C}$ $H=67.5 \text{ cm}$, $L=45 \text{ cm}$, $r=2.25 \text{ cm}$
			地下水面が試験区間より高い場合	8.3×10^{-4}	$Q=0.667 \text{ cm}^3/\text{s}$, $T=9.6^{\circ}\text{C}$ $H=10 \text{ cm}$, $L=45 \text{ cm}$, $r=2.25 \text{ cm}$
3	水平方向 4.7×10^{-4} cm/s	試験(4) 沢田の式	地下水面が試験区間より低い場合	7.3×10^{-4}	$Q=7.167 \text{ cm}^3/\text{s}$, $T=9.5^{\circ}\text{C}$ $H=67.5 \text{ cm}$, $L=45 \text{ cm}$, $r=2.25 \text{ cm}$
			地下水面が試験区間より高い場合	7.4×10^{-4}	$Q=0.667 \text{ cm}^3/\text{s}$, $T=9.6^{\circ}\text{C}$, $H=10 \text{ cm}$ $L=45 \text{ cm}$, $r=2.25 \text{ cm}$, $a=80 \text{ cm}$, $b=35 \text{ cm}$
	鉛直方向 3.3×10^{-4} cm/s	試験(4) 沢田の式	地下水面が試験区間より低い場合	7.3×10^{-4}	$Q=7.167 \text{ cm}^3/\text{s}$, $T=9.5^{\circ}\text{C}$ $H=67.5 \text{ cm}$, $L=45 \text{ cm}$, $r=2.25 \text{ cm}$

4. 浸透流解析

有限要素法を用いた浸透流解析を行い，試験区間が地下水面下にある場合の各種原位置透水試験の精度を検討した。検討対象の試験は，2.で示した(3)，(4)の試験である。具体的な検討方法は以下のとおりである。

まず地盤の透水係数 k_1 を決定したうえで，浸透流解析を行う。その結果，試験孔からの流入流量 Q が求まる。 Q を 2.に示した透水係数を求める式に代入して透水係数 k_2 を求める。そこで， k_1 と k_2 を比較して原位置透水試験の精度を検討する。計算にあたっては，モデル外端がほぼ無限遠とみなせる程度のモデル半径を持ち，試験区間近傍には

不透水層がないとみなせるようなモデルを設定した。今回行った計算モデルと計算条件は表-5に示すとおりである。

以上の方法に従って得た k_1 、 k_2 の値を表-6に示す。これを見ると、大型室内試験と同様に地下水面下では試験(4)のE-18バックカー法及び沢田の式の精度が良いことがわかる。

次に、大型室内試験・浸透流解析の結果、かなり精度が良いことがわかった試験(4)について、試験区間近傍に存在する不透水層の求まる透水係数に与える影響を検討した。不透水層が試験区間の下部のみに存在する場合、上下部ともに存在する場合の計算結果を図-9としてまとめた。この図より以下のことが言える。

㉑ 不透水層が試験区間の下部のみに存在する場合も上下部ともに存在する場合も、透水区間が狭くなるにつれて得られる透水係数が小さくなる。しかし、不透水層の存在する位置によって得られる透水係数 k_2 は大きく変動しないうえ、 k_1 にかなり近い値を示している。

㉒ E-18バックカー法と沢田の式を比較すると、沢田の式の方がやや精度が高いといえる。しかし、両方法から得られる透水係数にはさほど大きな差がないうえ、その差も試験区間が地下水面より深くなるにつれて小さくなる傾向にある。

5. 結論

各種の原位置透水試験方法の精度を大型室内試験・浸透流解析によって検討した結果以下のことがわかった。

- ㉑ 地下水面上での試験としては、米国内務省開拓局のアースマニュアルE-19、E-18バックカー法及び沢田の式の精度が良い。
- ㉒ 地下水面下での試験としては、米国内務省開拓局のアースマニュアルE-18バックカー法及び沢田の式の精度が良い。さらに、両方法は試験区間の近傍に不透水層が存在しても、得られる透水係数の精度に対する影響は少ない。

<参考文献>

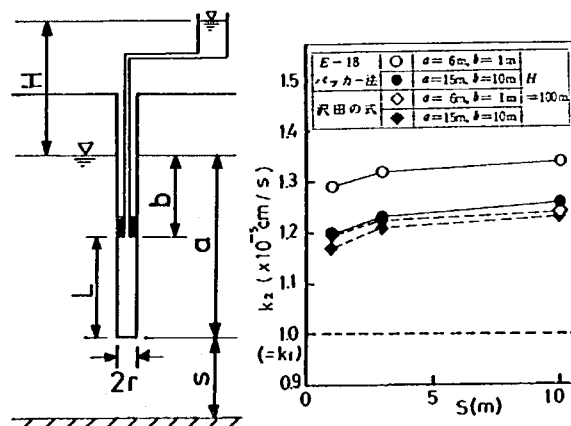
- (1) 松本・池田：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する調査、土木研究所資料 2071 号、59 年 3 月
- (2) U.S. Bureau of Reclamation Earth Manual
- (3) 山口・大根：フィルダムの設計及び施工、技報堂
- (4) 沢田敏男：透水性の現場測定法—その1、その3、愛知用水公団技術資料、1956

表-5. 計算モデルと計算条件

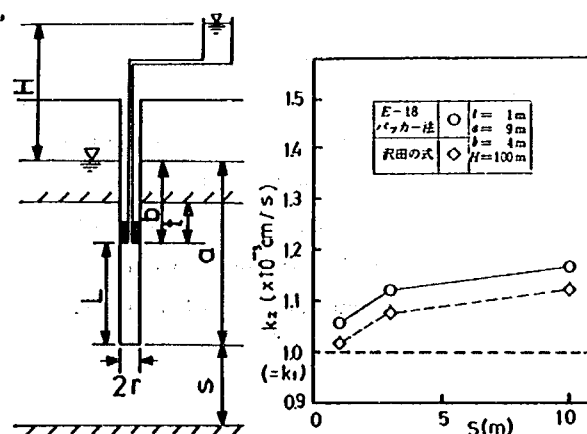
試験 No	計算モデルと計算条件
(3) E-18 オープンエンド法	モデルは、半径10mの円筒形 試験孔半径 $r=3.3$ cm 孔底から地下水面までの距離 $=3$ m 孔底からモデル下端までの距離 $=3$ m
(4) E-18 バックカー法 および 沢田の式	モデルは、半径15mの円筒形 試験孔半径 $r=3.3$ cm 孔底からモデル下端までの距離 $=10$ m ① $a=6$ m, $b=1$ m (図-5参照) ② $a=15$ m, $b=10$ m

表-6. 計算結果

原位置透水試験法	k_1 (cm/sec)	k_2 (cm/sec)
E-18 オープンエンド法		2.02×10^{-5}
E-18 バックカー法	1.0×10^{-5}	① 1.34×10^{-5} ② 1.26×10^{-5}
沢田の式		① 1.24×10^{-5} ② 1.24×10^{-5}



(a) 試験区間の下部のみに不透水層がある場合



(b) 試験区間の上下に不透水層がある場合

図-9. 計算結果

Study on In-situ Permeability Tests Conducted on Soft Rock Foundations

Norihisa Matsumoto
Yoshikazu Yamaguchi

Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Summary

In designing dams, it is important to obtain the permeability of foundations. In Japan, the permeability of foundations has been usually evaluated with Lugeon test. This test procedure is primarily suitable for hard rocks in which seepage through the joints and cracks prevails.

However, not a few damsites in Japan consist of soft rocks recently. Because soft rocks have few joints and cracks compared to hard rocks and the rock itself is permeable, seepage flow in soft rocks can be assumed to be governed by Darcy's law. Therefore, the permeability of soft rock foundations should be evaluated by the permeability coefficient obtained from the in-situ permeability test.

In this paper, accuracy of several in-situ permeability tests was investigated by large scale laboratory test and numerical analysis. Results obtained from this investigation are summarized as follows :

- 1) If the permeability test is conducted above the ground water table, considerably accurate permeability coefficient is obtained from following three testing methods :
 - a) Designation E-19 established by U.S. Bureau of Reclamation
 - b) Designation E-18 packer test established by U.S. Bureau of Reclamation
 - c) Sawada's formula
- 2) If the permeability test is conducted below the ground water table :
 - a) Designation E-18 packer test established by U.S. Bureau of Reclamation
 - b) Sawada's formula

Furthermore, the accuracy of the permeability coefficient obtained from above two testing methods is not much influenced by the existence of impermeable layers around the testing area.

<報 文>

軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する考察

松 本 徳 久* 山 口 嘉 一**

はじめに

ダム設計、特にフィルダムの設計において、基礎岩盤の透水性を把握することは非常に重要である。ダム基礎岩盤の透水性を知る原位置試験方法としては、従来からルジオンテストが実施されており、岩盤の透水性はルジオン値で評価されている。この試験は、ボーリング孔内に水を圧入し、その時の注入量の大きさで透水性を把握するものであり、かなりの亀裂を有するが岩石自体は堅硬な岩盤の透水性を評価するのに適したものである。しかし、最近我が国では、こうした堅硬な岩盤を基礎とするダムサイトが少なくなり、新第三紀堆積岩・第四紀低熔結凝灰岩および風化岩といった、いわゆる軟岩を基礎とするダムが数多く建設されるようになってきている。軟岩は、その限界圧力が極めて小さいという特徴を有している。そのため、軟岩に対するルジオンテスト、特に浅い部分のテストは、低圧力でかつ圧力昇降時のポンプ脈動を最小限におさえて行わなければ、圧力水が岩盤を破壊し、結果的に岩盤の透水性を過大に評価してしまう恐れがある。これに対する対策として、ルジオンテストを静水頭で行うとともに、以下の理由からビット孔等を利用してダルシー則に基づく原位置透水試験も併せて実施している例がある。

1) 軟岩は、岩石自体が透水性を持つうえ亀裂があまり発達していない場合がかなり見受けられる。この際、岩盤中の流れはダルシー則に従うものと考えられる。

2) 岩盤中の流れが完全にダルシー則に従うものと仮定すると、限界圧力下で求められたルジオン値とダルシー則に従う原位置透水試験より求めた透水係数には、 $1 \text{ Lu} \approx 1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ の関係が見い出せる。よって、ダルシー則に従う原位置透水試験より地盤の透水係数を求めておけば、ルジオンテストから得られたルジオン値が地盤が破壊される前のものか否かを大略チェックすることができる。

以上のことを踏まえて、ダムサイトで実施される各種の原位置透水試験方法を調査するとともに、各試験を均質等方な地盤に対して実施した際に得られる透水係数の精度を大型室内試験と数値解析を用いて検討したので、

その結果を報告する。

1 原位置透水試験方法

今回、得られる透水係数の精度の検討を行った原位置透水試験方法の概略図・透水係数の算定式等を表-1に示す。

2 大型室内試験

2.1 供試体寸法

大型室内透水試験用供試体は、図-1に示すとおり直径1.2m、高さ1.39mの円筒形とした。また、各試験における試験孔寸法を表-2に示すとおりとした。この寸法の組み合わせであれば、供試体外端のポテンシャルが孔壁部分のポテンシャルに比して十分小さくなり、供試体は全試験に対してほぼ半無限の透水性媒体とみなしても問題ないと判断した。さらに試験(3)については、孔底の上下に半径の10倍以上の厚さの透水層が存在するように考慮した。

2.2 供試体の作製

供試体材料としては、供試体が透水係数が $1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ の均質等方なものとなるように砂とフライアッシュの混合物を用いた。混合比は乾燥重量で砂100に対してフライアッシュ15とした。この材料の粒度分布曲線を図-2に、締固め透水試験の結果(1Ec)を表-3に示す。締固め透水試験の結果、透水係数がほぼ 10^{-4} cm/s のオーダーで得られることを確認したうえで、大型室内試験用供試体を締固め透水試験の締固め時に用いたと同程度の単位体積エネルギー(1Ec)で締固めた。作製した供試体の含水比・密度は表-4に示すとおりである。

2.3 試験方法

定水位法で行う試験(1)、(3)、(4)の注水には、図-3に示す孔内水位を一定に保ちながら給水できるタンクを用いた。また、水位回復法で行う試験(2)では、孔内の水をポンプで汲み出した後の水位の回復をサーボ式の水位感知機(測定範囲600mm、分解能 $\pm 0.5 \text{ mm}$)を用いて読み取った。各試験における孔内水位・水槽内水位は表-2に示したとおりである。

定水位試験の場合、タンクからの給水は200l全量なくなるか、給水量が一定になってから相当時間がたつまで行うこととした。

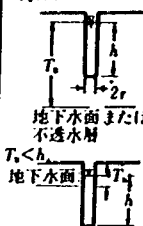
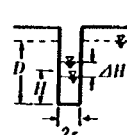
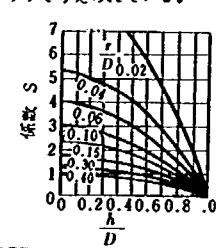
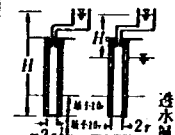
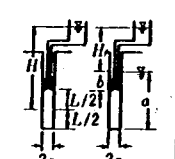
また、水槽内への注水は徐々に行うとともに、注水後は供試体内水位が安定するまで12時間静置した。

* 建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室長、工博

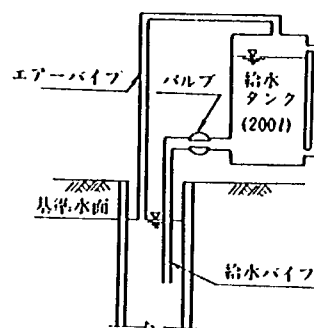
** フィルダム研究室研究員

Dr. Norihisa Matsumoto and Yoshikazu Yamaguchi: Study on in-situ Permeability Tests in Soft Rock Foundations

表-1 原位置透水試験方法

試験No	試験名	略 図	透水係数の算定式	理論的根拠	特 徴
試験 (1)	米国内務省 開拓局ア スマニ アルE-19		①地下水面が孔底より著しく低い 場合 ($T_0 > 3h$) $k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left(\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - 1 \right) \dots\dots (1)$ ②地下水面が孔底に近い場合 ($3h \leq T_0 \leq h$) $k = \frac{Q}{2\pi h^2} \frac{I_0(h/r)}{(1/6 + 1/3(\frac{h}{r})^2)^{-1}} \dots\dots (2)$ ③地下水面が孔底より高い場合 ($T_0 < h$) $k = \frac{Q}{2\pi h^2} \frac{I_0(h/r)}{[(h/T_0)^{-1} - 1/2(h/T_0)^2]} \dots\dots (3)$ ここに k : 透水係数 (cm/s) Q : 流入流量 (cm ³ /s)	ピット中心軸上の点湧源からの放射流であるという仮定のもとに、その湧源の強さが水深に比例するとして導いている。	①ピット法による原位置透水試験方法に適用。 ②定水位法。 ③ $h > 10r$ の範囲で適用可能。
試験 (2)	オーガー孔 法		$k = 0.617 \frac{r}{SD} \frac{\Delta H}{\Delta t} \dots\dots (4)$ ここに、 k : 透水係数 (cm/s) Δt : 揚水停止後の経過時間 (s) ΔH : 回復した水位 (cm) S : $r/D, H/D$ の関数 (r, H, D の単位は cm)	ボーリング孔に側面からは水平方向の浸透のみ、孔底からは浸透なしとして導かれている。Sは、グラフで与えられている。 	①水位回復法であるので、地下水面近傍箇所の透水係数しか測定できない。 ②ピット法による原位置透水試験方法に適用。
	Hoog- hout の式		$k = \frac{5.26r^2 D}{(2D+r)(D-H)} \frac{\Delta H}{\Delta t} \dots\dots (5)$ ここに、 k : 透水係数 (m/s) $r, D, H, \Delta H$ は m 単位 Δt は s 単位	オーガー孔法は、オーガー孔が不透水地盤に達したときに正解であって、浸透層内に止まる場合は近似解となる。このような問題に対して、モデル実験を行って求めた実用解である。	
試験 (3)	米国内務省 開拓局ア スマニ アルE-18 オープン エンド法		地下水面の位置によらず $k = \frac{Q}{5.5rH} \dots\dots (6)$ ここに、 k : 透水係数 (cm/s) Q : 流入流量 (cm ³ /s)	電気相似模型実験による。	①ケーシング等のパイプの末端部からの地盤への浸透量より求める。(末端開口法) ②定水位法。
試験 (4)	米国内務省 開拓局ア スマニ アルE-18 パッカー法		地下水面の位置によらず、 ① $L \geq 10r$ $k = \frac{Q}{2\pi L H} I_0 \left(\frac{L}{r} \right) \dots\dots (7)$ ② $10r > L \geq r$ $k = \frac{Q}{2\pi L H} \sinh^{-1} \left(\frac{L}{2r} \right) \dots\dots (8)$ ここに、 k : 透水係数 (cm/s) Q : 流入流量 (cm ³ /s)	①ボーリング孔の中心軸上に点湧源を考え、ポテンシャルフローとして導いている。 ②式(7)は式(8)において $\frac{L}{r} \gg 1$ として近似したもの。	①ルジオンテストと同方法であり、ルジオン値との対比が可能。 ②定水位法
	沢田の式		①地下水面が試験区間より低い 場合 $k = \frac{Q}{\pi H (4r + L)} \dots\dots (9)$ ②地下水面が試験区間より高い 場合 $k = \frac{Q}{4\pi L H} I_0 \left(\frac{L}{r} \right) \frac{a + 3b}{3a + b} \dots\dots (10)$ ここに、 k : 透水係数 (cm/s) Q : 流入流量 (cm ³ /s)	式(9)は、ボーリング孔からの浸透流を孔軸に直交な方向のポテンシャルフローとし、上端、下端点のみ半球状の放射流として導いている。 式(10)は、ボーリング孔の中心軸上に点湧源を考え、ポテンシャルフローとして導いている。	①アースマニアルE-18パッカー法と基本的には同じ。ただし境界条件を正確に与えている。 ②ルジオンテストと同方法であり、ルジオン値との対比が可能。 ③定水位法。

供試体 番 号	孔徑×深さ (cm) (試験孔)	試 験 番 号 () 内は適用公式	孔内水位	水槽内水位 (cm)
1	9×50 孔壁・孔底とも透水	(1) ビット法 (1, 2, 3)	一定 (45cm)	0, 1.45, 1.0
		(2) オーガー孔内の水 位変化観測による 方法 (4, 5)	水位回復	1.45
2	8.2×75 孔壁は不透水 孔底は透水	(3) オープンエンド法 (6)	一定 (70cm)	0, 1.45
3	4.5×95 孔壁 (上部50cm不透水 下部45cm透 水) 孔底は透水	(4) バッカー法 (7) 及 び沢田の式 (9, 10)	一定 (90cm)	0, 1.45



水槽

試験孔

供試体
($k \approx 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$)

$\phi 150$

ポーラスコンクリート底

ポーラスコンクリート円筒
($k \approx 0.5 \text{ cm/s}$)

160

139

15

15

Figure 1 is a semi-logarithmic plot showing the cumulative percentage of particles passing through a sieve (加積通過率 (%)) versus particle size (粒径 (mm)). The x-axis is logarithmic, ranging from 0.001 to 4.75 mm. The y-axis is linear, ranging from 0 to 100%. The curve shows a sharp increase in cumulative percentage between 0.25 mm and 0.425 mm, indicating a narrow particle size distribution.

比 重	締 固 め 透 水 試 験			
	含水比 (%)	湿潤密度 (gf/cm^3)	乾燥密度 (gf/cm^3)	透水係数 (cm/s)
2.727	8.0	1.990	1.842	5.6×10^{-4}
	7.3	1.959	1.826	7.2×10^{-4}

大型室内試験用供試体の透水係数を知るために、原位置透水試験終了後、ポーラスコンクリート内の供試体からシンウォールチューブ（真鍮製：外径 76.2 mm，肉厚 1.5 mm，長さ 250 mm）によって不攪乱試料を採取し，試料の両端を約 3 cm 取り除き透水性の高い清浄な砂で置換して室内定水位試験を行った。ただし，不攪乱試料

供試体 Na	含水比 (%)	湿潤密度 (gf/cm ³)	乾燥密度 (gf/cm ³)	備 考
1	7.0	1.999	1.869	試験(1)、(2)に使用
2	6.8	1.989	1.862	試験(3)に使用
3	7.3	1.995	1.859	試験(4)に使用
4	8.2	2.103	1.944	原寸大供試体透 水試験に使用

また、不攪乱試料に対する室内試験より得た透水係数が大型供試体の透水係数と言えるか否かを確認するために以下のことを行った。原位置透水試験とは別に、ポーラスコンクリートの側壁に漏水防止を施したうえで図-5に示す原寸大供試体定水位透水試験を行う。試験後不攪乱試料を採取して室内試験を行い両試験から得られた透水係数がほぼ同様な値を示すかどうかを検討した。

2.5.1 不攪乱試料に対する室内試験と原寸大供試体 定水位試験の結果

原寸大供試体定水位試験より得た透水係数は 1.1×10^{-4} cm/s。不攪乱試料に対する室内試験から得た透水係数は、水平方向が平均 2.0×10^{-4} cm/s、標準偏差 1.2×10^{-4} cm/s、鉛直方向が平均 2.0×10^{-4} cm/s、標準偏差 6.3×10^{-5} cm/s。以上より大型室内試験用供試体に異方性はほとんどなく、原寸大供試体定水位試験より得た透水係数と不攪乱試料に対する室内試験より得た透水係数の差はほぼ標準偏差程度であることがわかる。よって、不攪乱試料に対する室内試験から得た透水係数を、ほぼ大型室内試験用供試体の透水係数であるとみなしても大きな問題はないと言える。

各種原位置透水試験の結果を表-1に示した算定式に代入して求めた透水係数と、各供試体から採取した不攪乱試料に対して行った室内透水試験より求めた透水係数を表-5に示す。この結果より以下のことが言える。

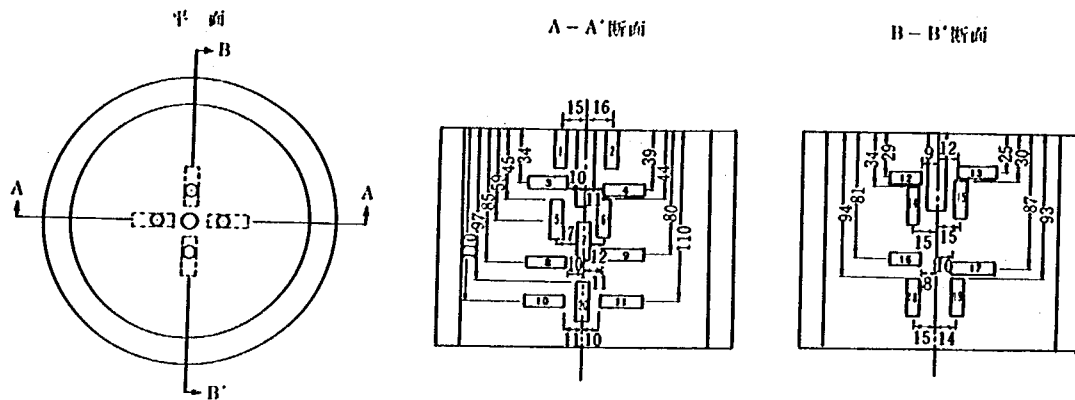


図-4 不攪乱試料採取位置例 (供試体 No. 1)

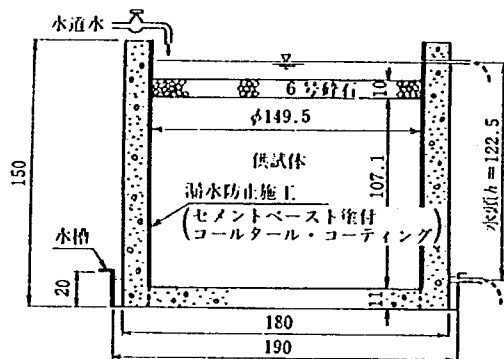


図-5 原寸大供試体定水位透水試験

表-5 透水試験結果一覧

供試体No.	室内透水試験結果	原位置透水試験名	地下水条件	透水係数 ($T=15^{\circ}\text{C}$ での値) (cm/s)	備考
1	水平方向 $3.6 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$	試験(1) 米国内務省開拓局ア ースマニュアルE- 19 (ピット法)	地下水面が孔底より 著しく低い場合	8.1×10^{-4}	$Q=4.167 \text{ cm}^3/\text{s}, T=7.6^{\circ}\text{C}$ $h=45 \text{ cm}, r=4.5 \text{ cm}$
			地下水面が孔底に近 い場合	1.2×10^{-3}	$Q=2.917 \text{ cm}^3/\text{s}, T=6.5^{\circ}\text{C}$ $h=45 \text{ cm}, r=4.5 \text{ cm}, T_a=55 \text{ cm}$
			地下水面が孔底より 高い場合	1.1×10^{-3}	$Q=0.917 \text{ cm}^3/\text{s}, T=7.0^{\circ}\text{C}$ $h=45 \text{ cm}, r=4.5 \text{ cm}, T_a=10 \text{ cm}$
	鉛直方向 $3.5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$	試験(2) オーガー孔内の水位 変化観測による方法 オーガー孔法 Hooghoutの式	オーガー孔法 Hooghoutの式	2.5×10^{-3} 1.5×10^{-3}	$\Delta H=1.8 \sim 13.8 \text{ cm}, \Delta t=180 \text{ s}$ $D=35 \text{ cm}, H=7.8 \text{ cm}, T=7.4^{\circ}\text{C}$
			"	2.0×10^{-3} 1.5×10^{-3}	$\Delta H=13.8 \sim 21.2 \text{ cm}, \Delta t=180 \text{ s}$ $D=35 \text{ cm}, H=17.5 \text{ cm}, T=7.4^{\circ}\text{C}$
			"	1.4×10^{-3} 1.2×10^{-3}	$\Delta H=21.2 \sim 30.6 \text{ cm}, \Delta t=550 \text{ s}$ $D=35 \text{ cm}, H=25.9 \text{ cm}, T=7.4^{\circ}\text{C}$
			"	8.8×10^{-4} 1.1×10^{-3}	$\Delta H=30.6 \sim 34.1 \text{ cm}, \Delta t=780 \text{ s}$ $D=35 \text{ cm}, H=32.35 \text{ cm}, T=7.4^{\circ}\text{C}$
2	水平方向 $3.4 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$	試験(3) 米国内務省開拓局ア ースマニュアルE- 18 オープンエンド法	地下水面が孔底より 低い場合	2.7×10^{-3}	$Q=3.5 \text{ cm}^3/\text{s}, T=7.8^{\circ}\text{C}$ $r=4.1 \text{ cm}, H=70 \text{ cm}$
	鉛直方向 $3.7 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$		地下水面が孔底より 高い場合	2.1×10^{-3}	$Q=0.417 \text{ cm}^3/\text{s}, T=9.0^{\circ}\text{C}$ $r=4.1 \text{ cm}, H=10 \text{ cm}$
3	水平方向 $4.7 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$	試験(4) 米国内務省開拓局ア ースマニュアルE- 18 パッカー法	地下水面が試験区画 より低い場合	1.3×10^{-3}	$Q=7.167 \text{ cm}^3/\text{s}, T=9.5^{\circ}\text{C}$ $H=67.5 \text{ cm}, L=45 \text{ cm}, r=2.25 \text{ cm}$
			地下水面が試験区画 より高い場合	8.3×10^{-4}	$Q=0.667 \text{ cm}^3/\text{s}, T=9.6^{\circ}\text{C}$ $H=10 \text{ cm}, L=45 \text{ cm}, r=2.25 \text{ cm}$
	鉛直方向 $3.3 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$	試験(4) 沢田の式	地下水面が試験区画 より低い場合	7.3×10^{-4}	$Q=7.167 \text{ cm}^3/\text{s}, T=9.5^{\circ}\text{C}$ $L=45 \text{ cm}, r=2.25 \text{ cm}, t=2.25 \text{ cm}$
			地下水面が試験区画 より高い場合	7.4×10^{-4}	$Q=0.667 \text{ cm}^3/\text{s}, T=9.6^{\circ}\text{C}, H=10 \text{ cm}$ $L=45 \text{ cm}, r=2.25 \text{ cm}, a=80 \text{ cm}, b=35 \text{ cm}$

1) E-19 より得た透水係数は、室内透水試験より得た透水係数の2.3~3.4倍の間に収まった。なかでも地下水面が孔底より著しく低い場合 ($T_a > 3h$) の精度が良い。

2) 試験(2)では、式(4)・(5)のどちらの式を使っても、得られる透水係数は孔内水位が回復するにつれて小さくなりかつ室内透水試験より得た透水係数に近づく傾向がある。これは、両式とも表-1中の概略図に示すように孔壁での地下水位は無限遠での地下水位と同じで、孔壁全面から水が浸透するとして透水係数の算定式が導かれているためである。今回の実験で用いた透水係数が $1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 程度の透水性媒体では、試験孔内の水を汲み出すと孔周辺の地下水位が下がり、上記仮定が満足でき

ない。水位がある程度回復すると上記仮定に近づく。透水係数の孔内水位に伴う変化幅は、オーガー孔法の方が Hooghout の式よりも大きくなっている。これは、オーガー孔法が、試験孔底と同じ高さに水平の不透過層があるとして誘導した理論解であるのに対し、Hooghout の式は、オーガー孔法をより実用化した実験式であるためである。

3) E-18 オープンエンド法より得た透水係数は、室内透水試験より得た透水係数より、地下水面が孔底より低い場合で8倍程度、高い場合で6倍程度大きな値となっており精度は良くないといえる。

4) 試験(4)の E-18 パッカー法より得た透水係数は、地下水面上よりも地下水面

下での試験の方が精度が良く前者では室内透水試験より得た透水係数の2.8倍(水平方向で比較)、後者で1.8倍となっている。沢田の式を適用すると、地下水面上、地下水面下の両方の試験で精度が良く、室内透水試験より得た透水係数の1.6倍程度の値が求まっている。

3 浸透流解析

ここでは有限要素法を用いた浸透流解析によって、各種の原位置透水試験より得られる透水係数の精度の検討を行う。具体的な手順は以下に示すとおりである。

まず、地盤の透水係数 k_1 を決定したうえで浸透流解析を行い試験孔から地盤へ流入する流量 Q を求める。流量 Q を表-1に示した透水係数の算定式に代入して透水係数 k_2 を求める。この k_1 と k_2 を比較することによって各種原位置透水試験より得られる透水係数の精度を検討する。ただし、精度の検討は透水係数を求める領域が試験前に不飽和領域である場合と飽和領域である場合に分けて行った。

3.1 飽和領域における試験

飽和領域における試験の精度の検討を行った原位置透水試験方法は、試験(3)・(4)である。また、浸透流解析にあたっては、半無限の透水性媒体とみなせる程度の半径を持ち、かつ試験区間近傍には不透水層がないとみなせるような円筒形モデルを用いた。計算に用いたモデルと計算条件は表-6に示すとおりである。

表-7にモデル地盤の透水係数 k_1 と浸透流解析の結果をもとに求めた透水係数 k_2 を示す。表-7から以下のことが言える。

表-6 計算モデルと計算条件(飽和領域)

試験 No	計算モデルと計算条件
(3) E-18 オープンエンド法	モデルは、半径10mの円筒形 試験孔半径 $r=3.3\text{cm}$ 孔底から地下水面までの距離 $=3\text{m}$ 孔底からモデル下端までの距離 $=3\text{m}$ $H=100\text{m}$
(4) E-18 バックカー法 及び 沢田の式	モデルは、半径15mの円筒形 試験孔半径 $r=3.3\text{cm}$ 孔底からモデル下端までの距離 $=10\text{m}$ $H=100\text{m}$ ① $a=6\text{m}$, $b=1\text{m}$ ② $a=15\text{m}$, $b=10\text{m}$

表-7 k_1 と k_2 の比較(飽和領域)

原位置透水試験法	$k_1(\text{cm/s})$	$k_2(\text{cm/s})$
E-18 オープンエンド法	1.0×10^{-5}	2.02×10^{-5}
E-18 バックカー法		① 1.34×10^{-5}
		② 1.26×10^{-5}
		① 1.24×10^{-5}
沢田の式		② 1.24×10^{-5}

試験(4)の E-18 バックカー法・沢田の式において、 k_2/k_1 は1.2~1.4の間に収まっている。よって、これらの試験方法は、大型室内試験同様な数値解析によっても精度良く透水係数が予測できることが証明された。一方、大型室内試験で精度が悪いとみなされた試験(3)の E-18 オープンエンド法も k_2/k_1 が2.0と透水係数のオーダーを的確につかむことが第一目的の原位置透水試験としてはさほど精度は悪くないと言える。これは大型室内試験では、試験(3)は試験(4)に比較して水の流出区間が狭いため、試験区間付近の亀裂の存在、特に孔壁周辺の“水みち”の存在に伴う流量増加の影響を大きく受けたためだと考える。ただ、この事実を持って、前述の大型室内試験が失敗だったと考えるより、現場でオープンエンド法用の試験孔を首尾よく設置することの難しさを示していると考ええるべきである。

3.2 不飽和領域における試験

ここで得られる透水係数の精度の検討を行う原位置透水試験方法は、試験(1)、(3)、(4)である。計算に用いたモデルと計算条件は表-8に示すとおりである。表-9に各原位置透水試験より得た透水係数をまとめて示した。表-9から以下のことが言える。

1) E-19において k_2/k_1 が0.74~1.1の間の値をとり精度はかなり良い。ただ大型室内試験では、 $T_u > 3h$ の場合の精度が最も良かったが、数値解析では、全体的に精度が良いなかにあつては最も精度が落ちる。これは、全ケースに対して一定のトライアル回数で浸透流解析を行ったためだと考える。つまり、不飽和領域での浸透流解析は自由水面を求めるためにはトライアル計算を行う。そこで、トライアル回数が一定であると、初期モデルから自由水面を求めるまでのモデル節点の移動量が最も大きい $T_u > 3h$ のケースの精度が落ちたものと考ええる。

表-8 計算モデルと計算条件(不飽和領域)

試験 No	計算モデルと計算条件
(1) E-19	半径3.5mの円筒形、試験孔半径 $r=5\text{cm}$ 孔底からモデル下端までの距離 $=150\text{cm}$ 孔底からモデル上端までの距離 $=50\text{cm}$ 試験孔内水位 $h=50\text{cm}$ $T_u \begin{cases} T_u < h \cdots \cdots T_u = 20\text{cm} \\ 3h \geq T_u \geq h \cdots \cdots T_u = 100\text{cm} \\ T_u > 3h \cdots \cdots T_u = 160\text{cm} \end{cases}$
(3) E-18オープンエンド法	半径3.5mの円筒形、試験孔半径 $r=5\text{cm}$ 孔底からモデル下端までの距離 $=100\text{cm}$ 孔底からモデル上端までの距離 $=100\text{cm}$ 試験孔内水位 $H=100\text{cm}$
(4) E-18バックカー法 及び 沢田の式	半径3.5mの円筒形、試験孔半径 $r=5\text{cm}$ 孔底からモデル下端までの距離 $=100\text{cm}$ 孔底からモデル上端までの距離 $=100\text{cm}$ $a=100\text{cm}$, $b=50\text{cm}$

表-9 k_1 と k_2 の比較 (不飽和領域)

原位置透水試験法		k_1 (cm/s)	k_2 (cm/s)
アースマニ ュアル E-19	$T_s < h$	1.0×10^{-4}	1.02×10^{-4}
	$3h \geq T_s \geq h$		1.06×10^{-4}
	$T_s \geq 3h$		7.45×10^{-5}
アースマニュアル E-18オープンエンド法			3.81×10^{-4}
アースマニュアル E-18バックカー法			1.45×10^{-4}
沢田の式			9.01×10^{-5}

2) E-18 オープンエンド法において、不飽和領域の k_2/k_1 は 3.8 と飽和領域の 2.0 より大きく不飽和領域での精度はあまり良くない。理論解析でこの程度の精度しか得られないこの試験方法は実用性に乏しいと言える。

3) E-18バックカー法と沢田の式において、 k_2/k_1 はそれぞれ 1.45, 0.90 で、この両方法から得られる透水係数の精度は、飽和領域の場合と同程度でかなり良い。

4 結論

各種原位置透水試験より得られる透水係数の精度を大型室内試験と数値解析により検討した結果を報告した。この結果をまとめると以下のとおりである。

1) 不飽和領域における試験としては、米国内務省開拓局アースマニユアル E-19, E-18バックカー法及び沢田の式の精度が良い。

2) 飽和領域における試験としては、米国内務省開拓局アースマニユアル E-18バックカー法及び沢田の式の精度が良い。

この結果を利用して、地下水位・地表面からの深さと推奨すべき原位置透水試験方法との関係を図-6にまとめてみた。

今回は、各種原位置透水試験より得られる透水係数の精度の検討を、均質等方な地盤に対し、かつ理論上の境界条件をほぼ満足するような状態で行った。そこで、今後は現場の状況に合わせた検討を行っていくつもりである。例えば、

- 1) 地盤が不均一かつ異方性を持つような場合
- 2) 試験区間の近傍に不透水層が存在する場合

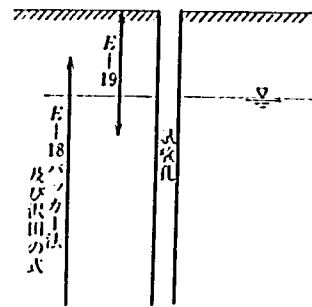


図-6 試験位置と推奨すべき原位置透水試験方法の関係

3) 試験孔の半径と試験区間長の比を種々変化させた場合

などである。これらの項目のうち、いくつかは既に検討済みであるので、機会があれば発表するつもりである。

参考文献

- 1) 松本徳久・池田 隆：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する調査，土木研究所資料第2071号，1984年3月。
- 2) 松本徳久・山口嘉一：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する研究，第17回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，1985年2月，土木学会。
- 3) U.S. Bureau of Reclamation: Earth Manual.
- 4) 山口柏樹・大根義男：フィルダムの設計および施工，1973年，技報堂。
- 5) 沢田敏男：透水性の現場測定法—その1・その3，愛知用水公団技術資料，1956年。
- 6) Don Kirkham and C.H.M. van Bavel: Theory of Seepage into Auger Holes, Proceedings, Soil Science Soc., Am., Vol. 13, 1948.
- 7) 建設省河川局開発課監修：ルジオンテスト技術指針同解説，1984年6月，(財)国土開発技術研究センター。
- 8) 中堀和英・岡田純治：現場透水試験，地質と調査，1979年，第2号。
- 9) 溝口昭二：透水試験方法に関して—“現場から一言”，地質と調査，1981年，第2号。

参考資料－２

各種測定誤差が原位置透水試験結果に
与える影響

1. 概 説

Darcy 則に基づく原位置透水試験においては、注入流量、試験孔径、試験孔内水位等の測定値を透水係数算定式に代入して、試験を実施した地盤の透水係数を求める。よって、当然、各透水試験における各種測定項目の測定精度が、得られる透水係数の精度に影響を与えるわけである。逆に、どの程度影響を与えるかということを押えておくことは、測定器具が有しているべき精度の決定や透水試験の結果の解釈に大いに役立つものとする。そこでここでは、各種測定項目における誤差が、得られる透水係数においてどの程度の誤差になるのかを誤差伝播の法則¹⁾を用いて検討する。

2. 誤差伝播の法則

いま、互いに独立な確率変数を $X_1, X_2, \dots, X_n$ (n は任意の自然数) で表わし、これらと関数関係にある他の確率変数を Z で表わす。すなわち、 $X_1, X_2, \dots, X_n$ と Z との一般的関係は次式で表わせる。

$$Z = f(X_1, X_2, \dots, X_n) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $f(\quad)$ は任意の関数である。

さて、 $X_1, X_2, \dots, X_n$ に含まれる誤差として標準偏差 $\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_n$ を考えた場合、 Z に伝播する誤差としての標準偏差 σ_z は次式で表わせる (誤差伝播の法則)。

$$\begin{aligned} \sigma_z^2 &= \left(\frac{\partial f}{\partial X_1} \right)^2 \sigma_1^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial X_2} \right)^2 \sigma_2^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial X_n} \right)^2 \sigma_n^2 \\ &= \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_i^2 \dots \dots \dots (2) \end{aligned}$$

なお、誤差としては、標準偏差のほかに、平均誤差 η^{**} 、確率誤差 ζ^{***} があるが、以下の議論においては、誤差として標準偏差のみを考えるものとする。

さらに、式(2)を変形すると、

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_z^2}{Z^2} &= C_1^2 \frac{\sigma_1^2}{X_1^2} + C_2^2 \frac{\sigma_2^2}{X_2^2} + \dots + C_n^2 \frac{\sigma_n^2}{X_n^2} \\ &= \sum_{i=1}^n C_i^2 \frac{\sigma_i^2}{X_i^2} \dots \dots \dots (3) \end{aligned}$$

ここに、 C_i は、

$$\begin{aligned} C_i &= \frac{X_i}{Z} \frac{\partial f}{\partial X_i} \dots \dots \dots (4) \\ &\quad (i=1, 2, \dots, n) \end{aligned}$$

ここに、式(3)中の σ_z/Z および $\sigma_1/X_1, \sigma_2/X_2, \dots, \sigma_n/X_n$ は変動係数と呼ばれる無次元量である。また、 $\sigma_1/X_1, \sigma_2/X_2, \dots, \sigma_n/X_n$ の σ_z/Z への影響度合を示す C_i を影響因子と名付けることにする。

* 平均誤差 η は、誤差の絶対値の平均値として定義される。

** 確率誤差 ζ は、 ζ ($\zeta > 0$) より絶対値の大きい誤差と小さい誤差との生ずる確率が等しくなる誤差として定義される。

3. 透水係数算定式への適用

参考資料—1で紹介した文献中で挙げている各種の原位置透水試験の透水係数算定式に、誤差伝播の法則を適用して求めた各種測定項目に対する影響因子の一覧を表—1に示す。なお、各透水係数算定式における記号については、参考資料—1で紹介した文献を参照されたい。また、オーガー孔法（本文中 P.9 に示した大

表—1 各種原位置透水試験における影響因子一覧

(a) U.S.B.R.アースマニュアル E—19法

試験名	地下水条件	透水係数 k の算定式	C_Q	C_h	C_r	C_{T_u}
U.S.B.R.アースマニュアル E—19法	$T_u > 3h$	$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1}\left(\frac{h}{r}\right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2} + \frac{r}{h} \right] (h < 10r)$	1	$\frac{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2} - \frac{r}{h}\right)}{\left[\sinh^{-1}\left(\frac{h}{r}\right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2} + \frac{r}{h}\right] - 2}$	$\frac{\left(-\sqrt{1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2} + \frac{r}{h}\right)}{\left[\sinh^{-1}\left(\frac{h}{r}\right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2} + \frac{r}{h}\right]}$	—
		$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1}\left(\frac{h}{r}\right) - 1 \right] (h > 10r)$	1	$\frac{h}{r} \frac{1/\sqrt{\left(\frac{h}{r}\right)^2 + 1}}{\left[\sinh^{-1}\left(\frac{h}{r}\right) - 1\right] - 2}$	$-\frac{h}{r} \frac{1/\sqrt{\left(\frac{h}{r}\right)^2 + 1}}{\left[\sinh^{-1}\left(\frac{h}{r}\right) - 1\right]}$	—
	$3h \geq T_u \geq h$	$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \cdot \frac{\ln(h/r)}{\left[1/6 + 1/3(h/T_u)^{-1}\right]}$	1	$\frac{1/\ln(h/r)}{\left[3h/T_u(1/6 + T_u/3h)\right] - 2}$	$-1/\ln(h/r)$	$-1/\left[\frac{3h}{T_u}\left(\frac{1}{6} + T_u/3h\right)\right]$
	$T_u < h$	$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \times \frac{\ln(h/r)}{\left[(h/T_u)^{-1} - 1/2(h/T_u)^{-2}\right]}$	1	$\frac{1/\ln(h/r)}{\left[\frac{(-1 + T_u/h)}{(1 - T_u/2h)}\right] - 2}$	$-1/\ln(h/r)$	$-\frac{(-1 + T_u/h)}{(1 - T_u/2h)}$

注) C_Q , C_h , C_r , C_{T_u} は、それぞれ Q , h , r , T_u の影響因子である。

(b) Hooghout の式

試験名	透水係数 k の算定式	C_{dH}	C_{dI}	C_r	C_D	C_H
Hooghout の式	$k = \frac{5.26r^2D}{(2D+r)(D-H)} \frac{\Delta H}{\Delta t}$	1	-1	$2 + \frac{r}{2D+r}$	$1 - \frac{2D}{2D+r} - \frac{D}{D-H}$	$\frac{H}{D-H}$

注) C_{dH} , C_{dI} , C_r , C_D , C_H は、それぞれ dH , dI , r , D , H の影響因子である。

(c) U.S.B.R.アースマニュアル E—18オープンエンド法

試験名	透水係数 k の算定式	C_Q	C_r	C_H
U.マオ S.ニ B.ユ R.アン アル エ ン ド ス18法	$k = \frac{Q}{5.5rH}$	1	-1	-1

注) C_Q , C_r , C_H は、それぞれ Q , r , H の影響因子である。

表一 各種原位置透水試験における影響因子一覧

(d) U.S.B.R.アースマニュアル E-18 パッカー法

試験名	透水係数 k の算定式	C_Q	C_H	C_r	C_L
U.S.B.R.アースマニュアル E-18 パッカー法	$k = \frac{Q}{2\pi L H} \ln\left(\frac{L}{r}\right)$ ($L \geq 10r$)	1	-1	$-\frac{1}{\ln\left(\frac{L}{r}\right)}$	$-1 + \frac{1}{\ln\left(\frac{L}{r}\right)}$
	$k = \frac{Q}{2\pi L H} \sinh^{-1}\left(\frac{L}{2r}\right)$ ($r \leq L < 10r$)	1	-1	$-\frac{L}{2r} \frac{1/\sqrt{1+\left(\frac{L}{2r}\right)^2}}{\sinh^{-1}\left(\frac{L}{2r}\right)}$	$-1 + \frac{L}{2r} \frac{1/\sqrt{1+\left(\frac{L}{2r}\right)^2}}{\sinh^{-1}\left(\frac{L}{2r}\right)}$

注) C_Q, C_H, C_r, C_L は、それぞれ Q, H, r, L の影響因子である。

(e) 沢田の式

試験名	地下条件	透水係数 k の算定式	C_Q	C_L	C_r	C_H	C_a	C_b
沢田の式	地下水面	$k = \frac{Q}{\pi H(4r+L)}$	1	-1	$-\frac{4r}{4r+L}$	$-\frac{L}{4r+L}$	—	—
	地下水面	$k = \frac{Q}{4\pi L H} \times \ln\left[\left(\frac{L}{r}\right)^2 \frac{a+3b}{3a+b}\right]$	1	$\frac{2}{\ln\left[\left(\frac{L}{r}\right)^2 \frac{a+3b}{3a+b}\right]}$	$-\frac{2}{\ln\left[\left(\frac{L}{r}\right)^2 \frac{a+3b}{3a+b}\right]}$	-1	$\frac{-8ab}{(a+3b)(3a+b)\ln\left[\left(\frac{L}{r}\right)^2 \frac{a+3b}{3a+b}\right]}$	$\frac{-8ab}{(a+3b)(3a+b)\ln\left[\left(\frac{L}{r}\right)^2 \frac{a+3b}{3a+b}\right]}$

注) $C_Q, C_L, C_r, C_H, C_a, C_b$ は、それぞれ Q, L, r, H, a, b の影響因子である。

分類としての試験名ではなく、特定の1試験法であるので注意すること) に対する影響因子を求めなかったのは、透水係数算定式中の S が、 H, D, r で構成される非常に複雑な関数であるからである²⁾。

次に、表一に示した影響因子を用いて、各種の測定項目における誤差がどの程度透水係数の誤差として跳ね返ってくるのかを具体的に計算してみる。

いま、例として、U.S.B.R.アースマニュアル E-19 法の $Tu > 3h$ かつ $h < 10r$ の時に適用する算定式を考える。この式に誤差伝播の法則を適用すると、

$$\left(\frac{\sigma_k}{k}\right)^2 = C_Q^2 \left(\frac{\sigma_Q}{Q}\right)^2 + C_H^2 \left(\frac{\sigma_h}{h}\right)^2 + C_r^2 \left(\frac{\sigma_r}{r}\right)^2 \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 C_Q, C_H, C_r の影響因子は表一の式で表わせる。この C_Q, C_H, C_r の絶対値と h/r の関係を図一1に示す。

試験条件として、 $h/r=5$ を考えると、影響因子 C_Q, C_H, C_r はそれぞれ 1.0, -1.45, 0.55 である。また、測定値に対する相対的な誤差を表わす変動係数 $\sigma_Q/Q, \sigma_h/h, \sigma_r/r$ がそれぞれ 0.02, 0.03, 0.05 であるとする、 σ_k/k は式(5)より、

$$\frac{\sigma_k}{k} = \sqrt{1.0^2 \times 0.02^2 + (-1.45)^2 \times 0.03^2 + (0.55)^2 \times 0.05^2} \approx 0.055 \dots\dots\dots (6)$$

よって、上記の条件では、得られた透水係数には最大 5.5% の誤差が存在することになる。ここで、あえて“最大”という言葉を使ったのは、各測定誤差が相殺し合う場合もあるからである。

ところで、ここまでは、測定における誤差のみに着目してきたが、視点を変えれば次のような場合にも誤差伝播の法則が適用できる。つまり、測定器具の精度が十分で、測定精度が得られる透水係数の精度に影響

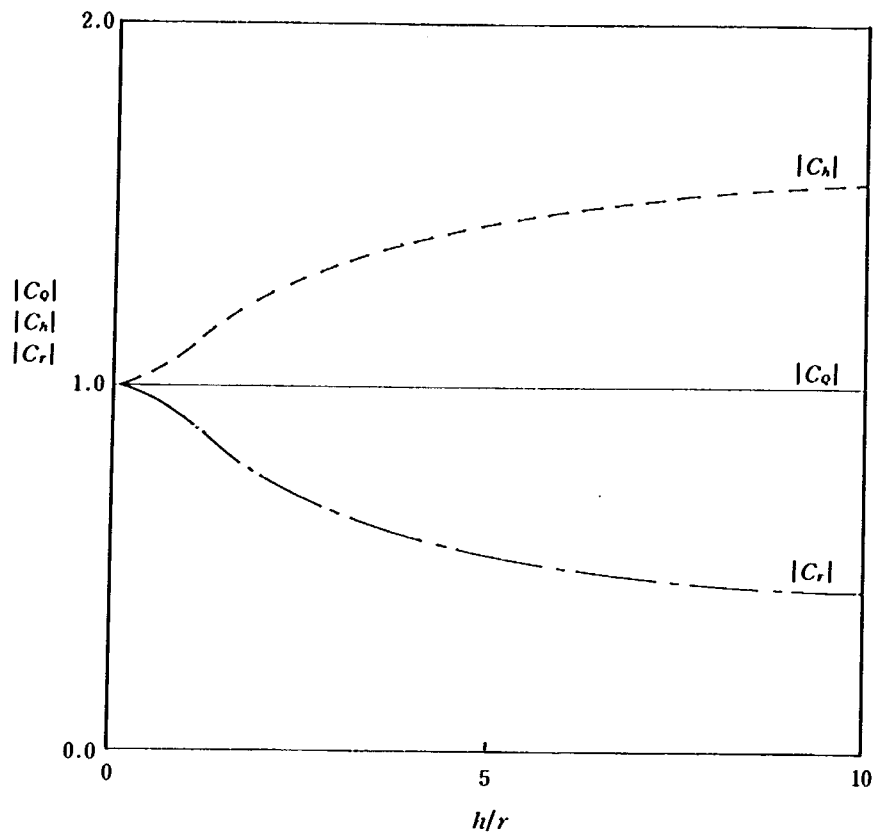


図-1 $|C_Q|$, $|C_h|$, $|C_r|$ と h/r の関係
(U.S.B.R.アースマニュアル E-19 法, $T_u > 3h$, $h > 10r$ の場合)

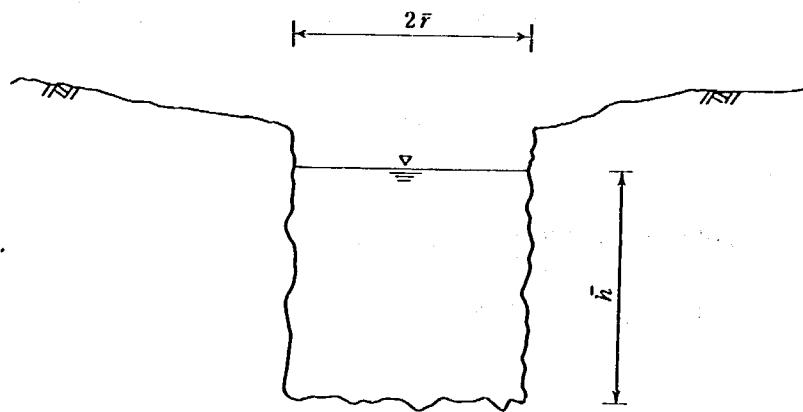


図-2 凸凹がある試験孔

を与えないが、試験孔に図-2に示すようにかなりの凸凹がある場合は、孔径や水深について何回かの測定を行い平均値 $\bar{r}$, $\bar{h}$ を求め、これらを用いて透水係数を求めざるを得ない。このような試験孔の凸凹の得られる透水係数に与える影響も測定平均値と測定値の標準偏差を用いて誤差伝播の法則を適用することによって検討できるわけである。

参 考 文 献

- 1) 本間仁・春日屋仲昌：次元解析・最小 2 乗法と実験式，第 23 版，pp.84～94，コロナ社，1981 年 6 月
- 2) 松本徳久・池田隆：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する調査，土木研究所資料，第 2071 号，pp.44～53，1984 年 3 月。

参考資料－3

地盤中の負の圧力水頭値がU.S.B.R.
アースマニュアルE-19法の精度に与える影響

1. 概 説

元来、地盤の不飽和領域に対して適用される U.S.B.R.アースマニュアル E-19 法の透水係数算定式には、地盤が不飽和であることにより発生する負の圧力水頭の影響が全く考慮されていない。しかし、実際には、地盤が飽和されていない限り負の圧力水頭が存在する。そのため、不飽和領域にも水頭勾配が生じ、水の流れが発生する。よって、飽和領域のみの水の流れを考慮した場合よりも多くの水の流れが発生することになる。なお、この傾向は、飽和度が小さく、透水係数が小さい地盤ほど強くなる。

以上のことを考慮して、地盤中の負の圧力水頭値が U.S.B.R.アースマニュアル E-19 法の精度に与える影響を飽和—不飽和浸透解析（使用プログラム：UNSAF 2D¹⁾）を行って検討した。以下にその結果を報告するものである。

2. 数値解析の概要

2.1 入力物性値

今回の飽和—不飽和浸透流解析に用いた不飽和特性も含めたモデル地盤の入力物性値を表-1、図-1 にまとめて示す。モデル地盤は、均質等方で、飽和時の透水係数 k_0 は 1.0×10^{-4} cm/s である。また、間隙率 n 、最小含水量 θ_r 、有効体積含水率 θ_e は、それぞれ 0.2, 0.0, 0.2 とし、比貯留係数 S_s は $0.0(\text{cm}^{-1})$ とした。また、不飽和時の透水係数 k_u と飽和時の透水係数 k_0 の比である比透水係数 $K_r(=k_u/k_0)$ と体積含水率 θ との関係は、本文 4 章で示した S.Irmay の提案式²⁾で表現した。さらに、不飽和土における体積含水率 θ と圧力水頭 φ の関係は、話を簡単にするため、 $(\theta=0.2, \varphi=0.0)$ と $(\theta=0.0, \varphi=\varphi_0)$ の間の直線で表現した。なお、今回は、土中の負の圧力水頭値の大きさが U.S.B.R.アースマニュアル E-19 法の精度に与える影響を検討することが目的であるので、 φ_0 の値を -0.001cm 、 -25cm 、 -250cm の 3 種類の場合についての計算を行うことにした。

表-1 入 力 物 性 値

飽和時透水係数	k_0	1.0×10^{-4}	(cm/s)
間 隙 率	n	0.2	
最小含水量	θ_r	0.0	
有効体積含水率	θ_e	0.2	
比貯留係数	S_s	0.0	(cm^{-1})

いま、 φ_0 として与えた上記の値が、実際の地盤の負の水頭値とどの程度の差があるのかについて少し検討してみよう。まず、Keen³⁾は理想的な土の理論毛管水頭値を表-2 のように求めている、なお、この毛管水頭値 h_c は、 φ_0 の絶対値に相当すると考えればよい。この表より、粘土の理論毛管水頭値は 4500 cm 以上で

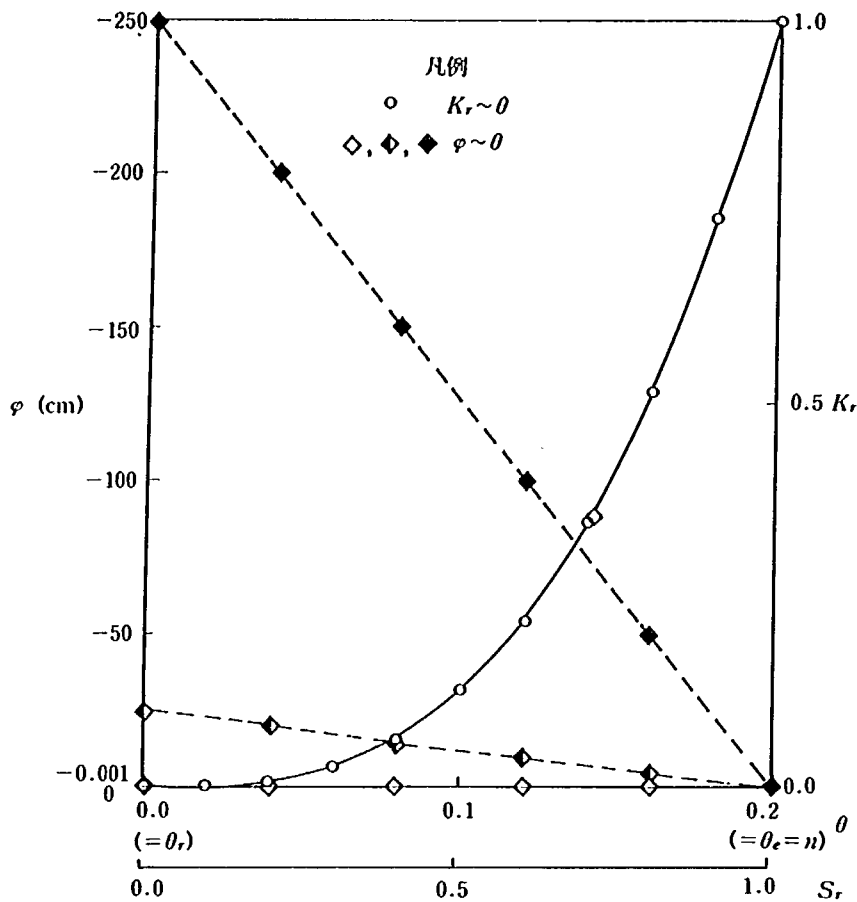


図-1 不飽和特性

表-2 土の理論毛管水頭値³⁾

土 壌 名	細 レ キ	粗 砂	細 砂	微 砂	細 微 砂	粘 土
h_c (cm)	10	45	225	937	4500	4500 以上

ある。よって、今回の計算に用いた $|\varphi_0|$ の最大値 250 cm という値は実際の地盤のそれに比べてさほど大きい値ではないことになる。一方、 $Po \propto e^{\varphi}$ によると、自然土壌における観察では、たとえ粘土であっても毛管水頭値が 300 cm を越えることは稀であるとされている。この意見に従うと、 $|\varphi_0| = 250 \text{ cm}$ という値は、実際の地盤の毛管水頭値と比較してかなり大きめの値であることになる。

上記の相反する意見は、次のような解釈をしてやれば十分辻褃があうものになる。つまり、土が完全に乾燥した状態であれば Keen の示した理論毛管上昇高はさほど間違った値ではないのであろうが、粘土のように構成粒子が小さくかつ間隙も小さくなると、自然状態では間隙のかんりの部分がほとんど移動することのない吸着水によって占められる (θ_r が大きくなることに等しい)。そのため、自然状態の地盤は、完全に乾燥状態で存在し得ず、毛管水頭値が 300 cm 程度で頭打ちになるものと考えられる。よって、実際の地盤と今回の計算用のモデル地盤を比較すると、 $|\varphi_0| = 250 \text{ cm}$ というのは、かなり大きな毛管水頭値を与えて計算していることがわかる。

なお、各物性値に対する詳しい説明は、本文 4 章を参照されたい。

2.2 計算モデルと計算条件

計算モデルは、本文4章で示した3つの計算モデルのうちモデル No. 1 ($h/r=10$ の場合) を使用した。また、地下水条件としては、 $T_u > 3h$ と $T_u < h$ の場合の2ケースを考えた。図-2 に計算モデルの概略図を、また、表-3 にモデル寸法と計算条件を示した。なお、 $H_2=h$ とせず $H_2=2h$ としたのは、負の圧力水頭の増加に伴う不飽和領域中の浸透量増加の影響をとらえるためである。

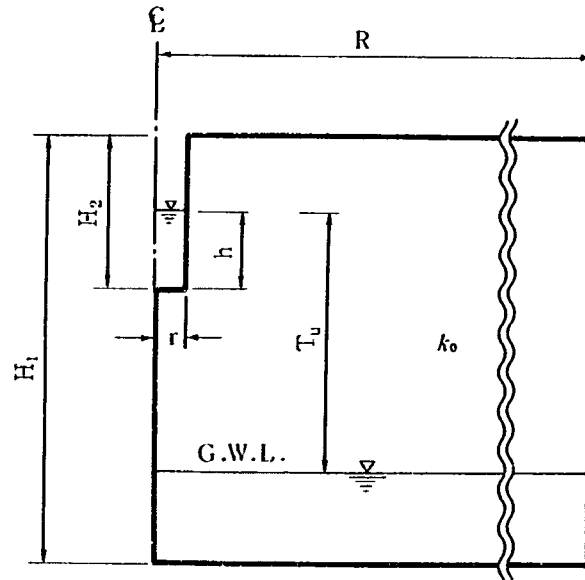


図-2 計算モデルの概略図

表-3 モデル寸法と計算条件

h/r	10
$h(\text{cm})$	50
$r(\text{cm})$	5
$H_1(\text{m})$	3
$H_2(\text{m})$	1
$R(\text{m})$	5
$T_u(\text{cm})$	① $T_u > 3h \cdots T_u = 160$ ② $T_u < h \cdots T_u = 30$

3. 計算結果

二つの地下水条件 ($T_u > 3h$, $T_u < h$) において、 ϕ_0 の値を3種類変化させた時に得られた試験孔からの注入流量(節点流量の合計)と、これを本文4章で示した透水係数算定式に代入して求めた透水係数を表-4, 5に示す。また、試験孔構成節点からの流量分布を図-3, 4に示す。これらの図表から以下のことがいえる。

- ① $|\phi_0|$ の値が 0.001 cm と非常に小さい場合は、計算の結果得られる透水係数が、モデル地盤の透水係数 $1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ に対して、 $T_u > 3h$ で $1.57 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$, $T_u < h$ で $1.04 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ とまずまずの精度を有している。

表-4 注入流量と透水係数 ($Tu > 3h$ の場合)

$ \varphi_0 $ (cm)	注入流量 Q (cm ³ /s)	透水係数 $k^*)$ (cm/s)	透水係数比 ^{**}
0.001	1.178	1.57×10^{-4}	1.00
25	1.364	1.82×10^{-4}	1.16
250	2.051	2.73×10^{-4}	1.74

注) *) $Tu > 3H$ の場合の透水係数算定式は,

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r}{h} \right)^2} + \frac{r}{h} \right]$$

**) 透水係数比とは, $\varphi_0 = -0.001$ cmの計算から得られた透水係数を1.00とした場合のその他の φ_0 の時の計算から得られた透水係数の値を指す。

表-5 注入流量と透水係数 ($Tu < h$ の場合)

$ \varphi_0 $ (cm)	注入流量 Q (cm ³ /s)	透水係数 $k^*)$ (cm/s)	透水係数比 ^{**}
0.001	2.970×10^{-1}	1.04×10^{-4}	1.00
25	3.297×10^{-1}	1.15×10^{-4}	1.11
250	4.524×10^{-1}	1.58×10^{-4}	1.52

注) *) $Tu < h$ の場合の透水係数算定式は,

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \frac{\ln(h/r)}{(h/Tu)^{-1} - 1/2(h/Tu)^{-2}}$$

**) 透水係数比とは, $\varphi_0 = -0.001$ cmの計算から得られた透水係数を1.00とした場合のその他の φ_0 の時の計算から得られた透水係数の値を指す。

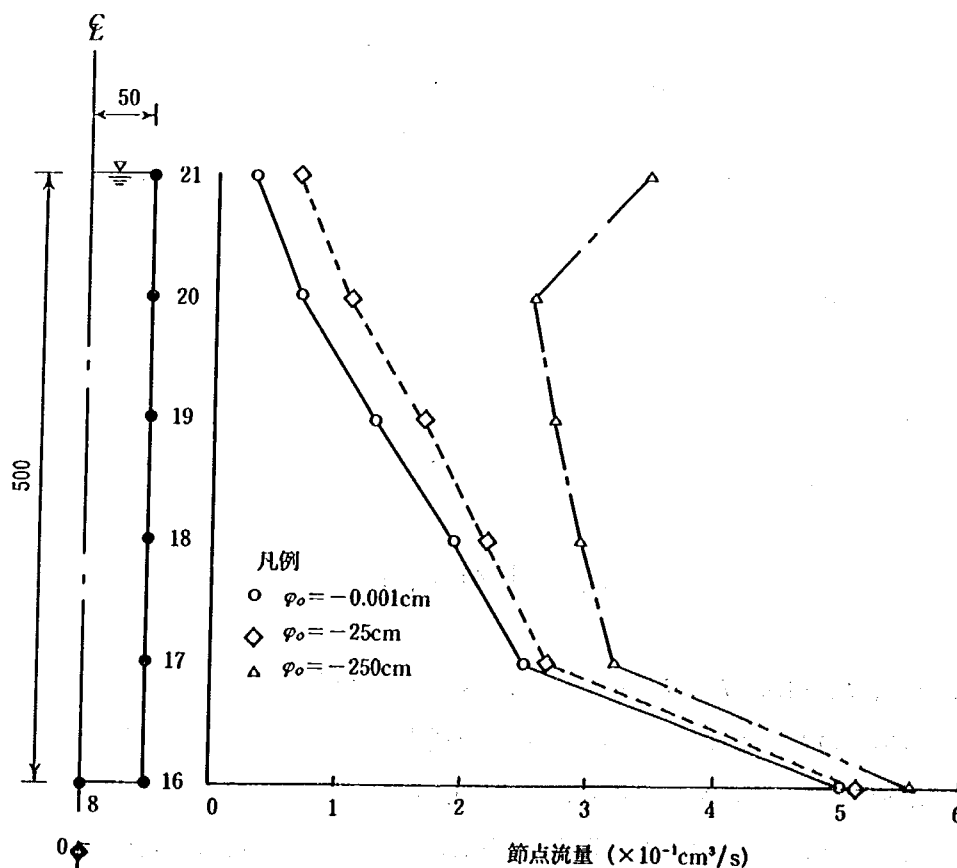
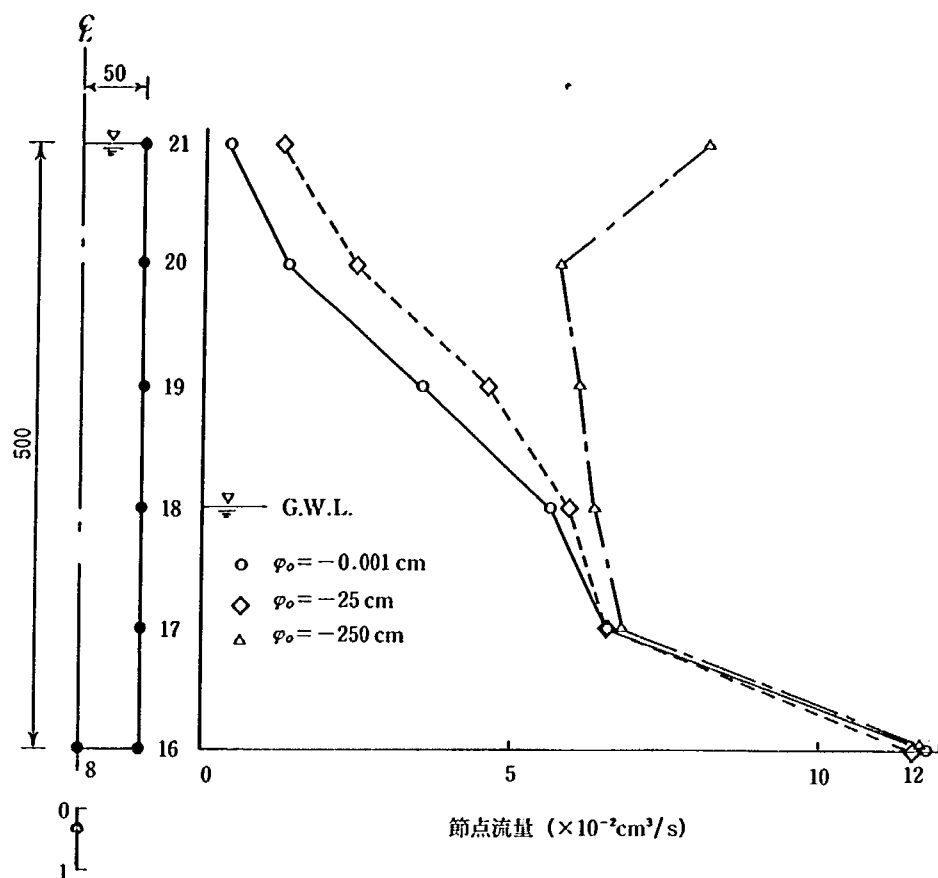


図-3 節点流量の深さ方向分布 ($Tu > 3h$ の場合)



図一4 節点流量の深さ方向分布 ($T_u < h$ の場合)

- ② $|\phi_0|$ の値が25 cm, 250 cmと大きくなるにつれて得られる透水係数は, $T_u > 3h$ で 1.82×10^{-4} cm/s, 2.73×10^{-4} cm/s, $T_u < h$ で 1.15×10^{-4} cm/s, 1.58×10^{-4} cm/sと増加する傾向を示す。しかし, 自然地盤中に存在する限界の毛管水頭値に近い250 cmという値を $|\phi_0|$ の値として採用して計算しても(実際には, この値は粘土を想定した場合のもので, 1.0×10^{-4} cm/s程度の地盤ではもう少し小さい毛管水頭値が限界値となる), 得られる透水係数がモデル地盤の透水係数の3倍以内におさまるオーダー的な差は生じていない。よって, U.S.B.R.アースマニユアルE-19法は, かなり大きな毛管水頭が存在する地盤でも, 原位置透水試験としては十分な精度を有しているといえる。

ただ, 地盤がかなりの毛管水頭値を有するような場合は, 透水試験の結果の解釈に役立てるために, 透水試験を実施する際に, テンシオメーター等を用いて地盤の毛管水頭値を押えておくことが望ましい。

- ③ 地下水条件によらず, 節点流量は, 各節点とも $|\phi_0|$ が大きい程大きくなっている。また, この傾向は孔内水深の浅い部分程強くなっている。これは, 水深が浅い部分程, 不飽和領域からの吸引の影響を大きく受けているためである(図一5参照)。
- ④ 孔壁部分の節点流量の深さ方向分布をみると, 地下水条件によらず, $\phi_0 = -0.001$ cm, -25 cmの場合は, ほぼ直線関係にあるのに対し(孔壁からと孔底からの流出流量の和が得られている節点16は除外する。さらに, $T_u < h$ の場合は, 地下水面より下の節点16, 17は除外する。), $\phi_0 = -250$ cmの場合は, 最上部節点21からの流量が極端に大きくなっているため直線関係が崩れている。これは, ③でも述べたように, 水深が浅い部分程, 不飽和領域からの吸引の影響を大きく受けているためである。

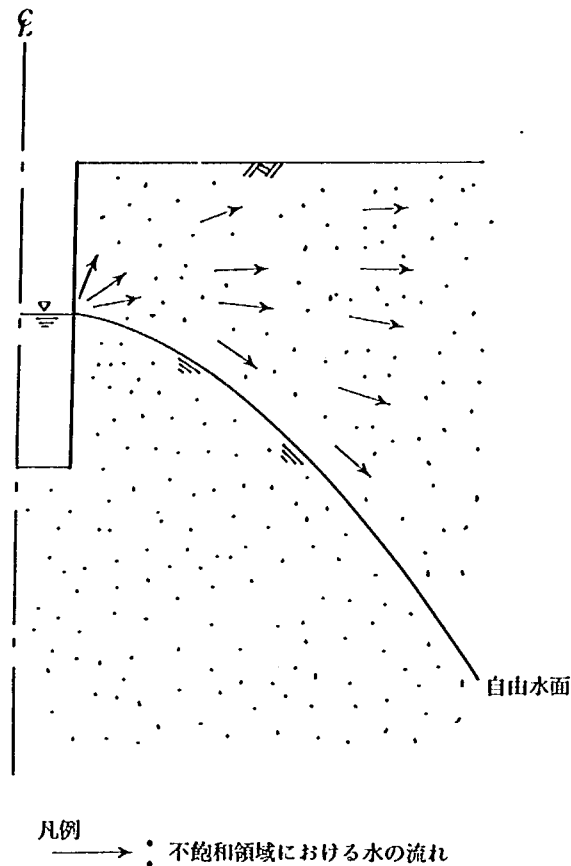


図-5 試験孔周辺の水の流れ

一方、U.S.B.R.アースマニュアル E-19 法は、孔内からの流れを孔中心軸上の点湧源からのポテンシャルフローであるとし、かつこの点湧源の強さが水深に比例して大きくなると仮定して透水係数算定式を誘導している。そのため、節点流量の深さ方向分布が直線に近ければ、実際の水の流れが U.S.B.R.アースマニュアル E-19 法の理論上の仮定を満足しているといえるわけである。こう考えると、節点流量の深さ方向分布が直線関係を示さなくなる 250 cm という毛管水頭値の場合は、結果として得られる透水係数はまずまずの精度を有しているものの、水の流れが理論上の仮定を満足しなくなる。よって、大きな毛管水頭を有していると思われる地盤では、②でも述べたように、透水試験とともに毛管水頭の測定を行い、透水試験結果の解釈に役立てることが望まれる。

4. 結 論

ここでは、地盤の有する毛管水頭値の大きさが不飽和領域で適用される U.S.B.R.アースマニュアル E-19 法の精度に与える影響を飽和-不飽和浸透流解析を行い検討した。その結果、自然地盤で観察される土の毛管水頭値としてはかなり大きな値である 250 cm (at $\theta = \theta_r$) を入力物性値として採用して計算を行った場合でも、結果として得られる透水係数はモデル地盤のそれよりも大きくなるものの、オーダーを違えるようなことはなく十分原位置透水試験としての精度を満足していることが判明した。

ただし、原位置での視察により、毛管水頭値がかなり大きいと思われる地盤においては、透水試験とともに

に，原位置で自然含水比状態の地盤の毛管水頭値も測定し，透水試験結果の備考として付記しておけば，透水試験結果の解釈に大いに役立つものとする。

参 考 文 献

- 1) センチュリ リサーチ センタ株式会社：飽和一不飽和浸透流解析 UNSAF 2 D 使用説明書，第 2 版，1983 年 7 月。
- 2) 河野伊一郎・西垣誠：不飽和砂質土の浸透特性に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 307 号，pp. 59～69，1981 年 3 月。
- 3) 清水英治：技術手帳 pF，土と基礎，Vol. 21，No. 2，pp. 81～82，1973 年 2 月。
- 4) A.A. Poge (山崎不二夫監訳)：土壌と水，第 4 版，東京大学出版会，pp. 41～46，1971 年 4 月。

参考資料一 4

フィルダムコア材の透水性管理に原位置変水位
透水試験を採用する場合の注意事項

1. 概 説

フィルダムコア材の透水性管理試験としては、注水定水位試験である U.S.B.R.アースマニュアル E-19 法（以後、定水位法と呼ぶ）が良く採用されている¹⁾（図-1 参照）。この試験を実施した場合、コア材盛土の透水係数は次式で求めることができる。

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r}{h} \right)^2} + \frac{r}{h} \right] \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 k ：透水係数、 Q ：定常時注入流量、 h ：孔内水深、 r ：試験孔半径。さらに、 $\sinh^{-1}$ は逆双曲線関数で次式で表わせる。

$$\sinh^{-1} x = \ln(x + \sqrt{x^2 + 1}) \dots\dots\dots (2)$$

しかし、定水位透水試験は、図-1 に示すような水位を一定に保ちながら水を供給する装置が必要であるうえ、注入量の計測を試験終了までかなり頻繁に行わなければならない。そのため、一度にあまり多くの試験を実施することができない。定水位法におけるこのような問題点を考慮して、図-2 に示すような注水変水位法（以後、変水位法と呼ぶ）を適用しているダムもある¹⁾（表-1 参照）。この変水位法では、試験孔に水を張り、その時の水位とある時間経過後の水位を測定することにより、次式を用いて透水係数を算定する。なお、次式は定水位法の透水係数算定式である式(1)を時間微分の形にして解いたものである²⁾ことを注意しておく。

$$k = \frac{r^2}{2(t_2 - t_1)} \left[\frac{1}{h} \sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) + \frac{1}{2r} \operatorname{cosech}^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - \frac{1}{2h} \sqrt{1 + \left(\frac{r}{h} \right)^2} + \frac{r}{2h^2} \right]_{h=h_1}^{h=h_2} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 t_1 、 t_2 ：測定開始時および終了時の時間、 h_1 、 h_2 ：測定開始時および終了時の孔内水位。さらに、 $\operatorname{cosech}^{-1}$ は逆双曲線関数で次式で表わせる。

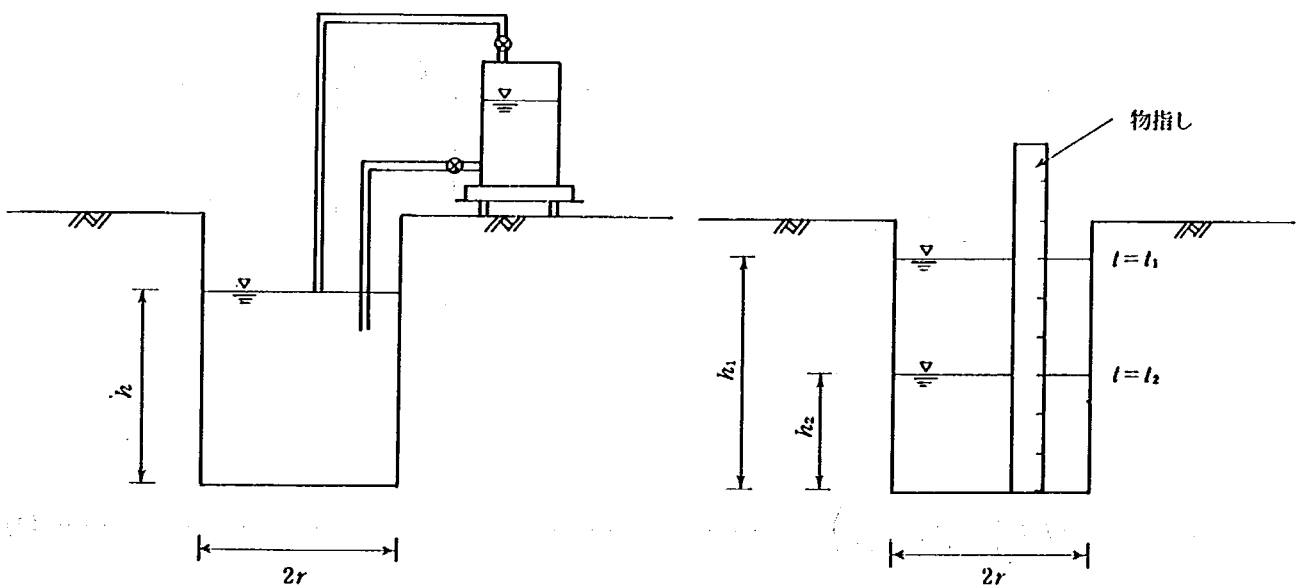


図-1 定水位法

図-2 変水位法

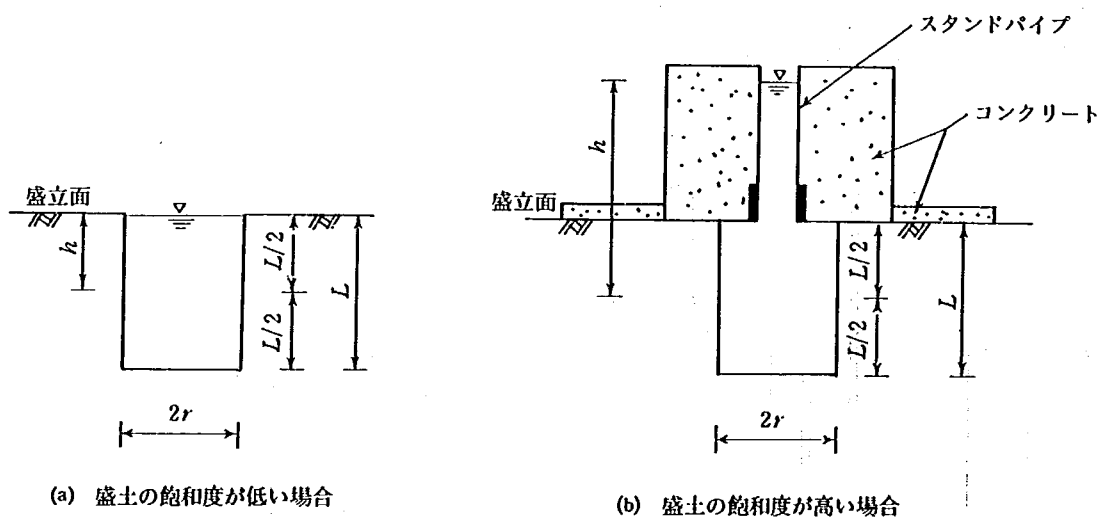
表一 フィルダムコア材の透水性管理試験方法^{3)~12)}

ダム名	事業者名	透水試験方法
大雪	北海道開発局	U.S.B.R.変水位法 $r=10\text{cm}$
白川	建設省 東北地方建設局	U.S.B.R.変水位法 $r=12.5\text{cm}$
御所	建設省 東北地方建設局	U.S.B.R.アースマニュアル E-19法 $h=25\text{cm}$, $r=7.5\text{cm}$
高見	北海道	定水位法 (具体的な方法は不明)
樽水	宮城県	U.S.B.R.アースマニュアル E-19法 $h=30\text{cm}$, $r=15\text{cm}$
広瀬	山梨県	U.S.B.R.アースマニュアル E-19法 $h=100\text{cm}$, $r=7.5\text{cm}$
奈良井	長野県	U.S.B.R.アースマニュアル E-19法 $h=30\text{cm}$, $r=15\text{cm}$
岩屋	水資源開発公団	U.S.B.R.変水位法 $r=15\text{cm}$
寺内	水資源開発公団	U.S.B.R.アースマニュアル E-19法 $h=30\text{cm}$, $r=15\text{cm}$
高瀬	東京電力	U.S.B.R.アースマニュアル E-18パッカー法 ^{*)} $L=30\text{cm}$, $r=15\text{cm}$
七倉	東京電力	U.S.B.R.アースマニュアル E-18パッカー法 $L=30\text{cm}$, $r=15\text{cm}$

注*) 透水係数算定式は次式で表わせる。

$$k = \frac{Q}{2\pi Lh} \sinh^{-1} \frac{L}{2r} \quad (10r > L \geq r)$$

ここに、 L : 水の浸透区間長、 h : 水頭差。



$$\operatorname{cosech}^{-1} x = \ln \left(\frac{1}{x} + \sqrt{1 + \frac{1}{x^2}} \right) \dots \dots \dots (4)$$

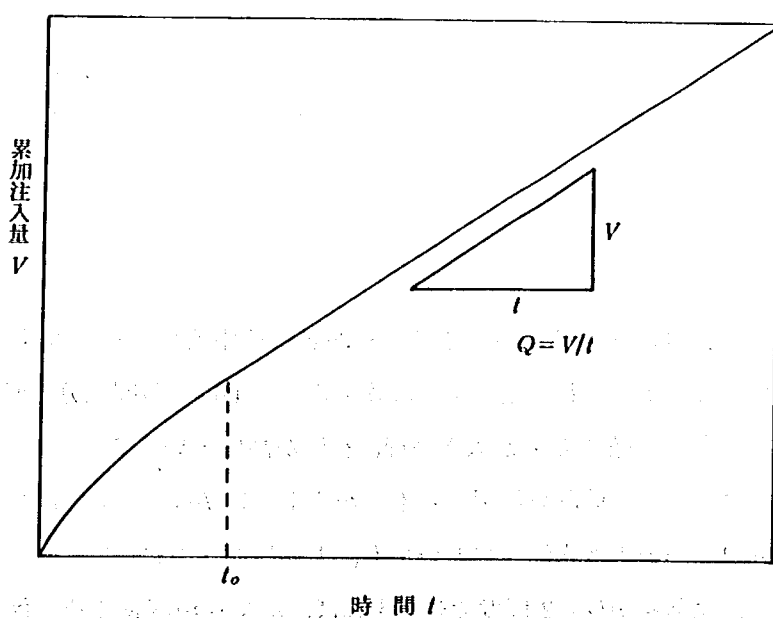
変水位法を採用すると、測定器具としては物指し程度のものがあればよい。水位計測も頻繁に行う必要がないので非常に便利である。しかし、この変水位法にも、実施にあたって注意しておかなければなら

い問題点が存在する。そこで、以下に変水位法における問題点を列挙するとともに、その対策について考えてみることにする。

2. 変水位法の問題点とその対策

2.1 試験孔周辺の事前飽和

定水位法であれ変水位法であれ、試験孔周辺を事前に十分飽和しておかなければ、盛土の透水性を実際よりも過大に評価してしまう恐れがある。この点に関して定水位法では、所定の時間間隔で試験孔からの累加注入量を計測し、図一3に示すような累加注入量—時間曲線を描き、 $t \leq t_0$ における注入量で試験孔周辺を飽和した後の $t > t_0$ の直線部分の勾配から定常時注入流量 Q を求めるという作業を踏む。つまり、定水位法においては、試験孔周辺の土を飽和する過程が試験の中に組み込まれている。一方、変水位法でも、事前通水を行って試験孔周辺の飽和を行うが、定水位法のように飽和を確認する手段がない。そこで、変水位法では、以下のような方法での事前通水により試験孔周辺を飽和することを勧める。つまり、フィルダム本体施工の前に実施される現場盛立試験用のヤードにおいて定水位法を実施して、図一3における時間 t_0 を求めておく。そして、実際の施工管理における変水位法では、 t_0 の事前通水により孔周辺の飽和を行った後、計測を開始するというものである。この際、現場盛立試験ヤードは、本体施工と同仕様で造成したものでなければならないのは言うまでもないが、試験ヤードでの定水位法では、 r は変水位法と同じで、さらに、孔内水位 h は、変水位法で予想される計測開始水位 h_1 と終了水位 h_2 の平均値 $(h_1 + h_2)/2$ に設定することが望ましい。なお、この方法に対して、水位低下を所定の時間間隔で測定し、その時間間隔ごとの水位低下をもとに透水係数を求め、透水係数が一定になった時の値をもって飽和時の透水係数を求めればよい (図一4 参照) のでは



図一3 累加注入量—時間曲線 (定水位法)

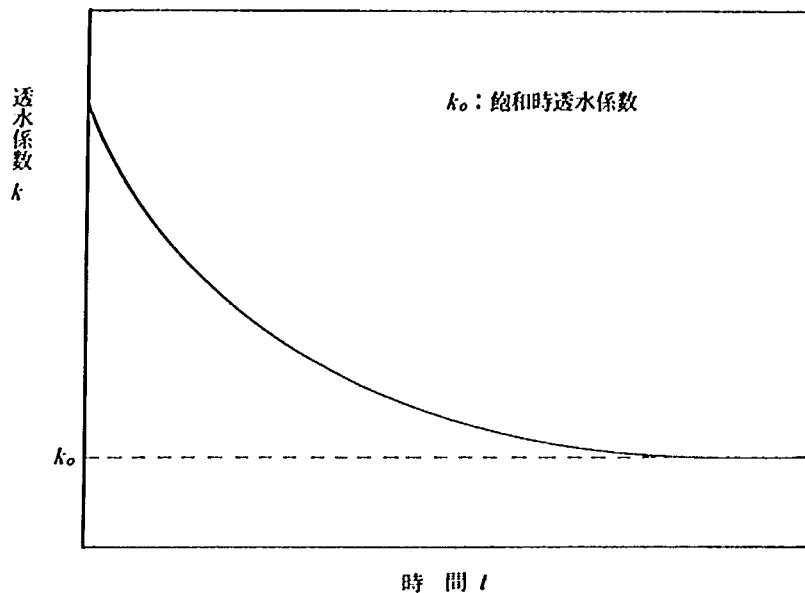
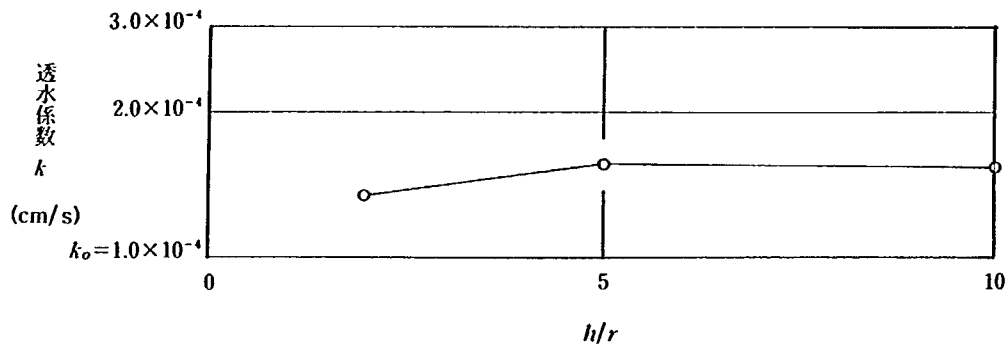


図-4 透水係数—時間曲線 (変水位法)



注) k_0 は、モデル地盤の透水係数。

図-5 h/r の影響 (定水位法)

ないかという意見があるかもしれない。しかし、このような方法を採用したのでは、計測にかなりの手間がかかるうえ、各時間間隔ごとに透水係数を求めて行かなければならないので変水位法の利点がなくなってしまう。

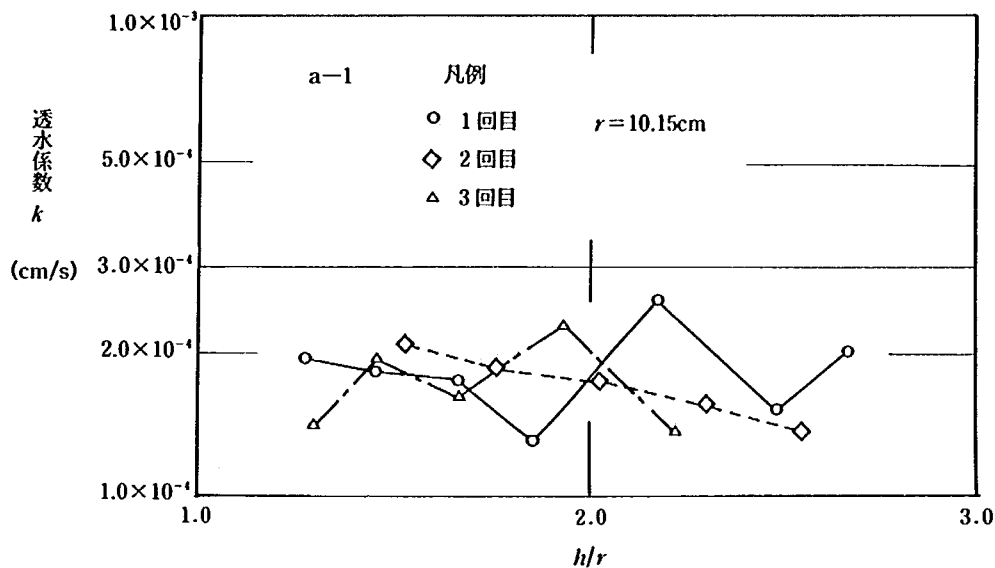
2.2 試験終了時の h/r

変水位法の透水係数算定式は、試験孔からの水の流れが試験孔中心軸上に存在する点湧源からのポテンシャルフローであると仮定して求められる定水位法の算定式 (式(1)) を時間微分の形にして解いたものである。よって、定水位法の場合と同様に h/r が大きい程、精度が高いといえる。

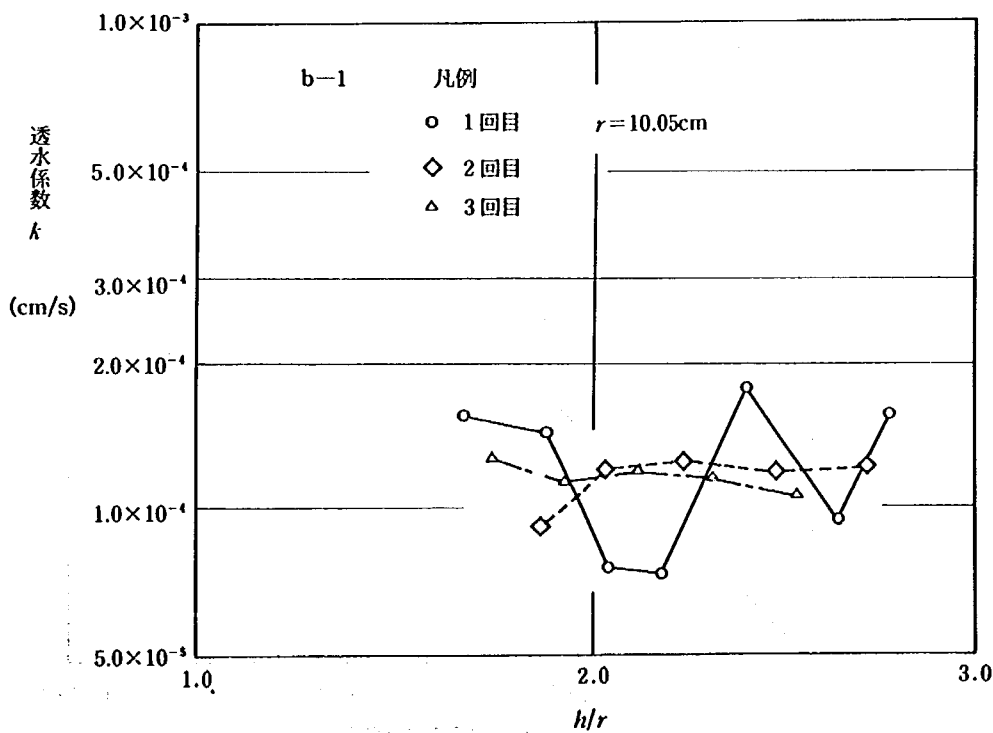
定水位法の場合は、本文4章の数値計算結果からもわかるように $h/r=2$ まではかなり精度良く透水係数を求められる (図-5 参照)。一方の変水位法においても、上述したように、定水位法と同様の仮定を設定していることを考慮すると、試験を $h/r=2$ 程度で終了すれば、かなり精度良く透水係数を求められるといえる。ただし、変水位法では、試験開始時に水位 h_1 を測定して、一定時間後に水位 h_2 を測定する (フィルダ

ムのコア材に限れば、一日の盛立が終了した後に試験を開始し、翌朝、試験を終了するという時間サイクルを採る)。そのため、盛土の透水性によっては、試験終了時に $h/r < 2$ になっていることも十分考えられる。よって、 $h/r < 2$ の試験条件における変水位法の精度について検討しておくことは非常に重要である。そこで、筆者らは、このことを現場計測により検討してみた。具体的内容は以下のとおりである。

試験を実施したのは、本文 6 章でも紹介した長沼ダムのタイヤローラー 12 回転圧試験ヤードにおける透水試験実施位置 a-1, b-1 である(本文中、図-6.5 参照)。時間サイクルは、定水位法を実施した後で、かつ



(a) a-1



(b) b-1

注) 透水係数は 15°C での値である。

図-6 透水係数 k と h/r の関係 (変水位法)

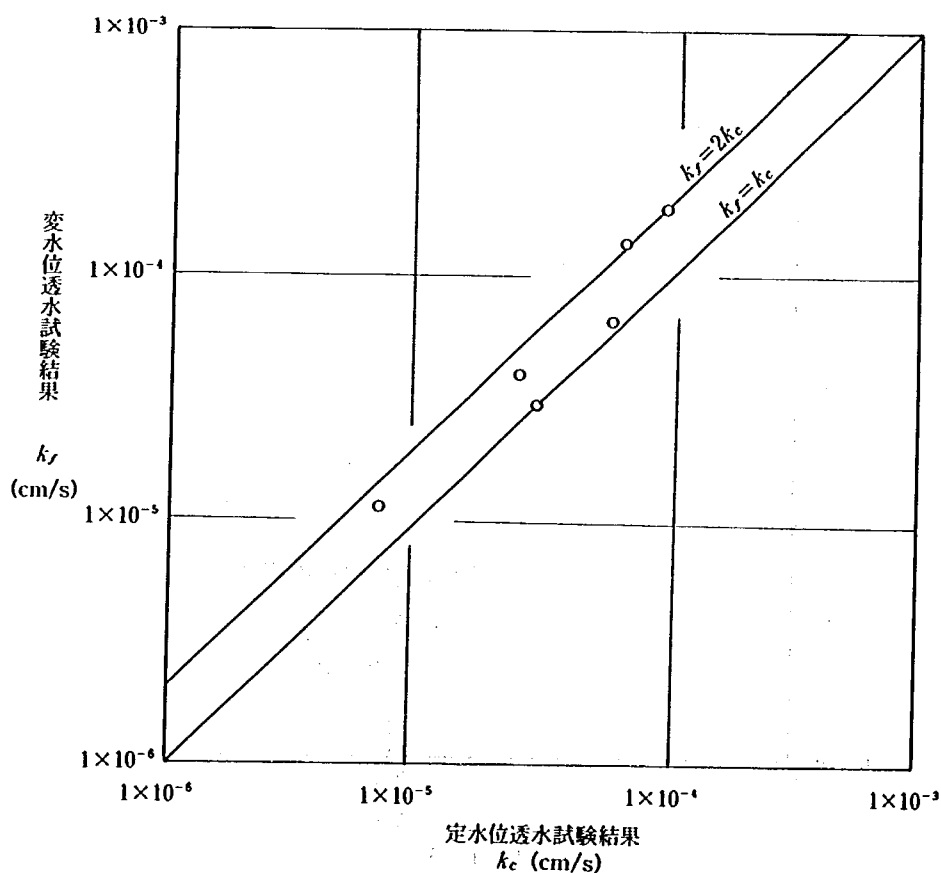
ネステロフの方法および結合方法を開始する前である。そのため、試験孔周辺の事前飽和は十分である。また、具体的な方法は、試験開始後、所定時間間隔（原則として 30 分）で孔内水位低下を測定し、各時間間隔ごとに透水係数 k を求めるというものである。試験の結果を k と h/r の関係としてまとめたものを図-6 に示す。なお、ここで示す h とは、各時間間隔ごとに測定された平均水位である。図-6 をみると、各時間間隔ごとに得られる透水係数はややばらつくものの、全体的には $h/r < 2$ で得られる透水係数は $h/r \geq 2$ で得られる透水係数とあまり大差がないことがわかる。よって、今回の試験結果だけで判断すると、 $h/r = 1$ 程度で試験を終了しても、得られる透水係数の精度には大きな影響はないといえる。

2.3 定水位法の結果との比較

ここでは、同じ試験孔において、定水位法を実施した場合と変水位法を実施した場合で、得られる透水係数にどの程度の差異があるのかを現場計測により検討する。

現場計測は、2.2 でも示した長沼ダムのタイヤローラー12 回転圧試験ヤードにおける透水試験実施位置 a-1~3, b-1~3 の 6 か所で実施した（本文中、図-6.5 参照）。時間サイクルは、定水位法を実施した後で、かつネステロフの方法および結合方法開始前に変水位法を実施することにしたので、試験孔周辺の事前飽和は十分である。

試験結果を図-7 に示す。この図をみると、変水位法より得られた透水係数 k_f は、同試験孔で実施した定



注) 透水係数は、15°C での値である。

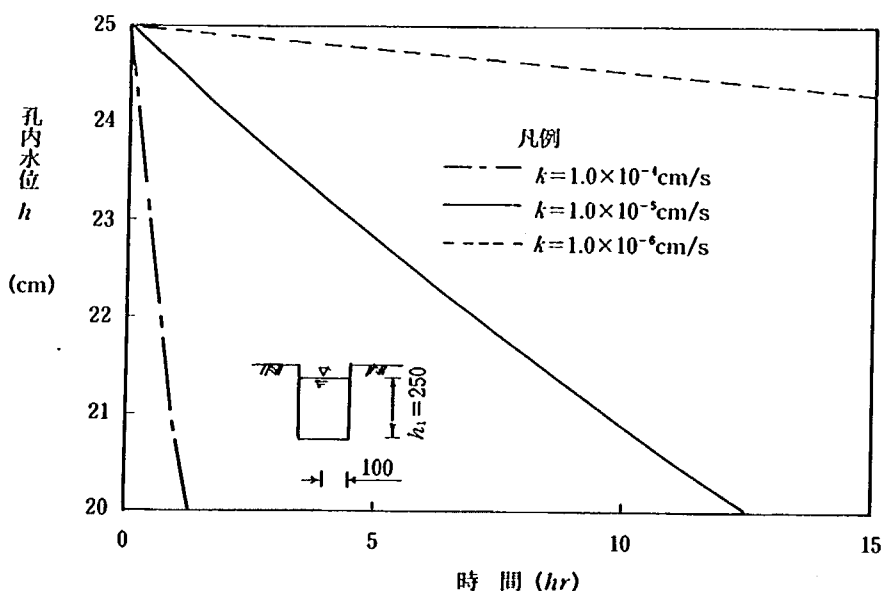
図-7 同試験孔で実施した定水位法と変水位法の結果の比較

水位法より得られた透水係数 k_c の 1~2 倍程度の値となっているが、原位置透水試験の精度を考えると、大きな差異ではない。

2.4 変水位法の適用範囲

ここでは、変水位法がどの程度の透水性の盛土に適用できるかについて検討する。

まず、透水性が大きい場合は、測定開始前の通水で試験孔周辺を飽和できるか否かが問題となる。しかし、フィルダムコア材は、締固め後の飽和度が高く、透水係数が $1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 程度以下であるので、試験孔周辺が事前飽和ができないという問題はほとんどないといえる。一方、透水性が小さい場合は、孔内水位低下速度と水位測定精度の関係から適用範囲が決ってくる。いま、例として、径 20 cm の試験孔において、水位 25 cm から試験を開始した場合を想定する（なお、この試験孔の寸法が実際にダムで使用されている試験孔の寸法と大差がないことは、表一1 を見れば明らかである）。この場合の孔内水位—時間曲線を式(3)より求めたものを図—8 に示す。ところで、実際の盛土の透水性管理試験の時間サイクルは、その日の施工が終了した時点から試験を開始し、翌朝に終了するというものである。よって、測定時間は正味 12 時間程度である。ここで、12 時間経過後の孔内水位低下量を図—8 から読み取ると、盛土の透水係数が $1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ で約 4.8 cm、 1.0×10^{-6} で 0.6 cm。しかし、水位低下を測定する器具が物指しだとすると、盛土の透水係数 $1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ が小さい場合の限界値ではないかといえる。ただ、透水係数 $1.0 \times 10^{-6} \sim 1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ の範囲がある程度の精度で求められればコア材盛土の透水試験方法としては十分である。



図—8 孔内水位—時間曲線

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設，第4巻，初版，(財)全国建設研修センター，pp. 406～419，1979年8月。
- 2) 松本徳久・池田隆：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する調査，土木研究所資料，第2071号，pp. 44～53，1984年3月。
- 3) 北海道開発局：大雪ダム工事記録，1977年12月。
- 4) 建設省東北地方建設局白川ダム工事事務所：白川ダム工事誌，1981年11月。
- 5) 建設省東北地方建設局御所ダム工事事務所：御所ダム工事誌，1982年3月。
- 6) 北海道・北海道電力株式会社：高見ダム工事誌，1984年2月。
- 7) 宮城県土木部水資源開発課・樽水ダム建設事務所：樽水ダム工事誌，1977年3月。
- 8) 山梨県土木部河川課・広瀬ダム建設事務所：広瀬ダム工事誌，1976年3月。
- 9) 長野県土木部奈良井川改良事務所：奈良井ダム工事誌，1984年3月。
- 10) 水資源開発公団・中部電力株式会社：岩屋ダム工事誌，1978年3月。
- 11) 水資源開発公団寺内ダム建設所：寺内ダム工事誌，1980年3月。
- 12) 東京電力株式会社高瀬川水力建設所：高瀬川電源開発工事報告，1981年10月。

異方性地盤における原位置透水
試験方法に関する研究

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第2373号

昭和61年 5 月 (1986)

松本 徳久 山口 嘉一

キーワード：フィルダム, 原位置透水試験, 軟岩, 異方性地盤

要 旨 ダムの軟岩基礎の透水性を把握する際に、ルジオンテストとともに実施されることがあるDarcy 則に基づく原位置透水試験を異方性地盤において実施する場合を想定しての調査・研究を行った。具体的内容は以下のとおりである。

- ① 異方性地盤における原位置透水試験についての研究の現状を単孔式透水試験、多孔式透水試験にかかわらず調査した。
- ② 単孔式透水試験でオーガー孔法を利用して異方性地盤の透水性を把握する試験法を開発した。
- ③ ②で開発した試験法の精度を数値解析により検討した結果、かなり精度が良いことが判明した。
- ④ ②で開発した試験法を実際に現場で実施した。その結果判明した本試験法の適用上の意点を整理した。

郵便はがき

40円
切手
を
は
い
て
下
さ
い

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
ダム部フィルダム研究室
御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 001

No. 001

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2373号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印