

土木研究所資料

ダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査マニュアル(案)

平成13年10月

独立行政法人土木研究所
水工研究グループダム構造物チーム

Copyright © (2001) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事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、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査マニュアル(案)

水工研究グループ ダム構造物チーム 上席研究員 山口 嘉一

要 旨

軟岩、風化岩、破碎岩といった強度の小さい岩盤や砂礫層によりその大部分が構成されるサイトや、火山岩地帯の旧河床砂礫の挟み層のように弱層が局所的に存在するサイトでのダム建設に際しては、基礎岩盤の浸透破壊抵抗性評価およびその結果に基づく安定性評価や対策工の設計が必要である。

本資料は、既往の基礎地盤浸透破壊抵抗性調査事例の収集・分析、その結果を受けた原位置における簡易試験、室内および原位置における浸透破壊試験などにおけるダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査方法に関する体系的な研究の成果をとりまとめ、ダム基礎地盤における浸透破壊抵抗性の一般的調査方法を提案したマニュアル(案)である。

キーワード：浸透破壊、ダム基礎、軟岩、砂礫層、簡易試験、室内試験、原位置試験

まえがき

「軟岩、風化岩、破碎岩といった強度の小さい岩盤や砂礫層によりその大部分が構成されるサイトや、火山岩地帯の旧河床砂礫の挟み層のように弱層が局所的に存在するサイトでのダム建設に対する要求が高まっている」と言われて久しい。このようなダムサイトにおいては、ダム湛水後の基礎浸透による基礎地盤の浸透破壊の発生が懸念され、基礎地盤の浸透破壊抵抗性評価およびその結果に基づく安定性評価や対策工の設計が個別に行われてきた。当然のことながら、これらの基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査は体系化されたものではなかった。その原因として、この分野における質・量的に十分な研究成果ならびに調査・検討方針が示されていないことが考えられる。

このような現状に鑑み、独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム（研究当時、建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室）においては、個別ダムにおける基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査事例の収集・分析、その結果を受けた原位置における簡易試験、室内および原位置における浸透破壊試験などによるダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査方法に関する体系的な研究を実施してきた。これらの研究成果をとりまとめ、ダム基礎地盤における浸透破壊抵抗性の一般的調査方法を提案したものが本マニュアル（案）「ダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査マニュアル（案）」である。

ダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査方法については、今後も検討すべき課題は少なくないが、各ダムにおいて、これまでの研究成果を反映した本マニュアル（案）に従った浸透破壊抵抗性調査を実施し、その結果をフィードバックさせることを今後の研究の進め方としたいと考えている。

なお、本マニュアル（案）の内容、試験計画の立案、試験結果の解釈、さらには浸透破壊抵抗性評価等のダム基礎浸透に関する設計について疑問、質問等ございましたら、独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チームまでお問い合わせ頂きたい。

平成13年10月

独立行政法人土木研究所

水工研究グループダム構造物チーム

上席研究員（チームリーダー）

山口 嘉一

目 次

まえがき	i
目 次	iii
1. 目的と適用範囲	1
2. 調査方針	2
3. 既往の地質調査および試験結果の整理・分析	3
4. 間接評価のための簡易試験	16
4.1 概 説	16
4.2 試験位置の選定	16
4.3 試験方法	17
(1) 針およびピック貫入試験	17
(2) 洗掘抵抗試験	18
4.4 試験結果の整理	19
(1) 針およびピック貫入試験	19
(2) 洗掘抵抗試験	21
4.5 簡易試験結果に基づく間接評価	22
5. 室内試験	25
5.1 概 説	25
5.2 乱さない試料の採取位置と採取方法	26
5.3 供試体の作製	30
5.4 試験方法	31
5.5 試験結果の整理	34
5.6 室内試験結果に基づく評価	37
(1) 一軸圧縮強さ	38
(2) 針およびピック貫入勾配	39
(3) 洗掘抵抗値	40
(4) まとめ	41

6. 原位置試験	42
6.1 概 説	42
6.2 試験位置の選定	43
6.3 原位置試験方法の種類	44
6.4 単孔注水式試験	45
(1) 試験方法	45
(2) 試験結果の整理	49
6.5 多孔注水式試験	54
(1) 試験方法	54
(2) 試験結果の整理	59
6.6 単孔揚水式試験	61
(1) 試験方法	61
(2) 試験結果の整理	65
6.7 水平一次元流式試験	67
(1) 試験方法	67
(2) 試験結果の整理	73
6.8 原位置試験結果に基づく評価	77
(1) 限界動水勾配の総合評価	77
(2) 原位置試験の適性評価	79
7. 総合評価	82
参考文献	85

1. 目的と適用範囲

ダム本体建設工事は、堤体築造と基礎処理に大別することができる。主として基礎地盤がダム基礎として十分堅固であるサイトにダムを建設できた時代には、基礎に対する設計・施工の重要性は堤体に対するそれに比べて相対的に低いものであった。しかし近年、我が国においては、上記のような堅固な地盤で構成されるダムサイトの多くが既に開発されたこともあり、軟岩、風化岩、破碎岩といった強度の小さい岩盤や、砂礫層によりその大部分が構成されるサイトや、火山岩地帯の旧河床砂礫の挟み層のように弱層が局所的に存在するサイトでのダムの建設に対する要求が高まっている。これに伴い、ダムの設計・施工における技術的課題の焦点は、堤体築造から基礎処理に移ってきているといっても過言ではない。その課題の一つとして、ダム湛水時に発生する浸透力による地盤の破壊に対する安全性の検討があげられる。また、過去のダム事故の主原因の一つに基礎の浸透破壊があった^{1)~3)}。しかし、この分野では質・量的に十分な研究成果ならびに調査・検討方針が示されていないのが現状である。

このような現状に鑑み、独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム（研究当時、建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室）においては、調査事例の収集・分析、原位置における簡易試験、室内および原位置における浸透破壊試験などによるダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査方法に関する体系的な研究を実施してきた。本マニュアル（案）においては、これらの研究成果を中心にとりまとめることにより、ダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性の一般的調査方法を提案する。

本マニュアル（案）においては、浸透破壊抵抗性の指標として限界動水勾配（ icr ）を用いている。基礎地盤の浸透破壊抵抗性の調査は、ダム以外の構造物の設計においても重要であるが、とりわけダムの設計においては、その構造物としての重要性、物性のばらつき⁴⁾なども考慮したうえで限界動水勾配（ icr ）が1桁～10程度の地層に対する厳密な浸透破壊抵抗性の評価が必要であると考えられる。

また、既往の研究では、単一地層の浸透破壊抵抗性評価を目的としてきた。そのため、実際には、物性の異なる地質境界部、特に軟質地層と高透水性の亀裂性岩盤の境界部における浸透破壊抵抗性の評価は極めて重要であるが、本マニュアル（案）では単一地層の浸透破壊抵抗性調査を対象としている。ただし、単一地層を対象とした基本的な調査方法の多くは、地質境界部の調査にも適用可能ないしは参考になるものとする。

したがって、本マニュアル（案）では、軟質な単一地層を対象に限界動水勾配（ icr ）が1桁～10程度における評価に重点をおいた浸透破壊抵抗性調査を精度よく、かつ効率的に実施するための調査の流れと調査方法を紹介する。

2. 調査方針

ダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査を精度よく、かつ効率的に実施するためには、数多くの地質を対象とした概査から概査により選定された地層を対象とした精査までを考慮した体系的な調査方針が必要となる。

図-2.1に体系的な調査方針⁹⁾を示すとともに、その内容を以下に述べる。なお、以下の文中番号は、図-2.1中の番号に一致する。

- ① ダムサイトでは、通常、十分な数量、密度での地質調査が行われている。そこで、まずボーリングコア、調査横坑ならびに地表露頭の目視観察結果を参考に、浸透破壊抵抗性が小さいと考えられる地質とその分布範囲を概略把握する。その際、地質調査とともに実施される一般的な室内土質試験結果として得られる各地質の間隙比、粒度分布、飽和度、透水係数、一軸圧縮強さ等を参考とする。
- ② ①で浸透破壊抵抗性が小さいと考えられた地質全てに対して、浸透破壊抵抗性を間接評価するための簡易試験を行い、各地質の詳細検討（直接評価）の必要性を評価する。
- ③ 簡易試験の結果、浸透破壊抵抗性の詳細検討が必要と評価された地質に対しては、原位置試験に比べて安価で試験原理が単純であることから

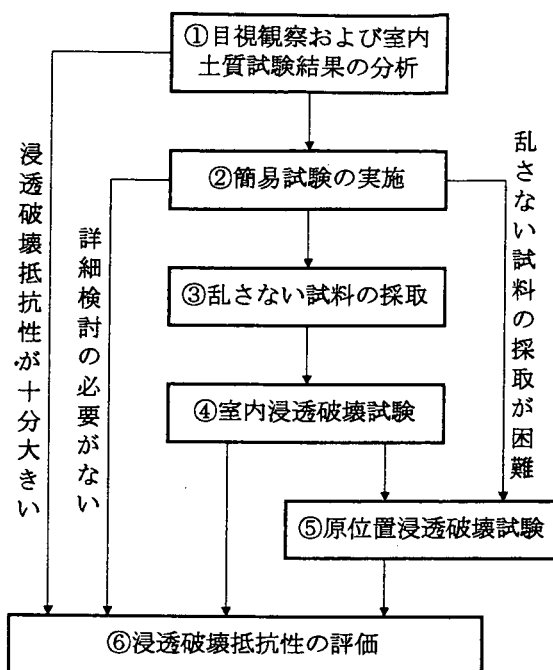


図-2.1 浸透破壊抵抗性調査の方針⁹⁾

統一した方法で数多く実施できる室内浸透破壊試験のための乱さない試料を採取する。なお、乱さない試料の採取が困難なほどの軟質な地質に対しては、気泡ボーリングや凍結サンプリング等の特殊な採取法⁹⁾を用いるか、原位置浸透破壊試験を行う。

- ④ 室内浸透破壊試験は、同一地質に対してできるだけ数多く行い、試験値のばらつきを把握する。
- ⑤ ③で乱さない試料の採取が困難なほど軟質な地質、もしくは④で極めて浸透破壊抵抗性が小さいと評価された地質に対しては、地盤の不均質性を包含した原位置浸透破壊試験を実施する。
- ⑥ 最後に、簡易試験、室内および原位置浸透破壊試験結果から対象地質の浸透破壊抵抗性の評価を行う。個々の浸透破壊試験に際しては、各種の変状が発生した時点の動水勾配を限界動水勾配候補として求めておき、設計上安全側の観点および浸透破壊という進行性の破壊形態を考慮して、限界動水勾配候補のうち最も小さいものを限界動水勾配 i_{cr} として採用すべきである。

なお、浸透破壊抵抗性の指標としては、Terzaghi⁹⁾の提案による限界動水勾配 (critical hydraulic gradient) (i_{cr}) およびJustin⁹⁾の提案による限界流速 (critical velocity) (v_{cr}) があげられる (透水係数を介すればどちらによる検討も同じである)。しかし、本マニュアル (案) では浸透破壊抵抗性の指標として限界動水勾配を採用する。

3. 既往の地質調査および試験結果の整理・分析

ダム基礎を構成する地質は、その成因によって、(1)火成岩（火山岩、深成岩）、(2)変成岩（ここでは広域変成作用による変成岩を対象とする）、(3)堆積岩、および(4)火山碎屑岩に区分される。さらに、これらの地質は、断層や褶曲といった構造運動、火山活動による熱水変質および風雨をはじめとする様々な気候の影響で、(5)破碎帯、(6)変質岩、(7)風化岩を形成することがある。

浸透破壊という観点に立つと、上述の地層の特性は以下のようにまとめられる。

(1) 火成岩

火成岩は、高温の溶岩（マグマ）が冷えて固まった岩石であるため、一般的にいう中硬岩～硬岩（一軸圧縮強さ $qu \geq 9.8 \text{ MN/m}^2$ ）¹⁰⁾に対応することが多い。

(2) 変成岩

変成岩は、広域的な構造運動によって、既存の火成岩、変成岩、堆積岩が一連の温度・圧力条件のもとで変成作用を受けつつ再結晶した地質である。このため、火成岩と同様、中硬岩～硬岩に対応することが多い。

(3) 堆積岩

堆積岩は、碎屑物が続成作用を受けて固結した地質であり、新第三紀以前（2,500万年前より古い時代）の堆積岩は中硬岩～硬岩に対応することが多い。しかし、新第三紀以降の堆積岩は、続成作用の程度が弱く、固結度が低いため、軟岩（一軸圧縮強さ $qu < 9.8 \text{ MN/m}^2$ ）¹⁰⁾ないしは土（土質地盤）に対応することが多い。特に第四紀の堆積岩（たとえば段丘堆積物や現河床堆積物などの砂礫層）は、多くの場合未固結であり、土として取り扱われる。

(4) 火山碎屑岩

火山碎屑岩は、火砕流堆積物に代表され、火山灰や火山岩片が降下・流下して堆積した地質である。このため、火成岩的な形成要因と堆積岩的な形成要因を併せ持つ。つまり、その形成過程において、高熱を伴ったか否か、あるいは続成作用の程度によって硬岩にも土にも対応する。さらには、火山碎屑岩分布地域は、数回にわたる火山活動により物性の異なる数多くの火山碎屑岩が分布していることが多く、旧河床砂礫などの著しく強度の小さい地質を挟有することが多い。

(5) 破碎帯

破碎帯は、断層や褶曲といった構造運動により、岩石が機械的に破碎されることによって形成されたある幅をもった著しく強度の小さいゾーンである。破碎帯は、破碎岩片を混入する砂質土～粘性土よりなることが多い。

(6) 変質岩

変質岩は、岩石が熱水作用等を受けて変質した地質である。源岩の構成鉱物が二次的に種々の鉱物に変化し、物理的あるいは化学的に不安定となっていることが多く、この場合、著しく強度の小さいゾーンを形成する。

(7) 風化岩

風化岩は、岩石が地表で風雨にさらされてルーズな含水物質に変化した地質である。機械的に碎

片化する物理的風化作用と、変質して粘土を生成する化学的風化作用がある。

風化岩の代表例としては花崗岩の風化（マサ化）があげられる。風化花崗岩は、著しい除荷で生じた結晶粒子間の緩みや岩盤内に発達する節理による緩み、構成鉱物の伸縮率の違い、さらにこれらの間隙を循環する地下水や熱水的作用により化学的風化を受けて著しく強度が低下した地質である。

地盤構成粒子の浸透流による流失や粒子間結合の浸透力による分離という破壊現象は、上記地質のうち、軟岩～土に対比される地質で起こり得ることを考えると、新第三紀以降の堆積岩、火山砕屑岩、破碎帯、変質岩および風化岩は、浸透破壊に対して注意を要する地層と考えることができる。

体系的な浸透破壊抵抗性調査が実施された第四紀の火砕流堆積物が分布するAダムサイトでは、一般的な地質調査として、地表地質踏査、ボーリング調査、横坑調査が厳密な浸透破壊抵抗性調査の前に行われており、詳細な地質分布が明らかとなっていた。表-3.1に試験サイトの地質層序を、図-3.1に模式的な地質分布状況を示す。表-3.1中の上位の地質ほど地質年代が新しい。地層名については具体的な名称は用いず、火砕流、降下火砕物等とのみ記し、同一名称となるものについては、年代の古いものから順に1、2、3・・・と番号を付けた。以下、地層名については、表-3.1中の記号で表現する。

火砕流堆積物の岩相・層相は、強～弱溶結凝灰岩、非溶結凝灰岩、シラス状の軽石凝灰角礫岩、降下火砕物、岩屑流堆積物および水成堆積物に大別される。このうち、強溶結ならびに中溶結凝灰岩以外は軟質な地質であり、土質的取り扱いが可能である。

これら軟質な地質に対しては、地表露頭、ボーリングコアならびに調査横坑から乱さない試料を採取し、室内土質試験を行っている。乱さない試料を採取する場合には、ブロックサンプリングあるいは気泡ボーリングを用いている。ここで、気泡ボーリングとは、圧縮空気の流れに微量の界面活性水溶液を霧状に注入して発生させた泡により削孔時のスライムを除去するボーリング工法で、比較的乱れの小さいコアの採取が期待できる。

室内土質試験による各地質の物性値（密度、間隙比、飽和度、一軸圧縮強さ、粒度特性）を表-3.2に示す。この表に示した各地質の物性値から浸透破壊抵抗性について以下のことが考えられる。

- ① 湿潤密度は、A2-3の降下軽石（Pf）が最も小さく 1.205g/cm^3 で、A3-wの弱溶結凝灰岩（L）が最も大きく 1.823g/cm^3 である。
- ② 乾燥密度は、湿潤密度と同じくA2-3の降下軽石（Pf）が最も小さく 0.555g/cm^3 である。また、A3-4の砂礫（Sg）が最も大きく 1.485g/cm^3 である。
- ③ 間隙比は、A3-wの非～弱溶結凝灰岩（U～L）が最も小さく0.684であり、A2-3の降下軽石（Pf）が最も大きく3.405である。A2-3の降下軽石（Pf）の密度が最も小さいことを考慮しても、3.405という間隙比はかなり大きく、少なからず軽石そのものに発達する発泡部が大きく影響していることが考えられる。
- ④ 間隙比と限界動水勾配の基準となる関係として、Terzaghiの理論限界動水勾配 $i_{crt} (= (\rho_s/\rho_w - 1) / (1 + e))$ （ ρ_s ：土粒子の密度、 ρ_w ：水の密度、 e ：間隙比）⁹⁾を図-3.2に

示す。図-3.2からは、Aダムサイトに分布する地質の限界動水勾配が0.36~0.95と極めて小さい値となることが予想される。しかし、Terzaghiの理論限界動水勾配の算定にあたっては、浸透破壊にはその質量のみで抵抗するものと考えているため、地質構成土粒子間の結合力は全く考慮されていないことに注意しなければならない。

- ⑤ 飽和度は、A3-4の砂礫 (Sg) が65.1%と最も小さく、I-A1の降下軽石 (Pf) が99.9%と最も大きい値を示す。飽和度は、地質分布や地下水位分布に大きく依存するが、少なくともA3-4の砂礫 (Sg) については、高透水性のために保水性が小さいことがわかる。
- ⑥ 一軸圧縮試験は、乱さない試料が採取できる地質のみで実施している。試験結果としてはA3-wの弱溶結凝灰岩 (L) の 1.752MN/m^2 が最も大きく、表-3.2中に示す地質が極めて軟質であることがわかる。山口ら¹¹⁾は、4ダムサイトで採取した乱さない試料（第四紀の軽石凝灰岩、火山灰、非溶結凝灰岩および新第三紀の凝灰岩）に対する一軸圧縮試験結果と室内浸透破壊試験結果の関係を図-3.3のように整理し、一軸圧縮強さ (qu) が大きいほど限界動水勾配 (icr) が大きくなる傾向があることを示した上で、浸透破壊抵抗性の概略の検討方法を表-3.3のように提案している。表-3.3によると、Aダムサイトの一軸圧縮試験を実施している地質のうち、A3-wの弱溶結凝灰岩 (L) を除く16地質は限界動水勾配が100未満になり、また、そのうちの大半が10程度以下になることが想定されるため、詳細検討を要する地質であることがわかる。
- ⑦ 粒度特性の最大粒径は、試料が全て通過する試験用網ふるいの最小の呼び寸法で表しており、表-3.2に示す地質の粒径は、全て19mm以下である。2mm以上の礫分含有率に着目すると、A3-4の砂礫 (Sg)、A2-3の降下軽石 (Pf)、Kmの凝灰岩 (Tf) およびA2-Kmの火山礫凝灰岩 (Ltf) は、最大粒径が19mmであるが礫分含有率が20%を越し、他の地質に比べて礫分が多いことがわかる。なお、地質の粒度特性、特に最大粒径は、乱さない試料の採取規模（ブロックサンプリング：直径114mm×高さ114mm、気泡ボーリング：直径約114mm）に影響されている。

表-3.1 Aダムサイト周辺の地質層序

地質時代			地質記号		地層名		
新 生 代	第 四 紀	完 新 世	rd			現河床堆積層	
			dt		未固結被覆層	崖錐堆積層	
			tr			段丘堆積層	
		Ac		降下火砕物8		降下火山灰	
		更 新 世 後 期	Ki-m		泥流1	稲葉川泥流	
			Kh-p		火砕流11	飯田火砕流	
			A4B-w		火砕流10	強～中溶結凝灰岩	
			A4A	A4A-p	火砕流9	軽石凝灰角礫岩（シラス状）	
				A4A-w		溶結凝灰岩（強～中）	
				A4A-wp		細粒軽石凝灰角礫岩	
			A3-4	Pf	降下火砕物7	降下火砕物	
				dd	岩屑流6	岩屑流堆積物	
				Sg	水成堆積物2	砂礫	
			Ks-p		火砕流8	軽石凝灰角礫岩（シラス状）	
			A3	A3-w	火砕流7	溶結凝灰岩（弱～非溶結）	
				A3-p		軽石凝灰角礫岩（シラス状）	
			A2-3	Pf	降下火砕物6	降下火砕物	
				dd	岩屑流5	岩屑流堆積物	
			Km-p		火砕流6	軽石凝灰角礫岩（シラス状）	
			A2-Km	Pf	降下火砕物5	降下火砕物	
				dd	岩屑流4	岩屑流堆積物	
			A2-w		火砕流5	非～弱溶結凝灰岩	
			A1-2	Pf	降下火砕物4	降下火砕物	
				dd	岩屑流3	岩屑流堆積物	
			A1-w		火砕流4	強～中溶結凝灰岩	
			I-A1	Pf	降下火砕物3	降下火砕物	
				dd	岩屑流2	岩屑流堆積物	
			更 新 世 前 期	T-p		火砕流3	軽石凝灰角礫岩（シラス状）
		I-T		Pf	降下火砕物2	降下火砕物	
				dd	岩屑流1	岩屑流堆積物	
				Sg	水成堆積物1	砂礫	
		I-w		火砕流2	強～非溶結凝灰岩		
	新 第 三 紀	更 新 世 前 期	PI-p	Tf	火砕流1	凝灰岩	
				Pt		軽石凝灰岩	
			Tf	Tf	降下火砕物1	凝灰岩	
中生代～古生代			Aj	Aj	基盤岩	輝岩・トモウ閃石岩・蛇紋岩	

表-3.2 室内土質試験による各地質の物性値一覧 (Aダムサイト)

(山口ら¹²⁾に加筆, $1\text{kgf/cm}^2=0.098\text{MN/m}^2$ として変換)

室内土質試験を 実施した地質		岩 相 ・ 層 相		物 性 値								
名 称	記 号			湿潤 密度 (g/cm^3)	乾 燥 密 度 (g/cm^3)	間 隙 比	飽 和 度 (%)	一 軸 圧 縮 強 さ (MN/m^2)	粒度特性			
									最大 粒 径 (mm)	2mm 以 上 の 礫 分 (%)	0.005 mm 以 下 の 粘 土 分 (%)	均 等 係 数
火砕流9	A4A-wp	細粒軽石凝灰岩 (シラス状)	1.702	1.219	1.024	96.8	0.132	19.00	4	7	14.7	
降下火砕物7	A3-4	砂質凝灰岩 (St)	1.537	1.083	1.386	78.2	—	4.75	2	9	53.0	
		互層 (Al)	1.547	1.095	1.247	81.3	—	19.00	3	7	20.0	
		細粒火山灰 (Af)	1.601	1.102	1.334	87.4	—	19.00	11	10	61.8	
		降下軽石 (Pf)	1.390	0.731	2.586	91.4	—	19.00	5	16	192.3	
		凝灰岩 (Tf)	1.487	0.927	1.876	85.8	—	19.00	17	3	17.7	
		火山灰質凝灰岩 (Agt)	1.564	1.070	1.470	83.0	—	19.00	6	3	13.9	
水成堆積物2	A3-4	凝灰質砂 (Ts)	1.707	1.232	1.197	87.1	0.015	19.00	2	4	5.9	
		砂礫 (Sg)	1.798	1.485	0.929	65.1	—	19.00	26	2	105.3	
火砕流7	A3-w	弱溶結凝灰岩 (L)	1.823	1.407	0.767	94.1	1.752	9.50	28	4	54.2	
		非～弱溶結凝灰岩 (U～L)	1.780	1.372	0.684	89.3	0.712	9.50	23	4	64.7	
	A3-p	軽石凝灰角礫岩 (シラス状：横坑)	1.248	0.763	2.298	69.6	—	19.00	8	6	27.7	
		軽石凝灰角礫岩 (シラス状：露頭)	1.520	0.923	1.794	98.6	0.091	19.00	9	7	21.7	
降下火砕物6	A2-3	砂質凝灰岩 (St)	1.652	1.186	1.141	87.7	0.896	19.00	11	8	10.3	
		火山灰質凝灰岩 (Agt)	1.741	1.314	1.036	96.8	0.459	4.75	4	12	22.9	
		互層 (Al)	1.427	0.861	1.584	75.8	0.223	19.00	9	4	14.8	
		降下軽石 (Pf)	1.205	0.555	3.405	85.8	0.115	19.00	26	11	24.2	
		細粒火山灰 (Af)	1.638	1.217	0.973	85.4	—	4.75	1	6	9.2	
火砕流6	Km-p	軽石凝灰角礫岩 (シラス状)	1.736	1.304	1.006	83.8	0.043	19.00	11	5	24.4	
	Km	凝灰岩 (Tf)	1.601	0.990	1.594	99.4	—	19.00	20	5	80.0	
降下火砕物5	A2-Km	砂質凝灰岩 (St)	1.612	1.047	1.573	92.4	—	19.00	2	6	12.2	
		火山礫凝灰岩 (Ltf)	1.487	0.979	1.679	80.9	0.081	19.00	23	6	24.1	
火砕流5	A2-w	火山灰流 (Afl)	1.718	1.230	0.994	90.5	0.100	19.00	4	4	20.0	
		スコリア流 (Sfl)	1.677	1.149	1.348	91.9	0.084	19.00	19	3	30.0	
		非溶結凝灰岩 (U-Sfl)	1.695	1.151	1.285	96.7	—	19.00	12	4	38.5	
降下火砕物3	I-AI	砂質凝灰岩 (St)	1.499	0.827	1.749	89.9	0.114	4.75	1	19	16.4	
		軽石凝灰岩 (Ptf)	1.714	1.157	1.252	99.8	—	19.00	3	32	—※)	
		互層 (Al)	1.822	1.324	1.027	99.0	0.119	4.75	5	16	—※)	
		火山礫凝灰岩 (Ltf)	1.536	0.906	1.520	85.7	0.062	19.00	8	12	32.3	
		細粒火山灰 (Af)	1.666	1.150	1.279	92.1	—	4.75	2	10	14.4	
		降下軽石 (Pf)	1.580	0.928	1.878	99.9	—	4.75	3	41	—※)	
		凝灰岩 (Tf)	1.707	1.183	1.256	94.1	—	4.75	4	30	—※)	
火砕流3	T-p	軽石凝灰角礫岩 (シラス状)	1.540	1.055	1.353	84.4	0.044	19.00	9	3	10.7	

※10%粒径が求まらなかった。

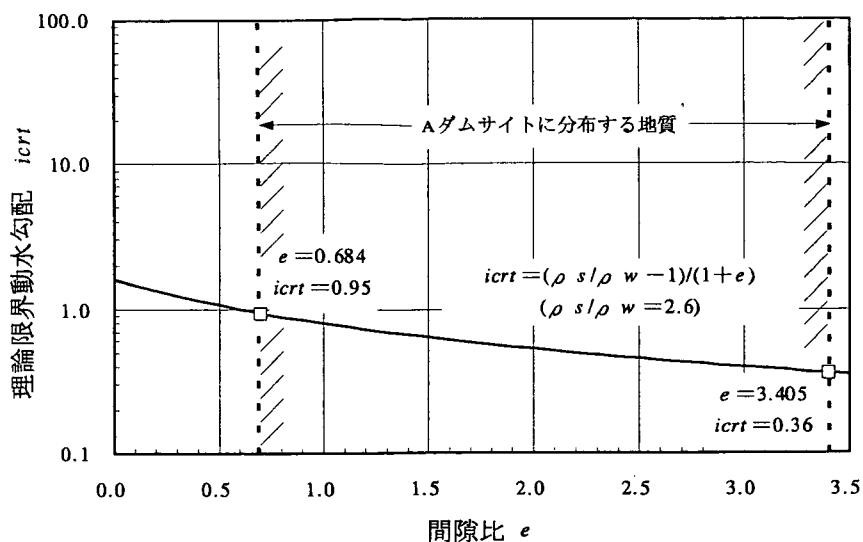


図-3.2 間隙比と限界動水勾配の関係

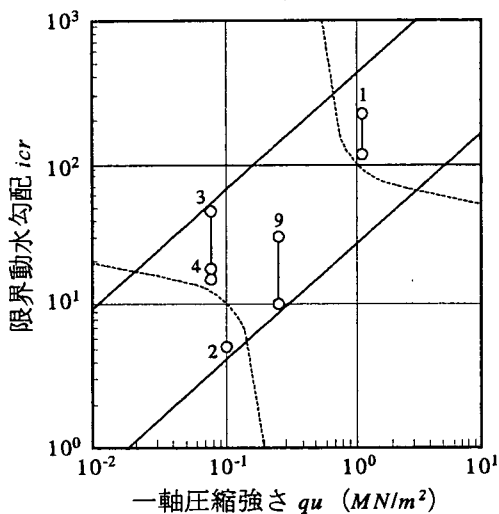


図-3.3 一軸圧縮強さと限界動水勾配の関係

(山口ら¹¹⁾による, $1\text{kgf/cm}^2 = 0.1\text{MN/m}^2$ として変換)

表-3.3 一軸圧縮強さと限界動水勾配の関係と浸透破壊抵抗性の検討方法

(山口ら¹¹⁾による, $1\text{kgf/cm}^2 = 0.1\text{MN/m}^2$ として変換)

浸透破壊に対する検討	詳細検討を要する		詳細検討は要しない
試験	原位置試験	室内試験および原位置試験	室内試験(確認程度)
一軸圧縮強さ $qu(\text{MN/m}^2)$	$qu \leq 0.1$	$0.1 < qu < 1$	$1 \leq qu$
限界動水勾配 icr	$icr \leq 10$	$10 < icr < 100$	$100 \leq icr$

浸透破壊抵抗性調査の対象とした地質の物性値と限界動水勾配の関係としては、間隙比と限界動水勾配の関係、一軸圧縮強さと限界動水勾配の関係を示した。また、砂礫地盤について、その粒度分布から内部安定性を検討し、浸透破壊の可能性の高さを間接的に評価する方法も提案されている^{7,13-15)}。

砂礫材料の内部安定性 (internal stability) とは、対象砂礫材料の相対的粗粒分の空隙から相対的細粒分が浸透や振動といった外力の载荷により流失しないことを意味する。例えば、浸透破壊抵抗性に関して見ると、内部安定的な粒度を有している砂礫材料を再構成した試料はTerzaghiの理論限界動水勾配付近の動水勾配時に浸透破壊が発生するが、内部不安定 (internal instability) 的な粒度を有している場合には、Terzaghiの理論限界動水勾配の1/3～1/5程度の動水勾配で相対的細粒分が流失し破壊に至る¹³⁾。これは材料分離パイピング (segregation piping) と呼ばれている。内部安定性の評価は、実際に浸透破壊試験を実施して検証するのが最も良いが、既往の研究成果からは、対象となる砂礫材料の粒度分布曲線から判定する方法が提案されている。ただし、内部不安定と評価された場合でも、それはあくまでその可能性を有していることを意味しているため、これらの基準をそのまま設計に適用すると、かなり保守的な設計になる恐れがあることも指摘されている。

ここでは対象地質の内部安定性を検討する方法として、粒度分割法ならびにKenney diagramの2つの粒度判定方法を紹介する。

(1) 粒度分割法

図-3.4に示すように、実線の粒度を持つ材料を任意の通過百分率点で、破線で示す粗粒部と細粒部に分割し、全分割点において両者の間で以下のフィルタ則を満足するか否かを検討する。なお、この図においては、原粒度における15%通過粒径で粒度分割を行っている。

$$f = D'_{15}/d'_{85} \leq 4 \quad \cdots (3.1)$$

ここに、 D'_{15} は粗粒部の15%通過粒径、 d'_{85} は細粒部の85%通過粒径である。

なお、式 (3.1) の基準値4については、5としている事例もある。そのため、式 (3.1) の基準値としては4～5程度の値と考えておくべきである。

得られた結果を、図-3.5に示すように、横軸に分割点の粒径 (mm) あるいは分割点の粒径の原粒度 (図-3.4の実線) における通過百分率をとり、縦軸に D'_{15}/d'_{85} をとった図を描く。この図において、全ての分割点において、式(3.1)を満足すればその粒度の材料は内部安定性であると判定する。

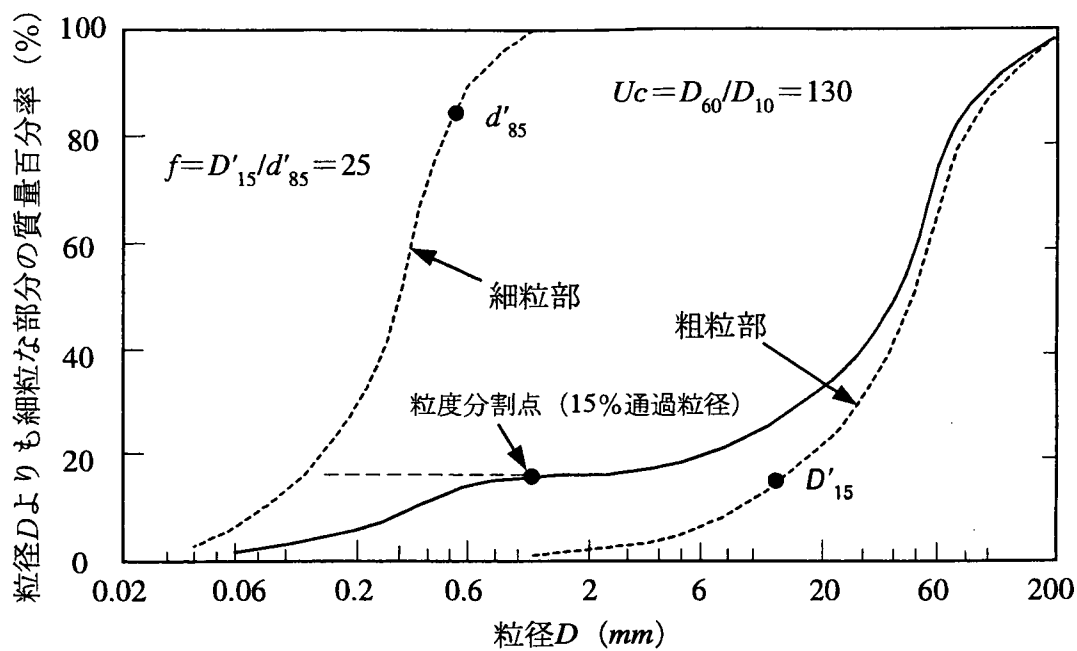
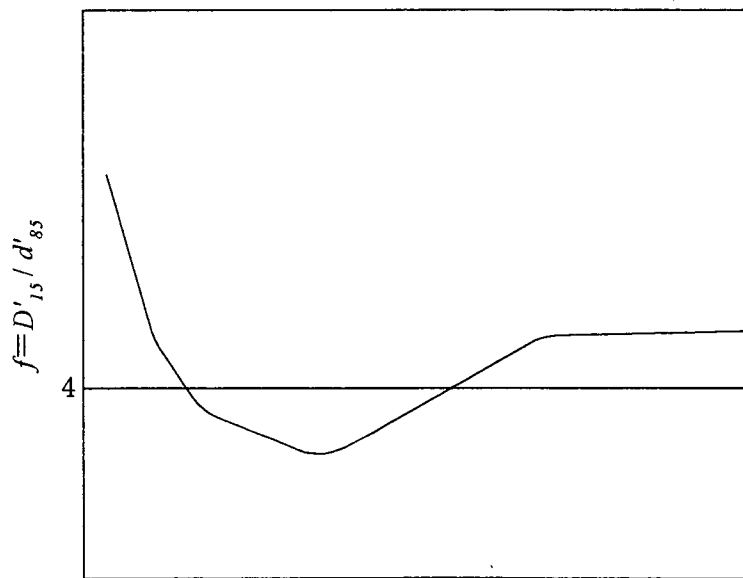


図-3.4 粒度分割法の説明¹³⁾¹⁵⁾



分割点の粒径 (mm) あるいは分割点の粒径の原粒度における通過百分率 (%)

図-3.5 粒度分割法の適用結果の整理方法

(2) Kenney diagram

図-3.6に示すように、材料のある粒径 D よりも小さい粒径を持つ土粒子の含有率を F 、粒径 D よりも大きく $4D$ よりも小さい土粒子の含有率を H として、粒度曲線の横に H - F 形状曲線 (H - F shape curve) を描く。なお、 H および F の定義から、 $H+F=1$ が上限境界線となる。

この H - F 形状曲線を 90° 回転させたものが、図-3.7である。Kenneyはこの図において、以下に規定された F 値の範囲において、 $H \geq 1.3F$ を常に満足すれば内部安定性、そうでなければ内部不安定性とみなせることを砂礫材料に対する室内浸透破壊試験結果に基づいて提案している。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{NG : } U_c \text{ (均等係数)} \leq 3 & \cdots 0.0 \leq F \leq 0.3 \\ \text{WG : } U_c > 3 & \cdots 0.0 \leq F \leq 0.2 \end{array} \right\} \cdots (3.2)$$

なお、基本的な考え方に変わりはないが、図-3.8に示すように原粒度の D_{10} 、 D_{15} 、 D_{20} に対してのみ H と F の関係を検討する簡便な整理方法も提案されている。

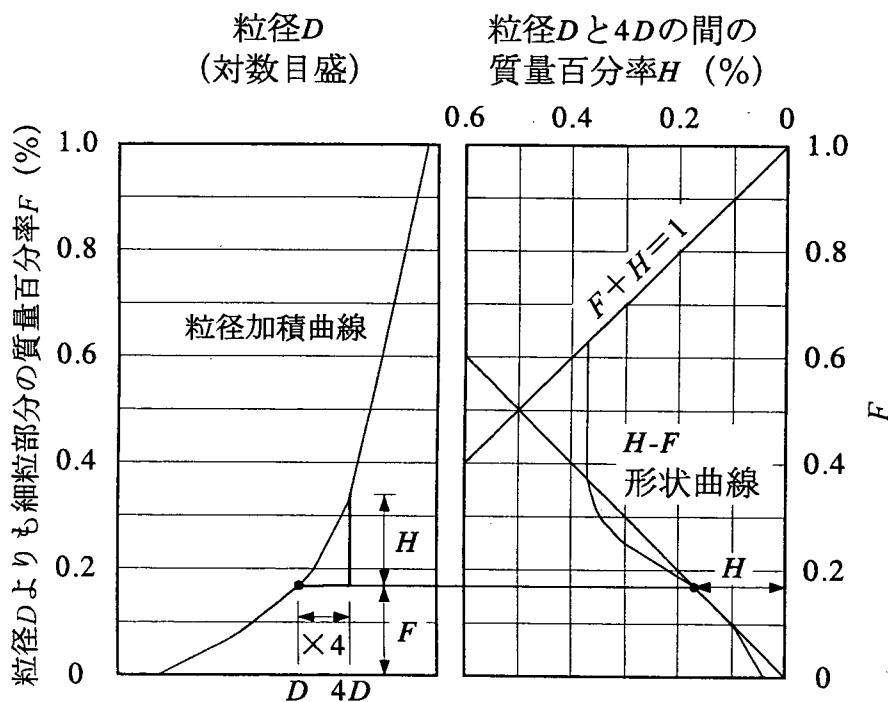


図-3.6 Kenney diagram¹³⁾

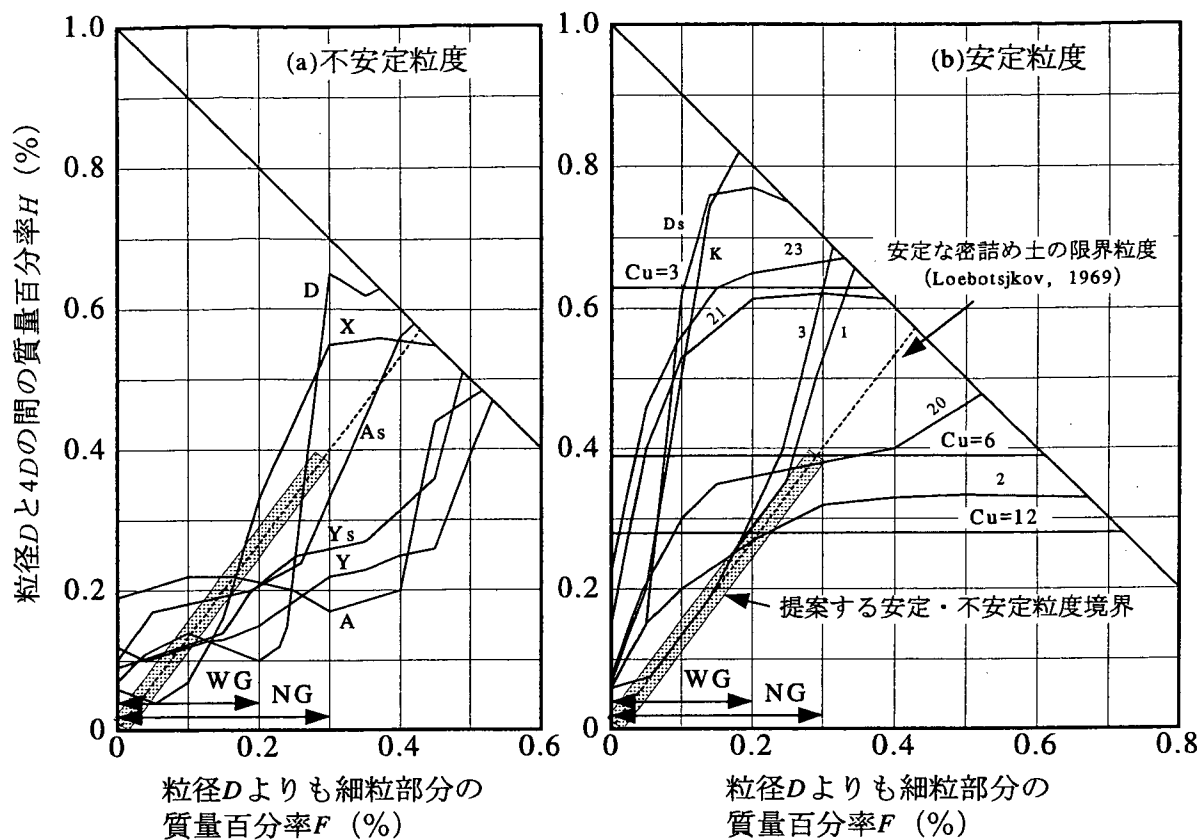


図-3.7 H - F 形状曲線¹³⁾

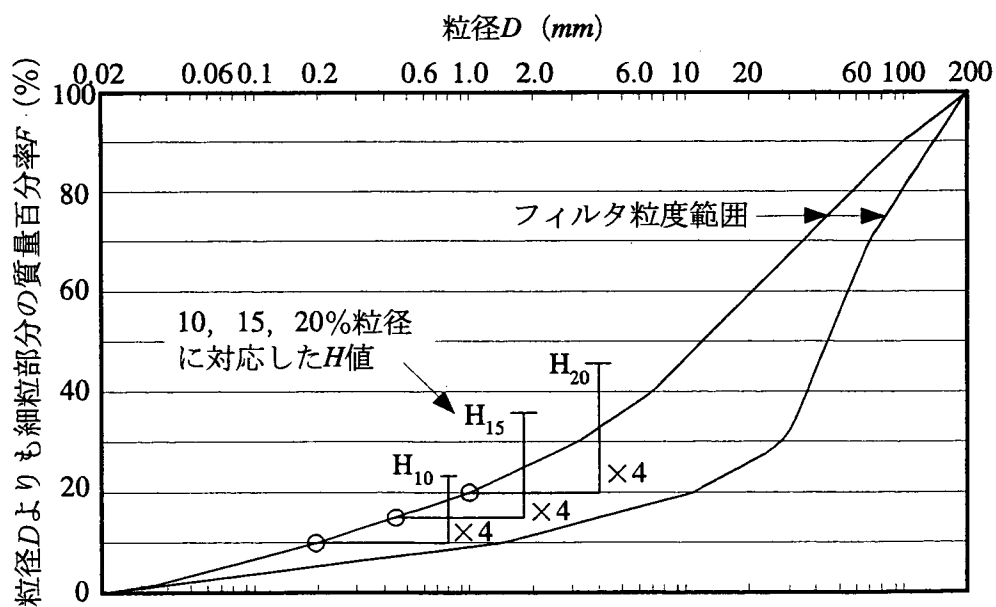


図-3.8 Kenney diagram (簡便法)¹³⁾

いま、一例として図-3.9に示す粒度組成をもつA3-4の砂礫 (Sg) の6試料について、その内部安定性を検討する。6試料の粒度試験は、表-3.2に示した試験とは別途に行っており、試料1~3はブロックサンプリングによる乱さない試料、試料4~6はそれぞれ無作為に10kg程度を採取した乱した試料である。全試料において均等係数 U_c は3以上である。なお、試料5については、10%粒径を求めていないため、均等係数 U_c は厳密には求めることはできないが、60%粒径と0.075mm以下の含有率が10%以上あることから、明らかに $U_c > 3$ を満たす。

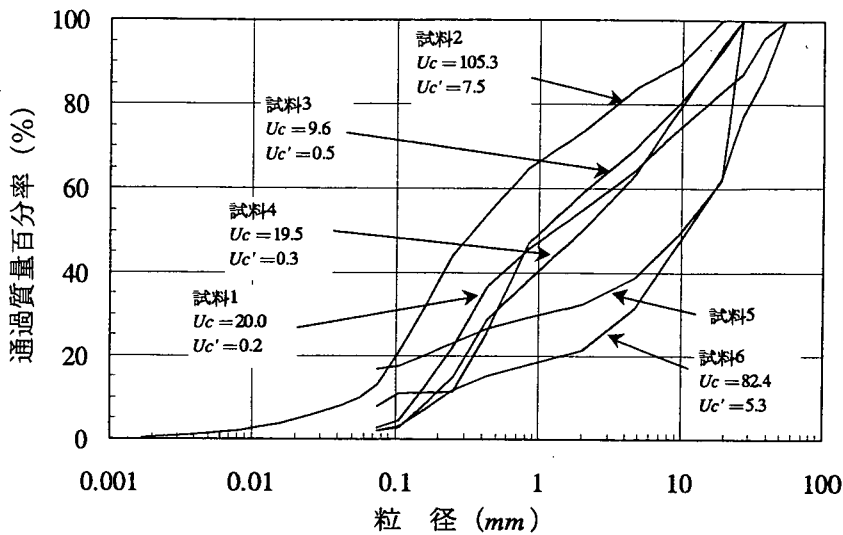


図-3.9 A3-4 (Sg) の粒径加積曲線 (山口ら⁵⁾ に一部加筆)

図-3.10に粒度分割法による検討結果を示す。この図から、試料1、2、3、5、6は分割点の粒径15mm以下の部分で f 値が4を超えて、内部不安定と評価されることがわかる。しかし、基準値である4を大きく超過しているのは試料5、6の粒径4~5mm以下の相対的に細粒な部分のみであることがわかる。

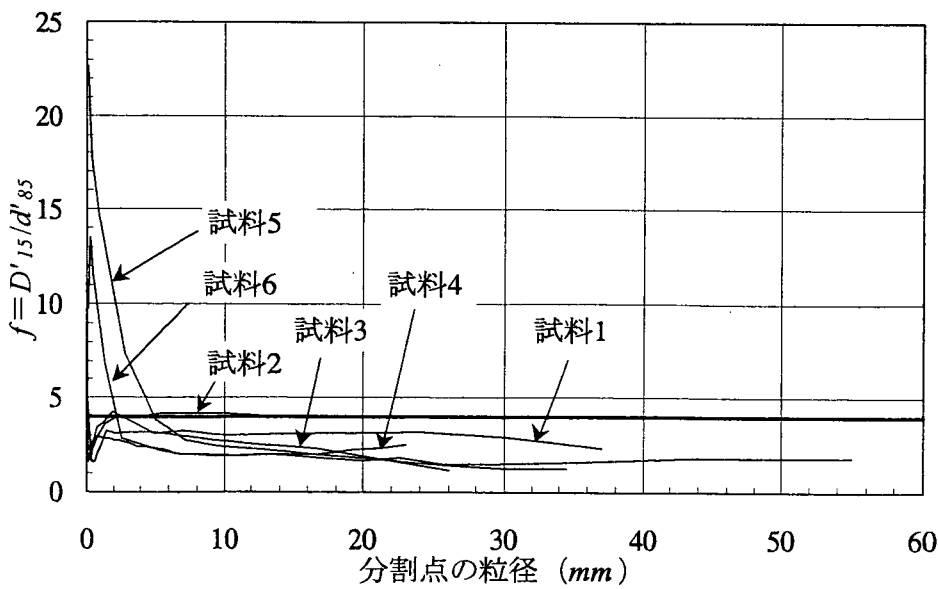


図-3.10 A3-4 (Sg) の粒度分割法の結果

図-3.11には、Kenney diagramによる H - F 形状曲線を示す。全試料において $U_c > 3$ であるため、 F 値の適用範囲は0~20%となり、試料3、4、5、6が内部不安定と評価される。

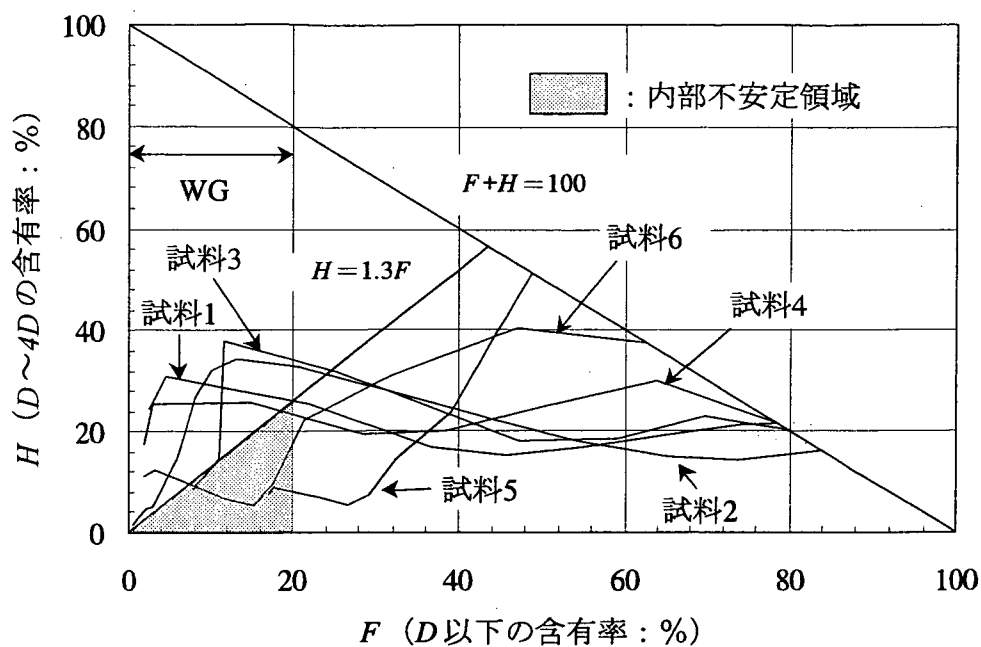


図-3.11 A3-4 (Sg) の H - F 形状曲線

以上、2通りの検討では、内部不安定と評価される試料が厳密には一致しない。また、前述したように、これらの検討は粒度分布にのみに基づいており、その締固め度、固結度などについては考慮していないため、粒度的に内部不安定であり、浸透破壊し易い可能性のある地質であるという評価にとどめるべきである。しかし、いずれかの検討手法で内部不安定と評価された地層に対しては、浸透破壊が懸念される地層として、原位置における簡易試験実施の対象とすることが望まれる。

4. 間接評価のための簡易試験

4.1 概 説

ダム基礎地盤は、通常多くの種類の地層で構成されるため、目視観察によって浸透破壊抵抗性が小さいと考えられた地質全てに対して原位置浸透破壊試験より安価な室内浸透破壊試験を行っても、多大な時間と費用を要する。いま、浸透破壊抵抗性の間接評価が可能な簡易試験を見出すことができれば、図-2.1の調査手順に示した「①目視観察および室内土質試験結果の分析」に引き続いて、簡易試験による概略評価を行うことで、精査としての室内および原位置浸透破壊試験の効率的な実施が可能となる。

山口ら¹²⁾は、針貫入試験、ピック貫入試験および洗掘抵抗試験といった3種類の簡易試験をAダムサイトの基盤岩と未固結被覆層を除く32種類の地質（表-3.1参照）に対して実施し、一軸圧縮試験ならびに室内浸透破壊試験の結果との対応を分析することで、浸透破壊抵抗性の簡易で間接的な評価の可能性について考察している。

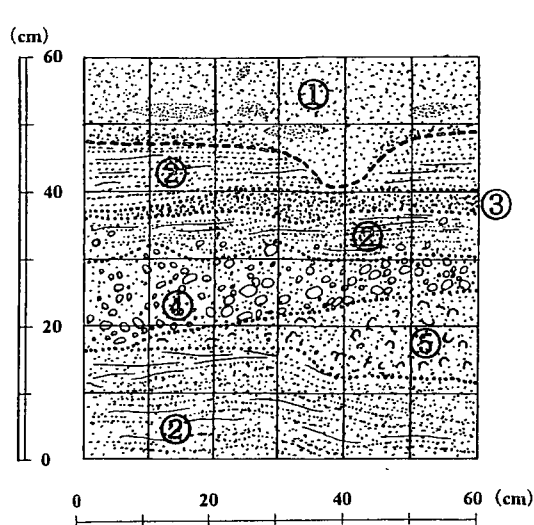
本章では3種類の簡易試験について、まず、試験実施に際して留意すべき項目を整理する。次にAダムサイトにおける成果を中心に試験方法ならびに試験結果の整理方法について述べ、最後に簡易試験に基づく浸透破壊抵抗性の間接評価手法について述べる。

4.2 試験位置の選定

目視観察や室内土質試験結果の分析結果から浸透破壊抵抗性が小さいと評価された地質に対する簡易試験の実施は、ダムの浸透破壊に対する安全性上問題となる位置に分布し、かつその地質を代表する層相が確認できる地表露頭や調査横坑の側壁が対象となる。

まず、対象地質が分布する地表露頭や横坑側壁に対して表層の風化（緩み）部を取り除き、平滑な試験面を切り出す。試験面の寸法には特に規定はないが、地質の性状や分布状態を考慮し、後述する簡易試験結果を対応させて評価するためには、少なくとも $10\text{cm} \times 10\text{cm}$ 程度の正方形領域が数十ヶ所以上確保できる大きさ（数千 cm^2 以上）が望ましい。試験面については、写真撮影などのほか、簡易試験結果をより正確に検討するために試験面の状況を詳しくスケッチすることが重要となる。スケッチは、試験面に $10\text{cm} \times 10\text{cm}$ のグリッド線（メッシュ）を張るなど体系的な方法で行い、透水性や浸透破壊抵抗性に関係すると考えられる性状を詳細に記録する。例えば砂礫層の場合、礫の分布状況、礫の種類や粒径、基質部の構成物や粒径、締まり具合、飽和状況などを記載する。一例として図-4.1にAダムサイトのA3-4の砂礫（Sg）を対象として洗掘抵抗試験を実施した試験面のスケッチを示す。

簡易試験は、原則として 10cm 角のグリッド内で行うことにするが、細粒分と粗粒分が混在する軟質な碎屑岩類や礫質土などの場合は、設計上安全側の立場から相対的に浸透破壊が起こりやすい基質部を対象とする。試験点数としては、機械的に 10cm 角のグリッド内で各1点実施された事例や、グリッド内での物性のばらつきも考慮するために各10点程度実施された事例もある。いずれにしても、得られた結果が各グリッド内の代表値と考えても問題がない程度の試験点数とすることが望ま



- ① … スコリア凝灰岩様を呈する岩屑流堆積物。締まり具合は緩い。
- ② … 細かなラミネーションをなす凝灰質砂。細粒の火山灰と粗粒砂が互層をなす。
- ③ … 凝灰質砂に比べて全体に粗粒となる部分。褐鉄鋼の沈着が著しい。
- ④ … 径数 cm の石英安山岩礫、スコリア礫および軽石礫の円礫を混入する砂礫部。基質は粗粒砂からなり、乾燥している。
- ⑤ … 径数 cm の軽石の円礫を主体とした砂礫部。基質は粗粒砂からなり、乾燥している。

図-4.1 洗掘抵抗試験面のスケッチ例 (A ダムサイト ; A3-4 の砂礫 (Sg))

れる。

なお、地表露頭や横坑側壁において、露出している試験対象地質の層厚が極めて薄かったり、自立が困難なほど軟質である等の理由で試験面が確保できない場合は、横坑踏前を試験対象とすることを検討する。さらに、試験対象地質が横坑踏前に分布しない場合や試験対象地質が地山深部に分布する場合は、極力乱れの少ないボーリングコアを用いることを検討する。ただし、ボーリングコアを対象とした場合、3種類の簡易試験のうち針およびピック貫入試験のみ実施可能であり、気泡ボーリングにより採取した大口径コア試料（試料径約114mmが可能）の表面を整形することにより、乱れの少ない試験面を確保することができる。なお、地質によっては時間の経過による含水比の変化で硬化するものもあるので、極力採取直後のコアを用いる。ただし、掘進に伴う飽和度の変化や拘束圧の消散によって、簡易試験結果が周面拘束のある地表露頭や調査横坑の側壁を対象とした原位置の場合よりやや小さく出ることがあることをあらかじめ認識しておく必要がある。

4.3 試験方法

(1) 針およびピック貫入試験

針およびピック貫入試験は、それぞれ最大径0.84mmの木綿針¹⁶⁾および中村・佐々木¹⁷⁾がその形状を決定したピックを試験対象地盤に貫入させ、貫入荷重と貫入量を計測する試験である（図-4.2 参照）。得られた貫入荷重を貫入量で除することにより、それぞれ針貫入勾配 NP (N/mm) およびピック貫入勾配 PP (N/mm) を算出する。ただし、試験器の最大貫入荷重と最大貫入量は、それぞれ98Nと10mmである。

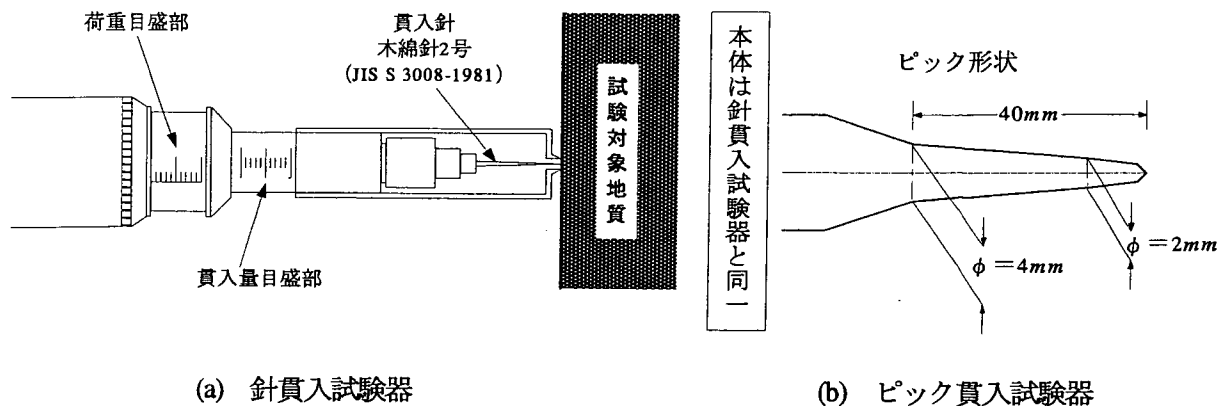


図-4.2 針およびピック貫入試験器の概要

(2) 洗掘抵抗試験

洗掘抵抗試験は、原位置で実施する場合、図-4.3に示すように、鉛直に整形した地山に対して、15cmの間隔を置いた噴射ノズル（ノズル先端の内径：3mm）から水圧約0.05MPaの水流を当てて、10秒間で洗掘される穴の深さを測定する試験である。試験結果は、洗掘時間と洗掘される穴の深さが比例関係にあるとして、基準洗掘長127mmを洗掘するのに要する時間を計算し、洗掘抵抗値 ST (sec) とする。

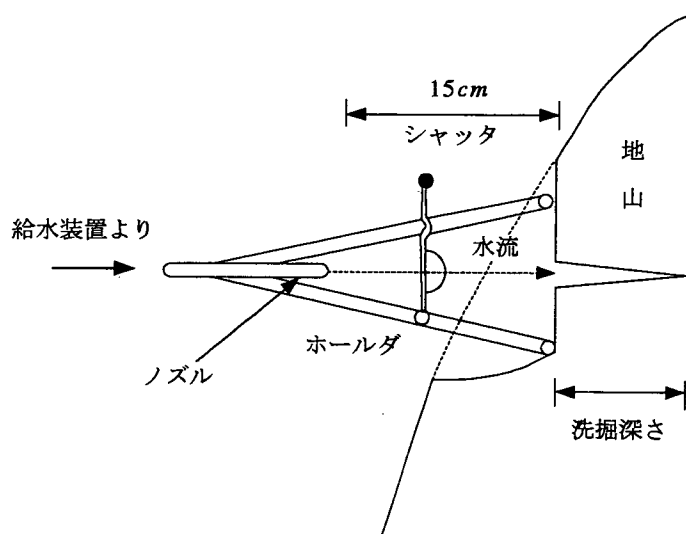


図-4.3 原位置における洗掘抵抗試験の概要
(山口ら¹²⁾を引用)

4.4 試験結果の整理

Aダムサイトにおける針、ピック貫入試験および洗掘抵抗試験は、表-3.1中の基盤岩と未固結被覆層を除く32種類の地質に対して露頭あるいは横坑側壁で実施した。地質ごとのNP、PPおよびSTの最大値、最小値、平均値、標準偏差および変動係数は、表-4.1にまとめて示した。

(1) 針およびピック貫入試験

表-4.1に示した地質におけるNPとPPの関係を算術および対数目盛で描いたものを図-4.4に示す¹²⁾。これらの図からNPおよびPPには、比較的高い直線相関関係があることがわかる。図中に示したNPとPPの直線回帰式は、以下のとおりである。なお、対数目盛上では、 $NP=0N/mm$ あるいは $PP=0N/mm$ のデータは対象外としている。ただし、 $0N/mm$ は、NPの方に多かった。

$$PP=1.745NP+0.863 \quad (\text{相関係数: } 0.904) \quad \cdots(4.1)$$

$$\log PP=0.885\log NP+0.352 \quad (\text{相関係数: } 0.935) \quad \cdots(4.2)$$

なお、回帰式におけるNPとPPは、原典¹²⁾における kgf/cm 単位から N/mm 単位に変換している。回帰式については以下同様である。

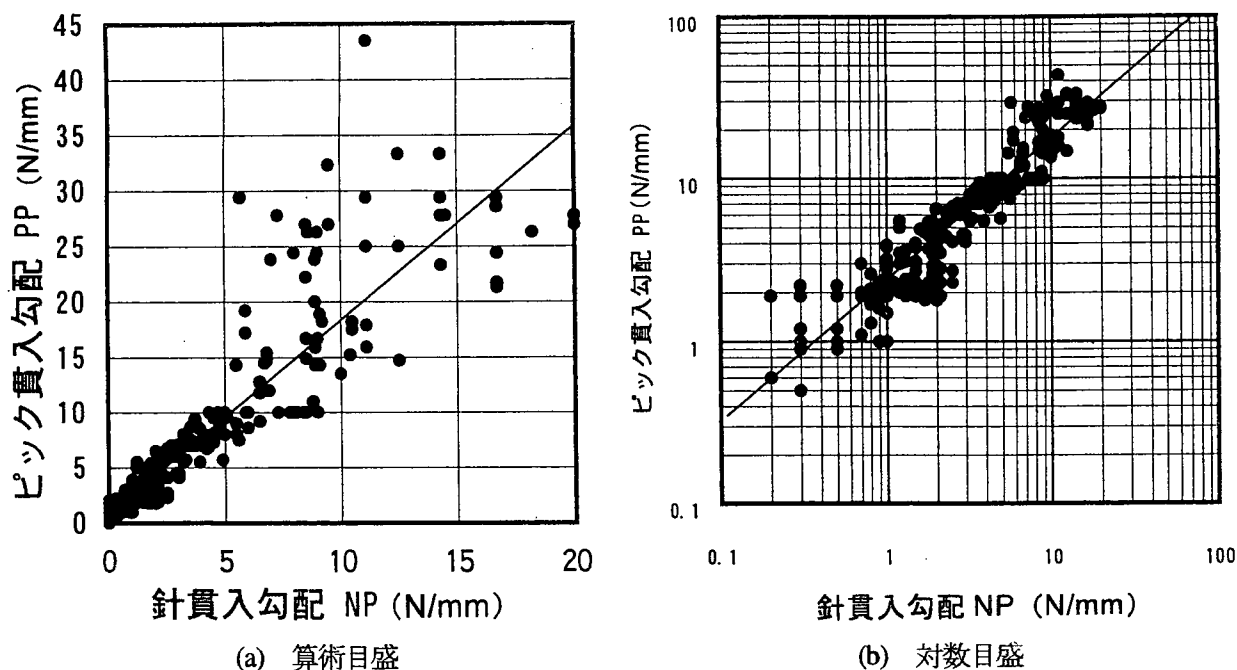


図-4.4 NPとPPの関係

(山口ら¹²⁾を引用, $1kgf/cm=1N/mm$ として変換)

表-4.1 簡易試験結果の一覧 (山口ら¹²⁾を編集, $1\text{kgf/cm}^2=1\text{N/mm}$ として変換)

地層名		地質名	針およびピック貫入試験											洗掘抵抗試験 ^{*)}							
名称	記号		データ数	針貫入勾配NP(N/mm)					データ数	ピック貫入勾配PP(N/mm)					測定数	データ数	洗掘抵抗値ST(sec)				
				最大	最小	平均	標準偏差	変動係数		最大	最小	平均	標準偏差	変動係数			最大	最小	平均	標準偏差	変動係数
火砕流 9	A4A-wp	細粒軽石凝灰岩 (シラス状)	10	0.5	0.0	0.12	0.199	1.658	10	1.0	0.0	0.63	0.369	0.586	10	10	46.7	20.5	28.8	7.4	0.257
降下火砕物7	A3-4	砂質凝灰岩 (Sr)	8	3.9	2.0	3.08	0.620	0.201	8	8.5	3.5	6.21	1.348	0.217	8	0	—	—	—	—	—
		互層 (Al)	10	1.7	0.2	0.88	0.485	0.551	10	2.2	1.2	1.95	0.280	0.144	10	6	577.3	390.8	466.2	65.6	0.141
		細粒火山灰 (Af)	10	12.5	3.9	7.66	2.720	0.355	10	29.4	8.5	14.97	5.941	0.397	10	0	—	—	—	—	—
		降下軽石 (Pf)	10	1.3	0.3	0.77	0.349	0.453	10	3.0	0.9	2.06	0.614	0.298	10	6	604.8	352.8	444.6	88.1	0.198
		凝灰岩 (Tf)	10	6.0	4.3	4.92	0.581	0.118	10	10.0	8.0	9.24	0.720	0.078	10	0	—	—	—	—	—
		火山灰質凝灰岩 (Atf)	10	7.8	5.5	6.67	0.615	0.092	10	15.4	10.0	12.55	1.998	0.159	10	0	—	—	—	—	—
水成堆積物2	A3-4	凝灰質砂 (Ts)	10	0.3	0.0	0.03	0.090	3.000	10	2.0	0.7	1.36	0.398	0.293	10	10	18.1	6.1	12.1	4.1	0.339
		砂礫 (Sg)	7	0.3	0.0	0.04	0.105	2.625	7	0.5	0.0	0.14	0.226	2.000	10	10	115.5	15.1	52.6	32.1	0.610
火砕流 7	A3-w	弱溶結凝灰岩 (L)	10	20.0	16.7	17.49	1.335	0.076	10	29.4	21.3	25.22	2.905	0.115	10	0	—	—	—	—	—
		非～弱溶結凝灰岩 (U～L)	10	9.1	8.4	8.74	0.258	0.030	10	26.3	10.0	14.13	5.027	0.356	10	7	604.8	174.0	370.4	148.0	0.400
	A3-p	軽石凝灰角礫岩 (シラス状:横坑)	10	6.5	1.2	4.54	1.407	0.310	10	10.0	2.0	7.31	2.446	0.335	10	9	1587.5	39.8	471.1	440.7	0.935
軽石凝灰角礫岩 (シラス状:露頭)		10	1.5	1.0	1.21	0.158	0.131	10	4.0	2.9	3.38	0.337	0.100	10	10	132.3	74.7	108.2	18.9	0.175	
降下火砕物6	A2-3	砂質凝灰岩 (Sr)	10	14.3	7.3	11.15	2.331	0.209	10	33.3	25.0	27.89	2.817	0.101	10	0	—	—	—	—	—
		火山灰質凝灰岩 (Atf)	10	14.5	8.0	10.93	2.425	0.222	10	43.5	14.3	25.46	8.195	0.322	10	0	—	—	—	—	—
		互層 (Al)	7	3.7	1.0	2.21	0.813	0.368	7	9.4	3.0	4.89	1.972	0.402	7	7	552.2	239.6	366.1	96.8	0.264
		降下軽石 (Pf)	10	3.3	1.2	1.94	0.693	0.357	10	5.7	4.7	5.20	0.319	0.061	10	8	907.1	325.6	533.1	184.0	0.345
		細粒火山灰 (Af)	8	5.5	1.9	3.24	1.210	0.373	8	9.4	3.9	6.35	1.989	0.313	8	0	—	—	—	—	—
火砕流 6	Km-p Km	軽石凝灰角礫岩 (シラス状)	10	1.9	1.3	1.59	0.212	0.133	10	2.7	2.1	2.34	0.174	0.074	10	10	105.8	76.5	88.8	10.5	0.118
		凝灰岩 (Tf)	10	11.1	7.0	9.36	1.166	0.125	10	27.0	13.5	20.12	3.938	0.196	10	0	—	—	—	—	—
降下火砕物5	A2-Km	砂質凝灰岩 (Sr)	10	4.0	2.9	3.49	0.314	0.090	10	9.0	4.5	7.48	1.208	0.161	10	0	—	—	—	—	—
		火山礫凝灰岩 (Ltf)	10	3.0	2.0	2.56	0.297	0.116	10	7.1	6.2	6.60	0.300	0.045	10	5	552.2	261.9	404.6	103.2	0.255
火砕流 5	A2-w	火山灰流 (Afl)	21	2.5	0.9	1.67	0.475	0.284	21	2.8	1.0	1.92	0.478	0.249	21	21	63.7	23.5	40.3	11.5	0.285
		スコリア流 (Sfl)	10	5.5	4.0	4.46	0.413	0.093	10	8.9	6.7	7.52	0.611	0.081	10	6	793.8	273.1	498.8	232.2	0.466
		非溶結凝灰岩 (U-Sfl)	5	1.9	2.3	2.12	0.147	0.069	5	5.5	4.9	5.18	0.240	0.046	5	3	461.8	222.8	315.5	104.7	0.332
降下火砕物3	I-AI	砂質凝灰岩 (Sr)	10	1.1	0.7	0.89	0.114	0.128	10	2.2	1.7	1.92	0.133	0.069	10	10	423.3	158.8	293.7	72.7	0.248
		軽石凝灰岩 (Ptf)	9	1.0	0.3	0.72	0.200	0.278	9	2.8	1.2	2.13	0.474	0.223	9	2	668.4	409.7	539.0	129.4	0.240
		互層 (Al)	4	0.0	0.0	0.00	0.000	0.000	4	0.5	0.0	0.33	0.205	0.621	4	4	112.9	38.7	65.5	28.2	0.431
		火山礫凝灰岩 (Ltf)	5	0.9	0.7	0.84	0.080	0.095	5	1.8	1.0	1.36	0.301	0.221	5	5	362.9	89.1	209.2	90.2	0.431
		細粒火山灰 (Af)	10	2.0	1.8	1.93	0.064	0.033	10	4.1	3.5	3.84	0.196	0.051	10	4	846.7	254.0	508.7	234.7	0.461
		降下軽石 (Pf)	10	1.1	0.9	1.00	0.063	0.063	10	2.3	2.0	2.14	0.092	0.043	10	4	1494.1	907.1	1153.0	242.7	0.210
		凝灰岩 (Tf)	12	2.3	1.0	1.65	0.411	0.249	12	4.4	2.9	3.49	0.482	0.138	12	1	769.7	769.7	769.7	0.0	0.000
火砕流 3	T-p	軽石凝灰角礫岩 (シラス状)	7	0.0	0.0	0.00	0.000	0.000	7	0.8	0.4	0.53	0.139	0.262	7	7	195.4	76.5	146.0	37.7	0.258
合 計			313						313						316	165					

注*) $ST=\infty$ となったものはデータ数の中に加えていない。最大値、最小値、平均値、標準偏差および変動係数は $ST=\infty$ を除くデータについての値である。

(2) 洗掘抵抗試験

洗掘された穴の深さ測定にはノギスを用いているが、原位置での測定であるため、深さ1mm程度以下（STで1000秒程度以上）の測定精度が低い場合、あるいは洗掘された穴が明確に認知できない場合は、 $ST=\infty$ としている。試験を実施した全地点でのデータが $ST=\infty$ となった地質は、試験対象32地質のうち10地質（10カ所）である。また、 $ST=\infty$ のデータがなかった地質は試験対象32地質のうち11地質しかなく、洗掘抵抗試験は針およびピック貫入試験に比べて適用できる地盤強度の範囲がかなり狭いことがわかる。

ほぼ同一地点で実施した試験より得たNPおよびPPとSTの関係を両対数紙上に描いたものをそれぞれ図-4.5および図-4.6に示す。グラフ上にはNPかPPが0N/mmになった試験地点あるいは $ST=\infty$ となった試験地点のデータはプロットしていない。これらの図より、NPとPPの関数に比べるとデータポイントがかなりばらついていることがわかる。あえて、NPおよびPPとSTの対数値に対する直線回帰を行うと以下の回帰式を得る¹²⁾。これらの直線回帰式は図中に示している。

$$\log ST = 0.387 \log NP + 2.208 \quad (\text{相関係数: } 0.269) \quad \cdots (4.3)$$

$$\log ST = 0.815 \log PP + 1.852 \quad (\text{相関係数: } 0.548) \quad \cdots (4.4)$$

式(4.3)および式(4.4)より明らかなように、相関係数がそれぞれ0.269、0.548とあまり高い相関性は見いだせない。NPとPPの相関性が高かったことから、このばらつきの原因はSTのばらつきに起因していることは明らかである。両貫入試験では針およびピックが取り付けられた試験器を試験者が直接手に持って針あるいはピックを地山に貫入するため、手の感触により針あるいはピックの先端部での礫との接触などといった異常を比較的容易に探知できることに加えて、試験深度が壁面から10mm間の極めて狭い範囲に限定される。これに対して、洗掘抵抗試験では、水流の噴射により地盤を洗掘しているため、水流の壁面からの跳ね返り、下部への流れ落ちによる穴口付近の乱れ、さらには洗掘深度が場合によっては100mm以上に及ぶ場合もあるなど、データのばらつく要因が多いのではないかと考える。

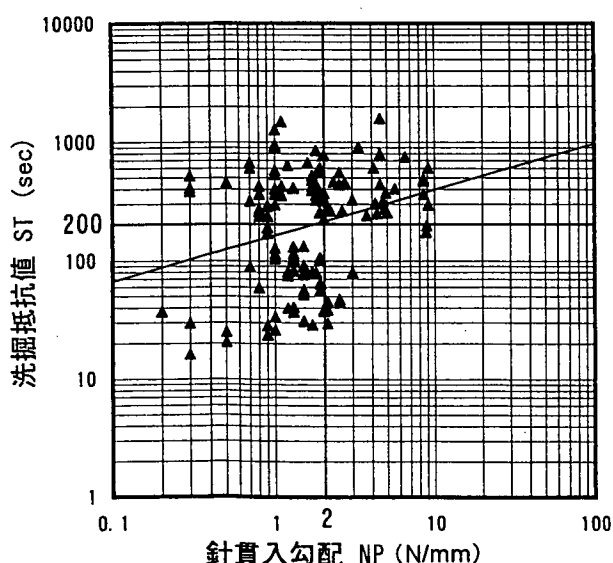


図-4.5 NPとSTの関係 (対数目盛)

(山口ら¹²⁾を引用、 $1\text{kgf/cm} = 1\text{N/mm}$ として変換)

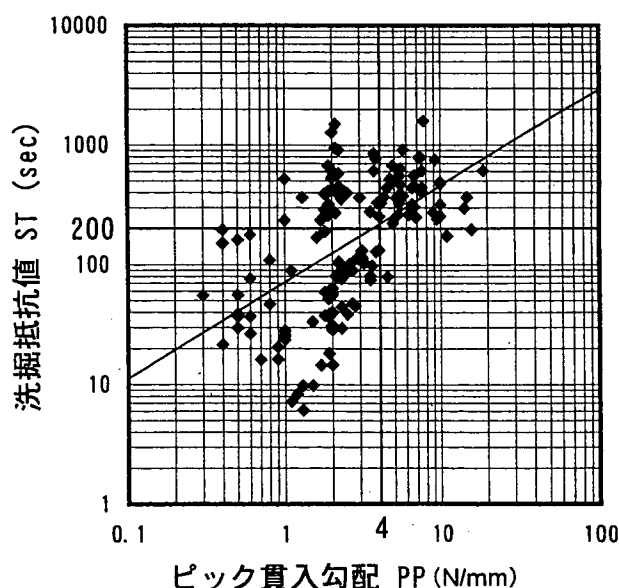


図-4.6 PPとSTの関係 (対数目盛)

(山口ら¹²⁾を引用、 $1\text{kgf/cm} = 1\text{N/mm}$ として変換)

4.5 簡易試験結果に基づく間接評価

一軸圧縮試験を実施した17種類の地質について、地質ごとのNPおよびPPの平均値と一軸圧縮強さ qu の関係を両対数紙上に描いたものをそれぞれ図-4.7および図-4.8に示す。なお、一軸圧縮試験の供試体は、直径114mm、高さ230~280mm程度（直径の2~2.5倍程度）の円柱形で、その数は各地層1本とした。また、供試体の高さ方向を地層の堆積方向に平行となるようにした。一軸圧縮強さの具体的な数値は表-3.2に示したとおりである。図-4.7の作図に際しては、NPの平均値が0N/mm以下となったTpの軽石凝灰角礫岩とI-AIの互層（AI）のデータは使用していない。これらの図からNPおよびPPと qu の相関が比較的高いことがわかる。他研究者による既往の研究^{19,20}においてもNPと qu の相関が高いことが示されており、Aダムサイトにおける試験結果はそれを裏付けている。なお、NPおよびPPと qu の両対数紙上での直線回帰式は次式のとおりである¹²。ただし、 $\log NP$ と $\log qu$ のデータの直線回帰式では、針貫入勾配のばらつきが変動係数で1以上と大きいA4A-wpの細粒軽石凝灰角礫岩とA3-4の凝灰質砂（Ts）のデータは用いなかった。

$$\log qu = 0.982 \log NP - 0.200 \quad (\text{相関係数} : 0.872) \quad \dots(4.5)$$

$$\log qu = 0.634 \log PP - 1.198 \quad (\text{相関係数} : 0.721) \quad \dots(4.6)$$

なお、回帰式における qu は、原典¹²における kgf/cm^2 単位から MN/m^2 単位に変換している。回帰式については以下同様である。

山口ら¹⁰は、3章の表-3.3にも示したように、基礎地盤の限界動水勾配 i_{cr} が1桁であることを目安に、 $qu \leq 0.1$ (MN/m^2) では浸透破壊抵抗性の詳細な検討が必要であると提案している。ここで、個々のデータのばらつきが考慮できない式(4.5)と式(4.6)の回帰式を用いるのではなく、図-4.7および図-4.8のプロットデータを直接分析すると、針貫入勾配については $NP \leq 2$ (N/mm) であれば、 qu が概ね 0.1 MN/m^2 以下となり、浸透破壊抵抗性の詳細検討の必要性が高いことがわかる。また、PPは概ねNPの2倍程度の値であるので、ピック貫入勾配については $PP \leq 4$ (N/mm) が浸透破壊抵抗性の詳細検討の要否の境界になると考えられ、実際に図-4.8からはそのことが読みとれる。

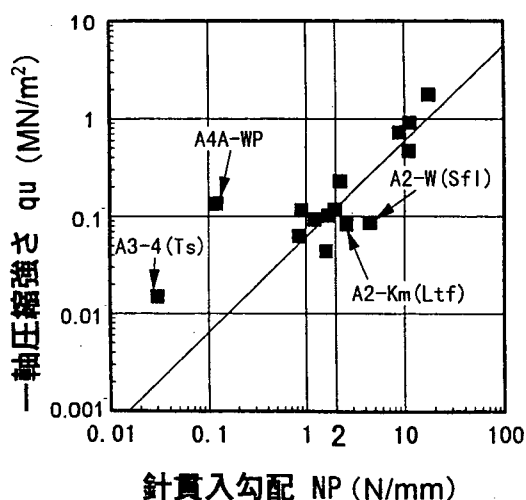


図-4.7 NPと qu の関係（対数目盛）

（山口ら¹²を引用、 $1 \text{ kgf/cm} = 1 \text{ N/mm}$ および
 $1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.1 \text{ MN/m}^2$ として変換）

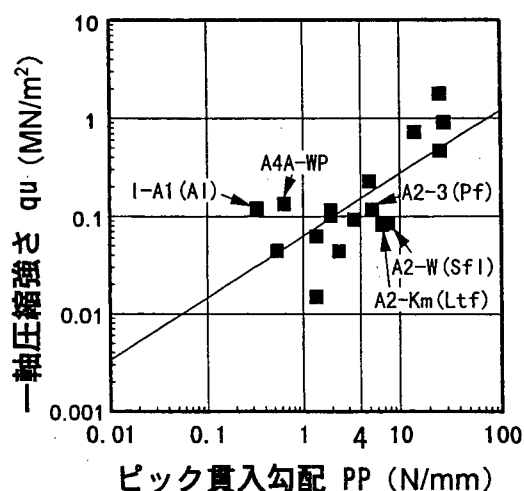


図-4.8 PPと qu の関係（対数目盛）

（山口ら¹²を引用、 $1 \text{ kgf/cm} = 1 \text{ N/mm}$ および
 $1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.1 \text{ MN/m}^2$ として変換）

次に、 ST の平均値と qu の関係について検討する。表-4.1からも明らかなように、全試験地点で ST の値が得られたのは32地質のうち11地質で、そのうち10地質を対象に一軸圧縮試験を実施している。この10地質に限って ST の平均値と qu の関係を両対数紙上に描いたのが図-4.9である。図中には、次式で示す ST と qu の対数値の直線回帰式も描いている¹²⁾。

$$\log qu = 0.374 \log ST - 1.848 \quad (\text{相関係数} : 0.524) \quad \cdots (4.7)$$

この図から、 $ST \leq 200$ (sec) の地層であれば qu が概ね 0.1 MN/m^2 以下となり、浸透破壊抵抗性の詳細検討が必要になることがわかる。しかし、図-4.9にプロットした10地質の一軸圧縮強さの最大値でも 0.228 MN/m^2 と小さいことを考えると、試験実施点数、10程度の結果で $ST = \infty$ というデータがなく、平均で200秒程度以下の ST が得られる地層については、浸透破壊の詳細検討が必要と考えた方がよい。ただし、 $ST \geq 200$ (sec) の条件を満たしたとしても浸透破壊抵抗性の詳細検討が必要ないとは必ずしも言えないことは明らかであり、洗掘抵抗試験の適用地盤の強度範囲は、針およびピック貫入試験より狭いことも判明している。そのため、基礎地盤の浸透破壊抵抗性の簡易評価試験としては、針およびピック貫入試験を主として、洗掘抵抗試験を補助的に用いるのが良いと考える。

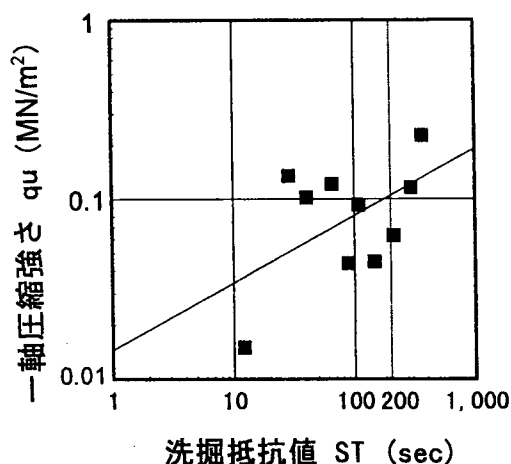


図-4.9 ST と qu の関係 (対数目盛)

(山口ら¹²⁾を引用、 $1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.1 \text{ MN/m}^2$ として変換)

本章では、一軸圧縮強さ qu と限界動水勾配 icr との関係に比較的高い相関性がある¹¹⁾ことを基に、一軸圧縮強さ qu 、針貫入勾配 NP 、ピック貫入勾配 PP および洗掘抵抗値 ST のそれぞれの関係を検討した。その結果を整理すると、以下のようにまとめられる。

- ① 浸透破壊抵抗性の詳細検討が必要となる地質の条件は、限界動水勾配 icr が1桁程度を目安にすると、一軸圧縮強さで $qu \leq 0.1 \text{ (MN/m}^2\text{)}$ という基準が既に示されている¹¹⁾。
- ② 針貫入勾配 NP と一軸圧縮強さ qu との関係では、 $NP \leq 2 \text{ (N/mm)}$ であれば $qu \leq 0.1 \text{ (MN/m}^2\text{)}$ となる。

- ③ ピック貫入勾配 PP は針貫入勾配 NP の2倍程度の値を示し、 $PP \leq 4$ (N/mm) であれば $qu \leq 0.1$ (MN/m^2) となる。
- ④ 洗掘抵抗値 ST と一軸圧縮強さ qu との関係では、 $ST \leq 200$ (sec) であれば、 $qu \leq 0.1$ (MN/m^2) となるが、洗掘抵抗試験の適用地盤の範囲は、針およびピック貫入試験よりも小さい。
- ⑤ ①～④より、簡易試験結果からの浸透破壊抵抗性の詳細検討が必要となる地質条件（限界動水勾配 i_{cr} が1桁）は、 $NP \leq 2$ (N/mm)、 $PP \leq 4$ (N/mm) および $ST \leq 200$ (sec) であると考えられる。

なお、 NP 、 PP および ST と限界動水勾配 i_{cr} との対応については、次章の「5. 室内試験」において述べる。

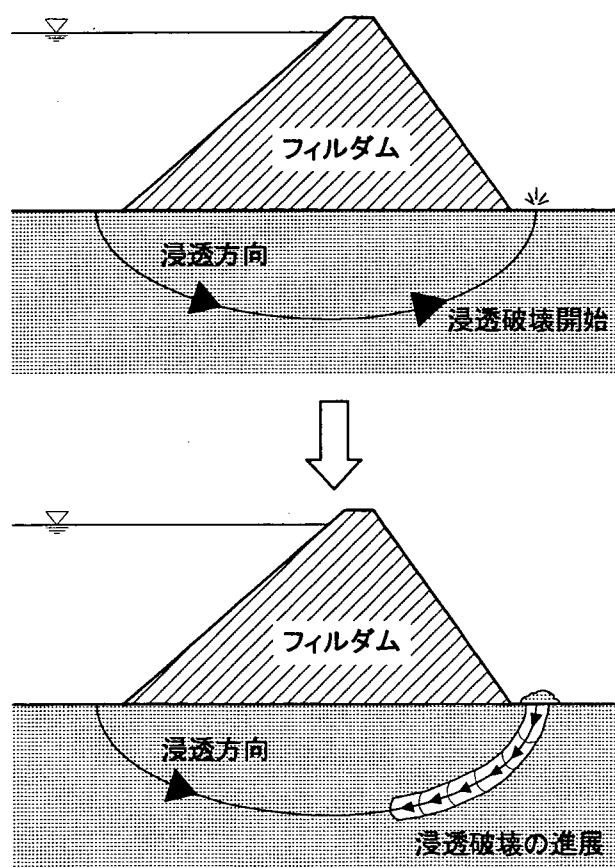
5. 室内試験

5.1 概 説

ダム下流部の浸透流の出口では、上載荷重がないため、貯水池からの浸透流に対して最も粒子の流失が容易となる（図－5.1参照）。室内浸透破壊試験は、この浸透流の出口部付近をモデル化してTerzaghiの考え方に基ついた浸透破壊抵抗性を直接評価できる試験である。

4章で述べた簡易試験の結果、浸透破壊抵抗性の詳細検討が必要と判断された地質のうち、乱さない試料の採取が可能であれば、図－2.1に示した調査手順のうち、「④室内試験」を行う。また、浸透破壊抵抗性の詳細検討が必要と判断された地質で乱さない試料の採取が困難なほど軟質であれば、6章で述べる原位置試験（図－2.1中の⑤）の対象とする。

室内試験には、供試体規模の制約等といった問題はあるが、原位置試験に比べると安価でかつ原理も単純であるため、数多くの試験を実施できることや、種々のダムサイトで統一した方法により試験を実施することが容易であり、試験結果の比較がしやすいという利点がある。



図－5.1 ダム基礎の浸透破壊形態（均質地盤の場合）

5.2 乱さない試料の採取位置と採取方法

室内試験用の試料は、自然状態の地盤の浸透破壊抵抗性を把握するという立場から乱さない試料とすべきである。

試料は、原則として簡易試験結果の値が小さかった箇所からブロックサンプリング法（JGS 1223-1995）²¹⁾にて採取する（図-5.2参照）。試料採取にあたっては、簡易試験により乱された試験面付近は除去する。この際、対象地質の層相ならびに試料寸法を十分に考慮し、浸透破壊抵抗性が小さいと考えられる箇所を包含する。この対応により、危険側の設計値、つまり実際よりも大きな浸透破壊抵抗性を与える危険性が小さくなる。

ブロックサンプリングによる試料の採取方向は、5.3節で述べる供試体の作製における供試体規模、供試体作製方向ならびにその必要本数をあらかじめ検討した上で、本来浸透破壊が懸念される場所（例えば層理面（堆積面）方向）の浸透状況を踏まえて決定する必要がある。また、通水方向を規定して採取する場合は、試験での通水方向とダム基礎内での通水方向を一致させて採取する。

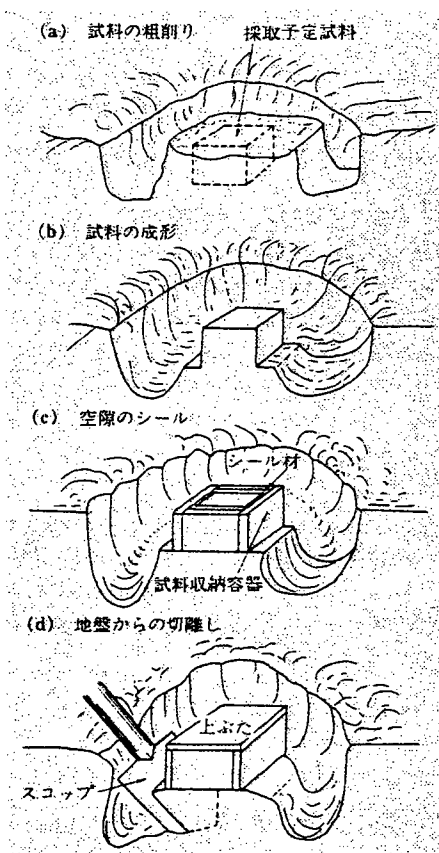
地形上の制約からブロックサンプリングが行えない地質に対しては、気泡ボーリングをはじめとしたボーリングによる乱さない試料のサンプリング法や凍結サンプリング法（図-5.3参照）²¹⁾の適用も検討する。参考までに乱さない試料の採取方法の一覧を表-5.1に示す。

気泡ボーリングは、3章でも述べたように圧縮空気の流れに微量の界面活性水溶液を霧状に注入して発生させた泡により削孔時のスライムを除去するボーリング工法で、比較的乱れの小さいコアの採取が期待できる。なお、ボーリング口径を150mmとした場合、直径約114mmのコア採取が可能である。

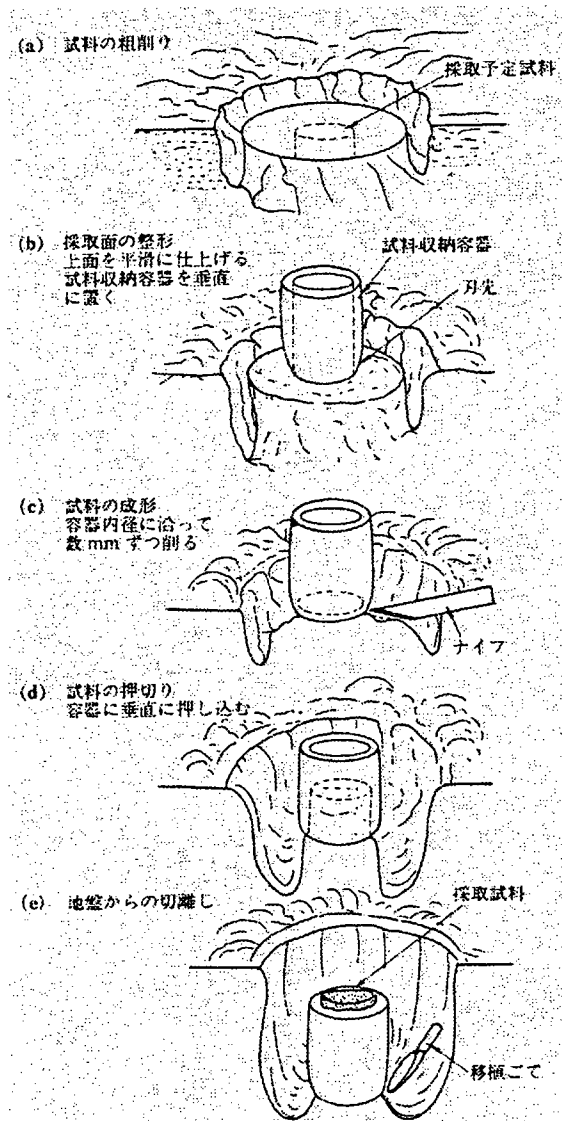
凍結サンプリング法は、地盤中に2重管を設置し、その外周地盤をその粒子構造を保持したまま凍結させ、試料を採取する方法である。飽和度が高く、細粒分含有量が少ない等の制約条件を伴うが、直径約300mm程度の比較的乱れの小さい試料採取が可能である。

なお、Aダムサイトでは、室内浸透破壊試験用の試料採取方法を以下のとおりとしている。

- ① 試料は、ブロックサンプリング法にて採取する。
- ② 試料の大きさは直径120mm以上、高さ150mm以上の円柱形とする。
- ③ 試料の採取方向は、試験対象地質の堆積面に円柱形試料の長軸を一致させることを原則とする。
- ④ ただし、試料の自立が困難なA3-4の砂礫（Sg）については、乱さない試料の採取を最優先して、円柱形試料の長軸が堆積面とは関係なく鉛直となるようにし、試料の周囲を無収縮モルタルで保護して採取する。

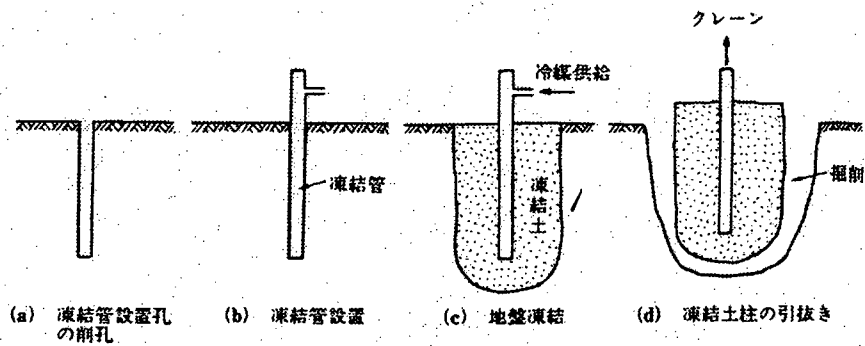


(1) 切り出し式

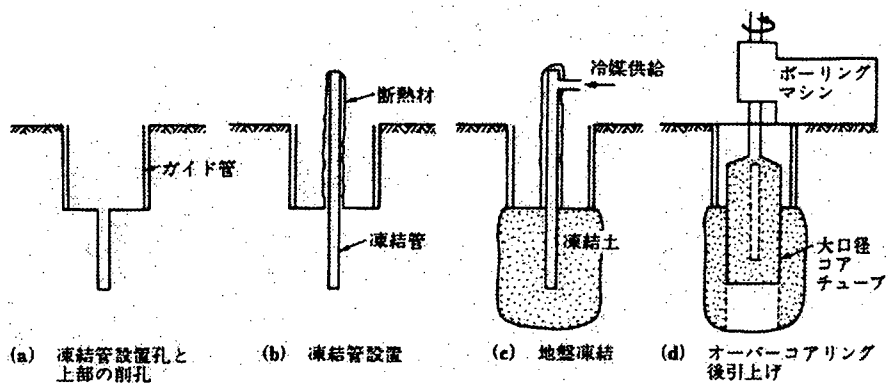


(2) 押切り式

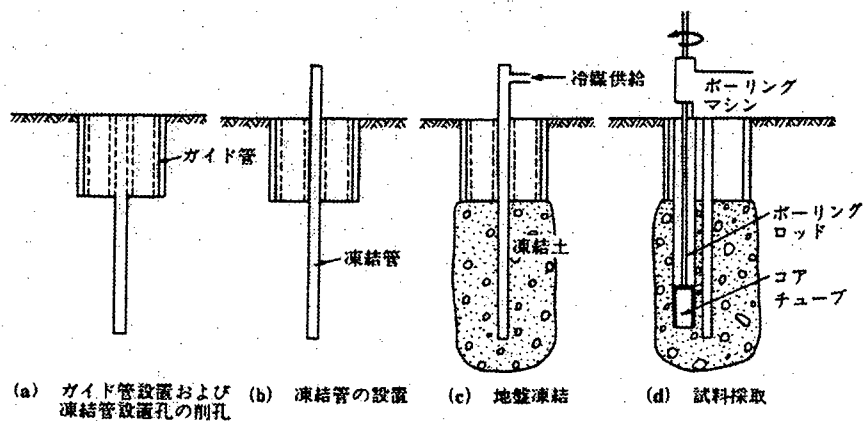
図-52 ブロックサンプリングの手順
(地盤工学会²¹⁾を引用)



(1) 凍結土柱全体を引き抜く方法



(2) オーバーコアリングによる方法



(3) 部分コアサンプリングによる方法

図-53 凍結サンプリングの方法

(地盤工学会²¹⁾を引用)

表-5.1 乱さない試料の採取方法

試料採取方法の種類			構造	適用地盤	試料径 (mm)	基準
ボーリングによる採取法	固定ピストン式シン ウォールサンプラー	エクステンシ ョンロッド式	単管	粘性土	75	JGS 1221-1995
		水圧式	単管			
	ロータリー式二重管サンプラー		二重管	粘性土	75	JGS 1222-1995
	ロータリー式三重管サンプラー		三重管	粘性土, 砂質土	75	JGS 1223-1995
	ワイヤーライン式サンプラー		単管, 二重管	岩盤を除く地盤	75, 90	
	礫層サンプラー		二重管	礫質土	97	
	バケット型コアキャッチャー付き固 定ピストン式サンプラー		単管	砂質土, 礫混じり土	68, 81	
	ツイストサンプラー		二重管	砂質土, 超軟弱土	50, 70	
	コンポジットサンプラー		二重管	粘性土	75	
	NGIサンプラー		単管	粘性土	101	
	ピッチャーサンプラー		三重管	硬質粘性土	72	
	大口径サンプラー		単管	粘性土	208	
	フویلサンプラー		単管	粘性土, ゆるい砂質土	68	
	土圧バランス式サンプラー		三重管	粘性土, 砂質土	120	
	改良型ビショップサンプラー		単管	砂質土	53	
	気泡ボーリング		二重管, 三重管	砂質土, 礫質土, 軟岩	45~114	
その他の 採取法	ブロックサンプリング		—	粘性土~軟岩	任意	JGS 1231-1995
	凍結サンプリング		—	砂, 砂礫	任意	

5.3 供試体の作製

他ダムサイトを含めた既往の実績をみると、供試体形状は全て円柱形としているが、その寸法は表-5.2に示したように、直径が70～200mm程度、高さが30～300mm程度とかなりばらつきがある。ただし、供試体寸法は、本来試料の最大粒径に対して決められるべきものである。山口ら²⁹⁾および松本ら²⁹⁾の透水試験用供試体に関する研究成果によれば、供試体の直径および高さが試料の最大粒径の5倍程度以上あれば、試験精度上の問題はないと考えられる。

供試体の数については特に規定はないが、その必要数は簡易試験結果を参考にして室内試験結果のばらつきを考慮しながら地質ごとに適切に設定すべきである。

供試体の作製方向、つまり試験で通水方向となる円柱形供試体の長軸方向は、設計上安全側の立場から、本来、層理面（堆積面）などの浸透破壊が懸念される方向に一致させることが望まれる。また、5.2節で述べたように、通水方向をあらかじめ規定したダム基礎内の浸透方向に合わせて試料を採取した場合は、円柱形供試体の長軸方向をダム基礎内の浸透方向に一致させる。

Aダムサイトでは、室内試験用供試体の寸法および数を以下のように設定している。

- ① 室内土質試験結果における最大粒径はもっとも大きいものでも19mmであった（表-32参照）ことから、供試体は直径114mm程度、高さ114mm程度の円柱形とする。
- ② 円柱形供試体の長軸方向は、円柱形試料の長軸方向に全て一致させ、A3-4の砂礫（Sg）を除く供試体の長軸が堆積面と一致するようにする。
- ③ 供試体本数は、簡易試験の結果および乱さない試料の採取時の状況から、他の地質より限界動水勾配がかなり小さいと予想されたA3-4の砂礫（Sg）のみ4本とし、他は2本とする。

表-5.2 室内試験用供試体の寸法および供試体数（山口ら²⁹⁾を編集）

項目 試料の 種類	ダム名	地質	地質時代	円柱形供試体寸法		供試体数 (本)
				直径 (mm)	高さ (mm)	
乱 さ な い 試 料	漁川ダム	軽石凝灰岩	第四紀更新世	150	30～250	5
	Rダム	白色火山灰 (粗粒)	第四紀更新世	70～80	100	1
	Aダム	軽石凝灰角礫 岩 (シラス)	第四紀更新世	185～196	200～300	2
	Aダム	非溶結凝灰岩	第四紀更新世	194～195	200～300	2
	Aダム	降下軽石	第四紀更新世	115～123	116～176	2
	長柄ダム	砂	第四紀更新世	180	100	10
再 構 試 成 料	Kダム	凝灰岩	新第三紀中新世 ～鮮新世	100	127	8

5.4 試験方法

室内試験の仕様については、統一した基準がないのが現状である。ただし、この試験の原理は、図-5.4の試験装置の概要に示すように、透水容器内に入れた円柱形の乱さない試料の側面止水処理を施して作製した供試体を飽和した後、段階的に安定した圧力水を供給できる装置に取り付けて、供試体底部に作用させる水压を徐々に増加させて浸透破壊させるとともに、その時の動水勾配を求めるというものである。安定水压は、 0.02MPa 程度までの低圧域では位置水頭差を利用し、それ以上の高圧域ではコンプレッサー等を使用して载荷している。なお、後者の場合、载荷する圧力に比して貯水槽内の水位低下が無視できると考えて図-5.4(b)の左側の貯水槽を使用することも多いが、より厳密さを期するのであれば、図-5.4(b)の右側の貯水槽のようにマリ奥特サイフォンとすべきである。

過去の実績では、試料と透水円筒の隙間を埋める止水材には、パラフィン、ウレタン樹脂、エポキシ樹脂、水ガラスとセメントの混合物などの材料が用いられている。しかし、種類によらず、止水材には、载荷される水压に対して十分な耐力、試料および透水円筒との十分な付着力を有していることに加えて、供試体の引張り破壊を防止する意味から、硬化時の収縮は、無いか極力小さいものでなければならない。

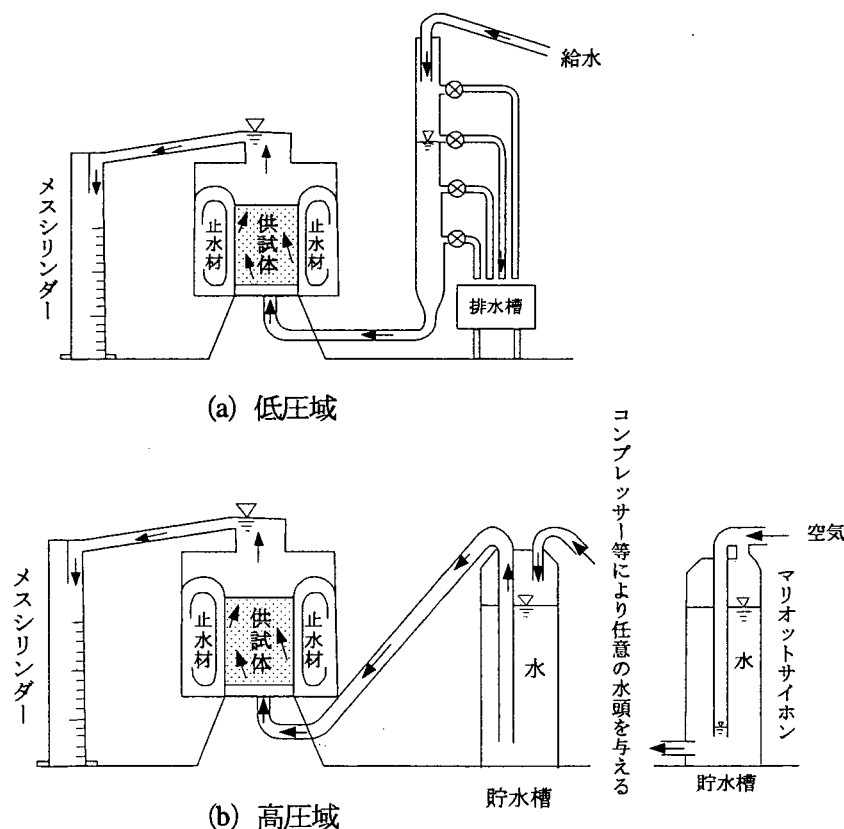


図-5.4 室内試験装置の構成例 (山口ら²⁴⁾を引用)

図-5.5は、横軸に時間 t 、縦軸に動水勾配または供試体上下端の圧力差 p をとり、昇圧ステップと浸透流量測定のを図示したものである。一般に、水圧の载荷は、位置水頭差を利用するような低圧域では動水勾配で、コンプレッサー等を使って高圧とするような場合には圧力で管理されているが、本質的な差はない。漁川ダムでは、試験の開始から終了まで同じ昇圧パターンで行っている。これに対し、Aダムでは、圧力が低い部分では昇圧の刻みを細かく、圧力がある程度大きくなると昇圧の刻みを粗くして試験の効率化を図っている。Rダムでは、Aダム同様、昇圧途中から昇圧刻みを粗くしている。ただし、流量測定については、各動水勾配段階で一定の測定時間を設定して、その間の平均値を求めるのではなく、各段階で流量が安定するまで測定を繰り返している。Kダムでは、各動水勾配段階で1日という長時間通水し、各段階の終了間ぎわの1時間で流量を測定している。このように昇圧刻みと浸透流量測定には、各ダムでかなりの違いが見られる。これは、予想される供試体の限界動水勾配や各ダムの基礎として要求される限界動水勾配に差があるうえ、供試体の透水係数の大小によって、各圧力段階で定常状態に至るまでの時間、つまり安定時間に差があるためである。ただし、安定時間があまり長いと試験がかなりの長時間にわたり、供試体の目詰まり等の問題も発生してくることが予想されるため、ある程度の圧力上昇速度は必要である。このようなことを考慮し、図-5.6に示す昇圧パターンを標準仕様として提案する。

次に、試験中の観察・計測項目であるが、表-5.3に示すように各ダムサイトとも目視観察は行っているが、その他の項目についてはダムサイトによって異なっている。局所的な破壊に始まり、その破壊が進行していくという破壊形態をとる浸透破壊は、供試体の最初の変状を捉えることが重要となる。したがって、目視観察と流量ならびに変位測定を最優先で実施し、目視観察や変位測定の精度を補うための写真・ビデオ撮影や濁度計測を行うべきと考える。

なお、Aダムでは、初期の室内試験では図-5.5の昇圧パターンで試験を行っていたが、その後、図-5.6の標準仕様に準拠した昇圧パターンに移行し、観察・計測項目も目視観察、流量計測、変位計測、濁度測定、ビデオ撮影とした。

なお、供試体表面の変位測定箇所数は1カ所で、乱さない試料と止水材との境界から円柱供試体の半径方向内側に1.5~2.0cmの位置に縦10mm×横10mm（厚さ3mm）の亚克力樹脂板の中心がくるように設置し、その板の変位をダイヤルゲージにて測定した。この測定方法からも明らかに、変位測定は供試体表面の局所的な挙動を把握していることに注意しなければならない。

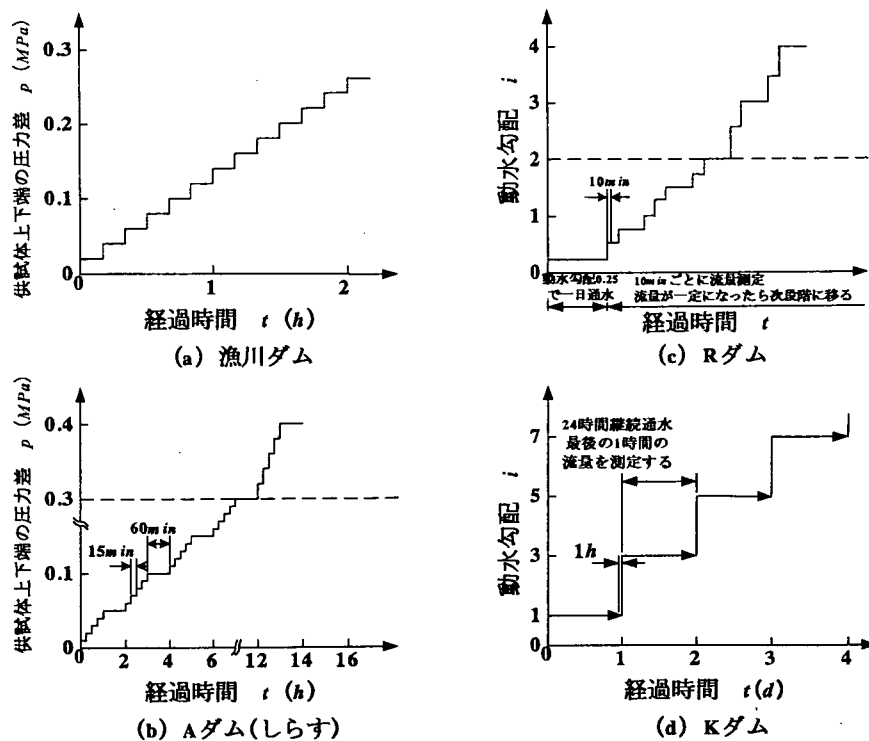


図-5.5 昇圧ステップと浸透流量測定例 (山口ら¹¹⁾を引用, $1\text{kgf/cm}^2=0.1\text{MPa}$ として変換)

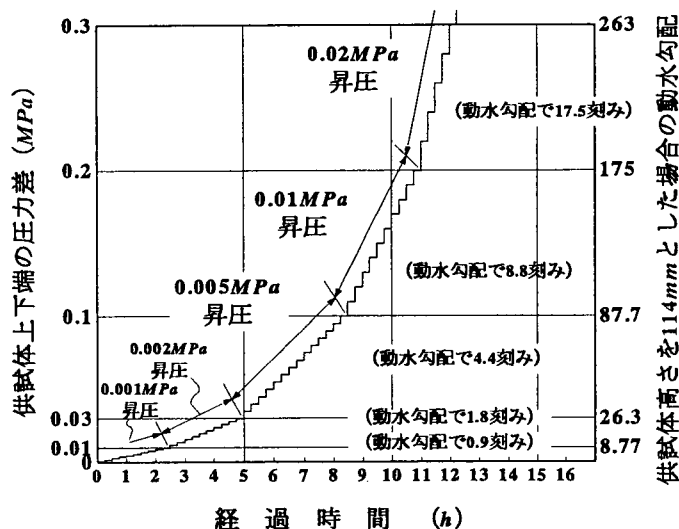


図-5.6 標準的な室内試験の昇圧パターン (山口ら¹²⁾を引用, $1\text{kgf/cm}^2=0.1\text{MPa}$ として変換)

表-5.3 室内試験の観察・計測項目 (山口ら¹¹⁾を編集)

ダム名	観察・計測項目
漁川ダム	目視観察
Rダム	流出水の濁度, 目視観察, 写真, ビデオ撮影
Aダム	目視観察, 流量増加点
長柄ダム	目視観察
Kダム	流出水の濁度, 目視観察

5.5 試験結果の整理

Aダムサイトにおける室内試験は、 $qu \leq 0.1$ (MN/m²)、 $NP \leq 2$ (N/mm)、 $PP \leq 4$ (N/mm) および $ST \leq 200$ (sec) を満足する、つまり浸透破壊抵抗性について詳細検討が必要と考えられる地質を中心に行っている。試料と透水円筒の隙間を埋める止水材としては、無収縮モルタルを用いており、1程度の低動水勾配で供試体下部からゆっくりと通水して供試体を飽和させた後、昇圧した。試験水としては水道水を用いた。これは試験対象地質の透水係数が比較的大きいことが予想されたため、試験水中の溶存空气の遊離による目詰まりの可能性が小さいこと、通水量が多くなるため脱気水の準備が試験に追従できなくなることを考慮したためである。また、供試体上下端の水頭差（圧力表示）を図-5.6に示す標準的なパターンで上昇させた。ただし、限界動水勾配がかなり小さくなることが予想されたA3-4の砂礫（Sg）については、最小ステップ0.0002MPa（水頭で2cm）で小刻みに昇圧した。各圧力（動水勾配）段階の継続時間は15分である。

また、浸透破壊抵抗性の指標である限界動水勾配 i_{cr} の候補となる動水勾配として中村ら²⁹が提案した5種類の限界動水勾配を参考に、以下の4種類の動水勾配を求めた。

- ib* : 動水勾配と流量の比例限界点での動水勾配。比例限界点を求める際、動水勾配と透水係数の関係図も参照する。
- iu* : 供試体上面で、最初の噴砂現象が確認されたときの動水勾配。
- id* : 動水勾配と供試体表面の変位の関係図における変位急変点での動水勾配。
- if* : 供試体が完全に破壊するときの動水勾配。

室内試験結果より求めた*ib*、*iu*、*id*、*if*の一覧を表-5.4に示す。また、一例としてI-A1の火山礫凝灰岩（Lg）の1供試体（表-5.4の下段側）の動水勾配と流量および変位の関係を図-5.7に示す。*ib*を決定する際、透水量が小さく乱れが大きいと考えられる初期のデータは無視した。また、変位については、浮き上がり方向を正とした。

表—5.4 室内浸透破壊試験結果の一覧 (山口ら¹²⁾を編集)

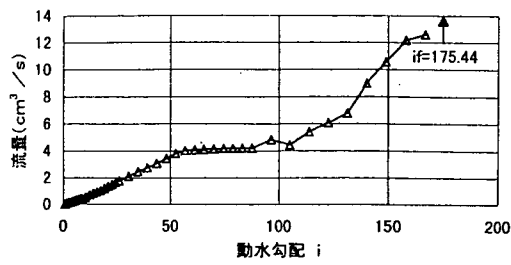
地 層 名	地 質 名	限界動水勾配候補			
		<i>ib</i>	<i>iu</i>	<i>id</i>	<i>if</i>
A3-4	砂 礫 (<i>Sg</i>)	8.48	1.75	2.63	8.48
		5.55	4.39	2.34 ¹⁾	5.55
		6.58	5.70	1.40 ¹⁾	6.58
		6.14	0.53	2.11 ¹⁾	6.14
A2-Km	火山礫凝灰岩 (<i>Ltf</i>)	8.77	— ²⁾	15.79	— ³⁾
		14.04	— ²⁾	21.05	700<
A2-3	降 下 軽 石 (<i>Pf</i>)	12.28	78.95	19.30	525<
		12.28	— ²⁾	26.32	525<
T-p	軽石凝灰角礫岩 (シラス状)	8.77	— ²⁾	19.30	105.26
		10.53	74.56	— ⁴⁾	114.04
Km-p	軽石凝灰角礫岩 (シラス状)	14.04	30.70	24.56	438.60
		8.77	22.81	22.81	438.60
A3-p	軽石凝灰角礫岩 (シラス状：露頭)	15.79	61.40	17.54	525<
		14.04	96.49	43.86	700<
I-A1	火山礫凝灰角 (<i>Ltf</i>)	14.04	8.77	8.77	263.16
		8.77	10.53	10.53	175.44
I-A1	互 層 (<i>Al</i>)	12.28	24.56	15.79	175.44
		15.79	43.86	— ⁴⁾	280.70
A4A-wp	細粒軽石凝灰岩	10.53	15.79	14.04	263.16
		10.53	39.47	48.25	245.61
A2-w	火 山 灰 流 (<i>Afl</i>)	17.54	21.05	— ⁴⁾	525<
		35.09	12.28	10.53	385.96
I-A1	砂 質 凝 灰 岩 (<i>St</i>)	61.40	52.63	48.25	157.89
		39.47	78.95	35.09	228.07
A3-4	凝 灰 質 砂 (<i>Ts</i>)	19.30	14.04	21.05	210.53
		4.39	15.79	22.8 ¹⁾	114.04

1) 沈下方向の変位により*id*を決定したもの。

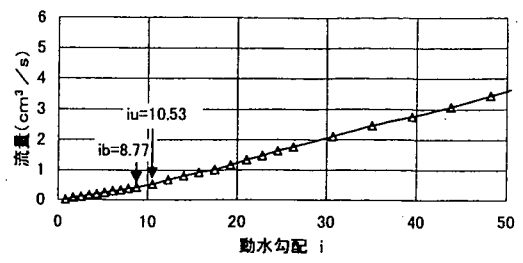
2) 顕著な噴砂現象が認められず*iu*を決定しなかったもの。

3) 供試体上下端のポテンシャル差が0.2MPa、動水勾配で175.44の時点で越流部の排水能力が不足したため試験を中止したもの。

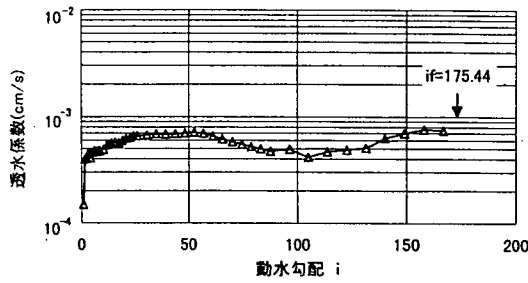
4) 変位の急変点が認められず*id*を決定しなかったもの。



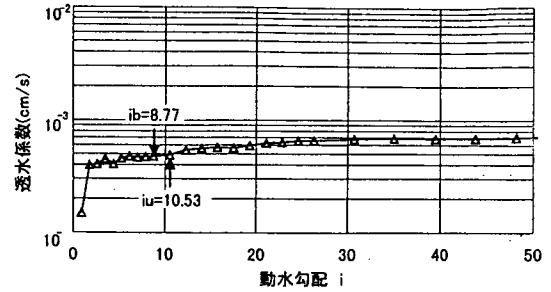
(a) 動水勾配と流量の関係 (全データ)



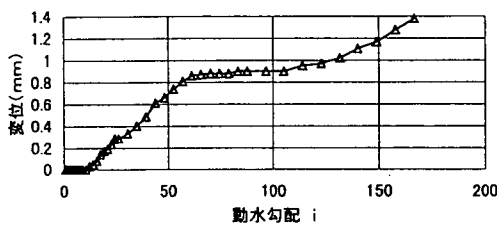
(b) 動水勾配と流量の関係 (動水勾配 50 以下)



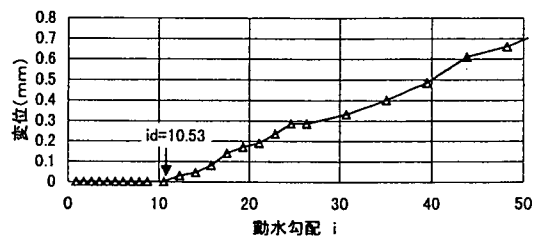
(c) 動水勾配と透水係数の関係 (全データ)



(d) 動水勾配と透水係数の関係 (動水勾配 50 以下)



(e) 動水勾配と供試体表面変位の関係 (全データ)



(f) 動水勾配と供試体表面変位の関係 (動水勾配 50 以下)

図-5.7 室内浸透破壊試験結果の一例 (I-AIの火山礫凝灰岩 (Lgf))
(山口ら¹²⁾を引用)

5.6 室内試験結果に基づく評価

限界動水勾配 icr は、個々の試験で各種の変状が発生した時点の動水勾配を限界動水勾配候補として求めておき、設計上安全側の観点および浸透破壊という進行性の破壊形態を考慮して、限界動水勾配候補のうち最も小さいものを icr として採用すべきと考える。

Aダムサイトの室内試験では、以下のように icr を決定した。

- ① 動水勾配と流量の比例限界、噴砂現象および変位の急変は、浸透破壊発生の兆候と考えられる。
- ② 基本的には、流量あるいは拘束がなく最も浸透破壊が発生しやすい供試体表面での噴砂現象のように、供試体の全体挙動を見据えた上で決定していると考えられる ib 、 iu のうち小さい方を原則として icr とした。
- ③ 顕著な噴砂現象が認められず、 iu を求められなかった4供試体を除いた22供試体の ib と iu の関係を図-5.8に示すが、 $ib < iu$ となるものが多く、 icr の多くが ib 、つまり動水勾配と流量の比例限界点での動水勾配で決定されていることがわかる。
- ④ ただし、前述したように、極端に浸透破壊抵抗性が小さい場合に見られる現象と考えた沈下方向の変位を示した供試体については、 ib 、 iu のほかに id を含めた3つの動水勾配の最小値として icr を決定した。各地層の icr を qu 、 NP 、 PP 、 ST のほかの試験結果とともに表-5.5に示す。

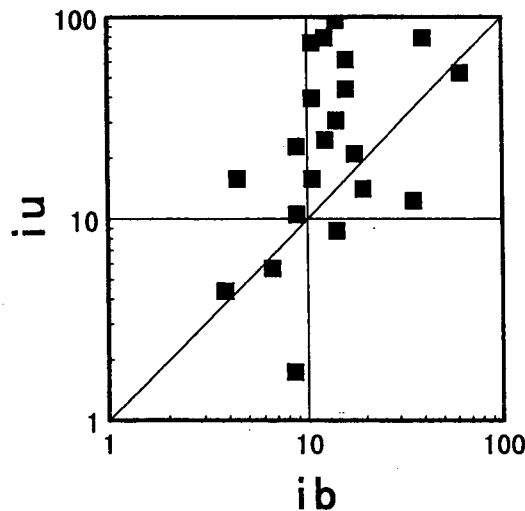


図-5.8 ib と iu の関係 (対数目盛)
(山口ら¹²⁾を引用)

表一5.5 室内浸透破壊試験による限界動水勾配の一覧 (山口ら¹²⁾ を編集)

グループ	地層名	地質名	2mm 以上の 礫分	飽和度 (%)	限界動水勾配 <i>icr</i>		一軸圧縮 強さ <i>qu</i> (MPa)	針貫入 勾配 <i>NP</i> (N/mm)	ビック 貫入勾配 <i>PP</i> (N/mm)	洗掘 抵抗値 <i>ST</i> (sec)
			(%)		個別	地質 平均				
A	A3-4	砂 礫 (Sg)	26	65.1	1.75	1.51	—	0.04	0.14	52.6
					2.34					
					1.40					
					0.53					
	A2-Km	火山礫凝灰岩 (Lgf)	23	80.9	8.77	11.41	0.083	2.56	6.60	404.6※
					14.04					
	A2-3	降下軽石 (Pf)	19	85.8	12.28	12.28	0.117	1.94	5.20	533.1
					12.28					
B	T-p	軽石凝灰角礫岩 (シス状)	9	84.4	8.77	9.65	0.045	0.0	0.53	146.0
					10.53					
	Km-p	軽石凝灰角礫岩 (シス状)	11	83.8	14.04	11.41	0.044	1.59	2.34	88.8
					8.77					
	A3-p	軽石凝灰角礫岩 (シス状：露頭)	9	98.6	15.79	14.92	0.093	1.21	3.38	108.2
					14.04					
C	I-A1	火山礫凝灰角 (Lgf)	8	85.7	8.77	8.77	0.083	0.84	1.36	209.2
					8.77					
	I-A1	互 層 (Al)	5	99.0	12.28	14.04	0.121	0.0	0.33	65.5
					15.79					
	A4A-wp	細粒軽石凝灰岩	4	96.8	10.53	10.53	0.135	0.12	0.63	28.8
					10.53					
	A2-w	火山灰流 (Afl)	4	90.5	17.54	14.91	0.102	1.67	1.92	40.3
					12.28					
	I-A1	砂質凝灰岩 (Sr)	1	89.9	52.63	46.05	0.116	0.89	1.92	72.7
					39.47					
	A3-4	凝灰質砂 (Ts)	1	87.1	14.04	9.22	0.015	0.03	1.36	12.1
					4.39					

※)10点での測定のうち5点で $ST=\infty$ となったため、それ以外の5点の結果の平均値を示している。

限界動水勾配と各種試験結果との関係を分析すると以下のとおりとなる。

(1) 一軸圧縮強さ

icr と qu の関係を両対数紙上に描いたものを図一5.9に示す。データポイントは、各地層の礫率 $P(\%)$ により、 $P \geq 20\%$ 、 $20\% > P > 5\%$ 、 $P \leq 5\%$ の3つのグループに分け、それぞれグループA、B、Cとしてマーカーを変えている。5.5節で述べたように、 $qu \leq 0.1$ (MN/m²)、 $NP \leq 2$ (N/mm)、 $PP \leq 4$ (N/mm) および $ST \leq 200$ (sec) を満足する地質を中心に室内試験の対象地質を選定しているため、 qu のかかなり狭い範囲にデータが分布している。また、礫率の差による分布の傾向の差違はとくに見出すことはできない。 icr と qu のそれぞれの対数値に対する直線回帰式をあえて求めると次のとおりである¹²⁾。図中にはこの直線回帰式も示している。

$$\log icr = 0.289 \log qu + 1.444 \quad (\text{相関係数} : 0.413) \quad \dots (5.1)$$

データの分布範囲が狭いため、この回帰式ではなく、データポイントに基づいて分析すると、 $qu \leq 0.1$ (MN/m²) の地質では icr が15以下となる。

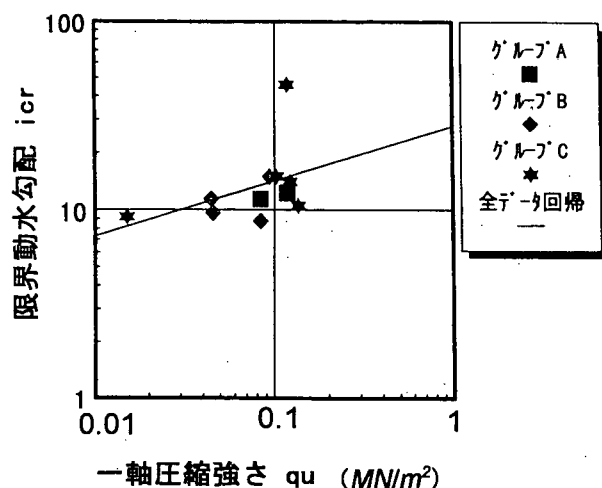


図-5.9 qu と icr の関係 (山口ら¹²⁾を引用, $1kgf/cm^2=0.1MN/m^2$ として変換)

(2) 針およびピック貫入勾配

icr と NP および PP の関係を両対数紙上に描いたものをそれぞれ図-5.10および図-5.11に示す。なお、 $NP=0$ (N/mm) となった $I-AI$ の互層 (AI) と $T-p$ の軽石凝灰角礫岩の結果は、図-5.10中には描いていない。両関係の直線回帰式を求めると次のとおりである¹²⁾。

$$\log icr = 0.288 \log NP + 1.115 \quad (\text{相関係数} : 0.524) \quad \dots (5.2)$$

$$\log icr = 0.379 \log PP + 0.995 \quad (\text{相関係数} : 0.569) \quad \dots (5.3)$$

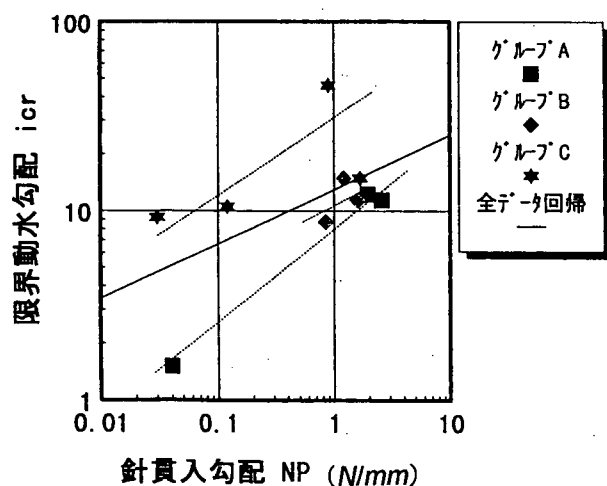


図-5.10 NP と icr の関係 (対数目盛)

(山口ら¹²⁾を引用, $1kgf/cm=1N/mm$ として変換)

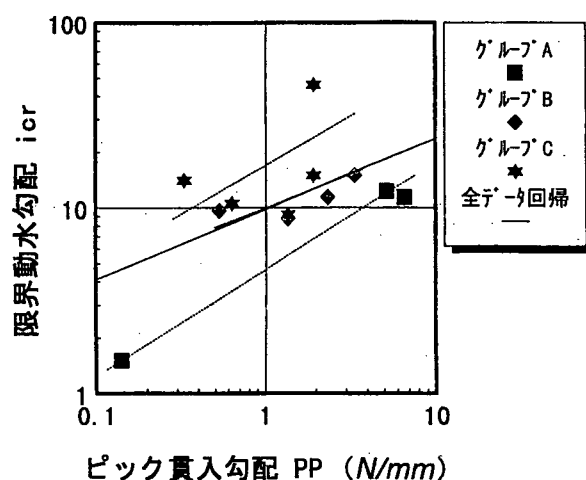


図-5.11 PP と icr の関係 (対数目盛)

(山口ら¹²⁾を引用, $1kgf/cm=1N/mm$ として変換)

NP 、 PP の分布範囲が qu のそれに比べて広いこともあり、両式の相関係数は式 (5.1) よりも若干高いが、 icr の分布範囲がさほど広くないためあまり高い相関性ではない。データポイントに着目すると、室内試験の対象地質のほとんどがそうであるが、 $NP \leq 2N/mm$ 、 $PP \leq 4N/mm$ で

あれば1点 (I-AIの砂質凝灰岩 (St)) を除いて icr は15以下になる。

また、礫率に着目すると、グループC、B、Aと礫率が大きくなるほど、同じNPあるいはPPに対する icr が小さくなっていることがわかる。これは針およびピック貫入試験において、針およびピックを直接礫に貫入することはしないが、礫率が高くなるほど針およびピックが貫入中に礫と遭遇し、貫入勾配が過大に評価される可能性高いのに対して、室内試験においては相対的に細粒である基質部から破壊が徐々に進展していき、この微小な変化をもって icr を求めているため、 icr に対する礫率の影響が小さいことが主因と考えられる。さらに、室内試験は、供試体を飽和してから実施しているのに対して、原位置の試験対象地質は完全な飽和状態にない。また、礫率が高い地質ほど飽和度が低いため、得られる貫入勾配が飽和時の値より大きめに評価されている可能性があると考えられる。しかし、A3-4の砂礫 (Sg) の飽和度は、65.1%を除くとすべて80%以上であるため、極端に大きい影響は与えていないと考える。

(3) 洗掘抵抗値

icr と ST の関係を両対数紙上に描いたものを図-5.12に示す。また、両者の直線回帰式は次式のとおりであるが、相関係数は0.275と低い¹²⁾。この主原因は、4.4節で述べた ST のばらつきの大きさにあると考える。

$$\log icr = 0.179 \log ST + 0.677 \quad (\text{相関係数} : 0.275) \quad \dots (5.4)$$

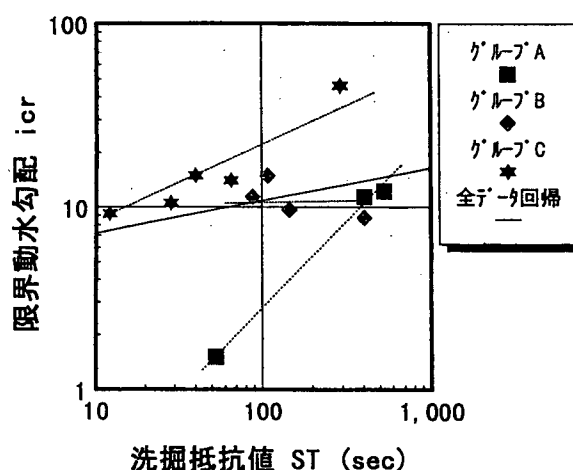


図-5.12 ST と icr の関係 (対数目盛)
(山口ら¹²⁾ を引用)

icr と ST の関係においても、 icr と NP および PP の関係と同様、礫率が高いほど同じ ST に対して icr が小さくなる傾向がある。ただし、 $ST \leq 200$ (sec) であれば $icr \leq 15$ となる。

(4) まとめ

室内試験から得られた icr と簡易試験結果との関係を分析することにより、次のことがわかる。

- ① $qu \leq 0.1$ (MN/m^2)、 $NP \leq 2$ (N/mm)、 $PP \leq 4$ (N/mm) および $ST \leq 200$ (sec) を満たす地層の icr は概ね15以下となる。このように、現時点では、簡易試験結果 (NP , PP , ST) に基づいて浸透破壊抵抗性に関する詳細検討を必要とする地質の判別は可能であるが、簡易試験結果から広い範囲の icr を推定するという段階には至っていない。この点については今後の適用事例を増やすなかで対応していかなければならない。
- ② $qu \leq 0.1$ (MN/m^2)、 $NP \leq 2$ (N/mm)、 $PP \leq 4$ (N/mm) および $ST \leq 200$ (sec) の成立範囲ではあるが、簡易試験結果 (NP , PP , ST) と icr の関係から、確率が高く、また原位置での飽和度が高い地層ほど、同程度の簡易試験結果に対する icr が小さい。

6. 原位置試験

6.1 概 説

5章で述べた室内試験は、比較的安価に実施できるため、同一地質に対する試験数量を増やせるという利点を有するが、供試体規模が制約されるために地盤の不均質性が必ずしも考慮できなかったり、本来最も重要な乱さない試料の採取が困難なほど強度の小さい部分の浸透破壊抵抗性の評価が不十分となるという欠点を有する。逆に原位置試験は、室内試験に比べて費用がかさむという欠点があるため、試験数を少なくせざるを得ないが、地盤の不均質性や弱部の存在を考慮することができるという利点を有する。

したがって、原位置試験は、2章の図-2.1に示した調査手順の「②簡易試験」と「④室内試験」の結果を総合的に分析して、浸透破壊抵抗性が極めて小さいと評価された地質もしくは乱さない試料の採取が困難なほど軟質な地質の詳細検討を行うために実施すべきである。

6.2 試験位置の選定

原位置試験は、目視観察、簡易試験ならびに室内試験といった一連の分析を行った箇所、つまり浸透破壊抵抗性を検討する上で問題となる地質の代表的な層相が確認できる位置で実施することが望まれる。

しかし、原位置試験は、地盤の不均質性を包含した比較的広い範囲を対象として実施することに意義があることに加え、試験には多くの機材が必要となることから、原位置試験実施のために必要となるスペースの確保や原位置試験に求められる地形形状の条件は、簡易試験や室内試験のそれに比べて極めて限定される。試験スペースの確保が困難であったり、試験に不利な地形形状のために、本来検討対象とすべき箇所で試験が実施できない場合は、同一地質が分布する他の場所を代替地として選定せざるを得ないが、この場合、代替地に分布する試験対象地質に対して室内土質試験（物理特性、力学特性）や簡易試験を実施しておくことが、後に原位置試験結果を評価する際に重要となる。

6.3 原位置試験方法の種類

原位置試験については、まず、Tosabayashi *et al.*²⁶⁾、松本ら²⁷⁾、米国内務省開拓局 (USBR)²⁸⁾の単一ボーリング孔からの注水による単孔注水試験を用いた研究事例があげられる。その後、Takebayashi *et al.*²⁹⁾および山口ら³⁰⁾は、理論的検討により単孔注水式試験の問題点を明らかにしたうえで、これらの問題点を解決するために、複数の隣接したボーリング孔から注水する多孔注水式試験^{29),30)}や、単一のボーリング孔から揚水するとともに周辺のボーリング孔での水位変化を観測する単孔揚水式試験^{29),31)}を提案し、現場での実証試験を行った。次に山口ら³¹⁾は、これらボーリング孔を用いた試験の限界動水勾配の算出や浸透破壊発生の観察等に関する解決すべき課題を踏まえ、試験対象地盤に対して切り出した大型の直方体ブロックに水平一次元流を発生させる試験を行い、室内試験で得られた限界動水勾配との比較等の検証を行った。

本章では、以下に示すように、ボーリング孔を利用した3種類の原位置試験と直方体ブロック切り出しによる1種類の原位置試験について述べる。

- (a) 単孔注水式試験 (ボーリング孔利用)
- (b) 多孔注水式試験 (ボーリング孔利用)
- (c) 単孔揚水式試験 (ボーリング孔利用)
- (d) 水平一次元流式試験 (直方体ブロック利用)

6.4 単孔注水式試験

(1) 試験方法

単孔注水式試験は、横坑側壁のような開放面に平行に1本のボーリング孔を削孔し、そのボーリング孔から定圧水を注入し、開放面から浸透破壊を発生させるという試験方法である。

この試験の既往の実施例^{29)~29)}では、浸透破壊抵抗性を示す指標である限界動水勾配を、地盤破壊発生時の注水圧と横坑とボーリング孔間に設置された間隙水圧計の示す水圧値との差を水頭値に換算したものを距離で除して求めている。しかし、ボーリング孔からの水流が放射流であるため、動水勾配の分布は孔軸を中心とした半径方向に大きく変化する。そのため、試験対象地盤が均質で、浸透流が定常状態にあっても、間隙水圧計の設置位置の違いにより算出される限界動水勾配は大きく異なる。

Takebayashi *et al.*²⁹⁾、山口ら³⁰⁾および山口³²⁾は、このことを以下のように理論的に説明している。

まず、図-6.1に示すような開放面を有する均質等方な地盤モデルでの単孔注水式試験を考える。ボーリング孔からの水流がポテンシャル流で、かつダルシー則に従うものとして鏡像原理を適用すると、注水区間中央面のポテンシャルと動水勾配の x 方向分布、それぞれ $\phi(x)$ と $i(x)$ は図-6.2と図-6.3のとおりである。この際、ボーリング孔半径 $r_0=3.3\text{cm}$ 、注水区間長 $l=5.0\text{m}$ 、ボーリング孔軸と開放面の距離 $R=1.0\text{m}$ とした。また、 h_0 は、開放面でのポテンシャルを0とした場合の注水区間のポテンシャル値で、 i_0 は一次元流が達成された場合の一定動水勾配で $h_0 / (R-r_0)$ に等しい。

これらの図面からわかることは、単孔注水式試験では、ダム基礎浸透流が概ねそうであるような一次元流が達成された場合に比べて、孔周辺部で大きなポテンシャルの損失が発生している。そのため、孔壁部では一次元流が達成された場合の動水勾配の約7.5倍の動水勾配が発生している。この孔壁周辺での大きなポテンシャル損失が、注水地点近傍での水圧破碎を引き起こす原因となっている。水圧破碎も浸透破壊の現象の一つではあるが、ダムの湛水時に基礎において、この試験で発生するような局所的な水圧上昇が起こることはほとんどなく、浸透流は上流から下流へと巨視的には一次元的に発生している。この際考えられる浸透破壊現象は、地盤内の粒子が下流側の開放面から移動し始め、これが上流側へと進行していくというものである。よって、この試験方法によりダム基礎の浸透破壊を適切に評価できるような浸透状況を再現するのは困難と言わざるを得ない。

図-6.4および図-6.5にBダムサイト²⁷⁾と漁川ダムサイト²⁸⁾での単孔注水式試験の事例を示す。

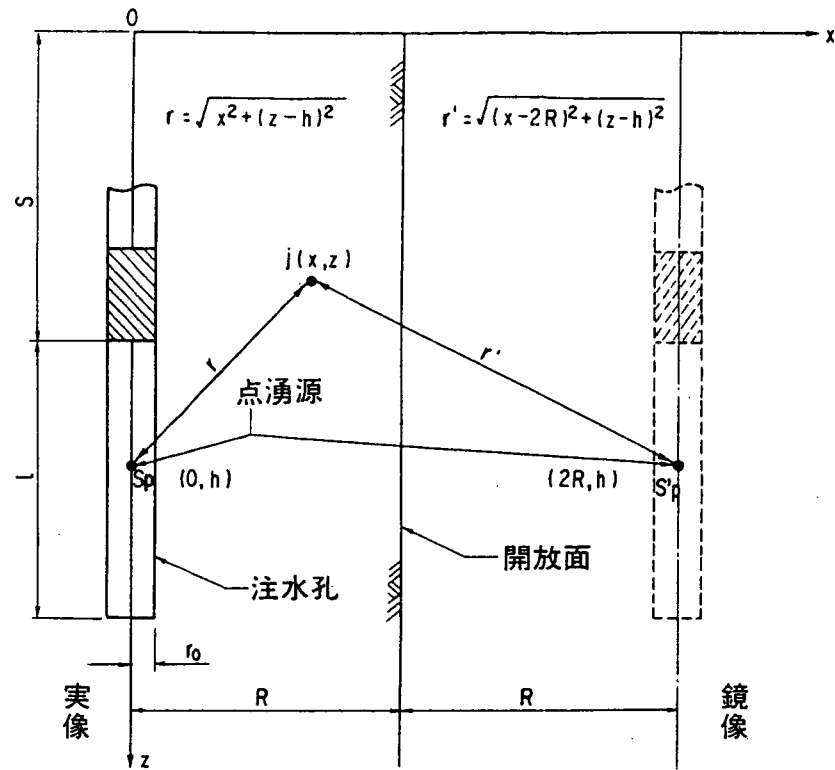


図-6.1 単孔注水式試験の数学モデル (山口³²⁾を引用)

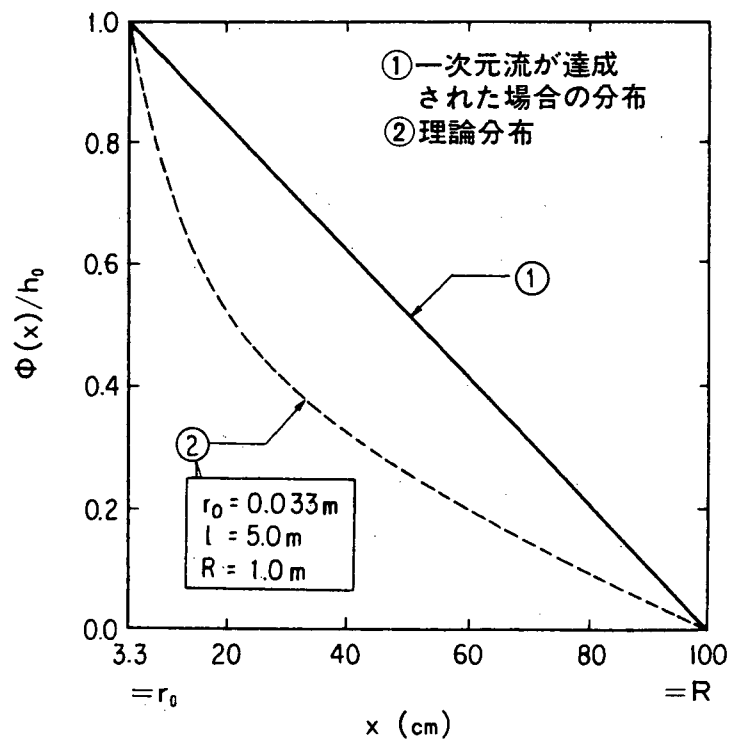


図-6.2 注水孔から開放面までのポテンシャル分布 ($z=S+l/2$) (山口³²⁾を引用)

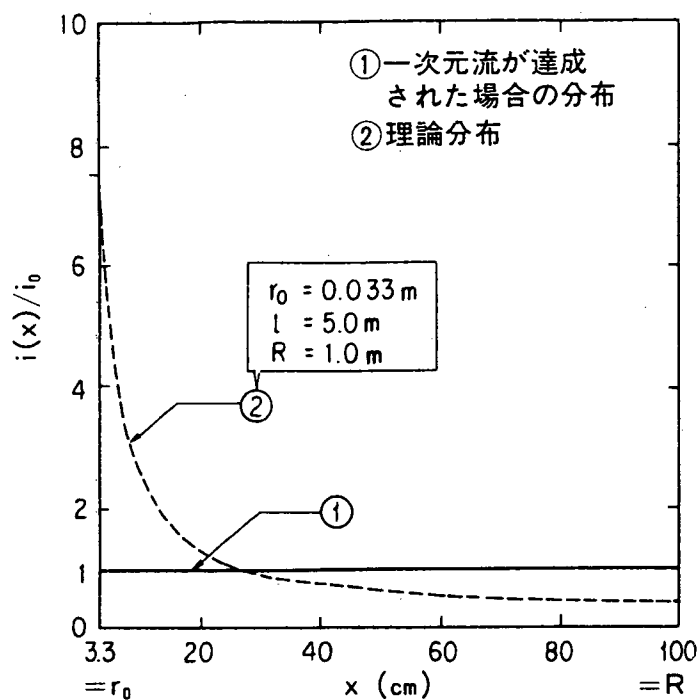


図-6.3 注水孔から開放面までの動水勾配分布 ($z=S+l/2$) (山口³²⁾を引用)

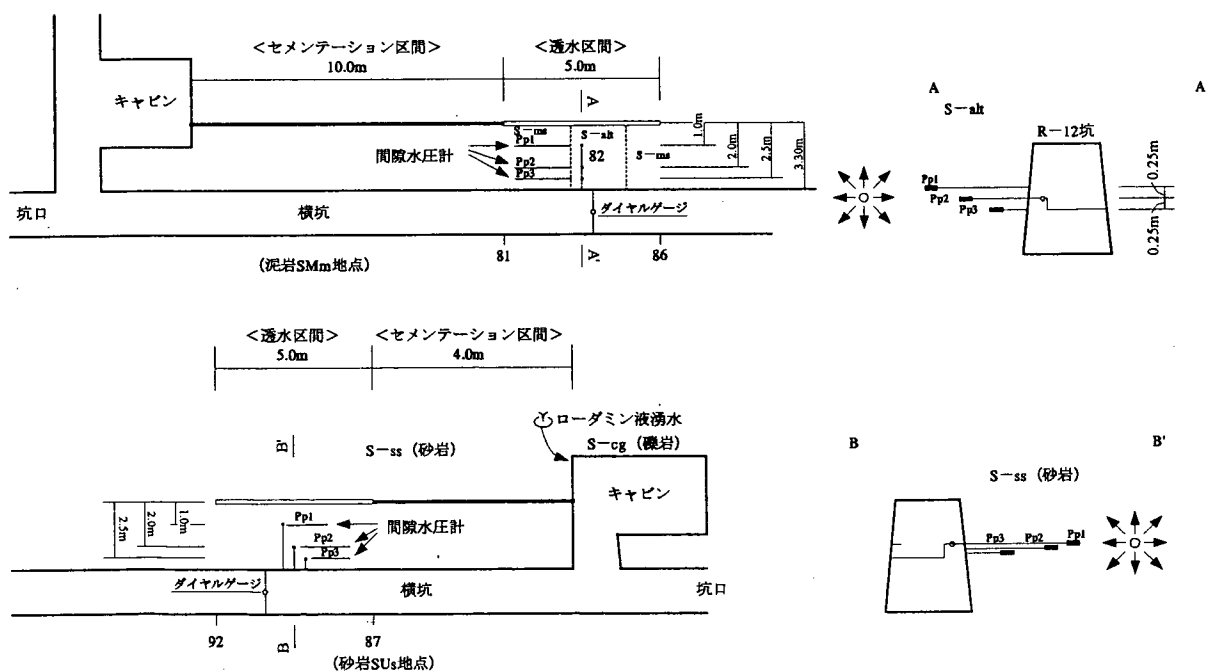


図-6.4 Bダムサイトでの試験例 (松本ら²⁷⁾を引用)

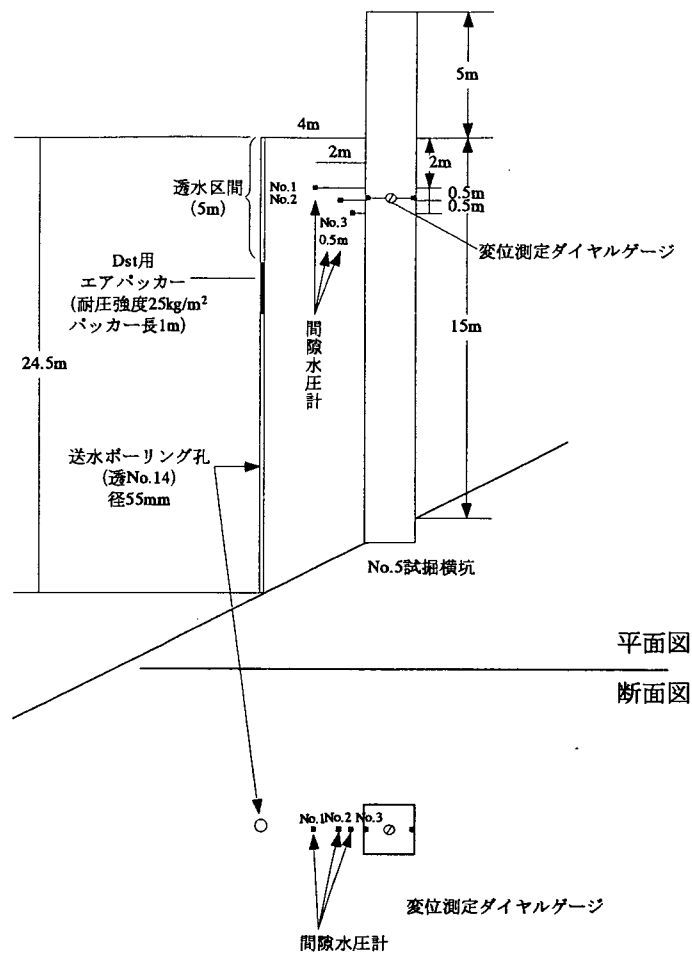


図-6.5 漁川ダムサイトでの試験例 (Tosabayashi *et al.*²⁶⁾ を引用)

(2) 試験結果の整理

6.4(1)項では、Bダムサイトと漁川ダムサイトでの単孔注水式試験の実施事例を示した。ここでは、これらの試験結果を要約して示す。

1) Bダムサイト

Bダムサイトでは、非常に軟質なSMm（中部泥岩）層とSU_s（上部砂岩）層について試験を行っている。SMm（中部泥岩）層については、三軸圧縮試験にて $c=0.5\text{MN/m}^2$ 、 $\phi=25^\circ$ 程度、原位置せん断試験にて $c=0.13\text{MN/m}^2$ 、 $\phi=24^\circ$ 、一軸圧縮強さ $0.16\sim 0.5\text{MN/m}^2$ 、原位置試験での変形係数 $120\sim 300\text{MN/m}^2$ が得られており、ルジオン値としては1ルジオン以下の部分が多い。また、SU_s（上部砂岩）層については、原位置試験での変形係数で $160\sim 200\text{MN/m}^2$ が得られており、ルジオン値としては5ルジオン程度である。

試験結果として、注入圧力、注入量、変位量、間隙水圧の計測データを図-6.6に示す。図-6.6より、泥岩（SMm）の場合は注入圧力の増加にしたがって間隙水圧等も増加し、 0.8MPa から 0.9MPa への昇圧時に岩盤に破壊が生じ、それに伴って間隙水圧の低下と変位、注入量の急増が見られている。また、砂岩（SU_s）の場合は注入圧力が 0.1MPa にて間隙水圧が0近くに低下していることから、キャビン方向に水が抜け出したと推定されるが、その後も昇圧は可能で最終的な限界圧力は 0.55MPa であった。

各注入圧力段階における水圧（注入圧力および間隙水圧）と距離との関係を図-6.7の破線で、各水圧測定点間において一次元流を仮定して算出した動水勾配を表-6.1に示す。表-6.1より明らかなように、一定の注入圧力の条件下においても、各測定点間の動水勾配が大きく異なっており、注水孔と横坑間にて等ポテンシャル間隔的に水圧が低下するのではなく、注水孔を中心とした放射流的なポテンシャルの低下を呈していることがわかる。既に6.4(1)項で述べたように、本試験方法によりダム基礎の浸透破壊を適切に評価できるような浸透状況を再現することは困難であるが、本試験実施当時は、動水勾配が最も大きくなる注水孔壁部での動水勾配を限界動水勾配として採用していた。その結果、Bダムサイトの泥岩（SMm）は限界動水勾配 i_{cr} が80程度、砂岩（SU_s）については限界圧力発生時点の評価が難しいが、この値を 0.1MPa として限界動水勾配 i_{cr} は5程度と評価されていた。

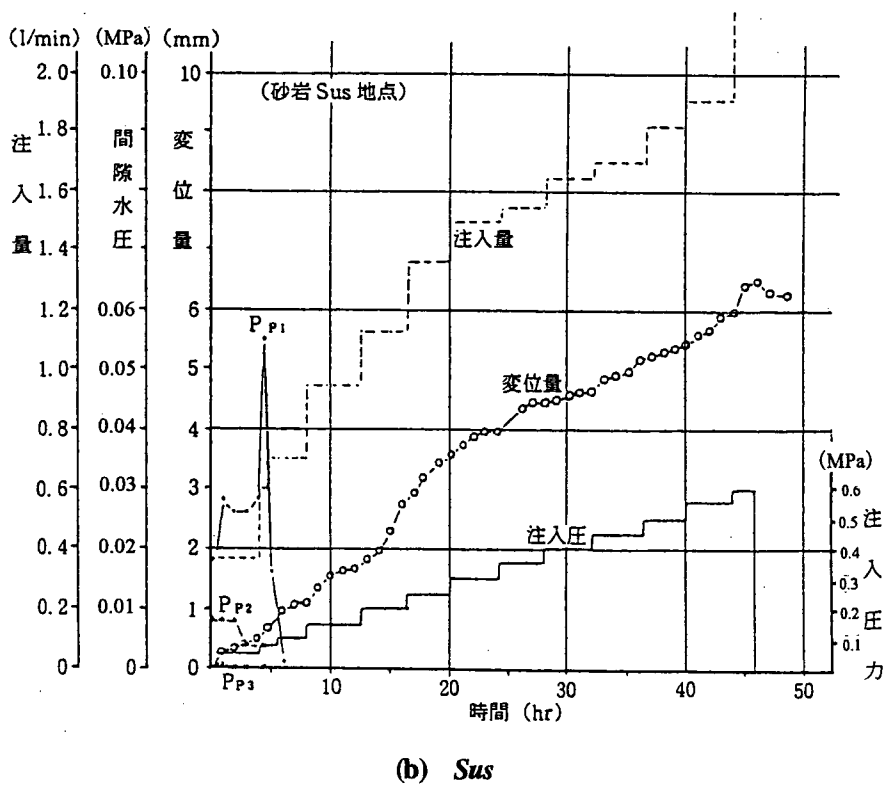
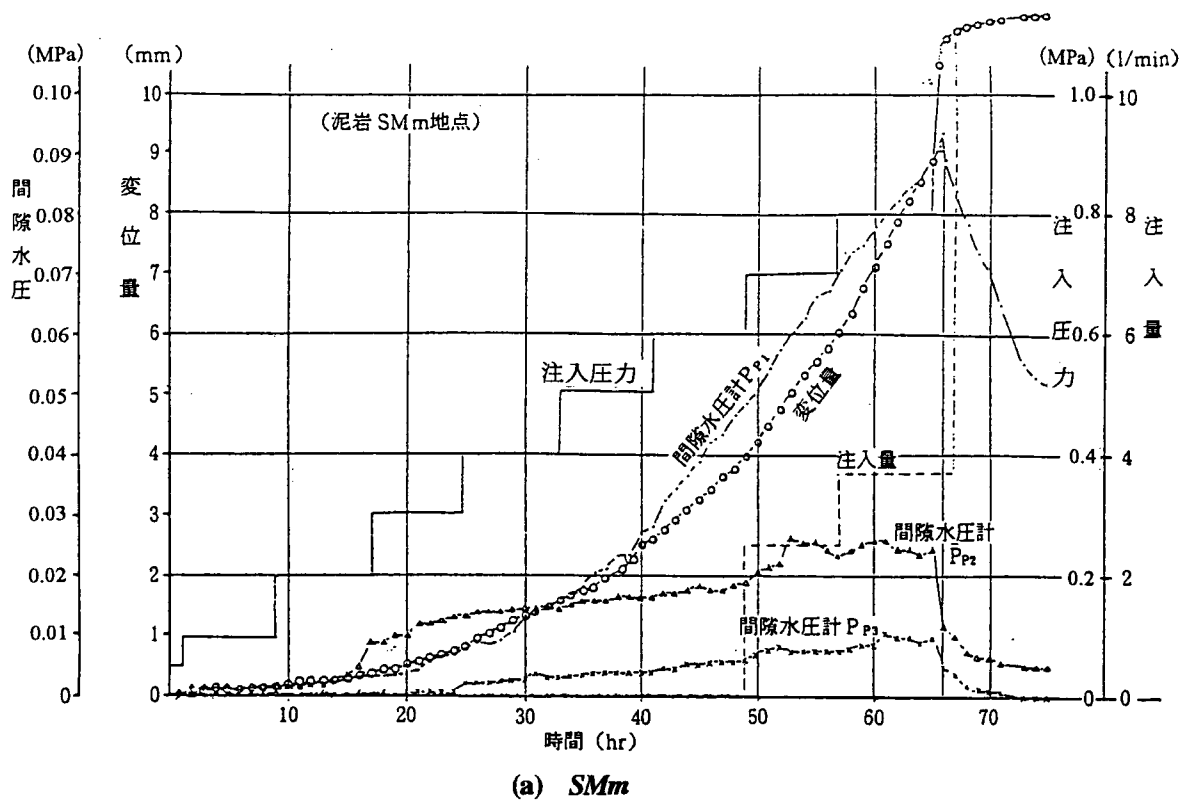
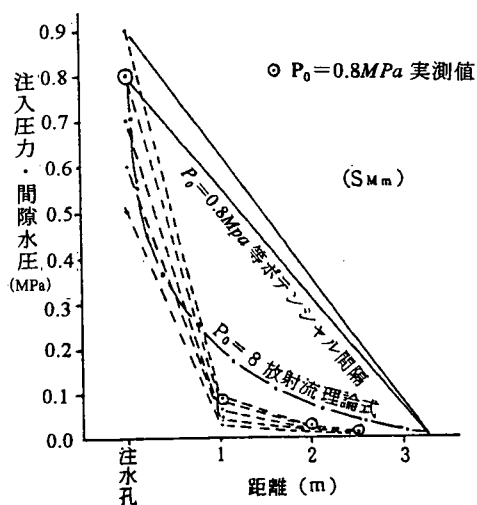
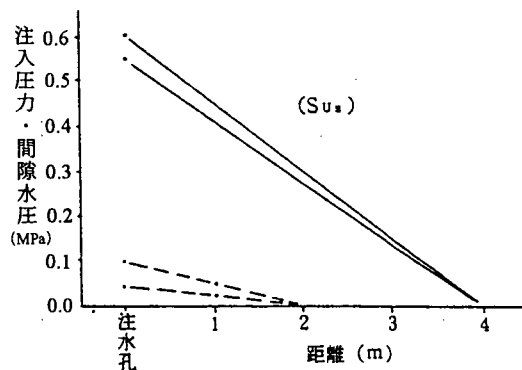


図-6.6 Bダムサイトにおける単孔注水式試験の注入圧力・注入量・間隙水圧・変位量-時間関係
(松本ら²⁷⁾を引用, $1\text{kgf/cm}^2=0.1\text{MPa}$ として変換)



(a) SMm



(b) Sus

図-6.7 Bダムサイトにおける単孔注水式試験の水圧-距離関係
(松本ら²⁷⁾を引用, $1\text{kgf/cm}^2=0.1\text{MPa}$ として変換)

表-6.1 Bダムサイトにおける単孔注水式試験の動水勾配一覧
(松本ら²⁷⁾を引用, 一部加筆, $1\text{kgf/cm}^2=0.1\text{MPa}$ として変換)

(a) SMm

地層	注入圧 (MPa)	動水勾配 (H/L)			
		注水孔～ Pp1 (1.0m)	Pp1～ Pp2 (1.0m)	Pp2～ Pp3 (0.5m)	注水孔～ 横坑壁 (3.3m)
(SMm) 中部 泥岩層	0.5	47.5	0.9	2.4	—
	0.6	56.2	1.9	2.6	—
	0.7	64.2	3.3	3.4	—
	0.8	79.1	6.1	2.9	24.2
	0.9	89.1	6.3	2.9	27.2

限界圧力
(0.8MPa)

(b) Sus

地層	注入圧 (MPa)	動水勾配 (H/L)			
		注水孔～ Pp1 (1.0m)	Pp1～ Pp2 (1.0m)	Pp2～ Pp3 (0.5m)	注水孔～ キャビン 壁 (4.0m)
(Sus) 上部 砂岩層	0.05	2.1	2.0	—	—
	0.1	4.5	6.1	—	—
	0.55	—	—	—	13.75
	0.6	—	—	—	15.0

限界圧力
(0.1MPa)
あるいは
(0.55MPa)

2) 漁川ダムサイト

漁川ダムの基礎には、固結度の低い軽石凝灰岩が分布しており、20～30ルジオンの比較的高透水性を示す。

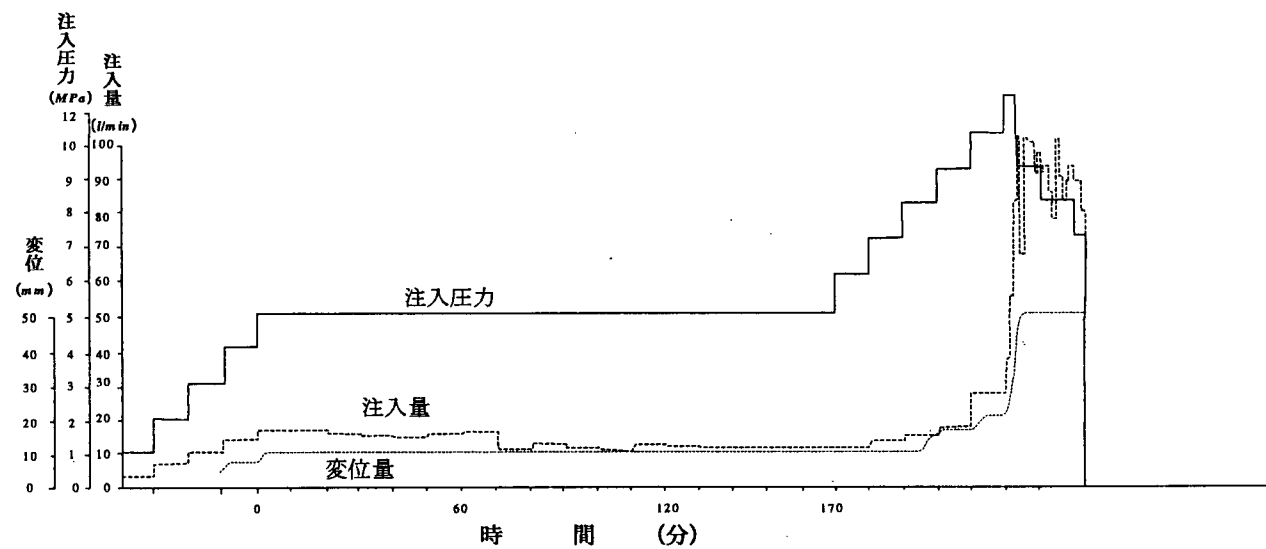
当地質に対しては、原位置浸透破壊試験に先立って室内浸透破壊試験が行われており、流量の急増点における動水勾配をもって表-6.2に示す限界動水勾配を評価している。ただし、流量の急増時点では、供試体上面に浸透破壊といえるような貫孔作用は見られず、数条の引張り性の亀裂が生じていた。

表-6.2 室内試験結果一覧 (松本ら²⁷⁾を引用)

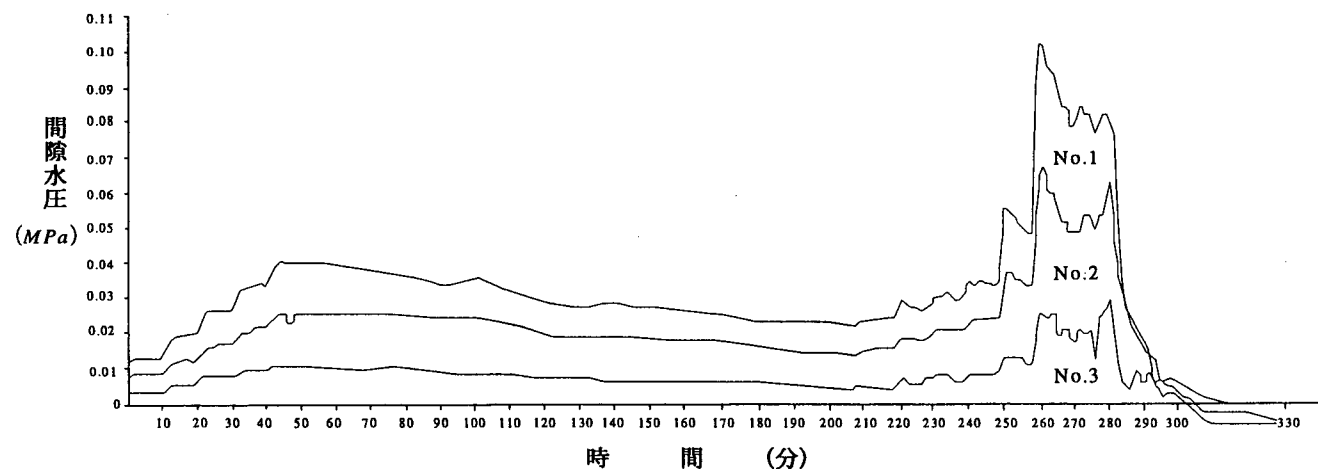
円柱形供試体寸法		限界動水勾配			限界流速 (cm/s)			堆積面に対する透水方向
直径 (cm)	長さ (cm)	個数	平均値	標準偏差	個数	平均値	標準偏差	
15	3	4	241.5	24.8	2	0.019	—	垂 直
15	5	4	200.0	40.0	4	0.0445	0.016	垂 直
15	15	4	126.3	44.9	4	0.072	0.049	垂 直
15	20～25	13	131.2	91.6	13	0.038	0.023	垂 直
		11	227.8	122.0	11	0.072	0.067	水 平

原位置試験の概要は、6.4(1)項の図-6.5に示したとおりであり、その結果を図-6.8に示す。注入圧力1MPa付近から間隙水圧の上昇が急になり、1.1MPa時にパッカー部で貫孔し全注入量がボーリング孔口に溢出した。間隙水圧計の動きが顕著になった1MPa時の動水勾配は一次元流を仮定するとボーリング孔壁とNo.1間隙水圧計の間で45、貫孔が生じた1.1MPaでは47、またパッカー一長は1mであるので、パッカー部での動水勾配は110と評価できる。また、このときの横坑側壁とNo.3間隙水圧計の間の動水勾配は5～7で、ダムの湛水により生じる最大の動水勾配(0.54～0.84)の約10倍の値であるが、横坑内で壁面を観察する限りでは坑壁の全面から水が溢出する程度で、特に顕著な変形や土粒子の移動は認められない。

以上のように、室内試験や原位置試験の結果から、原位置試験結果の評価については課題を残しながらも、限界動水勾配を40～200と評価した。ただし、この結果は、乱さない試料の採取が可能な程度に良好な岩盤部の値であり、実際には乱さない試料の採取が不可能なほどルーズな部分や、透水試験では0.2～0.5MPaの注入圧力での注入圧力-注入量関係において降伏がみうけられる場合もあった。このような部分での動水勾配は、パッカー一長を1mとして20～50程度と推察され、この程度の値が漁川ダムにおける軽石凝灰岩の限界動水勾配の最低値を示す目安となっているものと推定された。しかし、単孔注水式試験の課題は、6.4(1)項に示したとおりで、ここに示す評価は、その課題を踏まえたうえでの工学的判断に基づくものと考えられる。



(a) 注入圧力, 注入量および変位量



(b) 間隙水圧

図-6.8 漁川ダム単孔注水式試験の時間-送水圧、送水量、変位、間隙水圧曲線 (松本ら²⁷⁾ を引用, $1\text{kgf/cm}^2=0.1\text{MPa}$ として変換)

6.5 多孔注水試験

(1) 試験方法

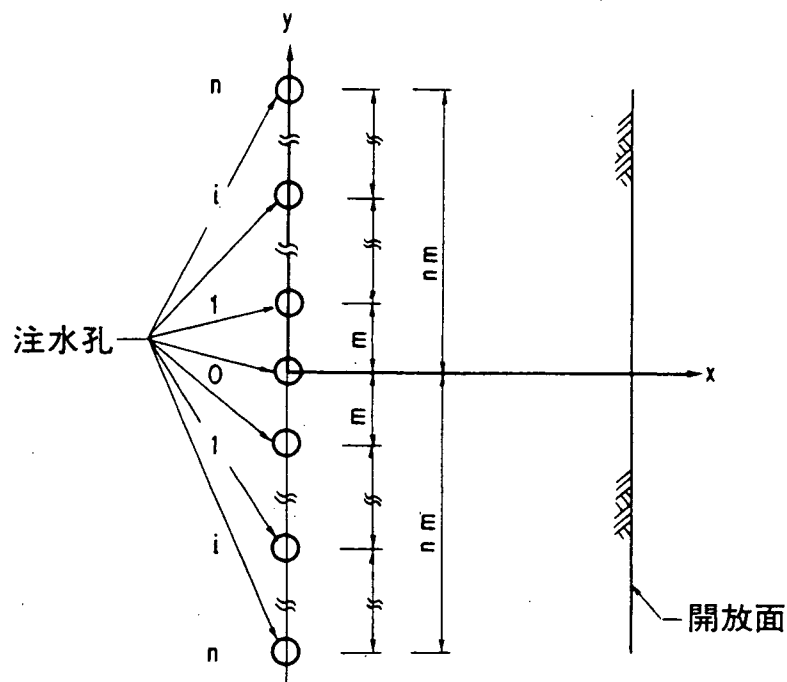
1本のボーリング孔からの注水を利用した単孔注水式試験では、ダム湛水時の基礎浸透流のような一次元流に近い流れを再現することが難しいことを、6.4節で定量的に明らかにした。しかし一方で、ボーリング孔を用いて試験を行うことができれば、地下あるいは地山の深部での試験も容易に実施でき、非常に有用である。ここで示す多孔注水式試験は、開放面に平行な線上に複数のボーリング孔を設け、全孔から同時に注水することにより、一次元流に近い流れを発生させる試験である。

Takebayashi *et al.*²⁹⁾、山口ら³⁰⁾および山口³²⁾は、この方法を採用することにより、単孔注水式試験に比較してどの程度ポテンシャルおよび動水勾配分布が一次元流のそれに近づくかを、以下のように理論的に検討している。

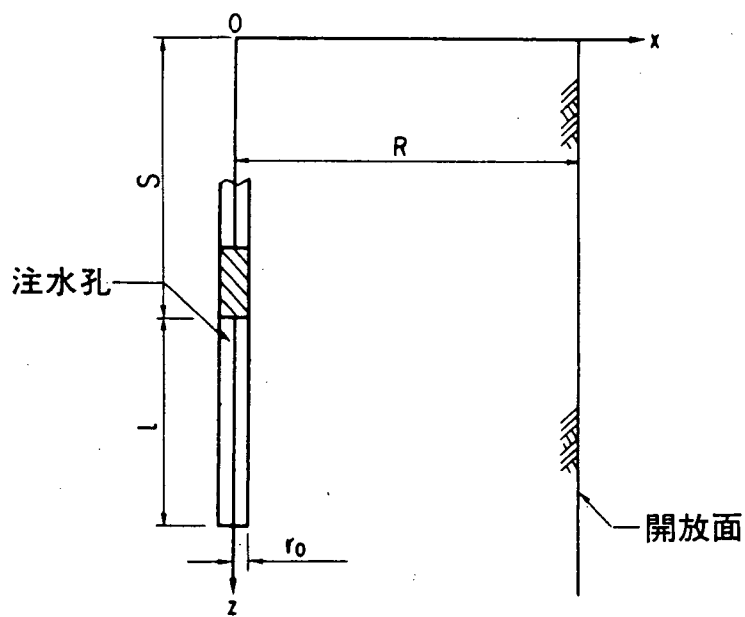
まず、図-6.9のモデルについて以下の仮定を設定して理論解を求める。

- ① 試験孔の寸法および注水区間標高は、6.4(1)項で設定した仮定と全て同じである。
- ② 注水孔の本数は、奇数 $2n+1$ ($n=0, 1, 2, 3, \dots$) とするとともに、孔設置区間 (m) は一定とする。
- ③ 各ボーリング孔からの注入流量 Q はすべて同じである。

以上の仮定に基づき、注水孔の本数や注水孔間隔を変化させて求めた $y=0$ 断面で注水区間中央部 ($z=S+l/2$) でのポテンシャル分布を図-6.10に示す。なお、 r_0 、 l 、 R の値は、6.4(1)項で単孔注水式試験の場合に採用した値と同じとした。これらの図面より、注水孔本数が増えるほど、また注水孔間隔が短いほど、ポテンシャル分布は一次元流に近づくことがわかる。ただし、 $m=50\text{cm}$ と注水孔間隔をかなり狭めた場合でも、注水孔7本 ($n=3$) 程度でポテンシャル分布の一次元流の分布への近似は限界に近づいてきていることがわかる。さらに、同じ線上での動水勾配の理論分布を図-6.11に示す。この図より、多孔注水を行うことで、地盤に発生する動水勾配の一次元流が達成された際の動水勾配との隔たりをかなり小さく抑えることが可能となることがわかる。しかし、 $m=50\text{cm}$ で注水孔5~7本 ($n=2\sim3$) のケースでも、孔壁部の最大動水勾配は一次元流が達成された場合の動水勾配 i_0 の3~4倍はあり、改善はされてはいるもののそれでもやや大きい。ただし、かなりの改善がみられていることは確かであるうえ、開放面に平行な線上に複数の注水孔を設置しているため、試験対象領域も開放面に平行方向に、従来の試験法に比べてかなり広範囲にわたっている。よって、この多孔注水式試験は単孔注水式試験よりかなり優れており、理論解を参照して試験結果を評価し、併せて試験時の破壊形態をつぶさに観察することによって限界動水勾配を決定すれば原位置試験方法として採用する価値は極めて高いと考える。

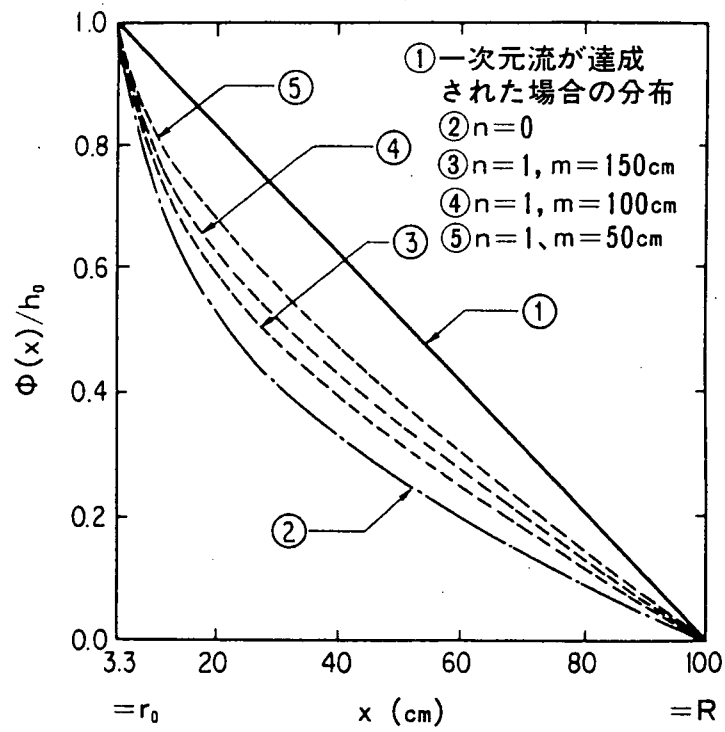


(a) 平面図

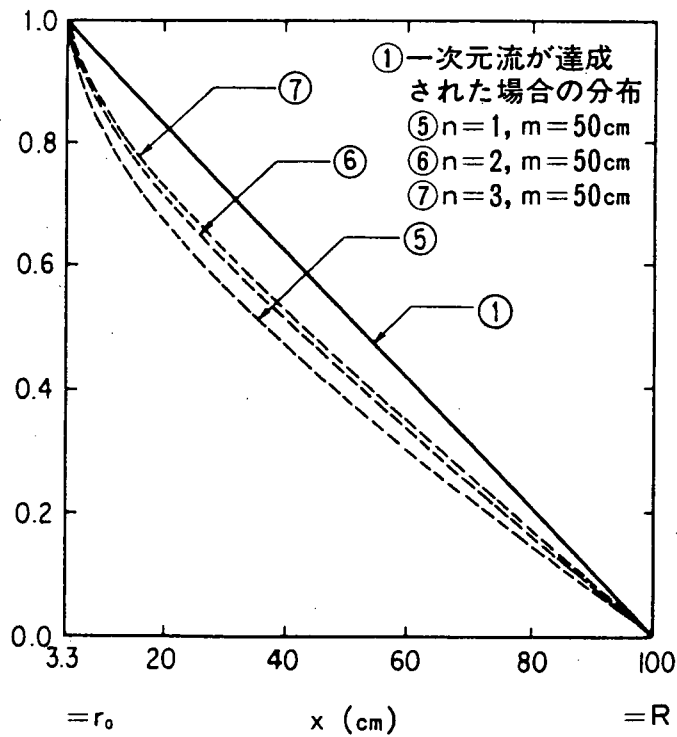


(b) 断面図 ($y=0$)

図-6.9 多孔注水式試験の数学モデル
(山口³⁰⁾を引用)



(a) m の影響



(b) n の影響

図-6.10 注水孔から開放面までのポテンシャル分布 ($y=0, z=S+l/2$)
 (山口³²⁾を引用)

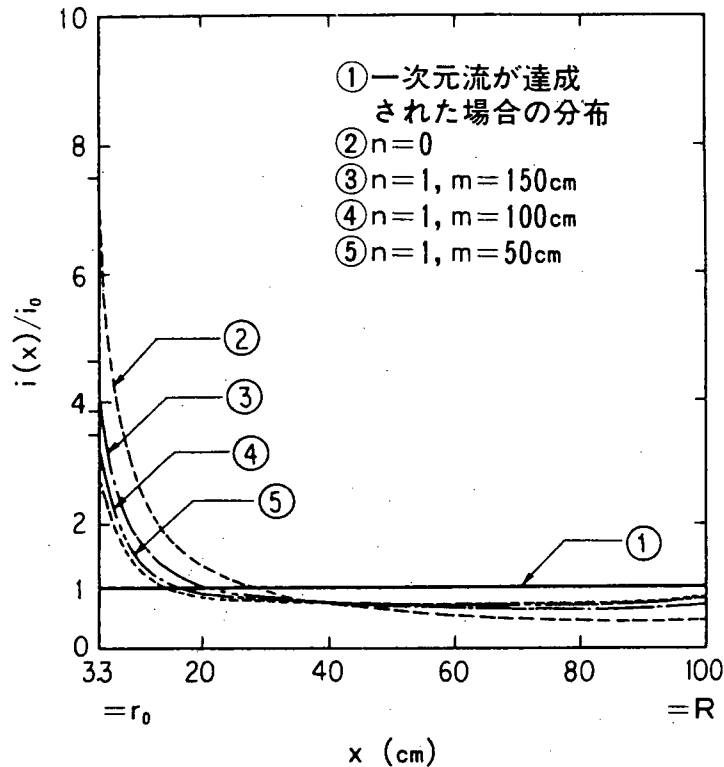


図-6.11 注水孔から開放面までの動水勾配分布 ($y=0, z=S+1/2$)
 (山口³³⁾を引用)

Aダムサイトにおける多孔注水式試験の事例をもとに、以下にその具体的試験手順を述べる。
 なお、試験位置には表-3.1のうち、A1-2間の降下火砕物とA2-wの非溶結凝灰岩が分布している。

- ① 試験箇所として選定した露頭面を鉛直に整形するとともに、注水孔（孔径66mm）5本と観測孔（孔径116mm）2本を図-6.12に示す位置に削孔する。
- ② 採取したボーリングコアに対して各種の室内土質試験を行う。
- ③ 注水孔および観測孔の孔壁状況をボアホールテレビカメラにより観察する。
- ④ 各計測器を設置し、作動検査を行う。
- ⑤ 5本の注水孔に一系統で、同時に注水を行うとともに、観測孔において水圧測定を行う。
 注水区間は地下水面下になるように設定する。注水圧力水頭 h_0 は8、15、25、35mの4段階で設定し、PT-3孔に設置した間隙水圧計により管理する。注入流量については5本の注水孔からの総注入流量を測定する。各圧力段階での注水継続時間は約1日以上とする。
- ⑥ 注水中は露頭面に取り付けた3個のダイヤルゲージ（精度：1/100mm）により開放面の変位量を測定する。
- ⑦ 地盤の破壊に伴う流量急増により注水能力が限界に達するか、4段階のすべての注入圧力水頭における試験ケースが終了した時点で試験を終了する。
- ⑧ 試験終了後、再び注水孔と観測孔の孔壁状況をボアホールテレビカメラにより観察する。

注水孔No.	注水区間 (GL-m)	注水区間長 (m)
PT-1	4.10 — 6.60	2.50
PT-2	3.85 — 6.60	2.75
PT-3	4.13 — 6.30	2.17
PT-4	4.11 — 6.20	2.09
PT-5	4.08 — 6.00	1.92
平均		2.29

地表標高は5本の注入孔でほぼ一致。

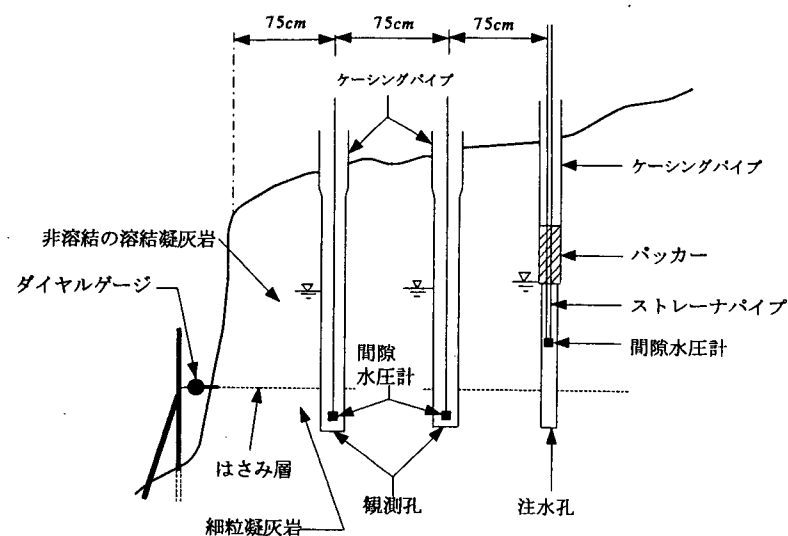
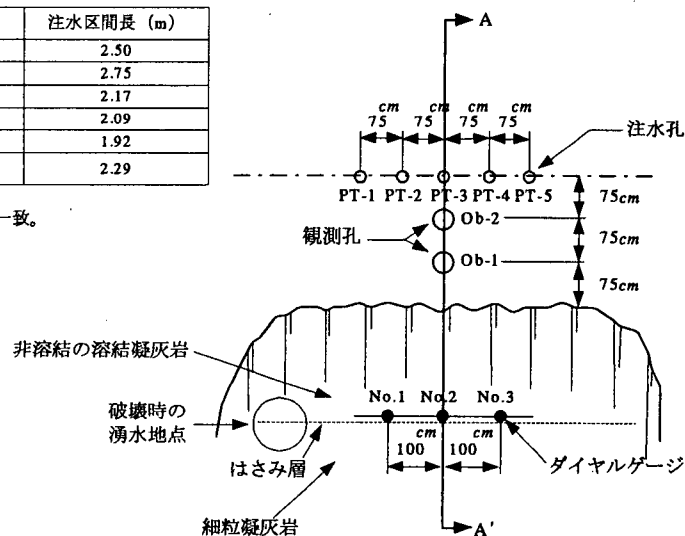


図-6.12 Aダムサイトにおける多孔注水式試験の実施例
(山口ら³⁰⁾を引用)

(2) 試験結果の整理

山口ら³⁰⁾は、試験結果を以下のようにまとめている。

- ① 注水孔を利用した原位置透水試験とボーリングコアに対する室内土質試験の結果を表-63に示す。浸透破壊の発生が懸念されるのは、比較的透水性の大きいA2-wの非溶結凝灰岩とA1-2間に局所的に分布する砂礫層である。しかし、砂礫層については、その層厚が極めて薄いため、砂礫層のみを対象とした原位置透水試験や室内土質試験は実施していない。

表-63 原位置透水試験および室内土質試験の結果
(山口ら³⁰⁾を引用, $1\text{kgf/cm}^2=0.1\text{MN/m}^2$ として変換)

地質	透水係数 (cm/s)		比重	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm^3)	一軸圧縮強さ (MN/m^2)
	原位置試験	室内試験				
非溶結の溶結凝灰岩	$0.374\sim4.62\times10^{-4}$	1.34×10^{-4}	2.556	22.5~36.7	1.652~1.742	0.416~0.442
細粒凝灰岩	$0.732\sim1.83\times10^{-5}$	5.71×10^{-6}	2.704	67.1~69.1	1.470~1.492	—

- ② 注入圧力水頭 h_0 が8m、15mの場合、それぞれ53.5時間、27時間という長時間、安定した流量、観測孔での水圧を得た。
- ③ 注入圧力水頭 h_0 を15mから25mに上昇させる途中の16m時に、地盤破壊に伴う注入流量の急増があり、試験を終了した。この際、注入圧力は瞬時に低下し、また、観測孔における水圧もほとんど時間の遅れなく低下した。
- ④ 地盤破壊時の露頭面における水の湧出は、非溶結の溶結凝灰岩と細粒凝灰岩の境界の砂礫層を中心した部分のほか、細粒凝灰岩のヘアークラック部分においても確認された。
- ⑤ 露頭面に設置したダイヤルゲージでは、破壊時においても大きな変位を感知することはできなかった。
- ⑥ 注水孔壁のボアホールテレビカメラ観察によると、試験前には存在していなかった縦亀裂がすべての注水孔で発生していた。亀裂の方向は、露頭面に平行および垂直（注水孔から露頭面の間のみ）方向の2方向であった。これらの亀裂は、水圧破碎によって発生したものとする。
- ⑦ 各注入圧力水頭段階時の定常ポテンシャル分布を図-6.13に示す。なお、破壊時 ($h_0=16\text{m}$ 時) については、観測された最高水頭上昇値をプロットしている。また、実験は定圧力注入、6.5(1)項の理論的検討での定流量とは異なるが、図中には理論ポテンシャル分布も示している。ただし、定圧力注入と定流量注入でポテンシャル分布に大差はないと考える。理論ポテンシャル分布の算定に当たっては、注水区間長 l を5本の注水孔での平均2.29mに一致させている（図-6.12参照）。ただし、この注水区間長のうち約75%は、浸透破壊の発生が懸念された非溶結の溶結凝灰岩中に存在する。この図より、本試験では注水孔を75cm間隔で5本設置することによりポテンシャル分布を一次元流が達成された場合の分布に極力近づけて浸透破壊試験を実施することを目指したが、実際には理論値よりも孔周辺でより大きな水頭損失

が発生してしまった。これが水圧破碎の原因となったと考えられる。

予想以上に注水孔周辺でのポテンシャル損失が大きかった原因としては、地盤物性のばらつきおよび不均質性（特に亀裂の存在）、地盤内浸透の非定常問題などのほかに、露頭面に近いほど地盤のゆるみの程度が大きくなり、結果として注水孔から露頭面に向かって透水性が増加することも考えられる。ただし、注入流量の急激な増加傾向から注水孔周辺の縦亀裂はほぼ同時に発生したと推測されるうえ、その発生方向が全孔で一致していること、また、地盤破壊前の注入流量、観測水圧が非常に安定していたことより、前者2つの原因より後者の地盤のゆるみの方がポテンシャル損失に大きく寄与したのではないかと考える。

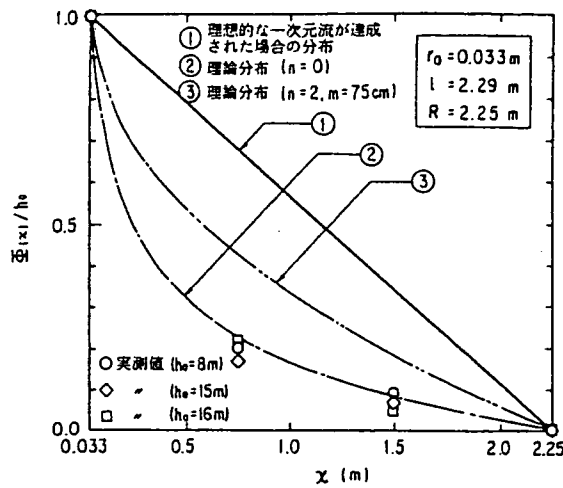


図-6.13 理論および実測ポテンシャル分布 (山口ら³⁰⁾ より引用)

6.6 単孔揚水式試験

(1) 試験方法

単孔揚水式試験は、揚水量あるいは揚水孔内水位低下量を段階的に増加させ、揚水孔壁部で浸透破壊を発生させるというものである。

山口³²⁾は、この試験方法の有用性を以下のように述べている。

この試験方法でも単孔注水式試験と同様に、動水勾配は揚水孔壁部で最大値をとり、孔壁から離れるに従い急激に小さくなる分布をとる。しかし、単孔揚水式試験の場合は、最も地盤構成粒子が移動し易い孔壁部が流れの下流端となるうえ、そこで最大の動水勾配が発生するので、地盤が均質であれば浸透破壊はまず孔壁部で発生し、その後浸透流の下流端から上流へと進行する。よって、揚水孔壁部での破壊発生時点の動水勾配をダルシー則に基づき算出することにより、限界動水勾配を得ることができる。

ただし、注水式試験の場合、開放面での浸透破壊の観察は比較的容易に行えるが、揚水中の揚水孔内での浸透破壊の観察は容易ではない。さらに、孔壁部浸透破壊が発生した時点を孔内水位一定条件下での揚水量の急増や揚水量一定条件下での孔内水位の急上昇としてとらえることは、一次元流下での試験以上に困難である。よって、浸透破壊の発生の探知は、揚水孔内に設置した濁度計の測定値などによるべきである。

単孔揚水式試験にも解決すべき課題が残されているが、多孔注水式試験および単孔揚水式試験は、原理的には単孔注水式試験よりもかなり精度よく地盤の浸透破壊抵抗性、つまり限界動水勾配を把握できる方法であると考えられる。

以下に被圧帯水層の場合と不圧帯水層の場合について、限界動水勾配の算出式を示す。

1) 被圧帯水層の場合

いま、被圧帯水層における単孔揚水式試験の概要を図-6.14のように定義する。また、以下に示す各種記号の定義も図-6.14を参照されたい。

任意点 r （観測孔）における流速 Vr は、ダルシーの法則より、

$$Vr = k \frac{\partial \phi}{\partial r} \dots\dots\dots (6.1)$$

ここで、単位厚さ当たりの流量 q は、

$$q = 2\pi r Vr \dots\dots\dots (6.2)$$

式 (6.1) を式 (6.2) に代入して、

$$q = 2\pi r k \frac{\partial \phi}{\partial r} \dots\dots\dots (6.3)$$

式 (6.3) の微分方程式を $[\phi : h_0 \rightarrow h, r : r_0 \rightarrow r \text{の区間}]$ に対して解くと、

$$\frac{\partial \phi}{\partial r} = \frac{q}{2\pi k} \cdot \frac{1}{r}$$

$$[\phi]_{h_0}^h = \frac{q}{2\pi k} [\ln r]_{r_0}^r$$

$$h - h_0 = \frac{q}{2\pi k} \cdot \ln \frac{r}{r_0} \dots\dots\dots (6.4)$$

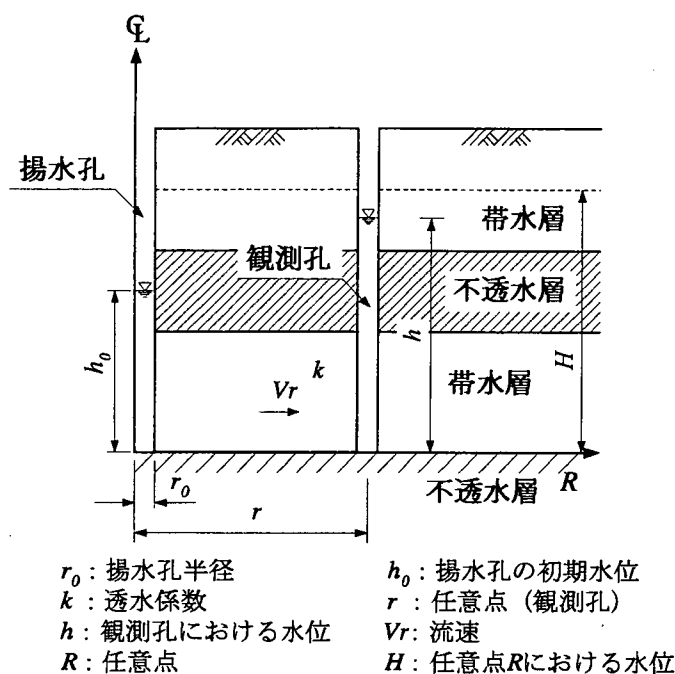


図-6.14 被圧帯水層における単孔揚水式試験の概要

($r=R$, $h=H$) として式 (6.4) に代入すると、

$$H - h_0 = \frac{q}{2\pi k} \cdot \ln \frac{R}{r_0} \dots\dots\dots (6.5)$$

いま、揚水孔半径 r_0 での動水勾配 i_{r_0} で地盤の破壊が発生したとすると、限界動水勾配 i_{cr} は、次式として求めることができる。

$$i_{cr} = \left[\frac{\partial \phi}{\partial r} \right]_{r=r_0} \cdot \frac{q}{2\pi k} \cdot \frac{1}{r_0} \dots\dots\dots (6.6)$$

で表される。

2) 不圧帯水層の場合

不圧帯水層における単孔揚水式試験の概要を図-6.15のように定義する。また、以下に示す各種記号の定義も図-6.15を参照されたい。

任意点 r (観測孔) における流速 V_r は、ダルシーの法則より、

$$V_r = k \frac{\partial h}{\partial r} \dots\dots\dots (6.7)$$

ここで総流量 Q は、

$$Q=2\pi rh(Vr) \dots\dots\dots (6.8)$$

式 (6.7) を式 (6.8) に代入して、

$$Q=2\pi rhk\frac{\partial h}{\partial r} \dots\dots\dots (6.9)$$

式 (6.9) の微分方程式を $[h:h_0 \rightarrow h, r:r_0 \rightarrow r]$ の区間] に対して解くと、

$$\frac{\partial h}{\partial r} = \frac{Q}{2\pi k} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{1}{h}$$

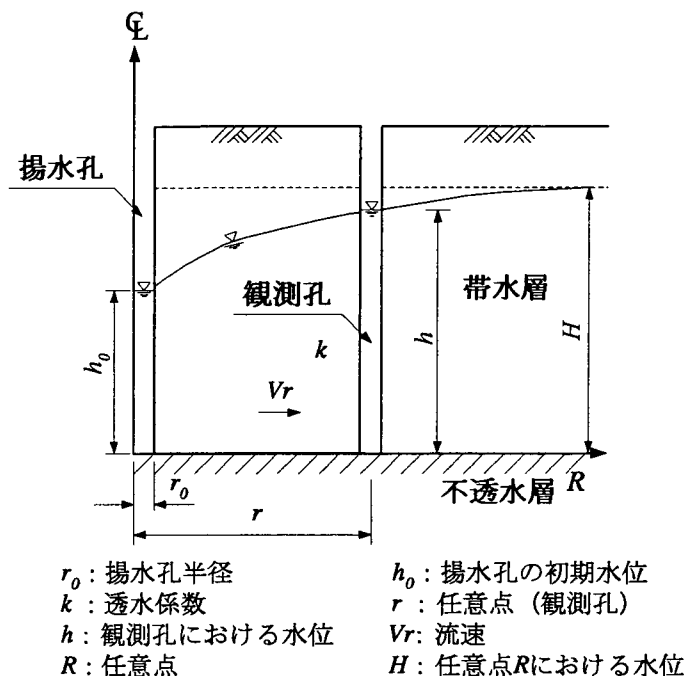


図-6.15 不圧帯水層における単孔揚水式試験の概要

$$\left[\frac{h^2}{2}\right]_{h_0}^h = \frac{Q}{2\pi k} [\ln]_{r_0}^r$$

$$h^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \left(\frac{r}{r_0}\right) \dots\dots\dots (6.10)$$

$r=R$ で $h=H$ とすると、

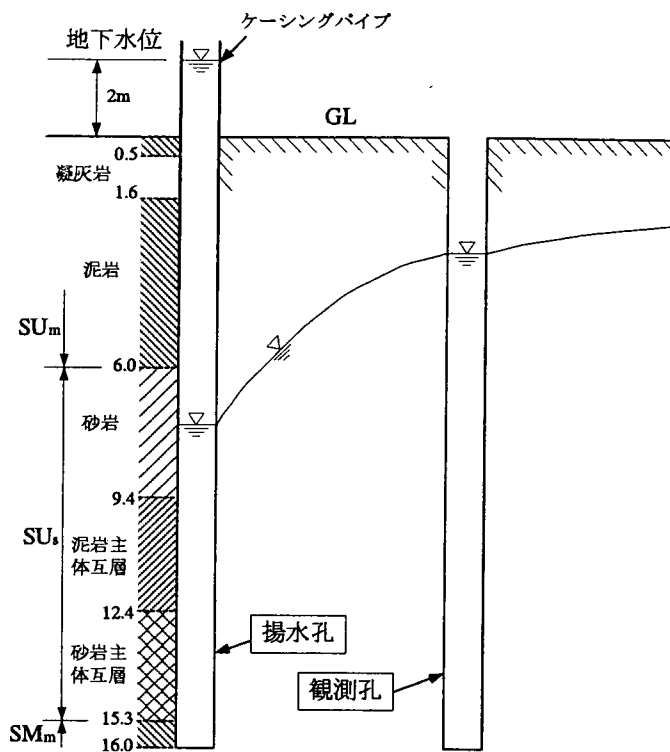
$$H^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \left(\frac{R}{r_0}\right)$$

$$h_0 = \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \left(\frac{R}{r_0}\right)} \dots\dots\dots (6.11)$$

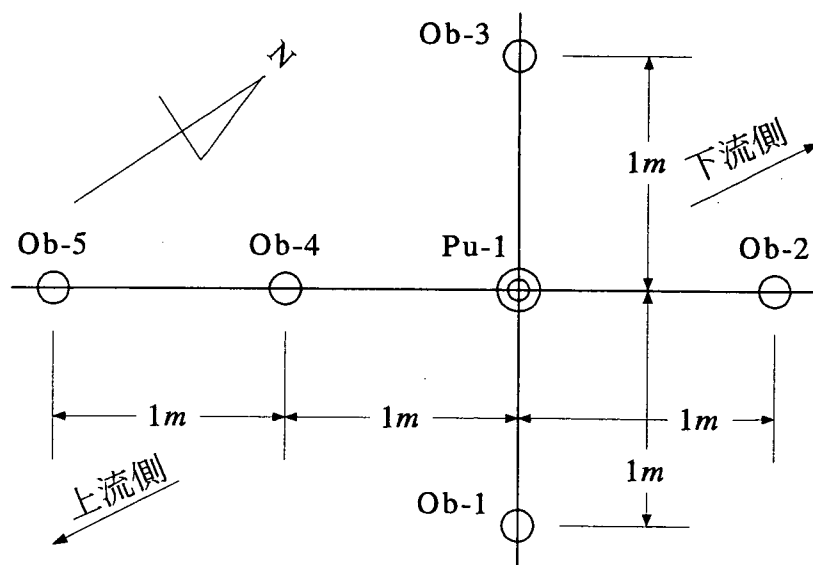
式 (6.9) より、孔壁部での動水勾配 i_{r_0} で地盤の破壊が発生したとすると、限界動水勾配 i_{cr} は、次式として求めることができる。

$$icr = \frac{\partial h}{\partial r} \bigg|_{\substack{r=r_0 \\ h=h_0}} = \frac{Q}{2\pi k} \cdot \frac{1}{r_0 \cdot h_0} = \frac{Q}{2\pi k} \cdot \frac{1}{r_0} \cdot \frac{1}{\sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \left(\frac{R}{r_0} \right)}} \dots\dots (6.12)$$

なお、図-6.16にBダムサイトで実施した単孔揚水式試験の概要を示す^{25),31)}



(a) 試験の概要



(b) 試験孔の平面配置

図-6.16 Bダムサイトにおける単孔揚水式試験の概要(中村ら²⁵⁾を引用)

(2) 試験結果の整理

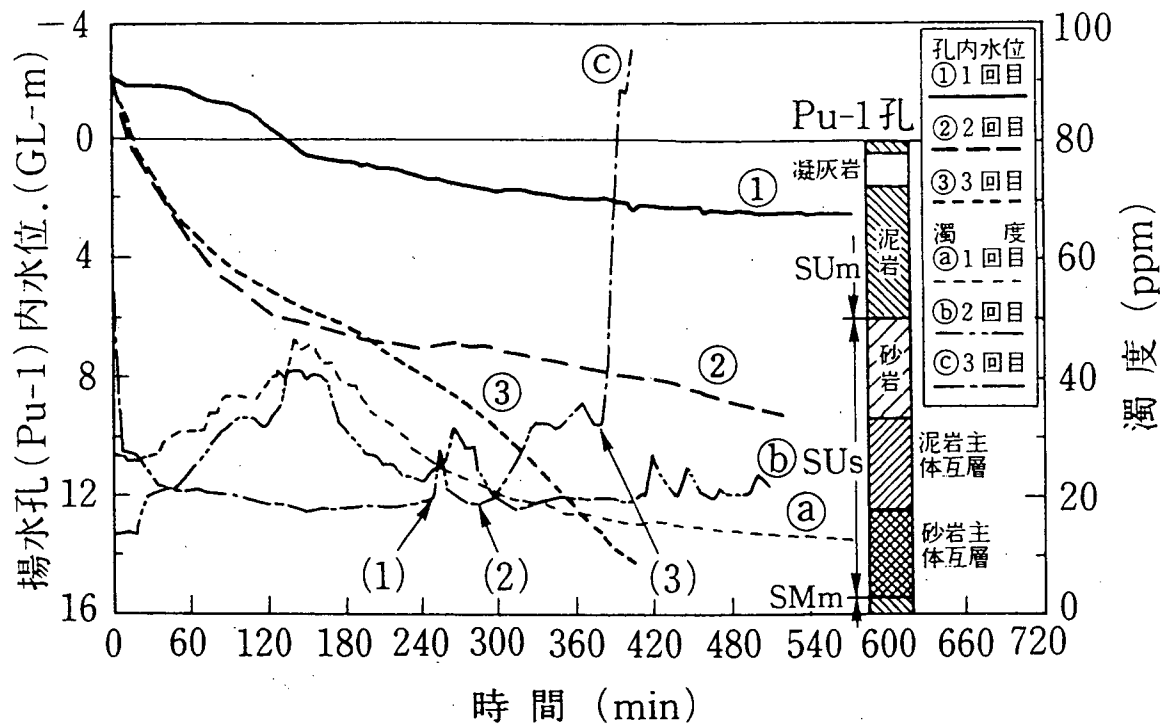
中村ら^{25,31)}は、Bダムサイトで実施した単孔揚水式試験の結果を、①揚水孔の各揚水段階における水位変動、②観測孔の各揚水段階における水位変動、③各揚水段階における揚水孔と観測孔の水位変動、④各揚水段階における揚水孔の水位分布と濁度の変化、⑤揚水時間に対する動水勾配の変化、⑥揚水時間に対する単位降下水位量の分布、⑦揚水時間に対する透水係数の変化、等としてとりまとめ、これらの傾向から総合的に検討して浸透破壊が発生したと考えられる時の動水勾配から限界動水勾配を求めている。なお、試験は、揚水孔内の水位が試験中常に試験対象である砂岩層 (Sus) 内に存在するように4種類設定し、各水位に相当する揚水量を推定して4回行っている。以下に試験結果を述べる。

計測された揚水孔および水位観測孔の水位変動、揚水孔の濁度変化、揚水時間に対する動水勾配、単位降下水位量、透水係数の変化等から特に孔壁に浸透破壊の兆候と考えられる変化が発生した試験段階を表-6.4に示す。また、図-6.17には、限界動水勾配の判定に際し、最も顕著な変化があった濁度の経時変化を、揚水孔の孔内水位とともに示す。なお、4回目の試験は推定した揚水量が大きく孔内水を全て汲み上げてしまったため、浸透破壊発生前に試験終了となった。これらより、試験箇所の限界動水勾配は6~9程度と判断され、いずれの限界動水勾配時も揚水孔の水位での地質は試験対象であった砂岩層 (Sus) であった。ただし、この動水勾配時点で本当に浸透破壊が発生しているのか、また、発生していても、それがどの地層で起こっているのかは、目視観察できないため定かではない。

表-6.4 試験結果より判断される孔壁異常地点と動水勾配

(中村ら^{25,31)}を引用、 $1\text{kgf/cm}^2=0.1\text{MN/m}^2$ として変換)

孔壁異常地点	試験段階	2回目		3回目
	経過時間	4時間05分	4時間50分	4時間05分
揚水孔の水位変動 (m)		7.00	6.92	7.90
上記深度での揚水孔の地質		砂岩 (Sus)		
動 水 勾 配		7.283	5.926	9.145
揚水試験での透水係数 (cm/s)		2.33×10^{-5}	2.84×10^{-5}	2.24×10^{-5}
一軸圧縮強さ MN/m^2 (採取深度m)		1.1 (6.3~6.5)		0.82 (8.0~8.2)
Ob-5孔の試験値 (試験深度m)	N値	35~39 (6.3~7.3)		51 (8.3)
	ルジオン値	2.2 (7.0~10.0)		
備 考		濁度、揚水孔と観測孔の水位分布、透水係数、動水勾配の変状より浸透破壊発生の可能性大。	揚水量が少ないこと、濁度が減少することより、揚水量の変動に伴う変状である可能性大。	濁度の増加傾向は強いが、動水勾配と透水係数の変状は小さい。



図—6.17 揚水孔における孔内水位と濁度の変化 (中村ら²⁹⁾ ³⁰⁾を引用)

6.7 水平一次元流式試験

(1) 試験方法

ボーリング孔を利用した単孔注水式、多孔注水式ならびに単孔揚水式の3手法は、地山深部に分布する地質に対しても試験が実施できるという利点はあるが、ボーリング孔からの放射流の影響や浸透破壊発生 of 探知の困難さといった問題点を残している。

本節で述べる水平一次元流式試験は、試験対象地質から大型の直方体ブロックを切り出し、そのブロックに対して水平一次元流を発生させる試験装置を設置して行う試験である。

本試験方法は、実際のダム基礎地盤に作用する浸透流を概ね再現し、また限界動水勾配の算出が単純であるうえ、浸透破壊発生 of 観察ができるという利点を有するが、実施にあたっては以下の条件を満足する必要がある。

① 地盤の不均質性を包含した原位置試験として、室内試験用供試体よりも大きくブロックを切り出すこと。

② 掘削が大規模となることから、地表部もしくは調査坑内に分布する地質であること。

Aダムサイトでは、横坑内に分布するA3-4の砂礫 (Sg) に対して以下の手順で試験を実施した⁹⁾。

1) 試験ブロックの切り出し

① 横坑内では、A3-4の砂礫 (Sg) の分布を詳細に観察し、試験ブロックが十分に切り出せると判断した箇所での試験のためのスペースを考慮した規模の枝坑を掘削する (図-6.18参照)。

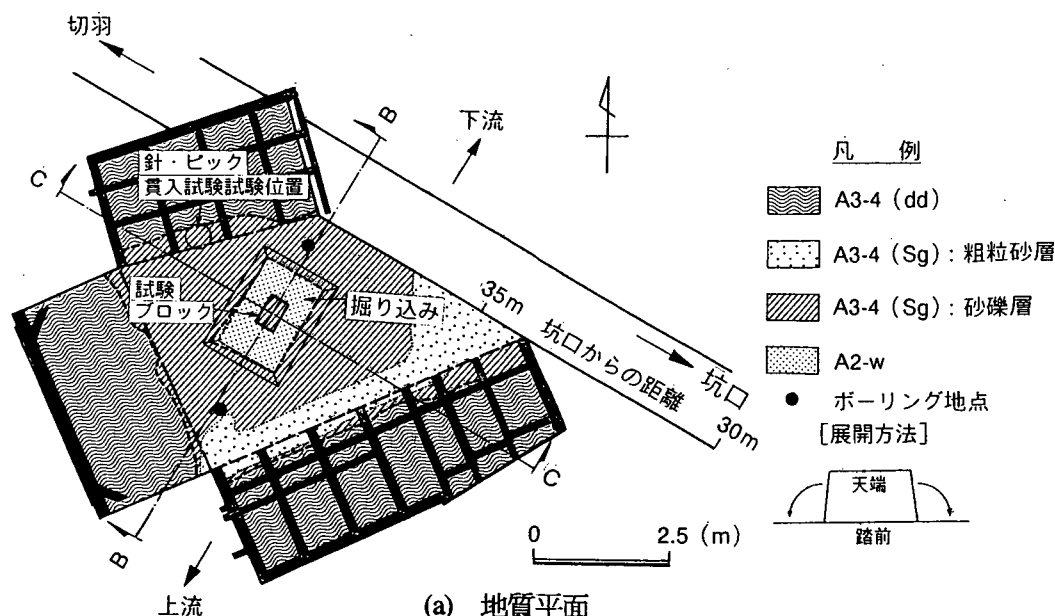
② 試験結果の検討に反映させるため、試験ブロック近傍から乱さない試料を採取して一般的な室内土質試験を行うとともに、原位置で簡易試験 (針およびピック貫入試験) を行う。

③ 試験ブロックは、粒度特性ならびに地盤の自立性を考慮して、高さ30cm、幅40cm、長さ60cmの直方体とし、枝坑中央部で通水方向に設定したブロック長手方向が河川の流向と概ね平行 (横坑軸に直交) となるよう切り出す (図-6.18参照)。

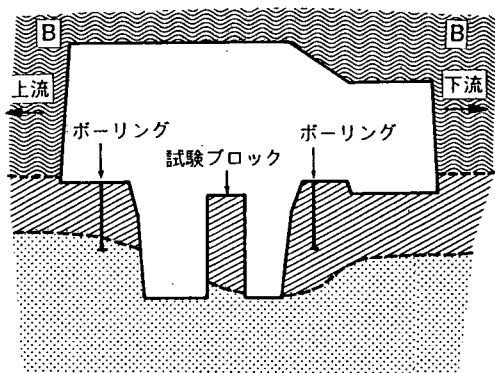
④ ブロック切り出しは、A3-4 (Sg) に対して相対的に難透水層となるA2-wまで行う。なお、室内透水試験結果より、A3-4 (Sg) の透水係数 $k=1.8 \times 10^{-2} \sim 1.9 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ であるのに対し、A2-wの $k=1.5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ を得ている。

⑤ 試験ブロックより深部の遮水処理は、ブロック切り出しに伴う掘削部において、鋼板をA2-wまで根入れし、試験ブロックと鋼板の隙間を無収縮モルタルで充填することにより行う。

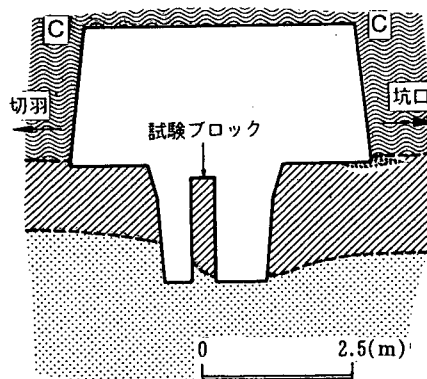
⑥ 試験ブロックの性状や試験中の変状を詳細に観察するため、注水側および排水側断面をスケッチする。なお、排水側断面のスケッチは、試験中の試験ブロックの変状位置を記録するために設置する観察用メッシュ (1メッシュは5cm×5cm) を利用して行う。



(a) 地質平面



(b) B軸方向地質断面



(c) C軸方向地質断面

図-6.18 試験位置周辺の地質分布 (山口ら⁹⁾を引用)

2) 試験装置

- ① 試験装置は、注水量調整区間と試験ブロック区間からなる (図-6.19および図-6.20参照)。
- ② 注水量調整区間は、貯水槽内の水に窒素ガスで圧力を载荷する機構とし、圧力はレギュレーターで調整する。また、貯水槽は内空断面の等しい6本 (それぞれの容量は約 $0.076m^3$) を使用して連続的な給水を可能にし、貯水槽の構造をマリOTTサイホンとする。なお、貯水槽の吐出口は、試験ブロック区間の水槽上面および排水位に一致させる。
- ③ 試験ブロック区間は、試験ブロックと試験ブロックを取り囲む水密性の高いアクリル製水槽よりなっており、注水槽側面の中央部には水圧計 (測定範囲: $0 \sim 980kPa$ 、精度: $\pm 0.5\%$) を設置する。
- ④ 排水槽は、ブロック上面を基準に越流させる機構とし、また、排水側試験ブロック断面変状の目視観察を補足するために、排水槽内水の濁度の経時変化を濁度計 (測定範囲: $0 \sim 500ppm$ 、精度: $\pm 2\%$) により測定する。
- ⑤ 試験ブロックと水槽側面および試験ブロックと上蓋との隙間は、無収縮モルタルを充填

する。また、試験ブロックの図-6.20に示す2か所に、飽和の確認ならびに通水中の試験ブロック内の間隙水圧分布を知るための間隙水圧計（測定範囲：0～686kPa、精度：±0.2%）を上面から深さ5cmの地点に埋設する。

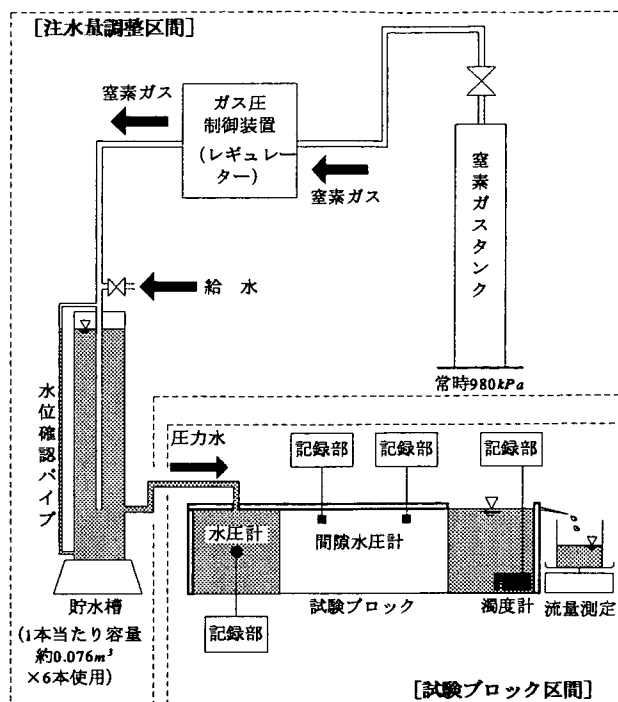


図-6.19 試験装置の構成 (山口ら⁵⁾を引用)

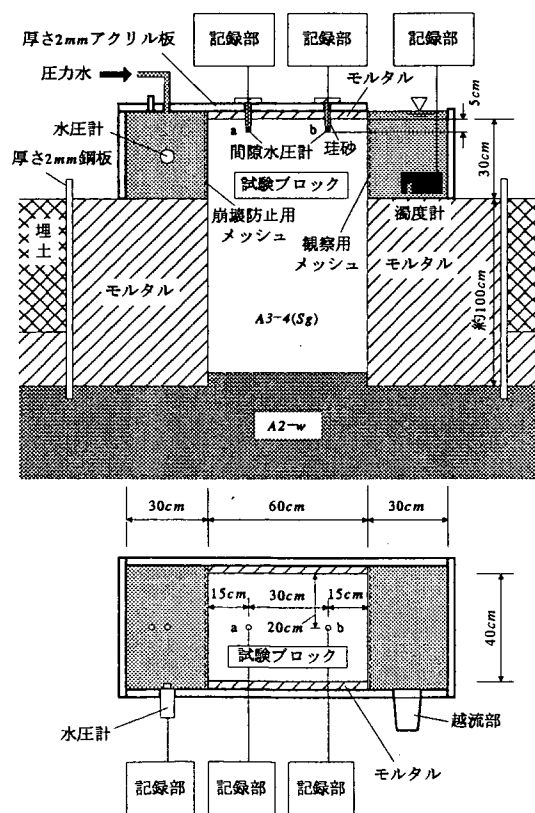


図-6.20 試験ブロックの詳細 (山口ら⁵⁾を引用)

3) 試験

- ① 試験ブロックを飽和させるために、注水槽および排水槽から同時にゆっくりと注水して試験ブロックを完全に水没させる。試験ブロック内の間隙水圧計の指示値から求まるブロック内水位が徐々に上昇し、注水および排水槽内水位に一致することを確認する。この時点で試験ブロックが飽和したと判断し、昇圧を開始する。
- ② 昇圧は、注水槽と排水槽の水頭差で規定した図-6.21に示すパターンに従って行う。なお、1圧力段階の継続時間は15minとした。
- ③ 各水頭段階の注水量は貯水槽の水位降下量と貯水槽の断面積より、排水量は越流水の質量を測定することで求める。また、試験中は、試験ブロック内の間隙水圧と排水槽内水の濁度も併せて測定する。

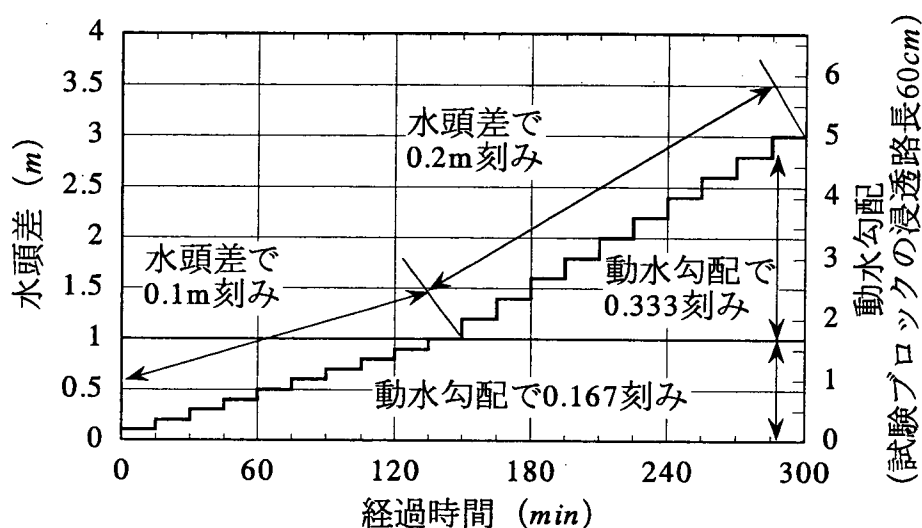


図-6.21 昇圧パターン (山口ら⁹⁾を引用)

なお、本試験では、試験対象となる直方体ブロックの底面は不透水境界ではなく、その下位に約1mm厚のA3-4 (Sg) が分布する。そこで、均質透水場を対象としてダルシー則に基づく飽和浸透流解析 (定常状態) を実施し、仮定した水平一次元流の妥当性を検証した。浸透流解析用の有限要素モデルを図-6.22に示す。解析時の境界条件は、図-6.22に示すとおり、注・排水側の通水面を水位固定境界、その他を不透水境界とする。また、解析はA3-4 (Sg) の透水係数を $1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ 、注水側と排水側の水頭差 Δh を240cmとして実施する。なお、本解析では、試験前の飽和作業により解析全領域が完全に飽和していたと考える。

解析から得られたポテンシャル分布および流速ベクトルを図-6.23に示す。図-6.23中のポテンシャル h の値は、排水側通水面で0cmとして算出した値である。また、試験ブロック内の水頭差が理想的な水平一次元流に従って減衰した場合、x軸方向に隣り合う格子点間の水頭差を格子点間距離で除して求めた動水勾配は全て4.0となる。そこで、解析結果から得られるx軸方向に隣り合う格子点間の動水勾配と理想動水勾配の比を正規化した動水勾配 (解析値/理想値) として、そのx方向分布を図-6.22のライン1~7沿いに整理し、図-6.24に示した。図-6.24からは、ライ

ン1～7全てにおいて注水側からの距離0～10cmおよび50～60cmの注・排水側近傍で動水勾配の解析値が理想値を上回り、注水側からの距離10～50cm間で解析値が理想値を下回っている。また、注水側からの距離が等しければ、試験ブロックの上方ほど、理想値からの隔たりは小さくなる傾向にある。この点を詳細に分析すると、試験ブロックの底面にあたるライン1沿いの正規化した動水勾配は0.745～1.703の範囲に分布しているが、ライン1より5cm上方のライン2沿いでは0.825～1.335、10cm上方のライン3沿いでは0.883～1.175と、徐々に動水勾配が理想値に近づいている。この結果から、均一透水場を想定すれば、試験ブロックの上部3分の2程度の領域では、理想値との差が最大でも2割以下の動水勾配を示し、水平一次元流に比較的近い流れが達成されることが考えられる。さらに、試験ブロックの浸透破壊については、排水側断面において発生した破壊が注水側へ進展するという形態が想定される。いま、排水側断面において局所的破壊が発生した際の排水側近傍の動水勾配は、図-6.24から明らかなように、試験ブロック全体の平均動水勾配（理想値）よりも大きい。そのため、排水側断面における局所的破壊発生時のブロック全体の平均動水勾配を限界動水勾配とすることが設計上若干安全側の対応となる。

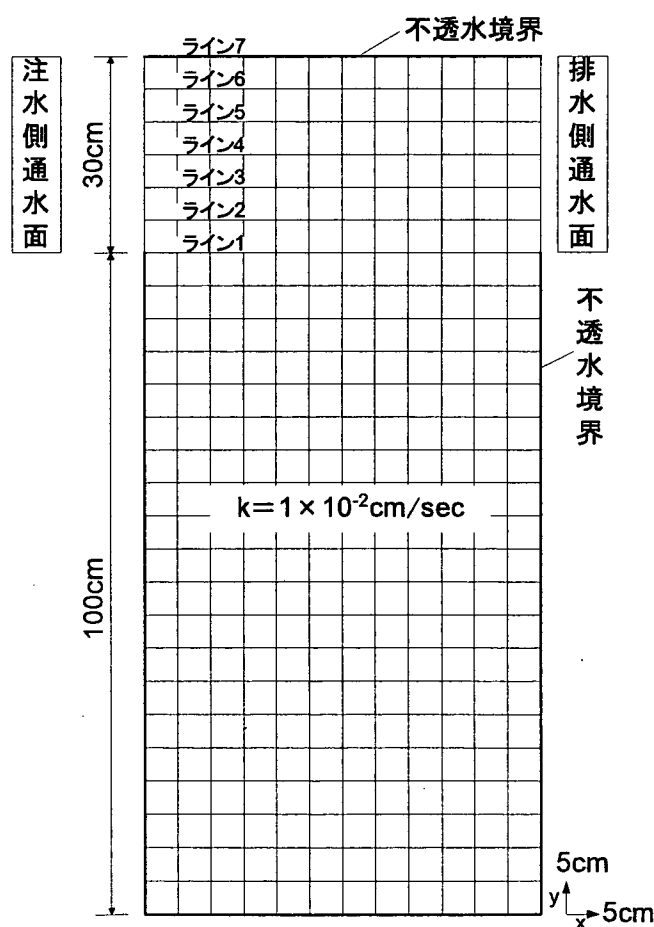


図-6.22 浸透流解析用の有限要素モデル（山口ら⁵⁾を引用）

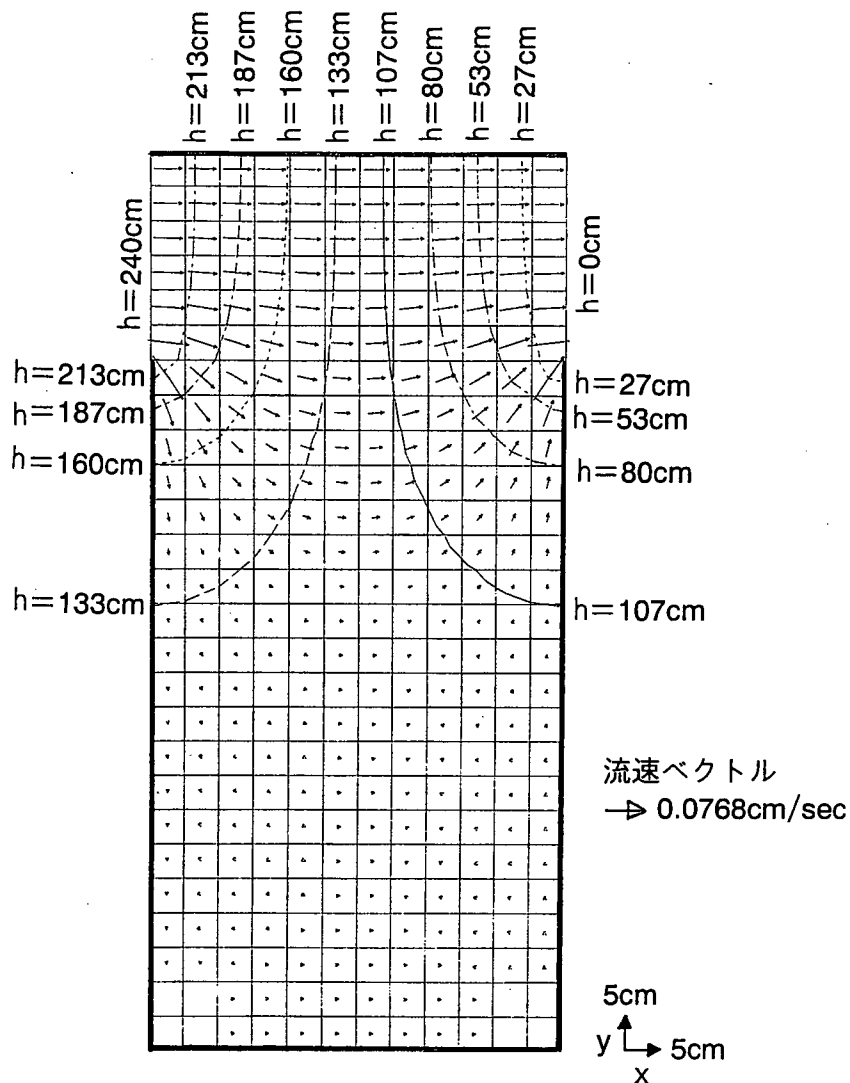


図-6.23 浸透流解析結果 (山口ら⁵⁾を引用)

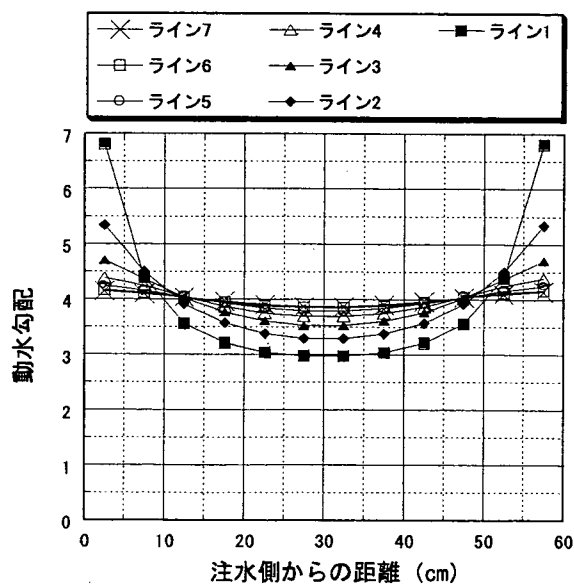


図-6.24 正規化した動水勾配の分布 (山口ら⁵⁾を引用)

(2) 試験結果の整理

山口ら⁹⁾がAダムサイトのA3-4の砂礫(Sg)に対して行った試験では、各圧力段階の計測項目を注水槽の水頭、試験ブロック中の間隙水圧(水頭表示)、排水槽の濁度、注水量および排水量とした。以下に試験中のブロックの変状ならびに限界動水勾配について述べる。

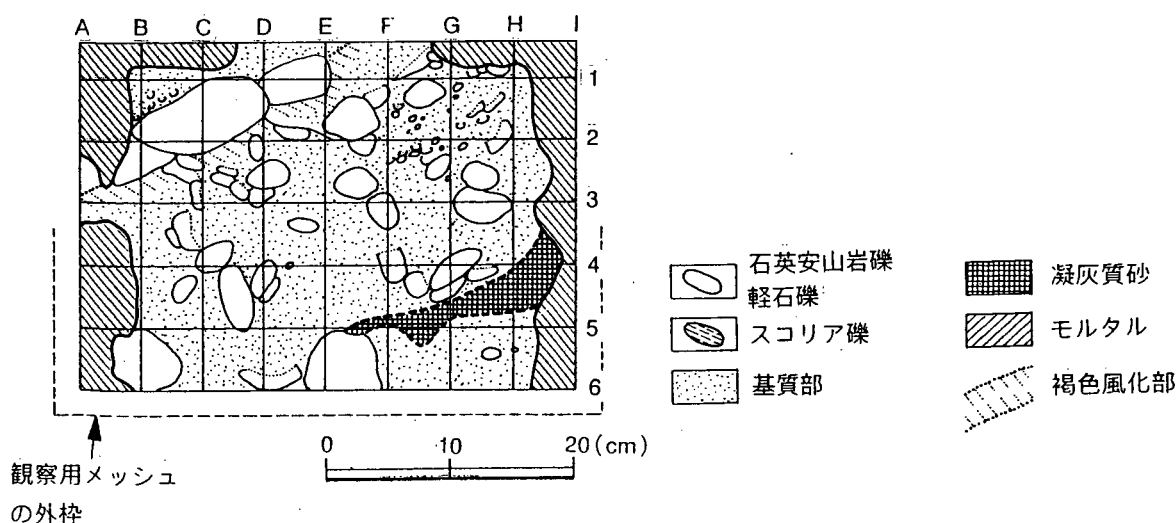
1) 計測値の経時変化および試験ブロックの変状

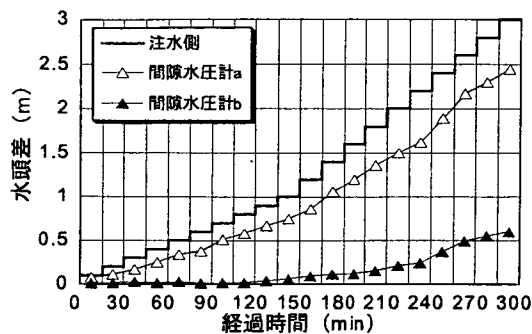
試験ブロック排水側断面のスケッチを図-6.25に示すとともに、試験中の時間経過に伴う各計測値の変化を図-6.26に示す。各地点の水頭差は、各地点での水頭値と排水側での水頭値の差として定義した。動水勾配は、2地点間の水頭差をその水平距離で除した値である。また、正規化した水頭差と動水勾配とは、それぞれの実測値を理想値で除した値である。透水係数の算出時には、水平一次元流を仮定している。

なお、試験は注水側と排水側の水頭差3m(動水勾配5.0)の段階で、給水能力不足により終了しており、ブロックの完全な破壊には至っていない。

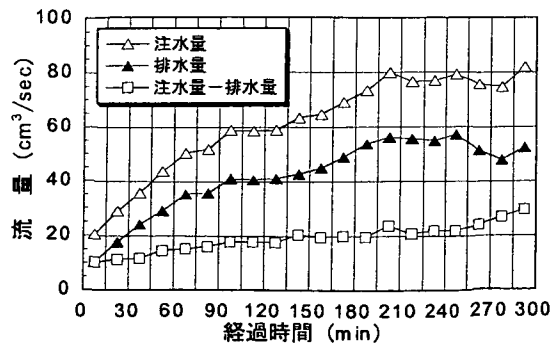
各計測値の経時変化から以下のことがわかる。

- ① 間隙水圧計設置地点での水頭差は、注水側水頭差の上昇に応じて上昇する傾向を示している。間隙水圧計a地点の水頭差は、試験中ほぼ理想値に近い値を示している。しかし、間隙水圧計b地点では、試験初期から理想値よりかなり低い値を示していたものが、約200min経過後から急増し理想値に近づいている。この水頭差分布により、注水側と間隙水圧計aの間の動水勾配は理想値に比較的近く、逆に間隙水圧計bと排水側の間のそれは理想値よりもかなり小さくなっている。さらに、間隙水圧計aとbの間の動水勾配は、試験を通じて理想値の0.9~1.4倍程度、試験初期値を除くと1.2~1.4倍程度の値となっている。これらの現象の原因としては、試験ブロックの透水性分布の不均質性のほか、低間隙水圧値の測定精度や各設定水頭差時において完全な定常浸透状態に達していない可能性などが考えられる。

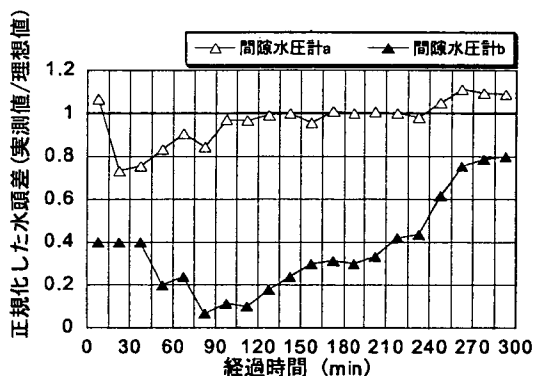




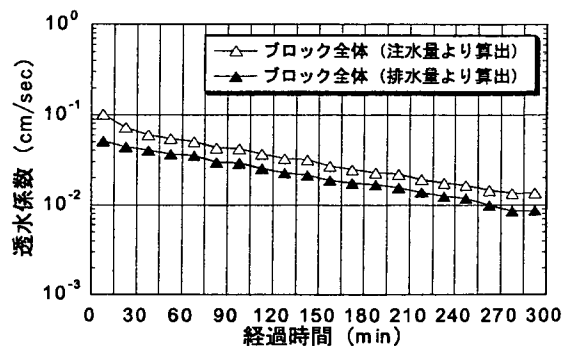
(a) 時間—水頭差関係



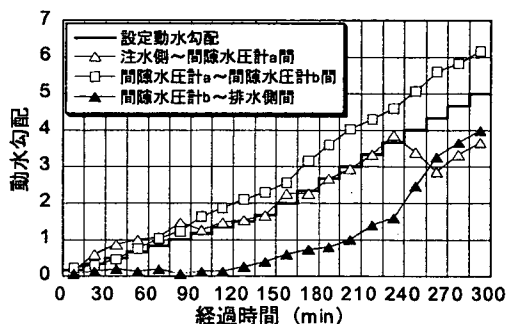
(e) 時間—流量関係



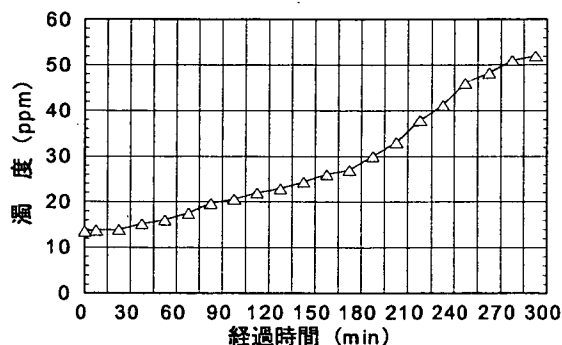
(b) 時間—正規化水頭差関係



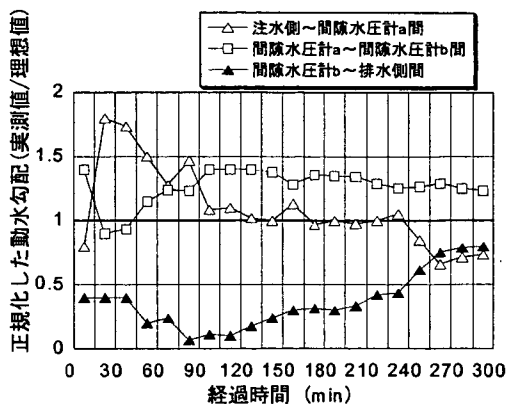
(f) 時間—透水係数関係



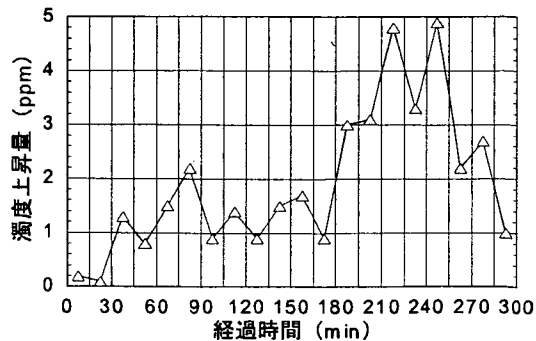
(c) 時間—動水勾配関係



(g) 時間—濁度関係



(d) 時間—正規化動水勾配関係



(h) 時間—濁度上昇量関係

図-6.26 計測値の経時変化 (山口ら⁵⁾ を引用)

- ② 流量は、注水量および排水量ともに経時的に増加するが、その増加速度は経時的に減少している。また、注水量の方が排水量を常に $10\sim 30\text{cm}^3/\text{sec}$ 程度上回っている。流量の上昇速度の経時的減少は、試験ブロック中の目詰まりが原因と考える。また、注水量が排水量を上回る原因の一つとして、試験ブロックおよびその下位に分布するA3-4 (Sg) の飽和が不十分であることが考えられる。しかし、両者の差が経時的に縮まる傾向にないことから、飽和が不十分であることよりも試験ブロック下の地盤における遮水処理が完全でなかったことの方が影響が大きいと考えられる。
- ③ 注水量および排水量から算出した透水係数は、初期的にはそれぞれ $1.0\times 10^{-1}\text{cm}/\text{sec}$ 、 $5.1\times 10^{-2}\text{cm}/\text{sec}$ であったものが経時的に徐々に小さくなり、試験終了時でそれぞれ $1.4\times 10^{-2}\text{cm}/\text{sec}$ 、 $8.7\times 10^{-3}\text{cm}/\text{sec}$ になった。これは室内透水試験から得られた $10^{-2}\text{cm}/\text{sec}$ オーダーの透水係数と概ね一致している。
- ④ 濁度は、試験ブロックの飽和作業時から排水槽内の水に濁りが発生したため、その初期値でも 13.6ppm を示している。また、濁度は、試験開始と同時に上昇傾向を示し、その上昇量は 180min (動水勾配 $=2.33$) 以降で急増する。なお、濁度変化との関連が強いと考えられる排水側通水面の変状としては、試験ブロックの注水側と排水側の水頭差が 1.0m 、動水勾配で 1.67 の時点で、図-6.25に示したスケッチの格子点B・4付近の基質部で噴砂が確認され、この噴砂はこれ以降試験終了まで続いた。

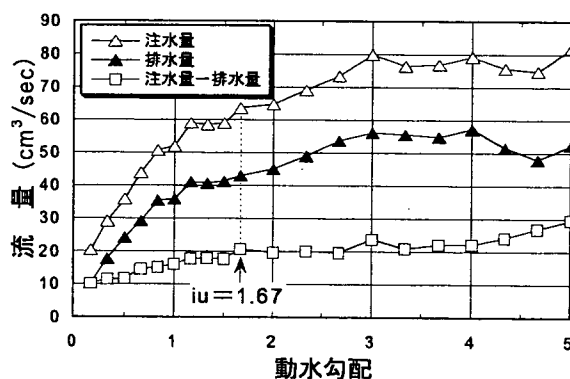
2) 限界動水勾配

限界動水勾配 i_{cr} の候補として、試験ブロックの変位計測を行っていないこと、ブロックが完全な破壊に至っていないことから、原位置試験における i_d と i_f は求められない。ただし、 i_f は試験時の最大動水勾配である5.0よりも大きいことは明らかである。一方、動水勾配 $i=1.67$ 以降噴砂が連続的に発生していたため、 $i_u=1.67$ と評価できる。なお、 i_d 、 i_f 、 i_u 、 i_b の定義は、5.5節を参照されたい。

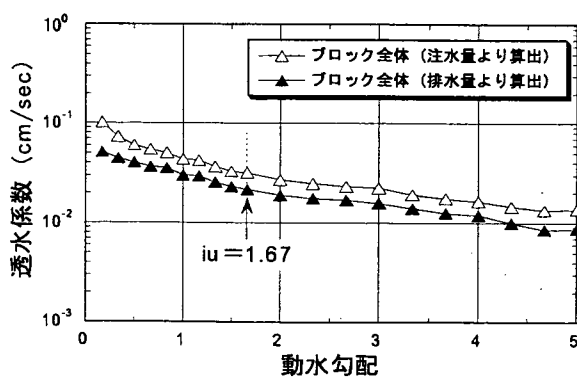
また、図-6.27に動水勾配と流量、透水係数および濁度との関係を示す。動水勾配と流量の関係からは、流量急増という観点からの明瞭な比例限界点が認められないため、 i_b の評価には至らない。

次に動水勾配と濁度の関係は、全般に濁度が緩やかな上昇傾向を示す中で、 $i=2.33$ に変化点が認められる。これは、 $i=1.67$ 以降の連続的な噴砂の影響を受けたものと考えられる。この動水勾配と濁度の関係における変化点の動水勾配を i_t と定義し、限界動水勾配候補とする。

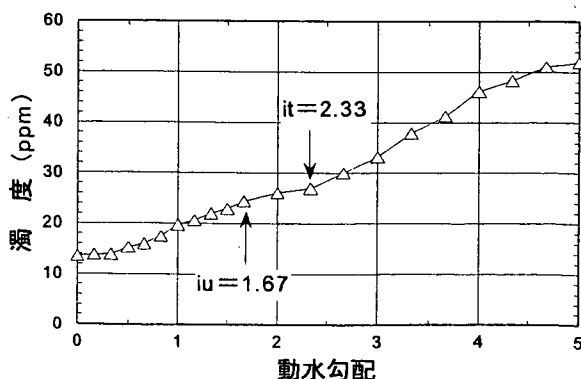
以上、原位置浸透破壊試験から得られた限界動水勾配候補は、 $i_u=1.67$ と $i_t=2.33$ である。 i_t の発生原因が i_u 以降の連続的な噴砂にあることに加え、設計上安全側の判定として、限界動水勾配 i_{cr} には $i_u=1.67$ を採用することが妥当と判断される。



(a) 動水勾配－流量関係



(b) 動水勾配－透水係数関係



(c) 動水勾配－濁度関係

図-6.27 動水勾配と流量、透水係数、濁度の関係 (山口ら⁹⁾を引用)

6.8 原位置試験結果に基づく評価

(1) 限界動水勾配の総合評価

Bダムサイトの砂岩層 (Sus) を除いて複数の原位置試験を同一サイトの同一地質に対して実施していないため、原位置試験手法の違いによる限界動水勾配 icr 評価結果の対比を厳密に行うことは困難である。しかし、単孔注水式、単孔揚水式および水平一次元流式では室内試験を同一地質に対して実施していることから、両者の icr を対比することにより、対象地質の icr 評価の信頼性を高めることができるとともに、各試験手法の妥当性を検証することができる。

原位置試験結果から評価した限界動水勾配 icr と室内試験結果から評価した限界動水勾配 icr を一軸圧縮強さとともに表-6.5に示す。なお、多孔注水式は、6.5節で述べたように、圧力水頭16mで注入流量の急増が見られたが、この原因が注入孔壁周辺における大きい水頭損失による水压破壊による可能性が高いため、限界動水勾配の算出には至っていない。

表-6.5からは、以下のことがわかる。

- ① 単孔注水式と単孔揚水式による限界動水勾配 icr と室内試験による限界動水勾配 icr を比較すると、原位置試験よりも室内試験の方が、 icr の分布幅が大きく、かつ icr の値がやや大きい傾向にある。この理由として、試験数量が室内試験の方が多いことに加えて、不均質地盤に対する室内試験はその寸法制約のために、浸透破壊に対して大きい抵抗性を示す箇所と小さい抵抗性を示す箇所から試料を採取したため結果のばらつきが大きいことが一般的であることのほか、室内試験の場合は、試料は採取後すぐに保護されるのに対し、ボーリング孔を利用した原位置試験の場合は、ボーリング削孔時の孔壁の乱れや孔壁の放置による緩みの発生などが結果に影響することなどが考えられる。
- ② 水平一次元流式による icr は、室内試験による icr とほぼ同じ値を得ている。これは、室内試験の試料採取位置ならびにその数量が、対象地質の不均質性を包含するのに十分であったと考えられる（室内試験数量は4本と必ずしも多くないが、得られた限界動水勾配の幅があまり大きくないことから、元来他の地質に比べて物性のばらつきが小さいものと考えられる）ほか、室内試験用の乱さない試料採取と原位置試験用のブロック切り出し作業が、その規模こそ異なるものの、人力のみによる慎重な作業という点で、同一作業工程を経ているためと考えられる。
- ③ 山口ら¹³⁾による一軸圧縮強さと icr の関係（表-3.3参照）によると、漁川ダムサイトで実施した単孔注水式では概ね妥当な対応を示すが、Bサイトで実施した単孔注水式ならびに単孔揚水式では、一軸圧縮強さの分布範囲に対して icr がやや小さい値を示す。しかし、山口ら¹³⁾の示した qu と icr の関係は、他サイトにおける既往のデータに基づいてあくまで浸透破壊抵抗性調査の詳細検討が必要であるか否かの目安を示したものであることを考えると、Bサイトの単孔注水式や単孔揚水式の icr は、山口ら¹³⁾が示した qu との対応から大きく外れてはいないと考えられる。
- ④ 原位置試験の結果と室内試験の結果から、各地質の限界動水勾配は、表-6.6のように提案される。Bサイトの砂岩 (Sus) と漁川ダムサイトの軽石凝灰岩の icr は、その評価の範囲

表-6.5 原位置試験および室内試験の結果による限界動水勾配の評価

試験手法	単孔注水式		多孔注水式	単孔揚水式	水平一次元流式
試験対象サイト	Bダム	漁川ダム	Aダム	Bダム	Aダム
試験対象地質	泥岩層 (SMs) 砂岩層 (SUs)	軽石凝灰岩	非溶結の溶結凝灰岩 細粒凝灰岩	砂岩層 (SUs)	A3-4の砂礫 (Sg)
限界動水勾配算出の根拠	限界圧力における注入孔付近の動水勾配	間隙水圧計の急上昇時点、貫孔が生じた時点	—	水位変化、濁度変化、動水勾配変化、単位降下水位量変化、透水係数変化	噴砂発生時点
推定限界動水勾配 i_{cr}	SMs : 80 SUs : 5	45~110	—	5.9~9.2	1.67
室内試験結果による限界動水勾配 i_{cr}	SUs : 5.7~82.3	126.3~241.5	—	5.7~82.3	0.53~1.75 (1.51)
一軸圧縮強さ (MN/m ²)	SMs : 0.5~1.6 SUs : 0.166~1.173	0.8~1.7	非溶結の溶結凝灰岩 : 0.416~0.442	0.82~1.1	—
備 考	室内試験結果は、単孔揚水試験実施時に行った室内試験データを用いた。	室内試験結果は、4種類の寸法からなる供試体の各平均値の範囲である。	注入圧力水頭16mで注入流量の急増があったが、水圧破砕による可能性が高い。	室内試験結果は、4地点における i_b 、 i_u 、 $i_{\bar{u}}$ 、 i_d 、 i_f のそれぞれの平均値のうち、最低値を示した。	室内試験結果の () 内は、4供試体の各 i_b 、 i_u 、 i_d 、 i_f の最低値を平均した値である。

が広く、浸透破壊に対して強い抵抗性を示す箇所もあれば弱部も存在することがわかる。なお、漁川ダムサイトの場合、サンプリングが不可能なほどルーズな箇所も存在しており、そのような箇所の icr は表-6.6の提案値の下限值より小さいと推定される。

表-6.6 限界動水勾配の提案値

試験サイト	Aダム	Bダム		漁川ダム
対象地質	A3-4の砂礫 (S_g)	泥岩層 (SMs)	砂岩層 (SUs)	軽石凝灰岩
限界動水勾配 icr の提案値	1.5	80	5~80	40~200

(2) 原位置試験の適性評価

原位置試験では、以下の条件を満たすことが望ましい。

- ① ダム湛水時の基礎浸透流のような水平一次元流に近い浸透流を発生させたくて浸透破壊（パイピング）を模擬できること。
- ② 効率的に試験を行うために試験規模を最小限に抑えることが望ましい反面、地質の不均質さを十分包含した規模であること。
- ③ 浸透破壊が地盤構成粒子の流失や粒子間結合の浸透力による分離という破壊形態をとるため、試験対象地盤は十分に飽和させること。
- ④ 試験対象地盤の微細な初期変状の観察が行えること。
- ⑤ 試験準備作業における不用意な緩みの発生を防ぐと同時に、試験装置が設計上最低限必要な浸透破壊抵抗性を評価できる十分な能力を有していること。

①～⑤の条件について詳述すると、以下のとおりである。

条件①：多孔注水式が単孔注水式での問題点を踏まえ、発生する浸透流をより一次元流に近づけた点では、多孔注水式の利用価値は高いと考える。しかし、両試験法とも孔壁周辺で生じる大きな損失水頭による水圧破碎発生の可能性を否定できない。一方、単孔揚水式は、浸透破壊形態を模擬しているため、水圧破碎は発生しないが、孔壁周辺での水頭分布が一次元流とは大きく異なる。これらの問題点を解消したものが水平一次元流式であるが、ブロック周辺の遮水処理やブロックの飽和作業などの綿密な作業を必要とする。

条件②：ボーリング孔を用いた3手法は、厳密な動水勾配分布について議論しなければ、想定している試験対象領域が比較的広いことから試験規模という点では問題ないとする。しかし、水平一次元流式は、試験対象可能領域が地表部や横坑内に限定されるため、あらかじめ粒度試験により把握した対象地質の最大粒径や粒度分布に基づいて試験規模として妥当なブロックサイズを決定する必要がある。

条件③：単孔揚水式の実施は地下水位下に分布する地質に限定されるため、飽和に関する問題はないとする。しかし、他の試験手法では地下水位より上位での試験実施もあり得る

ため、そのような場合には対象地質に対する飽和作業は、その透水特性を考慮した事前注水時間設定、あるいはあらかじめ埋設された間隙水圧計指示値による確認によらざるを得ない。

条件④：浸透破壊が、下流端に発生して徐々に上流側に進展していくという進行性の破壊であることを考慮すると、最初に変状が発生した時点の動水勾配を限界動水勾配とすることが設計上安全側（ただし、過度に安全側ではなく概ね妥当な評価）であると考えられる。したがって、下流側の浸出面の試験対象地盤をあらかじめスケッチするか、もしくは写真撮影を行うとともに、試験中に入念な観察を行うという作業を行う必要がある。しかし、単孔揚水式では、試験中の揚水孔壁変状を観察することは極めて難しく、変状の確認は濁度変化や水位変化等による間接的な手法によらざるを得ない。

条件⑤：単孔揚水式および水平一次元流式の場合、緩みが限界動水勾配の評価に大きく影響することが考えられる。ただし、水平一次元流式のブロック切り出しは、単孔揚水式の削孔に比べて人力によるところが大きいいため、不用意な緩みの発生は極力抑えられると考える。また、試験装置の能力は、想定される限界動水勾配を発生させるのに十分な注水能力と遮水機能を有していなければならない。ボーリング孔を用いた試験では、孔径を小さくするほど孔内水位の制御を短時間で処理することができるが、揚水孔および観測孔の孔間隔やパッカー径を考慮した孔径の設定が必要である。一方、水平一次元流式の場合は、水圧発生の原理がガス圧の载荷によるものであることに加えて、試験ブロック底面の止水処理が困難なため、注水量やガス圧の管理ならびに確実な試験ブロック周辺の止水処理が最低限必要となる。

なお、表―6.7に各原位置試験方法の適正評価を整理した。

表―6.7では、ダム基礎地盤に発生する浸透流が巨視的には水平一次元流であることを考えると、ボーリング孔を用いた原位置試験3手法よりも、切り出したブロックに対して水圧を载荷する水平一次元流式試験の方が、より適切に icr を評価できることは明らかである。また、ボーリング孔を用いた原位置試験では、浸透破壊発生の状態を模擬できる単孔揚水式試験が最も優れ、次いで水平一次元流に比較的近い浸透流を発生できる多孔注水式試験が優れていると言える。

しかし、原理的に優れた試験方法であるほど、付随する試験および制約条件が複雑あるいは厳しくなり、場合によっては実施不可能な場合も発生し得る。したがって、あらかじめ地質調査で詳細な地形や地質分布ならびに物性を把握しておき、浸透破壊が問題となる地質に最も適した試験方法を選択する必要がある。

表-6.7 各原位置試験の適正評価

試験手法 項目	ボーリング孔を利用した原位置試験			水平一次元流式
	単孔注水式	多孔注水式	単孔揚水式	
試験位置の選定	・試験対象地質が、地表露頭や横坑側壁のような開放面において、ある程度の層厚で概ね水平な分布をなす箇所を選定する必要がある。	・試験対象地質が、地表露頭や横坑側壁のような開放面において、ある程度の層厚で概ね水平な分布をなす箇所を選定する必要がある。	・地山深部に分布する地質に対しても実施可能であるが、地下水位下に分布する地質に限定される。	・地表露頭および横坑内に分布する地質に限られ、地山深部に分布する地質に対しては実施できない。
試験準備・試験装置	・開放面に平行な1本の注水孔を削孔するのみである。	・開放面に平行な線上に複数の注水孔の削孔を必要とするため、削孔ならびに注水作業のための十分なスペースの確保が必要となる。	・試験対象地質の分布深度ならびに揚水孔半径をあらかじめ検討したうえで、揚水量一定条件および孔内水位一定条件での試験実施を可能とする十分な能力のポンプが必要となる。 ・試験中の地盤破壊を間接評価するための濁度計や試験実施前後の揚水孔孔壁の状況を観察するためのボアホールカメラの準備が必要となる。	・ブロック切り出しのための掘削やブロック周辺の止水処理のための掘削が大規模となることから、あらかじめ対象地質の詳細な分布を把握し、掘削が最小限となるよう配慮する必要がある。 ・注水量やガス圧の管理ならびに確実な試験ブロック周辺の止水処理が必要となる。
試験対象領域・試験規模	・地盤の不均質性を包含した原位置試験としては、注水孔と開放面間の距離で定義する試験規模は最も小さい。	・開放面に平行な線上に複数の注水孔を設置するため、単孔注水式に比較して試験規模が大きくなる。	・孔壁周辺において水圧破碎が発生しないことから、地盤の不均質部や弱部を包含した広範囲に対して浸透破壊抵抗性を検討できるが、揚水孔だけでなく観測孔の配置が必要である。	・最大粒径や粒度分布に基づいて妥当なブロックサイズを決定する必要がある。 ・試験ブロック周辺の掘削が大規模となるうえ、ガスタンク設置や貯水槽設置のための広く水平なスペースが必要となる。
試験対象地質の飽和作業	・地下水位よりも上部に分布する地質に対しては、透水特性を考慮した事前注水時間の設定あるいは、あらかじめ対象地盤内に埋設された間隙水圧計指示値による確認に依らざるを得ない。	・地下水位よりも上部に分布する地質に対しては、透水特性を考慮した事前注水時間の設定あるいは、あらかじめ対象地盤内に埋設された間隙水圧計指示値による確認に依らざるを得ない。	・地下水位下に分布する地質に限定されるため、飽和に関する問題はない。	・地下水位が試験ブロックよりも低い場合は、透水特性を考慮した事前注水時間の設定あるいは、あらかじめ試験ブロックに埋設された間隙水圧計指示値による確認に依らざるを得ない。
試験中の地盤変状の観察	・開放面において、目視観察およびダイヤルゲージ等による変位測定が可能である。	・単孔注水式と同様、開放面における目視観察および変位測定が可能である。	・揚水孔内の目視観察は困難であるため、揚水孔内に設置した濁度計の計測値急増等による間接的評価に依らざるを得ない。	・試験中における地盤の変状を目視できる。
試験原理	・ボーリング孔からの放射流の影響により、注水孔周辺における動水勾配は、水平一次元流が達成された場合の約7.5倍（注水孔径66mmの場合）となる。	・複数の注水孔から同時に注水を行うことにより、単孔注水式よりも水平一次元流が達成された場合の水頭分布に近づけることができる。 ・注水孔を5〜7本（間隔50cm）とした場合、水平一次元流が達成された場合の3〜4倍の動水勾配に抑えることができる（注水孔径66mmの場合）。	・破壊が浸透流の下流端から上流へと進行する、いわゆる浸透破壊現象を再現できる。	・ダム基礎地盤に作用する浸透流（水平一次元流）を最もよく再現できる。
試験結果の評価	・注水孔周辺で大きな水頭損失が発生し、注水地点近傍での水圧破碎の原因となる。 ・ダム基礎の浸透破壊を適切に評価できるような浸透状況を再現するのは困難である。	・単孔注水式に比べると、境界動水勾配をかなり精度良く把握することができる。しかし、実際は地盤物性のばらつき、不均質性、地盤内浸透の非定常問題、地盤のゆるみ等が影響して、孔壁周辺で理論値よりも大きな水頭損失が発生し、水圧破碎が発生する可能性が高い。 ・理論解を参照して試験結果を評価し、併せて試験時の破壊形態を詳細に観察することで境界動水勾配を決定すれば原位置試験として採用する価値は極めて高い。	・浸透破壊現象を模擬した試験であり、水圧破碎が発生しないため、単孔注水式に比べてかなり精度良く境界動水勾配を把握することができる。しかし、浸透破壊発生時の判定が困難であり、また、試験実施前に生じる孔壁の乱れや緩みにより、境界動水勾配を低めに評価する可能性がある。	・動水勾配の算出が容易であることに加えて、ブロック、特に浸出面の変状を目視観察できることから、適切な境界動水勾配を評価することができる。

7. 総合評価

本マニュアル（案）では、ダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査方法に関する体系的な研究成果を取りまとめることにより、ダム基礎地盤における単一地層に対する浸透破壊抵抗性の一般的調査方法を提案した。

本マニュアル（案）のうち、2章では体系的な調査方針を示し、3章以降では既往の地質調査や試験結果の整理・分析、その結果を受けた簡易試験、室内および原位置における浸透破壊試験の実施方法ならびに評価方法をAダム、Bダムおよび漁川ダムといった3ダムサイトの既往研究事例をもとに整理した。

ダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性調査方法の総合評価は、以下のとおりである。

- ① 新第三紀以降の堆積岩、火山砕屑岩、破碎帯、変質岩および風化岩等は、浸透破壊に対して注意を要する地質であり、このような地質に対しては、目視観察の他、一般的な室内土質試験結果による間隙比、粒度分布、飽和度、透水係数、一軸圧縮強さ等を参考にした浸透破壊抵抗性の概略評価を行う。
- ② 目視観察結果および室内土質試験結果の分析結果から浸透破壊抵抗性が小さいと概略評価された地質に対しては、簡易試験→乱さない試料を用いた室内浸透破壊試験→原位置浸透破壊試験という概査から精査に向けた順で試験を行うことを原則とする。ただし、室内浸透破壊試験用の乱さない試料の採取が困難なほど軟質な地質に対しては、気泡ボーリングや凍結サンプリング等の特殊な採取方法^{9,7)}を用いるか、簡易試験→原位置浸透破壊試験の順で試験を行う。
- ③ ①の室内土質試験結果から限界動水勾配を推定する方法として、間隙比 e と限界動水勾配 icr の関係によるTerzaghiの理論限界動水勾配 icr^0 が知られている。また、山口ら¹⁰⁾は、一軸圧縮強さ qu と限界動水勾配 icr の関係を検討し、 qu が 0.1MN/m^2 以下である地質の icr は概ね10以下となることを述べている。さらに、粒度分布からは、相対的細粒分の流失のしにくさを評価する粒度分割法やKenney diagramといった粒度判定法から内部安定性を検討し、浸透破壊の可能性の高さを間接評価する方法も提案されている^{7,13)-15)}。
- ④ 簡易試験では、針貫入勾配 $NP \leq 2$ (N/mm)、ピック貫入勾配 $PP \leq 4$ (N/mm) および洗掘抵抗値 $ST \leq 200$ (sec) であれば $qu \leq 0.1$ (MN/m^2) となり、浸透破壊抵抗性の詳細検討が必要となる地層であることを間接評価できることをAダムサイトにおける針およびピック貫入試験ならびに洗掘抵抗試験といった3種類の簡易試験結果と一軸圧縮試験結果との対応から導き出している¹²⁾。また、簡易試験前には、試験結果との対応を図るために、試験面を体系的かつ詳細にスケッチすることが重要である。
- ⑤ 室内浸透破壊試験用の試料は、自然地盤の浸透破壊抵抗性を把握するという目的からブロックサンプリングによる乱さない試料とすることを原則とする。ただし、乱さない試料採取が困難なほど軟質である地質に対しては、気泡ボーリングや凍結サンプリング等の特殊な採取方法の適用も検討する。

- ⑥ 室内浸透破壊試験用供試体の大きさは、円柱形の場合、直径および高さが最大粒径の5倍程度以上とする。また、地層の層理面などの浸透破壊が懸念される方向もしくはダム基礎内の浸透方向と供試体の通水方向とを一致させる。
- ⑦ 室内浸透破壊試験の昇圧ステップは、供試体内の浸透状況が定常状態に至るまでの時間やある程度の圧力上昇の必要性を勘案して、昇圧パターンの標準仕様を提案した。また、試験中の観測・計測項目は、目視観察と流量ならびに変位測定を最優先で実施し、精度を補うための写真・ビデオ撮影や濁度計測等を行う。
- ⑧ 室内浸透破壊試験と簡易試験との関係では、 $qu \leq 0.1$ (MN/m^2)、 $NP \leq 2$ (N/mm)、 $PP \leq 4$ (N/mm)、 $ST \leq 200$ (sec) を満たす icr は概ね15以下となり、礫率が高く、飽和度が高いほど同程度の簡易試験結果に対する icr は小さい。
- ⑨ 原位置浸透破壊試験は、簡易試験と室内浸透破壊試験の結果を総合的に分析して、浸透破壊抵抗性が極めて小さいと評価された地質もしくは乱さない試料の採取が困難なほど軟質な地質の詳細検討を行うために実施する。なお、Aダム、Bダムおよび漁川ダムにおける既往事例では、単孔注水式、多孔注水式、単孔揚水式および水平一次元流式の4種類の原位置浸透破壊試験が行われている。
- ⑩ 単孔注水式は、ボーリング孔からの放射流の影響により、孔壁部ではダム基礎地盤内における浸透状況（水平一次元流）が達成された場合の約7.5倍の動水勾配が発生する（孔径66mmの場合）とともに、大きな水頭損失によって水圧破碎が発生し易くなる。したがって、ダム基礎の浸透破壊を適切に評価できるような浸透状況を再現することは困難であると言わざるを得ない。
- ⑪ 多孔注水式では、単孔揚水式の問題点がかなり解消されたものの、それでも注水孔を5～7本（間隔50cm）とした場合の孔壁周辺には、水平一次元流が達成された場合の3～4倍の動水勾配が発生する（孔径66mmの場合）とともに、水圧破碎が発生する可能性も高い。
- ⑫ 単孔揚水式は、地盤構成粒子が最も移動し易い孔壁部が流れの下流端となるうえ、孔壁部で動水勾配が最大となるので、単孔注水式や多孔注水式に懸念される水圧破碎が発生せず、揚水孔壁部の破壊時点の動水勾配を算出することにより限界動水勾配を得ることができる。しかし、試験中における揚水孔壁部の観察は困難であり、浸透破壊発生時点は濁度計計測値の急増現象等をはじめとした間接的評価によらざるを得ない。
- ⑬ 水平一次元流式は、ダム基礎地盤に作用する浸透流を最も良く再現した試験であり、動水勾配の算出が容易である他、試験中における地盤の変状を目視できるという利点を有することから、適切な限界動水勾配の算出が期待できる。しかし、試験実施個所が地表露頭や調査横坑内に限られることや試験ブロック周辺の確実な止水処理が必要となる。また、試験ブロック切り出しのための広範囲にわたる掘削や精密な各種試験装置の準備等、付帯する条件（作業時間、コスト）が他の3つの原位置浸透破壊試験に比較して多くなる。

今後は、実際のダム基礎地盤を対象に、本マニュアル（案）に従った浸透破壊抵抗性調査を

実施し、データを蓄積するとともに、必要に応じた試験方法の改善、簡易試験結果からの浸透破壊抵抗性推定精度の向上等を図る必要がある。また、本マニュアル（案）で対象とした単一地層の浸透破壊抵抗性の評価のみならず、物性の異なる地質境界部、特に軟質地質と高透水性の亀裂性岩盤の境界部における浸透破壊抵抗性の評価も行っていく必要がある。

参考文献

- 1) International Commission on Large Dams: Lessons from dam incidents, 1974.
- 2) American Society of Civil Engineerings and United States Committee on Large Dams: Lessons from dam incidents, USA, 1975.
- 3) Jansen, R. B.: Dams and public safety, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Revised Print, 1983.
- 4) 山口嘉一・佐藤弘行: 確率統計的浸透流解析によるダム基礎グラウチング効果の評価, ダム工学, Vol.10, No.4, pp.302-310, 2000年12月.
- 5) 山口嘉一・吉田 等・綿谷博之: 水平一次元流条件下での原位置浸透破壊試験, 土木学会論文集, No.631, III-48, pp.411-425, 1999年9月.
- 6) 今林 豊・山口嘉一・川崎将生・吉田 等: 凍結サンプリング法による礫質土の乱さない試料に対する室内パイピング試験, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.1851-1852, 1998年7月.
- 7) 山口嘉一・山本重樹: 乱さない試料と再構成試料を用いた礫質土のパイピング抵抗性評価, 大ダム, No.172, pp.11-19, 2000年7月.
- 8) Terzaghi, K.: Effect of minor geologic details on the safety of dams, Amer. Inst. Min. and Met. Engrs. Tech. Publ., 215, pp.31-44, 1929.
- 9) Justin, J. D.: The design of earth dams, Trans. ASCE, No.1531, 1923.
- 10) 地学団体研究会: 新版地学事典, 平凡社, p.412, 1996年10月.
- 11) 山口嘉一・田原則雄・松本徳久: ダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性に関する基礎的研究, 応用地質, Vol.35, No.2, pp.1-13, 1994年6月.
- 12) 山口嘉一・小川直樹・川崎将生・中村 昭: 簡易試験によるダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性の評価, 応用地質, Vol.38, No.3, pp.130-144, 1997年8月.
- 13) Kenny T. C. and Lau, D.: Internal stability of granular filters, Can. Geotechnical Journal, Vol.22, pp.215-225, 1985.
- 14) Lowe III, J. and Binger, W. V.: Second Annual Uscold Lecture—Tarbera Dam Project, Pakistan—, 1982.
- 15) 松本徳久・山口嘉一・山野雅彦: フィルタ基準に関する考察, ダム技術, No.38, pp.17-30, 1990年2月.
- 16) 土木学会: 軟岩の調査・試験の指針(案)—1991年版—, pp.56-60, 1991年11月.
- 17) 中村康夫・佐々木靖人: 軟岩ダム基礎の岩盤分類のための簡易試験法(その1), ダム技術, No.52, pp.27-35, 1991年1月.
- 18) 三谷 健・安達経治: シラスの特性と洗掘抵抗試験, コンストラクション, Vol.7, No.1, pp.26-31, 1969年.
- 19) 小島圭二・斉藤保祐・稲生道裕: 千葉県下における泥質軟岩の軟弱化の要因, 第9回土質工

- 学研究発表会講演集, pp.737-740, 1974年6月.
- 20) 高橋幸蔵・能戸 仟・横川 巖: 明石海峡部の神戸層(軟岩)の強度特性(その1), 第10回土質工学研究発表会講演集, pp.787-790, 1975年6月.
 - 21) 地盤工学会: 地盤調査法, 第7刷, pp.137-188, 1995年9月.
 - 22) 山口嘉一・安仁屋勉・松本徳久: フィルダム土質材料の締固め, 透水試験に関する考察, 建設省土木研究所資料, 第2820号, 1990年1月.
 - 23) 松本徳久・山口嘉一・安仁屋勉: フィルダム土質材料の締固めおよび透水試験, ダム工学, No.3, pp.52-64, 1991年9月.
 - 24) 建設省土木研究所フィルダム研究室: 軟岩の室内パイピング試験実施上の留意点, ダム技術, No.93, pp.67-70, 1994年6月.
 - 25) 中村 昭・山口嘉一・小川直樹: 原位置および室内試験による軟岩の浸透破壊抵抗性の評価, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.419-424, 1994年1月.
 - 26) Tosabayashi, H., Hojo, K. and Matsumoto, N.: Investigation of permeability and grouting for soft rock foundation of Izarigawa Dam, Proc. Int. Symp. Weak Rock, pp.1153-1158, 1981.
 - 27) 松本徳久・尾芦直人・池田 隆: ダム基礎軟岩の調査と設計, 建設省土木研究所資料, 第1947号, pp.33-45, 1983年3月.
 - 28) U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation: Design and analysis of Auburn Dam, Vol.1, pp.7-23-7-29, 1977.8.
 - 29) Takebayashi, S., Matsumoto, N. and Yamaguchi, Y.: A mathematical model for field piping test, Int. Symp. Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems (ICOLD), pp.319-328, 1989.7.
 - 30) 山口嘉一・松本徳久: 多孔注水式原位置浸透破壊試験の提案と適用例, 応用地質, Vol.35, No.5, pp.40-49, 1994年12月.
 - 31) 中村 昭・山口嘉一・山本裕之・小川直樹: ダム基礎軟岩の浸透破壊抵抗性評価, ダム技術, No.99, pp.16-24, 1994年12月.
 - 32) 山口嘉一: ダム基礎の浸透機構の解明に関する研究, 大阪大学学位請求論文, 1993年12月.

