

土 木 研 究 所 資 料

孔内多点水压測定に関する基礎的検討

平成2年10月

建設省土木研究所
ダム部フィルダム研究室

Copyright © (1990) 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、複製は、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。

孔内多点水圧測定に関する基礎的検討

建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室

室 長 松 本 徳 久

研 究 員 山 口 嘉 一

新屋敷 隆^{*)}

部外研究員 澁 市 秀 雄^{**)}

^{*)} 現 水資源開発公団大山ダム調査所

^{**)} 現 日特建設(株)基礎本部 (昭和62年4月から
平成元年3月の2年間, (財)土木研究センター
から部外研究員としてフィルダム研究室に在籍)

要 旨

ダムは、一般に岩盤上に建設される。岩盤には、割れ目、断層などの不連続部が存在するため、その地下水圧分布は非常に複雑である。しかし、現在、ダムサイトにおいて一般に行われている地下水圧測定法は、ダム高相当のボーリング完了後に、孔壁保護の目的でストレート管を孔内に挿入し、その後長期かつ定期的に孔内水位を測定するというものである。そのため、複雑な水圧分布を示す岩盤内の測定では水位観測孔の孔内水位面より上部から孔内への水の流れが認められたり、ボーリング時の孔内水位変動が激しいなど、測定結果の解釈が容易でないことが多く、とても地下水位を正確に測定しているとは言い難い。また、このことがダム基礎の設計、施工を困難なものにしている。さらに、多大な費用をかけて掘った1本の孔からたった1つの水圧データしか得られないというのも不経済である。よって、このような岩盤内の水圧分布を合理的かつ経済的に把握するために、単一孔の多深度地点で水圧を測定することが必要と考え、本測定法実現を目指して基本的な検討を実施した。

キーワード：ダム，地下水位，浸透流制御，地質調査

Technical Memorandum
of P.W.R.I., No.2904
October, 1990

A Fundamental Study on Multi-Point Measuring Method for Groundwater Pressure in A Borehole

Dr. Norihisa MATSUMOTO

Chief, Fill Type Dam Division, P.W.R.I.

Yoshikazu YAMAGUCHI

Research Engineer, Fill Type Dam Division, P.W.R.I.

Takashi SHINYASHIKI

Oyama Dam Survey Office, W.R.D.P.C.

Hideo SHIBUICHI

Chief, Department of Foundation, NITTO Construction Co. LTD

Synopsis :

Dams are usually constructed on rock foundations. Distribution of groundwater pressure is very complicated in rock foundations because of their discontinuity. Ordinary method to investigate the distribution of groundwater level at dam sites is that to measure the water levels in untreated boreholes. However, it is very difficult to grasp the accurate distribution of groundwater pressure by using this method. If we wish to survey it accurately, we have to adopt the method to measure groundwater pressures at multi-point in a borehole (MGL System). We have studied the MGL system fundamentally.

Keywords : Dam, Groundwater Pressure, Seepage Control, Geological Survey

目 次

1. はじめに	1
2. 研究の流れ	2
3. 従来の地下水压測定法の問題点	3
3.1 孔内水位から求める方法	3
3.2 直接水压を測定する方法	3
4. 孔内多点水压測定法の概念	5
4.1 多段埋設式地下水压測定法	5
4.2 多連パッカ式地下水压測定法	6
5. 孔内多点水压測定の意義	8
5.1 概 説	8
5.2 人工地盤の作製	8
5.2.1 試 料	8
5.2.2 人工地盤の作製	10
5.3 多段埋設地下水压測定システムの設置	12
5.3.1 試験孔の形成	12
5.3.2 MGLパイプ	12
5.3.3 シール材とフィルタ材の設置	12
5.4 浸透試験	14
5.4.1 試験条件	14
5.4.2 試験結果	14
6. 予備試験	16
6.1 概 説	16
6.2 多連パッカ式測定法に関する予備試験	16
6.2.1 試験項目	16
6.2.2 アンダーリーミング試験	16
6.2.3 外管継手部分の強度試験	20
6.2.4 まとめ	21
6.3 多段埋設式測定法に関する予備試験	22

6.3.1	試験項目	22
6.3.2	試験方法	22
6.3.3	試験結果および考察	23
6.3.4	まとめ	25
7.	実証試験Ⅰ（システム設置と初期測定）	26
7.1	概説	26
7.2	試験概要	26
7.2.1	目的	26
7.2.2	試験項目	26
7.2.3	使用機器	26
7.3	地下水压測定地点の設定と地質概要	28
7.3.1	地下水压測定地点の選定	28
7.3.2	地下水压測定地点の地質調査方針	29
7.3.3	ボーリング調査	29
7.3.4	透水試験	31
7.3.5	既往の調査資料との比較およびNo.1孔とNo.2孔との比較	36
7.3.6	地下水压測定地点の決定	41
7.4	地下水压測定の実施	41
7.4.1	多段埋設式地下水压測定法	41
7.4.2	多連パッカ式地下水压測定法	55
7.5	地下水压測定結果	68
7.5.1	定常地下水压分布	68
7.5.2	多連パッカ式測定孔の定常状態に至る経時変化	71
7.5.3	多段埋設式測定孔の定常状態後の経時変化	71
7.5.4	ダミー水压計の経時変化	73
7.6	結果のまとめと残された問題点	73
7.6.1	結果のまとめ	73
7.6.2	残された問題点	74
8.	実証試験Ⅱ（水压の経時測定）	76
8.1	概説	76
8.2	測定工	76
8.2.1	地下水压測定	76
8.2.2	地下水位測定	78

8.3 測定結果	78
8.3.1 地下水圧測定結果	78
8.3.2 地下水位測定結果	85
8.4 考 察	87
8.4.1 地下水圧および地下水位の変動と両者の関係	87
8.4.2 地下水圧分布	88
8.4.3 地下水面の変動	93
9. まとめと今後の課題	97

謝 辞

参考文献

1. はじめに

岩盤、地盤工学の分野のうちでも、ダム、斜面、放射性あるいは有毒産業廃棄物処分、石油の地下備蓄といった分野においては、岩盤、地盤内の複雑な地下水圧の分布やその経時的変化を正確に知ることが極めて重要である。例えば、ダムの分野においては、基礎の地下水圧の分布や経時的変化を把握することにより、地下水の流動形態を知ることができ、合理的なグラウチングの範囲の決定やダム湛水後の漏水経路の認定が可能となる。また、斜面の分野においては、地下水位の季節変動や降雨に伴う地下水圧分布の変化を明確にとらえて、斜面の安定性を逐一評価していくことが必要である。

しかし、ダムなどで実施される簡易で一般的な地下水圧測定法は次のとおりである。ダム高相当のボーリング完了後、孔壁保護の目的でストレーナ管を孔内に挿入し、その後長期かつ定期的に孔内水位を測定するというものである。そのため、複雑な水圧分布を示す岩盤、地盤内の測定では水位観測孔の孔内水位面より上部から孔内への水の流入が認められたり、ボーリング時の孔内水位変動が激しいなど、測定結果の解釈が容易でないことが多く、とても地下水圧を正確に測定しているとは言い難い。さらに、多大な費用をかけて掘った1本の孔からたった1つの水圧データしか得られないというものも不経済である。よって、このような岩盤、地盤内の水圧分布を合理的かつ経済的に把握するためには、単一孔の多深度地点で水圧を測定することが必要になってくる（以下、孔内多点水圧測定と呼ぶ）。こうした水圧測定方法について既に研究、開発がなされ、商業ベースに乗っているシステムもいくつかある^{1)~5)}。しかし、これらのシステムは必ずしも手軽に使用できるものとは言い難い点がある。そこで、今回は、我々独自の孔内多点水圧測定システムの開発を目指して基礎的な研究を実施した。

2. 研究の流れ

本研究は、以下に示す検討項目より構成する。

- ① まず、実現を目指す孔内多点水圧測定システムの基本概念をとりまとめる。
- ② 室内土槽実験と浸透流解析により、孔内多点水圧測定システムの開発の意義を明確にする。
- ③ 本システムの実現に際して問題となる点を抽出し、その問題点の解決法を検討する。
- ④ 実際のダムサイトにおいて本システムの実証試験を行い、本システムの完成を目指す。

3. 従来の地下水圧測定法の問題点

3.1 孔内水位から求める方法

これは、現在、ダムサイトにおいて最も一般的に実施されている地下水圧測定法である。具体的には、ダム高相当のボーリング完了後、孔壁保護の目的でストレーナ管を孔内に挿入し、その後長期かつ定期的に孔内水位を測定するというものである。この方法では、地下水圧の分布は静水圧分布に従うと仮定している。しかし、たとえ均質な地盤であっても、水流方向とボーリング孔軸が直交する場合のみしか、孔軸方向の静水圧分布が成立しない（図-3.1参照）。実際のダムサイトのように、不連続性をその特徴に持つ岩盤でかつ多層構造である場合には、上記仮定はなおさら成立しない。

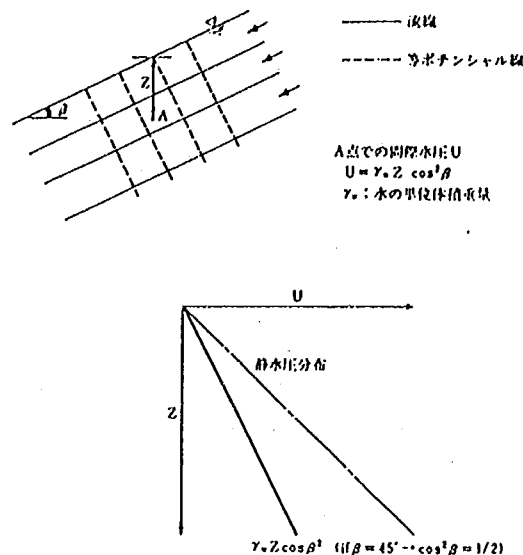


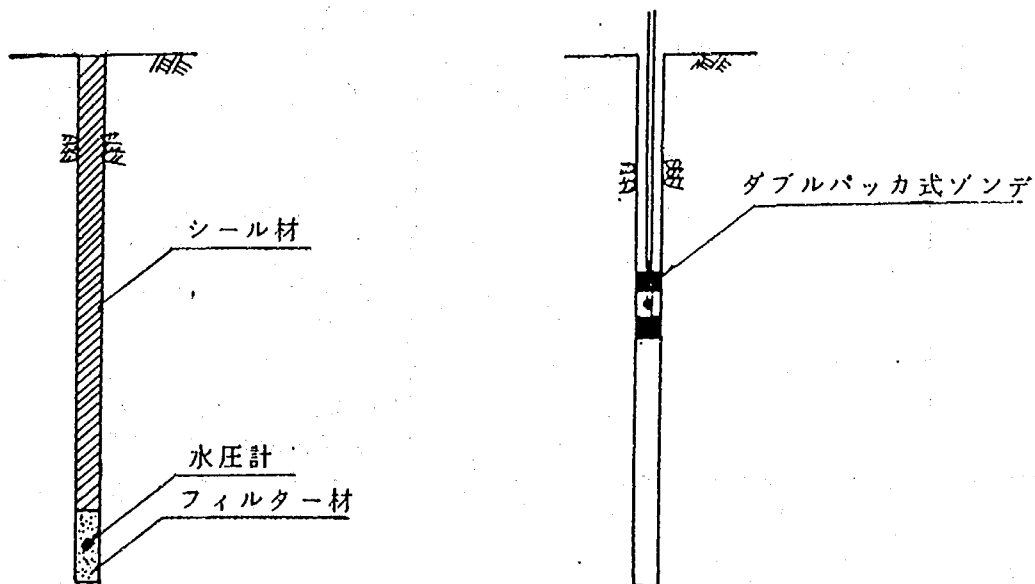
図-3.1 水圧分布例

3.2 直接水圧を測定する方法

現在、実施されている代表的な地下水圧の測定方法（直接水圧を測定する場合）には、下記のものがある。

- ① 一孔一点埋設式地下水圧測定方法
- ② ダブルパッカ式地下水圧測定方法

①の一孔一点埋設式地下水圧測定方法とは、一本のボーリング孔の一箇所に直接かつ永久的に水圧計を埋設し、地下水圧を測定する方法である。本方法では、水圧計の埋設箇所には砂等のフィルター



(a) 一孔一点埋設式地下水圧測定方法

(b) ダブルパッカ式地下水圧測定方法

図-3.2 従来の地下水圧測定方法

材を充填して、地下水と水圧計が常に接するようにしている。また、測定対象以外の部分はベントナイトあるいはセメント等のシール材を充填し、測定対象以外の地盤部分と測定対象箇所との遮水を行っている（図-3.2(a)参照）。

②のダブルパッカ式地下水圧測定方法とは、水圧計の上下に遮水のためのパッカを有する地下水圧測定装置（以下、ダブルパッカ式ゾンデと記す）を、観測孔内に挿入し、地下水圧の測定対象箇所に設置して地下水圧を測定する方法である（図-3.2(a)参照）。

従来の地下水圧測定方法の長所および短所を表-3.1に示す。本表からわかるように、それぞれの測定方法には固有の長所があるものの、改善すべき短所も多々ある。これらの短所を改善するために提案したものが次章以降の孔内多点水圧測定システムである。

表-3.1 従来の地下水圧測定方法の長所および短所

名 称	一孔一点埋設式地下水圧測定方法	ダブルパッカ式地下水圧測定方法
長 所	① 水圧計を埋設してしまえば、何時でも測定可能	① 観測孔の複数の箇所で地下水圧を測定できる ② 水圧計を常にチェックできる ③ 水圧計が故障した場合、修理することができる
短 所	① 一深度（一測定箇所）に一本のボーリング孔が必要であり、不経済である ② 一度埋設してしまえば、それ以後に水圧計をチェックすることができない ③ 水圧計が故障した場合、もう一度ボーリングからやり直す必要がある	① 観測孔に保孔措置を講じないため、長期間の孔壁維持に不安がある ② 裸孔に直接パッカを設置するため、パッカ効果に不安がある ③ 非測定時には、各地層がボーリング孔を通じて連絡しているため、ダブルパッカ式ゾンデを設置してから孔内水圧が自然の状態に回復するまで時間がかかる ④ 測定中も、測定箇所以外はボーリング孔を通じて連絡しているため、地下水圧が自然の状態と異なっている可能性がある ⑤ 測定の機会毎にダブルパッカ式ゾンデを設置しなければならない

4. 孔内多点水圧測定法の概念

前章で示した通り、従来の地下水圧測定法の問題点を鑑み、孔内多点水圧測定方法（Multiple Groundwater Level Measuring System, MGLシステムと略称）の開発を目指し、本章ではまず測定方法の概念をとりまとめた。なお、測定方法として、多段埋設式地下水圧測定法と多連パッカ式地下水圧測定法の2方法を提案する。

4.1 多段埋設式地下水圧測定法

多段埋設式地下水圧測定法（以下、多段埋設式測定法と記す）とは、一孔一点埋設式地下水圧測定法に比べて、一孔の複数の箇所に水圧計を埋設して地下水圧を測定する方法である。

多段埋設式測定法は、表-3.1 に示した一孔一点埋設式地下水圧測定法の短所①に対し、単一ボーリング孔に複数の測定点を設けることにより、1データに対する費用を低減させ、経済性を高めたものである。これに対し、短所②および③は、埋設式である限り、その解決は困難である。しかし、最近のセンサー技術の向上を考慮すれば、これらの問題点は致命的なものではない。

多段埋設式測定法の特徴は、水圧計を図-4.1に示すように鋼製パイプの中に取り付け、孔内に埋設する点にある。水圧計を鋼製パイプの中に取り付ける目的は、水圧計埋設作業時のショックから水圧計を保護すること、および埋設完了後に発生する土圧等の外力が水圧計に直接作用しないようにすることである。以下、水圧計を取り付けたパイプを「水圧計取り付けパイプ」、水圧計の信号ケーブルのみが通るパイプを「延長用パイプ」、両パイプを総称する場合は「MGLパイプ」と記す。

水圧計取り付けパイプが地下水圧を知りたい位置に設置できるようにMGLパイプを組み合わせたまま孔内に建込み、図-4.2に示すように水圧計取り付けパイプ部にフィルター材、延長用パイプ部にシール材を孔壁とMGLパイプの間に充填し、地下水圧を測定する。

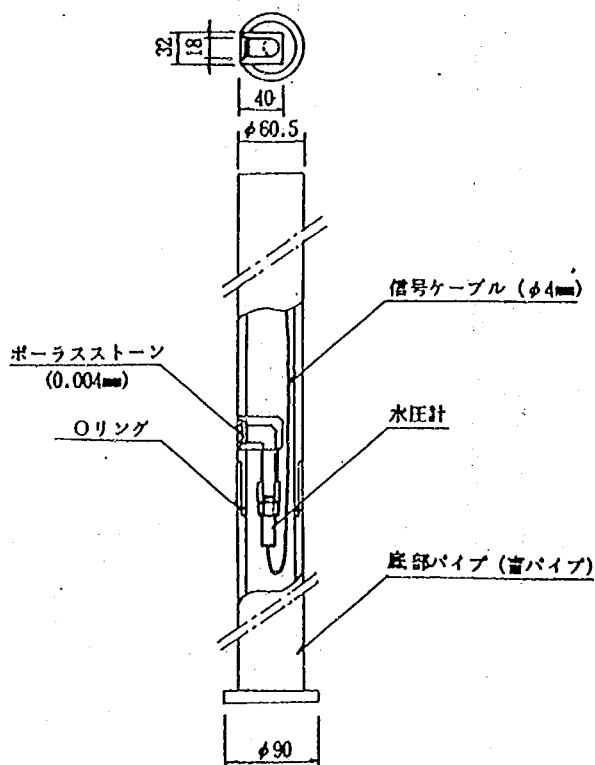


図-4.1 MGLパイプ

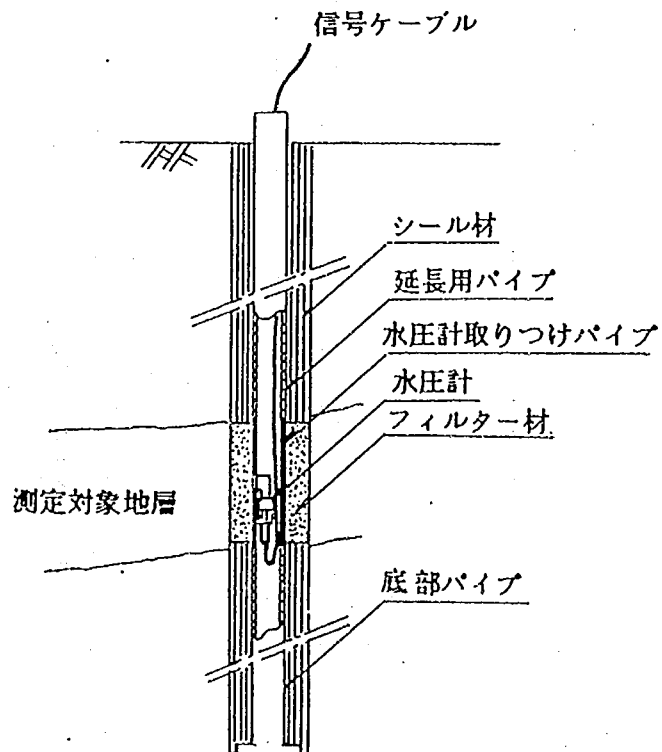


図-4.2 MGLパイプ埋設概要

4.2 多連パッカ式地下水圧測定法

多連パッカ式地下水圧測定法（以下、多連パッカ式測定法と記す）とは、従来から行われているダブルパッカ式地下水圧測定法のパッカを多連にする事により複数の箇所地下水圧を測定できるようにしたものである。

多連バッカ式測定法は、ダブルバッカ式地下水圧測定法の表-3.1に示した短所に対し、下記の対応を行っている。

- ① 測定箇所以外を外管とシール材で保孔し、半永久的な孔壁の維持を可能とした。
- ② パッカを外管に設置することにより、止水効果を高める。
- ③ パッカを設置してから孔内の水圧が自然の状態（定常状態）に達するまでの時間は、ダブルパッカ式地下水圧測定法と同程度と考えられる。しかし、同時に複数の測定を実施するため、全体の測定時間は短縮される。
- ④ 同時に複数のパッカを設置することにより、地下水の状態の変化を少なくする。

本方法は図-4.3に示すように、一たんボーリング孔全長を外管とシール材で保孔し、その測定箇所だけを特殊拡張ビット（図-4.4参照）を用いて内側から機械的に削り取る（以下、この作業をアンダーリーミングと称する）。このようにして複数の測定箇所にウォータバスを形成し、多連バック式ゾンデを孔内に設置して地下水圧を測定する。

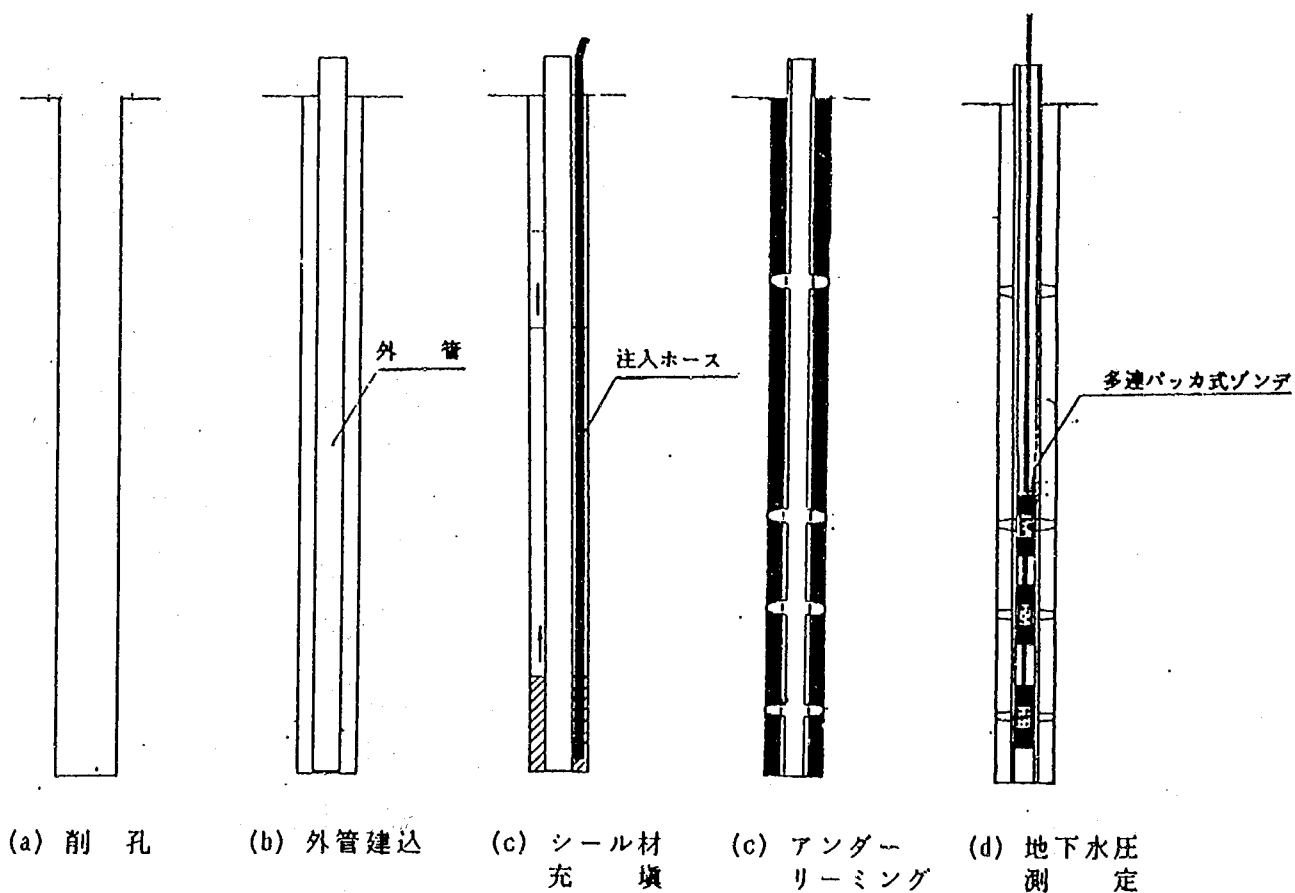


図-4.3 多連パッカ式測定法の作業手順

測定に用いる多連パッカ式ソンドは、図-4.5に示すダブルパッカ式ソンドを1ユニットとし、これを複数連結したものであり、各ユニットの上、下部パッカ間に検定済の水圧計を内蔵している。

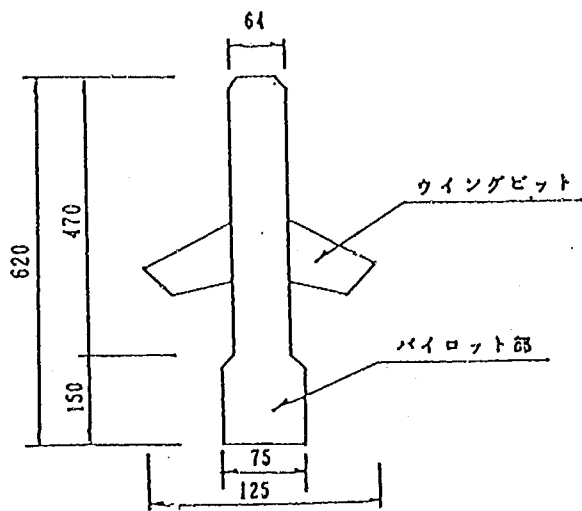


図-4.4 特殊拡翼ビット (開翼時)
(アンダーリーマ)

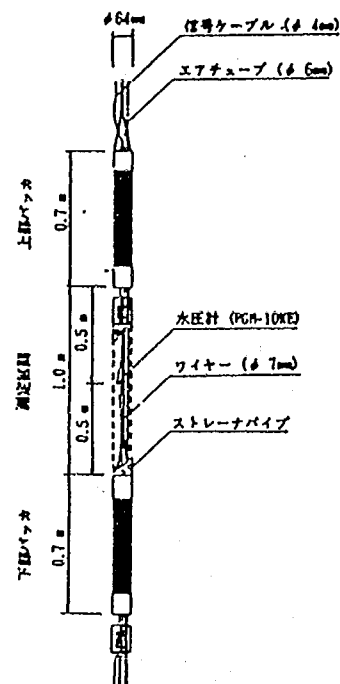


図-4.5 多連パッカ式ソンド
(単位ユニット)

5. 孔内多点水压測定の意味⁶⁾

5.1 概説

土木工事現場でしばしば見受けられる多層地盤内の地下水压の分布を、筆者らが提案しているMGLシステムを用いて測定することの意義を室内試験により再確認する。

5.2 人工地盤の作製

5.2.1 試料

人工地盤は、図-5.1 に示すように、150cm 立方の土槽内に層厚約30cmの透水層と難透水層を交互に締固めて作製する。透水層を構成する材料（透水材料）としては砂、難透水層を構成する材料（難透水材料）には砂とフライアッシュを質量比で3：2で混合したものをあてた。

透水材料、難透水材料およびフライアッシュ単体と比重、粒度試験結果を表-5.1に示す。

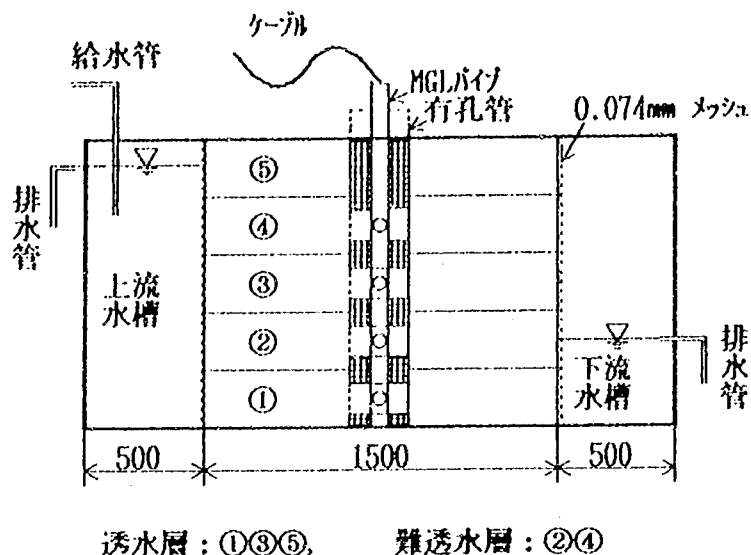


図-5.1 実験土槽の概要図

表-5.1 比重、粒度試験結果

項目 \ 材料		透水材料 砂	難透水材料 砂+フライアッシュ	フライアッシュ
比 重 試 験 結 果		2.671	2.475	2.047
粒 度 試 験 結 果	粗砂分 2~0.42mm (%)	62	22	0
	細砂分 0.42~0.074mm (%)	36	25	10.4
	シルト分 0.074~0.005mm (%)	1	33	86.6
	粘土分 0.005mm以下 (%)	1	20	3

また、標準モールド（内径100mm，高さ127mm）を用いた両材料に対する締固め、透水試験の結果を図-5.2に示す。なお、締固めエネルギーはJISの1Ecである。この図より、透水材料である砂は締固め時の含水比により乾燥密度 ρ_d ，透水係数 k はほとんど変化せず最大乾燥密度 ρ_{dmax} ，最小透水係数 k_{min} が明確に表われていないが、難透水性材料は ρ_{dmax} ， k_{min} は明確に表われている。この試験結果から、透水層と難透水層の透水性に2オーダー程度の差をつけることを目標に、材料の物性管理値を表-5.2に示すように決定した。

表-5.2 管理目標値

材 質	目 標 値		
	w (%)	$\rho_d(t/m^3)$	k (cm/s)
透 水 材 料	7~8	1.62	1.0×10^{-3}
難透水材料	10	1.85	1.0×10^{-5}

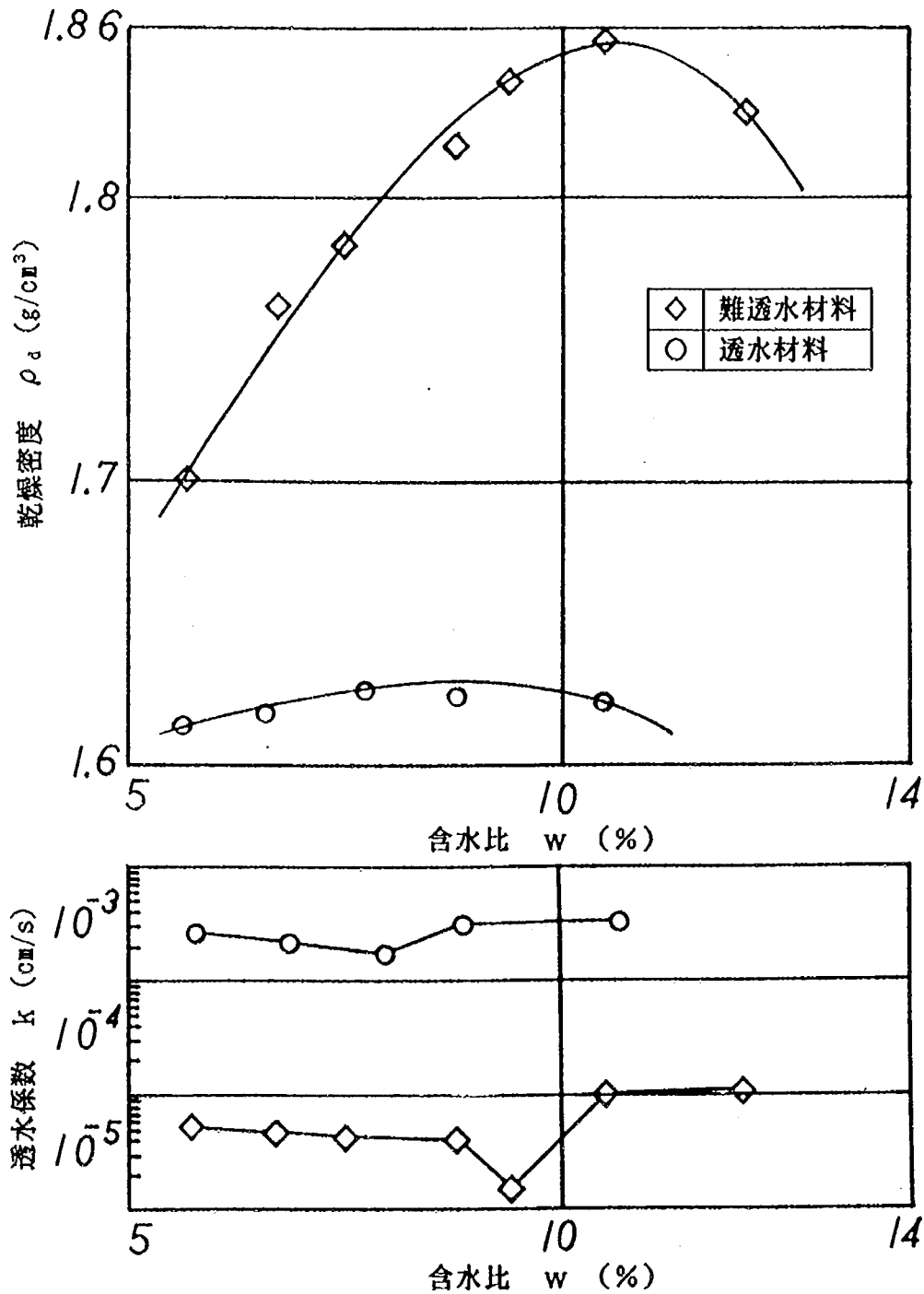


図-5.2 締固め、透水試験結果

5.2.2 人工地盤の作製

人工地盤は、透水材料と難透水材料を表-5.2に示す含水比に調整した後、目標密度が達成された場合に層厚が10cmになる質量を測定、図-5.1に示す土槽内に投入、撤き均らし、表-5.3に示す仕様を持つ電動ハンマを用いて締固めた。目標密度が得られる締固め仕様は、事前に小型の土槽を用いて決定しておいた。

表-5.3 電動ハンマの仕様

品 名	電動ハンマ (モデル8800)
締固め盤	$\phi 200\text{mm}$
質 量	36.50kg
打 撃 数	900回/min
電 圧	100V
電 流	14A
消費電力	1,350W
製 作	(株)マキタ電気製作所

人工地盤作製時の管理試験結果を表-5.4に示す。この表を見ると、透水層はほぼ目標に近い状態に仕上がったが、難透水層は事前試験を実施したにもかかわらず、乾燥密度は目標の 1.85t/m^3 よりもかなり小さくなった（平均 1.658t/m^3 ）。乾燥密度が 1.658t/m^3 程度の時の透水係数を図-5.2の締固め透水試験結果より推定すると、 $1 \times 10^{-4}\text{cm/s}$ 程度と思われ、透水性は目標よりも1オーダー上回っているようである。

表-5.4 管理試験結果

層		土の質量 (kg)	締固め平 均厚(cm)	湿潤密度 (g/cm ³)	含 水 比 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)	比 重	粒 度 (%)	
								0.42mm	0.074mm
透水層	1	390.96	10.086	1.723	7.13	1.608	——	——	——
	2	389.91	9.523	1.820	7.11	1.699	2.678	51.5	4.5
	3	408.20	10.259	1.768	7.09	1.651	——	——	——
難透水層	4	457.88	11.200	1.807	9.57	1.648	——	——	——
	5	457.88	11.046	1.842	9.65	1.680	2.345	69.3	37.9
	6	328.78	8.052	1.815	9.82	1.653	——	——	——
透水層	7	390.94	9.723	1.787	6.99	1.670	——	——	——
	8	390.33	9.752	1.779	6.92	1.664	2.693	47.3	7.4
	9	390.56	10.159	1.709	7.01	1.597	——	——	——
難透水層	10	456.80	11.023	1.842	9.70	1.679	——	——	——
	11	456.31	11.179	1.814	9.57	1.656	2.479	69.5	45.2
	12	328.70	8.132	1.796	9.90	1.634	——	——	——
透水層	13	390.52	9.714	1.787	7.02	1.670	——	——	——
	14	390.16	9.732	1.782	7.04	1.665	2.708	42.2	4.0
	15	390.67	10.421	1.666	7.10	1.556	——	——	——
透水層	①	3532.25	89.369	15.821	63.41	14.78	8.079	141.0	15.9
	②	392.47	9.930	1.758	7.05	1.642	2.693	47.0	5.3
	③	5.5699	0.2891	0.0456	0.0641	0.0428	0.0122	3.8026	1.4989
難透水層	①	2486.35	60.632	10.916	58.21	9.95	4.824	138.8	83.1
	②	414.39	10.105	1.819	9.702	1.658	2.412	69.4	41.55
	③	60.5675	1.4253	0.0172	0.1229	0.0165	0.0670	0.1	3.65

注) ①合計, ②平均, ③標準偏差。

5.3 多段埋設式地下水圧測定システムの設置

5.3.1 試験孔の形成

図-5.1に示す透水層と難透水層の互層の人工地盤作製時に、地盤中央部に0.074mmの目の金網を巻いた内径100mmの有孔管を設置しておき試験孔とした。

5.3.2 MGLパイプ

多段水圧測定を実行する主体である水圧計取り付けパイプ（MGLパイプ）の概要図を図-5.3に示す。なお、水圧計は各地層の中央に相当する位置、つまり底部から15, 45, 75, 105cmの地点に設置している。水圧計には、共和電業製のPGM-02KG（測定範囲：0.2kgf/cm²，非直線性：0.5%R0）を用いた。

5.3.3 シール材とフィルタ材の設置

試験孔内にMGLパイプを入れ、隙間のうち水圧計設置位置周辺には約10cm厚のフィルタ材をその他の部分にはシール材を孔口から投入することにより設置した。なお、シール材にはベントナイトを、フィルタ材には標準砂をあてた。

標準砂の比重、粒度試験結果を表-5.5に、密度、透水試験結果を表-5.6に示す。

表-5.6より、標準砂は粒度が均一であるため、設置方法の違いにより密度、透水性は大きく変化しないことがわかる。

シール材のベントナイトには、クニミネ工業製クニゲルV1を用いた。カタログによるクニゲルV1の物性を表-5.7に示す。また、このベントナイトの密度、透水試験結果を表-5.8に示す。

透水試験は変水位で実施したが、ベントナイトが水を吸収膨張する特徴を有しているため、水の流れが安定していない可能性が高く、透水性はやや高めに評価されていると考える。これらのことも総合的に判断すると、本シール材の遮水性は十分である。

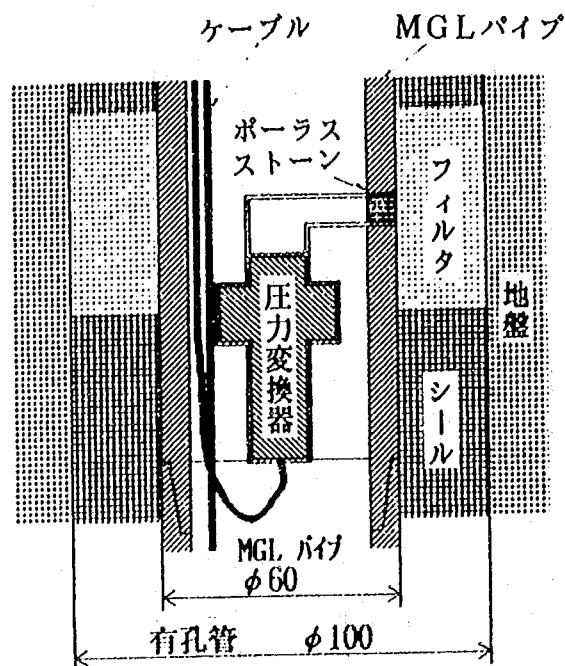


図-5.3 MGLパイプの概要図

表-5.5 比重、粒度試験結果（標準砂）

比 重	2.648		
粒 度	細砂分	0.42~0.074mm	98%
	シルト分	0.074~0.005mm	1%
	粘土分	0.005mm以下	1%

表-5.6 密度、透水試験（標準砂）

充填方法		乾燥密度 (t/m^3)	透水係数 k_{15} (cm/sec)
乾燥・自由落下	①	1.41	2.7×10^{-2}
	②	1.42	2.4×10^{-2}
	③	1.39	2.4×10^{-2}
	平均	1.41	2.5×10^{-2}
乾燥・自由落下後 $\phi 13mm$ 鉄筋棒によ り100回突き固め	①	1.57	9.0×10^{-3}
	②	1.56	1.8×10^{-2}
	③	1.56	6.9×10^{-3}
	平均	1.56	1.1×10^{-2}
飽和・自由落下 (水による 洗い流し)	①	1.49	2.0×10^{-2}
	②	1.43	2.3×10^{-2}
	③	1.48	1.9×10^{-2}
	平均	1.47	2.1×10^{-2}
飽和・自由落下後 $\phi 13mm$ 鉄筋棒によ り100回突き固め	①	1.57	1.2×10^{-2}
	②	1.62	1.2×10^{-2}
	③	1.58	1.7×10^{-2}
	平均	1.59	1.4×10^{-2}

注) k_{15} : 水温15℃での透水係数。

表-5.7 ベントナイト（クニゲルV1）の物性

産 地	山形県月布鉱山
真 比 重	2.6
粒 度	250mesh 90%以上通過
pH	9.0~10.5
水 分	10%以下
膨 張 力	16ml/2g以上

表-5.8 密度、透水試験結果（ベントナイト）

含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm^3)	透水係数 (cm/s)
17.0	1.130	3.60×10^{-7}
23.4	1.377	2.09×10^{-7}
30.7	1.331	4.53×10^{-7}
36.9	1.294	5.04×10^{-7}
45.8	1.150	5.35×10^{-7}

5.4 浸透試験

5.4.1 試験条件

浸透試験は、土槽の上流側の水槽水位を底部から140cmのところに固定し、下流側水位を120, 80, 60, 40, 20cmに調整し、安定状態での水圧を測定した。

5.4.2 試験結果

水圧測定結果を、透水層の透水係数 k_1 と難透水層の透水係数 k_2 の比 k_1/k_2 を10, 100と2種類に変化させて行った浸透流解析結果と併せて図-5.4に示す。この透水係数比は、人工地盤のそれとほぼ同値であるといっても差し支えない。この図より、実測値と解析値はほぼ一致していること、および上下流の水位差が大きくなると水圧分布は静水圧分布からかなりずれてくることがわかる。この結果から、孔内多点水圧測定は、被圧水のある帯水層地帯のみでなく、自由水面の傾いた流れのある地盤の水圧分布を知る場合にも非常に有効であることがわかる。

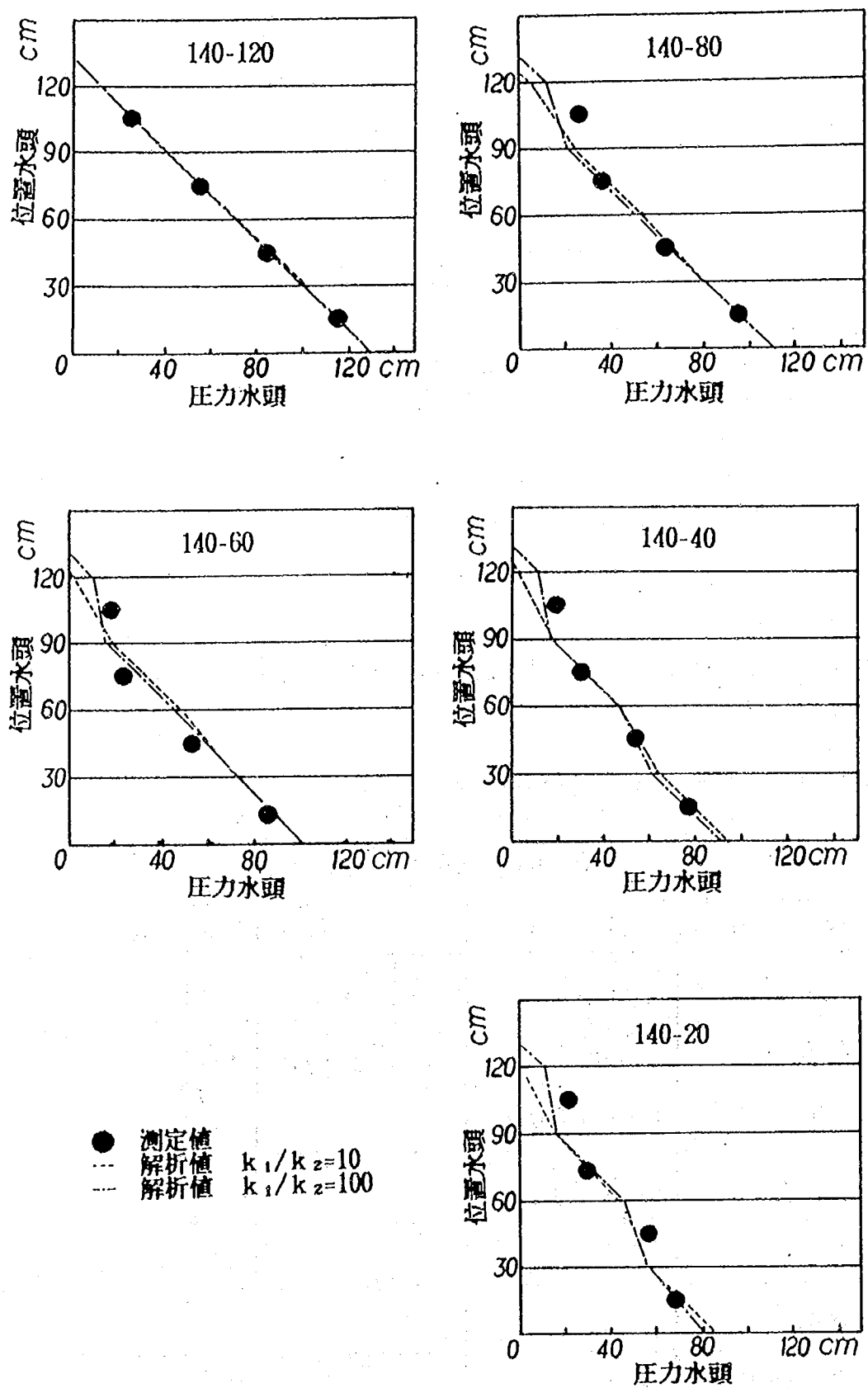


图-5.4 水压测定結果、浸透流解析結果

6. 予備試験

6.1 概説

本章においては、我々が提案した2種類のMGLシステムの実用化を目指し、必要な予備試験を実施したので、その検討内容をシステムごとに報告する。

6.2 多連パッカ式測定法に関する予備試験

6.2.1 試験項目

多連パッカ式測定法に関して、以下に示す項目について予備試験を実施した。

- ① 本測定法に関しては、アンダーリーミング作業が非常に重要なウェートを占める。そこで、アンダーリーミングに関する試験を行い、外管の材質の選定とシール材の強度とアンダーリーミング状況を観察する。
- ② 狭い試験孔内の空間に外管を建て込む作業を考えると、外管は比較的短いもので、連結しながら孔内に挿入することが望ましい。しかし、そのためには、連結部の強度を正確に押さえておく必要がある。

6.2.2 アンダーリーミング試験

(1) 実験目的

アンダーリーミングに適した外管の材質を選定するとともに、本作業に適するシール材の強度を把握する目的で行った。

(2) 使用機器

本試験に使用した機器の一覧を表-8.1にまとめて示す。

表-8.1 使用機器一覧

機 種	名 称	仕 様	数 量	備 考
ボーリングマシン	UD-5 (利根)	掘進能力 100~150m	1台	
送水ポンプ	NAS-3 (利根)	最大吐出量 65~130 l/min	1台	
流量計	DR-120		1台	
アンダーリーマ	日特式 アンダーリーマ		1式	
ミキサ			1台	シール材の ミキシング用
配管材			1式	
工具・その他			1式	

(3) 試験方法

表-6.2に示した外管および表-6.3に示した配合のシール材を用いて、表-6.4に示すアンダーリーミング用テストピースを6個作製した。

使用したアンダーリーマは既製の鋼管用およびシール材用アンダーリーマであり、その形状を図-6.1に示す。

アンダーリーミングはシール材強度が約 10kgf/cm^2 （ベントナイトセメントグラウト）および約 60kgf/cm^2 （強粘性グラウト）に達した時点で図-6.2に示す機器を用いて実施した。アンダーリーミングした位置は上部より $30\sim 60\text{cm}$ の 30cm の区間である。なお、送水圧力は $5\sim 30\text{kgf/cm}^2$ とし、試験中の

表-6.2 外管の種類

材 質	外径 (mm)	肉厚 (mm)	備 考
アクリル	90.0	5.0	
硬質塩化ビニル	89.0	5.5	VP-75
アルミニウム	90.0	5.0	純アルミ. JIS-1050
アルミ合金	92.0	5.0	Al-Mg合金. JIS-5052

表-6.3 シール材の配合

ベントナイト セメントグラウト	セメントの種類	早強ポルトランドセメント
	配 合	B/C= 0.05 W/(B+ C)= 2
強粘性グラウト	セメントの種類	早強ポルトランドセメント
	配 合	W/C= 1 増粘剤の添加量 1% (ただし、 セメント重量に対する百分率)

表-6.4 アンダーリーミング用テストピース

No.	ケーシングの材質	シール材の種類
1	アクリル	ベントナイトセメントグラウト
2	硬質塩化ビニル	ベントナイトセメントグラウト
3	硬質塩化ビニル	強粘性グラウト
4	アルミニウム	ベントナイトセメントグラウト
5	アルミニウム	強粘性グラウト
6	アルミ合金	ベントナイトセメントグラウト

状況により便宜変更した。

試験に際しては、アンダーリーミングに要する時間、送水量および送水圧力を流量計で自記記録した。また、リーミング後の切り口形状およびスライムを観察し、多連パッカ式ソンの設置に支障を来たさないか否かの判定を行った。

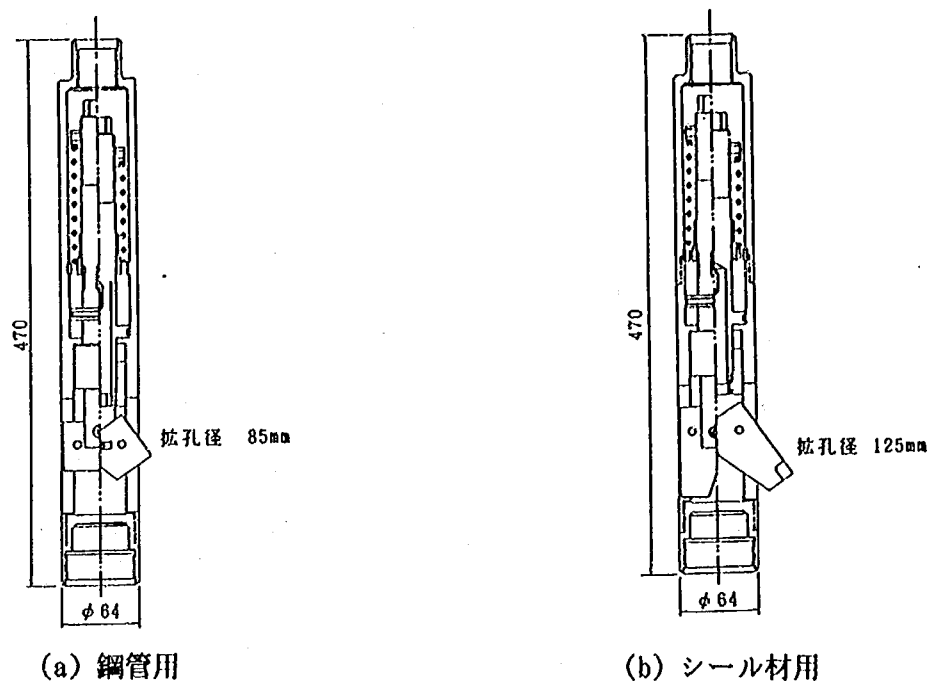


図-6.1 アンダーリーマ形状

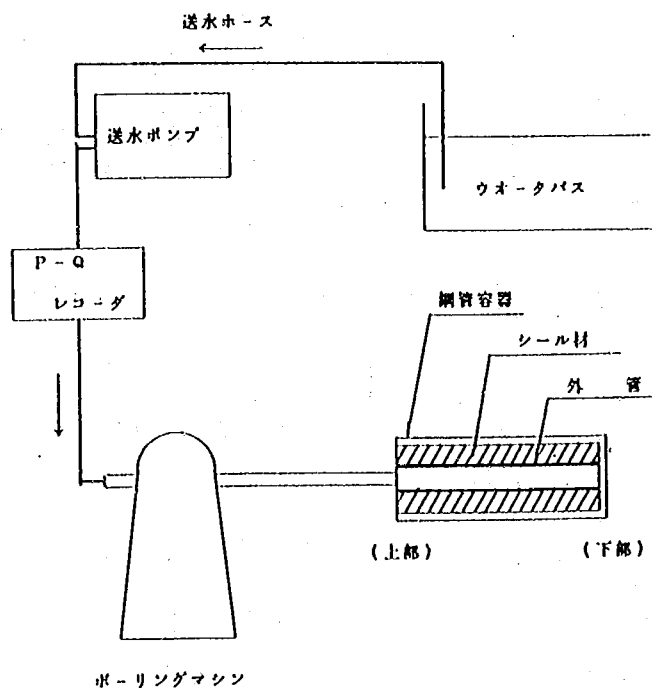


図-6.2 機器配置

(4) 試験結果

試験結果を表-8.5にまとめて示す。

アンダーリーミングを試みた外管の材料のうち純アルミ製パイプはリーミング中にリーミング区間の上部部分がシール材から剝離し、付着性が他の材料よりも劣ると推定された。

シール材の強度とアンダーリーミングの速度との関係は、シール材の強度が高いほど遅くなる傾向が認められた。しかし、各試験ごとに使用したリーマおよびリーミング方法が異なるため、どこまでがシール材の強度の影響であるのかは一概に判断できなかった。

なお、アンダーリーミングによる塩ビパイプの縦割れは、認められなかった。

表-8.5 アンダーリーミング試験結果

種 類	NO	条件	リーミング 時間 (min)	リーミング 径 (mm)	リーミング状況
アクリル	1	A	17	113	・ 1～5mmの破片状を呈し、スライムの排出は不可能
塩 ビ	2	A	10	85～99	・ スライムは削り節状 ・ パイプの内側を切削するのみで、シール材までリーミングできない
	3	C	15	133	・ スライムは削り節状 ・ シール材までリーミングしているが、孔壁は波打っている
純アルミ	4	A	12	135	・ スライムは2～5mmの粒状を呈し、孔外への排出は困難 ・ 孔内に1～10mmの破片および内側のみ切削されたパイプが残留 ・ 一部を除いてシール材までリーミングできない
	5	C	40	145	・ スライムは2～5mmの粒状を呈し、孔外への排出は困難 ・ シール材まで完全にリーミングでき、孔壁もスムーズ
アルミ合金	6	B	—	—	・ リーミング不能

条 件	シール材強度	送水圧力	使用リーマ (最大開翼幅)
A	9.0 kgf/cm ²	5kgf/cm ²	鋼管用 (ビット= 85mm)
B	9.0 kgf/cm ²	20～30kgf/cm ²	鋼管用 (ビット= 85mm)
C	59.4 kgf/cm ²	15～20kgf/cm ²	シール材用 (ビット= 125mm)

リーミング方法	
A・C	アンダーリーマを上下させて全体的に切削し、徐々に肉薄とした。
B	アンダーリーマを最上部で完全に開翼させ、最上部から徐々にリーミングした。

6.2.3 外管継手部分の強度試験

(1) 試験目的

外管として純アルミ等の軟質材料を使用した場合、強度の点で継手部分が問題になると予想される。このため、外管の建て込み時に作用する力に対して継手部分が耐えうるか否かを判定するため、一軸圧縮試験および引張試験を実施した。

(2) 試験方法

強度試験は本試験に先行して実施したアンダーリーミング試験により外管として適性であると判断した硬質塩ビパイプおよび純アルミパイプの二つに対して実施した。作製した供試体は一つの材料につき各試験毎に3個、計6個である。

継手方法はネジ式とし、6cmにわたって2mmピッチのJISネジを施した。供試体の形状は図-6.3に示すとおりであり、雄ネジを切った外管と雌ネジを切った鋼管を接合した。

ネジを切った部分とネジを切っていない部分の強度を比較する目的で全体の変位を計測するとともに、図-6.4に示す位置に歪みゲージ（PC-10-11：共和電業）を設置し、各部の歪み量を計測した。

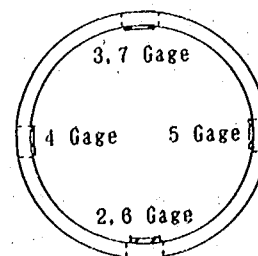
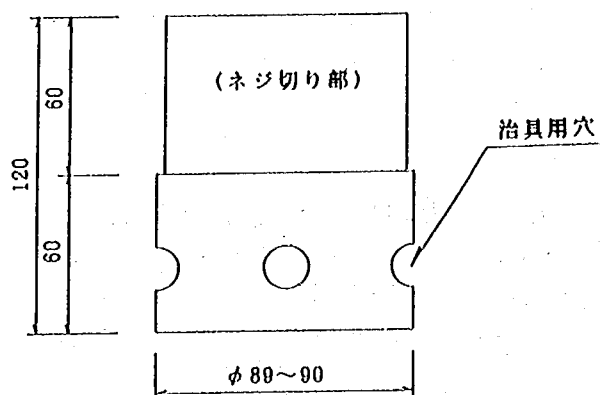
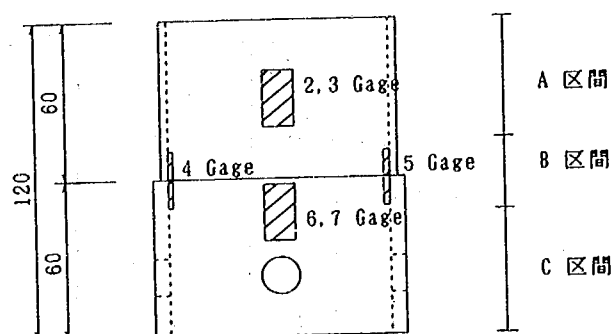
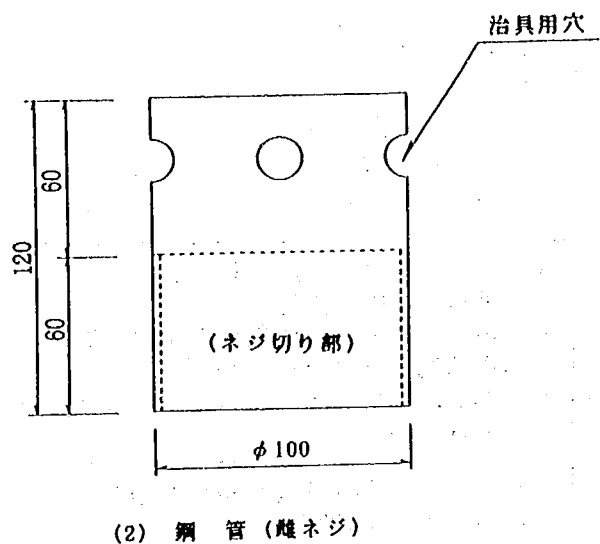


図-6.4 歪みゲージ設置位置

図-6.3 供試体形状

(3) 試験結果

表-6.6は各供試体に加えた最大荷重を示したものであるが、一軸圧縮試験、引張試験とも破壊にまで至った供試体はなかった。また、試験後の外管の接合部を観察した結果、一軸圧縮試験に用いたアルミパイプの内側の接合部（B区間）で図-6.5に示すように変形していた以外は変状は全く認められなかった。

個々の「荷重-歪み曲線」を見ると、一軸圧縮試験および引張試験とも供試体のネジを切っていない部分（A区間）に設置した6、7ゲージおよび接合部（B区間）の4、5ゲージはともに類似した挙動を示したのに対し、ネジ部（C区間）に設置した2、3ゲージからは、前者の数分の一しか歪みが検出されなかった。

一軸圧縮試験の「加重-歪み曲線」を見ると、塩ビパイプでは荷重6,000kgf程度で4～7ゲージの示す歪みが圧縮から引張の方向に逆転する現象が認められた。これはネジによって拘束されていない部分がはらみ出したためである。また、アルミパイプについては荷重10,000kgf前後でネジによって拘束していない部分が塑性変形している結果であり、図-6.5に示した変形はこの段階で生じたものと考えられる。

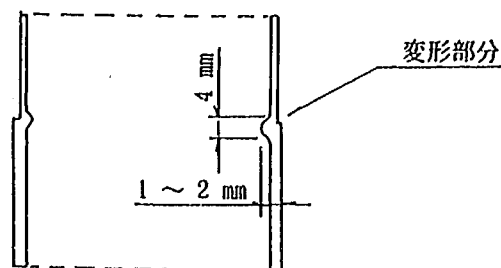


図-6.5 アルミパイプの変形状況

表-6.6 各試験の最大荷重

一軸圧縮試験			引張試験		
	No.	最大荷重(kgf)		No.	最大荷重(kgf)
アルミ	AAL.1	12,810	アルミ	HAL.1	6,170
	AAL.2	12,260		HAL.2	6,020
	AAL.3	12,290		HAL.3	6,020
	平均	12,450		平均	6,070
塩ビ	AEB.1	6,440	塩ビ	HBE.1	2,920
	AEB.2	6,590		HBE.2	2,940
	AEB.3	6,360		HBE.3	3,040
	平均	6,460		平均	2,970

6.2.4 まとめ

- 1) 4種類の材料を使用したアンダーリーミング試験の結果、外管の材質として硬質塩化ビニルが適することが明らかとなった。他の材質のうち、純アルミ製パイプはシール材との付着力が低く、アクリルは破片状のスライムが孔内に残存する点で不適当である。アルミ合金は本実験の方法ではリーミングが不可能であった。

2) シール材強度約 60kgf/cm^2 (強粘性グラウト) でアンダーリーミングを行った結果、アルミ合金を除いたいずれの外管の材料とも、問題なくリーミングできた。

3) 硬質塩化ビニル、純アルミ製パイプを用いた継手部分の強度試験結果、継手部の強度は、圧縮力・引張力ともに 3000kgf 以上を示した。このことから、いずれの材料とも継手部分は、建て込み時に作用する荷重に対して十分な強度を持つものと考えられる。

以上の結果より、外管の材料として硬質塩化ビニルパイプを選定する。また、アンダーリーミングに適するシール材の一軸圧縮強度は、 60kgf/cm^2 程度であることが判明した。

6.3 多段埋設式測定法に関する予備試験

6.3.1 試験項目

多段埋設式測定法においては、水圧計をMGLパイプに取り付けて埋設するため、一たん埋設すると水圧計をチェックすることができない。そこで、次章以降の水圧測定システムの実証試験に用いる水圧計の耐久試験を実施した。

6.3.2 試験方法

(1) 試験目的

水圧測定システムの実証試験に用いる水圧計の耐久性および測定データの信頼性を評価する。

(2) 試験方法

水圧計の圧力環境を一定とするため、水で満たしてある容器内に水圧計を設置し、水圧計の指示値と水圧計を設置している容器内の水温の二つの項目について、それぞれの値の変化を連続して測定・記録した。

(3) 水圧計

試験に用いた水圧計は、検定済みの圧力変換器 (PGM- 5KC (共和電業)) である。本器の圧力測定範囲は $0 \sim 5\text{kgf/cm}^2$ 、非直線性は $1.5\%R0$ である。また、この圧力変換器は、水中使用の仕様ではないため、本体に対して図-6.6に示す防水加工を施したものを試験に用いた。

なお、水圧計の校正係数は、 $0.0029\text{kgf/cm}^2/\mu$ である。

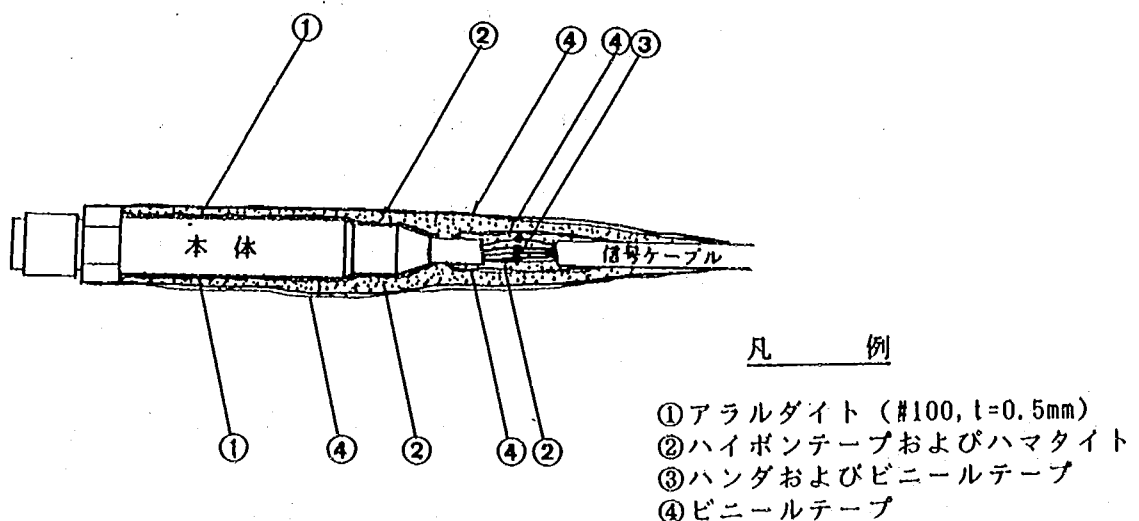


図-6.6 水圧計の防水加工

(4) 試験装置

試験は、表面に防錆加工を施したMGLパイプの中に水圧計を取りつけ、同パイプ内を樹脂で充填した後、これを水で満たされている容器内に設置することにより実施した。MGLパイプ内に樹脂を充填した目的は、水圧計の受感部以外の部分が水と接しないようにするためである。MGLパイプの構造を、図-6.7に示す。

試験装置は図-6.8に示すとおりであり、水圧の測定・記録にはデータロガ(TDS-301(東京測器))を用いた。

MGLパイプを設置した容器内の水量は、水圧計の受感部(図-6.7のポーラスメタルにあたる)の上部約20cmに水位を常に保つように調整し、水圧計の圧力環境を一定に保った。

(5) 測定の実施要綱

測定の実施要領を、下記に示す。

- ① 測定実施期間は昭和63年2月12日～6月22日の延べ132日間とした。
- ② 測定装置は、直射日光や急激な温度変化の影響を避けられる場所に設置した。
- ③ 水圧計の指示値の測定インターバルは6時間とし、毎日3, 9, 15および21時にデータロガで自動計測した。
- ④ 水圧計の指示値は、試験開始時の指示値からの変動量(ひずみ量)とした。
- ⑥ 毎朝9時に容器内の水温を棒状温度計を用いて目視で測定し、記録した。

6.3.3 試験結果および考察

(1) 試験結果

試験期間中の「水圧計指示値の経時変化」および「MGLパイプを設置している容器内の水温の経時変化」を図-6.9に示す。なお、本図に示した水圧計指示値は、1日に4回測定しているデータのうち9時に測定したものである。

実施期間中の水温の変化は、測定開始日から4月初旬までは概ね12℃を示し、ほぼ一定である。これに対し、4月中旬から測定終了日までは気温の上昇の影響を受け、水温は緩やかに上昇し、測定終了日には約17.5℃に達した。

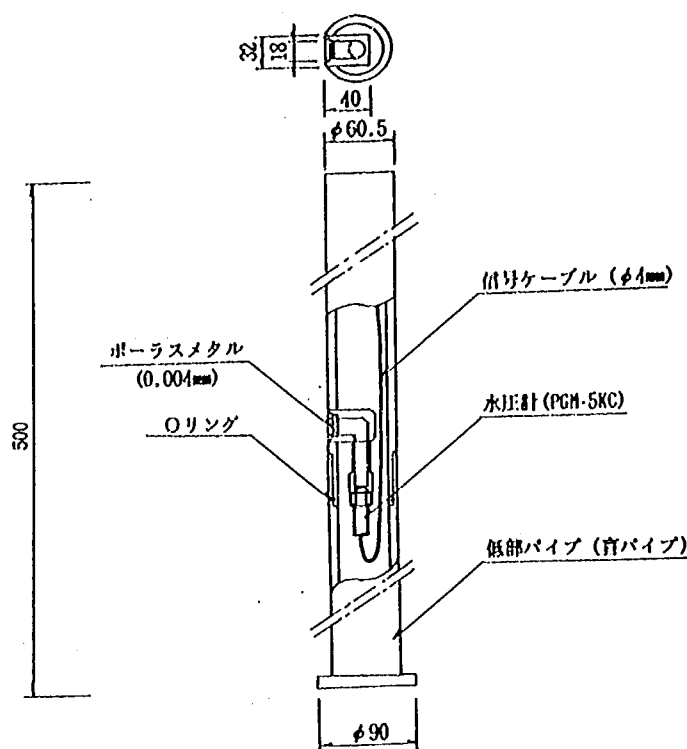


図-6.7 MGLパイプ

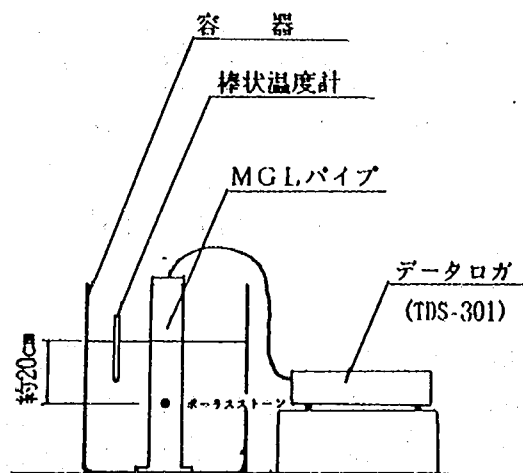


図-6.8 試験装置

水圧計指示値の経時変化は、測定日によって最大約 10μ のばらつきがあるが、測定開始日から4月初旬までは約 $0.25\mu/\text{日}$ の比較的緩やかな勾配（図-6.9の直線（A）に相当する）で増加した。これに対し、4月中旬から測定終了日までは4月中旬以前の約2倍にあたる約 $0.74\mu/\text{日}$ の勾配（図-6.9の直線（B）に相当する）で増加し、測定終了日には 86μ に達した。

水温と水圧計指示値との経時変化の関係は、図-6.9から明らかなように、水温が上昇し始めた時期と水圧計指示値が増加し始めた時期はともに4月中旬であり、一致している。また、個々のデータの関係に着目すると、水温が上昇すると水圧計の指示値が増大し、水温が低下すると水圧計の指示値が減少する傾向が認められる。以上から、水温の変化と水圧計指示値の間に密接な関係があると考えられる。

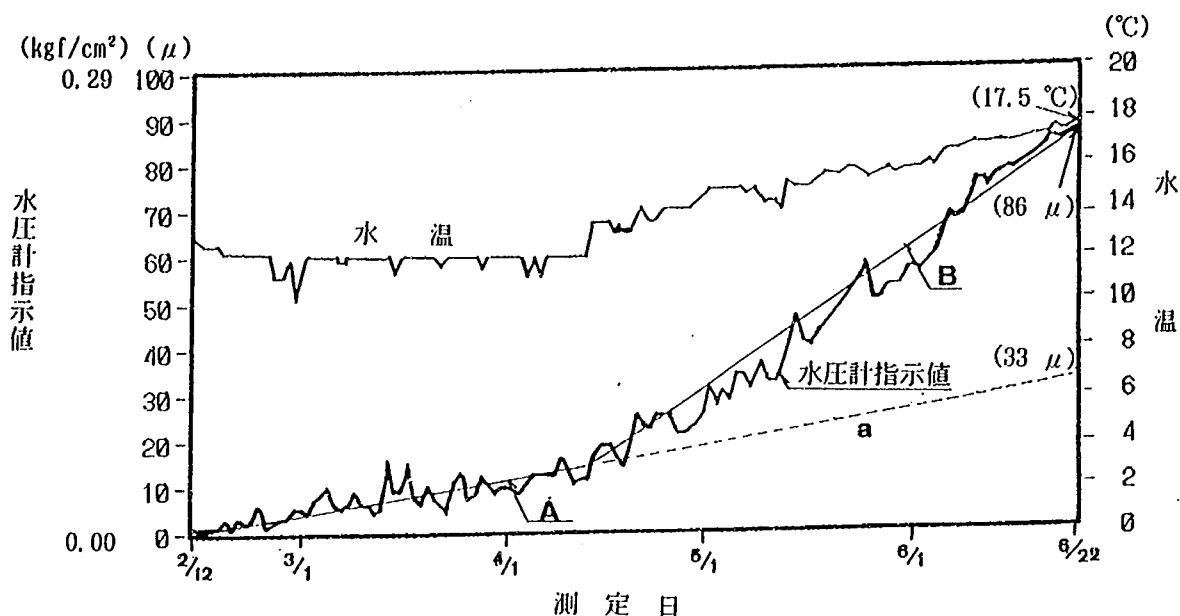


図-6.8 水温と水圧計指示値の経時変化

(2) 考察

(a) 水圧計のドリフト

測定開始日から4月初旬までの水温と水圧計指示値の関係に着目すると、水温は概ね一定であるのに対して、水圧計指示値は $0.25\mu/\text{日}$ の緩やかな勾配（図-6.9の直線（A）に相当）で増加し、4月10日には約 10μ に達している。この水圧計指示値の増加は、この期間中の水温がほぼ一定であることから、水圧計自身のドリフトと考えられる。

(b) 水温と水圧計指示値の関係

水温が上昇し始めた4月中旬以降の水圧計の指示値は、「水温の変化」と「水圧計自身のドリフト」の二つの影響を受けていると考えられ、単純に水温と水圧計指示値の関係だけを分離して議論できない。そこで、測定開始日から4月初旬に観測された水圧計自身のドリフトが、それ以前と全く同じ傾向（ $0.25\mu/\text{日}$ の割合でドリフトする）で測定終了日まで続いたと仮定する。この仮定により、図-6.9の破線（a）が得られ、測定終了日の累積ドリフト量は 33μ となる。したがって、測定終了日の水圧計指示値が 86μ であることから、水温の変化による水圧計の指示値の変化量は、 53μ となる。また、4月中旬から測定終了日までの水温の変化量が 5.5°C であることから、水温 1°C に対する水圧計指示値

の変化量の割合は、 $9.6\mu/^{\circ}\text{C}$ となる。

(c) 大気圧の影響

図-6.9から、個々の水温と水圧計指示値のデータの関係に着目すると、水温が上昇すると水圧計の指示値が増大し、水温が低下すると水圧計の指示値が減少する傾向が認められる。しかし、水温の変化に対応していない水圧計指示値の増減（ばらつき）も多く認められる。4月初旬までの水温がほぼ一定であった時期のデータを例にすると、隔日で最大約 10μ の増減があり、それらは必ずしも水温の変化と対応していないことがわかる。この原因として、大気圧の変化が測定値に対して影響を与えていることが考えられる。今回は大気圧のデータは測定していないので、この仮説は推定の域をでないものの、 10μ を圧力換算すると、 $\text{約}0.03\text{kgf}/\text{cm}^2=\text{約}30\text{mb}$ であることから可能性は大きいと考えられる。

6.3.4 まとめ

(1) 水圧計の耐久性

測定期間中に測定不能に陥るような水圧計の故障はなく、132日間以内での耐久性は確認された。しかし、経時測定終了時のMGLパイプの外観を観察したところ、MGLパイプ全体に防錆を目的としてペンキを塗布したにもかかわらず、水面下の部分は全体的に錆びていた。特に、導水部であるポーラスストーン部には、錆が凝集していた。この錆が測定値に対し、どのような影響を与えるかは不明であるが、凝集した錆が再固結した場合、ポーラスストーンが閉塞され、測定不能になる恐れがある。したがって、今後のMGLパイプの使用にあたっては、防錆対策を十分に検討する必要がある。

(2) 測定データの信頼性

本試験における測定開始日から測定終了日までの累積誤差は、 $86\mu(0.29\text{kgf}/\text{cm}^2)$ であった。したがって、求める精度にもよるが、水圧計埋設式による長期間を経た地下水圧測定データの信頼性は低いと考えられる。また、本試験により誤差の原因として「水圧計自身のドリフト」・「水温の変化による水圧計指示値の変化」および「大気圧の変化(?)」の三つがあることが判明した。したがって、測定データの信頼性を向上させるためには、それぞれの原因に適した測定値の補正方法を考案する必要がある。

7. 実証試験Ⅰ（システム設置と初期測定）⁷⁾

7.1 概説

前章までに、孔内多点水圧測定法の概念、意義をとりまとめるとともに、実際に測定システムを実用化する際に問題になるであろう点について予備試験を実施した。これらを受けて、本章では、提案した2つの測定システムの実用性の検証を目的に、実際のダムサイトにおいて実証試験を実施したので、その方法の概要、測定結果等について報告する。なお、本章では、水圧測定結果についてはシステム設置直後のものだけを記し、それ以後の長期測定結果については次章に譲った。

7.2 試験概要

7.2.1 目的

我々の提案した「多段埋設式地下水圧測定法」と「多連パッカ式地下水圧測定法」の実用性を孔長35mのボーリング孔2本を用いて検証し、その有効性を確認するとともに必要な改良点を明らかにし、今後の研究の基礎資料とする。

7.2.2 試験項目

試験項目を表-7.1に示す。

7.2.3 使用機器

実証試験に用いた機器を表-7.2にまとめて示す。

表-7.1 試験項目

種 別	名 称	単位	数量	摘 要
調査ボーリング	φ66mm	m	70	φ66mm、35m×2孔
透 水 試 験		回	11	
地下水圧測定	多段埋設式設置	m	35	
	多連パッカ式設置	m	35	アンダーリーミング 4回
	測 定 式	式	1	

表-7.2 使用機器一覧

No	機 種	名 称	仕 様	数量
1	ボーリングマシン	D 2 - G 58 (東邦)	掘進能力 150 m 所要動力 7.5 kw	2 台
2	給水ポンプ	タービンポンプ (アシハラ製作所)	最大圧力 20kgf/cm ² 最大吐出量 300 l/min 所要動力 15 kw	1 台
3	ボーリングポンプ	MS - 903 (丸山)	最大圧力 45kgf/cm ² 最大吐出量 110 l/min 所要動力 7.5 kw	1 台
		L - 3 3 (ヤンマー)	最大圧力 40kgf/cm ² 最大吐出量 208 l/min 所要動力 7.5 kw	1 台
4	自記流量圧力計	FP 型 (東都)	電磁式	2 台
5	グラウトポンプ	B G - 5 (東邦)	最大圧力 24kgf/cm ² 最大吐出量 70 l/min 所要動力 3.7 kw	1 台
6	手動ポンプ	手動ポンプ	手 動	1 台
7	ゼネレータ	(デンヨー)	出 力 75 KVA	
8	ロッド・ビット			1 式
9	アンダーリーマ	同左 (日特)	最大拡孔径 125 mm	1 式
10	シングルエアパッカ	水圧計内蔵 エアパッカ (日特)	φ66mm 用 最大測定水圧 10kgf/cm ²	1 式
11	ダブルエアパッカ			1 式
12	MGLパイプ	同左 (日特)	最大測定水圧 5kgf/cm ²	1 式
13	多連パッカ式ソンド	同左 (日特)	三連式 最大測定水圧 10kgf/cm ²	1 式
14	データログ	TDS-301(東京測器)		1 式
15	スキャナボックス	ASW-50A(東京測器)		1 式
16	窒素ボンベ・チューブ			1 式
17	足場材・仮設材・配管 材・工具・他			1 式

7.3 地下水位測定地点の選定と地質概要

7.3.1 地下水位測定地点の選定

実証試験にあたり、下記の条件を考慮して地下水位測定地点を選定した。

- ① 地表から10～15m程度の深さには地下水位が存在すると推察される位置であること（今回の実施孔長が、35mであるため）。
- ② 透水性の異なる数枚の地層から構成されたアバットメント斜面部であること。
- ③ 既存の調査孔が近傍にあること。
- ④ これまで実施された調査ボーリングで、ボーリング孔掘進に伴って孔内水位が低下し、出水の存在が予想される地点の近傍であること。
- ⑤ 二孔の地下水位測定孔の孔間距離を10～15m程度確保でき、両孔の孔口標高が概ね同じであること。
- ⑥ 両孔の地質状況に大きな差異がないこと。
- ⑦ 十分な作業スペースが確保できること。

上記の条件を総合的に判断し、決定した地下水位測定地点（地下水位測定孔（NO.1孔およびNO.2孔）地点）を図-7.1に示す。なお、地下水位測定孔の孔間距離は16.3mであり、孔口標高は両孔とも207.9mである。

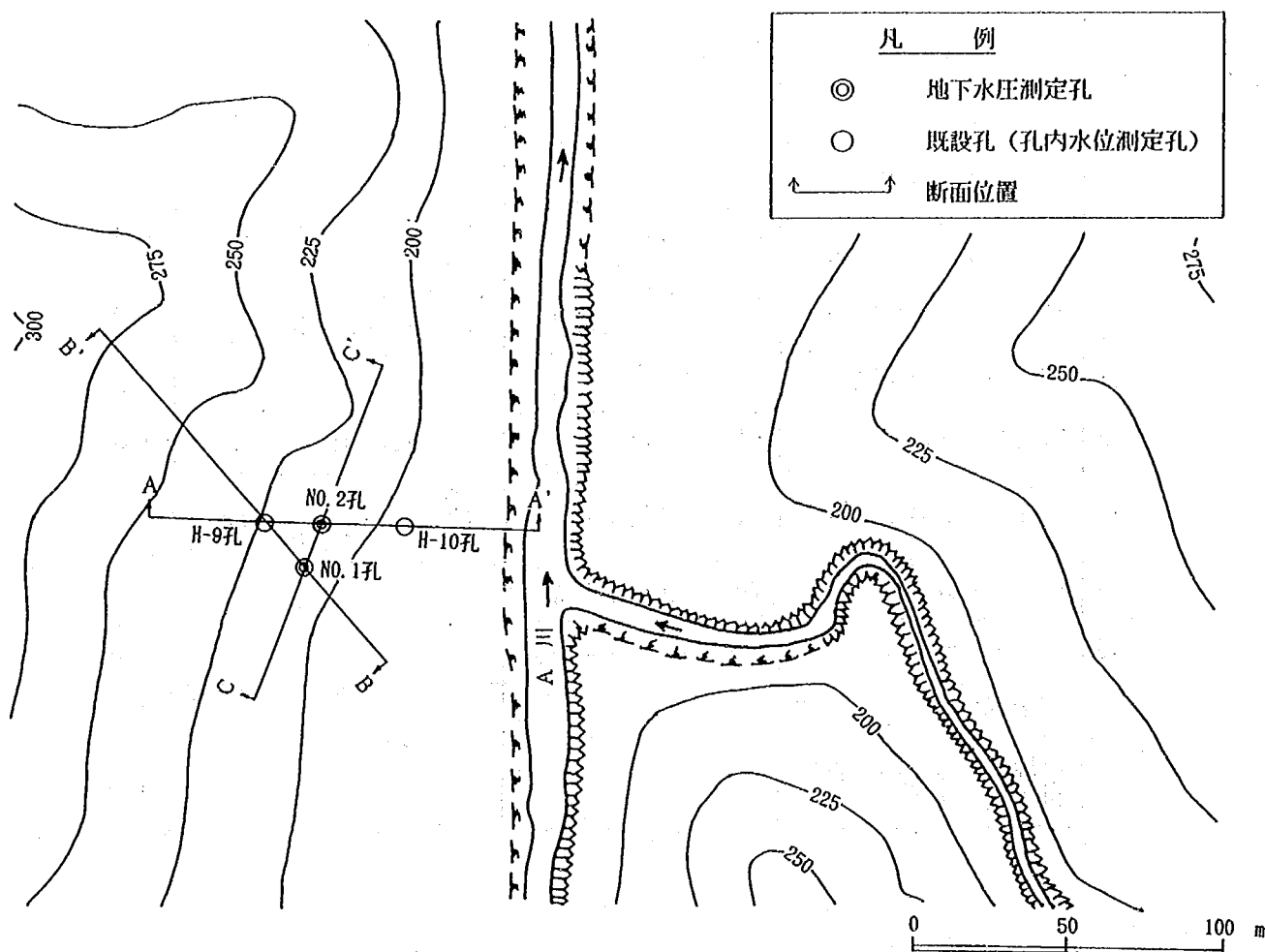


図-7.1 調査位置

7.3.2 地下水压測定地点の地質調査方針

地下水压測定に先だって、下記の3点を明らかにするため、あらかじめ選定した地下水压測定地点で $\ell=35\text{m}$ のボーリング調査および透水試験を実施した。

- ① 地下水压測定地点の地質状況と既往の調査資料を比較する。
- ② 多段埋設式地下水压測定孔と多連パッカ式地下水压測定孔の地質状況の整合性を確認する。
- ③ 地下水压測定点として望ましいボーリング深度を決定するための資料を得る。

表-7.3に調査工の諸元を示す。

表-7.3 調査工諸元

孔番	位 置	孔口標高(m)	掘進長(m)	透水試験(回)
NO.1	H-9孔の南方20m	207.90	35.0	6
NO.2	H-9孔とH-10孔の間	207.90	35.0	5

7.3.3 ボーリング調査

(1)調査方法

調査ボーリングはロータリーオイルフィード型ボーリングマシンを用い、削孔径66mmのオールコアボーリングとした。

削孔は表土等の軟質部ではメタルクラウンビットおよびシングルコアチューブを使用して無水掘進を行い、安山岩・自破碎安山岩の硬岩部ではダイヤモンドビットおよびエラスチックコアチューブを使用して清水掘進を行った。また、崖錐堆積物部等の孔内崩壊する部分は、ケーシングによる保孔を行った。

削孔中はボーリングマシンの油圧および回転数を調整して適正な掘進速度を保ち、コアを100%採取するよう努力した。また、毎朝、作業開始前に孔内水位を測定したほか、削孔中の排水色・逸水・湧水および孔内崩壊等に留意し、それらの位置と性状を記録した。

(2) 調査結果

各孔の地質状況は、以下のとおりである。

(a) NO.1孔(孔長:35.0m, 孔口標高:207.90m)

I) 崖錐堆積物(T I) GL- 0.00~6.90m

風化した安山岩礫を含む茶褐色粘性土である。

安山岩礫の礫径は平均 3~10cm、最大 60cmである。

II) 安山岩(A n II) GL- 6.90~27.60m

本岩は多孔質で塊状を呈し、流理構造が多少認められる。全体的に弱風化による赤褐色化が認められるが、上部の風化帯部を除いて岩質は堅硬であり、概ね $C_H \sim C_M$ 級岩盤に分類される。

割れ目は少ないが、傾斜30~60°のものが認められ、そのほとんどの割れ目面には赤褐色ないし黄褐色粘土が付着している。また、部分的に縦割れ目が発達し、岩片~角礫状コアを呈する。この傾向はGL- 17.9m以深で顕著であり、GL- 18.0~19.8m・21.3~21.6mおよび

22.3~25.7m付近で孔内崩壊を生じた。

なお、上部のGL- 8.6mまでは風化帯を形成し、粘土化が著しい(D級岩盤)。

III) 脆弱部 GL- 27.60~30.60m

角礫まじり粘土から成り、褐色を呈する。礫径5~40mmの安山岩をまばらに含み、基質は凝灰質である。

IV) 安山岩 (A n II) GL- 30.60~33.40m

本岩は多孔質で塊状を呈し、流理構造は発達していない。岩質はGL- 31.0~32.1m間を除いて堅硬であり、C_u級岩盤に分類される。

割れ目は少ないが、70°前後のものがまばらに認められ、そのほとんどの割れ目面には赤褐色ないし黄褐色粘土が付着している。

なお、GL- 31.0~32.1m間は強風化され、岩質は脆弱化している(C_L級岩盤)。

V) 自破砕安山岩 (A u) GL- 33.40~35.00m

本岩は塊状を呈する。風化による赤褐色化が認められるが、岩質は堅硬であり、C_u級岩盤に属する。

割れ目は少なく、70°前後のものがまばらに認められる程度である。割れ目面は、概ね新鮮である。

(b) N0.2孔(孔長:35.0m, 孔口標高:207.90m)

I) 崖錐堆積物 (T I) GL- 0.00~ 5.60m

風化した安山岩礫を含む茶褐色粘性土である。安山岩礫の礫径は、平均3~5cm、最大50cmである。

II) 自破砕安山岩 (A u) GL- 5.60~ 9.35m

GL- 5.60~7.20m間は強風化による粘土化が著しく、岩色は赤褐色を呈する。岩盤等級は、D級に属する。

GL- 7.20~9.35m間は風化による赤褐色化が認められ、岩質も若干脆弱化している。割れ目は2~3認められるのみで、割れ目面も密着している。岩盤等級は、C_u級に属する。

III) 安山岩 (A n II) GL- 9.35~35.00m

本岩は多孔質で、流理構造はあまり発達していない。上部で弱風化による赤褐色化が認められるが、岩質は堅硬である。

GL- 9.35~26.0m間は割れ目が少なく、塊状を呈する。GL- 9.35~17.35m間は、30~60°の割れ目が認められるが、概ね密着している。また、GL- 17.35~26.0m間は30~45°および70°前後の割れ目が認められ、そのほとんどの割れ目面には赤褐色ないし黄褐色粘土が付着している。岩盤等級はC_u~C_L級に属する。

GL- 26.00~34.25m間は部分的に弱風化による赤褐色化が認められるが、岩質は堅硬である。割れ目は、30°および45~60°のものが顕著に発達し、クラッキーである。また、ほとんどの割れ目面は、赤褐色~黒褐色を呈する。岩盤等級は、全体としてC_u~C_L級に属する。

GL- 34.25~35.0m間は、新鮮・堅硬で塊状を呈する良好岩盤である。岩盤等級は、C_u級に属する。

7.3.4 透水試験

(1) 試験方法

機器配置を図-7.2に示す。

本試験では、有効注入圧力を正確に知るために、図-7.3に示す水圧計内蔵エアバッカを原則として使用し、その他は「ルジオンテスト技術指針・同解説（建設省河川局監修）」に従って行った。なお、水圧計内蔵エアバッカに内蔵した水圧計は共和電業製の圧力変換器PGM-10KEで、その測定容量は 10kgf/cm^2 、非直線性は 1.0% ROである。

試験は試験区間長（L）を原則として 5.0m とし、注入圧力パターンは下記を標準として実施した。なお、極力岩盤破壊を生じないようにするため、最大注入圧力は 2.0kgf/cm^2 （口元圧力）とした。

<標準注入圧力パターン（口元圧力）>

$0.0 \rightarrow 0.5 \rightarrow 1.0 \rightarrow 1.5 \rightarrow 2.0 \rightarrow 1.5 \rightarrow 1.0 \rightarrow 0.5 \rightarrow 0.0$ (kgf/cm^2)

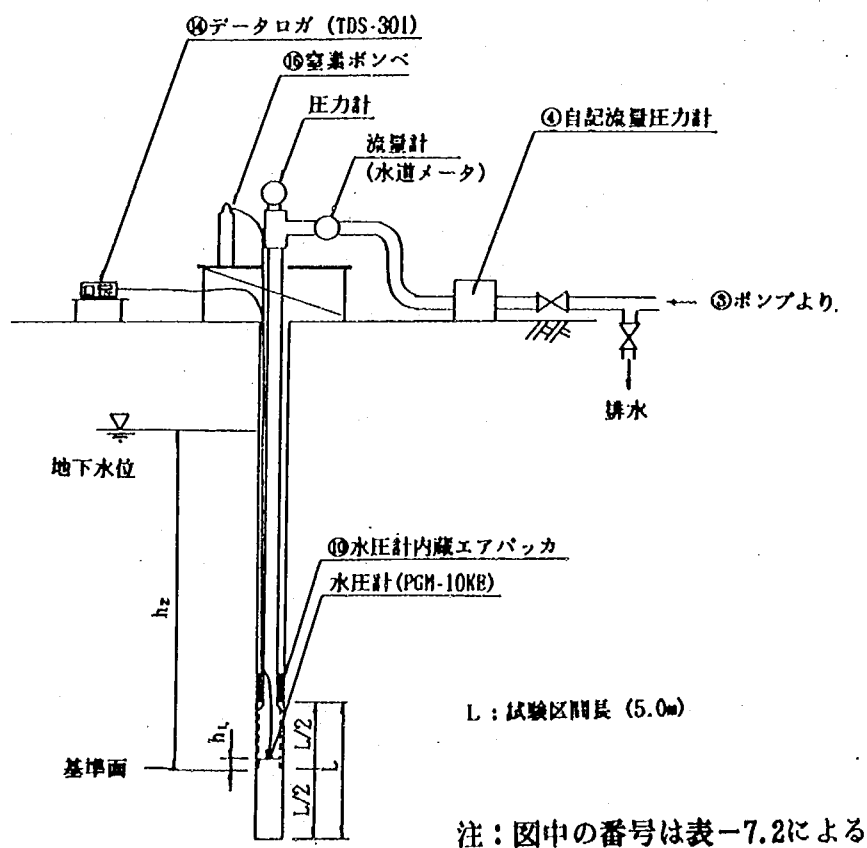


図-7.2 機器配置

水圧計内蔵エアパッカの使用により、管内損失水頭を考慮することなく有効注入圧力を式(7.1)から求められる(図-7.2参照)。

$$P = P_g + \gamma_w (h_1 - h_2) \quad \dots\dots(7.1)$$

ここに、 P : 有効注入圧力 (kgf/cm^2)

P_g : エアパッカ内蔵の水圧計指示値
(kgf/cm^2)

h_1 : エアパッカ内蔵の水圧計から試験
区間中央までの水頭 (m)

h_2 : 地下水位から試験区間中央までの
水頭 (m)

γ_w : 水の単位体積重量
($0.1\text{kgf/cm}^2/\text{m}$)

すべての試験で、有効注入圧力値は 10kgf/cm^2 未満であったので、求めたルジオン値はすべて換算ルジオン値である。なお、換算ルジオン値は式(7.2)を用いて算出した(図-7.4参照)。

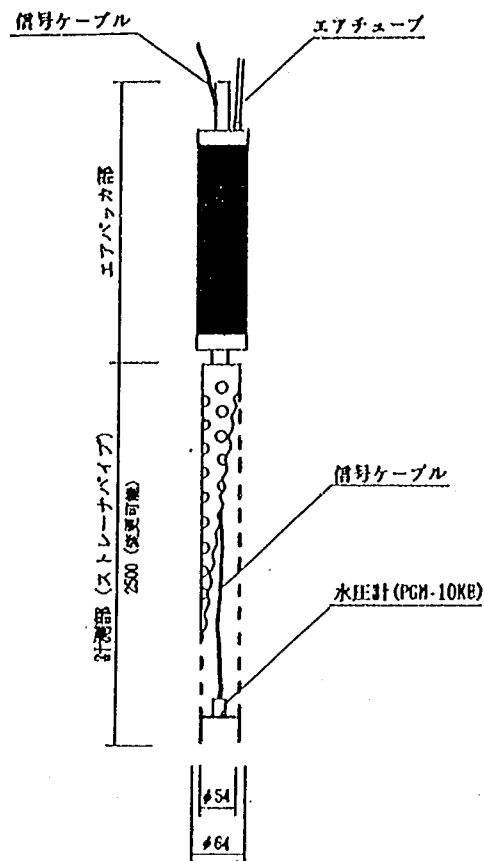


図-7.3 水圧計内蔵エアパッカ

$$Lu' = \frac{Q_2 - Q_1}{P_2 - P_1} \times 10 + \left\{ Q_1 - \frac{Q_2 - Q_1}{P_2 - P_1} \times P_1 \right\} \quad \dots\dots(7.2)$$

ここに、 Lu' : 換算ルジオン値 ($\ell/\text{min}/\text{m}/10\text{kgf/cm}^2$)

P_1, P_2 : 有効注入圧力 (kgf/cm^2)

Q_1, Q_2 : 単位注入量 ($\ell/\text{min}/\text{m}$)

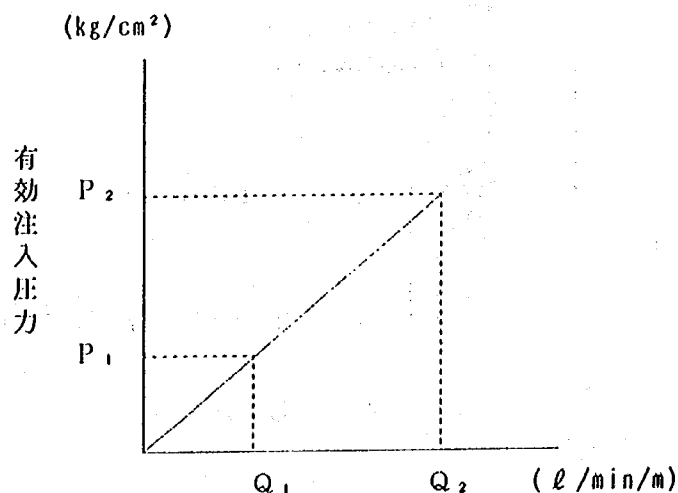


図-7.4 換算ルジオン値の求め方

(2) 透水試験結果

試験結果を表-7.4に示す。また、P-q 曲線を図-7.5~7.6に示す。

表-7.4 透水試験結果一覧

孔番	ｽﾍﾟｰｼﾝｸﾞ	試験区間 GL- 面	区間 長 m	孔 内 水 位 m	最大有 効圧力 kg/cm ²	限 界 圧 力 kg/cm ²	単位注入量 (ℓ/min/m)		換算ルジ オン値 Lu'
							最大圧力時	限界圧力時	
NO.1	1	9.6~12.0	2.4	10.72	3.11	—	20.8	—	61.5
	2	12.0~15.0	3.0	14.33	3.27	2.7	4.4	2.3	(14.9)
	3	15.0~19.2	4.2	16.80	4.09	3.0	6.2	3.5	(11.2)
	4	22.5~25.0	2.5	12.07	1.92	—	0.6	—	7.1
	5	26.7~30.0	3.3	13.30	1.55	—	5.9	—	28.1
	6	32.0~35.0	2.0	21.20	3.87	2.8	12.1	3.1	(21.4)
NO.2	1	8.0~15.0	7.0	4.64	2.77	—	0.0	—	0.0
	2	15.0~20.0	5.0	11.27	6.11	3.5	2.1	0.07	(0.3)
	3	20.0~25.0	5.0	14.99	7.40	—	0.1	—	0.1
	4	25.0~30.0	5.0	23.92	6.06	3.0	12.5	1.4	(5.3)
	5	30.0~35.0	5.0	23.35	4.85	3.7	3.9	2.4	(6.6)

注1) 有効注入圧力が全試験とも10kgf/cm²未満であるため、求めたルジオン値はすべて換算ルジオン値である。

注2) () 内に示した換算ルジオン値は、限界圧力が認められたものである。

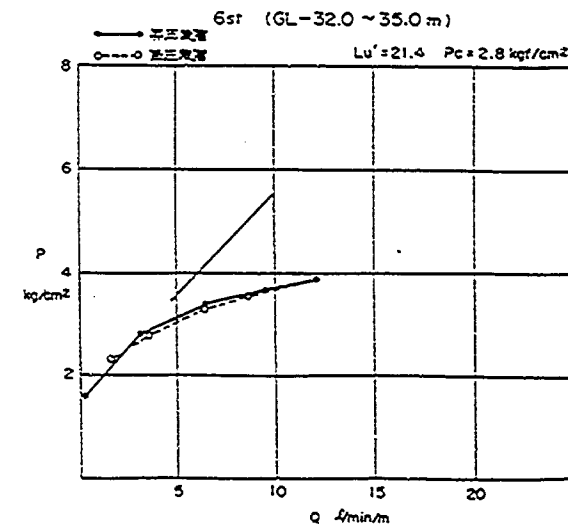
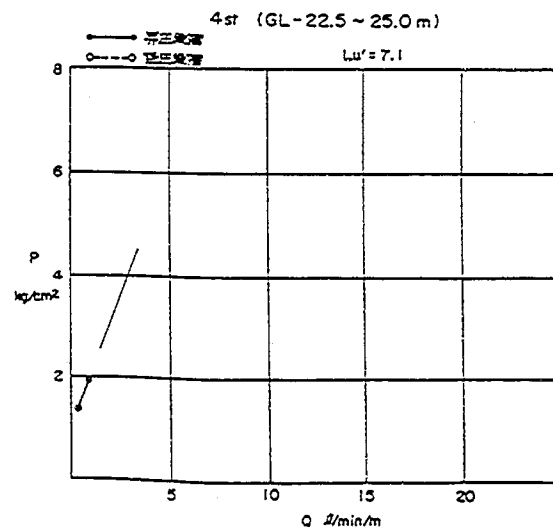
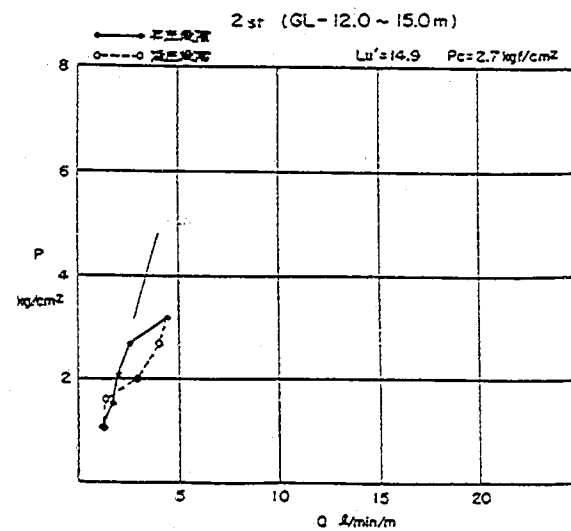
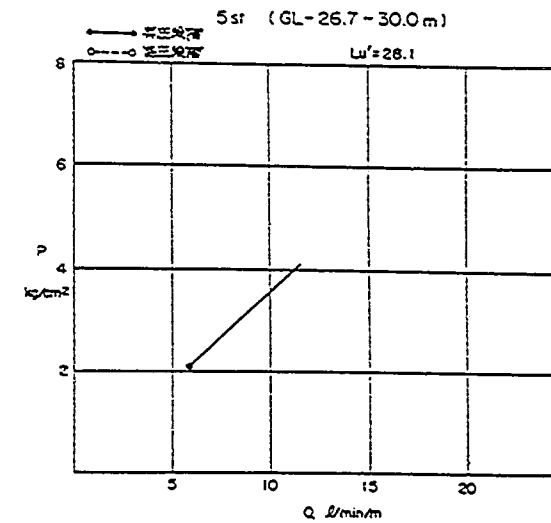
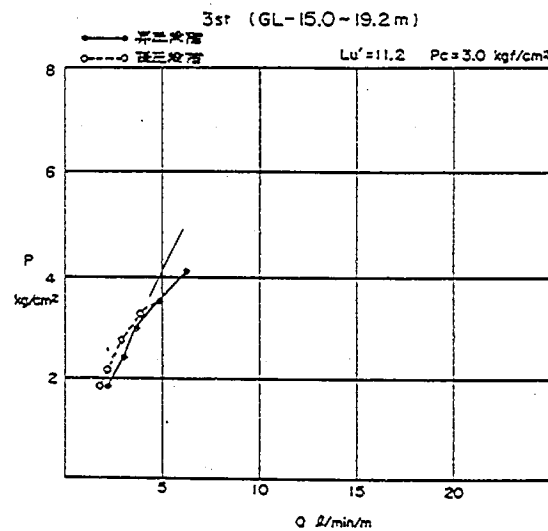
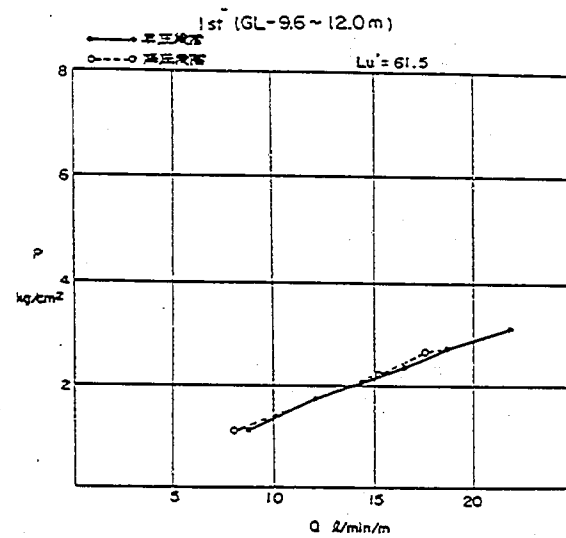


図-7.5 NO.1 孔 P-q 曲線一覧

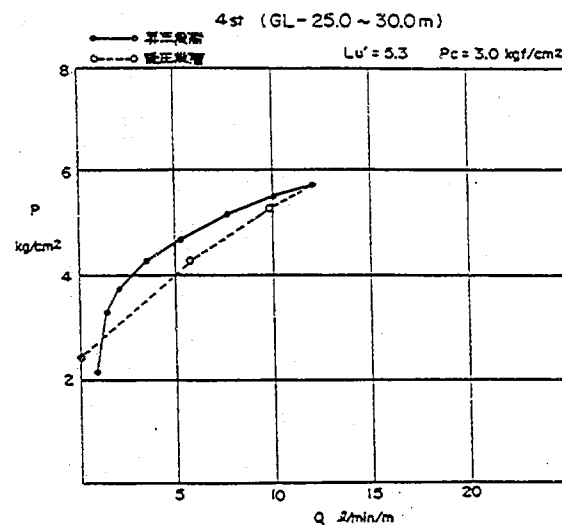
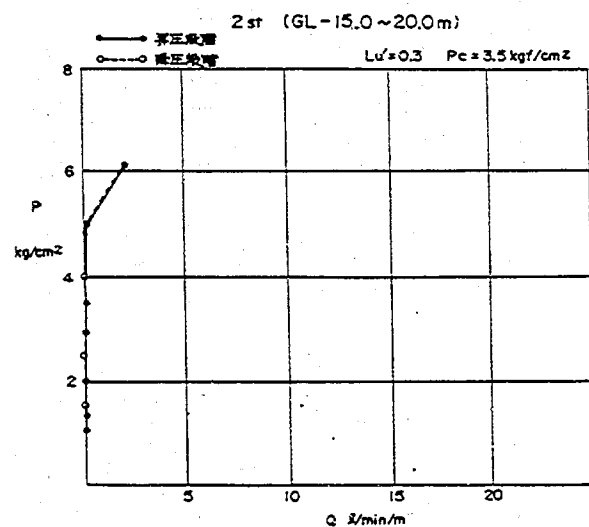
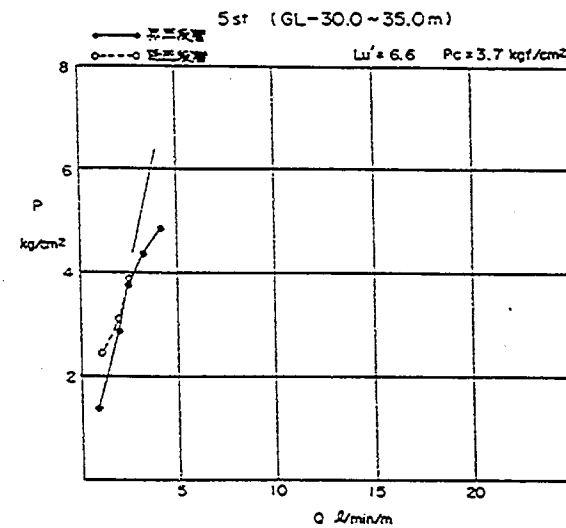
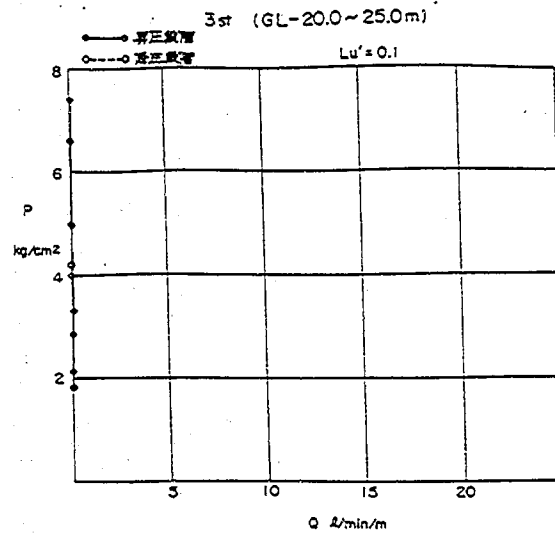
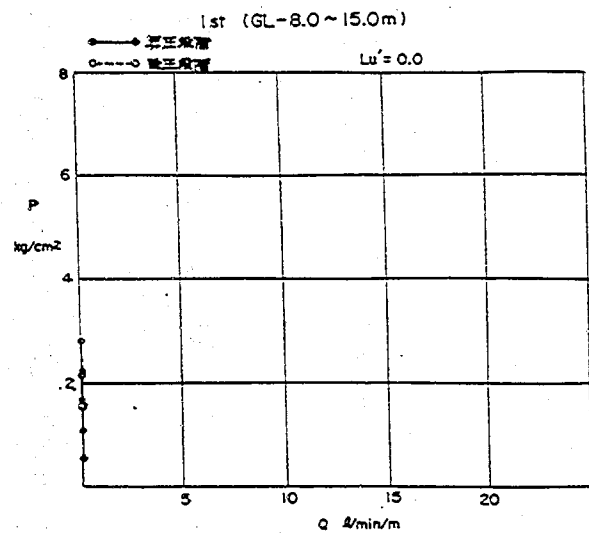


圖-7.6 NO.2 孔 P-q 曲線一覽

7.3.5 既往の調査資料との比較およびN0.1孔とN0.2孔との比較

図-7.1に示すA-A'、B-B'およびC-C'の3測線で断面図を作成し、図-7.7~7.9に示す。また、今回実施した2孔に合わせて既往ボーリング孔であるH-9孔およびH-10孔（昭和60年度調査）の掘進中の孔内水位変動を図-7.10に示す。

(1) 既往の調査資料との比較

以下に、既往の調査資料との比較を述べる。

1) 地質

概ね既往の資料と一致するが、今回の調査により下記の点が新たに判明した。

- ① N0.1孔のGL-27.60~30.60mに脆弱部が、認められた。
- ② 既往の資料ではN0.1孔の約GL-20m以深には自破砕安山岩が分布すると考えられていたが、GL-35mまで安山岩（An II）が分布しており、自破砕安山岩は確認されなかった。

2) 地下水位

N0.1孔・N0.2孔ともH-9孔で認められたような掘進中の一時的な孔内水位の安定現象は認められず、掘進の進捗に従って低下し、N0.1孔はGL-22.42m、N0.2孔はGL-23.23mで安定した。両孔の最終孔内水位はH-9孔およびH-10孔の調査資料から想定される最終孔内水位と合致し、既往の資料と整合性がある。

3) 透水性

H-9孔およびH-10孔の調査資料では、GL-20m以浅のルジオン値は概ね13~50ルジオン以上であり、GL-20~35m間は概ね3ルジオン以下となっている。

N0.1孔のGL-9.6~20m間のルジオン値は11.2~61.5ルジオンであり、既往の資料と整合性がある。これに対し、GL-20~35m間は7.1~28.1ルジオンであり、特に脆弱部（GL-27.60~30.60m）を含む試験区間では21.4~28.1ルジオンと既往の資料より大きな透水性を示した。

N0.2孔は0.0~6.6ルジオンであり、既往の資料と比較して全般的に小さな値を示す。特に、GL-6.0~25.0m間は、0.0~0.3ルジオンとその傾向が顕著である。

(2) N0.1孔とN0.2孔との比較

以下に、N0.1孔とN0.2孔との調査結果の比較を述べる。

1) 地質

構成地質は両孔で整合性がある。ただし、N0.1孔には非常にクラッキーな部分があり、孔内崩壊があったのに対し、N0.2孔にはそのような部分は認められなかった。また、N0.1孔には、GL-27.60~30.60m間に脆弱部が認められた。

2) 最終孔内水位

N0.1孔がGL-22.42m、N0.2孔がGL-23.23mであり、ほぼ一致している（両孔の孔口標高は、ともに207.90mである）。

3) 透水性

N0.1孔に比較してN0.2孔の透水性は小さく、その傾向は特にGL-25.0m以浅で顕著である。

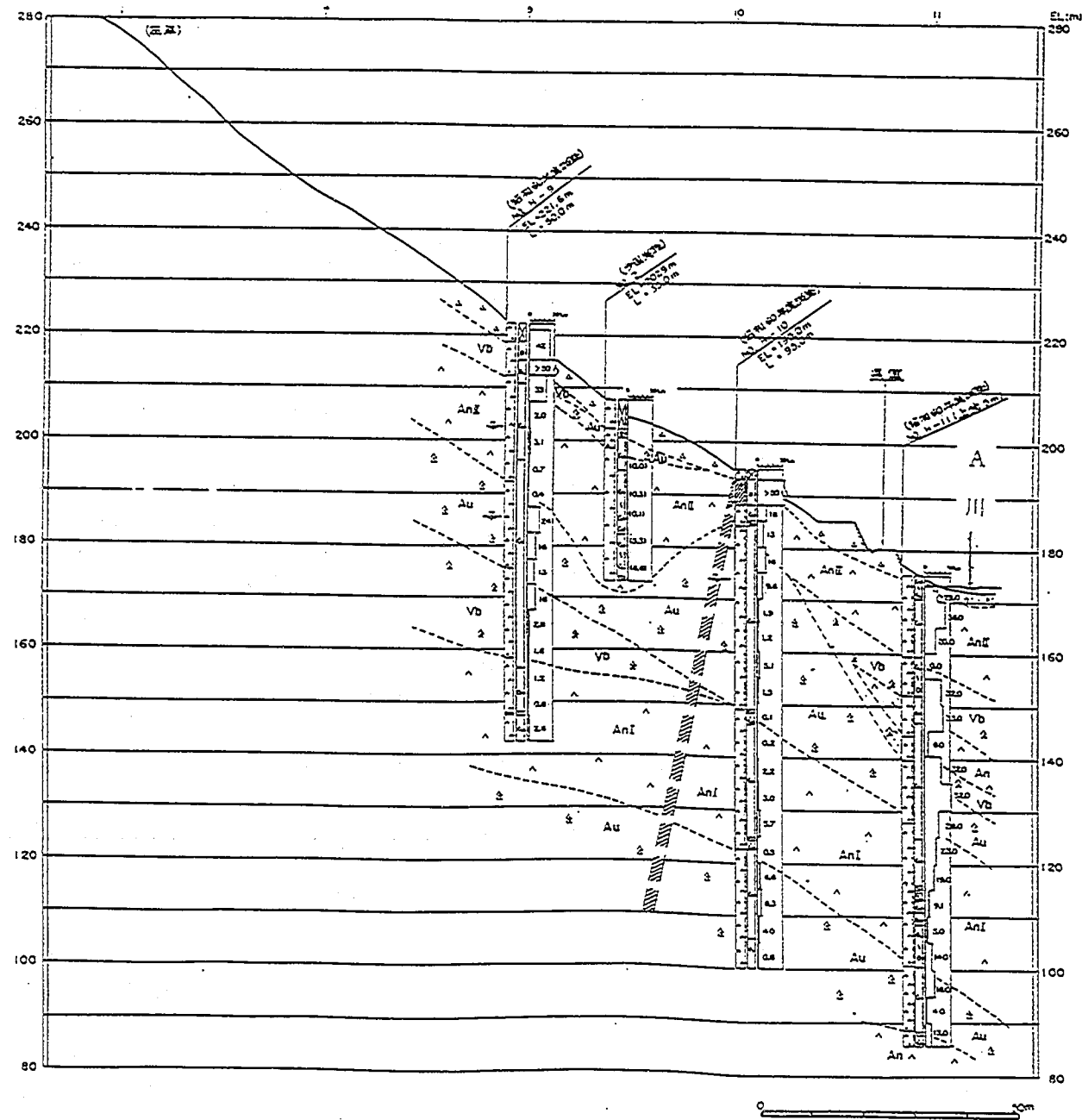
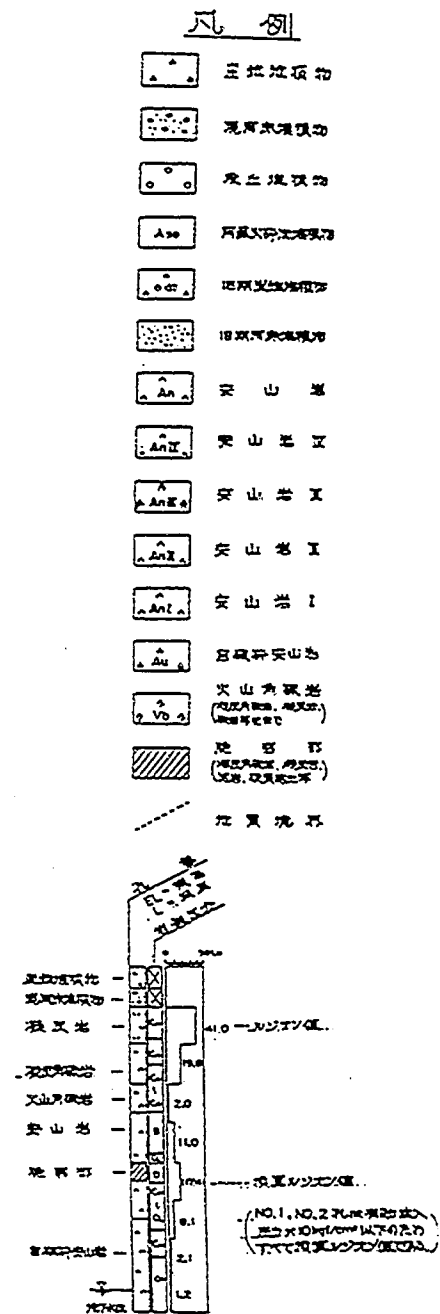
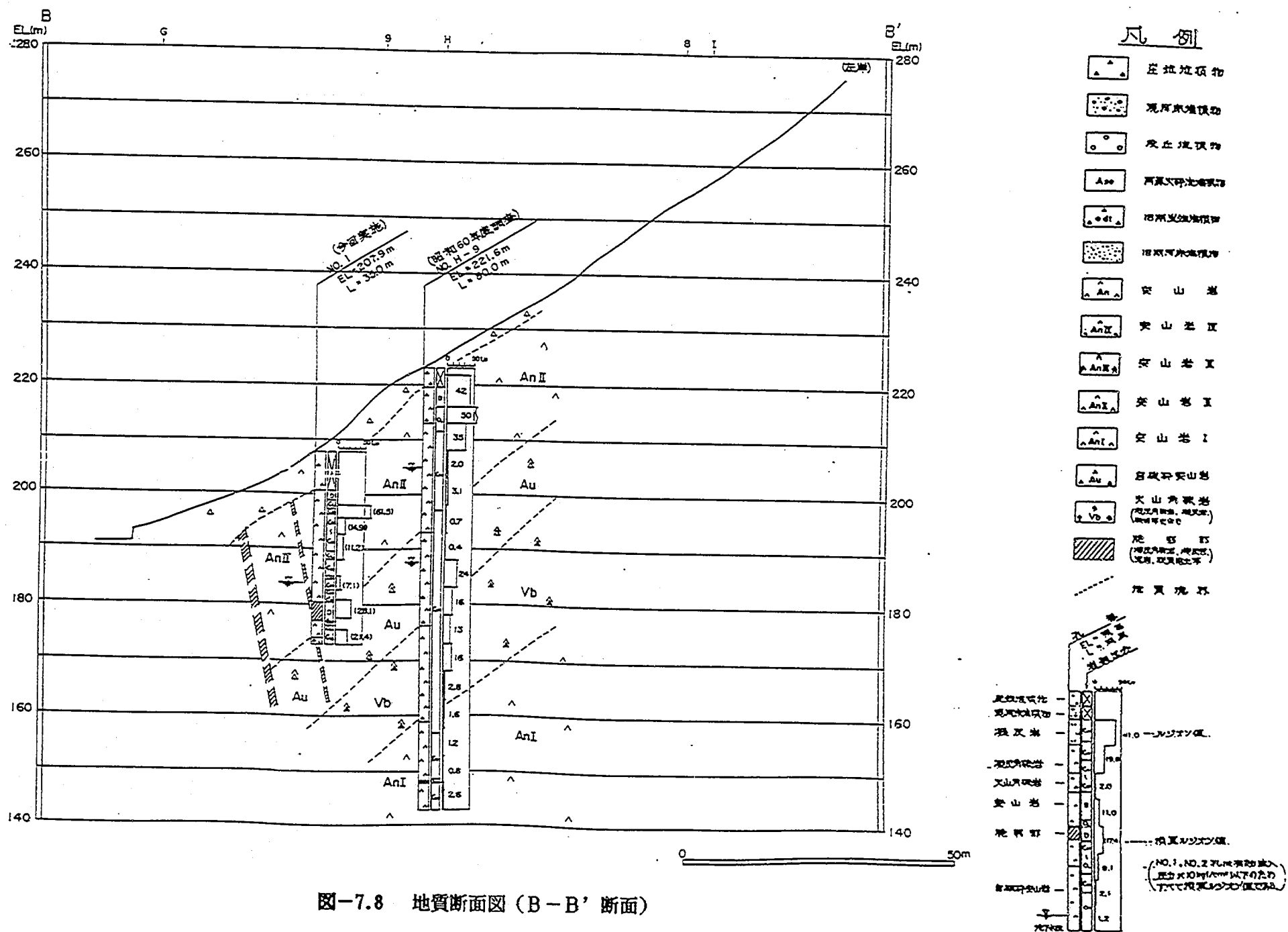


图-7.7 地质断面图 (A-A' 断面)





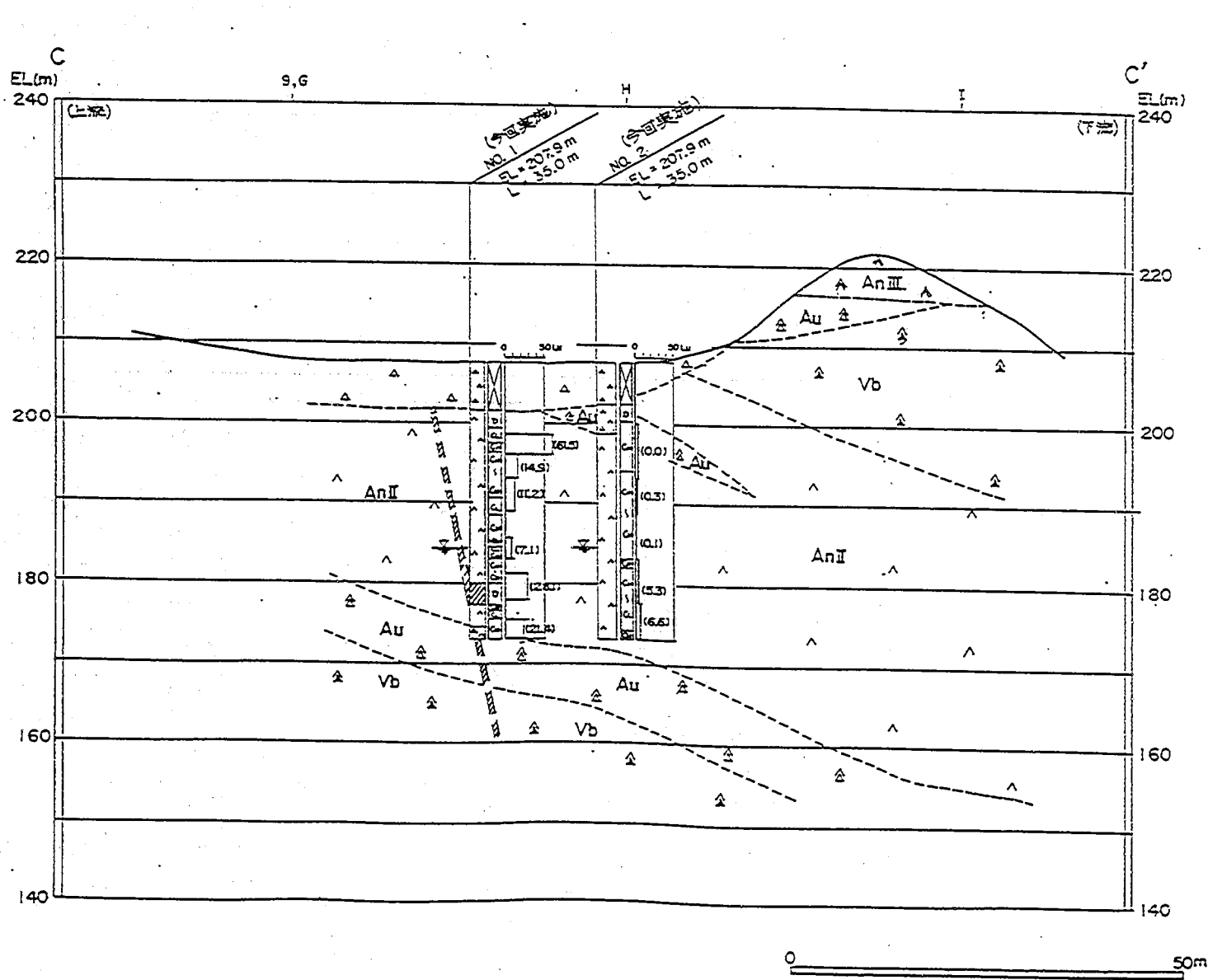
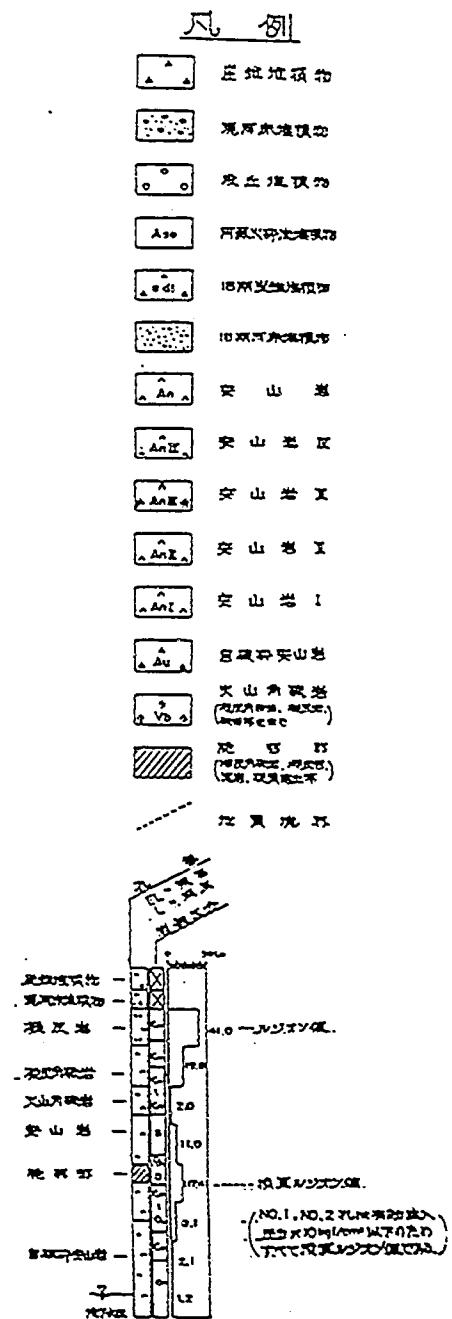


图-7.9 地质断面图 (C-C' 断面)



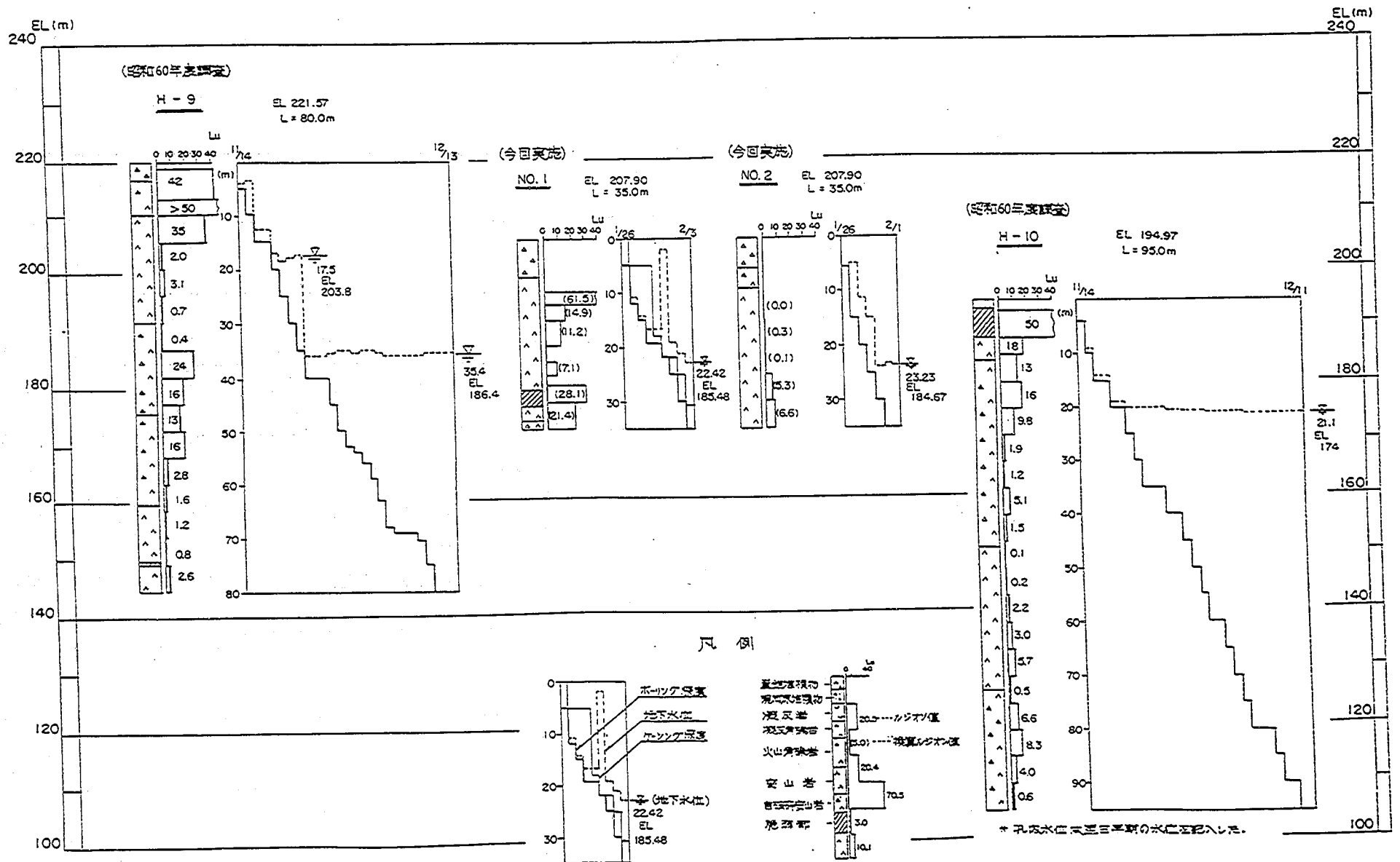


図-7.10 ボーリング中の孔内水位の変動

7.3.6 地下水圧測定地点の決定

今回の地下水圧測定は、多段埋設式測定法と多連パッカ式測定法の二つの異なる方法で実施した。しかし、多段埋設式測定法は地質条件に測定点を制約されないのに対し、多連パッカ式測定法は地質条件の制約を受ける。以下に、多連パッカ式測定法の測定点として好ましくない地質的条件とその理由を示す。

① 岩盤が不良である場合（例：破砕帯・クラッキー帯・粘土化帯）。

理由：アンダーリーミングに不向きであり、測定に先立つ設置作業ができない可能性が大きく致命的である。

② 岩盤の透水性が極端に小さい場合。

理由：多連パッカ式ゾンデを設置してから孔内水圧が本来の地下水圧と平衡状態に達するまでに長時間を要する。

上記の①より、孔内崩壊の認められたNO.1孔は、多連パッカ式測定法には適さない。したがって、NO.1孔で多段埋設式測定法を、NO.2孔で多連パッカ式測定法を実施した。また、上記②より、NO.2孔のGL-25.0m以浅は0.0~0.3ルジオンと難透水性を示すため、多連パッカ式測定法には不向きである。以上から、各測定方法の実施孔と好ましい地下水圧測定点の深さを表-7.5に示す。

表-7.5 多段埋設式測定法と多連パッカ式測定法の
実施孔と地下水圧測定点の好ましい深さ

地下水圧測定方法	実施孔孔番	好ましい地下水圧測定点の深さ
多段埋設式測定法	NO.1	深さの制約はない（どこでも可）
多連パッカ式測定法	NO.2	GL-25.0m以深

7.4 地下水圧測定の実施

7.4.1 多段埋設式地下水圧測定法

多段埋設式測定法の全体的な作業手順を図-7.11に示し、以下に個々の作業内容を述べる。

(1) 拡孔ボーリング

調査ボーリング完了後、同孔をロータリーオイルフィード型ボーリングマシンを用いて全孔長（ $l=35.5\text{m}$ （余掘り0.5m））にわたり、116mmに拡孔した。

拡孔ボーリングは清水掘進により行い、孔内崩壊を防ぐ目的で孔底まで径116mmのケーシングを挿入した。

孔底まで拡孔完了後、孔内のスライムを充分に除去した。

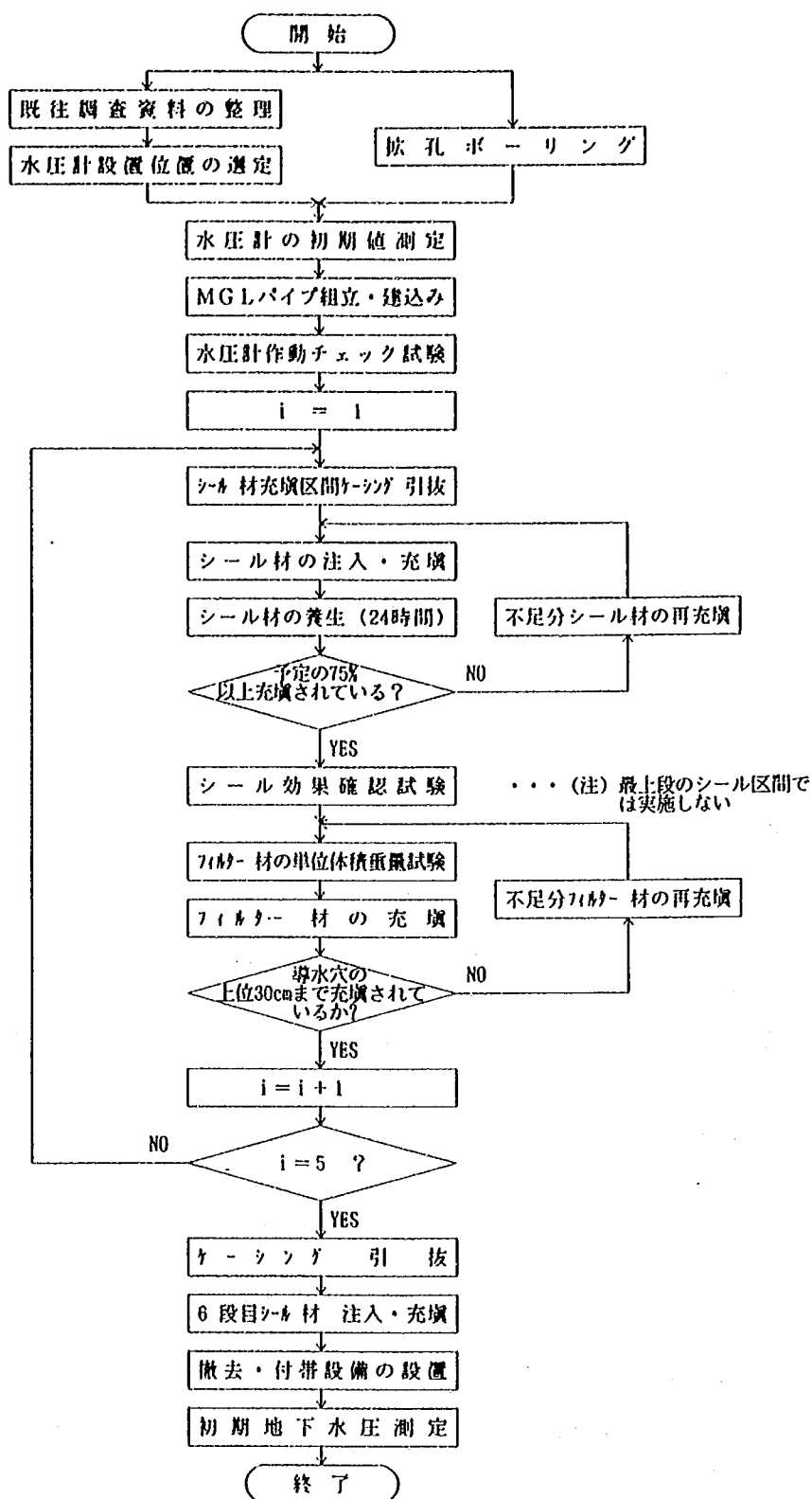


図-7.11 多段埋設式測定法の作業手順

(2) MGLパイプ組立て・建込み

MGLパイプの組立て図を図-7.12に示す。

調査ボーリングから得られたコア等の資料および多連パッカ式測定法の測定位置を考慮し、水圧計取り付けパイプの設置深度はGL-13.0m, 18.0m, 23.0m, 28.0mおよび33.0mとした。また、GL-34.5mには、水圧計のドリフトを調べるため、ダミーの水圧計を設置した。以下、それぞれの水圧計埋設箇所を標高上位から、M-1, M-2, M-3, M-4, M-5およびDMYと呼ぶことにする。

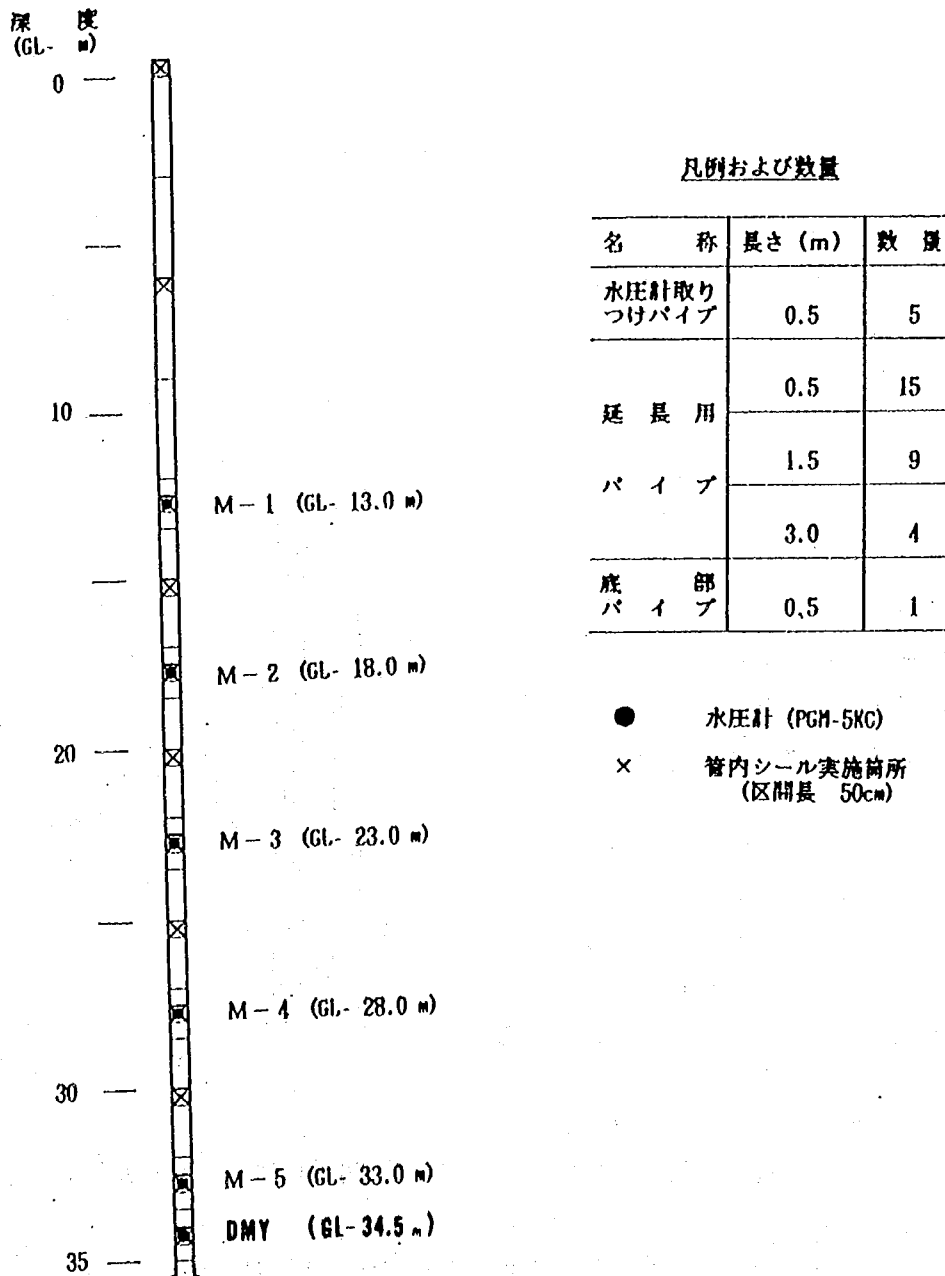


図-7.12 MGLパイプ組立て図

MGLパイプの孔内建込みは、導水穴（ポーラスストーン(0.04mmメッシュ)）が同一方向に向き、かつ所定の位置に設置されるように延長用パイプを組み合わせて行った。また、万一発生したパイプ内漏水による被害を最小限に止める目的で、水圧計取り付けパイプ内および各水圧計取り付けパイプ間の中間に位置する延長用パイプ内は、区間長50cmにわたり止水用樹脂を充填した。また、地上部からMGLパイプ内に雨水が流入するのを防ぐ目的で最上部にも区間長50cmにわたり止水用樹脂を充填した。

なお、水圧計を孔内に建込む直前に、水圧計取り付けパイプにセットした状態で各水圧計のイニシャル値（水圧0.0kgf/cm²に相当する値）を測定・記録した。

(3) MGLパイプ埋設

建込んだMGLパイプと孔壁とのクリアランスに、水圧計取り付けパイプ部にはフィルター材を、その他の部分にはシール材を充填した。以下に、シール材およびフィルター材のそれぞれの充填方法を述べる。

なお、MGLパイプ建込み完了時には水圧計の作動チェック試験を、また各段のシール作業完了時には当該シール区間のシール効果確認試験をそれぞれ実施した。

(a) シール材の充填

シール材の充填方法を図-7.13に示す。

シール材の充填は、シール材充填区間のケーシングを引抜いた後に、シール材注入用チューブ（外径12mm）を挿入用鋼棒（径10mm）を用いて所定の深さまで挿入し、孔内水と置換させながら所定量のシール材を手動ポンプで圧送、注入した。シール材注入終了後、チューブ内に残留している余剰シール材が流れ出ないようにポンプの口元バルブを閉め、速やかにチューブおよびチューブ挿入用鋼棒を引抜いた。

なお、シール材注入用チューブの挿入および引抜き時に、シール材が導水穴（ポーラスストーン）に付着しないようにするため、同一方向に設置した導水穴の背面のスペースで作業を行なった。

シール材は、セメント系グラウトに特殊な増粘剤を添加した強粘性グラウトを用いた。なお、シール材の硬化時間は養生温度の影響を大きく受けるため、その配合は現場の環境において24時間以内に硬化するものを現場配合試験により求め、施工性も考慮して決定した。シール材の配合とその性状を表-7.6に示す。

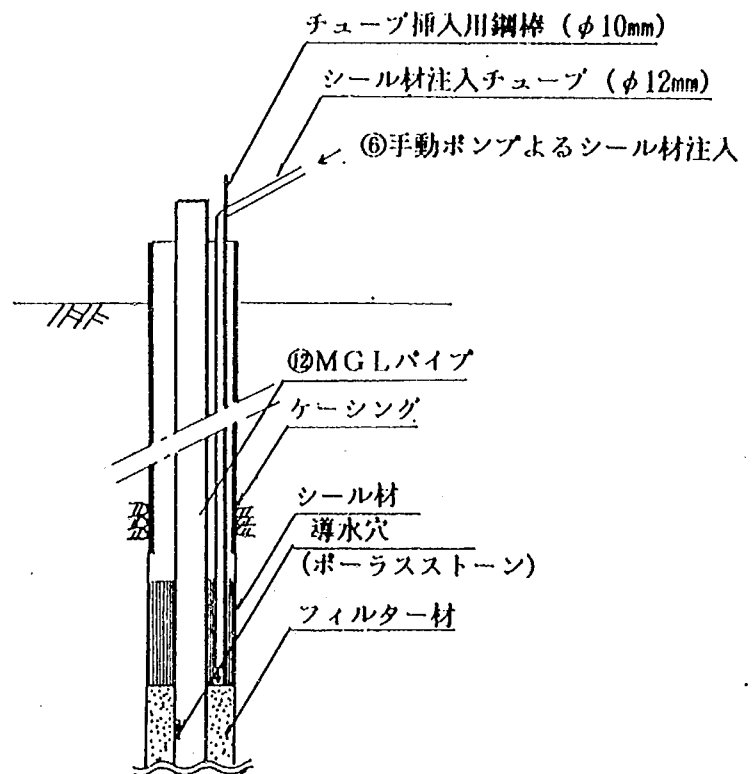


図-7.13 シール材の充填

表-7.6 シール材の配合および性状

セメントの種類		早強ポルトランドセメント	
配	合	W/C=1	
		特殊増粘剤	0.5%*
性	状	硬化促進剤	10.0%*
		ブリージング率	5%以下
		プレパクトフロー値	15秒以上

(* : セメント重量に対する百分率)

一段のシール区間長は、原則として4.0mとした。孔内に注入するシール材の量(Q)は、孔内崩壊等による孔径の拡大は考慮しないこととして、式(7.3)より算出した。したがって、シール区間長(L)=1.0m当たりの注入量(Q)は、7.69ℓである。

$$Q = \{ (D_1/2)^2 - (D_2/2)^2 \} \times \pi \times L \times 10^{-3} \quad \dots\dots(7.3)$$

ここに、Q : 孔内に注入するシール材の量(ℓ)

D₁ : 孔 径 (mm) 116mm

D₂ : MGLパイプの外径 (mm) 60.5mm

L : シール区間長 (m)

シール材の養生時間は24時間とし、この間はフィルター材の投入は行わないこととした。養生終了後、鉄筋棒を孔内に挿入し、シール材の上面が予定深度まで上がってきているかどうかを確認した。この時、シール材の充填された区間長が予定の75% 以下であった場合は、所定の高さまでシール材を再注入した。

なお、GL-4.5m以浅はシール材の地盤への逸出が顕著であり、シール材の上面が孔口まで上がってこなかったため、粉体のセメントを孔口から投入してシールをした。

(b) フィルター材の充填

フィルター材充填区間のケーシングを引抜いた後、フィルター材を孔口よりそのまま投入した。フィルター材充填区間は、孔内に建込んである水圧計の位置を中心として上下50cm、合わせて1.0mを原則とした。なお、フィルター材として、洗い砂を用いた。

孔内に投入するフィルター材の一箇所当たりの重量(W)は、式(7.4)より求めた。ただし、砂の単位体積重量(γ_t)は、2kgの砂をメスシリンダー(2000ml)内で水中沈澱させ、そのときの砂の体積を測定することにより求めた。フィルター材充填区間長(L)1.0m当たりの砂投入量は、式(7.4)より12.9kgである。

$$W = \{ (D_1/2)^2 - (D_2/2)^2 \} \times \pi \times L \times \gamma_t \times 10^{-3} \quad \dots\dots(7.4)$$

ここに、W : 一箇所当たりの孔内に投入するフィルター材の量(kg)

D₁ : 孔 径 (mm) 116mm

D₂ : MGLパイプの外径 (mm) 60.5mm

L : フィルター材充填区間長 (m)
 γ_t : フィルター材の単位体積重量 (gf/cm^3) $\cdots 1.68 \text{ gf}/\text{cm}^3$

所定量のフィルター材を孔内に投入した後、図-7.14に示す特製の押込み具によりフィルター材を押し込むとともに設計の位置まで充填されているか否かのチェックを行った。この時、導水穴からフィルター材上面までの被り高さが、所定の50cmに対して30cm以下であった場合には、不足分を再充填した。

(c) MGLパイプ埋設結果

MGLパイプの埋設完成状態を図-7.15に示す。

各段のシール区間別の実際のシール材注入量を表-7.8に、また各フィルター材充填区間別のフィルター材投入量を表-7.9にまとめて示す。

なお、表-7.8および表-7.9に示した区間名称は、表-7.7に示す位置にそれぞれ対応する(図-7.15参照)。

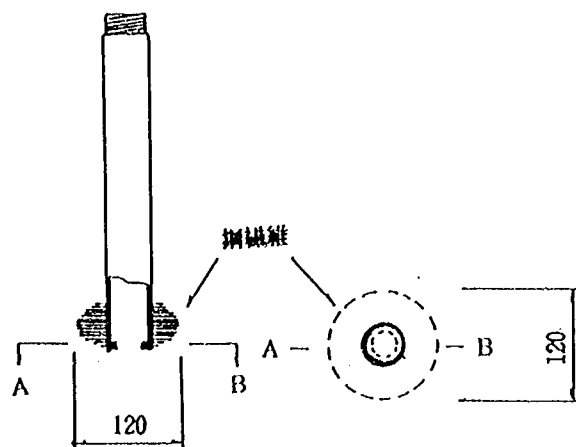


図-7.14 フィルター材押込み具

表-7.7 各シール区間およびフィルター区間の名称

区間名称	相 当 位 置	区間名称	相 当 位 置
S0	M-1~GL-4.5m間のシール区間	—	—
S1	M-1~ M-2間のシール区間	F1	M-1のフィルター区間
S2	M-2~ M-3間のシール区間	F2	M-2のフィルター区間
S3	M-3~ M-4間のシール区間	F3	M-3のフィルター区間
S4	M-4~ M-5間のシール区間	F4	M-4のフィルター区間
S5	孔底~ M-5間のシール区間	F5	M-5のフィルター区間

注：表中のM-1~M-5は地下水圧測定点を示す(図-7.16参照)

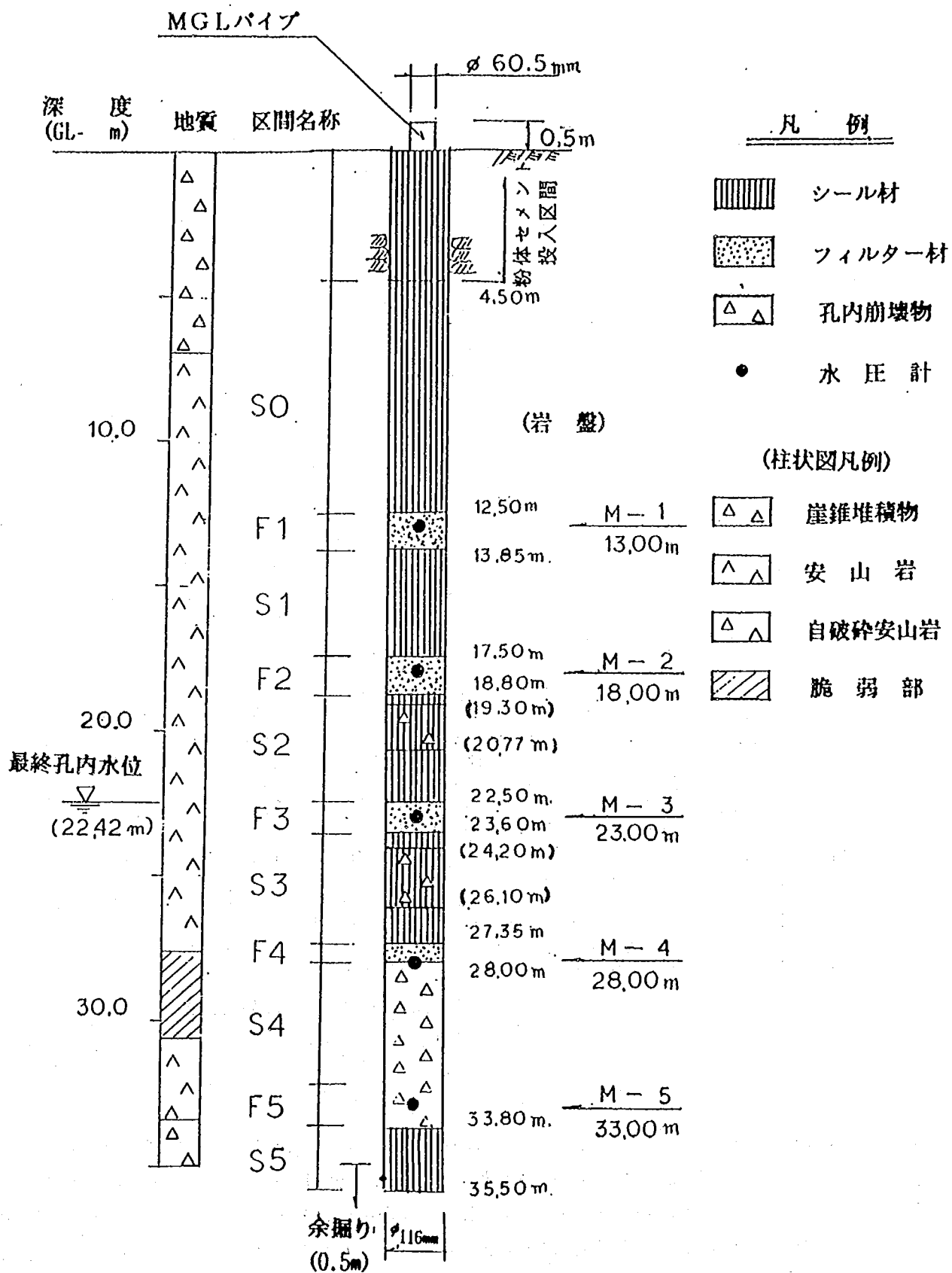


図-7.15 MGLパイプ埋設完成図

表-7.8 各シール区間の充填対象容積と実際のシール材注入量

区 間 名 称	区間深度 (GL- ~ m)	区間長 (m)	充填対象 容積 V^* (ℓ)	実際の注入 量 Q (ℓ)	充填対象容積と実際の 注入量の比率 Q/V (%)
S0	4.50~12.50	8.00	61.7	148.0	240
S1	13.85~17.50	3.65	28.1	59.5	222
S2	18.80~22.50	3.70	28.5	44.4	156
S3	23.60~27.35	3.75	28.9	34.7	120
S4	(孔内崩壊のためシール作業できず)				
S5	33.80~35.50	1.70	13.1	15.4	118

* : V は孔膨れを考慮しない計算値

表-7.9 各フィルター区間の充填対象容積と実際のフィルター材投入量

区 間 名 称	区間深度 (GL- ~ m)	区間長 (m)	充填対象 容積 V^{*1} (ℓ)	実際の投入量		充填対象容積と実 際の投入量の比率 Q/V (%)
				重 量 W (kg)	体 積 Q^{*2} (ℓ)	
F1	12.50~13.85	1.35	10.4	22.0	13.2	127
F2	17.50~18.80	1.30	10.0	26.0	15.5	155
F3	22.50~23.60	1.10	8.5	18.8	11.2	
F4	28.00~27.35	0.65	5.0	9.5	5.7	114
F5	(内崩壊のためフィルター材充填作業できず)					

*1 : V は孔膨れを考慮しない計算値

*2 : Q は、 $\gamma_s = 1.68 \text{ gf/cm}^3$ として W から算出

本孔は18m以深に部分的に岩盤状態の悪い箇所があり、GL-19m・GL-21mおよびGL-28m付近の計3箇所ではケーシング引抜き時に孔内崩壊が発生した。その結果、GL-19.10~20.77m間・GL-24.20~26.10m間およびGL-28.00~33.80m間は、孔内崩壊物により埋められている。このうち、GL-19.10~20.77m間およびGL-24.20~26.10m間は孔内崩壊物の上からシール材を注入しているため、孔内の崩壊物はコンクリート状になっていると想定される。これらに対し、GL-28m付近で発生した孔内崩壊はM-4とM-5が同時に埋められてしまったため、F-5のフィルター材の充填およびS-4のシール材の充填

表-7.10 孔内崩壊の原因と埋設完了後の想定される孔内状況

崩壊区間 (GL-m)	崩壊原因	想定される孔内状況
19.10~20.77	岩盤がクラッキーである (破碎帯状を呈する)	崩壊物がシール材の浸透により コンクリート状になっている
24.20~26.10	岩盤がクラッキーである (破碎帯状を呈する)	崩壊物がシール材の浸透により コンクリート状になっている
28.00~33.80	半固結状の礫混じり粘性土 (脆弱部) が分布している	孔内シールは、行っていない。 (地下水が導通している)

は行えなかった。表-7.10に各当該箇所の孔内崩壊の原因と埋設完成時の想定される孔内状況を示す。

(4) 水圧計作動チェック試験

MGLパイプ建込みを終了し、シール材およびフィルター材を孔内に充填する前に、水圧計の正常な作動を確認する目的で水圧計作動チェック試験を行った。

(a) 試験方法

水圧計作動チェック試験は孔壁とMGLパイプのクリアランスに注水し、孔内水位を上昇させながら各水圧計の指示値を測定した。口元まで孔内水位を上昇させたときの各水圧計の指示値が水頭と合致すれば、各水圧計は正常と判断できる。

(b) 試験結果

孔内水位の上昇に伴う各水圧計の指示値の変化を図-7.16に、また満水時の各水圧計の指示値を表-7.11および図-7.17に示す。図-7.16より注水中の各水圧計指示値の変化には整合性が認められ、各水圧計とも正常に作動していることがわかる。また、図-7.17では満水時の各水圧計指示値はほぼ静水圧分布を示しており、表-7.11のA-Bの値により実際の孔内水頭と各水圧計指示値との差は20cm以内であることがわかる。この実際の孔内水頭と各水圧計指示値との差は、測定精度から誤差の範囲といえる。したがって、各水圧計とも正常であることが確認された。

表-7.11 満水時の各水圧計指示値（水圧計作動チェック試験結果）

水圧計 N0	設置深度 (GL- m)	満水時の 水頭 A* (m)	満水時の水圧 計指示水頭 B (m)	実際の水頭と水圧 計指示水頭の差 A-B (m)	判定
M-1	13.0	13.4	13.2	0.2	正常
M-2	18.0	18.4	18.4	0.0	正常
M-3	23.0	23.4	23.3	0.1	正常
M-4	28.0	28.4	28.4	0.0	正常
M-5	33.0	33.4	33.2	0.2	正常

*：満水時の水頭Aは水圧計設置深度にケーシング突出分の40cmを加えた値

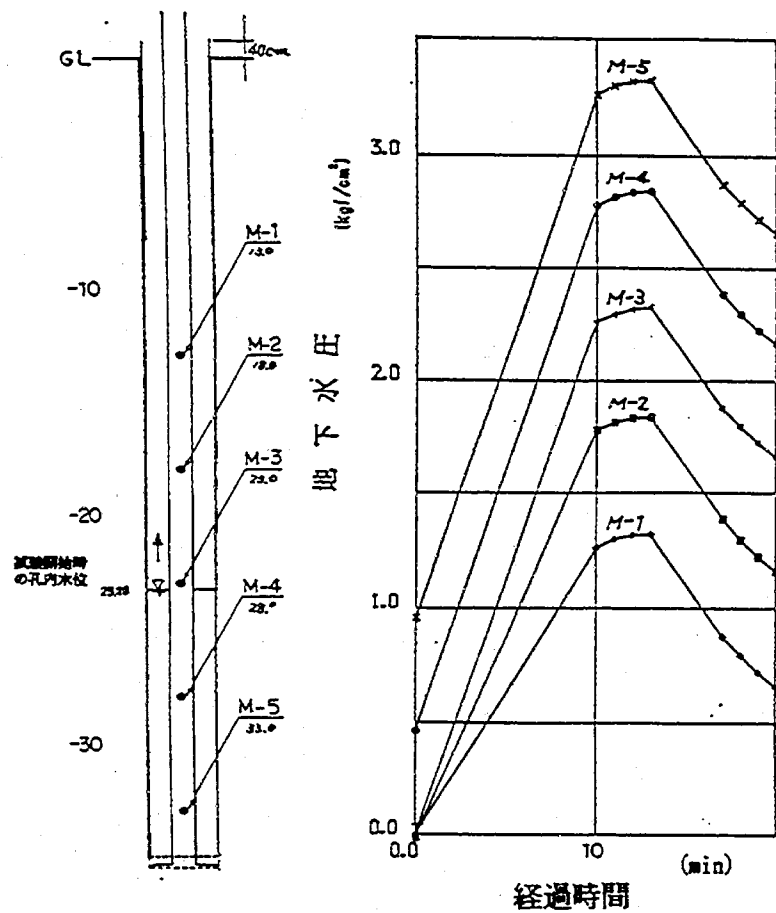


図-7.16 注水中の各水圧計指示値の変化

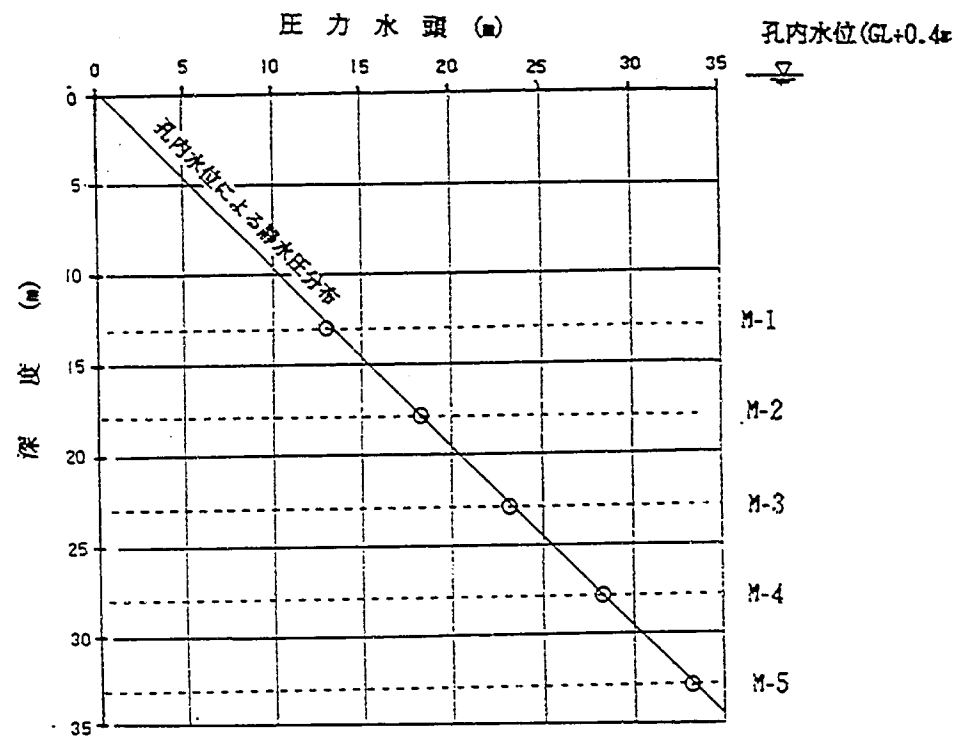


図-7.17 満水時の各圧計指示値

(5) シール効果確認試験

(a) 試験方法

シール効果確認試験では、図-7.18に示すように注水により孔内水位を上昇させ、シール効果確認試験区間の上下に位置する水圧計AおよびBの指示値を測定した。測定の結果、水圧計Aに対して水圧計Bの反応が鈍く、両水圧計の反応に明瞭な差が認められれば、当該シール区間にはシール効果があり、正常と判断した。

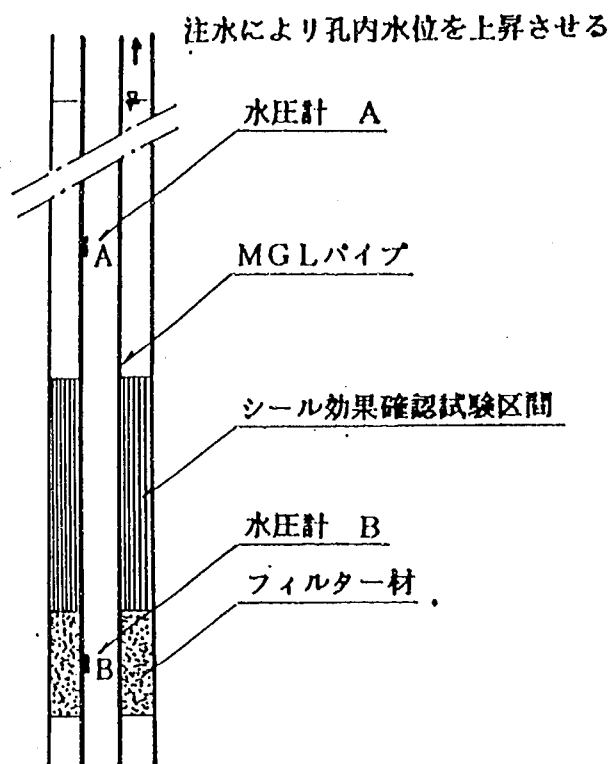
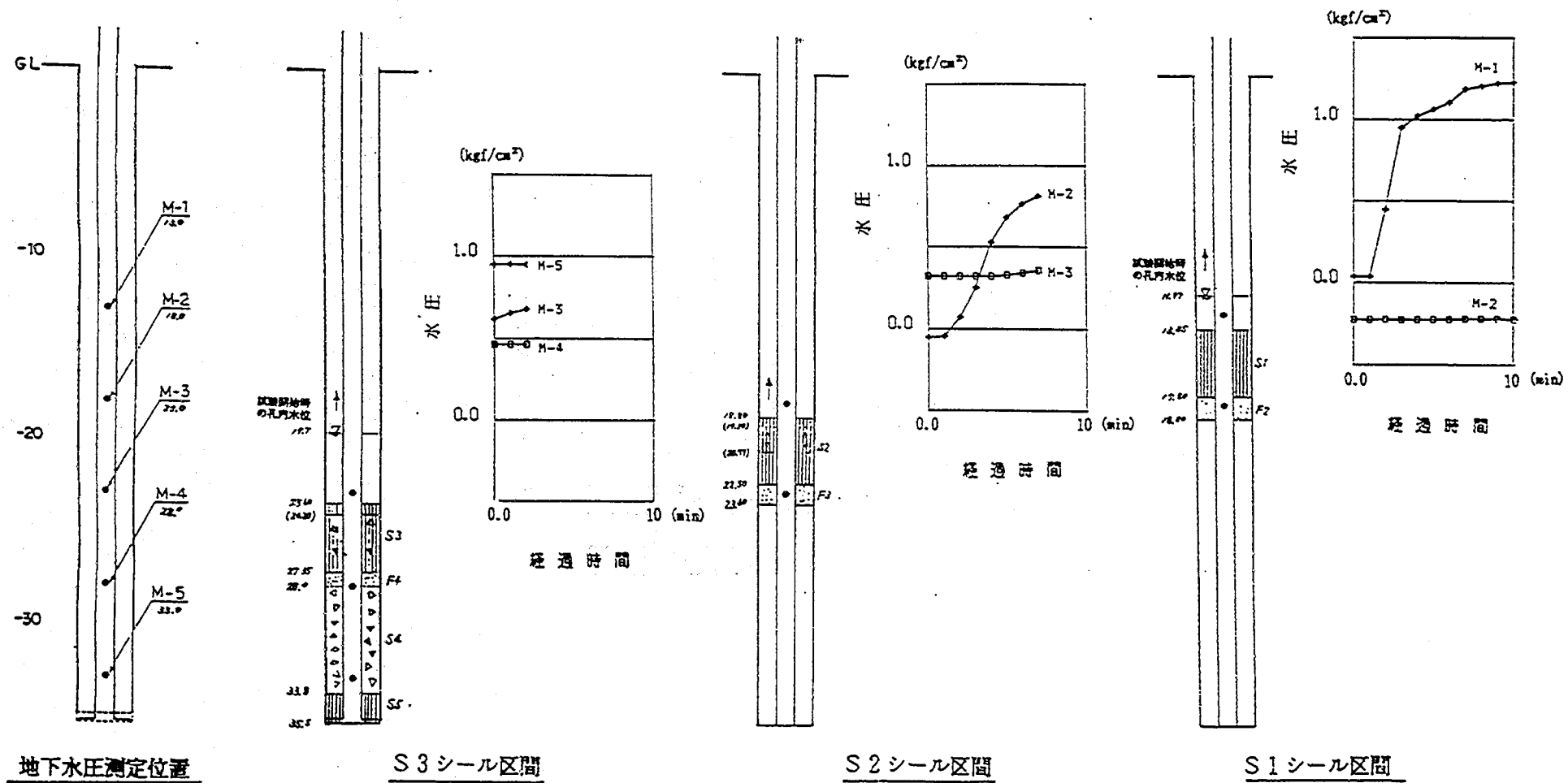


図-7.18 シール効果確認試験方法

(b) 試験結果

試験結果を図-7.19に示す。本図からわかるように各試験ともシール区間よりも上の水圧計Aが孔内水位の上昇に敏感に反応しているのに対し、既にシールが済んだ区間より下の水圧計Bの指示値はほとんど変化していない。したがって、各段のシール区間とも正常なシール効果が確認された。



注：S4 シール区間は孔内崩壊のため、孔内シールを実施していない。

図-7.19 シール効果確認試験結果

(6) 初期地下水圧測定

地下水圧測定のうち39～48時間にわたり、30分に1度の割合で地下水圧を測定したものを初期地下水圧測定と定義する。本項では初期地下水圧測定の目的とその実施方法を示し、結果は多連バッカ式測定法による測定結果とともに7.5に示す。なお、初期地下水圧測定は、2回実施している。そのうち、1回目のMGLパイプ埋設完了直後に多段埋設式測定孔単独で行ったものを「初期地下水圧測定1」、2回目の多連バッカ式測定孔および多段埋設式測定孔を同時に行ったものを「初期地下水圧測定2」とする。ただし、両測定は測定日が異なるだけで測定方法は同様である。

初期地下水圧測定の目的は下記のとおりである。

- ① 水圧計の作動状況をチェックする。
- ② 調査地点の鉛直方向の地下水圧分布を調べる。
- ③ 今後の経時測定の測定方法を定める資料とする。

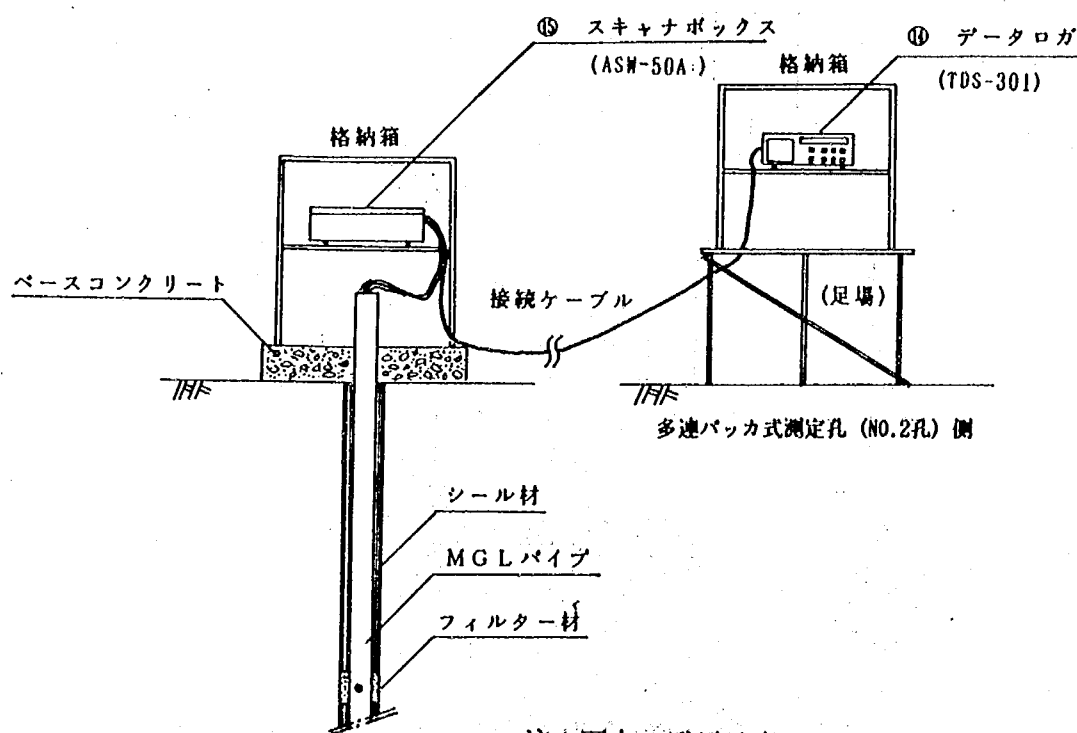
初期地下水圧測定の機器配置を図-7.20に示す。

測定はデータロガー（TDS-301：東京測器）およびスキャナボックス（ASW-50A：東京測器）を用いて実施した。また、ダイレクトモードで行ったため、計測値は式(7.5)を用いて地下水圧に換算した。

$$P = (D - 1) \times K$$

.....(7.5)

ここに、P：地下水圧 (kgf/cm²)



注：図中の番号は表-7.2による

図-7.20 機器配置

- D : 測定データ (μ)
 I : イニシャル値 (μ) (MGLパイプ建込み直前の水圧計指示値(水圧0kgf/cm²に相当))
 K : 校正係数 (kgf/cm²/ μ)

なお、測定時間は「初期地下水圧測定 1」が48時間、「初期地下水圧測定 2」が39時間である。
 また、「初期地下水圧測定 1」完了後から現場撤収まで1回/日の割合で各測定点における地下水圧の経時変化を測定した。

(7) 付帯設備

図-7.21に示すように、孔口の保護するためにコンクリートを、またMGLパイプ内に雨水を流入させないことおよびスキャナボックスを保護するために格納箱を設置した。

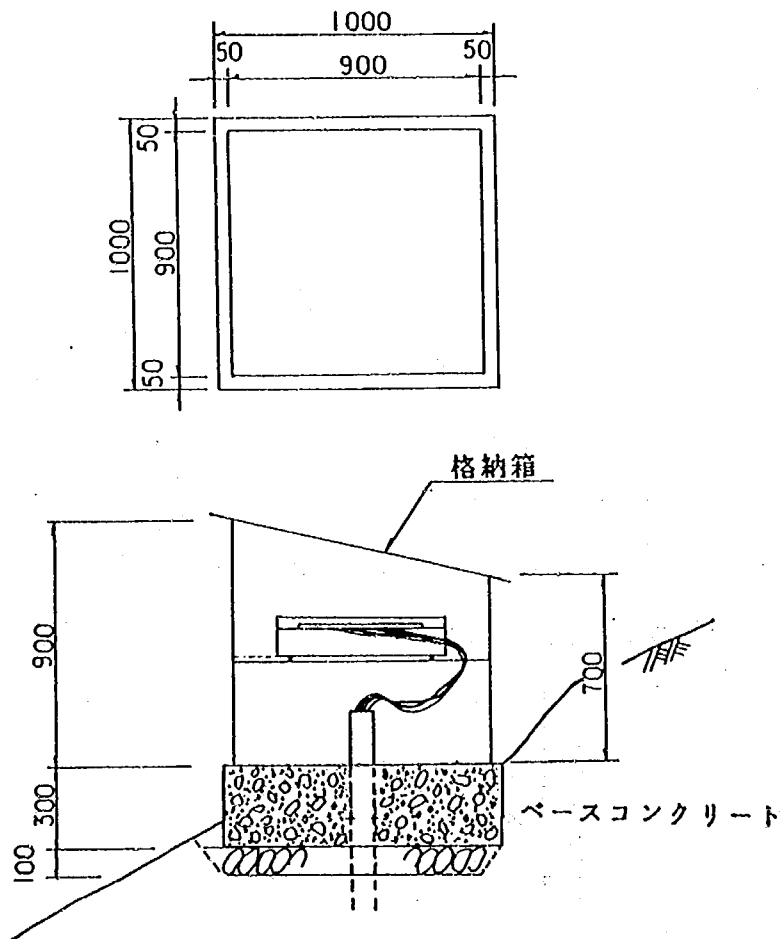


図-7.21 格納箱の形状

7.4.2 多連パッカ式地下水圧測定法

多連パッカ式測定法の作業手順を図-7.22に示し、以下に個々の作業内容を記す。

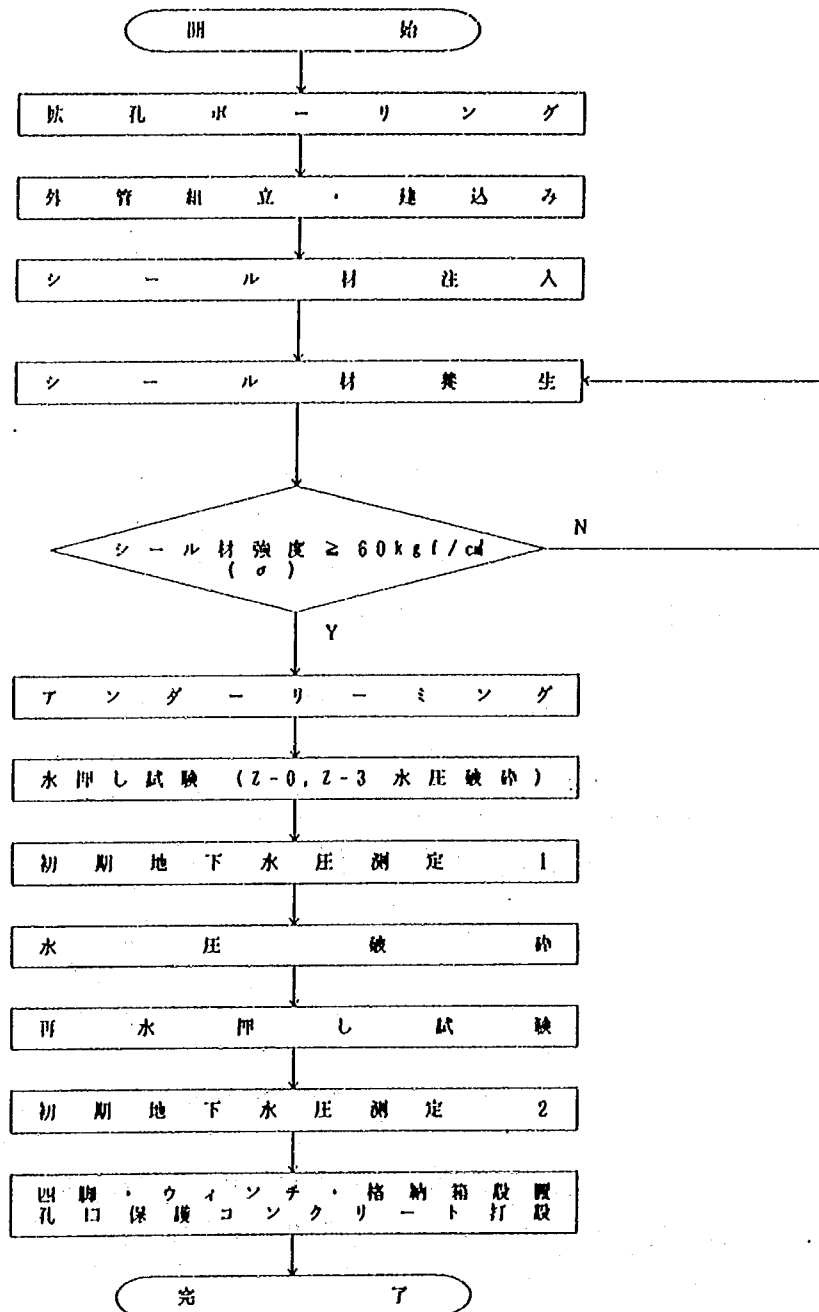


図-7.22 多連パッカ式測定法の作業手順

(1) 掘孔ボーリング

調査ボーリング完了後、同孔をロータリーオイルフィード型ボーリングマシンを用いて全孔長（ $\ell = 35.0$ ）にわたり、116mmに掘孔した。

掘孔ボーリングは、メタルビットおよびシングルコアチューブを用いた清水掘進で実施した。地表付近には、崖錐堆積物および風化により粘土化した自破砕安山岩が分布するため、GL-6.0mまで孔径146mmのケーシングパイプを挿入し、保孔した。

孔底まで掘孔完了後、無水掘りにより孔内のスライムを充分に除去した。なお、GL-12m付近から孔曲がりを生じたため、アンダーリーミングの施工位置を検討する目的で、GL-21.0m～23.0m・GL-26.0m～28.0mおよびGL-31.0m～33.0mの三箇所では孔径66mmのコアボーリング（以下、センターボーリングと記す）を実施した。

(2) 外管の組立て・埋設

孔内洗浄完了後、図-7.23に示す外管（硬質塩化ビニルパイプ：VW-75）を連結して孔内に建込んだ。外管建込み時には孔内水より浮力が生じるため、適宜外管内に注水し、過大な浮力が外管に作用しないように作業した。

外管の建込み作業完了後、図-7.24に示すように径20mmの注入ホースを孔底まで挿入し、グラウトポンプを用いてシール材を孔内に注入した。

シール材は、セメント系グラウトに特殊な増粘剤を添加した強粘性グラウトを用いた。なお、本シール材の強度発現は養生温度の影響を大きく受ける。そのため、本シール材の配合は、現場の環境において材令5日で60 kgf/cm²程度の一軸圧縮強度が得られるものを試験により求め、施工性も考慮して決定した。シール材の配合とその性状を表-7.12に示す。

表-7.12 シール材の配合および性状

セメントの種類		早強ポルトランドセメント	
配	合	W/C=0.67	
		特殊増粘剤	0.7%*
性	状	硬化促進剤	10.0%*
		ブリージング率	5%以下
		プレパクトフロー値	27秒以上

(* : セメント重量に対する百分率)

孔内に注入するシール材の量（Q）は、式(7.6)により算出した。したがって、シール区間長（L）1.0mあたりの注入量は、孔径116mm部で4.34 ℓ 、孔径146mm部で10.52 ℓ である。

$$Q = \{ (D_1/2)^2 - (D_2/2)^2 \} \times \pi \times L \times 10^{-3} \quad \dots\dots(7.6)$$

ここに、Q : 孔内に注入したシール材の量（ ℓ ）

D_1 : 孔 径 (mm) $\dots\dots 116\text{mm}$ or 146mm

D_2 : 外管 (VW-75) の外径 (mm) $\dots\dots 89\text{mm}$

L : シール区間長 (m)

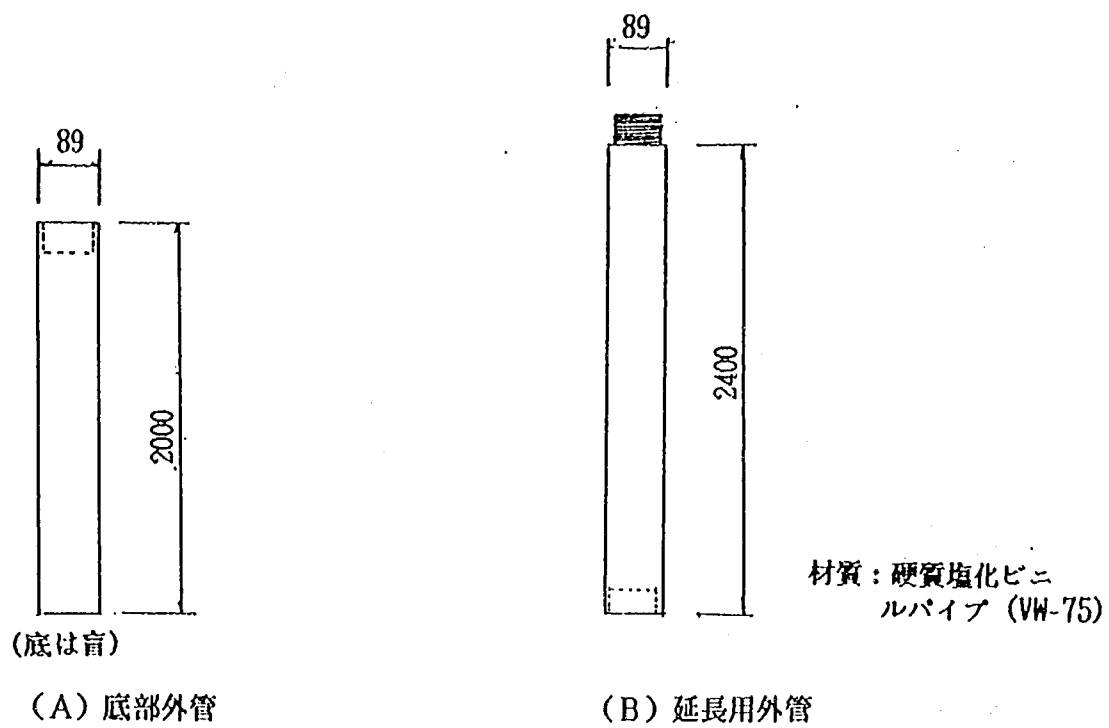
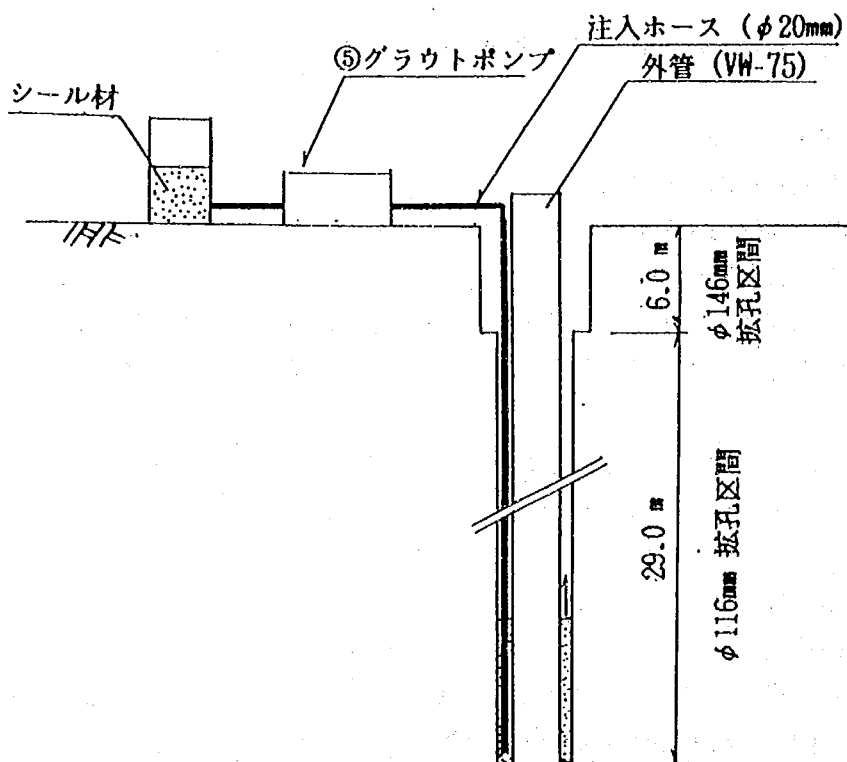


図-7.23 外管の形状



注：図中の番号は表-7.2による

図-7.24 シール材注入方法

シール材の注入はGL-35.0～7.0mとGL-7.0～0.0mの2回にわけ、2日間にわたり行なった。注入結果を表-7.13に示す。

初回の注入（GL-35.0～7.0m間）は、式（7.6）より120ℓとした。注入完了後、速やかに注入ホースを回収し、24時間養生した。翌日のシール材上面の深度はGL-21.6mであったため、GL-7.0mまで再注入（注入量 63ℓ）した。再注入完了後、径145mmのケーシングを引抜き、再度注入ホースを孔底（GL-21.6m）まで挿入し、孔口までシール材を注入した（注入量 200ℓ）。

なお、GL-1.3m以浅はシール材の地盤への逸出が顕著であり、シール材の上面が孔口まで上がってこなかったため、粉体のセメントを孔口から投入してシールをした。

表-7.13 シール材注入量と実際にシールできた体積の関係

注入対象 区 間 GL- ～ m	シール材注入量 Q (ℓ)	実際にシール できた区間 GL- ～ m	実際にシール できた体積 V* (ℓ)	実際にシールできた体積 とシール材注入量の比率 Q/V (%)
0.0～21.6	263.0	1.3～ 21.6	117.2	224
7.0～35.0	120.0	21.6～ 35.0	58.2	206

*：Vは孔膨れを考慮しない計算値

(3) アンダーリーミング

アンダーリーミングは、外管とシール材を内側から機械的に削り取り、地下水圧測定のためのウォータパスを形成する目的で実施した。以下に、アンダーリーミングの施工位置と施工方法、およびその結果を示す。

(a) アンダーリーミングの施工位置

アンダーリーミングの施工位置を図-7.25に示す。

アンダーリーミングは、GL-9.30～9.60m・GL-21.45～21.75m・GL-26.20～26.50mおよびGL-31.45～31.75mの計四箇所それぞれ区間長30cmにわたり実施した。以下、各アンダーリーミング箇所を、標高の上位からZ-0、Z-1、Z-2、Z-3と呼ぶことにする。そのうち、Z-0は多連パッカ式ゾンデを設置した時の同ゾンデより上の孔内水位を観測する目的で、またZ-1～Z-3は地下水圧測定を目的としてアンダーリーミングした。

地下水圧測定の位置(Z-1～Z-3)の選定は、下記の事項を総合的に考慮して決定した。

- ① 調査ボーリングおよびセンターボーリングで採取したコア試料
- ② 透水試験結果
- ③ 多段埋設式測定法の測定位置
- ④ 多連パッカ式ゾンデの特徴
 - ・今回用いた多連パッカ式ゾンデは3連式であるため、3箇所の地下水圧を同時に測定できる。
 - ・本装置の各測定部の間隔は5.0 mであるため、測定箇所は地質条件にかかわらず、5.0 m間隔にならざるをえない。ただし、1ユニットのダブルパッカの間隔は1.0 mであるため、ウォータパスの間隔は丁度1.0 mである必要はない。

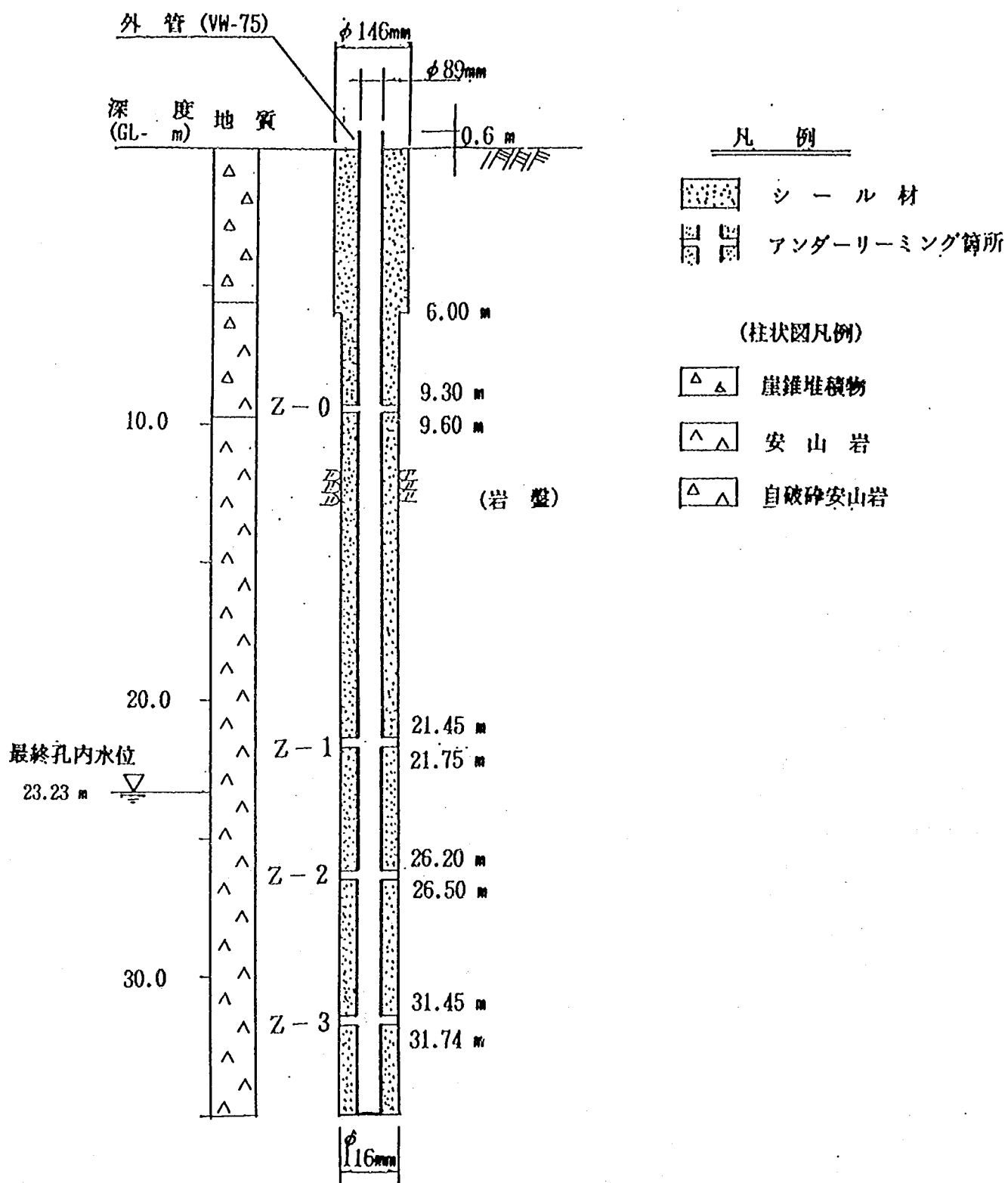


図-7.25 アンダーリーミング施工位置 (深さ)

(b) アンダーリーミングの施工法

図-7.26に機器配置を示す。

アンダーリーミングは、図-7.27に示す特殊拡翼ビット（アンダーリーマ）を用いて行った。アンダーリーマは、ポンプから送られてくる水の圧力（以下、送水圧力と記す）を利用してウイングビットを開翼させ、外管およびシール材を内側から削り取る装置である。また、本装置は、送水圧力を一定に保てば、ウイングビットが開翼するに従って送水量が増加する機構になっているため、何mmまで拡孔されているかは送水圧力および送水量により管理することができる（表-7.15および図-7.28参照）。

アンダーリーミングは、シール材の一軸圧縮強度が 60 kgf/cm^2 以上発現した時点で実施した。これは、シール材の強度が 60 kgf/cm^2 未満でアンダーリーミングすると、シール材が破壊されること、また外管とシール材が剝離してシール機能が損なわれる恐れがあることが、事前の実験により確認されているためである。なお、アンダーリーミング実施時のシール材の養生日数と一軸圧縮強度は、表-7.14のとおりである。

施工時の送水圧力は、事前の実験により 5 kgf/cm^2 以上あれば正常にアンダーリーミングできることが確かめられているが、今回は余裕をみて 15 kgf/cm^2 とした。アンダーリーミングは、まず施工区間（深度）の最上部にアンダーリーマをセットし、送水圧力を 15 kgf/cm^2 に保ちながら同位置で回転させた。

このとき、自記流量圧力計に示される送水量からウイングビットの開翼径を管理し、同位置でウイングビットが外管を削り、さらにシール材まで達していることを確認した後、徐々にアンダーリーマを下降させ、区間長30cmにわたり外管およびシール材を削り取った。

なお、アンダーリーミングは、まず拡孔径116mm用（最大開翼径 118mm）ウイングビットを用いて行った後、さらに拡孔径125mm用（最大開翼径 125mm）のウイングビットに交換して行った。

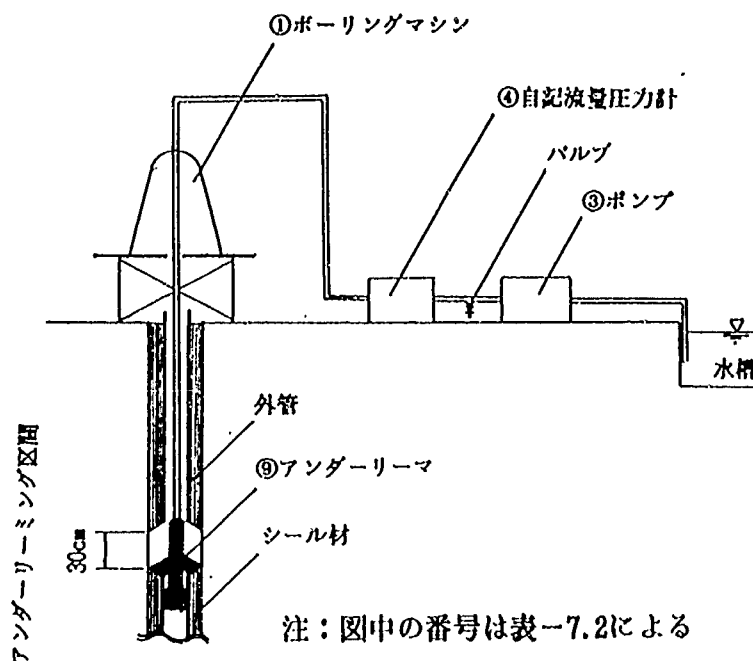


図-7.26 機器配置

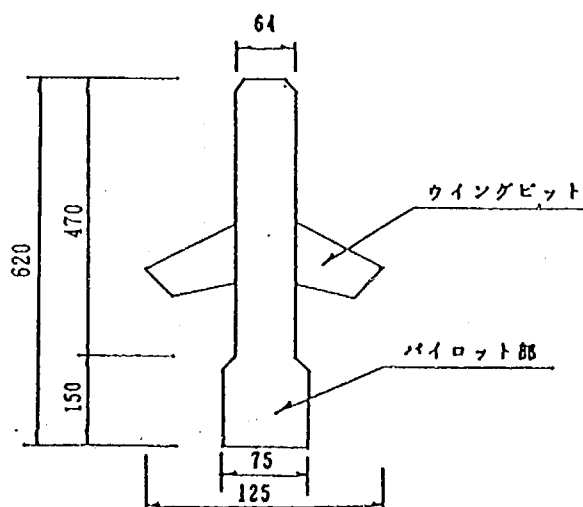


図-7.27 特殊拡翼ビット（開翼時）
（アンダーリーマ）

表-7.14 アンダーリーミング実施時のシール材強度

注入年月日	アンダーリーミング実施年月日	養生日数 (日間)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)
昭和63年 3月22日	昭和63年 3月28日	6	93.9
昭和63年 3月23日		5	68.5

(c) アンダーリーミングの結果

送水圧が15 kgf/cm²

の時の送水量とウイングビットの開翼径との関係を、表-7.15および図-7.28に示す。

拡孔径116mm用のウイングビットを用いたときの送水量と図-7.28の関係から求めたアンダーリーミング径を表-7.16に示す(図-7.28のウイングビット開翼径をアンダーリーミング径とみなす)。ここでは、送水量が最大開翼径にほぼ等しい値であり、拡孔径116mm

用のウイングビットを用いた1回目のアンダーリーミングでは、各区間とも既に拡孔ボーリングの孔壁まで切削されていることがわかる。

上記と同様に、拡孔径125mm用のウイングビットを用いたときの送水量と図-7.28の関係から求めた

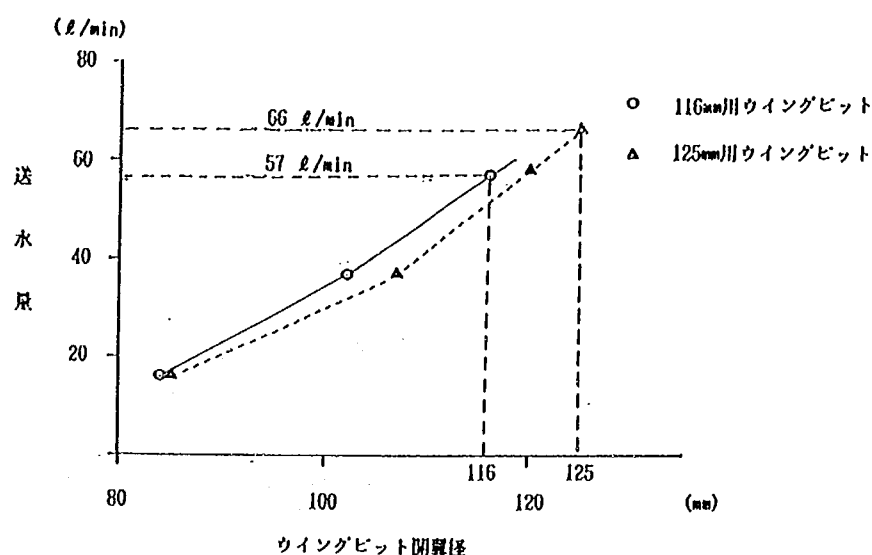


図-7.28 送水量とウイングビットの開翼径との関係
(送水圧力 15kgf/cm²)

表-7.15 送水量とウイングビットの開翼径との関係(送水圧力 15kgf/cm²)

拡孔径116mm用ウイングビット		拡孔径125mm用ウイングビット	
送水量(l/min)	開翼径(mm)	送水量(l/min)	開翼径(mm)
16	84	16	85
37	102	37	107
57	116	57	118
60	118	66	125

表-7.16 送水量とアンダーリーミング径-拡孔径116mm用ウイングビット使用
(送水圧力 15kgf/cm²)

アンダーリーミング 位 置	区間深度 (GL-m~m)	送水量 (ℓ/min)	アンダーリー ミング径(mm)
Z-0	9.3~ 9.6	57	116
Z-1	21.45~21.75	60	118
Z-2	26.20~26.50	58	117
Z-3	31.45~31.75	59	117

表-7.17 送水量とアンダーリーミング径-拡孔径125mm用ウイングビット使用
(送水圧力 15kgf/cm²)

アンダーリーミング 位 置	区間深度 (GL-m~m)	送水量 (ℓ/min)	アンダーリー ミング径(mm)
Z-0	9.3~ 9.6	53	117
Z-1	21.45~21.75	54	118
Z-2	26.20~26.50	54~56	118~119
Z-3	31.45~31.75	55~56	119

アンダーリーミング径を表-7.17に示す。このときのアンダーリーミング径は、1回目のそれと同じか、もしくは1~2mm大きい値である。このことは、2回目のアンダーリーミングでは、明らかに地盤の孔壁を削っていることを示している。ここでは、開翼径が孔径（1回目のアンダーリーミング径116~118mm）で抑えられているので、送水量は最大開翼径相当の値（66ℓ/min）よりもはるかに少ない。

以上から、各アンダーリーミング区間とも、予定どおり外管およびシール材を削り取ることができ、孔壁までアンダーリーミングされていることがわかった。なお、各アンダーリーミング区間の最終仕上がり径は、117~119mmである（表-7.17参照）。

(4) 水押し試験

水押し試験は、アンダーリーミングによりウォータパスが形成されているか否かを判定する目的で行った。以下に、試験方法および試験結果を示す。

(a) 試験方法

アンダーリーミングを行った箇所にダブルバックを設置して行った。

水押し試験の圧力段階は下記のとおりである。

圧力段階（口元圧力）： 0.0 → 1.0 → 2.0 → 1.0 → 0.0 (kgf/cm²)

本試験は、アンダーリーミング直後と、Z-0およびZ-3を水压破砕した後の、計2回実施した。前者

表-7.18 第1回 水押し試験結果（アンダーリーミング直後）

口元圧力 (kgf/cm ²)	Z-0* 9.3~9.6m (ℓ/min)	Z-1 21.45~21.75m (ℓ/min)	Z-2 26.20~26.50m (ℓ/min)	Z-3 31.45~31.75m (ℓ/min)
0.0	0.0	0.0	口元へリーク P: 0.3kg/cm ² Q: 22ℓ/min	パッカ設置 できず
1.0	0.1	0.2		
2.0	0.1	0.3		
1.0	0.0	0.2		
0.0	0.0	0.1		

*: Z-0 は地下水圧測定対象外

表-7.19 第2回 水押し試験結果（Z-0、Z-3の水圧破砕後）

口元圧力 (kgf/cm ²)	Z-0* 9.3~9.6m (ℓ/min)	Z-1 21.45~21.75m (ℓ/min)	Z-2 26.20~26.50m (ℓ/min)	Z-3 31.45~31.75m (ℓ/min)
0.0	2.8	0.0	0.0	3.0
1.0	7.3	0.1	0.0	5.1
2.0	23.8	0.2	0.1	8.1
1.0	11.0	0.0	0.0	5.5
0.0	2.4	0.0	0.0	4.0

*: Z-0 は地下水圧測定対象外

を「第1回 水押し試験」、後者を「第2回 水押し試験」とする。

なお、Z-0およびZ-3の水圧破砕については、「(6) 水圧破砕」に記す。

(b) 試験結果

「第1回 水押し試験」の結果を表-7.18に示す。ここで、Z-2およびZ-3の試験が実施できなかったことは、アンダーリーミング時の外管の切削片が孔内に残留していたためであることが、Z-0およびZ-3の水圧破砕の後に行ったシングルコアチューブ（φ86mm）による孔ざらいにより判明した。

「第2回 水押し試験」の結果を表-7.19に示す。本表より、Z-3は完全にウォータパスが形成されていることがわかる。これに対し、Z-1およびZ-2のウォータパスは、透水性が小さいことがわかる。

(5) 初期地下水圧測定 1

地下水圧測定のうち39~48時間にわたり、30分に1度の割合で地下水圧を測定したものを初期地下水圧測定と定義する。初期地下水圧測定は、異なる時期に2回実施している。そのうち水押し試験後に行ったものを「初期地下水圧測定 1」、その後多段埋設式測定孔と同時に行ったものを「初期

地下水圧測定 2」とする。ただし、両測定の測定方法およびその目的は同様である。

本項では、初期地下水圧測定の目的と方法および「初期地下水圧測定 1」の測定結果を示す。

初期地下水圧測定の目的は下記のとおりである。

- ① 計器の作動状況をチェックする。
- ② 水圧安定に必要な時間を調べる。
- ③ 調査地点の鉛直方向の地下水圧分布を調べる。
- ④ 今後の経時測定の測定方法を定めるための資料とする。

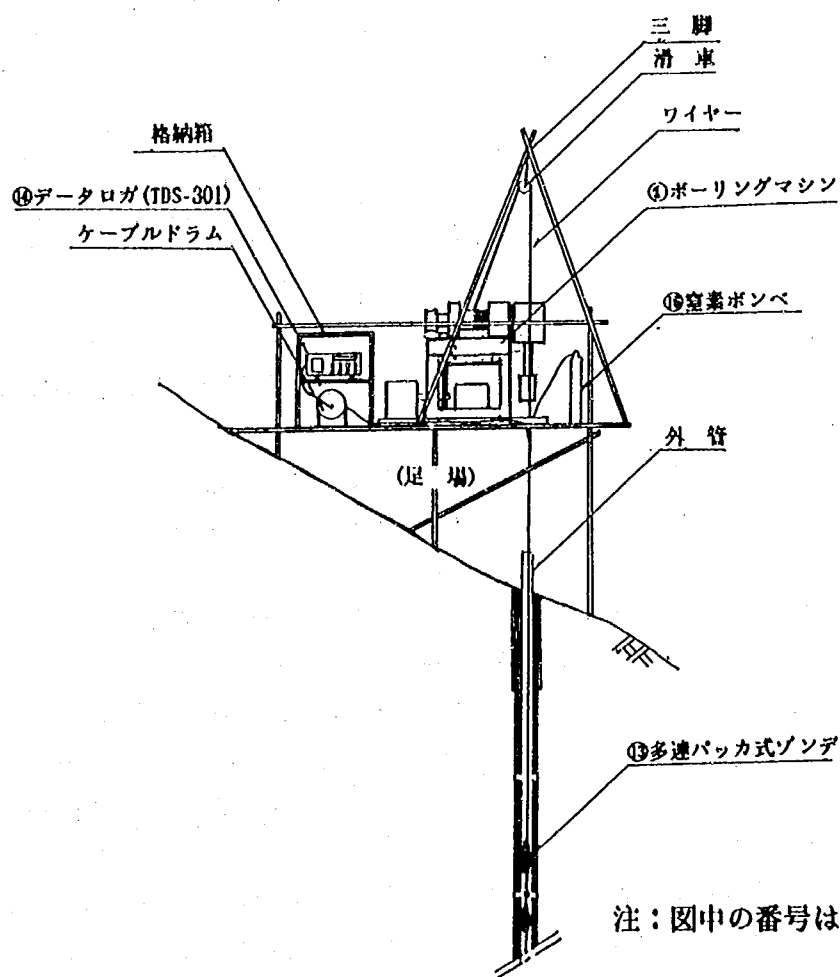
(a) 測定方法

機器配置を図-7.29に示す。

測定の手順は、下記のとおりである。

- ① 多連パッカ式ゾンデを孔内に建込む直前に地上でイニシャル値を測定する。
- ② 多連パッカ式ゾンデを孔内に所定の深度まで建込む。
- ③ パッカを加圧（エア圧 10kgf/cm^2 ）し、測定を開始する。

測定はデータログ（TDS-301：東京測器）を用い、ダイレクトモードで行った。計測値は式(7.7)を用いて地下水圧に換算した。



注：図中の番号は表-7.2による

図-7.29 機器配置

$$P = (D - I) \times K \quad \dots\dots(7.7)$$

ここで、P : 地下水圧 (kgf/cm²)

D : 測定データ (μ)

I : 初期値 (μ) (多連パッカ式ソンの孔内建込み直前の水圧計指示値(水圧0 kgf/cm²に相当))

K : 校正係数 (kgf/cm²/μ)

測定時間は原則として24時間としたが、測定開始から24時間以内に孔内水圧が安定しない場合は安定するまで測定を続行した。この場合の測定完了基準は3時間にわたり変化量が±1 μ以内であることとした。なお、測定インターバルは1回/30分とした。

(b) 測定結果

多連パッカ式ソンを設置してから各測定箇所の孔内水圧が安定するまでの経時変化を図-7.30に示す。本図からソナ設置してから約40時間以内に各測定点の水圧のが変動が収束していることがわかる。

なお、図-7.30の測定開始時に認められる水圧の急上昇は、多連パッカ式ソンの設置時に生じるエアパッカ部の体積膨張が原因であり、地下水圧を反映した結果ではない。

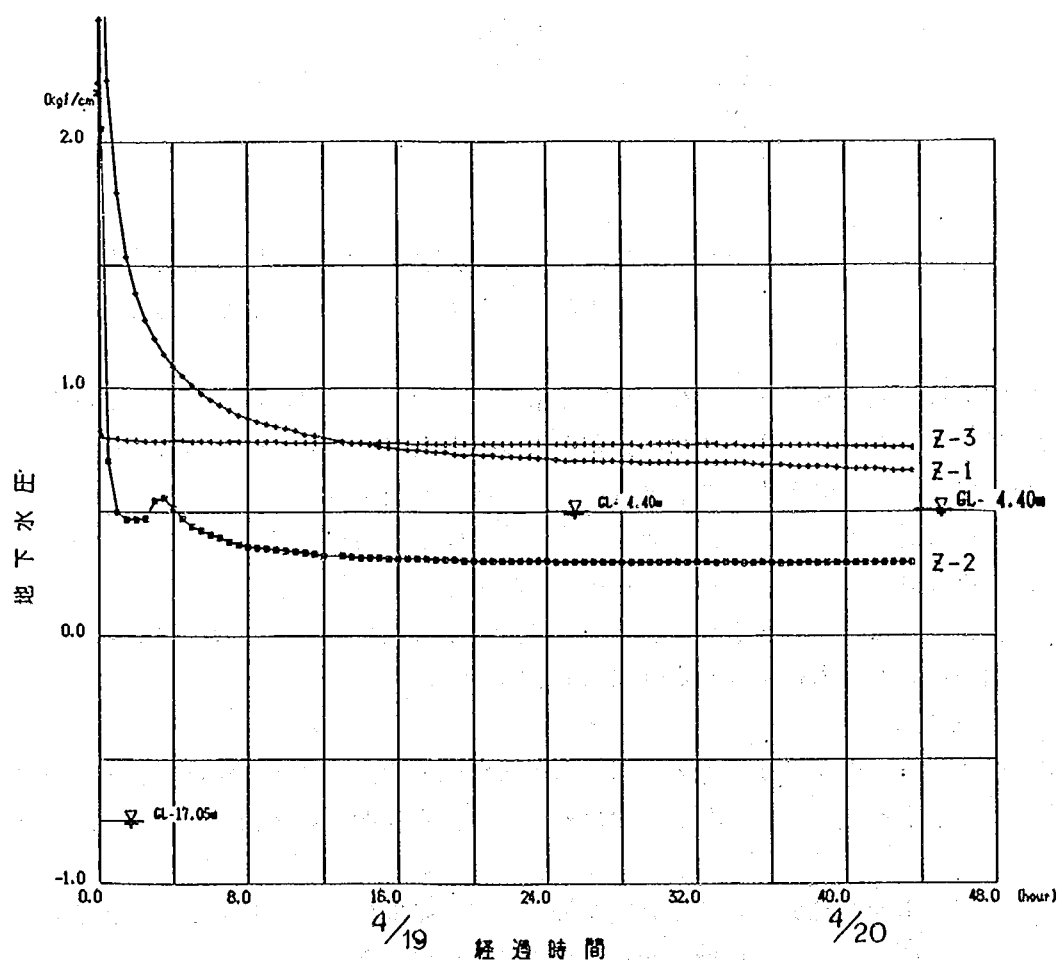


図-7.30 多連パッカ式ソナ設置後の経時変化 (初期地下水圧測定 1)
(4月18日～4月20日)

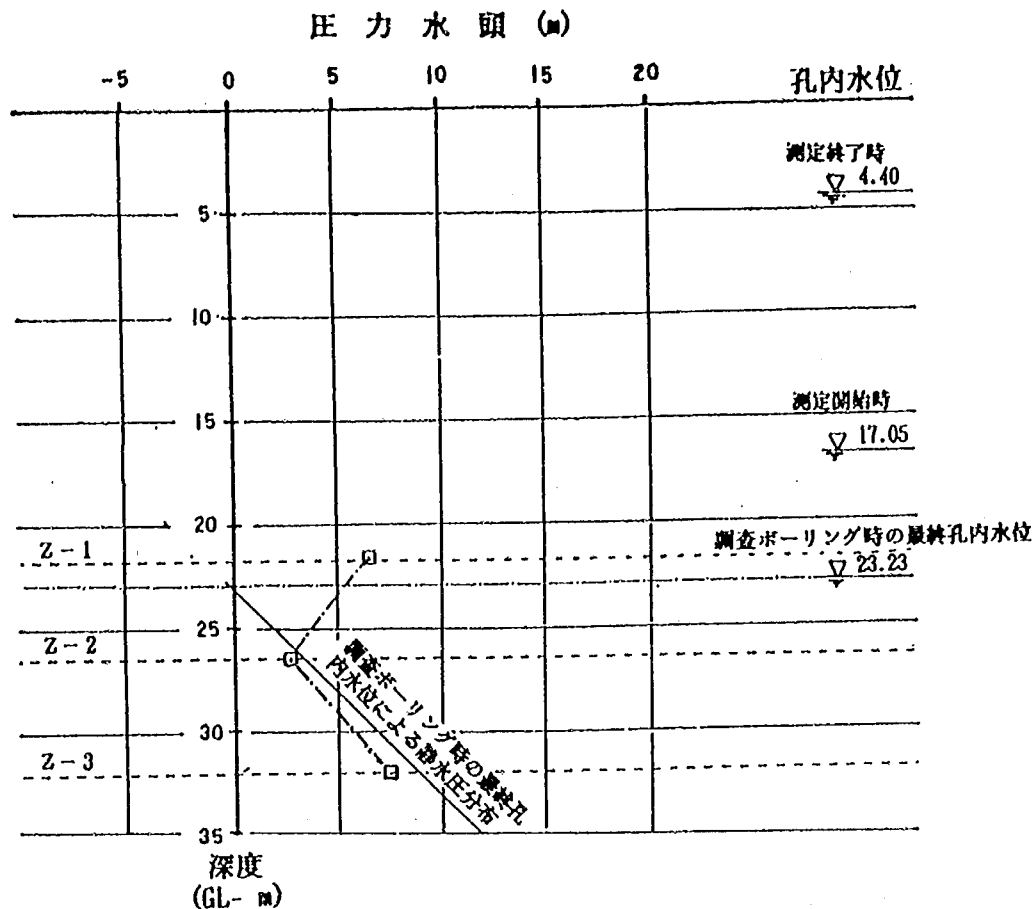


図-7.31 多連パッカ式測定孔 (N0.2孔) の測定結果
(「初期地下水压測定 1」、4月20日)

測定完了時の地下水压分布を図-7.31に示す。本図から下記のことが、わかる。

- ① Z-2およびZ-3は静水压分布を示し、調査ボーリング時に確認した最終孔内水位を水頭0 mとする静水压分布曲線に、ほぼ近いところに分布する。
- ② これに対して、Z-1は同曲線とは全く離反し、測定点が調査ボーリング時に確認した最終孔内水位よりも上にあるにもかかわらず、約7 mの水頭値を示す。
- ③ 多連パッカ式ゾンデを設置すると、多連パッカ式ゾンデ上部の孔内水位 (Z-0 から流入) が時間の経過とともに上昇し、GL-4.40mで安定した。

(6) 水压破碎

水压破碎とは、地下水压測定箇所、岩盤の限界圧力以上の水压をかけ、岩盤内の亀裂を強制的に開口させることと定義する。また、この目的は、地下水压測定に必要なウォータパスを形成することである。

「第1回 水押し試験」と「第2回水押し試験」の間に、Z-0およびZ-3を水压破碎した。また、「初期水压測定 1」の結果からZ-1のデータのみ異常な値を示したため、Z-1を水压破碎した。

(a) 破碎方法

水圧破碎では当該箇所ダブルバックを設置し、破碎するまで（孔内水圧が、岩盤の限界圧力以上に達するまで）ポンプで加圧した。

(b) 破碎結果

「第1回水押し試験」と「第2回水押し試験」の間に実施したZ-0およびZ-3の水圧破碎は、Z-0が14kgf/cm²、Z-3が7kgf/cm²で破碎した。また、Z-1は、21kgf/cm²で破碎した。

(7) 再水押し試験

水圧破碎後、当該箇所にウォータパスが形成されていることを確認し、かつ他区間への水圧破碎の影響の有無を調べる目的で行った。

(a) 試験方法

水押し試験と全く同様とした。

(b) 試験結果

再水押し試験結果を表-7.20に示す。

Z-1の水圧破碎前に行った注水試験結果（表-7.19参照）と比較すると、下記のことはいえる。

- ① Z-1は、水圧破碎により透水性が大きくなった。
- ② Z-2は、Z-1の水圧破碎前よりも若干透水性が大きくなった。
- ③ Z-3は、Z-1の水圧破碎前よりも透水性が小さくなった。

Z-1の水圧破碎による他区間への影響の有無を下記に示す。

Z-2——前項の②から判断すると、少なくともはあるが影響を受けている可能性がある。

Z-3——前項の③の現象は亀裂の目詰まりを示している。したがって、本区間は水圧破碎の影響は受けていないと判断される。

表-7.20 再水押し試験結果

口元圧力 (kgf/cm ²)	Z-1 21.45~21.75m (ℓ/min)	Z-2 26.20~26.50m (ℓ/min)	Z-3 31.45~31.75m (ℓ/min)
0.0	4.2	0.0	2.1
1.0	6.6	0.1	3.0
2.0	8.2	0.2	3.9
1.0	5.6	0.1	3.0
0.0	3.2	0.0	2.2

(8) 初期地下水圧測定 2

再水押し試験完了後、「初期地下水圧測定 2」を行った。本測定は多段埋設式測定孔と同時に行ったことを除けば、測定目的および測定方法は「初期地下水圧測定 1」と全く同じである（(5) 初期地下水圧測定 1 参照）。

なお、測定結果は多段埋設式測定孔の測定結果とともに「7.5 地下水圧測定結果」に示す。

(9) 付帯設備

図-7.32に示すように足場を設置し、その上に多連パッカ式ソンドの孔内建込み用四脚、ウインチおよびデータログ収納用の格納箱を固定した。また、孔口の保護のため、コンクリートを打設した。

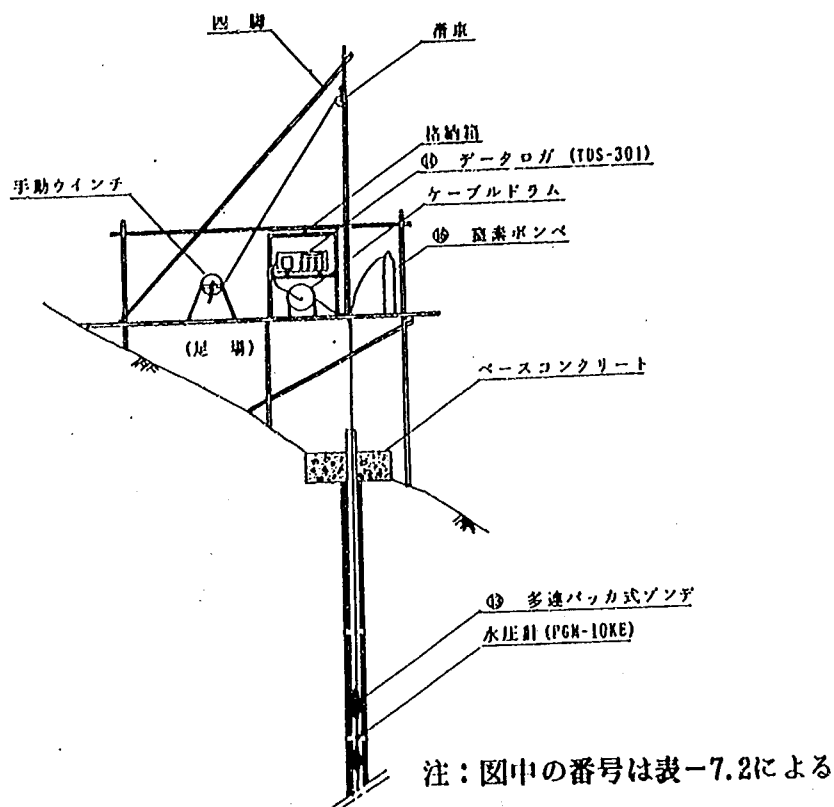


図-7.32 設置工完了図

7.5 地下水圧測定結果

7.5.1 定常地下水圧分布

多段埋設式測定法では最終測定値を、また多連パッカ式測定法では多連パッカ式ソンドをセットした時に生じた一時的な水圧上昇の影響が消散し、水圧が充分安定した時点の測定値を、定常地下水圧と定義する。

多段埋設式測定孔 (NO.1孔) および多連パッカ式測定孔 (NO.2孔) の初期地下水圧測定結果を図-7.35~7.36および図-7.37に示す。また、図示したデータの測定時期を、表-7.21に示す。

表-7.21 各測定結果の測定実施概要

図 番	測定方法	測定孔	測 定 日
図-7.35	多段埋設式	NO.1孔	4月 8日~ 4月10日
図-7.36	多段埋設式	NO.1孔	4月20日~ 4月22日
図-7.37	多連パッカ式	NO.2孔	4月20日~ 4月22日

図-7.35～7.37に示した測定データから作成した定常地下水圧分布を図-7.33および図-7.34に示す。

図-7.33および図-7.34から、下記のことがわかる。

- ① NO.1孔・NO.2孔とも地下水圧分布は、ほぼ静水圧分布である。
- ② NO.1孔とNO.2孔の地下水圧分布は、調査ボーリングの最終孔内水位によって示される分布曲線とほぼ一致する。

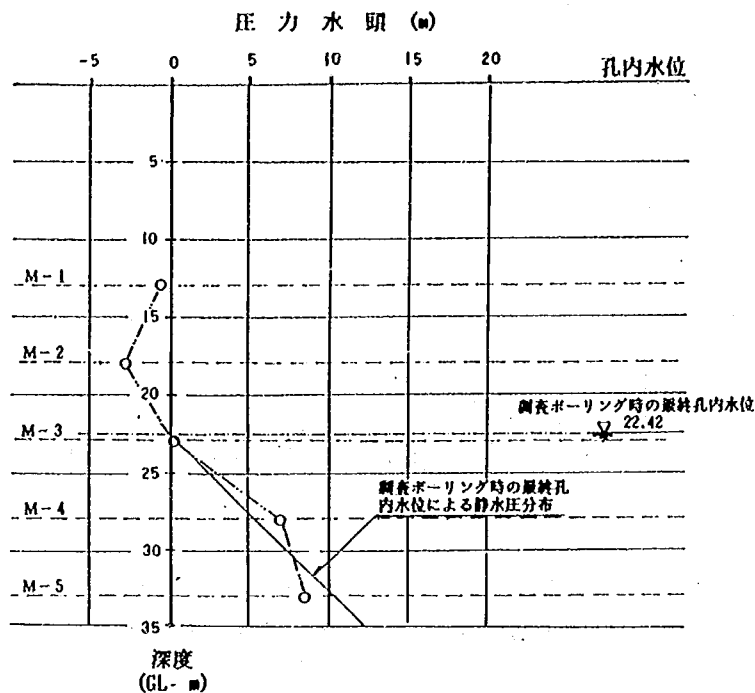


図-7.33 定常地下水圧分布図 (NO.1孔、4月10日)

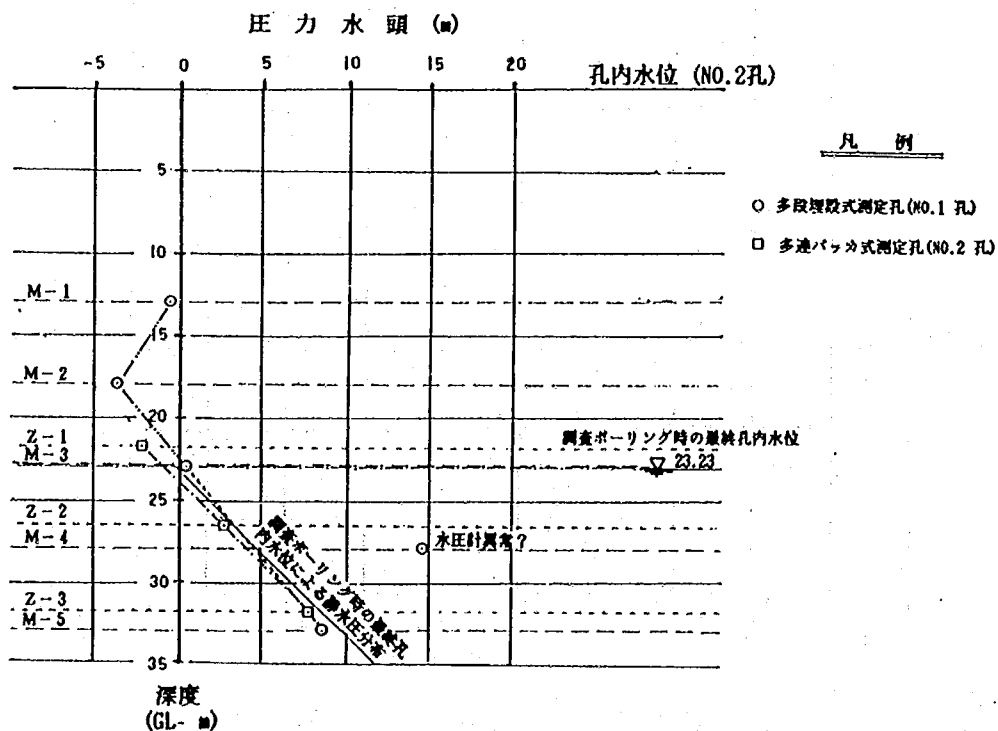


図-7.34 定常地下水圧分布図 (NO.1孔およびNO.2孔 4月22日)

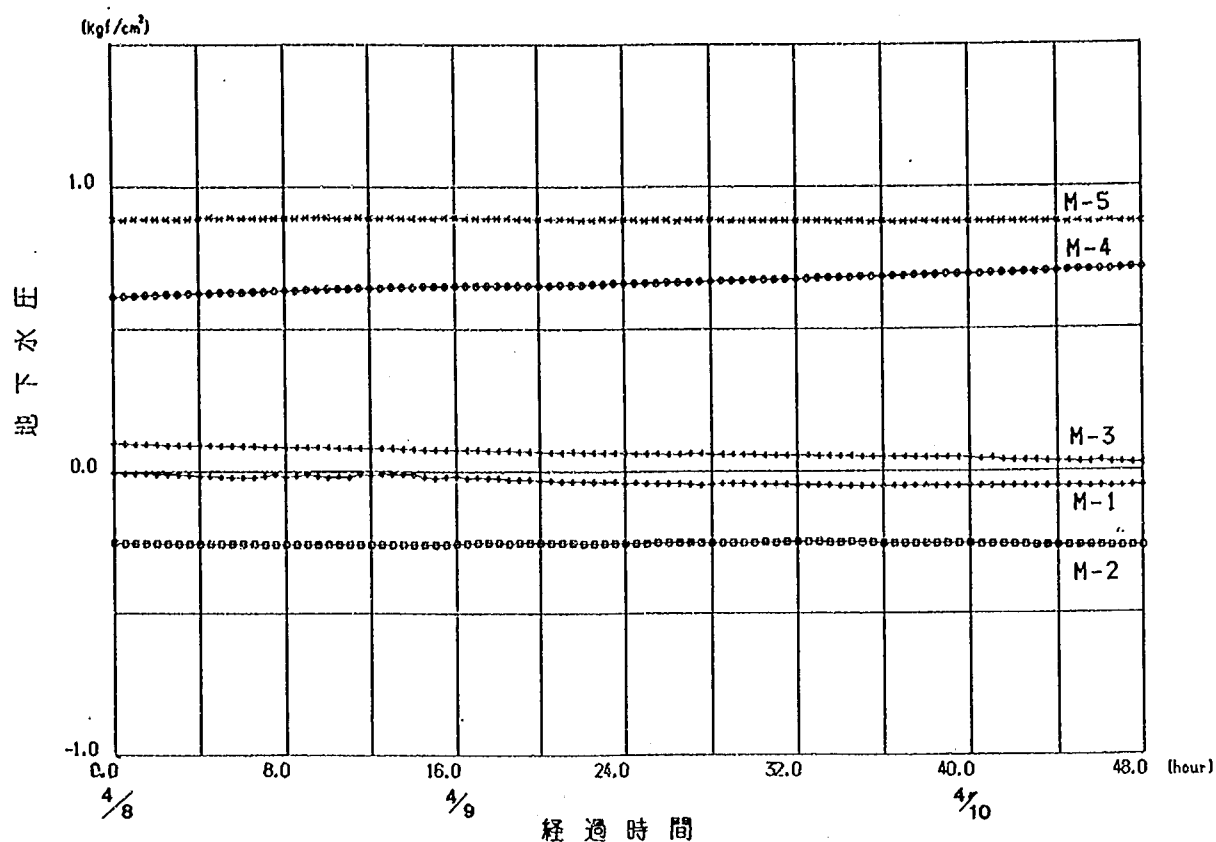


図-7.35 多段埋設式測定孔 (NO.1孔) の経時変化
(「初期地下水圧測定 1」、4月8日~4月10日に実施)

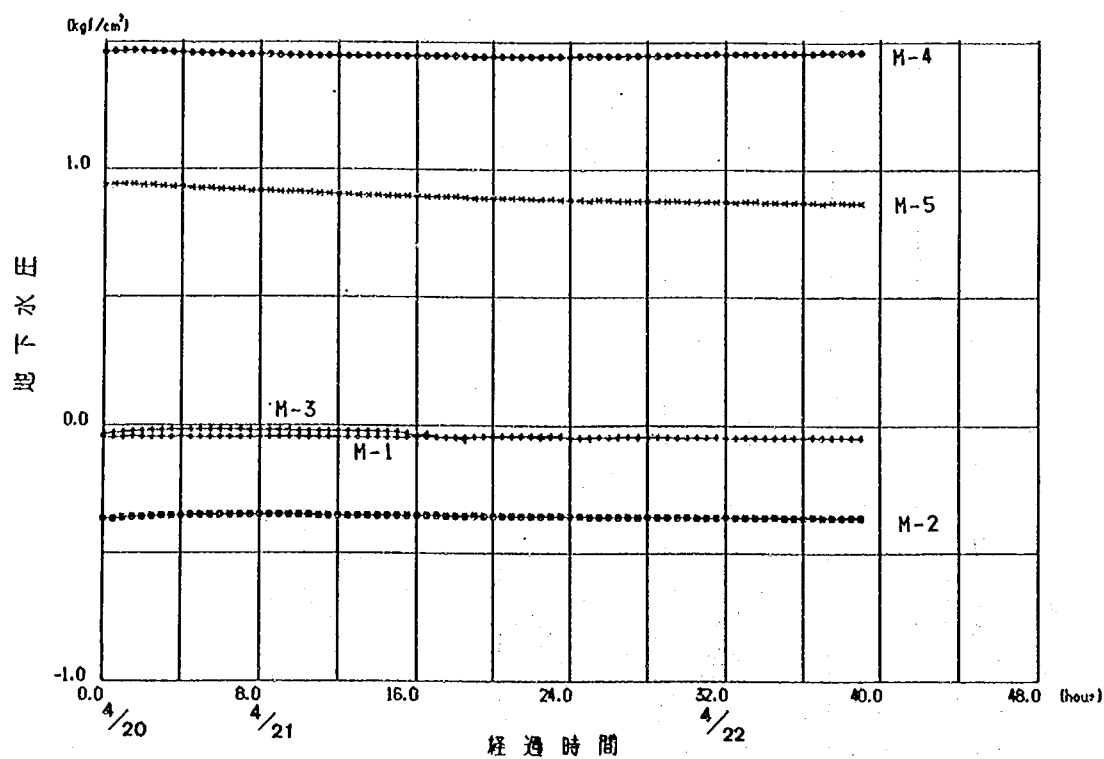


図-7.38 多段埋設式測定孔 (NO.1孔) の経時変化
(「初期地下水圧測定 2」、4月20日~4月22日に実施)

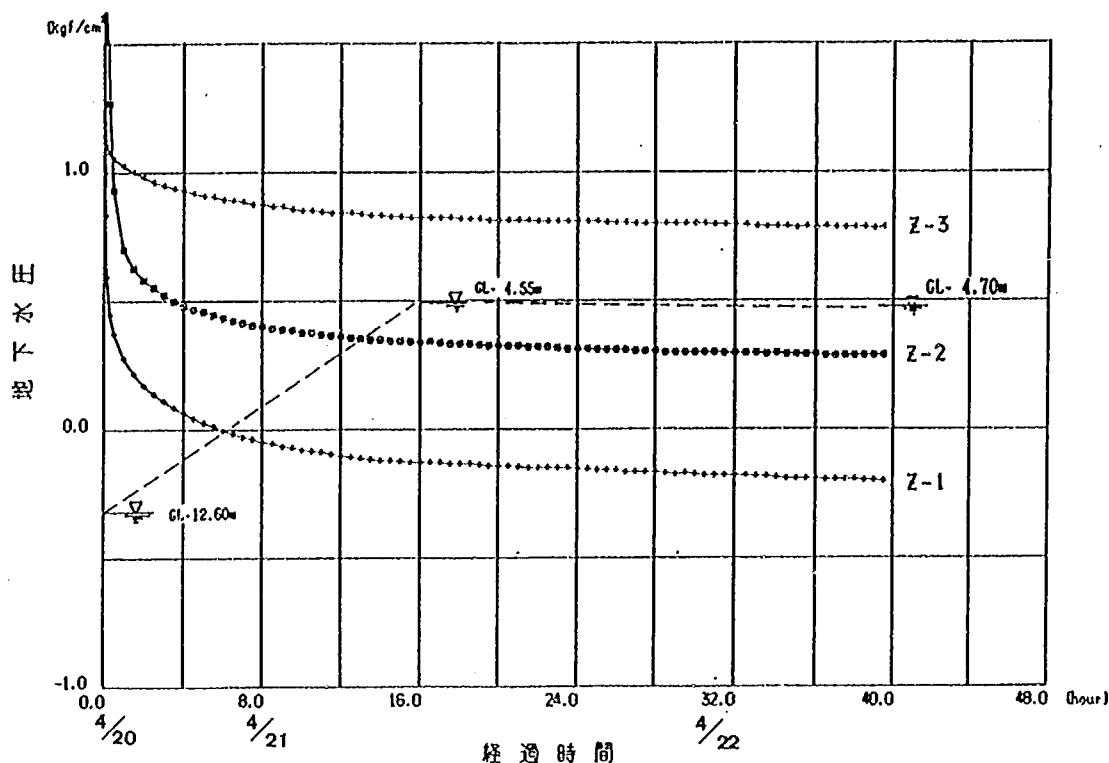


図-7.37 多連パッカ式測定孔 (NO.2孔) の定常状態に至る経時変化
(「初期地下水圧測定 2」、4月20日～4月22日に実施)

7.5.2 多連パッカ式測定孔の定常水圧状態に至る経時変化

図-7.37に多連パッカ式ソンドを設置してから水圧が定常状態に至るまでの各測定点の測定水圧および多連パッカ式ソンドより上の孔内水位の経時変化を示す。本図から下記のことがわかる。

- ① 各測定点とも、多連パッカ式ソンドを設置してから定常状態に至るまでには32～36時間かかる。
- ② 多連パッカ式ソンドより上の孔内水位はソンド設置後、16時間以内にはほぼ定常状態に達し、GL-4.70m付近で安定する。

上記の②の現象は、測定開始時の孔内水位面 (GL-12.60m) よりも上に伏流水があり、これが岩盤亀裂を通してウォータパス「Z-0 (GL-9.30～9.60m)」に到達し、孔内に流入しているものと判断される。しかし、この伏流水はZ-1～Z-3で測定される地下水圧には全く影響を与えていないことから、岩盤内の水圧分布に影響を与える程のものではないといえる (「7.5.1 定常地下水圧分布」参照)。

7.5.3 多段埋設式測定孔の定常水圧後の経時変化

多段埋設式測定孔の水圧の経時変化を図-7.38に、また各水圧計およびダミー水圧計の状態を含めて定常後の経時変化の特徴を表-7.22に示す。

各水圧計の指示値のうち、M-4は日々増加する傾向が認められ、かつその指示値は特に大きな値を示している。他の測定点は、調査ボーリング時の最終孔内水位による静水圧分布に概ね一致した値でほぼ安定している。ただし、M-1～M-3は、やや減少する傾向にある。

降雨に対する各測定点の地下水圧の反応は、測定点の深度により異なっている。GL-23m以浅に埋設したM-1～M-3は良く反応しているのに対し、GL-28m以深に埋設したものについては、M-5が

大量の降雨にのみわずかに反応する程度で、M-4の反応は認められない。

図-7.38に示した「H-9孔注水」および「Z-0注水」は、各水圧計の作動状態を確認する目的で地盤に注水したものである。これらの注水により、M-1を除いて各水圧計が良く反応していることがわかる。

なお、「H-9孔注水」は、H-9孔の口元から64~66 l/minの水を12時間にわたって孔内に注水した。また、「Z-0注水」は、NO.2孔のウォーターパスZ-0にダブルバックを設置し、118~120 l/minの水を圧力10kgf/cm²で、約3時間にわたって地盤に注入した。

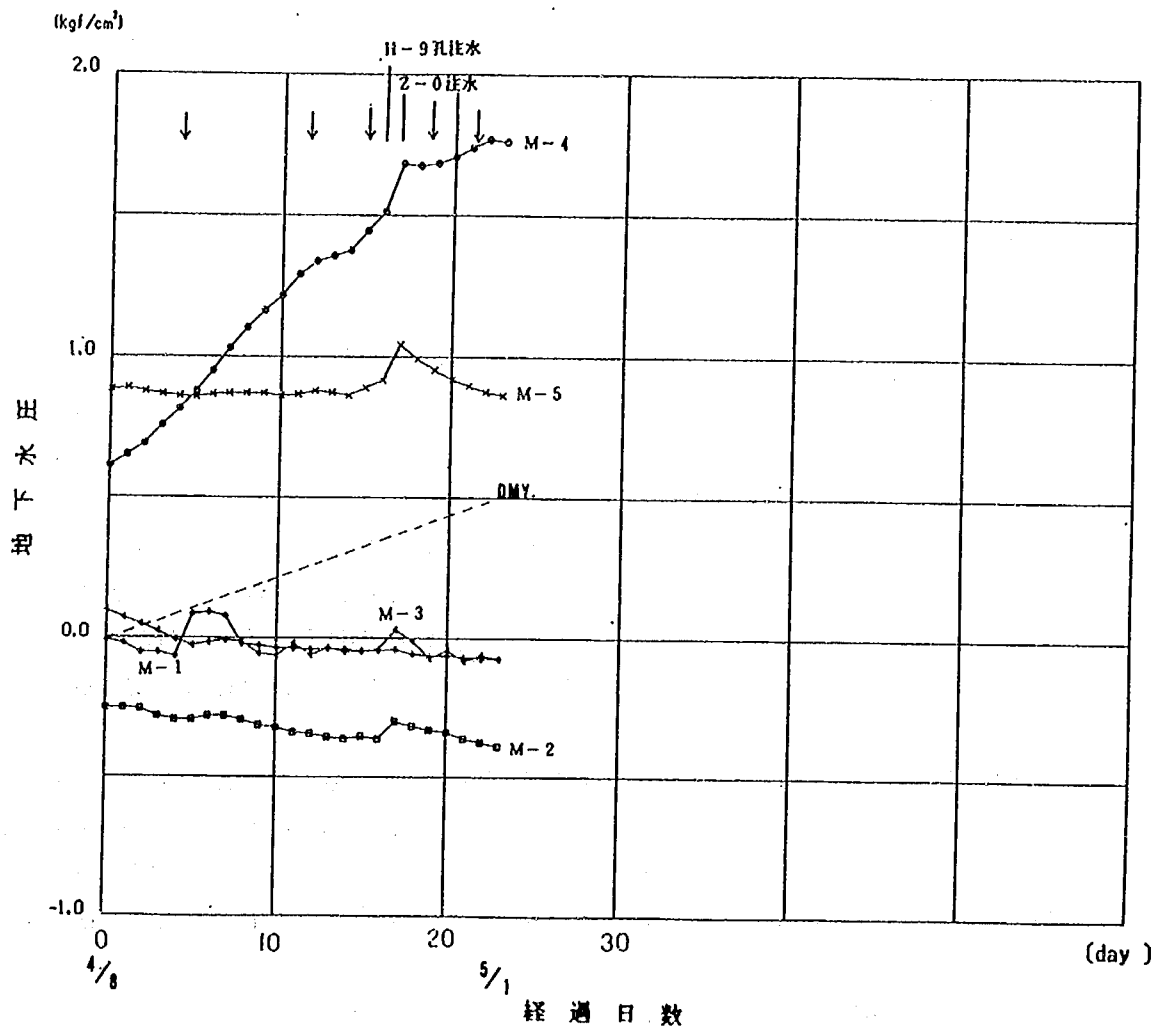


図-7.38 多段埋設式測定孔 (NO.1孔) の定常後の経時変化

表-7.22 水圧計の状態および経時変化の特徴（5月1日現在）

測定点 No.	測定点の深度 (GL- m)	水圧計の状態	換算圧力 (kgf/cm ²)	経時変化の特徴
		測定値のバラツキ (μ)		
M-1	13.00	1	-0.074	負の値を示し、現在も減少傾向にある。 降雨に良く反応する。 (正常)
M-2	18.00	1	-0.389	負の値を示し、現在も減少傾向にある。 降雨に反応する。 (正常)
M-3	23.00	1	-0.075	負の値を示し、現在も減少傾向にある。 降雨に反応する。 (正常)
M-4	28.00	3	1.760	特異に大きな値を示し、現在も増大傾向にある。 降雨に反応しない。 (異常?)
M-5	33.00	1	0.866	ほぼ一定の値を示している。 大量の降雨に対してのみわずかに反応する。 (正常)
DMY	34.50	1	0.496	経過時間に比例し、値が増加する傾向にある。

7.5.4 グミー水圧計の経時変化

グミー水圧計（DMY）の指示値は、埋設後、時間の経過に比例して増加する傾向にあり、明らかにドリフトしている（図-7.38参照）。また、M-4を除く各水圧計の指示値は概ね安定して推移していることを考慮すると、そのドリフト量は異常に大きいといえる。DMYのドリフトの原因は不明であるが、その値の大きさから推察すれば、個体の異常が考えられる。当初、DMYのドリフト量により各水圧計指示値を補正する予定であったが、この計画は実施しないこととする。

7.6 結果のまとめと残された問題点

7.6.1 結果のまとめ

本調査で実施した試錐調査・透水試験および地下水圧測定結果を要約し、以下に示す。

(1) 調査ボーリング

< NO.1 孔 >

- ① 上位から、崖錐堆積物（T I : GL-0.0~6.90m）、安山岩（A n II : GL-0.0~33.40m）、自破碎安山岩（A u : GL-33.40~35.00m）が、分布する。なお、GL-27.60~30.60m間は、脆弱部である。

- ② 安山岩および自破砕安山岩は、概ね塊状を呈する。また、両者とも弱風化を受けて岩色は赤色化してるが、岩質はともに堅硬であり、概ねC_M級ないしC_M~C_H級岩盤である
- ③ 脆弱部 (GL-27.60~30.60m)は、径5~40mmの安山岩礫を含む褐色角礫混じり粘土である。
- ④ ボーリング中の孔内水位は掘進が進むに従って低下し、最終孔内水位はGL-22.42m (EL185.48m)である。

< NO.2孔 >

- ① 上位から、崖錐堆積物 (T I : GL-0.0~5.60m)、自破砕安山岩 (A u : GL-5.60~9.35m)、安山岩 (A n II : GL-9.35~35.00m)が、分布する。
- ② 安山岩および自破砕安山岩は、概ね塊状を呈する。また、両者とも弱風化を受けて岩色は赤色化してるが、岩質はともに堅硬であり、概ねC_M級ないしC_M~C_H級岩盤である。
- ③ ボーリング中の孔内水位は掘進が進むに従って低下し、最終孔内水位はGL-23.23m (EL184.67m)である。

(2) 透水試験

< NO.1 孔 >

- ① ルジオン値は全般的に大きく、8~61ルジオンを示す。浅層部の風化帯付近(第1ステージ (GL-9.6~12.0m)は61ルジオン、脆弱部付近第5~6ステージ (GL-26.7~35.0m)は21および28ルジオンを示し、透水性が特に高い。その他の部分は、8~14ルジオンである。
- ② 判然としないが、全6ステージのうち3ステージで限界圧力を経たと認定した。その値は、2.7~3.0kgf/cm²である。

< NO.2 孔 >

- ① ルジオン値は全般的に小さく、6ルジオン以下の値を示す。特に、最終孔内水位の上位部 (第1~3ステージ (GL-8.0~25.0m)は、難透水性を示す。
- ② 全5ステージのうち3ステージで限界圧力を経たと認定したが、そのうち2件は明確ではない。その値は、3.0~3.7kgf/cm²である。

(3) 地下水压測定

- ① 今回測定した地点の鉛直方向の地下水压は、ほぼ静水压分布である。
- ② 定常的な地下水面よりも上に伏流水があるが、地盤内の定常的な地下水压分布に影響を与える程のものではない。
- ③ 多連パッカ式測定法では、多連パッカ式ゾンデを孔内に設置してから孔内圧が定常状態に達するまでに要する時間は、32~36時間である。

7.6.2 残された問題点

地下水压測定実証実験により、多段埋設式測定法および多連パッカ式測定法とも大きな問題はなく、適切な地下水压測定方法であることがわかった。しかし、細部では2~3の改善すべき点が見出されたので、以下に示す。

(a) 信号ケーブルの保護

水压計の信号ケーブルはゴムによりシールドされているが、そのゴムが破れて信号ケーブル内に水が入り、絶縁が低下したものが多段埋設式測定孔で2個、多連パッカ式ゾンデで1個、認められた。

絶縁の低下により測定不能になった水压計は無かったが、場合によっては測定不能に陥る危険性があり、信号ケーブルの保護は重要な問題である。特に、多段埋設式測定法では、MGLパイプの組立て時に信号ケーブルを傷つけてしまう可能性が常に付きまとうため、ゴムのシールドを二重にする等

の対策が必要である。

(b) シール材の孔外逸失

シール材として、プレバクトフロー値が約15秒（多段埋設式測定法）と約27秒（多連パッカ式測定法）の強粘性グラウトを用いたが、充填対象容積に対する実際の注入量は120～240%であった。この結果は、孔内に注入したシール材が、岩盤の亀裂に浸透し、孔外へ逸出していることを示している。

シール材が過度に孔外へ逸出すると、岩盤の亀裂を閉塞し、正確な地下水圧を測定できなくなる可能性がある。したがって、今後はより岩盤の亀裂に浸透しにくい性状のシール材を用いることが好ましい。難浸透性のシール材の持つべき性質として、粘性が大きいこと、硬化時間が短いことの二つが挙げられる。また、シール材の性質にあった孔内への設置方法も同時に検討する必要がある。

(c) シール材の上面の深さ測定方法

実証実験では、シール材が硬化した後に鉄筋棒を孔内に挿入し、注入したシール材の上面の深さを測定した。しかし、この方法では、シール材が硬化するまで後続作業を実施できず、施工性の点でやや問題がある。したがって、シール材の注入が完了した段階で、あるいはシール材注入中にリアルタイムでシール材の上面を管理・測定できる方法を開発できれば、施工性が大幅に改善される。

(d) フィルター材の上面の深さ測定方法

実証実験では、特製の器具により孔内に充填したフィルター材の上面の深さを測定した。しかし、大深度の地下水圧測定孔では、測定器具の自重が重くなるため、その先端がフィルター材中に自沈し、本方法により正確な深さを測定することは困難と予想される。したがって、より簡便で正確にフィルター材の上面の深さを測定する方法を考案する必要がある。

8. 実証試験Ⅱ（水圧の経時測定）

8.1 概説

実証試験Ⅰで設置した2種類の孔内多点水圧測定システムとその周辺の地下水位観測孔を用いて、ダムサイトの地下水圧分布の経時変化および降雨との関係等を明確にするために水圧の経時測定（昭和63年度）を実施した。

8.2 測定工

本節では、地下水圧測定および地下水位測定の目的とその実施方法について述べる。

鉛直方向の地下水圧分布の季節的変動および降雨との関係を把握する目的で既設のNO.1孔およびNO.2孔を地下水圧測定孔とし、地下水圧の経時測定を実施した。また、地下水圧の経時測定結果と地下水位との関係を調べる目的で地下水圧測定孔の近傍に位置するH-9孔およびH-10孔（昭和60年度調査）の孔内水位を測定した。同時に、NO.2孔では、本来の地下水面よりも上位に存在する別系統の地下水の観測を目的として、孔内水位も測定した。

8.2.1 地下水圧測定

地下水圧の測定は、NO.1孔では既設の多段埋設式測定装置を、NO.2孔では多連パッカ式ゾンデを使用して実施した。

以下に、地下水圧測定箇所の位置と測定方法について述べる。

(1) 地下水圧測定孔および測定箇所

地下水圧の測定孔は前述したとおりNO.1孔およびNO.2孔である。

地下水圧の経時測定は、NO.1孔で5箇所、NO.2孔で3箇所の計8箇所で実施した。これらの測定箇所の位置を、表-8.1にまとめて示す（図-7.15および図-7.25 参照）。

表-8.1 地下水圧測定位置（深さ）

NO.1孔（孔口標高 207.90m）			NO.2孔（孔口標高 207.90m）		
測定点NO.	深さ(GL- m)	標高(EL m)	測定点NO.	深さ(GL- m)	標高(EL m)
M-1	13.0	194.9	Z-1	21.6	186.3
M-2	18.0	189.9	Z-2	26.35	181.55
M-3	23.0	184.9	Z-3	31.6	176.3
M-4	28.0	179.9	〔備考〕 NO.2孔の測定箇所の深さおよび標高は、水圧測定対象区間の中心点の値を記入した。		
M-5	33.0	174.9			

(2) 地下水圧測定方法

測定機器の配置を図-8.1に示す。

NO.1孔の格納箱にスキャナボックス(ASW-30A：東京測器)を、NO.2孔の格納箱にデータログ（TDS-

301:東京測器)を配置した。スキャナボックスとデータログは専用の信号ケーブルで接続し、両孔の地下水圧を同時に測定した。以下に、測定要領を示す。

- ① 測定は、測定器による無人測定とした。
- ② 測定インターバルは、1回/日とし、両孔の各測定箇所(計8箇所)の地下水圧を同時に測定した。
- ③ 測定は、ダイレクトモードで行った。
- ④ NO.2孔において、多連パッカ式ソンドを孔内に挿入する前に、地上で各水圧計のイニシャル値(0kgf/cm^2 の水圧に相当)を計測した。
- ⑤ NO.2孔の多連パッカ式ソンドは、経時測定期間中、孔内に設置したままとした。ただし、原則として24日に1度の割合で地上に引き上げ、水圧計のイニシャル値を取り直した。その後、多連パッカ式ソンドを所定の位置に再セットしたが、パッカの再加圧により測定点に過剰水圧が発生したため、この過剰水圧が完全に消散する間(多連パッカ式ソンドの再セット後、2日間)のデータは地下水圧の値としては採用しなかった。
- ⑥ データログおよびスキャナボックスは、原則として12日に1度の割合で、測定値・絶縁・バラツキおよび感度のチェックを行い、両装置が正常に作動していることを確認した。

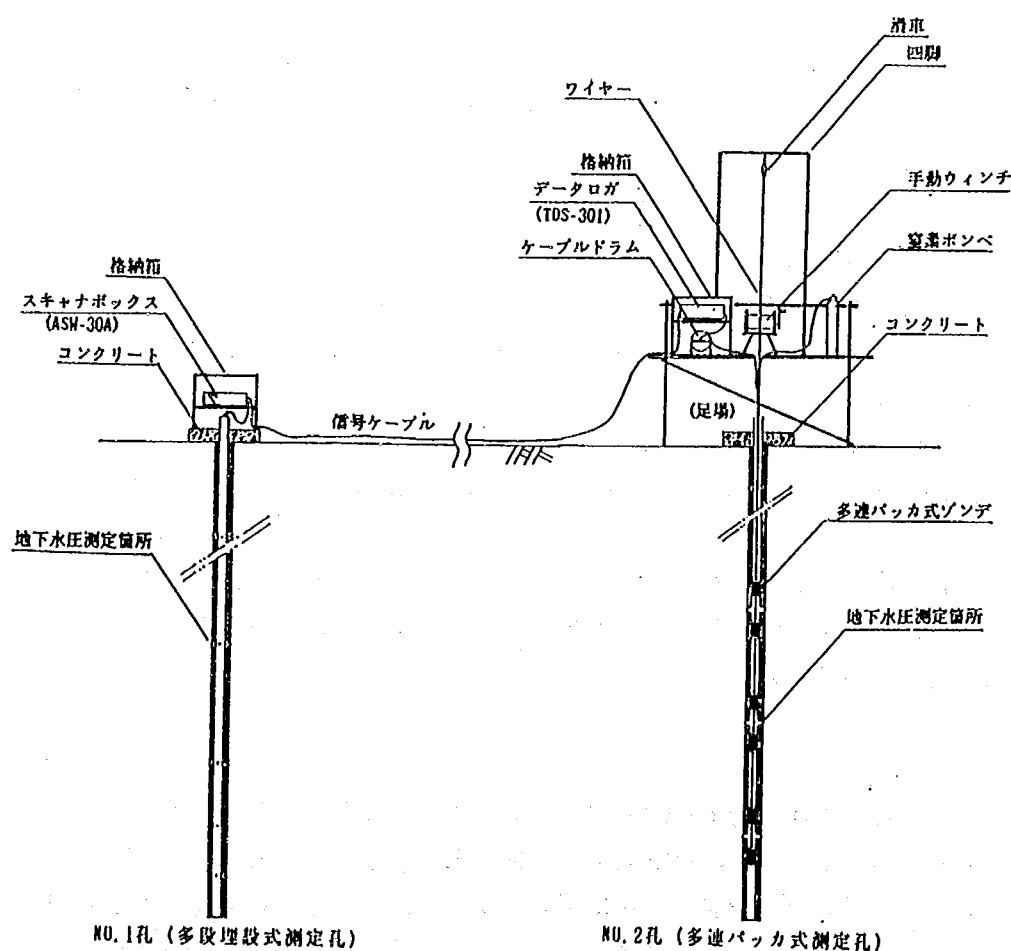


図-8.1 機器配置

地下水圧の測定はダイレクトモードで実施したため、各計測値を水圧に換算する必要がある。以下に、その換算方法について述べる。

N0.1孔は埋設式であるため、水圧計のドリフト量を考慮した地下水圧の値を算出することは不可能である。よって、式(7.5)を用いてN0.1孔の計測値を水圧に換算した。

これに対し、N0.2孔はゾンデ式であり、かつ前述の⑥に示したように原則として24日に1度の割合水圧計のイニシャル値を取り直したため、大気圧の変動を考慮しないと言う条件の下で、水圧計のドリフト量を知ることができる。さらに、水圧計のドリフトは、1サイクルの測定期間中を通じて、同じ割合で進行したと仮定すれば、各測定日ごとの経時的な水圧計のドリフト量を考慮した地下水圧の値を式(8.1)により求めることができる。よって、式(8.1)を用いてN0.2孔の計測値を水圧に換算した。

$$P = \{D - I_1 - (I_2 - I_1) \div M \times N\} \times K \quad \dots\dots(8.1)$$

ここで、P : 地下水圧 (kgf/cm²)

D : 計測値 (μ)

I₁ : 当該サイクルの測定を開始する直前のイニシャル値 (μ)
(0kgf/cm² の水圧に相当する計測値)

I₂ : 当該サイクルの測定を終了した直後のイニシャル値 (μ)
(0kgf/cm² の水圧に相当する計測値)

M : 当該サイクルの延べ日数

N : 当該サイクルの測定開始後の経過日数

K : 較正係数 (kgf/cm²/μ)

8.2.2 地下水位測定

(1) 地下水位測定孔

地下水位の測定実施孔はN0.2孔、H-9孔およびH-10孔とした。各測定実施孔の位置は図-7.1に示したとおりである。

(2) 地下水位測定方法

N0.2孔、H-9孔およびH-10孔の孔内水位を触針式水位計を用いて、原則として12日に1度の割合で同時に測定した。

なお、N0.2孔では、本来の地下水面よりも上位に存在する別系統の地下水の観測を目的とし、多連パッカ式ゾンデを孔内に設置した後にウォータパス「Z-0」から孔内に流入した地下水の水位を測定した(図-7.25参照)。

8.3 測定結果

本節では、地下水圧と地下水位の測定結果および日雨量とそれらの関係について述べる。日雨量の測定結果とともに地下水圧測定結果および地下水位測定結果を図-8.2に示す。

なお、本図に示した日雨量データはダムサイトで観測したものであるが、7月16日～7月27日間は停電により欠測となったため、同サイトより約5km上流に位置する観測地点のデータを記入している。

8.3.1 地下水圧測定結果

N0.1孔およびN0.2孔の地下水圧の経時変化を図-8.2示す。

なお、N0.1孔およびN0.2孔とも7月23日～7月26日の間は、停電のため欠測となった。

(1) NO.1孔の地下水位測定結果

NO.1孔では異なる深さに計5箇所の測定点を設け、地下水位の経時測定を実施した(表-8.1参照)。ここでは、それぞれの測定点ごとに経時変動の特徴を示すとともに、表-8.2に各水位計の状態を示す。各測定点の経時変動の特徴は、以下に示すとおりである。

1) M-1(設置深さ GL-13.00m)

- ① 降雨の影響を受けていると考えられるデータを除けば、地下水位の値は $-0.1 \sim -0.0 \text{ kgf/cm}^2$ の間で安定して推移した。
- ② 日雨量が40mm未満の降雨には、殆ど反応しない。
- ③ 日雨量が40mm以上の降雨に対して地下水位の上昇が認められ、降り始めから1日以内にその値がピークに達する。また、地下水位がピークに達した後、1日～4日で降雨の影響は消散する。
- ④ 測定期間中に記録した地下水位の最大値は、6月12日の 0.33 kgf/cm^2 であった。

2) M-2(設置深さ GL-18.00m)

- ① 測定開始時(4月)から負の値(-0.25 kgf/cm^2)を示し、4月～8月中旬までは月当たり約 0.15 kgf/cm^2 の割合で減少した。その後、 $-0.9 \sim -1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲でほぼ安定して推移した。しかし、2月中旬以降の降雨の影響を受け、測定終了日(3月15日)には、 -0.83 kgf/cm^2 まで増加した。
- ② 日雨量が40mm未満の降雨には、殆ど反応しない。
- ③ 日雨量が40mm以上の降雨に対して地下水位の上昇が認められ、その降り始めから1日～2日以内にピークに達する。しかし、反応量(降雨前後の地下水位の値の変動量)はM-1の約1/5と小さい。また、地下水位がピークに達した後、3日～5日で降雨の影響は消散する。

3) M-3(設置深さ GL-23.00m)

- ① 本測定点の地下水位の変動は、大局的に次の(a)～(f)の期間に区分できる。

(a) 4月～7月中旬

降雨の影響を受けていると考えられるデータを除けば、地下水位は $-0.1 \sim -0.0 \text{ kgf/cm}^2$ の間で安定して推移した。

(b) 8月～10月中旬

地下水位が月当たり約 0.2 kgf/cm^2 の割合で減少し、10月下旬には -0.27 kgf/cm^2 まで低下した。

(c) 10月下旬～12月中旬

地下水位が、 $-0.26 \text{ kgf/cm}^2 \sim -0.27 \text{ kgf/cm}^2$ の間で安定して推移した。

(d) 12月下旬

地下水位が急激に減少し、 -0.36 kgf/cm^2 となった。

(e) 1月～2月中旬

地下水位が、概ね -0.36 kgf/cm^2 で安定して推移した。

(f) 2月中旬～3月15日

降雨の影響を受け、2月27日には -0.21 kgf/cm^2 まで増加した。その後、やや減少傾向を示し、測定終了日(3月15日)には -0.33 kgf/cm^2 となった。

- ② 日雨量が40mm未満の降雨には殆ど反応しない。
- ③ 日雨量が40mm以上の降雨に対して地下水位の上昇が認められ、その降り始めから2日～3日以内にピークに達する。しかし、反応量(降雨前後の地下水位の値の変動量)はM-1の約1/3である。また、地下水位がピークに達した後、3日～5日で降雨の影響は消散する。
- ④ 測定期間中に記録した地下水位の最大値は、7月29日の 0.12 kgf/cm^2 である。

表-8.2 NO.1孔に埋設されている各水圧計の状態
(昭和63年4月8日および平成元年3月15日現在)

測定点 NO.	水圧計の 埋設深さ (GL- m)	3月15日現 在の指示値 (kgf/cm ²)	測定値のばらつき (kgf/cm ²)		備 考
			4月 8日	3月15日	
M-1	13.00	0.143	0.0027	0.0027	正常に作動している。
M-2	18.00	-0.832	0.0028	0.0028	測定値は負の値を示す。
M-3	23.00	-0.327	0.0028	0.0280	ばらつきがやや大きい。測定値は当初減少傾向を示したが1月以降はほぼ安定した。また、その値は負の値を示す。
M-4	28.00	2.754	0.0028	0.0084	測定値は当初増加傾向を示したが、12月以降はほぼ安定した。異常に大きな値を示す。
M-5	33.00	0.495	0.0029	0.0029	正常に作動している。

4) M-4 (設置深さ GL-28.00m)

① 本測定点の地下水圧の変動は、大局的に以下の(a)~(g)の期間に区分できる。

(a) 4月~5月上旬

地下水圧が月当たり1.3kgf/cm²の割合で急激に増加し、その値は0.61kgf/cm²から1.95kgf/cm²に達した。

(b) 5月中旬~5月下旬

地下水圧が1.95kgf/cm²で、ほぼ安定して推移した。

(c) 6月上旬~7月下旬

地下水圧が月当たり 0.13kgf/cm²の割合で徐々に増加し、7月30日には2.23kgf/cm²に達した。これは、6月上旬の連続降雨と6月23日の大雨(日雨量:212mm)および7月中旬の連続降雨と関係していると推察される。

(d) 8月上旬~9月上旬

地下水圧が月当たり約0.1kgf/cm²の割合で減少し、9月5日には2.1kgf/cm²となった。これは、該当期間の降雨量が比較的少なかったことが関係していると推察される。

(e) 9月中旬~11月

地下水圧が月当たり約 0.15kgf/cm²の割合で増加し、11月30日には2.61kgf/cm²に達している。

(f) 12月~2月初旬

地下水圧が、0.60~2.65kgf/cm²でほぼ安定して推移した。

(g) 2月初旬~3月15日

降雨の影響を受け、2月28日には地下水圧の値が2.75kgf/cm²まで増加した。その後、測定終了日(3月15日)までは、ほぼ安定して推移した。

② 本測定点の経時変化は、後述する測定点M-5の経時変化とはほとんど連動せず、独自の変化を示した。また、地下水位は、測定開始日（4月18日）直後のデータを除いて、異常に大きな値を示している。

③ 降雨と地下水位の関係はあまり明瞭ではないが、少なくとも40mm以上の降雨に対して地下水位が上昇する傾向がある。

5) M-5（設置深さ GL-33.00m）

① 本測定点の経時変化は、N0.1孔の中で最も緩慢である。地下水位の変動は、大局的に次の(a)～(c)の期間に区分できる。

(a) 4月～9月

地下水位が $0.86 \sim 0.99 \text{ kgf/cm}^2$ の間にあり、安定して推移した。

(b) 10月～2月初旬

地下水位が月当たり 0.12 kgf/cm^2 の割合で減少し、2月中旬に測定期間中の最小値である 0.44 kgf/cm^2 を示した。

(c) 2月中旬～3月15日

降雨の影響を受け、地下水位が月当たり 0.06 kgf/cm^2 の割合で増加し、3月3日に 0.53 kgf/cm^2 に達した。その後、測定終了日（3月15日）まではほぼ安定して推移した。

② 日雨量が40mm未満の降雨には、殆ど反応しない。

③ 日雨量が40mm以上の降雨に対して地下水位の上昇が認められる。しかし、反応速度（地下水位力値が変化する速さ）が緩慢であるため、降雨の降り始めから何日目に上昇ピークがあるのか明瞭にはわからない。また、降雨の影響が消散することについても同様である。

④ 測定期間中に記録した地下水位の最大値は、7月29日の 0.99 kgf/cm^2 である。

(2) N0.2孔の地下水位測定結果

N0.2孔では異なる深さに計 3箇所の測定点を設け、地下水位の経時測定を実施した（表-8.1参照）。測定結果を図-8.2に示す。ここでは、それぞれの測定点ごとに経時変動の特徴を示すとともに表-8.3に各水位計の状態を示す。

各測定点の経時変動の特徴は、以下に示すとおりである。

1) Z-1（設置深さ GL-21.70m）

① 測定期間中を通して地下水位は、 $-0.07 \sim 0.19 \text{ kgf/cm}^2$ の間にあり、その変動幅は 0.28 kgf/cm^2 である。地下水位が正の値を示す期間は、6月～9月初旬および1月下旬～3月までの期間に限られ、その他の期間は 0 kgf/cm^2 以下の値を示した。また、その変動形態はN0.1孔の測定点M-1のそれと比較すると緩慢である。本測定点の地下水位の変動は、大局的に以下の(a)～(e)の期間に区分できる。

(a) 5月中旬～5月下旬

地下水位が、 $-0.02 \sim -0.06 \text{ kgf/cm}^2$ まで徐々に減少した。

(b) 6月初旬～7月下旬

6月上旬の連続降雨と6月23日の大雨（日雨量：212mm）および7月中旬の連続降雨の影響を受け、地下水位が -0.04 から 0.19 kgf/cm^2 まで段階的に増加した。

(c) 8月初旬～10月初旬

地下水位が月当たり約 0.08 kgf/cm^2 の割合で減少し、10月初旬には -0.07 kgf/cm^2 まで低下した。

表-8.3 NO.2孔に設置されている各水圧計の状態
(昭和63年4月27日および平成元年3月15日現在)

測定点NO.	水圧計の 設置深さ (GL- m)	3月15日現在 の指示値 (kgf/cm ²)	測定値のばらつき (kgf/cm ²)		備 考
			4月27日	3月15日	
Z-1	21.70	0.109	0.0042	0.0042	正常に作動している。
Z-2	26.64	0.270	0.0041	0.0041	正常に作動している。
Z-3	31.60	0.776	0.0048	0.0000	正常に作動している。

(d)10月中旬～1月中旬

地下水圧は、-0.08～0.00kgf/cm²の間で安定して推移した。

(e)1月下旬～3月15日

- ① 降雨の影響を受け、0.00～0.11kgf/cm²の間で緩慢な増減を繰り返した。測定終了日（3月15日）は、0.11kgf/cm²であった。
- ② 日雨量が40mm未満の降雨には、殆ど反応しない。
- ③ 日雨量が40mm以上の降雨に対して地下水圧の上昇が認められ、降り始めから4日～5日目にピークに達する。しかし、ピークに達した後、降雨の影響が消散していく過程は緩慢であるため、降雨の影響が消散するために要する日数は明瞭にはわからない。
- ④ 測定期間中に記録した地下水圧の最大値は、7月29日の0.19kgf/cm²である。

2) Z-2（設置深さ GL-26.64m）

- ① 測定期間中を通して地下水圧は、0.03～0.62kgf/cm²の間にあり、その変動幅は0.59kgf/cm²である。また、その変動形態はNO.1孔の M-1のそれと比較すると緩慢である。本測定点の地下水圧の変動は、大局的に以下の(a)～(e)の期間に区分できる。

(a)5月中旬～5月下旬

地下水圧が、0.38～0.31kgf/cm²まで徐々に減少した。

(b)6月初旬～7月下旬

6月上旬の連続降雨と6月23日の大雨（日雨量：212mm）および7月中旬の連続降雨の影響を受け、地下水圧が0.31から0.62kgf/cm²まで段階的に増加した。

(c)8月初旬～1月初旬

地下水圧が月当たり約0.1kgf/cm²の割合で減少し、1月初旬には0.07kgf/cm²まで低下した。

(d)1月中旬～2月初旬

地下水圧は、0.03～0.08kgf/cm²の間で安定して推移した。

(e)2月中旬～3月15日

降雨の影響を受け、地下水圧が月当たり約0.2kgf/cm²の割合で増加し、測定終了日（3月15日）には、0.27kgf/cm²に達した。

- ② 日雨量が40mm未満の降雨には、殆ど反応しない。
- ③ 日雨量が40mm以上の降雨に対して地下水圧の上昇が認められ、降り始めから4日～5日目にピークに達する。

ークに達する。しかし、ピークに達した後、降雨の影響が消散していく過程は緩慢であるため、降雨の影響が消散するために要する日数は明瞭にはわからない。

④ 測定期間中に記録した地下水位の最大値は、7月29日の0.62kgf/cm²である。

3) Z-3 (設置深さ GL-31.60m)

① 測定期間中を通して地下水位は、0.51~1.11kgf/cm²の間にあり、その変動幅は0.60kgf/cm²である。また、その変動形態はN0.1孔のM-1のそれと比較すると緩慢である。本測定点の地下水位の変動は、大局的に以下の(a)~(e)の期間に区分できる。

(a) 5月中旬~5月下旬

地下水位が、0.91~0.84 kgf/cm²まで徐々に減少した。

(b) 6月初旬~7月下旬

6月上旬の連続降雨と6月23日の大雨(日雨量:212mm)および7月中旬の連続降雨の影響を受け、地下水位が0.83から1.11kgf/cm²まで段階的に増加した。

(c) 8月初旬~1月初旬

地下水位が月当たり約0.1kgf/cm²の割合で減少し、1月初旬には0.56kgf/cm²まで低下した。

(d) 1月中旬~2月初旬

地下水位は、0.51~0.58kgf/cm²の間で安定して推移した。

(e) 2月中旬~3月15日

降雨の影響を受け、地下水位が月当たり約0.2kgf/cm²の割合で増加し、測定終了日(3月15日)には0.78kgf/cm²に達した。

② 日雨量が40mm未満の降雨には、殆ど反応しない。

③ 日雨量が40mm以上の降雨に対して地下水位の上昇が認められ、降り始めから4日~5日目にピークに達する。しかし、ピークに達した後、降雨の影響が消散していく過程は緩慢であるため、降雨の影響が消散するために要する日数は明瞭にはわからない。

④ 測定期間中に記録した地下水位の最大値は、7月29日の1.11kgf/cm²である。

8.3.2 地下水位測定結果

N0.2孔・H-9孔およびH-10孔の地下水位の測定結果を図-8.2、および表-8.4に示す。

なお、N0.2孔は図-7.25に示すように多連パッカ式ソンドを設置している間にはウォータパス Z-0 (GL-9.30~9.60m)のみで地下水と孔内水が連絡しており、その他の区間ではそれらは遮断されている。したがって、本孔の孔内水位がGL-9.60mより深い場合の測定値の解釈は、「地下水位がGL-9.60mよりも深い位置にある」となる。このような場合、図-8.2では、破線で示してある。

(1) N0.2孔の地下水位測定結果

本孔の地下水位の変動は、下限が不明であるため変動幅を明示できないが、少なくとも4.18m以上である。また、降雨が続けば上昇し、降雨が少なければ低下する傾向がある。

本孔の地下水位の変動は、大局的に以下の(a)~(e)の期間に区分できる。

(a) 5月~8月初旬

地下水位がGL-5.42~8.57mの間にあり、その変動幅は3.15mである。地下水位の変動は、降雨が続けば上昇し、降雨が少なければ低下する傾向がある。ただし、6月初旬に計350mmの連続的な降雨があったが、この降雨による地下水位の上昇は認められない。これは多量の降雨があった直後(6月下旬)の地下水位データを欠いているため、見掛け上このような結果になったと推察される。

表-8.4 地下水位測定結果

測定年月日	地下水位測定値 (GL- m)		
	NO.2 孔 (孔口標高: 207.90m)	H- 9 孔 (孔口標高: 221.57m)	H-10孔 (孔口標高: 194.97m)
昭和63年 5月 1日	6.25	0.90	21.15
5月 9日	5.42	1.00	21.10
6月16日	7.07	1.77	20.90
7月 5日	8.57	3.96	20.85
7月20日	6.94	4.55	21.01
7月27日	5.99	4.80	18.87
8月 9日	8.54	5.31	19.07
8月22日	9.73	5.75	21.20
9月 3日	9.75	6.22	21.25
9月14日	7.08	6.53	21.30
9月24日	6.20	6.84	19.14
10月 5日	7.72	7.87	21.40
10月19日	18.97	7.60	21.40
10月31日	18.95	7.90	21.50
11月16日	19.05	8.36	21.74
11月24日	19.01	8.72	21.77
12月 5日	19.05	8.85	21.85
12月20日	18.96	9.14	21.72
12月26日	18.95	9.25	21.85
昭和64年 1月 5日	19.09	9.48	21.82
平成元年 1月18日	19.05	9.74	21.44
1月28日	18.97	10.01	19.77
2月17日	4.36	10.24	21.83
2月27日	4.24	10.56	21.30
3月15日	4.22	10.77	21.10

(b) 5月中旬～9月初旬

地下水位がGL-9.60mよりも深い位置まで低下している。これは、8月の降雨量が少ないためと推察される。

(c) 9月中旬～10月初旬

9月の初旬および下旬の降雨により、地下水位がGL-6.2～-7.1mまで回復した。

(d) 10月中旬～2月初旬

地下水位がGL-9.60mよりも深い位置まで低下している。これは、9月末～1月にかけて降雨が少ないためと推察される。

(e) 2月中旬～3月15日

地下水位がGL-4.2～-4.3mまで回復した。これは、2月中旬以降の降雨の影響と推察される。

(2) H-9 孔の地下水位測定結果

本孔の地下水位の変動は降雨の影響を全く受けず、GL-0.90 (5月1日) ～-10.77m (3月15日) まで約1m/月の割合で漸次低下し、その変動幅は9.87mであった。

(3) H-10孔の地下水位測定結果

本孔の地下水位は、測定期間を通してGL-18.87～-21.85mの間にあり、その変動幅は2.98mであった。降雨が続くと地下水位は上昇し、降雨が少なければGL-21.0～-21.85mまで低下したが、それ以下まで低下することはなかった。顕著な地下水位の上昇が認められたのは、7月下旬～8月上旬および9月下旬の2回である。

なお、5月～7月初旬の間の地下水位の変動に着目すると、6月初旬に計350mmの連続的な降雨があったにもかかわらず、地下水位がGL-20.85～21.15mの間にあり、その変動幅は0.30mとほぼ一定の地下水位で推移した。これは多量の降雨があった直後(6月下旬)の地下水位データを欠いているため、見掛け上このような結果になったと推察される。

8.4 考察

8.4.1 地下水圧および地下水位の変動と両者の関係

一般に、地下水位の変動は降雨量の変動と密接な関係があり、相当量の降雨があれば地下水位は上昇し、逆に降雨がなければ低下する。したがって、地下水面より深い同一の地点で地下水圧を測定すると、地下水圧の分布が静水圧分布に従わないような特殊な場合を除いて、地下水位が上昇すれば地下水圧は増加し、逆に地下水位が低下すれば地下水圧は減少することは明らかである。

図-8.2の日雨量のデータに着目すると、本年度は5月～9月および2月中旬～3月が降雨の多い期間、10月～2月上旬を降雨の少ない期間と分けることができる。

降雨の多い期間の中でも特に5月初旬、6月初旬、7月中旬～7月下旬9月初旬～9月中旬および2月中旬～2月下旬に降雨が集中し、その他の期間は降雨が少ない。このような降雨量の変動を反映し、地下水位および地下水圧の経時変動は、一部のデータを除いて、降雨の集中した期間には増加(上昇)し、逆に降雨がなければ両者とも減少(低下)している。また、それらの変動は、互いに調和している。

降雨の少ない10月～1月の期間は、一部のデータを除いて、地下水圧および地下水位とも徐々に減少(低下)していることがわかる。ただし、H-10孔は9月下旬に記録したGL-19.1mから10月初旬にGL-21.5mまで低下したものの、以後はこれ以上低下することなくほぼ安定した状態で推移している。こ

れは、H-10孔がA川河床に最も近く、その孔内水位がA川とほぼ同一標高であるためと考えられる（図-8.7参照）。

8.4.2 地下水圧分布

図-8.3～図-8.6に代表的な時期におけるN0.1孔およびN0.2孔の地下水圧分布を示す。また、これらの地下水圧分布図を作成した時期の特徴を表-8.5に示す。

表-8.5 地下水圧分布図を作成した時点の特徴

図 番	測定月日	特 徴
図-8.3(a) (b)	昭和63年 4月10日 昭和63年 5月11日	N0.1孔の地下水圧の経時測定開始直後 N0.2孔の地下水圧の経時測定開始直後
図-8.4	昭和63年 6月24日	6月23日の大雨(212mm)の直後
図-8.5	昭和63年 7月27日	測定期間中、地下水面が最も上昇した時期 (7月11日～7月27日の連続降雨の直後(梅雨時期))
図-8.6	平成元年 2月17日	測定期間中、地下水面が最も低下した時期 (降雨がない日、あるいは少ない日が連続した時期の直後)

(1) 地下水圧測定箇所と地下水面の位置関係

図-8.3～図-8.6からわかるように、測定箇所により地下水圧の値が負の値を示すものがある。この主因は地下水面が当該測定箇所よりも深い位置にあることであり、これに何らかの副因が作用した結果、サクション圧を受けていると考えられる。したがって、負の値を示す測定箇所は、少なくとも地下水面よりも上位にあると判断した。この判断を基に、地下水面と各測定箇所の位置関係について以下に述べる。

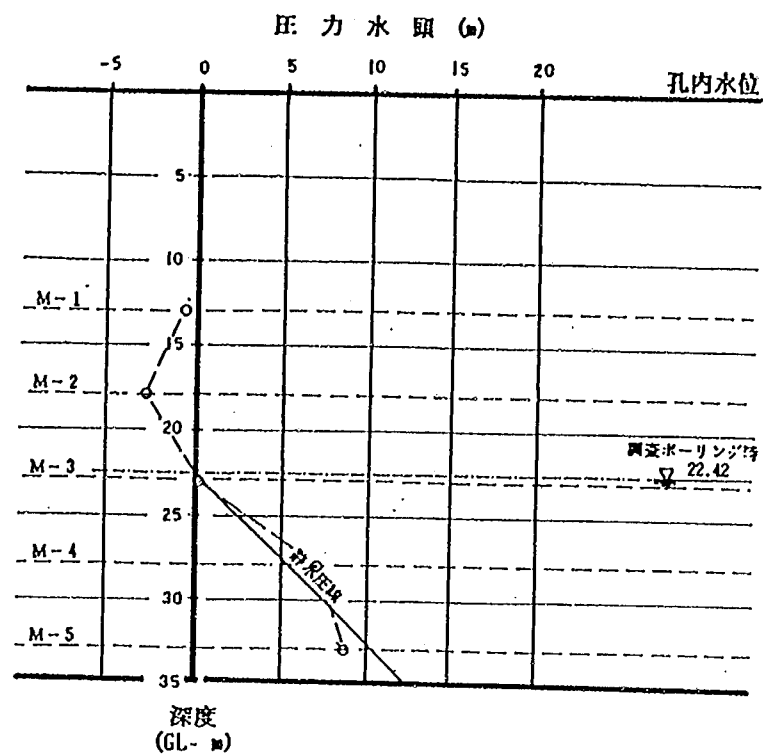
N0.1孔では、図-8.3～図-8.6および図-8.2の各測定点の地下水圧の変動状況から、M-1およびM-2は地下水面よりも上位にあり、M-3は地下水面付近、M-4およびM-5は地下水面よりも下位にあることがわかる。ただし、M-4で記録している地下水圧の値は測定箇所の深さから見て異常に大きな値であることは、明らかである（測定終了日の値から地下水位を逆算するとGL-0.5mとなる）。その原因として、水圧計本体が異常であること、または本水圧計の埋設されている脆弱部の地下水圧が他の地盤に比べて大きいことの二つが考えられる。しかし、降雨に対して地下水圧の増加が認められることは、M-4に地下水の出入り（流入）があることを示している。ここで、M-4で測定した地下水圧が正しいと仮定すると、脆弱部周辺の地下水圧のより低い地盤から被圧されている脆弱部に地下水が流入していることを示しており、浸透流の理論に反する。したがって、水圧計本体が何らかの原因で異常をきたしていると考えられる。

N0.2孔では、同様にして、Z-1が地下水面付近に位置し、Z-2およびZ-3は地下水面よりも下位にあることがわかる。

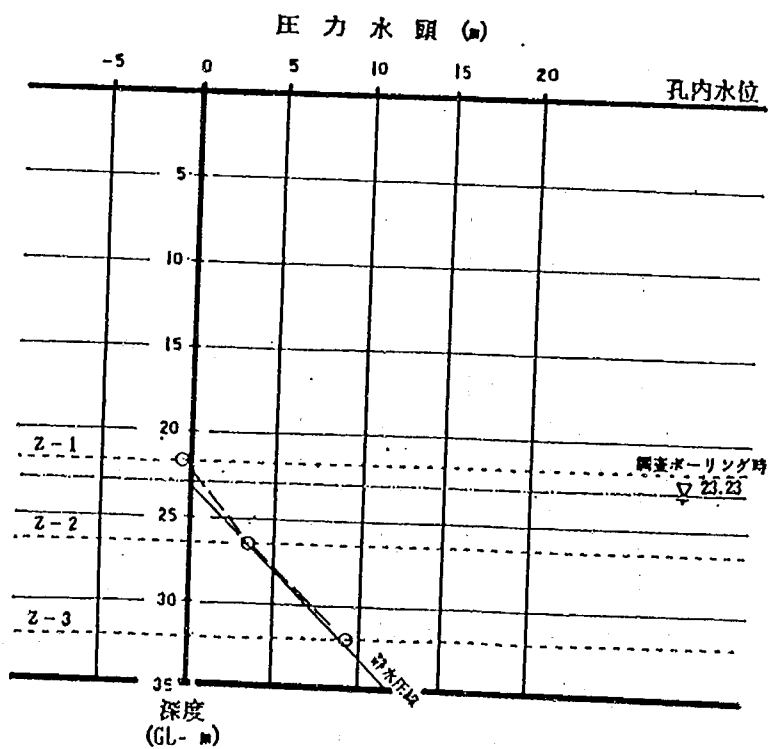
(2) 地下水圧分布の経時変動

図-8.3から、経時測定を開始した直後は両孔とも各データが、調査ボーリング時に確認した最終孔内水位による静水圧線上に概ね分布していることがわかる。

図-8.4は、大雨(212mm)の直後地下水圧分布を示したものである。本図と図-8.3を比較すると、地



(a) NO.1 孔 (4月10日)



(b) NO.2 孔 (5月11日)

図-8.3 地下水圧分布 (経時測定開始直後)

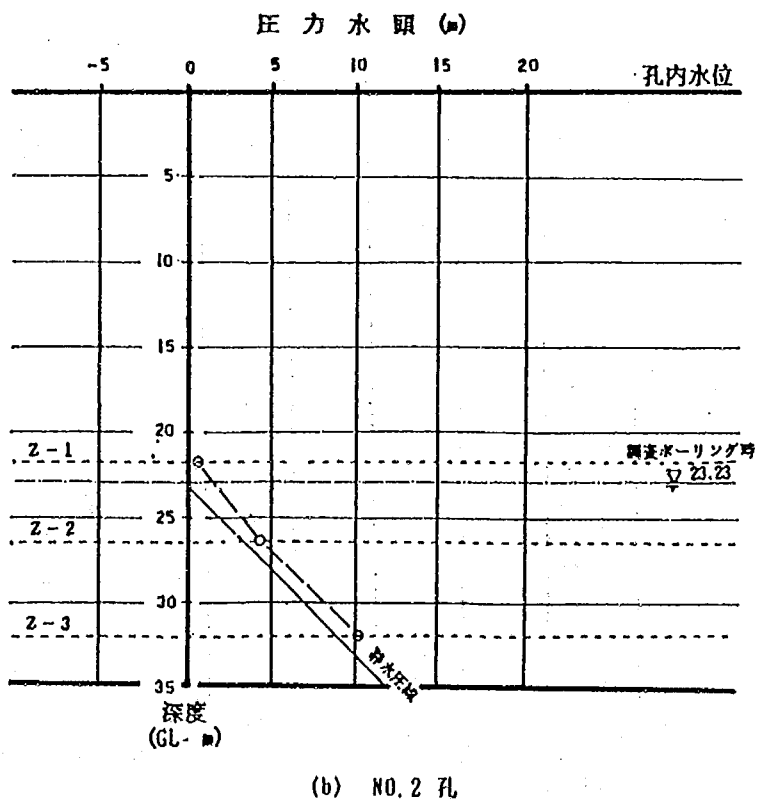
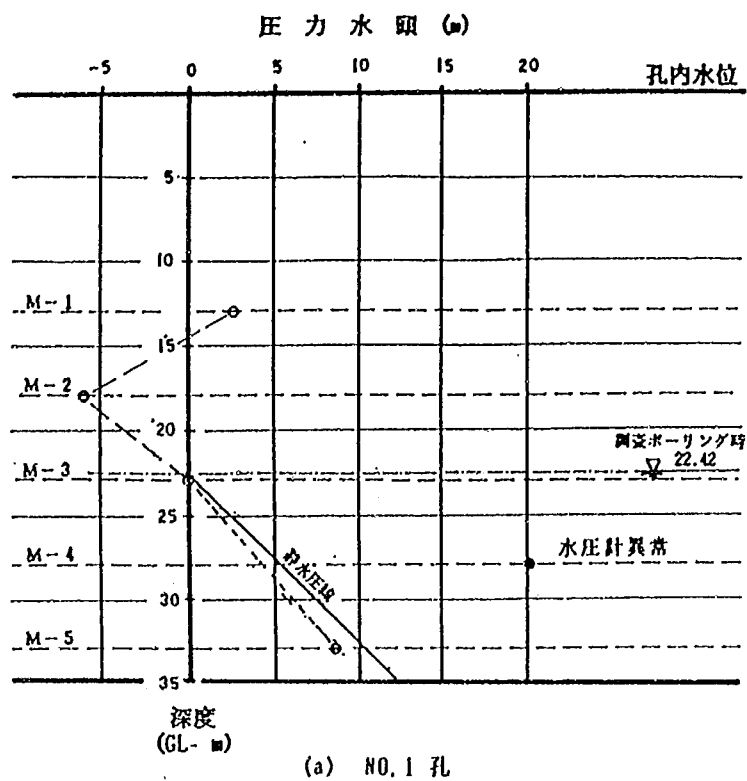
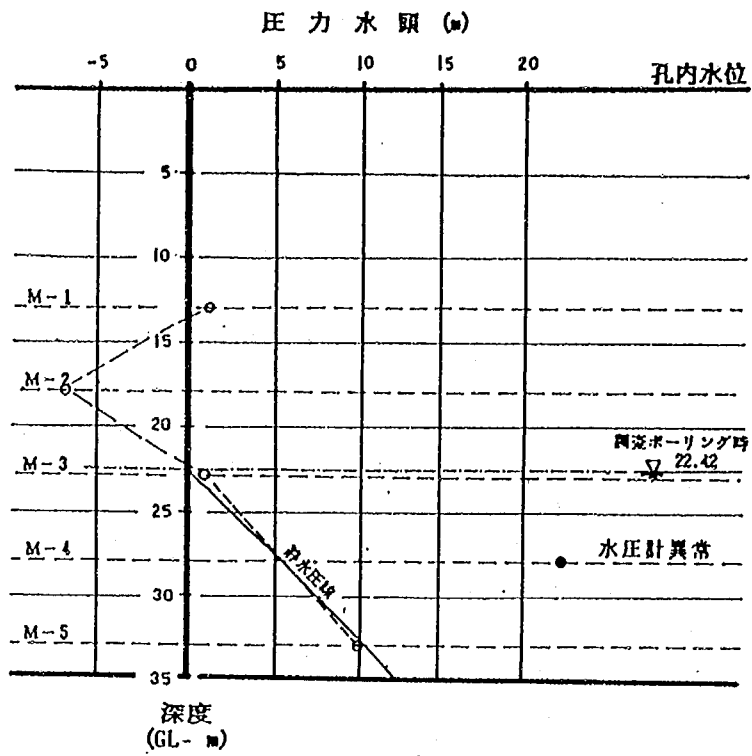
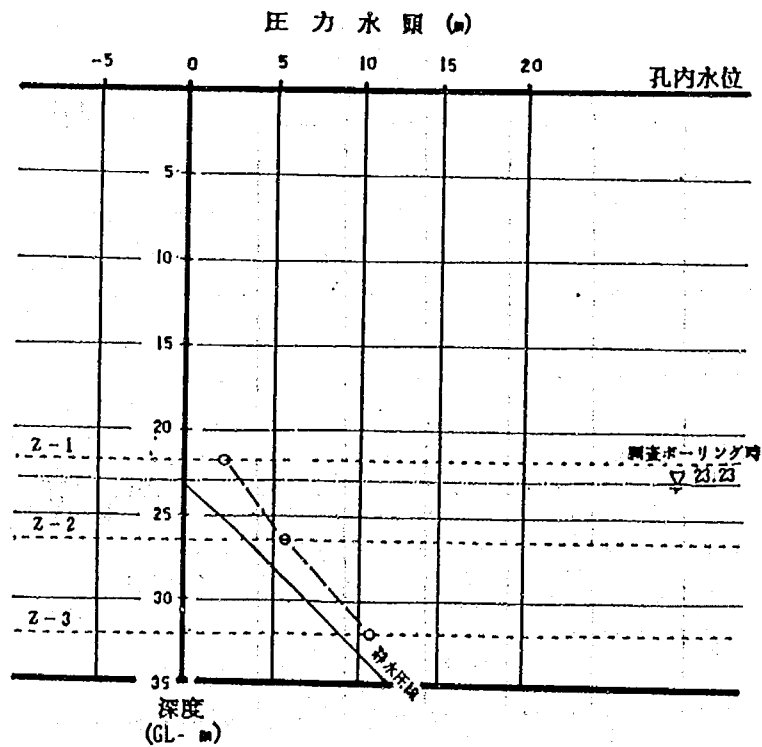


図-8.4 地下水圧分布 (昭和63年 6月24日)

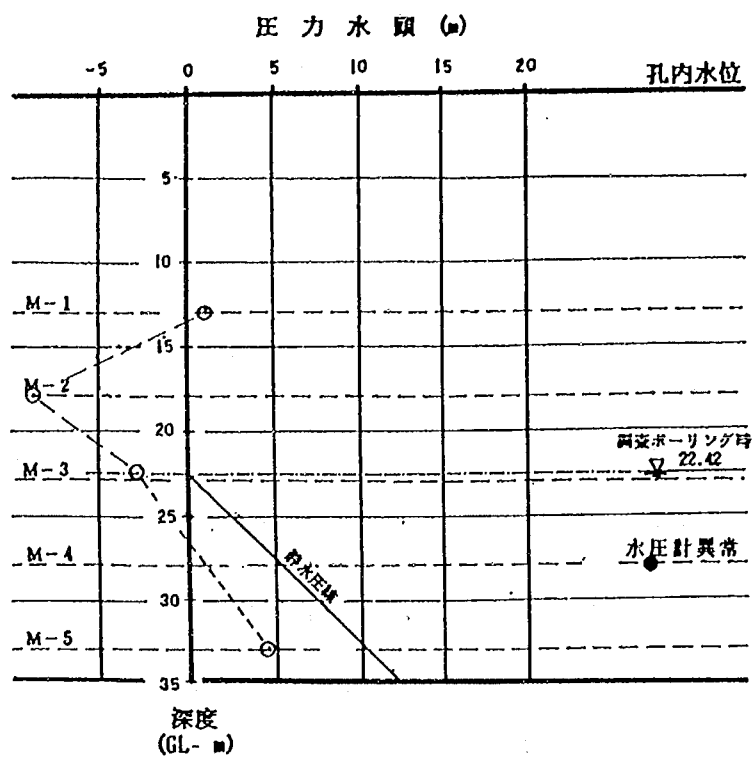


(a) NO.1 孔

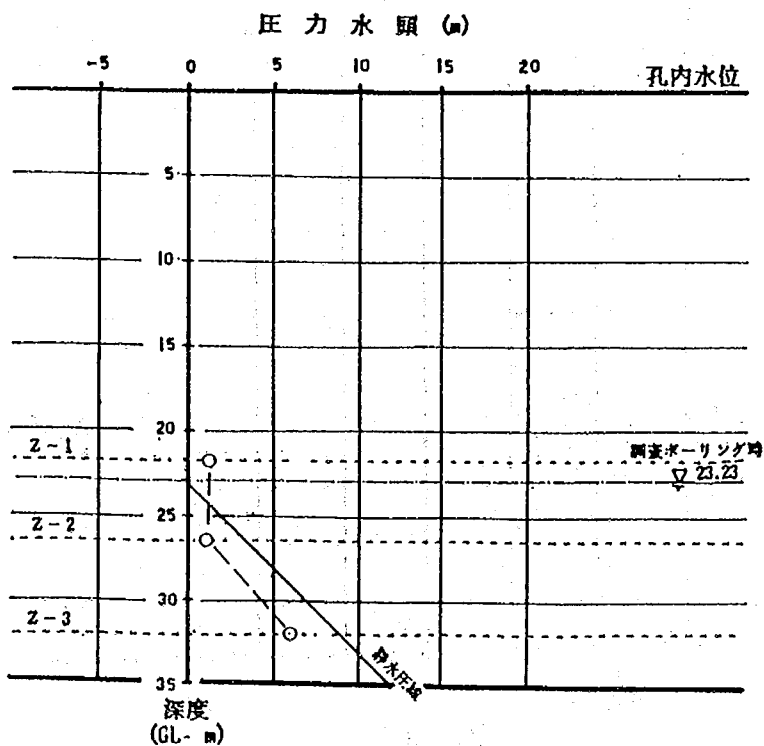


(b) NO.2 孔

図-8.5 地下水压分布 (昭和63年 7月27日)



(a) NO. 1 孔



(b) NO. 2 孔

図-8.6 地下水圧分布 (平成元年 2月17日)

下水面よりも下位にあるM-5の測定値が概ね同じであるのに対し、これよりも上位にあるM-1の値は大きくなっている。これは、大雨により地表に近い岩盤の亀裂が雨水で充填されたものの、地下水位に影響を与えるほどの量ではなかったためと考えられる。

図-8.5は梅雨時期の地下水位分布を、図-8.6は降雨量の少ない時期の地下水位分布を示したものである。両時期の地下水面よりも下位にある水圧測定点の地下水位を比較すると、梅雨の時期のほうが増加している（つまり、地下水面が上昇している）ことがわかる。

8.4.3 地下水面の変動

地下水位測定孔の地下水位データとN0.1孔およびN0.2孔の地下水位分布から推定した地下水位から地下水面の位置を想定し、降雨が多く測定期間中で最も地下水面が上昇した時期である7月27日の地下水面の状況と、降雨が少なく同期間中で最も地下水面が低下した時期である2月17日の地下水面の状況を、図-8.7および図-8.8に示す。なお、図-8.7および図-8.8は、図-7.1に示したA-A'およびC-C'断面である。

N0.1孔およびN0.2孔での地下水位は、地下水位分布が完全に静水圧分布に従うものと仮定した上で、それぞれの測定箇所から測定した地下水位の値から地下水位を独立して求め、それらの平均とした（表-8.6および表-8.7参照）。ただし、地下水位が負を示すデータは、値としての正確な意味が不明であることから、地下水位の推定には用いなかった。なお、地下水位の推定に用いたデータは、N0.1孔ではM-3およびM-5、N0.2孔ではZ-1～Z-3の測定値である。

図-8.7から得られる情報は下記のとおりである。

- ① 降雨の多い時期と少ない時期の地下水面の深さを比較すると、前者のほうが浅い。
- ② 降雨の多い時期と少ない時期のH-10孔とN0.2孔の地下水位の変動量を比較すると、H-10孔が約3.0mであるのに対しN0.2孔は約5.8mであり、N0.2孔のほうが大きい。
- ③ H-10孔の地下水位は、ほぼA川の河床とほぼ同じ標高にある。
- ④ H-9孔で測定している地下水位のデータは、調査ボーリング時の最終孔内水位と比較すると異常に高いこと、近接しているN0.2孔およびH-10孔の地下水位との関係は調和的でないこと、および図-8.2からわかるように経時的な水位変動が他の観測孔の変動形態とは異なることから、本来の地下水位とは別のものを測定している可能性が高い。

表-8.6 地下水位分布から推定した地下水面の深さ（昭和63年 7月27日）

孔 名	孔口標高 (EL m)	測定点N0. (深さ GL- m)	測定値 (kgf/cm ²)	地下水位 (GL- m)	平均地下水位 (GL- m)
N0.1孔	207.90	M-3 (23.00)	0.091	22.09	22.6
		M-5 (33.00)	0.992	23.08	
N0.2孔	207.90	Z-1 (21.70)	0.159	20.11	20.4
		Z-2 (26.64)	0.620	20.44	
		Z-3 (31.60)	1.106	20.54	

表-8.7 地下水圧分布から推定した地下水面の深さ（平成元年 2月17日）

孔 名	孔口標高 (EL m)	測定点NO. (深さ GL- m)	測定値 (kgf/cm ²)	地下水位 (GL- m)	平均地下水位 (GL- m)
NO.1孔	207.90	M-3 (23.00)	-0.379	—	28.8
		M-5 (33.00)	0.422	28.78	
NO.2孔	207.90	Z-1 (21.70)	0.033 *	—	26.2
		Z-2 (26.64)	0.049	26.15	
		Z-3 (31.60)	0.529	26.31	

注) *は、降雨が定常的な地下水面まで地盤中を浸透していく過程の影響であり、明らかに地下水位とは別のものであるため、計算から除外した。

図-8.8から得られる情報は下記のとおりである。

- ① NO.1孔と比較すると、NO.2孔の地下水位は約2～3 m高い。
- ② NO.2孔では本来の地下水面の上位に、これとは別系統の地下水が観測されたのに対し、NO.1孔ではそれに対応するものは観測されていない。
- ③ 降雨の多い時期と少ない時期の地下水面の深さを比較すると、前者のほうが約6 m上昇している。

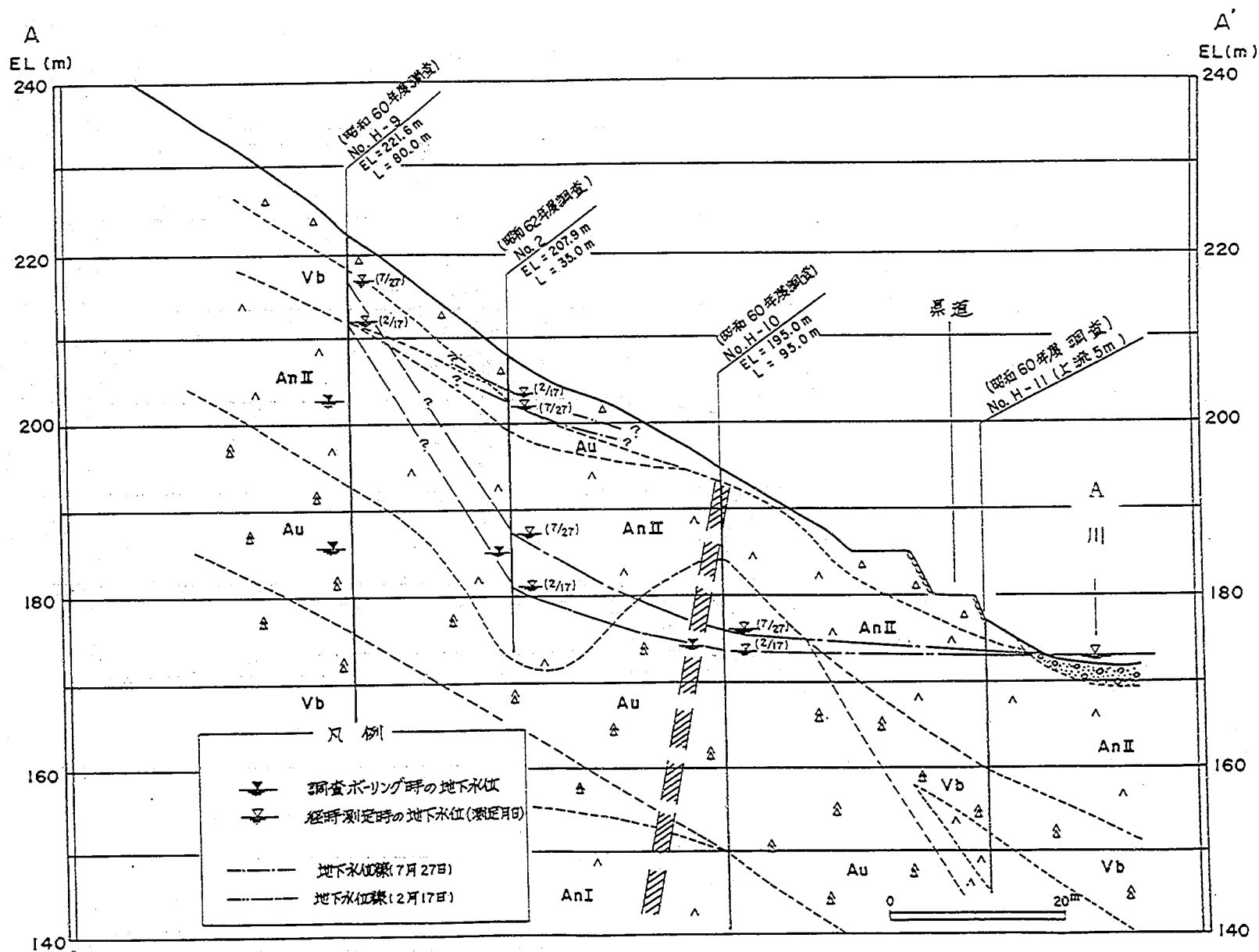


図-8.7 地下水面の変動 (A-A' 断面)

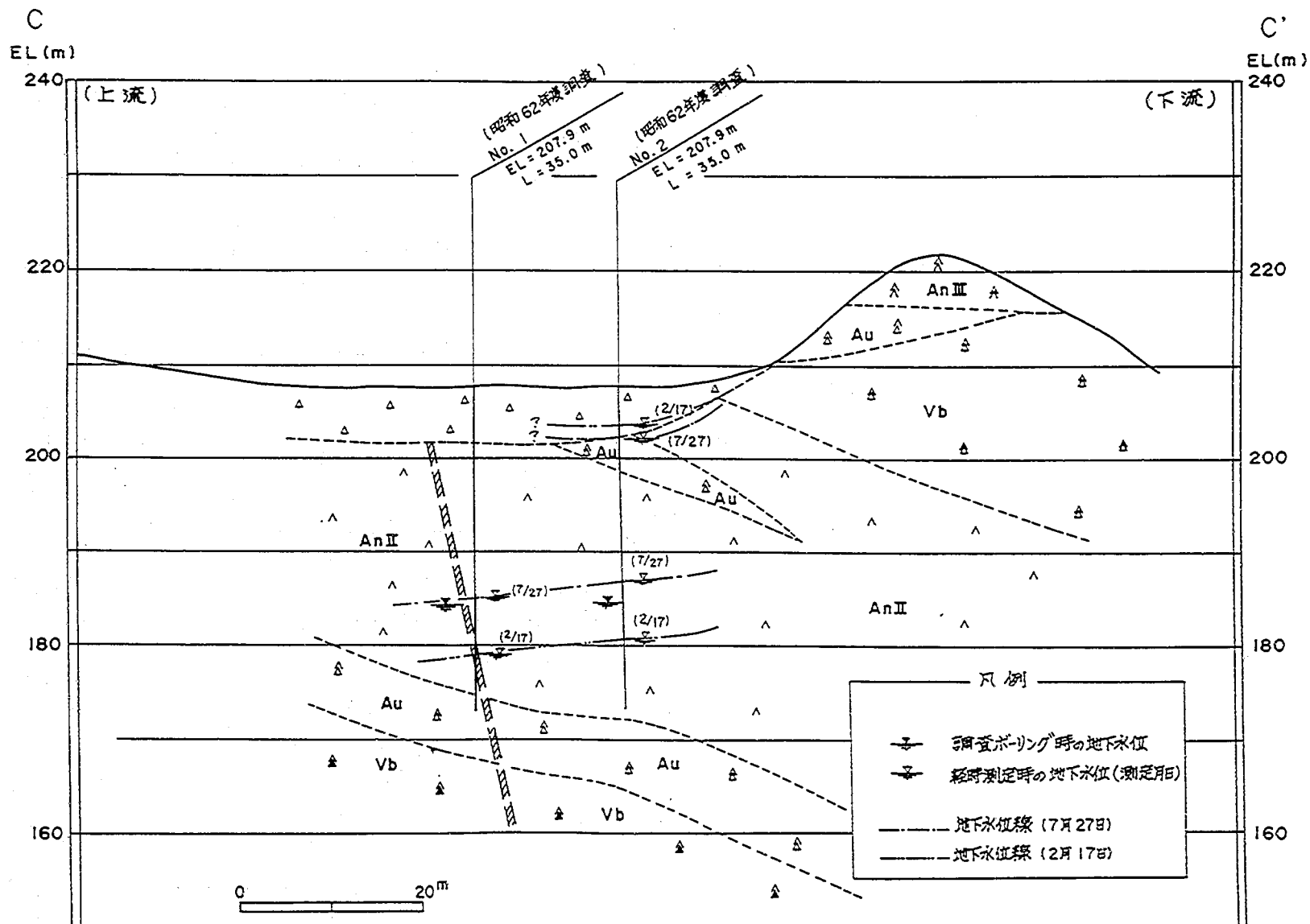


図-8.8 地下水面の変動 (C-C' 断面)

9. まとめと今後の課題

孔内多点水圧測定法の開発の重要性を鑑み、基礎的な検討を行った。その結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 独自の孔内多点水圧測定法として、多段埋設式地下水圧測定法と多連パッカ式地下水圧測定法の2通りを提案するとともにその概念をとりまとめた。
- ② 多層の人工地盤を用いた室内試験により、孔内多点水圧測定法の意義を示した。
- ③ 2つの孔内多点水圧測定法の実用化に向けて解決すべき懸案事項を抽出し、各事項に対して予備試験を行い対策等を明確にした。なお、多連パッカ式測定法については、アンダーリーマ、シール材、外管の材質および継手強度、多段埋設式測定法については、水圧計の耐久性の検討を行った。
- ④ 実際のダムサイトにおいて、2つの孔内多点水圧測定法の実証試験を行い、孔長35mの規模という条件でほぼシステムの完成を見た。

以上の基礎的な検討の後を受けて、昭和63年度、平成元年度の2箇年、建設省土木研究所フィルダム研究室、地すべり研究室と民間5社（戸田建設（株）、日本国土開発（株）、（株）建設技術研究所、大阪セメント（株）、日特建設（株））の間で「ボーリング孔内の多段遮水方法に関する共同研究」を実施し、我々の提案したシステムのより一層の充実を目指した。なお、この共同研究で採用したのは多段埋設式測定法であり、主目標として孔長100mで、かつ測定点数5以上を達成できるシステムの完成を挙げた。平成元年度も終わろうとしている現在、共同研究の目的はほぼ達成され、共同研究報告書も完成するに至った。そこで、今回、この共同研究の下地となった本研究を報告するに至ったものである。

謝 辞

本研究の遂行にあたり日特建設（株）技術本部の杉村亮二氏には多大なる御協力を賜った。また、実証試験に際しては水資源開発公団の関係各位にはお骨折りを頂いた。末筆ながら、記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Dunnicliff, J. and Green, G. E.: Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, John Wiley & Sons, pp.117~164, 1988.
- 2) Kovari, K. and Koeppe, J.: Head Distribution Monitoring with the Sliding Piezometer System "Piezodex", Field Measurements in Geomechanics, 2nd International Symposium, pp.3~15, 1987.
- 3) Westbay Instruments Ltd.: The MP System.
- 4) AGE Development : Groundwater Monitoring Equipment.
- 5) 岩崎好規ら：間隙水圧計単孔多点埋設方法について，第14回土質工学研究発表会講演集、pp.61~64, 1979年6月。
- 6) 渋谷秀雄・山口嘉一・松本徳久：地下水圧分布測定に関する基礎的実験、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集，Ⅲ，pp.1004~1005, 1989年10月。
- 7) 松本徳久・山口嘉一・渋谷秀雄・杉村亮二：新しい地下水圧の孔内多点測定方法の開発，第24回土質工学研究発表会発表論文集，pp.167~168, 1989年6月。
- 8) 建設省河川局監修：ルジオンテスト技術指針・同解説，（財）国土開発技術センター，1984年6月。

（平成2年7月31日 情報資料課原稿受理）

孔内多点水压測定に関する
基礎的検討

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2904号
1990年10月
松本徳久，山口嘉一
新屋敷隆，澁市秀雄

要旨 ダムは、一般に岩盤上に建設される。岩盤には、割れ目、断層などの不連続部が存在するため、その地下水位分布は非常に複雑である。しかし、現在、ダムサイトにおいて一般に行われている地下水位測定法は、ダム高相当のボーリング完了後に、孔壁保護の目的でストレーナ管を孔内に挿入し、その後長期かつ定期的に孔内水位を測定するというものである。そのため、複雑な水位分布を示す岩盤内の測定では水位観測孔の孔内水位面より上部から孔内への水の流れが認められたり、ボーリング時の孔内水位変動が激しいなど、測定結果の解釈が容易でないことが多く、とても地下水位を正確に測定しているとは言いがたい。また、このことがダム基礎の設計、施工を困難なものにしている。さらに、多大な費用をかけて掘った1本の孔からたった1つの水位データしか得られないというのも不経済である。よって、このような岩盤内の水位分布を合理的かつ経済的に把握するために、単一孔の多深度地点で水位を測定することが必要と考え、本測定法実現を目指して基本的な検討を実施した。

キーワード：ダム，地下水位，浸透流制御，地質調査

郵便はがき

四十一円切
手をはって
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所
ダム部ファイルダム研究室
御中

No. 8

No. 8

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2904号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印