

## **資料 8 その他の資料・情報**

- 8-1 ファイサラバードの気象条件**
- 8-2 チェナブ川流況調査報告書**
- 8-3 地表電気探査解析結果の概要**
- 8-4 試掘調査・帯水層試験実施概要**
- 8-5 段階揚水試験の解析**
- 8-6 水層係数の算定**
- 8-7 影響圏の考察**
- 8-8 ADB 井戸群の水位降下についての検討**
- 8-9 WASA 標準水位観測井構造図**
- 8-10 対象地域既存井の現場水質試験・WASA 水質試験記録**
- 8-11 人口推計比較**
- 8-12 取水量と給水量**
- 8-13 既存配水・給水施設の検討**
- 8-14 市内配水系統改善計画の検討**
- 8-15 第 1 次現地調査住時住民意識調査と調査後の経過（平成 15 年 3 月）**
- 8-16 第 2 次現地調査時住民意識調査（平成 15 年 8 月）**
- 8-17 WASA 水道料金体系**



添付資料 8-1 ファイサラバード気象条件

表-1 パンジャブ州主要都市降雨量

都市名	1994	1995	1996	1997	1998	平均
マレー	2,220	1,703	2,192	2,307	1,973	2,078
ラワルピンディ	1,690	1,615	1,324	1,414	1,412	1,493
ジェルム	1,000	1,158	989	1,336	967	1,090
サルゴダ	360	319	447	629	411	433
ファイサラバード	191	172	346	807	332	370
シャルコット	1,191	976	1,642	1,388	1,037	1,247
ラホール	542	826	1,189	1,233	403	839
ムルタン	303	265	211	264	136	236
D.G. カーン	122	87	157	350	-	179
バハワルプール	246	203	97	304	159	202

表-2 ファイサラバード月間平均降雨量・気温・湿度 (1961~1990)

月	平均温度(°C)		降雨量 (mm)	相対湿度 (%)
	最大	最小		
1	19.4	4.1	11.5	66.0
2	21.9	7.1	20.1	61.2
3	26.7	12.3	25.7	58.2
4	33.5	18.0	16.9	46.5
5	38.4	22.7	16.1	37.5
6	40.5	26.9	27.9	41.7
7	37.1	27.0	115.0	61.5
8	36.1	26.6	89.8	65.9
9	35.7	23.7	28.6	59.9
10	33.0	17.0	3.8	54.7
11	27.2	10.1	3.0	62.7
12	21.4	5.1	8.6	66.5
平均	30.9	16.7	372.3	56.8

## 資料 8-2 チェナブ川流域調査報告書

### (1) 目的

本計画の地下水開発候補地、第 1 および第 2 サイトはいずれもチニオト橋梁近くのチェナブ河川敷のそばに位置する。このため施設を建設した場合、同河川の洪水の被害を受ける可能性がある。本調査では、これら候補地の施設に対する河川洪水による冠水や浸食の影響を評価することを目的とする。

(2) 調査期間 2002 年 12 月 15 日 ～ 2003 年 1 月 5 日

### (3) 調査方法

本調査における河川調査は、次の方法で実施した。

- 1) チェナブ川を挟んで左岸と右岸に位置するチニオト市およびチェナブナガル市近辺における現場観察調査
- 2) チェナブ川周辺に在住する農民に対し、過去の洪水発生に関する聞き取り調査
- 3) チェナブ川の過去 33 年間における河川水位および流量の資料収集。パンジャブ州政府灌漑・電力局所有の資料から、関連流域として、チェナブ橋梁地点、リバス橋梁地点(チェナブ橋梁の下流 67km 地点)およびカディラバード取水堰(同橋梁の上流 117km)の三カ所の資料を収集。
- 4) 上記調査結果の解析

### (4) 調査結果

#### 1) 水文資料収集

表-1 に示す水文資料は、パンジャブ州政府灌漑局が保管する記録の中で、本計画に関連する資料の状況を示す。当該調査対象地域であるチニオト橋における資料は欠落部分が多いが、利用可能な資料から作成した減衰曲線に基づき推定した。

表-1 水文資料

観測点 年度	リバス橋 (チニオト橋下流 69km)		チニオト橋		カディラバード取水堰 (チニオト橋上流 117km)	
	水位	流量	水位	流量	水位	流量
1970	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1971	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1972	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1973	○	部分的に記録欠如	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1974	○	部分的に記録欠如	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1975	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1976	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1977	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1978	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1979	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1980	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1981	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1982	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1983	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1984	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1985	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1986	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1987	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1988	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1989	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1990	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1991	○	○	○	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1992	○	○	○	部分的に記録欠如 <sup>2)</sup>	○	○
1993	○	○	○	部分的に記録欠如 <sup>2)</sup>	○	○
1994	○	○	部分的に記録欠如 <sup>3)</sup>	部分的に記録欠如 <sup>2)</sup>	○	○
1995	○	○	部分的に記録欠如 <sup>3)</sup>	部分的に記録欠如 <sup>2)</sup>	○	○
1996	○	○	○	部分的に記録欠如 <sup>2)</sup>	○	○
1997	○	○	部分的に記録欠如 <sup>3)</sup>	部分的に記録欠如 <sup>2)</sup>	○	○
1998	○	○	部分的に記録欠如 <sup>3)</sup>	記録なし <sup>2)</sup>	○	○
1999	○	○	部分的に記録欠如 <sup>3)</sup>	部分的に記録欠如 <sup>2)</sup>	○	○
2000	○	○	部分的に記録欠如 <sup>3)</sup>	部分的に記録欠如 <sup>2)</sup>	○	○
2001	部分的に記録欠如	部分的に記録欠如	部分的に記録欠如 <sup>3)</sup>	部分的に記録欠如 <sup>2)</sup>	記録なし	記録なし
2002 (Jan-Sep)	部分的に記録欠如	部分的に記録欠如	○	記録なし <sup>2)</sup>	記録なし	記録なし

(1) 表中の○印は、灌漑局に記録があるもの。

(2) チニオト橋観測点における流量は、1992～1997 および 1999～2000 年における水位と流量記録から作

成した減衰曲線に基づく推定値。

- (3) 同様に、1994～2001年のチニオト橋観測点における河川水位は、1992～1997年および1999～2000年における水位と流量記録から作成した減衰曲線に基づく推定値。

## 2) 洪水資料

第2表と図-1は、各観測地点における各年度の最高水位と最大流量を示す。同資料によると、洪水発生年は、1973、1976、1988、1992、1996および1997年であり、渇水年は1987および1998年と判定される。過去30年間に於ける最大規模の洪水は1973年に発生した。各年度における年間最大流量・水位の発生時期は7月か8月であるが、時に9月の場合もある。3観測地点の洪水資料を比較すると、上流カディラバード堰からチニオト橋、チニオト橋からリバス橋までの洪水発生時間差はほぼ1日(24時間)程度である。

表-2 過去30年間のチェナブ川洪水記録

年度	リバス橋			チニオト橋			カディラバード取水堰		
	最大流量 (cusec)	最高水位 (ft)	年月日	最大流量 (cusec)	最高水位 (ft)	年月日	最大流量 (cusec)	最高水位 (ft)	年月日
1970	123,221	518.45	03-Sep-1970	151,593	592.08	02-Sep-1970	237,572	693.82	01-Sep-1970
1971	201,878	518.80	12-Aug-1971	165,731	592.38	04-Aug-1971	305,968	694.80	03-Aug-1971
1972	87,082	517.25	14-Jul-1972	117,783	591.30	08-Aug-1972	178,203	693.70	10-Jul-1972
1973		523.00	12-Aug-1973	1,203,343	597.75	11-Aug-1973	847,249	699.45	10-Aug-1973
1974		517.30	07-Aug-1974	142,517	591.88	18-Jul-1974	198,228	693.70	25-Jul-1974
1975	148,200	517.80	13-Sep-1975	126,046	591.50	12-Sep-1975	198,210	691.20	12-Sep-1975
1976	651,000	521.50	09-Aug-1976	504,961	595.20	08-Aug-1976	577,015	696.00	07-Aug-1976
1977	225,900	518.00	07-Aug-1977	207,591	593.20	17-Jul-1977	452,532	695.60	17-Jul-1977
1978	139,575	518.90	12-Aug-1978	141,180	591.85	23-Jul-1978	293,418	695.50	10-Aug-1978
1979	142,326	518.00	06-Aug-1979	89,291	590.55	19-Jul-1979	240,785	694.10	03-Aug-1979
1980	167,117	518.00	17-Jul-1980	117,783	591.30	17-Jul-1980	97,697	694.10	10-Aug-1980
1981	275,000	520.00	29-Jul-1981	154,835	592.15	31-Jul-1981	505,638	696.90	26-Jul-1981
1982	182,000	518.30	04-Aug-1982	128,156	591.55	03-Aug-1982	225,517	694.50	02-Aug-1982
1983	182,420	518.30	05-Sep-1983	147,929	592.00	04-Sep-1983	283,229	695.95	03-Sep-1983
1984	156,800	517.80	30-Aug-1984	86,698	590.45	15-Aug-1984	90,023	694.30	15-Aug-1984
1985	226,000	519.00	10-Aug-1985	152,516	592.10	09-Aug-1985	213,460	696.40	19-Jul-1985
1986	177,000	518.20	07-Aug-1986	161,899	592.30	06-Aug-1986	244,022	695.40	06-Aug-1986
1987	115,000	516.70	29-Jul-1987	78,254	590.00	28-Jul-1987	96,996	693.10	09-May-1987
1988	550,000	521.20	29-Sep-1988	630,340	595.75	28-Sep-1988	529,664	698.70	27-Sep-1988
1989	245,000	519.30	03-Aug-1989	218,515	593.40	01-Aug-1989	295,085	697.10	01-Aug-1989
1990	250,000	519.40	24-Mar-1990	141,180	591.85	15-Jul-1990	339,191	696.00	23-Mar-1990

1991	226,000	518.80	16-Apr-1991	147,929	592.00	15-Jul-1991	249,663	694.50	15-Apr-1991
1992	475,000	520.50	13-Sep-1992	529,400	595.70	12-Sep-1992	948,530	700.30	11-Sep-1992
1993	282,000	519.80	14-Jul-1993	282,500	594.00	13-Jul-1993	434,754	697.30	12-Jul-1993
1994	274,900	519.80	23-Jul-1994	166,696	592.40	06-Aug-1994	425,567	697.00	21-Jul-1994
1995	620,000	521.60	01-Aug-1995	667,000	596.00	30-Jul-1995	640,577	698.40	29-Jul-1995
1996	785,000	522.60	27-Aug-1996	700,000	596.20	26-Aug-1996	728,432	699.90	25-Aug-1996
1997	587,000	521.80	31-Aug-1997	546,600	595.30	30-Aug-1997	600,246	699.70	29-Aug-1997
1998	126,000	517.00	07-Jul-1998	76,255	589.89	07-Jul-1998	68,983	698.80	01-Aug-1998
1999	97,000	516.30	10-Aug-1999	90,200	590.60	09-Aug-1999	111,102	691.50	08-Aug-1999
2000	186,420	518.50	25-Jul-2000	147,200	592.20	25-Jul-2000	190,640	693.50	24-Jul-2000
2001	115,000	516.70	26-Jul-2001	80,000	590.00	25-Jul-2001			
2002				147,200	592.20	16-Aug-2002			

### 3) 河川水位と流量の特徴

図-2は、典型的な洪水年と渇水年におけるチェナブ川チニオト橋観測点における年間水位と流量変化を示す流況図である。渇水年の水位は海拔高度でほぼ180m (=590ft~591ft)を越えることはなく、流量は最大でも2,266 m<sup>3</sup>/秒 (80.000cusec) から2,550m<sup>3</sup>/秒 (90,000cusec)である。3月から9月の雨期をはさむ期間の水位は178~180m(583~591ft)の範囲にあり、その他の月は177~178mにある。これに対して、洪水年の場合、7月から9月までの期間において、数日間水位が180mを越え、流量は5,660m<sup>3</sup>/秒以上となる。

図-3には、これら典型的な洪水・渇水年において、チニオト橋における流量の頻度分布図を示す。これらの特徴を表3にまとめる。

表-3 洪水・渇水年の特徴

	洪水年	渇水年
年間最大水位	181.5m 以上	180m 以下
年間最大流量	14,160m <sup>3</sup> /秒以上	2,550 m <sup>3</sup> /秒以下
年間総流量	190~370 億 m <sup>3</sup>	150~200 億 m <sup>3</sup>
平均流量 1,400m <sup>3</sup> /秒以上の日数	35~100 日	25~70 日
平均流量 2,800m <sup>3</sup> /秒以上の日数	10~ 40 日	0 日
平均流量 5,600m <sup>3</sup> /秒以上の日数	1~ 10 日	0 日

図-1 チェナブ河川水位の変動

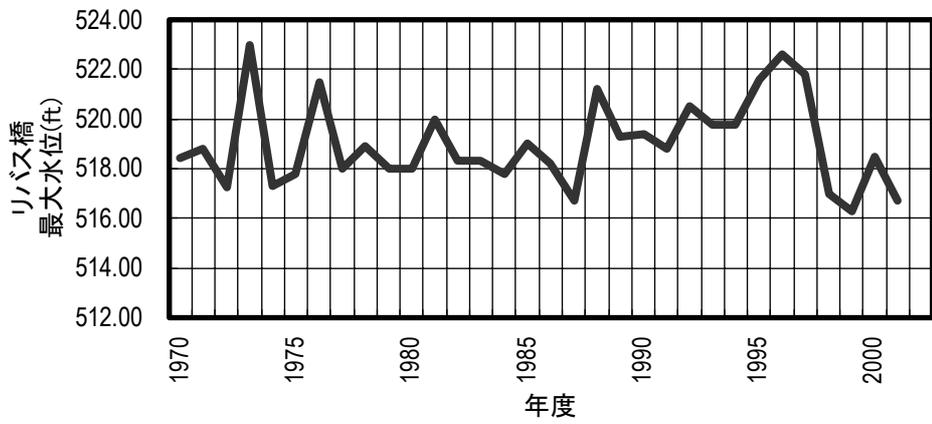
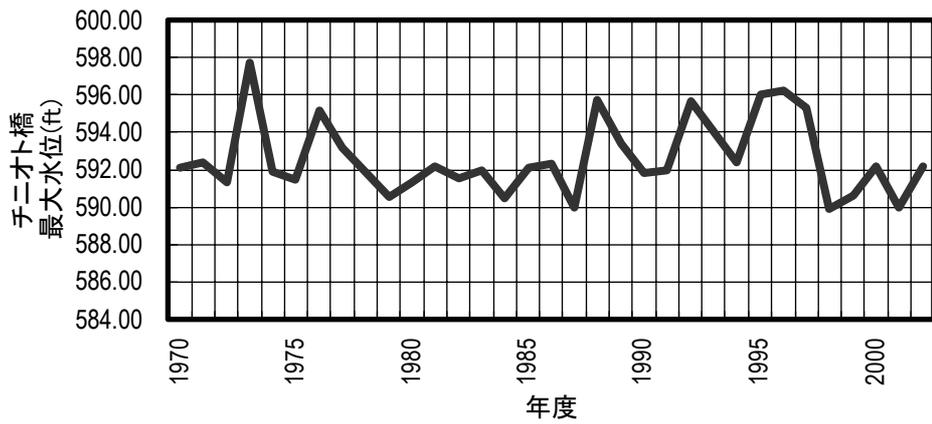
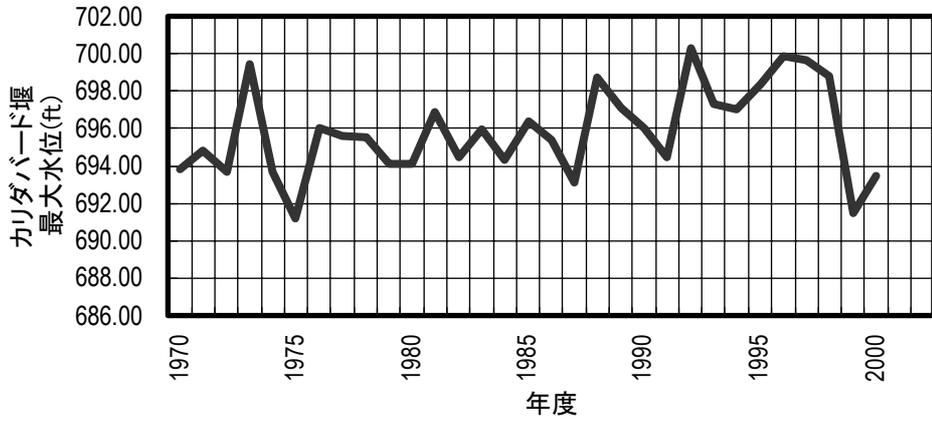


図-2 チェナブ川流況図 (チニオト橋観測点)

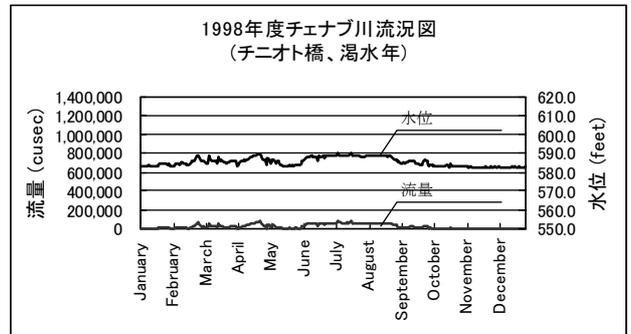
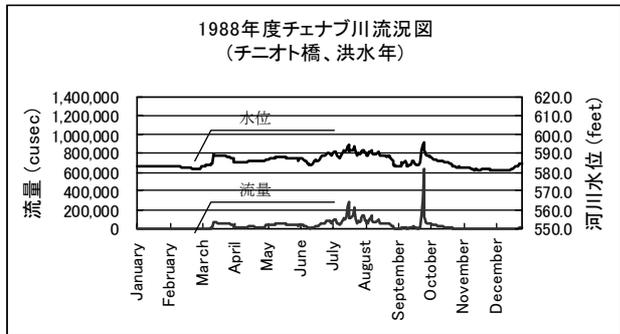
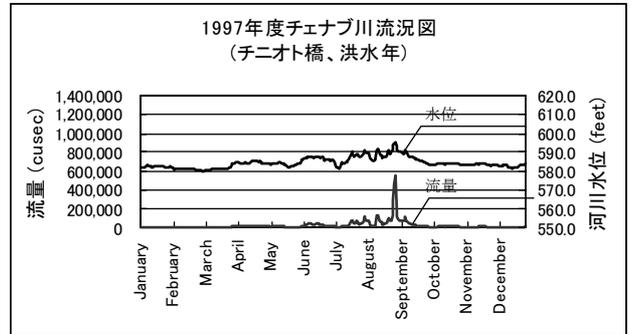
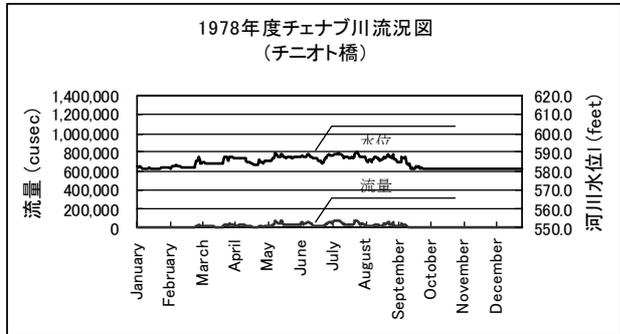
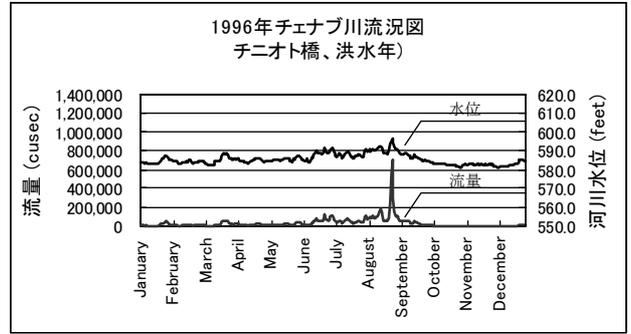
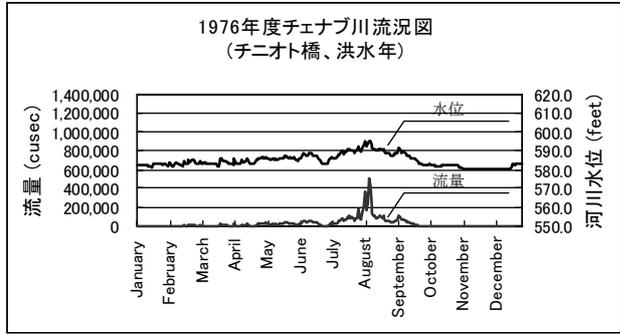
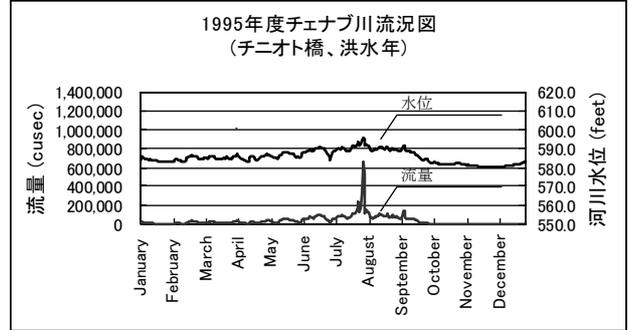
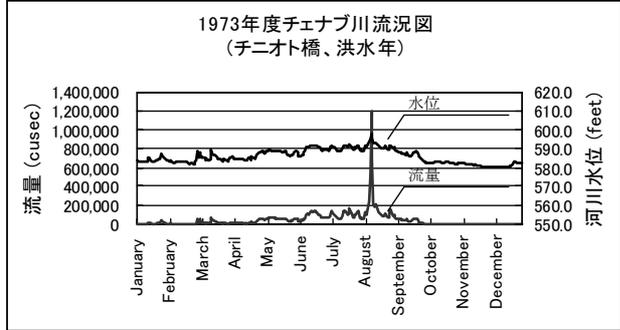


図-3 チニオト橋の流量頻度分布図

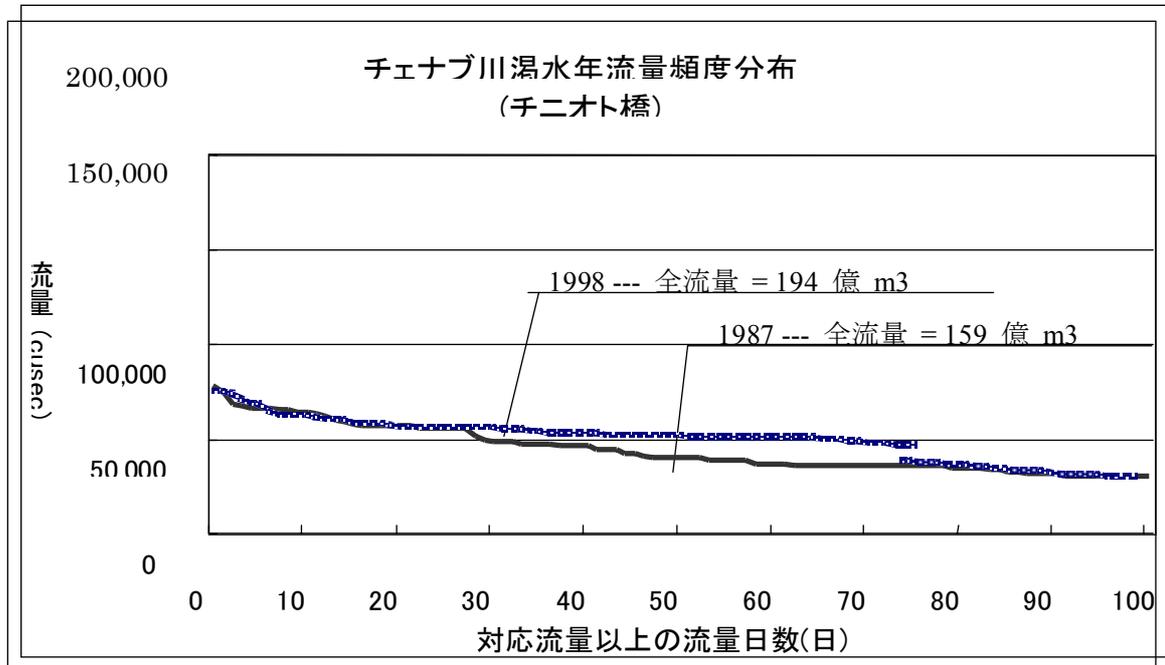
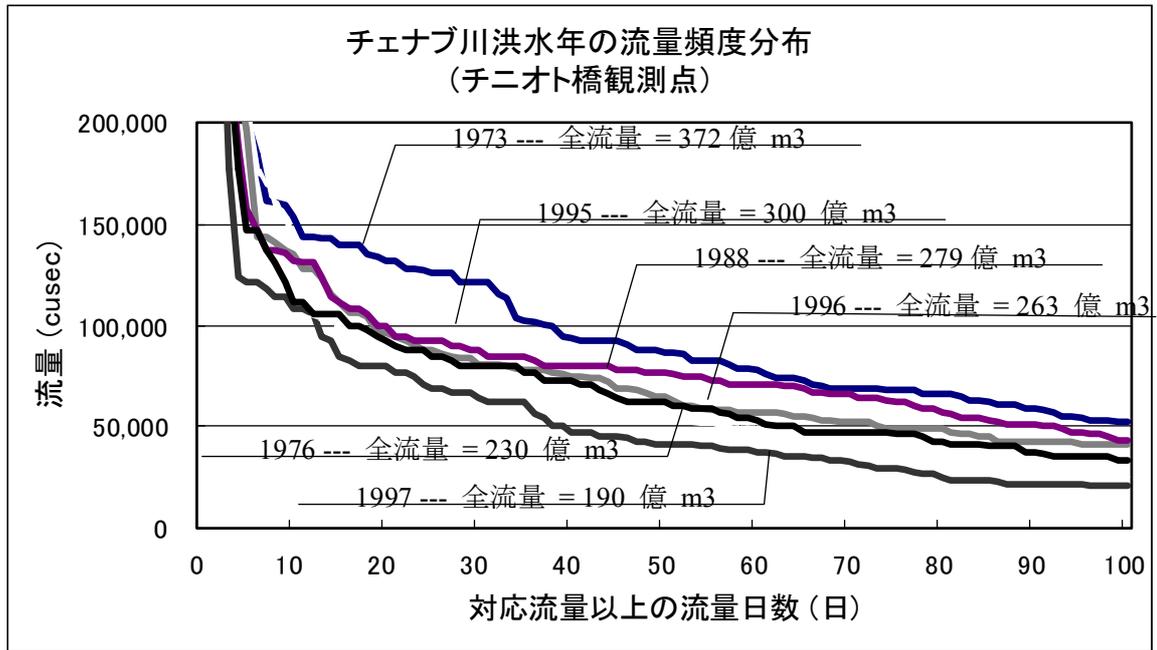


図-4 に、正対数紙に過去 33 年間の年間最大流量分布図を示す。同図に基づき各年度における最大流量が再現する周期は次表の通りと想定される。

表-4 年間最大流量の周期

年度	最大流量(m <sup>3</sup> /秒)	再現期間
1973	34,000	約 50 年
1996	20,000	15~20 年
1995	18,900	10~15 年
1988	17,850	10~15 年
1997	15,480	5~10 年
1992	15,000	5~10 年
1976	14,300	5~10 年

#### 4) チェナブ河川敷における洪水流の特徴

図-5 は、本計画の当初の水源候補地第 1 および第 2 地区が位置するチェナブ河川敷地域において、過去の洪水発生時の状況（水深など）を、地元住民のインタビュー結果に基づき、作図したものである。先に検討した過去の河川資料と同様に、インタビュー結果でも、記憶に残る最大の洪水は 1973 年に発生したことになる。このさい、河川流は河川に並行して走るジャンーチニオト道路を越えて、内陸側まで氾濫している。その他の洪水時点では内陸までの氾濫は発生していない。

チェナブ川左岸は、2m~4m 程度の高さの数段の段丘により構成され、水源候補地は、最高位の段丘に位置する。一方、右岸には段丘形成が見られず、田地から直接河川本流に落込んでおり、測量ができなかったため、正確な高度はわからないが、左岸のほうが右岸より標高が高いと推定される。右岸の方が頻繁にかつ直接洪水による侵食を受けやすい構造を呈している。

したがって、左岸に予定する候補地の場合は、再度詳細な測量調査を実施し、洪水対策を策定することが重要である。観察結果では、両候補地とも河川本流から離れた地点の最高位段丘に位置することから、被害が直接及ぶことはほとんどないと推定される。ただし、少なくとも、正確な測量調査により、50 年周期が予想される大洪水の場合の浸水対策を考慮することは必要である。

Logarithmic-normal Probability Paper

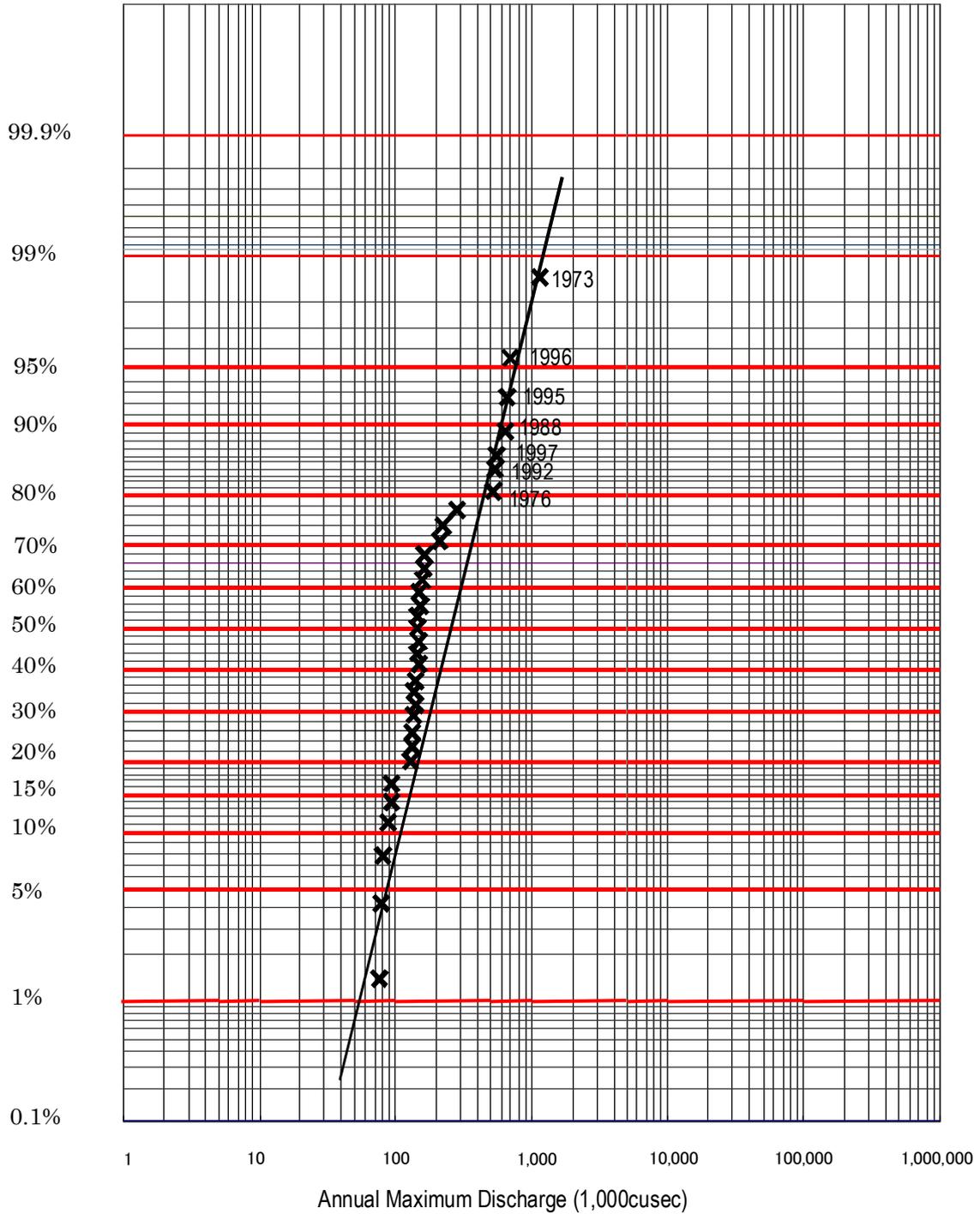


図-4 過去 33 年間の年間最大流量分布図

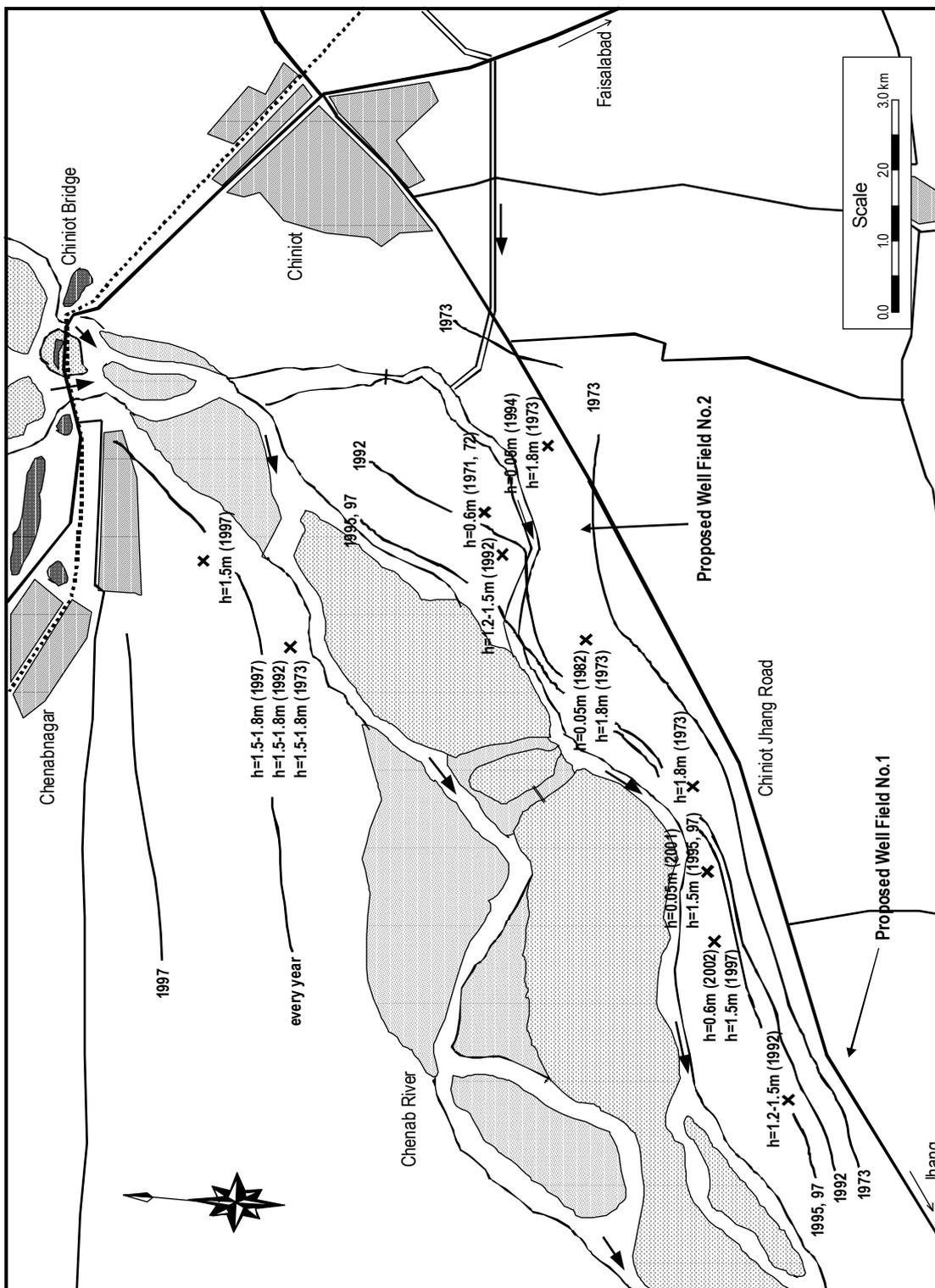


图-5 水源候補地周辺浸水分布図

### 資料 8-3 地表電気探査解析結果の概要

本調査第二次における水理地質調査の一環として実施した地表電気探査解析概要を次に示す。

#### 1) 調査対象地域

本調査では、実際の井戸掘さく地点となる水路左岸帯状地域から水路の南側 3km 範囲の地域において、水理地質状況、特に開発地域における帯水層の水平・垂直両方向の連続性を把握し、適切な掘さく深度の設定を目的として、地表電気探査を実施した。

表-1 地表電気探査実施内容

No.	項目	内容
1	現地調査期間	2003 年 8 月 15 日～8 月 21 日
2.	調査測点数	24 点
3.	測定深度	200m
4	測定法	ウェンナー4 極法
5.	測点配置	第 1 測線: 井戸建設予定地である用水路側道沿線に 11 点 第 2 測線: 第 1 測線とほぼ平行に南部 1km 地点に 9 点 第 3 測線: 第 2 測線の南部 1km 地点に 4 点

測点位置は図-1 を参照。

#### (2)解析結果

探査結果の解析によると、ほぼ基盤に近い 200m 深度の地層は、Q1、Q2、Q3 の 3 層に大別できる。地質年代では、Q1 が完新統、Q2 と Q3 が更新統に相当する。その特徴は次の通りである。

①Q1 は地表から 20～40m 程度の深さを有する急上昇曲線姿態で示される高比抵抗層で、3～4 層の単比抵抗層に細分される。20 Ω・m 以上の単層は砂層、10 Ω・m 以下の層は粘土に相当する。単比抵抗層の水平方向の接続性は明瞭でない。

②Q2 は Q1no 下位にくる地層で、その下面は地表から 76m～140m である。本層も 3～4 層の単比抵抗層に細分され、高比抵抗層は砂層、低比抵抗層は細砂～粘土と判定される。

③Q3 は Q2 の下位となる層で、傾向は Q2 に準じる。

24 点の測定比抵抗曲線は、ほぼ同様な曲線姿態となり、調査対象地域 東西 12km x 南北 3km の範囲において、地質の分布はそれぞれの単比抵抗層の連続性は薄いものの、3 層構造は共通しているので、ほぼ同様な水理地質条件にあると推定される。

次ページに曲線傾向図 (図-2) を示す。(第一側線の 24 点については、各点の曲線をプロットし、本資料巻末に添付した。)

# 電気探査測点位置図

- ① 中継ポンプ場計画地
- ② 電気探査測点位置
- ③ 灌漑局ガストハウス
- ④ 本調査試掘調査サイト



既存、500mm送水管  
ルート

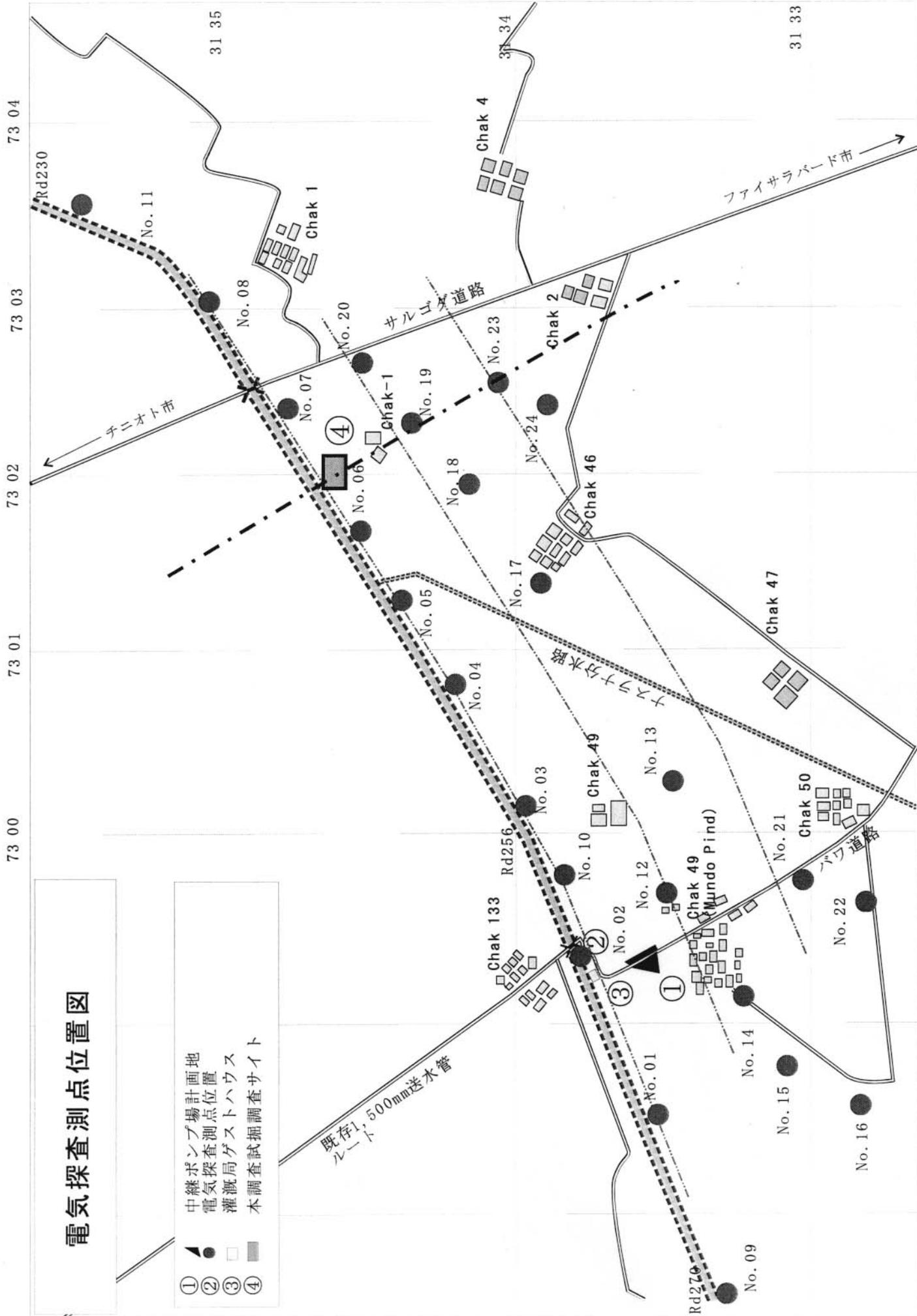
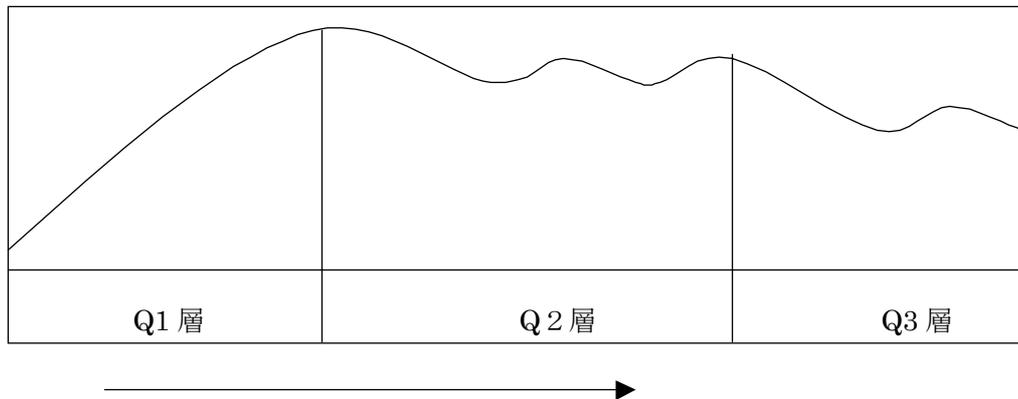


図-2 代表的な曲線姿態



### (3)帯水層の解析

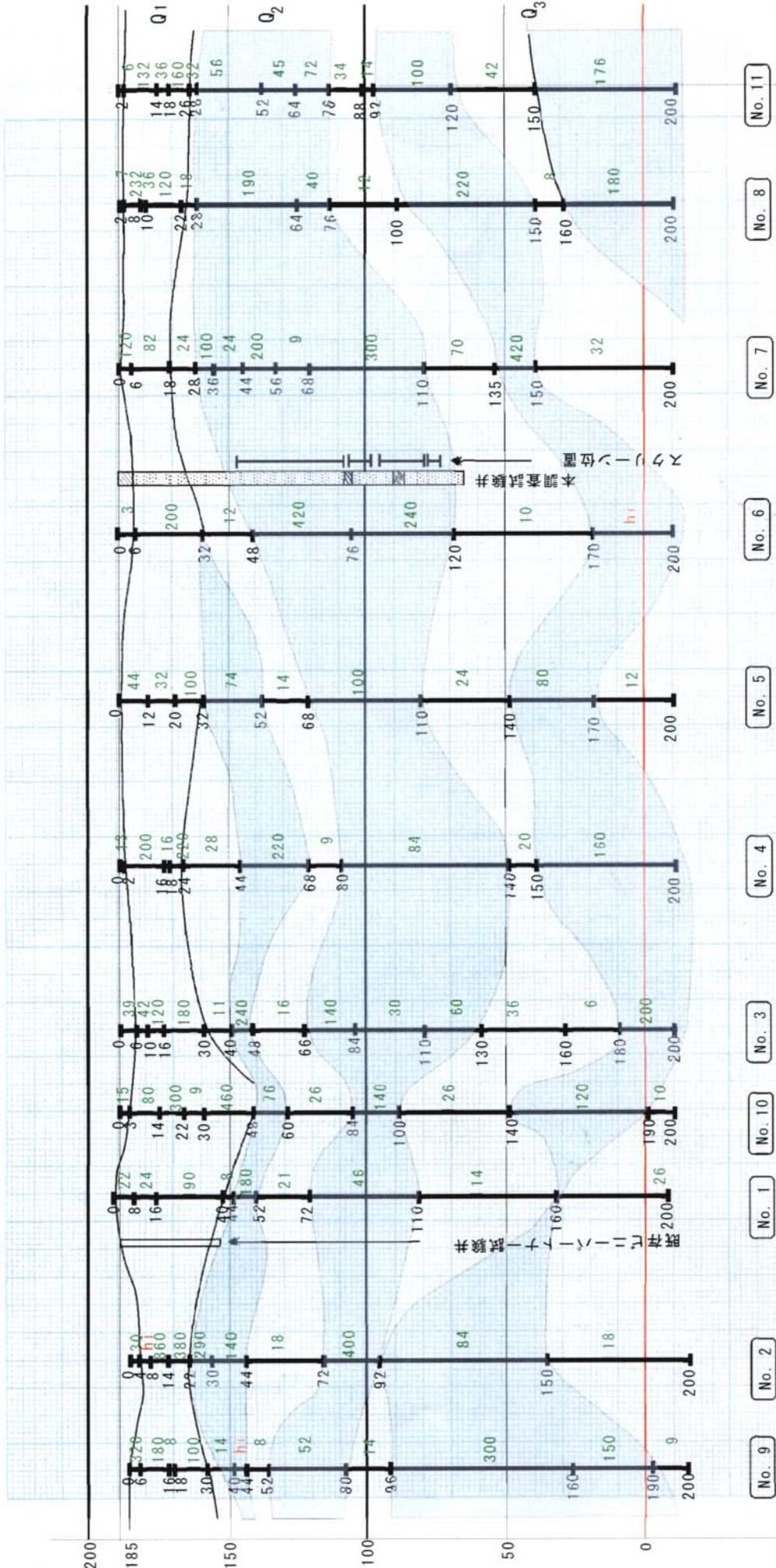
電気探査結果それ自体は、帯水層についての具体的な資料を提供することができず、既存の水利地質資料(井戸断面図、揚水試験資料等)との対比により、判定することが必要である。本計画では、側点 No. 6 において、試験井戸(掘さく深度 150m)を建設し、揚水試験を実施したので、同資料と対比して探査結果を分析すると次の通りである。

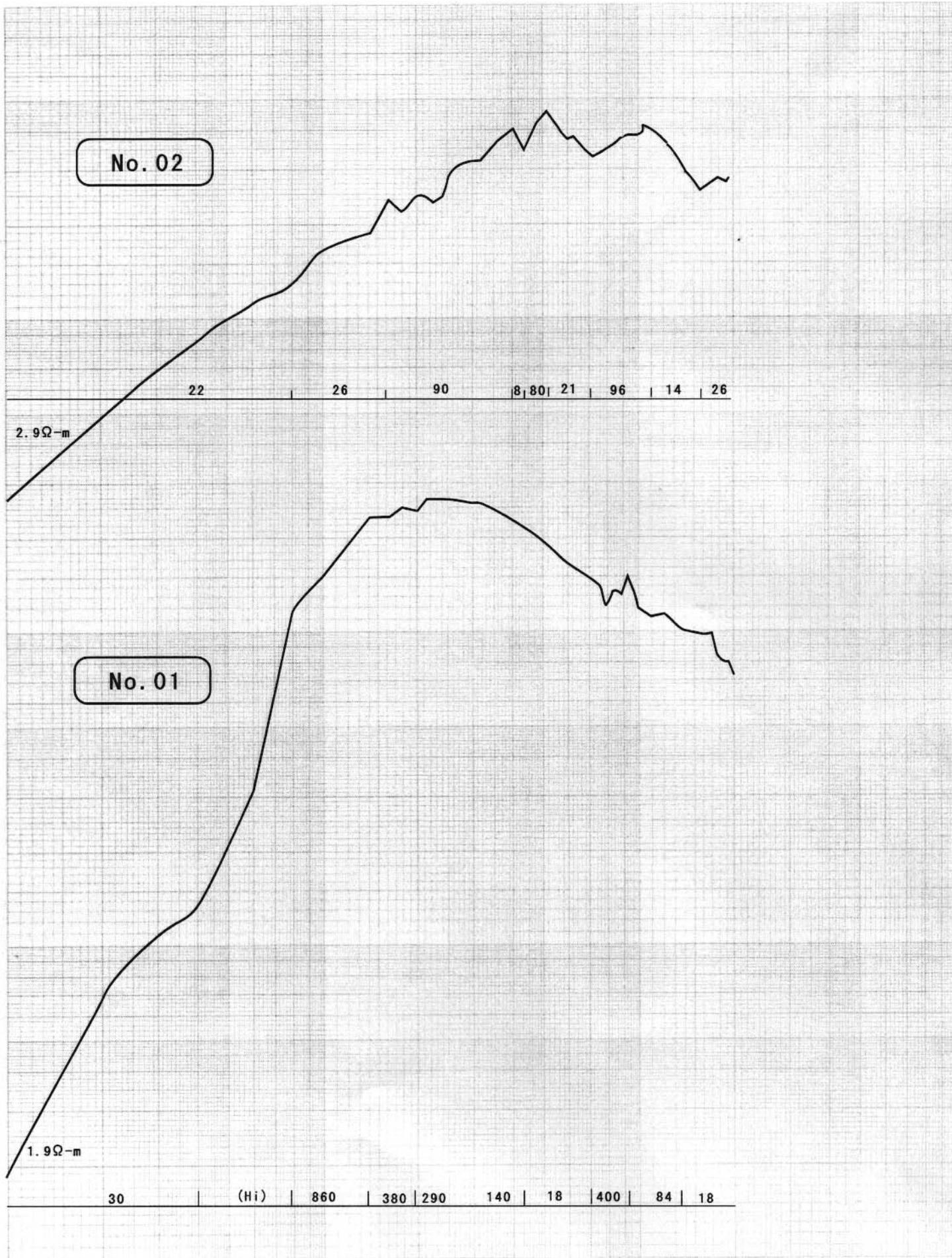
①有力な帯水層と判定されるのは、Q2層とQ3層である。図-3に解析結果の地層対比グラフを示した。(図中の濃い青色部分が帯水層。)

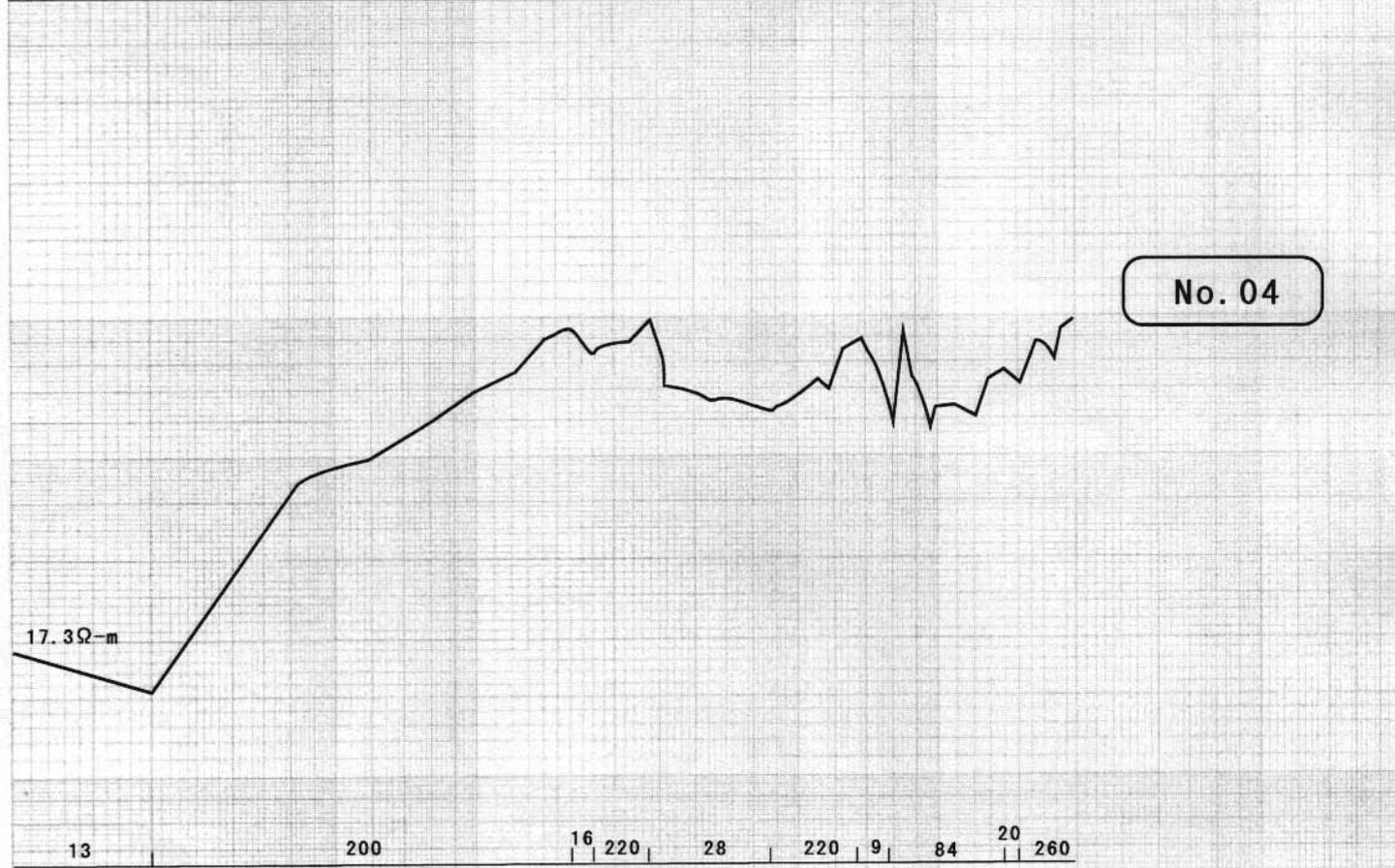
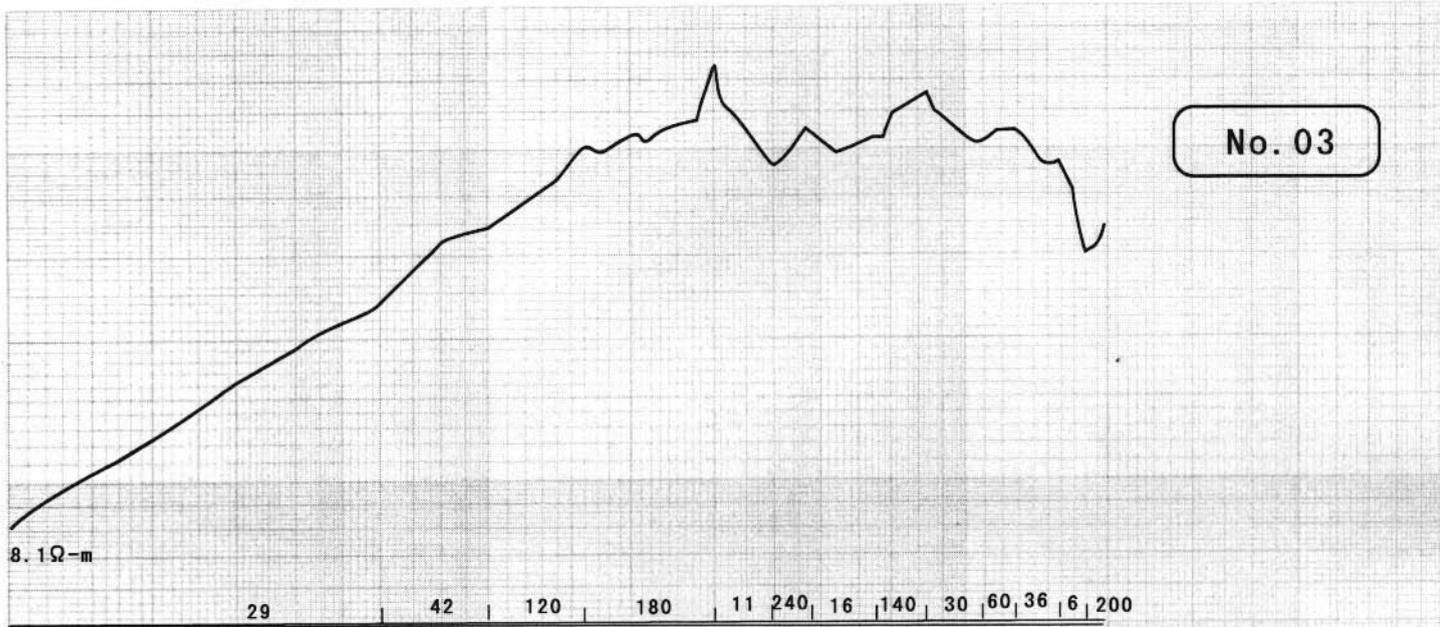
②開発深度は、最大で 160m 程度である。井戸掘さく予定地点の用水路線東西 12km の範囲では、掘さく地点により、第 2、第 3 層の深度はそれぞれ異なると推定されるので、詳細調査時点、掘さく地点が最終的に決定したのち、各地点で電気探査を行い、掘さく深度、スクリーン設置深度などの詳細を決定する方針とする。

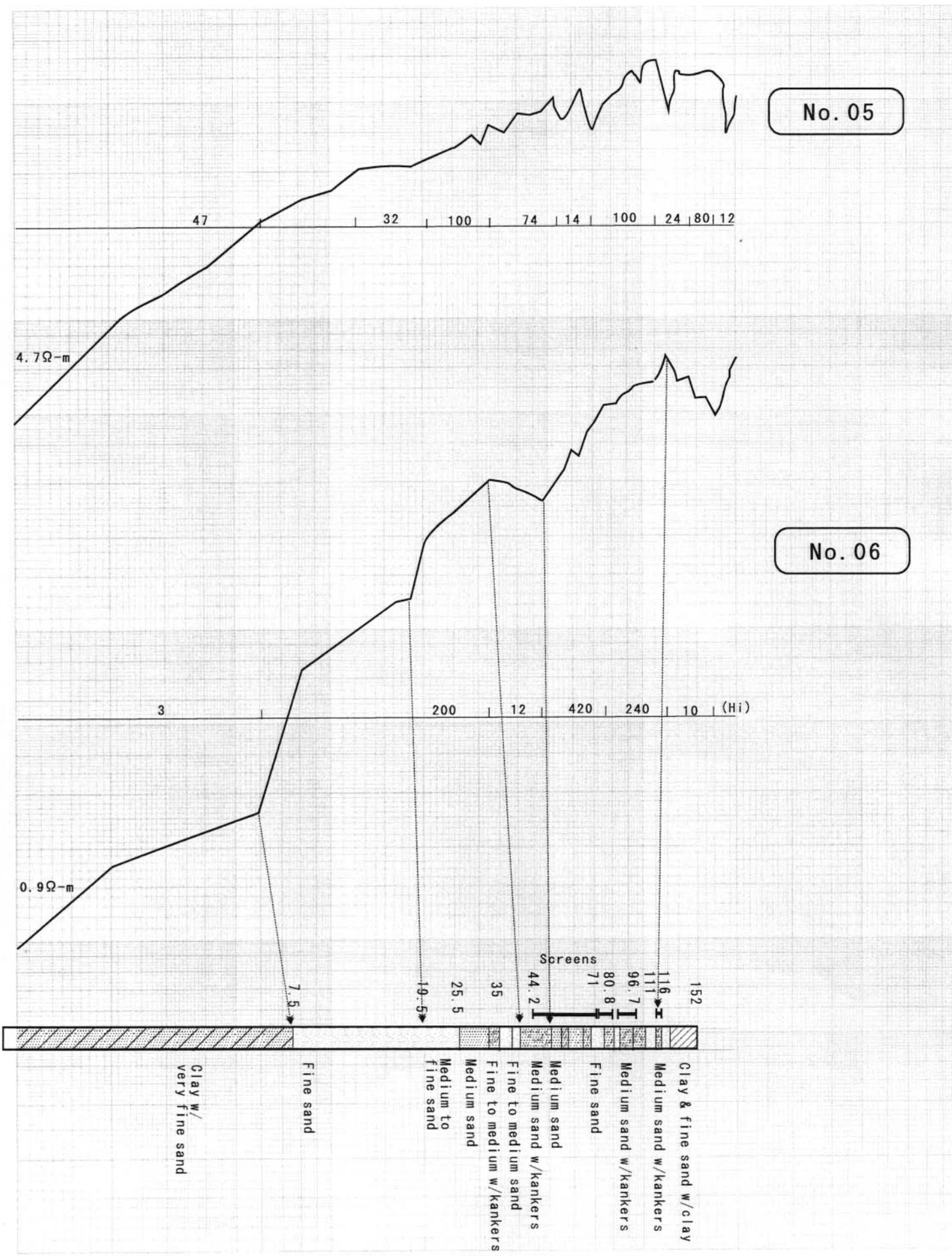
Fig. 3 地表電気探査結果解析に基づく  
 ジャンクション用水路沿線推定地質断面図

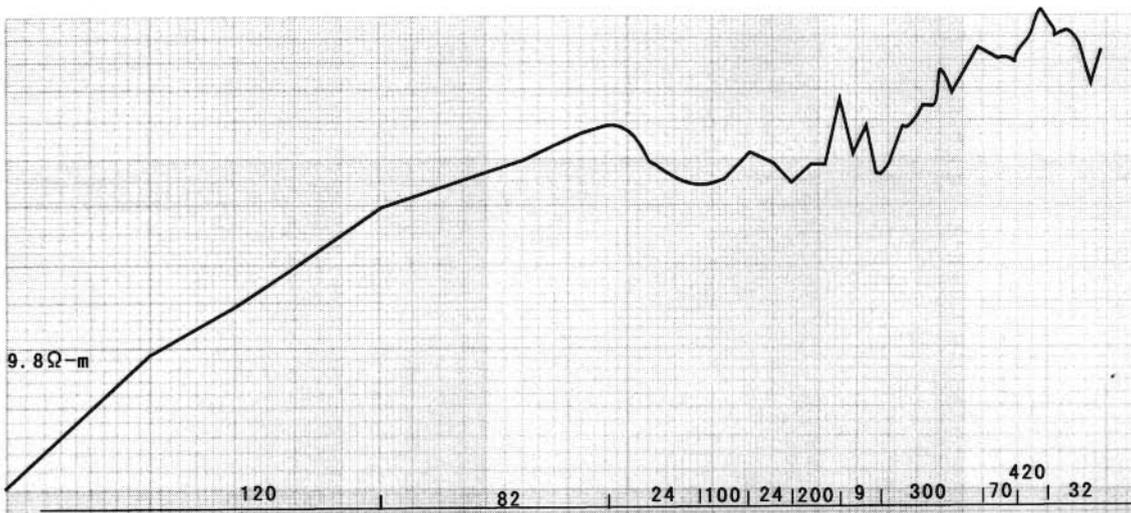
図表数値 黒字 解析深度 地表比抵抗値  
 緑字



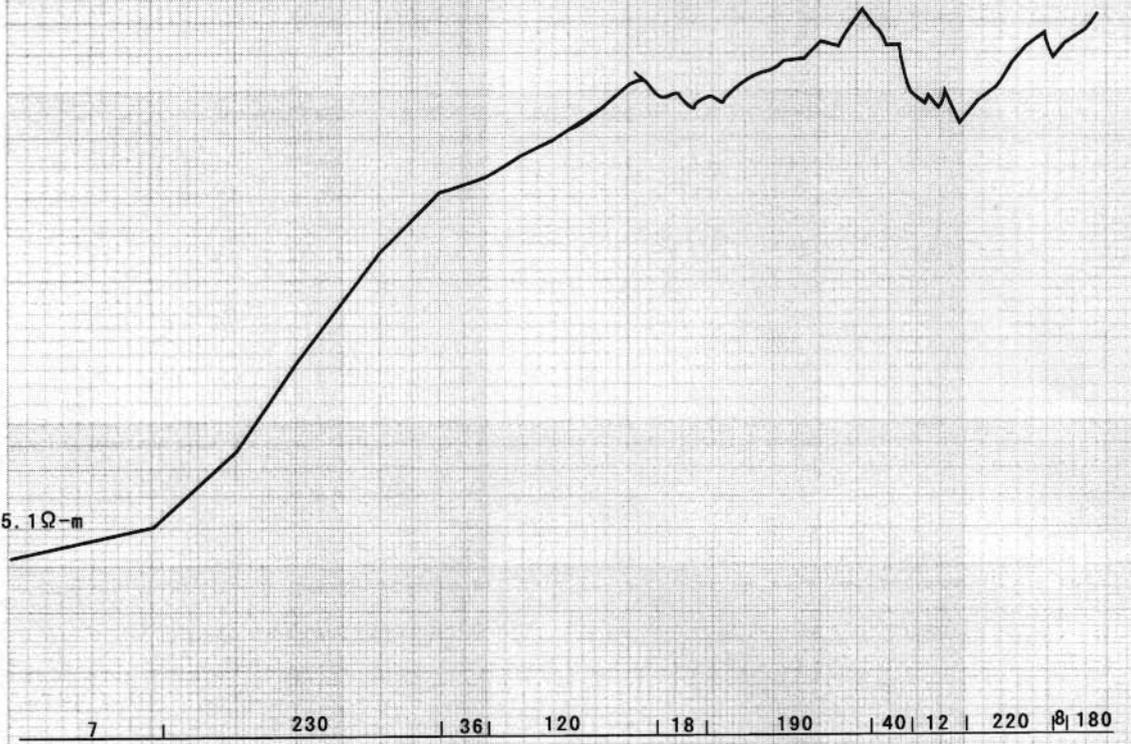




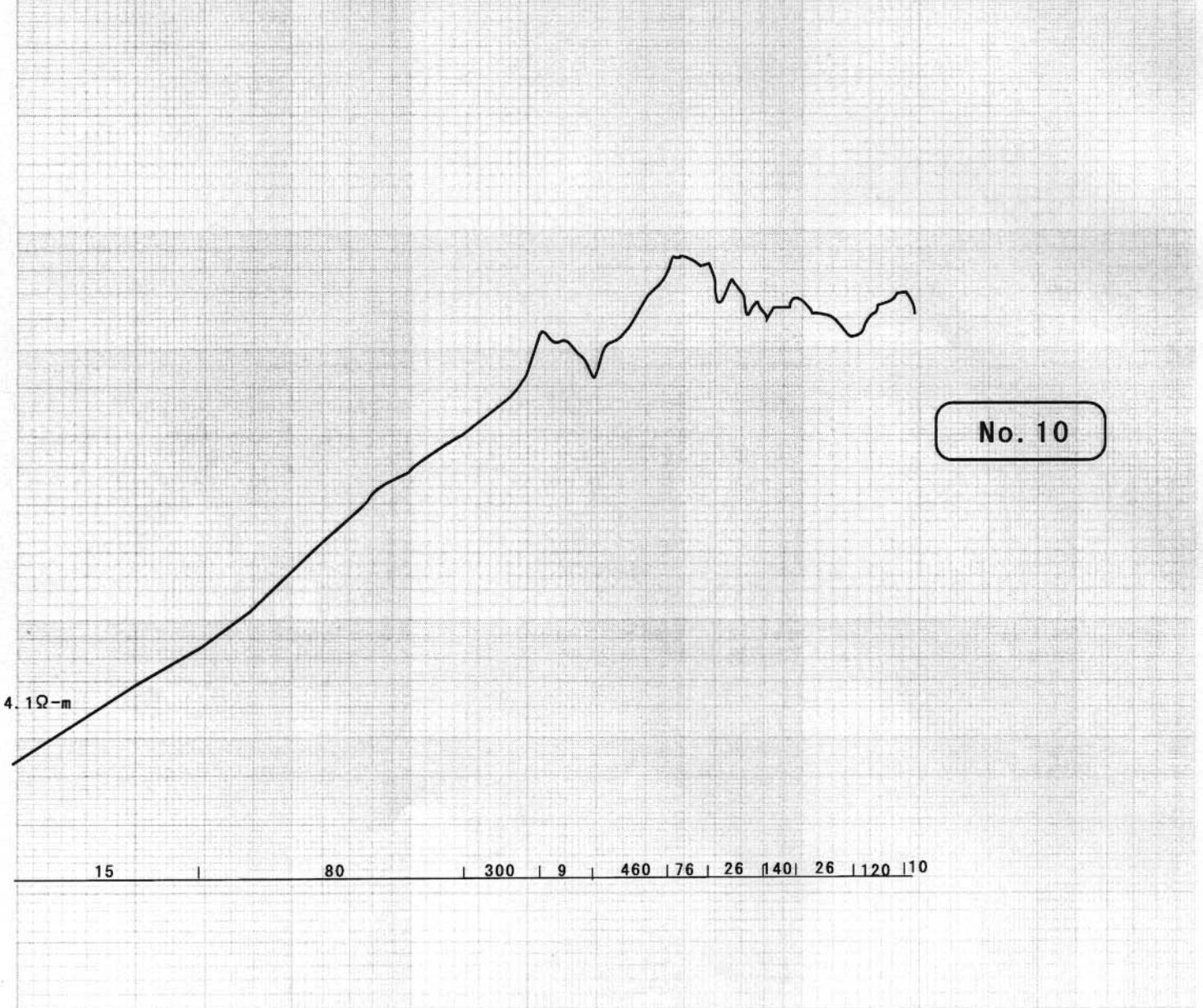
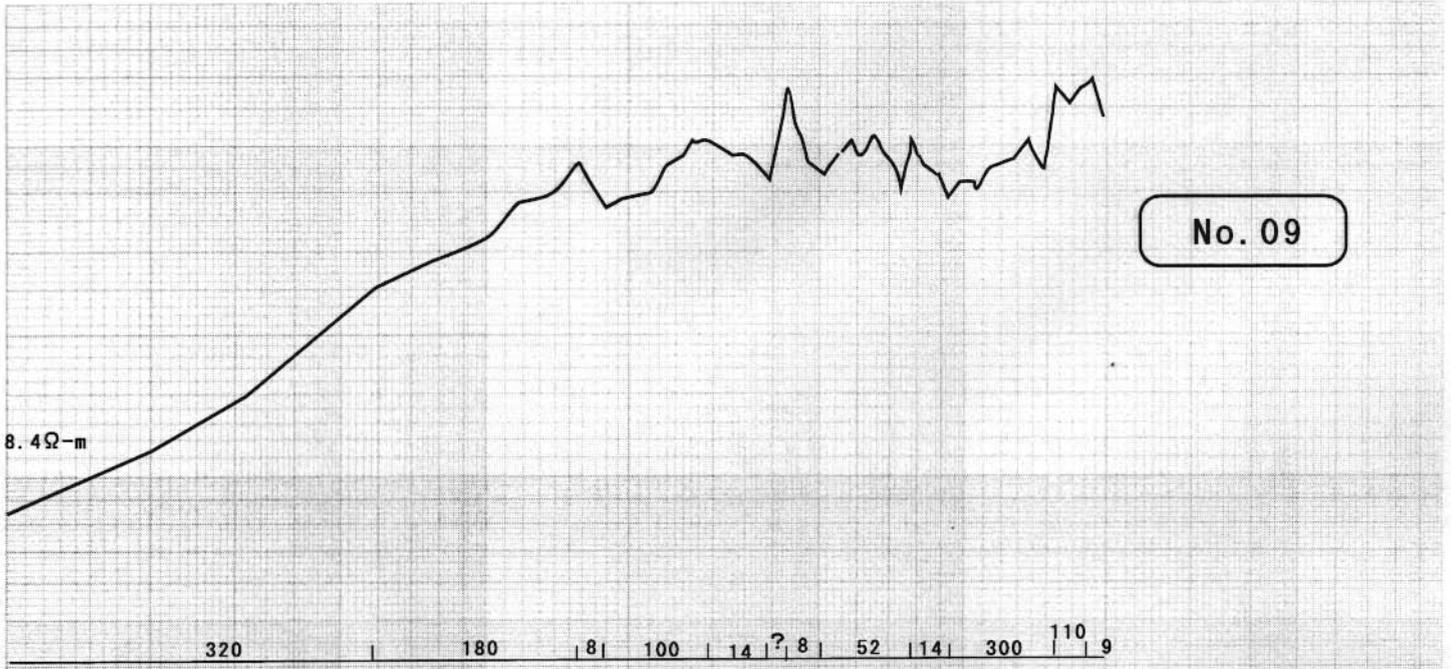




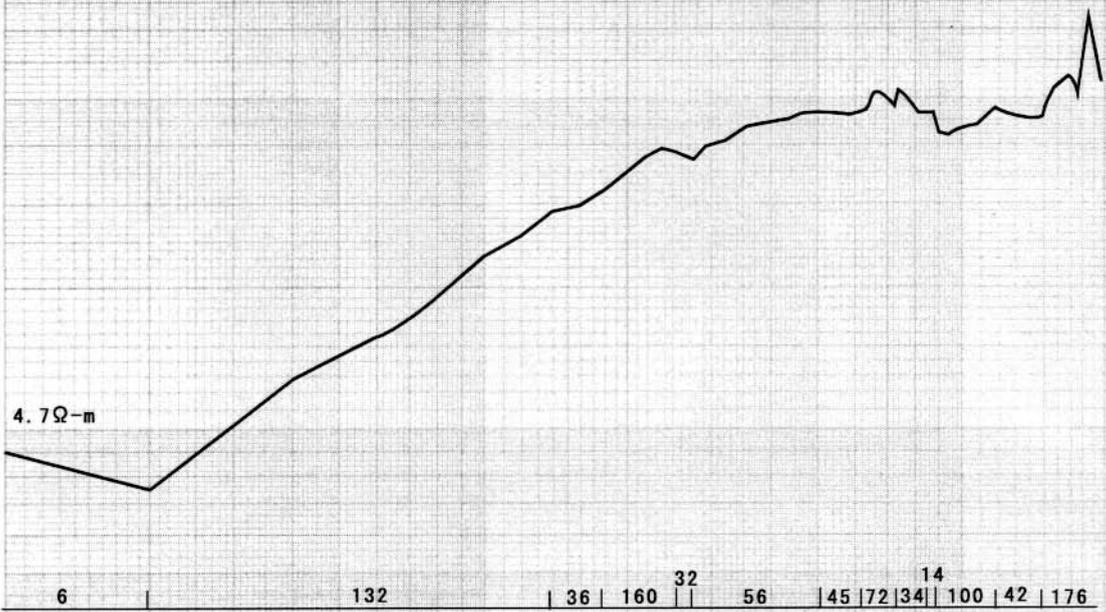
No. 07

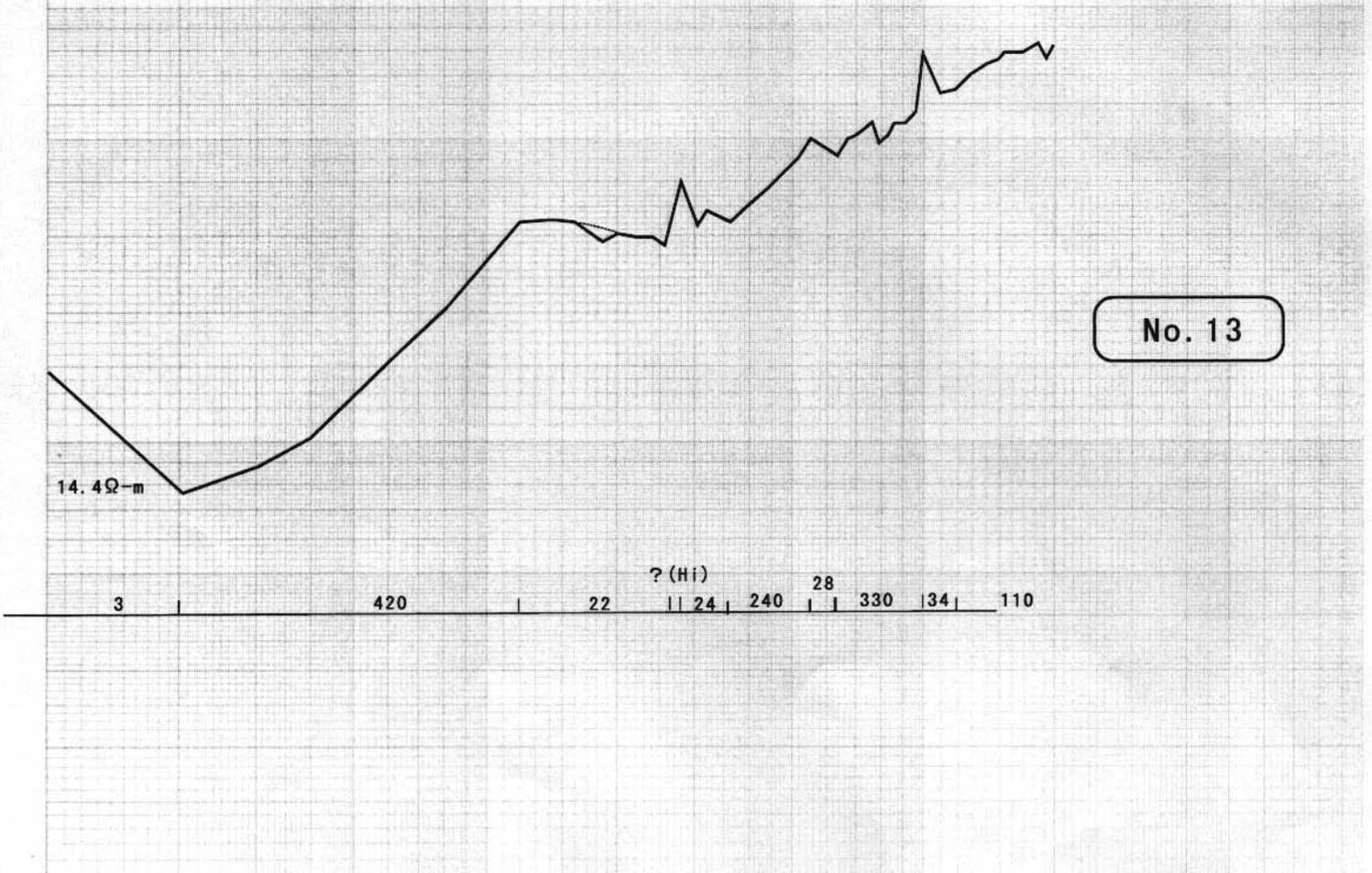
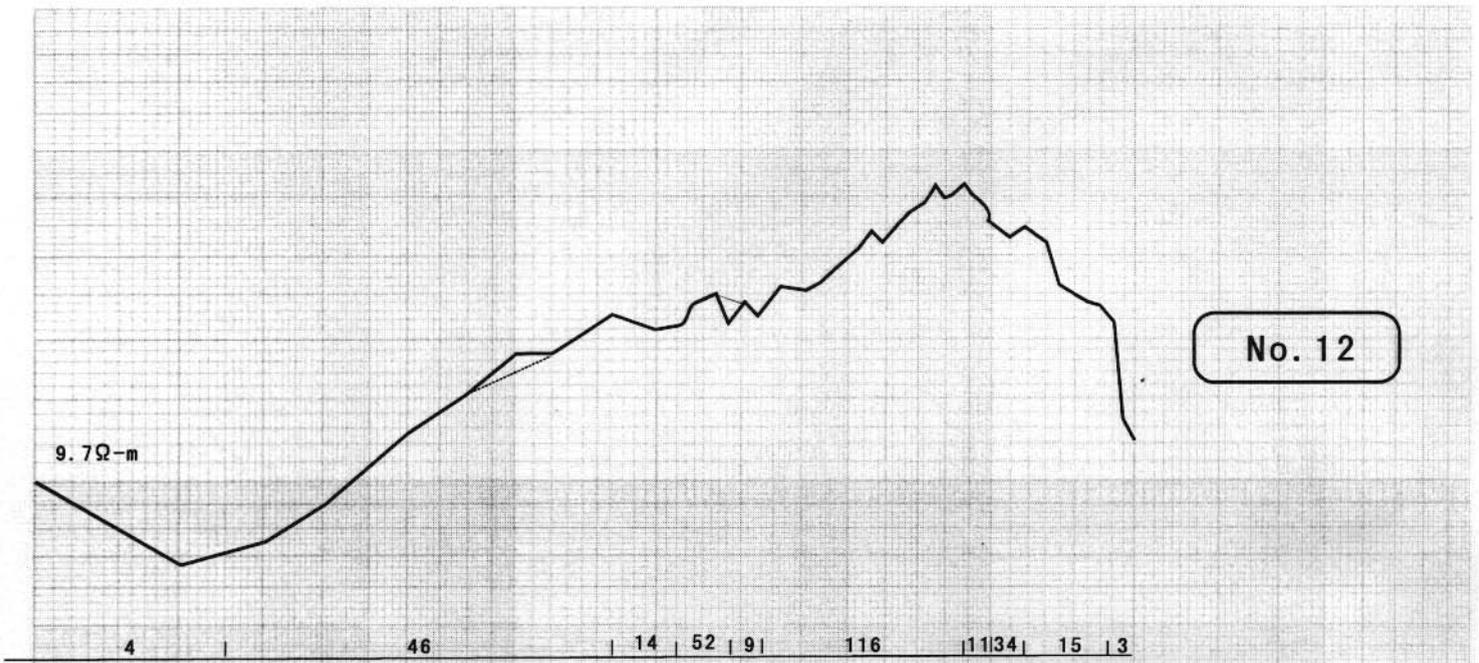


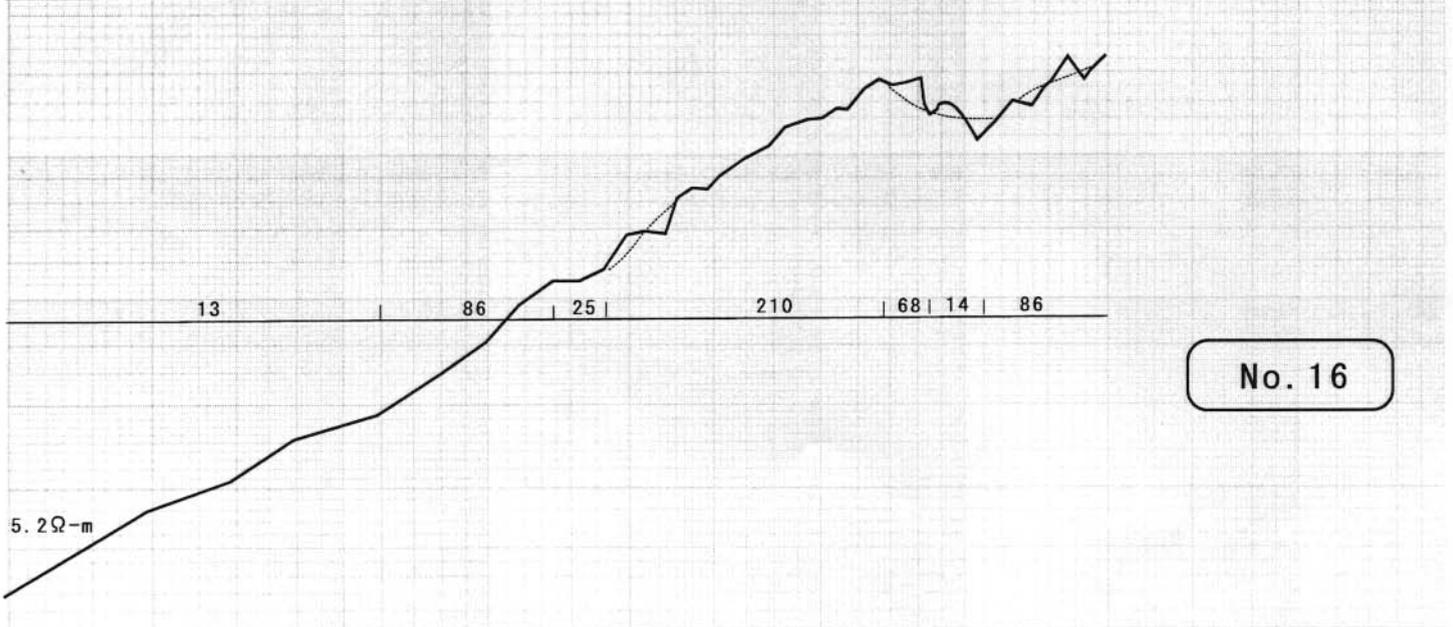
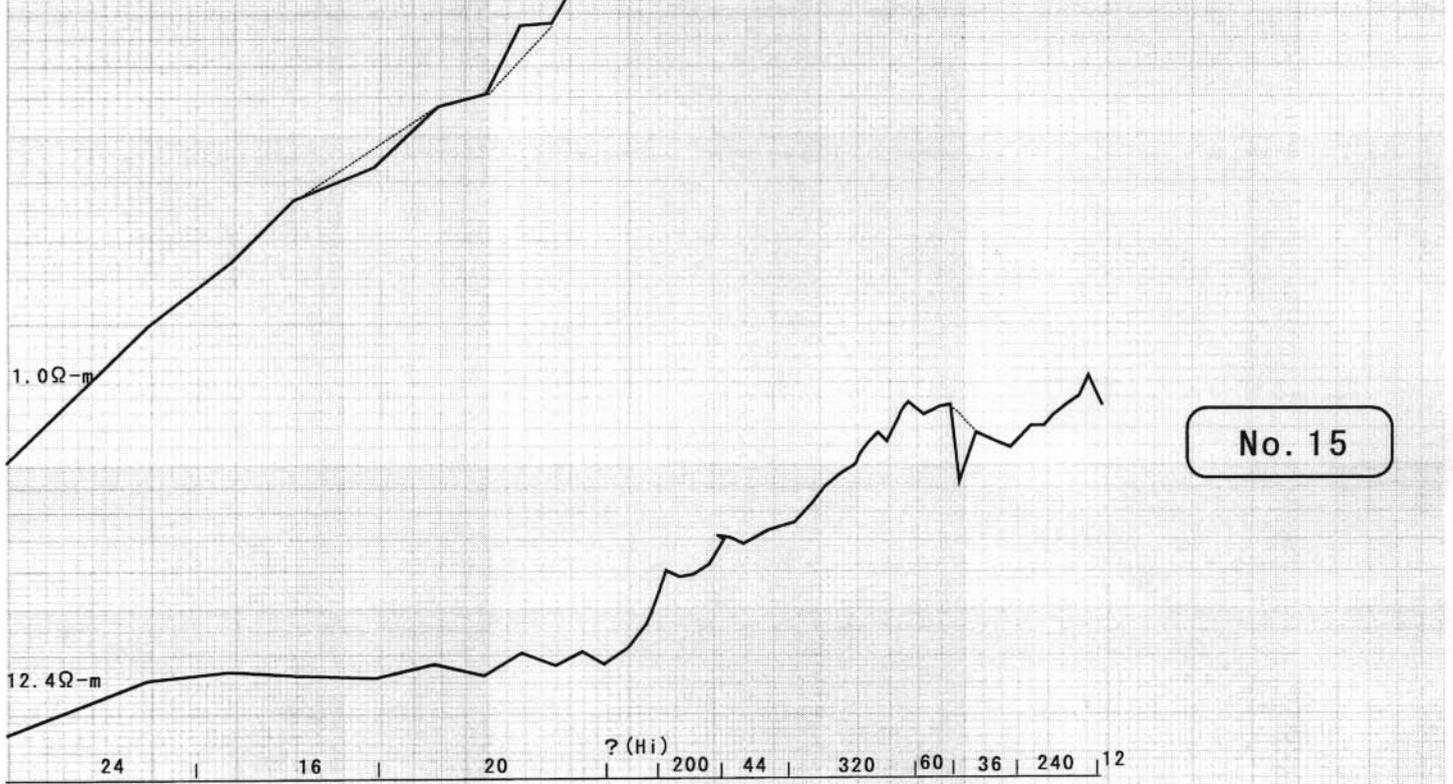
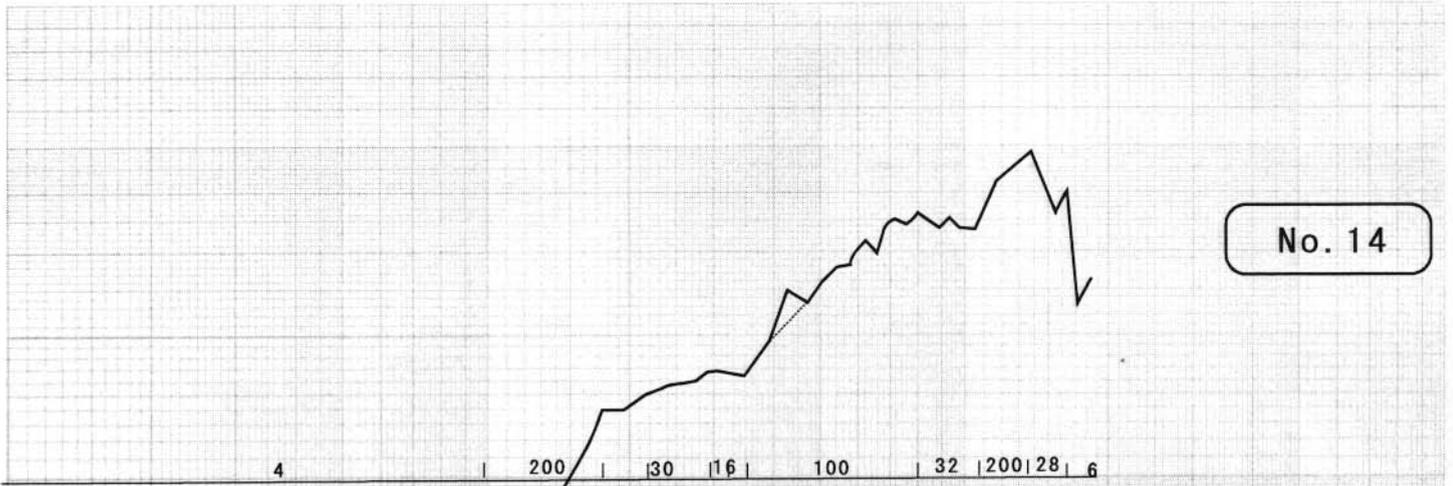
No. 08

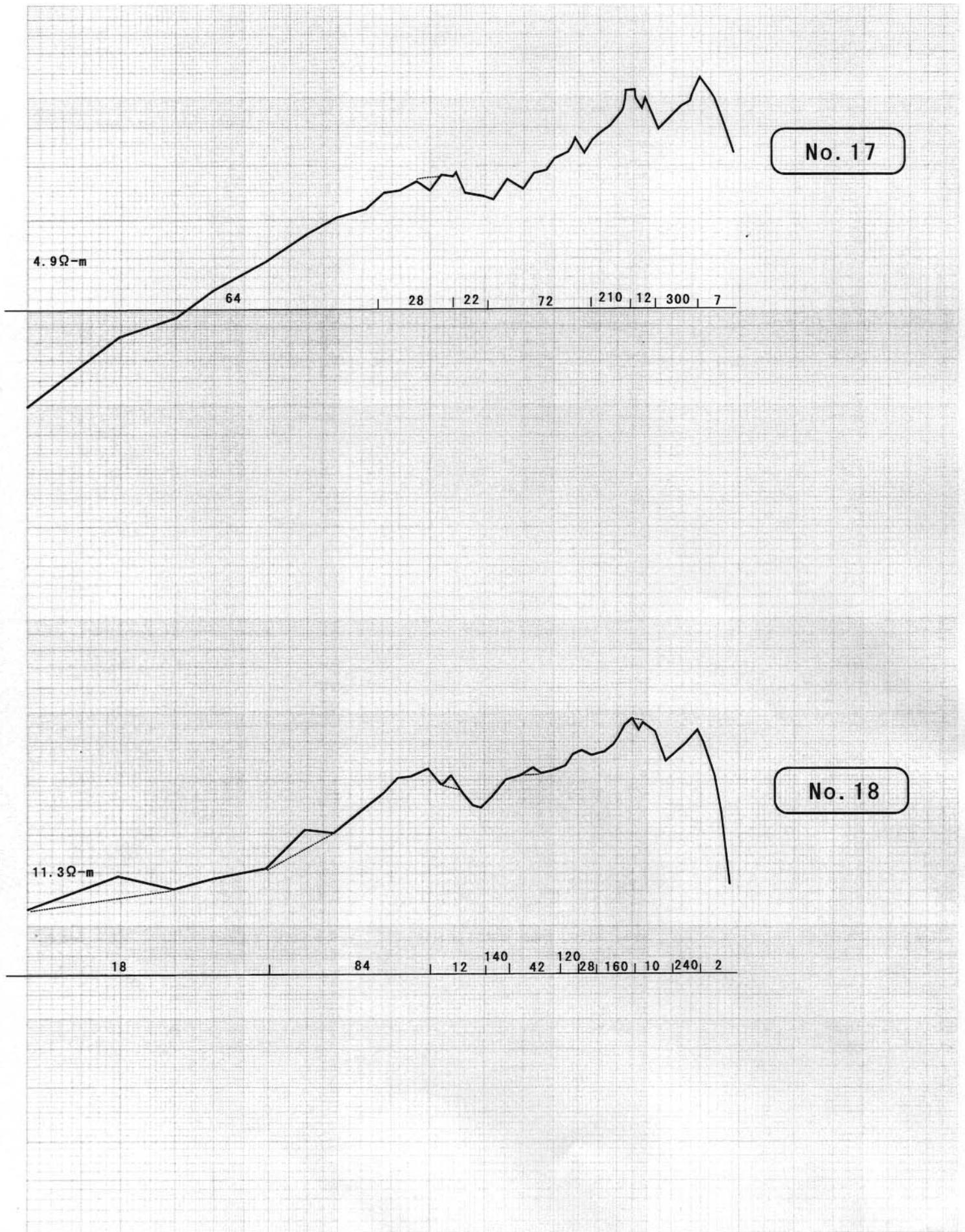


No. 11









12.3  $\Omega$ -m

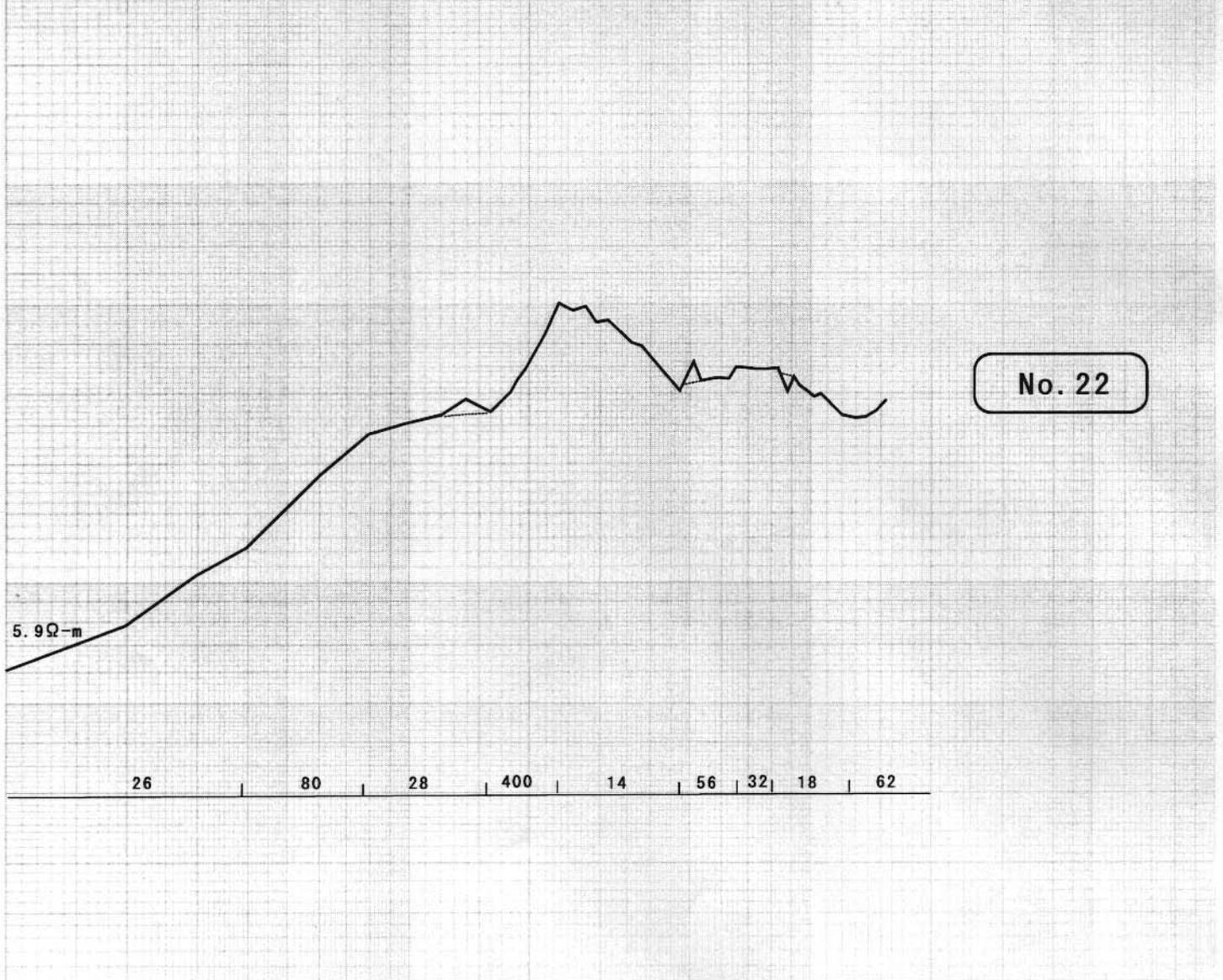
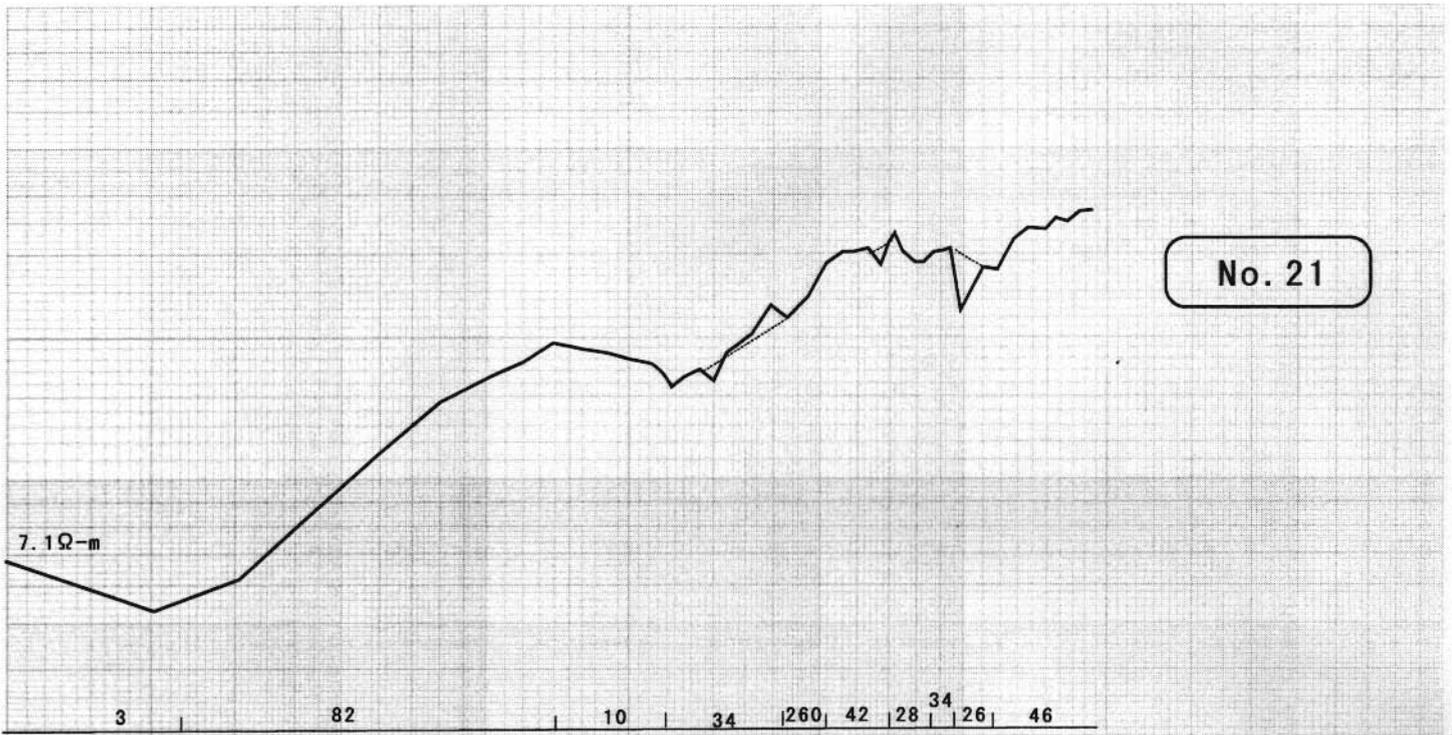
No. 19

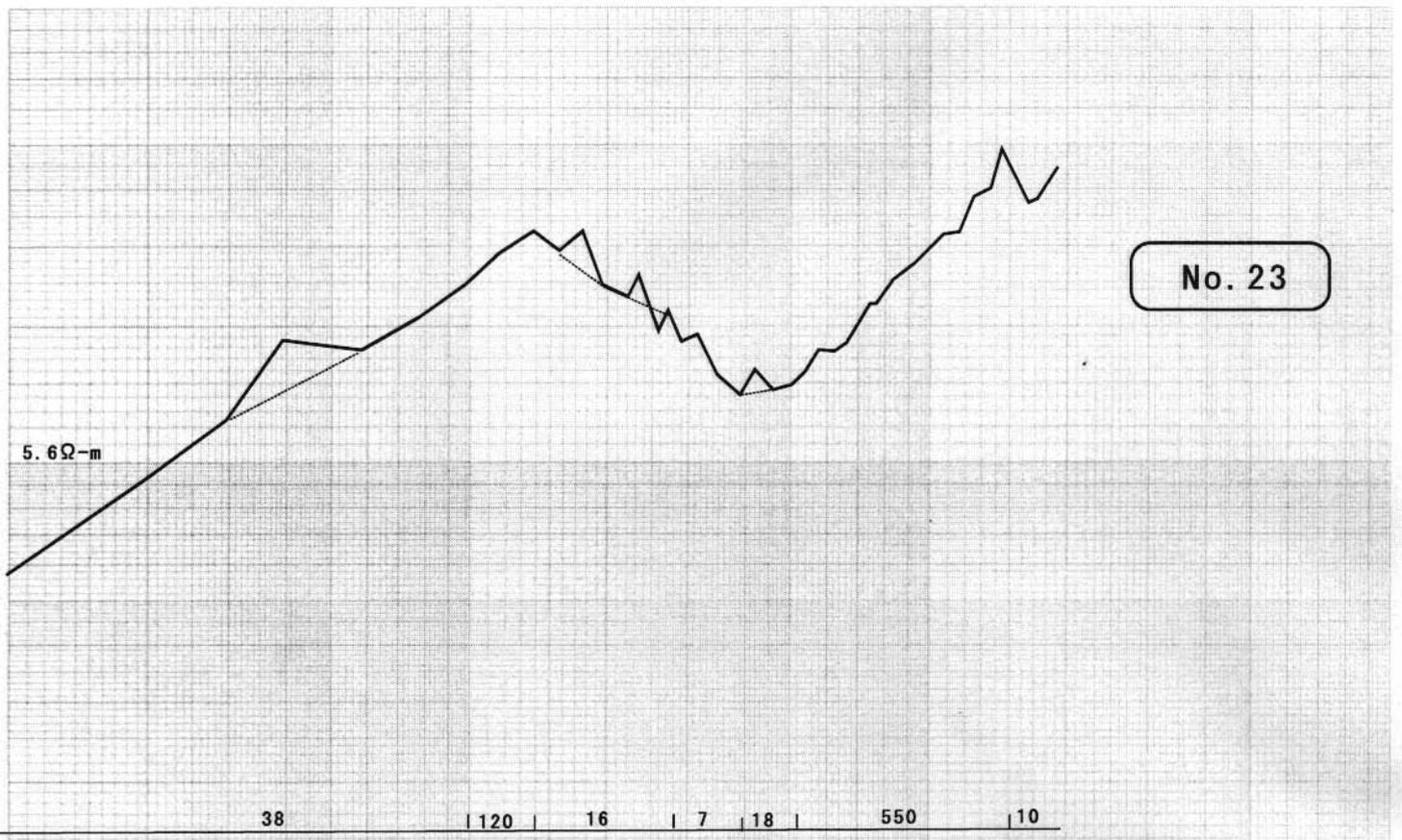
52 | 25 | 82 | 31 | 16 | 340 | 8 | 34 | 320 | 7

11.0  $\Omega$ -m

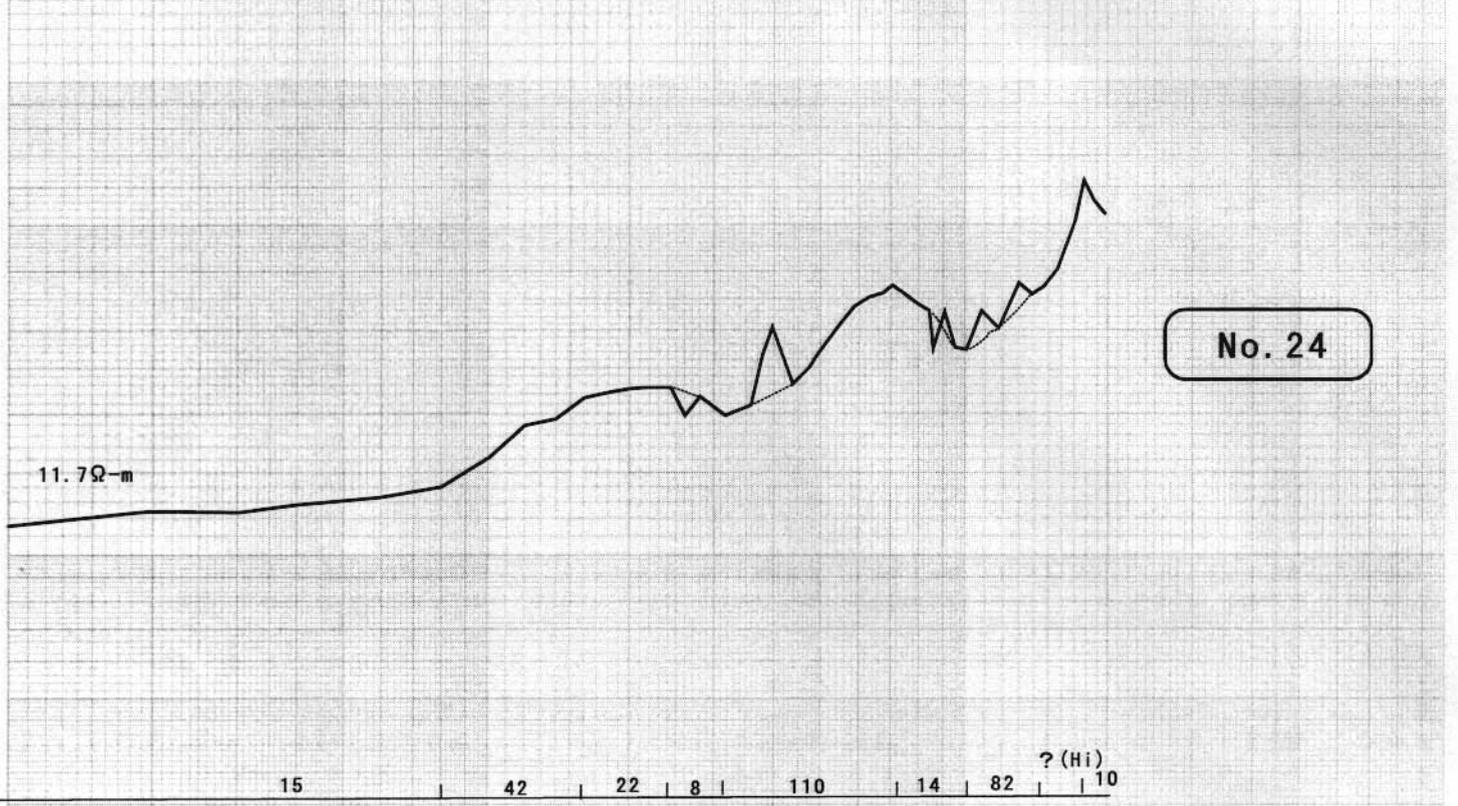
No. 20

13 | 42 | 6 | 40 | 10 | 22 | 72 | 22 | 120 | 50 | 12 | 8 | 27





No. 23



No. 24

## 資料 8-4 試掘調査・帯水層試験実施概要

### 1) 試掘調査・試験の構成

第二次調査における試掘調査の構成は次の通りである。

表-1 試掘調査・試験の構成

No.	井戸	数量	仕様	試験
1	試験井	1 基	深度 150m、掘さく口径 24" ケーシング: 鋼管 20"、10" スクリーン: プラス製 スロット型	①段階揚水試験 ②定量連続試験 (48 時間) ③回復試験
2	観測井	2 基	深度 120m、 ケーシング・スクリーン: PVC	④干渉試験 (定量連続、回復試験時に観測井の水位降下を同時測定)

### 2) 試掘調査サイト

- ①本調査に先行し、WASA では対象地域に現存する既存井で独自の揚水試験を実施する計画を策定し、その一環として、サイトの下流域にある Bennie & Partner の調査井(深度 40m)に対し、観測井 3 本、さらに中流域の REC 調査井(深度 60m)に 2 本の観測井を建設していた。ただし、後者は保護蓋がなかったため、土砂が内部を閉塞し、試験は不可となっていたので、試験は Binnei 井のみ、8 月 15 日 WASA により 20 時間連続揚水試験が行われた。同井は、付近の農業井戸とほぼ同等の 40m 深度であり、試験の結果、最大揚水量は農業井と同水準の 1cusec(=100m<sup>3</sup>/時)であった。
- ②以上の経過から、本調査における試験井位置は中流部が適切と判断され、REC が 1979 年に建設した試験井(現在は廃井)に近接し、WASA が先行して観測井 2 基を建設してある RD245 地点に決定した。この地点には測道脇に広い公有地が広がり、施工上の利点があった。
- ③本調査では、観測井として、本調査で建設する 2 本のほか、WASA が今次調査に先行して建設した 2 本の観測井、および調査期間中に用水路対岸に設置した 1 本の 3 本、計 5 本を利用して干渉試験を実施した。井戸配置は本文図-3-5 参照。

### 3) 試掘調査結果概要

試験井 150m および観測井 120m の掘さく結果を電気探査結果判定と照合すると次のような水理地質状況が判明した。

- ① 試験井掘さく地点では 40m 以下の第 2 水層部分に有力と判断される中砂・細砂層が分布している。スクリーンは、この部分に集中して挿入した。
- ②また、この地点では第 3 水層として評価される 130m 以下は粘土ないしは粘土まじりの層が 150m まで続いているので、掘さくは 150m まで行い、ケーシングは 130m までの構造とした。

#### 4)帯水層試験結果概要

試験井および観測井設置後、帯水層試験を実施した。試験結果概要は次の通りである。(帯水層試験解析の詳細はそれぞれ別添に示す。)

##### ①段階揚水試験

段階揚水試験では、水量を段階的に変化させながらそれぞれの水位降下を測定し、(a)水量が安全揚水量の範囲にあるかどうか確認し、(b) 帯水層および井戸構造についての損失を算定し、井戸効率を求めた。

第一段階	1.50 cusec (225 m <sup>3</sup> /時)
第二段階	2.25 cusec (225 m <sup>3</sup> /時)
第三段階	3.09 cusec (300 m <sup>3</sup> /時)
第四段階	3.75 cusec (375 m <sup>3</sup> /時)

試験結果の解析によると、いずれの水量も安全揚水量の範囲にあり、帯水層能力は既存のチェナブ水源地と比較しても遜色ないと判定される。

##### ②定量連続試験

- a. 定量試験は、揚水量 3.0cusec(300m<sup>3</sup>/時)で連続 48 時間実施した。その結果 48 時間後の水位降下量は 2.5m であった。揚水水位は、試験開始後 360 分で静水位(5.3m)から 2.5m 降下し、以降 48 時間の試験終了時点まで同水位を保持した。試験井は水路左岸から 20m 程度しか離れておらず、試験中、水路から強制補給を受け、安定水位を維持したと考えられる。
- b. 試験結果により、帯水層の水理定数である「T」(透水量係数)と「S」(貯留係数)を求め、異なる揚水量の水位降下、影響圏の範囲、将来の水位降下等を予測した。得られた T と S の値は、過去の当該地域における試験結果と比較すると、同様な範囲にあり、水理計算に採用可能である。ただし、水路の強制補給による安定水位は、帯水層の特性判定に利用が困難であるため、水理計算ではその部分を除いて解析を行った。

##### ③回復試験

3cusec(300m<sup>3</sup>/時)で 48 時間連続揚水し、ポンプ停止後の水位回復試験を実施したが、試験井、観測井ともほぼ 6 時間以内で試験開始前の静水位に回復した。この試験は実際の水位回復状況を確認するとともに、定量連続試験同様に、T と S を算定する資料となり、それらを比較して対象サイトの水層特性を判定した。

##### ④水質試験

試験井の 48 時間連続揚水の最終段階に採水し、水質試験を実施した結果、電気伝導度は 23mS/m、TDS は 480 mg/lit で、チェナブ水源系のこれまでの基準である 500 以下の範囲内にある。当該地域では用水路から遠ざかるにつれ TDS が増大する傾向にあり、WASA は WHO 基準許容値の 1000 mg/lit までを基準値として設定しているが、本計画では水源井を水路沿線に建設する予定であることから、その範囲での良好な水質を保持することが可能と判断される。

## 資料 8-5 段階揚水試験の解析

### 1. 段階揚水試験の目的

段階揚水試験は、揚水量を段階的に変化させながら水位降下を測定し、試験結果により次のような解析を行う。

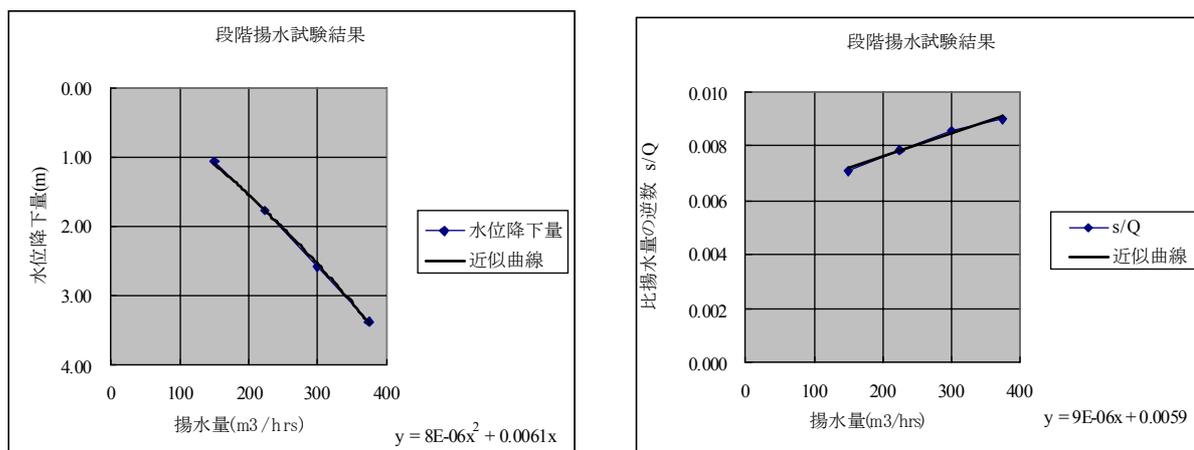
- (a)適切な揚水量(安全揚水量)の範囲を調べる、
- (b)地下水が帯水層から井戸に向かって流動するさいの損失水頭（「B」=帯水層損失）および井戸スクリーンから流入して揚水されるさいの損失水頭（「C」=井戸損失）を算定する（この帯水層損失と井戸損失をあわせたものがすなわち水位降下量となる。）
- (c)井戸効率 E を求める。（ある流量での帯水層損失と井戸損失の比。ある期間で比較すれば井戸能力の低下を数値化して判定できる。）
  - ・ B が増加していれば帯水層中の損失が増大
  - ・ B が増加していれば井戸の損失が増大
  - ・ C/B を比較する事で、どちらの損失が大きく変動しているか確認できる。
  - ・ E を比較する事で効率がどの程度変化しているか確認できる。
  - ・ また E が大きい方が井戸効率は良いといえる。

#### 1-1 揚水量と水位降下の関係の解析

##### (1) 安全揚水量の確認

本調査の段階用水試験結果、揚水量と水位降下および揚水量と比揚水量の逆数をグラフ化し次図に示す。

図-1 段階揚水試験解析グラフ



- ・ 本調査では、段階揚水量の最大は 3.7cusec()で実施したが、それぞれの揚水量の変化で比揚水量は大きく変化しないため、帯水層内の損失係数に変化はなく、限界の揚水量には依然余裕があるといえる。(この最大量でも安全揚水量の範囲内にある。)

## (2) 帯水層損失(B)と井戸損失(C)の算定

B と C には次式の関係がある。

$$s = BQ + CQ^2$$

s = 水位降下 (実測値)

Q = 揚水量 (実測値)

B = 帯水層損失係数 (BQ = 帯水層損失)

C = 井戸損失係数 (CQ<sup>2</sup> = 井戸損失)

算定結果を次表に示す。

表-1 試験井の損失係数

係数	単位	1次近似
B	hr/m <sup>2</sup>	0.0059
C	hr <sup>2</sup> /m <sup>5</sup>	9.00E-06
C/B	1/m <sup>3</sup>	1.53E-03

- ・ 算定結果得られた B と C の値により計算すると、実質的な水位降下は主として帯水層内の損失によりもたらされる。揚水量を増大すると、ほぼ比例した水位降下が発生する。この限界は 600 m<sup>3</sup> 程度であり、同水量を超えると井戸損失による降下が大きくなる。
- ・ 本計画の揚水量 200m<sup>3</sup>/hr では、帯水層損失が 1.18m、井戸損失が 0.36m と算定され、水位降下は約 1.5m となる。大水量で揚水しても水位降下が小さいのは、帯水層の能力が良好であることによる。

## 2. 井戸効率 E の計算

C と B の値により井戸効率を算定し、従来の既存井戸資料と比較して、本計画水源井戸の性能を判定する。

井戸効率  $E = 1 / (1 + (C/B) Q)$  の式より各揚水量での井戸効率を示す。

表 4-2 試験井の井戸効率

揚水量	井戸効率 E
m <sup>3</sup> /hr	$E = 1 / ( 1 + (C/B) Q )$
0	
150	0.84
225	0.77
300	0.72
375	0.67

計画対象サイト周辺には、ABD プロジェクト水源井等、同深度、同構造の深井戸が過去に多数建設されているので、それぞれの井戸効率を次に比較する

(1) 井戸仕様比較

表-3 試験井と既存井の構造比較

係数	単位	本調査	ADB18号井戸	ADB23号井戸	NSC
井戸深度	m	120	128	18と同等	95
スクリーン材質		ブラス	ジョンソン	ジョンソン	不明
スクリーン長	m	60	48.7	18と同等	50
スクリーン開口率	%	6	15(不明)	18と同等	12
スロットサイズ	Mm	1	1(不明)	18と同等	1.5

(2) 損失係数の比較

次表に ADB 井戸 18 号井戸、NSC の調査井をとりあげて本試験井と比較する。

表-4 損失係数の比較

係数	単位	本調査	ADB18号井戸	ADB23号井戸	NSC
B	hr/m <sup>2</sup>	0.0059	0.0114	0.0116	0.0095
C	hr <sup>2</sup> /m <sup>5</sup>	9.00E-06	2.00E-06	1.00E-06	4.00E-06
C/B	1/m <sup>3</sup>	1.53E-03	1.75E-04	8.62E-05	4.21E-04

表-5 井戸効率の比較

本調査		ADB18 号井戸		ADB23 号井戸		NSC	
揚水量	本調査	揚水量	ADB11 号井戸	揚水量	ADB11 号井戸	揚水量	NSC
m3/hrs	井戸効率 E	m3/hrs	井戸効率 E	m3/hrs	井戸効率 E	m3/hrs	井戸効率 E
0		0		0		255	0.88
150	0.84	300	0.95	300	0.95	306	0.86
225	0.77	400	0.93	400	0.93	356	0.84
300	0.72	500	0.92	500	0.92	397	0.82
375	0.67	600	0.90	600	0.91	459	0.8

- ・ 本調査井戸では、帯水層の損失係数は ADB18/23 号井戸の 2 分の 1, NSC 井戸の 3 分の 2 である。
- ・ 本調査井戸では井戸損失係数は反対に ADB18/23 号井戸の 4 倍, NSC 井戸の 2 分の 1 である。

上記の比較によって次のような事が推定される。

- ・ ジャン運河付近の帯水層は ADB 井戸の建設された井戸よりも優れている。
- ・ 本調査井戸では開口率 6%程度のプラスチック製スクリーン、ADB 井戸では開口率 20%程度の巻線型ステンレススクリーン、NSC では開口率 12%のスクリーンを使用している。このため、この開口率と井戸損失、効率が比例しているといえる。
- ・ 以上の結果をふまえ、本計画の井戸スクリーンは巻線スクリーンを採用する方針とする。ただし、井戸損失係数は、開口率とともに、帯水層全長に対しての貫通比により大きく左右される。十分な長さをとると、ステンレス製巻線スクリーンは高価であり、経済的な要素を検討し最終決定することが必要である。

## 資料 8-6 水層係数の算定

### (1) 帯水層試験

本調査における帯水層試験は、資料 8-5「段階揚水試験」のほか、帯水層係数の算出を直接の目的とする定量連続揚水試験から構成される。試験は、揚水試験井 1 基(完成深度 120m)および、観測井 2 基(120m)、さらに WASA が建設した観測井 3 基 (深度 18.5m)を対象として実施した。

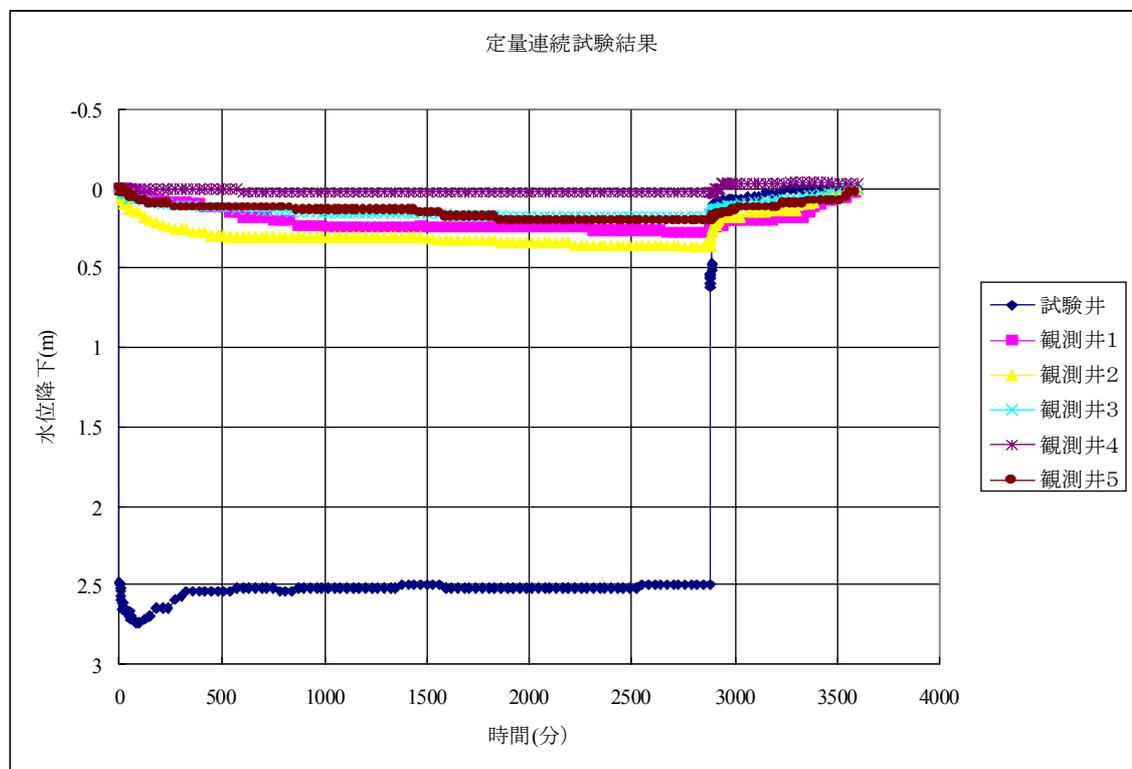
次表に試験概要をまとめる。

対象井戸	定量連続揚水試験 水量 300m <sup>3</sup> /min で 48 時間(2,880 分) 連続揚水。	水位回復試験 定量試験でポンプ停止後、継続試験 試験時間 720 分
1. 試験井	水量、水位を連続測定	360 分で当初の静水位に回復。
2. 観測井 No. 1	影響水位を連続測定。	720 分で残留水位 0.0254m
3. 観測井 No. 2	影響水位を連続測定。	720 分で当初の静水位に回復。
4. 観測井 No. 3	影響水位を連続測定	720 分で当初の静水位に回復
5. 観測井 No. 4	影響水位を連続測定。	720 分で当初の静水位に回復
6. 観測井 No. 5	影響水位を連続測定。	720 分で残留水位 0.0254m

### (2) 試験結果の概要

これら 5 井における試験結果、経過時間に対する水位降下をプロットすると、次図の通りである。

図-1 定量試験グラフ



試験結果の特徴は次の通りである。

- ①試験井は、揚水開始後約 100 分で水位が安定し、以後 48 時間の連続運転終了まで水位にほとんど変化がなかった。
- ・ 静水位 5.334m
  - ・ 安定水位 7.8486m
  - ・ 水位降下量 2.50m (試験開始から約 100 分後に安定し、2880 分終了まで同水準水位を維持。この安定水位は、試験開始後まもなく用水路からの強制的補給がはじまり、以後連続的な補給により維持されたと推定される。)
- ②同じ傾向は、同様に水路の脇に建設された観測井にも見られ、特に No. 1、No. 2 で顕著であった。
- ③この強制的補給の影響の結果、揚水による自然の水位変化が影響を受け、一般的な水理式の解法により、水層係数を決定することが困難となった。実施した試験結果のうち、解析に利用できる結果は一部に限定されることが判明した。すなわち、
- a.各井戸における揚水試験時の時間・水位降下の関係は、強制補給の影響が顕著となる試験時間 100 分以前のデータが利用可能である。ただし、単独ではいずれも実際の結果が得られないことが判明したので、各井の距離に基づく水位変化量を対比する手法とする。
  - b.回復試験では観測井 No. 2 および観測井 No. 3 それぞれ単独での水位回復試験結果が利用可能である。試験井自体や観測井の回復試験は実際の算定が困難であった。
- ④その他の試験結果は、試験井そのものの揚水試験、回復試験をはじめ、解析結果の誤差が大きく、実際的ではない水層係数しか出でこない。そこで、本調査の解析結果の比較基準として、同じ地域で REC により過去に実施された水層試験結果を参照する方針とした。ただし、REC の解析も揚水試験結果は水路の強制補給により解析困難であったため、水位回復試験結果に基づき算定した。

### (3) 水層係数の算定

第(2)項で述べた試験結果を利用して、影響圏の算定などいろいろな水理計算に利用する透水量係数(「T」)および貯留係数(「S」)を算定した。

透水量係数 T= ある帯水層全体の透水性を示す係数。水温 15°C、単位動水勾配(1:1)のとき、水層の単位断面積を単位時間内に通過する水量(以上が透水係数 K) に水層の厚さを乗じたもの。単位は通常 m<sup>2</sup>/日。算定には一般的なヤコブ・クーバー法を使用する。

$$T = \frac{0.183Q}{\Delta s} \quad (1)$$

Q = 揚水量 (m<sup>3</sup>/日)

Δs = 時間の単位対数サイクルにおける水位降下量 (m)

貯留係数  $S =$  帯水層の単位表面積への水頭の垂直部分の単位変化により生じる流出(流入)量

$$S = \frac{2.25Tt_0}{r^2} \quad (2)$$

$T =$  透水量係数 (1) 式の計算値 ( $m^2/day$ )

$t_0 =$  水位降下が 0 となる時間対数 (day)

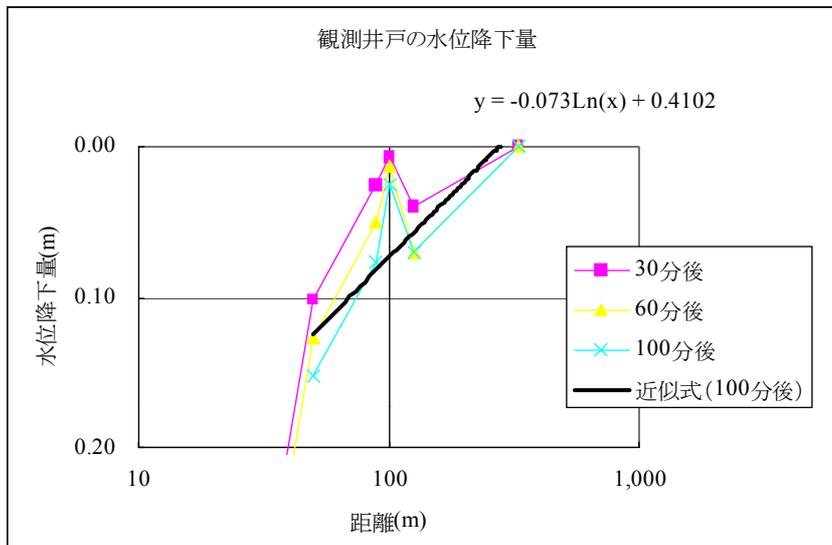
$r^2 =$  揚水井からの距離 ( $m$ )

1) 揚水井と観測井の揚水試験データを関連させて水理係数を計算する。

揚水井(試験井)、観測井とも、単独の揚水試験時データは水理計算に適しないため、両者を距離で関連づけ、(a) 観測井だけの場合、(b)揚水井と観測井双方のデータを含む場合の 2 種類を算定する。

①観測井だけを距離により関連づけて水位降下を比較した場合を次図に示す。(この場合、水位降下が水路からの強制補給の影響を顕著に受けない試験開始後 100 分までのデータを利用する。)

図-2 ある揚水時間における揚水／観測井戸の水位と距離の関係近似式



観測井相互の距離と水位降下の関係式は上図を基に、 $y = -0.073\text{Ln}(x) + 0.4102$  で近似できる。これより時間対数 1 サイクルあたりの水位降下は  $\Delta s = 0.168 \text{ m}$

透水量係数  $T$  はヤコブの(1)式を変形した次式により計算する。

$$T = \frac{0.366Q}{\Delta s} = \frac{0.366 \times 7,200 \text{ m}^3/\text{day}}{0.168} = 15,686 \text{ m}^2/\text{day} = 654 \text{ m}^2/\text{hr}$$

貯留係数 S は

$$S = \frac{2.25 \times T \times t}{r_0^2} = \frac{2.25 \times 15,686 \text{ m}^2/\text{day} \times 6.94\text{E-}02 \text{ day}}{276^2} = 3.22\text{E-}02$$

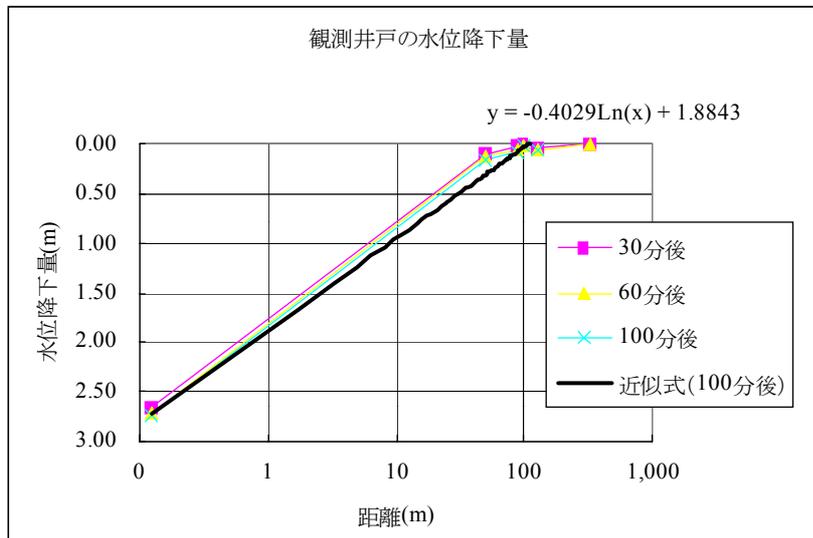
ここで近似式は  $t = 100 \text{ min} = 6.94\text{E-}02 \text{ day}$

$r_0$  は近似直線の水位降下 0m における揚水井戸からの距離であるから

$$r_0(\text{m}) = \text{EXP}\left(\frac{-\text{切片}}{\text{傾き}}\right) = \text{EXP}\left(\frac{0.073}{0.4102}\right) = 2.76\text{E+}02 \text{ m}$$

②第①項に試験井の水位降下データを加え、同様に距離で関連づけてグラフ化する。

図-3 揚水／観測井戸の水位と距離の関係近似式（揚水開始後 100 分まで）



揚水井を含めた値で計算する距離と水位降下の関係式は  $y = -0.4029\text{Ln}(x) + 1.8843$  で近似できる。  
これよりログの 1 サイクルあたりの水位降下は  $\Delta s = 2.30 \times 0.4029 = 0.928 \text{ m}$

浸透量係数 T は

$$T = \frac{0.366Q}{\Delta s} = \frac{0.366 \times 7,200 \text{ m}^3/\text{day}}{0.928} = 2,840 \text{ m}^2/\text{day} = 118 \text{ m}^2/\text{hr}$$

貯留係数 S は

$$S = \frac{2.25 \times T \times t_0}{r^2} = \frac{2.25 \times 2,840 \text{ m}^2/\text{day} \times 6.94\text{E-}02 \text{ day}}{107^2} = 3.88\text{E-}02$$

ここで近似式は  $t = 100 \text{ min} = 6.94\text{E-}02 \text{ day}$

$r_0$  は近似直線の水位降下 0m における揚水井戸からの距離であるから

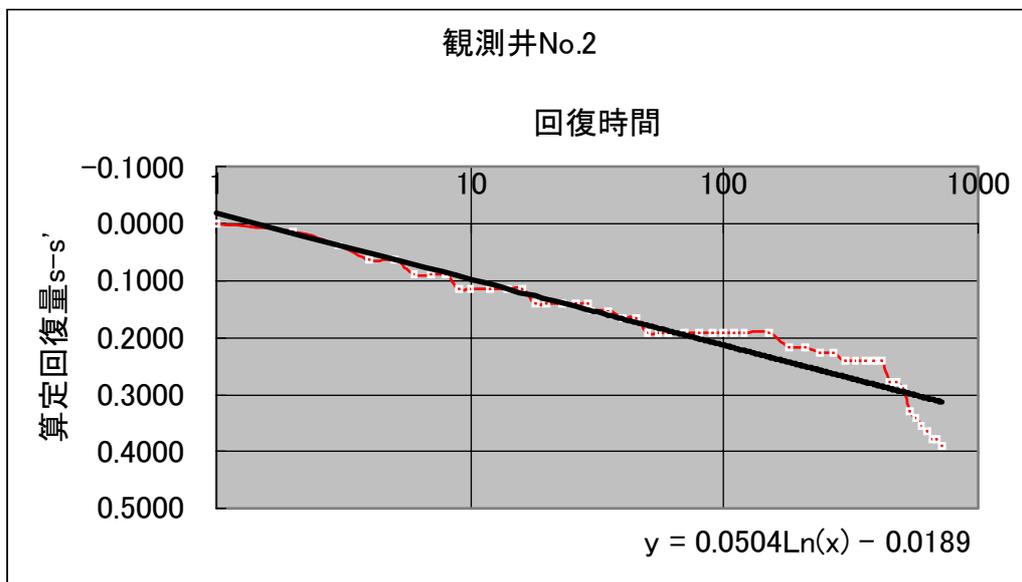
$$r_0(\text{m}) = \text{EXP}\left(\frac{-\text{切片}}{\text{傾き}}\right) = \text{EXP}\left(\frac{0.403}{1.8843}\right) = 1.07\text{E}+02 \text{ m}$$

2) 観測井 No.2、No.3 における水位回復試験データを利用した解析

①観測井 No.2

観測井 No. 2 の回復試験結果を次図にプロットする。縦軸の水位(s-s')は、ポンプ運転停止後も運転を継続すると仮定した場合の想定水位(s)から実測の回復水位(s')を減じた算定回復量である。

図-4 観測井 No.2 水位回復試験グラフ



上図における曲線の近似式は  $(s-s')=0.0504\text{Ln}(t) - 0.0189$  となる。したがって、

時間の単位サイクルにおける水位降下量  $\Delta(s-s')=0.1008\text{m}$ 、

時間 x 軸との交点  $t^0=1.038212\text{min}=7.2\text{E}-04$

観測井の試験井からの距離  $r = 50\text{m}$

試験井における揚水量  $Q=300\text{m}^3/\text{hr}=7,200\text{m}^3/\text{day}$

これにより、T と S を計算する。

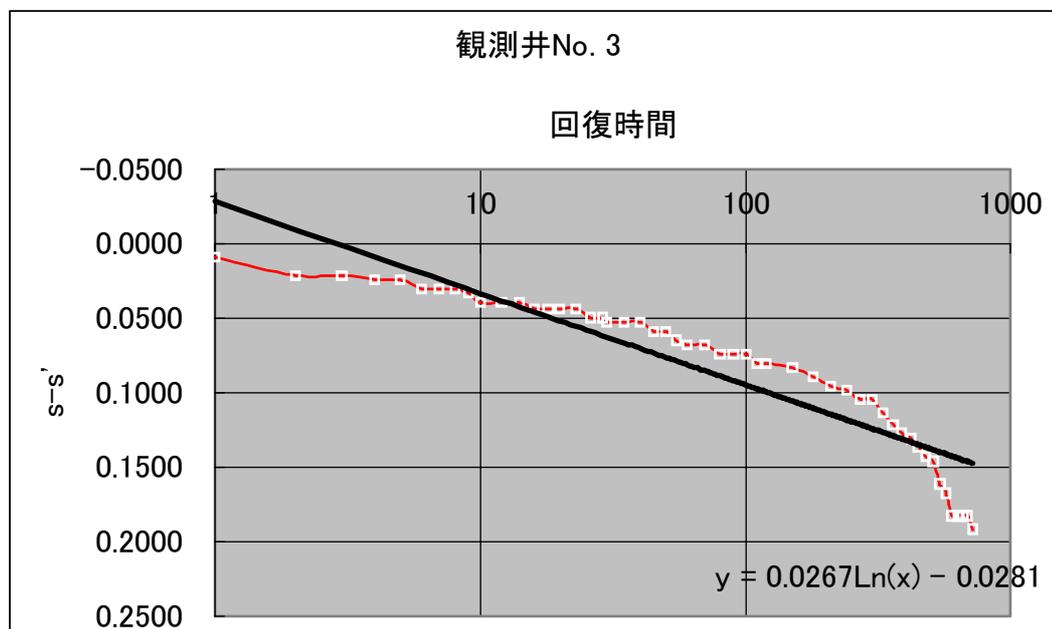
$$T = \frac{0.183Q}{\Delta(s-s')} = \frac{0.183 \times 7,200 \text{ m}^3/\text{day}}{0.1008} = 13,071 \text{ m}^2/\text{day} = 545 \text{ m}^2/\text{hr}$$

$$S = \frac{2.25Tx t_0}{r^2} = \frac{2.25 \times 13,071 \text{ m}^2/\text{day} \times 7.20\text{E}-04 \text{ day}}{50^2} = 8.47\text{E}-03$$

②観測井 No. 3

第①項と同様な方法で観測井 No. 3 の回復水位結果を算定する。

図-5 観測井 No. 3 回復試験グラフ



上図における曲線の近似式は  $(s-s')=0.0267\text{Ln}(t) - 0.0281$  となる。したがって、次の通りとなる。

時間の単位サイクルにおける水位降下量  $\Delta(s-s')=0.0534\text{m}$ 、

時間 x 軸との交点  $t^0=2.865\text{min}=2.0\text{E}-03$

観測井の試験井からの距離  $r = 89\text{m}$

揚水量  $Q=300\text{m}^3/\text{hr}=7,200\text{m}^3/\text{day}$

これにより、T と S を計算する。

$$T = \frac{0.183Q}{\Delta(s-s')} = \frac{0.183 \times 7,200 \text{ m}^3/\text{day}}{0.0534} = 24,674 \text{ m}^2/\text{day} = 1,028 \text{ m}^2/\text{hr}$$

$$S = \frac{2.25Tt_0}{r^2} = \frac{2.25 \times 24,674 \text{ m}^2/\text{day} \times 2.00\text{E}-03 \text{ day}}{89^2} = 1.40\text{E}-02$$

(4) まとめと評価

これまでの算定結果および過去における対象地区の調査結果として REC 調査井と ADB 既存井のデータをまとめて次表に示す。

表-1 対象地域帯水層係数一覧表

対象井戸	算定方法	透水量係数(T), m <sup>2</sup> /day	貯留係数(S)
本調査試験井 および観測井	距離・水位法(1)観測井のみ	15,686	3.22E-02
	距離・水位法(2)試験井含む	2,840	3.88E-02
	回復法 (観測井 No. 2)	13.071	8.47E-03
	回復法 (観測井 No. 3)	24,674	1.40E-02
REC 調査 RTW1 RTW2	回復法	5,312	2.50E-02
	回復法	7,080	1.27E-01
ADB18 号井 <sup>(1)</sup>	揚水試験	11,094	
	回復試験	9,861	

注記 (1) ADB 井は掘さく当初の完成報告書に記載されている解析値であるが、貯留係数は算定されていない。 23 井の T の平均値は、12,000 m<sup>2</sup>/day と報告されている。

上表に示す本調査で得られた水層係数については、次のような点に留意しなければならない。

- ①本調査における試験井、観測井はいずれも用水路の直近に設置され、試験井の揚水により水路からの直接的な強制補給があったと推定され、そのため得られた各井のデータの関連づけがきわめて困難となり、解析結果にはかなりの誤差がある。
- ②通常、貯留係数が 10 のマイナス 1~2 乗の場合、水層は自由面水層、3 乗以上の場合が被圧水層と分類されており、本調査結果では観測井 No.2 の場合を除き、貯留係数は前者の性質を示唆している。 試験井自体は、深度 40m 以下の帯水層から取水し、被圧水を取水する構造となっており、その傾向が観測井 No. 2 の試験結果に反映されている可能性がある。 計画対象地の帯水層は、このように一部被圧状況にあっても、全域で見ると上部の不圧水と連通していることが知られており、いわば半被圧水層というべき性質を備える。
- ③以上の当該地域固有の自然条件があるものの、得られた係数は過去の試験結果と比較しても特別異常な差異がなく、精度に限界があるものの、水理計算に適用できる値と判断される。

## 添付資料 8-7 影響圏の考察

資料 8-6 に示す、水理係数を利用して、本計画での揚水による地域地下水分布への影響について次のように考察する。

### (1) 影響圏を求める数式

影響圏を求める式は、貯留係数の計算式から次の通りとする。

上式で

$$S = \frac{2.25 \times T \times t}{r_0^2}$$

t= 揚水時間 (day)

r0= 影響圏半径 (m)

S= 算定された貯留係数

T=算定された透水量係数 (m<sup>2</sup>/day)

上式を変形し、

$$(2) \text{ 影響範囲の計算} \quad r_0 = \text{SQRT} \frac{2.25 \times T \times t}{S} \quad (3)$$

表-1 影響圏半径の算定 (揚水量 200m<sup>3</sup>/hr、揚水時間 20 hrs/day)

対象井戸	算定方法	T (m <sup>2</sup> /day)	S	算定影響圏半径 (m)	
				100 分後	20 時間後
本調査試験井 および観測井	距離・水位法(1)観測井のみ	15,686	3.22E-02	277	954
	距離・水位法(2)試験井含む	2,840	3.88E-02	65	369
	回復法 (観測井 No. 2)	13,071	8.47E-03	299	1,697
	回復法 (観測井 No. 3)	24,674	1.40E-02	320	1,813
REC-RTW1	回復法	5,312	2.50E-02	111	630
RTW2	回復法	7,080	1.27E-01	56	323

数式(3)を使って、添付資料 4-7 で算定された T と S の値を導入すると、ある揚水量での一定時間後の影響範囲が計算できる。本計画では、1 井あたり 200m<sup>3</sup>/hr (=7,200m<sup>3</sup>/day)で一日 20 時間 (=0.84 日)揚水する計画であるので、それぞれの T・S に対する算定影響範囲を次表に示す(距離法による算定は揚水時間 100 分間の水位降下を基準としたので同じく 100 分後の影響範囲も示す。)

上表の計算結果から次のようなことが明らかとなる。

- ①井戸相互の距離は 600m に配置を予定することから、お互いの影響が及ばない範囲は半径 300m であるが、上表によると 20 時間後の影響半径はいずれも最小 323m、最大 1,813m で 300m を越えており、相互の影響が避けられないことになる。
- ②しかしながら、上表の T、S はいずれも用水路の補給が顕著とならない揚水開始後 100 分間の水位降下を基準とし、100 分後も水位降下が継続すると仮定して算定しているのに対し、現実には 100 分後水位が安定し、降下していないという特殊事情がある。100 分以降用水路からの直接補給が揚水量を全量補給すると仮定した場合は、上表における 100 分後の影響圏半径の計算から判断されるとおり、相互干渉はおきないことになる。
- ③一方、ジャン用水路は例年冬期 1 カ月間水路の補修のため配水を休止するので、この期間は本調査におけるような補給が期待できず、揚水の影響が直接に周辺に拡大すると予想される。その場合、30 日後に影響が及ぶ範囲を算定し、次表に示す。

表-2 配水休止期間における影響圏範囲

対象井戸	算定方法	T (m <sup>2</sup> /day)	S	算定影響圏半径
				30 日後 (m)
本調査試験井 および観測井	距離・水位法(1)観測井のみ	15,686	3.22E-02	5,736
	距離・水位法(2)試験井含む	2,840	3.88E-02	2,437
	回復法 (観測井 No. 2)	11,520	7.47E-03	4,914
	回復法 (観測井 No. 3)	21,466	1.22E-02	6,708
REC-RTW1	回復法	5,312	2.50E-02	3,337
RTW2	回復法	7,080	1.27E-01	3,852

上表の影響圏半径を平均すると、水路の配水再開までの期間に、約 4.5km 四方に影響圏が広がることになる。

このように拡大した影響圏の中で、揚水井からの距離と揚水継続時間により、実際におきると予想される水位降下量については、今回試験のうち距離の要素を含む、距離・水位降下法を適用する必要があるので、次項で試算を行う。

### (3)用水路休止時期の水位低下予想

井戸の揚水が継続する場合、時間の経過につれて水位降下が周辺地域に広がっていく。この水位降下が及ぶ範囲を影響圏と呼ぶ。本計画において実際の計画揚水量を継続取水する場合の水位降下量と距離についての予測は、本調査の試験のうち、揚水井と観測井の水位と距離を関連づけた、添付資料 4-7 の図 4-7-3 の近似式を利用する。すなわち、

$$\text{揚水井データを含む近似式} \quad s = -0.4029 \times \ln(r) + 1.8843 \quad (4)$$

上式で

s = 水位降下量 (m)

r = 揚水井からの距離 (m)

ただし、上式の条件は揚水量が 300m<sup>3</sup>/hr(7,200m<sup>3</sup>/day)であったので、計画の 200m<sup>3</sup>/hr の場合に修正する。

この場合、一日 20 時間運転で、一日揚水量は 4,000m<sup>3</sup>/day となるから、水量比(4,000/7,200=0.556)で(4)式の勾配(=-0.4029)を修正することになる。したがって、

$$s = -(0.4029 \times 0.556) \times \text{Ln}(r) + 1.8843 = -0.224\text{Ln}(r) + 1.8843 \quad (4)'$$

上式を一般的に書き改めると  $s = A \times \text{Ln}(r) + C \quad (5)$

いま、影響圏で水位降下が 0m の場合を s<sub>0</sub>、その距離を r<sub>0</sub> とし、水位降下が 1m の場合を s<sub>1</sub>、距離を r<sub>1</sub> とすると、(5)式から

$$s_0 = A \times \text{Ln}(r_0) + C$$

$$s_1 = A \times \text{Ln}(r_1) + C$$

したがって、

$$s_1 - s_0 = A \times \text{Ln}(r_1) - A \times \text{Ln}(r_0) = A \times \text{Ln}(r_1/r_0)$$

ゆえに、

$$r_1 = r_0 \times \text{EXP}(s_1 - s_0/A) \quad (6)$$

試算にあたり、農業井戸の運転に影響を与える限界値と想定される水位降下 s = 1m までを例とし、次表に計算結果を示す。

表-3 用水路休止 1 カ月後の井戸 1 本あたり影響圏範囲と周辺地域水位低下予測  
(揚水量 200m<sup>3</sup>/day/井、20 時間運転/day の場合)

	T・S 算定方法	T (m <sup>2</sup> /day)	S	算定影響圏半径 (m)			
				水位降 下 0m	0.25m	0.5m	1.0m
本 調 査	距離・水位法(1) 観測井のみ	15,686	3.22E-02	5,736	1,879	615	66
	距離・水位法(2) 試験井含む	2,840	3.88E-02	2,437	727	238	26
	回復法(観測井 No. 2)	11,520	7.47E-03	4,914	3,343	1,095	118
	回復法(観測井 No. 3)	21,466	1.22E-02	6,708	3,573	1,170	126
REC	回復法(RTW1 井)	5,312	2.50E-02	3,337	1,240	406	44
-	回復法(RTW2 井)	7,080	1.27E-01	3,852	635	208	22

この計算結果から、用水路休止期間の影響圏の拡大と水位降下量については、次のようなことが予

想される。

- ①本調査で算定された水層係数(T、S)に対して第(6)式を適用すると、透水量係数(T)が大きくなるにつれて、影響圏範囲が拡大することがわかる。そのうち、本調査で距離・水位降下を関連づけて解析した2組の係数が実際に近い値と判断されるので、この2組のT、Sを使って判断する。この2組のTとSは、過去にRECの調査で決定したTとSにほぼ該当する。
- ②その場合、揚水井を含むものは影響圏が小さく、観測井だけのものは影響圏が大である。前者を最小、後者を最大とし、実際はその範囲内で水位降下量が変化すると予測される。
- ③いま、最小の影響圏が予想される場合をとりあげると、用水路休止30日後、0.25mの水位降下となる地点は、井戸群から約730mの半径内にある。一方、最悪のケースとして最大影響圏は1.900mに近い。本計画の井戸間隔は600mであるから、最小の場合も相互干渉が発生し、各地点でほぼ単独井戸による影響の2倍の水位降下となると予測される。
- ④このように周辺で低下した水位が、用水路再開後、休止以前の状況に戻る可能性は用水路の補給状態によるが、本調査における仮定として、本プロジェクト井と農業井により水路の補給量を最大限まで利用することとしているので、水位が現状復帰する可能性は低いと想定される。その場合、周辺水位は例年低下を続け、5年以内に水源地から1km四周で1m程度水位が低下する。

#### (4) 結論

- ①本調査結果に基づく影響圏の予測は、調査結果が用水路の影響を強く受けて、水理係数計算に誤差があることが想定され、また水理計算は多くの仮定条件に基づくので、計算結果がそのまま発現するとは考えられない。
- ②しかしながら、係数自体が水路からの補給を受けて高い数値を取る傾向があることから考えると、用水路休止期間、計算のうち最小の影響圏として計算された結果より、大きな影響が出ることが予想される。
- ③結論は次のようにまとめられる。
  - a. 本計画で建設された水源井の揚水による影響は、用水路からの補給が続くかぎり、周辺にはほとんど作用しない。
  - b. しかしながら、冬期1カ月の用水路休止期間中に、周辺の地下水水位は低下を続ける傾向となり、井戸からの距離500m～1,000mの地域では最初の1年間で0.25m～0.5mの水位降下が発生する。
  - c. 用水路が再開された後、低下した水位が復旧するかどうかは、用水路補給についての詳細が不明のため確実な予測は困難であるが、本計画では、浸透試験により推定された水路からの補給水を限度まで揚水するという前提条件から井戸の取水量と間隔を設定していることから、その可能性は薄くなる。その場合は毎年の水路休止時期に地下水水位低下が継続する。計算上の低下は初年度と同水準であるから、5年以内に井戸群から1km離れた地点で1m程度の水位低下が予想される。
- ④当該地域では、本計画の水源井戸だけでなく、先行プロジェクトで建設されたADB井戸群からの影響が将来考えられ、二重の影響を受ける可能性がある。この影響については、資料8-8にて検討することとする。