



Instituto Tecnológico
GeoMinero de España

**ESTUDIOS ESPECIALES DE DESARROLLO
TECNOLOGICO EN LA LUCHA CONTRA LA
CONTAMINACION DE ACUIFEROS.**

(1987-1988)

**ESTUDIO DE LAS POSIBILIDADES DE LU-
CHA CONTRA LA INTRUSION SALINA ME--
DIANTE LA UTILIZACION DE BARRERAS -
ARTIFICIALES.**

- M E M O R I A -



MINISTERIO DE INDUSTRIA, COMERCIO Y TURISMO

37167

INDICE

INDICE

	<u>.Pág.</u>
1.- <u>INTRODUCCION</u>	1
2.- <u>METODOLOGIA DE TRABAJO</u>	4
3.- <u>EL MEDIO FISICO</u>	6
3.1. <u>SITUACION Y GENERALIDADES</u>	7
3.2. <u>CLIMATOLOGIA</u>	9
3.2.1. <u>Precipitaciones</u>	9
3.2.2. <u>Temperaturas</u>	14
3.2.3. <u>Evapotranspiración</u>	16
3.2.4. <u>Clasificación climática</u>	22
3.3. <u>HIDROLOGIA</u>	25
3.3.1. <u>Estaciones de aforo</u>	25
3.3.2. <u>Estudio de aportaciones</u>	27
3.3.3. <u>Influencia de la regulación de la presa de La Viñuela</u>	33
3.4. <u>SINTESIS GEOLOGICA</u>	35
3.4.1. <u>Encuadre geológico</u>	35
3.4.2. <u>Estratigrafía</u>	36
3.4.3.1. <u>Paleozoico</u>	36
3.4.3.2. <u>Mesozoico</u>	37
3.4.3.3. <u>Cenozoico</u>	41
3.4.4. <u>Estructura</u>	46
4.- <u>HIDROGEOLOGIA DE LA ZONA DE ESTUDIO</u>	48
4.1. <u>INVENTARIO DE PUNTOS DE AGUA Y DE CON- TROL</u>	49
4.2. <u>GEOMETRIA Y NIVELES ACUIFEROS DE LA ZONA DE ESTUDIO</u>	52
4.2.1. <u>Aluvial Velez-Benamargosa</u>	52
4.2.2. <u>Zona deltaica</u>	54
4.3. <u>DEFINICION DEL SISTEMA</u>	61
4.4. <u>PARAMETROS HIDRODINAMICOS</u>	63
4.5. <u>EVOLUCION PIEZOMETRICA</u>	68

4.6. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO	80
5.- <u>CALIDAD E INTRUSION</u>	82
5.1. INTRODUCCION	83
5.2. CALIDAD QUIMICA DEL AGUA	89
5.3. INTRUSION MARINA	104
5.4. CALIDAD PARA USO HUMANO Y AGRICOLA	118
6.- <u>USOS DEL AGUA</u>	120
6.1. INTRODUCCION	121
6.2. METODOLOGIA	122
6.3. DEMANDAS AGRICOLAS EN TODA LA CUENCA ..	123
6.4. DEMANDA URBANA DE TODA LA CUENCA	127
6.5. USOS Y DEMANDAS A AMBOS LADOS DE LA BARRERA SUBTERRANEA	130
7.- <u>MODELO MATEMATICO</u>	134
7.1. INTRODUCCION	135
7.1.1. <u>Antecedentes</u>	135
7.1.2. <u>Objetivos y alcance de las si-</u> <u>mulaciones realizadas</u>	135
7.2. DESARROLLO	137
7.2.1. <u>Ambito de aplicación del modelo.</u> <u>Límites</u>	137
7.2.2. <u>Modelo conceptual preliminar</u> ...	138
7.2.3. <u>Programa de simulación utilizado</u>	139
7.2.4. <u>Mallado</u>	146
7.2.5. <u>Datos incorporados al modelo</u> ...	147
7.2.5.1. Piezometría	147
7.2.5.2. Permeabilidad	148
7.2.5.3. Coeficiente de almace- namiento	148
7.2.5.4. Parámetros del cauce. Caudal de los ríos ...	149
7.2.5.5. Superficie topográfica	151

7.2.5.6. Recarga areal	151
7.2.5.7. Cota del fondo impermeable	158
7.2.5.8. Bombeos de agua subterránea	158
7.3. CALIBRACION EN REGIMEN TRANSITORIO	161
7.3.1. <u>Planteamiento</u>	161
7.3.2. <u>Resultados</u>	161
7.4. SIMULACION DE HIPOTESIS	165
7.4.1. <u>Simulación de la presencia de una barrera física en la boca del delta</u>	165
7.4.2. <u>Sueltas de caudal procedentes del embalse de La Viñuela</u>	189
8.- <u>ENSAYO DE INYECCION</u>	195
8.1. INTRODUCCION	196
8.2. LOCALIZACION. MATERIAL Y PERSONAL	196
8.2.1. <u>Maquinaria y personal</u>	198
8.2.1.1. Maquinaria	198
8.2.1.2. Personal	198
8.3. DESCRIPCION DEL ENSAYO	199
8.4. RESULTADOS OBTENIDOS	207
8.5. CONCLUSIONES	211
9.- <u>PROYECTO DE BARRERA</u>	21
9.1. POSIBLE LOCALIZACION DE LA BARRERA	213
9.2. CARACTERISTICAS DEL ENTORNO	214
9.3. RESULTADOS APORTADOS POR LA EXPERIENCIA DE CAMPO Y EL MODELO MATEMATICO	216
9.4. CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS	217
9.5. OTRAS ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCION	221
9.5.1. <u>Introducción</u>	221
9.5.2. <u>Antecedentes</u>	222
9.5.3. <u>Construcción de "slurry walls"</u> .	224
9.5.3.1. Generalidades	224

9.5.3.2. Tipos de material de cierre en los "slurry walls"	225
9.5.3.3. Esquemas constructivos .	226
9.5.3.4. Ensayos	231
9.5.4. <u>Análisis hidrodinámico del efecto de las pantallas impermeables en acuíferos costeros</u>	232
9.5.4.1. Introducción	232
9.5.4.2. Formulación matemática ..	233
9.5.4.3. Cálculo del movimiento de la interfase	234
9.5.4.4. Experimentos con modelos de caja de arena	237
9.5.4.5. Aplicación de modelos numéricos en el proyecto de construcción de barreras contra la intrusión en el acuífero de Komesu (Japón)	239
9.6. BIBLIOGRAFIA	246
10.- <u>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u>	248

INDICE DE ANEXOS

ANEXO 3.1:	PRECIPITACIONES
ANEXO 3.2:	TEMPERATURAS
ANEXO 3.3:	METODOLOGIA DE CLASIFICACION CLIMATICA DE PAPADAKIS
ANEXO 3.4:	FICHAS CLIMATICAS
ANEXO 3.5:	DATOS FORONOMICOS
ANEXO 3.5.-A:	APORTACIONES NATURALES
ANEXO 3.5.-B:	APORTACIONES, ESTACION SALTO DEL NEGRO
ANEXO 3.5.-C:	APORTACIONES AFORADAS
ANEXO 3.6:	AJUSTE DE GOODRICH
ANEXO 3.6.-A:	METODOLOGIA DE AJUSTE DE GOODRICH
ANEXO 3.6.-B:	AJUSTE DE GOODRICH PARA LAS ESTACIONES E-15 E-16, E-17 y E-18
ANEXO 5.1:	ANALISIS QUIMICOS
ANEXO 5.1.-A:	ANALISIS QUIMICOS. SEPT-84, MARZO-85 Y SEPT-85
ANEXO 5.1.-B:	ANALISIS QUIMICOS. AGOSTO 1988
ANEXO 5.2:	REGISTROS DE CONDUCTIVIDAD
ANEXO 5.2.1:	REGISTRO DE CONDUCTIVIDAD (Julio 84-Junio 86)
ANEXO 5.2.2:	REGISTRO DE CONDUCTIVIDAD. Campañas de 1988
ANEXO 5.2.2.1.:	ESTADILLOS. REGISTROS CONDUCTIVIDAD. Campañas 198
ANEXO 5.2.2.1.A:	ESTADILLOS. REGISTROS CONDUCTIVIDAD. Agosto 1988
ANEXO 5.2.2.1.B:	ESTADILLOS. REGISTROS CONDUCTIVIDAD. Marzo 1988
ANEXO 6.1.:	EXTRACCIONES DE AGUA SUBTERRANEA (MOPU 1987)
ANEXO 6.2.:	USOS Y DEMANDAS (MOPU, 1987)

1.- INTRODUCCION

Este estudio hidrogeológico se encuadra dentro del proyecto del INSTITUTO TECNOLÓGICO GEOMINERO DE ESPAÑA (I.T.G.E.) denominado "Proyecto para estudios especiales de desarrollo tecnológico en la lucha contra la contaminación de acuíferos (1987/1988)".

El principal objetivo de este estudio se centra en estudiar el preservar la calidad química de las aguas subterráneas de la parte baja del acuífero aluvial del río Vélez, situado en la zona oriental de la provincia de Málaga, en la que actualmente se están llevando a cabo notables explotaciones de agua, como consecuencia de la fuerte demanda existente sobre todo para uso agrícola y en menor cuantía para abastecimiento urbano a la población estable y turística.

Se trata por tanto de estudiar la viabilidad y repercusiones que tendrán lugar se crea una barrera impermeable entre el aluvial y delta del río Vélez que tratará de contener la, al parecer incipiente o estacional, intrusión salina que puede producirse como consecuencia de las extracciones de aguas subterráneas y la escasa recarga y aportación hídrica del acuífero hacia la zona deltáica.

Gran parte del estudio se basa en el reciente "Estudio hidrológico de los ríos Vélez y Benamargosa", realizado durante el período 1985-1987 por la Confederación Hidrográfica del Sur de España, y en el que colaboró intensamente la empresa COMPAÑIA GENERAL DE SONDEOS, S.A. (C.G.S.), siendo el Director del mismo, el Ingeniero de Caminos Canales y Puertos D. Agustín Escolano.

El presente estudio complementa con nuevos datos y experiencias el conocimiento de las características de este acuífero costero, el funcionamiento hidrogeológico del

mismo y su respuesta frente a las actuaciones que llegan a afectarles como son las extracciones por bombeo, el embalse de La Viñuela y la posible futura barrera impermeable.

Para la elaboración del presente informe se ha contado con un equipo técnico de CGS, bajo la dirección de D. Juan Antonio López Geta y D. Gerardo Ramos del ITGE. El personal de CGS que ha intervenido ha sido el siguiente:

- . JAVIER ALMOGUERA LUCENA. Geólogo. Especialista en Hidrogeología.
- . RICARDO CANTOS ROBLES. Ingeniero de Minas. Especialista en Hidrogeología.
- . ISABEL COLETO FIAÑO. Químico. Especialista en Hidroquímica.
- . TOMAS GARCIA RUIZ. Ingeniero de Minas. Especialista en Hidrogeología.
- . SEGISMUNDO NIÑEROLA PLA. Geólogo. Especialista en Hidrogeología.
- . JESUS TENAJAS LOPEZ. Geólogo. Especialista en Hidrogeología.
- . EUGENIO VILLANUEVA MARTINEZ. Ingeniero Técnico de Minas. Especialista en Control de Obras.

La experiencia de la Inyección ha sido dirigida y realizada por RODIO, CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.

2.- METODOLOGIA DE TRABAJO

Como base de partida para la elaboración del presente proyecto, se ha utilizado el anterior "Estudio Hidrológico de los ríos Vélez y Benamargosa" (M.O.P.U., 1987).

Tomando como base el citado antecedente se ha realizado una síntesis geológica e hidrogeológica completando el inventario de puntos, niveles piezométricos y control de calidades del agua en el presente proyecto.

Se ha llevado a cabo una campaña de geofísica basada en sondeos eléctricos verticales para delimitar la configuración de substrato impermeable en la zona de estudio.

Se ha realizado un modelo de flujo bidimensional que permite predecir el comportamiento piezométrico del acuífero en presencia de la barrera en función de diversos supuestos de permeabilidad de la pantalla.

Se ha efectuado una experiencia de impermeabilización en base a inyección en sondeos, en el área de estudio, analizando sus resultados y evaluando su viabilidad técnico-económica.

Posteriormente se plantean posibles alternativas de barreras físicas contra la intrusión y se citan algunos ejemplos a escala mundial.

Finalmente se realiza una evaluación crítica del conjunto del proyecto en cuanto a conclusiones sobre la eficacia del ensayo de inyección y la necesidad de reducción real de permeabilidad para la eficacia de la barrera proyectada.

3.- EL MEDIO FISICO

3.1. SITUACION Y GENERALIDADES

El acuífero del río Vélez se ubica en la provincia de Málaga, al E de esta población, a unos 30 km de la misma, en la Cuenca Hidrográfica del Sur (figura 3.1.).

La zona está bastante poblada (véase el capítulo nº 6, Usos del agua), con una agricultura importante, principalmente cultivos subtropicales, caña de azúcar, aguacates, chirimoyas, etc. y huerta de cultivos tempranos. Existe también un turismo importante con lo que resulta una demanda de agua con una componente estacional importante.

El regadío de la zona se realizaba tradicionalmente durante muchos meses del año utilizando recursos superficiales del río, sin embargo a medida que se ha incrementado la superficie regada los recursos superficiales se han agotado y ha sido necesario realizar pozos que en estos momentos aportan la mayor parte de agua a las necesidades de la zona.

La intensa explotación del acuífero ha producido una intrusión incipiente que se contrarresta por la recarga del río durante las avenidas. Sin embargo la realización de la presa de La Viñuela, regulando las cuencas altas del río Vélez y a través del azud la del río Benamargosa, puede modificar este equilibrio, por lo que se puede producir un aumento considerable de la intrusión que puede afectar a importantes zonas de extracción de agua, situadas en el aluvial en su zona más cercana al delta y que afectarían al abastecimiento de la zona del litoral y a explotaciones agrícolas.

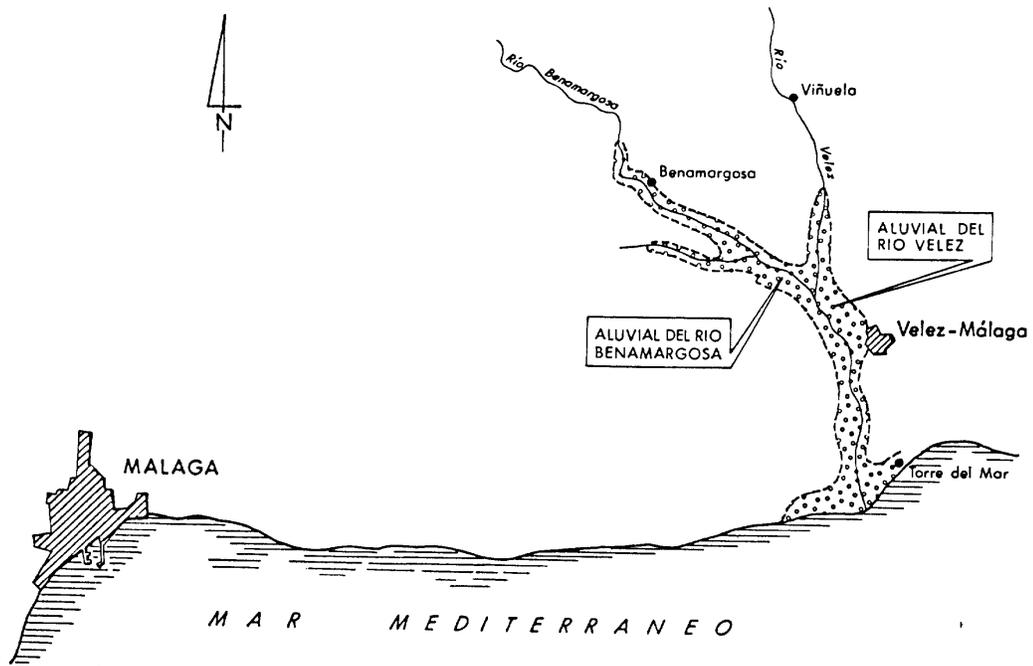


FIG.31.- SITUACION DE LA ZONA DE ESTUDIO.

3.2. CLIMATOLOGIA

El estudio climatológico se ha realizado en base a los datos suministrados por el Servicio Meteorológico Nacional.

Se han empleado un total de 11 estaciones meteorológicas. La elección del período de observación se ha realizado en razón a la información existente. La falta generalizada de datos ha llevado a elegir un período de estudio de 15 años, que abarca del año 1965/66 al 1979/80.

Los datos empleados, referidos a valores mensuales, presentan series con lagunas de observación, de importancia en algunos casos. Esto ha llevado a un tratamiento estadístico de los datos para la restitución de series incompletas.

La situación de las 11 estaciones utilizadas, 7 pluviométricas, 3 termopluviométricas y 1 térmica, se representa en el plano n° 31. Las estaciones se denominarán según la nomenclatura del Servicio Meteorológico Nacional. En la tabla n° 31 se indican algunas de las características de estas estaciones.

3.2.1. Precipitaciones

Como ya se ha dicho, se han seleccionado diez estaciones pluviométricas, que representan una densidad de red de una estación para cada 60 km² aproximadamente, que puede considerarse aceptable dada su regular distribución en la cuenca.

TABLA 3.1.- CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS ESTACIONES METEOROLOGICAS EN LA CUENCA DEL RIO VELEZ

Nº	DENOMINACION	Longitud respecto a Madrid	LATITUD	ALTITUD	Tipo de Medida*	Porcentaje de Datos Completados**
179	Alfarnate	0.340 W	37.00	925	P,T	0%
180	Periana	0.300 W	36.56	547	P	0%
182	Alcaucín	0.250 W	36.54	508	P	28%
183	Viñuela	0.270 W	36.52	151	P	0%
191	Colmenar	0.390 W	36.54	680	P	27%
192	Rfogordo	0.360 W	36.55	400	P,T	22%
194	Comares	0.430 W	36.51	685	P	31%
195	Benamargosa	0.300 W	36.50	100	P	32%
198	Benamargosa	0.280 W	36.47	126	P	0%
199	Vélez-Málaga	0.250 W	36.47	60	P,T	-
200	Torre del Mar	0.240 W	36.45	10	P,T	18%

* P = precipitaciones
T = temperatura

** Precipitaciones

De las diez estaciones pluviométricas seleccionadas, y para el periodo de observación elegido, 7 tienen lagunas de datos. Por ello, ha sido necesario restituir las series.

Dada la importancia de las lagunas existentes para algunas estaciones, se ha elegido el método estadístico de correlación logarítmica con estaciones completas. Así, para

el período de estudio se han completado un total de 316 datos.

Las estaciones completas, utilizada de base, son las de Alfarnate, Viñuela y Benamocarra.

En el anexo nº 3.1. se recogen los valores mensuales y anuales de las precipitaciones para el período elegido (1966-80). Los datos seguidos de un "*" corresponden a valores obtenidos por correlación. También se han incorporado, pero sin completar, los datos disponibles suministrados por el Instituto Meteorológico Nacional.

La precipitación media anual del período considerado oscila entre 439 mm (Torre del Mar) y 1.266 mm (Alcaucín), siendo el valor medio de 760 mm.

En la tabla nº 3.2. se recogen las precipitaciones medias anuales, así como las precipitaciones correspondientes a los años medio, seco medio y húmedo medio, expresadas todas en mm, de las estaciones consideradas.

TABLA 3.2.- PRECIPITACIONES MEDIAS ANUALES. PRECIPITACIONES MEDIAS DEL AÑO SECO, AÑO MEDIO Y AÑO HUMEDO

ESTACION	Media	A.Seco	A.Medio	A.Húmedo
Alfarnate	1.037,9	798,1	1.020,2	1.332,7
Periana	718,8	497,7	676,3	1.016,5
Alcaucín	1.265,9	891,2	1.254,0	1.581,4
Viñuela	609,1	433,8	583,3	781,6
Colmenar	784,7	522,4	781,8	1.184,3
Riogordo	689,1	545,5	701,9	1.001,9
Comares	593,2	428,8	588,7	763,6
Benamargosa	582,9	438,2	594,2	787,7
Benamocarra	588,3	431,4	593,2	779,4
Torre del Mar	438,5	304,3	450,8	553,3

La precipitación media se ha calculado por el método de los polígonos de Thiessen. En el plano nº 3.1. se representa la distribución de la cuenca entre las superficies de influencia de cada estación pluviométrica.

En la tabla nº 3.3. se reflejan las superficies asignadas a cada estación pluviométrica.

TABLA 3.3.- SUPERFICIE DE LA CUENCA DEL RIO VELEZ ASIGNADA POR "POLIGONOS DE THIESSSEN" A CADA ESTACION HIDROLOGICA

ESTACION	Km ²
Alfarnate	49,9
Periana	68,2
Alcaucín	96,7
Viñuela	69,9
Colmenar	48,3
Riogordo	57,8
Comares	88,6
Benamargosa	41,3
Torre del Mar	25,2
TOTAL	609,7

Así tenemos que la precipitación total sobre la cuenca del río Vélez es de 463,3 Hm³/año para el año medio y 315,33 y 622,35 para los años seco y húmedo, respectivamente.

En la tabla nº 3.4. se recogen los valores mensuales de la precipitación, en el total de la cuenca del río Vélez para cada uno de los meses del período elegido, calculados por el método de Thiessen.

TABLA 3.4.- PLUVIOMETRICAS DE LA CUENCA DEL RIO VELEZ
 RESULTADOS DE LLUVIA POR CUENCA TOTAL (Hm³)

ESTACION DE AFOROS N° 999 DESEMBOCADURA DEL RIO VELEZ

AÑO	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	TOTAL
1966	73,69	80,06	47,13	36,63	88,22	8,12	21,76	8,59	6,14	0,71	0,10	28,54	399,70
1967	35,65	37,61	3,03	34,88	93,60	31,12	11,23	20,83	50,16	0,00	0,00	6,19	324,37
1968	34,99	153,31	2,48	0,98	163,27	41,19	28,76	18,36	5,94	0,00	4,43	0,06	453,78
1969	16,68	83,29	99,04	75,98	137,55	68,21	31,73	49,17	17,41	0,74	1,59	91,10	672,31
1970	114,43	99,13	24,37	216,88	1,11	51,72	26,62	14,60	23,89	0,50	0,05	3,63	576,95
1971	11,40	30,65	95,02	71,73	15,06	70,70	149,48	59,45	15,26	0,00	0,26	2,27	521,29
1972	9,95	21,75	64,33	89,55	39,71	120,60	13,83	27,71	11,53	5,54	1,21	36,27	441,96
1973	156,59	70,05	34,18	31,75	28,23	56,42	13,63	47,84	14,29	0,00	4,73	0,91	458,63
1974	43,65	26,40	119,85	23,01	40,39	25,85	79,66	2,37	28,87	3,44	0,00	0,00	393,48
1975	30,18	12,06	0,20	34,14	54,97	95,66	43,61	43,72	4,98	0,00	0,00	1,01	320,52
1976	12,08	25,67	88,36	35,28	52,10	35,97	108,86	43,57	1,64	0,76	0,59	14,79	419,69
1977	109,68	15,64	182,37	158,97	28,75	11,62	2,47	1,90	10,11	2,69	1,50	2,84	528,50
1978	45,02	69,47	123,11	5,32	115,66	21,62	71,21	34,69	30,09	0,00	0,05	0,10	516,34
1979	20,32	78,89	68,92	233,13	98,87	55,37	25,63	2,03	0,78	15,96	0,00	18,89	618,79
1980	151,10	6,32	5,32	43,12	27,55	58,04	6,40	52,02	29,70	0,30	0,39	6,12	386,38
MEDIAS	57,69	54,02	63,85	72,74	65,68	50,15	42,32	28,46	16,72	2,04	0,99	14,18	468,85

MUESTRAS MEDIAS MENSUALES
 MEDIA 39,07
 DESVIACION TIPICA 25,6
 COEF. DE DESVIACION 0,7

Con el fin de visualizar el reparto espacial de las precipitaciones, se han realizado los mapas de isoyetas correspondientes a los años seco, medio y húmedo, del periodo seleccionado (1966-80). Estos aparecen en los planos nº 3.2., 3.3. y 3.4., respectivamente.

Las isoyetas muestran la influencia del relieve sobre la distribución de las precipitaciones, observándose un máximo de precipitación en la Sierra de Tejeda, mientras que en el aluvial se registran las precipitaciones más bajas.

3.2.2. Temperaturas

Sólamante 4 observatorios relizan control de temperaturas en el área estudiada y sus bordes. Sus series de medidas son largas, excepto la estación de Riogordo que dispone de 7 años.

Las estaciones consideradas han sido:

- Alfarnate
- Riogordo
- Vélez-Málaga
- Torre del Mar

Como puede apreciarse en el plano nº 3.1., todas están situadas en la cuenca del río Vélez, pero sólo las dos últimas se encuentran en el aluvial, zona objeto de nuestro estudio.

Para el conjunto de la zona la temperatura media anual es de unos 16,5°C, oscilando entre los 14,4°C de Alfarnate y los 19°C de Torre del Mar.

Las temperaturas medias mensuales de cada estación aparecen en la tabla 3.5.

TABLA N° 3.5.- TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Alfarnate	7,3	8,4	10,0	12,0	16,0	18,5	23,4	23,4	20,9	15,3	10,0	7,1
Riogordo	9,5	8,3	11,9	13,6	16,6	20,6	24,7	24,8	21,3	16,8	12,8	11,3
Vélez-Málaga	12,8	12,5	14,7	18,0	21,5	23,6	26,0	26,1	23,7	19,1	15,0	11,8
Torre del Mar	13,7	14,1	15,2	16,8	19,6	22,3	25,3	26,0	23,6	20,2	16,6	14,1

La temperatura media de los meses más fríos, que son Diciembre y Enero, oscila entre los 7,1°C de Alfarnate (Diciembre) y los 14,1°C de Torre del Mar (Diciembre).

La temperatura media del mes más cálido, Agosto, varía entre los 26,1°C en Vélez-Málaga y las 23,4°C de Alfarnate.

La media de las mínimas absolutas son inferiores a los 0°C en los meses de Diciembre y Enero en la estación de Alfarnate y en el mes de Enero en Riogordo. En las estaciones de Vélez-Málaga y Torre del Mar nunca bajan de los 4°C.

La media de las máximas absolutas supera los 30°C en todas las estaciones, llegando a los 39°C en Julio en la estación de Riogordo.

Las máximas variaciones de temperatura se dan en el interior de la cuenca, en la zona alta. Así en Riogordo se dan diferencias de temperatura de 40°C, mientras que en

Torre de Mar, sita en el delta del río, la diferencia no llega a 32°C.

En el anexo 3.2. se recogen los valores medios de las temperaturas máximas absolutas, máximas, medias, mínimas y mínimas absolutas de las estaciones consideradas.

3.2.3. Evapotranspiración

La información meteorológica disponible, reducida a datos de precipitaciones y temperatura, nos ha llevado a elegir la fórmula Thornthwaite como método más adecuado para el cálculo de la evapotranspiración potencial (E.T.P.). No se ha podido utilizar fórmulas más precisas, pues exigirían datos sobre radiación, vientos, humedad del aire, etc.

Thornthwaite se basa en la media mensual de las temperaturas medias diarias del aire para calcular las evapotranspiraciones potenciales. Con ellas calcula el índice de calor mensual según la fórmula:

$$i = \frac{(t)^{1,514}}{5}$$

y el índice de calor anual como:

$$I = \sum_{1}^{12} i$$

Los valores de i están tabulados en función de la temperatura del aire t en la tabla nº 1 del anexo 3.3.

Para un mes teórico, de 30 días y 12 horas diarias de sol, calcula la evapotranspiración potencial media en mm/día como:

$$e = 16 (10 t/I)^a$$

donde:

e = Evapotranspiración potencial media en mm/día

t = Temperatura media diaria del mes en °C

I = Índice de calor anual

a = $675 \times 10^{-9} I^3 - 771,10^{-7} I^2 + 1.972,10^{-5} + 0,49239$

Los valores de e están tabulados en la tabla nº 2 del anexo nº 3.3.

Los valores obtenidos se corrigen teniendo en cuenta la duración real del mes y el número máximo de horas de sol según la latitud del lugar, mediante la expresión:

$$ETP = K \cdot e$$

donde:

ETP = Evapotranspiración potencial en mm/mes

$$K = \frac{N}{12} \cdot \frac{d}{30} \cdot d$$

N = Número máximo de horas de sol según la latitud, (ver tabla nº 3 del Anexo nº 3.3.).

d = Número de días del mes

La evapotranspiración potencial se ha calculado para las cuatro estaciones en las que se dispone de series históricas de temperaturas.

En la tabla 3.6. se reflejan los valores mensuales y anuales de la ETP.

TABLA 3.6.- EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	AÑO
Alfarnate	18	20	34	46	77	96	142	133	99	58	28	15	766
Ríogordo	22	15	39	50	79	110	159	151	98	63	35	29	850
Vélez-Málaga	28	25	43	69	110	133	165	154	114	70	38	22	971
Torre del Mar	32	30	48	59	93	118	159	163	113	79	45	33	972

Los valores anuales de la ETP quedan comprendidos entre un mínimo de 766 mm en la estación de Alfarnate y un máximo de 972 mm en la de Torre del Mar, con un promedio en la zona de 890 mm.

Los meses con menor ETP son Diciembre, Enero y Febrero (23-25 mm) y los de mayor valor de ETP Julio y Agosto (156 mm y 150 mm, respectivamente).

Puede observarse también, que los valores de la ETP disminuyen con la altitud. Así, en las estaciones situadas en el aluvial (Vélez-Málaga y Torre del Mar), los valores anuales son sensiblemente inferiores a los demás.

Para el cálculo de la evapotranspiración real (ETR) se ha empleado el método de Thornthwaite. Este método se basa en un balance hídrico del suelo, mes a mes, en el que se consideren las reservas de humedad del suelo, la precipitación caída y la evapotranspiración potencial.

Una de las mayores dificultades con las que se encuentra para el cálculo de la ETR por el método de Thornthwaite es la determinación del valor de la reserva útil (R.U.).

En el estudio se ha considerado un valor de reserva útil del suelo de 100 mm, en función de las características edafológicas de la zona.

Con esta metodología se ha calculado la ETR para las 4 estaciones de las se dispone datos de precipitación y temperatura.

En la tabla nº 3.7. se recogen los valores obtenidos para cada una de estas estaciones, siendo:

P: Precipitación en mm
ETP: Evapotranspiración potencial en mm
VR: Variación de las reservas de agua
RA: Reserva de agua disponible
ETR: Evapotranspiración real
E: Excedente de agua
D: Déficit de agua

Las evapotranspiraciones reales obtenidas son muy parecidas en toda la cuenca, oscilando entre los 463 mm de Riógordo y los 402 mm de Vélez-Málaga.

Los excesos de agua son superiores a los déficits de agua únicamente en la estación de Alfarnate, éstos representan un 54% de aquellos. Para las demás estaciones los déficits suponen los excesos y de forma extrema, en la estación de Torre del Mar dando la diferencia anual de 529 mm.

TABLA 3.7.- BALANCES HIDRICOS DEL SUELOEstación Alfarnate

	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	TOTAL
P	107	116	147	169	163	108	94	70	31	7	2	23	1.037
ETP	58	28	15	18	20	34	46	77	96	142	133	99	766
VR	49	51	0	0	0	0	0	-7	-65	-28	0	0	-
RA	49	100	100	100	100	100	100	93	28	0	0	0	-
ETR	58	28	15	18	20	34	46	77	96	35	2	23	452
E	-	37	132	151	143	74	48	-	-	-	-	-	585
D	-	-	-	-	-	-	-	-	-	107	131	76	314

Estación de Ríogordo

	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	TOTAL
P	88	63	88	91	108	92	52	42	33	3	1	28	689
ETP	63	35	29	22	15	39	50	79	110	159	151	98	850
VR	25	28	47	0	0	0	0	-37	-63	0	0	0	-
RA	25	53	100	100	100	100	100	63	0	0	0	0	-
ETR	63	35	29	22	15	39	50	79	99	3	1	28	463
E	-	-	12	69	108	92	2	-	-	-	-	-	283
D	-	-	-	-	-	-	-	-	11	156	150	70	387

TABLA 3.7.- BALANCES HIDRICOS DEL SUELO (Continuación)

Estación de Vélez-Málaga

	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	TOTAL
P	43	62	100	75	71	76	41	27	7	1	4	30	537
ETP	70	38	22	28	25	43	69	110	133	165	154	114	971
VR	0	24	76	0	0	0	-28	-72	0	0	0	0	-
RA	0	24	100	100	100	100	72	0	0	0	0	0	-
ETR	43	38	22	28	25	43	69	99	7	1	4	30	409
E	-	-	2	47	46	33	-	-	-	-	-	-	128
D	27	-	-	-	-	-	-	11	126	164	150	84	562

Estación de Torre del Mar

	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	TOTAL
P	50	56	66	65	57	44	41	20	19	4	1	16	439
ETP	79	45	33	32	30	48	59	93	118	159	163	113	972
VR	0	9	33	35	23	-4	-14	-73	-9	0	0	0	-
RA	0	9	42	77	100	96	82	9	0	0	0	0	-
ETR	50	45	33	32	30	48	59	93	28	4	1	16	439
E	-	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	4
D	29	-	-	-	-	-	-	-	90	155	162	97	533

3.2.4. Clasificación climática

La clasificación climática se ha realizado en base a la metodología establecida por Papadakis y a la que da nombre.

Se ha elegido esta clasificación porque utiliza parámetros basados en valores extremos de las variables meteorológicas, que son más representativas y limitantes para estimar las respuestas y condiciones óptimas de los distintos cultivos, que las utilizadas en las clasificaciones basadas en valores medios de las componentes climáticas.

En el anexo nº 3.3. se describe detalladamente la metodología de clasificación climática de Papadakis.

Esta se ha realizado en las cuatro estaciones que poseen series continuadas de temperaturas:

- Alfarnate
- Riógordo
- Torre del Mar
- Vélez-Málaga

Las dos primeras se encuentran en la mitad superior de la cuenca del río Guaro y fuera de la zona de estudio del aluvial. Las dos últimas se encuentran en el aluvial.

En el anexo nº 3.4. se recogen las fichas climáticas de las 4 estaciones consideradas. El período indica los años de termometría de que se ha dispuesto, aunque en algunos casos las series no son completas.

La notación empleada es la siguiente:

T' = Temperatura media de las máximas absolutas
 T = Temperatura media de las máximas
 tm = Temperatura media
 t = Temperatura media de las mínimas
 t' = Temperatura media de las mínimas absolutas
 H = Fechas que fijan la estación libre de heladas mínimas
 e = Duración de la estación libre de heladas mínimas
 E = Duración de la estación libre de heladas disponible
 M = Media de las máximas
 P = Precipitación media en mm
 ETP = Evapotranspiración potencial media en mm (Thornthwaite)
 Ih = Índice de humedad
 h = Meses húmedos
 s = Meses secos
 i = Meses intermedios
 Ln = Agua de lavado

Los tipos climáticos obtenidos para cada una de las estaciones termopluviométricas que poseían series continuadas de temperaturas han sido:

<u>Estación</u>	<u>Tipo climático</u>
Alfarnate	MEDITERRANEO MARITIMO
Riogordo	MEDITERRANEO SUBTROPICAL
Vélez-Málaga	MEDITERRANEO SUBTROPICAL
Torre del Mar	MEDITERRANEO SUBTROPICAL

El tipo climático dominante en la mayor parte de la cuenca es el mediterráneo subtropical, apto para los cultivos de elevadas exigencias térmicas, como los cítricos y los cultivos leñosos tropicales (aguacate, chirimoya, etc.), teniendo como único factor limitante el agua, pues en todas las estaciones hay un período de sequía que oscila entre los tres y los cuatro meses.

En la parte alta de la cuenca (Sierra de Enmedio, Alhama y Tejeda), el tipo climático pasa a ser mediterráneo marítimo, con condiciones de temperatura más restrictivas que hacen inviables los cultivos tropicales.

3.3. HIDROLOGIA

La cuenca del río Vélez, situada al sureste de la provincia de Málaga, cuenta con una extensión de 609,7 km². (ver figura 3.1).

Al norte de esta cuenca se encuentra la cuenca endorreica de Zafarraya, que alimenta al arroyo de la Madre. Este desaparece en el polje de Zafarraya, situándose algunas de sus salidas en la cabecera del río Vélez.

El río Vélez nace en las proximidades de Alfarnate, donde se le denomina río Sabar hasta su tramo medio que recibe el nombre de río Guaro. Es a partir de su confluencia con el río Benamargosa cuando toma su nombre (ver plano 3.5.).

La longitud de su recorrido es próxima a los 70 km, con elevadas pendientes, hasta llegar al bajo aluvial.

Los afluentes son sinuosos y profundos, cortos y de gran pendiente. Además, la mayoría discurren por terrenos impermeables, lo que origina regímenes de fuertes caudales en épocas lluviosas y grandes estiajes en verano.

Sus principales afluentes son: el Sabia con el Seco y el Bermuza, el Almanchares y el Robite por la izquierda, y el Benamargosa con el Cañas, el Almáchar y el Iznate por la derecha.

3.3.1. Estaciones de aforo

Los datos de aforo disponibles son los publicados en los anuarios de aforo de la Cuenca Hidrográfica del Sur, que edita el Ministerio de Obras Públicas.

Hay un total de ocho estaciones de aforo (ver plano nº 3.5) ubicadas todas en las diferentes subcuencas que conforman la cuenca del río Vélez. En la tabla nº 3.8. se recogen algunos de sus características.

TABLA 3.8.-

Nº Estación	Nombre	Río aforado	Superficie de cuenca contrglada (km ²)	Fecha de inicio de observación	Período sin medidas
E-14	Cortijo del Monte	Guaro	119	1.934	Año 1962-63
E-15	Viñuela	Alcancfn	67	1.934	-
E-16	Los González	Bermuza	13	1.934	-
E-17	Pasada de la Granadilla	Almanchares	12	1.934	Año 1962-63
E-18	Hoya de Bajo	Robite	47	1.934	Año 1952-53
E-13	Alfarnatejo	Sabar	39	1.935	Año 1936-44 " 1948-63
E-47	Salto del Negro	Benamargosa	182	1.950	Año 1953-68
E-44	Vélez-Málaga	Vélez	-	-	-

Las estaciones más completas, con medidas bastante fiables, son las nº E-14, E-15, E-16, E-17 y E-18, con observaciones desde 1.934, casi permanentes, pues en ningún caso se ha interrumpido su funcionamiento por un período superior a un año.

Hay dos estaciones que tienen largos períodos sin medida, la E-13 y la E-47.

La estación E-44 no dispone de datos, salvo los registrados en el Inventario de Recursos Hidráulicos del Centro de Estudios Hidrográficos.

Con las estaciones E-14, E-15, E-16, E-17, E-18 y E-47 se controla un total de 440 km² de los 610 km² que tiene la cuenca del río Vélez, lo que supone el 74% de las superficie total. Este porcentaje es mayor si se consideran las aportaciones, pues las estaciones controlan las zonas altas de los principales afluentes, quedando sin control, casi exclusivamente, el aluvial de los ríos Vélez y Benamargosa, zona en la que no se producen aportaciones al río sino que el río recarga el acuífero, y algunos pequeños afluentes como el Almánchar y el Iznate. Hay que resaltar que la zona no controlada por las estaciones de aforos se corresponde con la de menor precipitación de la cuenca.

Para la realización del balance, se llevó a cabo una campaña de aforos en el aluvial de los ríos Vélez y Benamargosa con medidas mensuales en 14 puntos, cuya medida se incluyen en el anexo nº 3.5.D. Para este mismo período y dentro de la zona de estudio, sólo existe una estación de aforos permanente con medidas diarias de caudal. Se trata de la estación nº 47 "Salto del Negro". En el anexo nº 3.5.B. se recogen dichas aportaciones.

3.3.2. Estudio de aportaciones

Se ha realizado un ajuste de las series de aportaciones para las cinco estaciones con información más completa y fiable (E-14, E-15, E-16, E-17, E-18).

Para ello se dispone de los datos de una serie de 51 años elaborados por el Centro de Estudios Hidrográficos y registrados en el Inventario de Recursos Hidráulicos. Estos datos se recogen en el anexo nº 3.5.

La ley de distribución de frecuencias de Goodrich, utilizada, es del tipo:

$$F(x) = 1 - e^{-a(x - x_1)^{1/n}}$$

En el anexo nº 3.6.A se refleja la metodología empleada, así como los resultados de los ajustes, a las que se les ha aplicado un test de fiabilidad de los datos, el test de Kolmogoroff. (Ver anexo nº 3.6.B).

Los resultados obtenidos del ajuste de Goodrich se reflejan en la tabla nº 3.9.

TABLA 3.9.

ESTACION	A.Media (Hm ³ /año)	1 - K(z)
E-14	30,0	0,80
E-15	12,7	0,90
E-16	6,7	0,70
E-17	3,5	0,90
E-18	8,1	0,80

Se observar así que el ajuste es muy bueno ($1 - K(z) \geq 0,90$) para las estaciones E-15 y E-17, aceptable en E-14 y E-18 ($0,75 \leq 1 - K(z) \leq 0,90$) y defectuoso en E-16 (1

- $K(z) \leq 0,75$) aunque su índice de fiabilidad es muy próximo al mínimo aceptable.

Como se ha indicado en el apartado anterior, los datos foronómicos correspondientes a las cinco estaciones seleccionadas, controlan una superficie de 440 km² de los 610 km² que constituyen la cuenca. Este problema se ha resuelto calculando las aportaciones anuales de la cuenca en una serie de 15 años coincidente con la serie de precipitaciones y correlaciones las aportaciones naturales de las estaciones de aforo con las del total de la cuenca mediante la fórmula:

$$A = B.P^{3/2}.S$$

donde:

A = aportación anual (hm³/año)
 S = superficie de la cuenca (km²)
 P = precipitación en (m³/m²/año)
 B = coeficiente de escorrentía

Las series de aforo se han completado mediante correlación con las estaciones de aforo completas.

Para calcular las aportaciones naturales del río, a partir de los caudales aforados hay que corregir la acción antrópica sobre los caudales. Esta se reduce a los usos consuntivos aguas arriba de las estaciones de aforo, pues no existe ningún tipo de regulación y derivación y las pérdidas y retornos se consideran despreciables.

Los usos consuntivos se han estimado en 9,1 Hm³/-año.

En la tabla 3.10 se recogen los valores totales anuales aforados y las aportaciones naturales de las 5 estaciones seleccionadas, para los quince años de la serie pluviométrica elegida.

TABLA 3.10. APORTACIONES NATURALES (Hm³/año)

E-15 + E-16 + E-17 + E-18 + E-47

AÑO	A.Aforadas	Regadíos	A.Naturales
1965-66	84,0	9,1	93,1
1966-67	31,4	9,1	40,5
1967-68	73,2	9,1	82,3
1968-69	203,0	9,1	212,1
1969-70	254,5	9,1	263,6
1970-71	114,4	9,1	123,5
1971-72	59,9	9,1	69,0
1972-73	73,4	9,1	82,5
1973-74	51,5	9,1	60,6
1974-75	35,6	9,1	44,7
1975-76	56,0	9,1	65,1
1976-77	135,4	9,1	144,5
1977-78	103,5	9,1	112,6
1978-79	123,6	9,1	132,7
1979-80	44,8	9,1	53,9
MEDIA	96,3	9,1	105,4

En la tabla 3.11 se reflejan los cálculos efectuados para estimar las aportaciones anuales de la cuenca completa del río Vélez en régimen natural.

TABLA 3.11.

Cuenca parcial Cuenca total
 S = 440 km² S = 610

AÑO	P (mm)	A (hm ³)	P (mm)	A (hm ³)
1965-66	675	93,1	656	123,7
1966-67	588	40,5	532	48,4
1967-68	826	82,3	744	97,5
1968-69	1.217	212,1	1.102	253,4
1969-70	1.020	263,6	946	326,4
1970-71	943	123,5	855	135,8
1971-72	804	69,0	724	75,0
1972-73	829	82,5	752	90,7
1973-74	707	60,6	645	73,2
1974-75	595	44,7	525	47,2
1975-76	758	65,1	688	71,6
1976-77	949	144,5	866	160,3
1977-78	923	112,6	846	125,8
1978-79	1.128	132,7	1.014	156,8
1979-80	697	53,9	633	64,6
Media	844	105,4	769	123,4
Coef. medio de escorrentía = 26,3%				

TABLA 3.11. (bis)

Cuenca parcial
S = 440 km²

Cuenca total
S = 610

AÑO	P (mm)	A (hm ³)	P (mm)	A (hm ³)
1965-66	675	93,1	656	123,7
1966-67	588	40,5	532	48,4
1967-68	826	82,3	744	97,5
1968-69	1.217	212,1	1.102	253,4
1969-70	1.020	263,6	946	326,4
1970-71	943	123,5	855	135,8
1971-72	804	69,0	724	75,0
1972-73	829	82,5	752	90,7
1973-74	707	60,6	645	73,2
1974-75	595	44,7	525	47,2
1975-76	758	65,1	688	71,6
1976-77	949	144,5	866	160,3
1977-78	923	112,6	846	125,8
1978-79	1.128	132,7	1.014	156,8
1979-80	697	53,9	633	75,6
1980-81	655	30,7	578	35,3
1981-82	693	73,8	633	89,3
1982-83	524	49,0	470	57,7
1983-84	1.002	80,8	904	96,0
Media	818	96,0	743	112,6

Coeficiente medio de escorrentia = 24,7%

Las cinco estaciones de aforo con series completas tienen las siguientes aportaciones anuales (Tabla 3.12).

TABLA 3.12.- APORTACIONES ANUALES

ESTACION	Cuenca (Km ²)	A _{máxima} (hm ³)	A _{mínima} (hm ³)	A _{media} (hm ³)
E-14 Río Guaro	119	93,3	6,0	30,0
E-15 Río Alcancín	67	34,7	3,8	12,7
E-16 Río Bernuza	13	17,2	1,4	6,7
E-17 Río Almachares	12	7,2	1,0	3,5
E-18 Río Robite	47	25,9	2,0	8,1
E-47 Río Benamargosa	39	121,9	7,0	

Considerando estos datos, las aportaciones totales teóricas de la cuenca del río Vélez (610 km²) son las siguientes:

- Precipitación máxima 1.102 mm
- Aportación máxima 326 hm³
- Precipitación mínima 525 mm
- Aportación mínima 47,2 hm³
- Aportación media 123,4 hm³

3.3.3.- Influencia de la regulación de la presa de La Viñuela

La construcción de la presa de La Viñuela sobre el río Guaro y el trasvase a la misma de las aportaciones de los afluentes principales, Benamargosa, Salía, Bermura, Almachares y Robite, puede tener gran influencia sobre la recarga del acuífero del aluvial.

La cota de trasvase es de 235 m, con lo que las derivaciones de estos ríos suponen un coeficiente de derivación superior al 90% teniendo en cuenta la relación de las superficies de la cuenca derivada respecto a las de los ríos Salía, Bermura, Almachares, Robite y Benamargosa.

Partiendo de la ubicación de la presa y la toma de los azudes se estima que en un año seco, sobre la totalidad de aportaciones al aluvial, cuantificada en unos 25 hm³/año, la presa regularía un 85% de este volumen, con lo que estos caudales se detraerían de la recarga natural del acuífero.

Según esto, debido a las fuertes extracciones en el acuífero, se ve que es inevitable que se origine una fuerte intrusión marina en la zona baja del aluvial y el delta, si no se producen sueltas controladas de agua de la presa y otras medidas complementarias que recarguen el acuífero y que como la posible barrera subterránea, dificulten la intrusión.

3.4. SINTESIS GEOLOGICA

Son varios los autores que desde 1933 (GARCIA FRIAS) hasta prácticamente la actualidad (Plan Magna del Instituto Geológico y Minero de España, 1978-81), han estudiado geológicamente este área.

En esta síntesis se utilizarán fundamentalmente todos los aspectos geológicos contemplados recientemente en el "Estudio hidrológico de los ríos Vélez y Benamargosa", de la Confederación Hidrográfica del Sur de España, los cuales se pueden considerar suficientemente aceptables para plasmar la infraestructura geológica del acuífero en cuestión y su área circundante.

3.4.1. Encuadre geológico

Este área se localiza íntegramente en el seno de las Cordilleras Béticas y dentro de ellas se encuentran aquí representadas formaciones pertenecientes al subbético interno y al Bético propiamente dicho (Complejos alpujárride y maláguide); las primeras se localizan fundamentalmente en la zona septentrional, mientras que las formaciones béticas más antiguas ocupan la mayor parte del área estudiada.

Además de estos grandes dominios geoestructurales existen formaciones muy recientes como son los cuaternarios que con distinta génesis aparecen en la zona. De estos cabe destacar los que forman precisamente el aluvial y el delta del río Vélez, que yacen discordantemente sobre materiales más antiguos, generalmente del Paleozoico (alpujárride o maláguide).

3.4.2. Estratigrafía

A continuación se describen las distintas formaciones geológicas siguiendo un orden cronológico, de más antiguo a más moderno (véase plano nº 3.6.).

3.4.3.1. Paleozoico

Se diferencian dos conjuntos, uno atribuido al silúrico de características maláguides y otro la denominada unidad de Benamocarra, claramente alpujárride.

3.4.3.1.1. Paleozoico inferior

Constituido por filitas y calcofilitas azuladas y grises, calizas tableadas con mineralización dispersa de calcopirita, que pasan lateralmente a grauwacas algo esquistosas.

Su potencia se puede considerar del orden de 350 m y por los restos de conodontos encontrados en las calizas se le atribuye una edad Silúrico superior-Devónico inferior.

Los afloramientos se sitúan también en la parte suroccidental de la cuenca reposando sobre las filitas azules del tramo inferior.

Hidrogeológicamente, dada la diversidad de litofacies presentes, existen tramos con diferentes comportamientos, aunque en ningún caso se alcanzan valores altos de transmisividad al encontrarse niveles mas permeables pero de escasa continuidad lateral debido fundamentalmente a causas tectónicas.

3.4.3.1.2. Paleozoico superior

Se trata de micaesquistos, y cuarzo-esquistos azulados, grises y negros, con abundantes fenocristales de estauroлита, plagioclasa, cloritoide y granate, y entre los que aparecen frecuentemente diques compuestos fundamentalmente por plagioclasas y anfíboles.

Su potencia es desconocida dada la complejidad tectónica y el truncamiento de la formación que no aflora al completo.

Esta formación se atribuye al complejo alpujárride y de edad superior a los materiales del complejo maláguide anteriormente descritos.

Sus afloramientos se localizan en la parte suroccidental de la cuenca, entre altitudes de unos 100 m s.n.m. en las proximidades de Vélez-Málaga y 1.500 m al Norte de Sedella.

Desde el punto de vista hidrogeológico puede considerarse a toda esta unidad como impermeable.

3.4.3.2. Mesozoico

Se han diferenciado materiales triásicos, jurásicos y cretácicos, limitándose prácticamente sus afloramientos a la parte septentrional de la cuenca.

3.4.3.2.1. Triásico

Se diferencian dos tipos en la zona de estudio, uno perteneciente al complejo maláguide y otro al alpujárride.

El primero es el denominado Permotrias maláguide, aunque su edad se estableció por correlación estratigráfica y no por datación de fósiles característicos. Se trata de una litofacies muy característica formada por areniscas y arenas de color rojo oscuro, pudiendo intercalarse niveles microconglomeráticos y hacia el techo lentejones de yeso. Su potencia no suele sobrepasar los 100 m. En esta cuenca sus afloramientos se localizan entre unos 400 m s.n.m. al Sur de Riogordo y 700 m s.n.m. cerca de Comares. Hidrogeológicamente estos materiales se pueden considerar de permeabilidad media-baja dependiendo de su cementación y contenido arcilloso.

El Trias del complejo alpujárride está constituido por esquistos cuarzo-moscovíticos y micaesquistos que contienen clorita, clinozoisita y venas metálicas. Su potencia se estima en unos 250 m aunque en afloramiento no se superan en esta zona los 100 m, aparece en afloramientos distribuidos entre Benamargosa y Vélez-Málaga y también en los alrededores de Canillas de Aceituno. Hidrogeológicamente presentan un comportamiento claramente impermeable.

3.4.3.2.2. Jurásico

Dentro de la cuenca del río Vélez se pueden distinguir varias formaciones jurásicas pertenecientes a diferentes unidades.

En las unidades subbéticas de Zafarraya y Zalia, situadas en la parte más septentrional, se han distinguido un conjunto de calizas blancas pisolíticas y oolíticas con una potencia de unos 150 m, atribuibles al Lías inferior; y por encima, correspondiendo al Lías medio, se sitúan unos 60 m de calizas con sílex. La serie liásica termina con un Toarciense formado por 6 m de margocalizas, margas y calizas con espículas.

En la unidad subbética de Zalia, situada a unos 3 km al SSO de Ventas de Zafarraya, se encuentran unas calizas crema del Lías formando un pliegue en cofre espectacular que a veces contienen niveles de sílex, y en contacto mecánico unas calizas tableadas con lechos de sílex que contienen abundantes restos de lamelibranquios y equinodermos, que se atribuyen al Lías medio-superior. Concordantemente se sitúan encima unas calizas bien estratificadas con sílex con abundante fauna atribuida al Dogger-Malm.

Otros elementos jurásicos se localizan en forma de klippe aislados en las formaciones arcillosas terciarias del complejo Colmenar-Periana, estando constituidos por dolomías, calizas blancas y calizas con sílex que por sus características corresponderían al Lías.

Finalmente materiales jurásicos coronan a veces las series del complejo maláguide (SO de Alcaucín y Oeste de Benamargosa y Sur de Riogordo). Se trata en estos casos de calizas oolíticas mal estratificadas y brechas calizas posiblemente del Lías, que pueden llegar a alcanzar hasta 100 m de potencia.

Hidrogeológicamente la mayoría de estas formaciones jurásicas calizo-dolomíticas pueden presentar comportamientos bastante permeables, dependiendo su importancia o

interés como acuífero de la magnitud de los afloramientos y de su conexión hidráulica con otros acuíferos de entidad. En este sentido deben presentar una importancia superior los jurásicos correspondientes a la unidad de Zafarraya por su continuidad fuera de esta cuenca objeto de estudio.

3.4.3.2.3. Cretácico

Donde se encuentra mejor representado es en la zona noroccidental de la cuenca formando parte de las unidades subbéticas y en especial de la de Zafarraya y sierra Prieta y también, aunque se encuentra muy tímidamente representado, en la de Zalia.

Dentro de las unidades de Zafarraya y Zalia el Cretácico inferior está constituido por unos 20-30 m de margas y margocalizas blancas con abundantes restos piritosos y abundante fauna de radiolarios y espículas.

En la unidad de Zafarraya el Cretácico superior-Eoceno se sitúa sobre el tramo anteriormente descrito y están formado por unas margas y margocalizas esquistosas de color rojo salmón y a veces rojas ("capas rojas de rosalinas") con abundante microfauna de globotruncanas y globorotarias.

En la unidad de Sierra Prieta el Cretácico inferior se encuentra representado por calizas margosas grises que pueden alternar con margas gris-verdosas; y el Cretácico superior está constituido por calizas detríticas grises y beige en cuya base aparecen niveles conglomeráticos intercalados y también intercalaciones margosas, aflorando en una estructura de sinclinal asimétrico. Estas calizas últimas pasan lateralmente a margas negras por lo que su continuidad es muy escasa.

Tanto en unas como en otras unidades, debido a las condiciones desfavorables de afloramiento del Cretácico superior no es posible establecer su potencia.

Finalmente cabe citar también la presencia de materiales cretácicos en la denominada formación Rengles que corresponde a un klippe sedimentario englobado en el Complejo Colmenar-Periana, y que se sitúa prácticamente en la misma localidad de Colmenar extendiéndose unos 2 km hacia el Norte. Se trata de una monótona serie alternante de margas rojo-violáceas y calizas detríticas grises y blancas, a las que se ha atribuido una edad Cretácico Superior a Eoceno superior-Oligoceno.

Hidrogeológicamente el Cretácico puede presentar permeabilidades muy diferentes dada la gran variedad de litofacies presentes, pero en general se puede considerar permeabilidades entre medias y bajas.

3.4.3.3. Cenozoico

Se pueden distinguir materiales del Terciario y del Cuaternario. Los primeros pertenecen en su gran mayoría al Complejo Colmenar-Periana y los segundos predominan en la parte baja de la cuenca y relacionados con las vegas de los ríos Vélez y Benamargosa.

3.4.3.3.1. Terciario

Las formaciones terciarias son las predominantes del complejo Colmenar-Periana, y están fundamentalmente constituidas por arcillas y margas rojas y verdes sobre las que se superponen arcillas y margas marrones oscuras con intercalaciones arenosas.

Las primeras únicamente afloran en los alrededores de Periana, presentan unas alternancias de coloración y contienen delgadas intercalaciones de calizas y areniscas. Su potencia se estima en unos 700 m, encontrándose plegadas y con presencia de yeso fibroso.

Su edad quedaría comprendida entre el Oligoceno Superior y el Aquitaniense (o Burdigaliense inferior).

El otro tramo superior aflora ampliamente en toda la depresión de Colmenar-Periana y da coloraciones de alteración amarillentas y ocres en superficie, siendo en corte fresco negras o con tonalidades rojizas. Contienen bancos de areniscas bien estratificadas de escasa extensión, cuarzosas y con granos bien redondeados. Este tramo es azoico pero se le ha atribuido una edad Burdigaliense inferior.

Dentro del complejo Colmenar-Periana se encuentran también englobados materiales en forma de klippe sedimentarios y bloques de edad Terciaria. Entre estos cabe destacar el que aparece en el extremo oriental del cerro Alcolea, al Oeste de Periana, en la confluencia de los ríos Guaro y Salar, constituido por calizas microcristalinas, finalmente tableadas, y con abundantes microcodium, al que se atribuye una edad Eoceno.

Otras formaciones terciarias con menor representación en este área son las denominadas "formación Viñuela" y "areniscas del valle del Alfarnate".

En la formación Viñuela que aflora al N de Riogordo se distinguen tres tramos, que de muro a techo son: brecha de base, areniscas y margas, y tufs. Las brechas de

base se encuentran consolidadas y compuestas por cantos subangulosos de distribución caótica. La coloración varía entre roja, gris y negra. Su potencia es muy variable alcanzando un máximo de varias decenas de metros en la Viñuela. Su posición es discordante y transgresiva sobre los términos de las unidades maláquides y alpujárrides.

Las areniscas y margas siguen normalmente a la brecha de base. Se trata de una serie turbidítica constituida por una alternancia de microconglomerados, areniscas y margas oscuras. Afloran bien al N de Colmenar.

Los mejores afloramientos de tufs se encuentran al NE de Riogordo, en la carretera de Periana, donde se superponen directamente a la brecha de base y son de color verde claro y están recorridas por venas de calcita.

Las edades atribuidas al conjunto de la formación Viñuela es Oligoceno medio-Mioceno inferior.

Las areniscas del valle de Alfarnate afloran únicamente en este lugar, y son calcáreas de grano medio a grueso y presentan pseudoestratificación e hileras de cantos. Se le atribuye una edad Mioceno superior.

Otros afloramientos de materiales terciarios existentes en este área pertenecen a la formación Santana del Subbético y a la denominada "zona límite".

La formación Santana comienza con 70-80 m de brechas calizas con pseudoestratificación y matriz margosa amarillenta o rojiza. El mejor afloramiento se sitúa en la carretera de subida al Puerto del Sol, entre Alfarnate y Periana. El resto de la formación está constituido por margas, brechas y silexitas que, al S del Puerto del Sol,

descansan sobre las brechas calizas, y hacia el N, en el valle de Alfarnate, reposan discordantemente sobre las formaciones calcáreas jurásicas. La edad de los materiales de esta formación es Oligoceno superior-Mioceno inferior.

La denominación "zona límite" designa una zona de tránsito del Bético al Subbético, que en este área aflora únicamente al N de Colmenar y Riogordo, formando una estructura anticlinal en cuyo núcleo aflora a veces el Paleozoico. Se distinguen dos series: La Parda-Retamar, eminentemente margosa y los flysch de margas y areniscas cuarzosas y conglomerados. En el flanco norte de la estructura predominan los flysch. Las edades de los materiales de esta zona límite van desde el Cretácico inferior al Mioceno, en el caso de la serie de La Parda-Retamar, y desde el Lias inferior al Mioceno en el caso de los flysch.

Finalmente el Plioceno se encuentra representado en forma de brechas de travertinos en el área de Periana y en facies detríticas en la zona de Vélez Málaga, donde está constituido por conglomerados, areniscas, arenas y arcillas, que hacia el Oeste del delta del río Vélez se encuentran sin cementar.

Las características hidrogeológicas de los materiales terciarios son muy variables como así lo son las diferentes litologías presentes.

3.4.3.3.2. Cuaternario

Dentro del cuaternario se pueden distinguir diferentes tipos de depósitos (coluviones, arcillas de decalcificación, conos de deyección, aluviales, tobas, piedemonte, etc).

De todos estos los que tienen una mayor importancia en este área son los aluviales y los piedemontes.

Los aluviales se encuentran prácticamente limitados a sus afloramientos en los valles de los ríos Vélez y Benamargosa y al delta del Vélez. Están formados por gravas, arenas, limos y arcillas en diferentes proporciones según los puntos, y distribuidos en lechos subhorizontales o lantejones dentro del conjunto. Se sitúan entre el nivel del mar y los 100 ó 200 m s.n.m., donde ya pierden su entidad.

Hidrogeológicamente constituyen el acuífero objeto principal de este estudio y como es sabido sobre él se ubican numerosos pozos y sondeos de captación que explotan sus aguas subterráneas.

Los depósitos de piedemonte son discontinuos y de escasa representación. Sus elementos, cantos y matriz, están menos elaborados que los aluviales, por lo que su distribución es mas heterogénea. La naturaleza de los cantos es muy diversa dependiendo del área origen y suelen ser bastante angulosos y heterométricos. A veces pueden presentarse sueltos y en otras ocasiones cementados; también pueden estar englobados en una matriz detrítica más fina o bien encontrarse los cantos sueltos en forma de canchales.

En general su interés hidrogeológico es muy escaso dadas las pequeñas extensiones superficiales de sus afloramientos.

3.4.4. Estructura

Dentro de la cuenca del río Vélez se pueden distinguir bien las grandes estructuras o dominios existentes.

En esta cuenca existe una tectónica bastante compleja al incluirse en ella formaciones pertenecientes a distintos complejos o unidades de las Cordilleras Béticas.

En la parte más septentrional se localiza el Subbético interno formado por grandes relieves de rocas calcáreas jurásicas, plegadas y fracturadas, que en conjunto cabalgan hacia el Sur sobre el Bético o sobre materiales de la unidad de Colmenar-Periana, o bien sobre los de la "zona límite", que formarían entre ambos un corredor de dirección Este-Oeste de formaciones fundamentalmente terciarias, donde la zona límite constituiría el autóctono relativo mientras que la unidad Colmenar-Periana sería el alóctono, que a su vez alberga klippen sedimentarios de edad variada.

Siguiendo hacia el Sur se encuentran las formaciones béticas o Bético en sentido estricto, constituidas principalmente por materiales paleozoicos del Complejo Maláguide y del Complejo Alpujárride. Ambos se encuentran cabalgados por el Complejo Colmenar-Periana y también en parte el alpujárride por las unidades del Subbético interno. Dentro del propio Bético existe un apilamiento de mantos alpujárrides y sobre el más alto de ellos se han superpuesto las unidades maláguides.

Como elementos posteriores al emplazamiento de mantos se encuentran los miocenos superiores, pliocenos y cuaternarios que reposan discordantes sobre cualquiera de las formaciones anteriores o fosilizando los contactos entre

ambas. Así como el Mioceno Superior se encuentra también deformado, el Plioceno y el Cuaternario se pueden considerar sin deformación alguna por lo que ofrecen sus buzamientos de capas originales en el caso de los piedemontes y coluviones y son subhorizontales en los aluviales de los ríos.

4.- HIDROGEOLOGIA DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.1. INVENTARIO DE PUNTOS DE AGUA Y DE CONTROL

En el "Estudio hidrológico de los ríos Vélez y Benamargosa". (MOPU, 1987) se realizó un inventario exhaustivo de los sondeos y pozos existentes en el acuífero aluvial.

Entre estos se encuentran los pozos y sondeos de explotación situados dentro y fuera de la zona de policía de cauces de la Comisaría del Sur de España, con datos de extracciones de agua, calidad y niveles piezométricos, y también aquellos sondeos piezométricos construidos por el SGOPU en la zona del delta y aquellos realizados para tal fin dentro del citado proyecto. Asimismo también se han recogido los datos y características de las acequias de derivación.

El resultado según los grupos inventariados queda de la siguiente forma:

- Sondeos piezométricos realizados en 1984-85:	79
- Sondeos piezométricos del SGOPU:	16
- Pozos, sondeos y acequias:	439
	<hr/>
TOTAL.....	534

En el citado proyecto se llevó a cabo la nivelación prácticamente total de todos los pozos y sondeos inventariados, resultando un total de 492 puntos nivelados, de los que 84 fueron sondeos piezométricos y 302 pozos y sondeos de explotación.

La situación de puntos correspondientes al actual proyecto así como la nomenclatura de los mismos utilizada en el citado proyecto se puede observar en el plano nº 4.1.,

donde además se han incorporado nuevos pozos y sondeos que no estaban inventariados anteriormente a este estudio. De los 17 nuevos puntos inventariados situados en su totalidad en el último tramo del aluvial y en la zona contigua del delta, se pueden destacar por su importancia tres sondeos del ayuntamiento de Vélez-Málaga que se utilizan para abastecimiento de Torre del mar y también otros tres sondeos que forman parte del abastecimiento de El Rincon de la Victoria.

En el plano nº 4.2., correspondiente al último tramo del aluvial y al delta del río se presenta la localización del ranurado de cada uno de los sondeos de los que se tienen datos, diferenciándose tres tipos: los que se encuentran con tubería ranurada en el acuífero profundo, los que lo están en el acuífero superficial y finalmente los ranurados frente a los dos acuíferos.

Las principales características de los sondeos realizados por el SGOPI y la Confederación Hidrográfica del Sur de la parte baja del aluvial (perfiles 1 y 2) y del delta se resumen en el cuadro 4.1.

CUADRO N° 4.1.- RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS SONDEOS (Perfiles I y II y Delta)

SONDEO	COTA (m)	PROF. (m)	PROF. ZOCALO (m)	ENTUBACION		RANURADO			FINALIZACION	OBSERVACIONES
				NAT.	PROF.	φ (mm)	del (m)	al (m)		
P-1/S-1	5,018	15,5	11	PVC	15,5	56	0	15,5	Hito y Emboquille	
P-1/S-2	4,801	29,5	27	PVC	29,5	56	0	29,5	Hito y Emboquille	
P-1/S-3	5,995	40,5	36	PVC	40,5	56	0	40,5	Hito y Emboquille	
P-1/S-4	6,289	37	34	PVC	37	56	0	37	Hito y Emboquille	
P-1/S-5	5,938	36,5	34	PVC	36,5	56	0	36,5	Hito y Emboquille	
P-1/S-6	4,995	20	19	PVC	20	56	0	20	Hito y Emboquille	
P-2/S-1	8,880	18	17	PVC	18	56	0	18	Hito y Emboquille	
P-2/S-2	5,882	34	32	PVC	34	56	0	34	Hito y Emboquille	
P-2/S-3	5,933	30,5	28	PVC	30,5	56	0	30,5	Hito y Emboquille	
P-2/S-4	6,141	32	30	PVC	32	56	0	32	Hito y Emboquille	ENTERRADO
P-2/S-5	7,749	12	11	PVC	12	56	0	12	Hito y Emboquille	
10 BIS	2,999	13,5	13	PVC	12,5	56	0	12,5	Hito y Emboquille	
13 BIS	1,542	44	39	PVC	43,4	56	23,4	43,4	Hito y Emboquille	
16 BIS	1,853	8		PVC	8	56	0	8	Hito y Emboquille	
18 BIS	4,113	15		PVC	15	56	0	15	Hito y Emboquille	
23 BIS	1,332	31	27	PVC	31	56	0 16	9 31	Hito y Emboquille	
151 BIS	4,540	50	48	PVC	48,3	56	3 16	11 48,3	Hito y Emboquille	
153 BIS	2,129	6		PVC	6	56	0	6	Hito y Emboquille	
155 B-1	1,225	57		PVC	57	56	32	57	Cabezal Surgencia	
155 B-2	1,449	15,5		PVC	15,5	56	0	15,5	Hito y Emboquille	
156	1,220	50		PVC	50	56	0	50	Hito y Emboquille	Relleno 38 m
157	1,571	50		PVC	50	56	0 36	4 50	Hito y Emboquille	
158	1,631	50	42	PVC	50	56	0 25	10 50	Hito y Emboquille	Destruido
159	2,318	50	50	PVC	50	56	0 23	12 50	Hito y Emboquille	

4.2. GEOMETRIA Y NIVELES ACUIFEROS DE LA ZONA DE ESTUDIO

Se van a tratar de forma separada el área que corresponde exclusivamente al aluvial y por otro lado el área ocupado por el delta, dadas las particulares características de cada una de ellas.

4.2.1. Aluvial Vélez-Benamargosa

En el área ocupada por el aluvial en sentido estricto (14,1 km²) las formaciones se encuentran limitadas por materiales fundamentalmente paleozoicos y triásicos. En el plano n° 4.3. se presenta la cartografía de este área basada fundamentalmente en la fotointerpretación geológica y reconocimiento de campo durante la realización del proyecto citado de la Dirección General de Obras Hidráulicas. Como complemento a esta cartografía hidrogeológica se utilizaron los datos litológicos de 66 sondeos piezométricos construídos y los de otros pozos y sondeos de explotación ya existentes.

Con el fin de conocer la geometría del acuífero en la zona de estudio se realizaron una serie de perfiles transversales (7) y longitudinales (6) que recogen las columnas litológicas de los sondeos correspondientes, así como las correlaciones entre los mismos. La situación de los cortes resultantes de estos perfiles se pueden observar en el plano n° 4.4 y estos mismos cortes en los planos n° 4.5. a 4.16.

Las principales características geométricas de este área son las siguientes:

- El aluvial del río Benamargosa presenta una longitud de unos 9 km, una anchura que varía entre 200 y 600 m, llegando a 1200 m en la confluencia con el Vélez, y una superficie total de 4,6 km².
- El espesor máximo del aluvial del Benamargosa varía entre 20 m y 39 m a la altura de la Isla de Tarai. En la cabecera existe una disposición simétrica de los sedimentos, quedando la máxima potencia en el centro del valle, aunque más al sur se pierde dicha simetría por la entrada de los aluviales de los ríos Almarchar e Iznate.
- El aluvial del río Vélez tiene una longitud total de unos 11,5 km desde su confluencia con el río Robite hasta el comienzo del delta.

En su tramo más alto, hasta la confluencia con el río Benamargosa, se encuentra bastante encajado entre materiales paleozoicos, ensanchándose posteriormente a partir de dicha confluencia hasta 1,5 km al SO de Velez-Málaga, donde se produce un nuevo estrechamiento como consecuencia del acercamiento en las márgenes de afloramientos paleozoicos y triásicos, que se mantiene hasta el comienzo del delta (perfil nº 1).

La superficie del aluvial del Vélez es de unos 9,5 km².

A partir de todos los datos disponibles de las columnas de sondeos y con el fin de observar en conjunto la geometría del acuífero aluvial se confeccionó durante la realización del "Estudio hidrológico de los ríos Vélez y Benamargosa" un mapa del muro de dicho acuífero.

4.2.2. Zona deltaica

De los perfiles realizados, dos se localizan el aluvial (plano 4.5.), cinco en el delta (perfiles A, B, C, D, E) (planos 4.6. a 4.10.) y seis perpendiculares a la costa (planos 4.11. a 4.16.) a partir de los datos de sondeos incorporando las medidas de nivel de agua subterránea, realizadas en el actual proyecto campañas de Marzo-Agosto 1988.

Para apoyo en la interpretación de estos cortes, en el desarrollo del presente proyecto se ha realizado una campaña geofísica consistente en dos perfiles de SEV para determinar la profundidad del zócalo y testificación de sondeos, fundamentalmente registro de rayos γ para conocer los contenidos y niveles arcillosos de los distintos horizontes detríticos, que han servido de apoyo para la correlación entre columnas. Los datos, interpretación e informes de la campaña aparecen en el anexo 4.1.

En conjunto en todo este área definida por el último tramo del aluvial y el delta se pueden establecer "grosso modo" dos capas acuíferas importantes, una en superficie y otra en profundidad, separadas por niveles detríticos de baja permeabilidad, en los que predominan limos, arcillas y a veces arenas finas. La distribución lenticular de todos estos niveles detríticos proporciona una geometría irregular a estas capas acuíferas. Así en los cortes

transversales al cauce P-2, P-1, P-A, P-B, P-C, P-D y P-E la evolución de las capas acuíferas sería la siguiente siguiendo este orden de aguas arriba a aguas abajo.

En el P-2 solamente se puede considerar un acuífero único formado principalmente por gravas y arenas que constituyen prácticamente toda la formación aluvial que se encuentra bastante encajada en el substrato pizarroso, ofreciendo como puede observarse una sección triangular bastante simétrica. En esta zona la anchura superficial del aluvial es de unos 120 m y el espesor máximo, situado prácticamente en la vertical del cauce es de unos 30 m.

En el perfil P-1, situado aguas abajo del anterior, ya se pueden distinguir claramente dos niveles de gravas y arenas separadas por una capa intermedia de arcillas grises que llega a alcanzar espesores de hasta 13 m. La geometría del aluvial es también triangular pero menos encajada en las pizarras que en el P-2. La anchura es de casi 200 m y el espesor máximo de unos 45 m, en la vertical del cauce del río Vélez. Ya en este corte se puede apreciar una llanura de inundación con depósitos superficiales compuesto por limos que recubren a las gravas y arenas infrayacentes. A la altura de este perfil comienza el delta de este río.

En el perfil P-A, ya situado en pleno delta, no llegan a aflorar en los extremos las formaciones impermeables basales, constituidas principalmente por pizarras del complejo maláguide. Este substrato queda a una profundidad de unos 10 y 15 m en los extremos occidental y oriental, respectivamente; mientras que hacia el centro, en la vertical del cauce actual del río, se encuentra a unos 50 m de profundidad (sondeo S-151 bis). La distribución de materiales deltáicos es la siguiente desde la superficie: una capa

más o menos continúa de arcillas y limos superficiales, debajo de la cual se encuentra una primera capa de gravas y arenas de 7 a 15 m de espesor que hacia las márgenes tienen también limos; infrayacente a éste se encuentran arenas limosas y limos que únicamente en la zona central reposan sobre un paquete importante de unos 30 m de gravas y arenas, mientras que hacia las márgenes yacen sobre el substrato impermeable de pizarras. Desde el punto de vista hidrogeológico se puede considerar un acuífero superficial en todo el corte y únicamente en el centro del mismo existe otro acuífero profundo de gran potencia pero de escasa continuidad lateral.

En el perfil P-B la distribución es muy análoga a la del P-A, disminuyendo la potencia ambos niveles acuíferos y haciéndose mayoritarios los elementos más finos de arenas y limos. El substrato queda en los bordes a profundidades de 15-18 m mientras que en la zona central está a unos 48 m.

En el perfil P-C se observa claramente la existencia de dos niveles acuíferos, el más superficial está constituido mayoritariamente por arenas en la parte occidental del delta y por gravas y arenas en la oriental, variando la potencia entre 6 y 16 m; y el más profundo está constituido por gravas y arenas, que llegan a desaparecer en la parte oriental. El substrato pizarroso se encuentra a menos profundidad (22 m) en el extremo oriental, mientras que hacia el oeste llega incluso a estar a unos 50 m en "estado sano". En el extremo occidental el substrato impermeable está formado por arcillas grises que se superponen a las pizarras y su techo se encuentra a una profundidad del orden de 23 m en el sondeo S-12.

En el perfil P-D, situado transversalmente pero más hacia el borde del delta que el P-C se observa un aumento considerable del espesor de sedimentos detríticos, sobre todo en la parte occidental del mismo, situándose el techo de las pizarras a una profundidad de unos 80 m y el techo de las arcillas grises que constituyen la base impermeable del acuífero más profundo a unos 44 m. En este perfil el acuífero superficial de gravas y arenas es bastante constante y tiene un espesor medio del orden de 8 m; y el profundo de mayor espesor, de 18 m como máximo, prácticamente no está presente al este del río Vélez, donde además el substrato pizarroso se encuentra a menor profundidad (28 m) y no están presentes las arcillas grises.

El perfil P-E es el más próximo y paralelo a la costa frontal del delta y en él puede observarse que a excepción de la zona del sondeo S-23 (zona oriental) donde el substrato pizarroso se encuentra a unos 24 m, en el resto, la profundidad de éste es considerablemente mayor, entre 65 y 90 m, correspondiendo el surco más profundo a las inmediaciones del actual cauce del río Vélez en su desembocadura. Esta geometría del zócalo ha sido deducida de la campaña de geofísica realizada, ya que la mayoría de los sondeos de este perfil no han llegado a interceptarlo. En este perfil la base impermeable está constituida en su mayor parte (zona occidental) por arcillas grises, cuyo techo se encuentra a profundidades comprendidas entre 39 y 52 m. Asimismo se pueden diferenciar bien dos acuíferos: uno superficial más homogéneo y otro profundo más irregular, separados ambos por un paquete bastante constante, de unos 18 m de potencia, de materiales de baja permeabilidad, constituidos predominantemente por limos y arcillas limosas.

Con el objeto de aclarar aún más la geometría del acuífero o acuíferos se han realizado también, en base a los datos de algunos sondeos, otra serie de perfiles longitudinales en la zona deltaica, estos son los siguientes: P-F, P-G, P-H, P-I, P-J y P-K. (Planos 4.11 a 4.16).

En el perfil P-F (plano 4.11), situado en la parte más occidental del delta, se puede observar un aumento más considerable de la potencia del aluvial de norte a sur, pasando de unos 9 m a unos 42 m entre los sondeos S-10 y S-13 bis respectivamente. En el primero de ellos la base impermeable constituida por el zócalo se sitúa a unos 9 m, mientras que en el S-13 bis el impermeable de base se encuentra formado por arcillas grises y el substrato de pizarras se sitúa a unos 81 m de profundidad. En este perfil se pueden distinguir bien dos niveles acuíferos, uno superficial constituido por gravas y arenas de escasa potencia y otro profundo más potente (unos 18 m) que queda limitado a la zona más meridional (sondeos S-12 y S-13 bis), próximo al mar.

En el perfil P-G (plano 4.12) también puede observarse un aumento de la profundidad del substrato pizarroso en dirección norte-sur, es decir hacia el mar. En la zona más septentrional el acuífero es único y reposa directamente sobre las pizarras, mientras que hacia el mar se pueden distinguir dos niveles acuíferos, uno superficial de gravas y arenas con escasa continuidad lateral y otro profundo que únicamente se ha atravesado en el sondeo S-158 que se acuña hacia el norte y que reposa sobre arcillas grises.

En el perfil P-H (plano 4.13) puede verse como en la zona más alejada a la costa prácticamente existe un acuífero único muy potente, de hasta 50 m, formado por gravas y arenas, mientras que hacia el sur se individualizan

un acuífero superficial de 5 a 12 m de espesor y una serie de lentejones de gravas y arenas, separados ambos conjuntos por un tramo bastante continuo de limos, arenas finas y arcillas de unos 25-20 m de potencia. En el sondeo S-155 más próximo al mar la base impermeable se encuentra formada por arcillas grises, no habiéndose llegado en el mismo a tocar el substrato de pizarras, el cual por datos de geofísica se encuentra a una profundidad de unos 85 m.

En el perfil P-I (plano 4.14) la distribución de materiales detríticos obedece a la existencia desde el punto de vista hidrogeológico de dos niveles acuíferos, uno superficial de gravas y arenas muy constante con un espesor de alrededor de 10 m y otro más profundo mucho más irregular y formado por lentejones de gravas y arenas que a veces se desdoblan en otros dos niveles separados por materiales limosos. La separación entre ambos conjuntos acuíferos es bastante homogénea y de unos 15 m de potencia constituidos por limos, arenas finas y arcillas.

En el perfil P-J (plano 4.15) se observa un substrato pizarroso muy constante a unos 20-25 m de profundidad en la mayor parte del mismo, y únicamente en el sondeo S-156, próximo a la costa, éste se encuentra más de 50 m (probablemente a unos 70 m). En cuanto a niveles acuíferos, en la zona más septentrional se encuentra un único paquete de gravas y arenas de unos 20 m de potencia que no continúa hacia la costa; y en el sector más meridional se distinguen dos niveles acuíferos, uno superficial de unos 10 m de espesor y otro profundo, únicamente en el sondeo S-156 de al menos 20 m de potencia, separados ambos por un tramo de arenas finas y limos de unos 20 m de espesor.

Finalmente, en el perfil P-K (plano 4.16), que es el más oriental de todas estas series de perfiles longitudinales, se puede observar en el sector más alejado de la costa un sólo acuífero de unos 15 m de gravas y arenas que hacia el sur se transforma en dos niveles menos potentes, uno superficial y otro profundo, separados por limos y arenas finas. En todo este perfil el substrato impermeable está constituido por pizarras, las cuales van progresivamente aumentando de profundidad hacia el mar, llegando en el sondeo S-23 a encontrarse a unos 25 m.

La geometría del delta en profundidad está ligada a la actual tectónica distensiva que afecta al substrato, el cual aparece escalonado, tal como se observa en los perfiles longitudinales, debido a la existencia de una serie de fracturas gravitacionales de dirección paralela a la línea de costa.

Esto da lugar al desarrollo de progradación que se observa en los sedimentos deltaicos. Por otro lado bajo el actual cauce del río Vélez en el delta existe un surco importante en el substrato lo que hace pensar en la relación de este con un accidente tectónico de tipo tijera que sigue la dirección de dicho cauce y se amortigua hacia el comienzo del delta y hacia el mar hunde el bloque oeste respecto al oriental.

4.3. DEFINICION DEL SISTEMA

En el sistema detrítico que constituye la zona de estudio existen dos niveles acuíferos de gran importancia para la comarca: El primer nivel o acuífero superficial, en estado libre y el segundo nivel profundo y confinado y de extensión netamente inferior al anterior.

El acuífero superficial está formado por gravas y gravas y arenas de elevada permeabilidad que se extienden a lo largo del valle del río Vélez y en gran parte de la zona del delta, donde su mayor potencia coincide con el cauce del mismo río, llegando a unos 15 m en las proximidades de la carretera nacional Málaga-Almería, mientras que en el resto del delta se dan espesores menores, normalmente comprendidos entre 5 y 10 m. Este nivel acuifero se presenta en estado libre y en él se da una importante relación acuifero río, siendo el río en su tramo final la principal fuente de recarga del acuífero.

El acuifero profundo se limita a la zona del delta, sobre todo bajo el cauce del río y en la parte occidental.

Está constituido por un conjunto de gravas, limpias y en ocasiones por gravas y arenas, también de alta permeabilidad que reposan bien directamente sobre el substrato de pizarras o como en la mayoría de los casos sobre sedimentos arcillosos impermeables. Encima de estos sedimentos que forman el acuifero profundo se encuentran depósitos constituidos en general por materiales arcillosos o limo-arenosos que, debido a su baja permeabilidad, individualizan este acuifero del superficial y le confieren hidrogeológicamente un confinamiento que se ha puesto de manifiesto en algunos sondeos piezométricos que se encuentran instalados

en dicho acuífero. Los espesores máximos se dan en la zona central del delta con 25-30 m. (MOPU 1987).

4.4. PARAMETROS HIDRODINAMICOS

En el marco del proyecto "Estudio Hidrológico de los ríos Vélez y Benamargosa" realizado por la Confederación Hidrográfica del Sur (MOPU, 1987) se llevaron a cabo un conjunto de tres campañas de ensayos de bombeo distribuidos dos de ellas en aguas bajas correspondientes a otoño de 1984 y 1985 y la tercera correspondiente a aguas altas en primavera de 1985. En los cuadros 4.2., 4.3. y 4.4. se recogen los resultados obtenidos de los ensayos citados. En estos cuadros resumen hemos resaltado aquellos puntos pertenecientes al área de estudio del actual proyecto, reflejando en el plano 4.17. su situación y los valores de transmisividad y permeabilidad obtenidos en las sucesivas campañas.

Los valores obtenidos en los puntos de ensayo nos reflejan una permeabilidad entre alta y muy alta como corresponde a los materiales que constituyen el acuífero estudiado.

Puede observarse a partir de los datos del cuadro que los pozos H6-18-1, H6-21-2 y H6-21-3 son muy poco penetrantes en el acuífero, el H6-18 no llega a serlo, y sólo es totalmente penetrante el H6-16⁽¹⁾. Esto supone que en aquellos puntos donde existen horizontes poco permeables la transmisividad calculada corresponde a los metros mas superficiales y la transmisividad real puede ser mayor. Como consecuencia, los valores de los parámetros hidrodinámicos obtenidos (transmisividad, permeabilidad y porosidad), han de tomarse como mínimos.

¹ La denominación H-6, corresponde a la nomenclatura de la hoja correspondiente de la Cartografía a escala 1:5.000, (figura 4.1.).

CUADRO N° 4.2.- RESULTADOS DE LA CAMPAÑA DE ENSAYOS DE BOMBEO EN SEPTIEMBRE DE 1.984

POZO	s^2T (m ² /día)	NIVEL ESTÁTICO (m)	ESPESOR SATURADO (m)	K (m/día)	POROSIDAD me (%)	PROFUNDIDAD POZO (m)	COTA DE EMBOQUILLA (m)	COTA MURO (m)
E-5	5.000	14,16	16,3	307	6	30	51,6	21,1
F6-1-4	6.500	6,16	55,5	117	-	32	32,2	-30
F6-24-1	6.000	6,16	49,1	122	-	36	25,3	-20
G6-32	1.000	6,91	23,7	42	2	40	10,6	-20
H6-16	6.500	7,95	38,4	169	11	61,75	6,4	-40
H6-18	2.000	5,92	48,4	41	2	48	4,3	-50
H6-18-1	500	4,53	17,2	29	-	9	2,7	-18
H6-21-2	1.200	2,95	30,0	40	8	4,5	2,9	-30
H6-21-3	3.000	2,18	13,7	219	10	4	1,9	-14

CUADRO N° 4.3.- RESULTADOS DE LA CAMPAÑA DE ENSAYOS DE BOMBEO EN ABRIL DE 1.985

POZO	T (m ² /día)	NIVEL ESTÁTICO (m)	ESPESOR SATURADO (m)	K (m/día)	POROSIDAD me (%)	PROFUNDIDAD POZO (m)	COTA DE EMBOQUILLA (m)	COTA MURO (m)
D4-38	3.500	3,31	13,2	265	1	20,5	108,8	-92,3
E5-1	5.500	3,11	25,2	218	5	22,1	71,3	43
E5-22	5.300	8,65	21,85	243	-	30,5	51,6	21,1
E5-39-1	3.000	7,14	24,9	120	2	32	44,6	12,6
E6-30	5.000	5,54	23,4	214	-	34	41,7	12,8
F5-24	9.000	3,61	28,4	317	6	19,3	35,3	3,3
F5-30-2	10.000	0,75	41,8	239	6	45	32,5	-10
F6-13	3.600	3,64	23,0	157	-	10	21,3	-5,3
F6-12	6.500	4,03	38,8	167	-	17	29,7	-13,1
F6-1-4	9.000	2,18	60,0	150	-	32	32,2	-30
F6-24-1	5.500	4,43	40,9	134	-	36	25,3	-20
G6-2-3	5.000	1,38	29,4	170	3	40	20,8	-10
G6-9	2.500	4,70	16,3	153	2	16	18	-3
G6-29	3.500	4,63	23,6	148	-	15	13,2	-15
G6-32	1.500	3,47	27,1	55	1	40	10,6	-20
H6-18	5.000	2,75	51,5	97	6	48	4,3	-50
H6-16	5.000	4,65	41,7	120	7	61,75	6,4	-40
H6-21-2	3.000	2,66	30,2	99	8	4,5	2,9	-30
H6-21-3	2.500	1,02	14,9	168	5	4	1,9	-14

CUADRO N° 4.4.- RESULTADOS DE LA CAMPAÑA DE ENSAYOS DE BOMBEO EN SEPTIEMBRE DE 1.985

POZO	s^2T (m ² /día)	NIVEL ESTÁTICO (m)	ESPESOR SATURADO (m)	K (m/día)	POROSIDAD me (%)	PROFUNDIDAD POZO (m)	COTA DE EMBOQUILLA (m)	COTA HURO (m)
D4-4		18,25	0		-	20,5	108,8	92,3
E5-1	1.000	16,45	11,9	84	-	22,1	71,3	43
E5-22	1.500	23,44	7,0	214	-	30,5	51,6	21,1
E6-39-1	3.000	20,89	11,1	270	-	32	44,6	12,6
E5-30	2.000	20,45	8,5	235	2,5	34	41,7	12,8
F5-24	3.000	14,65	17,4	172	2	19,3	35,3	3,3
F5-30-2	6.000	12,01	30,5	197	-	45	32,5	-10
F6-1-4	4.000	13,60	48,6	82	-	32	32,2	-30
F6-12	3.500	12,91	29,9	117	7	17	29,7	-13,1
F6-13	1.860	8,30	18,3	102	-	10	21,3	-5,3
F6-24-1	1.300	12,74	32,6	40	-	36	25,3	-20
G6-2-3	4.000	7,63	23,2	172	3	40	20,8	-10
G6-9	3.000	9,44	11,6	259	4	16	18	-3
G6-32	530	11,14	19,5	27	-	40	10,6	-20

Otro factor a tener en cuenta a la hora de valorar los datos obtenidos es que el hecho de que en campañas de aguas bajas se tropieza con el inconveniente de que los espesores saturados son muy pequeños. Como consecuencia aparecen descensos parásitos por pérdida de carga en los pozos, pues al ser el acuífero libre y ser los descensos importantes respecto al espesor saturado las líneas de flujo sufren estrechamientos en el sentido de la vertical con aumento de la velocidad y la correspondiente pérdida de carga por rozamiento en el entorno de los pozos.

Finalmente, el hecho de que muchos de los ensayos han sido realizados sin una completa recuperación de los bombeos efectuados así como el efecto de la presencia de bombas en pozos próximos hace que al no cumplirse todas las hipótesis de partida de los modelos clásicos de interpretación utilizados, los valores obtenidos han de tomarse con prudencia y como aproximadores del orden de magnitud de los reales, pero nunca como valores exactos de los parámetros hidrodinámicos del acuífero.

4.5. EVOLUCION PIEZOMETRICA

En el proyecto "Estudio hidrológico de los ríos Vélez y Benamargosa" con el fin de conocer la evolución de la superficie piezométrica en el acuífero aluvial y deltaico del río Vélez, se diseñó una red de control constituida por 140 piezómetros de los cuales 42 pertenecen al área de estudio del actual proyecto (ver figura 4.1.). Se incluyen entre ellos los sondeos piezométricos del SGOPU, los propios del proyecto hidrológico y otros sondeos y pozos de explotación. La zona de estudio del actual proyecto comprende la subzona 11 y 12 de las que se dividió el aluvial y delta en el desarrollo del proyecto de la Confederación Hidrográfica del Sur. En el cuadro 4.5. se observa que es en estas zonas donde existe una mayor densidad de puntos de control.

En el citado proyecto se llevó a cabo un control mensual de la evolución de niveles en la zona estudiada. En los planos nº 4.18. y 4.19. se refleja la superficie piezométrica medida en los meses de Febrero 1985 (aguas altas) y Noviembre del mismo año (aguas bajas). En el plano nº 4.20. se ha representado la variación de niveles entre ambos períodos.

En época de aguas altas se observa en la zona inferior del aluvial una recarga del acuífero con agua procedente del río, en tanto que en la zona deltaica señala por una parte una importante cesión de agua de los tramos acuíferos a través del río y por otra un gradiente primitivo hacia el mar con la correspondiente circulación subterránea hacia él. En época de aguas bajas en la zona baja del aluvial y especialmente en la transición entre el sistema fluvial y el deltaico se sitúa una depresión casi circular donde se alcanza la cota absoluta de -4 metros, favoreciendo una posible invasión marina a través de la zona deltaica,

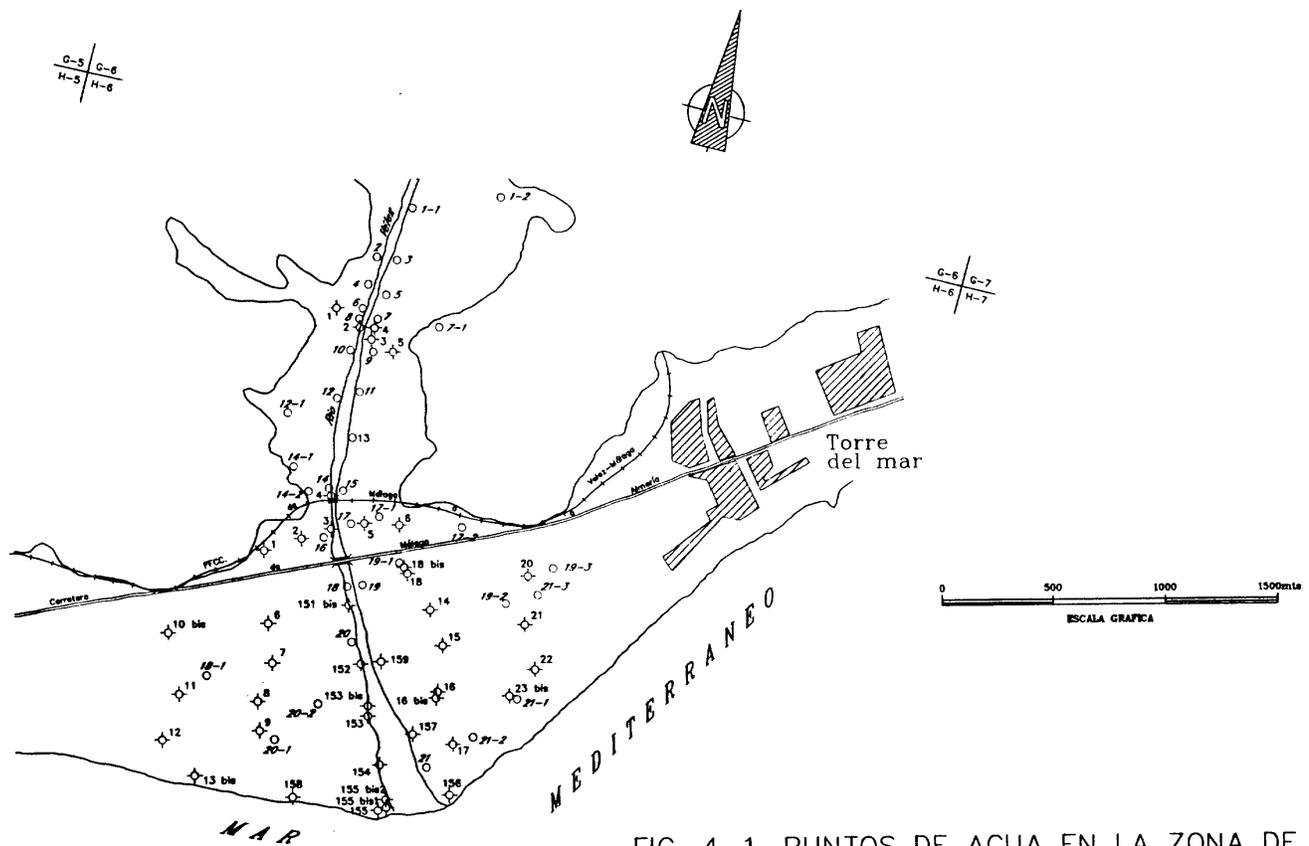
aunque analizando la piezometría de sucesivos meses se observa la desaparición paulatina de esta depresión hasta su eliminación por completo aproximadamente en Febrero. Podemos decir que a la vista de estos planos que la intrusión marina generada durante el período de estiaje (aguas bajas) se ha autocontrolado por el río durante la época de aguas altas expulsándola por completo hacia el mar.

En cuanto al plano de zonas de variación de niveles se observa que en la zona del aluvial aparecen variaciones inferiores a 10 m y que en la zona deltaica las variaciones de nivel adoptan una distribución en bandas más o menos paralelas a la costa y perpendiculares al cauce del río Vélez que van desde 4-5 m a 0-0,5 m.

Finalmente se recoge del proyecto de estudio hidrológico, el plano nº 4.21. en el cual aparecen para una serie de piezómetros (concretamente cinco de la actual zona de estudio) las evoluciones piezométricas del período comprendido entre los meses de Julio de 1984 y Marzo de 1986. A la vista de este plano se observa en primer lugar que los descensos máximos en la zona de estudio se producen en la parte baja del aluvial y no superan prácticamente los 5 metros, con perfiles de variación bastante suave, ello se debe a aportes del río de infiltraciones aguas arriba y a aportaciones procedentes de infiltraciones de los riegos con aguas superficiales y de los excedentes de las acequias de riego que al coincidir con las máximas extracciones del aluvial palián los descensos piezométricos. En la zona propiamente deltaica los descensos máximos, que son de 5 metros, se producen en la zona más cercana al aluvial, disminuyendo al acercarse a la costa.

CUADRO N° 4.5.- DENSIDAD DE PIEZOMETROS POR ZONAS

ZONA	N° PIEZOMETRICOS	SUPERFICIE DEL ACUIFERO ALUVIAL EN Km ²	DENSIDAD DE PIEZOMETROS EN N° DE PUNTOS/Km ²
1	9	1,2	7,50
2	8	1,1	7,27
3	0	0,25	0
4	20	2,2	9,09
5	4	0,15	26,66
6	16	2,1	7,62
7	5	0,75	6,67
8	17	3	5,67
9	19	2,6	7,31
10	7	1,2	5,83
Area de estudio del actual proyecto	11	0,6	18,33
	12	2,2	16,36
TOTAL	152	17,32	Media 8,76



En el desarrollo del actual proyecto se realizaron dos campañas de medidas de nivel correspondientes la primera de ellas a Febrero y Marzo de 1988 y la segunda a Agosto del mismo año. Los niveles correspondientes a tales fechas han sido representados en los perfiles geológicos expuestos en apartados anteriores del proyecto.

Los valores obtenidos en la primera campaña aparecen en los cuadros nº 4.6. y 4.7. donde se recogen además las cotas de los puntos de agua medidos y las observaciones pertinentes en cuanto al estado de los pozos.

En el plano nº 4.22 se ha realizado el trazado de isopiezas para esta fecha.

Se ha distinguido la zona norte del área de estudio donde las isopiezas corresponden a un único acuífero, pues en esta zona baja del aluvial solo existe el acuífero superficial y en la zona deltaica se han diferenciado las isopiezas correspondiente al acuífero superficial de los pertenecientes al acuífero profundo. En rigor los puntos de medida del acuífero profundo presentan en algunos casos también ranurado en la zona del acuífero superficial.

En cuanto al acuífero profundo, la interpretación no puede ser completa, dado que sólo se ha podido trazar una isopieza. No obstante, puede observarse que los niveles del acuífero profundo son superiores a los del superficial, lo que indicaría que en este momento existe una componente de flujo ascendente.

En cuanto al acuífero superficial se refiere, se observa que en la zona norte del área de estudio (parte baja del aluvial) se establecen los mayores gradientes y por lo tanto mayores velocidades de flujo que en la zona deltaica.

Por otra parte la relación río-acuífero en la zona aluvial pasa de ser equilibrada en la zona norte a tener el río un carácter de influente en la zona de confluencia con el delta. En las zonas deltaica se observa claramente el carácter influente del río y la existencia de un gradiente hacia el mar que provoca una circulación subterránea en ese sentido que origina un retroceso de la intrusión marina.

Los valores registrados en la campaña de Agosto de 1988 (aguas bajas) aparecen en el cuadro nº 4.8. donde aparece cada punto con su cota y las correspondientes observaciones.

En el plano nº 4.23. aparece el trazado de las isopiezas para la fecha de las medidas.

Hemos realizado dos representaciones, la primera (plano 4.23) teniendo en cuenta todos los datos de los pozos y sondeos en los que se pudo medir, y otra segunda (plano 4.24) en la que se descarta la lectura realizada en el sondeo S-153 por considerarla irregular pues la interpolación resulta así mas ajustada a otras piezometrías de la misma época realizadas en el proyecto hidrológico antecedente del actual. Se observa que en la zona de transición entre el sistema bajo aluvial y el apartado deltaico la presencia de una depresión de forma circular donde se alcanza la cota absoluta de -1,6 metros, lo cual favorece una intrusión marina a través de toda la zona deltaica, aunque, como se comentó anteriormente, esta intrusión es transitoria a la vista de evoluciones en series piezométricas anteriores.

En el siguiente cuadro nº 4.9. se refieren las variaciones de nivel entre las lecturas de los meses anteriormente expuestos para realizar el mapa de isodescensos que se presenta en los planos nº 4.25. y 4.26. en donde se

muestran los isodescensos teniendo en cuenta en el primero todos los pozos y sondeos medidos y en el segundo descartando la lectura del S-153 que produce singularidades en el trazado. La morfología de curvas de isodescensos anteriores parece aconsejar la eliminación del punto S-153 a la hora de la representación e interpretación. En la zona baja del aluvial se observan variaciones de nivel de hasta 5 metros y en la zona deltaica las citadas variaciones adoptan una distribución semicircular de forma mas o menos paralela a la costa y perpendiculares al cauce del río Vélez con descensos comprendidos entre 0 y 4 metros.

CUADRO 4.6.- CAMPAÑA FEBRERO-MARZO 1988

MEDIDAS DE NIVEL REALIZADAS EN POZOS-VELEZ MALAGA. HOJA H-6

POZO	COTA	PROF.NIVEL (3 MARZO)	OBSERVACIONES
H-6-1	11,479	4,56	
H-6-1-1	11,804	5,01	
H-6-1-2		4,00	
H-6-2			No encontrado
H-6-3	11,236	5,20	
H-6-4	9,160		Encontrado
H-6-5	11,314	6,20	
H-6-6		5,56	
H-6-7	9,532	4,66	
H-6-7-1		5,02	
H-6-8	7,074		Nueva caseta, junto a pozos antiguos. Funcionando
H-6-9	7,785	3,60	
H-6-10	8,925		Desmantelada la instalación
H-6-11	7,440	3,72	
H-6-12	8,827	5,04	
H-6-12-1	6,387		Encontrado
H-6-13	7,214	4,00	
H-6-14	6,866		Caseta 3,33 3,57 (sond.nuevo)
H-6-14-1	10,011	6,20	
H-6-14-2	7,073		Funciona, pero esta vallado.
H-6-15	6,356		En marcha
H-6-16	6,402	4,04	
H-6-17	6,684	4,22	
H-6-17-1	4,848	3,26	
H-6-17-2	4,339	2,17	
H-6-18	4,268		Encontrado
H-6-18-1	2,667	1,47	
H-6-18-2			No mirados
H-6-18-3			
H-6-19	5,504		Encontrado-parado
H-6-19-1			" "
H-6-19-2	2,164	1,13	
H-6-19-3			Encontrado
H-6-20	4,221		"
H-6-20-1	2,511	1,80	
H-6-20-2	2,575	1,64	
H-6-21	1,724	1,00	
H-6-21-1	2,568	2,08	
H-6-21-2	2,510	2,40	
H-6-21-3	1,949	1,05	

• Revisión de inventario

• Casi todos los pozos estaban parados excepto los indicados expresamente en la tabla, que estaban en marcha.

• Junto al pozo H-6-2 en la carretera había varios tubos para entubar y varios trépanos.

• Hoja adjunta pozos nuevos encontrados

4 - Ayuntamiento de Vélez
1 - Sondeo nuevo para riego
1 - Pozo antiguo no inventariado, con instalación eléctrica nueva

CUADRO N° 4.7.- OBSERVACIONES REALIZADAS EN LOS PIEZOMETROS DE VELEZ MALAGA

PIEZOMETRO	COTA	PROF.NIVEL 11-FEBRERO	PROF.NIVEL 3 MARZO	OBSERVACIONES
P-1, S-1	5,018	3,33	3,36	Movido y torcido, pero entra la sonda
P-1, S-2	4,801		2,65	
P-1, S-3	5,965	3,83	3,58	
P-1, S-4	6,289			
P-1, S-5	5,951			
P-1, S-6	4,995		2,76	Obturado, Irrecuperable Con caja de limnigrafo pero esta obturada debia estar tapada cuando se instaló la caja pues la grasa de los tornillos estaba intacta.OBTURADO A 1,05 m.
P-2, S-1	8,88	4,60	4,31	
P-2, S-2	5,933			Perdido o roto
P-2, S-3	5,882		3,68	Se lo llevó el río
P-2, S-4	6,141			Nivel mirado en el pozo
DELTA, S-6	3,379		2,46	Encontrado, pero caja sucia
DELTA, S-7	2,417		1,13	
DELTA, S-8	2,035			Muy duro para abrirlo Encontrada la caja, pero tornillo tapado
DELTA, S-9	1,746		0,57	
DELTA, S-10b	2,999			Perdido
DELTA, S-11	1,652			
DELTA, S-12	1,610			No encontrado Cubierto, Posibilidad de recuperarlo
DELTA, S-14	2,889		1,41	
DELTA, S-15	2,020			Obturado
DELTA, S-16	1,293			
DELTA, S-18	3,553			0,94
DELTA, S-16b	1,853			
DELTA, S-18b	4,113	2,38	2,37	Roto, lo arrancó una pala
DELTA, S-20	2,361		1,38	
DELTA, S-21	1,688		0,92	Se ve el tornillo muy duro No encontrado
DELTA, S-22	1,921			
DELTA, S-152	3,356		2,18	Encontrado, muy duro
DELTA, S-13b	1,542			
DELTA, S-23b	1,332			Encontrado muy duro
DELTA, S-151b	4,540			
DELTA, S-153	2,142	0,65	0,43	No encontrados No encontrado
DELTA, S-153b	2,129	1,86		
DELTA, 155				No encontrado
155 bis 1 y bis 2				
DELTA, S-156	1,220			0,22
DELTA, S-157	1,571			
DELTA, S-159	2,318		1,17	No encontrado
DELTA, S-17				

CUADRO N° 4.8.- MEDIDAS DE NIVELES REALIZADAS EN LOS PIEZOMETROS DE VELEZ-MALAGA (3 A 6-8-88)

PIEZOMETRO	COTA	PROF.NIVEL	OBSERVACIONES
S-155 S-155b (1) S-155b (2)	1.386	1.09	En la zona en la que se deben encontrar estos piezómetros se ve un sondeo con caja, semidestruido y que podría corresponder al S-155. Está obturado a los 1,75 m
S-156	1.220		No buscado. A partir de septiembre de 1985 está tapado por la arena.
S-157	1.571		No se pudo abrir
S-159	2.318	2.53	
S-17			No encontrado
P1-51	5.018	5.62	
P1-52	4.801		No entraba la sonda a 0,75 m. Parece movido
P1-53	5.965	7.24	
P1-34	6.289		No medido al estar obturado (dato de marzo de 1988)
P1-55	5.951		No encontrado
P1-56	4.995	6.05	
P2-51	8.88	8.13	
P2-52	5.933		No buscado. Informado de que está enterrado
P2-53	5.882		No encontrado al estar en medio de un campo de caña
P2-54	6.141		No buscado. Informado de que está enterrado
P2-55	7.749		No entra la sonda. Arrancado
S-6	3.379	4.16	Nivel medido en el pozo
S-7	2.417	2.51	
S-8	2.035		No se pudo abrir
S-9	1.746	1.97	
S-10b	2.999	2.91	
S-11	1.652	1.36	
S-12	1.610		No buscado
S-14	2.889	3.18	
S-15	2.020	1.99	
S-16	1.293		La caja estaba encharcada al estar la acequia funcionando y entrar agua por el tubo de desagüe del piezometro
S-16bis	1.853	1.64	
S-18bis	4.113	4.87	
S-18	3.53		Obturado
S-20	2.361	2.25	
S-21	1.688		No encontrado
S-22	1.921		No buscado al darse por perdido (Marzo 1988)
S-23bis	1.332	1.04	Mal situado en el mapa 1:10.000
S-13bis	1.542	1.58	
S-151bis	4.540	6.17	Semiobturado. No entran algunas sondas ni el tomamuestras
S-152	3.356	3.48	Tiene caja de limnógrafo
S-153	2.142	3.47	
S-153bis	2.129	2.07	
H-6-19-1			Cerrado
H-6-19-2	2.164	2.07	
H-6-19-3			No encontrado
H-6-20	4.221		No mirado
H-6-20-1	2.511	2.40	
H-6-20-2	2.575		Cerrado
H-6-21	1.724	1.69	

CUADRO N° 4.8.- MEDIDAS DE NIVELES REALIZADAS EN LOS PIEZOMETROS DE VELEZ-MALAGA (3 A 6-8-88) (Cont.)

PIEZOMETRO	COTA	PROF.NIVEL	OBSERVACIONES
H-6-21-1	2.568		Cerrado
H-6-21-2	2.910	2.81	
H-6-21-3	1.949	2.75	Con relación a la fotografía inventario parece recrecido
G-6-31	10.451	5.91	Medido en lugar del H-6-1 por equivocacion. En sus proximidades bombeaba un sondeo (¿H-6-1?)
H-6-1-1	11.804	9.34	
H-6-1-2		6.81	Excavado en pizarras (información del propietario)
H-6-2			No encontrado
H-6-3	11.236	9.49	
H-6-4	9.160		No encontrado
H-6-5	11.314		Cerrada la valla
H-6-6			No mirado al no encontrar el camino
H-6-7	9.532	9.32	
H-6-7-1			Cerrado
H-6-8	7.074		No mirado
H-6-8-1	8.627		Cerrado
H-6-9	7.785		No encontrado
H-6-10	8.925		No buscado
H-6-11	7.440		No se pudo medir al estar el nivel tan bajo que el agua ocupaba un pozo interior al que no se podía acceder con la sonda
H-6-12	8.827		No se pudo abrir la tapa
H-6-12-1	6.387		No encontrado
H-6-13	7.214	8.47	
H-6-14	6.866		Bombeando los tres sondeos. La sonda no pasaba a traves de la instalacion
H-6-14-1	10.011	11.34	Medida realizada desde el borde del brocal al no encontrarse la referencia
H-6-4-2	7.073		Cerrado con candado
H-6-15	6.356		Funcionando pero cerrado
H-6-16	6.402	8.00	Junto al pozo hay un sondeo que estaba bombeando
H-6-17	6.684		Cerrado
H-6-17-1	4.848		Bombeando pero cerrado
H-6-17-2	4.339		No mirado
H-6-18	4.268		Bombeando pero cerrado. Mal situado en el mapa 1:10.000
H-6-18-1	2.667	2.87	Bombee casi todo el dia pero la medida se hizo en período de recuperaci3n
H-6-18-2			No mirado
H-6-18-3			No mirado
H-6-19	5.504		Cerrado

CUADRO N° 4.9.- DIFERENCIAS DE NIVEL EN LA ZONA DE LA HOJA H-6 DEL ACUIFERO DE VELEZ (MARZO 1988-AGOSTO 1988)

PIEZOMETRO O POZO	PROF. NIVEL (MARZO 1988)	PROF. NIVEL (AGOSTO 1988)	DIF. NIVELES
P1-S1	3.36	5.62	-2.26
P1-S2	2.65	-	-
P1-S3	3.58	7.24	-3.66
P1-S6	2.76	6.05	-3.29
P2-S1	4.31	8.13	-3.82
P2-S3	3.68	-	-
S-6	2.46	4.16	-1.70
S-7	1.13	2.51	-1.38
S-9	0.57	1.97	-1.40
S-10bis	-	2.91	-
S-11	-	1.36	-
S-13bis	-	1.58	-
S-14	1.41	3.18	-1.77
S-15	-	1.99	-
S-16bis	0.94	1.64	-0.70
S-18bis	2.37	4.87	-2.50
S-20	1.38	2.25	-0.87
S-21	0.92	-	-
S-23bis	-	1.04	-
S-151bis	-	6.17	-
S-152	2.18	3.48	-1.30
S-153	0.43	3.47	-3.04
S-153bis	1.86(**)	2.07	-0.21
S-155(?)	-	1.09	-
S-157	0.22	-	-
S-159	1.17	2.53	-1.36
G-6-31	-	5.91	-
H-6-1	4.56	-	-
H-6-1-1	5.01	9.34	-4.33
H-6-1-2	4.00	6.81	-2.81
H-6-3	5.20	9.49	-4.29
H-6-5	6.20	-	-
H-6-6	5.56	-	-
H-6-7	4.66	9.32	-4.66
H-6-7-1	5.02	-	-
H-6-9	3.60	-	-
H-6-11	3.72	-	-
H-6-12	5.04	-	-
H-6-13	4.00	4.47	-4.47
H-6-14	3.33, 3.97-	-,-,-	-
H-6-14-1	6.20	11.34	-5.14
H-6-16	4.04	8.00	-3.96
H-6-17	4.22	-	-
H-6-17-1	3.26	-	-
H-6-17-2	2.17	-	-
H-6-18-1	1.47	2.87	-1.4
H-6-19-2	1.13	2.07	-0.94
H-6-20-1	1.80	2.40	-0.6
H-6-20-2	1.64	-	-
H-6-21	1.00	1.69	-0.69
H-6-21-1	2.08	-	-
H-6-21-2	2.40	2.81	-0.41
H-6-21-3	1.05	2.75 (?)	-1.7

** Medida de Febrero de 1988

4.6. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

Considerando el acuífero en régimen natural, sin las actuales explotaciones para riego y abastecimiento, el funcionamiento es muy simple. En la época de lluvias el acuífero se alimenta por infiltración de las aguas del río y de los barrancos, y en menor medida por la infiltración directa del agua de lluvia, circulando subterráneamente hasta el mar. En la época estival, en la que el río no lleva agua, el acuífero cedería al río en las zonas en que se estrecha, invirtiendo el sentido al ensancharse.

Al introducir en este esquema las fuertes extracciones producidas por los bombeos, el resultado es un apreciable descenso de los niveles piezométricos en el verano; el río en esa época no lleva agua y es incapaz de compensar los descensos, lo que conduce a que se produzca una intrusión marina en el acuífero deltáico, desplazándose la interfase agua dulce-agua salada río arriba. Las extracciones que tienen lugar en esta época únicamente se compensan en parte por los retornos de riego de los meses anteriores, dando lugar a una autorregulación de los recursos disponibles.

Cuando llegan las lluvias y el río vuelve a aportar agua en forma continua comienzan a ascender progresivamente los niveles, el río cede agua al acuífero hasta lograr el equilibrio hidráulico, equilibrio que se produce rápidamente en la zona de unión de Vélez y Benamargosa, donde el aluvial tiene mayor anchura; alcanzado el equilibrio en la zona alta, el río recibe agua del acuífero al estrecharse el aluvial al SO de Vélez-Málaga. Superado el estrechamiento, el río vuelve a ceder agua al acuífero hasta rellenar la depresión producida por las extracciones, provocando el retroceso de la interfase agua dulce-agua salada. La recupe-

la intrusión marina depende de las aportaciones del río, en años húmedos, la recuperación es total mientras que en años secos no llega a serlo.

En el funcionamiento de este acuífero tienen gran importancia los recursos, dado que alcanzan un valor muy alto en comparación con las reservas. Claramente son las aportaciones del río y los retornos de los regadíos atendidos con aguas superficiales derivadas por las acequias los que permiten sostener las extracciones por bombeo que más tarde se producen. Por ello es necesario, si se quiere mantener el actual régimen de extracciones, garantizar la entrada por cabecera, a través de los ríos Vélez y Benamargosa, de unas aportaciones mínimas que garanticen la recuperación del acuífero.

5.- CALIDAD E INTRUSION

5.1. INTRODUCCION

Este apartado del estudio tiene por objeto conocer las características físico-químicas de las aguas subterráneas del acuífero del bajo aluvial y delta del río Vélez, así como describir los posibles procesos químicos que originan dichas características. De una forma especial, se aborda el problema de la intrusión salina, tan común en los acuíferos costeros de España.

Para ello se dispone de datos recogidos en estudios anteriores, especialmente el realizado por la Confederación Hidrográfica del Sur (MOPU, 1987) y en el que C.G.S. intervino ampliamente. También se han generado otros nuevos datos en el marco de este proyecto.

En el presente estudio se ha llevado a cabo una campaña de muestreo en nueve puntos y un total de diez muestras de aguas subterránea. Se han realizado determinaciones de pH, conductividad, sólidos disueltos, iones mayoritarios y especies nitrogenadas (nitratos, nitritos y amonio). En el anexo 5.1. se recogen estos resultados, juntos a otros de campañas anteriores.

El muestreo se ha realizado en el mes de Agosto de 1.988, utilizándose el tomamuestras en seis de los puntos y el equipo de extracción en aquellos puntos que disponían de él, tres en total.

El tomamuestras presenta la ventaja de recoger aguas estratificadas, a diferentes profundidades, permitiendo diferenciar aguas de naturaleza distintas (acuífero profundo y acuífero superficial, por ejemplo). Esta metodología presenta serios inconvenientes tales como mezcla de las aguas estratificadas al introducir el tomamuestras. Tam-

bién, al ser puntos no sometidos a extracción en los que se ha utilizado el tomamuestras, el agua captada puede ser estanca, con gran cantidad de materia en suspensión.

El muestreo mediante bombeo presenta la ventaja de no captar aguas estancas, pero el agua así tomada es representativa de todo el tramo acuífero, no pudiendo diferenciar naturalezas a distintas profundidades.

En el plano 5.1. se representan los puntos de agua muestreados y en las tablas nº 5.1., 5.2. y 5.3. se describen algunas características técnicas e hidrodinámicas, los resultados de los análisis y las relaciones iónicas de interés, respectivamente, correspondientes a esta campaña.

Para determinar la influencia de la intrusión marina, se han llevado a cabo dos campañas de registros continuos de la conductividad en las columnas de agua de sondeos. En el plano nº 5.2. se representa la situación de los puntos registrados en dichas campañas.

Estas campañas tuvieron lugar en los meses de Marzo y Agosto de 1.988. Se realizaron en estas fechas para poder determinar la evolución de la zona de influencia de la invasión marina tanto por comparación de los resultados de estas dos campañas como con los de las anteriores.

A partir de los datos recopilados y los generados en este proyecto, se han elaborado diferentes diagramas y mapas hidrogeoquímicos propios del estudio que nos ocupa (diagramas de Stiff, de Schoeller-Berkaloff, de Piper y mapas de isocontenidos, etc.).

TABLA Nº 5.1

CARACTERISTICAS TECNICAS DE LOS PUNTOS DE AGUA ANALIZADOS QUIMICAMENTE

NUMERO DE REGISTRO	NATURALEZA	COTA s. n. m. (m)	COORDENADAS LA/LO	PROFUN. (m)	DISTANC. AL CAUCE (m)	ZOCALO		ENTUBACION		RANURADO		ACUIFEROS CAPTADOS	USO DEL AGUA	CAUDAL (m ³ /h)	POTENCIA INSTAL. (C.V.)	TIPO DE CULTIVO (Ha)	OBSERVACIONES
						NATURA.	PROF. (m)	NATUR.	PROF. (m)	DEL METRO	AL METRO						
P-1/S-1	SONDEO	5,013	4066140 400555	15,5	350,0 (Dcha)	PIZARRAS	11,0	PVC	15,5	0	15,5	SUPERFICIAL	INVESTIG.	-	-	-	PROFUNDIDAD DE MUESTREO (1) 6-8 m (2) 12-14 m
P-1/S-6	SONDEO	4,995	4066365 401100	20,0	250,0 (Izda)	PIZARRAS	19,0	PVC	20,0	0	20,0	SUPERFICIAL	IDEM	-	-	-	PROFUNDIDAD DE MUESTREO 8-12 m
10 bis	SONDEO	2,999	4065655 400220	13,5	850,0 (Dcha)	PIZARRAS	11,0	PVC	12,5	0	12,5	SUPERFICIAL	IDEM				PROFUNDIDAD DE MUESTREO 4-6 m
13 bis	SONDEO	1,542	4065100 400555	44,0	700,0	ARCILLAS	39,0	PVC	43,4	23,4	43,4	PROFUNDO	IDEM	-	-	-	PROFUNDIDAD DE MUESTREO 20-25 m
23 bis	SONDEO	1,332	4065715 401730	31,0	450,0 (Izda)	PIZARRAS	27,0	PVC	31,0	0	9,0	SUPERFICIAL	IDEM	-	-	-	PROFUNDIDAD DE MUESTREO 8-16 m
P-2/S-1	SONDEO	8,880	4067100 400560	18,0	200,0 (Dcha)	PIZARRAS	17,0	PVC	18,0	0	18,0	SUPERFICIAL	IDEM				PROFUNDIDAD DE MUESTREO 10-13 m
H-6-14	SONDEO	6,366	4066433 400743	40,0	12,0 (Dcha)	NO LO CORTA	40,0	ACERO	43,0	19,0 23,0 34,0	21,0 32,0 43,0	SUPERFICIAL Y PROFUNDO	ABASTECI. DOMESTICO	288	180		1414 Dm ³ en 365 días profundidad de muestra tomada BOMBEANDO
H-6-15	SONDEO	6,356	4066436 400806	40,0	5,0 (Izda)		?	?	?	?	?	?	ABASTECI. DOMESTICO	80	180		2523 Dm ³ en 365 días profundidad de muestra tomada BOMBEANDO
H-6-16	POZO SONDEO	6,402	4066213 400753	10	35,0 (Dcha)	PIZARRAS C/cuarzo	40,0	HIERRO	61,0	?	?	SUPERFICIAL	AGRICULTU.	200	30 38	SIEMBRA (200)	960 Dm ³ en 120 días (8 m de puentecillo) muestra tomada BOMBEANDO

TABLA Nº 5.2

ANALISIS QUIMICOS LABORATORIO																
NUMERO REGISTRO	Li ⁺ (mg/l) (meq/l)	Na ⁺ (mg/l) (meq/l)	K ⁺ (mg/l) (meq/l)	Ca ²⁺ (mg/l) (meq/l)	Mg ²⁺ (mg/l) (meq/l)	NH ₄ ⁺ (mg/l) (meq/l)	CO ₃ ²⁻ (mg/l) (meq/l)	HCO ₃ ⁻ (mg/l) (meq/l)	SO ₄ ²⁻ (mg/l) (meq/l)	Cl ⁻ (mg/l) (meq/l)	NO ₃ ⁻ (mg/l) (meq/l)	NO ₂ ⁻ (mg/l) (meq/l)	CONDUCTIV. 25°C (µmhos/cm)	DUREZA (°FRANCE- SES)	SOLIDOS DISUELTOS (mg/l)	pH
P-1/S-1 (1)	0,00 0,00	64,00 2,78	0,50 0,01	210,00 10,48	45,00 3,70	0,47 0,03	0,00 0,00	382,00 6,26	255,00 5,31	85,00 2,40	180,00 2,90	0,00 0,00	1371,00	71,15	1221,97	7,20
P-1/S-1 (2)	0,00 0,00	480,00 20,88	3,30 0,08	100,00 4,99	40,00 3,29	1,20 0,07	0,00 0,00	549,00 9,00	304,00 6,33	465,00 13,12	100,00 1,61	0,42 0,01	2700,00	41,53	2042,92	7,50
P-1/S-6	0,00 0,00	75,00 3,26	0,00 0,00	205,00 10,23	55,00 4,52	0,57 0,03	0,00 0,00	435,00 7,13	250,00 5,21	99,00 2,79	210,00 3,39	0,04 0,00	1543,00	74,02	1329,61	7,10
P-2/S-1	0,00 0,00	47,00 2,04	0,00 0,00	150,00 7,49	40,00 3,29	0,34 0,02	0,00 0,00	401,00 6,57	163,00 3,40	57,00 1,61	64,00 1,03	0,00 0,00	1072,00	54,06	922,34	7,20
S-10 bis	0,00 0,00	75,00 3,26	0,10 0,00	240,00 11,98	50,00 4,11	1,10 0,06	0,00 0,00	394,00 6,46	307,00 6,40	99,00 2,79	240,00 3,87	0,00 0,00	1684,00	80,73	1406,20	7,30
S-13 bis	0,00 0,00	124,00 5,39	1,70 0,04	45,00 2,25	20,00 1,65	0,74 0,04	0,00 0,00	2,89 4,74	64,00 1,33	119,00 3,36	2,00 0,03	0,35 0,01	885,00	19,51	665,79	7,70
S-23 bis	0,00 0,00	180,00 7,83	2,60 0,07	125,00 6,24	50,00 4,11	1,30 0,07	0,00 0,00	663,00 10,87	237,00 4,94	82,00 2,31	35,00 0,56	0,68 0,01	1556,00	51,91	1376,78	7,70
H-6-14	0,00 0,00	48,00 2,09	0,00 0,00	130,00 6,49	40,00 3,29	0,30 0,02	0,00 0,00	333,00 5,46	165,00 3,44	58,00 1,64	76,00 1,23	0,00 0,00	1024,00	49,05	850,30	7,20
H-6-15	0,00 0,00	156,00 6,79	0,10 0,00	260,00 12,97	60,00 4,94	0,99 0,05	0,00 0,00	297,00 4,87	187,00 3,90	520,00 14,67	64,00 1,03	0,00 0,00	2220,00	89,86	1545,09	7,30
H-6-16	0,00 0,00	53,00 2,31	0,00 0,00	165,00 9,23	40,00 3,29	0,20 0,01	0,00 0,00	366,00 6,00	197,00 4,11	71,00 1,00	110,00 1,77	0,00 0,00	1174,00	57,82	1002,20	7,50

TABLA N° 5.3

RELACIONES IONICAS (Agosto 1988)

NUMERO REGISTRO	PROFUN. N.E. (m)	$\frac{Cl^-}{Na^+}$	$\frac{Cl^-}{Na^+ + K^+}$	$\frac{Cl^-}{HCO_3^-}$	$\frac{Cl^-}{SO_4^{2-}}$	$\frac{CO_3^{2-} + HCO_3^-}{Ca^{2+}}$	$\frac{CO_3^{2-} + HCO_3^-}{Ca^{2+} + Mg^{2+}}$	$\frac{Mg^{2+}}{Ca^{2+}}$	$\frac{Na^+}{Ca^{2+}}$	$\frac{Na^+ + K^+}{Ca^{2+} + Mg^{2+}}$	$\frac{Na^+}{K^+}$	icb*	icb* (-)	$\frac{SO_4^{2-}}{Ca^{2+}}$	$\frac{SO_4^{2-}}{Ca^{2+} + Mg^{2+}}$	SOLIDOS DISUELTOS	pH	CONDUCTIVIDAD (25°C) μ mhos/cm
P-1/S-1 (1)	5,62	0,36	0,86	0,38	0,45	0,60	0,44	0,35	0,27	0,20	217,70	-0,05	-0,16	0,51	0,37	1221,92	7,20	1371,00
P-1/S-1 (2)	5,62	0,63	0,63	1,46	2,07	1,80	1,09	0,66	4,18	1,53	247,39	-0,46	-0,59	1,27	0,76	2042,92	7,50	2700,00
P-1/S-6	6,05	0,86	0,86	0,39	0,54	0,70	0,48	0,44	0,32	0,22	-	-0,03	-0,16	0,51	0,35	1329,61	7,10	1543,00
P-2/S-1	8,13	0,79	0,79	0,25	0,47	0,88	0,61	0,44	0,27	0,19	-	-0,04	-0,27	0,45	0,32	922,34	7,20	1072,00
S-10 bis	2,91	0,86	0,86	0,71	0,44	0,54	0,40	0,34	0,27	0,20	1275,61	-0,03	-0,16	0,53	0,40	1406,20	7,30	1684,00
S-13 bis	1,58	0,62	0,62	0,47	2,52	2,11	1,22	0,73	2,40	1,39	124,06	-0,34	-0,61	0,59	0,34	665,79	7,70	885,00
S-23 bis	1,04	0,30	0,29	0,21	0,47	1,74	1,05	0,66	1,26	0,76	117,21	-0,34	-2,42	0,79	0,48	1376,78	7,70	1556,00
H-6-14	8,0	0,78	0,78	0,30	0,48	0,84	0,56	0,51	0,32	0,21	-	-0,04	-0,28	0,53	0,35	850,30	7,20	1024,00
H-6-15	8,0	2,16	2,16	3,01	3,77	0,38	0,27	0,38	0,52	0,38	12653,27	+0,80	+0,54	0,30	0,22	1545,09	7,30	2220,00
H-6-16	8,0	0,87	0,87	0,33	0,49	0,73	0,52	0,40	0,28	0,20	-	0,03	-0,15	0,50	0,36	1002,20	7,50	1174,00

* icb = $\frac{rCl^- + r(Na^+ + K^+)}{r(SO_4^{2-} + HCO_3^- + NO_3^-)}$

** icb (-) = $\frac{rCl^- - r(Na^+ + K^+)}{rCl^-}$

Con carácter específico, se han confeccionado mapas de isoconductividad para diferentes años y distintas épocas del año, para estudiar la evolución de la intrusión marina.

5.2. CALIDAD QUIMICA DEL AGUA

La descripción de las características químicas de las aguas subterráneas de la zona de estudio se realiza en base a los análisis químicos de las muestras correspondientes a la campaña de Agosto de 1988. Se tomaron 10 muestras en 9 puntos de agua (6 piezómetros del S.G.O.P., 1 sondeo destinado a riego y 2 sondeos de abastecimiento). En el plano 5.3. se representan los sondeos muestreados, así como algunas características de interés.

Las aguas subterráneas del acuífero del cuaternario de los aluviales y delta de los ríos Benamargosa y Vélez son de naturaleza bicarbonatada cálcico-magnésica, observándose una tendencia geoquímica.



que se pone de manifiesto claramente tras la confluencia de los ríos Vélez y Benamargosa y de forma más intensa en el delta. En las figuras nº 5.1., 5.2., 5.3. y 5.4. se representan los diagramas de Piper correspondientes a los diferentes tramos individualizados en el citado acuífero (MOPU, 1987).

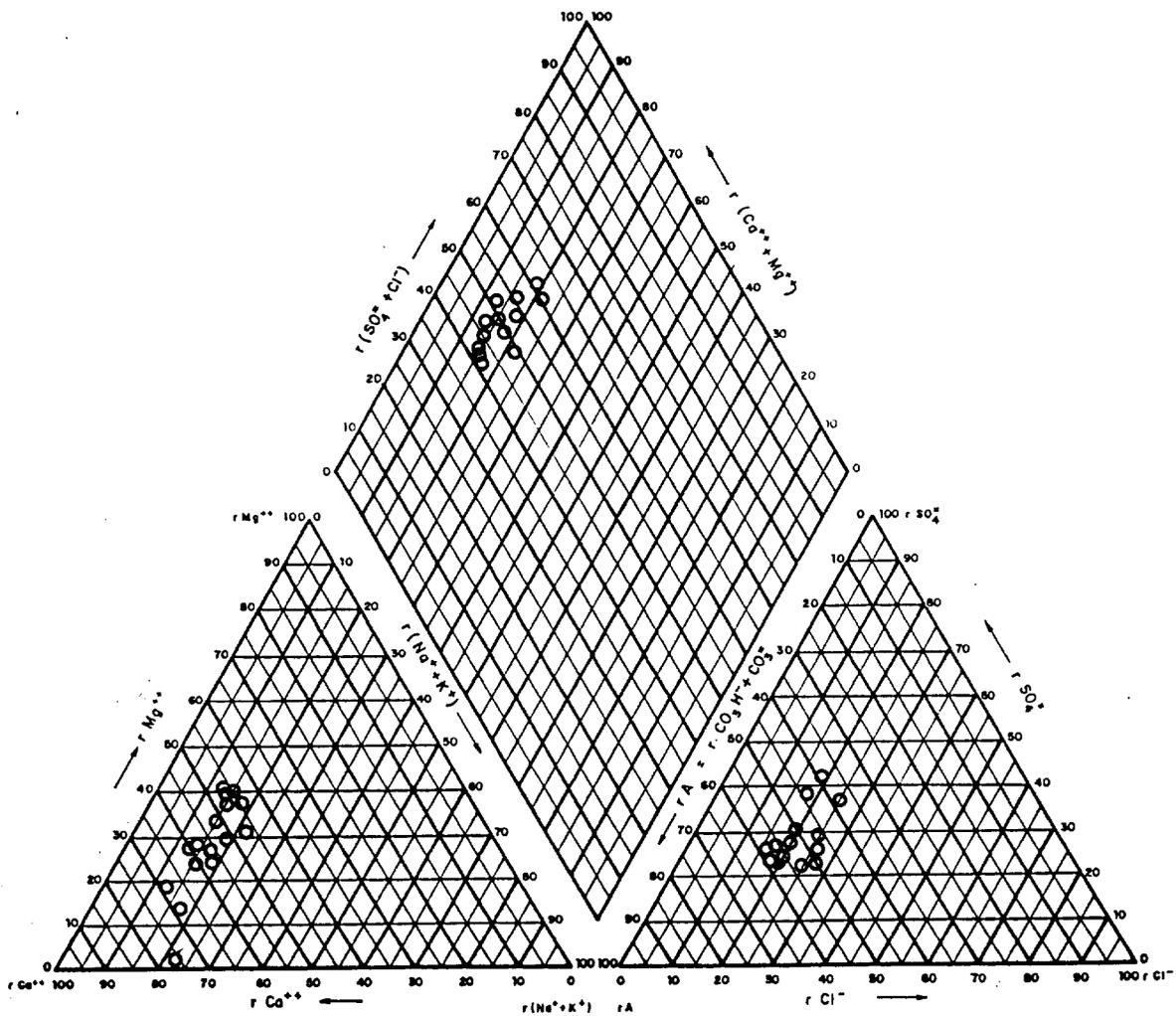


Fig. 5.1. DIAGRAMA DE PIPER-HILL-LANGELIER
 - Zona del Alto Benamargosa -

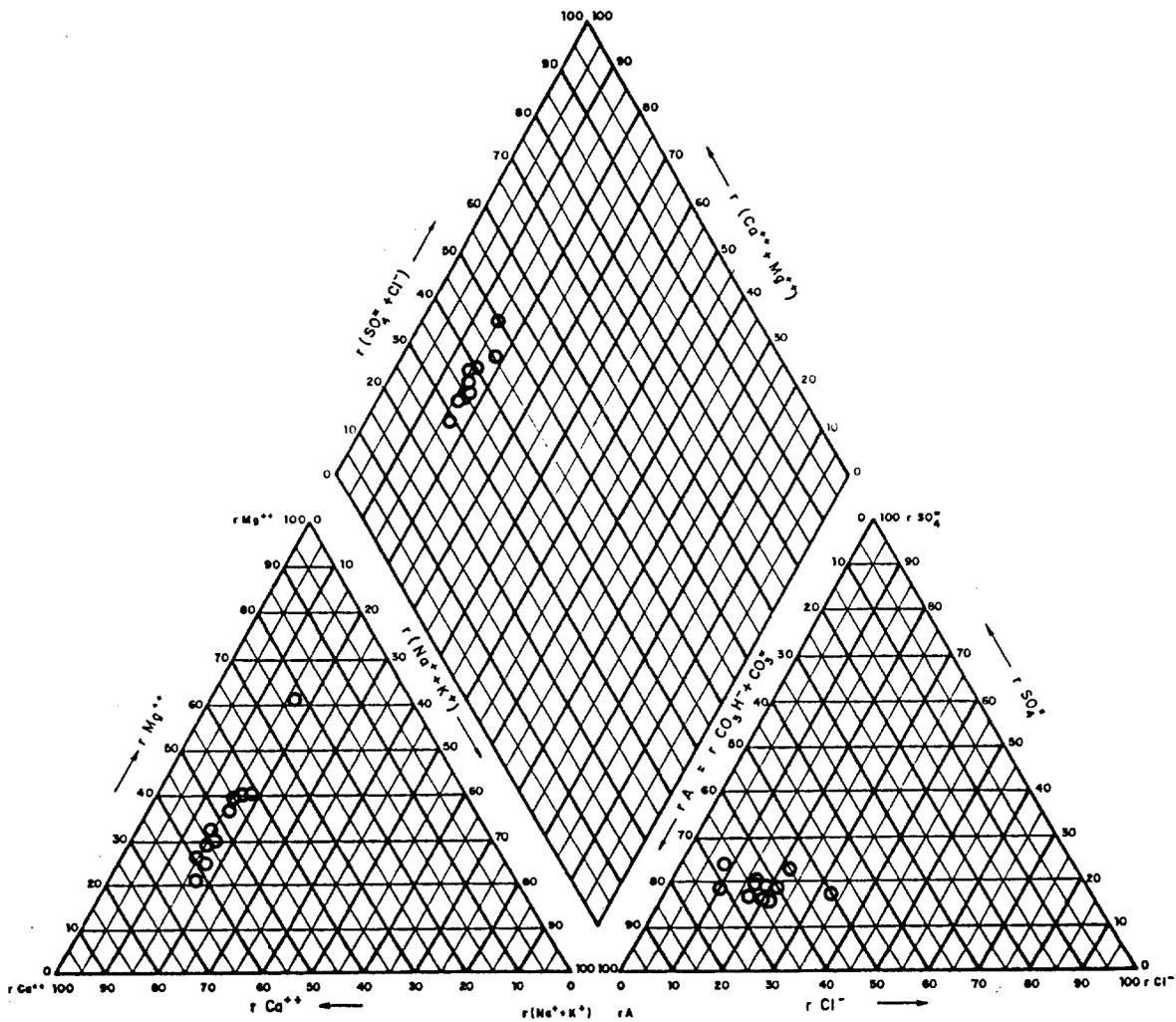


Fig. 5.2. DIAGRAMA DE PIPER-HILL-LANGELIER
- Zona del Alto Velez -

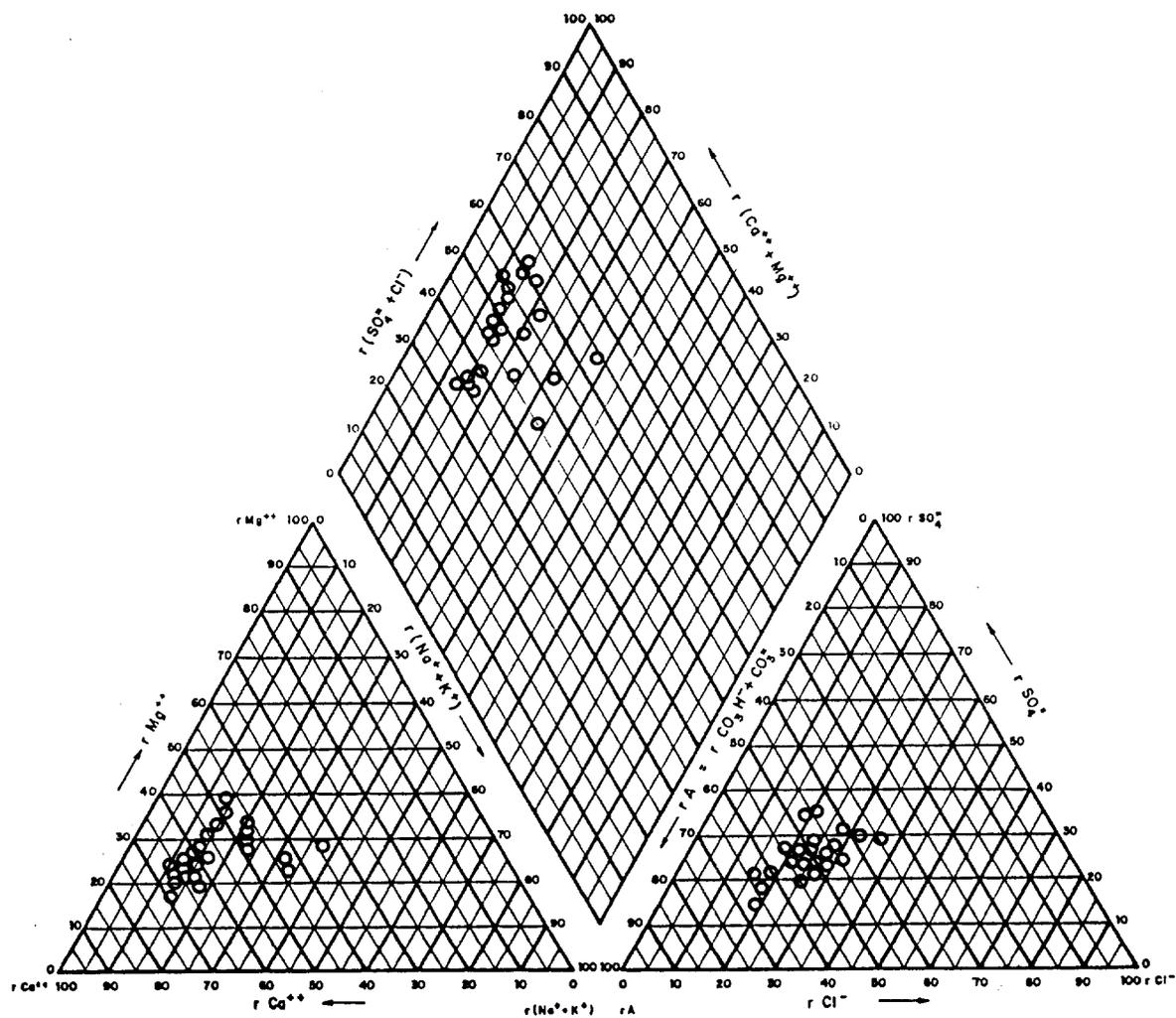


Fig. 5.3. DIAGRAMA DE PIPER-HILL-LANGELIER

- Zona del Velez Medio -

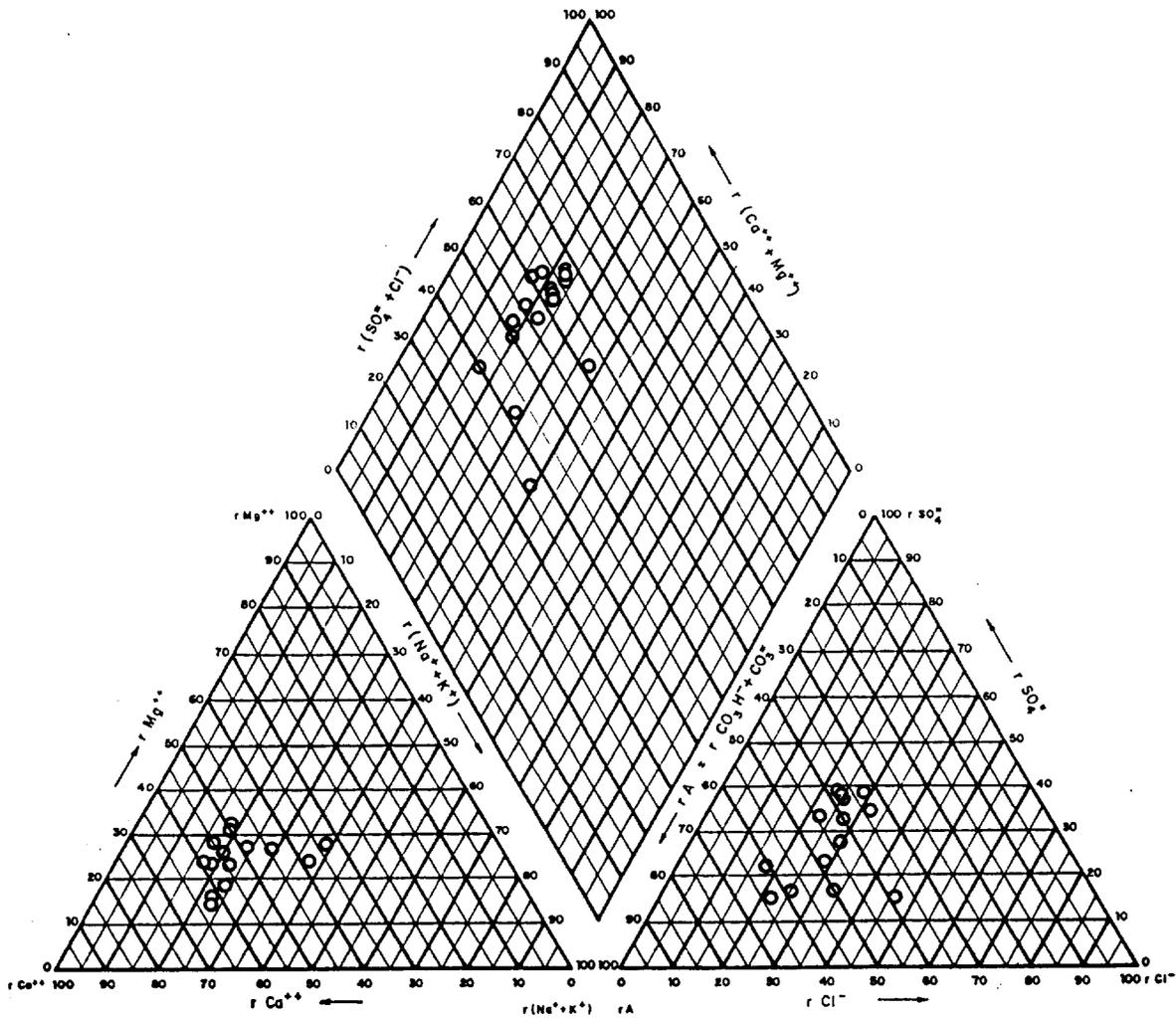


Fig. 5.4. DIAGRAMA DE PIPER-HILL-LANGELIER

- Zona del Delta y Bajo Velez -

La zona de estudio del presente proyecto corresponde a la figura 5.4, bajo aluvial y delta del río Vélez. En los planos n° 5.4., 5.5. y 5.6 se representan los mapas de diagramas de Stiff, de la campaña realizada en el estudio del MOPU, 1987 y en las figuras n° 5.5., 5.6. y 5.7., los diagramas de Schoeller-Berkaloff, correspondientes a dicha zona.

Los análisis químicos de la campaña de Agosto de 1988, están en consonancia con los resultados anteriores. Las aguas subterráneas son de duras a extremadamente duras, notablemente mineralizadas y de naturaleza fundamentalmente bicarbonatada cálcica, aunque con importantes porcentajes de sulfatos en algunos casos. (Ver figura n° 5.8. y plano n° 5.7.).

En la figura n° 5.9. Diagrama de Schoeller-Berkaloff, puede observarse claramente el predominio de esta facies entre las muestras. Estas aguas, en general, tienen una dureza comprendida entre 50 y 80°F, un total en sólidos disueltos entre 850-1.400 mg/l y conductividades de 1.000-1.700 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (25°C). El pH oscila entre 7,1 y 7,7 observándose los mayores valores en las proximidades de la costa.

Respecto a los rangos de variación de los aniones mayoritarios, los bicarbonatos oscilan entre 350 y 430 mg/l, los sulfatos 170-300 mg/l y los cloruros 60-100 mg/l. La concentración en nitratos, en general muy elevada y variable de unos puntos a otros, oscila entre 60-240 mg/l, y los nitritos, apenas presentes, nunca llegan a 1 mg/l.

De los cationes mayoritarios, el calcio es el predominante con contenidos de 130-240 mg/l; con valores constantes, 40-45 mg/l, el magnesio y el sodio oscila entre 50-75 mg/l. El potasio y el amonio son los cationes minoritarios, superando raramente 1 mg/l.

Existen una serie de muestras con características hidroquímicas diferenciables del resto (S-23 bis, S-13 bis, P1-S1(2) y H-6-15). En general, presentan mayores contenidos en Na^+ y/o Cl^- . (Ver figuras nº 5.8. y 5.9).

Estas muestras no responden a la existencia de mezcla con agua marina. El carácter de estas muestras puede tener su origen en la mezcla con aguas de formación, cloruradas sódicas, retenidas en las pizarras y arcillas que conforman el substrato impermeable general del acuífero. Este hecho se pone de manifiesto en los registros de conductividad del agua de algunos sondeos penetrantes y que se tratará más adelante. Se observa cómo, para los tramos ranurados, los incrementos de conductividad más significativos coinciden con los citados tramos de arcillas grises y pizarras.

La muestra tomada en el sondeo S-23 bis corresponde al cuífero superficial. Presenta una facies bicarbonatada sódica-cálcica. La elevada concentración en Na^+ respecto al resto de las muestras, un índice de cambio de bases muy negativo (-2,42) y elevado pH de 7,7, nos lleva a pensar que este agua ha sufrido un proceso modificador de cambio de bases con las arcillas, aunque este puede haberse producido en la misma botella de la muestra. También tiene un contenido en bicarbonatos superior al resto de las muestras, tal vez debido a procesos de disolución de carbonato cálcico, presente en la muestra en suspensión (muestra cogida con tomamuestras), favorecidas por el largo tiempo de almacena-

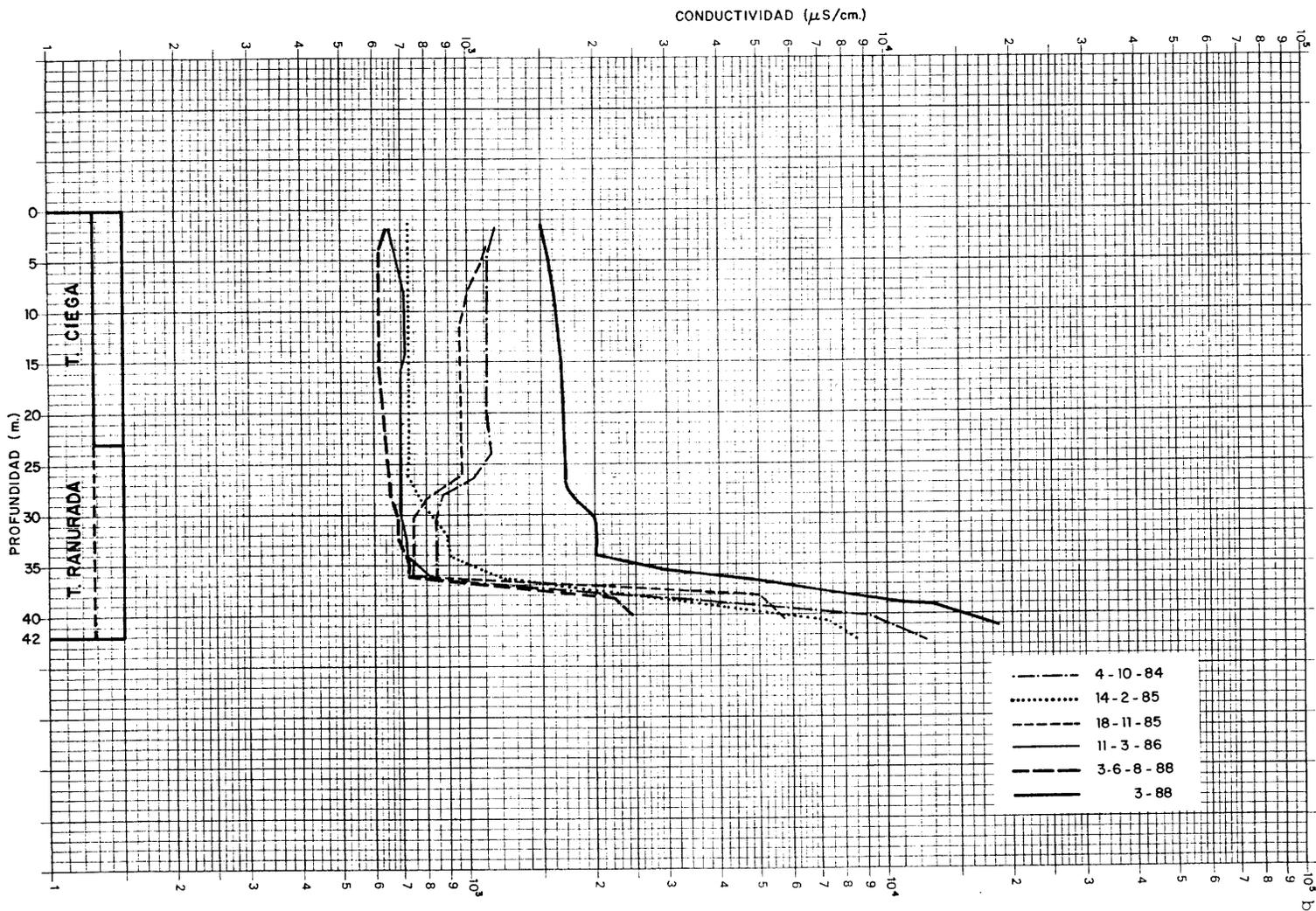
miento de la muestra y las altas temperaturas a las que se encontraba (Agosto-Octubre, 1988).

La muestra tomada en el sondeo S-13 bis, con tramo ranurado en el acuífero profundo, presenta una facies bicarbonatada sódica. Este sondeo, muy próximo a la costa, presenta una conductividad más baja que el resto de las muestras (885 $\mu\text{S}/\text{cm}$). Igualmente contiene los valores más bajos en sólidos disueltos (665 mg/l) y dureza (20°F). El pH es de 7,7 y el contenido en cloruros superior a la mayoría de las muestras y netamente inferior a las muestras de interior (P1-S1(2) y H-6-15), tomadas en profundidad y bombeando, respectivamente. Todo esto unido al hecho de que los registros de conductividad en este punto experimentan "saltos" significativos, apoyan la hipótesis del origen de la salinidad en las aguas congénitas de las pizarras y arcillas (arcilla en este caso). (Ver figura n° 5.12).

El sondeo P1-S1 es totalmente penetrante, capta únicamente al acuífero superficial. En éste se tomaron dos muestras, una superficial y otra profunda. La superficial responde a la facies dominante bicarbonatada cálcica. La muestra tomada en profundidad, por el contrario, es de naturaleza clorurada-bicarbonatada sódica (ver figuras n° 5.8. y 5.9). Presenta contenidos en sodio y cloruros muy superiores al resto de las muestras.

La relación $[\text{rCl}^-/\text{rNa}^+] = 0,6$ y las relaciones $[\text{rCl}^-/\text{rHCO}_3^-] = 1,46$ y $[\text{rCl}^-/\text{rSO}_4^{2-}] = 2,07$, son mucho mayores al resto. Además está muy alejada del mar, esto implica un origen clorurado sódico, con origen en aguas congénitas, de acuerdo con lo expuesto anteriormente.

Fig. 5.12. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-



La muestra correspondiente al sondeo H6-15 es de naturaleza sulfatada-clorurada cálcica. Se caracteriza por un elevado contenido en los iones sodio y cloruro, siendo la relación $[rCl^-/rNa^+] = 2,16$. Este hecho unido a la gran distancia que se encuentra del mar y a que la muestra fue tomada mediante el equipo de extracción, con la correspondiente mezcla de agua, apuntan a la hipótesis citada de existencia de una facies clorurada sódica, asociada a las arcillas grises y pizarras.

5.3. INTRUSION MARINA

En este apartado del estudio se trata el fenómeno de la intrusión marina, su evolución en el tiempo y en el espacio.

Para ello se han llevado a cabo dos campañas de registros de conductividad del agua en varios sondeos.

La primera de ellas se realizó en Marzo de 1988, registrándose 23 puntos y la segunda campaña tuvo lugar en Agosto del mismo año, sobre un total de 20 sondeos, 15 de ellos comunes a la campaña anterior.

También se dispone de los resultados de campañas similares realizadas, con carácter mensual, entre Julio de 1984 y Marzo de 1986, dentro del estudio de MOPU, 1987.

Todos los resultados correspondientes a estas campañas se recogen en el anexo 5.2.

El análisis comparativo de estos resultados nos lleva a considerar dos factores de salinización.

El primero de ellos y del que ya se hizo mención en apartados anteriores, puede tener su origen en las aguas congénitas de las "arcillas grises" y pizarras que conforman el fondo impermeable del acuífero.

Esta hipótesis viene apoyada por el hecho de que existen sondeos con aguas extremadamente salinas a profundidades a las que se alcanza el citado zócalo paleozoico o el contacto de este con las "arcillas grises". Este hecho se produce de forma generalizada en la margen derecha del río Vélez (S-6, S-8, S-9, S-10 bis, S-12, S-13 bis, S-16, S-151

bis, S-152, S-153, S-155 bis(1), S-157, S-158, S-159, P1-S1). En las figuras n° 5.10 al 5.20 se representan los registros de algunos de estos sondeos para diferentes fechas.

Puede apreciarse que todas las muestras, según normas Riverside, pertenecen a la categoría C3-S1, es decir, corresponden a aguas altamente salinas que pueden usarse en la mayoría de los suelos sin riesgo de alcanzar elevadas concentraciones de sodio intercambiable, aunque habría que realizar una selección de plantas muy tolerantes a las sales.

Según la clasificación de Stabler, atendiendo al índice de Scott (Standard Methods of Chemical Analysis, 1927), las aguas correspondientes a las muestras H-6-14 y H-6-16, son BUENAS y pueden utilizarse muchos años sin riesgo de acumulación de sales y la correspondiente a H-6-15 es MEDIOCRE, debiendo existir un buen drenaje en el suelo regado con ella.

En el plano n° 5.8. se representa la situación de los perfiles de sondeos en los que se han realizado registros de conductividad y en los planos n° 5.9. a 5.13. se representan dichos registros contrastados con los cortes litológicos de cada perfil.

El segundo factor de salinización lo constituye la situación del agua marina. Este fenómeno ya se puso de manifiesto con el estudio del MOPU (1987).

A partir de todos estos registros se han elaborado mapas de isoconductividades, para diferentes fechas, tanto para el acuífero profundo como para el superficial, (ver planos del n° 5.14 al 5.27).

Fig. 5.10. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-6

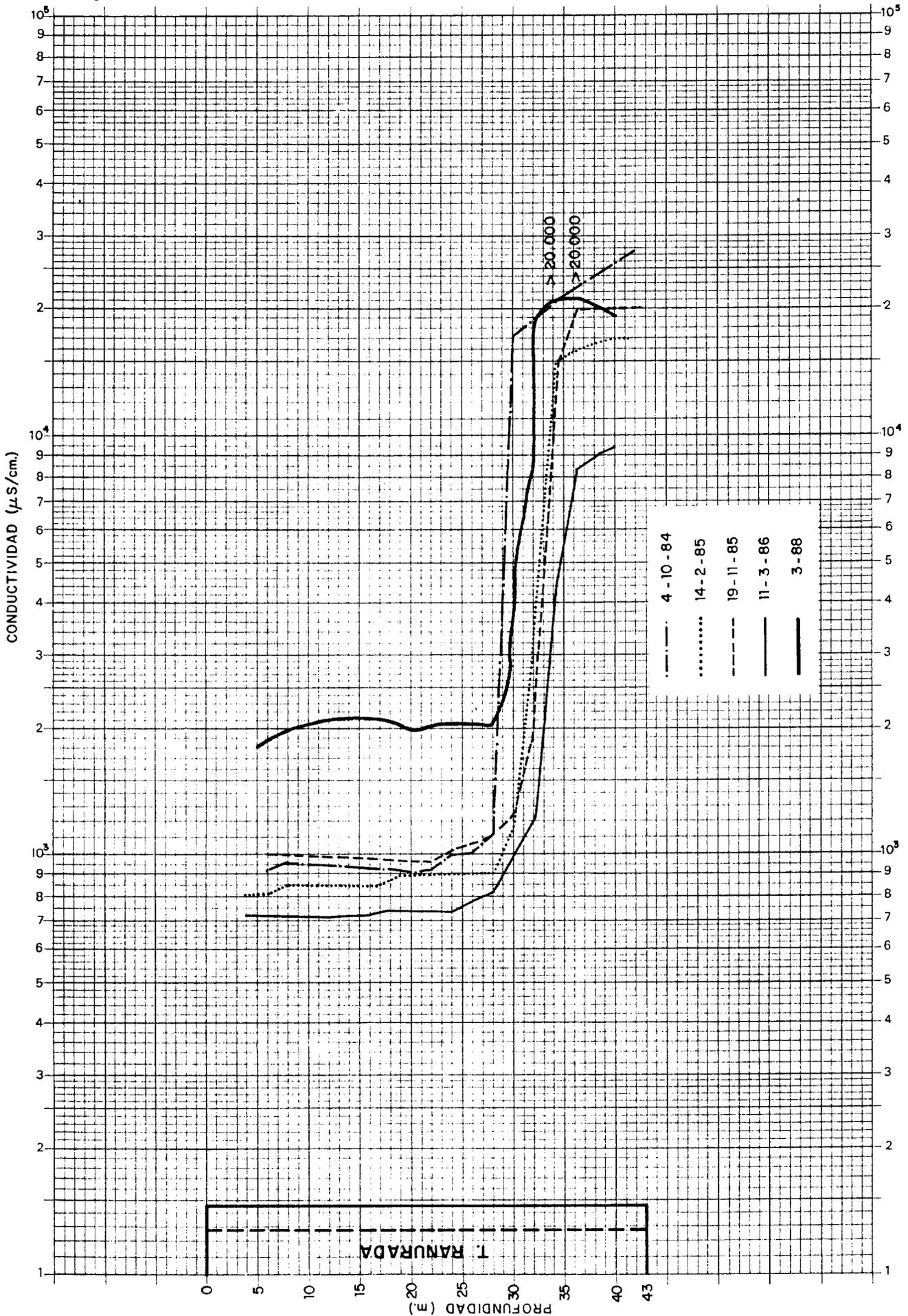


Fig. 5.11. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-8

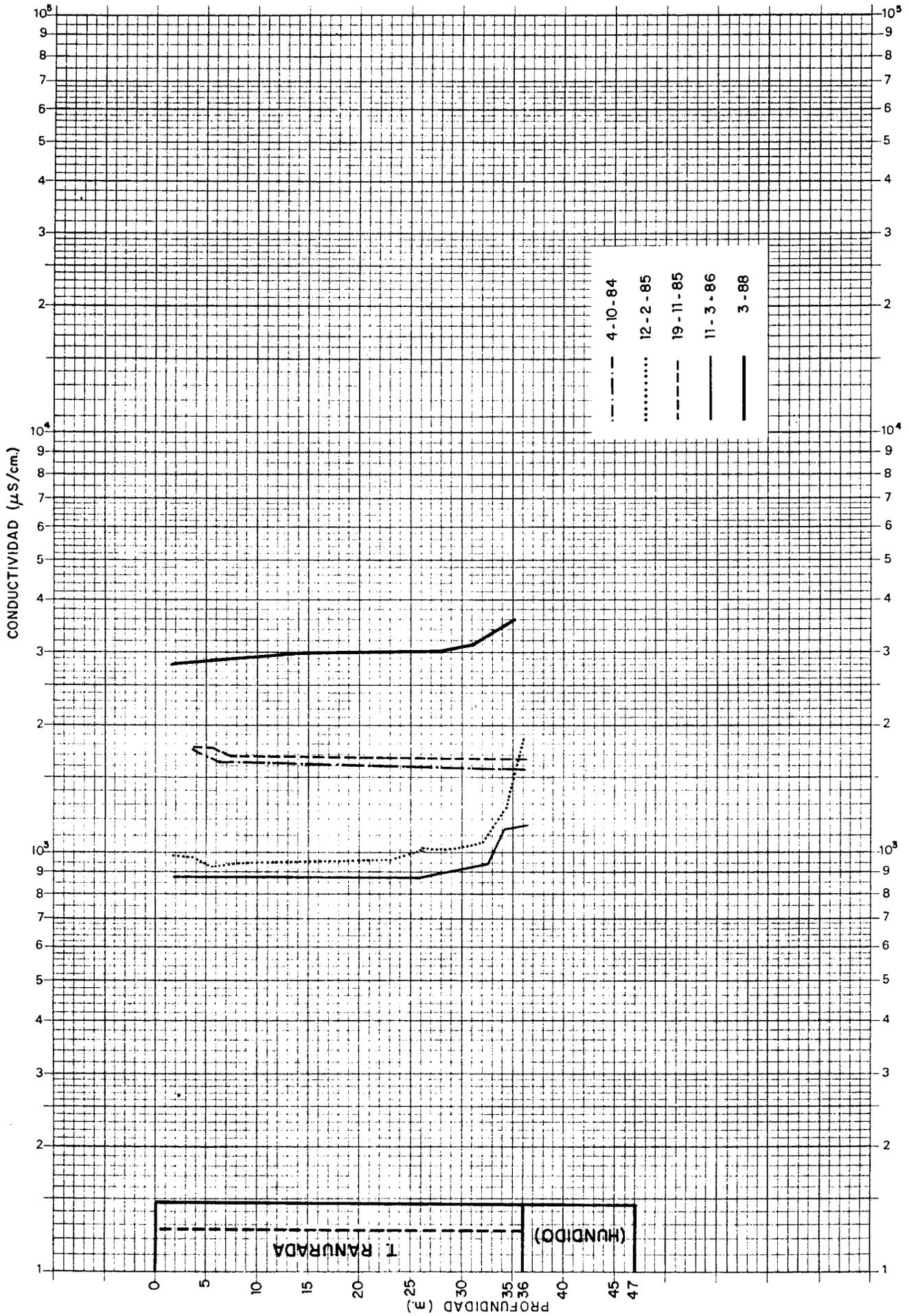


Fig. 5.13. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-16

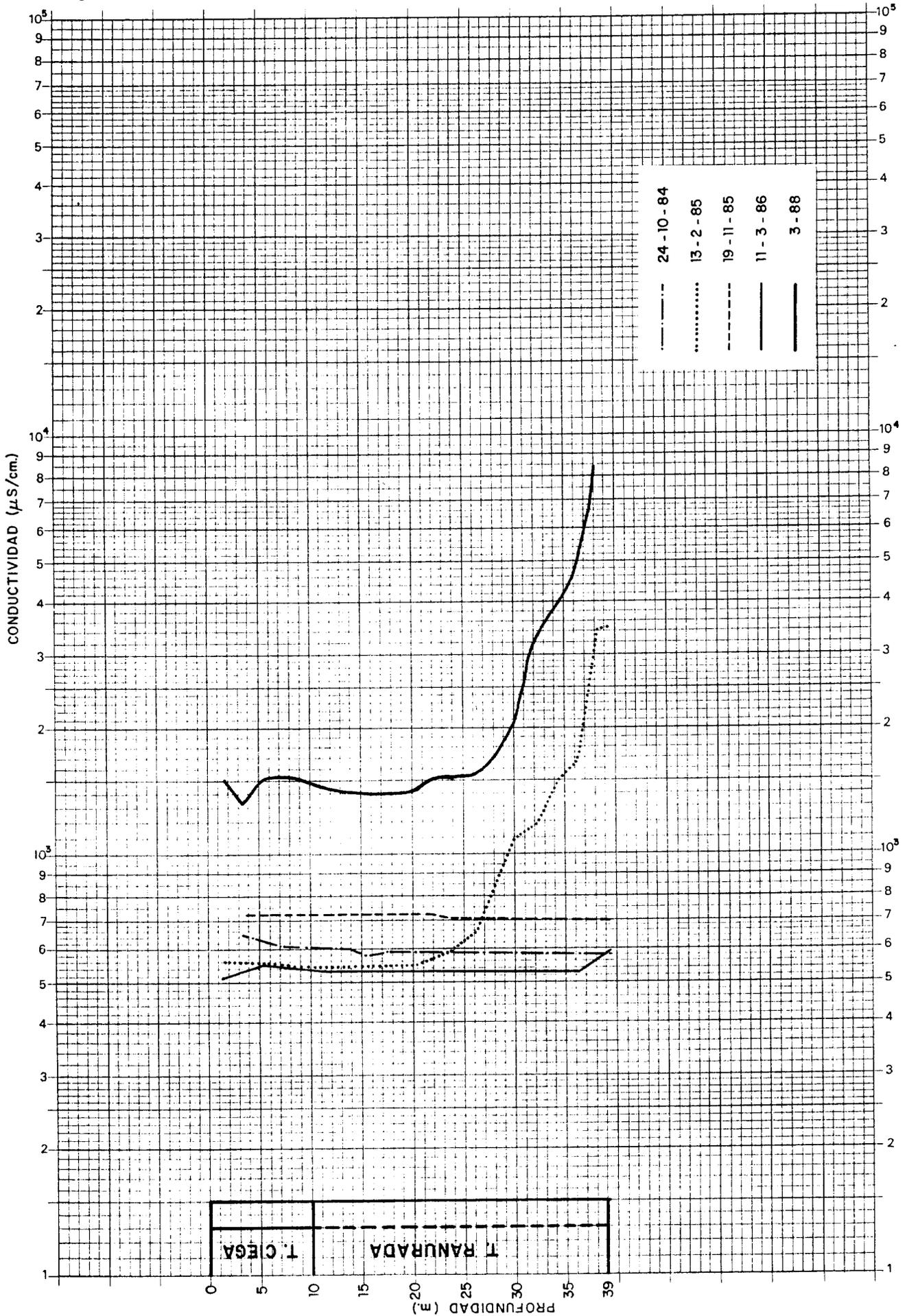


Fig. 5.14. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-21

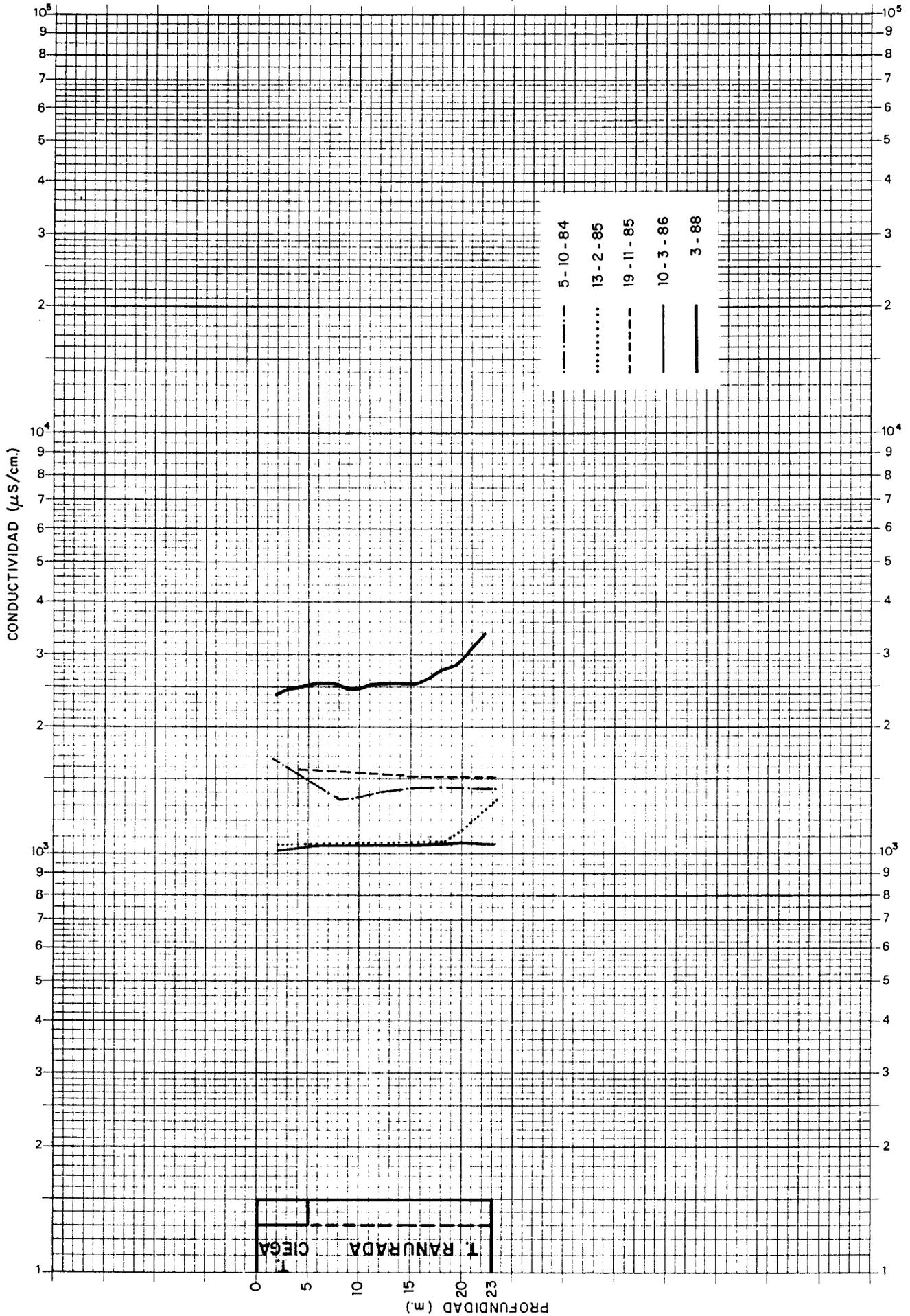


Fig. 5.15. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-151

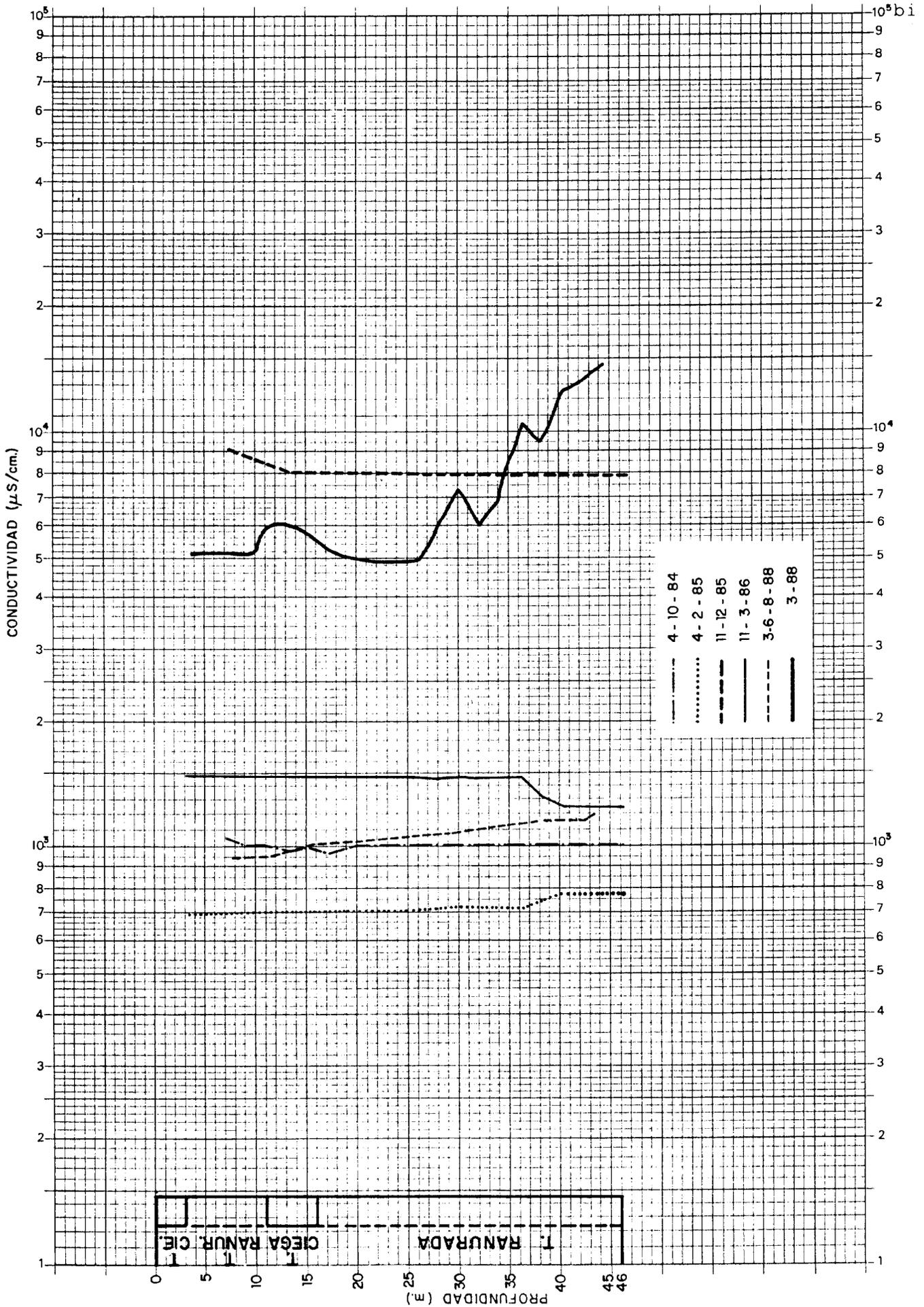


Fig. 5.16. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-152

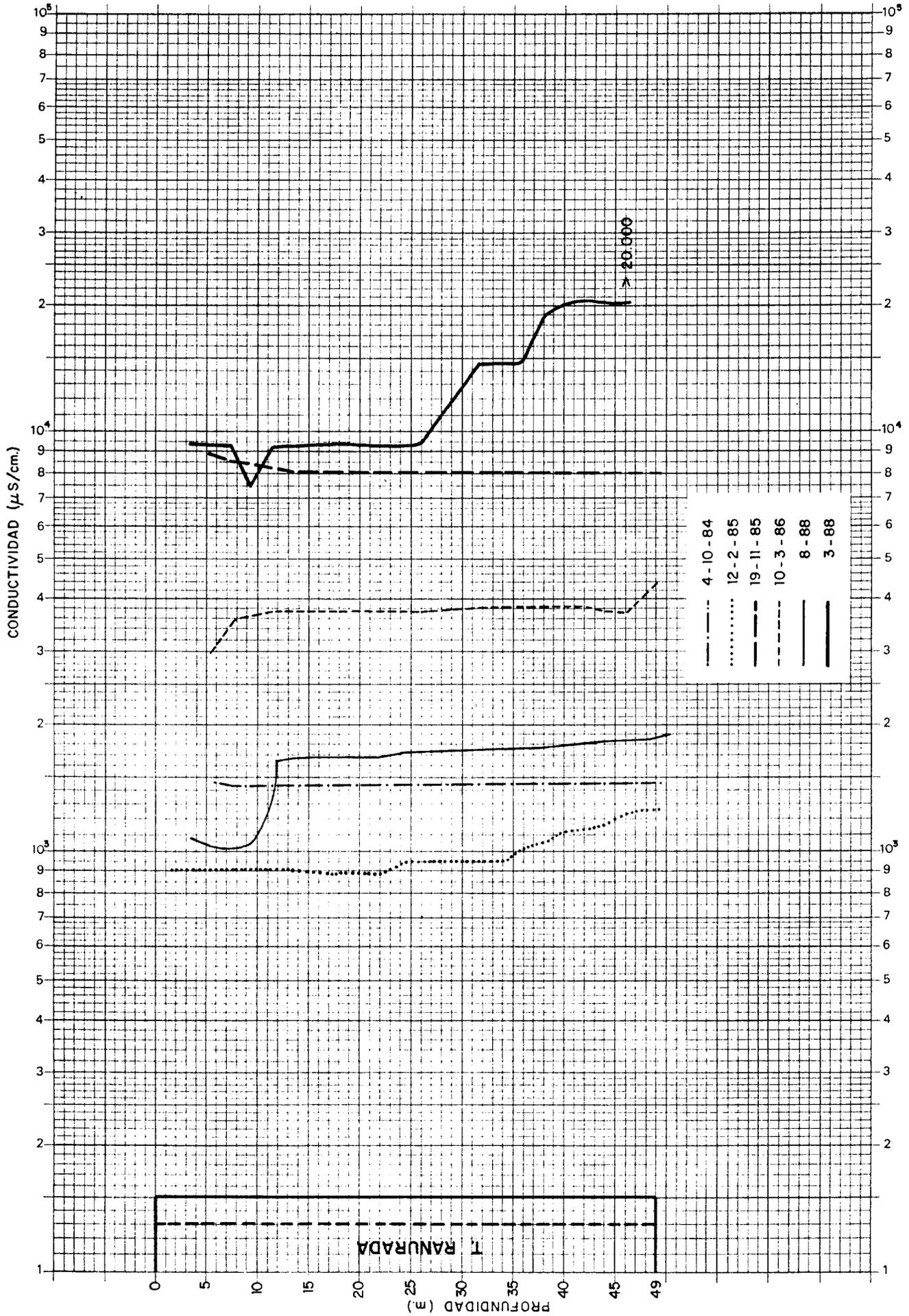


Fig. 5.17. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-15.

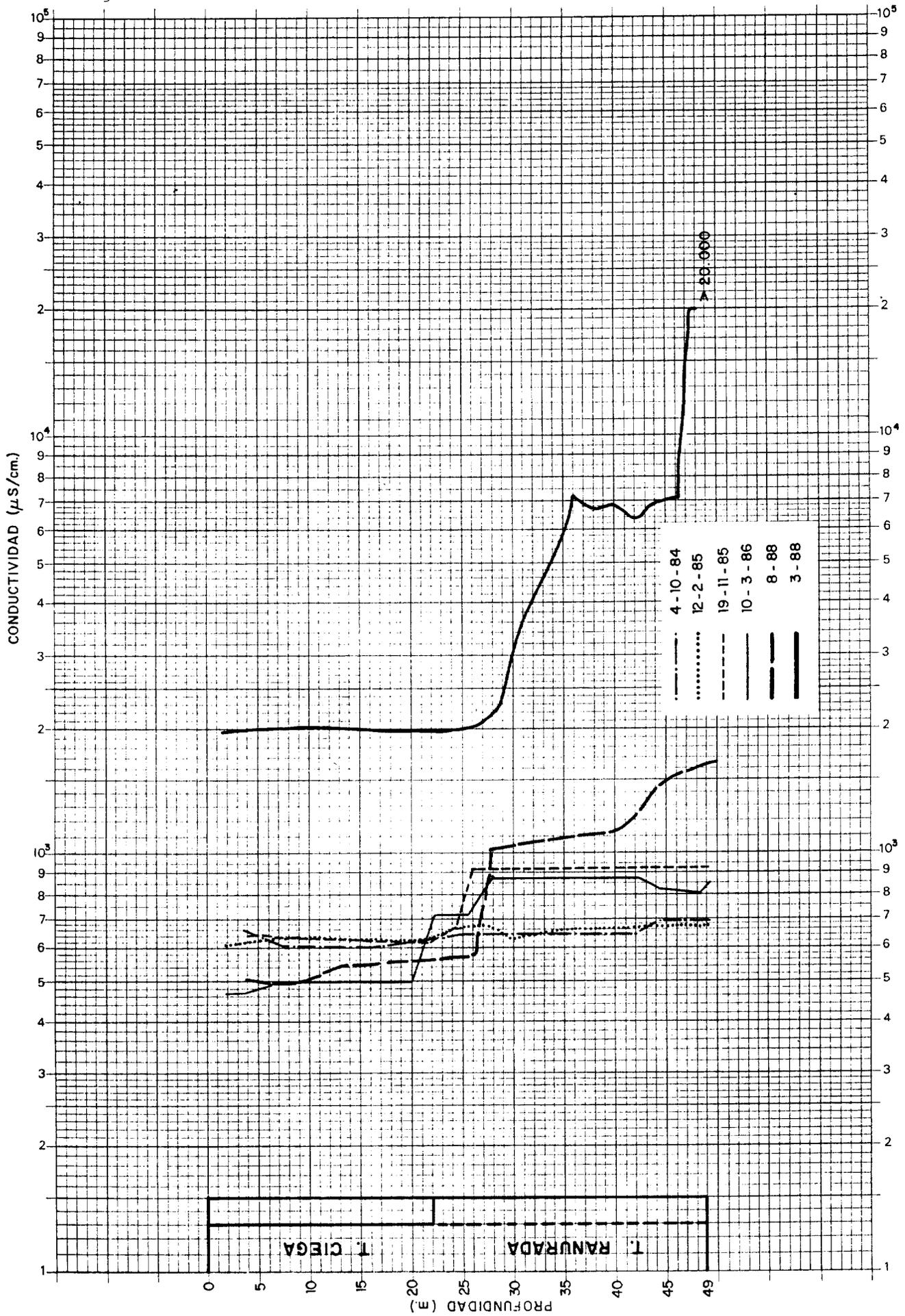
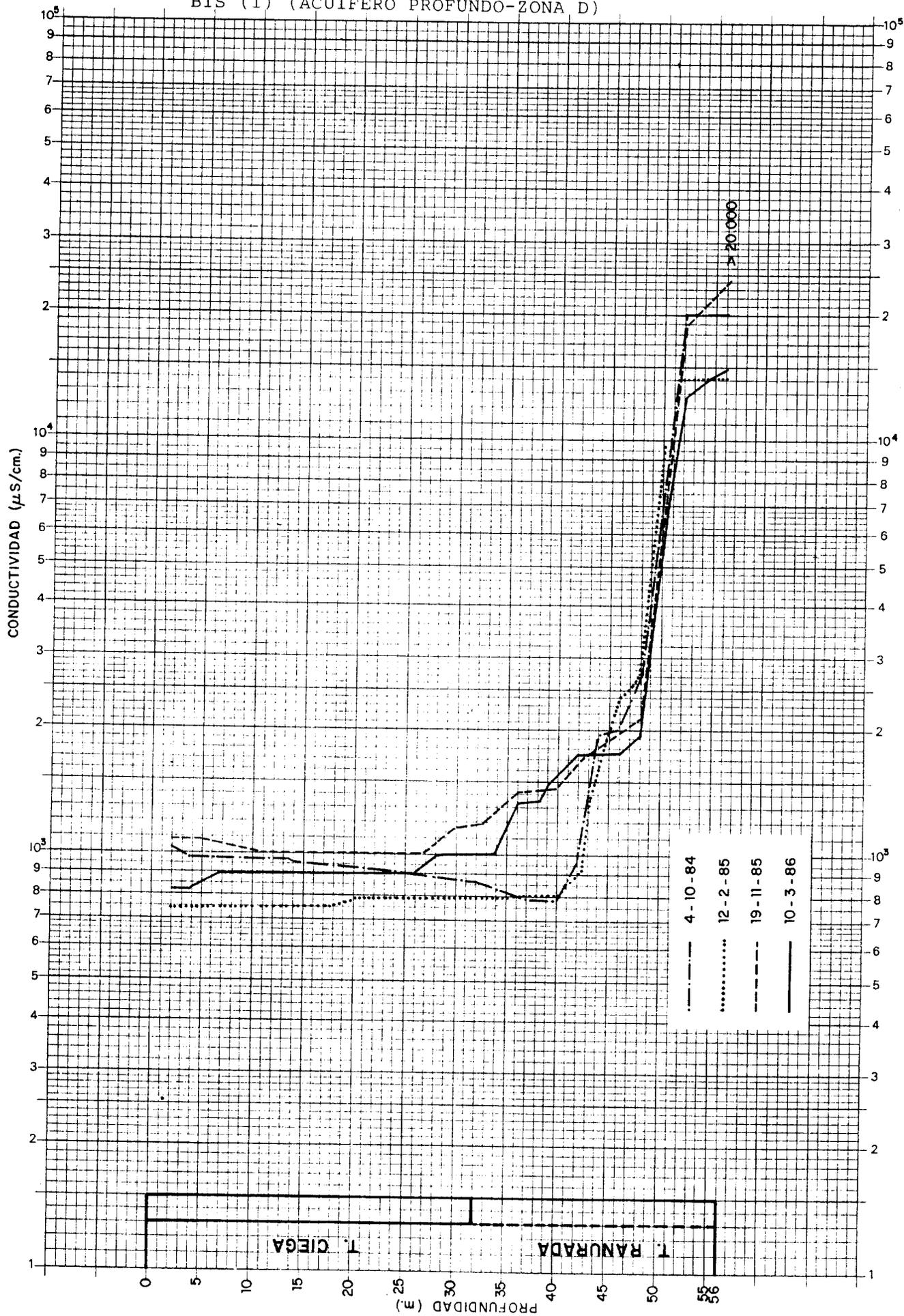


Fig. 5.18. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-155 BIS (1) (ACUIFERO PROFUNDO-ZONA D)



2146

ms [C] m

oda x f

ic pap

Semi-

x 80 di

re 3 p

mi log

tes + F

os x 8i

itrico

apel se

Fig. 5.19. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-157 (ZONA D)

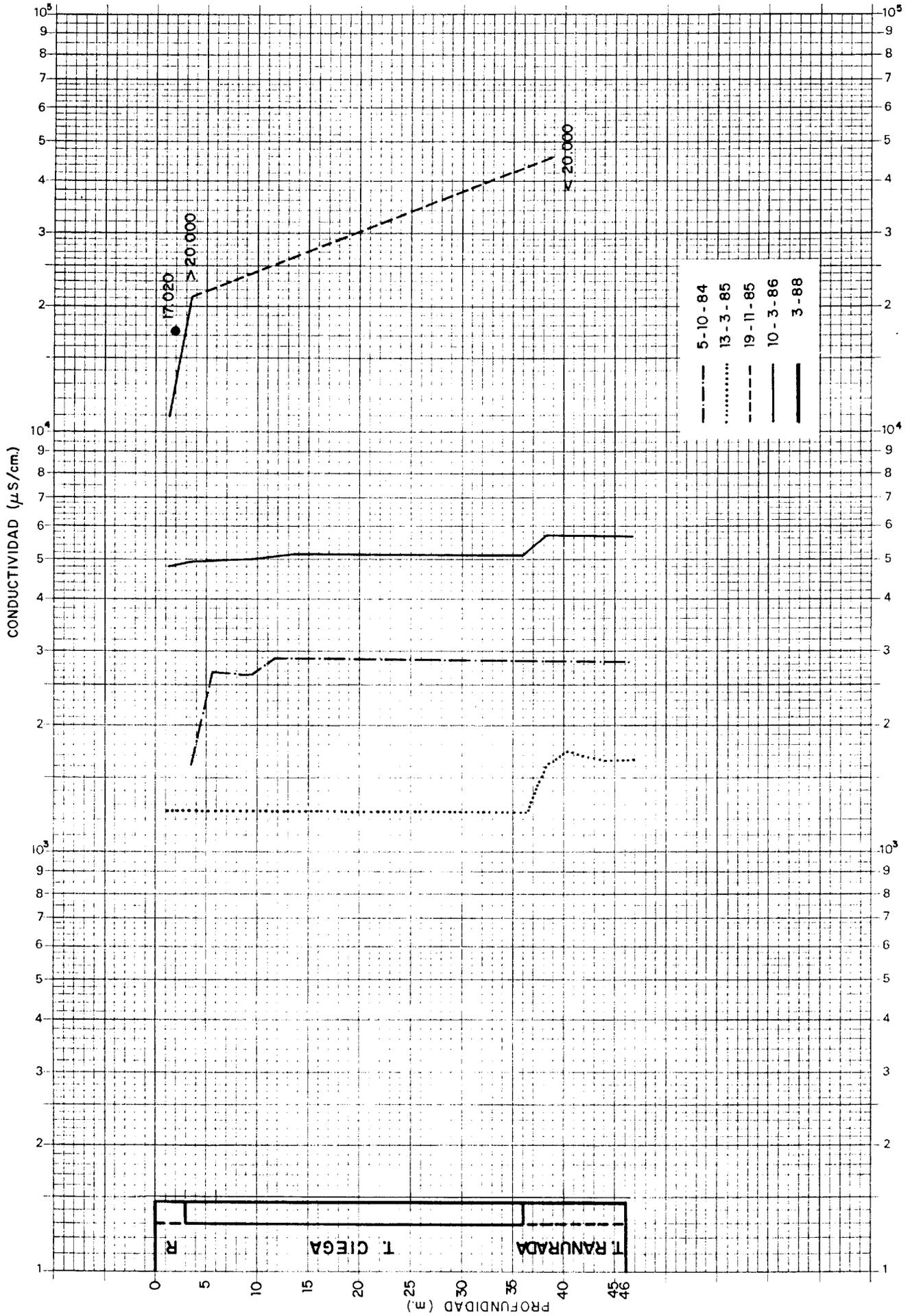
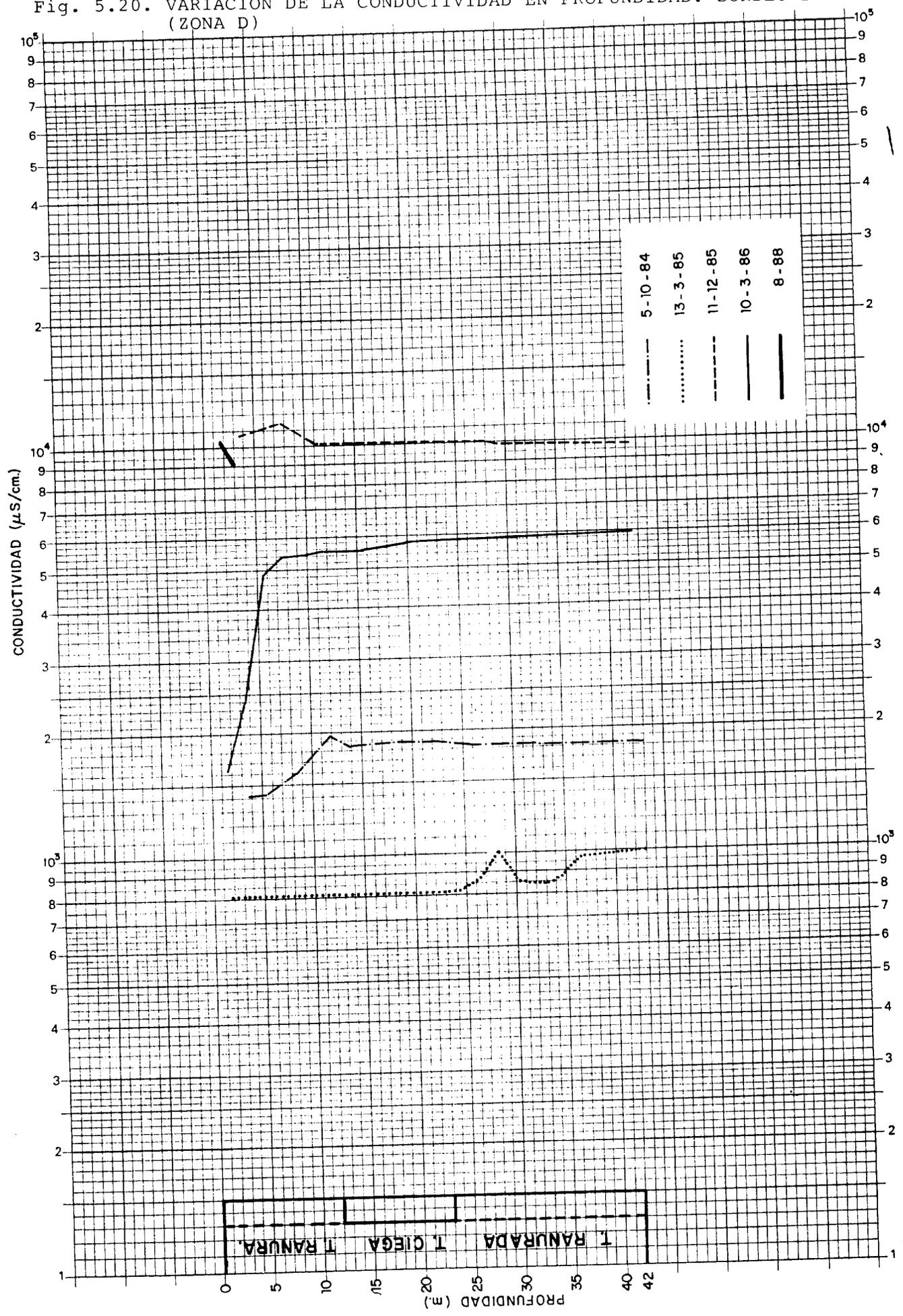


Fig. 5.20. VARIACION DE LA CONDUCTIVIDAD EN PROFUNDIDAD. SONDEO S-159 (ZONA D)



2146



Papel semi-logarítmico 3 periodos x 80 divisiones • Paper semi-logarithmic 3 periods x 80 divisions • Semi-logarithmic paper 3 periods x 80 divisions • Paper semi-logarithmic 3 periods x 80 divisions • Semi-logarithmic paper 3 periods x 80 divisions

Se pone de manifiesto la existencia de un período de intrusión entre Noviembre de 1984 y Diciembre de 1985, coincidiendo con una época de escasez de precipitaciones y, por tanto, de aportaciones del río Vélez.

Puede apreciarse cómo en la campaña de Agosto de 1988, se reproduce una situación análoga a la registrada en el verano de 1985, donde las mayores conductividades registradas en el acuífero superficial rondan los 2.000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ y 1.000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ para el profundo. (Ver planos n° 5.16., 5.20. y 5.23., 5.27).

Para la campaña de Marzo de 1988, se pone de manifiesto una influencia de la invasión marina con una magnitud superior a la registrada para las mismas fechas en los años 1985 y 1986, aunque con una extensión en superficie inferior al límite de máxima influencia, detectado en Diciembre de 1984. En general se observa un avance interanual de la intrusión para estas fechas. ver planos n° 5.15., 5.18. y 5.19).

Así, del estudio conjunto de la información disponible se puede concluir, de forma general, que el proceso de intrusión salina se produce en el acuífero superficial, dados los siguientes hechos:

- Los sondeos con tramo ranurado en el acuífero profundo carecen de fenómenos de salinización de importancia; máxima cuando uno de ellas, S-13 bis, está muy próximo a la costa. Este hecho está respaldado por los resultados analíticos de una muestra tomada en el mismo y que no responde a una mezcla con agua marina.

- Los sondeos con tramos ranurados en el acuífero superficial y profundo situados dentro de la zona de influencia de intrusión marina, presentan salinidades altas en toda la columna de agua, con una gradación decreciente de la conductividad con la profundidad.
- La zona de influencia de invasión marina es variable, estando íntimamente relacionada con los períodos de recarga y extracciones del acuífero, especialmente con las aportaciones del río Vélez, dada la relación hidrodinámica de éste con su aluvial. En el plano n° 5.28. se ha representado esta zona de influencia para el periodo de estudio Julio-1984 a Marzo-1986 y para Marzo de 1988, respectivamente.

Para el primero de ellos se ha tomado como límite la envolvente a las isolíneas de conductividad 8000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ para las diferentes campañas y las isolíneas del mismo valor para la campaña de Marzo de 1988.

5.4. CALIDAD PARA USO HUMANO Y AGRICOLA

Como ya se ha comentado, de las muestras analizadas en la campaña de Agosto de 1988, dos pertenecen a sondeos destinados a abastecimiento de las poblaciones de Vélez-Málaga y Rincón de la Victoria (H6-14/15) y otra a un sondeo de riego (H6-16).

Teniendo en cuenta la reglamentación del Código Alimentario Español (B.O.E. fecha 29 de Junio 1982-nº 154), todas las muestras pertenecen a aguas NO POTABLES ya que superan el límite máximo admisible en nitratos (45 mg/l). Además la muestra H6-15 supera límites admisibles en los contenidos en Ca^{2+} , Mg^{2+} , NH_4^+ y Cl^- y la muestra, aunque dentro de lo admisible, supera los límites aceptables para casi todos los iones analizados. (ver anexo 5.1.2.).

Se ha realizado la clasificación del agua analizada para usos de riego, según las Normas Riverside (U.S. Salinity Laboratory Staff, figura 5.21.), calculando también los índices de Scott (K) correspondientes. Los resultados se reflejan en la tabla siguiente:

	H-6-14	H-6-15	H-6-16
CONDUCTIVIDAD ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	1.024	2.220	1.174
S.A.R.	0,73	2,27	0,48
CATEGORIA RIVERSIDE	C3-S1	C3-S1	C3-S1
K	33,29	3,92	27,86

6.- USOS DEL AGUA

6.1. INTRODUCCION

Este apartado del proyecto tiene por objetivo principal conocer las extracciones de agua subterránea, así como su distribución en el tiempo y en el espacio. En el plano 6.1. se representan dichas extracciones, obtenidas a partir de los inventarios de los puntos de agua de la Comisaría de Aguas del Sur (C.A.S.) y del Servicio Geológico de Obras Públicas (S.G.O.P.).

También se pretende conocer la situación de usos y demandas de agua en la cuenca.

La agricultura junto a los abastecimientos urbanos constituyen los principales usos del agua en la zona de estudio. Las aguas destinadas a fines industriales, de escasa importancia, quedan prácticamente cubiertas por las redes de abastecimiento.

Es de resaltar la existencia de una fuerte tendencia a la implantación de cultivos subtropicales, favorecidos por la climatología de la zona. Estas se están situando en los bordes del acuífero e incluso sobre los afloramientos paleozoicos. Esto implica una creciente demanda de agua en la cuenca, puesto que todo el riego se realiza con agua del aluvial.

6.2. METODOLOGIA

Este estudio se ha realizado en base a la recopilación de información de estudios anteriores, principalmente del dirigido por la Confederación Hidrográfica del Sur, 1987 (MOPU, 1987) y cuyos datos fueron suministrados por la Comisaría de Aguas del Sur y el Servicio Geológico de Obras Públicas a través de sus inventarios de puestos acuíferos.

A partir de ellos se confeccionó un estadillo resumen en el que se pretendía la homogeneización de la información procedente de las diferentes fuentes (ver anexo 6.1.).

También se dispuso de los datos suministrados, en forma de encuestas, por las Cámaras Agraria (C.A.) y Ayuntamientos existentes en la zona, así como por particulares.

En el anexo 6.2. se recoge detalladamente, por zonas y meses, los diferentes datos recabados, tratados, y que, a la postre, serán las fuentes de datos de alimentación del modelo de simulación.

El consumo de aguas superficiales se estimó a partir de aforos en los diferentes tramos y desviaciones del río y cuyos datos se recogen en el capítulo de Hidrología (anexo 6.1.D).

6.3. DEMANDAS AGRICOLAS EN TODA LA CUENCA

Del análisis de la información registrada en los inventarios de puntos de agua de los citados organismos públicos, C.A. y S.G.O.P., la superficie regada es la recogida en la tabla 6.1.

TODA LA CUENCA	Superficie Regada (Has)
"Zona de Policía"	3.136
"Fuera de Zona de Policía"	539
Total	3.675

Tabla 6.1.- Superficie regadío en la cuenca

En la zona de estudio que prácticamente se corresponde con la englobada en la hoja H-6 según nomenclatura del estudio del MOPU, 1987, la superficie de regadío es: (tabla 6.2.).

ZONA DE ESTUDIO (Hoja H-6)	Superficie Regada (Has)
"Zona de Policía"	433
"Fuera de Zona de Policía"	122
Total	555

Tabla 6.2.- Superficie regadío en la zona de estudio

A partir de las encuestas realizadas a las diferentes Cámaras Agrarias de la zona, se pueden conocer los diferentes tipos de cultivos existentes, su distribución y dotación de riego.

En las tablas nº 6.3. y 6.4. se detalla la distribución de la superficie de regadíos por tipos de cultivos y por términos municipales, respectivamente, (1985).

Además, para ese mismo año se pretendía ampliar en 503 Has la superficie de regadío, distribuidas en varias sociedades de transformación.

Según esta fuente de información (C.A. y particulares), se estiman unas 4.487 Has de regadío, la mayoría de las cuales se cubren con extracciones de agua subterránea, salvo unas 650 Has que aprovechen regadíos mixtos, es decir, riegos con agua superficial apoyadas con aguas subterráneas en época de estiaje.

Teniendo en cuenta las metodologías seguidas en la obtención de la información y de acuerdo con los fines perseguidos, se considera la superficie de riego con aguas subterráneas obtenidas a partir de los inventarios de puntos acuíferos, basados en la lectura de contadores de agua y/o control de horas de funcionamiento.

TABLA 6.3.- DISTRIBUCION DE LA SUPERFICIE DE REGADIOS POR TIPOS DE CULTIVO (1985)

TIPO DE CULTIVO	Superficie regada en Has
Caña de azúcar	640
Patata	1.260 dos cosechas
Boniato	20
Floricultura	55
Maíz	15
Maíz forrajero	20
Alfalfa	25
Calabaza-alfalfa	14
Col y repollo	32
Lechuga	45 dos cosechas
Melones, sandías, etc.	119 dos cosechas
Tomate	483 dos cosechas
Pimiento	105 dos cosechas
Fresas	77
Alcachofas, coliflor, etc.	100
Judías verdes	190 dos cosechas
Guisantes	15
Citricos	383
Aguacates, chirimoyas, mango	889
TOTAL ..	4.487 Hectáreas

TABLA 6.4.- DISTRIBUCION DE SUPERFICIE DE RIEGO POR TERMINOS MUNICIPALES (1985)

TERMINO MUNICIPAL	Superficie regada por Has
Vélez-Málaga	3.732
Benamargosa	100
Cutar	91
Comares	61
TOTAL	3.984 Hectáreas

Así, para la realización del modelo de simulación se han considerado un total de 3.163 Has de riego con agua subterránea correspondiente a las extracciones calculadas, y 650 Has de riego mixto.

De esta forma, el agua demandada para riego es de 41 Hm³/año, de las que 34 Hm³/año son con aguas subterráneas y el resto con aguas superficiales. (Ver tabla 6.5. y anexo 6.1., cuadro 1).

TABLA 6.5.- DEMANDA AGRICOLA (Aguas subterráneas)

Tipo de cultivo	Dotación (m ³ /Ha/año)	Superficie (Ha)	Volumen demandado (Hm ³ /año)
Caña de azúcar	15.000	587	8,8
Aguacate	7.900	557	4,4
Huerta Bancales	18.600	1.053	19,6
Huerta delta del río	10.500	644	6,8
Cítricos	4.100	295	1,2
		3.136	40,8

6.4. DEMANDA URBANA DE TODA LA CUENCA

Este estudio se realiza en base a los datos suministrados por los Ayuntamientos sitos en la cuenca.

La población abastecida con agua procedente del aluvial es de 59.815 habitantes (censo 1985) y que por términos municipales se distribuye de la forma siguiente:

TABLA 6.6.- POBLACION ABASTECIDA DEL TOTAL DE LA CUENCA (1985)

MUNICIPIO	Nº total de habitantes
Almarchar	2.115
Benamargosa	2.019
Benamocarra	2.643
Comares	1.849
Cutar	698
Iznate	751
Rincón de la Victoria	7.803
Vélez-Málaga	41.815
TOTAL	59.815 habitantes

A estos hay que añadir una población flotante de unos 30.000-55.000 habitantes, concentrada en los meses de verano. En la tabla 6.7. se indica la distribución de consumos urbanos a lo largo del año 1985.

TABLA 6.7.- VOLUMENES EXTRAIDOS Hm³/MES PARA ABASTECIMIENTO URBANO (TODA LA CUENCA) (1985)

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL AÑO
0,368	0,233	0,360	0,354	0,426	0,747	0,745	0,764	0,749	0,452	0,335	0,337	5,870

La demanda urbana total es de 6 Hm³/año, pudiendo apreciarse cómo el 50% del total consumido (3 Hm³) se extrae en el período Junio-Septiembre.

Dentro de la zona de estudio se sitúan los sondeos de abastecimiento a las poblaciones de Torre del Mar (H-6-5) y Vélez-Málaga y Rincón de la Victoria (H-6-14/15). En la tabla 6.8. se detalla la distribución de consumos a lo largo del año 1985.

Puede apreciarse cómo en estas poblaciones se consume el 50% del volumen total consumido por toda la población sita en la cuenca.

TABLA 6.8.- VOLUMENES EXTRAIDOS m³/mes PARA ABASTECIMIENTO URBANO. ZONA DE ESTUDIO. AÑO 1985

POBLACION	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
Torre del Mar	120.528	120.528	120.528	120.528	120.528	241.056	241.056	241.056	241.056	120.528	116.640	116.640	1.920.762
Vélez-Málaga y Rincón de la V.	57.020	57.020	57.020	114.044	114.044	114.044	114.044	114.044	114.044	114.044	57.020	57.020	1.026.384
Total	173.660	173.660	177.548	234.572	234.572	355.100	355.100	355.100	355.100	234.570	173.660	173.660	2.947.146

6.5. USOS Y DEMANDAS A AMBOS LADOS DE LA BARRERA SUBTERRANEA

El hecho de que este proyecto contemple como objetivo principal el comportamiento del acuífero frente a la construcción de una barrera subterránea en la boca del delta, hace de interés diferenciar entre las extracciones que "aguas arriba" y "aguas abajo" de la misma se practican.

Así en la tabla n° 6.9. se detallan los consumos de agua, tanto superficiales como subterráneos, para abastecimiento y para regadío.

TABLA 6.9.- CONSUMOS DE AGUA, AGUAS ARRIBA Y ABAJO DE "LA BARRERA" (hm³/año)
(Período Noviembre, 1984 - Octubre, 1985)

	AGUA SUBTERRANEA EXTRACCIONES	AGUA SUPERFICIAL		ABASTECIMIENTO	RIEGO
		DERIVADA	UTILIZADA		
AGUAS ARRIBA	38,5	8,7	5,3	5,9	37,9
AGUAS ABAJO	1,4	2,5	1,5	0	2,9
TOTAL	39,9	11,2	6,8	5,9	40,8

En la tabla n° 6.10. se presenta la distribución de cultivos para las áreas diferenciadas.

TABLA 6.10.- SUPERFICIE DE RIEGO CON AGUA SUBTERRANEA (Inventario C.A. y S.G.O.P.) (Ha)

SITUACION	ALUVIAL				FUERA DEL ALUVIAL	TOTAL
	CITRICO	AGUACATE	HUERTA	CAÑA		
AGUAS ARRIBA	108	69	667	238	1.546	2.782
AGUAS ABAJO	-	-	130	70	154	354
TOTAL	108	69	797	308	1.700	3.136

TABLA 6.11.- EXTRACCIONES DE AGUA SUBTERRANEA (Hm³/mes)
 Período Noviembre, 1984 - Octubre, 1985

AÑO	1984		1985										TOTAL
	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	
Aguas arriba de la barrera	1,540	1,363	1,019	1,301	1,661	2,152	2,994	4,227	5,467	5,807	6,010	4,949	38,490
Aguas abajo de la barrera	0,028	0,021	0,015	0,016	0,053	0,077	0,188	0,203	0,222	0,209	0,202	0,205	1,439
Total	1,568	1,384	1,034	1,317	1,714	2,229	3,182	4,430	5,689	6,016	6,212	5,154	39,929

TABLA 6.12.- CONSUMOS DE AGUA SUPERFICIAL (Hm³/mes)
Período Noviembre, 1984 - Octubre, 1985

AÑO	1984		1985										TOTAL
	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	
Aguas arriba de la barrera	0,480	0,662	-	0,110	0,996	1,030	0,785	0,857	0,115	0,051	0,051	0,060	5,197
Aguas abajo de la barrera	-	0,240	-	0,015	0,283	0,350	0,339	0,200	-	-	-	-	1,427
Total	0,480	0,902	-	0,125	1,279	1,380	1,124	1,057	0,115	0,051	0,051	0,060	6,624

7.- MODELO MATEMATICO

7.1. INTRODUCCION

7.1.1. Antecedentes

Los aluviales de los ríos Vélez y Benamargosa, así como el delta a que dan origen en la costa han sido objeto de simulación del flujo de aguas subterráneas y superficiales (MOPU, 1987) a fin de estudiar de manera global la influencia que ejercen en los niveles piezométricos los parámetros hidrodinámicos del acuífero, el caudal de los ríos y las extracciones de agua subterránea que se realizan en la zona fundamentalmente para los cultivos de regadío existentes.

En el modelo que se presentó entonces, y del que se retoman para el que se incluye en este informe tanto algunos datos como hipótesis de trabajo, se realizó, en primer lugar, una simulación en régimen transitorio de la que se obtuvieron los parámetros hidrodinámicos representativos del sistema. En una fase posterior se realizó un estudio de la influencia que tendrían sobre los niveles piezométricos y los caudales de los ríos las sueltas de distinta magnitud, que produciría el embalse de la Viñuela durante los meses de estío para suministrar agua a los regadíos instalados en el aluvial.

7.1.2. Objetivos y alcance de las simulaciones realizadas

Para el presente informe, como se indica más arriba, se han asumido buena parte de los datos que fueron utilizados en la simulación precedente dado que el período simulado en el calado en régimen transitorio es el mismo en ambos casos y la geometría del sistema modelado no varía.

Asimismo, el esquema conceptual de funcionamiento del acuífero no sufre apenas alteraciones respecto a consideraciones previas. No obstante, el objetivo final del modelo que se presenta a continuación es radicalmente distinto al anterior en el sentido de que el problema hidrogeológico que se pretende investigar, los efectos de una barrera física en los caudales de los ríos, los niveles piezométricos y el control de la intrusión, no fue considerado anteriormente.

Dada la naturaleza del modelo de simulación utilizado, que es una modificación del original de Trescott et al. (1976), el último punto mencionado -el estudio de la evolución de la intrusión- se ha abordado tan sólo de forma indirecta. Así, como se verá más adelante, el mar ha sido considerado como uno de los bordes del sistema modelado al que se ha asignado condición de nivel constante. No obstante, la distinta densidad de este agua no ha podido ser considerada, por lo que el hecho físico de la intrusión ha sido obtenido como un cierto volumen de agua que, procedente del área de nivel constante, entra al acuífero.

De este modo, la representación más realista de la interfase que debería realizarse mediante la utilización bien de modelos de densidad variable o de interfase neta se ha sustituido por la consideración del fenómeno en su contexto global areal (no posible con los modelos de densidad variable disponibles) y ya preparado para el área concreta del aluvial y delta del río Vélez.

7.2. DESARROLLO

7.2.1. Ambito de aplicación del modelo. Límites

El área modelada se extiende (plano n° 7.1.) por el aluvial del río Benamargosa desde aproximadamente el pueblo del mismo nombre hasta su confluencia con el río Vélez y por todo el aluvial de este río hasta su desembocadura en el Mediterráneo en el delta.

En planta, los límites que se han considerado son, por un lado, los contactos geológicos del aluvial y el delta con las formaciones paleozoicas, del Permotriás y Plioceno que los bordean, y que se han considerado como impermeables. Por otra parte, en el delta, el mar se ha considerado como límite de potencial impuesto igual a la cota del nivel del mar. Lateralmente el delta se ha extendido unos 500 m al Este y unos 1.000 m al Oeste del cauce del río, asumiendo que en estos puntos el flujo de agua subterránea es perpendicular al mar. Estas líneas de flujo, a través de las cuales no existiría flujo, se han considerado por tanto como impermeables.

En vertical, el límite superior del acuífero se ha tomado como la superficie topográfica, dado que se ha asumido que el acuífero se comporta como libre.

El límite inferior del acuífero, pese a que localmente los materiales del zócalo están alterados y no presentan un contacto neto, se ha tomado como el muro de los sedimentos cuaternarios.

7.2.2. Modelo conceptual preliminar

Los materiales cuaternarios objeto de la modelización que se presenta se han considerado como un acuífero libre y monocapa limitado por bordes impermeables excepto en su contacto con el mar.

La simplificación del medio en un acuífero monocapa se basa en que, como se ha comentado en el capítulo 4, sólo se pueden individualizar un acuífero libre superficial de otro confinado más profundo en las áreas más occidentales del delta, donde se han cortado capas más limosas separando capas más permeables de arenas y gravas. Además, estas capas "semiconfinantes" tienen formas, en general, lenticulares y no parecen presentar gran extensión lateral, por lo que es probable que entre ambos acuíferos exista una conexión hidráulica más amplia que la existente en un acuífero confinado "normal" y frente a los fuertes bombeos que se producen en la parte baja del aluvial respondan de forma similar.

La alimentación de este acuífero se produce por varios conceptos. En primer lugar, debe considerarse la recarga producida por el agua de lluvia caída directamente en el acuífero. No obstante, del total de la precipitación sólo una parte llega hasta el nivel saturado del acuífero, dado que se producen pérdidas por evapotranspiración y escorrentía superficial.

La otra entrada fundamental de agua al sistema, y la más importante cuantitativamente, es la producida por los víos Vélez y Benamargosa en sus respectivos aluviales. Por último, deben considerarse las entradas en concepto de retornos de los regadíos que están instalados en el aluvial.

Todo el volumen de agua que entra así al sistema circula aguas abajo por el aluvial y es extraído, bien por la evapotranspiración cuando el nivel freático se encuentra cerca de la superficie topográfica o, fundamentalmente, por los bombeos que se realizan en amplias zonas para sostener los cultivos en regadíos que ocupan amplias superficies. Por último, el agua que llega al delta y no es extraída por los pozos en él ubicados es descargada al mar.

En el modelo realizado, la relación acuífero-mar es variable a lo largo de la simulación, lo que quiere decir que, dependiendo de los caudales circulantes por el acuífero y los niveles piezométricos en cada momento puede producirse descarga de agua dulce al mar o entrada de ésta al acuífero, lo que se asume como un empeoramiento de la calidad del agua del acuífero por un avance del proceso de intrusión.

7.2.3. Programa de simulación utilizado

Para la modelización del acuífero del aluvial y delta del río Vélez se ha utilizado el programa de simulación de Trescott et al. (1976). No obstante, para adaptar el código original a las peculiaridades de esta zona y, sobre todo, considerar una relación altura de agua-caudal en los ríos, se han realizados numerosas modificaciones, que se comentan más adelante.

El modelo de Trescott et al. (1976) resuelve la ecuación de flujo de aguas subterráneas mediante un esquema en diferencias finitas y permite la simulación bidimensional de acuíferos libres, semiconfinados o confinados, que pueden ser heterogéneos y anisótropos y tener bordes irregulares. Así mismo, permite la utilización de mallados rectangulares de dimensiones variables. Respecto a los métodos numéricos de solución, el programa incluye originalmente tres: Método

fuertemente implícito (SIP), método iterativo de dirección alternante (IADI) y el método de la sobrerrelajación lineal (LSOR).

Las modificaciones incorporadas al modelo son las siguientes:

- División del acuífero en zonas, para cada una de las cuales se obtiene un balance al final de cada intervalo de tiempo, que responden a las zonas que individualizan las estaciones de aforo controladas por MOPU (1987) y a las distintas áreas de extracción que hay en los aluviales y el delta.

En la entrada de datos debe, por tanto, especificarse qué celdas corresponden a cada zona y en cuáles de ellas se produce bombeo. Asimismo, para cada intervalo de tiempo debe introducirse la cantidad de agua bombeada en cada zona.

- Salida gráfica, opcional, de los niveles piezométricos obtenidos en celdas determinadas junto con los niveles reales registrados en sondeos.
- Inclusión del movimiento de las aguas del río y la relación alturas-caudales en el balance del sistema.

El establecimiento de una relación alturas-caudales en los ríos y su inclusión en el programa debería realizarse tras las obtención de curvas de gastos medios en los distintos tramos del río, ya que son estas curvas las que definen realmente el régimen de los ríos y, posteriormente, la cantidad de agua que puede percolar al acuífero. Dado que

no existen estas relaciones en los ríos Vélez y Benamargosa se ha optado por simularlo mediante la aplicación de la fórmula de Manning para canales abiertos.

Para ello, en primer lugar, se ha realizado dos simplificaciones. Por un lado, se ha supuesto que la sección del cauce es una V, cuyo ángulo de apertura se calibra para que el comportamiento sea similar al real. Por otro lado, se desprecia el volumen de agua que pueda almacenarse de forma transitoria en el cauce.

En la figura 7.1. se ha representado un cauce teórico.

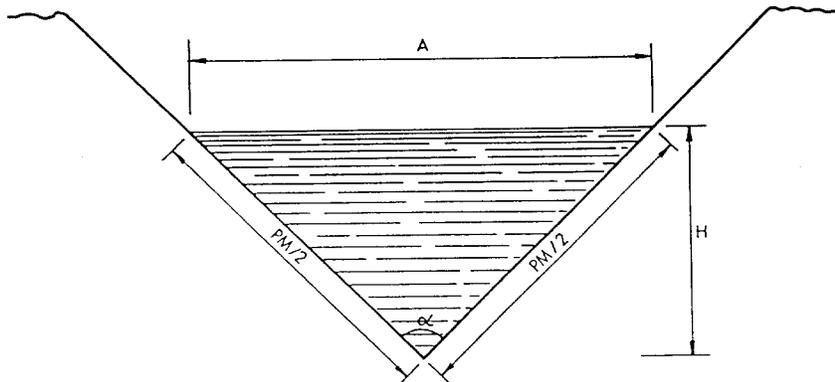


Fig. 7.1.- Descripción de la forma teórica del cauce.

Según este esquema, la anchura de la parte mojada (A) se puede calcular respecto a la altura de la lámina de agua (H) como:

$$A = 2 \operatorname{tg} (\alpha/2) \cdot H$$

Al producto $2 \operatorname{tg} (\alpha/2)$ lo denominaremos K_1 .

Por otra parte, el perímetro mojado también se puede relacionar con K_1 y H según la expresión:

$$\begin{aligned} PM &= 2 \cdot \frac{PM}{2} = 2 \left[H^2 + \left(\frac{A}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} = [4H^2 + A^2]^{\frac{1}{2}} = \\ &= [4H^2 + K_1^2 \cdot H^2]^{\frac{1}{2}} = H [4 + K_1^2]^{\frac{1}{2}} \end{aligned}$$

El área de la sección es:

$$AS = \frac{A \cdot H}{2} = \frac{K_1 \cdot H \cdot H}{2} = \frac{K_1}{2} H^2$$

Por tanto, el radio hidráulico R :

$$R = \frac{AS}{PM} = \frac{K_1/2 \cdot H^2}{H [4 + K_1^2]^{\frac{1}{2}}} = \frac{K_1}{2 [4 + K_1^2]^{\frac{1}{2}}} H$$

Según la fórmula de Manning se puede calcular la velocidad del agua que pasa por la sección en función de la altura de agua, H , según la expresión:

$$V = K_S R^{2/3} I^{\frac{1}{2}}$$

donde:

V = velocidad media (m/s)

R = radio hidráulico (m)

K_S = coeficiente de rugosidad de las paredes. Con lechos de guijarros e hierba tiene un valor del orden de 30.

I = pendiente. El valor medio del aluvial del río Vélez es de 0,0055.

El caudal es del producto de la velocidad por la sección. Por tanto:

$$Q = V \cdot AS = K_S I^{\frac{1}{2}} \left[\frac{K1}{2 [4 + K1^2]^{\frac{1}{2}}} \right]^{2/3} \cdot H^{2/3} \cdot \frac{K1}{2} \cdot H^2$$

El producto $K_S I^{\frac{1}{2}}$, al que denominaremos en adelante FMAN, en un factor que hay que calibrar en cada caso en base a los aforos reales, y aproximadamente vale:

$$FMAN = K_S I^{\frac{1}{2}} \approx 30 \cdot (0,0055)^{\frac{1}{2}} = 2,2$$

Así, el caudal se puede calcular según la expresión:

$$Q = FMAN \cdot \frac{K1}{2} \cdot \left[\frac{K1}{2 [4 + K1^2]^{\frac{1}{2}}} \right]^{2/3} H^{8/3}$$

Despejando H de esta expresión se obtiene la altura de la lámina de agua en función del caudal:

$$H = \left[\frac{Q}{FMAN \cdot \frac{K1}{2} \cdot \left[\frac{K1}{2 (4 + K1^2)^{\frac{1}{2}}} \right]^{2/3}} \right]^{3/8}$$

Esta ecuación es aplicada a cada celda de río del modelo simultáneamente al cálculo del caudal que entra al acuífero o sale de él mediante la consideración de las posibles relaciones río-acuífero, que son tres como las que aparecen en la figura 7.2.

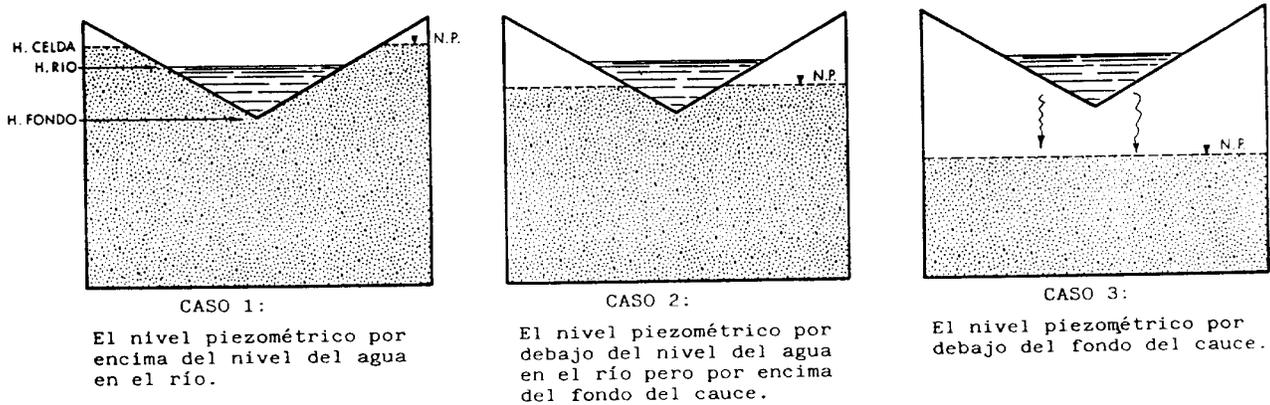


Fig. 7.2.- Relación Río-Acuífero.

Los tres casos de la figura se tratan del siguiente modo:

CASO 1.- El nivel en el acuífero por encima del nivel en el río:

Como ancho del río se utiliza la anchura que tendría el río si su nivel fuese igual al del acuífero.

Definiendo RATE como el producto de la permeabilidad del lecho del río, por la longitud del tramo

de río considerado y dividido por el espesor del lecho se puede calcular el caudal que pasa por su través como:

$$Q = \text{RATE} \times \text{ANCHO} \times (\text{HCELDA} - \text{H RIO})$$

Calculando el ancho del río en función de la lámina de agua en base a las fórmulas del apartado anterior, queda:

$$Q = \text{RATE} \times K1 \times (\text{HRIO} - \text{HFONDO}) \times (\text{HCELDA} - \text{HRIO})$$

CASO 2. El nivel en el acuífero por debajo del nivel del agua en el río pero por encima del fondo del cauce:

Como ancho del río hay que usar el real. El caudal que infiltra en el acuífero sería:

$$Q = \text{RATE} \times K1 \times (\text{HRIO} - \text{HFONDO}) \times (\text{HRIO} - \text{HCELDA})$$

CASO 3. El nivel piezométrico está por debajo del fondo del cauce:

Si el nivel en el acuífero baja por debajo del fondo del río, se descuelga de éste y el caudal se obtiene independiente del nivel piezométrico en el acuífero, y se calcula con la fórmula:

$$Q = \text{RATE} \times K1 \times (\text{HRIO} - \text{HFONDO}) \times (\text{HRIO} - \text{HFONDO})$$

Teniendo en cuenta que $(\text{HRIO} - \text{HFONDO})$ es la altura de la lámina de agua, y sabiendo que ésta altura varía proporcionalmente al caudal del río elevado a $3/8$, se obtiene que la infiltración

máxima es proporcional al caudal del río elevado a $3/4$.

Es decir, la capacidad de infiltración de un tramo de río no es constante sino que aumenta con el caudal a $3/4$.

7.2.4. Mallado

El mallado que se ha utilizado para las simulaciones que se presentan a continuación está representado en el plano 7.1. Como se observa, es de tamaño variable en dirección longitudinal al río, donde tiene una longitud típica entre 375 y 750 m. Excepciones a esto son las celdas localizadas en la cabecera del aluvial del río Benamargosa. En esta zona la celda mayor tiene 2.000 m de longitud. En toda la zona modelada se mantiene la relación máxima de 1,5:1 que recomiendan Trescott et al., para evitar problemas de convergencia, entre la longitud de una celda y las adyacentes, excepto en la boca del delta, donde se ha situado una celda de tan sólo 25 m de longitud (exagerada en el plano 7.1.) que representaría la barrera física a construir para controlar la intrusión marina.

Como se observa, la relación de los tamaños en esta zona es mucho mayor al 1,5:1 recomendado, dado que la celda situada aguas arriba de la barrera tiene una longitud de 725 m y la de aguas abajo de 500 m. A fin de comprobar si esta diferencia introducía errores en la solución se realizaron varias pasadas del modelo, no observándose ninguna variación en los niveles piezométricos obtenidos y el balance hidráulico.

Por otra parte, en la dirección transversal al río, aproximadamente E-O, el tamaño de celda es constante e igual a 375 m.

En total, se ha discretizado el acuífero en 26 filas de 12 columnas. De estas celdas, 77 son activas y representan los aluviales y el delta, y 10 celdas son de nivel constante y representan el mar.

Por otra parte, las cuatro celdas de la cabecera del río Benamargosa están, a efectos de la simulación, alineadas, pese a que en realidad el río tiene un trazado curvo, a efectos de considerar una conexión hidráulica entre todos ellos. (Plano 7.2.).

7.2.5. Datos incorporados al modelo

7.2.5.1. Piezometría

Dado que todas las simulaciones que se han realizado han sido en régimen transitorio, es necesario especificar unos niveles piezométricos al comienzo del período de simulación. En ocasiones, para estos niveles se adoptan los que resulten de una simulación del comportamiento del acuífero en régimen permanente. En nuestro caso esta fase no se ha realizado dada la alta variabilidad mensual que presentan tanto los caudales de los ríos como los bombeos y otras variables, lo que hace que una simulación de este tipo carezca de sentido físico real. Por ello, y como la simulación se ha realizado para el período Noviembre-84 a Marzo-86, se han tomado como niveles iniciales los medidos en una campaña de campo realizada en Octubre de 1984 (MOPU, 1987).

En el plano 7.3. se ha representado una interpolación de los valores asignados a cada celda del área modelada.

7.2.5.2. Permeabilidad

En la zona de estudio se han realizado, como se comenta en la sección 4, tres campañas de ensayos de bombeo en Septiembre de 1984 y en Abril y Septiembre de 1985. Los datos obtenidos arrojan una disminución de la permeabilidad desde las zonas más altas de los aluviales hasta la desembocadura, variando desde 200-300 m/día hasta unos 30-40 m/día en el delta. Estos valores, altos, han sido incorporados al modelo con los datos concretos que se reflejan en el plano 7.4. Para la celda de la barrera se han adoptado los mismos parámetros que la celda (20,8) situada inmediatamente aguas arriba.

7.2.5.3. Coeficiente de almacenamiento

Los acuíferos de tanto los aluviales como el delta han sido considerados como de tipo libre. Por ello, el coeficiente de almacenamiento es igual a la porosidad eficaz.

En el plano 7.5. se han representado los valores asignados a cada celda del área modelada. Los datos proceden de los resultados de los ensayos de bombeo, que parecen indicar que los valores son menores en la zona del delta. En los puntos donde no hay datos se han extrapolado los de zonas cercanas ensayadas y, en general, los valores tomados están en el rango que la bibliografía consultada asigna para el tipo de materiales presentes.

7.2.5.4. Parámetros del cauce. Caudal de los ríos

La cota topográfica del fondo del cauce fue obtenida mediante una nivelación (MOPU, 1987) realizada en puntos cercanos a pozos, sondeos o hitos de nivelación.

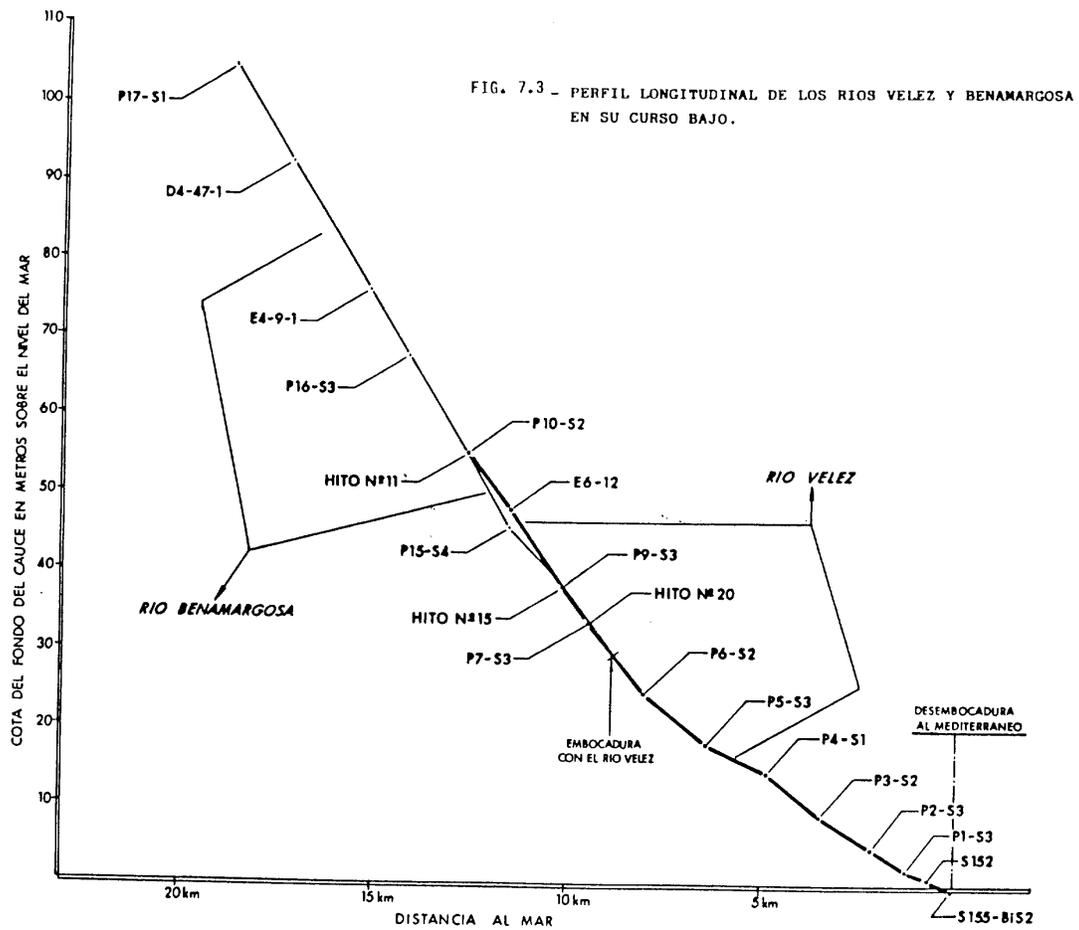
El resultado de esta nivelación, que se ha incorporado al modelo, se refleja en la figura 7.3., donde se ha representado el perfil longitudinal de los ríos Vélez y Benamargosa en la zona modelada.

Por otra parte, como se comentó en el apartado 7.2.3., para cada celda de río deben especificarse los parámetros K1 y FMAN necesarios para el cálculo de la relación altura-caudal.

Estos valores se calcularon para los puntos de aforo de los ríos que se han representado en el plano 7.6. Las secciones de los ríos y los parámetros obtenidos para cada una de ellas se han representado en las figuras 7.4. a 7.13 (extraídas de MOPU, 1987).

Respecto al caudal que llevan los ríos, debe notarse que sólo existe una estación de aforos permanente en la zona de estudio de la que se dispone de medidas diarias de caudal. Esta estación se localiza en el río Benamargosa, en el "Salto del Negro".

Para el período de Nov-84 a Marzo-86 en que se ha simulado el comportamiento del sistema existen también los datos de los aforos que se realizaron un día de cada mes tanto en el río Benamargosa como en todo el río Vélez hasta el delta.



A fin de estimar el caudal medio mensual del río Vélez para este período, se utilizaron (MOPU, 1987) los datos diarios que fueron extrapolados teniendo en cuenta la diferencia entre el caudal de ese día y el medio mensual en el salto del Negro.

En la figura 7.14. se han representado los caudales resultantes. Debe notarse el carácter torrencial que muestran ambos ríos, que quedan secos desde Junio de 1985 hasta Octubre del mismo año en caso del río Vélez y Diciembre en el caso del Benamargosa.

7.2.5.5. Superficie topográfica

La superficie del terreno es un dato que es necesario introducir al modelo dado que es el punto en el que se considera que la evapotranspiración es máxima, decreciendo linealmente hasta que se hace nula a una profundidad que se ha estimado en 2 m y, por otra parte, define junto con la cota del fondo impermeable la potencia saturada máxima.

Por coherencia con los datos de cota de sondeos y del fondo del cauce de los ríos, que obtuvieron como resultado de una campaña de nivelación, la superficie del terreno se ha obtenido a partir de los numerosos puntos que se nivelaron (MOPU, 1987) en todo el aluvial y delta.

7.2.5.6. Recarga areal

La estimación de la recarga que se produce por infiltración del agua de lluvia se ha realizado con un criterio distinto al aplicado por MOPU, 1987 para la realización de su modelo matemático. Así, en lugar de considerar

Fig. 7.4.- ANCHURA DEL CAUCE Y CAUDAL EN FUNCION DE LA ALTURA EN LA SECCION DE AFORO B2

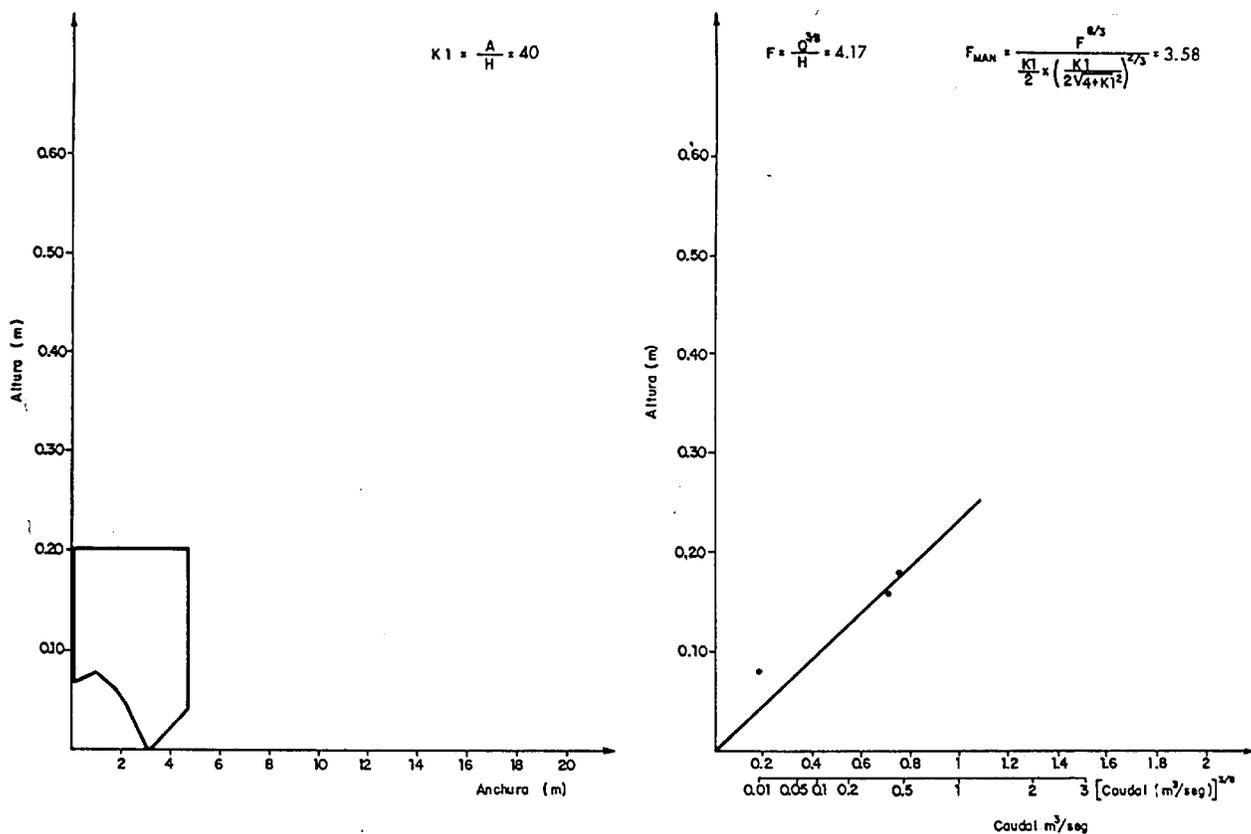


Fig. 7.5.- ANCHURA DEL CAUCE Y CAUDAL EN FUNCION DE LA ALTURA EN LA SECCION DE AFORO V1

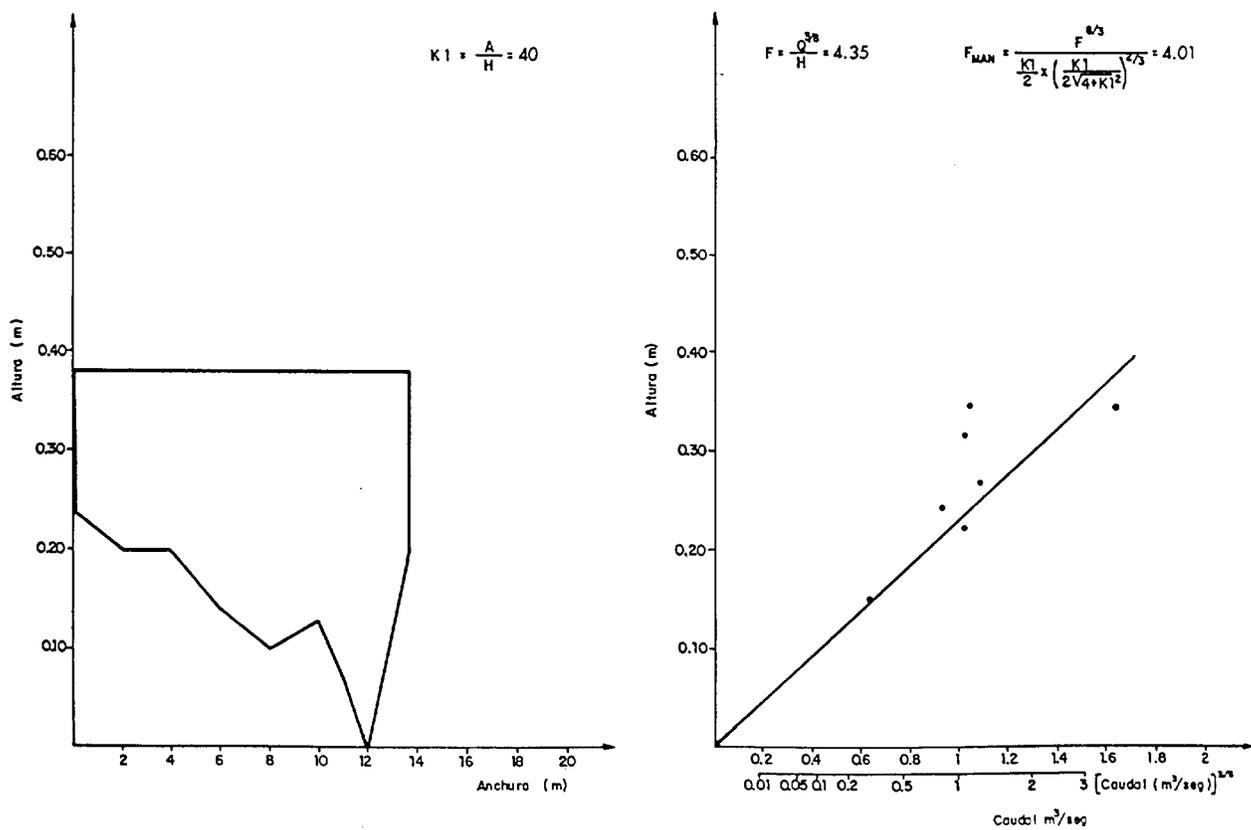


Fig. 7.6.- ANCHURA DEL CAUCE Y CAUDAL EN FUNCION DE LA ALTURA EN LA SECCION DE AFORO V2

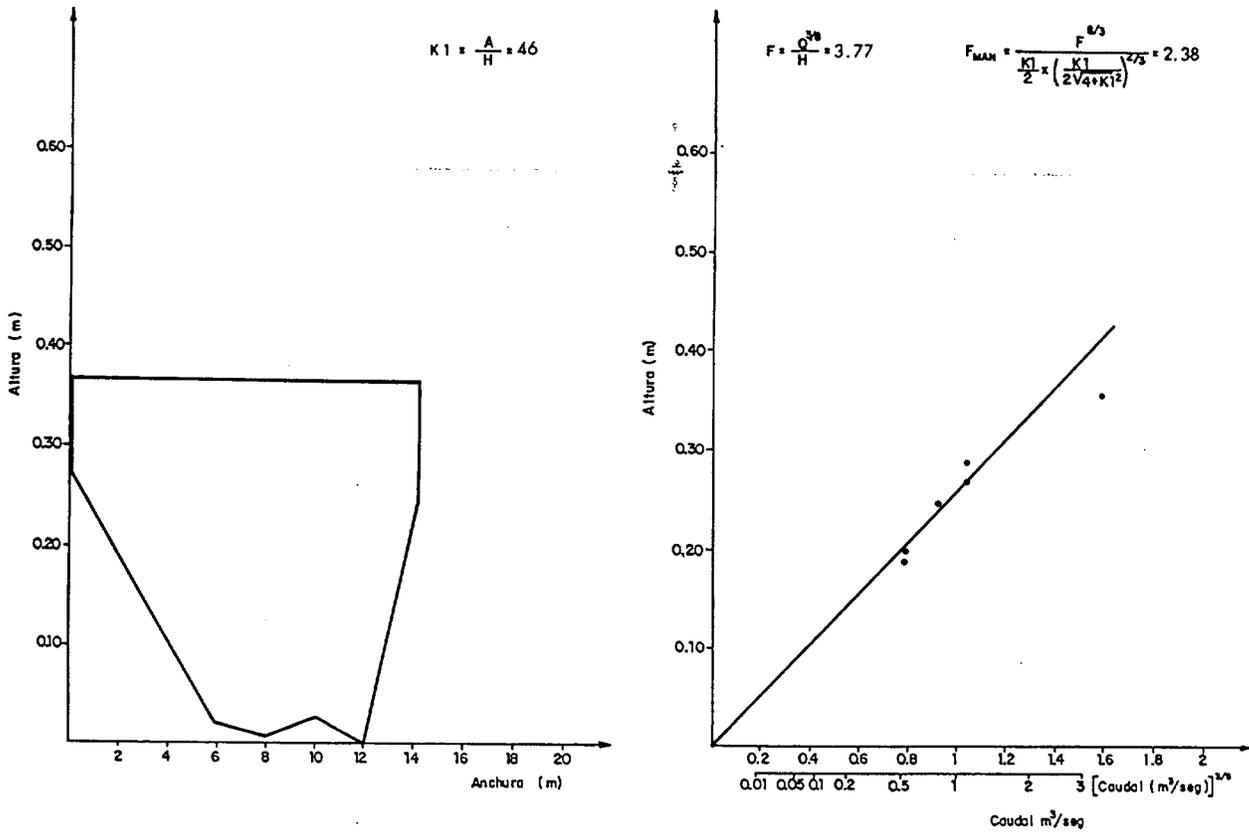


Fig. 7.7.- ANCHURA DEL CAUCE Y CAUDAL EN FUNCION DE LA ALTURA EN LA SECCION DE AFORO V3

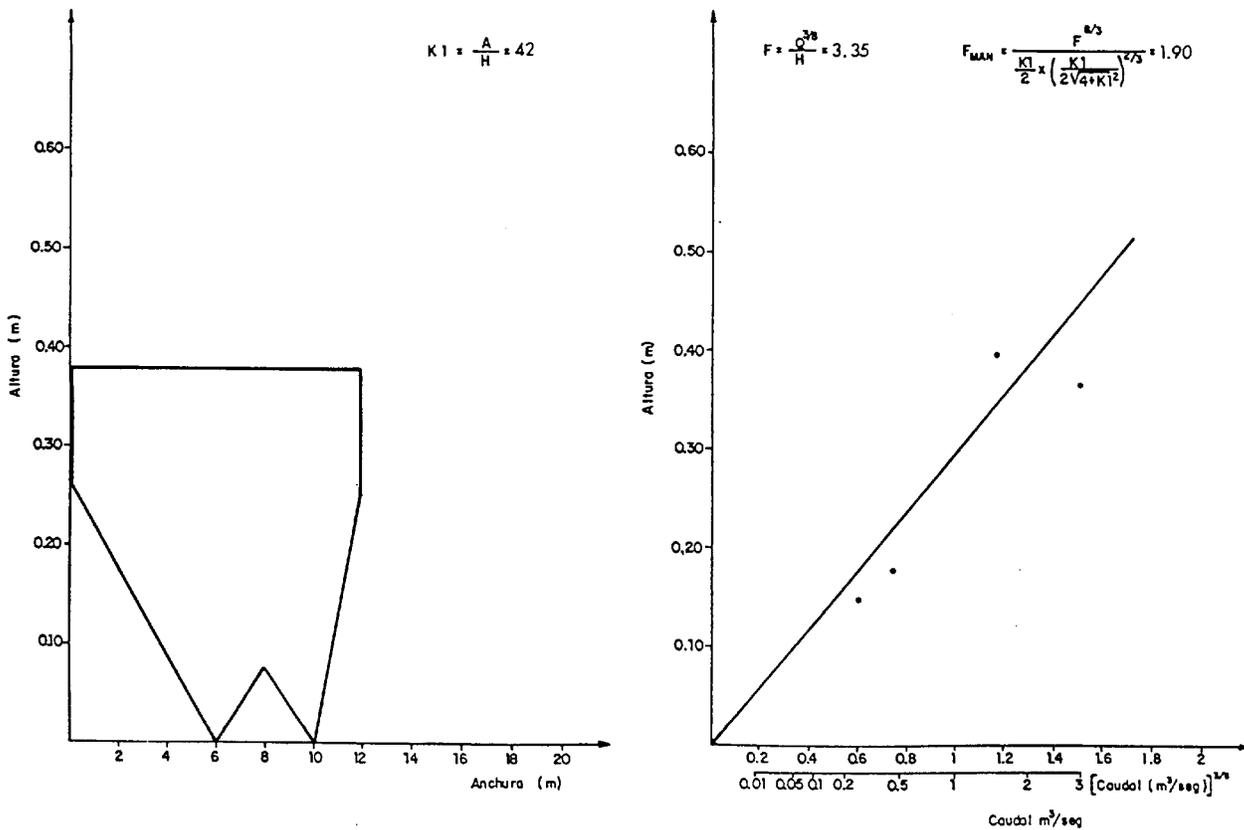


Fig. 7.8.- ANCHURA DEL CAUCE Y CAUDAL EN FUNCION DE LA ALTURA EN LA SECCION DE AFORO V4

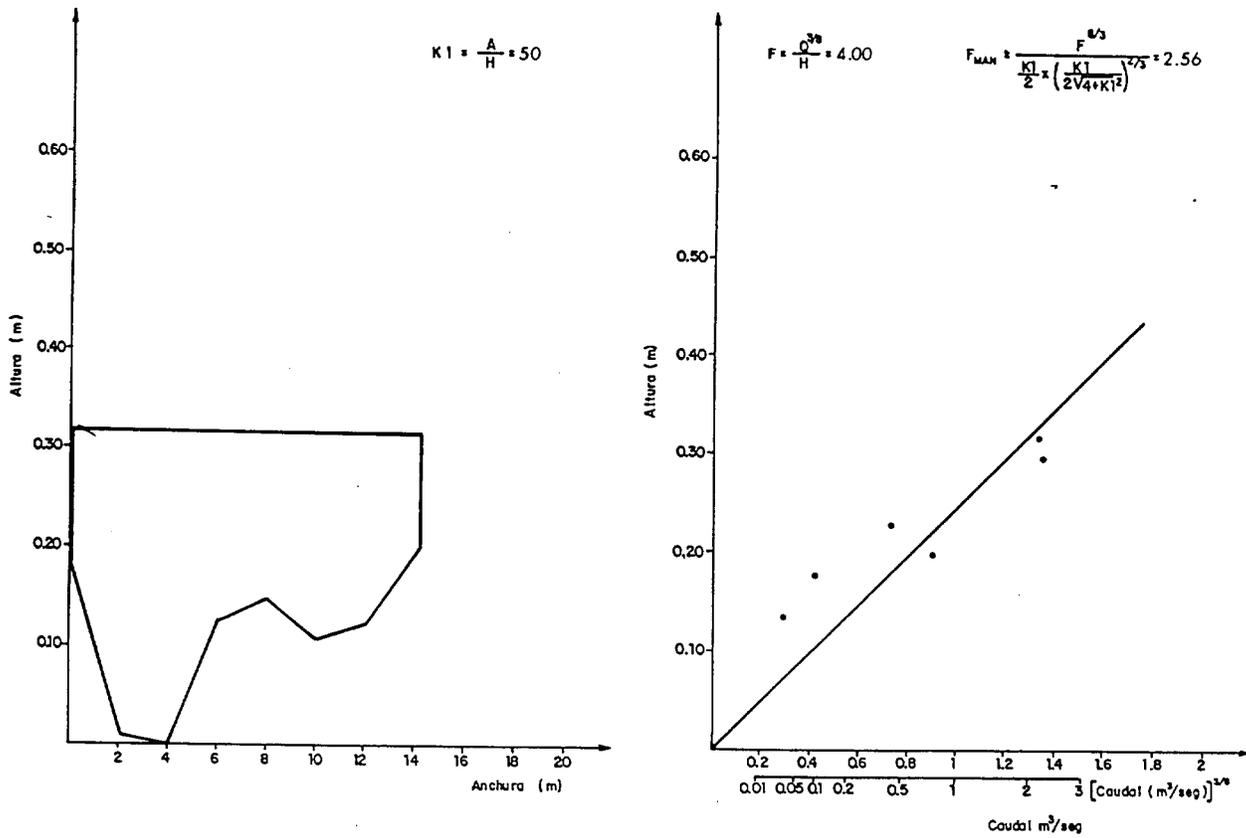


Fig. 7.9.- ANCHURA DEL CAUCE Y CAUDAL EN FUNCION DE LA ALTURA EN LA SECCION DE AFORO V5

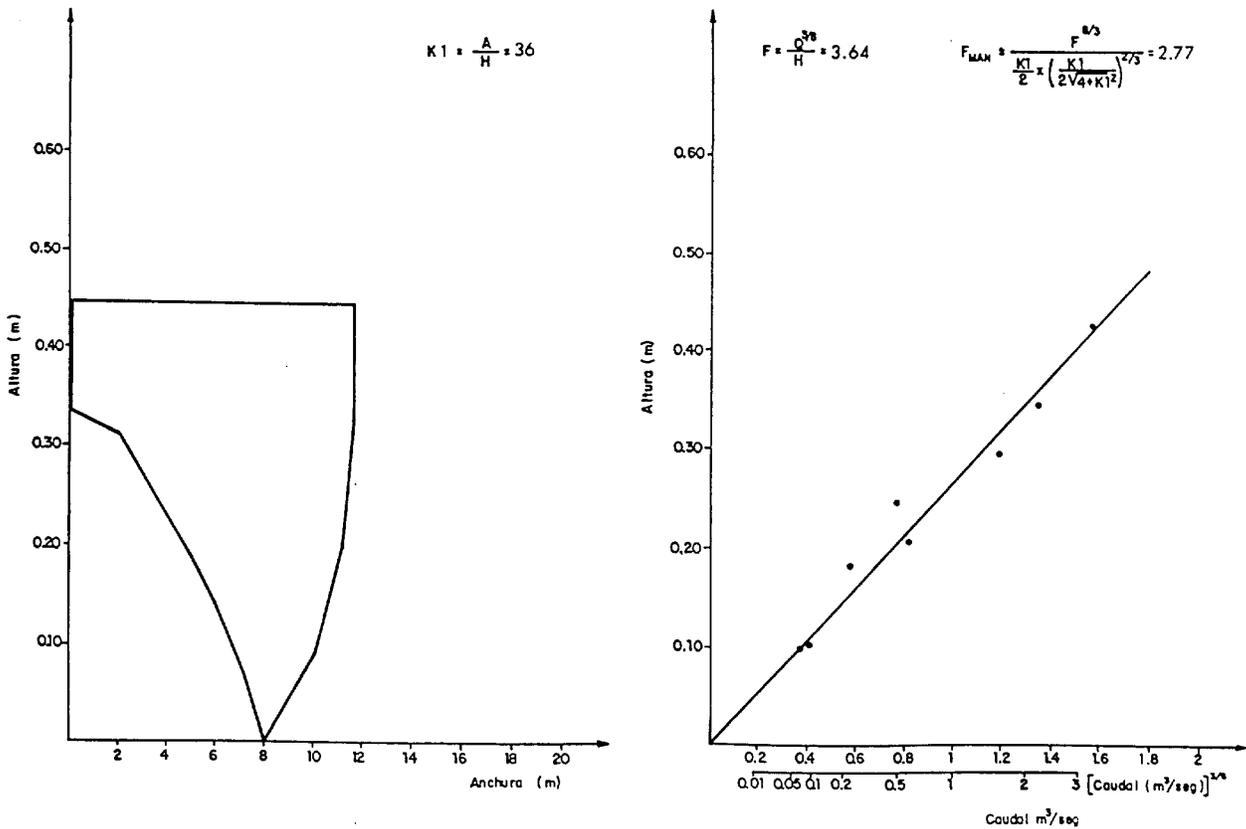


Fig.7.10.- ANCHURA DEL CAUCE Y CAUDAL EN FUNCION DE LA ALTURA EN LA SECCION DE AFORO V6

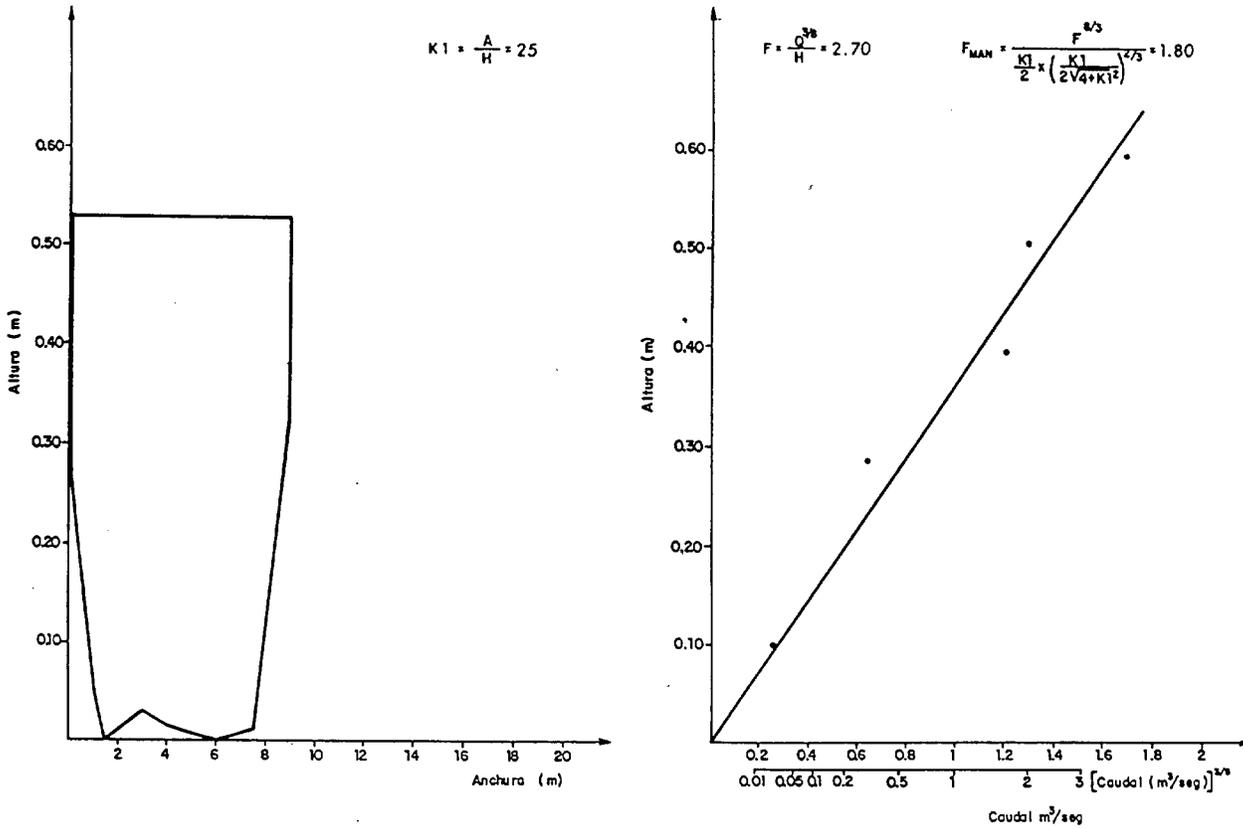


Fig.7.11.- ANCHURA DEL CAUCE Y CAUDAL EN FUNCION DE LA ALTURA EN LA SECCION DE AFORO V7

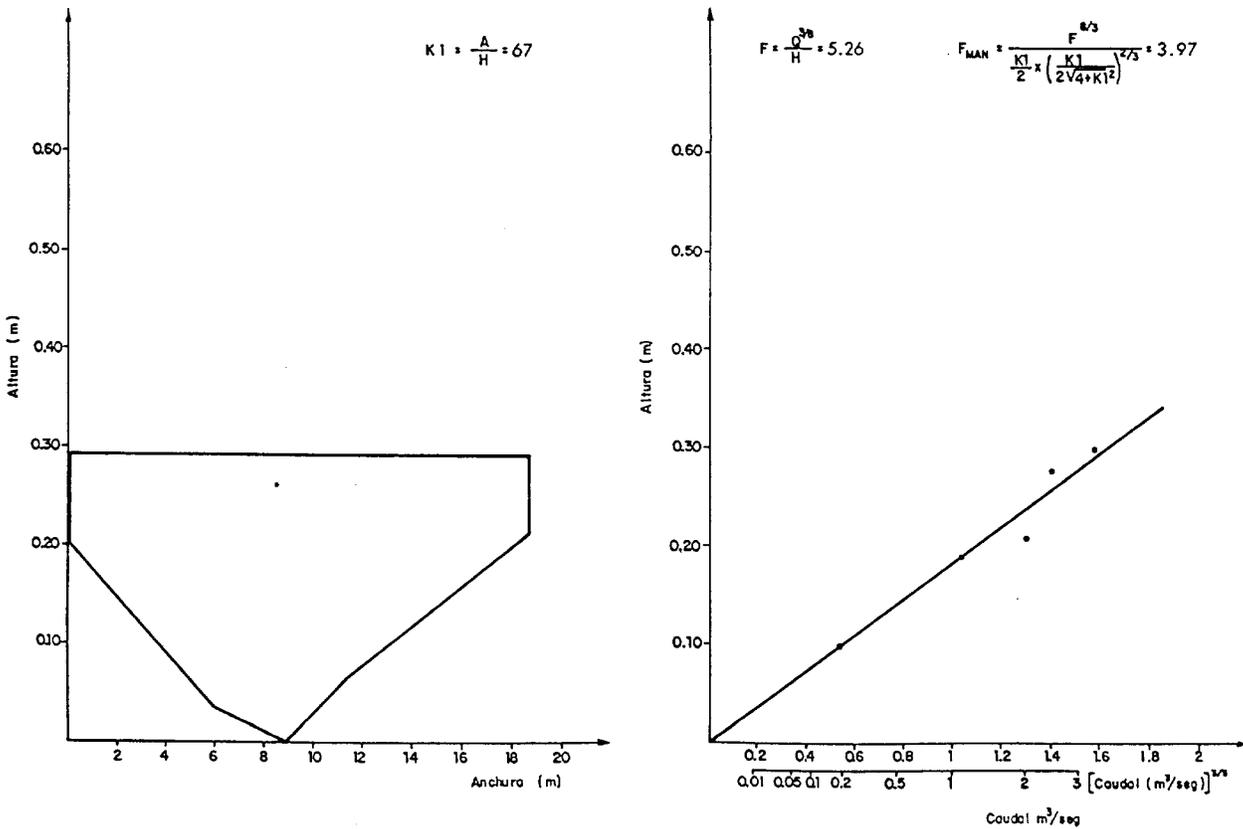


Fig.7.12.- ANCHURA DEL CAUCE Y CAUDAL EN FUNCION DE LA ALTURA EN LA SECCION DE AFORO V8

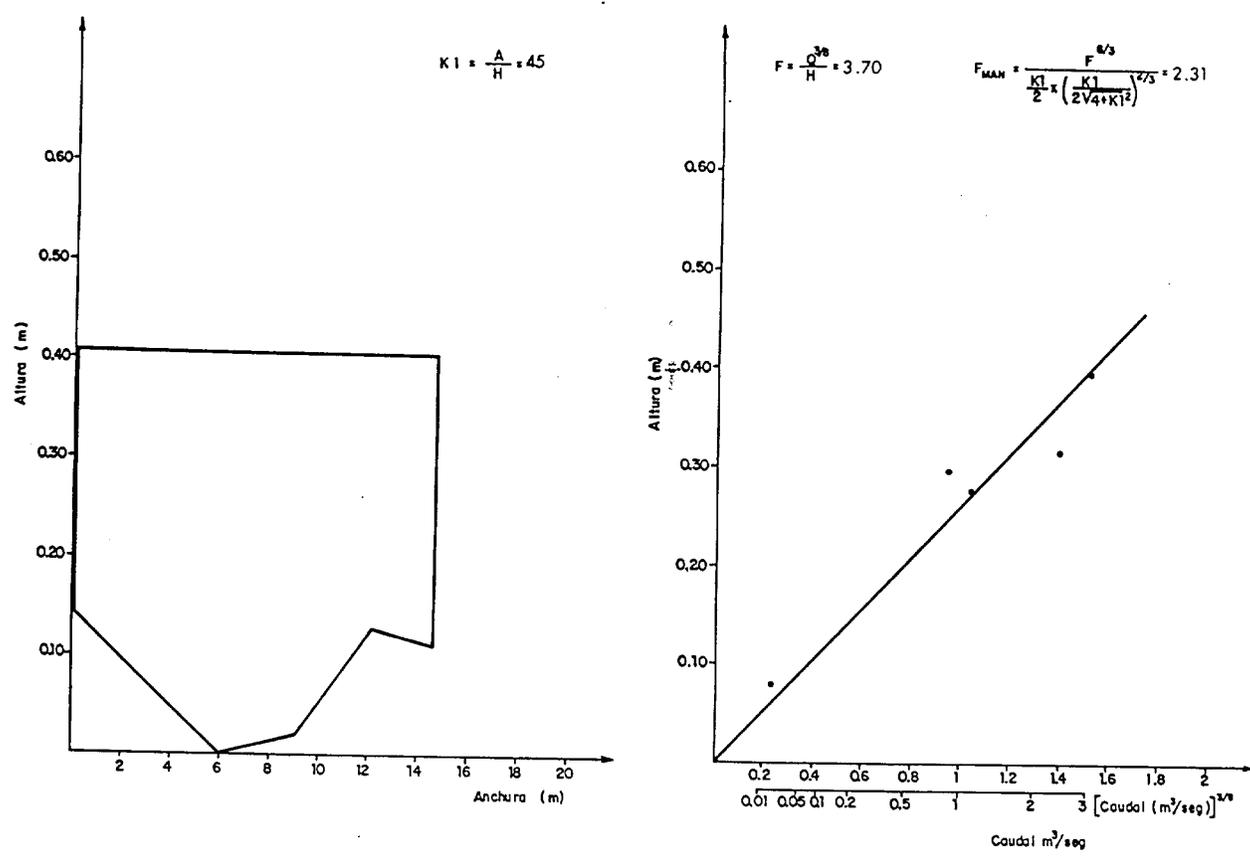


Fig.7.13.- ANCHURA DEL CAUCE Y CAUDAL EN FUNCION DE LA ALTURA EN LA SECCION DE AFORO V9

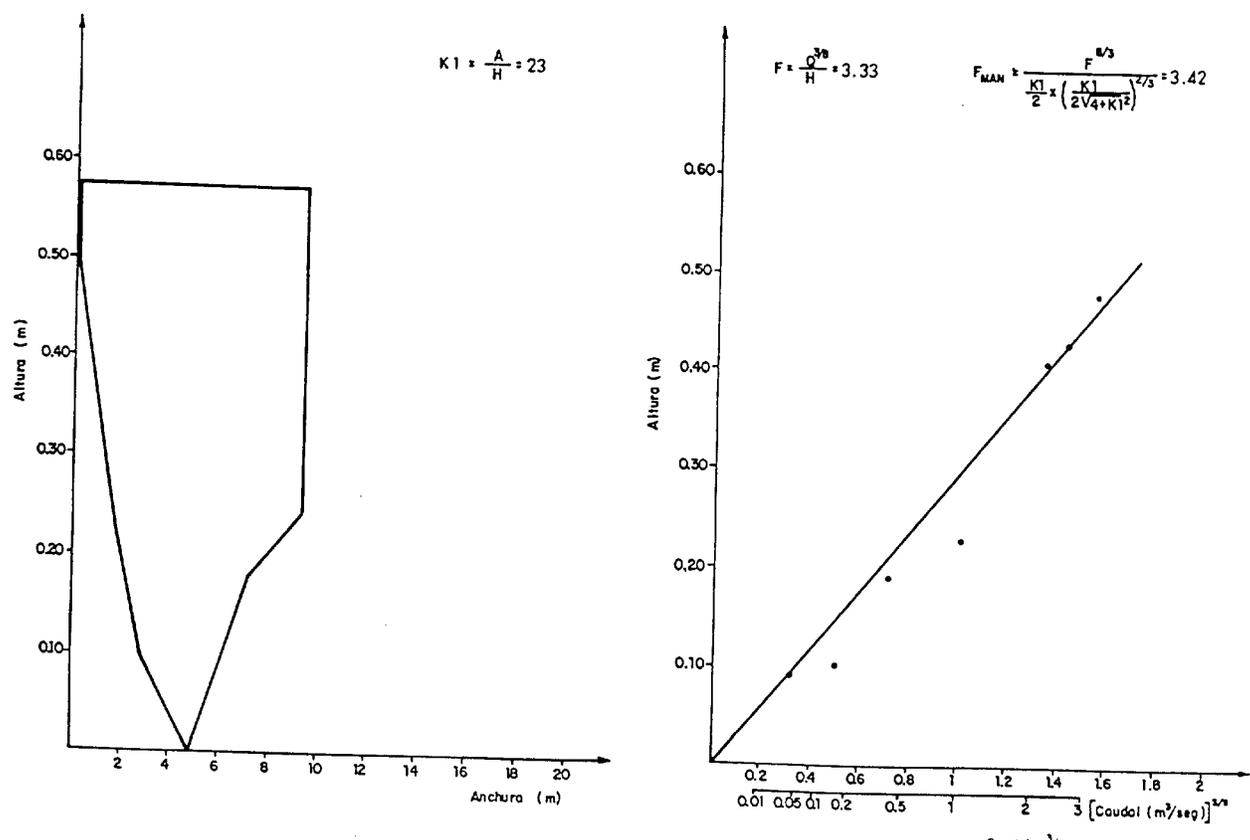
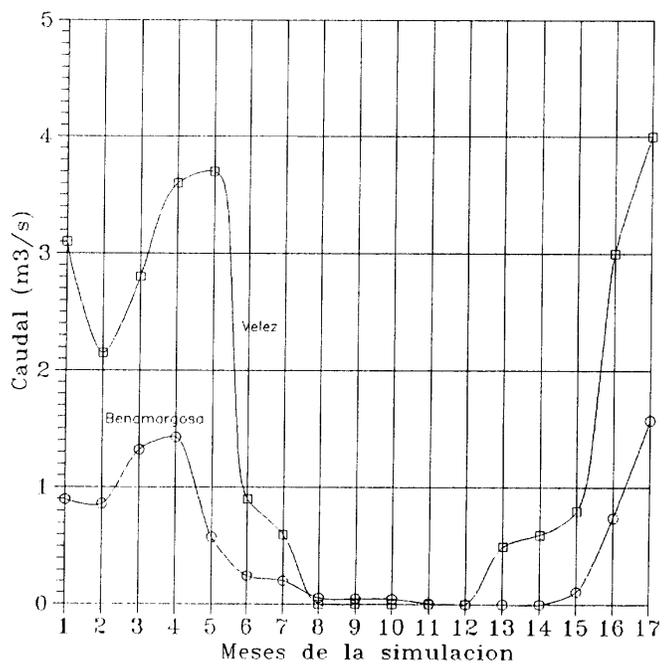


Fig. 7.14
CAUDAL DE LOS RIOS EN EL PERIODO DE
SIMULACION



que se infiltra un 10% de la precipitación registrada cada mes, se ha optado por asumir que se infiltra en el terreno la cantidad de agua obtenida como excedente en un balance hídrico.

Esta hipótesis se base en el hecho de que las lluvias que se producen en meses cálidos se evaporan en su totalidad antes de alcanzar el nivel freático.

En el balance realizado que se incluye en la tabla 7.1. se ha estimado que la retención es de 100 mm dado que es este valor el que MOPU, 1987 (anejo 2) considera más representativo para esta zona. Así mismo, siguiendo el criterio de estos autores se considera que todos los excedentes se infiltran puesto que tanto el aluvial como el delta son zonas de poca pendiente y muy permeables.

7.2.5.7. Cota del fondo impermeable

Este dato se ha obtenido como resultado de los numerosos sondeos de reconocimiento que existen en la zona. Los valores que se han introducido en cada celda del modelo se han representado en el plano 7.7. como se comentó en el apartado 2.1. se ha tomado como fondo del sistema la cota de los sedimentos cuaternarios pese a que, localmente, los materiales paleozoicos están muy alterados.

7.2.5.8. Bombeos de agua subterránea

En el plano 7.8. se ha representado la distribución en zonas de bombeo en que se ha dividido el acuífero modelado. Esta subdivisión en zonas responde a distintos volúmenes de extracción pero originalmente fue diseñada en base a una división del río en tramos separados por las distintas estaciones de aforo controladas por MOPU, 1987.

Para la modelización que se presenta a continuación se ha utilizado la misma división en zonas. En el plano 7.8. se han representado las celdas en las que se concentran los bombeos de agua subterránea dentro de cada zona.

Los volúmenes de agua extraídos en cada zona se han desglosado en la tabla 7.2., y proceden de la lectura de los contadores y control de las horas de funcionamiento de las bombas, o bien de las hectáreas de riego de cada cultivo y sus dotaciones de riego correspondientes (MOPU, 1987).

Por último, la cantidad de agua que se infiltra en el acuífero en concepto de retornos de los riegos aplicados se ha calculado (MOPU, 1987) teniendo en cuenta tanto el agua subterránea como la que se deriva de los cursos de agua superficial.

TABLA 7.1.- BALANCE HIDRICO PARA EL PERIODO DE SIMULACION

	1984			1985												1986			
	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	TOTAL
P (mm)	9,0	151,0	66,0	69,0	7,0	43,0	40,0	20,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	96,0	30,0	10,0	56,0	120,0	717,0
ETP	70,0	38,0	22,0	28,0	25,0	43,0	69,0	110,0	133,0	165,0	154,0	114,0	70,0	38,0	22,0	28,0	25,0	43,0	1197,0
V. Res	0,0	113,0	44,0	41,0	-18,0	0,0	-29,0	-53,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	58,0	8,0	-18,0	31,0	77,0	
Res. T	0,0	113,0	144,0	141,0	82,0	82,0	53,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	58,0	66,0	48,0	79,0	156,0	
Res. R	0,0	100,0	100,0	100,0	82,0	82,0	53,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	58,0	66,0	48,0	79,0	100,0	
ETR	9,0	38,0	22,0	28,0	25,0	43,0	69,0	73,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	38,0	22,0	28,0	25,0	43,0	463,0
Exceso	0,0	13,0	44,0	41,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	56,0	154,0
Falta	61,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	37,0	133,0	165,0	154,0	114,0	70,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	734,0

TABLA 7.2.- EXTRACCIONES PARA CADA ZONA DURANTE EL PERIODO DE SIMULACION (valores en miles de m³)

	1984		1985												1986			
	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	TOTAL
ZONA 1	49	41	33	27	56	78	124	153	211	228	212	170	85	44	52	62	35	1660
ZONA 2	25	19	19	29	82	123	155	169	327	337	298	280	90	33	71	19,6	69	2146
ZONA 4	59	70	127	141	196	215	374	516	581	584	533	434	93	64	45	101	40	4173
ZONA 5	8	8	4	8	7	14	11	8	8	17	16	15	6	6	3	6	2	147
ZONA 6	36	63	60	60	80	117	141	144	263	296	265	248	113	42	47	113	65	2153
ZONA 7	165	165	183	235	260	298	341	600	601	628	638	413	264	241	229	207	137	5605
ZONA 8	164	100	107	329	380	480	687	947	1180	1187	1263	1065	139	21	340	335	22	8766
ZONA 9	655	564	284	262	390	437	630	950	1471	1678	1908	1606	279	109	82	105	204	11614
ZONA 10	80	52	6	4	9	125	191	199	249	258	280	264	177	83	148	111	88	2324
ZONA 11	280	282	197	209	202	265	340	541	576	596	596	452	196	187	81	63	62	5125
ZONA 12	28	21	15	16	53	77	188	203	222	209	202	205	169	64	20	41	66	1799
TOTAL	1569	1385	1035	1320	1715	2229	3182	4430	5689	6018	6211	5152	1611	894	1118	1163	790	45511
RET. RIEGO	97,8	104,3	54,2	93,7	256,6	239,1	315,7	343,3	416,4	432,3	451,3	390,7	102,4	41,8	84,1	128,3	76,4	3628

7.3. CALIBRACION EN REGIMEN TRANSITORIO

7.3.4. Planteamiento

Como se comentó en el apartado 7.2.5.1., al describir los datos de piezometría inicial aplicados al modelo, no se ha realizado una calibración del sistema en régimen permanente dado que existe una alta variabilidad mensual tanto en los caudales de los ríos como en los de extracción y la obtención de unos niveles y caudales medios carece de significado físico real.

Por ello, se optó por realizar directamente una calibración en régimen transitorio. Esta aproximación al problema presenta la dificultad fundamental de que deben calibrarse conjuntamente las influencias que ejercen en la piezometría y caudales las variaciones de la permeabilidad (o transmisividad) y del coeficiente de almacenamiento, con lo que en ocasiones no se puede discriminar bien si una variación en los resultados del modelo se debe a uno u otro parámetro. No obstante, presenta la ventaja de que los resultados obtenidos se puede comparar directamente, mes a mes, con los reales obtenidos en campo.

Los datos introducidos al modelo son los que se han descrito en el apartado 7.2.5. En principio, a la celda (21,8) que simulará la barrera física, se le han aplicado los mismos datos geométricos e hidrodinámicos que los de la celda (20,8) situada inmediatamente aguas arriba.

7.3.2. Resultados

En el plano 7.9. se han representado las evoluciones piezométricas calculadas en la simulación (líneas de

trazos) en celdas seleccionadas, frente a las evoluciones reales medidas en pozos y sondeos localizados en la celda correspondiente. En la parte superior de cada gráfico se pueden observar la identificación de la celda (fila, columna) y del sondeo que se ha utilizado para la comparación.

Como se observa en este plano, la reproducción de las evoluciones piezométricas es bastante aceptable para todo el área del modelo, dado que tanto los rangos de variación de los niveles como la localización en el tiempo de los máximos y mínimos piezométricos coinciden aproximadamente. Debe notarse que en muchos casos la cota media asignada a una celda y la cota del sondeo cuya evolución piezométrica se ha usado para la comparación, no coinciden. Por esta razón, en ocasiones se observa que las piezometrías calculadas están desplazadas en el eje de ordenadas respecto a las reales.

Los puntos donde se observa un ajuste de menor calidad entre los niveles calculados y los medidos son principalmente las celdas (6,10), situada en la cabecera del río Vélez y (16,9) en el curso medio. En estas celdas, los niveles obtenidos son, desde el verano de 1985, más bajos que los medidos. Esta puede deberse a que los niveles medidos en el pozo no son representativos de toda la celda puesto que en ello hay una superposición de efectos (bombeos, caudal del río, etc.) que no se manifiestan localmente en la evolución piezométrica del sondeo utilizado para la comparación.

Respecto a la piezometría global del acuífero, en los planos 7.10. y 7.11. se han representado los mapas piezométricos obtenidos en la simulación para los meses de Octubre de 1985 y Marzo de 1986, respectivamente. La comparación de estos mapas con los trazados en base a los niveles

reales medidos (MOPU, 1987), es igualmente aceptable, pese a que existen diferencias localmente.

El balance global de la simulación se ha representado en la figura 7.15. Como se observa, la entrada más importante al sistema es la producida por los ríos, totalizando cerca del 88% del total. En segundo plano quedan las aportaciones por infiltración del agua de lluvia y de riegos, así como las entradas de agua de mar al acuífero, que serían asimilables a la intrusión de agua de mar. Como se verá posteriormente (fig. 7.20) al comparar las entradas de agua de mar con barreras de diferentes permeabilidades, éstas se producen fundamentalmente entre los meses de Julio de 1985 y Febrero de 1986, período en el que los bombeos de agua subterránea son intensos y los ríos llevan muy poco o ningún caudal.

En lo referente a las descargas, el concepto más importante es el de los bombeos, que suponen un 66% del total. A continuación las descargas al mar y por evapotranspiración en las zonas donde el nivel freático está cerca de la superficie.

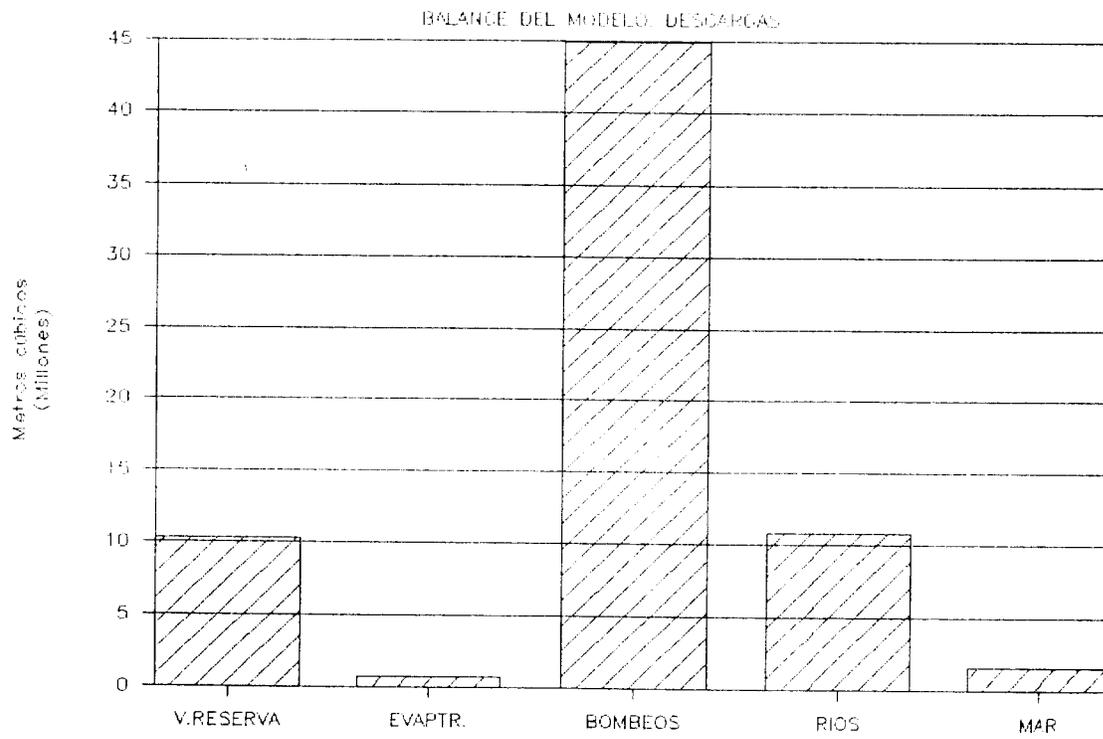
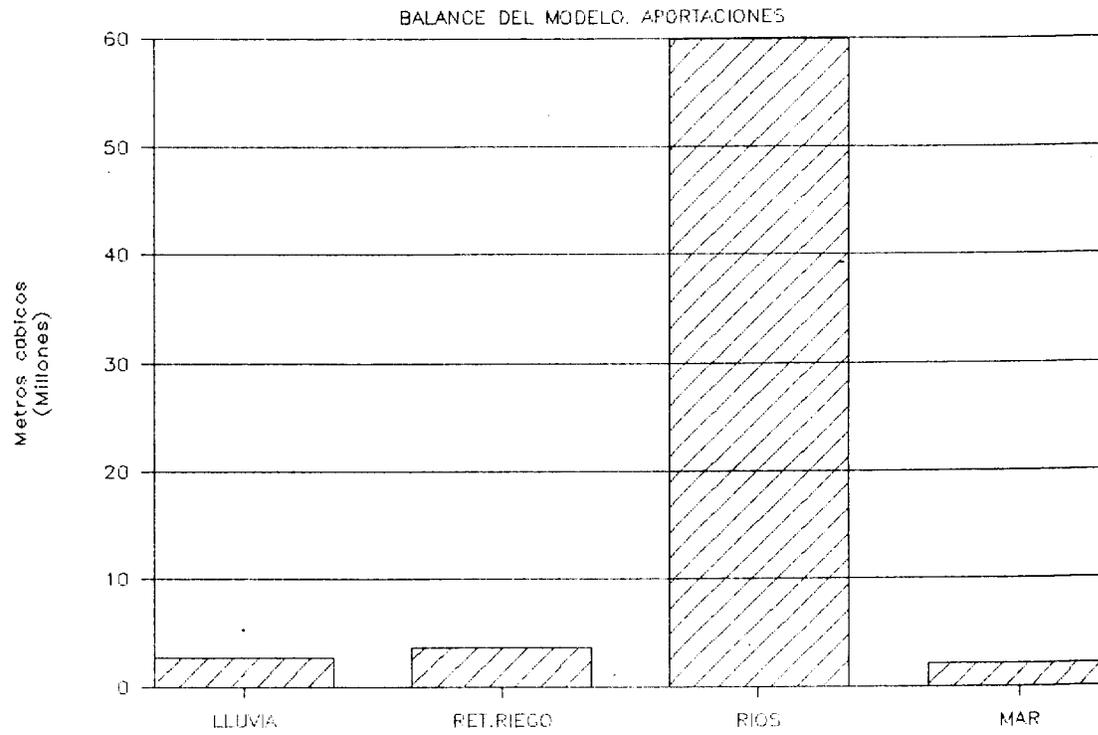


Fig. 7.15.- BALANCE DEL MODELO EN REGIMEN TRANSITORIO.

7.4. SIMULACION DE HIPOTESIS

7.4.1. Simulación de la presencia de una barrera física en la boca del delta

Como se comentó en apartados anteriores, la presencia de una barrera física en el límite del aluvial y el delta del río Vélez se ha simulado mediante la consideración de una celda de 25 m de longitud en la boca del delta. Concretamente esta celda se localiza en la posición (21,8) del mallado de la zona (plano 7.1.).

Dado que al momento de hacer estas simulaciones se desconoce tanto el método de construcción de la barrera como sus características hidráulicas, se ha optado por considerar un amplio número de posibilidades en lo referente a la permeabilidad del material que se utilice. Así, teniendo en cuenta que el valor originalmente asignado de este parámetro a la celda (21,8) fue de 150 m/día, se han estudiado los efectos que ejercerían sobre el balance del sistema permeabilidades decrecientes del orden 10; 1; 0,1; 0,01 y 0 m/día. El último valor considerado, 0 m/día, aunque imposible de conseguir en la práctica, se ha incluido también a fin de estudiar las consecuencias de una estanqueidad absoluta, en lo referente a aguas subterráneas, entre el aluvial y el delta.

El período de simulación se ha extendido a los mismos 17 meses que se consideraron para la calibración en régimen transitorio.

7.4.1.1. Balance global del acuífero

El balance global del acuífero para cada una de las hipótesis de barrera consideradas se ha incluido en la tabla 7.3. y en forma gráfica en las figuras 7.16 y 7.17.

APORTACIONES (Hm³)

	LLUVIA	RET. RIEGO	RIOS	MAR	TOTAL
K = 150	2,63	3,63	59,89	2,09	68,24
K = 10	2,63	3,63	60,45	2,01	68,72
K = 1	2,67	3,63	61,32	1,54	69,16
K = 0,1	2,63	3,63	58,56	0,74	65,56
K = 0,01	2,67	3,63	59,64	0,60	66,54
K = 0	2,63	3,63	58,17	0,74	65,17

DESCARGAS (Hm³)

	V. RESERVA	EVAPOTR.	BOMBEOS	RIOS	MAR	TOTAL
K = 150	10,31	0,69	44,92	10,82	1,51	68,25
K = 10	10,73	0,73	44,92	10,76	1,60	68,74
K = 1	11,65	0,60	44,92	10,43	1,56	69,16
K = 0,1	10,25	0,73	42,44	10,82	1,32	65,56
K = 0,01	11,15	0,64	42,44	10,89	1,42	66,54
K = 0	9,90	0,73	42,44	10,67	1,43	65,17

Tabla 7.3.- Balance global del acuífero para distintas permeabilidades de la barrera

MODELO MATEMATICO ALUVIAL DEL RIO VELEZ

EFFECTO DE LA BARRERA EN APORTACIONES

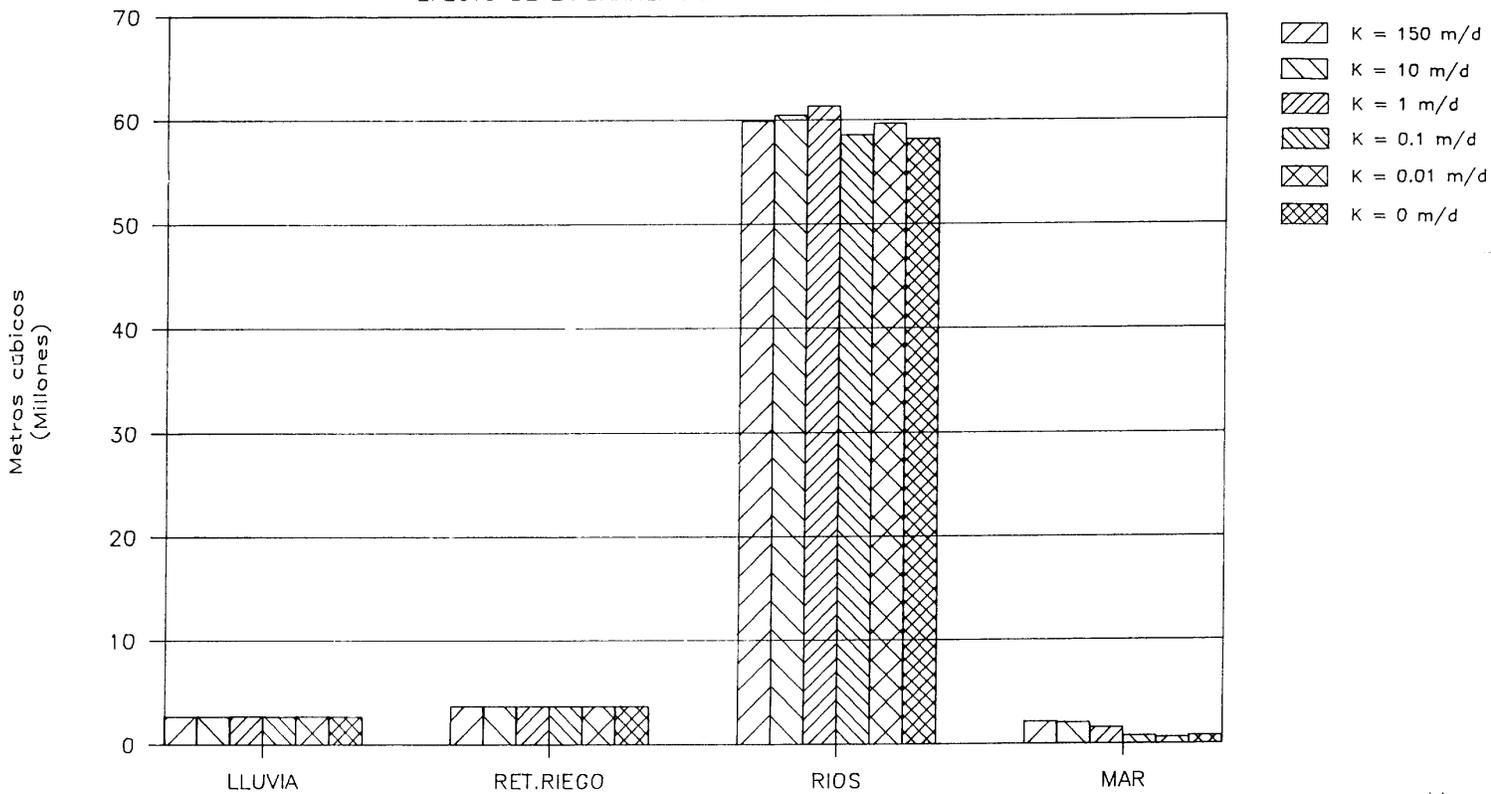


FIG. 7.16 - APORTACIONES EN EL ACUIFERO PARA CADA TIPO DE BARRERA

MODELO MATEMATICO ALUVIAL DEL RIO VELEZ

EFFECTO DE LA BARRERA EN LAS DESCARGAS

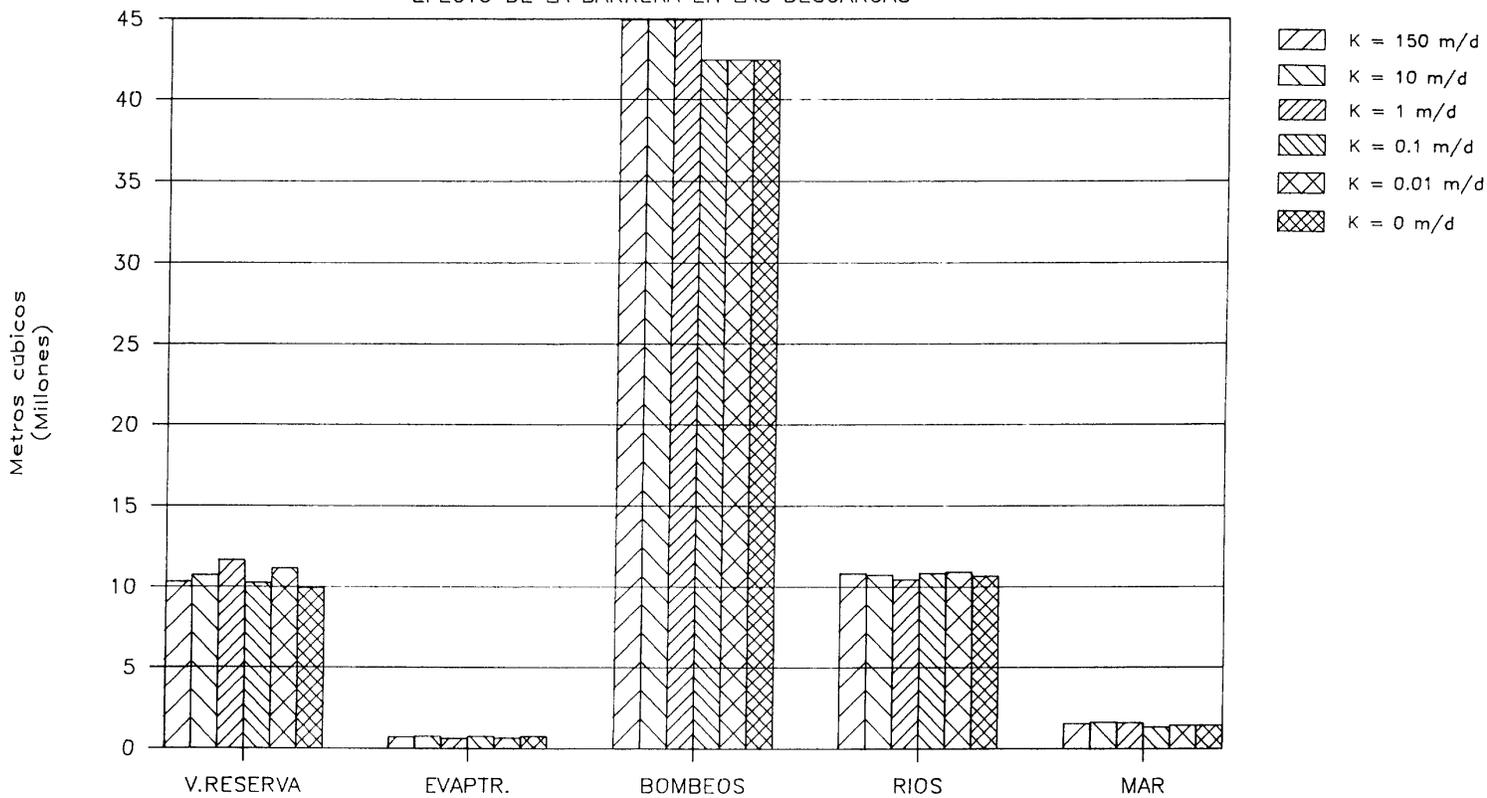


FIG. 7.17.- DESCARGAS EN EL ACUIFERO PARA CADA HIPOTESIS DE BARRERA

En estos balances, la aportación del mar debe entenderse como el volumen de agua de mar que entra en el acuífero (intrusión), mientras que la aportación de los ríos es la pérdida que éstos experimentan al atravesarlo.

La presencia de la barrera supone, para la aportaciones (fig. 7.16):

- Variaciones poco significativas en la recarga procedente de los ríos.
- Disminución de la intrusión.

Respecto a las descargas (fig. 7.17), se observa:

- Variaciones poco significativas en los volúmenes de agua movilizados de la reserva y por evapotranspiración, ríos y al mar.
- Disminución de las extracciones por bombeo, debido al secado de algunas celdas.

Como se observa, los volúmenes totales que circulan en el acuífero apenas si sufren variaciones por la presencia de la barrera (tabla 7.3.).

En la figura 7.18. se ha presentado la variación de las reservas mes a mes para todo el período de simulación. Como se observa, no hay apenas variaciones al considerar distintas conductividades hidráulicas para la barrera. De esta figura se obtiene que, aproximadamente, desde Febrero hasta Octubre de 1985, se utilizan las reservas del acuífero que aumentaron en los tres primeros meses de la simulación y volverían a hacerlo en los cuatro últimos, coincidiendo con los meses en que se produce una mayor infiltración y llevan más caudal los ríos.

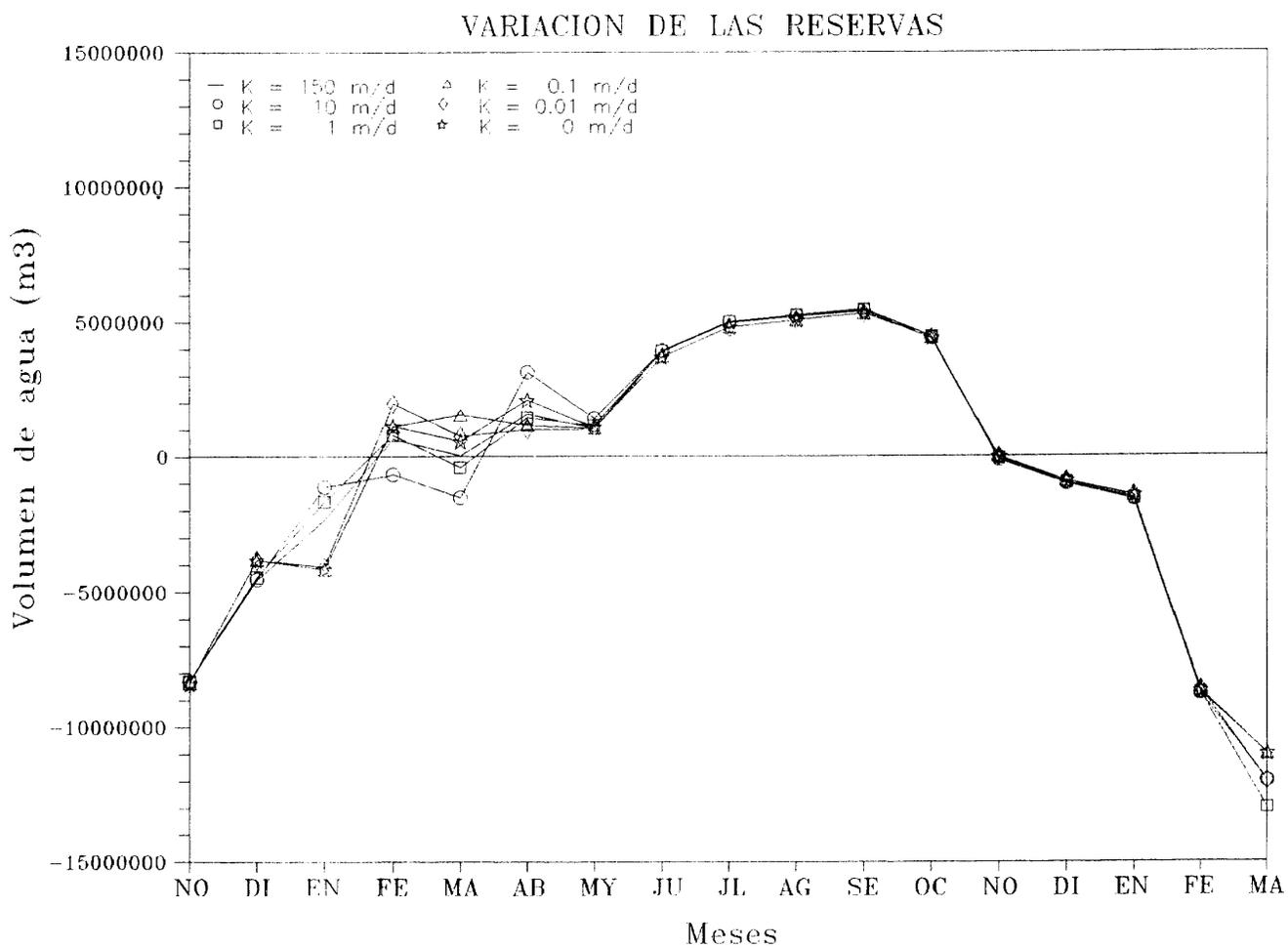


FIG. 7.18- VARIACION DE LAS RESERVAS EN EL ACUIFERO PARA DISTINTAS HIPOTESIS DE BARRERA

En la figura 7.19 se observa que, igualmente, tampoco hay grandes variaciones en la relación acuífero-río para distintas permeabilidades de la barrera. Salvo algunas oscilaciones que se presentan de Enero a Abril de 1985, se obtiene que el río recarga al acuífero desde Noviembre de 1984 a Mayo de 1985 y desde Noviembre del mismo año hasta el final de la simulación en Marzo de 1986. El resto de los meses no se produce infiltración debido a que los ríos llevan muy poco o ningún caudal.

Por el contrario, en la figura 7.20, en la que se ha representado la relación acuífero-mar, se observa un importante contraste entre las simulaciones realizadas con una barrera de 150, 10 y 1 m/día frente a las de menor permeabilidad. Así, mientras que en todos los casos se obtiene que el acuífero cede agua al mar durante los primeros 7 meses de la simulación, se produce intrusión en el período Julio-85 a Febrero-86, y de nuevo se cede agua al mar en Marzo de 1986, los volúmenes de agua que entran del mar al acuífero varían según la opción de permeabilidad considerada.

Según esto, la intrusión, entendida como la entrada de agua al acuífero desde las celdas de nivel constante, disminuye progresivamente al bajar la permeabilidad de la barrera hasta que ésta tiene un valor de 0,1 m/día o inferior, en que se estabiliza.

Esto parece indicar que es con este valor (0,1 m/día) cuando se independizan claramente el aluvial y el delta, de tal manera que las fuertes extracciones de agua subterránea que se producen aguas arriba de la barrera no afectan a la hidrodinámica del delta y, por tanto, a la intrusión.

RELACION ACUIFERO - RIO

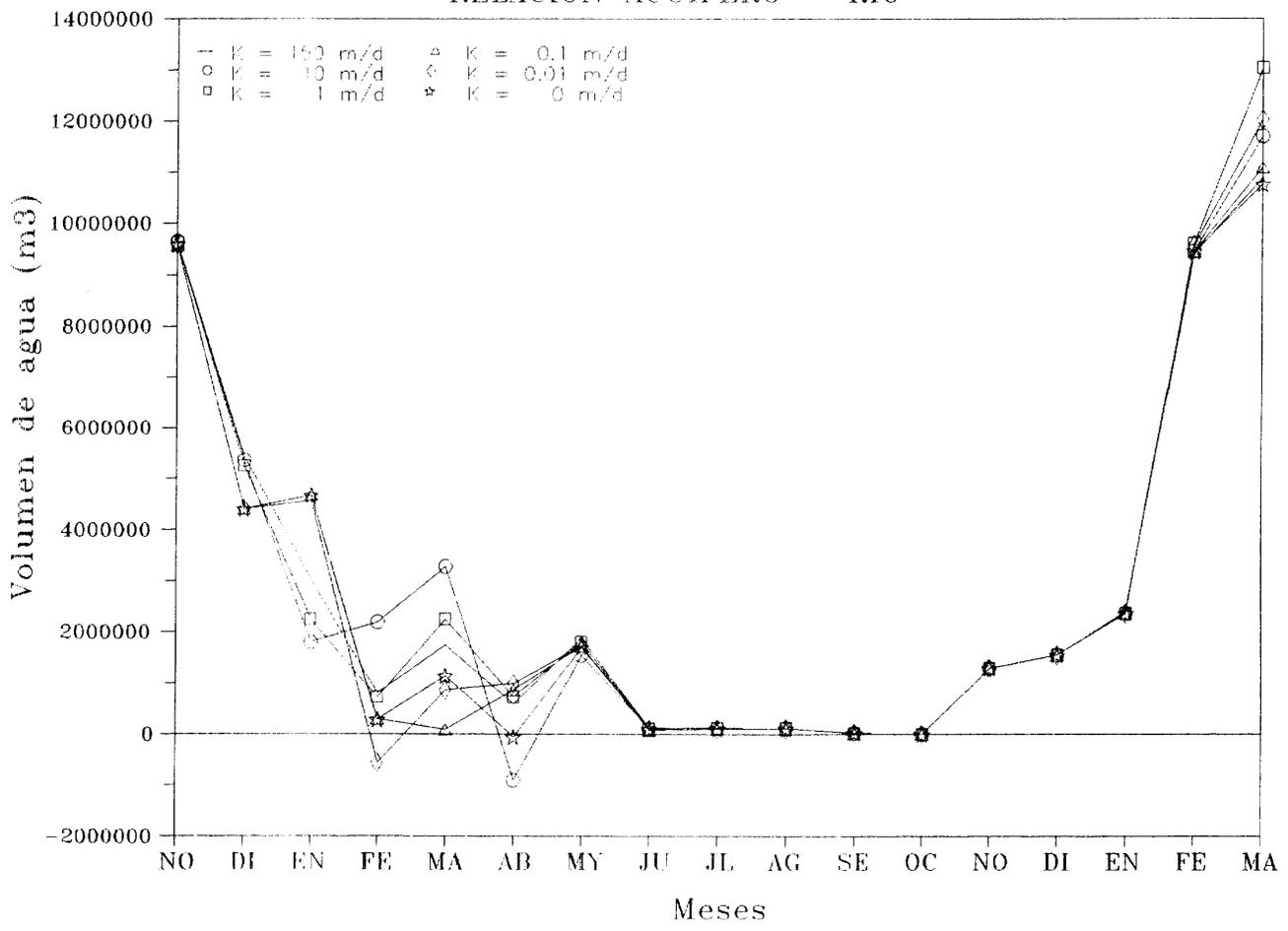


FIG. 7.19. RELACION ACUIFERO-RIO PARA DISTINTAS HIPOTESIS DE BARRERA

RELACION ACUIFERO - MAR

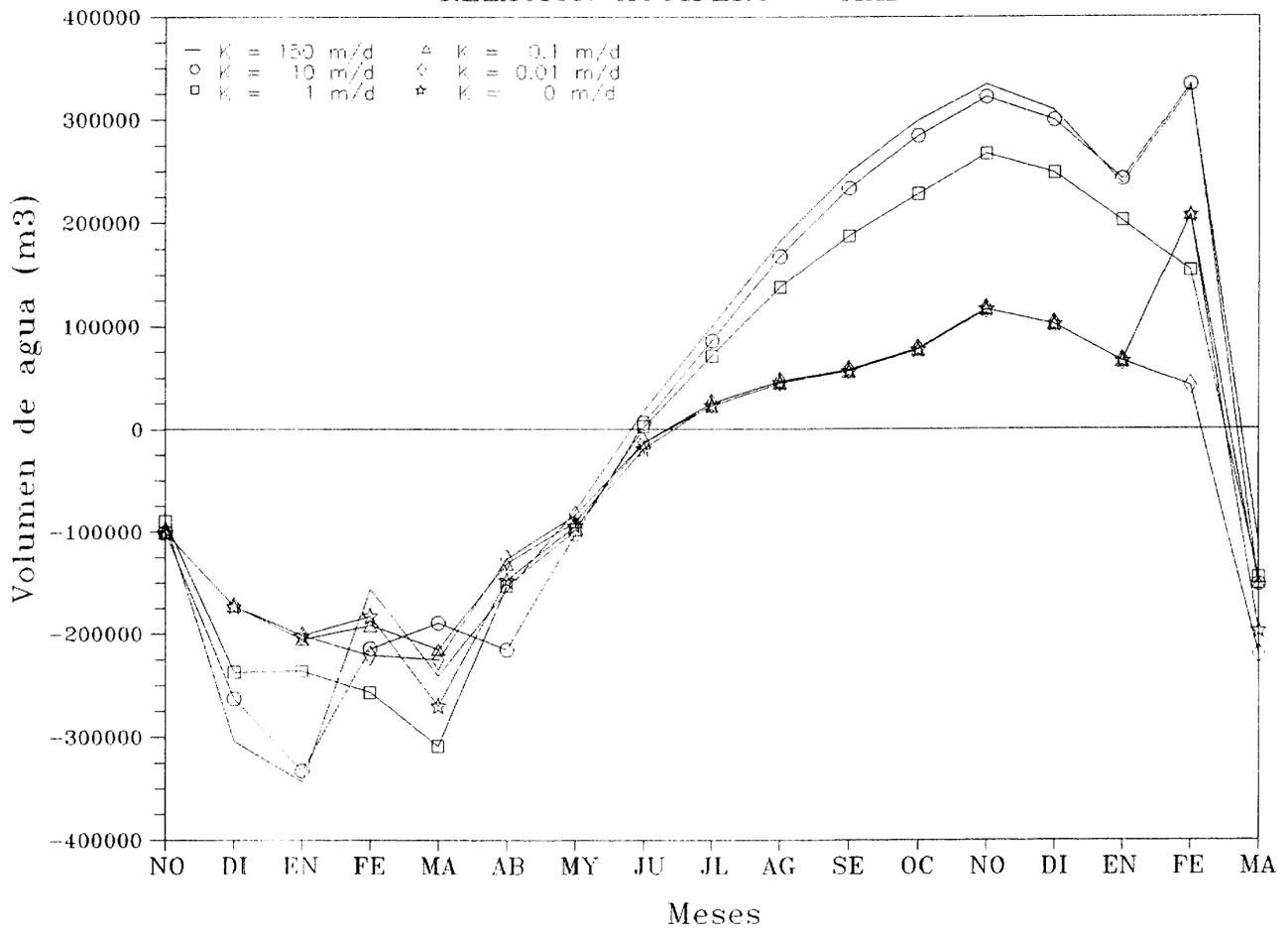


FIG. 7.20. RELACION ACUIFERO-MAR PARA DISTINTAS HIPOTESIS DE BARRERA

7.4.1.2. Balances en las zonas de explotación

Tanto desde un punto de vista teórico como práctico, la barrera sólo afectará a sus inmediaciones. Por ello, a continuación se analizan con más detalle los balances obtenidos en las zonas 9 y 10, situadas aguas arriba (plano 7.8.), la zona 11, que incluye la celda de barrera, y la zona 12, que representa al delta conectado con el mar.

ZONA 9

Los resultados de los balances obtenidos se han representado en las figuras 7.21. para las aportaciones, y 7.22. para las descargas.

Como se desprende de las figuras, las aportaciones más importantes se producen por la alimentación lateral procedente de la zona 8 y la procedente del río, mientras que las descargas principales se producen por los bombeos y el paso a la zona 10, situada aguas abajo.

En los balances no se observa ninguna variación significativa debida a la presencia de la barrera.

A fin de estimar la afección a la piezometría se ha representado (fig. 7.23.) la evolución piezométrica calculada para la celda (16,9) con permeabilidades de 150 m/día (situación original) y 0,1 m/día (barrera). Como se observa, no hay diferencias significativas.

ZONA 10

Los resultados de los balances obtenidos se han representado en las figuras 7.24. y 7.25.

MODELO MATEMATICO ALUVIAL DEL RIO VELEZ

EFFECTO DE LA BARRERA EN APORTACIONES

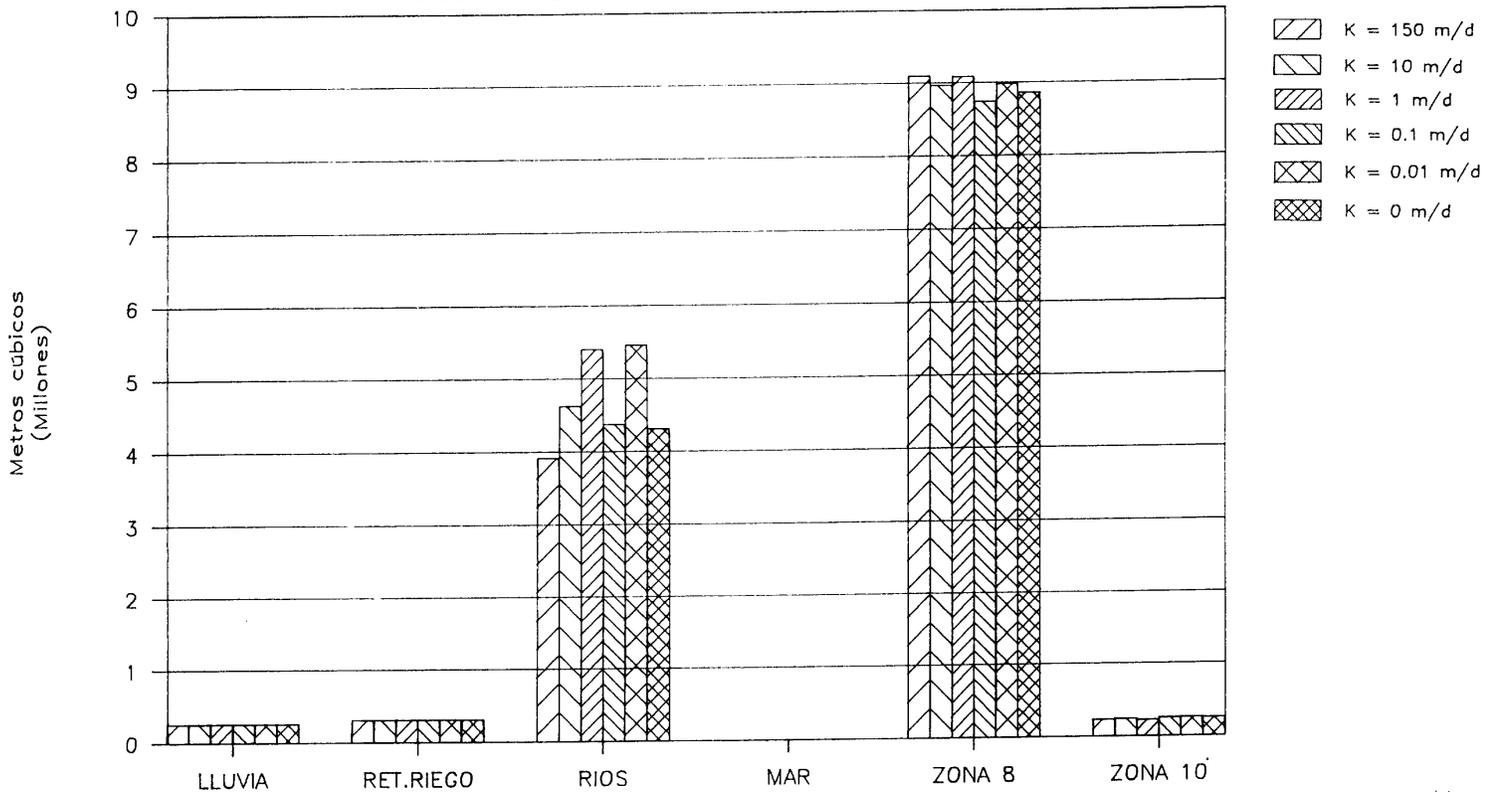


FIG. 7.21. APORTACIONES EN LA ZONA 9 PARA CADA HIPOTESIS DE BARRERA

MODELO MATEMATICO ALUVIAL DEL RIO VELEZ

EFFECTO DE LA BARRERA EN LAS DESCARGAS

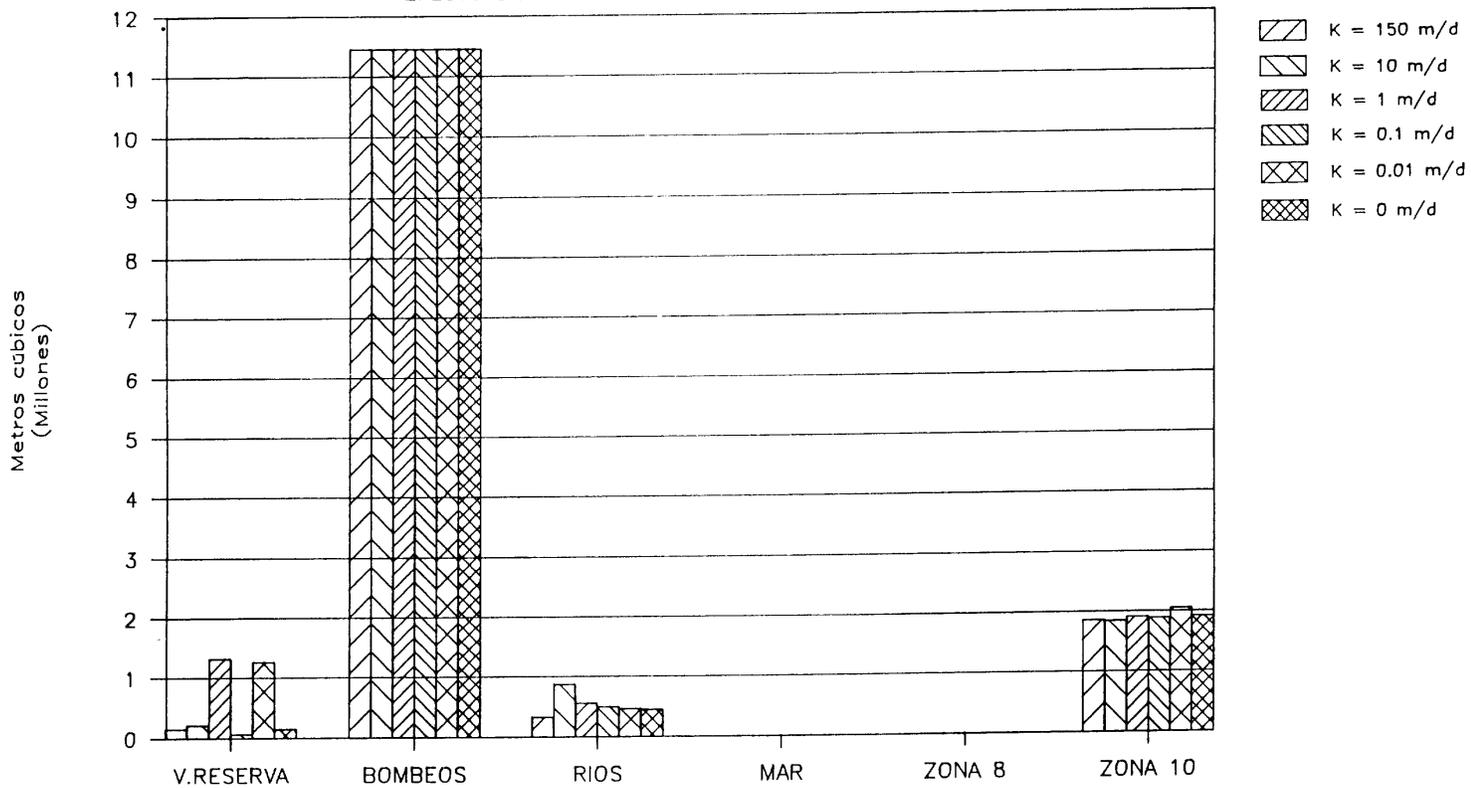


FIG. 7.22. DESCARGAS EN LA ZONA 9 PARA CADA HIPOTESIS DE BARRERA

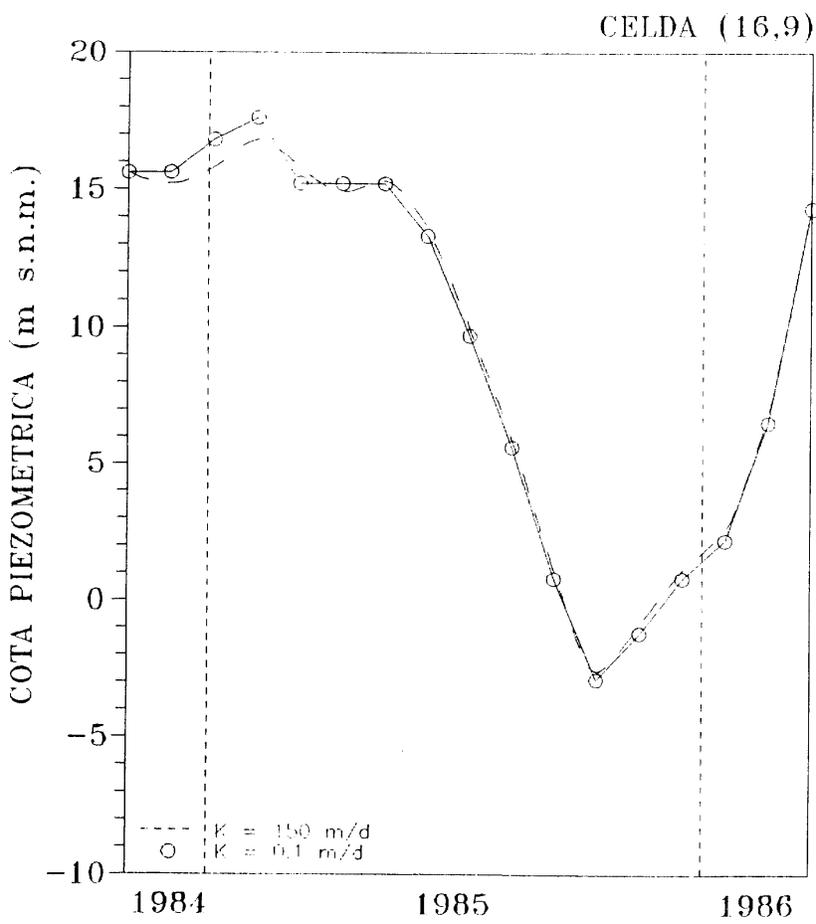


FIG. 7.23
 NIVELES PIEZOMETRICOS CALCULADOS EN LA CELDA
 (16.9) CON Y SIN BARRERA.

MODELO MATEMATICO ALUVIAL DEL RIO VELEZ

EFFECTO DE LA BARRERA EN APORTACIONES

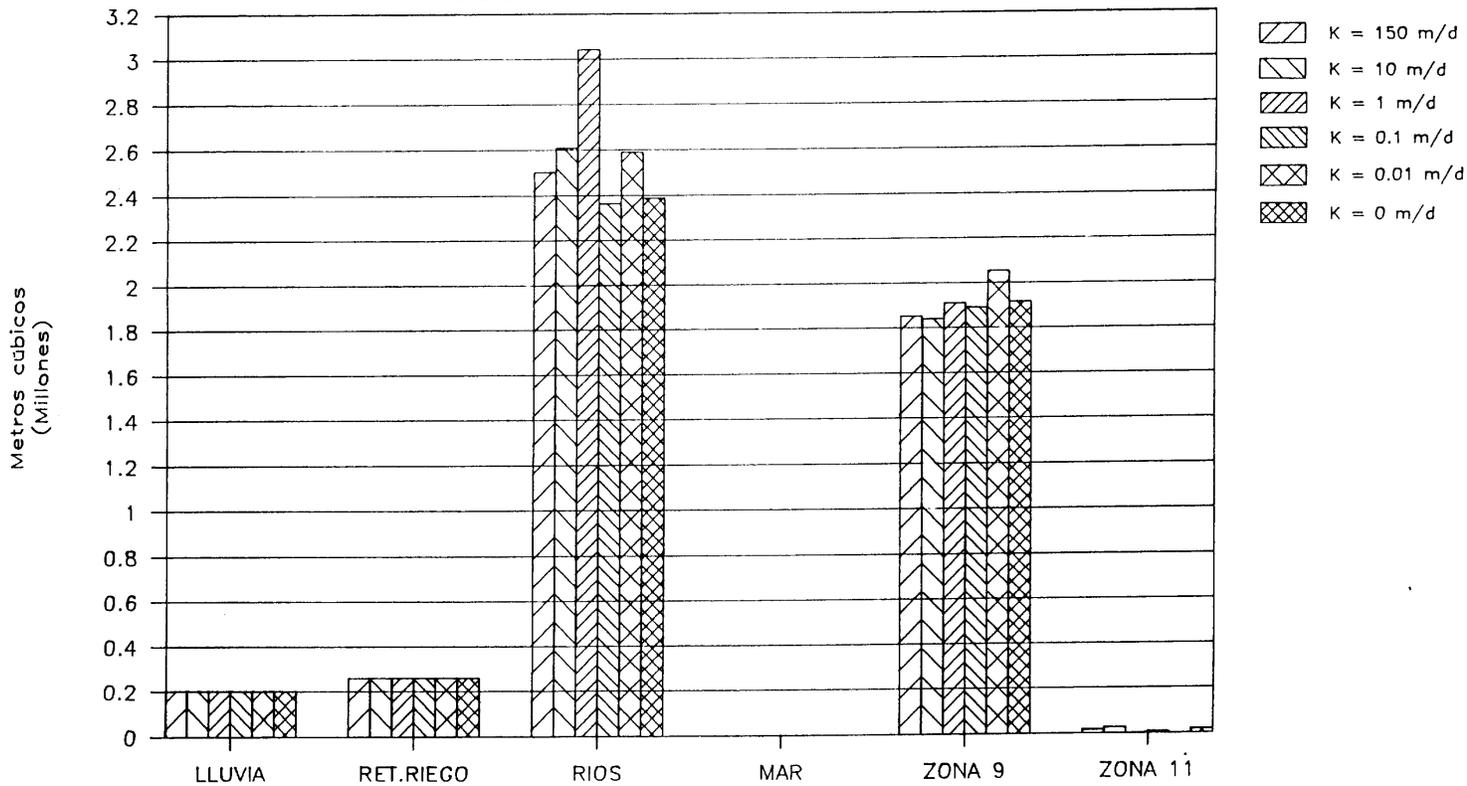


FIG. 7.24. APORTACIONES EN LA ZONA 10 PARA CADA HIPOTESIS DE BARRERA

MODELO MATEMATICO ALUVIAL DEL RIO VELEZ

EFFECTO DE LA BARRERA EN LAS DESCARGAS

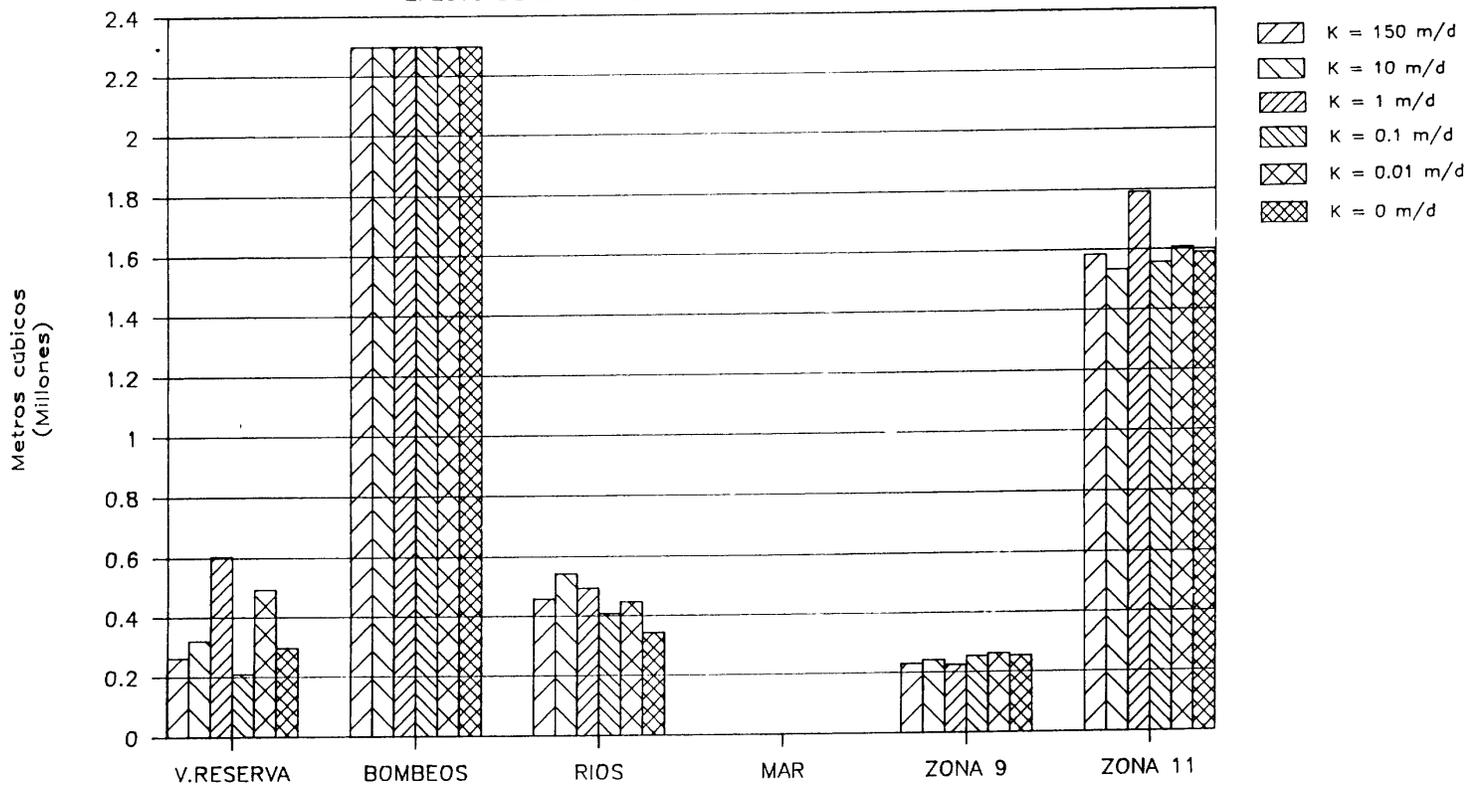


FIG. 7.25. DESCARGAS EN LA ZONA 10 PARA CADA HIPOTESIS DE BARRERA

En esta zona las aportaciones proceden fundamentalmente de los ríos y de la zona 9, aguas arriba. Las descargas se realizan por bombeos, por flujo subterráneo hacia la zona 11 y, en menor medida, hacia los ríos y la zona 9.

No se ha obtenido una variación importante ni en los términos del balance ni en la piezometría. Este último aspecto se observa en la figura 7.26, en la que se han representado los niveles calculados en la celda (19,9) con y sin barrera.

ZONA 11

El análisis de esta zona refleja claramente las consecuencias de la implantación de la barrera. Así, el efecto de las variaciones de permeabilidad de la celda (21,8) es muy notable, como se observa en las figuras 7.27 y 7.28, resultado de los balances obtenidos.

El primer efecto notorio que se presenta, y que no queda reflejado en el balance, es que para una permeabilidad de la barrera igual o inferior a 0,1 m/día, se produce el vaciado total de la celda, con lo cual se anula cualquier flujo de agua subterránea posterior en cualquier dirección.

Por esta razón en los balances se observa que para esos valores de permeabilidad se anulan las entradas y salidas de agua a la zona 12 (delta), los bombeos se reducen a la mitad y, como consecuencia, las entradas de agua del río son menores puesto que sólo deben satisfacer las necesidades hídricas de la celda 20,8, única dentro de la zona 11 que queda activa.

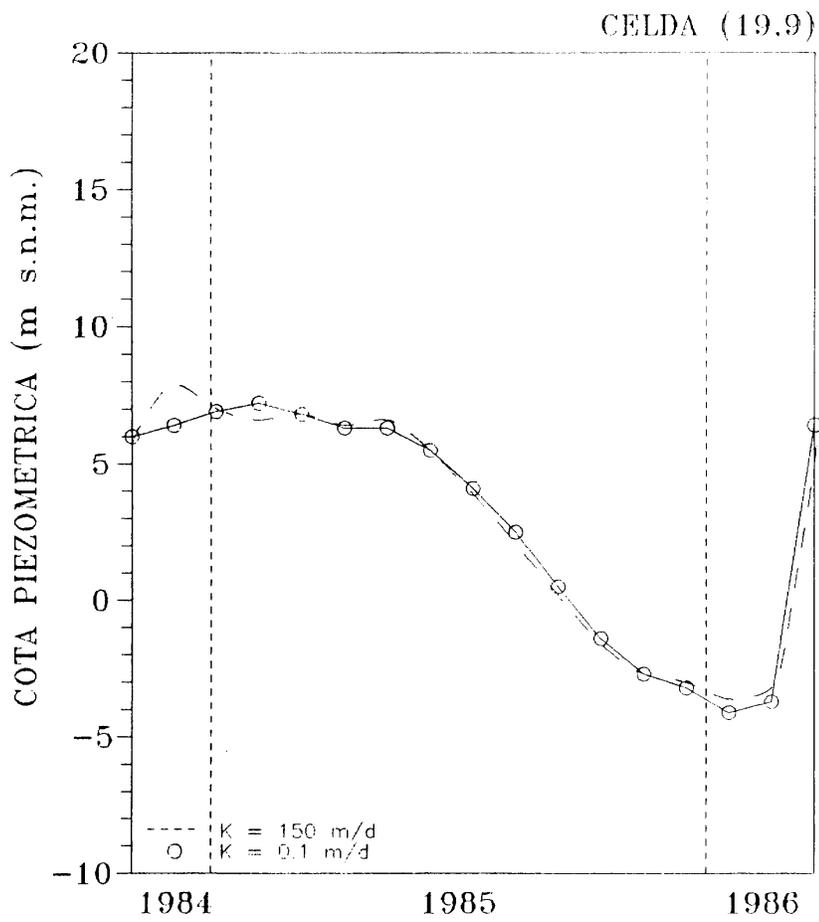


FIG. 7.26
 NIVELES PIEZOMETRICOS CALCULADOS EN LA CELDA (19,9) CON Y SIN BARRERA.

MODELO MATEMATICO ALUVIAL DEL RIO VELEZ

EFFECTO DE LA BARRERA EN APORTACIONES

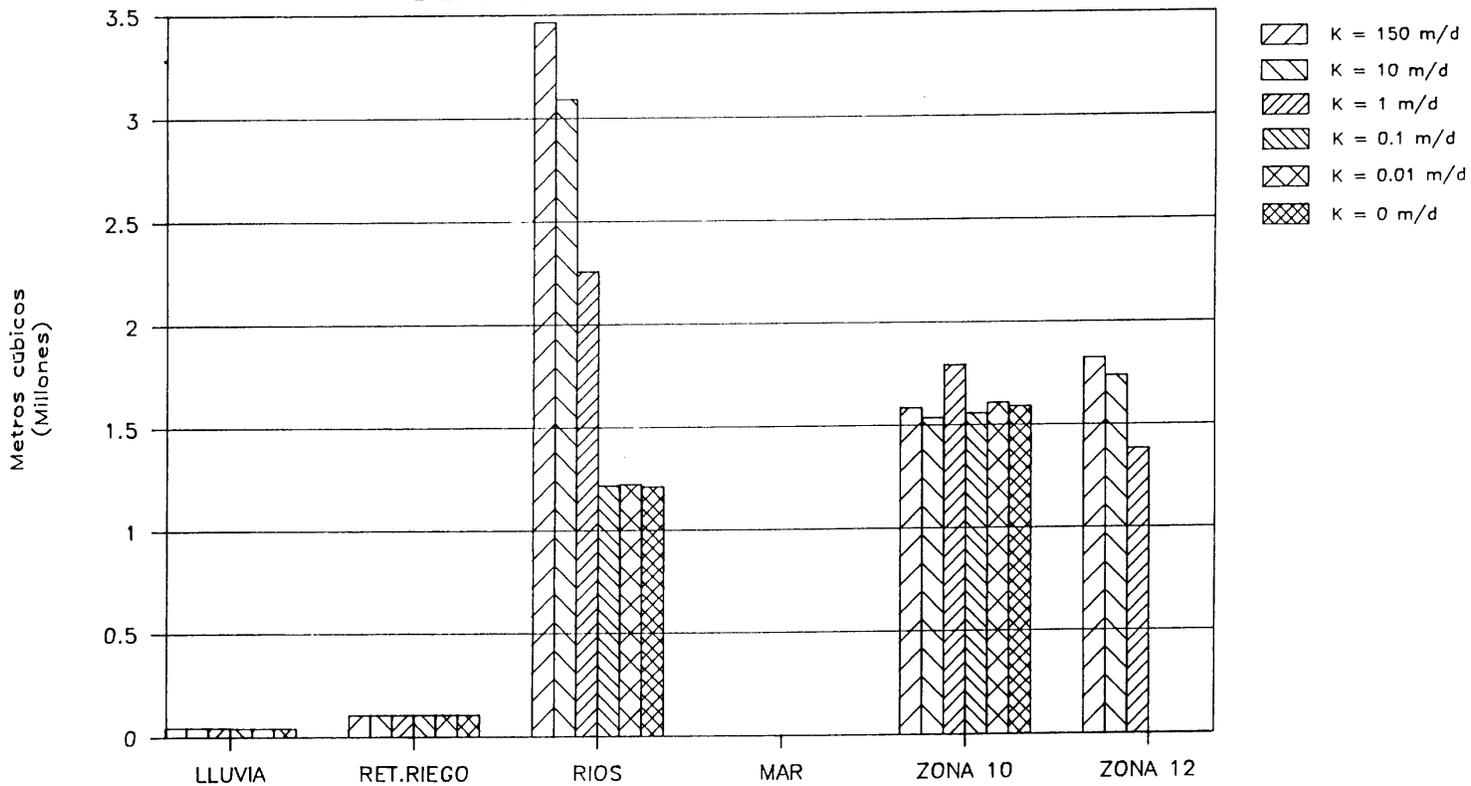


FIG. 7.27. APORTACIONES EN LA ZONA 11 PARA CADA HIPOTESIS DE BARRERA

MODELO MATEMATICO ALUVIAL DEL RIO VELEZ

EFFECTO DE LA BARRERA EN LAS DESCARGAS

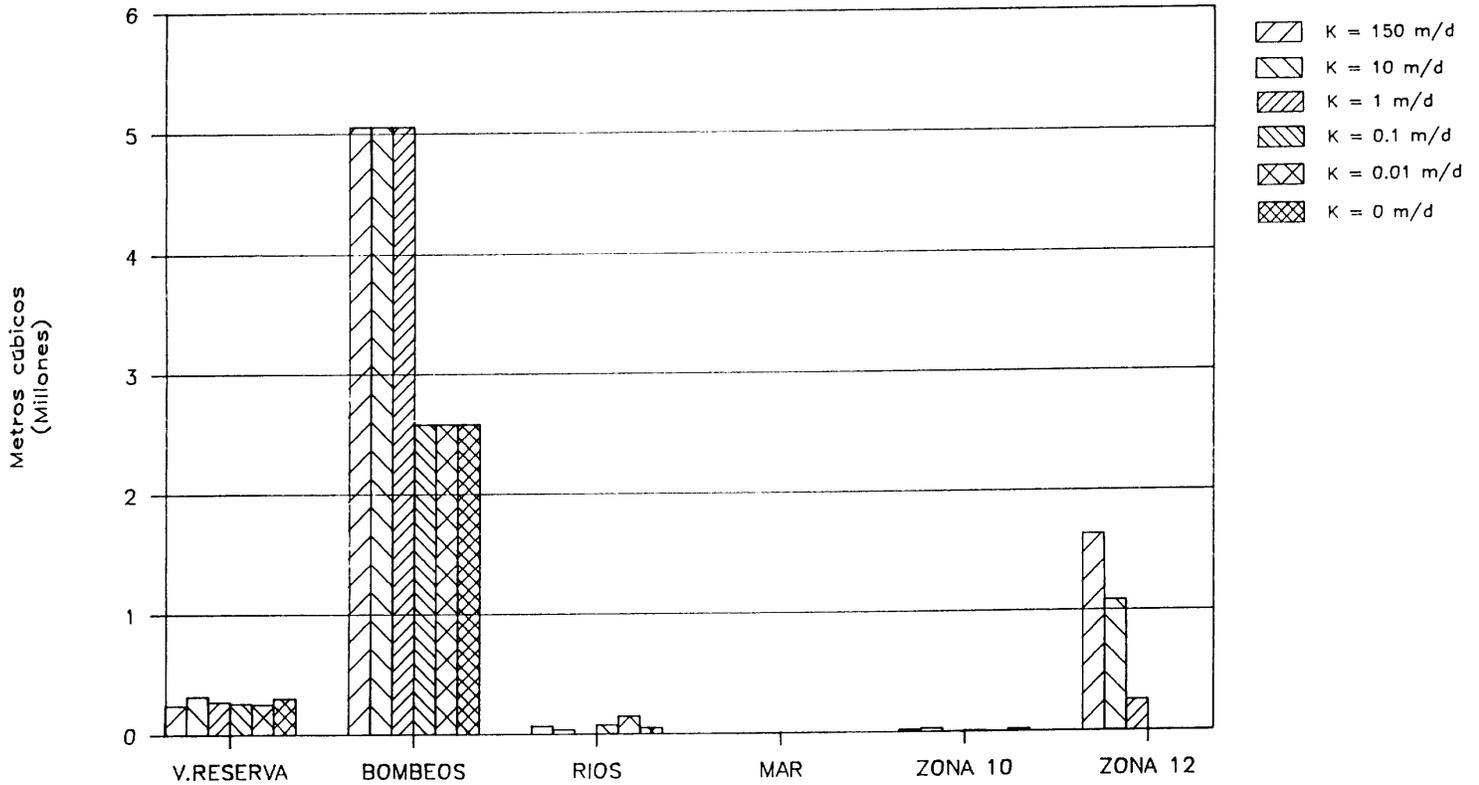


FIG. 7.28. DESCARGAS EN LA ZONA 11 PARA CADA HIPOTESIS DE BARRERA

Para permeabilidades no tan bajas (10 y 1 m/día) se observa que las entradas de agua desde el delta son progresivamente menores cuanto más estanca sea la barrera.

En la piezometría calculada (fig. 7.29), para permeabilidad de 1 m/día los niveles obtenidos son considerablemente más bajos que los originales debido al efecto de "barrera negativa" que empieza a ejercer la celda (21,8). Cuando la permeabilidad de la barrera es menor, la celda se seca, con lo que se anulan los bombeos que tiene y, por tanto, el descenso del nivel es menos importante.

ZONA 12

Esta es la otra zona más afectada por la presencia de la barrera. El balance se ha representado en las figuras 7.30 y 7.31. En él se observa que las entradas de agua de mar se reducen a medida que la permeabilidad de la barrera es menor debido a la desconexión que se produce con las zonas de intensa explotación que existen aguas arriba de la barrera. Para valores de 0,1 m/día o inferiores, la desconexión subterránea entre las zonas 11 y 12 es total, como se comentó en el apartado anterior.

En lo que se refiere a la piezometría, en la figura 7.32. se han representado las evoluciones piezométricas calculadas para la celda (22,8), localizada inmediatamente aguas abajo de la barrera, para todo el período de simulación con tres hipótesis de permeabilidad de la celda de barrera.

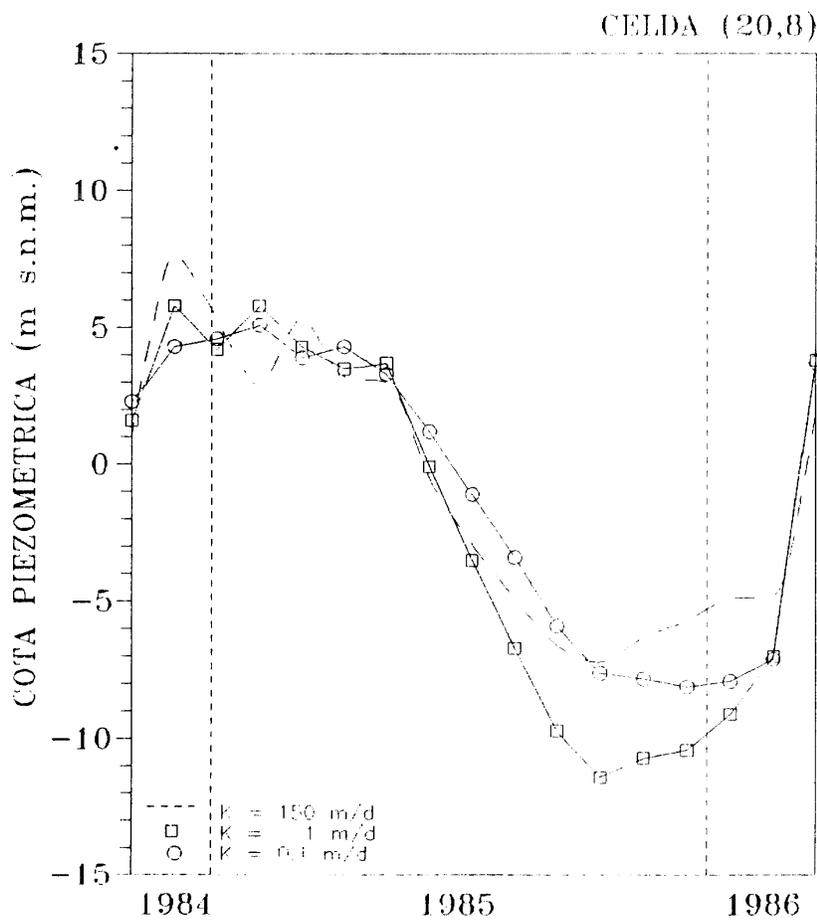


FIG. 7.29.
NIVELES PIEZOMETRICOS CALCULADOS EN LA CELDA (20,8)
CON Y SIN BARRERA.

MODELO MATEMATICO ALUVIAL DEL RIO VELEZ

EFFECTO DE LA BARRERA EN APORTACIONES

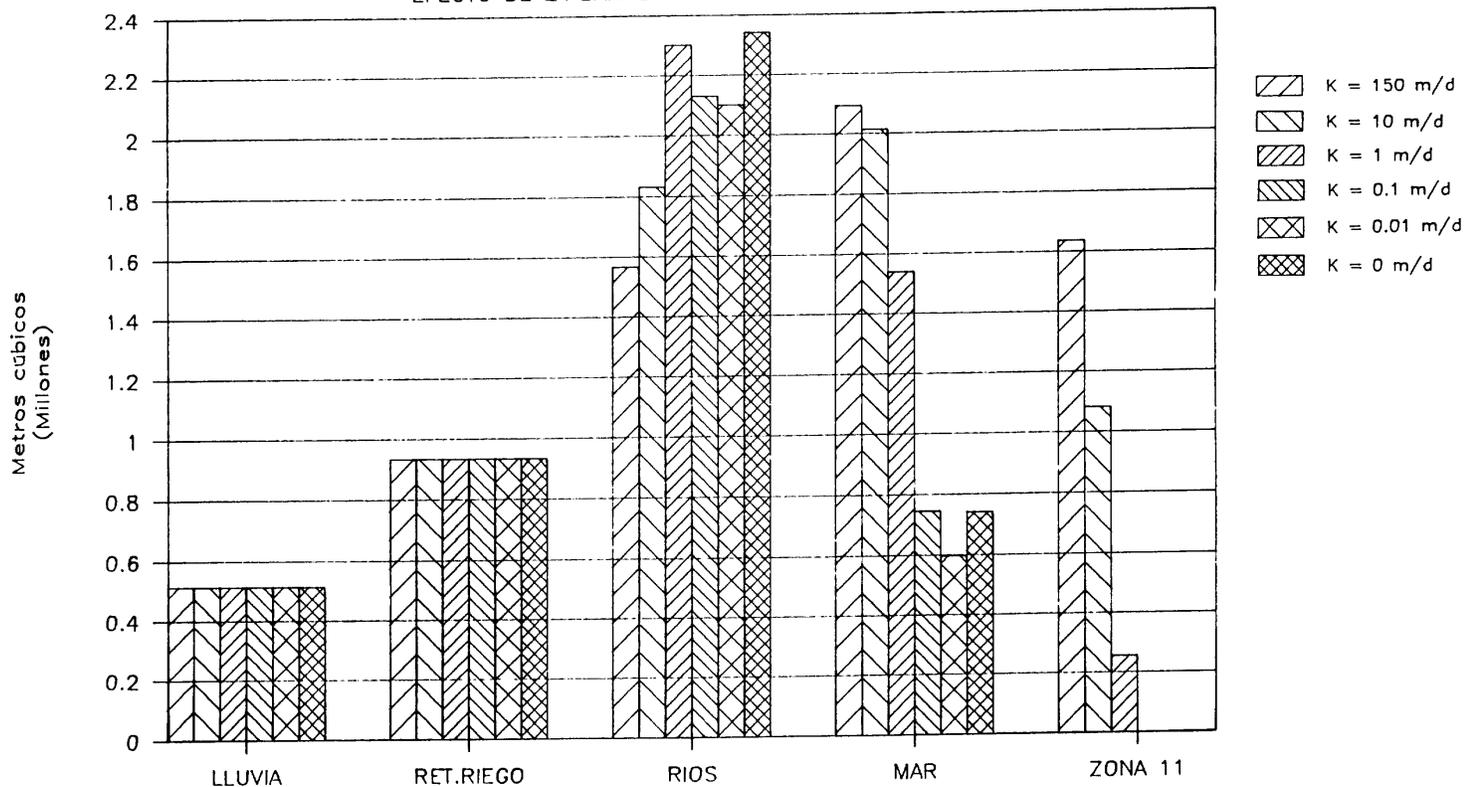


FIG. 7.30.- APORTACIONES EN LA ZONA 12 PARA CADA HIPOTESIS DE BARRERA

MODELO MATEMATICO ALUVIAL DEL RIO VELEZ

EFFECTO DE LA BARRERA EN LAS DESCARGAS

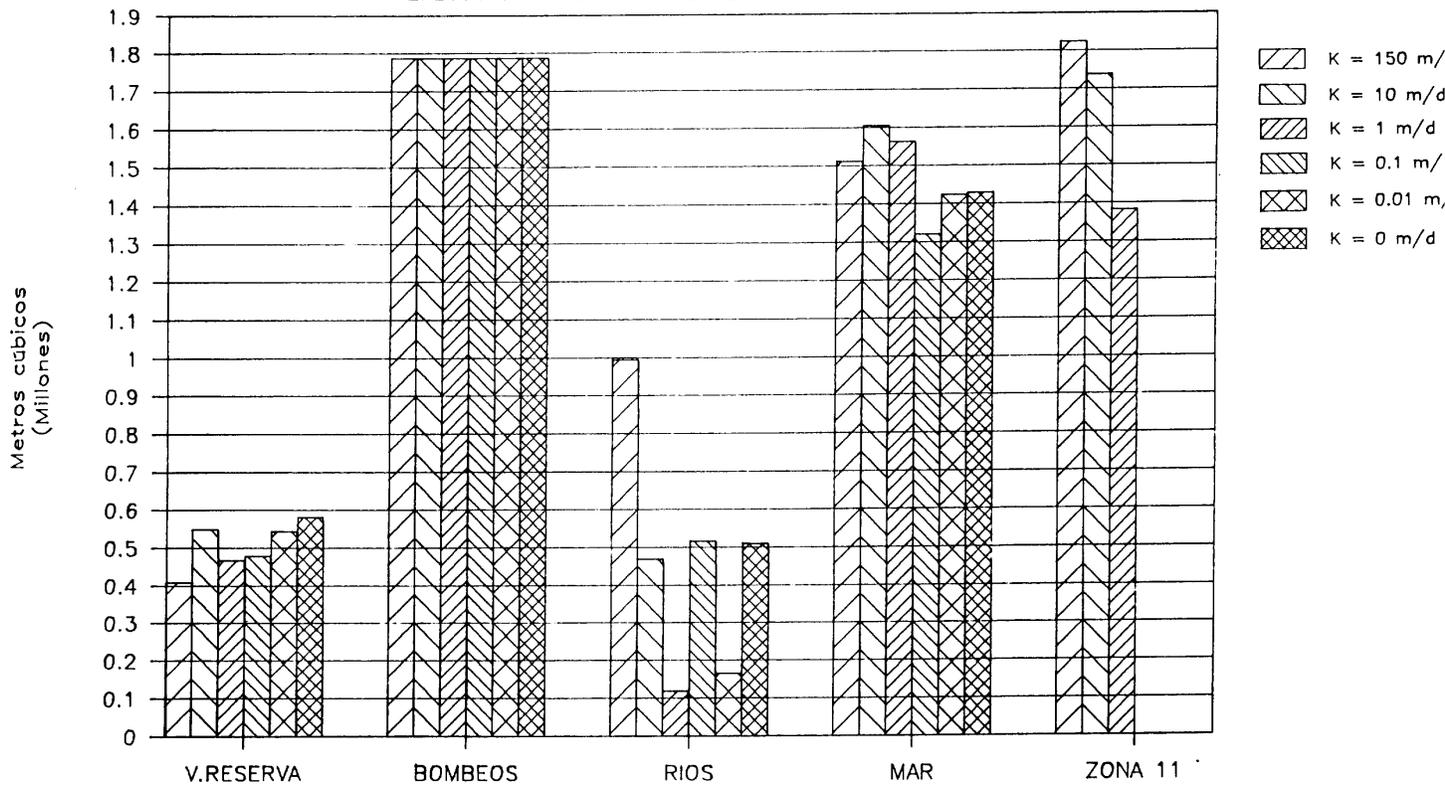


FIG. 7.31.- DESCARGAS EN LA ZONA 12 PARA CADA HIPOTESIS DE BARRERA

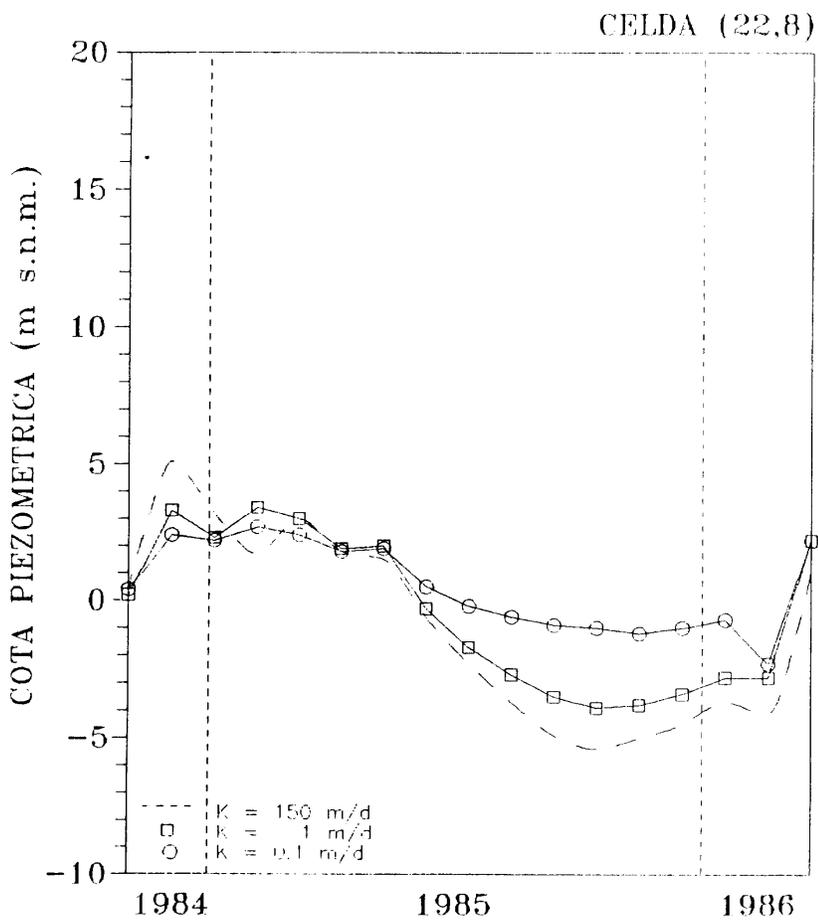


FIG. 7.32.
NIVELES PIEZOMETRICOS CALCULADOS EN LA CELDA (22,8)
CON Y SIN BARRERA.

Como se desprende de esta figura, desde el verano de 1985 hasta el final de la simulación los niveles son tanto más altos cuanto menor es la permeabilidad de la barrera debido a que dejan de afectar las fuertes extracciones de la zona 11. No obstante, los niveles están en general por debajo de la cota 0, por lo que, a priori, no impiden la intrusión de agua de mar, que tendría un potencial mayor. Es posible, incluso, que el ascenso de los niveles sea debido más a la entrada de agua de mar que a infiltración de agua del río debido a que en ese período el río Vélez lleva muy poco o ningún caudal, sin embargo, para clarificar este punto se requeriría un balance detallado celda a celda del delta, o bien la aplicación de un modelo que considere el diferente comportamiento de agua dulce y salada.

7.4.2. Sueltas de caudal procedentes del embalse de La Viñuela

La intrusión marina más importante se produce por las depresiones originadas por los bombeos de la zona 11, que invierten local y temporalmente el flujo natural de las aguas subterráneas hacia el mar.

Como se ha indicado en los apartados anteriores, este fenómeno sólo se paliaría instalando una barrera en la boca del delta con permeabilidad igual o inferior a 0,1 m/día. Otra opción para disminuir la entrada de agua de mar al acuífero consiste en combinar la barrera con aportes de agua dulce como los que producirían distintas sueltas de agua desde el embalse de La Viñuela, en la cabecera del río Vélez.

- A - 5 m³/s durante el mes de Junio de 1985
 B - 10 m³/s " " " "
 C - 15 m³/s " " " "
 D - 1 m³/s desde Jun. a Oct. 1985, ambos inclus.
 E - 2 m³/s " " " " " "

Se ha supuesto que todas las sueltas comienzan en el mes de Junio dado que es en el mes siguiente cuando se han empezado a obtener entradas de agua del mar al acuífero, en las simulaciones presentada anteriormente, y se han aplicado a la celda (6,10), primera celda del río Vélez en la zona modelada.

Los resultados de la simulación se han resumido en las figuras 7.33. a 7.35. en que se han representado los volúmenes de agua implicados en la relación acuífero-mar, acuífero-río y variación de la reserva.

En la figura 7.33, que representa la relación acuífero-mar para el período de simulación, se observa que tan sólo la última de las opciones consideradas, es decir, una suelta de 2 m³/s durante cinco meses, impide la entrada de agua de mar al acuífero. Sueltas concentradas en sólo un mes, aunque sean de 15 m/s, producen efectos importantes durante el mes de aplicación, pero son descargadas directamente al mar y no afectan de forma importante a la infiltración del acuífero.

RELACION ACUIFERO - MAR

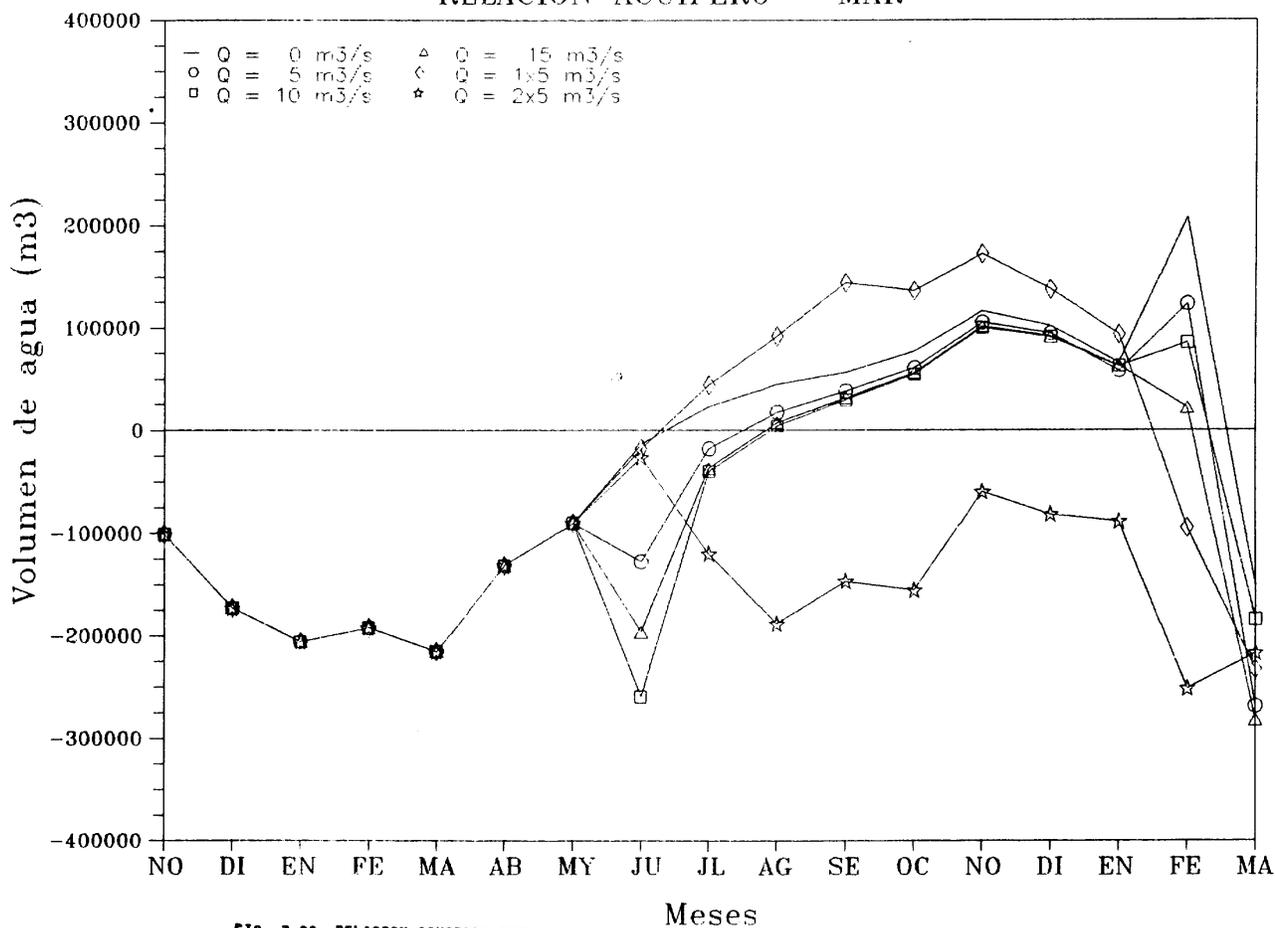


FIG. 7.33. RELACION ACUIFERO-MAR PARA DISTINTAS SUELTAS DE CAUDAL Y PRESENCIA DE BARRERA

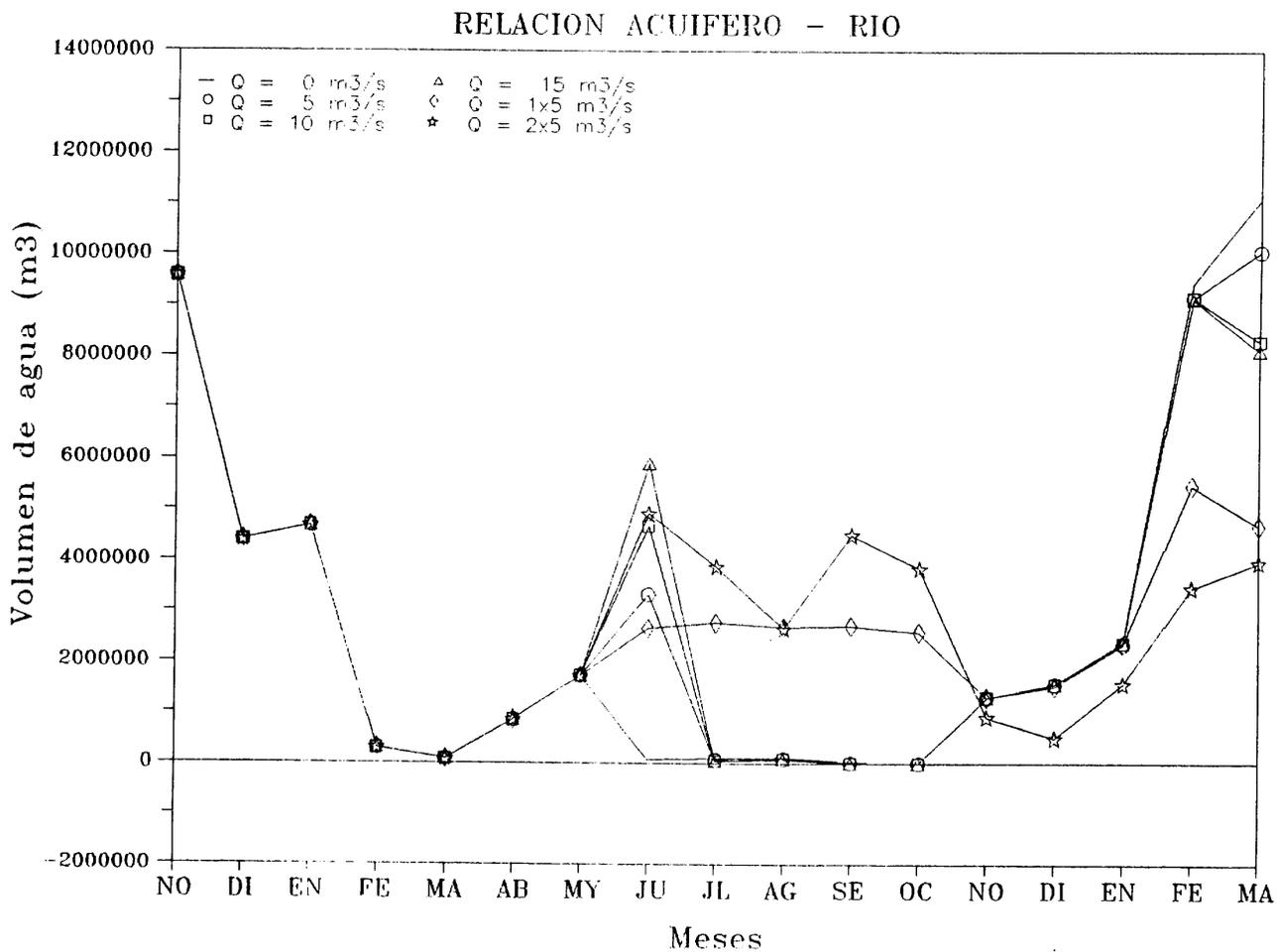


FIG. 7.34. RELACION ACUIFERO-RIO PARA DISTINTAS SUELTAS DE CAUDAL Y PRESENCIA DE BARRERA

VARIACION DE LAS RESERVAS

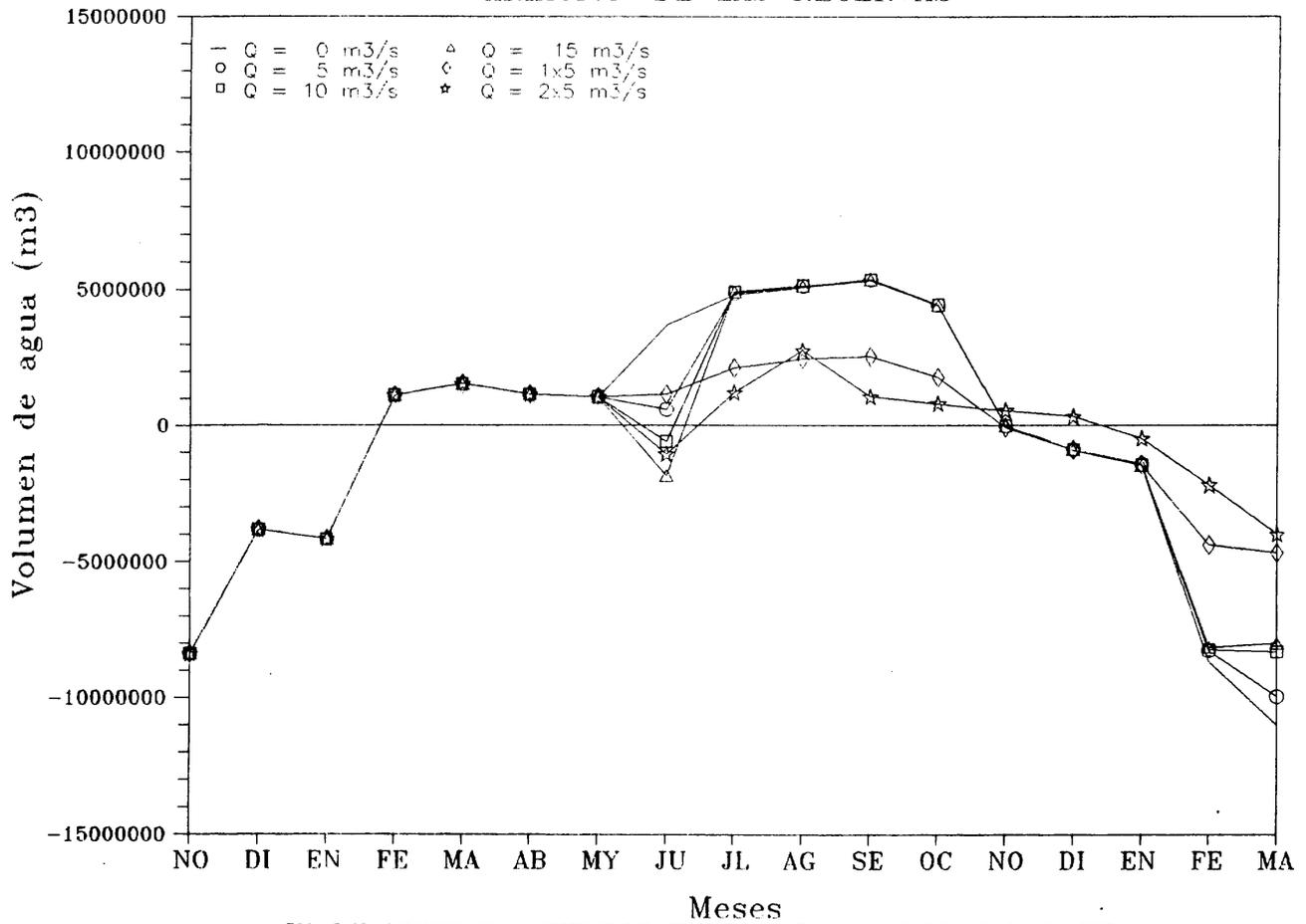


FIG. 7.35. VARIACION DE LAS RESERVAS PARA DISTINTAS SUELTAS DE CAUDAL Y PRESENCIA DE BARRERA

Este aspecto queda reflejado en la figura 7.34, que presenta la relación acuífero-río, e indica que si se realizan sueltas de gran caudal durante un mes, éstas no llegan casi a afectar al mes siguiente, en que apenas si se infiltra agua al acuífero. Por el contrario, sueltas de menor caudal pero más constantes en el tiempo permiten que durante todo el período de simulación se mantenga un aporte de agua desde el río al acuífero que compense la intensa explotación que se realiza en el acuífero.

Por último, en la figura 7.35, en la que se ha representado la variación de las reservas del sistema, se puede observar que mediante la introducción de 1 ó 2 m³/s durante cinco meses se moviliza menos volúmenes de la reserva en el verano de 1985, manteniendo por tanto los niveles de agua subterránea.

8.- ENSAYO DE INYECCION

8.1. INTRODUCCION

En la zona del bajo aluvial y delta del río Vélez los niveles piezométricos experimentan importantes descensos que, en periodos de fuerte extracción de agua subterránea, llegan a situarse a 6 m por debajo del nivel del mar.

Este hecho provoca la intrusión periódica de agua salada en el acuífero en épocas de déficit de precipitaciones.

La creciente demanda de agua en esta zona, tanto agrícola como urbana, obliga al planteamiento de mecanismos correctores de la intrusión de agua salada.

En este sentido el ITGE plantea la realización de un ensayo de inyección en sondeos con el fin de conseguir una barrera impermeable al flujo de las aguas subálveas.

En la figura 8.1. se representan la zona donde se ha llevado a cabo la experiencia. Se ha elegido este lugar pues presenta características hidrogeológicas similares al ensayo por el riesgo de afectar sondeos de explotación actual.

8.2. LOCALIZACION. MATERIAL Y PERSONAL

El ensayo de inyección tuvo lugar en las proximidades de la carretera Málaga-Almería (ver figura 8.1.), durante el mes de enero de 1985, contactándose el equipo y personal a la empresa RODIO.

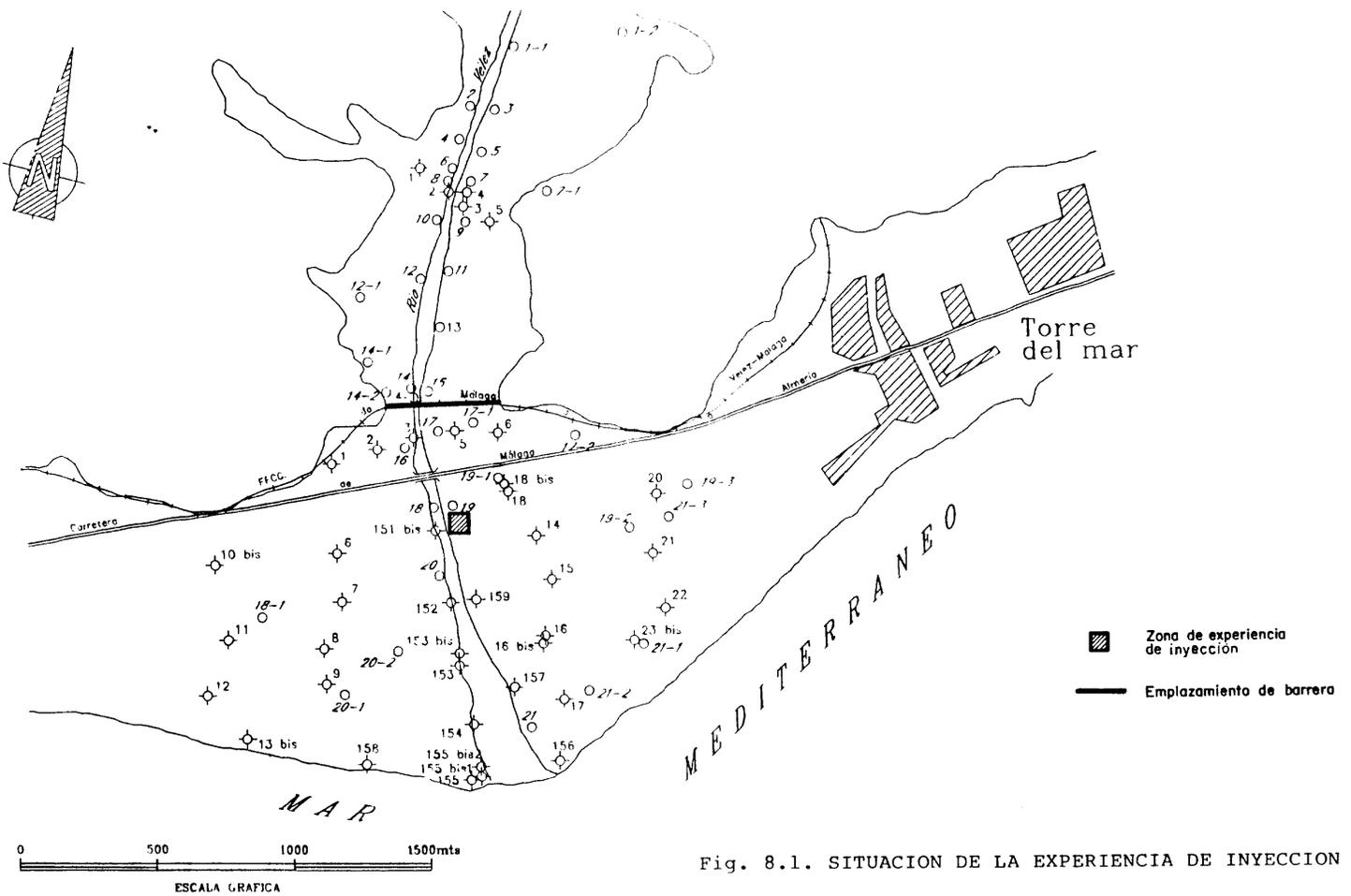


Fig. 8.1. SITUACION DE LA EXPERIENCIA DE INYECCION

8.2.1. Maquinaria y personal

8.2.1.1. Maquinaria

Perforación de sondeos:

- Máquina de rotopercusión marca KLEMM, modelo R-806-D de circulación inversa.

Inyecciones:

- Bomba de agua BEAN ROYAL
- Bomba de inyección COSMA de 2 pistones horizontales
- 2 mezcladoras, una de ellas con circuito cerrado y la otra de aspas con toma para la bomba de inyección
- Compresor de 12 m³
- Alternada de 8 kVA
- Manómetros y obturadores

8.2.1.2. Personal

- 1 Supervisor de la Compañía General de Sondeos
- 1 Encargado (RODIO)
- 3 Sondistas (RODIO).

8.3. DESCRIPCION DEL ENSAYO

La experiencia de inyección se resume en la puntos que se pasan a describir:

- 1º) Se perforaron los 4 sondeos que quedaron equipados con tubos metálicos de ϕ 1 3/4" provistos de válvulas antiretorno cada 0,50 m y dispuestos según se indica en la figura 8.2.

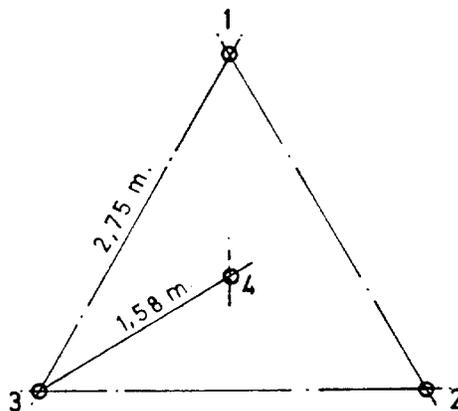


Fig. 8.2.- Disposición de los sondeos.

Las perforaciones se realizaron a rotoperCUSión con entubación simultánea y las profundidades de los sondeos fueron:

- Sondeo 1 - 42 m
- Sondeo 2 - 40 m
- Sondeo 3 - 42 m
- Sondeo 4 - 42 m

2º) Se hicieron pruebas de inyección de agua en el sondeo nº 1, cada 2 m de profundidad, utilizando un obturador doble. La presión que se pretendía alcanzar en cada tramo, se fijó en 1 kg/cm² y metro de profundidad, siendo el tiempo de inyección cada punto de 5 minutos.

El resultado de la inyección realizada para cada tramo se encuentra en la tabla 8.1.

TABLA 8.1.- RESULTADOS DE LA INYECCION DE AGUA EN EL SONDEO 1

PROFUNDIDAD (m)	PRESION (kg/cm ²)	CAUDAL (l/min)
2	2	19
4	4	22,4
6	6	35
8	8	40
10	10	42
12	11	46
14	11	44
16	11	38,4
18	11	38,4
20	11	37
22	11	37
24	11	38,6
26	12	37,6
28	28	56
30	12	44
32	12	47
34	12	46
36	12	40
38	12	41
40	12	43

3º) Se inyectó lechada en los sondeos nº 1, 2 y 3 en etapas ascendentes, utilizando para ello obturador doble, introduciendo por cada manguito 585 litros de lechada.

La composición de las lechadas utilizadas para el ensayo fue la siguiente:

- Lechada para relleno de vaina:

-	Cemento PA-350	50 kg
-	Bentonita	8 kg
-	Agua	180 litros

- Lechada para inyección:

-	Cemento PA-350	50 kg
-	Bentonita	1,5 kg
-	Agua	150 litros

Los resultados de la inyección de lechada en los tres sondeos se encuentran en la tabla 8.2.

- 4º) Una vez inyectada la lechada en los tres sondeos que definen el triángulo de la figura 8.2 se procedió a la inyección de agua en el sondeo nº 4 del mismo modo que se hizo en el sondeo nº 1.

Los resultados de la inyección realizada se encuentran en la tabla 8.3.

TABLA 8.2.- INYECCION DE LECHADA EN LOS SONDEOS N° 1, 2 Y 3

Profundidad (m)	SONDEO N° 1		SONDEO N° 2		SONDEO N° 3	
	Presión (kg/cm ²)	Admisión (lit/mang.)	Presión (kg/cm ²)	Admisión (lit/mang.)	Presión (Kg/cm ²)	Admisión (lit/mang.)
2,00					0	200
2,50	0	80			2	585
3,00	0	180			2	585
3,50	0	585	0	10	2	585
4,00	4	585	0	25	2	585
4,50	4	585	0	25	3	585
5,00	4	585	0	280	3	585
5,50	3	585	3	585	3	585
6,00	4	585	3	585	3	585
6,50	4	585	3	585	4	585
7,00	4	585	2	585	3	585
7,50	4	585	3	585	4	585
8,00	4	585	3	585	4	585
8,50	4	585	3	585	3	585
9,00	4	585	3	585	3	585
9,50	4	585	4	585	4	585
10,00	3	585	4	585	4	585
10,50	4	585	4	585	4	585
11,00	4	585	4	585	4	585
11,50	4	585	4	585	4	585
12,00	4	585	4	585	4	585
12,50	13	25	3	585	4	585
13,00	6	585	4	585	4	585
13,50	13	180	4	585	5	585
14,00	9	585	4	585	4	585
14,50	6	585	4	585	2	585
15,00	9	585	4	585	3	585
15,50	13	585	4	585	3	585
16,00	4	585	4	585	3	585
16,50	4	585	4	585	2	585
17,00	4	585	4	585	3	585
17,50	4	585	4	585	3	585
18,00	4	585	4	585	3	585
18,50	4	585	4	585	3	585
19,00	4	585	4	585	3	585
19,50	4	585	4	585	4	585
20,00	4	585	4	585	4	585
20,50	4	585	4	585	3	585
21,00	4	585	4	585	3	585
21,50	4	585	4	585	3	585

Profundidad (m)	SONDEO N° 1		SONDEO N° 2		SONDEO N° 3	
	Presión (kg/cm ²)	Admisión (lit/mang.)	Presión (kg/cm ²)	Admisión (lit/mang.)	Presión (Kg/cm ²)	Admisión (lit/mang.)
22,00	4	585	4	585	3	585
22,50	6	585	3	585	3	585
23,00	4	585	4	585	3	585
23,50	4	585	4	585	3	585
24,00	4	585	3	585	3	585
24,50	4	585	3	585	3	585
25,00	4	585	4	585	3	585
25,50	4	585	3	585	3	585
26,00	4	585	3	585	4	585
26,50	4	585	3	585	4	585
27,00	4	585	4	585	4	585
27,50	4	585	4	585	4	585
28,00	4	585	4	585	5	585
28,50	4	585	4	585	5	585
29,00	3	585	4	585	5	585
29,50	4	585	4	585	3	585
30,00	4	585	5	585	3	585
30,50	4	585	4	585	3	585
31,00	4	585	4	585	3	585
31,50	4	585	4	585	3	585
32,00	4	585	6	585	2	585
32,50	4	585	5	585	3	585
33,00	5	585	5	585	3	585
33,50	4	585	4	585	4	585
34,00	4	585	4	585	4	585
34,50	3	585	4	585	4	585
35,00	3	585	4	585	5	585
35,50	3	585	4	585	2	585
36,00	3	585	4	585	3	585
36,50	3	585	4	585	3	585
37,00	3	585	3	585	3	585
37,50	4	585	2	585	2	585
38,00	3	585	3	585	3	585
38,50	3	585	4	585	4	585
39,00	3	585	39	N.A.	3	585
39,50	3	585	40	N.A.	2	585
40,00	2	585	40	N.A.	4	585

Nota: En los manguitos en que la presión se queda en 0 kg/cm² se han producido escapes de lechada por el terreno.

N.A. significa no admite.

TABLA 8.21.- RESULTADOS DE LA INYECCION DE AGUA EN EL SONDEO 4

PROFUNDIDAD (m)	PRESION (kg/cm ²)	CAUDAL (l/min)
2	2	12,2
4	4	12,8
6	6	10,6
8	8	13,2
10	10	18,8
12	12	20,4
14	14	32
16	16	35,4
18	18	39,6
20	20	43,2
22	22	37,2
24	20	35
26	20	43
28	20	38
30	21	42,4
32	23	23,8
34	23	32,8
36	21	42
38	22	39,6
40	20	42,2

- 5º) Como último punto de las experiencias, se inyectaron en el sondeo nº 4 60 litros de lechada de cemento por cada manguito (cada 0,5 m de sondeo), del mismo modo que se realizaron las inyecciones en los sondeos 1, 2 y 3.

Los resultados de la inyección se encuentran en la tabla 8.4.

TABLA 8.4.- RESULTADOS DE LA INYECCION DE LECHADA EN EL SONDEO 4

PROFUNDIDAD (m)	PRESION (kg/cm ²)	ADMISION (lit/mang.)
1,50	1	55
2,00	2	60
2,50	2	60
3,00	3	60
3,50	3	60
4,00	4	60
4,50	4	60
5,00	4	60
5,50	4	60
6,00	4	60
6,50	5	60
7,00	5	60
7,50	5	60
8,00	5	60
8,50	5	60
9,00	4	60
9,50	5	60
10,00	5	60
10,50	5	60
11,00	5	60
11,50	5	60
12,00	5	60
12,50	4	60
13,00	5	60
13,50	5	60
14,00	5	60
14,50	5	60
15,00	5	60
15,50	5	60
16,00	5	60
16,50	4	60
17,00	6	60
17,50	6	60
18,00	6	60
18,50	5	60
19,00	5	60
19,50	5	60
20,00	5	60
20,50	4	60

PROFUNDIDAD (m)	PRESION (kg/cm ²)	ADMISION (lit/mang.)
21,00	5	60
21,50	5	60
22,00	5	60
22,50	5	60
23,00	5	60
23,50	5	60
24,00	4	60
24,50	5	60
25,00	5	60
25,50	5	60
26,00	6	60
26,50	6	60
27,00	6	60
27,50	5	60
28,00	5	60
28,50	5	60
29,00	5	60
29,50	5	60
30,00	5	60
30,50	5	60
31,00	5	60
31,50	5	60
32,00	5	60
32,50	5	60
33,00	5	60
33,50	6	60
34,00	6	60
34,50	5	60
35,00	5	60
35,50	5	60
36,00	5	60
36,50	5	60
37,00	5	60
37,50	5	60
38,00	5	60
38,50	5	60
39,00	5	60
39,50	5	60
40,00	5	60
40,50	5	60
41,00	5	60
41,50	5	60

8.4. RESULTADOS OBTENIDOS

Para estimar la influencia que la inyección de lechada ha tenido en la permeabilidad del terreno se han comparado los datos de inyección de agua en el sondeo 1, antes de inyectar cemento, con los del sondeo 4, después de la inyección realizada a su alrededor en los sondeos n° 1, 2 y 3, asumiendo que el comportamiento del sondeo n° 4 era originalmente igual al del sondeo n° 1 y que los cambios producidos se deben al aislamiento del sondeo n° 4 por una barrera triangular de cemento.

Para calcular la variación producida por la inyección se ha aplicado la siguiente fórmula:

$$S = K \frac{Q}{p^{\frac{1}{2}}}$$

donde:

S = es la sección de paso de agua en el medio poroso

Q = es el caudal de inyección de agua

p = es la presión de inyección de agua

K = es la constante

En la tabla 8.5. se presentan los valores de permeabilidades relativas en función de la sección de paso de agua en el terreno, así como el porcentaje de variación entre ambos valores, y en las figuras 8.3. y 8.4. su representación gráfica.

TABLA 8.5.- VALORES DE PERMEABILIDAD

Profundidad (m)	S-1 (A)	S-4 (D)	Reducción %
2	9,5	6,1	36
4	8,0	4,5	43
6	10,2	3,0	70
8	10,1	1,9	81
10	9,4	4,2	55
12	9,9	4,2	57
14	9,4	6,1	35
16	8,2	6,3	23
18	8,2	6,6	19
20	7,9	6,8	14
22	7,9	5,6	29
24	8,3	5,5	34
26	7,7	6,8	12
28	7,0	6,0	14
30	9,0	6,6	27
32	9,6	3,5	64
34	9,4	4,8	49
36	8,2	6,5	21
38	8,4	6,0	29
40	8,8	6,7	24

(A) = Prueba efectuada antes de la inyección de lechada.

(D) = Prueba efectuada después de la inyección de lechada.

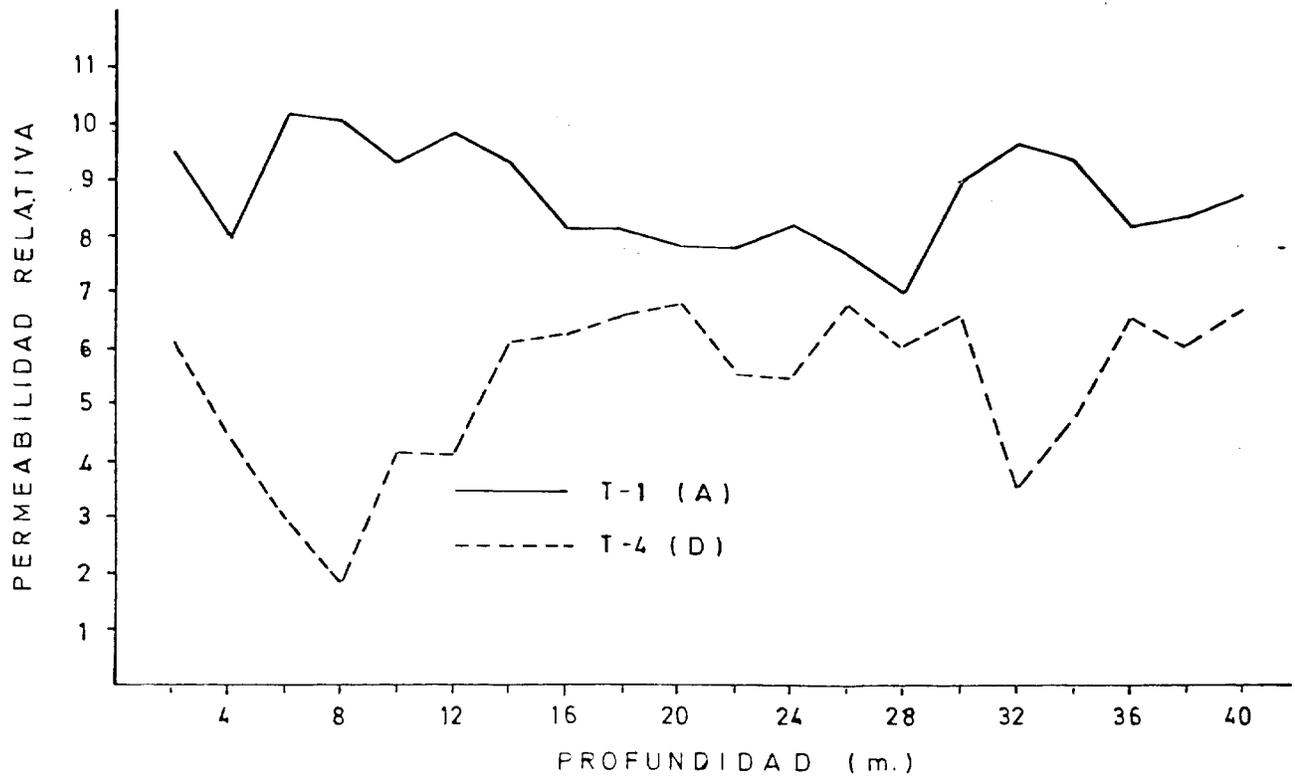


Fig. 8.3. PERMEABILIDADES OBTENIDAS ANTES Y DESPUES DE LA INYECCION

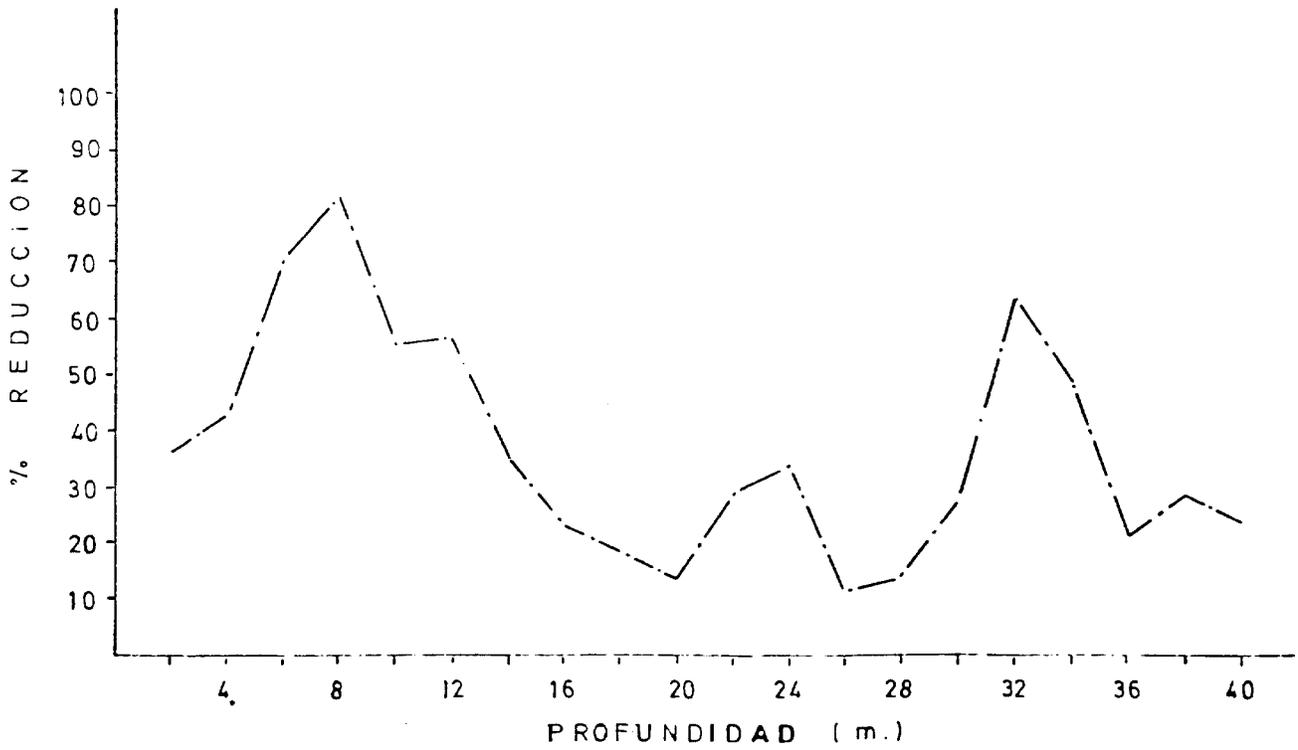


Fig. 8.4. PORCENTAJE DE VARIACION DE LA PERMEABILIDAD

Como se observa, la reducción media obtenida es del orden del 37% entre las inyecciones de agua realizadas antes y después de la del cemento. No obstante, se han observado máximos del 70-80% a 6-8 m de profundidad y mínimos del 12-14% a 26-28m, que pueden ser imputables a las diferentes litologías presentes en la columna.

8.5. CONCLUSIONES

En ningún caso se ha conseguido alcanzar la presión prevista de cierre, 1 kg/cm^2 por metro de profundidad, después de haber inyectado las cantidades previstas de lechada, por lo que el tratamiento ha resultado incompleto ya que el resultado óptimo se hubiera obtenido al alcanzar las presiones de rechazo fijadas. No obstante, según lo visto anteriormente, se han conseguido reducciones relativamente importantes de la permeabilidad, en algunos puntos, lo que nos hace pensar que de haber podido completar el tratamiento, los resultados hubieran sido mejores.

9.- PROYECTO DE BARRERA

9.1. POSIBLE LOCALIZACION DE LA BARRERA

La situación de la barrera física proyectada aparece en la figura 8.1. Esta localización corresponde al límite entre la zona baja del aluvial y el comienzo del área deltáica.

Este emplazamiento viene determinado en función de las características geométricas del substrato y límite impermeable del acuífero, de tal manera que la longitud de la barrera sea mínima para que el proyecto sea, en principio, económicamente viable.

Se observa en la figura que no es recomendable situar la barrera más adelantada en la zona deltáica pues ello supondría aumentar su longitud, y por lo tanto su coste, sin un rendimiento parejo en cuanto a su eficacia en la lucha contra la intrusión.

9.2. CARACTERISTICAS DEL ENTORNO

La barrera se localiza en el límite entre la zona baja del aluvial y comienzo del área deltáica, perpendicular a la dirección del cauce.

Su desarrollo queda comprendido dentro del Cuaternario que engloba aluvial y terrazas del río Vélez con litología que comprende gravas, arenas y arcillas (Ver plano 4.5.).

Los límites laterales de la barrera vienen dados por los afloramientos del complejo Maláguide, de edad silúrica y la litología está compuesta de filitas y metaconglomerados, que conforman el estribo impermeable de la barrera (ver plano 4.5.).

La profundidad media del substrato en el entorno es de 25 m con una zona central más profunda de 45 m.

Desde el punto de vista hidrogeológico aparecen dos acuíferos diferentes en cuanto a caracterización y funcionamiento. Uno superficial y libre y otro profundo y semiconfinado, intercalándose entre ambos un paquete de arcilla y limos gris que hidrogeológicamente se comporta como semipermeable.

Los niveles piezométricos medios medidos el año 1988 (últimos datos referenciales) varían entre 6 y 3 metros en las campañas de agosto y marzo, respectivamente, del citado año.

Las extracciones de agua subterráneas aguas arriba y abajo de la hipotética barrera se han estimado en 38,5 hm³/año, respectivamente.

En el plano 6.1. se observa que 14 de los 15 puntos considerados como más importantes en cuanto a volumen de extracciones quedarían englobados dentro de la zona de protección de la barrera, teniendo ésta sólo efectos negativos en el punto de bombeo 16.

El suelo de la zona que nos ocupa se destina a cultivos fundamentalmente de caña de azúcar y de productos hortícolas (ver plano 6.2.).

En el plano 4.17. se observa que en el pozo más próximo ensayado (16) los valores de los parámetros hidrodinámicos corresponden a valores de permeabilidad media entre 120-169 m/día y de transmisividad entre 5.000-65.000 m²/día.

9.3. RESULTADOS APORTADOS POR LA EXPERIENCIA DE CAMPO Y EL MODELO MATEMATICO

Como se comentó en el apartado 8.5, el resultado principal de la inyección de cemento en un triángulo de 2,75 m de lado y la evaluación de la reducción de la permeabilidad obtenida ha arrojado un valor medio del 37%, que probablemente fuera mejorable de realizarse un tratamiento más completo de la inyección y de utilizarse productos más penetrantes.

Por otra parte, del análisis de los resultados del modelo matemático presentado en el capítulo 7 se desprende que sería necesaria una reducción de la permeabilidad del material de la zona de unos tres órdenes de magnitud para que las entradas de agua de mar se limitaran considerablemente.

Lógicamente, debido a las propias limitaciones conceptuales y prácticas del modelo que se ha presentado, es posible que la reducción de la permeabilidad no deba ser necesariamente en la proporción 150 a 0,1 m/día que sugiere el modelo. No obstante, parece claro que una reducción del 37% en la permeabilidad es insuficiente para garantizar la estanqueidad del acuífero aguas arriba del delta frente a una posible intrusión y debe utilizarse, bien algún método de impermeabilización más efectivo que el usado en la presente experiencia, o bien hacer una inyección más completa.

9.4. CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS

Dada la naturaleza del terreno con capas importantes de arenas finas y limos, el tratamiento para conseguir una alta impermeabilización no ha de ceñirse exclusivamente a la utilización de lechadas de cemento por no impregnar los materiales más finos; así pues habría que completar la inyección con soluciones químicas más penetrantes.

Como consecuencia de lo anteriormente expuesto (capítulo 8) las recomendaciones para la ejecución de la pantalla de impermeabilización que se prevé son las siguientes:

- 1.- La pantalla se debe formar con dos filas de sondeos separadas entre sí 3 m. Dentro de cada fila la distancia entre sondeos serían también de 3 m, disponiéndolos al tresbolillo. La profundidad del tratamiento vendrá definida por la situación del substrato rocos (pizarras).

Los sondeos deben ir equipados con tubos provistos de válvulas antiretorno cada 0,50 m.

- 2.- Inyección de lechada a base de cemento-bentonita con cantidades prefijadas, que podrían ser de 150 litros por fase y manguito, hasta alcanzar la presión de rechazo prevista; de esta manera se trataría de evitar el alejamiento de la inyección de la zona a impermeabilizar.
- 3.- Repaso mediante inyecciones químicas de todos los manguitos con cantidades fijadas de antemano y no sobrepasando la presión prevista.

- 4.- Realización aguas arriba y aguas abajo de la pantalla de impermeabilización de redes piezométricas para el control correspondiente.

El cemento a emplear para la realización de la pantalla deberá ser resistente a las aguas marinas.

Se puede realizar una valoración, tan sólo de carácter orientativo, del posible costo de una obra como la propuesta considerando el precio de la experiencia que se ha descrito en el capítulo 8, y actualizando los precios de entonces a 1990.

Para ello, en primer lugar, calculamos el volumen de terreno que sería afectado por la barrera. Considerando un sección triangular con longitud de la barrera de 400 m, profundidad máxima de 45 m, y espesor de 5,6 m, resulta un volumen de 54.000 m^3 . El espesor de 5,6 m procede de asumir que los sondeos de inyección se sitúan en los filas están separados entre sí 3 m y las inyecciones realizadas en todos tienen un radio de influencia de 1,5 m para que la barrera sea efectiva (figura 9.1.).

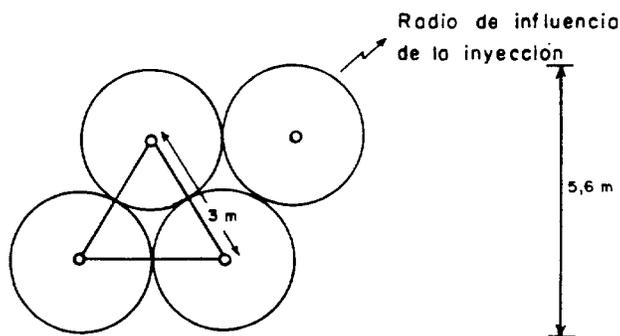


Fig. 9.1.- Disposición de los sondeos e influencia de la inyección.

Por otra parte, en la experiencia realizada, el volumen de terreno implicado, asumiendo una inyección similar, pero con una distancia entre sondeos de 2,75 m (radio de 1,4 m aprox.), sería $\pi \times 1,4^2 \times 40 \times 3$, puesto que son tres sondeos de una profundidad de unos 40 m, o sea, unos 738 m³.

Según esto, las partidas más importantes para realizar una barrera usando la metodología que se empleó en la prueba de inyección descrita previamente serían:

- **Sondeos.** Para cubrir la totalidad del aluvial con una sección como la comentada anteriormente hasta el muro impermeable sería necesario perforar, teóricamente, 267 sondeos de longitudes variables, desde 0 hasta 45 m, que suponen una longitud total de 6.000 m, con un coste de unos 60 millones de pesetas.
- **Suministro y colocación de tubos-manguitos.** Para los 6.000 m de perforación, colocando uno cada 0,5 m suponen un coste de unos 16,4 millones de pesetas.
- **Inyección, materiales excluidos.** Considerando que el volumen total de la zona afectada por la barrera sería de 54.000 m³, por comparación con el volumen afectado por la experiencia, supondría 177,4 millones de pesetas.
- **Suministro de cemento PA-350.** Por comparación con la experiencia, serían unos 51,3 millones de pesetas.

La suma de estos conceptos, sin considerar por tanto la realización de pruebas de permeabilidad supone un total de 307,7 millones de pesetas.

Debe considerarse que este cálculo es puramente orientativo del orden de magnitud del posible coste de extrapolar una experiencia como la realizada a toda la sección del aluvial en su parte más estrecha a la entrada del delta. No obstante, si se requiere la utilización de un proceso más completo de inyección o productos con mayor capacidad de penetración, podrían elevarse los costos del material a inyectar.

9.5. OTRAS ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCION

9.5.1. Introducción

La explotación de los acuíferos costeros precisa la adopción de alguna medida que evite la intrusión de agua salada procedente del mar y el consiguiente deterioro del acuífero explotado.

Para conseguir que el frente salino permanezca o se desplace hacia el lugar deseado, se puede recurrir a los siguientes métodos:

- 1º) Distribución adecuada de los sondeos y control de extracciones.
- 2º) Línea de recarga entre la costa y los sondeos de explotación.
- 3º) Línea de extracción entre la costa y los sondeos de explotación.
- 4º) Combinación de los dos métodos anteriores.
- 5º) Construcción de barreras físicas impermeables.
 - 5.1. Barreras de sondeos
 - 5.2. Pantallas impermeables

De todos estos métodos, los dos últimos son los que permiten el mayor aprovechamiento de los acuíferos costeros, puesto que utilizando estos métodos se pueden extraer del acuífero mayores recursos y reservas de agua subterránea que mediante el empleo de los otros y sin necesidad de recargas complementarias.

El esquema de pantallas impermeables aparece en la figura 9.2.

9.5.2. Antecedentes

La construcción de pantallas impermeables de almacenamiento de agua en los acuíferos para suministro a poblaciones data de tiempos históricos. Estas barreras fueron ya construidas por los romanos en Cerdeña y por antiguas civilizaciones del Norte de Africa.

Actualmente el empleo de pantallas impermeables para almacenamiento de agua se extiende ampliamente por Europa, norte de Africa, Méjico, Estados Unidos y Japón, en la mayoría de los casos como proyectos a gran escala, y desde hace muy pocos años, como proyectos a pequeña escala en países subdesarrollados, tales como India, Afganistán, Namibia, Etiopía, etc.

Al principio de su realización estas barreras empleaban como elementos constructivos diques de arcilla, hormigón armado, muros de mampostería-hormigón o muros de ladrillo; las barreras así construidas tienen como gran inconveniente su limitación en profundidad por razones de excavación, no superando apenas los 5 metros. Esta profundidad puede ser aceptable en el caso de proyectos de almacenamiento de agua subterránea o pequeña escala, como son los que se realizan hoy en día en países subdesarrollados, pero no lo es para proyectos a gran escala de almacenamientos o para otros fines tales como la construcción de cierres de almacenes de residuos peligrosos o de barreras contra la intrusión marina.

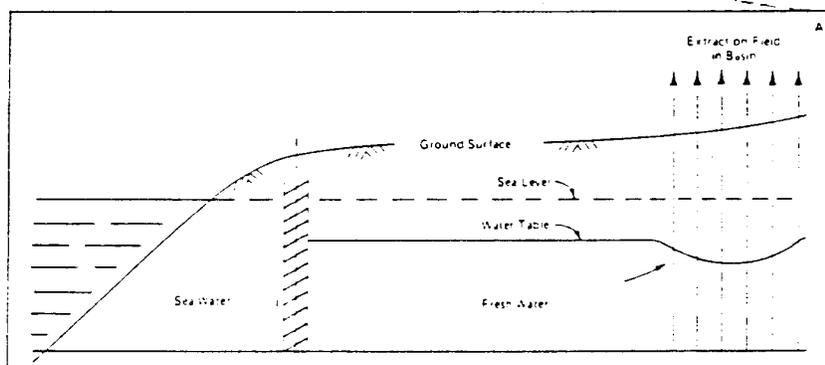


Fig. 9.2. CONDICIONES HIDROLOGICAS EN UN ACUIFERO COSTERO LIBRE EN PRESENCIA DE PANTALLAS IMPERMEABLES

A partir de los años 50 surge en Estados Unidos una técnica de construcción de pantallas subterráneas conocida con el nombre de "slurry walls" que, con empleo de un lodo bentonítico, permite la excavación de zanjas a profundidades incluso superiores a los 40 metros y que es adecuada, por lo tanto, para proyectos de almacenamiento a gran escala, así como para proyectos de cierre de protección de los acuíferos frente a la contaminación, en particular frente a la intrusión marina.

En los últimos 10 años se han construido en Europa y Estados Unidos barreras de este tipo para prevenir la contaminación de aguas subterráneas por almacenes de residuos peligrosos y en Japón para luchar la intrusión marina en acuíferos costeros. También se aplican estas barreras como refuerzos de muro de presa en la construcción de embalses de superficie.

9.5.3. Construcción de "slurry walls"

9.5.3.1. Generalidades

La construcción de muro de slurry implica la excavación de una zanja estrecha en presencia de un lodo bentonítico o slurry. Este slurry mantiene estable la zanja abierta hasta que es rellenada con un material impermeable, denominado material de cierre, con el que se crea un muro homogéneo de baja permeabilidad que impida la existencia en lo posible de flujos de agua subterránea de entrada y salida en el acuífero.

Esta técnica se desarrolló espectacularmente cuando se dispuso de los excavadores hidráulicos, permitiendo la realización de zanjas más estrechas y profundas que

las conseguidas utilizando dragalines con un coste muy inferior.

La selección del material de cierre de la zanja de slurry requiere la consideración de un número complejo de variables. De estas variables las fundamentales son: permeabilidad, resistencia mecánica y química, flexibilidad y duración.

Cada uno de los materiales empleados para cierre contiene estas propiedades en grado diverso, dependiendo de su constitución.

9.5.3.2. Tipos de material de cierre en los "slurry walls"

Hay cinco técnicas principales de cierre de las zanjas de "slurry walls":

- Cierre de bentonita-suelo (SB)
- Cierre de bentonita cementada (CB)
- Cierre de hormigón plástico
- Cierre de hormigón rígido o de diafragma
- Cierre de travesaño vibrante

Aunque estos cierres están basados en principios similares sus características son diferentes, por lo tanto deben ser conocidas las ventajas y limitaciones de cada uno de ellos previamente a cualquier diseño.

Con todos estos materiales de cierre se pueden obtener valores de permeabilidad inferiores a 10^{-6} cm/s. En especial se consiguen muy bajas permeabilidades con cierres de bentonita-suelo.

La característica de alta resistencia se requiere en aquellas zonas de construcción de barreras donde puede haber una gran erosión. En este caso se puede usar un cierre de bentonita cementada o de hormigón. Si sucediera que la resistencia mecánica es la característica más importante que ha de reunir el muro, se debe utilizar el hormigón.

La flexibilidad es, generalmente, inversamente proporcional a la resistencia, esto es, un cierre flexible es más débil que un cierre de material rígido.

La durabilidad de la barrera puede ser detenida seleccionando un material de cierre que no sea deteriorado por el agua o el suelo propio del lugar de construcción.

9.5.3.3. Esquemas constructivos

9.5.3.3.1. Cierres de bentonita-suelo (SB)

Denominado también cierre con relleno de tierra, emplea como material impermeable de relleno una mezcla de bentonita y del material excavado. Este tipo de cierres es el más común como relleno de zanjas de slurry pues es efectivo, fácil de construir y no muy caro.

La secuencia de construcción de un muro subterráneo impermeable, se muestra gráficamente en la figura 9.3. Esta figura muestra sección longitudinal en la que aparecen las operaciones de excavación y relleno.

La operación de excavación consiste en realizar una zanja estecha, generalmente con una anchura comprendida entre 0,5-1,5 m a través del material permeable hasta alcanzar el límite impermeable en profundidad. La excavación se

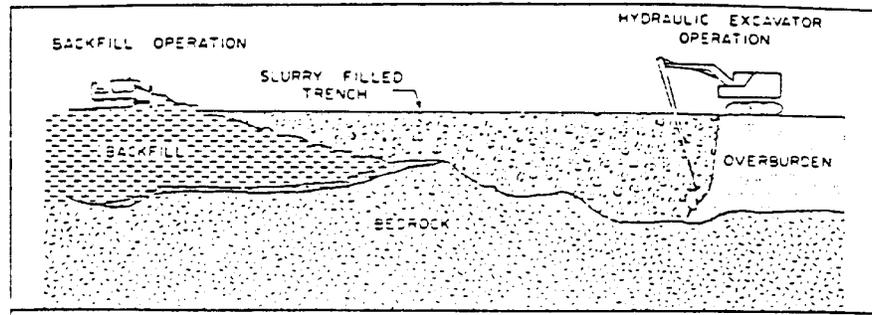


Fig. 9.3. SECCION LONGITUDINAL A LO LARGO DE LA CONSTRUCCION DE UNA ZANJA DE SLURRY

realiza en presencia de un lodo de bentonita viscoso (slurry). Este slurry tiene dos funciones:

- 1.- Se infiltra en el muro de la excavación y forma una membrana impermeable en dicho muro, denominado "filter cake".
- 2.- El peso del slurry actúa sobre la excavación para resistir presiones laterales y estabilizar la zanja. Esto permite excavar zanjas de slurry a profundidades considerables sin fallos en la zanja.

Después de la excavación de la zanja vienen las operaciones de mezcla y relleno. La mezcla para formar el material de cierre se realiza con slurry y materiales seleccionados extraídos del hueco excavado.

La permeabilidad de los cierres SB varía entre 10^{-6} y 10^{-8} cm/s. Este valor es función fundamentalmente de la permeabilidad resultante del "filter cake" y del espesor de la zanja a rellenar.

La característica de flexibilidad de los cierres SB es un resultado de la naturaleza tixiotrópica de la bentonita. De esta manera los muros impermeables formados por rellenos de la zanja con cierres SB no se rompen ni se fracturan aún en el caso de que actúen grandes presiones. Es común, incluso, que estos muros permanezcan en estado plástico indefinidamente.

Este tipo de muros se ha empleado en los últimos años, fundamentalmente en Estados Unidos, para proteger acuíferos de posibles contaminaciones por residuos peligrosos.

Hay que tener en cuenta que muchas sustancias pueden alterar las propiedades impermeables de la bentonita por intercambio de iones, aumentando la permeabilidad del cierre y eliminando, pues, la efectividad de la barrera.

Por lo tanto, es necesario llevar a cabo ensayos de largo duración sobre los materiales de cierre a emplear en cualquier muro para verificar su resistencia al ataque frente a las sustancias químicas susceptibles de estar en contacto con él.

9.5.3.3.2. Cierre de bentonita cementada (CB)

Es un tipo de cierre impermeable de las zanjas de slurry muy apropiado para lugares en los que existen problemas particulares de estabilidad o en los que se requieren buenas características de resistencia frente a la erosión.

La construcción de cierres impermeables de CB tiene un gran parecido a la construcción de los muros de SB. Una primera diferencia radica en que la excavación para realizar cierre de CB se hace en presencia de un slurry de bentonita cementada en lugar del slurry de bentonita sólo, en el caso de cierre SB. Otra diferencia es que los cierres de bentonita cementada no necesitan rellenos después de la construcción de la zanja de slurry de CB, que contiene un retardador, se deja que dicho slurry se fije lentamente y de esta manera queda construido el muro.

Los cierres de bentonita cementada son, por lo tanto, muy apropiados para zonas en las que no existe un suelo de relleno apropiado para realizar la mezcla con la bentonita, o en los que no se dispone de espacio físico para realizar dicha mezcla.

Los muros de cierre impermeable de CB, tienen una permeabilidad más alta que los realizados con SB. En general, en el proyecto de diseño de estos muros se toma como permeabilidad del cierre de bentonita cementada el valor de 10^{-7} cm/s.

9.5.3.3.3. Cierres de hormigón plástico

En suelos con condiciones de alta erosión se puede usar como material de cierre de las zanjas de slurry, para controlar la infiltración los cierres de hormigón plástico. Este tipo de cierre provee una mayor resistencia y una menor flexibilidad que los cierres de CB, aunque es más caro. Los cierres de hormigón son vulnerables, en general, al ataque químico, los hormigones resistentes al sulfato deben de ser usados en zonas con alta concentración de sulfatos para asegurar una larga duración. Este tipo de cierre impermeable se ha empleado muy poco.

9.5.3.3.4. Cierres de hormigón rígido o muros de diafragma

Los muros de diafragma son muros estructurales destinados especialmente para resistir presiones laterales en suelos con muy baja resistencia al corte y en zonas de muy grandes alturas de agua subterránea. Son muy apropiados por lo tanto en proyectos a gran escala de almacenamiento de agua subterránea para suministrar a poblaciones. Estos muros se moldean en el lugar de construcción y se arman con acero resistente.

9.5.3.4. Ensayos

Los requerimientos de los materiales empleados como cierres impermeables de este tipo de construcciones son fundamentalmente los de una mínima permeabilidad posible, resistencia mecánica adecuada y resistencia frente a los posibles ataques químicos.

En la práctica todos los materiales usados como cierres de zanjas de slurry se someten en laboratorio a test tradicionales de permeabilidad (permeámetro de carga constante, carga variable, etc.) no teniendo en cuenta muchas veces que siendo fundamental no es la permeabilidad la única característica importante que debe reunir el material, teniendo en cuenta que el muro debe de ser resistente a determinados ataques químicos, según el proyecto específico, durante muy largos periodos de tiempo.

Dado que el ensayo de permeabilidad es muy difícil de realizar in situ, los test de permeabilidad se llevan a cabo, generalmente, sobre muestras realizados en laboratorio previos a la construcción del muro. Es difícil, por tanto, cuantificar la variación de permeabilidad con la profundidad.

Aunque actualmente un comité de ASTM está trabajando sobre las normas de realización para homologación de ensayos de permeabilidad, todavía no se ha realizado una especificación adecuada en relación con este tipo de ensayos que debería tener en cuenta factores tales como dimensión de la muestra, equipos de realización, preconsolidación, temperatura, presaturación, efectos de los posibles lixiviados, etc. Resulta, por lo tanto, muy difícil la correlación entre los resultados obtenidos por los ensayos realizados en diversos laboratorios.

En cuanto a la resistencia química, es necesario estudiar en cada caso aspectos tales como corrosión, migración por capilaridad, potenciales eléctricos, intercambio y migraciones de iones, reacciones de neutralización, permeabilidad a posibles gases disueltos, etc.

9.5.4. Análisis hidrodinámico del efecto de las pantallas impermeables en acuíferos costeros

9.5.4.1. Introducción

El método de construcción de barreras físicas contra la intrusión marina en acuíferos costeros comenzó a utilizarse en Japón a partir de 1978 en que se construyó la primera barrera experimental en la isla de Miyako-Jima.

Durante 4 años a partir de la construcción de esta barrera se realizaron observaciones y estudios en la zona que verificaron su eficacia en la lucha contra la intrusión marina, y por lo tanto se concluyó que era un método excelente para permitir la explotación de acuíferos en zonas costeras.

Como resultado del éxito se empiezan a desarrollar proyectos para construir 4 barreras más en la misma isla y en otras zonas costeras de Japón. En algunas de las zonas seleccionadas, tales como la isla de Okinawa-Jima los acuíferos están caracterizados por una mayor posibilidad de intrusión que en Miyako-Jima, debido a la alta permeabilidad del acuífero y a la mayor profundidad del substrato impermeable. En estos casos se consideró necesario una evaluación previa de la efectividad de la barrera para un análisis a fondo de la viabilidad del proyecto concreto de construcción.

Surgió aquí la necesidad del empleo de una herramienta matemática que pudiera predecir la evolución de la cuña salada, ante una hipótesis de explotación del acuífero en estudio con presencia de barrera.

9.5.4.2. Formulación matemática

Se toman como hipótesis de partida:

- El acuífero es homogéneo e isótropo
- El flujo es horizontal
- No existe zona de transición en el contacto agua dulce - agua salada
- El nivel del mar permanece constante sin tener en cuenta las posibles variaciones debidas a la marea

Con estas condiciones el acuífero se divide en dos regiones, una es la zona donde sólo hay agua dulce en la sección longitudinal vertical del acuífero, es la llamada zona de agua dulce. La otra es la zona de agua dulce y salada donde el agua dulce circula en la parte superior de la sección vertical y el agua salada en la inferior, como se muestra en la figura 9.4.

Combinando la ley de Darcy con la ecuación de continuidad suponiendo que no hay recarga, las ecuaciones que rigen el flujo subterráneo en un acuífero costero libre se expresan en la siguiente forma.

En la región de agua dulce:

$$n \frac{\delta ht}{\delta x} = \frac{\delta}{\delta x} [K(ht - z) \frac{\delta ht}{\delta x}] + \frac{\delta}{\delta y} [K(hf - z) \frac{\delta ht}{\delta y}] \quad (1)$$

Y en la región de agua dulce y salada:

$$n \frac{\delta ht}{\delta t} - n \frac{\delta hs}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta x} [K(ht - hs) \frac{\delta ht}{\delta x}] + \frac{\delta}{\delta y} [K(ht - z) \frac{\delta ht}{\delta y}] \quad (2)$$

$$n \frac{\delta hs}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta x} [K(hs - z) \left(\frac{\rho_t}{\rho_s} \frac{\delta ht}{\delta x} + \frac{\rho_s - \rho_t}{\rho_s} \frac{\delta hs}{\delta x} \right)] + \frac{\delta}{\delta y} [K(hs - z) \left(\frac{\rho_t}{\rho_s} \frac{\delta ht}{\delta y} + \frac{\rho_s - \rho_t}{\rho_s} \frac{\delta hs}{\delta y} \right)] \quad (3)$$

siendo:

ht = Elevación de la superficie libre del acuífero

hs = Elevación de la interfase

K = Permeabilidad del acuífero

n = Porosidad efectiva del acuífero

z = Elevación del substrato impermeable

ρ_t = Densidad del agua dulce

ρ_s = Densidad del agua salada

9.5.4.3. Cálculo del movimiento de la interfase

Para obtener una solución numérica de la ecuaciones (1)-(3) se aplicó el método de diferencias finitas en forma explícita, progresiva en el tiempo y centrada en el espacio. La condición de estabilidad en el cálculo que fue aplicada para el diseño de la malla es:

$$\frac{H}{n} \left(\frac{K}{\Delta x^2} + \frac{K}{\Delta y^2} \right) t \leq \frac{1}{2} \quad (4)$$

Donde H es la altura máxima desde el estrato impermeable a la lámina de agua libre.

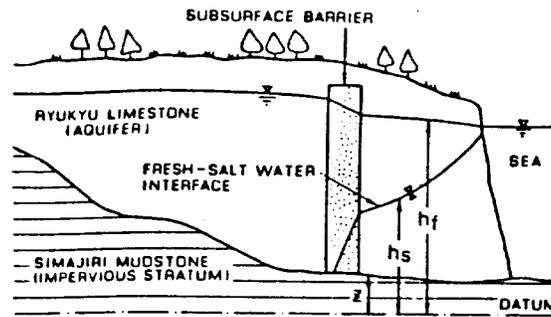


Fig. 9.4. DIAGRAMA ESQUEMATICA DE UNA SECCION VERTICAL TRANSVERSAL DE UNA PANTALLA IMPERMEABLE

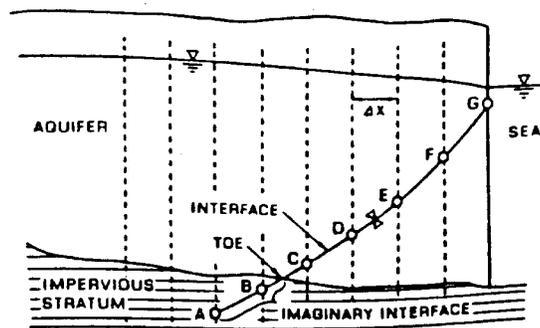


Fig. 9.5. REPRESENTACION DE LA INTERFASE AGUA DULCE-AGUA SALADA

El problema de mayor dificultad en el cálculo numérico de la intrusión es la estimación de la posición del pie de la cuña y la posición de la interfase en la línea de costa (punto G de la figura 9.5). El problema surge porque en estos dos puntos h_s es discontinua y la ecuación (3) queda indeterminada en estos dos puntos.

Para obtener el pie de la interfase, se supone que ésta se extiende en el acuífero impermeable (como se muestra en la figura 9.4.), entonces la continuidad de h_s y de su gradiente se puede asegurar en el pie de la interfase.

Esta interfase penetrante en el estrato impermeable se denomina interfase imaginaria y se calcula para posiciones sucesivas como sigue: La posición del punto B se calcula por las ecuaciones (2) y (3) al igual que la del punto C, obteniendo la posición del punto A mediante extrapolación lineal con cada posición de B y C. Estos puntos van cambiando a secciones posteriores, respectivamente, cuando la elevación del punto B supera la altura del substrato impermeable.

Para la determinación del punto G, teniendo en cuenta que la interfase es curva en su longitud total con fuerte pendiente cerca de la línea de costa, la aproximación cuadrática de buenos resultados.

En caso en que el intervalo de malla sea pequeño comparado con el espesor del acuífero se toma:

$$h_s = 3h_F - 3h_E + h_D \quad (5)$$

Si el intervalo de malla es mayor que el espesor del acuífero se usa la siguiente ecuación lineal:

$$h_s = h_F + (h_F - h_E)\alpha \quad (6)$$

Con valores de $\alpha = 2,5$ en la anterior expresión se obtienen buenos resultados cuando se comparan los valores obtenidos de cálculo con los observados en modelos de caja de arena.

9.5.4.4. Experimentos con modelos de caja de arena

La misión fundamental de estos modelos es verificar, mediante experimentación, la validez de los resultados obtenidos con el empleo de modelos numéricos.

El aparato utilizado, denominado caja de arena (véase la figura 9.6), consta de un cuerpo central rectangular, cuyas dimensiones aparecen en la citada figura con un espesor de 10 cm, donde se introduce la arena que simula el acuífero y un muro impermeable, hecho de mortero, que simula la barrera a estudiar. En sus extremos izquierdo y derecho se colocan dos reguladores de nivel de agua dulce y de agua salada, respectivamente. El agua salada se colorea intensamente con permanganato potásico para que se pueda seguir fácilmente de forma visual al movimiento de la interfase.

Antes de realizar el experimento se calculan las permeabilidades de los materiales que simulan el acuífero y la barrera utilizando la caja como permeámetro de carga constante. De esta manera obtendremos K y K' permeabilidad de la arena y del material de la barrera, parámetros de la ecuaciones (1)-(3) que serán utilizadas en el modelo numérico.

El experimento consiste en realizar un descenso brusco en el nivel de agua del acuífero en la parte izquier-

da y ver como evoluciona la interfase primero sin barrera y después en presencia de barrera. Estos resultados se comparan con los obtenidos por cálculo empleando el método numérico de diferencias finitas y se comprueba la validez del modelo numérico para predecir el comportamiento de la cuña salada.

El tamaño de malla en el cálculo se tomó con un valor $x = 5$ cm, en el material acuifero y $x = 1$ cm en la barrera. La posición inicial de la interfase se seleccionó para poder ser bien observada en el experimento y se calculó la posición final del equilibrio fijando en las ecuaciones (2)-(3) $\delta h_s / \delta t = 0$.

Las figuras 9.7. y 9.8. muestran la respuesta en la interfase bajo la condición de descenso brusco del nivel de agua dulce en la caja, en primer lugar sin barrera y en segundo en presencia de ésta, y su comparación con los resultados obtenidos por cálculo con ordenador.

En el primer caso, como se observa en la figura 9.6., la posición calculada por el método numérico coincide muy bien con los resultados experimentales obtenidos. En el segundo caso, tal y como muestra la figura 7, hasta que el pie de la interfase salada pasa a través de la barrera, los resultados obtenidos por cálculo coinciden bastante bien con las observaciones experimentales, después esta convergencia es más bien débil.

Esta desviación se cree debida, fundamentalmente al hecho de no considerar la componente vertical del flujo. Por lo tanto, la hipótesis en el modelo matemático de inexistencia de componente vertical de la velocidad sólo se considera aceptable hasta el momento en que la interfase pase a través de la barrera impermeable.

9.5.4.5. Aplicación de modelos numéricos en el proyecto de construcción de barreras contra la intrusión en el acuífero de Komesu (Japón)

Komesu, en el sur de la isla de Okinawa-Jima, en Japón, es uno de los lugares donde se planeó la realización de un proyecto de barrera física contra la intrusión. Previo a la construcción se realizó un análisis, mediante modelos numéricos, para predecir el comportamiento del frente salino ante la explotación del acuífero en presencia de barrera.

El acuífero calizo de Komesu se encuentra rodeado por fallas excepto en su zona sur, es en esta zona donde se proyecta realizar la barrera.

La principal función del acuífero es suministrar agua para riego. La precipitación media anual es de 2.400 mm y el período de lluvia se produce fundamentalmente durante los 9 meses comprendidos entre Septiembre-Mayo mientras que el bombeo para riego se realiza durante los períodos secos de los meses Junio-Agosto; durante el final de este período, la intrusión marina presenta un problema serio.

El flujo de entrada hacia el acuífero se origina tanto por precipitación directa como por conexión, mediante flujo horizontal, con los acuíferos cercanos de la cuenca noroeste. Este flujo horizontal de entrada será eliminado en el futuro, dado que se proyecta construir una barrera adicional con el fin de almacenar agua en los citados acuíferos de la cuenca noreste.

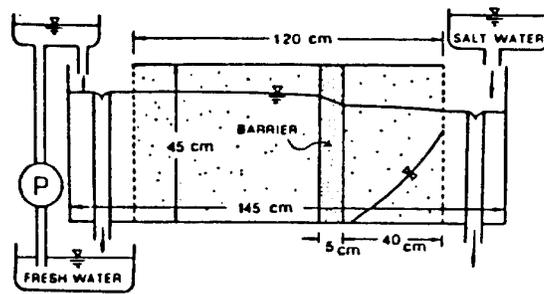


Fig. 9.6. DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UN MODELO DE CAJA DE ARENA

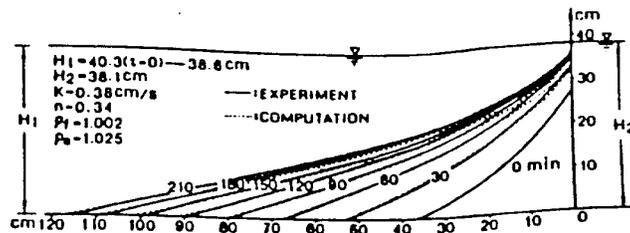


Fig. 9.7. COMPARACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y CALCULADOS SIN PRESENCIA DE BARRERA

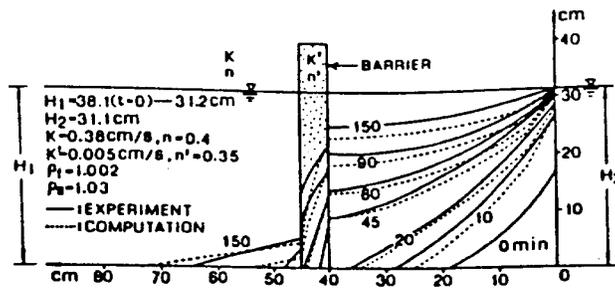


Fig. 9.8. COMPARACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y CALCULADOS EN PRESENCIA DE BARRERA

La parte más profunda, a lo largo de la línea de barrera proyectada, del estrato impermeable se encuentra a 40 m bajo el nivel del mar. El valor medio de la permeabilidad del acuífero calcáreo es de 0,17 cm/s, valor obtenido en ensayos de bombeo y el valor de la porosidad efectiva se establece en un 20% obtenida por cálculos de balance hídrico de la cuenca.

La barrera a construir se pretende sea semipermeable para permitir un cierto flujo hacia el mar necesario para evitar la concentración de productos químicos en el acuífero, que pudiera ocurrir por un uso repetido del agua para riego, el valor de la permeabilidad del muro se estima en 5×10^{-5} cm/s y la porosidad efectiva es un 6%.

El acuífero de Komesu se modeliza despreciando el flujo horizontal proviniendo de la cuenca noroeste. El tamaño de malla fue de $\Delta x = \Delta y = 100$ m en el acuífero y de $\Delta x = 100$ y $\Delta y = 1$ m en la barrera. Las condiciones iniciales de nivel de agua son las correspondientes al período seco, con el pie de la cuña salada a 100 m de la línea de costa tierra adentro. Se supone que se extrae agua del acuífero bombeando a caudal fijo en tres puntos tal y como se muestra en la figura 9.9 y que no hay precipitación ni recarga de agua, pues aunque el agua bombeada vuelve, en principio, al acuífero por riego, en esta época la evapotranspiración es muy alta y el terreno se encuentra muy seco. Estas hipótesis corresponden, por lo tanto, a las condiciones más adversas con respecto a la intrusión potencial del agua del mar.

En las figuras 9.9. y 9.10. se observa el resultado de la simulación por modelo matemático de la evolución

del movimiento de la cuña salada sin presencia de barreras con un bombeo constante de $6.000 \text{ m}^3/\text{día}$ en cada pozo.

La figura 9.9. muestra las alturas de la superficie de agua y la localización del pie de la cuña salada para diversos tiempos. En la figura 9.10. aparece, en una sección vertical, que pasa por la estación de bombeo más al este, la evolución de la interfase en la zona en que la intrusión llegará primero.

Como se puede observar, el resultado es que pasarán 100 días hasta que el pie de la interfase alcance a la estación de bombeo situada más al este. Por lo tanto, a primera vista, podría parecer que el tiempo de llegada es suficientemente largo como para cubrir el periodo seco de 3 meses y no se requiere barrera para evitar la intrusión.

Esto no es cierto, puesto que en primer lugar en los modelos numéricos no se tiene en cuenta la zona de transición agua dulce-agua salada, además el acuífero no podría ser usado mucho tiempo, porque aunque el agua salada se retira de esta zona, al final del período seco, habrían una gran retención de sal en el acuífero calizo que se iría incrementado sucesivamente.

Las figuras 9.11. y 9.12. muestran los resultados numéricos del comportamiento de la cuña salada en presencia de una barrera de las características anteriormente descritas. En este caso se observa que la interfase se mueve lentamente en la barrera. Aunque la intrusión alcanza casi al mismo tiempo la estación de bombeo central y la del este, en este caso el pie de la intrusión pasa primero por la estación central.

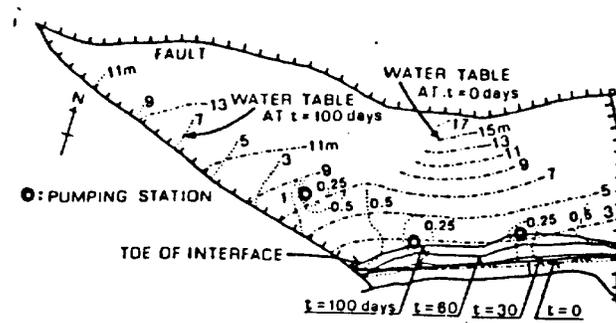


Fig. 9.9. ELEVACION DE LA SUPERFICIE DEL AGUA Y DEL PIE DE LA INTERFASE SIN PRESENCIA DE BARRERAS

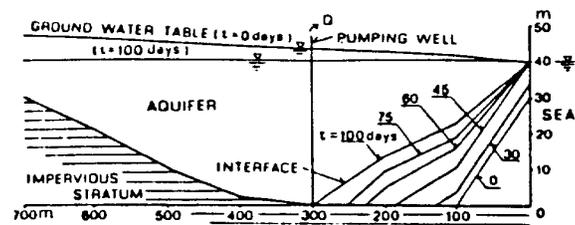


Fig. 9.10. CORTE VERTICAL DEL MOVIMIENTO DE LA INTERFASE SIN PRESENCIA DE BARRERAS

Como se muestra en la figura 9.11. pasan 62 días hasta que el pie de la cuña salada pasa a través de la barrera. Por comparación a los 62 días, sin presencia de barrera (véase la figura 9.9.) la interfase se sitúa en ese mismo punto a 16 m por encima del estrato impermeable.

Los resultados del modelo numérico indican, pues que la barrera puede proteger al acuífero durante 62 días, manteniendo la intrusión fuera de dicho acuífero. El período de protección cambia según se varíen las condiciones de la barrera. La figura 9.13. muestra el cambio en el período de protección, en días, debido al cambio de los valores de permeabilidad de la barrera (K'), espesor (B) y caudal bombeado.

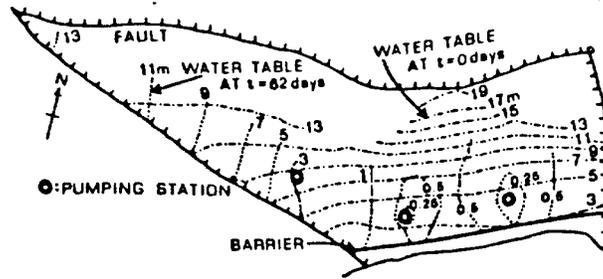


Fig. 9.11. ELEVACION DE LA SUPERFICIE DEL AGUA Y DEL PIE DE LA INTERFASE EN PRESENCIA DE BARRERA

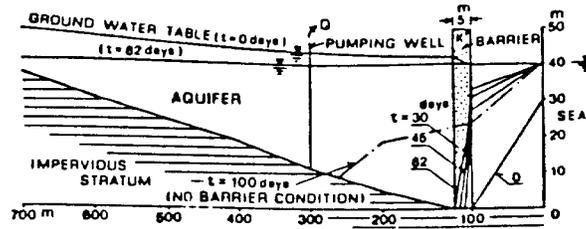


Fig. 9.12. CORTE VERTICAL DEL MOVIMIENTO DE LA INTERFASE EN PRESENCIA DE BARRERA

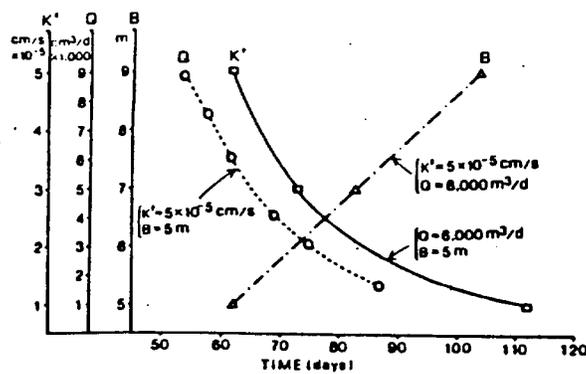


Fig. 9.13. CAMBIO DE PERIODO DE PROTECCION DE LA BARRERA EN FUNCION DE K' , Q , B

9.5. BIBLIOGRAFIA

Para la realización de este informe se consultaron en principio diversas bibliotecas de Facultades de Ciencias y Escuelas Técnicas Superiores, donde se constató la práctica inexistencia de bibliografía sobre este tema en español y la ausencia en estos centros de volúmenes publicados en otras lenguas.

Finalmente, se localizó en el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), dependiente del MOPU, la disponibilidad de dos interesantes bases de datos, concretamente la base de datos francesa AFEE-73 y la base de datos estadounidense WRA, en las que existe una amplia y variable bibliografía de temas relacionados con las aguas subterráneas, en particular.

La base datos bibliográfica AFEE-73, producida por la "ASSOCIATION FRANÇAISE POUR L'ÉTUDE DES EAUX" provee referencias de documentos en inglés (55%), francés (35%) y alemán y otras lenguas (10%) sobre aspectos y problemas subterráneos en particular. Esta base contiene principalmente artículos de revistas (75%), además de libros, reportajes y comunicaciones de conferencias y otros actos.

La base de datos WATER RESOURCES ABSTRACTS (WRA), producida por la empresa DIALOS Information Services, domiciliada en Estados Unidos, ha sido confeccionada a partir de material bibliográfico recogido de unos 50 centros de investigación de agua e institutos de los Estados Unidos. Esta base de datos cubre un amplio rango de temas típicos sobre aguas, incluyendo hidrología e hidrogeología, gestión de aguas y contaminación entre otros. La bibliografía disponible en esta base está escrita casi toda en lengua inglesa, y

al igual que la anterior incluye monografías, artículos de revistas, libros y documentos de conferencias y otros actos.

Entre la bibliografía consultada en estas dos bases para la realización del presente informe, cabe destacar, fundamentalmente:

- GOUPTA, A. Das. 1985. Approximation of salt water interface fluctuation in an unconfined coastal aquifer. GROUNDWATER Vol. 23 n° 6. 783-794.
- HANSON G.; NILSSON Ake. 1986. Ground Water Dams for rural-water supplies in developing countries. GROUNDWATER Vol. 24 n° 4. 497-506.
- KOZICKI, P. 1987. Solving groundwater pollution problems with slurry walls. WWI. Agosto 1987, 21-25.
- MERCER, J.W.; LARSON, S.P.; FAUST, C.R.; 1980. Simulation of salt water interface motion. GROUNDWATER Vol. 18 n° 4. 374-385.
- SUGIO, S; NAKADA, K; URISH, D.W. 1987. Subsurface seawater intrusion barrier analysis. JHEND Vol. 113 n° 6. 767-779.
- TOOD, D.K. 1974. Salt water intrusion and its control. AWWA. Vol. 66 n° 3. 180-187.

10.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De lo expuesto en el informe se puede concluir:

- El aluvial y delta del río Vélez constituyen un acuífero que ocupa una superficie de unos 16 km² y cuya potencia es de unos 40 m al final del aluvial-principio del delta y de más de 100 m junto al mar.
- El acuífero tiene una elevada permeabilidad que alcanza los 300/día, con transmisividades de hasta 10.000 m²/día. Se comporta como un acuífero único, libre hasta la parte baja del aluvial en donde los limos y arcillas diferencian distintos tramos que se pueden comportar como semiconfinados. En esta última parte y en el delta se puede pensar en dos "paquetes" acuíferos, uno superficial libre y otro profundo.
- El funcionamiento del acuífero está marcado por una importante recarga procedente de las aguas superficiales y que predomina sobre la procedente del agua de lluvia.

Las salidas de agua se producen principalmente por las extracciones de agua por bombeo, siendo la agricultura y el abastecimiento urbano los principales usos del agua de la zona.

- La climatología ha favorecido la implantación de una importante agricultura de cultivos subtropicales y huerta temprana, un regadío que ocupa unas 3.000 has y para las que se utilizan unos 40

hm³/año de los que casi el 85% proceden de aguas subterráneas.

La demanda urbana se estima en unos 6 hm³/año de aguas subterráneas. En la parte baja del aluvial se encuentran los sondeos de abastecimiento a las poblaciones de Torre del Mar, Vélez-Málaga y Rincón de la Victoria, en donde se consume más del 50% del total de la zona. El conjunto de las extracciones se localizan principalmente en el aluvial.

- El río Vélez y afluentes presentan un marcado carácter estacional. La puesta en funcionamiento de la presa de La Viñuela en el río Guaro, pero con canales de derivación de los principales afluentes permitirá la regulación de los recursos superficiales. Sin embargo, al retener gran parte de las avenidas que actualmente se producen en régimen natural, favorecerá el proceso de intrusión marina.

- Las evoluciones piezométricas disponibles marcan unos descensos muy importantes en la época de verano, de hasta 20 m en los tramos altos del acuífero y más suaves en el curso bajo y delta, con oscilaciones de un máximo de 5 m.

- El estudio de las conductividades del agua en los sondeos ha permitido distinguir dos factores de salinización. Por un lado, la intrusión de agua marina y, por otro, una salinidad con posible origen en aguas congénitas de las "arcillas grises" y pizarras que constituyen el basamento del acuífero.

La intrusión marina se produce fundamentalmente en el acuífero superficial y afecta a una superficie de forma triangular con vértice en el cauce del río. Dada la estrecha relación río-acuífero, los mecanismos de avance y retroceso de la intrusión salina están íntimamente ligados al régimen de aportaciones hidricas.

- La realización de un modelo digital bidimensional ha permitido simular la presencia de una barrera física en la boca del delta con diversas características hidráulicas, así como considerar varias hipótesis de sueltas de agua procedentes del embalse de La Viñuela.

El resultado de estas simulaciones es que se obtendría un control óptimo del proceso de intrusión en el caso de que la barrera tuviera una permeabilidad igual o inferior a 0,1 m/día (del orden de 10^{-6} m/s) y la presa de La Viñuela suministrase un caudal continuo de 2 m³/s durante los meses de verano.

- La realización de una experiencia de inyección de una lechada de cemento en tres sondeos dispuestos en los vértices de un triángulo equilátero de 2,75 m de lado ha resultado en una reducción media de la permeabilidad del 37% respecto a la inicial.

Este valor parece ser insuficiente para garantizar que el proceso de intrusión no avance desde el delta al aluvial, donde se concentran gran parte de las explotaciones, por lo que debería realizar-

se una inyección más completa usando lechadas con mayor capacidad de penetración.

Sin embargo, si ha permitido diseñar una barrera física mediante la inyección de lechada de cemento, según la cual los mejores resultados se obtendrían con una doble hilera de sondeos, al tresbolillo, separados entre sí 3 m y que alcanzaran el zócalo. El número de sondeos sería de 250, con unos 6.000 m lineales y se requeriría una inyección de unos 3.000 tn de cemento. El coste de la barrera se estima en unos 300 millones de pesetas.

En el estudio bibliográfico sobre la utilización de barreras contra la intrusión a escala mundial, se han recogido las últimas tecnologías constructivas de pantallas impermeables que se utilizan hoy en día en países tales como EE.UU. y Japón. También se recoge la caracterización de modelos matemáticos y analíticos que se emplean para control y predicción del comportamiento de la intrusión marina en presencia de las citadas pantallas impermeabilizantes.

Las recomendaciones acerca de trabajos futuros para profundizar en este tema surgen de las limitaciones observadas en el estudio y de las conclusiones comentadas anteriormente.

En primer lugar, sería necesario hacer una actualización de todos los datos concernientes a tanto el delta como el aluvial en toda su longitud, a fin de precisar el balance hídrico del sistema. En este esquema, el establecimiento de estaciones de aforo que controlen los caudales desaguados por el río sería de gran utilidad.

Respecto al estudio de la calidad de las aguas subterráneas, la instalación de puntos seleccionados con piezómetros a distintas profundidades permitiría una definición más precisa de la posición actual de la interfase (o interfases, en las zonas con dos acuíferos) y su evolución temporal.

Con los datos mencionados sería recomendable, por un lado, la actualización del modelo de flujo areal presentado y, por otro, la realización de uno, o varios, modelos en perfil vertical perpendiculares a la línea de costa en los que se considerará la posición real de la interfase con un tratamiento realista del flujo de fluidos de densidad variable. En este tipo de modelo se puede considerar también la presencia de una barrera física y su eficacia para contener la intrusión en la boca del delta.

En lo referente a experiencias de inyección, por último, sería necesario la realización de una nueva prueba de inyección con sondeos a las distancias previstas con mezclas de cemento que realmente produzca una estanqueidad entre las zonas de bombeo y la zona de agua salada.

En este contexto, debe estudiarse la posibilidad de realización de otro tipo de ensayos (ensayos de bombeo, slug tests) que den resultados más fiables que los de inyección de agua acerca de la permeabilidad real de la formación.

PANEL

Acuífero aluvial sometido a una intensa explotación cuya recarga se realiza principalmente a través de las aportaciones del río Vélez. La realización de la presa de La Viñuela regulará las aportaciones, por lo que para evitar el incremento de la intrusión del agua del mar se plantea:

- Desembalse controlado del agua de la presa
- Realización de una barrera artificial.

- Acuífero: Superficie de 16 km²
 Potencia de hasta 100 m
 T hasta 10.000 m²/día

- Uso del agua: Regadío de más 3.000 has cultivos subtropicales y huerta temprana
 Abastecimiento 60.000 habitantes y una población turística de 100.000 personas

- Funcionamiento del acuífero: El acuífero funciona como un embalse subterráneo que se vacía por efecto de las extracciones y se recarga por las avenidas de los ríos. La intrusión actual se controla por las aportaciones hídricas.

- Metodología del Trabajo:
 - Estudio hidrológico de las cuencas de los ríos Vélez y Benamargosa (CHS-MOPU, 1987). Comprende el estudio hidrogeológico, de aportaciones, usos del agua, calidad y cinturón y un modelo de flujo.

- Estudio de la viabilidad de construcción de una barrera artificial (ITGE, 1989), comprende:
 - . complementar los estudios anteriores
 - . modelo de simulación de los efectos de la barrera
 - . experiencia piloto
 - . propuesta de actuaciones: diseño, tentativo preliminar de la barrera y otros.

Diseño tentativo de la barrera. Realización de 250 sondeos de inyección, con unos 6.000 lineales de perforación, con profundidades entre 6 m y 45 m, equipados con válvulas de inyección cada 0,5 m, ubicados en 2 filas, separados entre sí unos 3 m y colocados al tresbolillo, con una inyección prevista de unas 3.000 t de cemento. Coste estimado de la barrera 300 MPTAS.