



HAL
open science

Hydrologie de la nappe de la Mitidja (Algérie) : étude hydrodynamique des champs captants de la ville d'Alger

Rached Sekkal

► To cite this version:

Rached Sekkal. Hydrologie de la nappe de la Mitidja (Algérie) : étude hydrodynamique des champs captants de la ville d'Alger. Géologie appliquée. Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 1986. Français. NNT: . tel-00785616

HAL Id: tel-00785616

<https://theses.hal.science/tel-00785616>

Submitted on 6 Feb 2013

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

SEKKAL (R.)
Ex. n° 1

UNIVERSITE SCIENTIFIQUE TECHNOLOGIQUE ET MEDICALE DE GRENOBLE

THESE DE DOCTEUR INGENIEUR

113 MAI 1986

GEOLOGIE APPLIQUEE

HYDROGEOLOGIE

PRESENTEE PAR

SEKKAL Rached

UNIVERSITE DE GRENOBLE 1
INSTITUT DE GEOLOGIE
DOCUMENTATION
RUE MAURICE GIGNOUX
F 38031 GRENOBLE CEDEX
TEL. (76) 87.48.43HYDROLOGIE DE LA NAPPE DE LA MITIDJA - ALGERIE -
ETUDE HYDRODYNAMIQUE DES CHAMPS CAPTANTS DE LA VILLE D'ALGER

Soutenue le mai 1986 devant la Commission d'examen

R. BARBIER	Professeur émérite à l'U.S.T.M. Grenoble	Président
J. SARROT-REYNAULD	Professeur à l'U.S.T.M. Grenoble	Rapporteur
Ph. BOIS	Professeur à l'I.N.P. Grenoble	Examineur

UNIVERSITE SCIENTIFIQUE TECHNOLOGIQUE ET MEDICALE DE GRENOBLE

13 MAI 1986

THESE DE DOCTEUR INGENIEUR

GEOLOGIE APPLIQUEE

HYDROGEOLOGIE

PRESENTEE PAR

SEKKAL Rached

NNB 10076086

UNIVERSITE DE GRENOBLE 1
INSTITUT DE GEOLOGIE
DOCUMENTATION
RUE MAURICE-GIGNOUX
E 38031 GRENOBLE CEDEX
TEL. (76) 87.46.42

HYDROLOGIE DE LA NAPPE DE LA MITIDJA - ALGERIE -
ETUDE HYDRODYNAMIQUE DES CHAMPS CAPTANTS DE LA VILLE D'ALGER

Soutenue le mai 1986 devant la Commission d'examen

R. BARBIER Professeur émérite à l'U.S.T.M. Grenoble Président

J. SARROT-REYNAULD Professeur à l'U.S.T.M. Grenoble Rapporteur

Ph. BOIS Professeur à l'I.N.P. Grenoble Examinateur

A V A N T - P R O P O S

La présente étude est une synthèse de différents travaux antérieurs consacrés à la nappe de la Mitidja et une réflexion sur les perspectives futures que l'on pourrait envisager, pour une exploitation rationnelle des réserves qu'elle renferme.

Outre le fait qu'elle m'ait permis de m'initier à un domaine qui n'a jamais cessé d'exercer une influence certaine sur mes activités professionnelles, consacrées à la production et à la distribution de l'eau potable, domaine que je ne maîtrisais pas suffisamment, cette étude se voudrait être une introduction à l'hydrogéologie de la région d'Alger, à l'intention de profanes, ou plutôt d'ingénieurs peu familiarisés avec les problèmes hydrogéologiques de la région, ou dont les activités professionnelles nécessitent une rapide prise de contact avec la question.

Après une vue générale au chapitre 1 sur la géographie et la géologie de la Mitidja et les chaînes de montagnes qui l'encadrent, l'étude s'apessantit au chapitre 2 sur la détermination des caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère de la Mitidja, au niveau de certains champs de captage d'eaux souterraines les plus importants réalisés ces dernières années, en combinant différentes méthodes au possible.

Le chapitre 3 est consacré à l'étude des caractéristiques chimiques des eaux de l'aquifère, des échanges entre les différents types d'eau qui l'alimentent, ainsi qu'à la qualité de ces eaux, dont une partie importante est et sera consacrée aux besoins domestiques.

Au chapitre 4 j'ai tenté de présenter, sous la forme la plus condensée qui soit, la méthode et les résultats de l'étude du bilan de l'aquifère par le Bureau d'études BINNIE-ATKINS, qui a utilisé à cet effet un modèle mathématique, dont certains détails sont données au chapitre 5, compléments et annexes.

Ce modèle a été mis au point après une compilation considérable de données recueillies en majeure partie à l'I.N.R.H et complétées au cours de nombreuses enquêtes et observations complémentaires.

A l'issue de cette étude je me suis permis de formuler un jugement de valeur en la comparant à l'étude précédente, réalisée par le Bureau d'études Géohydraulique en 1972, sur des bases à peu près similaires, mais moins complètes.

J'ai tenté enfin d'avancer certaines suggestions sur les mesures à prendre à court et moyen terme pour l'exploitation et la préservations des ressources de l'aquifère.

Le chapitre 5 comprend quant à lui un exposé succinct sur les principes théoriques des méthodes utilisées aux chapitres précédents et certains compléments pouvant intéresser le lecteur.

Qu'il me soit permis de remercier Monsieur le Professeur Sarrot-Reynauld, Directeur du Service d'Hydrogéologie de l'Institut Dolomieu qui a bien voulu accepter de diriger ce travail et me guider tout au long de ces trois dernières années, en dépit de ses activités accapantées à l'Université.

Je remercie Monsieur R. Barbier, Professeur émérite à l'USMG qui, bien qu'étant en retraite depuis quelques années, n'a jamais cessé de donner le meilleur de lui-même pour rehausser le prestige d'un Institut dont il a été l'un des principaux fondateurs, et qui me fait l'honneur de présider le jury.

Je remercie également M. Ph. Bois, Professeur à l'INPG, qui a bien voulu prendre de son temps pour participer à ce jury, en dépit de ses nombreuses occupations.

Ma reconnaissance va aux cadres de l'INRH à Alger, et notamment à M. Ait-Amara, qui m'ont souvent permis l'accès aux documents utiles du service Hydrogéologie de l'INRH, ainsi qu'au Directeur Général de la Société des eaux d'Alger qui a bien voulu m'autoriser à consacrer une partie de mon temps professionnel à l'élaboration de cette étude.

Je remercie aussi ma femme Fewzia qui, en dépit de ses lourdes charges professionnelles et familiales a bien voulu me décharger d'une part importante de mes obligations, afin de me permettre de mener à bien ce travail, et à laquelle je dédie cet ouvrage, tout comme je le dédie à mes enfants Chiraz, Razi et Moufid que j'ai quelque peu négligés.

J'adresse enfin mes remerciements à tous ceux qui m'ont aidé: dactylographes, dessinateurs, calqueurs, tireurs, chacun pour une part, aussi modeste soit-elle, pour mener à bien l'édition de cet ouvrage.

CHAPITRE PREMIER

INTRODUCTION - GENERALITES

1.1 INTRODUCTION

Il est communément admis que les pays méditerranéens, et notamment ceux qui bordent le rivage sud de cette mer fermée, berceau des civilisations, connaissent aujourd'hui, bien plus que par le passé, des problèmes d'eau inquiétants. Il a d'ailleurs été bien établi que ce furent des problèmes analogues qui permirent, dès la plus haute antiquité, l'éclosion des premiers foyers de civilisation urbaine, en raison des nécessités d'une organisation sociale complexe.

L'Algérie, bien que relativement bien arrosée dans sa frange Nord, connaît des problèmes cruciaux d'approvisionnement en eau, en raison d'une part d'un climat capricieux, où de longues périodes de sécheresse alternent avec des périodes plus ou moins humides, et d'autre part en raison d'un développement démographique et urbain sans précédent.

La région d'Alger bénéficie d'un climat privilégié et d'une humidité satisfaisante en comparaison avec la plupart des autres régions du pays.

Cependant, en raison du rôle politique et économique que joue la capitale, l'afflux des populations de l'intérieur a engendré une situation de pénurie d'eau prolongée, qui dure encore, malgré la politique vigoureuse menée par les autorités pour freiner l'exode des populations de l'intérieur vers ce pôle d'attraction.

Au lendemain de l'indépendance du pays (Juillet 1962), le taux d'accroissement de la population atteignit des chiffres records. Évaluée à 400.000 h en 1962 (800.000 h au total en tenant compte de la population européenne qui quitta en grande partie le pays), la population autochtone résidente atteignit près d'un million en 1966 d'après le recensement officiel, soit un taux annuel d'accroissement de l'ordre de 2,3%.

Cette population passa à 1.500.000 en 1977 (chiffre officiel) soit un taux de 6% par an et elle est estimée à 2 à 2,2 millions de nos jours (taux 4,5 à 5,5% par an).

Néanmoins, si le taux d'accroissement naturel officiel paraît décroître, voire se stabiliser autour de 4 à 4,5% par an, il n'en demeure pas moins que le développement économique et l'élévation du niveau de vie entraînent un taux d'accroissement des besoins en eau potable supérieur à 6%, voire 7%.

Pendant les premières années qui suivirent l'indépendance, les ressources locales exploitées dans la nappe de la Mitidja centre, proche de la capitale, ou à l'intérieur de celle-ci suffirent à répondre aux besoins.

Mais dès 1966, année du premier plan de développement économique, l'eau commença à manquer malgré le forage ou la rénovation de certains puits nouveaux ou anciens.

Les autorités prirent conscience des nécessités de procéder à l'exploitation des nappes souterraines éloignées de la capitale, et notamment : celles de la Mitidja Ouest encore peu entamées.

Les études géophysiques furent entamées en 1966 dans la région, qui permirent à l'I.N.R.H. (S.E.S à l'époque) de préciser la structure géologique de la Mitidja et d'entreprendre l'implantation de nombreux nouveaux puits d'exploitation aux limites ouest. Des études de barrages furent entreprises parallèlement, notamment aux sites de Bou Roumi et Rocher-des Pigeons.

Les forages du Mazafran 1, adductionnés et mis en service à partir de 1970 permirent de régler la situation pour quelques temps, mais il fallut entreprendre une nouvelle adduction à partir d'un champ captant situé plus à l'ouest-sud du 1er champ du Mazafran, à la suite des résultats d'études obtenues en 1972 par modèle mathématique de la nappe.

Les lenteurs accumulées par ce nouveau projet nous amenèrent à faire exécuter de nombreux forages de remplacement et d'extension dans les champs captants de Baraki et Haouch Félit dès 1975 - 1976, afin de parer à des pénuries, devenues intolérables dès cette époque.

Cette situation difficile de pénurie n'est pas nouvelle, et n'a jamais cessé de hanter les habitants de la cité depuis des décennies, voire depuis l'époque de l'administration turque : l'ouvrage "ALGER" de Mr R. DESPES, édité à Alger en 1925 le montre bien (chap. VI); qui fait état de ces difficultés dès le milieu du XIXe siècle, et songe déjà au captage des eaux de la lointaine chaîne montagneuse du Djurdjura.

Alors qu'une dotation de 150 litres d'eau par habitant et par jour paraît à peine suffisante pour une petite ville, les algérois n'ont droit pour leur part qu'à une centaine de litres, compte non tenu d'une proportion estimée à 40% des eaux produites (350.000 m³/j, en moyenne vers 1980-1984) qui s'en va alimenter les fuites d'un réseau de distribution en grande partie vétuste. Bien qu'une vigoureuse action de lutte contre les fuites est entreprise depuis trois-quatre ans, grâce à un programme annuel de rénovation du réseau, de nombreuses années d'effort sont encore nécessaires avant que ce pourcentage soit abaissé à une valeur raisonnable.

1.2. BUT DE L'ETUDE

On pense que la nappe de la Mitidja est surexploitée : les mesures de contrôle du niveau d'eau dans les forages et puits exploités le prouvent.

Il s'agit dans le cadre de cette étude d'évaluer le bilan général de cette nappe, afin de proposer à l'exploitant les recommandations utiles qui lui permettront d'en préserver les réserves, voire de la laisser se réalimenter quand de nouvelles ressources seront mobilisées. Il convient de signaler que d'importants ouvrages de mobilisation d'eau de surface sont en cours de construction, aussi bien pour l'alimentation en eau potable (barrage, prise d'eau et transfert d'Isser-Keddara) que pour l'irrigation (Bou Roumi).

D'autres ouvrages sont en projet (barrage du "Rocher des Pigeons") ou au stade des études préliminaires (barrage sur l'oued Sebaou).

Au préalable, une étude hydrodynamique aussi précise que possible des champs de captage les plus importants sera entreprise, qui permettra de vérifier des hypothèses adoptées dans l'étude du bilan.

1.3. APERÇU GEOGRAPHIQUE

Alger occupe une vaste baie située dans la partie centrale de la côte algérienne, au pied du massif de Bouzaréah, point culminant de la chaîne côtière du Sahel. Cette baie est en communication avec la plaine de la Mitidja par sa partie cotière à l'Est, par la plaine alluviale de l'Oued El-Harrach au Sud et à l'Ouest.

La plaine de la Mitidja, d'une altitude moyenne de 100 m NGA (nivellement général de l'Algérie), d'orientation WSW - ENE s'étend au Sud, à l'Est et à l'Ouest de la capitale sur une longueur de 100 km environ, une largeur allant de 8 à 18 km.

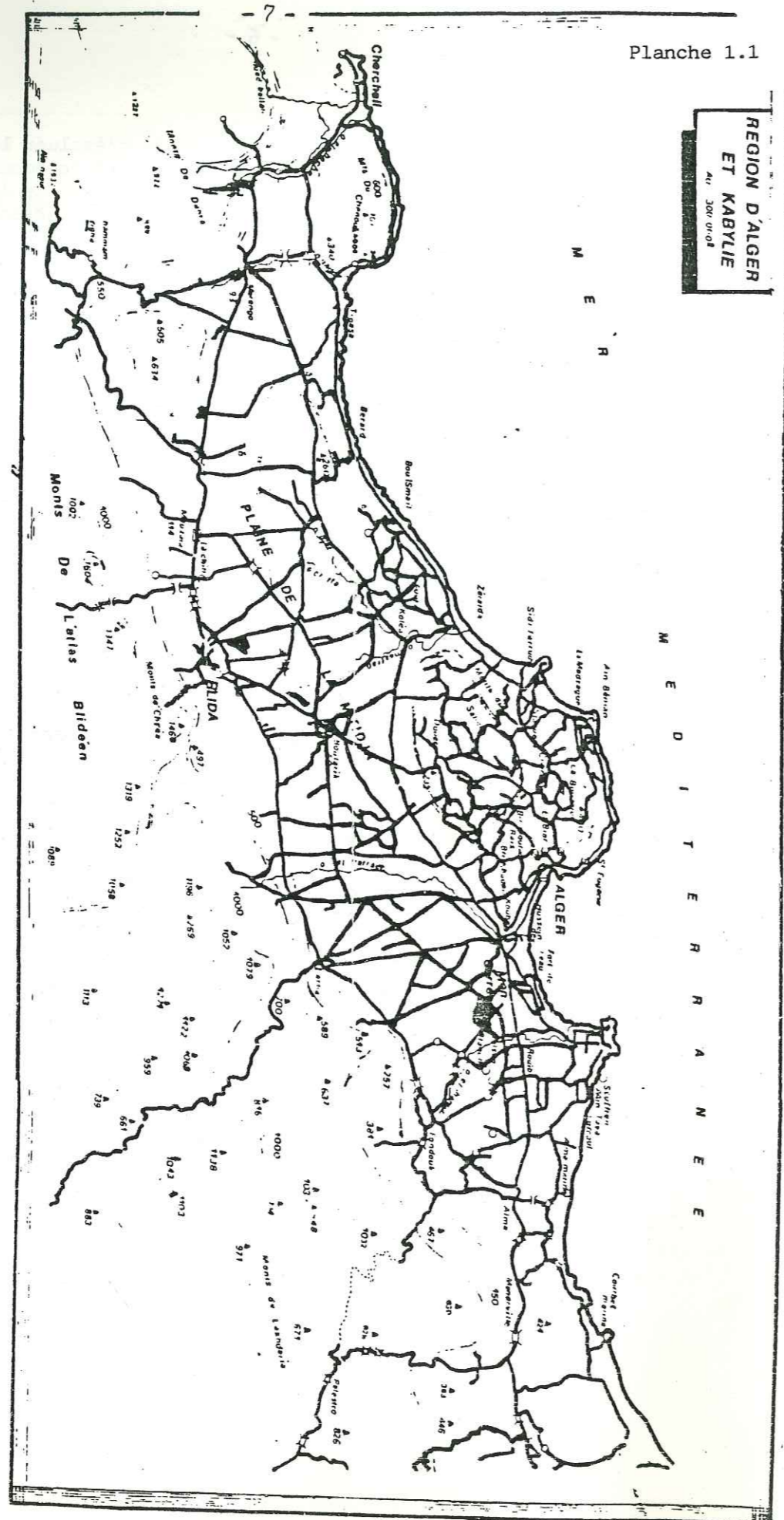
Elle est limitée au Nord par la mer Méditerranée dans sa moitié Est, par la chaîne des monts du Sahel dans sa partie Ouest.

Elle est encadrée au Sud par la chaîne des monts de Blida, dont le Sommet culmine à Koudiat-Sidi-Abdelkader à 1629 m, d'altitude moyenne 1400 m., à l'Est par les monts de Palestro, à l'Ouest par les Monts du Dahra, culminant à 1560 m au Djbel Zaccar.

Cette plaine, d'une superficie de l'ordre de 1300 km² est réputée par sa richesse agricole, favorisée par une pluviométrie favorable, son climat doux, son ancien caractère marécageux qui l'est resté encore dans certaines zones, en dépit des importants travaux de drainage effectués tout au long de la deuxième moitié du XIXe siècle et de la première moitié du XXe.

La région est très peuplée, près de 3 millions d'habitants, dont la majeure partie est concentrée dans l'agglomération algéroise (plus de 2 millions), le reste étant réparti dans des villes comme Blida (200.000), Boufarik, Thénia, Boudouaou, L'Arba, Tipaza, El-Affroun et d'autres petites villes.

Planche 1.1



Les principaux cours d'eau sont l'Oued EL-Harrach qui se jette au contre de la baie d'Alger, les oueds Djor et Bou Roumi qui se réunissent avec l'Oued Chiffa pour former l'Oued Mazafran qui se jette entre Zéralda et Fouka à une vingtaine de Kilomètres à l'Ouest d'Alger; l'Oued Hamiz qui se jette près d'Aïn Taya à une vingtaine de Kilomètres à l'Est d'Alger. L'Oued Cheliff quant à lui, cours d'eau le plus long du pays, borde la plaine dans sa partie extrême Sud-Ouest et va se jeter près de Mostaganem à quelques 300 km à l'Ouest d'Alger.

Malgré la relative abondance des eaux superficielles, le seul barrage qui irrigue la plaine a été édifié au début du siècle sur l'Oued Hamiz et ne retient guère plus de 10 Millions de m³.

L'autre barrage, bien plus important de la région, celui du Ghib, qui barre le Cheliff dans son cours moyen, irrigue la haute plaine de Khemis Miliana au Sud-Ouest de la Mitidja.

La plaine ne manque pas de vergers ni de vastes jardins potagers bien au contraire. Ceux représentent près de la moitié de sa superficie.

Mais la relative humidité du climat, jointe à une intensive exploitation des eaux souterraines permettent d'obtenir d'excellentes récoltes, encore accrues par la culture sous serre qui prend de plus en plus d'extension.

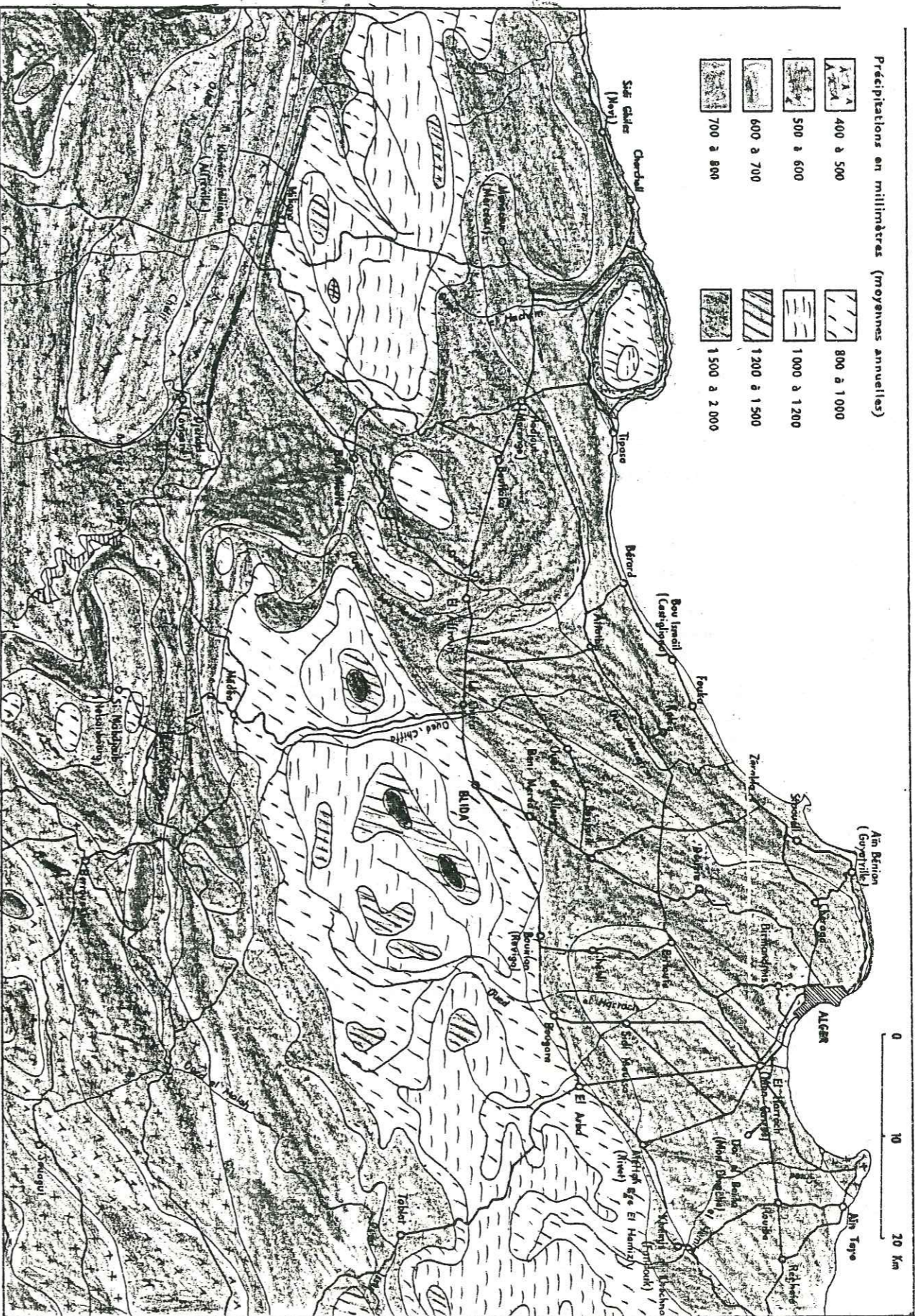
1.4. APERCU CLIMATOLOGIQUE

L'Algérie, située entre le 37^e parallèle au Nord et le 20^{ème} au Sud possède un climat plus ou moins aride, allant du méditerranéen subtropical humide au Nord (moitié Est surtout), au désertique au Sud de l'Atlas Saharien.

La région d'Alger possède cependant un climat privilégié, doux et humide d'Octobre à Mai, chaud et sec en été il est vrai, mais sensiblement moins qu'ailleurs.

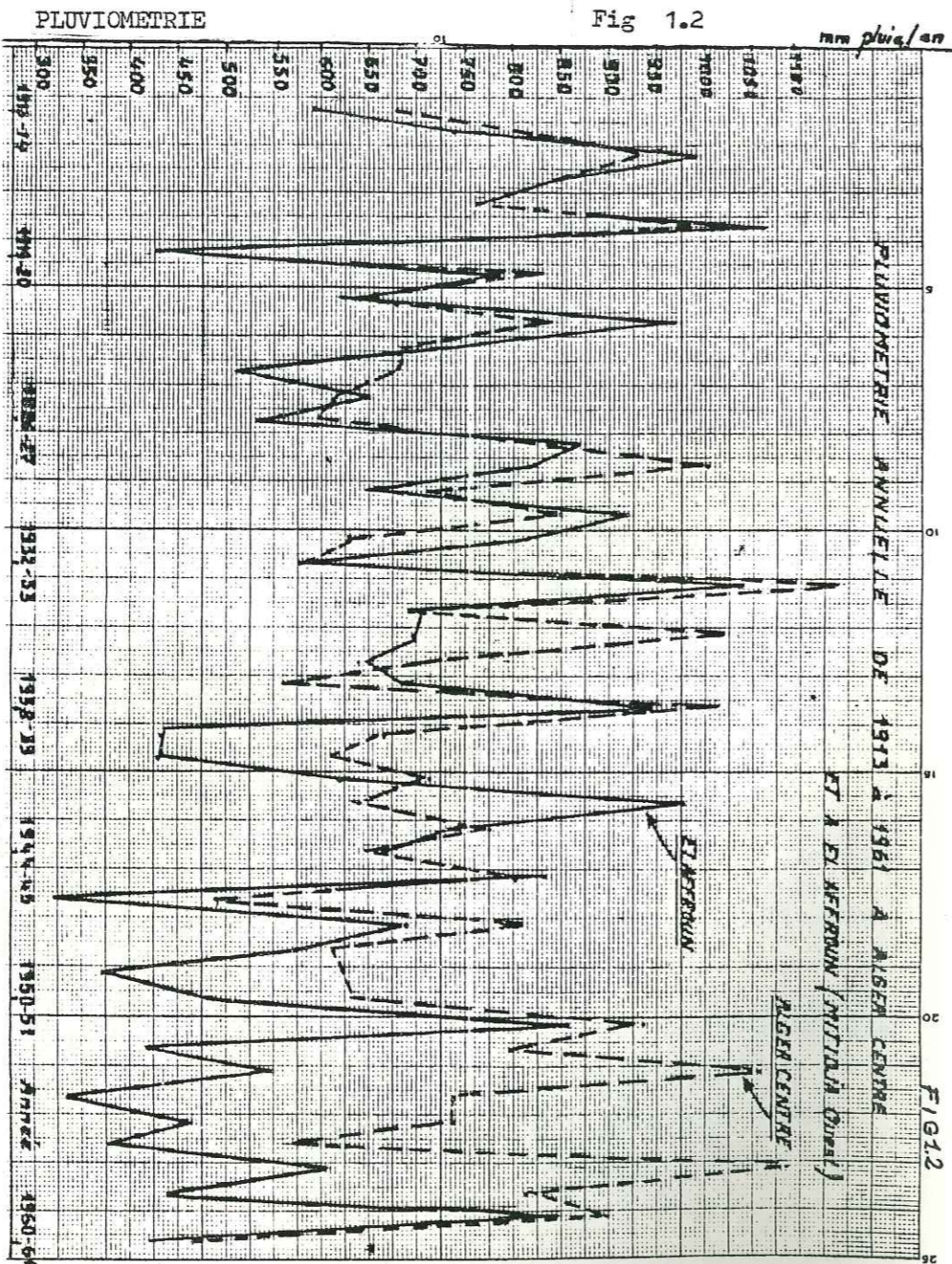
1.4.1. TEMPERATURES

Le tableau ci-après donne la moyenne des températures établie sur 25 ans par les services de l'I.N.R.H. (ex.S.E.S).



Echelle: 1/500 000

Extrait de la Carte Pluviométrique de l'Algérie au 1/500 000 (1977)



COTE	Cherchell, 633 (70j); Tipaza 630 (78j), Castiglione 628 (99j); Alger Port 647 (95j); Cap Matifou 579 (73j)
SAHEL	Staoueli 694 (96j); Chéraga 717; Bouzaréah-Observatoire 776 (108j)
ALGER	Alger-Université 762 (113j) ; EL BIAR 787 (88j)
MITIDJA	Montebello 580 (82j); Aneur EL Aïn 546 (61j); EL-Affroun 740 (82j); Mouzaïville 612 (69j); BLIDA 954 (85j); L'Arba 833 (100j); BOUFARIK 772; DAR EL BEIDA 672 (93j); ROUIBA 705 (85j)
ATLAS	Miliana 950 (98j); CHREA 1493; Tablat 857
CHELIF	Khemis Miliana 473 (59j)
AUTRES	Ben Chicao 615 (70j) ; BERBUAGHIA 593 (63j)

La figure 1 donne les variations des précipitations relevées à Alger centre et à El Affroun (limite Ouest de la Mitidja) entre 1913 et 1961.

La figure 2 en donne les moyennes mensuelles à Alger, Blida (piétement de l'Atlas) et Cap Matifou (Mitidja Centre-Nord).

1.4.3. EVAPOTRANSPIRATION

Les services de l'I.N.R.H. (ex S.E.S) évaluent dans le tableau ci-après les valeurs de l'évapotranspiration pour certaines stations de la région.

L'évapotranspiration réelle a été calculée par la méthode annuelle de TURC ($E = \frac{P \text{ (mm)}}{L}$)

$$L = 300 + 25 T + 0,05 T^3$$

et à partir de la formule de Thornthwaite en tenant compte de la pluviométrie.

STATIONS	Evapotranspiration Potentielle en mm/an	Evapotranspiration réelle en mm/an	
	Méthode de C.W. Thornthwaite	Méthode de TURC Annuelle	A partir des résultats de C.W. Thornthwaite
ALGER-UNIVERSITE	866	645	488
BOUZAREAH Observat.	779	616	474
CAP MATIFOU	830	522	439
C@STIGLIONE	810	566	459
TIPAZA	810	496	469
L'ARBA	905	683	496
BLIDA	905	731	548
ROUIDA	830	500	467
MEDEA	729	586	420
MILIANA	765	664	423
BEN CHICAO	821	502	358

1.4.4. HYDROLOGIE DE-SURFACE

La région qui encadre la plaine de la Mitidja peut être divisée en trois bassins versants principaux (voir FI.1.2)

- Le bassin du Cheliff à l'Ouest et au Sud ;
- Le bassin de l'Oued Isser à l'Est ;
- Le bassin de la Mitidja au centre .

a - Bassin du Cheliff .

Il occupe la partie Sud-Ouest de la région. Il est traversé d'Est en Ouest par le Chelif, fleuve le plus important d'Algérie. Ses principaux affluents sont le Deurdeur en R.G. et l'Oued El Harbil en Rive Droite.

b. Bassin de l'Oued Isser

Il est situé immédiatement à l'est du bassin du Cheliff. Les oueds El Malah drainent les régions d'El-Khemis et Beni Slimane, et se rejoignent à quelques kilomètres au Sud de Tablat pour donner l'oued Isser.

Débit des Principaux Oueds

Tableau 1.1

OUED	Nom de la Station	Superficie du bassin versant à la station en Km ²	ANNÉE 1969 - 1970						ANNÉE 1968 - 1969			
			Sup. Oul	Nou. Oul	Imm. Fou	Mars. An	Mai. Juin. Juin	Débit moyen annuel m ³ /s	Rapport annuel km ³	Débit moyen annuel m ³ /s	Rapport annuel km ³	
AMRIZ	Hamia (barrage)	137	2,300	1,819	3,108	2,833	1,936	2,899	1,84	58,1	0,731	23,7
ABERFRAN	For. à Chaud	4900	16,19	61,18	36,43	15,12	6,67	1,08	145	352	3,03	95,5
DJER	El Mjroun	390	3,377	10,231	4,94	1,473	0,435	0,006	1,72	54,4		
OUED EL ARCHEN	Bordj Robini	215	5,431	8,64	4,05	1,896	0,807	0,042	1,75	55,3	0,507	46
ISSEK	La Fraïlla	2570	18,68	61,74	24,03	17,38	9,24	1,022	11,1	350		
CHELIFF *	Barrage du Ghrib	22139	46,94	48,28	69,3	9,63	2,309	7,41	15,5	488	2,21	69,0
CHELIFF *	Arifs	24530	31,85	73,5	79,2	14,0	7,83	10,17	16,4	518	3,23	102

* Débit influencé par un ouvrage de régularisation à l'amont

Débits D.E.M.R.H.-1973

TABLEAU N° 1.1

Débit Des Principaux Oueds

1.5.1.2. ETUDES

Citons pour mémoire les publications suivantes :

- Glangeaud L (1932) : Etude géologique de la région littorale de la province d'Alger, Thèse sc. Paris et Bull. Serv. carte géol. Alger, 2ème série, strat, n° 8
- Muraour P. (1949) : Contribution à l'étude micropaléontologique des marnes plaisanciennes d'Alger. Bull. Carte géol. Alger, 1ère série, Paléon n° 10 pp 93.148.
- Glangeaud L, Aymé A, Caire A., Mattauer M. et Muraour P. (1952) : Histoire géologique de la Province d'Alger XIXe congrés géol; intern. Monogr. région Algérie 1er ser., N° 25.
- Aymé A. (1956) : Contribution à l'étude de la plaine de la Mitidja occidentale et de sa bordure atlasique. Bull. Serv. carte géol. Algérie (n.ser) n° 8 pp 347.362.
- BLES JL. (1965) Mise au point stratigraphique du Néogène et du quaternaire de la Mitidja - S.E.S - 1965 - Alger.

D'autres études concernent les schistes cristallins du massif de la Bouzaréah par Moussu M. (1962), les formations quaternaire de la plaine d'Affre-ville par Boulaine (1951), la structure du massif du Chenoua par Lepvrier C. (1967), la géologie des bassins sublittoraux de l'Algérie occidentale par Perrodon A (1957) etc.

Les cartes existantes et les levés de : A. Aymé, C. Berthomier, J.L. Bles, A. Coutelle, S. Debrand Passart, L. Glangeaud, M. Kieken, C. Lepvrier, J. Leroux, M. Mattauer, A. Perrodon et R. Truillet ont permis à l'I.N.R.H. (ex D.E.M.R.H.) d'établir la carte hydrogéologique de la région d'Alger au 1/200.000e-, accompagnée de sa notice explicative 1973, dont une copie est jointe à la présente étude.

De nombreux problèmes stratigraphiques et tectoniques restaient posés dans la région cartographiée, mais ils intéressent plus particulièrement l'Atlas, qui présente peu d'intérêt hydrogéologique du reste.

Une campagne géophysique entreprise par C.G.G. en 1967-68, puis une autre par ALGEO en 1979 permirent de préciser la géologie de la région, grâce notamment à des sondages effectués par mesures de résistivité électrique. D'autres travaux ultérieurs (Mutin 1977) et une étude de synthèse entreprise par le consortium BINNIE-ATKINS, qui utilisa les résultats des forages exécutés entre 1972 et 1982, permettent d'avoir une idée plus précise de la géologie de la région et de rectifier certaines erreurs.

Il est à signaler, comme le fait remarquer C.G.G. dans son rapport, que les possibilités d'interprétation des données géophysiques étaient relativement limitées, du fait de la médiocrité des contrastes de résistivité au sein des alluvions et de l'imprécision des frontières entre strates.

Notre but dans cette étude n'est pas de refaire une étude géologique complète et approfondie, dans l'espoir de relever telle ou telle erreur, de rectifier certains détails, mais d'exposer une vue générale schématique de la géologie de la région qui nous intéresse, afin de comprendre les mécanismes hydrogéologiques.

Les coupes ci-jointes sont extraites de la carte hydrogéologique établie par D.E.M.R.H. en 1973 et du rapport BINNIE-ATKINS (n° F2-B-Juillet 1982)

1.5.2. STRATIGRAPHIE

La légende de la carte hydrogéologique au 1/200.000 de la D.E.M.R.H., dont quelques coupes sont représentées dans les planches n° 1.5 donne la structure stratigraphique de la région, avec quelques erreurs relevées par les travaux ultérieurs.

Les planches n° établies d'après le rapport BINNIE-ATKINS donnent un aperçu plus exact, à la lumière des sondages effectués plus récemment.

Le tableau ci-après, n° 1.2, donne les subdivisions du crétacé qui ne sont pas indiquées dans la légende.

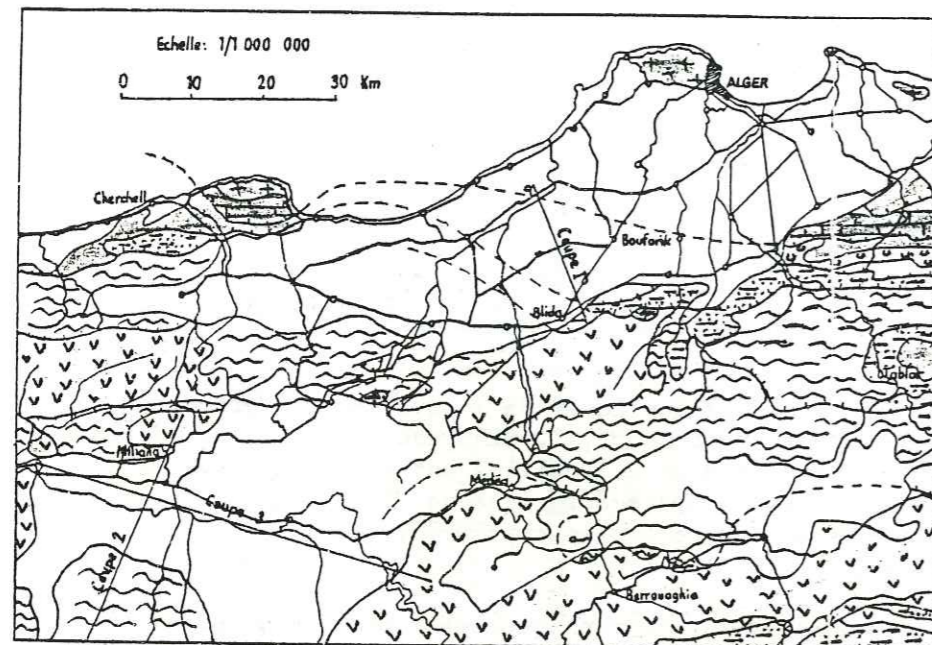


PLANCHE 1.4
ESQUISSE TECTONIQUE

- Socle et paléozoïque
- Chaîne calcaire et sa couverture
- Nappes telliennes
- Nappe sous-numide
- Nappe du Flysch
- Nappe numidienne
- Autochtone
- Formation post nappe

D'après D.E.M.R.H., 1973

1.5.2.1 GENERALITES

L'Atlas et le Sahel sont des blocs positifs ascendants, même actuellement. Entre ces deux aires positives, la Mitidja se présente comme un très large bassin alluvial côtier, formé par un affaissement permanent depuis le miocène, suivi d'une sédimentation durant le Pleistocène

Les travaux de Caire (1974) laissent penser qu'un léger plissement, survenu à la fin du tertiaire imprima à ce bassin une structure synclinale originale.

Le socle rigide compétent est cassé par un réseau de failles très redressées, orientées suivant deux grandes directions (E-W et N.E. - E.W.) qui se retrouvent à l'échelle de tout l'Atlas. Le mioplio-quadernaire joue le rôle de couverture souple.

Ces particularités tectoniques sont bien apparentes dans la morphologie :

- L'Atlas forme des reliefs escarpés et rajeunis (altitudes entre 1200 et 1600 m). Il est le siège d'une érosion très active et ses oueds sont particulièrement encaissés.
- Le piémont, d'altitude comprise entre 100 et 150 m. se superpose à une zone de déséquilibre tectonique, entre le bloc ascendant et une aire de subsidence. L'agent moteur le plus puissant étant l'Atlas, il se transforme en reliefs par rapport à la plaine.
- La plaine (Mitidja), d'altitude comprise entre 20 et 50 m est située sur l'axe subsident de direction N.E - S.W., en constant affaissement.
- Le Sahel, d'altitudes 200 à 250 m (prolongé au Nord-Est par le massif de Bouzaréah (407 m au sommet), limite au Nord la subsidence.

Le miocène et les roches plus anciennes n'occupent qu'une place très minime dans le développement du bassin.

1.5.2.2. NATURE DU REMPLISSAGE-SUCCESSION GEOLOGIQUE

L'interférence des facteurs morphotectoniques et des agents morphoclimatiques du quaternaire dirige la nature et la répartition des formations de la plaine.

a) - Miocène et roches plus anciennes :

Ces roches sont présentes sous le bassin de la Mitidja, dans le coeur de l'anticlinal du Sahel et affleurent par endroits dans l'Atlas sur la bordure Sud du bassin (Ayme et Magne 1954, Glangeaud 1952).

Les dépôts du Miocène prédominent sauf dans l'Atlas où les roches plus dures du Crétacé et de l'Oligocène forment les montagnes que l'on rencontre le plus fréquemment (D.E.M.R.H. 1973). Dans le bassin, la limite supérieure du Miocène s'élève pour se trouver en contact avec la série de l'Astien qui la recouvre.

On rencontre le plus souvent des argiles, des argilites et des schistes argileux. Les calcaires, les grès, les conglomérats et des laves du tertiaire avec les roches volcaniques associées sont importants localement et se trouvent en contact avec les dépôts alluviaux plus récents du bassin (D.E.M.R.H. 1973). Des roches métamorphiques du socle éruptif apparaissent sous la forme de petits affleurements isolés au nord et à l'Est du bassin.

b) Formation du Pliocène marin (Plaisancien-Astien)

L'essentiel du long bourrelet du Sahel et une partie du remplissage de la Mitidja sont constitués essentiellement par les formations du Pliocène marin.

b.1. Plaisancien

Le bassin de la Mitidja repose pour sa plus grande partie sur une séquence épaisse et uniforme de marnes grises ou bleues, parfois sableuses, le plus souvent dénommées marnes du Plaisancien (Glangeaud, 1952). Il s'agit de sédiments types d'eaux profondes, qui se sont déposés sur une surface d'érosion d'une épaisseur moyenne de 200 m. L'épaisseur varie considérablement et dépasse 240 m près de la cluse du Mazafran.

On peut voir les affleurements de marnes en surface au coeur d'un anticlinal des collines du Sahel et dans la zone de Reghaïa où ils constituent la fermeture Est du bassin (Rivoirard 1952, Géohydrologique 1968-1972). Partout ailleurs, la formation du plaisancien est dissimulée par d'autres dépôts remplissant le bassin (Glangeaud, 1952, Aymé 1956).

TABLEAU N° 1.2.

FACIES ET SUBDIVISIONS DU CRETACE
(D'après la notice de la D.E.M.R.H-1973)

ETAGES		ATLAS	REGION DE BERBOUAGHIA
Crétacé Supérieur	Senonien	Facies monotone de marnes schistoïdes et de lentilles calcaires jaunes à Inocerames	-Marnes grises avec rares bancs calcaires à Inocerames. Epaisseur supérieure à 1000m
	Turonien	Jamais caractérisé paléontologiquement	Calcaire à silex, épaisseur 40 à 80 m
Crétacé Moyen	Genomanien	Marnes, schistes et marnocalcaire	Marnes brunes avec petits bancs calcaires
	Vraconien	Calcaires marneux jaunes très schisteux, souvent phosphatés	Calcaires microcristallins noirs vers le sommet, intercalation de niveaux marneux, épaisseur 800 m
Crétacé Inférieur	Albien Inf. et moyen	Facies schisteux profond, argiles noires feuilletées avec intercalation de quartzites	Flysch albo-aptien de cherchell, schistes et quartzites, calcaires gréseux à Orbitolines argiles violacées, microbrèches
	Aptien	Calcaires et marnes argileuses Calcaires à Orbitolines à entroques et marnes blanchâtres	
Inférieur	Barremien	Schistes, quartzites, calcaires schisteux jaunes avec fossiles pyriteux	
	Néocomien	- Autochtone, schistes et grés, calcaires silicieux de la Chiffa et de Bou Mand - Autochtone, Argiles noires et quelques petits bancs de grés.	

b.2. Astien

Il débute par un niveau à glauconie et se poursuit par : de la molasse, des marnes jaunes, des faciès gréseux, des faciès calcaires ou calcairo-gréseux.

L'Astien, qui représente le Pliocène moyen comprend une grande variété de faciès lithologiques, associés à une sédimentation marine de hauts-fonds (Rivoirard, 1952).

Cette série, d'une épaisseur moyenne de 100 à 130m se trouve généralement à des profondeurs allant de 250 à 300 m au-dessous du terrain naturel.

A l'est de Rouiba, elle est à faible profondeur et son épaisseur a été réduite par l'érosion.

Les dépôts du Miocène prédominent sauf dans l'Atlas où les roches plus dures du Crétacé et de l'Oligocène forment les montagnes que l'on rencontre le plus fréquemment (D.E.M.R.H. 1973). Dans le bassin, la limite supérieure du Miocène s'élève pour se trouver en contact avec la série de l'Astien qui la recouvre.

On rencontre le plus souvent des argiles, des argilites et des schistes argileux. Les calcaires, les grés, les conglomérats et des laves du tertiaire avec les roches volcaniques associées sont importants localement et se trouvent en contact avec les dépôts alluviaux plus récents du bassin (D.E.M.R.H. 1973). Des roches métamorphiques du socle éruptif apparaissent sous la forme de petits affleurements isolés au nord et à l'Est du bassin.

b) Formation du Pliocène marin (Plaisancien-Astien)

L'essentiel du long bourrelet du sahel et une partie du remplissage de la Mitidja sont constitués essentiellement par les formations du Pliocène marin.

b.1. Plaisancien

Le bassin de la Mitidja repose pour sa plus grande partie sur une séquence épaisse et uniforme de marnes grises ou bleues, parfois sableuses, le plus souvent dénommées marnes du Plaisancien (Glangeaud, 1952). Il s'agit de sédiments types d'eaux profondes, qui se sont déposés sur une surface d'érosion d'une épaisseur moyenne de 200 m. L'épaisseur varie considérablement et dépasse 240 m près de la cluse du Mazafran.

On peut voir les affleurements de marnes en surface au coeur d'un anticlinal des collines du Sahel et dans la zone de Reghaïa où ils constituent la fermeture Est du bassin (Rivoirard 1952, Géohydrologique 1968-1972). Partout ailleurs, la formation du plaisancien est dissimulée par d'autres dépôts remplissant le bassin (Glangeaud, 1952, Aymé 1956).

b.2. Astien

Il débute par un niveau à glauconie et se poursuit par : de la molasse, des marnes jaunes, des faciès gréseux, des faciès calcaires ou calcairo-gréseux.

L'Astien, qui représente le Pliocène moyen comprend une grande variété de faciès lithologiques, associés à une sédimentation marine de hauts-fonds (Rivoirard, 1952).

Cette série, d'une épaisseur moyenne de 100 à 130m se trouve généralement à des profondeurs allant de 250 à 300 m au-dessous du terrain naturel.

A l'est de Rouiba, elle est à faible profondeur et son épaisseur a été réduite par l'érosion.

D'importants affleurements de dépôts de l'Astien se rencontrent au Sud du Sahel et dans les faubourgs Sud d'Alger (visibles à Hydra, Birmandreïs..)

La formation de l'Astien dans le Sahel s'est plissée pour former une légère structure anticlinale mais qui, faisant suite à l'affaissement du bassin, s'enfonce abruptement au-dessous de la plaine de la Mitidja (Géohydraulique, 1968-1972). La formation de l'Astien est présente au-dessous des dépôts plus jeunes du bassin jusqu'au piémont de l'Atlas, mais on ne distingue que quelques affleurements isolés le long de la bordure Sud du bassin, où l'Astien est à la fois en contact avec les roches plus anciennes de l'Atlas et les dépôts alluviaux sus-jacents plus jeunes.

La planche n° 1.9 montre les lithologies caractéristiques de la formation de l'Astien, à prédominance de faciès sableux contenant des grès calcaires bien cimentés, ou des sables consolidés à grains arrondis.

Les grès contiennent souvent une proportion élevée de fragments de coquilles brisées et se classent dans la catégorie des calcaires sableux détritiques. Les grès, parfois limoneux, contiennent par endroits des graviers arrondis; ils sont typiquement de couleur jaune, et révèlent une stratification entrecroisée. On peut les observer à loisir dans la banlieue Sud d'Alger, par suite de travaux, pour l'aménagement des routes notamment.

Les unités stratifiées individuelles sont en général très épaisses et les joints semblent être rares ou peu développés (Glangeaud et Aymé, 1935; Trenous, 1961).

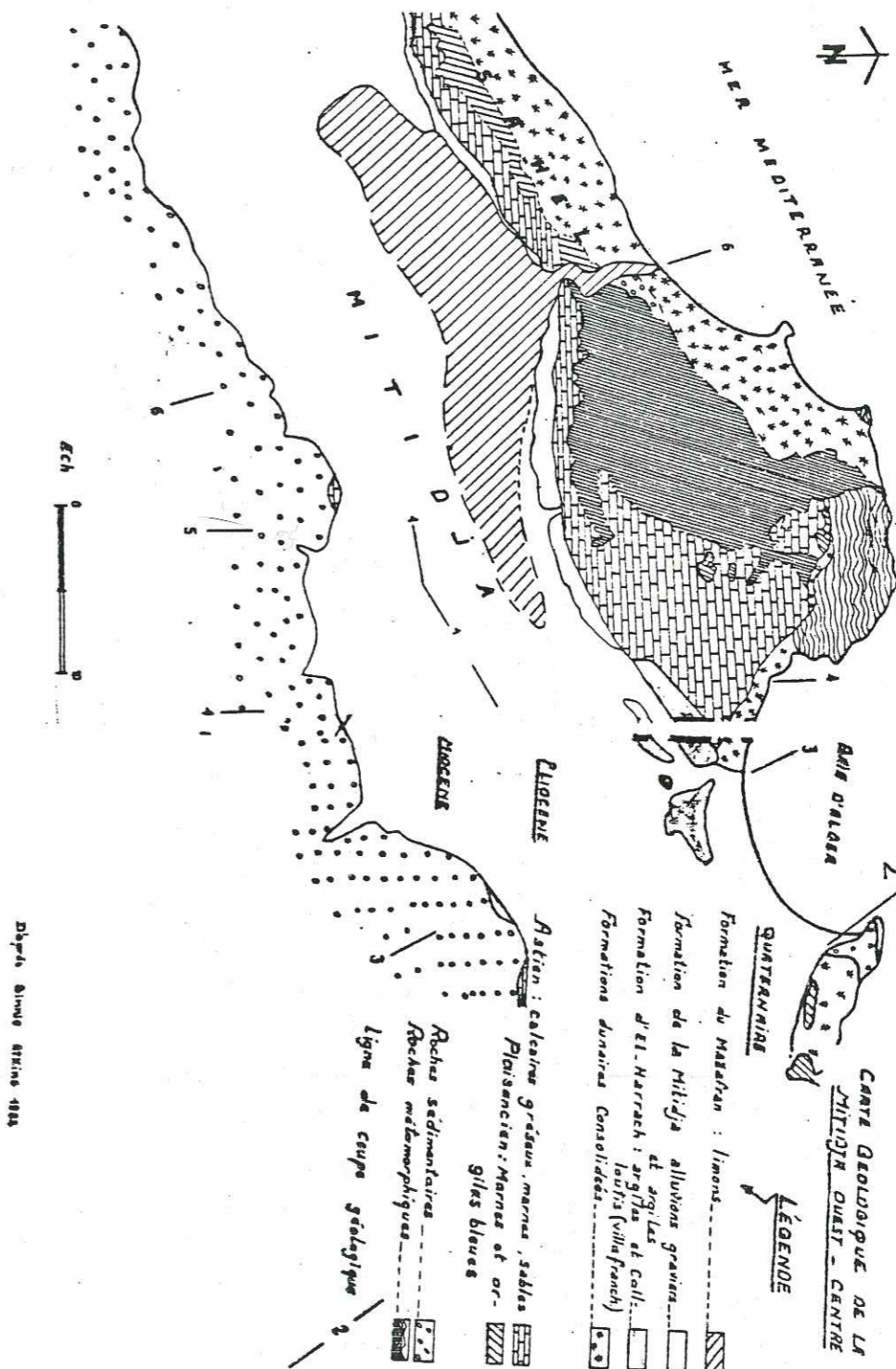
La séquence de l'Astien renferme des argiles grises et jaunes, réparties en unités isolées de 1 à 15 m.

D'après la C.G.G. (1967), la formation de l'Astien devient progressivement plus argileuse vers le sud et l'ouest.

Le bureau d'études BINNIE-ATKINS émet l'hypothèse que cette séquence diminue d'épaisseur et qu'elle est interrompue par la présence de sédiments plus anciens. La couche de 25 à 50 m d'argiles rencontrée au dessus des grès de l'Astien dans le forage de grande profondeur exécuté dans l'oued El Alleug appartiendrait alors à la série de l'Astien et non à la formation sus-jacente d'El-Harrach, bien qu'importante localement.

c) Pliocène Continental (Formation d'El-Harrach)

Assimilé au Villafranchien inférieur, il est appelé série des marnes de "Maison-Carré" (appellation actuelle : "El-Harrach"). Les éléments argileux dominant dans une alternance comprenant des marnes jaunes collantes, des argiles graveleuses et quelques lits de sable et graviers



CARTE GEOLOGIQUE DE LA REGION EST

SURFACE ERODEE DE L'ASTIEN EN CONTACT AVEC LES ALLUVIONS DE LA MITIDJA

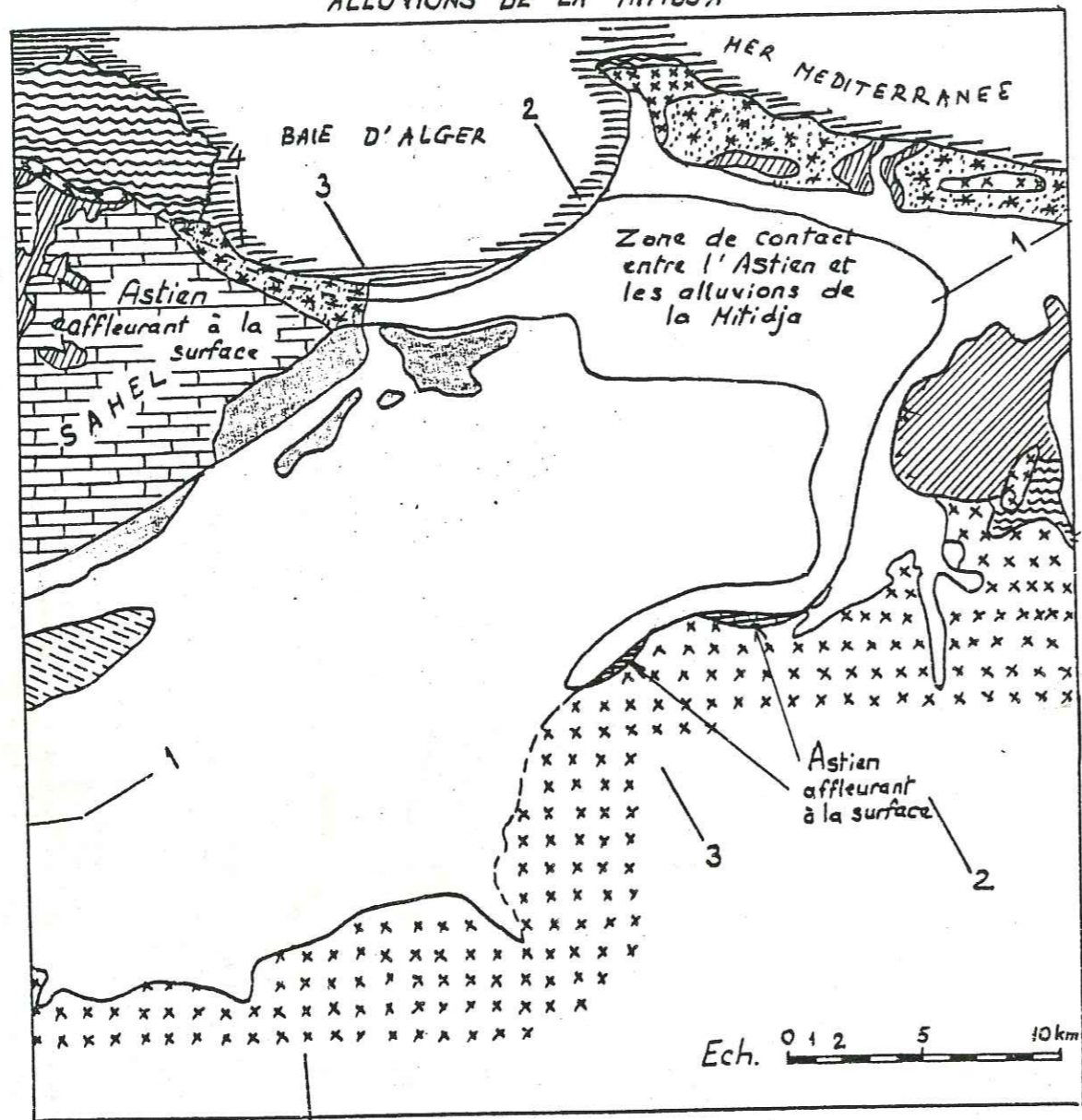
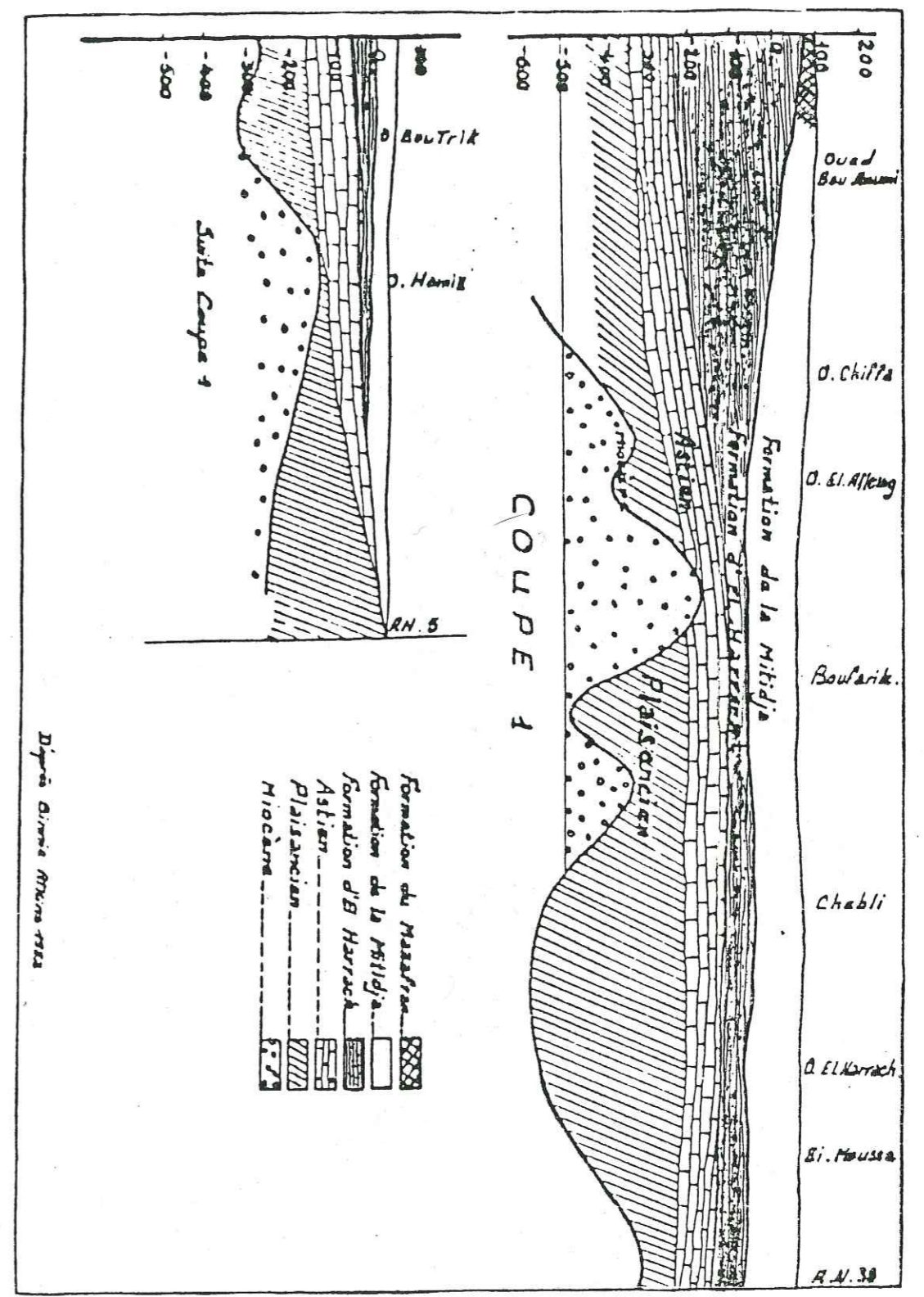


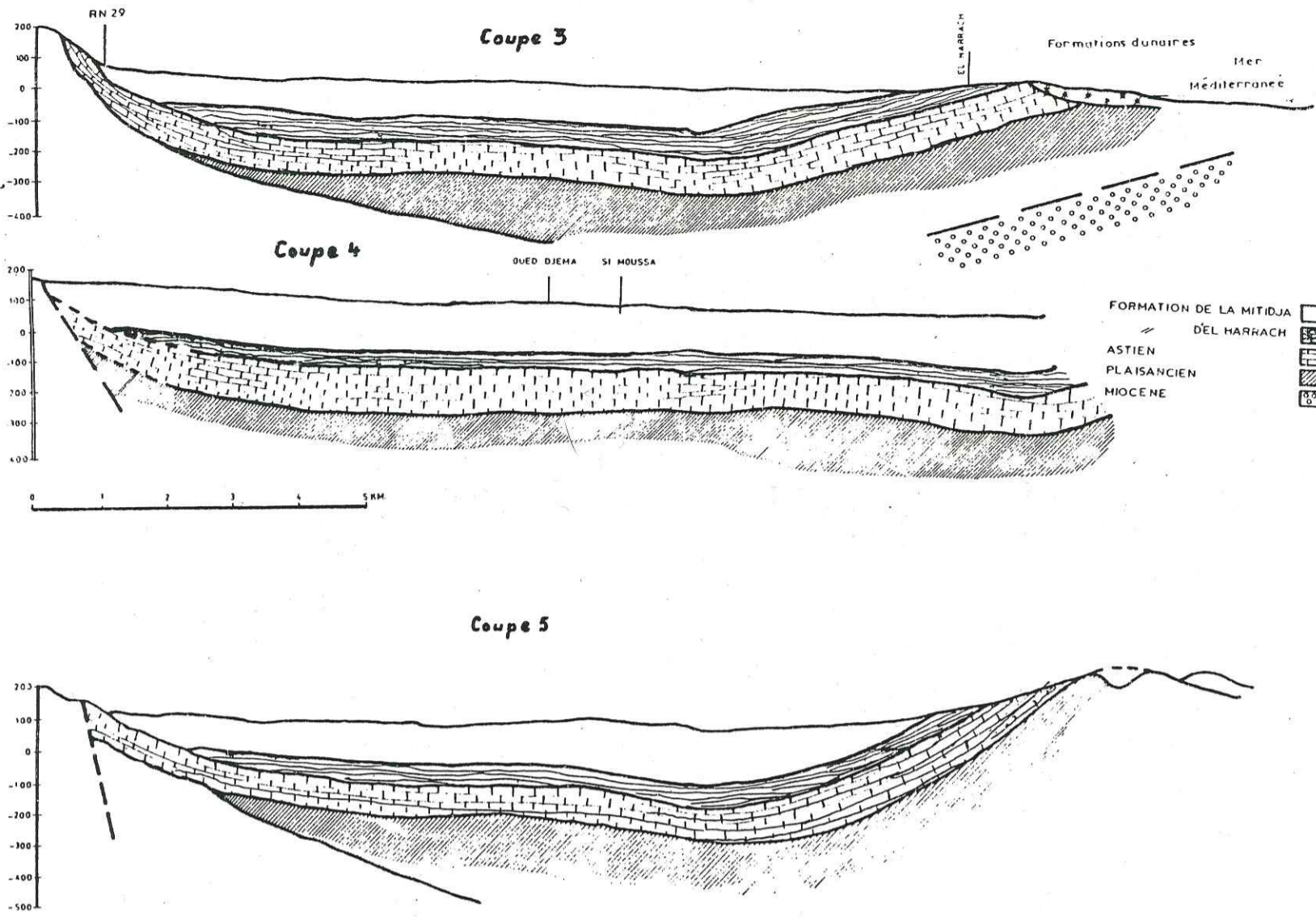
Planche 1.6

- LEGENDE**
- | | | | |
|----------------------------------|-------------------------------------|-----------------|--|
| Quaternaire | du Mazafran (limons) | Pliocène | Astien (calcaires gréseux, marnes, sables) |
| Formations: | de la Mitidja (groviers + argiles) | Miocène | Plaisancien (marnes et argiles bleues) |
| 1 | d'El Harrach (argiles + cailloutis) | | Roches sédimentaires |
| ligna de coupe géologique | dunaires consolidées | | Roches métamorphiques |
- (D'après D.E.M.R.H. et BINNIE-ATKINS, 1982)

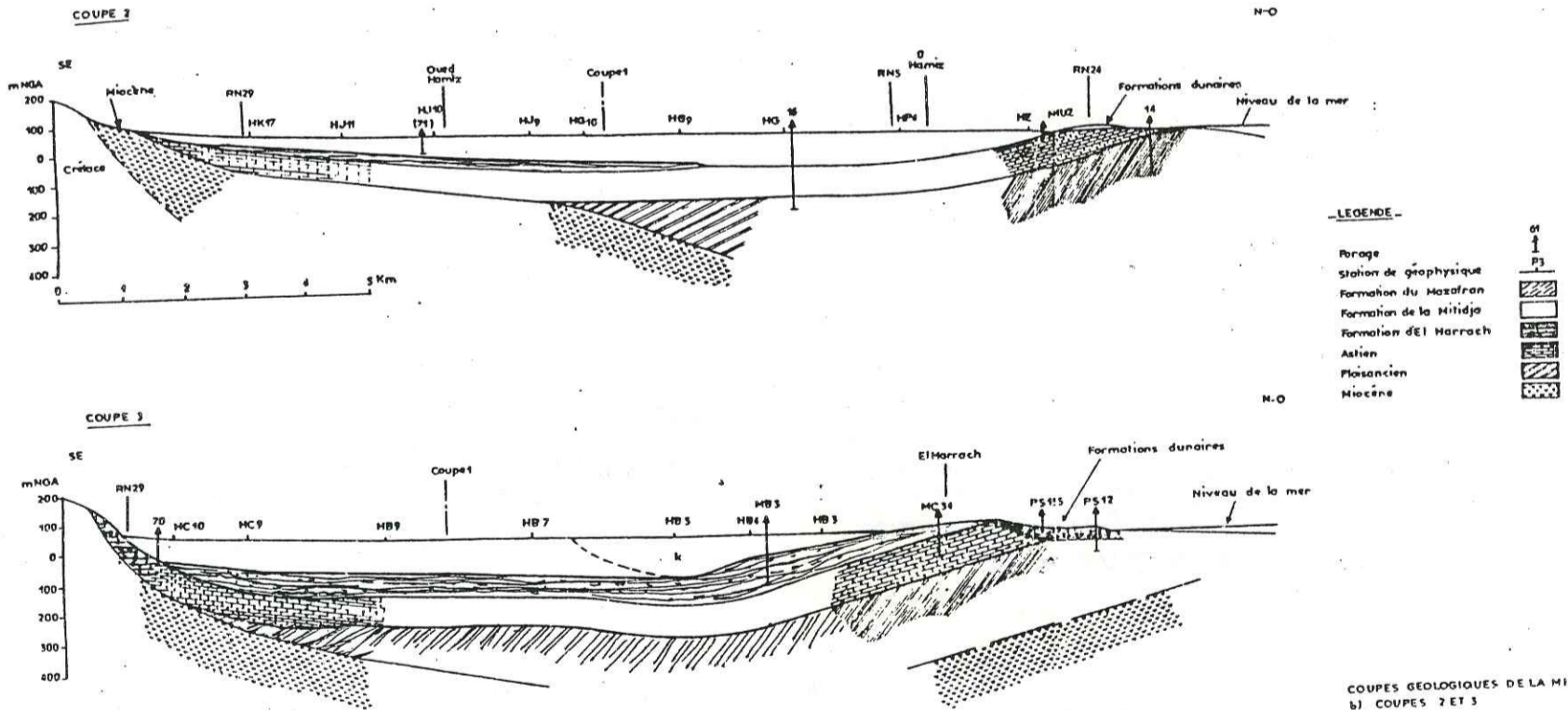
COUPE GEOLOGIQUE DE LA MITIDJA 1-1 D'APRES BINNIE-ATKINS, 1982

Planche 1.7





D'après Binnie ATKINS 1982



COUPES GEOLOGIQUES DE LA MITIDJA b) COUPES 2 ET 3

D'après Binnie - Atkins - 1982

Elle constitue une séquence relativement uniforme d'argiles plastiques jaunes ou grises, les lentilles et couches de graviers, peu nombreuses ne dépassant guère 2 à 6 m (Géohydraulique, 1968-1972).

La formation d'El-Harrach a quelquefois été confondue avec les formations alluviales plus récentes, essentiellement caillouteuses, en raison de la présence des graviers.

Mis à part les affleurements d'El-Harrach, le long du versant sud du Sahel et à l'extrémité ouest du bassin, cette formation est occultée par les dépôts alluviaux récents. L'épaisseur de cette formation atteint par endroits 200 m dans la partie occidentale du bassin, le secteur est ayant été soumis à une forte érosion qui a fait disparaître la majorité des matériaux, notamment dans la zone de Rouiba où l'argile a presque complètement disparu.

L'épaisseur de la couche, 100 m environ en moyenne au centre du bassin diminue progressivement en allant vers l'Atlas.

d) Quaternaire continental (Formations de la Mitidja)

Le quaternaire ancien est presque absent dans la Mitidja.

Le quaternaire moyen a vu la constitution des formations grossières qui comblent les chenaux profonds creusés dans les marnes "d'El-Harrach" et qui constituent de bons aquifères (Chiffa, Mazafran). La majeure partie du piémont de l'Atlas (zone de Blida) est de cet âge.

Le quaternaire récent, assimilé au Rharbien a vu les derniers complements de la Mitidja, essentiellement constitués de limons gris, argiles noires ou bleues, alluvions grossières à la base.

Le quaternaire actuel correspond aux lits majeurs et mineurs des oueds actuels.

d.1. Formation de la Mitidja

Les matériaux proviennent de sources diverses, et des variations considérables de granulométrie se produisent dans les sens horizontal et vertical.

Les principales sources de matériaux sont les dépôts des oueds les plus importants et les cônes de déjection du piémont de l'Atlas, résultant d'inondation en nappe et de la solifluxion. Des éléments à grain fin sont présents en quantités relativement importantes. Ces matériaux constituant localement la partie supérieure de la formation, forment par endroits une couverture limoneuse ou argileuse qui recouvre des dépôts plus grossiers, les grains de ceux-ci augmentant souvent de taille avec la profondeur.

La majorité des alluvions provient de l'Atlas et se compose essentiellement des galets et de graviers gris, subanguleux calcaires, schisteux et argileux, allant de fin à grossier/des fines intestitielles en quantité variable.

Des couches d'argile jaune ou marron contenant parfois des graviers apparaissent çà et là.

Les dépôts du piémont, fréquemment de teinte rougeâtre comprenant des matériaux hétéromorphes grossiers et variables contenus dans une matrice de limon argileux.

Les épaisseurs de dépôts contenus dans cette formation d'une moyenne de 10-15 m peuvent varier de 1 à 50 m., comme le montre la planche n° 1.8

Il semble possible, d'après le rapport BINNIE-ATKINS, d'établir une distinction entre les différentes caractéristiques lithologiques : les matériaux grossiers déposés dans les anciens lits d'oueds tels que Chiffa, El-Harrach, Hamiz, à l'époque où ces oueds coulaient à proximité du pied du sahel et à travers la cluse du Mazafran (C.G.G, 1967; Aymé), se retrouvent à proximité de l'Atlas, où des apports fluvio-glaciaires grossiers se sont déposés au pied des pentes de montagne.

Ailleurs, une proportion plus élevée de fines suggère que nous avons affaire à des dépôts de plaine d'inondation ou, dans le cas de cônes de déjection, à une source de matériaux plus éloignée et à des pentes en surface réduites

Les matériaux qui constituent la formation de la Mitidja se superposent en couches épaisses partout dans le bassin à l'exception de la région ouest. La moyenne est de 100 à 150 m, le maximum (200m) est atteint dans la cluse du Mazafran, la base des alluvions se trouvant à 160 au-dessous du niveau de la mer (voir planche n° 1.5)

La formation perd de son épaisseur en traversant le piémont en direction de son contact avec l'Atlas et vers le Nord, dans la baie d'Alger, où elle se trouve reliée à la mer en traversant des dépôts dunaires récents et les sédiments marins qui leur sont associés (pl. n°1.7 et 1.9)

Les variations d'épaisseur de la formation de la Mitidja sont principalement dues à un affaissement qui a affecté la gouttière synclinale et, dans une moindre mesure, à l'érosion des formations sous-jacentes.

Le fait que la formation se soit déposée dans un simple bassin d'affaissement, selon un axe orienté approximativement NE-SO a entraîné une forme relativement uniforme, particulièrement en ce qui concerne le profil N-S de la base (voir planche n° 1.9).

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : platour@ujf-grenoble.fr

27 AOUT 2003

La zone où l'affaissement fut le plus actif ne fait que 5 km de large environ; elle est limitée au Nord par une pente escarpée définie par le Sahel.

Dans la zone de piémont, la base de la formation remonte brusquement; à plus de 100m au-dessus du niveau de la mer.

L'affaissement ayant été plus modéré à l'est et à l'ouest, la forme de la formation dans cette zone a été contrôlée par l'érosion, avec une réduction progressive de l'épaisseur des alluvions allant de 70 à 30 m environ.

La base de la formation se trouve à environ 60 m au-dessous du niveau de la mer à l'entrée de la cluse du Mazafran et à environ 10 à 15 m au-dessous du N.G.A. le long de la baie d'Alger (voir Pl. N° 1.7 et 1.9)

d.2 Formations récentes (Mazafran-Halloula)

Ces formations qu'on peut dénommer formation du Mazafran et formation de Halloula se composent de limons et d'argiles limoneuses de couleur généralement grise, jaunâtre ou gris-bleu, contenant parfois du gravier et de caractère relativement uniforme.

D'après Montouchet, 1952 et Mutin, 1977, ces formations se retrouvent dans la plus grande partie des terrains bas de la plaine et ont une épaisseur de 10 m environ, en moyenne.

Les limons de la formation du Mazafran s'étendent le long de la cluse du Mazafran (voir planche n° 1.6). Leur épaisseur maximale est atteinte à proximité de l'entrée de la cluse du Mazafran, soit 60 m.

Les dépôts de la formation de Halloula sont présents dans les zones situées à l'ouest de la plaine et sont séparés des dépôts du Mazafran par les oueds Djer et Bou Roumi.

L'existence d'alluvions sous-jacentes aquifères et le fait qu'il s'agisse de terrains bas font que ces matériaux se sont déposés dans des conditions de saturation, probablement dans des eaux saumâtres, dans des zones de marais et de lacs peu profonds (Montouchet, 1952; Mutin, 1977).

d.3. - Dépôts récents

Les dépôts récents, qui constituent une part minime du remplissage de la Mitidja (compte non tenu des limons du Mazafran et de Halloula) comprennent des dépôts de sable dunaire, les dépôts du piémont de l'Atlas ainsi que les dépôts grossiers provenant des lits des oueds actuels.

La baie d'Alger et la région de Reghaïa sont bordées par des dépôts marins et des dunes.

Ces dépôts se composent de sable meuble éolien allant de fin à moyen ou de sables dunaires, de graviers et de couches fossilifères consolidés ou cimentés.

Bien que l'épaisseur de ces dépôts soit de 20 à 40 m, leur niveau est presque partout supérieur à celui de la mer, empêchant de ce fait toute incursion majeure de la mer à l'intérieur de la plaine.

La bordure Nord du Sahel, allant de Bérard à Guyotville. (Aïn Benian actuellement) et d'Aïn Taya à Boudouaou-marine présente des affleurements du quaternaire d'une superficie de 150 km². Les sables dunaires y sont fins, légèrement argileux par endroits, souvent cimentés à la base en un grès calcaire constituant de petites corniches. Il y a également de petits niveaux de calcaires coquilliers et de poudingues.

Le piémont de l'Atlas est couvert de débris composés de gros éléments anguleux dans une matrice de limon argileux provenant d'un cône de déjection et d'une solifluxion qui se sont produits dans la montagne. Des couches de gravier y sont également présentes (MUTIN, 1977).

Dans le lit des oueds actuels, sable fin gris, graviers et galets constituent les alluvions récentes d'une épaisseur quelques mètres.

1.5.2.3. Evolution morphologique de la Mitidja

Séquence des événements géologiques

Le bassin de la Mitidja s'est formé par affaissement du socle rigide, entre les failles d'orientation E-O et NE-SO.

Après le dépôt des sédiments marins et lagunaires du Plaisancien et de l'Astien, le Sahel s'individualise en une ride anticlinale, l'Atlas continue à se soulever, les dépôts du Miocène, du Pliocène et du quaternaire réagissant comme une couverture flexible entre ces deux blocs ascendants (Glangeaud, 1952; DEIRH, 1973). Le bourrelet côtier empêche toute incursion marine significative à l'intérieur des terres.

La planche 111, établie par BINNIE-ATKINS, résume les principaux événements géologiques depuis le Pliocène.

Le bassin de la Mitidja s'est défini en tant qu'unité structurale à la fin du Miocène, à la suite des grands mouvements alpins.

Le plissement modéré du Sahel s'est produit à la fin du Pliocène (Caire, 1974).

Les phénomènes d'affaissement et de sédimentation se poursuivirent durant tout le Pleistocène, en agissant sur la forme et la distribution des dépôts.

Les changements du niveau de la mer jouèrent également un rôle important dans ce procédé évolutif (Mutin, 1977).

Miocène L'affaissement synclinal du bassin, commencé au Miocène, s'est accompagné d'éruptions volcaniques, à sa périphérie, plus particulièrement sur la bordure sud.

Pliocène Durant le pliocène, la période de sédimentation en mer profonde, qui donna des couches d'argiles et d'argilites prit fin (Glangeaud, 1952), suivie de dépôts en mer peu profonde. A la fin du pliocène, des conditions de bas-fonds permirent le dépôt de sédiments composés de marnes, grès et calcaires. Un léger plissement et un soulèvement anticlinal du Sahel isolèrent alors complètement la Mitidja de la mer (Glangeaud, 1952; Rivoirard, 1952).

Quaternaire ancien

Au début du quaternaire, dans le sillon subsident, s'accumulèrent des formations fluvio-lacustres originaires de l'Atlas, constituées essentiellement de marnes jaunes.

Pendant le villafranchien (calabrien) le bassin se creuse davantage et s'emplit de dépôts essentiellement argileux, avec quelques couches de gravier. Le bassin continuant à se creuser, la couche atteignit une épaisseur de plus de 300m, les dépôts ayant été déformés par une légère flexure (Géohydraulique, 1968-72; MUTIN, 1977). Il a été maintenant établi que ces dépôts constituent la formation d'El-Harrach Maison Carrée (BINNIE-ATKINS, 1982).

Cette sédimentation se termina par une baisse du niveau marin par suite de la régression post-sicilienne (MINDEL), provoquant un affouillement considérable des dépôts, allant jusqu'à 120m dans le Mazafran.

Quaternaire moyen

Une dizaine de lignes de rivages quaternaires correspondant à des niveaux hauts de la mer est été identifiées dans les régions côtières du Sahel.

Les fluctuations du niveau marin, qui caractérisent le pourtour de la Méditerranée, et qui correspondent aux différentes phases de glaciation du quaternaire ont joué un rôle primordial dans le développement morphologique de la Mitidja (Glangeaud, 1952;). Deux périodes ont été suggérées comme étant particulièrement importantes du point de vue de l'érosion: le début du Pleistocène (Géohydraulique, 1968-72; D.E.M.R.H, 1973) et le préflandrien, à la fin de cette période (Glangeaud, 1952; Mutin, 1977.)

Le bureau d'études BINNIE-ATKINS en 1982 suggère de ne tenir compte que des événements les plus importants dans l'évolution morphologique de la Mitidja en raison des incertitudes et difficultés d'interprétation des diverses phases chronologiques liées à cette période.

Au début du Pleistocène, une baisse générale du niveau marin termina une série de fluctuation (Goudie, 1977), marquée par une intense érosion qui a creusé de véritables canyons dans les marnes.

A la fin de l'Amirien, le niveau marin ayant sans doute atteint une baisse de l'ordre de 50m au-dessous du niveau actuel, de vastes quantités de matériaux furent transportées hors du bassin. GÉOHYDRAULIQUE (1968-72) suggère que cette érosion fut à l'origine d'une réduction de l'épaisseur du bassin, atteignant presque 300m par endroits.

La surface actuelle du Sahel fut alors exposée à cette intense érosion et les cluses du Mazafran, du Nador et de Reghaïa se creusèrent pour drainer le bassin.

La formation d'El-Harrach disparut totalement sur une grande partie de la Mitidja orientale et les grès astiens furent exposés puis érodés. Ailleurs l'érosion fut moins intense et la formation d'El-Harrach se trouva préservée sur une épaisseur plus importante.

Des dépôts caillouteux remplissent tout le bassin durant le quaternaire moyen, comblant les chenaux de matériaux grossiers, mais les hauts-fonds marnoux, épargnés par l'érosion cloisonnent les masses alluviales.

Durant le Tensiftien, le rajeunissement de l'Atlas eut lieu en même temps qu'une élévation du niveau marin et une accumulation rapide de dépôts d'origine continentale dans le bassin.

Les cônes de déjection du piémont commencèrent à se former, puis une nouvelle baisse du niveau marin ralentit quelque peu le processus.

Pendant le Soltanien, une nouvelle élévation du niveau marin entraîna la dépose d'alluvions grossières. Néanmoins, durant ces périodes, l'élévation du niveau marin, progressive, ne fut pas suffisante pour donner lieu à une transgression marine importante.

Glangeaud (1952) signale une baisse du niveau marin, qu'il désigne par régression préflandrienne, à la fin du pleistocène, qui provoqua une nouvelle activité d'érosion, enlevant une épaisseur d'une trentaine de mètres de sédiments.

Durant tout le pleistocène, les plissements se poursuivirent dans l'antyclinal du sahel et l'Atlas continua de s'élever. La Mitidja s'affaissa un peu plus dans sa limite Nord: avec le Sahel (Cabot et Prenot, 1968) et les mouvements relatifs du bassin entraînèrent le dépôt d'une épaisse couche d'alluvions grossières en sa partie centrale qui se creusait de plus en plus.

La planche n° 1.6 révèle que cet affaissement fut particulièrement prononcé dans la zone du bas Mazafran.

Pendant le Rharbien (Flandrien) le niveau de la mer s'éleva de 5 à 6 m au-dessus de son niveau actuel. L'érosion du Pleistocène fut suivie d'un dépôt de sédiments fins dans le lit des oueds.

Une vaste zone de drainage endoreique se développa dans tout le bassin, entre l'Atlas et le Sahel.

Un affaissement léger, mais de durée prolongée abaissa de nouveau les niveaux inférieurs, empêchant l'écoulement des eaux de surface. Des marécages et des lacs peu profonds, contenant des eaux saumâtres se formèrent dans les parties basses de la plaine et des limons et argiles imbibées d'eau se déposèrent.

En même temps se poursuivit l'accumulation des dépôts dans la zone du piémont de l'Atlas et les cônes de déjection s'avancèrent vers le centre de la plaine (Montouchet, 1952; Mutin, 1977).

Quaternaire récent/actuel - Dépôt des limons du Mazafran et de Halloula

L'abaissement définitif de la mer à son niveau actuel ne modifia pas sensiblement la surface de la plaine.

Les lits des oueds se creusèrent légèrement mais sans améliorer le drainage, et la plupart des marécages subsistèrent, jusqu'à ce que les travaux de drainage entrepris depuis le milieu du XIXe en firent disparaître bon nombre d'entre eux.

Les mouvements tectoniques affectant les zones hautes subsistèrent, bien que légèrement, et se poursuivent probablement de nos jours (Cabot et Prenaud, 1968, Ledran, 1968). Les tremblements de terre de Blida en 1825, d'Alger en 1792 d'El-Affroun en 1867, qui causèrent d'importants dégâts, témoignent de l'existence de mouvements plus récents (Mutin, 1977). Les observations faites sur le niveau du sol près de l'embouchure du Mazafran (18 m NGA) et à l'intérieur de la plaine, plus au sud (16 m NGA), suggèrent que des mouvements relatifs ont eu lieu depuis l'époque des dépôts des limons (BINNIE-ATKINS, 1982). La configuration actuelle de la Mitidja présente quatre unités géomorphologiques bien établies :

- L'Atlas, dont les sommets dépassent 1200 m, culminant à 1600 m au Mont Mouzaïa, aux pentes fortes, soumis encore de nos jours à un soulèvement continu quoique lent. Il est le siège d'une intense érosion et le lit de ses oueds y est profondément encaissé ;
- Le piémont, d'une altitude moyenne de 100 à 150 m est une zone d'alluvionnement qui masque le contact structural entre les montagnes et le bassin. Il résulte de l'équilibre tectonique entre les monts de l'Atlas en bordure sud de la plaine en constante ascension et la zone d'affaissement que constitue celle-ci ;

TABEAU 1.3.

- La plaine limoneuse, d'altitude moyenne comprise entre 20 et 50 m, en constant affaissement, et dont le niveau inférieur s'abaisse plus rapidement que la cadence de creusement des oueds ;
- Le sahel qui borde la plaine au Nord, l'isolant de la mer, d'altitude moyenne comprise entre 200 et 250 m. Il constitue une unité tectonique originale modifiée par les variations climatiques du quaternaire.

EVOLUTION DU TRACE HYDROGRAPHIQUE

La baisse du niveau marin jusqu'à une cote estimée à 50 m au-dessus du niveau actuel à la fin de l'Amirien a probablement permis à l'oued Mazafran de capturer la quasi totalité des cours d'eau de la Mitidja centrale et orientale (C.G.G, 1967). Il est possible que cette capture ait été due partiellement à une érosion régressive jusqu'à un niveau inférieur limite et partiellement à un affaissement ayant modifié la direction des écoulements.

Ainsi, pendant le quaternaire moyen, l'oued El-Harrach était un affluent de l'oued Mazafran (C.G.G. 1967).

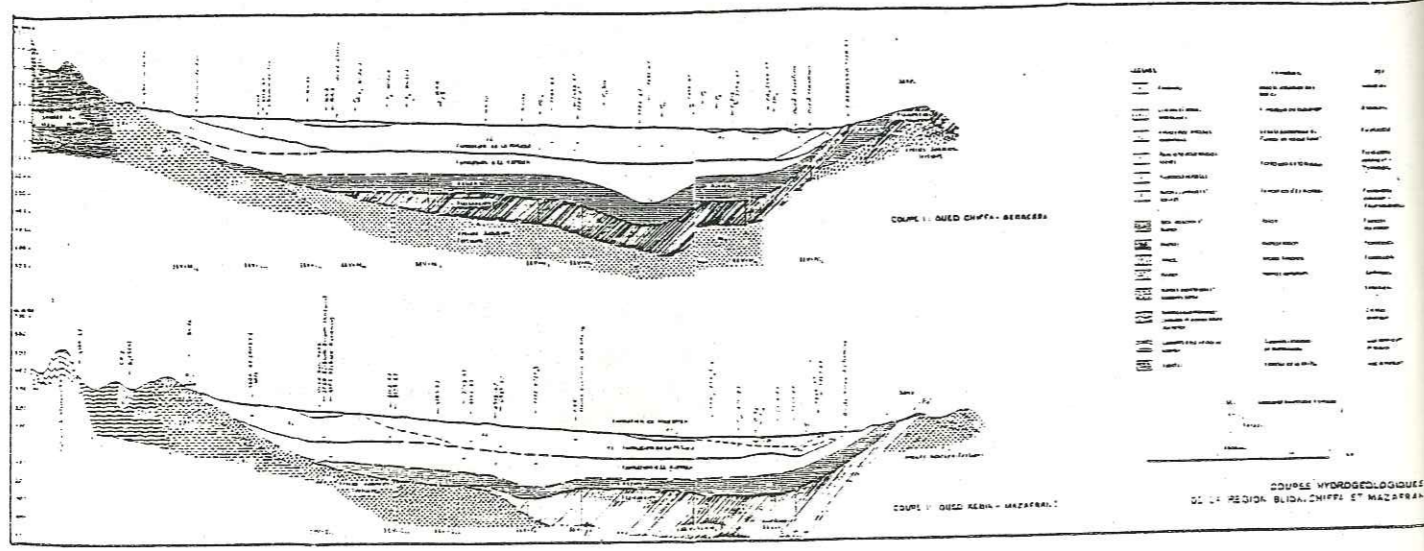
La baisse du niveau marin pendant la régression du pré-flandrien et postérieurement au remplissage du bassin par les alluvions a pu entraîner une nouvelle modification du réseau hydrographique. Son tracé ayant été modifié, l'oued El-Harrach se fraya un passage jusqu'à la baie d'Alger, tandis que l'oued Mazafran adopta son tracé actuel au pied du Sahel, creusant une cluse profonde. Il est également possible que le cours supérieur de l'Oued Snar, affluent de l'oued El-Harrach, ait capturé l'oued Hamiz en passant par la cluse de Reghaïa (Aymé, non daté).

Le cours de l'oued Hamiz fut modifié probablement par suite de l'élévation du niveau marin. Vers la fin de cette période il semblerait que pendant une crue, l'oued ait pris le lit d'un petit affluent de l'oued Boueah (Aymé, non daté).

Il s'écoule actuellement vers la mer en passant par une très petite cluse d'une trentaine de m. de large, et la ligne de partage hydrographique entre l'oued Hamiz et son ancien cours vers l'oued Snar est mal définie.

Le cheminement librement sinueux des oueds traversant la plaine de la Mitidja pendant cette période contribua sans aucun doute à conférer à la topographie actuelle de la surface son caractère actuel.

Planche 1.10



AGE		FORMATION GEOLOGIQUE	LITHOLOGIE	Epaisseur
Nomenclature de la Néphélienne	Nomenclature de l'ère du nord			
Quaternaire Présent	récent	Alluvions d'oueds - Dunes	Sables d'oravier - Sables Eoliens	Inf à 10 m 10 à 20 m
Flandrien	Rharbrien	Formation du Mazafran	Limons et argiles Limoneuses	10 à 60 m
	Pleistocène	Formations dunaires	Sables Consolidés et Lumachelles	15 à 50 m
Tyrhénien	Saltanien	Formation de la Mitidja	Alternance de gravier et d'argile	100 à 200 m
	Tansiftien			
Sicilien	Amirien	Dépôts non Identifiés		
	Saletien	Formation d'El-Harrach	Argiles et Cailloutis moyenne	
Calabrien	Villa Francheien			
TERTIAIRE				
	Pliocène Supr	Astien	Grès, Sables et Calcaires	100 à 130 m
	Pliocène Inf	Palaisancien	Marnes et Argiles bleues	200 m
Miocène et Roches Plus anciennes		Roches Sédimentaires Roches Métamorphiques Roches Éruptives	Diverses mais peu significatives dans l'évolution du bassin sédimentaire	

FORMATIONS GEOLOGIQUES DU REMPLISSAGE DE LA MITIDJA (D'après Binnic - Frikus, 1982)

1.5.3. CONCLUSION

Les études géologiques réalisées antérieurement à la campagne de géophysique entreprise par la Q.G.G. et ALGEO en 1967-1969 ont permis d'avoir une assez bonne connaissance de la structure géologique du bassin de la Mitidja, que de nombreux sondages (forages d'étude et forages d'exploitation) ont permis de préciser et de rectifier éventuellement. Nous donnons ci-après quelques coupes relevées par sondage en différents points de la région. (fig. 1.4 à 1.12)

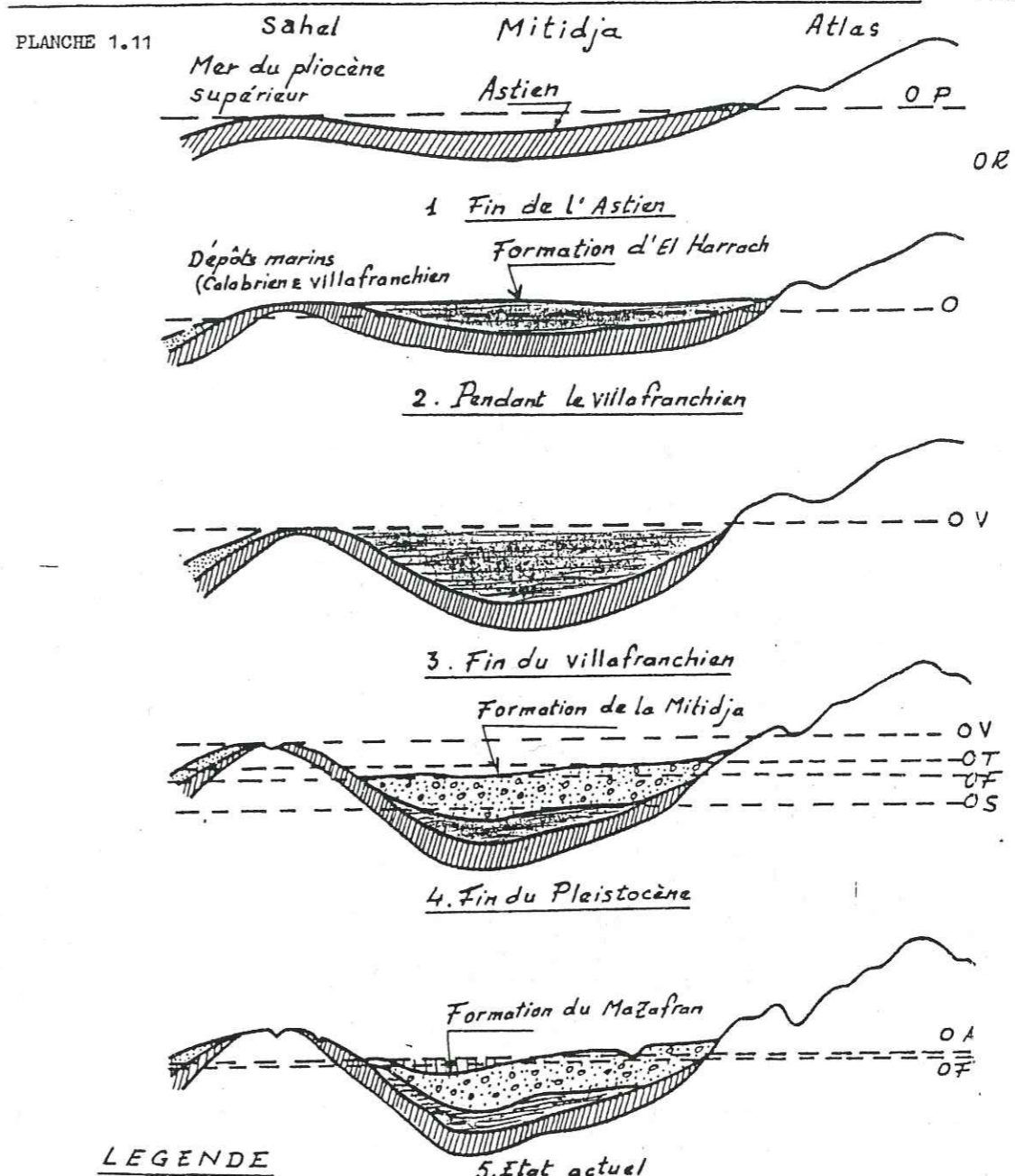
A la suite de la campagne de géophysique, le bureau d'études Géohydrologique (1968-1972) a fait une synthèse des études antérieures, en utilisant les résultats de cette campagne. Il conclut que les variations dans l'épaisseur de la couche d'alluvions de la Mitidja étaient le résultat d'une érosion par ravinement dans les dépôts argileux sous-jacents. Il existerait, d'après lui, des poches d'alluvions séparées par des crêtes d'argile de direction N-S, traversant le bassin juste au-dessous de la surface. Le fondement de l'hypothèse de Géohydrologique, qui admet implicitement l'existence de profondes rigoles d'érosion reliant la Mitidja à la mer, d'une profondeur de 120 à 200 m dans la zone de la baie d'Alger et dans la cluse du Mazafran, semble reposer sur une interprétation géophysique tenant peu compte des données fournies par les sondages.

Le bureau d'études BINNIE-ATKINS, à la suite d'études de synthèse effectuées en 1982 réfute une partie des hypothèses de Géohydrologique, et pense qu'il existe une configuration beaucoup plus uniforme de l'épaisseur de la couche d'alluvions, qui présente une variation moindre que celle suggérée par ce dernier. Les caractéristiques des alluvions semblent indiquer que celles-ci se sont déposées à l'intérieur d'un simple bassin d'affaissement qui est resté en activité jusqu'à nos jours.

La carte hydrogéologique éditée par la DEMRI en 1973 révèle quelques contradictions avec d'autres cartes géologiques publiées antérieurement et quelques erreurs d'interprétation évidentes au niveau de l'identification des formations rencontrées, si l'on tient compte des relevés lithologiques qui accompagnent cette carte.

Le B.E. BINNIE-ATKINS a rectifié les erreurs et passé en revue un nombre considérable des relevés de forages conservés par le B.I.R.H., bien que ces derniers soient irrégulièrement répartis dans le bassin, en raison des besoins en eau exprimés ici et là au cours du temps.

Nous présentons ci-après une interprétation des événements géologiques du bassin de la Mitidja donnée par le B.E. BINNIE-ATKINS, à la lumière des études antérieures, des reconnaissances géophysiques et des relevés lithologiques, y compris ceux effectués ces dernières années, notamment dans les nouveaux champs captants du Mazafran II, de Blida I et II, du Hamiz, et d'autres champs de moindre importance.



LEGENDE

- Formation du Mazafran. Alluvion limoneuses: Récent
- Formation de la Mitidja. alluvions graveleuses: tensiftien
- Formation d'El Harrach. Argiles et cailloutis: villafranchien
- Dépôts marins du quaternaire
- Astien. Grès et calcaires: Pliocène
- OP niveau de la mer au pliocène sup
- OY niveau fin du villafranchien
- OS fin du creusement ancien quaternaire
- OT fin du ramblaiement Soltano-Tensiftien
- OF fin du creusement préflandrien
- OA niveau actuel

D'après Binnie Atkins 1982

EVOLUTION DE LA MITIDJA PENDANT LE PLIOCENE ET LE QUATERNAIRE

TABEAU N°14.

Régulation Des Evénements Géologiques Du Bassin De La Nifida (D'après Buvier-Arnoux 1982)

Système Géologique, Âge, type	Niveau Approximatif de la mer par rapport au N.O.S	Evénements Géologiques
TERTIRES		
Miocène -		
Miocène Supérieur	Basse importante du niveau marin	Isolément de la Nifida en fait géométrique. Structuré à la fin de la phase principale de la bordure du bassin.
Miocène-Pléistocène	Elevation du niveau marin (P)	Dépôt de couches épaisses de marnes en mer profonde sur la surface d'ancien arrière-pied du Miocène.
Pliocène	Basse du niveau marin ?	Dépôt de grès et de calcaires en mer peu profonde et léger pincement continu des sédiments.
Quaternaire		
Pleistocène	- 800 m	Démplacement du bassin vers le sud par l'induction de la Nifida. Dépôt épaisses couches d'argile et de limon avec des couches minces de graviers au milieu. Niveau lacustre.
Primitif	- 80 m (?)	Période d'invasion et de sécheresse avec alternativement de sécheresse sur une épaisseur abondante jusqu'à son de V. S. P. Niveau de l'induction du sable et écoulement de cluses dans l'induction. 1. Quel. Etendue de l'induction de l'océan. Erosion de l'induction à l'est.
Sallinien	Fluctuations de niveau marin mais basse progressive jusqu'à -50 m à la fin de cette période	Régionalisation de l'induction entraînant une sédimentation rapide et le remplissage du bassin par des calcaires et des argiles d'origine continentale.
Tarquinien	-30 à -38 m	Erosion des graviers et affaiblissement de la cime de l'induction.
Sallinien	-60 m (P)	Remblaiement de la Nifida par des graviers fins et argiles et assèchement des cimes de l'induction dans le pincement de l'induction. Erosion de niveau marin insuffisamment rapide pour abaisser les traces de l'induction marine.
Sallinien	-10 à -18 m	La basse de niveau marin progressive l'érosion et l'assèchement de quelques 30m de graviers les oueds. Niveau de l'induction et l'induction adoptent leur tracé actuel.
Pharosien	-5 m	Érosion marine, remplissage des cimes par des fins sédiments, formation de matrice et dépôt de limon et d'argiles dans les basses peu profondes.
Actual/actuel	0 m	Dépôt de cluses à salures et de sédiments marins autour de la base d'Arges. Couverture de la cime et formation des lits actuels actuels.

Remarque Pendant toute la période de l'induction supérieure et du quaternaire, le bassin s'est affaissé dans la cime des dernières phases de l'induction alpine.

1.5.4. Caractéristiques Lithologiques des principales formations

Astien : a) Forage n° 9 E7 - 7567

Coordonnées : x = 542,125
y = 280,725

Épaisseur	Lithologie
3,5 m :	Grès à grains moyens, friables avec de nombreux graviers ;
1,5 m :	Argiles jaunes ;
4,0 m :	Grès à grains moyens, friables, contenant des graviers ;
1,0 m :	Argiles jaunes ;
2,0 m :	Grès à grains moyens, friables, contenant des graviers ;
1,6 m :	Argiles jaunes
14,0 m :	Grès à grains moyens, friables avec quelques graviers et argiles
1,0 m :	Argiles ;
2,50 m :	Grès, grains moyens, friables avec quelques graviers et argiles ;
2,0 m :	Argiles rouge-jaunes ;
8,4 m :	Grès à grains moyens, friables avec quelques graviers et petit lits argileux ;
0,6 m :	Argiles ;
6,4 m :	Graviers grossiers (1 à 10 mm) avec quelques passées gréseuses
48,5 m Total	

b) Forage n° E7 - 7447

Coordonnées : x = 513,440
y = 369,620

Épaisseur	Lithologie
10 m :	Gravier fin ;
14 m :	Graviers fins, noirs ;
2 m :	Argile, sable, graviers ;
2 m :	Gravier fin ;
6 m :	Gravier fin ;
3 m :	Gravier matrice argileuse ;
4 m :	Argile sableuse ;
17 m :	Grès ;
12 m :	Marne grise ;
18 m :	Grès argileux et sableux ;
15 m :	Argile brune sableuse avec petits galets ;
16 m :	Argile gris-verte et gravier
109 m Total	

Formation d'El-Harrach (Ex Maison-Carrée)

a) Forage n° E7 - 7556

Coordonnées : x = 504,875
y = 361,950

<u>Epaisseur</u>	<u>Lithologie</u>
140 ou 158 m :	Alternance d'argile plastique et marnes avec rares graviers

b) - Forage n° E7 - 7176

Coordonnées : x = 499,230
y = 361,260

<u>Epaisseur</u>	<u>Lithologie</u>
9 m :	Argile graveleuse ;
4 m :	Gravier argileux ;
59 m :	Argile jaune ;
<u>72 Total</u>	(toute l'épaisseur n'a pas été pénétrée)

c) - Forage n° 75 EU - 4183

Coordonnées : x = 473,590 ;
y = 358,375

<u>Epaisseur</u>	<u>Lithologie</u>
26 m :	Argile plastique ;
7 m :	Argile caillouteuse, compacte ;
23 m :	Argile plastique
5 m :	Argile caillouteuse, compacte
10 m :	Argile bariolée
4 m :	Argile bariolé caillouteuse
<u>75 m Total</u>	(toute l'épaisseur n'a pas été pénétrée)

d) Forage n° E7 7447

Coordonnées : x = 513,440
y = 369,620

<u>Epaisseur</u>	<u>Lithologie</u>
5 m :	Argile molle (alluvions de la Mitidja au-dessus)
3 m :	Gravier fin
2 m :	Argile molle, grise
1 m :	Gravier fin
8 m :	Argile molle, grise
2 m :	Argile molle
1 m :	Argile, gravier et sable
10 m :	Argile molle grise
<u>32m Total</u>	Sable de l'Astien au-dessous

FORMATION DE LA MITIDJA

a) Forage n° E7 4206

Coordonnées : x = 541,170
y = 374,590

<u>Epaisseur</u>	<u>Lithologie</u>
7,75 m	Marne bleue sableuse
8 m	Sable gris, petits graviers et galets à la base
4 m	Sable gris et petits graviers
11,85 m	Argile jaune sableuse
10,65 m	Argile jaune
15,50 m	Argile jaune avec petits graviers
3 m	Argile jaune bariolée
6,32 m	Argile jaune sableuse
3,50 m	Argile bariolée avec galets
4,18 m	Argile jaune très graveleuse
16,07 m	Graviers et galets
13,95 m	Galets et graviers légèrement argileux
3,30 m	Argile jaune
<u>116,40 m Total</u>	(Toute l'épaisseur n'a pas été pénétrée)

b) Forage n° E7 955

Coordonnées : x = 534,200
y = 360,700

<u>Epaisseur</u>	<u>Lithologie</u>
2 m :	Gravier fin plus ou moins argileux
3 m :	Marnes graveleuses et argiles
2 m :	Graviers, éléments fin concassés
1 m :	Graviers argileux
4 m :	Argile légèrement granuleuses jaune
2 m :	Gravier argileux
2 m :	Gravier fin 1 à 5 mm, noir
3 m :	Gravier légèrement argileux
3 m :	Argile graveleuse rouge
2 m :	Argile graveleuse ocre jaune
1 m :	Argile graveleuse ocre
7 m :	Gravier argileux
3 m :	Argile graveleuse ocre
6 m :	Gravier moyen 1 à 8 mm
7 m :	Argile graveleuse marron rouge
4 m :	Gravier très peu argileux

2 m :	Gravier argileux
3 m :	Argile graveleuse rouge
4 m :	Gravier argileux
6 m :	Argile graveleuse rouge
<hr/>	
79 m Total	(Toute l'épaisseur n'a pas été traversée)

c) Forage n° E7 7577

Coordonnées : x = 503,612
y = 366,200

<u>Epaisseur</u>	<u>Lithologie</u>
2 m	Marnes et graviers
6 m	Graviers
1 m	Grès jaune et gravier
2 m	Grès jaune calcaire argileux, peu consolidé
1 m	Marne sableuse jaune
3 m	Graviers
2 m	Grès et graviers jaune
3 m	Graviers et sable
2 m	Sable grossier un peu argileux
7 m	Sable grossier non argileux
4 m	Sable grossier argileux
15 m	Gravier plus grossier, avec galets, peu de sables, pas d'argile
9 m	Argile grisâtre avec gravier fin
4,2m	Graviers (0,55 cm) plus ou moins grossiers avec quelques argiles
5 m	Petits graviers et un peu de sable grossier
2 m	Graviers et sables argileux
5 m	Graviers et sables argileux
6 m	Graviers et sable très argileux
1 m	Sable argileux et rés peu de petits graviers
7 m	Marne grise finement sableuse avec graviers
3 m	Sable argileux et peu de gravier
3 m	Sable argileux sans graviers
<hr/>	
143 m Total	(Toute l'épaisseur n'a pas été pénétrée)

FORMATION DU MAZAFRAN

a) Forage n° E7 7341

Coordonnées : x = 512,340
y = 369,000

<u>Epaisseur</u>	<u>Lithologie</u>
4 m	Limon jaune
6 m	Limon brun
6 m	Argile grise
13 m	Argile avec quelques petits graviers
24 m	Argile grise
<hr/>	
53 m Total	

b) Forage n° E7 7343

Coordonnées : x = 509,470
y = 368,650

<u>Epaisseur</u>	<u>Lithologie</u>
2 m	Argile sableuse, marron clair
14 m	Argile plastique grisâtre avec faible quantité de galets de 10 à 15 mm ;
12 m	Argile marron clair
<hr/>	
28 m Total	

1.6. INTRODUCTION A L'HYDROGEOLOGIE DE LA PLAINE DE LA MITIDJA

Dés 1973, sur la base des connaissances antérieures, des sondages géophysiques de 1967-1968, des études de GEOHYDRAULIQUE et des nombreux forages effectués, notamment durant les années 1965 à 1970 (champs captants de Daraki, Haouch Félit, près de 4 Chemins de Boufarik, Tekteka, et surtout Mazafran 1), la D.E.M.R.H. put présenter une brève synthèse de l'hydrogéologie de la Mitidja, dont nous traçons ci-après les grandes lignes.

Les nombreux forages réalisés depuis (champs captants de Mazafran 2, de Blida 1 et 2, du Hamiz et d'autres exécutés ces toutes dernières années ou qui sont en cours) nous permettront d'analyser les caractéristiques hydrodynamiques de la nappe plus en détails et de procéder à une esquisse du bilan plus actuelle.

1.6.1. LES AQUIFERES DE LA MITIDJA

On peut définir deux ensembles principaux de réservoirs aquifères :

- Le réservoir Astien, gréseux ou grésocalcaire ;
- Les alluvions du quaternaire très perméables.

COUPES DE PUIITS

EL HARRACH-BARAKI (Mitidja Centrale) Fig 1.4

N°B.I.R.H	7277 E7	4224 E7	4225 E7	4184 E7	4226 E7	
Nom	Baraki 14	Recazin 7	Baraki 10b	Baraki 9 b	Recazin 2	
x (m)	533 287	533 550	533 680	535 810	535 360	
y (m)	374 095(22)	373 800(22)	373 370	373 170	374 115	
H(m)	101,6 m	150 m	150 m	144,5	149,10	
h(m)	-	-	8,70 m	8,98	-	
Q s			14 10,33	16 11,39	- -	
Us (m)			28 13,37	32 14,11	20 11	
			55 20,93	60 20,67	40 14,2	
Année		1958	1957	1957	1955	
	Argile Tourbe 7-21 Alternance d'argile et de graviers Arg. 92 101,6	Argile 14 Tourbe 19 Conglo. méral tendre Grav. 46 Argile 47 57 Grav. 66 Arg. 71 Grav. 75 Conglo. Grav. 85 90 Marnes jaunes 100 Marnes jaunes 131 Conglo. 137 Marnes jaunes 150	Alternance d'Argile et de graviers 27 30 34 52 60 65 75 88 103 113 121 126 150	Alternance d'Argiles et de graviers 26 30 50 60 98 116 130 71 Marnes Sable 80 85 Marnes 105 114 Marnes 132 Grav. 138 Marnes 147 Grav. 149 ciment 150	Marnes 17 Graviers 28 Marnes 40 Graviers Marnes 52 54 Graviers 71 Marnes Sable 80 85 Marnes 105 114 Marnes 132 Grav. 138 Marnes 147 Grav. 149 ciment 150	Argile 15 Sables 18 Marnes 81 Grav. 41 Argile 50 Argile 54 Argile 66 Graviers 78 81 Graviers 92 100 Argile 119 Graviers 121 Argile et marnes 150

COUPES DE PUIITS

EL HARRACH-SIDI MOUSSA (Mitidja Centre-Sud) Fig 1.5

N°B.I.R.H	4227 E7	7373 E7	4361 E7	4206 E7	4660 E7	7576 E7
Nom	Baraki 20	Dom. Solaris 8	Eucalyptus 7	Eucalyptus 3	Eucalypt. 8b	Sidi Moussa
x (m)	534 100	535 020	540 400	541 170	540 750	535 400
y (m)	372 100	377 800	374 370	374 590	374 340	367 750
H(m)	150 m	68 m	136,2 m	120,3 m	120 m	152 m
h(m)	3,10 m	Artésien (1914)	1 m	0,70 m	1,20 m	13,6 m
Q s	13 12,30	5	115	100	70	37 17,80
Us (m)	26 17,17	-	-	-	-	45 21,00
	40 23,74	-	-	-	-	60 30,85
Année	1957	1913	1958	1957	1958	
	Argile rouge + Sable 26 Marnes 33 Grav. 39 Argile 51 Graviers arg. 61 Argile 74 Grav. 82 Arg. 86 Gr. 92 Arg. 98 Gr. 103 Arg. 111 Arg. 117 Gr. 123 Arg. 129 Grav. 135 Argile 150	Marnes et graviers 31 Grès + Sable jaune 68	Lim 4 Grav. 9 Arg. 14 Graviers 39 Galets 48 Grav. 58 Argile 77 Grav. 80 97 Grav. + Sable 105 Arg. jaunes Gr. 125 Arg. 127 136,2	Lim 4 Marnes 12 Marnes sablonneuses 20 Sable + petits grav. 32 Argile jaune sableuse 79 Arg. galets 87 Graviers et galets 117 Argile 120,3	Sable Marnes 6 Grav. 8 Marnes grises 12 Argiles 23 Graviers 29 Argile jaune Grav. 49 Argile 58 59 Graviers 78 Marnes + Argile 94 Marnes 104 Grav. 108 Argile jaune 120	Argile 5 Grav. 10 Grav. 14 Argile 19 Argile grise 30 Grav + Arg. 37 Marnes jaunes et quelq. grav. 67 + grav. 73 81 Argiles + grav. 90 Graviers et galets 118 Argile et gravier 152..
			R.S. 977	R.S. 750	R.S. 749	

COUPES DE PUIITS

SAHEL (Cote Ouest)

Monts du SAHEL

Fig 1.6

N°B.I.R.H	7451 E7	7529 E7	7549 E7	3907 E7	4675 E7	7456 E7	
Nom	Zeralda-plage	Sidi Faruch 2	Stpaoueli AEF	Hôp. Beni Mes	Douera	Birfoufa	
X (m)	513 350	514 650	515 850	525 585	520 300	526 700	
Y (m)	380 640	383 750	384 600	386 765	369 450	378 000(58)	
H(m)	25 m	18 m	18 m	87 m	105 m	209 m	
h(m)	14,5 m	6 m	10 m	-	0,30 m	-	
Q S (l/s)	14,8 0,98	9,7 0,85	3,66 0,46	2 -	47 -	-	
Année	1968	1969	1969	1953	1958	1971	
Stratigraphie	Grès et Micro-poudingue 18 Grès 21 Argile 25 Plaisancien IV Plage de coquilles Sable jaune Gravel + Sable Argile Mauve Plaisancien Copsolide	Sable 7,6 Grès 10 Gravier Boudingues Sables 16,6 Marnes 18 17 Plaisancien	Marnes jaunes 12 Marnes bleues 45 Sable et Grès Cartennien Magif ancien	Marnes jaunes 21 Gravier 26 Marnes jaunes 49 Grav. 52 Marnes jaunes 81 Gravier 88 Marnes jaunes 105 Plaisancien	Argile 5 Argile sableuse 80 90 Grès 155 Marnes 200 309 Plaisancien	Argile 5 Argile sableuse 80 90 Grès 155 Marnes 200 309 Plaisancien	Argile 5 Argile sableuse 80 90 Grès 155 Marnes 200 309 Plaisancien
T	$3 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$	$2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$	$0,8 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$	74,8			
S		$0,2 \cdot 10^{-1}$	0,01				
R.S.	1582	1973		83	87	87	
R.B.				616	516		

COUPES DE PUIITS

BAS MAZAFRAN

Faubourgs sud d'Alger

Fig 1.7

N°B.I.R.H	7341 F5	7561 E7	7364 E7	7447 E7	7503 E7	
Nom	Mazafran	Mazafran	Mazafran	Mazafran	Birmendreis	Michelin
n°repère	F5	PFA 6bis	F4 Thyssen	FB profond	n°3	n°3
X (m)	512 340	512 662	513 020	513 440	531 500	536 000
Y (m)	369 000(13,9)	367 350(15)	369 950(15)	369 620	382 150 (105)	379 250 (50)
H(m)	100 m	155 m	120 m	533 m	74,6 m	341 m
h(m)	-	+3,50 m	+1,80 m	+7 m	20 m	41,6 m
Q S (l/s)		10 26	68 6,85		66 24	
Année	1967	1970	1968	1968	1947	1962
Stratigraphie	Limon 10 Argile 16 Argile grise 53 Gravier 60 Argile 66 Gravier 100	45 Gravier 62 Marnes 73 Gravier 121 Gr. Arg. 145 Arg. 155 Quaternaire	Gr. 47 59 Argile jaune 103 Grav. 120 Quaternaire	Argile 64 Gravier 72 Argile 179 Gravier 225 Grès 250 Argile 291 Marnes bleuâtres Plaisancien	22,6 Astien 72 74,6 Plaisancien	Marnes et gravier 31,6 Grès et sable fin 70 Calcaire +sable 98 123 ASTIEN 194 Alternance de Marnes grises et de sable + grès 279 306 Marnes grises 341 PLAISANCIE
T		$8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$	$4 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$			

- L'infiltration à partir des oueds (Harrach et Hamiz)
- Le réservoir Astien par drainance.

La nappe s'écoule de l'Atlas vers la mer qui constitue son seul exutoire naturel, et aussi vers les champs captants de la région Baraki-Harrach de même que vers les marais de Reghaïa. Les fluctuations saisonnières du niveau piézométrique varient de zéro sur la cote à une dizaine de mètres dans les piémonts.

La nappe est libre dans tout le bassin. La carte des transmissivités établie par D.E.M.R.H. en 1973 met en évidence la poche de Rouiba (contact direct entre l'Astien et les alluvions du quaternaire), ainsi que le haut fond marneux d'El Alia au sud d'El-Harrach.

Dans la région de Rouiba, la transmissivité atteint $4 \cdot 10^{-2}$ m²/s et le coefficient d'emmagasinement varie de 3 à 10 %.

b.2. Le bassin du Mazafran

La nappe est limitée au nord par les monts du sahel, au sud par l'Atlas Blidéen, à l'Est et à l'Ouest par deux lignes de flux nul.

Elle est alimentée par :

- La pluviométrie, alimentation directe ;
- L'infiltration à partir des oueds Chiffa et Bou Roumi ;
- L'Astien, soit directement, soit par drainance.

La piézométrie a été dressée à partir de mesures effectuées en Août 1969 : les eaux s'écoulent depuis la bordure de l'Atlas en direction du nord, ensuite elles convergent vers la cluse du Mazafran.

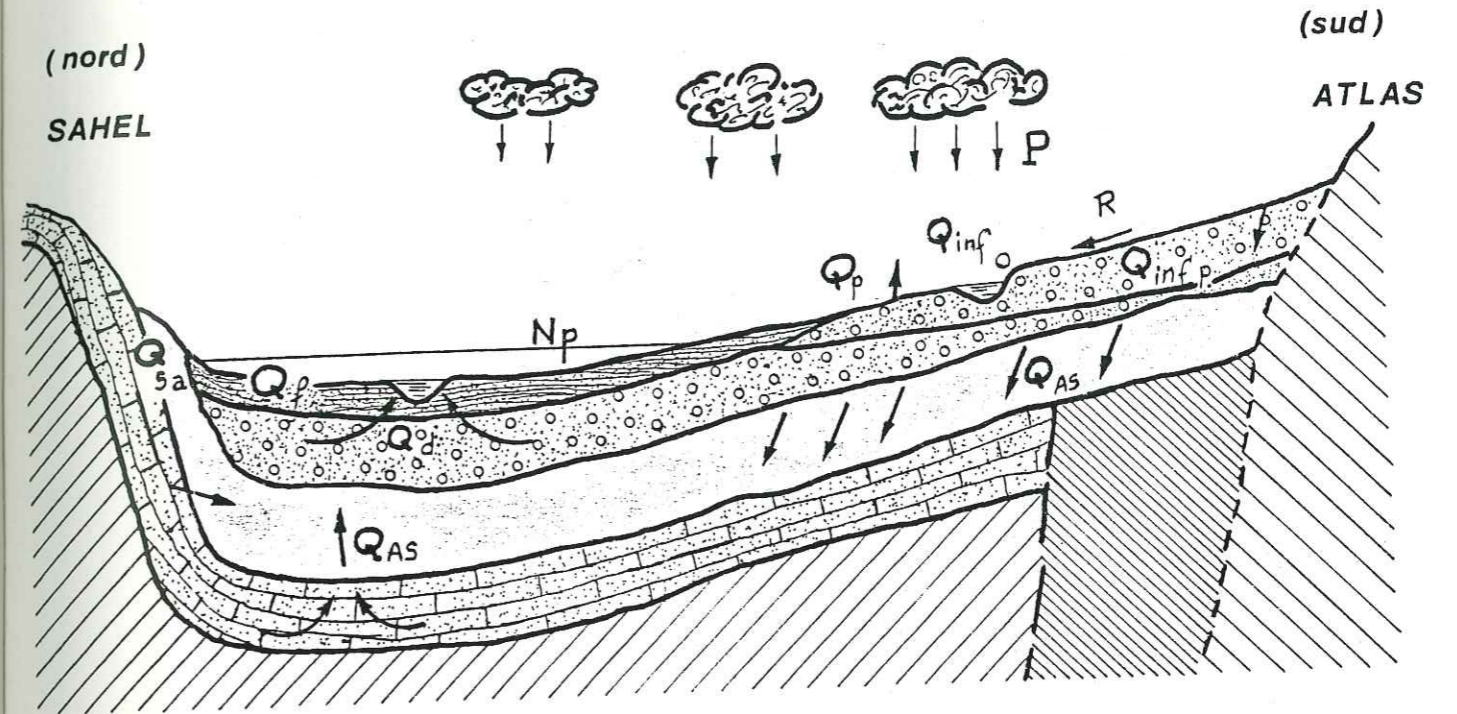
Le gradient hydraulique varie de 0,1 % dans la plaine, à 3 % en amont du piémont ; 0,5 % à l'aval du piémont.

La surface piézométrique est très profonde dans le piémont (60 à 90 m) en raison de l'altitude élevée, ensuite la nappe remonte en restant libre jusqu'aux limons du Mazafran où elle devient captive.

La carte des transmissivités (D.E.M.R.H., 1973) met en évidence les poches alluviales à forte transmissivité.

Dans les lits du Djer, du Bou Roumi et du Mazafran, ainsi que les hauts fonds marneux, le chenal le plus transmissif est celui de l'oued Chiffa, où la transmissivité atteint par endroits 4×10^{-2} m²/s.

**MECANISMES HYDRODYNAMIQUES
des NAPPES de la MITIDJA
au NIVEAU du MAZAFRAN**



Formations géologiques	Qualités aquifères	BILAN DES NAPPES	
		Apports	Exhaures
Limons gris	Semi-perméable	Q _{inf p} : infiltration des précipitations P: précipitations R: ruissellements Q _{inf o} : infiltration des oueds Q _{sa} : Apports du Sahel	Q _p : prélèvement par pompage Q _d : drainage des oueds Q _f : fuites vers les Limons Q _m : fuites vers la mer
Sables graviers (Soltano-Tensiftien)	Très perméable		Q _{AS} : Débit d'échange entre aquifères Alluvial et astien N _p : niveau piézo des nappes
Marnes Jaunes Villafranchien	Semi perméable		
Grès et sables + Calcaires (Astien)	Perméable		
Marnes bleues (Plansancien)	Substratum imperméable		

D'après Géohydraulique

Dans la partie libre, le coefficient d'emmagasinement varie de 2 à 7%. Dans la partie captive du bas Mazafran il est de l'ordre de 2×10^{-4} .

En basses eaux, l'essentiel des prélèvements effectués dans la plaine est compensé par la vidange de la partie amont du piémont.

L'exutoire naturel de la nappe est l'évapotranspiration qui se fait par l'intermédiaire des limons.

1.6.2. Bilan sommaire des nappes

Le bilan présenté ci-après est celui de Juillet 1970 à Juillet 1971, année moyenne du point de vue des précipitations. Il est le résultat d'études effectuées sur modèles électriques et mathématiques (Géohydraulique, 1972).

a) Nappe de l'Astien :

- Apports par précipitations sur affleurements du Sahel : 7 millions de m³ ;
- Apports par partie amont de la nappe du Quaternaire : 11 millions de m³

Total apports : 18 millions de m³

Privée d'exutoire, cette nappe restitue cette quantité à la nappe alluviale dans sa partie aval.

b) Nappe du Quaternaire :

Apports :

- Apports par infiltration des précipitation : 177 millions de m³
- Apports par infiltration des oueds et de ruissellements sur les piémonts : 89 millions de m³
- Apport latéral par l'Astien du sahel : 22 millions " "

Total des apports : 295 millions " "

L'infiltration des précipitations, avec 60 % du total, constitue la principale alimentation de la nappe. Elle correspond à 27% de la quantité d'eau qui tombe sur la plaine.

EXHAURES :

- Pompages dans la nappe (1970-71) : 248 millions de m³
(dont agriculture : 168
industries : 15
E.E.P. : 65)

- Drainage des cours d'eau : 36 millions de m³
- Fuite vers la mer : 14 millions " "

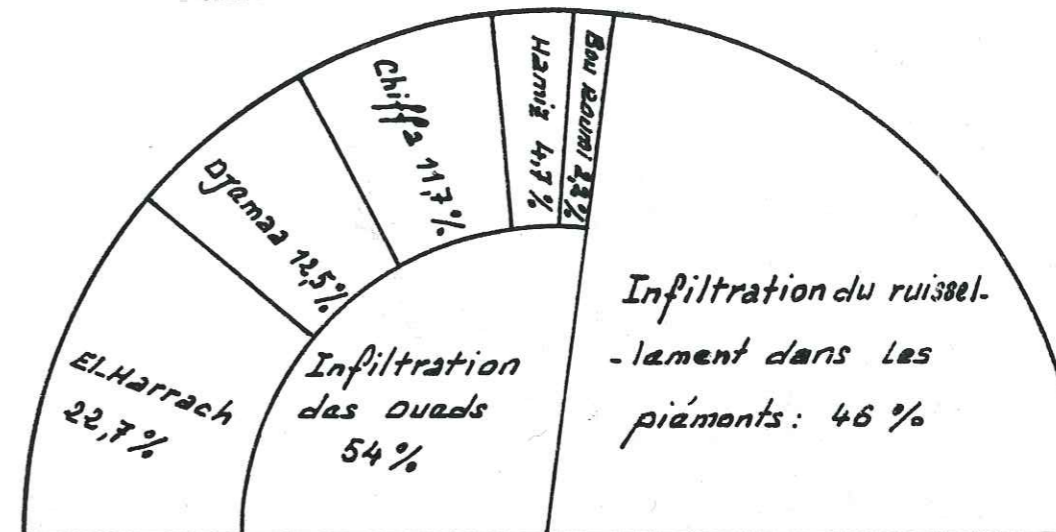
Exhaures totales : 298 millions " "

DECOMPOSITION DU BILAN DES APPORTS PAR INFILTRATION DES OUEDS ET PIEMONTS ET DES EXHAURES PAR DRAINAGE

(D'après GEOHYDRAULIQUE, 1972)

Apport par infiltration des oueds et du ruissellement sur les piémonts

TABLEAU N° 1.5



Exhaures par drainage des oueds, artésianisme et fuite vers les Limons.

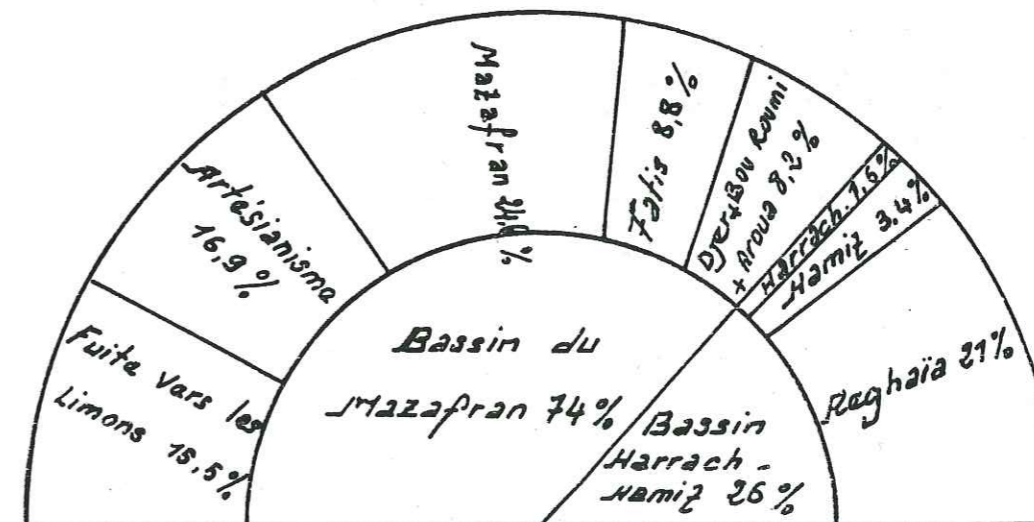


TABLEAU N° 1.6

DECOMPOSITION DU BILAN APPORTS-EXHAURES

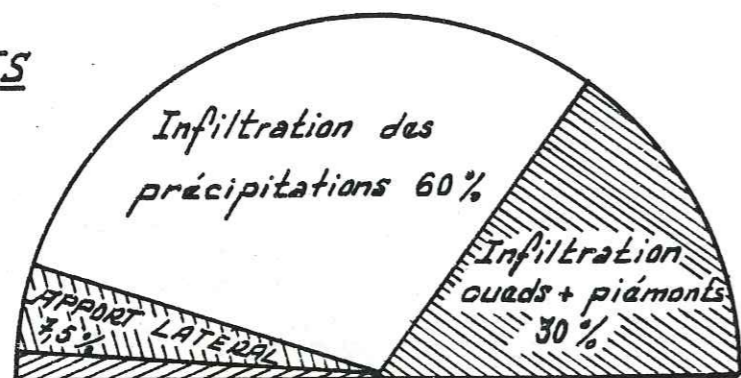
(Bilan 1970-1971 D'après GEOHYDRAULIQUE, 1972)

Total des apports: 295,16 millions m³

Total des exhaures: 298,71 millions m³

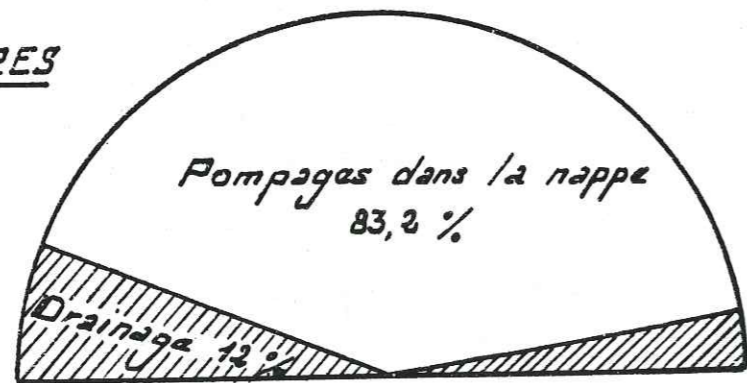
Diminution des réserves: 3,55 millions m³

APPORTS



Asian (drainage) 2,5%

EXHAURES



Exhaure vers la mer 4,8%

CHAPITRE 2

ETUDE HYDRODYNAMIQUE DES NAPPES EXPLOITEES

2.1. INTRODUCTION

Dans ce deuxième chapitre seront étudiées les caractéristiques hydrodynamiques des forages réalisés durant ces quelques dernières années, notamment dans les nappes exploitées dans les zones les plus productives :

- Nappe du Mazafran II ;
- Nappe du Hamiz ;
- Nappe de Chebli - Sidi Moussa ;
- Nappe de Baraki ;
- Nappe de Haouch Félit ;
- Extension de la nappe du Mazafran II.

Les forages réalisés antérieurement à 1972 ont fait l'objet d'études de synthèse, intégrées, par GEOHYDRAULIQUE dans son modèle mathématique de la nappe de la MITIDJA.

Retrouver les vieux dossiers et les archives pour ces forages-là relève du domaine de l'hypothétique et leur exploitation demanderait un temps très long, vu l'impossibilité de transférer des documents uniques hors de leur casiers, en raison d'une vigilance inexplicable de la part d'archivistes pointilleux.

Aussi notre étude détaillée se limitera aux nappes dont les résultats d'essais de pompage ont pu être disponibles, non sans efforts bien souvent.

Cette étude portera sur :

- Le tracé des courbes débit-rabatement pour en déterminer le point d'exploitation recommandé et pour en déduire l'équipement en pompes ;
- La détermination de la transmissivité et éventuellement de la perméabilité locale de la nappe, l'évaluation du coefficient d'emmagasinement chaque fois que ce sera possible ;
- L'influence réciproque des forages d'un champ en exploitation simultanée sur une longue période et, quand ce sera possible, la comparaison des résultats obtenus par calculs avec ceux obtenus sur le terrain ;
- La présentation des coupes géologiques permettra de vérifier la concordance de la réalité avec les coupes géologiques d'ensemble, évoquées au chapitre 1.

Il est utile de préciser "grosso modo" les conditions dans lesquelles ont été réalisés les essais.

Les entreprises qui ont réalisé les puits d'exploitations ces dernières années ont été des entreprises publiques, démunies de certains moyens matériels et peu pourvues de spécialistes qualifiés. De ce fait, toute difficulté liée aux conditions de réalisation d'essais conformes exigés par l'Administration, a été contournée par le choix de la solution la plus rapide et la plus facile. Bien que contrôlées par les cadres de l'I.N.R.H. et du Maître de l'Ouvrage, ces entreprises n'ont réalisé que le strict minimum, souvent avec un certain manque de précision et de rigueur. En effet, la multiplicité des chantiers qui leur ont été imposés à travers tout le territoire, le programme gigantesque des réalisations, liés à une insuffisance de crédits, de moyens humains et matériels se sont conjugués pour annuler de nombreux essais et mesures souhaités.

Ainsi, il a été presque tout à fait impossible, au cours des pompages d'essai, de faire procéder à des mesures de niveau dans les forages ou piézomètres (existants ou à réaliser) voisins des puits essayés.

Il a été rarement possible également de pousser le développement des puits à un degré suffisant, ou de faire procéder à des prélèvements d'échantillon d'eau à des fins d'analyse chimique (et encore moins isotopique), de faire refaire un essai "raté" pour diverses causes (par exemple modification du régime de pompage d'un champ en exploitation), de procéder aux essais selon un calendrier conçu à l'avance, d'évacuer correctement les eaux de pompage etc. Aussi les causes d'erreur sont nombreuses et les résultats doivent-ils être manipulés avec soin et corrigés chaque fois que ce sera possible.

La méthode utilisée pour la détermination des coefficients de transmissivité et d'emmagasinement est celle, classique de Theis, dont nous exposons les bases ci-après. Chaque fois que ce sera possible, nous combinerons la méthode de Theis, avec celle de COOPER-JACOB qui en est une forme plus simple et plus pratique, celle de Walton ou Hantush pour nappes semi-captives (ce qui est souvent le cas) ou de Chow pour en comparer les résultats avec ceux obtenus par les autres méthodes.

Nous essaierons, dans certains cas, d'évaluer le coefficient de perméabilité et le comparer avec celui obtenu par le calcul par la méthode de Dupuit, afin d'apporter éventuellement quelques corrections.

Nous calculerons ensuite le rabattement induit par les puits voisins en exploitation simultanée en adoptant les valeurs calculées des caractéristiques hydrodynamique et le comparerons aux valeurs mesurées "in situ" à l'aide de sondes de niveau.

.../...

Les résultats trouvés nous permettront de procéder à la comparaison entre ce qui a été calculé, et ce qui existe réellement et d'en tirer les conclusions qui s'imposent.

Aux chapitres suivants seront abordés les problèmes relatifs au bilan hydrodynamique de la nappe de la Mitidja, qui feront largement appel aux résultats trouvés, et l'étude de la composition chimique des eaux qui suivra nous permettra de tirer une conclusion quant aux possibilités d'exploitation de cette nappe et sa réaction aux prélèvements d'eau envisagés dans les années à venir.

Nous abordons tout d'abord les principes théoriques que nous utiliserons pour la suite de notre étude : Théories classiques de Dupuit et de Theis, puis les méthodes et variantes plus récentes. (Voir &2.2., Annexe A).

2.3. ETUDES HYDRODYNAMIQUE DU CHAMP DE CAPTAGE DU MAZAFRAN 2

2.3.1. Généralités

On désigne sous ce vocable l'ensemble des puits d'exploitation réalisés dans la zone ouest de la plaine de la Mitidja, à proximité de la localité d'Oued El Alleug, en rive droite de l'oued Chiffa, entre le point Ouest d'abscisse 503750 et le point Est d'abscisse 506 775.

La planche n° 2.1. ci-jointe représente la zone à l'échelle 1/25 000e et quelques courbes de niveau qui mettent évidence l'altitude moyenne de l'ordre de 30 m NGA.

La zone Sud est limitée par la route Départementale D108, l'Est par la Départementale R10, le nord par la Départementale D131, l'ouest par le bois de Chaïba inférieur et la rive droite de l'oued Chiffa.

Au nord-Ouest, ce dernier se réunit avec l'oued Djer pour former l'oued Mazafran, au voisinage du puits FA2.

Les puits exploités, au nombre de vingt, furent réalisés entre 1974 et 1979 pour la plupart. Certains (FA2 et FA3) furent exécutés auparavant à titre de forages d'étude et de reconnaissance, puits furent équipés en puits d'exploitation par la suite.

La décision de réaliser ce champ de captage fut prise en 1973, à l'issue de l'étude "GEOHYDRAULIQUE" et du modèle mathématique qui en résulta. Il était alors admis qu'un prélèvement de 1 m³/s dans la nappe, telle qu'elle était exploitée à l'époque, ou même de 50 millions de m³ par an (DEMRH 1973) n'aurait qu'un faible effet sur le rabattement général de la nappe, ce prélèvement récupérant les débits de drainage des oueds et de fuites vers la mer.

A l'époque, le champ de captage du Mazafran 1, situé à une dizaine de Kilomètres plus au Nord-Est, entre la R.D. du Mazafran et son confluent l'oued Fatis, prélevait environ 10 millions de m³/an et ce débit devait être porté à 25 millions en 1974-1975.

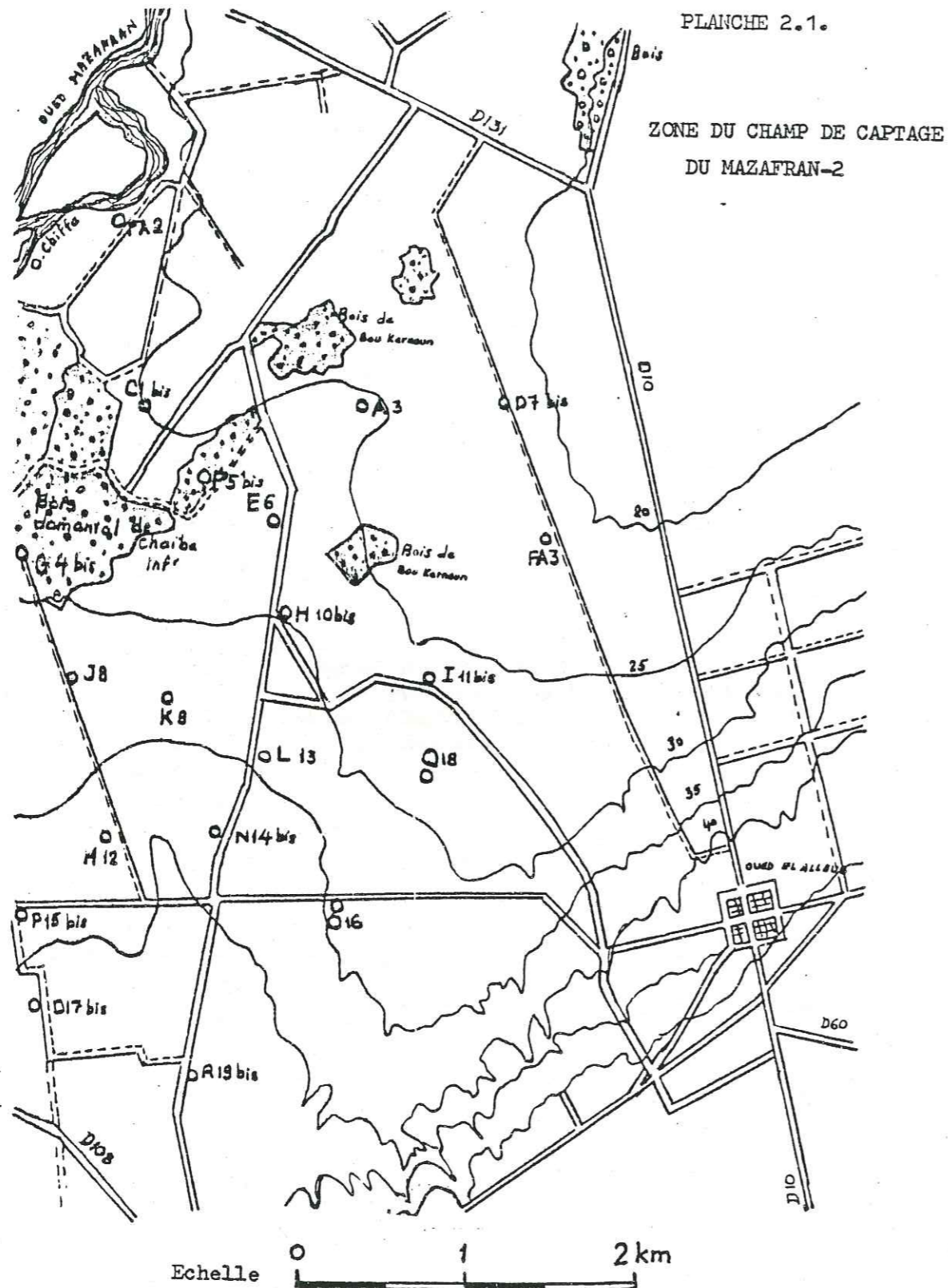
Le forage d'essai, dénommé FA3 par la D.E.M.R.H. (n° B.I.R.H. 7563 E7, points de coordonnées Lambert X = 507.025 ; Y = 361.950) fut réalisé en 1970, d'une profondeur de 150 m. Il donna les résultats suivants :

Q = 43 l/s , rabattement s = 3,79 m
 Q = 64,5 l/s, " s = 7,78 m
 Q = 100 l/s " s = 13,55 m

Il traverse les limons de la formation du Mazafran, puis une alternance de graviers et d'argiles de la formation de la Mitidja sur toute la profondeur de l'ouvrage.

Ce résultat satisfaisant laissa supposer que dans le triangle de bonne transmissivité compris Oued-El-Alleug, les oueds Chiffa et Mazafran, l'on pouvait espérer obtenir des débits de 50 à 100 l/s par puits (soit une moyenne de 75 l/s par ouvrage), avec des rabattements ne dépassant guère 25 à 30 m au total.

Il fut tout d'abord décidé de ne réaliser qu'une quinzaine d'ouvrages, pouvant produire 1 m³/s environ. Mais devant la pénurie d'eau insupportable dont souffrait l'agglomération algéroise à l'époque, le nombre d'ouvrages à réaliser fut porté à vingt.



Conscients de l'importance de l'enjeu, nous nous attachâmes à opérer le choix le plus judicieux de l'entreprise chargée de réaliser ces forages et une trentaine de piézomètres de contrôle. Mais des considérations d'ordre administratif et financier nous contraignirent à confier les travaux à une entreprise privée (S.A.T.H.Y.), qui semblait de prime d'abord disposer de capacités encourageantes.

Les travaux débutèrent en 1974 et furent arrêtés en 1975, sans que tous les ouvrages furent achevés et essayés conformément aux règles de l'art.

Le développement des forages notamment, bien exécuté pour les tous premiers qui furent réalisés, le fut beaucoup moins pour les suivants, et peu efficace pour les derniers. Les pompages d'essai quant à eux ne purent être réalisés correctement que pour certains de ces forages (A3, B2, J8, K9, L13, M12, N14, Q18). Pour le reste, ils ne purent être réalisés que partiellement, et même complètement escamotés pour les tous derniers.

Pour certains des tous premiers forages, des piézomètres de contrôle purent être réalisés à proximité, ce qui permit de procéder à une étude hydrodynamique à peu près satisfaisante : c'est le cas notamment du puits N14.

A la fin de 1975 l'entreprise, défailante abandonna tout à fait le chantier, et lorsque l'entreprise publique SO.NA.G.T.H.E.R fut chargée en 1976 de reprendre les travaux, il s'avéra que de nombreux forages devaient être refaits, soit par suite de colmatage des parois, soit d'obstruction des tubages par des corps étrangers ou de leur écrasement lors de la remontée de la pompe d'essai. Les travaux ne reprurent réellement qu'en fin 1977 et les essais de pompage correspondants effectués en 1978-1979.

Les puits portent les repères A,B,C,D...R, suivis du n° adopté par la D.E.M.R.H:1 à 19, et de l'indice "bis" pour ceux qui furent refaits à proximité des précédents, puis abandonnés par suite de mauvaise exécution par la S.A.T.H.Y

Le tableau n°2.1.1 donne la liste de ces forages, leurs profondeurs, le nom de l'entreprise qui les a réalisés, et l'année de réalisation.

Le tableau suivant, n° 2.1.2 précise les caractéristiques des équipements (tubages pleins et crépinés) ainsi que les cotes. Ces équipements furent déterminés après les carottages électriques effectués par l'entreprise sous notre contrôle, et celui des hydrogéologues de la D.E.M.R.H qui ont suivi les travaux.

Les n°s B.I.R.H figurant en 3ème colonne sont ceux du classement général des forages et puits du pays (Bureau départemental et de Recherche Hydraulique).

La profondeur totale des puits forés varie de 95m (G-4bis) à 170m (J-C); dans certains cas le forage a atteint et dépassé le niveau du substratum, mais l'épaisseur non intéressante pour le captage a été rebouchée, afin de limiter la longueur des tubages.

Ceux-ci ont été constitués de tubes en acier ordinaires en 10" 5/8 sur la colonne d'exploitation, cimentée sur toute sa longueur pour les premiers forages exécutés par S.A.T.H.Y. Par la suite, des tronçons de tubage furent crépinés au droit des couches aquifères.

Les puits qui ont été refaits, portant l'indice "bis" furent dotés du tubage d'exploitation de 16".

Les tubages inférieurs furent de 12" dans tous les cas, en acier ordinaire, crépiné localement.

TABLEAU N° 2.1.1.
FORAGES DU CHAMP CAPTANT DE MAZAFRAN II

N° D.P.R.H	N° D.E.H.R.H.	N° B.I.R.H.	Profondeur totale	Entreprise de réalisation	Date de réalisation
C	1 bis	7632 E7	138 m	SONAGTHER	Juin 1979
D	2	7634 E7	147 m	S.A.T.H.Y	Août 1975
A	3	7636 E7	130 m	S.A.T.H.Y	Août 1975
G	4 bis	7637 E7	93 m	SONAGTHER	1979
F	5 bis	7639 E7	95 m	SONAGTHER	Juillet 1978
E	6 bis	7641 E7	132 m	SONAGTHER	Juin 1979
D	7 bis	7643 E7	170 m	SONAGTHER	Février 1979
J	8	7616 E7	170 m	S.A.T.H.Y	Nov. 1974
K	9 bis	7615 E7	145 m	SONAGTHER	Fev. 1979
H	10 bis	7619 E7	141 m	SONAGTHER	Avril 1979
I	11 bis	7645 E7	132 m	SONAGTHER	Juin 1979
M	12	7683 E7	148 m	S.A.T.H.Y	Fév. 1975
L	13	7629 E7	110 m	S.A.T.H.Y	Avril 1975
N	14 bis	7627 E7	140 m	SONAGTHER	Sept. 1979
P	15 bis	7621 E7	157 m	SONAGTHER	Janv. 1979
O	16	7625 E7	124 m	S.A.T.H.Y	Mars 1975
D(au lieu de S)	17 bis	7647 E7	152 m	SONAGTHER	Mai 1979
Q	18	7631 E7	150 m	S.A.T.H.Y	Dec. 1974
R	19 bis	7662 E7	121 m	SONAGTHER	Mars 1978

NOTA : Les indices "bis" qui suivent les nos de certains forages correspondent à des forages refaits par SONAGTHER, les précédents (mêmes numéros, sans indices) ayant été abandonnés par suite de dégâts ou de développement defectueux.

TABLEAU N° 2.1.2.
CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DES FORAGES

NOI, Repère	DIAMETRE		Profondeur Tubage plein	Profondeur Tubage crépiné	Cote altimétrique	profondeur du niv. Stat	Cote NGA du niv st
	Ø Forage	Ø Equipt					
C1 (bis)	24"	16"	0-20 m 35-50 m 60-63 m 73-100 m 110-120 m 133-138 m	20-35 m 50-60 m 63-73 m 100-110 m 120-133 m	25 m	Artésien	27 m ?
	17" 1/2	12"					
B2	24"	18" 5/8	0-27 m 32-46 m 56-63 m 68-88 m 97-108 m 112-126 m 137-147 m	27-32 m 46-60 m 63-68 m 89-97 m 108-112 m 126-137 m	34 m	2,70 m	31,3 m
	17" 1/2	12"					
A3	24"	18" 5/8	0-52 m 47-53 m 77-88 m 94-116 m 122-125 m 128-130 m	53-77 m 88-94 m 116-122 m 125-128 m	25 m	Artésien	27 m ?
	17" 1/2	12"					
G4 (bis)	24"	16"	0-23 m 28-42 m 46-51 m 56-60 m 61-69 m 80-83 m 87-93 m	23-28 m 42-46 m 51-56 m 60-61 m 69-80 m 83-87 m	30 m	2,05	28 m
	17" 1/2	12"					

1.2.1.2 (suite)

F5 bis	24" 17" 1/2	18" 5/8 12"	0-41 m 46-54 m 61-64 m 69-75 m 89-95 m	41-46 m 54-61 m 64-69 m 75-89 m	26 m	Artésien	27,5 m ?
E6 bis	24" 17" 1/2	16" 12"	0-35 m 50-55 m 75-95 m 115-122 m 128-132 m	35-50 m 55-75 m 95-115 m 122-128 m	27 m	Artésien	29,5 m ?
D7 bis	24" 17" 1/2	16" 12"	0-65 m 65-66 m cône de réduction 66-80 m 86-100 m 110-118 m 124-132 m	80-86 m 100-110 m 118-124 m 132-152 m	22 m	Artésien	27 m ?
J8	24" 17" 1/2	18" 5/8 12" 1/4	0-60 m 55-67 m 75-82 m 90-94 m 105-120 m 124-135 m 139-145 m	67-75 m 82-90 m 94-105 m 120-124 m 135-139 m 145-162 m	33 m	1 m	32 m
K9 bis	24" 17" 1/2	16" 12"	0-52 m 52-53 m 63-70 m 76-95 m 104-107 m 113-120 m	53-63 m 70-76 m 95-104 m 107-113 m	31 m	2,30 m	28,7 m
H10 bis	24" 17" 1/2	16" réduction 12"	0-25 m 30-40 m 55-61 m 70-89 m 110-115 m	25-30 m 40-55 m 61-70 m 89-110 m rebouché de 115 à 141 m	29,5 m	0,9 m	28,4 m

1.2.1.2. (suite) 3

I 11 bis	24"	16"	0-23 m 26-50 m 50-79 m 84-87 m 92-101 m 116-121 m 126-132 m	23-26 m 79-84 m 87-92 m 101-116 m 121-126 m	26 m	Artésien	27 m ?
H 12	24" 17"	16" 12"	0-30 m 51-60 m 70-86 m 100-140 m	30-50 m 60-70 m 86-100 m 140-148 m	37 m	5,2 m	31,8 m
L13	24" 17" 1/2	18" 5/8 12"	0-24 m 29-46 m 53-57 m 55-60 m 67-80 m 86-91 m 97-103 m 107-110 m	24-29 m 46-53 m 60-67 m 80-86 m 97-97 m 103-107 m	34 m	2,90 m	31,1 m
N14 bis	28" 17" 1/2	16" 12"	0-30 m 51-57 m 67-76 m 82-88 m 99-105 m	30-50 m 57-67 m 76-82 m 88-99 m	38 m	5,50 m	32,5 m
P15 bis	24" 17" 1/2	16" 12"	0-55 m 55-56 m 72-82 m 97-113 m 135-141 m 147-157 m	56-72 m 82-97 m 113-135 m 141-147 m	38 m	4,40 m	33,60 m
O16	24" 17" 1/2	18" 5/8 12"	0-21 m 28-57 m 53-63 m 68-86 m 91-100 m 107-112 m 121-125 m	21-28 m 62-68 m 86-91 m 100-107 m 112-121 m	33 m	5,4 m	27,60 m

2.2.1.2 (suite) 4

Forage	Diamètre		Profondeurs (m)		Distance (m)	Diamètre (m)	Profondeur (m)
	Superf.	Int.	Superf.	Int.			
D17 bis	24"	16"	0-33 m	33-38 m	42,5 m	6,4 m	36,10 m
	17" 1/2	12"	38-45 m	45-53 m			
Q18	24"	18" 5/8	53-60 m	60-74 m	29 m	0,97 m	28 m
	17" 1/2	12"	74-87 m	87-90 m			
R19	24"	16"	90-122 m	122-134 m	44 m	6,6 m	37,4 m
	17" 1/2	12"	134-139 m	139-147 m			

Les échantillons de sol furent prélevés au cours de l'exécution des forages; à l'aide de foreuses type ROTARY à boue de bentonite, et soigneusement analysés au laboratoire de la D.E.H.R.H.

Les coupes géologiques qui en résultèrent sont reportées dans les figures n° 2.3.1 à 2.3.6 raison de trois par feuille pour plus de clarté. Y sont également schématisés les équipements en tubes pleins et crépinés.

Nous constatons que dans tous les cas les forages traversent une alternance de graviers, graviers et galets, d'argile sableuse ou comportant des éléments grossiers, jusqu'à une profondeur voisine de 150 m. Il s'agit de la formation de la Mitidja. Au sommet, les forages traversent sur quelques mètres les limons et argiles de la formation du Mazafra.

2.3.2. ESSAIS DE POMPAGE DE COURTE DURÉE

Après exécution et équipement de chaque puits, addition de gravier de développement et pistonnage à l'air lift, chaque puits fut soumis à un développement jusqu'à obtention d'eau claire (3 jours à une semaine en général), puis soumis à des essais de courte durée par palier.

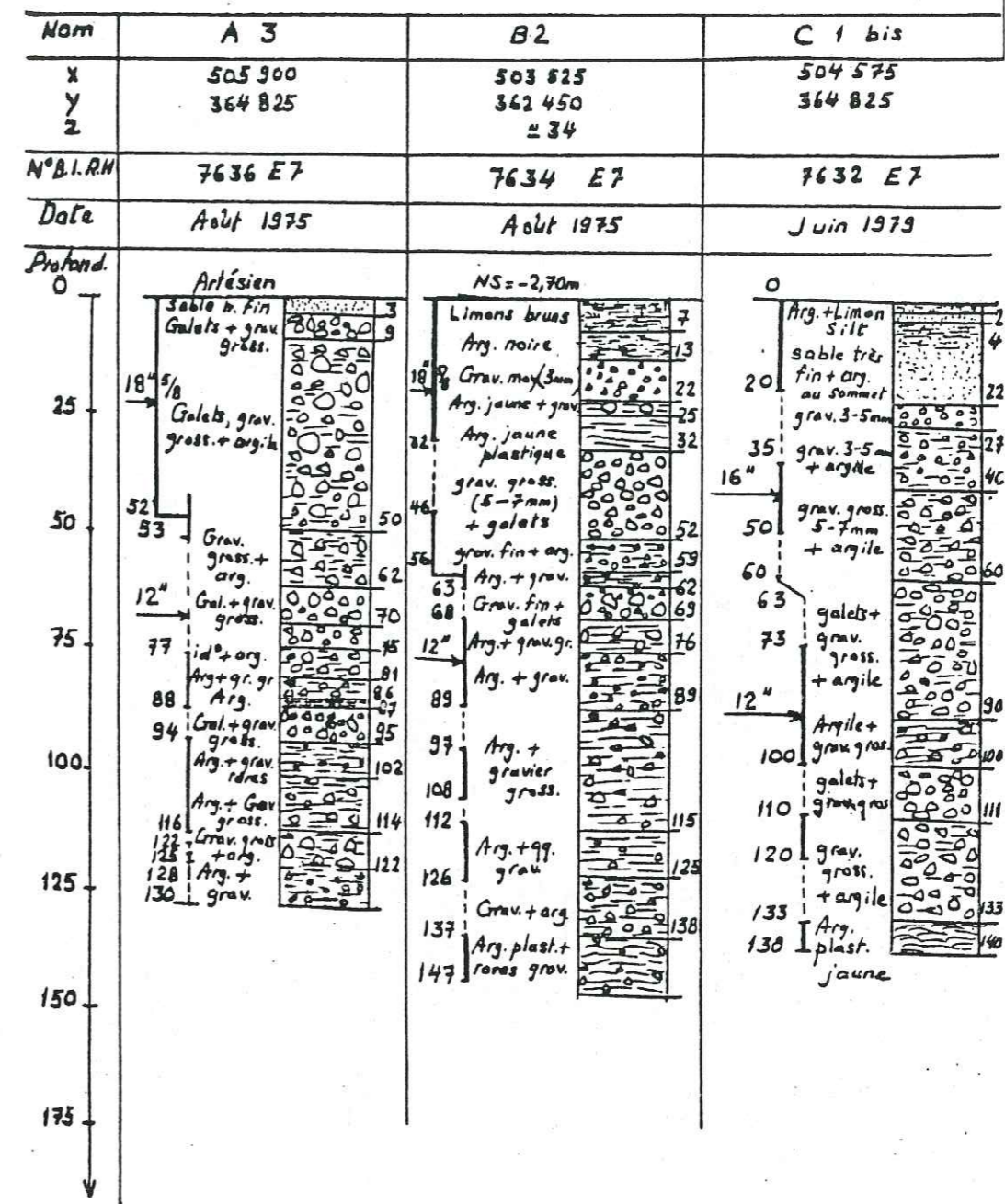
Les pompes utilisées étaient du type immergé avec moteur au sol, ligne d'arbre verticale, tête de pompe accouplée par renvoi d'arbre à un moteur DIESEL, dont on règle la vitesse à volonté à l'aide d'un accélérateur.

La mesure des débits était assurée à l'aide d'un tube de Pitot, en principe étalonné, mais de précision peu sûre.

L'évacuation des eaux pompées était assurée à l'aide d'une rigole creusée jusqu'au fossé de drainage le plus proche, les risques de réalimentation de la nappe par les eaux évacuées étant réduits en raison de l'aspect marécageux des terrains.

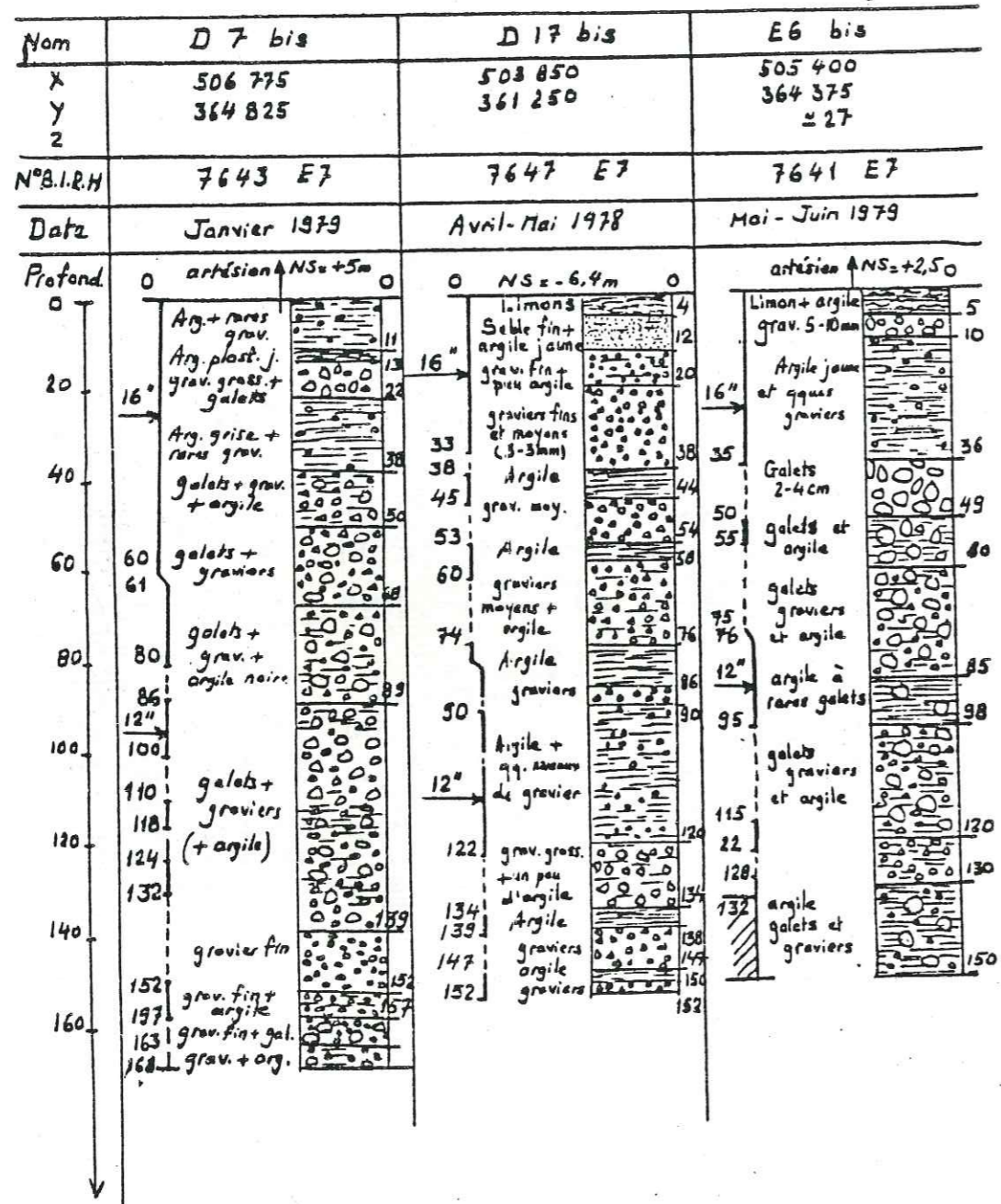
REGION: MAZAFRA II

Fig. 2.3.1.



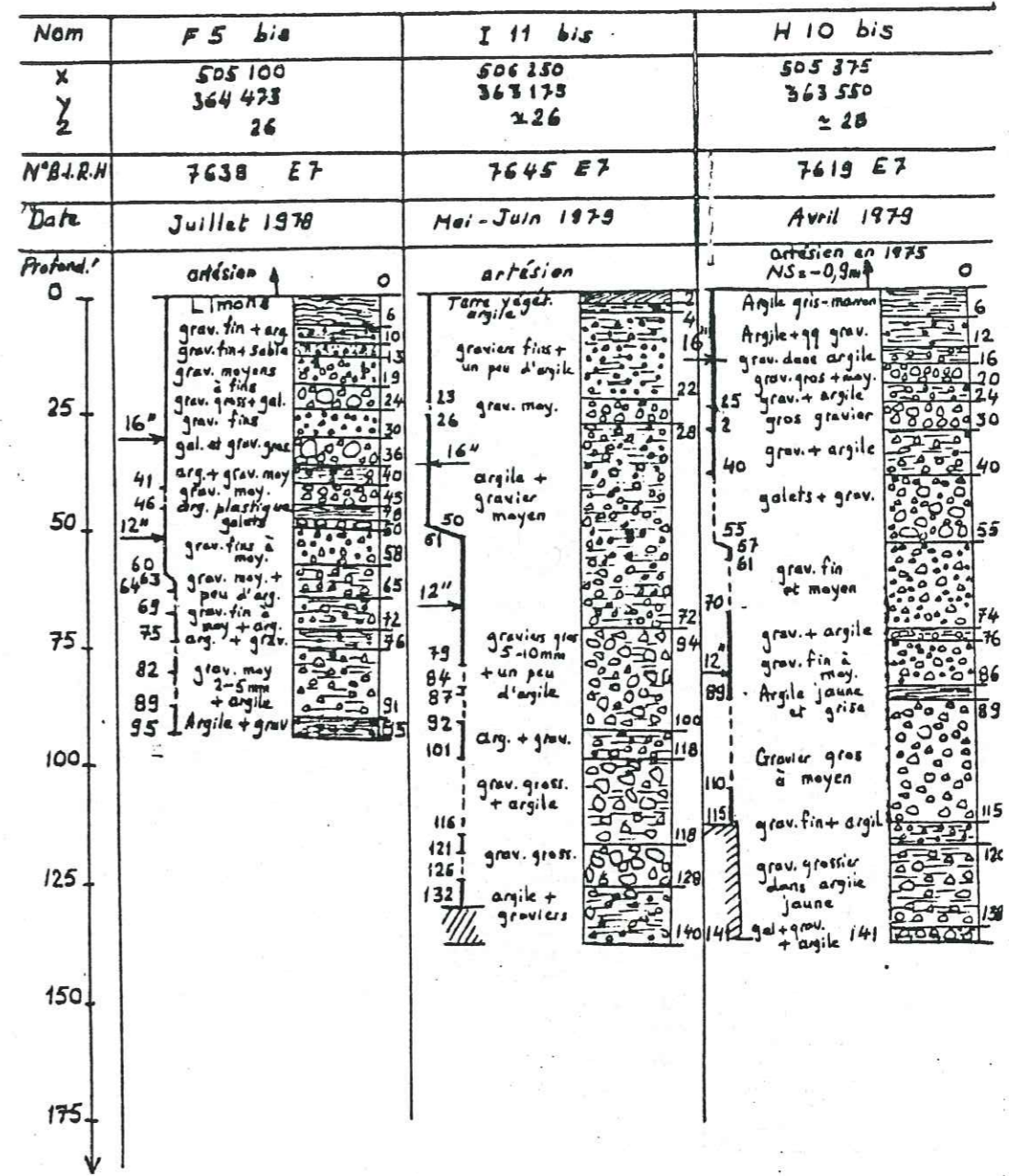
REGION; MAZAFRAN II

Fig. 2.3.2.



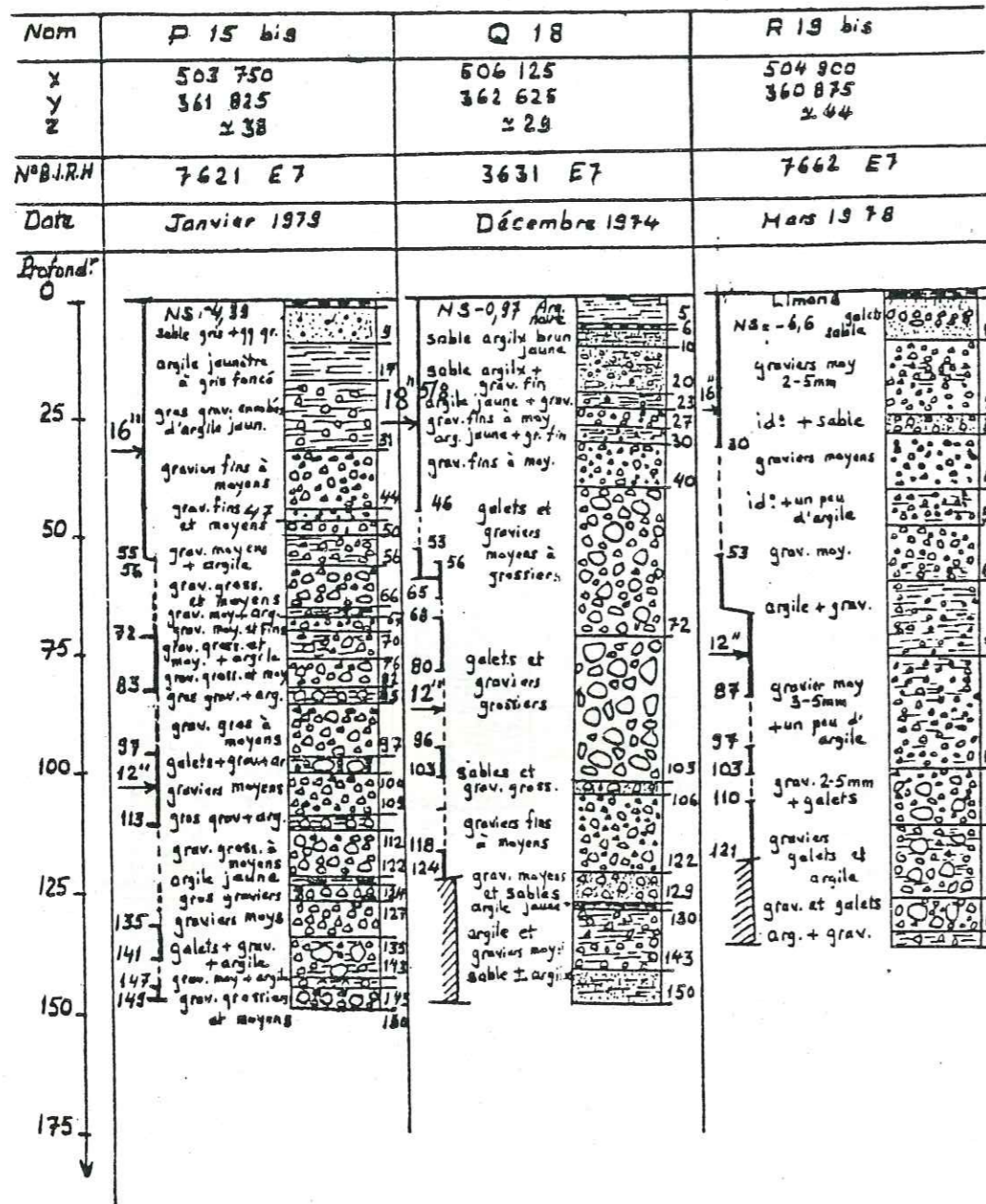
REGION: MAZAFRAN II

Fig. 2.3.3.



REGION: MAZAFRAN II

Fig. 2.3.6.



Les paliers de pompage de courte durée étaient en général de 2 et 8 heures. Après chaque palier étaient notées les mesures de remontée de la nappe. Nous n'avons cependant pris en compte en général que les mesures de remontée prises à la suite des pompages d'essai de longue durée pour en déduire le coefficient de transmissivité, pour plus de précision.

Les points de fonctionnement recommandés pour l'équipement des forages sont notés sur les courbes débit-rabatement. Ils sont déterminés de façon à :

- Eviter les pertes de charge turbulentes trop élevées ;
- Eviter des rabattements exagérés, les limitant à 20-25 m au maximum. En effet en fonctionnement simultané de l'ensemble du champ captant, le rabattement induit peut atteindre et même dépasser le double du rabattement obtenu le puits essayé seul, ce qui peut entraîner les risques d'un abaissement du niveau de l'eau dans le puits jusqu'à la crépine d'aspiration de la pompe, une fois celle-ci installée.

- Limiter les débits d'exploitation à 100 l/s, compatibles avec la puissance maximale adoptée pour les groupes électropompes à installer

Les graphes ci-joints, portant les n° 2.3.7 à 2.3.12 à résumé l'ensemble des résultats obtenus après les essais de pompage. Nous obtenons des débits Qc allant de 40 à 105 l/s, avec une moyenne de l'ordre de 75 l/s.

Puits A3. Paliers de 10h : Artésien

Débit Q :	20 l/s	35 l/s	50 l/s	30 l/s
Durée :	10h	10 h	10h	10h
Niveau dynamique	6,61m	8,04m	20,55m	8,55m
Débit spécifique:	2,47 l/s/m	3,67 l/s/m	2,27	2,99

En coordonnées (Q,H), le report des points représentatifs des mesures par paliers ne nous permet de tracer qu'approximativement la courbe caractéristique entre les quatre points, quelque peu irrégulièrement disposés, sans doute par suite d'irrégularités des débits et d'imprécisions quant à leur évaluation. Le niveau statique étant impossible à déterminer, par suite d'artésianisme de la nappe, nous l'évaluons par extrapolation, l'intersection de la courbe avec l'axe des niveaux, soit approximativement à + 1,50m au-dessus du sol.

Le point de fonctionnement critique a été positionné pour Q=47,5 l/s et n= 18m de profondeur, valeur acceptable pour des pertes de charge turbulentes relativement peu élevées.

Puits B2. Paliers de 2h - Niveau statique à - 3,70m/sol

Débit Q :	31 l/s	35 l/s	42 l/s	50 l/s	60 l/s
Durée	2h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique:	11,92m	15,13m	19,23m	21,46m	26,58m
Rabatement :	8,22m	12,43m	16,53m	18,76m	23,9m
Débit spécifique:	3,77 l/s/m	2,82	2,54	2,67	2,52

Au delà de 31 l/s, les points de mesure en coordonnées (Q,H) semblent régulièrement disposés et déterminent une courbe caractéristique qui s'écarte peu de la droite tangente passant par l'origine. Seul le premier point (31 l/s) reste légèrement à l'écart.

TABLEAU N° 2.1.3

ESSAIS DE POMPAGE DES PUIITS DU HAZAFRAN 2

N°	Débit Q1 rabattement ou ni- veau	Débit Q2 rabattement ou ni- veau	Débit Q3 rabattement ou niveau	Débit Q4 rabattement ou niveau	Débit Qc Sc ou Nc
A3	20 l/s S = 6,61 m Artésien	35 l/s n = 6,04 m	50 l/s n = 20,55 m		47,5 l/s nc = 18 m
B2	31 l/s S = 8,22 m ns = -3,70 m	42 l/s S = 16,53 m 35 l/s : s = 12,43 m	55 l/s S = 20,68 m 50 l/s : s = 20,68 m	60 l/s S = 23,88 m	65 l/s Sc = 24,2 m
C1 (bis)	55 l/s S = 4,36 m ns = -3,40 m	65 l/s S = 5,88 m	75 l/s s = 7,02 m	80 l/s s = 7,98 m	90 l/s nc = 9,30 m
D7 (bis)	35 l/s n = 8,06 m Artésien	45 l/s n = 11,98 m 70 l/s : n = 26,96 m	55 l/s n = 16,73 m	65 l/s n = 24,34 m	60 l/s Nc = 20,5 m
D17 (bis)	20 l/s S = 2,29 m	40 l/s S = 4,95 m	60 l/s S = 10,29 m		4 l/s S = 9,025 m
F5 (bis)	50 l/s n = 3,85 m Artésien	80 l/s n = 7,88 m	110 l/s n = 16,24 m	105 l/s longue durée n = 12,58 m	105 l/s nc = 13,8 m
E6 (bis)	41 l/s n = 3,45 m Artésien	51 l/s n = 4,47 m 113 l/s : n = 11,9	79,5 l/s n = 7,79 m	100 l/s n = 10,46 m	100 l/s nc = 10,10 m
G4	20 l/s s = 2,17 m ns = -2,05 m	25 l/s s = 4,73 m 50 l/s : s = 9,75 m	31 l/s s = 6,86 m	40 l/s s = 7,97 m	Qc = 80 l/s Sc = 18 m par extrapo- lation
I11 (bis)	24 l/s n = 9,94 m Artésien	27,5 l/s n = 15,9 m 39 l/s : n = 35,8 m	31 l/s n = 20,5 m	34 l/s n = 23,7 m	40 l/s nc = 35 m

M. 2.1.3 (suite)

N°	Débit Q1 s ou n	Débit Q2 s ou n	Débit Q3 s ou n	Débit Q4 s ou n	Débit Qc Sc ou nc
J8	80 l/s s = 14,43 m longue durée ns = 2,70 m	43 l/s s = 6,13 m 68 l/s : S = 10,97 m	51 l/s s = 6,95 m 80 l/s : s = 13,6 m	61 l/s 8,88 m	75 l/s Sc = 12,5 m
K9 (bis)	60 l/s s = 19,49 m				50 l/s Sc = 15 m
L13	20 l/s S = 1,5 m ns = -3,3 m	50 l/s S = 4,9 m	80 l/s S = 9,45 m	80 l/s 9,61 m longue durée	75 l/s Sc = 8,6 m
M12	30 l/s S = 2,62 m ns = -5,21 m	50 l/s s = 4,54 m	80 l/s s = 9,62 m		80 l/s Sc = 9 m
O16	17 l/s S = 7,20 m Ns = -5,4 m	20,5 l/s S = ? 35 l/s s = 19,95 m	25 l/s S = ? 40 l/s s = 23,3 m	30 l/s S = 16,52 m	40 l/s Sc = 22,5 m
P15	20 l/s S = 4,46 m Ns = -4,4 m	25 l/s S = 6,20 m 50 l/s S = 13,65 m	30 l/s S = 9,01 m 60 l/s S = 20,84 m	40 l/s S = 10,93 m	65 l/s Sc = 22,2 m
Q10	45 l/s S = 6,10 m ns = -0,97 m	60,9 l/s S = 9,42 m 98 l/s : S = 20,15 m	70,8 l/s S = 12,11 m	80,6 l/s S = 21,12 m	85 l/s Sc = 17,2 m
R19 (bis)	20 l/s S = 5,33 m Ns = -7,03 m	35 l/s S = 10,12 m	50 l/s S = 20,44 m		45 l/s Sc = 15 m

Le point critique a été fixé pour 65 l/s, en raison du rabattement important obtenu (plus de 24m).

Puits C1-bis-Paliers de 2h. Niveau statique: -2,40m/sol.

Débit Q:	55 l/s	65 l/s	75 l/s	80 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique:	6,76m	8,28m	9,42m	10,38m
Rabattement:	4,36m	5,88m	7,02m	7,98m
Débit spécifique:	12,61 l/s/m	11,05	10,7	10,03

La courbe caractéristique obtenue à partir des points de mesure est régulière, elle s'écarte faiblement de la droite tangente pour des débits supérieurs à 50 l/s, puis l'écart devient important au-delà de 90 l/s.

Nous avons fixé le débit critique pour Q=90 l/s, le rabattement étant alors encore acceptable: 9,30m

Puits D7-bis - Paliers de 2h : Artésien

Débit :	35 l/s	45 l/s	55 l/s	65 l/s	70 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique:	8,06m	11,98m	16,73m	24,34m	26,96m
Débit spécifique:	3,03 l/s/m	2,91 l/s/m	2,72	2,33	2,30

En coordonnées (Q,n: niveau dynamique), la courbe caractéristique se présente régulièrement, et passe par à peu près tous les points de mesure. Elle s'écarte de la droite tangente, pour des débits supérieurs à 45 l/s, puis les écarts deviennent importants au delà de Q=60 l/s. Aussi fixons-nous le point critique pour Q=60 l/s, n=10,10m par rapport au sommet du tubage. Par extrapolation nous en déduisons le niveau statique qui doit être situé à +3,50m de tubage.

Puits E6-bis - Paliers de 2h - Artésien

Débit :	41 l/s	51 l/s	79,5 l/s	100 l/s	113 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique	3,45m	4,47m	7,79m	10,46m	11,9m
Débit spécifique	9,21 l/s/m	9,32 l/s/m	9,04	8,73	8,76

Les points de mesure s'alignent suivant une droite pour l'ensemble des débits mesurés. Les pertes de charge turbulentes ne peuvent donc prendre une valeur importante que pour des débits supérieurs à 115-120 l/s

Nous fixons cependant le point critique pour Q=100 l/s, n=10,10m, pour des raisons purement pratiques: pour des débits supérieurs, la pompe à installer serait trop lourde et exigerait une puissance électrique trop élevée

Le niveau statique par rapport au turbage a été évalué par extrapolation à +1m environ du tubage .

Puits C1-bis-Paliers de 2h. Niveau statique: -2,40m/sol.

Débit Q:	55 l/s	65 l/s	75 l/s	80 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique:	6,76m	8,28m	9,42m	10,38m
Rabattement:	4,36m	5,88m	7,02m	7,98m
Débit spécifique:	12,61 l/s/m	11,05	10,7	10,03

La courbe caractéristique obtenue à partir des points de mesure est régulière, elle s'écarte faiblement de la droite tangente pour des débits supérieurs à 50 l/s, puis l'écart devient important au-delà de 90 l/s.

Nous avons fixé le débit critique pour Q=90 l/s, le rabattement étant alors encore acceptable: 9,30m

Puits D7-bis - Paliers de 2h : Artésien

Débit :	35 l/s	45 l/s	55 l/s	65 l/s	70 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique:	8,06m	11,98m	16,73m	24,34m	26,96m
Débit spécifique:	3,03 l/s/m	2,91 l/s/m	2,72	2,33	2,30

En coordonnées (Q,n: niveau dynamique), la courbe caractéristique se présente régulièrement, et passe par à peu près tous les points de mesure. Elle s'écarte de la droite tangente, pour des débits supérieurs à 45 l/s, puis les écarts deviennent importants au delà de Q=60 l/s. Aussi fixons-nous le point critique pour Q=60 l/s, n=10,10m par rapport au sommet du tubage. Par extrapolation nous en déduisons le niveau statique qui doit être situé à +3,50m de tubage.

Puits E6-bis - Paliers de 2h - Artésien

Débit :	41 l/s	51 l/s	79,5 l/s	100 l/s	113 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique	3,45m	4,47m	7,79m	10,46m	11,9m
Débit spécifique	9,21 l/s/m	9,32 l/s/m	9,04	8,73	8,76

Les points de mesure s'alignent suivant une droite pour l'ensemble des débits mesurés. Les pertes de charge turbulentes ne peuvent donc prendre une valeur importante que pour des débits supérieurs à 115-120 l/s

Nous fixons cependant le point critique pour Q=100 l/s, n=10,10m, pour des raisons purement pratiques: pour des débits supérieurs, la pompe à installer serait trop lourde et exigerait une puissance électrique trop élevée.

Le niveau statique par rapport au turbage a été évalué par extrapolation à +1m environ du tubage .

Puits E(6)-bis - Paliers de 8h : Niveau statique: -6,42m

Débit :	20 l/s	40 l/s	60 l/s	70 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique	8,71m	11,37m	16,71m	20,26m
Rabattement	2,29m	4,95m	10,29m	13,86m
Débit spécifique	8,73l/s/m	8,08l/s/m	5,83	5,05

Fig. 2.3.7

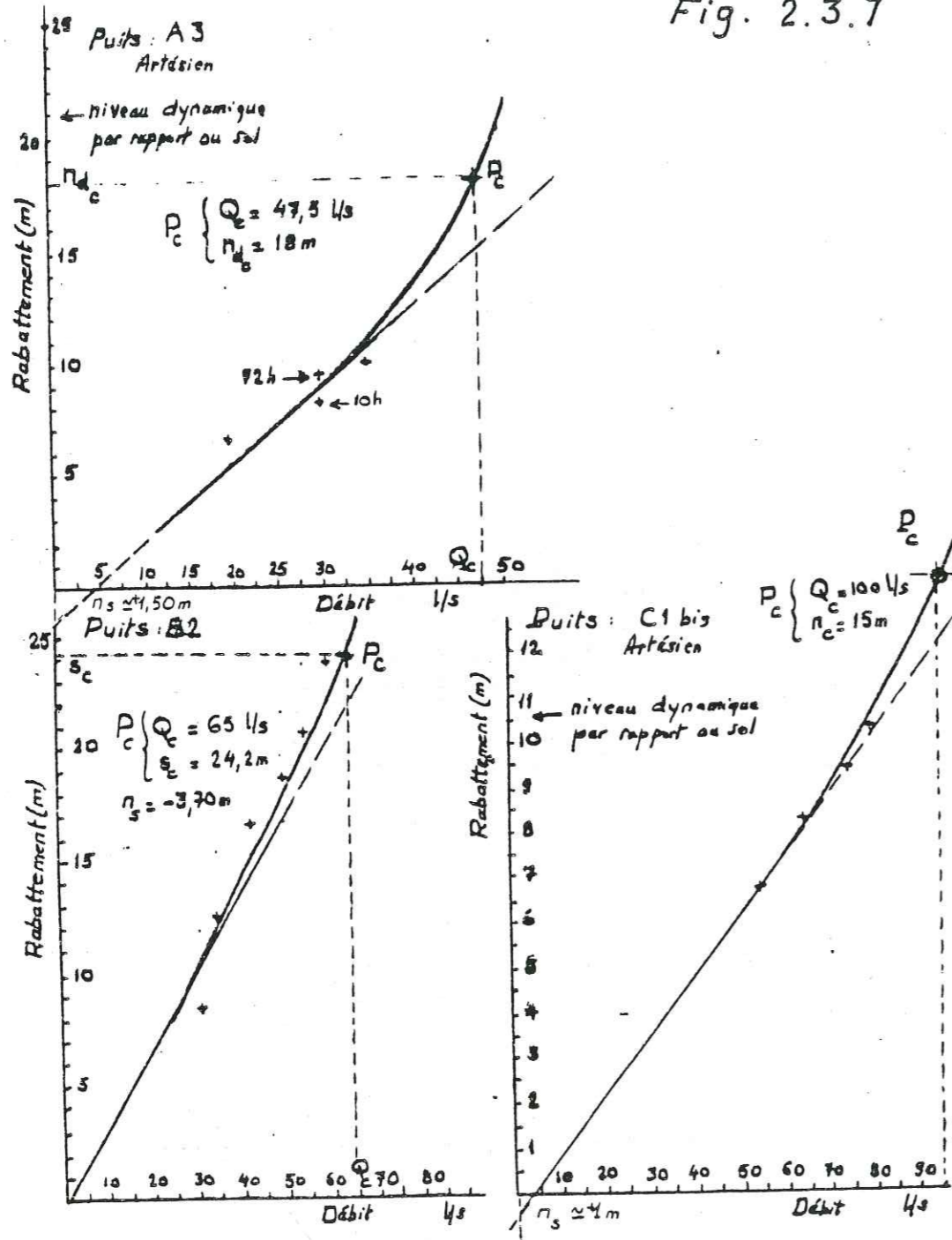
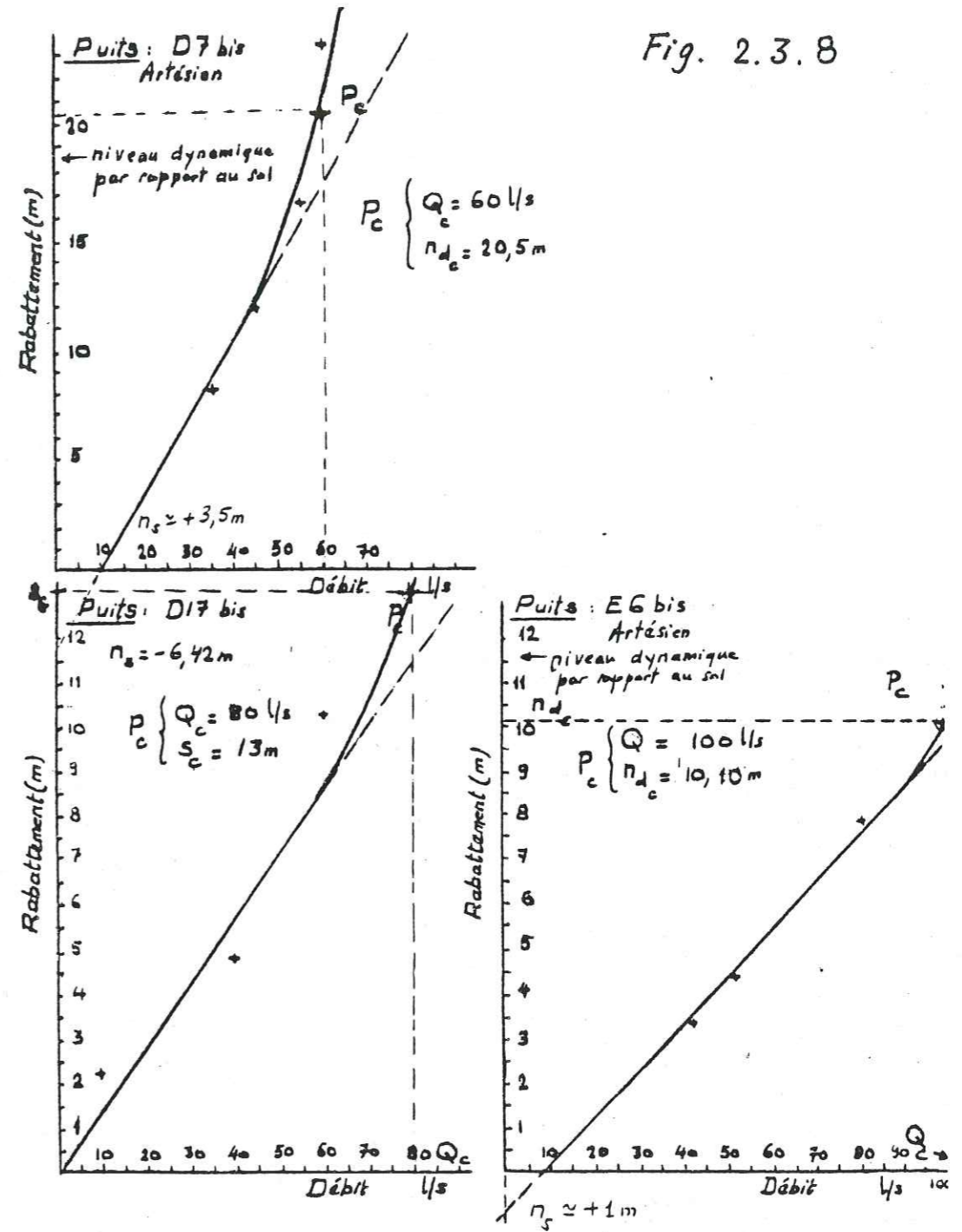


Fig. 2.3.8



Les deux premiers points de mesure déterminent la droite tangente à la courbe caractéristique, laquelle s'écarte assez rapidement de sa tangente pour des débits supérieurs à 40 l/s pour passer par les deux autres points.

Le point critique a été fixé pour $Q=60$ l/s et $s=10,25$ m, les pertes de charge turbulentes étant déjà trop élevées en ce point.

Puits F5bis - Paliers de 8h - Artésien

Débit Q :	50 l/s	80 l/s	110 l/s
Durée :	8h	8h	8h
Niveau dynamique:	3,85m	7,88m	10,24m
Débit spécifique:	8,55 l/s/m	8,08 l/s/m	6,03 l/s/m

En coordonnées (Q,H) nous traçons une droite moyenne passant entre les deux derniers points (50 l/s et 80 l/s) et coupant l'axe des ordonnées à 2m environ (niveau statique au-dessus du T.N.). La courbe caractéristique a été tracée tangentielllement à cette droite pour s'en écarter à partir de 30 l/s et passer par le 3ème point représentatif. Par extrapolation nous déterminons ns à + 2m.

Nous fixons le point critique pour $Q=105$ l/s et $nd=13,9$ m, le débit nous paraissant suffisant pour déterminer la pompe d'exploitation, bien que les pertes de charge turbulentes ne soient pas encore excessives.

Puits G4bis - Paliers de 2h - Niveau statique: - 2,05m

Débit Q :	20 l/s	25 l/s	31 l/s	40 l/s	50 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique:	4,22m	6,78m	8,91m	10,02m	11,8m
Rabattement:	2,17m	4,73m	6,86m	7,97m	9,75m
Débit spécifique:	9,22 l/s/m	5,29 l/s/m	4,52	5,02	5,12

Il est à noter que le forage s'est développé au cours des essais.

La courbe moyenne tracée entre les points représentatifs en coordonnées (Q,H) est une droite pour la gamme des débits essayés.

Aussi, afin d'estimer le point de fonctionnement critique nous avons tracé arbitrairement une courbe tangente à cette droite au point correspondant à 50 l/s et s'en écartant progressivement. Cela nous fournit un rabattement de l'ordre de 18m pour un débit de 80 l/s.

Nous estimons cependant plus sage de limiter le débit d'exploitation à 70 l/s en raison de la valeur assez élevée du rabattement.

Puits I11 - Paliers de 2h - Artésien

Débit Q :	24 l/s	27,5 l/s	31 l/s	34 l/s	39 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique:	9,94m	15,90m	20,54m	23,7m	35,8m
Débit spécifique:	1,38 l/s/m	1,18	1,11	1,09	0,90

En coordonnées (Q,H), nous avons tracé une droite moyenne passant aussi près que possible des points représentatifs des trois premières mesures.

Cette droite nous détermine le niveau statique à 7,50m au-dessus du sol.

Nous avons ensuite prolongé cette droite par une courbe tangente au point de débit 30 l/s et passant par le point représentatif de la 4ème mesure.

Nous avons fixé le point de fonctionnement critique pour $Q=40$ l/s et $n=35$ m (rabattement de l'ordre de 27,5m). Compte tenu de la valeur relativement élevée de ce rabattement il nous semble prudent de limiter le débit à 30-35 l/s.

Puits J8 - Paliers de 2h. Niveau statique: -2,70m

Débit Q :	43 l/s	51 l/s	61 l/s	68 l/s	80 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique:	8,83m	9,65m	11,58m	13,67m	16,3m
Rabattement:	6,13m	6,85m	8,88m	10,97m	13,6m

En coordonnées (Q,H), nous avons tracé une droite passant par l'origine et par les points représentatifs des trois premières mesures. La courbe passant par les trois derniers points de mesure est tangente à cette droite au point de débit 50 l/s et frôle le point représentatif de l'essai de longue durée (30 heures pour 70 l/s).

Puits K9 bis

Nous n'avons pu obtenir pour ce puits qu'un point de mesure unique. Aussi la courbe caractéristique tracée passant par l'origine et par ce point de mesure ($Q=60$ l/s; rabattement=19,5m) présente une courbure arbitraire, mais nous permettant néanmoins d'évaluer grossièrement les pertes de charge turbulentes.

Le point de fonctionnement critique a été positionné pour $Q=50$ l/s et $s=15$ m (estimation).

Puits L13 - Paliers de 8h. Niveau statique à -3,30m

Débit Q :	20 l/s	50 l/s	80 l/s
Durée :	8h	8h	8h
Niveau dynamique:	4,8m	8,2m	12,75m
Rabattement:	1,5m	4,9m	9,45m
Débit spécifique:	13,3 l/s/m	10,21 l/s/m	8,4 l/s/m

En coordonnées (Q,H) les trois points de mesure déterminent une courbe régulière, dont la première partie entre $Q=0$ et $Q=50$ l/s est linéaire.

Le point de fonctionnement critique a été positionné pour $Q=75$ l/s et $s=8,6$ m, rabattement et pertes de charge turbulentes ayant en ce point des valeurs peu élevées pour un débit intéressant.

Puits M12 - Paliers de 8h. Niveau statique à -5,21m

Débit Q :	30 l/s	50 l/s	80 l/s	100 l/s
Durée :	8h	8h	8h	8h
Niveau dynamique:	7,83m	9,75m	14,83m	20,97m
Rabattement :	2,62m	4,54m	9,62m	15,76m
Débit spécifique	11,45 l/s/m	11,01	8,32	6,35

Les quatre points de mesure nous permettent de tracer en coordonnées (Q,H) une courbe régulière, qui se confond avec la droite des pertes de charge linéaires jusqu'au débit de 50 l/s, puis s'en éloigne progressivement au-delà.

Le point critique a été positionné pour Q=80 l/s et s=9m. Nous remarquons que les caractéristiques de ce puits sont très voisines de celles du précédent (L13).

Puits N14.

Nous n'avons pu obtenir aucun résultat d'essai par paliers pour ce puits, bien que des pompages aient eu lieu pendant 8 heures à 30l/s. Mais en réalité la mesure des niveaux a été effectuée dans les piézomètres voisins, afin de déterminer le coefficient d'emmagasinement.

Il est à signaler que ce puits s'est écrasé en fin d'essai et est de ce fait hors d'usage.

Puits O16 - Paliers de 2h. Niveau statique: -5,4m

Débit Q :	17,1 l/s	20,5 l/s	25 l/s	30 l/s	35 l/s	40
Durée :	2h	2h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique:	12,6m	15,37m	18,5m	21,9m	25,4m	28,7m
Rabattement:	7,20m	9,97m	13,1m	16,5m	20m	23,3m
Débit spécifique:	2,36 l/s/m	2,056	1,908	1,810	1,75	1,72

L'abondance des points de mesure nous permet de tracer en coordonnées (Q,H), une courbe caractéristique précise, passant entre les points représentatifs en présentant quelques écarts par rapport à ceux-ci, ce qui prouve que la mesure et la constance des débits n'ont pas été assurées avec une grande précision.

Cette courbe s'éloigne de sa tangente à partir de Q=30 l/s et nous avons positionné le point de fonctionnement critique Q=40 l/s seulement, le rabattement étant déjà très élevé pour ce modeste débit (22,5m). Nous recommandons même de limiter le débit à 35 l/s, voire 30 l/s en raison de l'importance du rabattement

Puits P15 bis. Paliers de 2h - Niveau statique à 4,4m

Débit Q :	20 l/s	25 l/s	30 l/s	40 l/s	50 l/s	60 l/s
Durée :	2h	2h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique:	8,86m	10,6m	13,41m	15,33	18,05	25,24
Rabattement:	4,46m	6,2m	9,01m	10,93m	13,65m	20,84m
Débit spécifique:	4,48 l/s/m	4,03	3,33	3,66	3,66	2,88

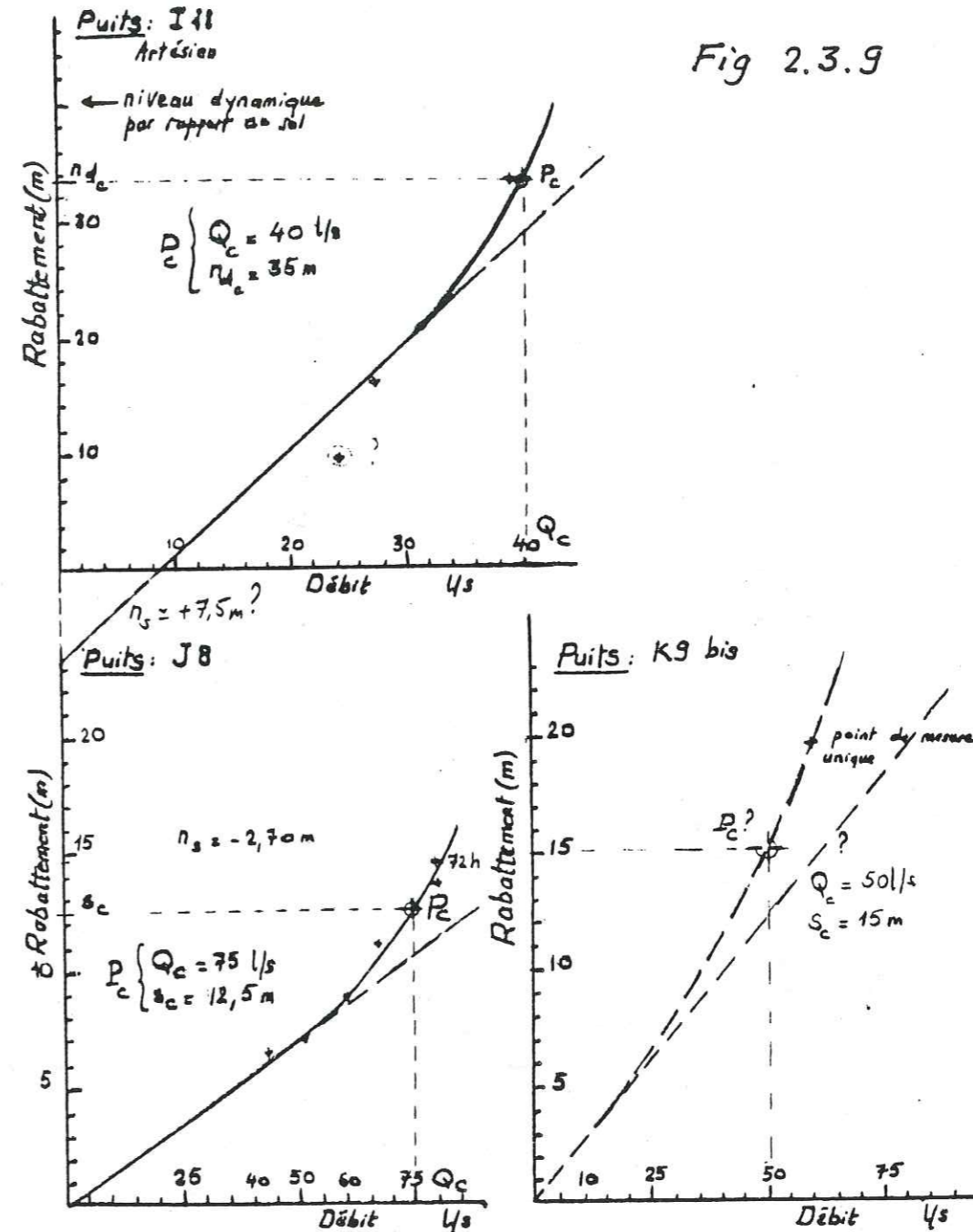
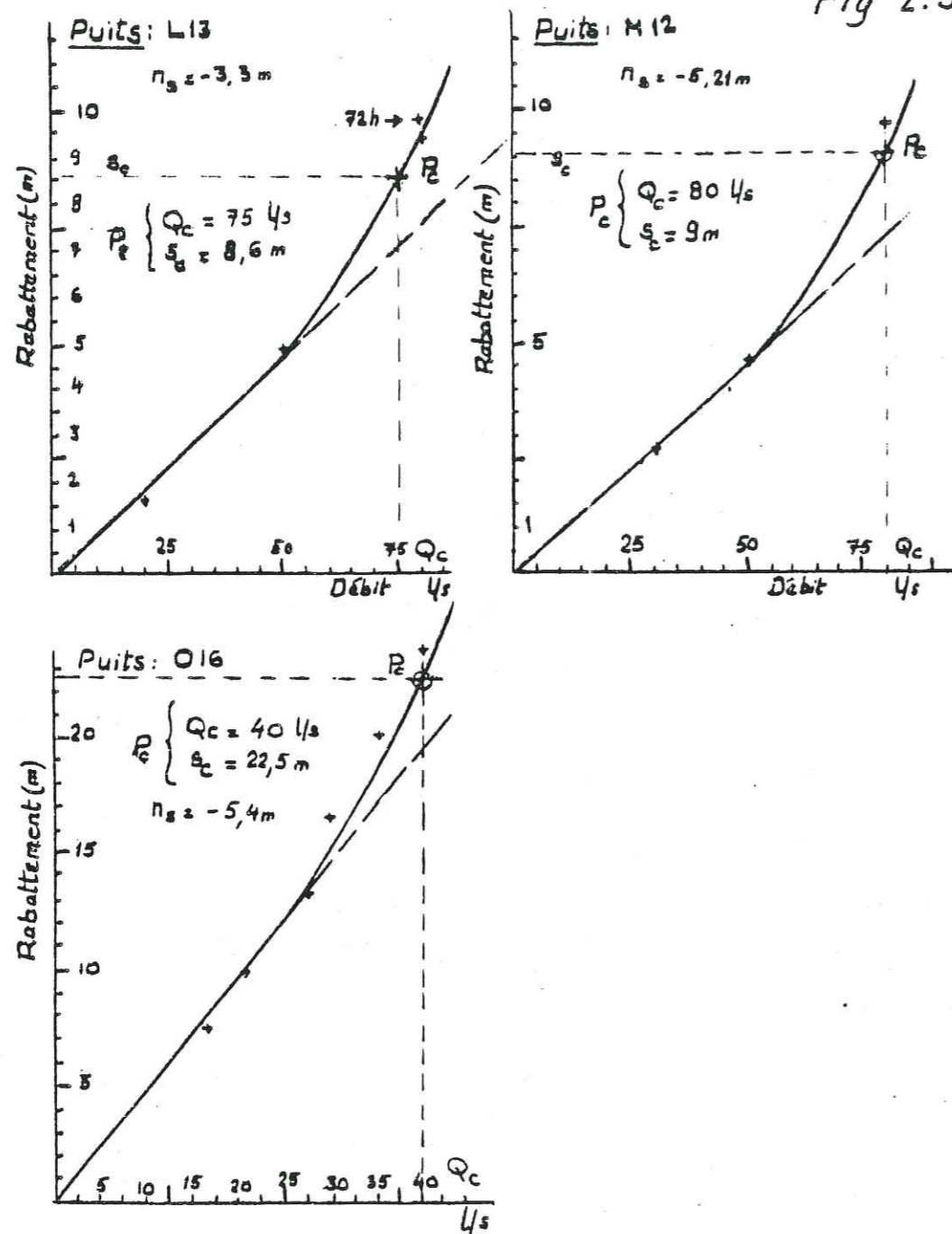


Fig 2.3.10



Comme pour le puits précédent, l'abondance des points de mesure nous permet d'obtenir une courbe précise, passant entre ces derniers, avec des écarts relativement peu prononcés. Cette courbe s'écarte progressivement de la droite tangente pour des débits supérieurs à 40 l/s. Le point de fonctionnement critique a été positionné pour $Q=65$ l/s et $s=22,2$ m. Les pertes de charge turbulentes pour ce débit ne sont pas excessives, mais le rabattement est trop élevé. Aussi nous recommandons de ne guère pomper à plus de 66 ou même 55 l/s.

Puits Q18. Paliers de 2h - Niveau statique à -0,97m

Débit Q :	45 l/s	60,9 l/s	70,8 l/s	80,6 l/s	98 l/s
Durée :	1h	2h	2h	2h	2h
Niveau dynamique :	7,07m	10,39m	13,08m	15,86m	21,12m
Rabattement :	6,10m	9,42m	12,11m	14,89m	20,13m
Débit spécifique :	7,38 l/s/m	6,47	5,85	5,41	4,87m

Le nombre de points de mesure est suffisant pour obtenir une courbe caractéristique assez précise. Confondue avec sa tangente pour des débits allant de 40 à 70 l/s, cette courbe s'en éloigne assez rapidement au-delà et tend même à devenir verticale.

Le point de fonctionnement critique a été positionné pour $Q=85$ l/s et $s=17,2$ m. Compte tenu des valeurs élevées des pertes de charge turbulentes pour des débits supérieurs à 80 l/s et du rabattement importants nous recommandons d'exploiter ce puits à un débit ne dépassant guère 75 ou même 70 l/s.

Puits R19. Paliers de 8h - Niveau statique: -7,03m

Débit Q :	20 l/s	35 l/s	50 l/s
Durée :	8h	8h	8h
Niveau dynamique :	12,36m	17,15m	27,47m
Rabattement :	5,33m	10,12m	20,44m
Débit spécifique :	3,75 l/s/m	3,46 l/s/m	2,45 l/s/m

La courbe joignant les trois points de mesure en coordonnées (Q,H) est régulière, malgré le nombre peu élevé des points de mesure ce en raison de la durée importante de chaque palier et la possibilité de stabiliser correctement le débit de chaque palier.

Le point de fonctionnement critique a été positionné pour $Q=45$ l/s et $s=15$ m.

Les pertes de charge turbulentes ne sont pas excessives, mais le rabattement est assez important, ce qui nous amène à recommander un débit d'exploitation ne dépassant pas 40 à 42 l/s

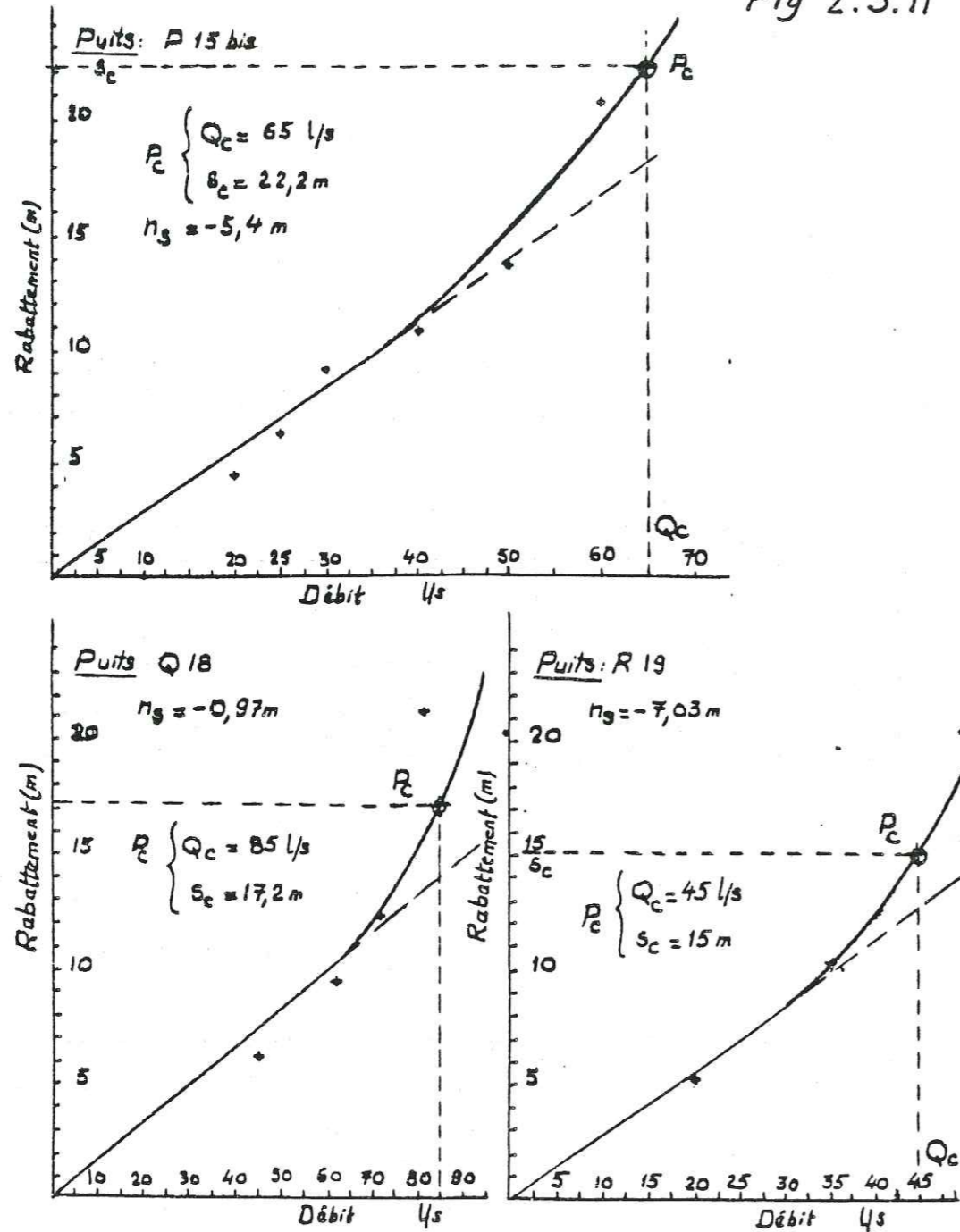
Evaluation des pertes de charge turbulentes.

Il est intéressant d'évaluer les pertes de charge turbulentes pour chaque puits, afin d'estimer la qualité de l'exécution, du développement et de l'équipement de ces ouvrages.

Les pertes de charge linéaires s'expriment par la relation $s=BQ$ et le graphe représentatif est une droite passant par l'origine. C'est le cas pour la plupart de nos puits pour de faibles débits.

Les pertes de charge quadratiques (régime turbulent) sont de la forme $s=CQ^2$.

Fig 2.3.11



Le graphe représentatif du rabattement spécifique s/Q en fonction de Q serait une droite de pente C .

En fait les pertes de charge turbulentes ne sont pas toujours quadratiques. Elles s'expriment par $s = CQ^n$ n étant en général supérieur à 2.

En calculant les rabattements spécifiques pour chaque puits, nous pouvons avoir une idée de l'évaluation des pertes de charge turbulentes en fonction de Q et donc en déduire la valeur de l'exposant n .

TABLEAU N° 2.3.4.

n°	$Q = 20 \text{ l/s}$ $s = 8,11 \text{ m}$ $s/Q = 0,406$	$Q = 30 \text{ l/s}$ $s = 10,05 \text{ m}$ $s/Q = 0,335$	$Q = 35 \text{ l/s}$ $s = 9,54 \text{ m}$ $s/Q = 0,273$	$Q = 50 \text{ l/s}$ $s = 22,05 \text{ m}$ $s/Q = 0,441$	
n°	$Q = 31 \text{ l/s}$ $s = 0,22 \text{ m}$ $s/Q = 0,265$	$Q = 35 \text{ l/s}$ $s = 12,43 \text{ m}$ $s/Q = 0,355$	$Q = 42 \text{ l/s}$ $s = 16,53 \text{ m}$ $s/Q = 0,394$	$Q = 50 \text{ l/s}$ $s = 16,76 \text{ m}$ $s/Q = 0,376$	$Q = 60 \text{ l/s}$ $s = 23,9 \text{ m}$ $s/Q = 0,398$
n°	$Q = 55 \text{ l/s}$ $s = 4,36 \text{ m}$ $s/Q = 0,0793$	$Q = 65 \text{ l/s}$ $s = 5,88 \text{ m}$ $s/Q = 0,0905$	$Q = 75 \text{ l/s}$ $s = 7,02 \text{ m}$ $s/Q = 0,0936$	$Q = 80 \text{ l/s}$ $s = 7,98 \text{ m}$ $s/Q = 0,0998$	
n°	$Q = 35 \text{ l/s}$ $s = 11,56 \text{ m}$ $s/Q = 0,330$	$Q = 45 \text{ l/s}$ $s = 15,48 \text{ m}$ $s/Q = 0,344$	$Q = 55 \text{ l/s}$ $s = 20,23 \text{ m}$ $s/Q = 0,368$	$Q = 65 \text{ l/s}$ $s = 27,84 \text{ m}$ $s/Q = 0,428$	$Q = 70 \text{ l/s}$ $s = 30,46 \text{ m}$ $s/Q = 0,435$
n°	$Q = 20 \text{ l/s}$ $s = 2,29 \text{ m}$ $s/Q = 0,115$	$Q = 40 \text{ l/s}$ $s = 4,95 \text{ m}$ $s/Q = 0,124$	$Q = 60 \text{ l/s}$ $s = 10,29 \text{ m}$ $s/Q = 0,172$	$Q = 70 \text{ l/s}$ $s = 13,86 \text{ m}$ $s/Q = 0,198$	
n°	$Q = 41 \text{ l/s}$ $s = 4,45 \text{ m}$ $s/Q = 0,109$	$Q = 51 \text{ l/s}$ $s = 5,47 \text{ m}$ $s/Q = 0,107$	$Q = 79,5 \text{ l/s}$ $s = 8,79 \text{ m}$ $s/Q = 0,111$	$Q = 100 \text{ l/s}$ $s = 11,46 \text{ m}$ $s/Q = 0,115$	$Q = 113 \text{ l/s}$ $s = 12,9 \text{ m}$ $s/Q = 0,114$
n°	$Q = 50 \text{ l/s}$ $s = 5,85 \text{ m}$ $s/Q = 0,117$	$Q = 80 \text{ l/s}$ $s = 9,88 \text{ m}$ $s/Q = 0,124$	$Q = 110 \text{ l/s}$ $s = 18,24 \text{ m}$ $s/Q = 0,166$		
n°	$Q = 20 \text{ l/s}$ $s = 2,17 \text{ m}$ $s/Q = 0,109$	$Q = 25 \text{ l/s}$ $s = 4,73 \text{ m}$ $s/Q = 0,189$	$Q = 31 \text{ l/s}$ $s = 6,86 \text{ m}$ $s/Q = 0,221$	$Q = 40 \text{ l/s}$ $s = 7,97 \text{ m}$ $s/Q = 0,199$	$Q = 50 \text{ l/s}$ $s = 9,75 \text{ m}$ $s/Q = 0,195$

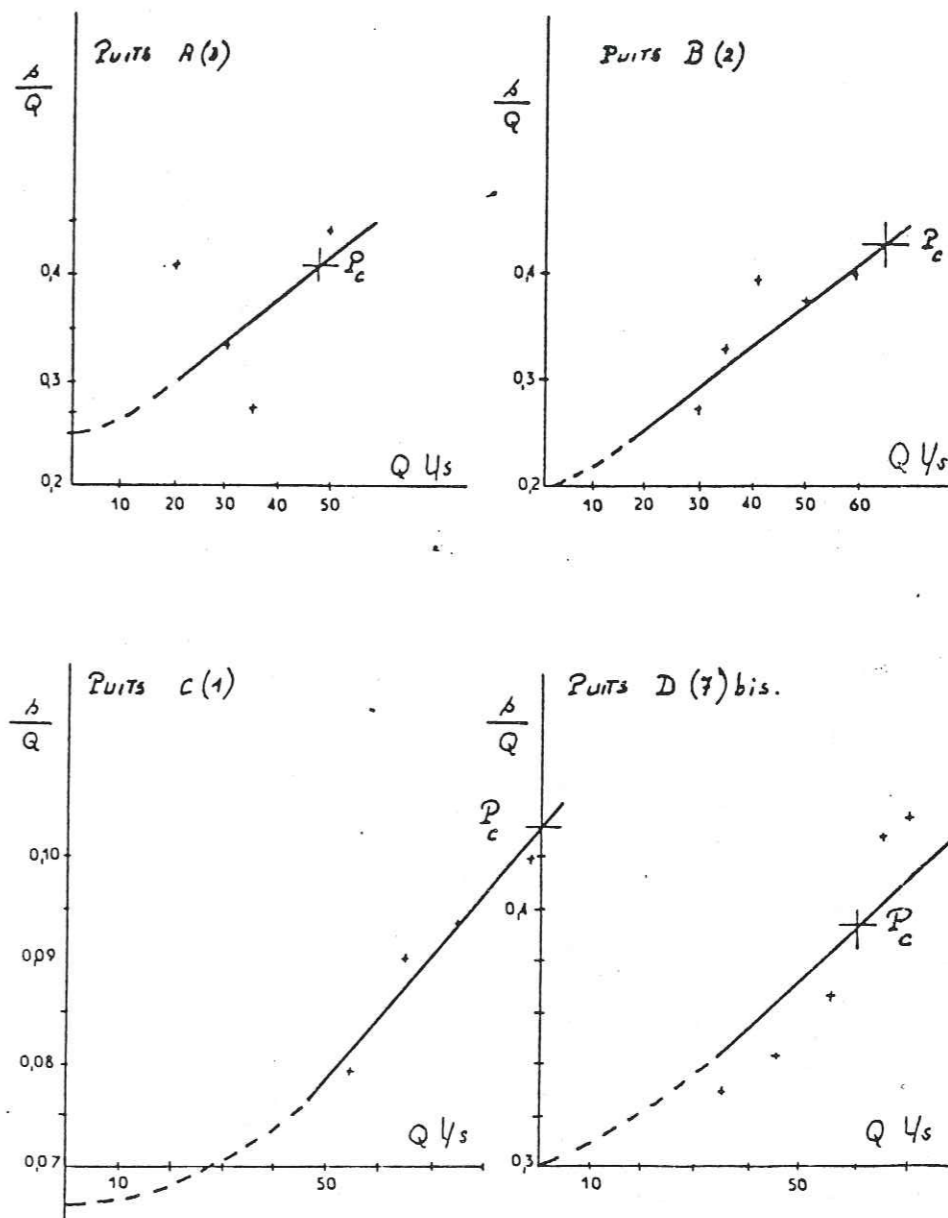
TABLEAU N° 2.3.4 (suite 2)

n° I11	Q = 24 l/s s = 17,4m s/Q = 0,727	Q = 27,5 l/s s = 23,4m s/Q = 0,851	Q = 31 l/s s = 28,04m s/Q = 0,905	Q = 34 l/s s = 31,2m s/Q = 0,918	Q = 39 l/s s = 43,3m s/Q = 1,11
n° J8	Q = 43 l/s s = 6,13m s/Q = 0,143	Q = 51 l/s s = 6,95m s/Q = 0,136	Q = 61 l/s s = 8,88m s/Q = 0,146	Q = 68 l/s s = 10,97m s/Q = 0,161	Q = 80 l/s s = 13,6m s/Q = 0,17
n° L13	Q = 20 l/s s = 1,5m s/Q = 0,075	Q = 50 l/s s = 4,9m s/Q = 0,098	Q = 80 l/s s = 9,45m s/Q = 0,118		
n° M12	Q = 30 l/s s = 2,62m s/Q = 0,0873	Q = 50 l/s s = 4,54m s/Q = 0,0908	Q = 80 l/s s = 9,62m s/Q = 0,120	Q = 100 l/s s = 15,76m s/Q = 0,158	
n° O16	Q = 17 l/s s = 7,20m s/Q = 0,424	Q = 25 l/s s = 13,1m s/Q = 0,524	Q = 30 l/s s = 16,5m s/Q = 0,55	Q = 35 l/s s = 20m s/Q = 0,571	Q = 40 l/s s = 23,3m s/Q = 0,583
n° P15 bis	Q = 20 l/s s = 4,46m s/Q = 0,223	Q = 30 l/s s = 9,01m s/Q = 0,30	Q = 40 l/s s = 10,93m s/Q = 0,273	Q = 50 l/s s = 13,65m s/Q = 0,273	Q = 60 l/s s = 20,84m s/Q = 0,347
n° Q18	Q = 45 l/s s = 6,10m s/Q = 0,136	Q = 60,9 l/s s = 9,42m s/Q = 0,155	Q = 70,8 l/s s = 12,11m s/Q = 0,171	Q = 80,6 l/s s = 14,9m s/Q = 0,185	Q = 98 l/s s = 20,15m s/Q = 0,206
n° R19 bis	Q = 20 l/s s = 5,33m s/Q = 0,267	Q = 35 l/s s = 10,12m s/Q = 0,289	Q = 50 l/s s = 20,44m s/Q = 0,409		

PUITS DU MAZAFRAN II

Fig 2.3.12/1.

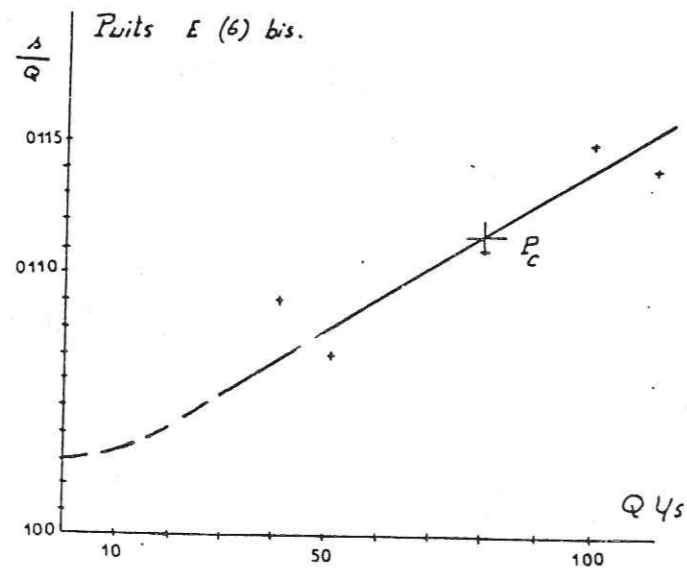
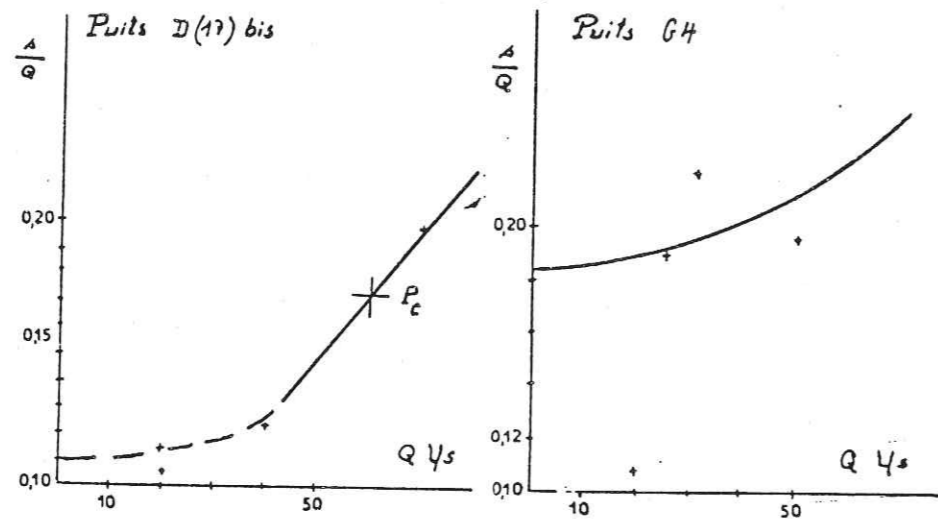
Courbes des rabattements spécifiques.



PUITS DU MAZAFRAN II

Fig. 2.3.12/2

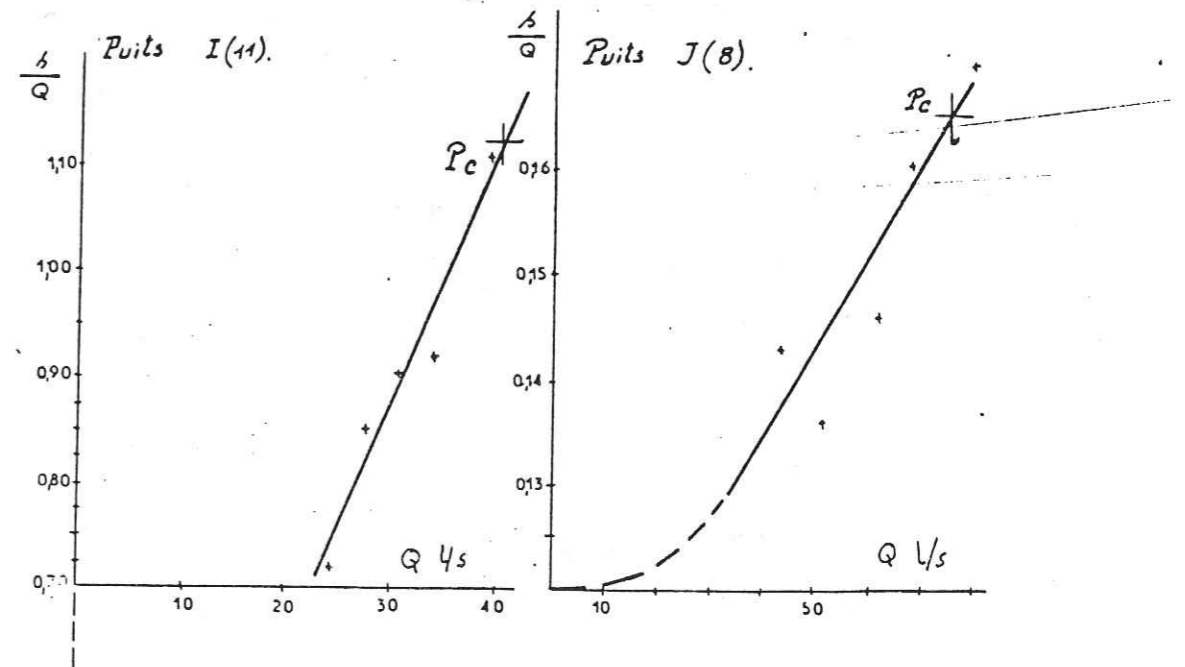
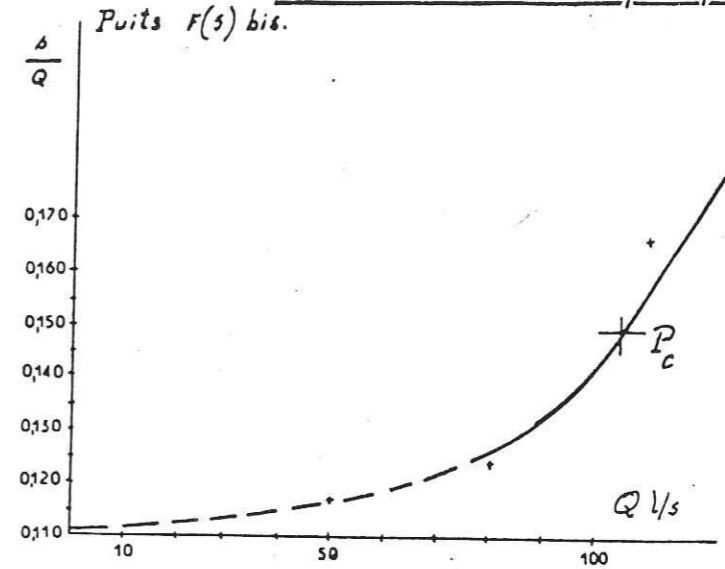
Courbes des rabattements Spécifiques



PUITS DU MAZAFRAN II

Fig. 2.3.12/3

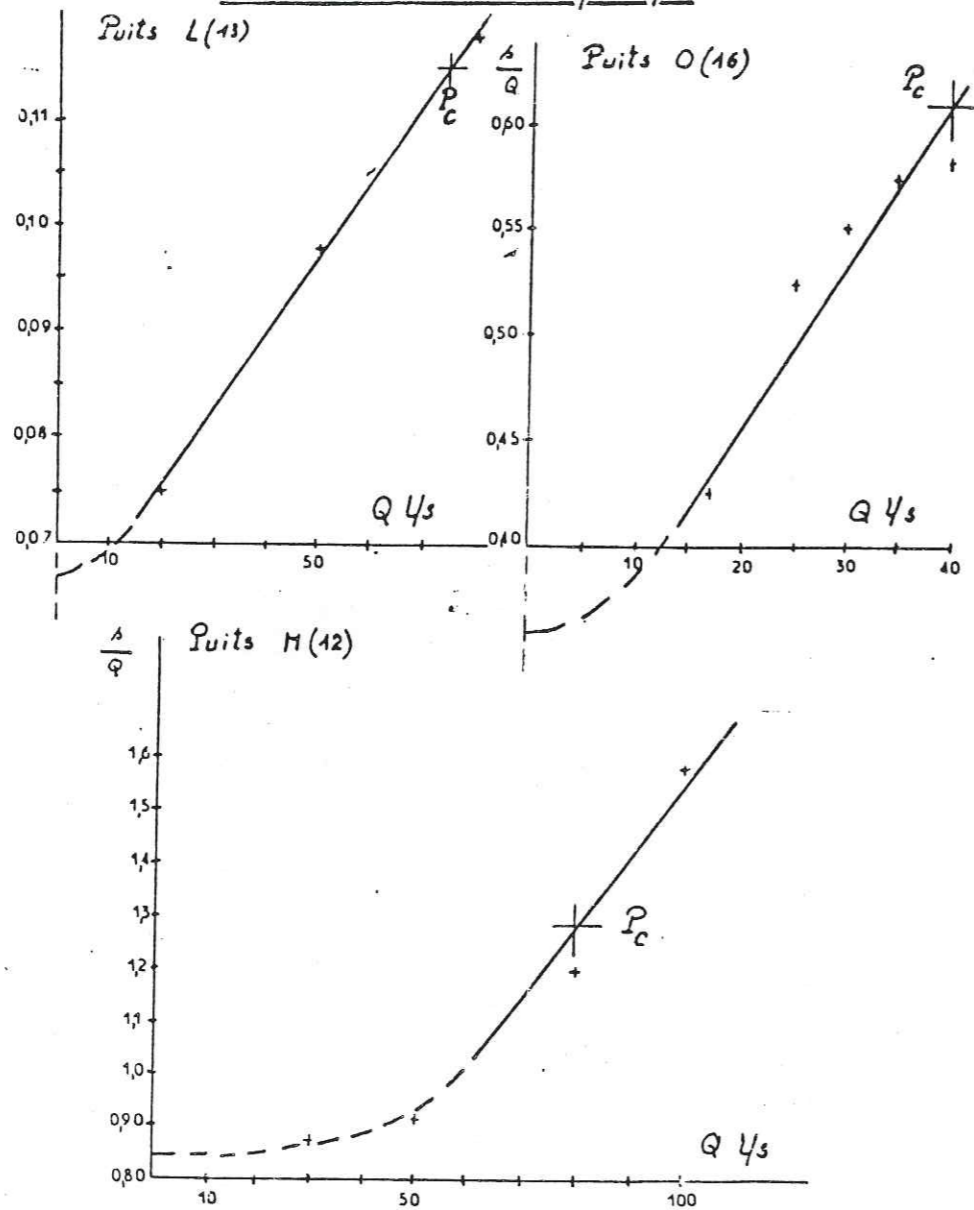
Courbes des rabattements spécifiques.



PUITS DU MAZAFRAN II

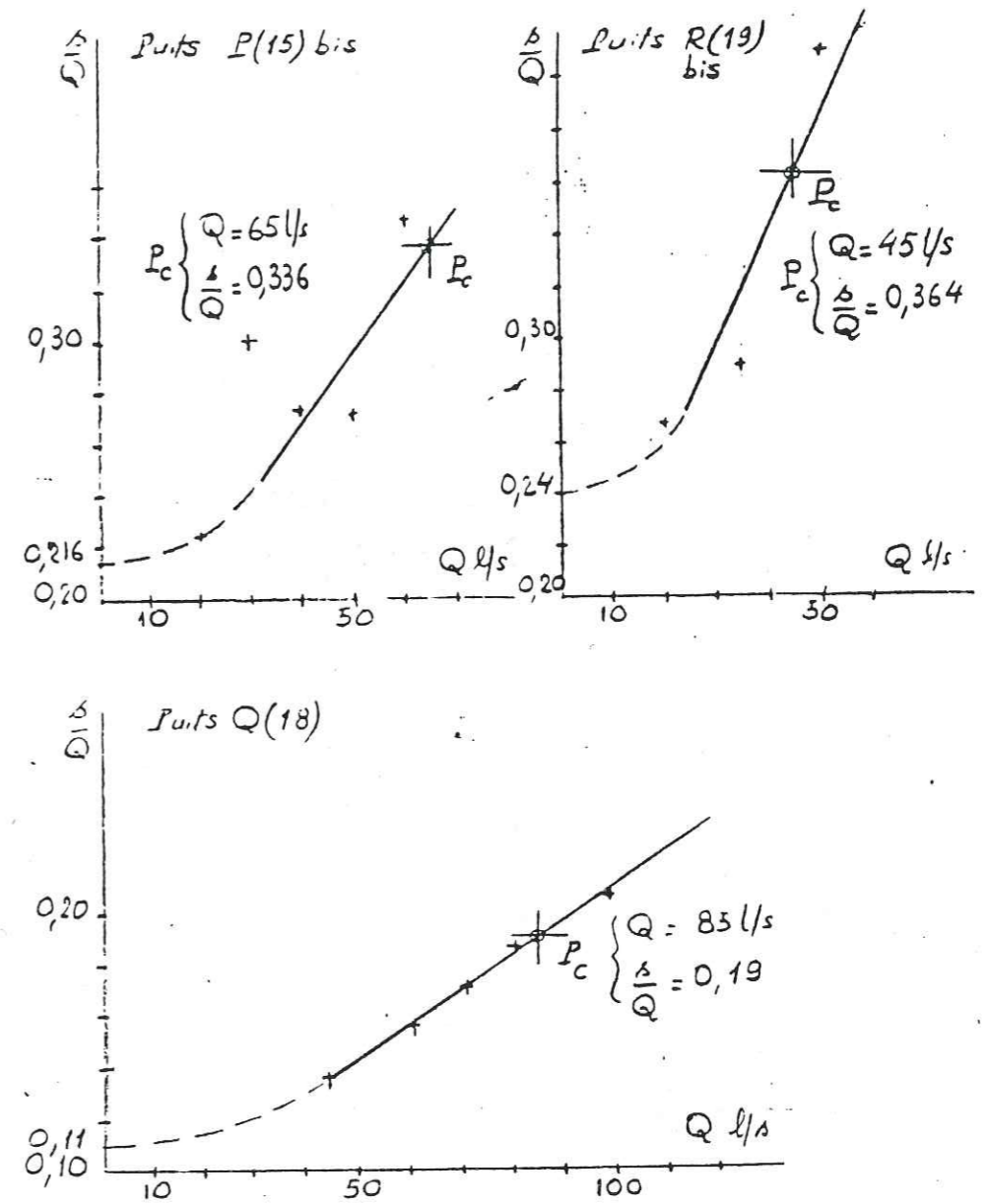
Fig. 2.3.12/4

Courbes des rabattements spécifiques



PUITS DU MAZAFRAN II

Fig. 2.3.12/5



Interprétation des courbes $\frac{s}{Q}$ (Q): rabattement spécifique en fonction du débit.

Les graphes tracés, portant les n° 2.3.01 à 2.3.05 révèlent une disparité plus ou moins grande des points représentatifs des valeurs tirées des mesures.

Nous avons tenté de faire passer les courbes représentatives entre les points afin d'effacer les irrégularités dues aux erreurs expérimentales. Pour l'évaluation du facteur B, nous prolongeons la droite obtenue pour la gamme des débits élevés par une courbe passant aussi près que possible du point représentatif de $\frac{s}{Q}$ pour le plus petit débit mesuré, courbe

qui s'infléchit progressivement pour couper l'axe des ordonnées perpendiculairement.

Nous obtenons ainsi:

Puits A (3) : B = 0,25 m/l/s. Au point de fonctionnement critique $\frac{s}{Q} = 0,41$ m/l/s pour Q = 47,4 l/s d'où C = 0,00337 m/l²/s² et s = 0,25 Q + 0,00337Q².

Puits B (2): B = 0,20 m/l/s. Au point critique s/Q=0,425 m/l/s pour Q= 65 l/s, d'où C= 0,00346 m/l²/s² et s= 0,2Q + 0,00346Q².

Puits C (1) bis: B = 0,065 m/l/s. Au point de fonctionnement critique $\frac{s}{Q} = 0,125$ m/l/s pour Q = 90 l/s d'où C = 0,000667 et s = 0,065 Q + 0,000667 Q²

Puits D(7)bis: B = 0,30 m/l/s. Au point de fonctionnement critique $\frac{s}{Q} = 0,395$ m/l/s pour Q = 60 l/s d'où C = 0,00158 m/l²/s² et s=0,3Q + 0,00158 Q²

Puits D(17)bis: B = 0,110 m/l/s. Au point de fonctionnement critique $\frac{s}{Q} = 0,172$ pour Q = 60 l/s d'où C= 0,00103 et s = 0,11 Q + 0,00103 Q².

Puits E (6)bis: B = 0,103 m/l/s. Au point de fonctionnement critique $\frac{s}{Q} = 0,1115$ pour Q = 80 l/s d'où C = 0,000106 et s = 0,103 Q + 0,000106 Q²

Puits F (5)bis: B = 0,110 m/l/s. Au point de fonctionnement critique $\frac{s}{Q} = 0,150$ pour Q = 105 l/s, d'où C=0,000381 et s=0,11 Q + 0,000381 Q²

Puits G (4): B = 0,18 m/l/s. Au point de fonctionnement critique $\frac{s}{Q} = 0,235$ m/l/s pour Q = 70 l/s d'où C=0,000786 m/l²/s² et s=0,18Q + 0,000786 Q²

Puits I (11): B =

Puits J (8): B = 0,12 m/l/s. Au point de fonctionnement critique: S/Q = 0,165 m/l/s pour Q= 75 l/s, d'où C=0,0006 m/l²/s² et s=0,12 Q + 0,0006 Q²

Puits L (13): B = 0,064 m/l/s. Au point de fonctionnement critique: S/Q = 0,115 pour Q = 75 l/s, d'où C=0,00063 m/l²/s² et s=0,064 Q + 0,00063 Q²

Puits M (12): B = 0,085 m/l/s. Au point de fonctionnement critique: S/Q = 0,128 m/l/s pour Q = 80 l/s, d'où C=0,000538 m/l²/s² et s=0,85 Q + 0,000538 Q²

Puits O(16): B = 0,36 m/l/s. Au point de fonctionnement critique: S/Q = 0,607 pour Q = 40 l/s d'où: C=0,00618 m/l²/s² et s = 0,36 Q + 0,00618 Q²

Puits P (15): B = 0,216 m/l/s. Au point de fonctionnement critique: $\frac{s}{Q} = 0,336$ pour Q = 65 l/s, d'où: C=0,00185 m/l²/s² et s=0,216 Q + 0,00185 Q²

Puits Q (18) : B = 0,110 m/l/s. Au point de fonctionnement critique: $\frac{s}{Q} = 0,190$ m/l/s pour Q = 85 l/s d'où: C=0,00094 m/l²/s² et s = 0,11Q + 0,00094 Q²

Puits R (19): B=0,24 m/l/s. Au point de fonctionnement critique: $\frac{s}{Q} = 0,364$ m/l/s pour Q = 45 l/s, d'où: C=0,00276 m/l²/s² et s= 0,24 Q + 0,00276 Q²

A partir de ces valeurs on peut déterminer le pourcentage des pertes de charge turbulentes par rapport aux pertes de charge totales (rabattement), et notamment au point de fonctionnement critique:

$$\frac{s - \frac{BQ}{s}}{s} = \frac{CQ^2}{s} \text{ au point critique}$$

On obtient les résultats suivants:

TABLÉAU N° 2.3.5.

N°	Rabattement critique	Débit Q_c	Q_c^2	CQ_c^2	Pourcentage des p.d.c turbulentes
A (3)	19,5 m	47,5 l/s	$2,26 \cdot 10^3 \text{ l}^2/\text{s}^2$	7,60 m	39 %
B (2)	24,2 m	65 l/s	$4,23 \cdot 10^3$	14,64 m	60,4 %
C (1)	9,30 m	90 l/s	$8,10 \cdot 10^3$	5,40 m	58,1 %
D (7)	13,6 m	60 l/s	$3,6 \cdot 10^3$	5,69m	41,8 %
D (17)	10,25 m	60 l/s	$3,6 \cdot 10^3$	3,71m	36,2 %
E (6)	11,4 m	100 l/s	$10 \cdot 10^3$	1,06m	10,3 %
F (5)	15,8 m	105 l/s	$11,03 \cdot 10^3$	4,20m	26,6 %
G (4)	98 m	80 l/s	$6,4 \cdot 10^3$	20,1m	71,8 %
J (8)	12,5 m	75 l/s	$5,63 \cdot 10^3$	3,38m	27 %
L (13)	8,6m	75 l/s	$5,63 \cdot 10^3$	3,83m	44,5%
H (12)	9m	80 l/s	$6,4 \cdot 10^3$	3,44m	38,3%
O (16)	22,5m	40 l/s	$1,6 \cdot 10^3$	9,89 m	44%
P (15)	22,2m	65 l/s	$4,23 \cdot 10^3$	7,82m	35,2%
Q (18)	17,2m	85 l/s	$7,23 \cdot 10^3$	6,79m	39,5%
R (19)	15m	45 l/s	$2,03 \cdot 10^3$	5,59m	37,3%

Il ressort de ces résultats que les débits critiques choisis pour certains puits sont exagérés, le pourcentage des pertes de charge turbulentes étant trop élevé, ce qui risquerait à terme de provoquer une destruction de l'ouvrage. Le cas se pose plus particulièrement pour B (2): 60,4%, pour C (1): 58,1% et pour G: 72%.

Il y a lieu par conséquent pour ces puits là de revoir la position du point de fonctionnement critique.

Ainsi, pour B (2), avec $Q = 50 \text{ l/s}$, on aboutirait à

$$s = 0,2 \times 50 + 0,00346 \times 2500 = 10\text{m} + 8,65\text{m} = 18,65 \text{ m,}$$

soit un pourcentage de 46,4%, ce qui est encore assez élevé mais acceptable.

Pour C (1), un débit de 80 l/s conduirait à

$$s = 0,065 \times 80 + 0,000667 \times 6400 = 5,2\text{m} + 4,27\text{m} = 9,47\text{m,}$$

soit un pourcentage de 45%.

Pour G (4), un débit de 70 l/s donnerait :

$$s = 0,1 \times 70 + 0,00314 \times 4900 = 7\text{m} + 15,386\text{m} = 22,38\text{m,}$$

soit un pourcentage de 68,7%, encore trop élevé.

Le débit limite ne devrait pas dépasser 45 l/s, pour lequel ce pourcentage serait de l'ordre de 58,6%, ce qui est encore assez élevé. Le rabattement total pour ce débit serait alors de 10,9m.

27 AOÛT 2003

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
 MAISON DES GEOSCIENCES
 DOCUMENTATION
 B.P. 53
 F. 38041 GRENOBLE CEDEX
 Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
 Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr

2.3.3. POMPAGES D'ESSAI DE LONGUE DUREE

2.3.3.1. INTERPRETATION DES POMPAGES D'ESSAI

Les courbes de variation du niveau en fonction du temps sont tracées :

- a) - en coordonnées semi-logarithmiques, niveaux (ou rabattements) en ordonnée, temps en abscisses graduées logarithmiquement; ceci pour les graphes n° 2.3.1 à 2.3.28. On trace les droites ou portions de droites (dans les cas où se produit des décalages brusques de niveaux) tangentes : aux points de mesure et on applique la méthode de Cooper-Jacob.
- b) - en coordonnées doubles-logarithmiques, rabattement en ordonnée, temps en minutes. Les courbes de Theis et de Hantush-Walton ont été tracées sur une grande feuille graduée avec les mêmes modules logarithmiques, ce qui permet d'opérer la comparaison des courbes obtenues pour les forages avec la courbe-type de Theis, par transparence et d'en évaluer les volumes de $W(u)$ et de u , permettant d'en déduire les valeurs de la transmissivité T .

Le seul forage pour lequel des mesures correctes de variation du niveau dans les piézomètres voisins ont été réussies est le N14 bis, ce qui permet d'en déduire la valeur du coefficient d'emmagasinement S .

Pour les autres forages, l'application de la relation :

$$S = \frac{4 \cdot T \cdot t \cdot u}{r^2}$$

pour r = rayon du puits, en supposant un piézomètre à cette distance r de l'axe du puits ne donne guère de résultat probant. Il est d'ailleurs admis que le niveau de l'eau au bord du puits est mal défini, la couche de gravier additionnel autour du puits étant du reste irrégulière vers l'extérieur du forage, les limites du sol ne se présentant pas sous forme d'un cylindre parfait. Les hypothèses simplificatrices de la théorie de la diffusion appliquée au cas des puits ne s'accordent d'autre part pas avec la complexité des phénomènes qui apparaissent au bord des parois irrégulières.

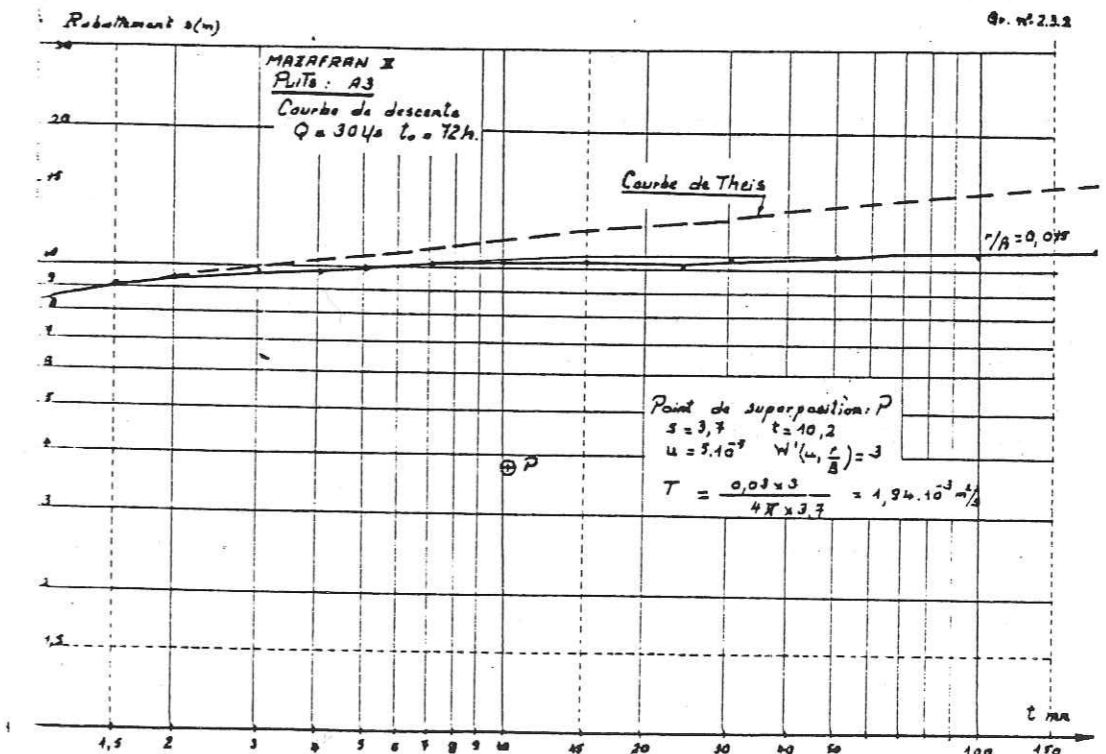
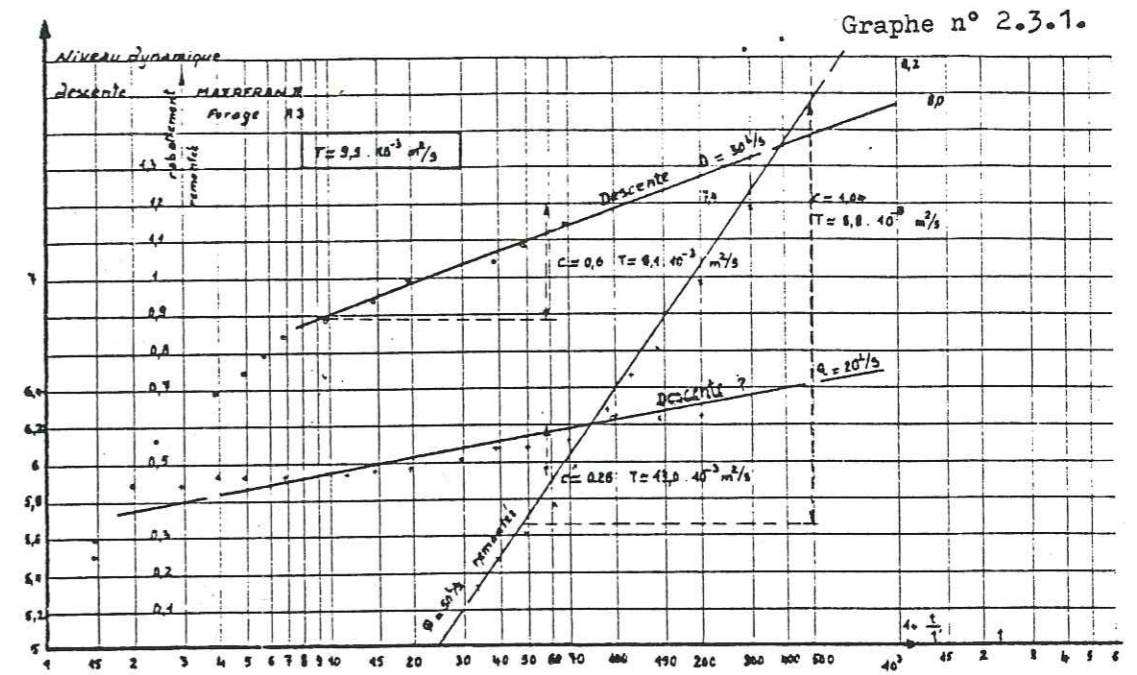
Les graphes qui ont servi à la détermination de T et S par comparaison avec la courbe-type de Theis portant les n° 2.3.2. à 2.3.29

c) La variation de la méthode de Cooper-Jacob, dite méthode de Chow a été appliquée pour le puits N14 bis, pour les mêmes raisons que ci-dessus.

Puits n° C1 bis :

Les mesures de niveau prises au cours du pompage d'essai ne permettent pas de tracer des courbes pouvant mener à des calculs satisfaisants. Aussi avons-nous jugé préférable de ne pas tracer les courbes de descente et remontée, très irrégulières et fort confuses. Des variations de débit au cours de l'essai et sans doute aussi l'influence de forages voisins en exploitation de façon discontinue (irrigation) peuvent expliquer ces irrégularités. Néanmoins une vague courbe de remontée a été tracée dans la mesure du possible, permettant d'évaluer le coefficient T à une valeur comprise entre 10 et 50. 10^{-3} m²/s.

MAZAFRAN 2. Puits A(3)



MAZAFRAN II

Gr. n° 2.3.3.

PUITS N° A3

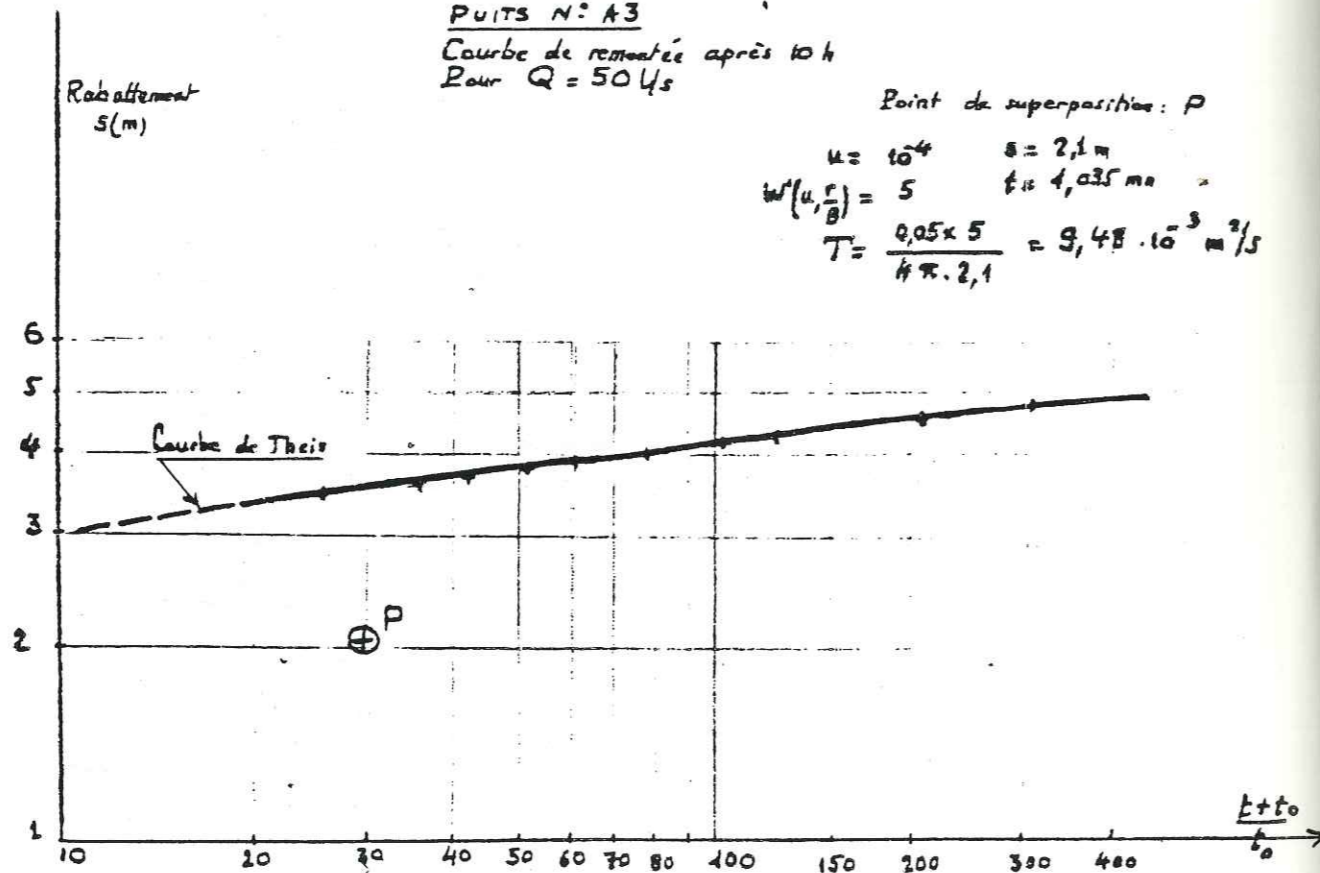
Courbe de remontée après 10 h
Pour $Q = 50 \text{ l/s}$

Point de superposition: P

$$u = 10^{-4} \quad s = 2,1 \text{ m}$$

$$w(u, \frac{r}{B}) = 5 \quad t = 4,035 \text{ mn}$$

$$T = \frac{0,05 \times 5}{4 \pi \cdot 2,1} = 9,48 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$



Puits n° E2

Le cas est identique à celui du puits précédent C1 bis. Le coefficient T a été évalué à $5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ environ

Puits A3

Les courbes tracées en coordonnées semi-logarithmiques concernent:

- L'essai de longue durée (72h) à 30 l/s en descente ;
- L'essai de palier (10H) à 20 l/s en descente ;
- La courbe de remontée après palier (10H) à 50 l/s

Les valeurs trouvées pour T sont respectivement de $9,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$; $13 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ et $8,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

La courbe de descente en coordonnées bilogarithmiques pour 30 l/s ne coïncide pas avec la courbe-type de Theis. Elle semble se confondre avec une courbe de Hantush-Walton pour $\frac{r}{B} = 0,015$ et les calculs donnent pour T la valeur de $1,94 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$

La courbe de remontée en coordonnées bilogarithmiques pour $Q = 50 \text{ l/s}$ se confond avec la courbe de Theis sur le tronçon pour lequel elle a été tracée. Elle donne pour T la valeur de $9,48 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, ce qui semble en accord avec le résultat trouvé par la méthode de C-Jacob.

La valeur précédente ($1,94 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$) trouvée pour la descente à 30 l/s s'écarte fort de toutes les valeurs trouvées par ailleurs. Cela provient sans aucun doute de l'imprécision de la courbe, presque horizontale, due à la trop faible variation du niveau, et par suite du rabattement évalué avec imprécision du fait de l'artésianité du puits.

Nous concluons par conséquent que la valeur correcte pour T soit comprise entre 8 et $10 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, soit une moyenne adoptée de $9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

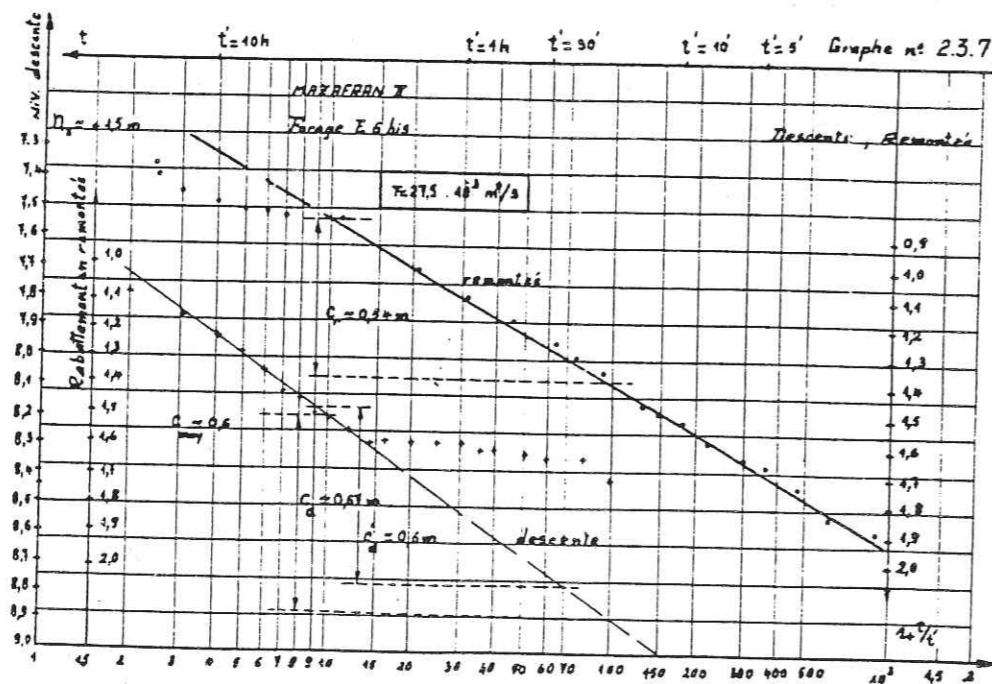
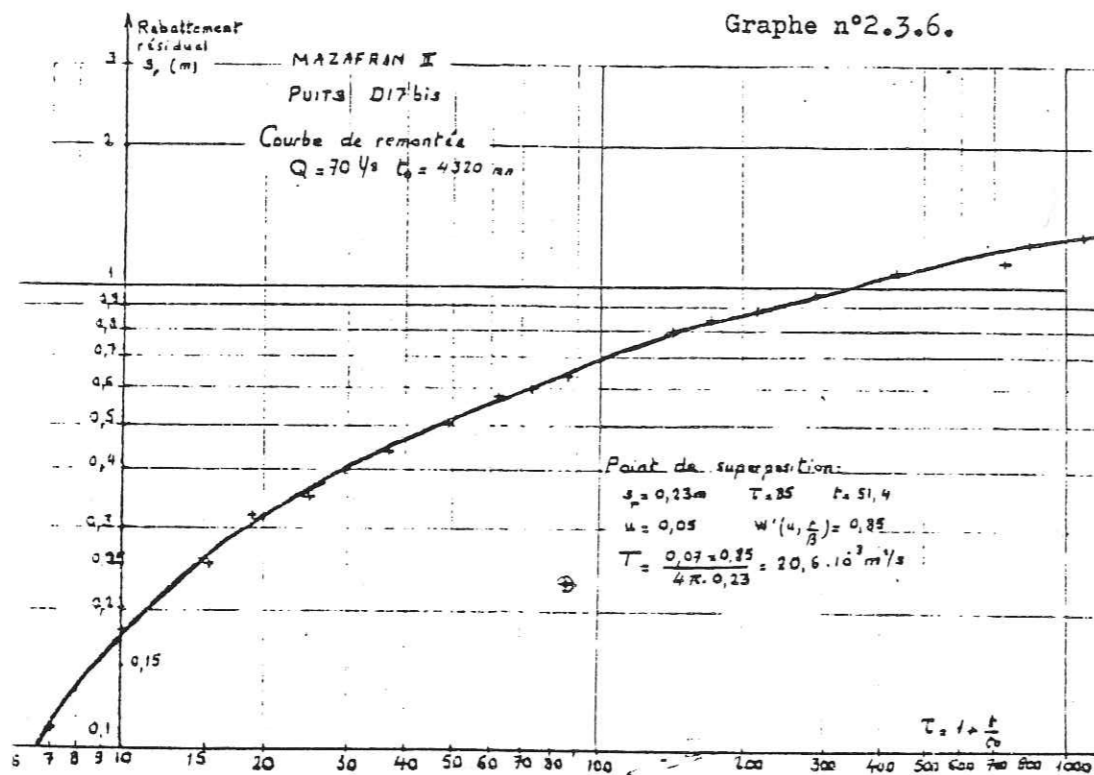
Puits G4 bis

La courbe de descente en coordonnées semi-logarithmiques se présente sous la forme de deux droites de pentes un peu différentes se recoupant vers la 100^{ème} minute : le puits s'est développé au cours de l'essai. Au cours de la remontée, les points de mesure s'alignent bien selon une droite dont la pente donne pour T la valeur de $3,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

Les valeurs obtenues pour la descente sont respectivement de $8,48 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ au début, puis $4,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ après l'amélioration du développement.

.../..

MAZAFRAN 2. Puits D(17)bis et E(6)bis



La première donne une pente faible et un coefficient T de l'ordre de $13,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

La seconde présente deux droites de pente sensiblement égale mais décalées vers la 60ème minute.

Ce décalage est dû soit à une brusque variation de débit, soit à la remise en fonctionnement de pompes agricoles voisins. La brusque chute du niveau n'est cependant pas importante, une vingtaine de cm tout au plus et ne modifie guère la valeur de T calculée, soit $6,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ pour le début de l'essai, $7,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ après la 60ème minute.

En coordonnées bilog la courbe tracée est peu intéressante et nous n'avons pas jugé bon de la représenter.

On peut adopter pour valeur finale de T la quantité moyenne de $7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, les mesures de remontée n'ayant par ailleurs pas été fournies.

Puits J8

La courbe de descente étant très irrégulière et difficilement interprétable, seules les courbes de remontée ont été représentées.

En coordonnées semi-log les points de mesure s'alignent correctement suivant une droite sur la majeure partie de l'essai et donnent pour T la valeur de $47,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

En début de remontée, les points de mesure s'alignent suivant une droite de pente différente donnant pour T la valeur de $23 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

En coordonnées bilog, les points de mesure en remontée donnent une courbe qui coïncide avec celle de Theis sur une partie, et semblent suivre la courbe de Hantush-Walton par $r/B = 0,10$. La valeur trouvée pour T est alors de $37,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, proche des $47,7$ obtenus précédemment. On peut conclure que la nappe y est légèrement semi-captive à cet endroit et que la valeur de T doit être de l'ordre de $40 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

Puits K9 bis

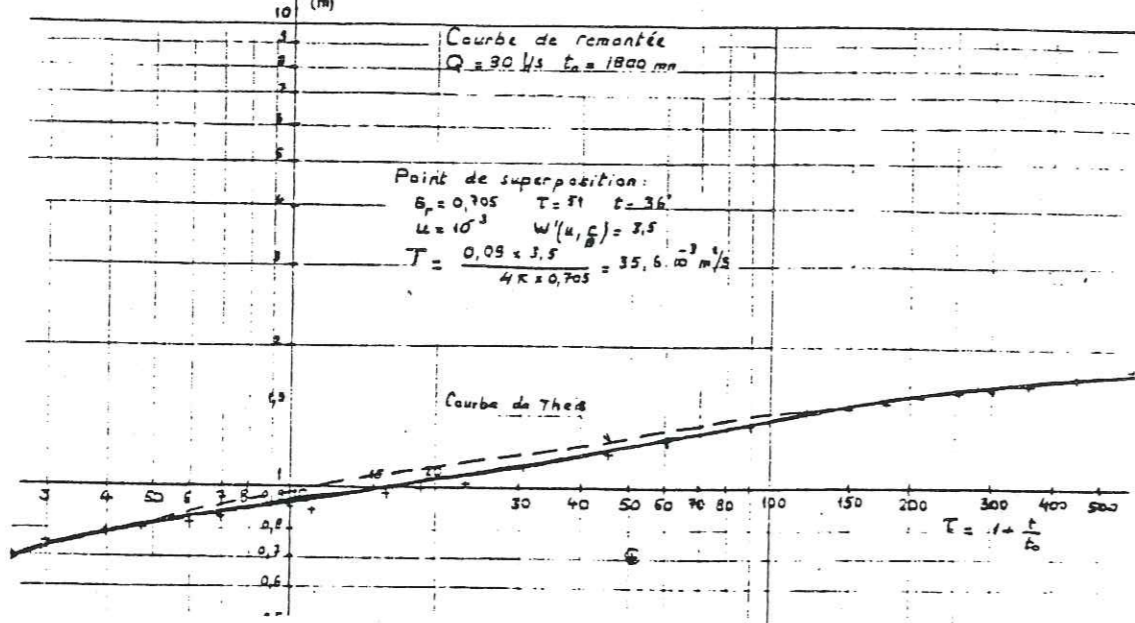
Il n'a pas été possible de disposer de points de mesure réalisés correctement pour tracer des courbes interprétables. Les seules valeurs correctes concernent les essais par paliers de courte durée. Aussi n'avons-nous pas jugé utile de les représenter. La valeur de T est évaluée à 34 à $77 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$. Nous adoptons la valeur moyenne de $55 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

Puits H10 bis

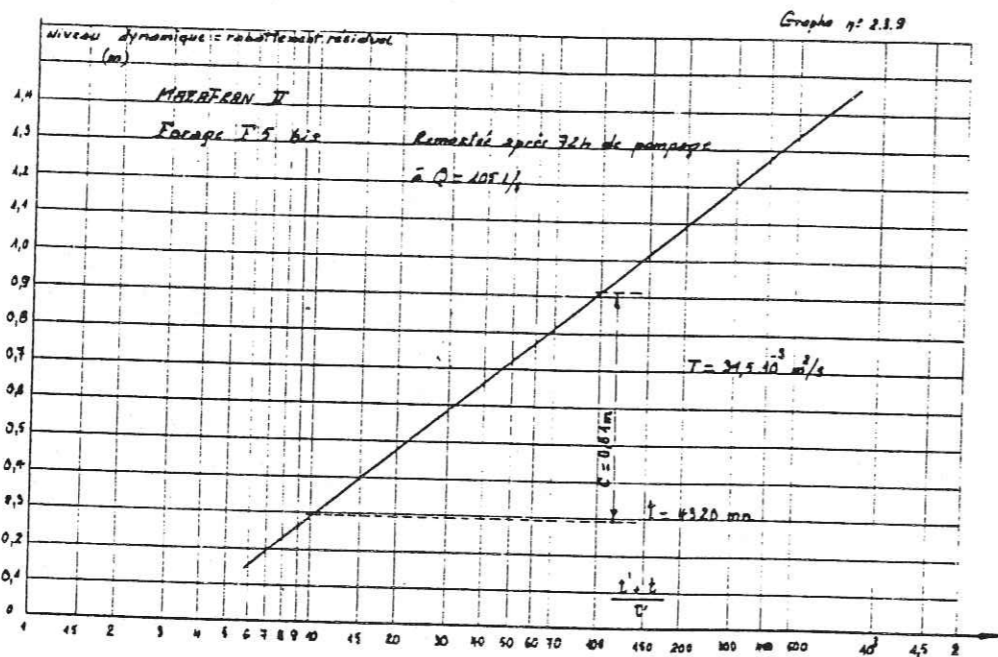
Le cas se pose identiquement au puits K9 bis précité

.../..

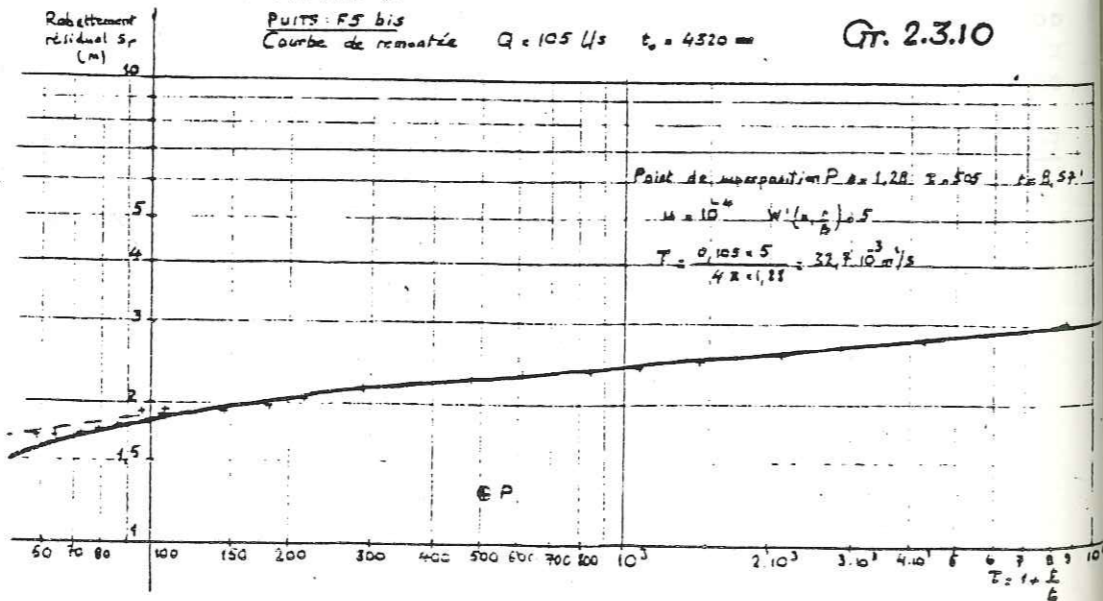
MAZAFRAN II Puits E(6)-bis Graphe 2.3.8.



MAZAFRAN 2. Puits E(6)bis et F(5)bis

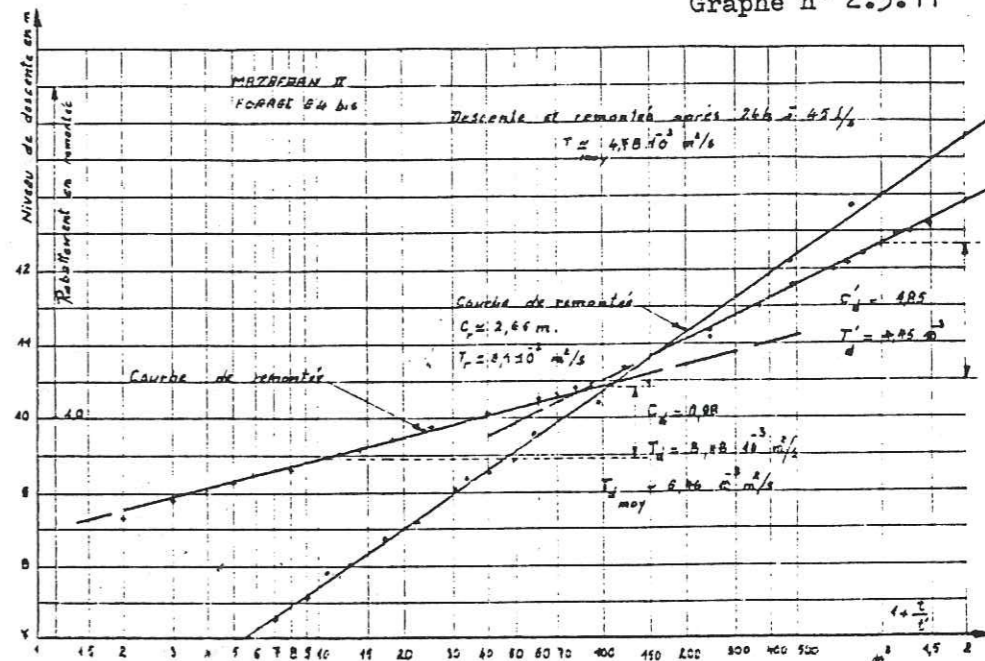


MAZAFRAN II Puits F5 bis Gr. 2.3.10

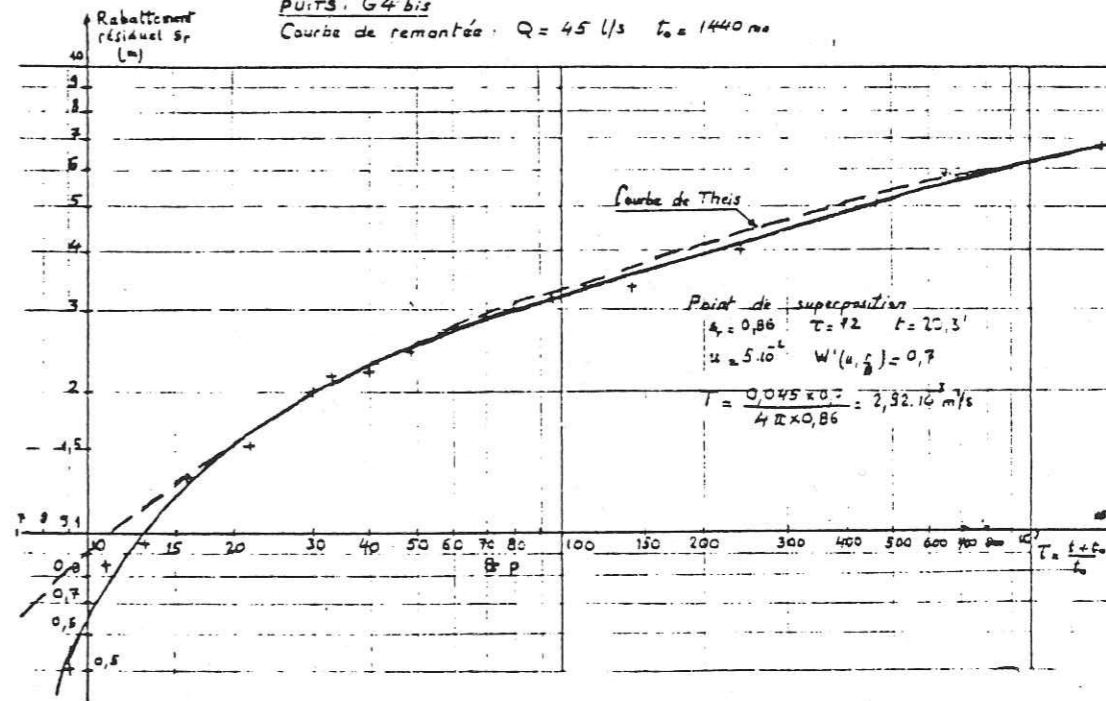


MAZAFRAN 2. Puits G(4)bis

Graphe n° 2.3.11



MAZAFRAN II Puits G4 bis Graphe n° 2.3.12



Puits I.11

Les mesures prises au cours de la descente sont particulièrement discordantes et irrégulières, aussi n'avons-nous pas jugé utile de les représenter, l'essai de descente ayant été perturbé. On peut estimer la valeur de T à 1.10^{-3} m²/s, valeur assez grossière du reste.

En remontée les mesures ont été impossibles à réaliser, le puits devenant rapidement artérien dès que cesse le pompage.

Puits H.12

En coordonnées semi-log, les points de mesure en descente s'alignent bien suivant une droite après la 30^{ème} minute, donnant pour T la valeur de $3,6.10^{-2}$ m²/s. La droite de remontée donne une valeur sensiblement égale de 4.10^{-2} m²/s.

En coordonnées bilog, la courbe tracée coïncide correctement avec celle de Theis sur la majeure partie et semble s'en écarter légèrement au bout de 6 à 7 heures pour suivre une courbe de Hantush-Walton correspondant à $r = 0,12$. La valeur trouvée pour T est de $30,97.10^{-3}$ m²/s.

On peut en conclure que la nappe y est légèrement semi-captive et que la valeur réelle de T soit de l'ordre de 35.10^{-3} m²/s.

Puits L13

Les points de mesure en descente ont été représentés pour un pompage de 80 l/s.

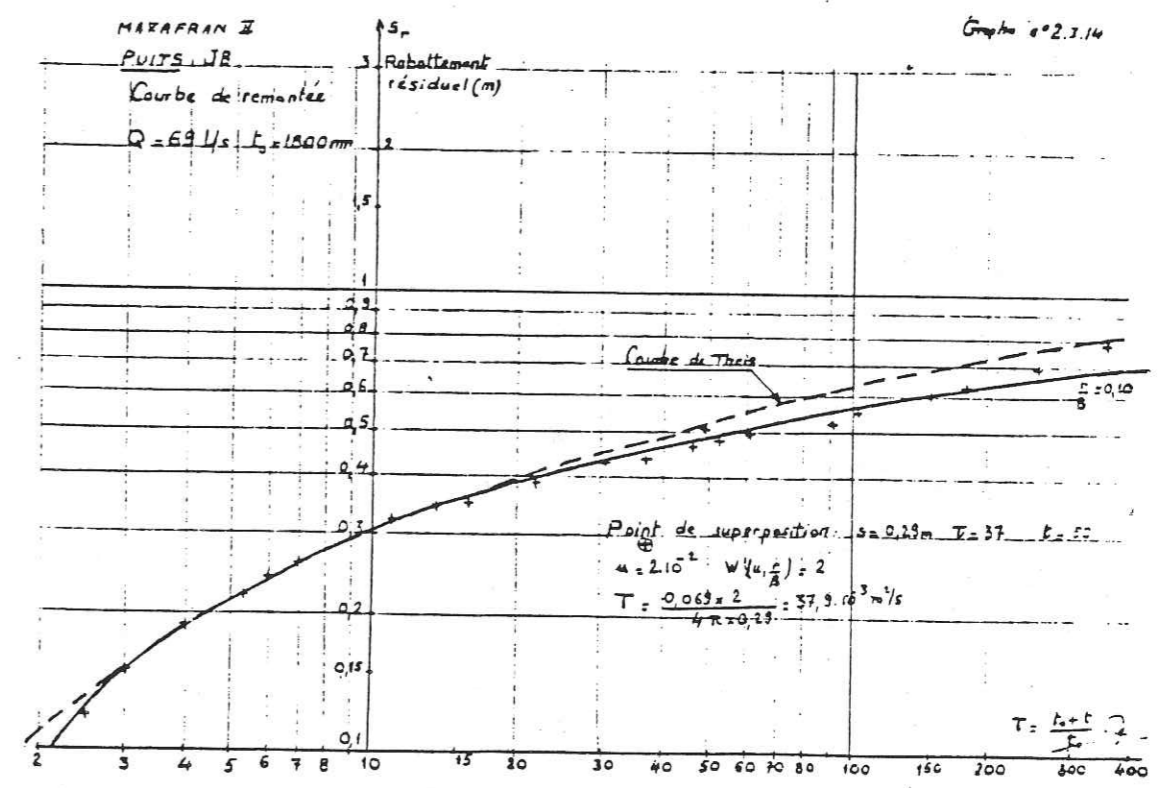
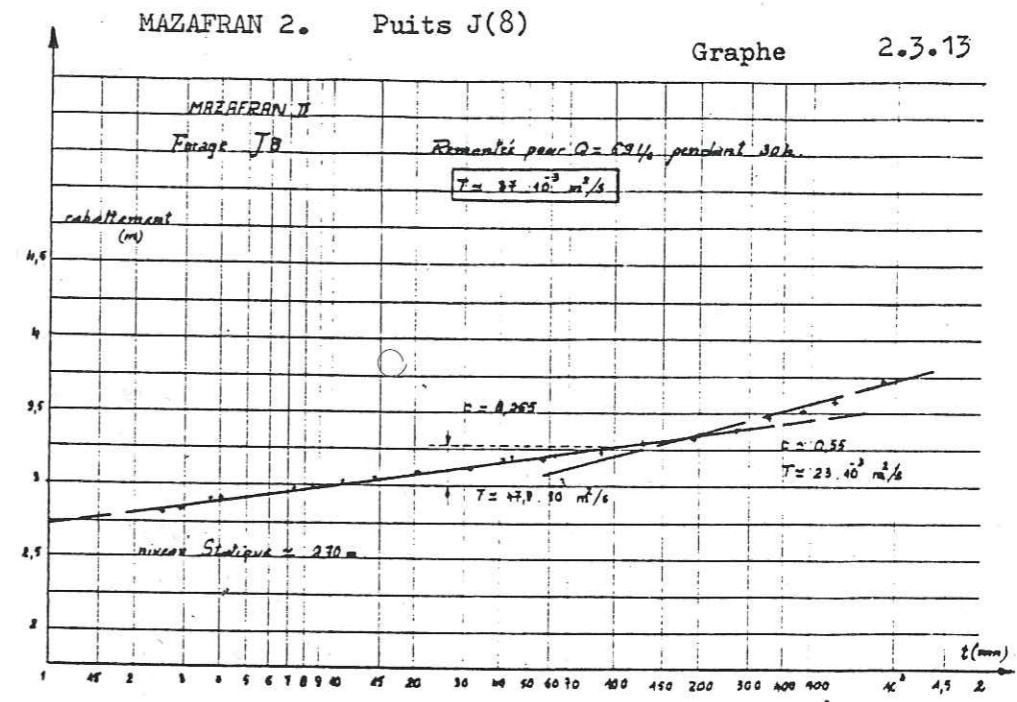
En coordonnées semi-log, ils s'alignent assez correctement suivant une droite, surtout après la 30^{ème} minute. La valeur trouvée pour T est de $24,4.10^{-3}$ m²/s.

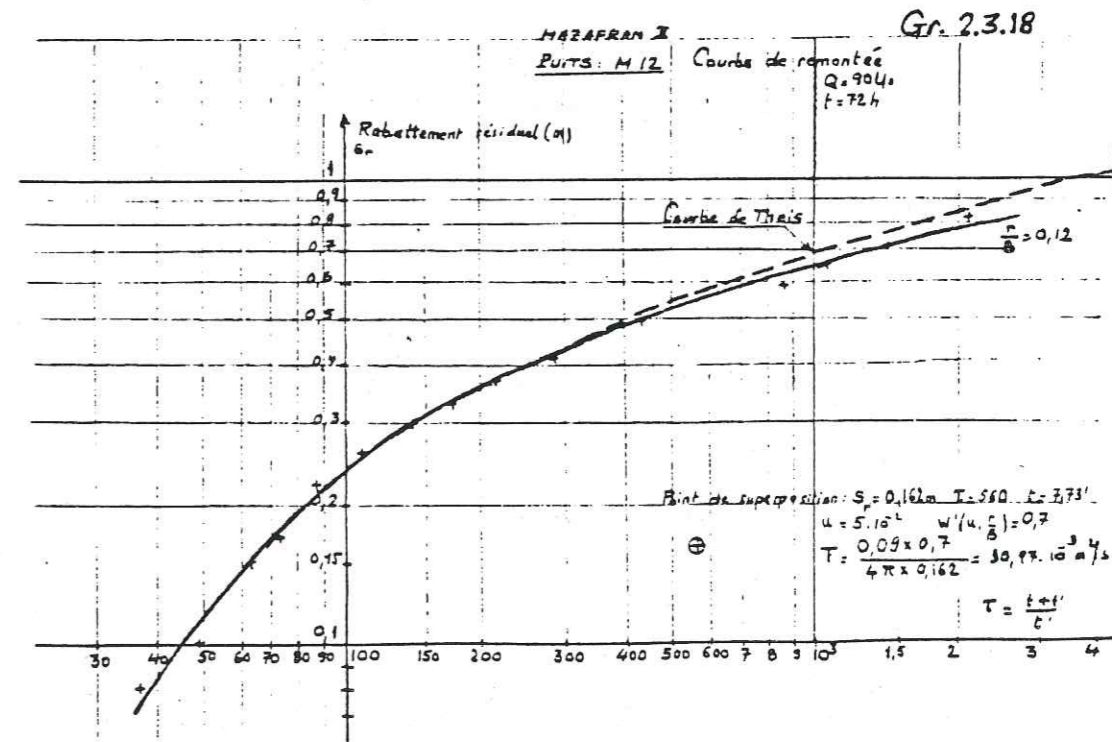
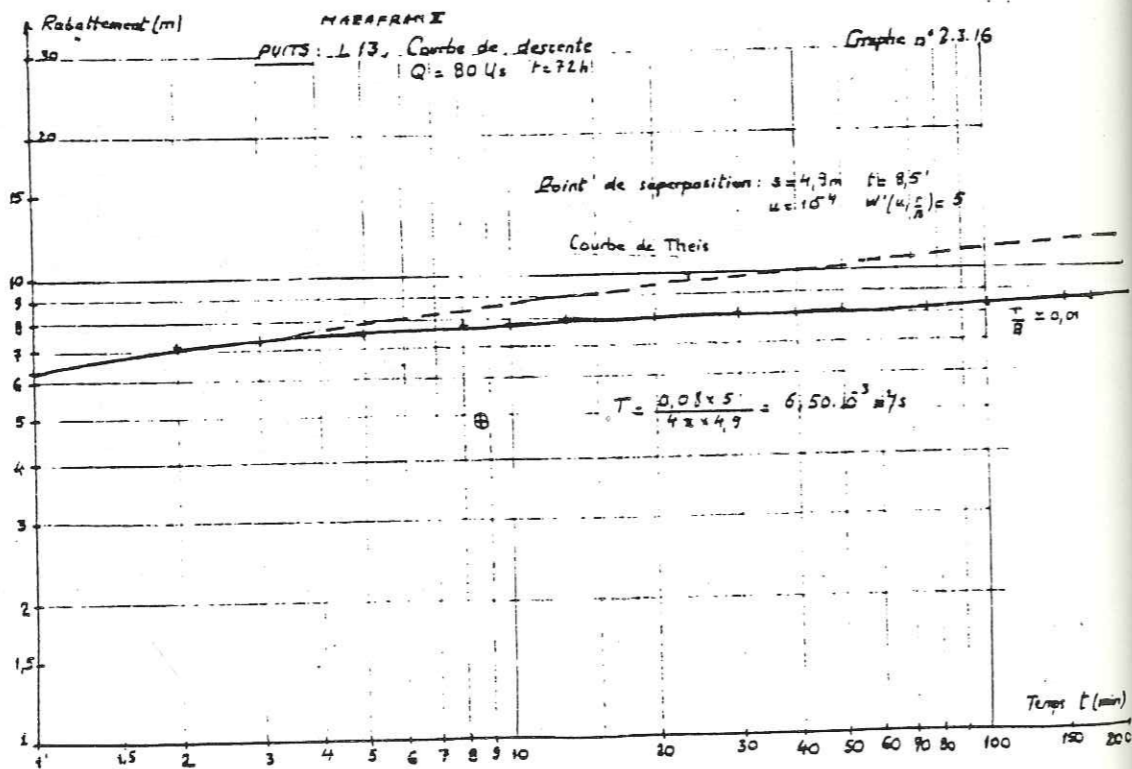
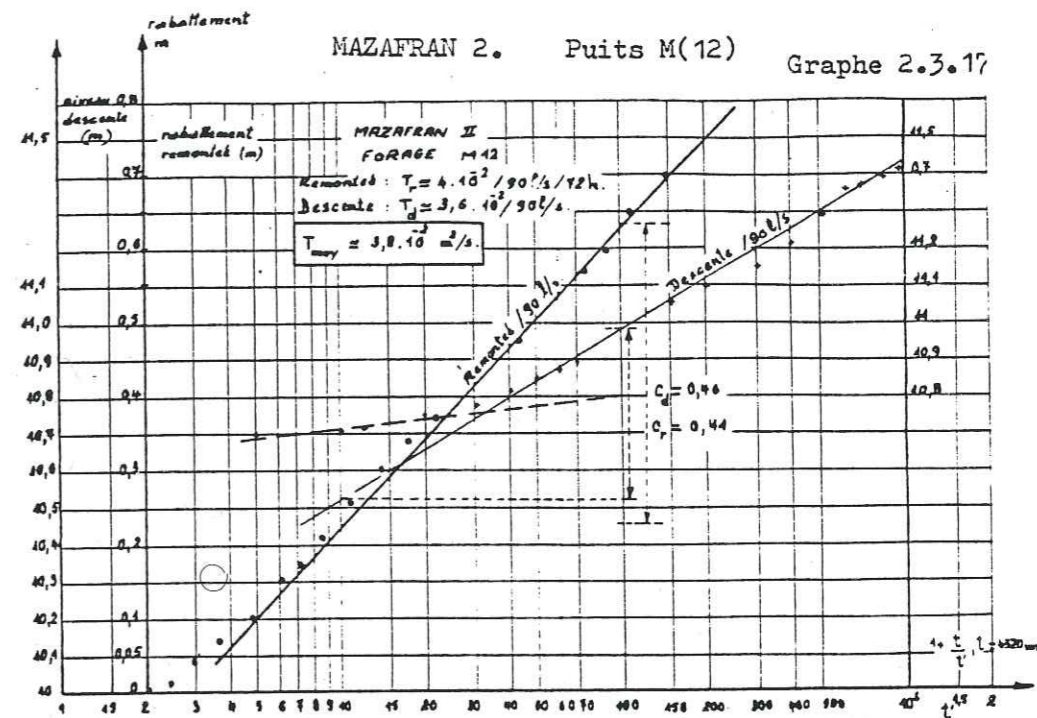
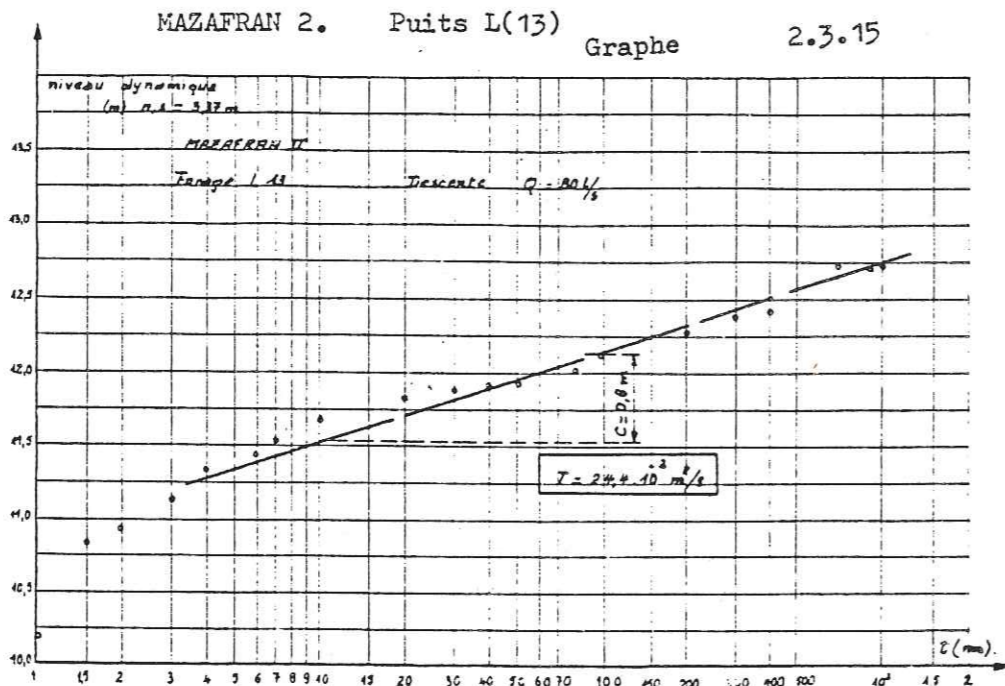
En coordonnées bilog, la courbe trouvée s'écarte sensiblement de la courbe de Theis, pour suivre une courbe de Hantush-Walton dont $r = 0,01$ environ. La valeur trouvée pour T est de $6,5.10^{-3}$ m²/s. Cette valeur s'écarte sensiblement des $24,4.10^{-3}$ m²/s trouvés précédemment. Il convient de noter toutefois que par la méthode de Theis l'évaluation de T est fort imprécise, la courbe s'écartant peu de l'horizontale, la superposition des courbes n'étant pas aisée à déterminer.

Nous pouvons conclure que la nappe est semi-captive et que T soit de l'ordre de 20.10^{-3} m²/s

Puits N14

C'est le puits pour lequel nous avons les mesures les plus complètes, vu que la variation de niveau a été observée sur deux piézomètres situées respectivement à une distance de 60 et 800 m, dénommés P14 et P15.





En coordonnées semi-logarithmiques nous avons représenté les points de mesure en descente à 83 l/s qui s'alignent suivant une droite donnant pour T la valeur de $75 \cdot 10^{-3}$ m²/s et pour S la valeur de $2,8 \cdot 10^{-3}$.

En coordonnées bilog, nous avons représenté les points de mesure du niveau en descente dans les deux piézomètres.

Pour le piézomètre P14, la courbe obtenue coïncide plus ou moins avec celle de Theis, surtout après la 100^{ème} minute.

Nous en déduisons pour T la valeur de $92,64 \cdot 10^{-3}$ m²/s et pour S la valeur de $1,24 \cdot 10^{-3}$. Par contre pour le piézomètre P15, trop éloigné, la courbe de Theis s'éloigne sensiblement de la courbe de mesure laquelle donne les valeurs de $35 \cdot 10^{-3}$ m²/s et $0,98 \cdot 10^{-3}$ pour T et S. Il y a donc diminution latérale de la transmissivité.

La méthode de Chow, appliquée au piézomètre P14 nous donne les valeurs de $85,3 \cdot 10^{-3}$ m²/s et $3,87 \cdot 10^{-3}$ respectivement pour T et S. Ces valeurs se rapprochent de celles déterminées par la méthode de Cooper-Jacob pour P14.

En conclusion, nous pouvons adopter pour valeurs définitives :

- Pour T : $80 \cdot 10^{-3}$ m²/s, au voisinage du puits ;
- Pour S : $3 \cdot 10^{-3}$

Puits 15 bis

En raison de légères variations de débit, la courbe de descente se présente sous forme de trois tronçons de droite, de pente identique, mais légèrement décalées l'une par rapport à l'autre. On trouve $23,1 \cdot 10^{-3}$ m²/s.

La courbe de remontée, plus régulière, a été tracée en coordonnées semi-log. et en coordonnées bilog. Dans le premier cas, on trouve pour T la valeur de $18,9 \cdot 10^{-3}$ m²/s.

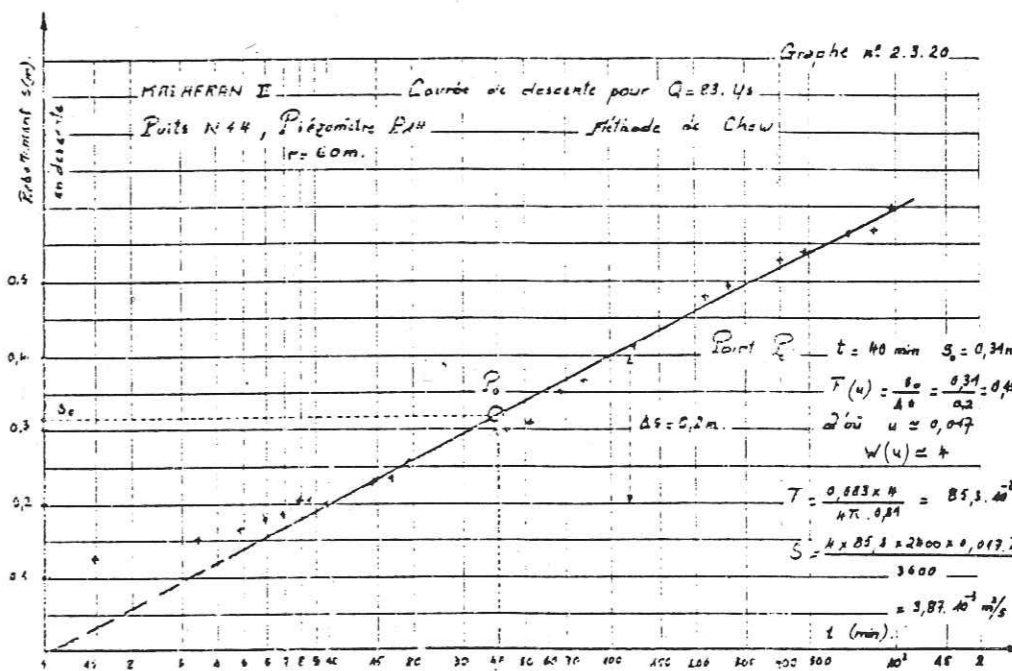
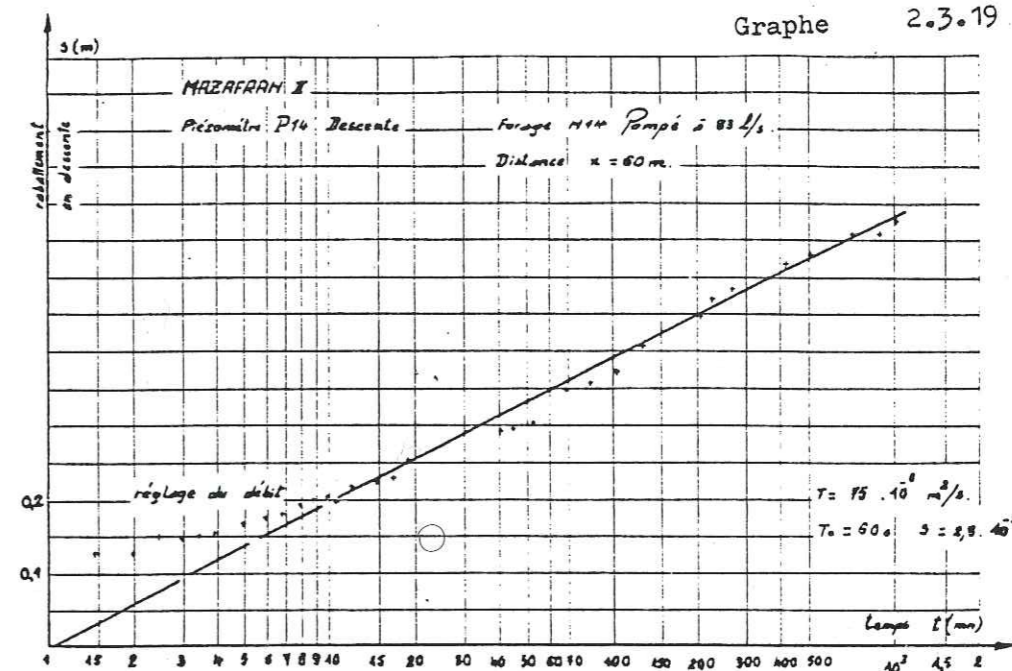
Dans le second cas, la courbe se confond plus ou moins avec celle de Theis et on trouve T = $16,6 \cdot 10^{-3}$ m²/s.

En conclusion, on peut adopter pour T la valeur finale de $18 \cdot 10^{-3}$ m²/s.

Puits 016

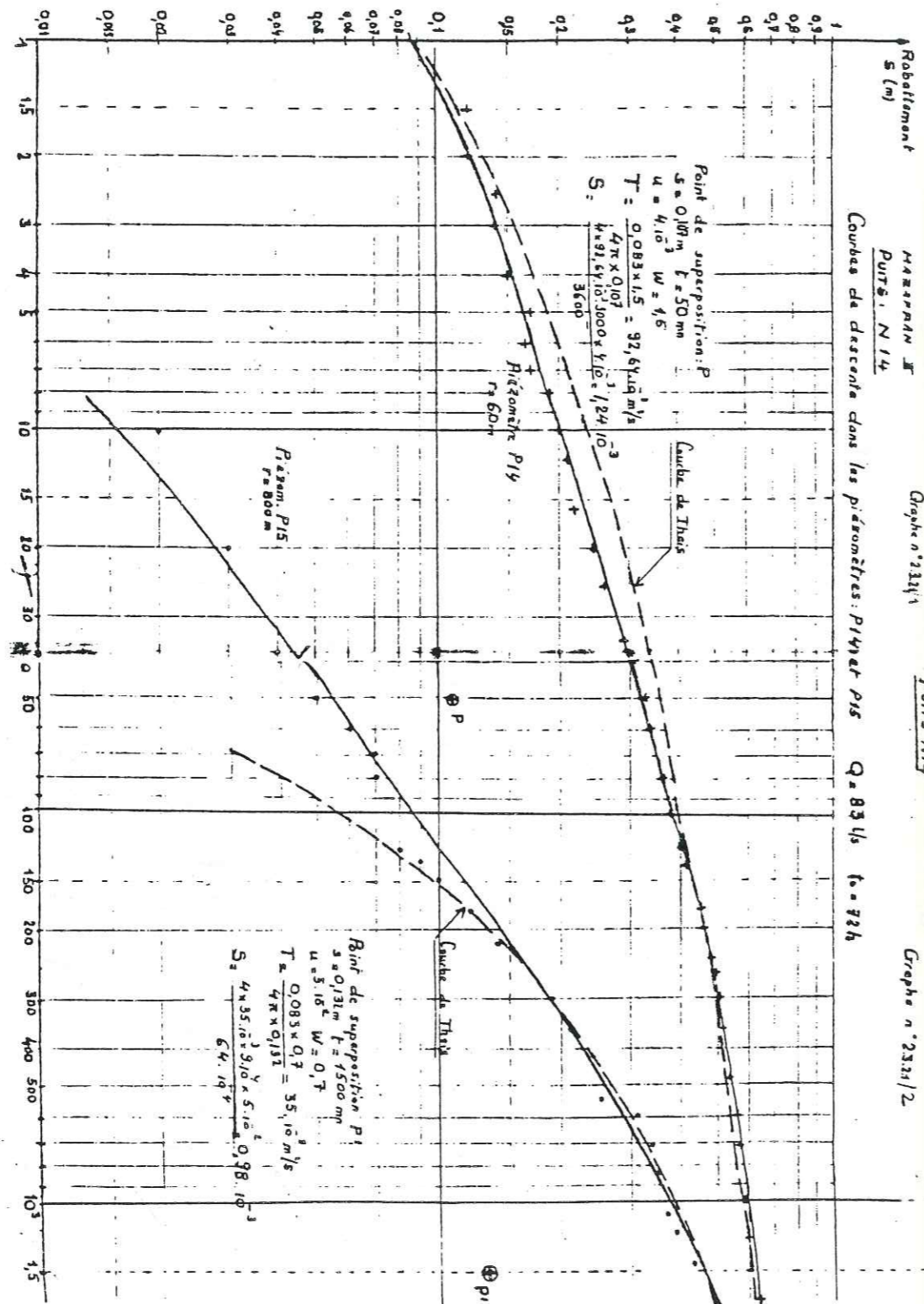
Pour Q = 35 l/s, les courbes de descente et de remontée se présentent sous forme de deux droites de pente égale, les points s'alignant de manière satisfaisante. On trouve pour T la valeur de $8,26 \cdot 10^{-3}$ m²/s.

En coordonnées bilog, la courbe obtenue s'écarte largement de la courbe de Theis et semble s'aligner sur une courbe de Hantush Walton de valeur 0,05 pour r. Mais la valeur déterminée pour T, soit $0,95 \cdot 10^{-3}$ m²/s est dix fois plus faible.



MAZAFRAN 2 - PUIITS N(14)

Graph 2.3.21.



Par la méthode de Chow on trouve pour T la valeur de $8,27 \cdot 10^{-3} m^2/s$, valeur égale à celle déterminée précédemment. Aussi nous rejetons la valeur trouvée par la méthode de Theis, la courbe étant trop imprécise pour mener à un résultat satisfaisant.

En conclusion nous adoptons pour T la valeur de $8,26 \cdot 10^{-3} m^2/s$.

Puits D17 bis

La courbe de descente, tracée en coordonnées semi-log pour le palier de 20 l/s mène à $T = 26,1 \cdot 10^{-3} m^2/s$.

Pour l'essai de longue durée, 72h à $Q = 70 l/s$, la courbe de remontée en coordonnées semi-log mène à $T = 25,1 \cdot 10^{-3} m^2/s$. Les points de mesure sont alignés d'une façon satisfaisante.

En coordonnées bilog, la courbe obtenue se superpose bien à celle de Theis et nous permet de déterminer $T = 20,6 \cdot 10^{-3} m^2/s$, valeur très voisine de la précédente.

En conclusion nous adoptons pour T la valeur moyenne de $23 \times 10^{-3} m^2/s$

Puits Q18

Pour un débit d'essai de longue durée de 80 l/s, les points de mesure en descente et en remontée s'alignent bien suivant des droites en coordonnées semi-log, donnant pour T les valeurs respectives de $12,9 \cdot 10^{-3} m^2/s$ et $14,7 \cdot 10^{-3} m^2/s$.

En coordonnées bilog, les points de mesure s'alignent correctement sur la courbe de Theis et permettent s'obtenir pour T la valeur de $12 \cdot 10^{-3} m^2/s$.

En conclusion, nous adoptons pour T la valeur finale de $13 \times 10^{-3} m^2/s$, valeur moyenne.

Puits R19

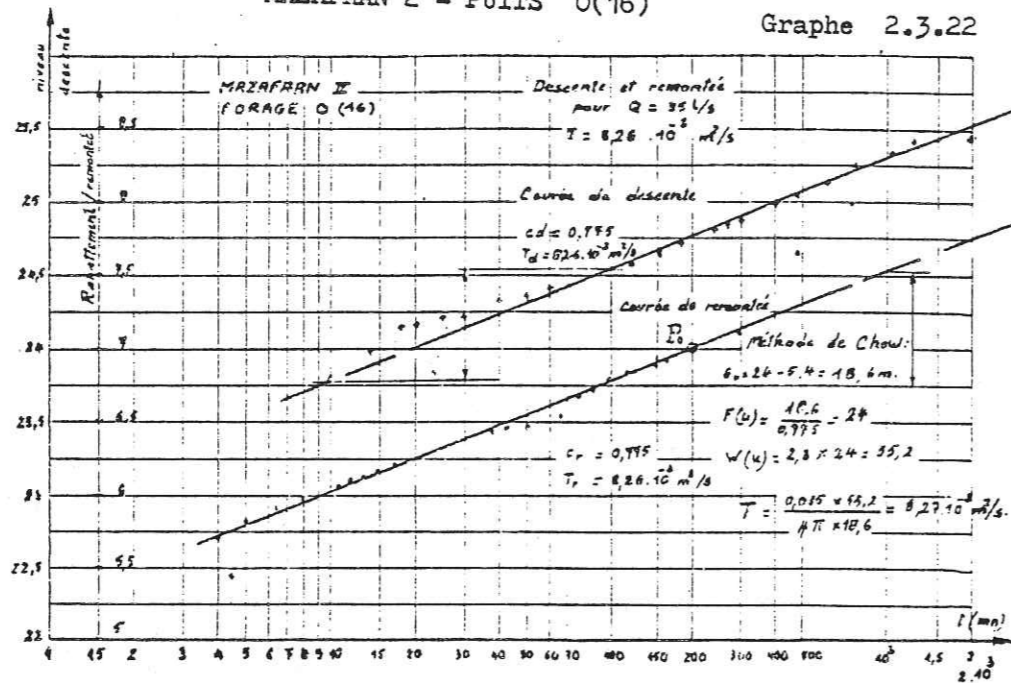
L'essai de longue durée 72 h à 55 l/s, permet de tracer en descente la droite tangente, aux points de mesure en coordonnées semi-log, donnant pour T la valeur de $6,72 \cdot 10^{-3} m^2/s$.

En coordonnées bilog par contre, on obtient pour les points de remontée une courbe assez plate, donnant pour T une valeur de $2,96 \cdot 10^{-3} m^2/s$ sensiblement différente de la précédente. Vu l'imprécision de la seconde méthode, nous adoptons pour T une valeur finale de $6 \cdot 10^{-3} m^2/s$, plutôt proche de la valeur trouvée par la méthode de Cooper-Jacob.

Le tableau suivant résume l'ensemble des résultats obtenus pour les débits et rabattements critiques, les transmissivité moyennes évaluées par les deux ou trois méthodes utilisées, ainsi que les pertes de charges, en pourcentage, au voisinage du débit critique.

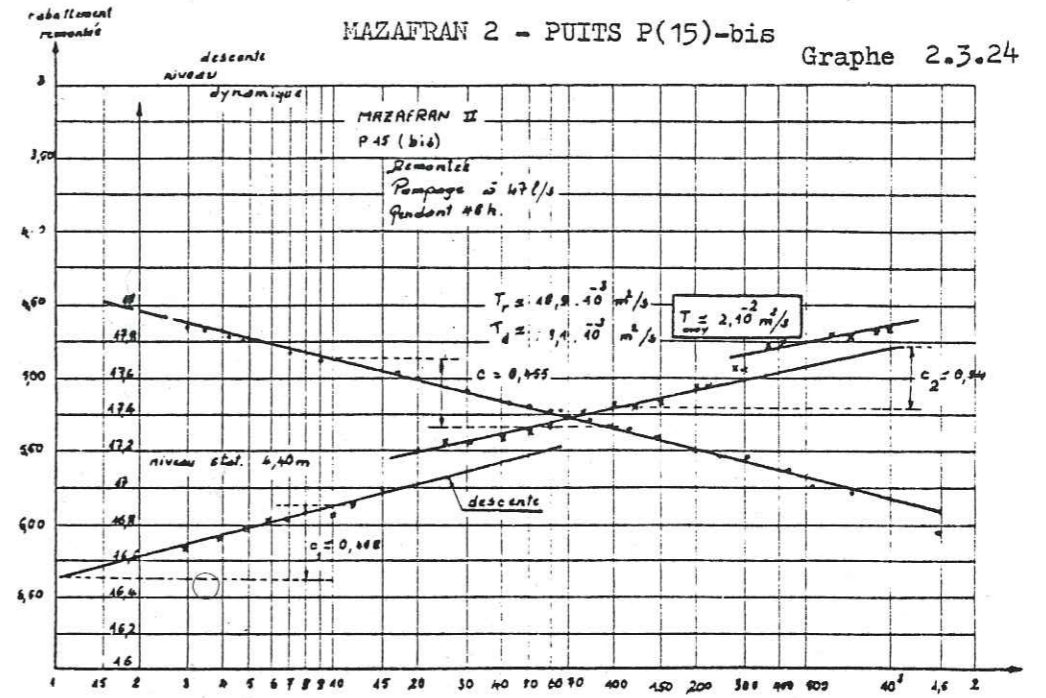
MAZAFRAN 2 - PUIITS 0(16)

Graphe 2.3.22

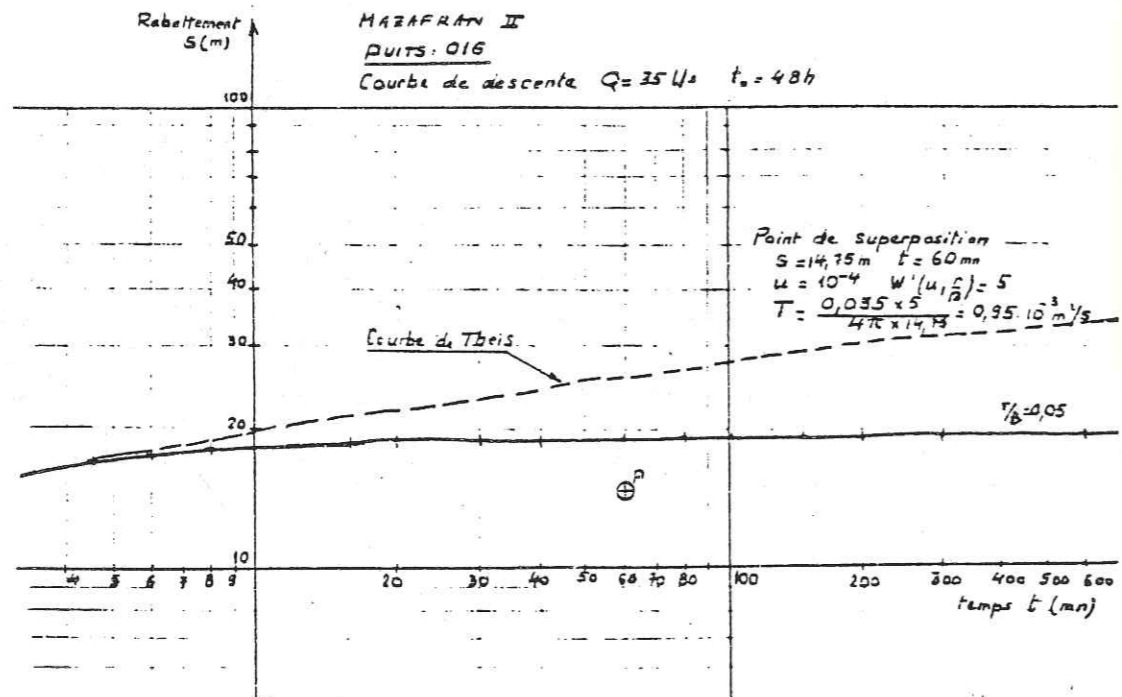


MAZAFRAN 2 - PUIITS P(15)-bis

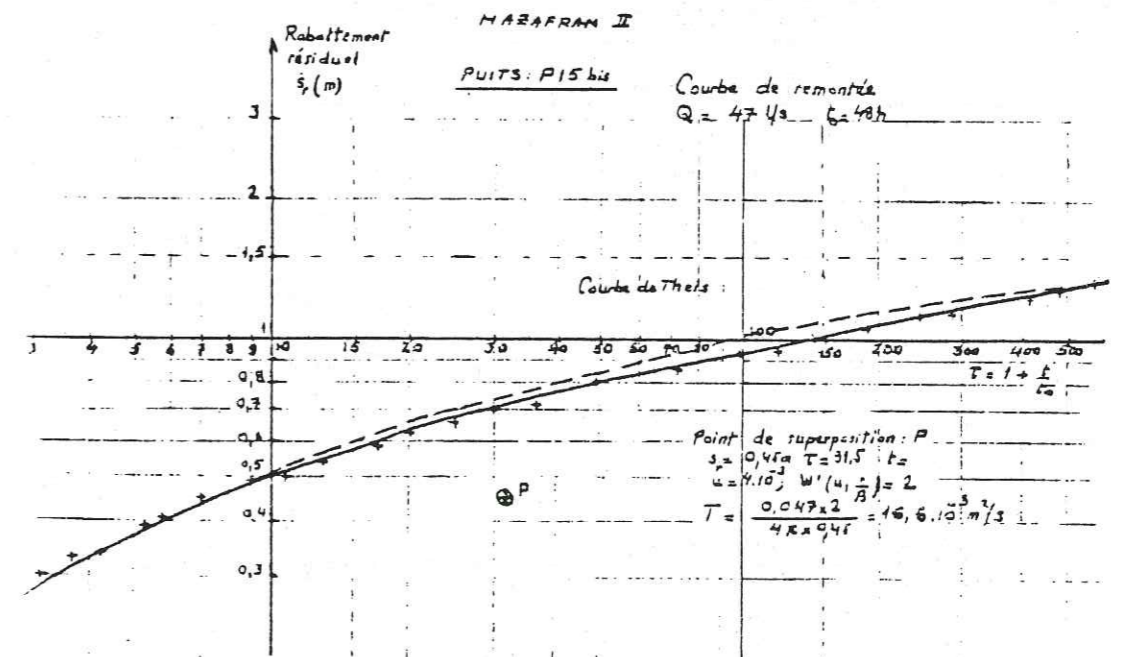
Graphe 2.3.24

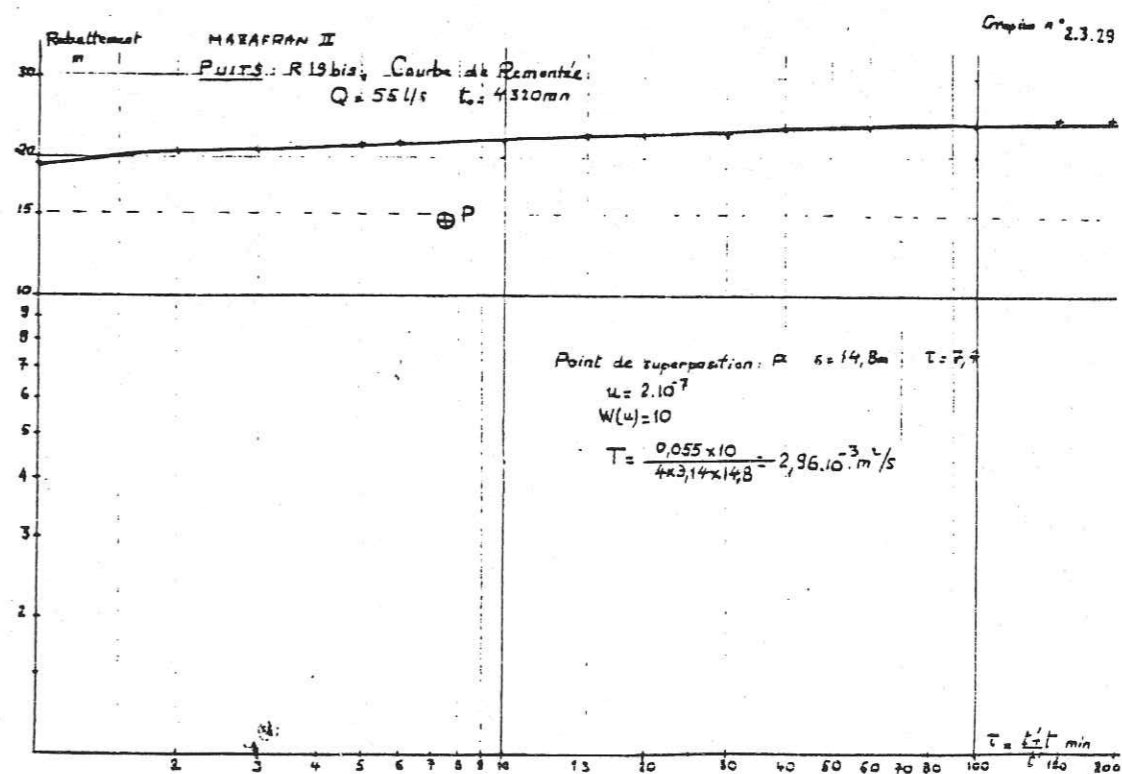
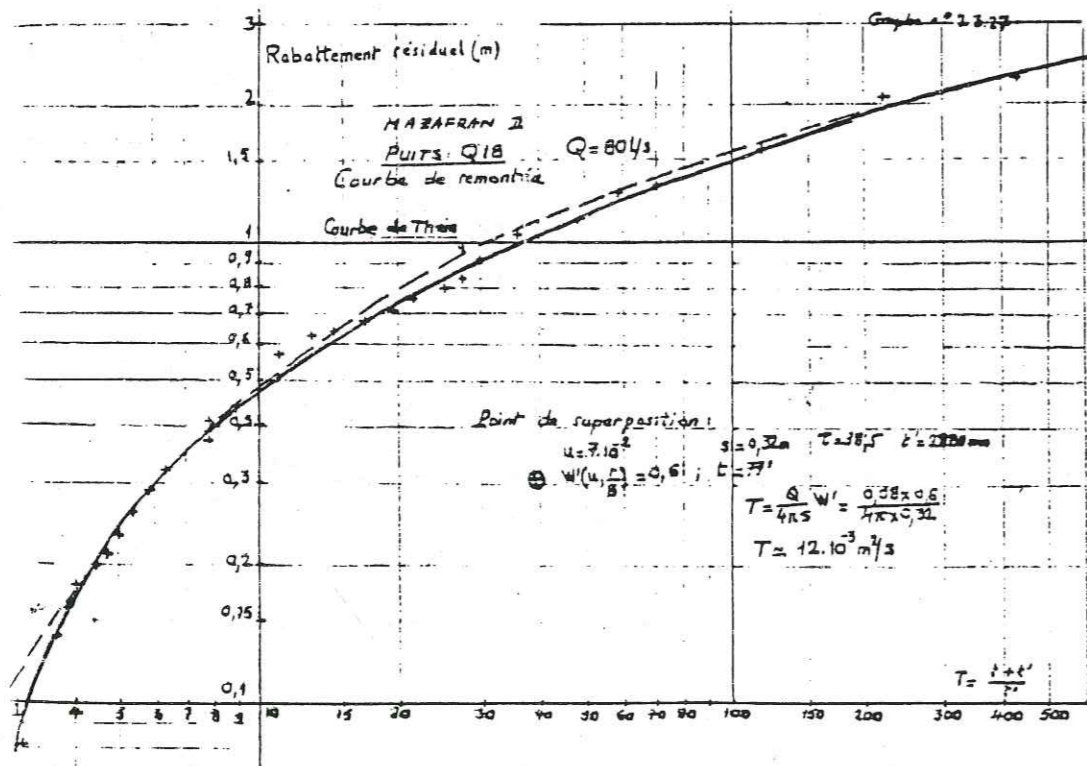
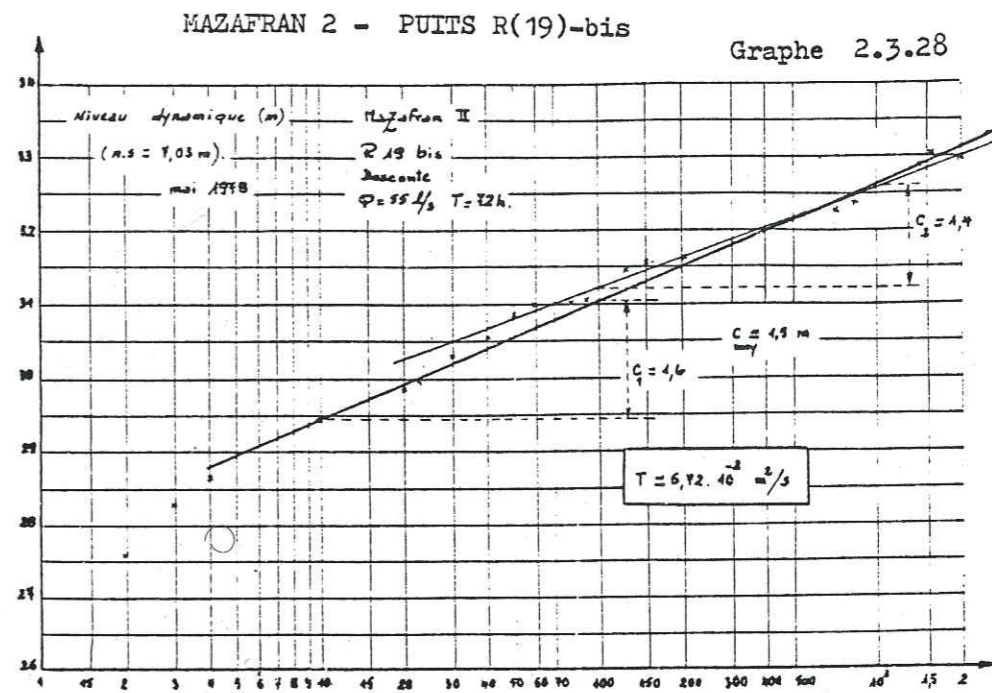
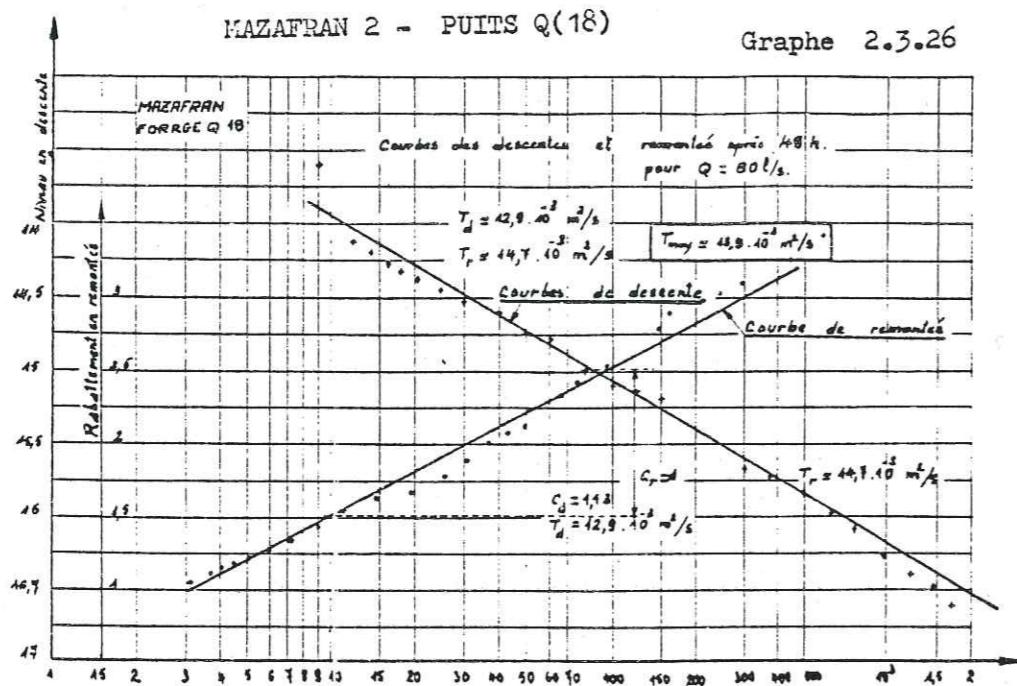


Graphe n° 2.3.23



Graphe n° 2.3.25





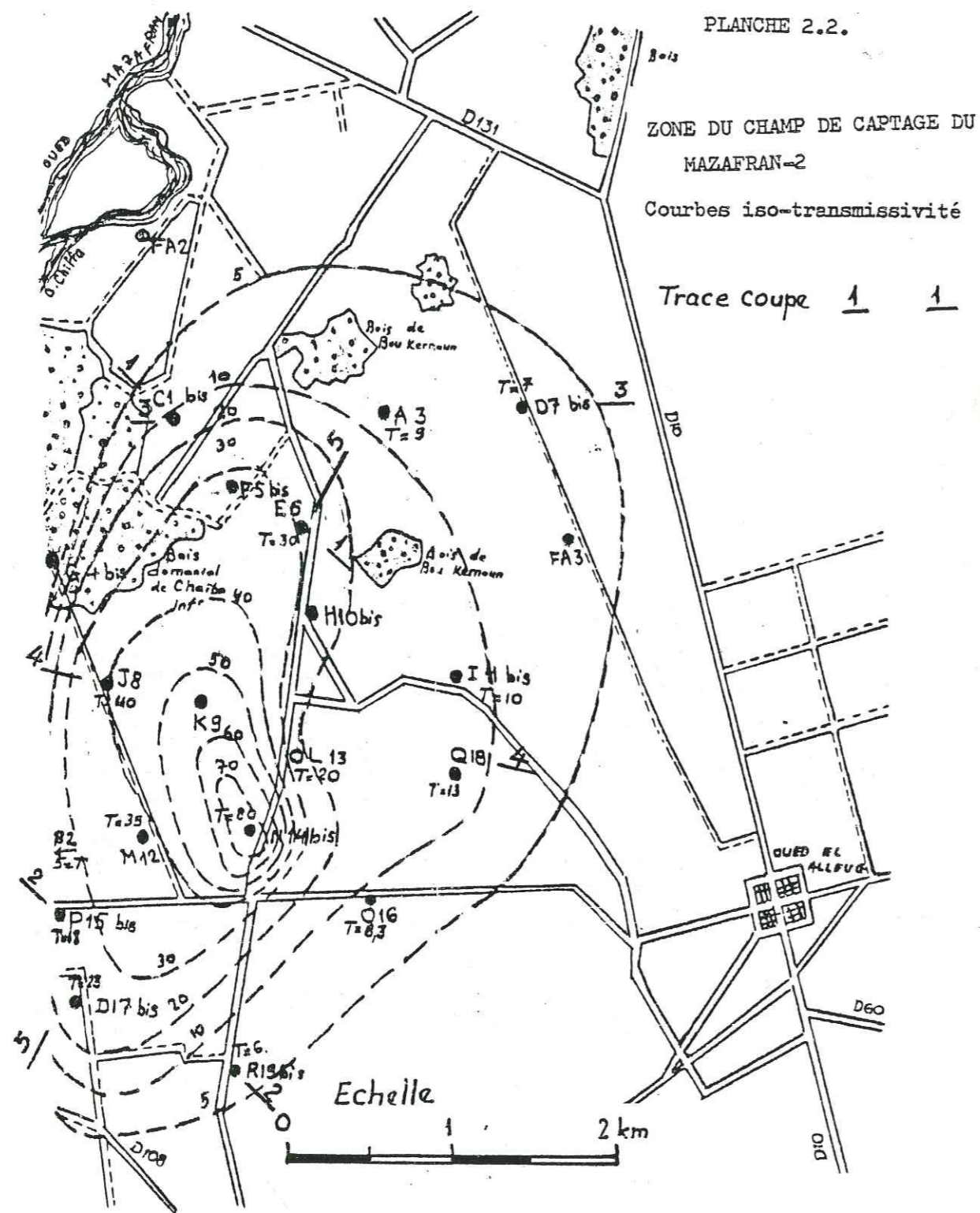
En annexe seront donnés les coefficients de pertes de charge B, C et n de la relation : $s = BQ + CQ^n$

TABLEAU N° 2.3.3.2 RESULTATS HYDRODYNAMIQUES DU CHAMP DE CAPTAGE DU MAZAFRAN II

° Repère	Débit critique Rabatt. critique	Transmissivité calculée en 10 ⁻³ m ² /s	Pertes de charge turbulentes pour Qc	OBSERVATIONS
C1 bis	100 l/s 15 m	10 à 50 (évaluée à 10)	10 %	Rabattement acceptable pour un débit important. Pertes de charge et transmissivité moyennes
E2	65 l/s 24,2 m	Environ 5	8,3 %	Rabattement important, pour débit moyen. Pertes de charge assez faibles, transmissivité un peu faible
A3	47,5 l/s 18 m	9	16,7 %	Débit et transmissivité moyens rabattement et pertes de charge un peu élevés
G4	80 l/s 18 m	4	9,7 %	Rabattement un peu élevé pour un débit satisfaisant. Pertes de charge peu élevées
E6 bis	100 l/s 10,45 m	30	4,95 %	Excellent forage : rabattement peu élevé pour un débit important bonne transmissivité
F5 bis	105 l/s 13,8 m	32	16,7 %	Excellent forage : rabattement acceptable pour un débit important mais pertes de charges un peu élevées
D7 bis	60 l/s 20,5 m	7	12,2 %	Rabattement important pour un débit moyen. Transmissivité un peu faible-perte de charge moyenne
J8	75 l/s 12,5 m	40	16 %	Assez bon forage : rabattement acceptable pour un débit satisfaisant mais pertes de charge un peu élevées
K9 bis	50 l/s 15 m	55	20 %	Bonne transmissivité mais rabattement et pertes de charge assez élevés pour débit moyen.

TABLEAU 2.3.3.2 (suite)

H 10	-	25 (évaluation)		Valeurs numériques des essais indisponibles
I11 bis	40 l/s 35 m	1 ? (évaluée à 15)	13,1 %	Très fort rabattement pour un débit très moyen. Forage peu réussi
I12	80 l/s 9 m	35	19 %	Excellent forage : rabattement faible pour un bon débit ; bonne transmissivité
I13	75 l/s 8,6	20	17,5 %	Bon forage: rabattement faible pour un bon débit mais pertes de charge un peu élevées
I14	○	80 $s = 3 \cdot 10^{-3}$	-	Excellente transmissivité à proximité du forage
P15 bis	65 l/s 22,2 m	18	19,4 %	Rabattement et pertes de charge importants pour un débit un peu au-dessus de la moyenne
O16	40 l/s 22,5 m	8,26	13,3 %	Important rabattement pour un débit peu élevé. Forage peu productif
D17 bis	80 l/s 15 m	23	11,5 %	Excellent forage : rabattement et p. de charge peu élevés pour un bon débit. Transmissivité moy.
Q18	85 l/s 17,2 m	13	17,5 %	Assez bon forage: Rabattement et pertes de charge acceptables pour un bon débit
R19 bis	45 l/s 15 m	6	16,7 %	Forage peu réussi : rabattements et p. de charge un peu trop élevés pour le débit critique peu élevé.
moienne		$T_{\text{moy}} = 22,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$		



2.3.4. Evaluation des coefficients de perméabilité

TABLEAU N° 2.3.3.3. (1)

N° du puits	Epaisseur Totale E (m)	Epaisseur des limons et argiles	Epaisseur des Sables et graviers e (m)	Transmissivité T en $\frac{m^2}{s}$	Débit Q l/s	Temps t en 10^3 sec.	Rayon fictif $R=1,5 \sqrt{\frac{tT}{S}}$ r(m)
1	133	9	124	10	60	60	670 r = 0,25
3	130	3,5	127	9	30	300	1423 r = 0,2
5	91	13 à 17	env. 76	32	50	28,8	831 r = 0,25
6	130	44 à 64	66 à 86	30	91	120	1643 r = 0,25
7	150	env. 5	env. 145	7	60	60	561 r = 0,22
8	162	14 à 54	108 à 138	40	69	120	1897 r = 0,2
9	113	22	91	55	60	60	1573 r = 0,2
11	120	6 à 50	70 à 122	15	34	108	1102 r = 0,23
12	150	9	141	35	90	300	2806 r = 0,23
13	110	13 à 18	env. 94	20	80	300	2121 r = 0,25
15	150	11	139	18	47	180	1559 r = 0,2
18	124 à 150	9 à 22	109 à 135	13	55	60	765 r = 0,22
19	120 à 137	1 à 17	103 à 136	6	55	300	1162 r = 0,22
17	150	31 à 61	90 à 120	23	70	300	2275 r = 0,25

NOTA : On prend pour T une valeur approchée du rayon du tubage de la colonne d'exploitation du puits.

TABLEAU 2.3.3.3 (suite 2)

N° du puits	Niveau piézom. (m)	Rabatement s = H-h (m)	es = e (H-h)	$\ln \frac{R}{r}$	Perméabilité $K_1 = \frac{T}{e}$ en $10^{-5} \frac{m}{s}$	Perméabilité $K_2 = \frac{Q \ln R/r}{6,28 e s}$ en $10^{-5} \frac{m}{s}$	Rapport K_1/K_2
1	129,6 artésien	20 $n_s = 1 \text{ m}$	2480	7,9	8,06	3,04	2,65
3	1315 artésien	12,3 $n_s = 1,5 \text{ m}$	1625	8,87	7,09	2,61	2,72
5	92,5 artésien	5,85 $n_s = +2 \text{ m}$	444,5	8,10	42,1	14,51	2,90
6	131,5 artésien	10,5 $n_s = +1 \text{ m}$	773	8,79	39,5	16,5	2,39
7	135 artésien	24,5 $n_s = 43,5 \text{ m}$	3523	7,84	4,83	2,13	2,27
8	170	9,10 m	1120	9,16	32,5	9	3,61
9	111	20 m	1820	8,97	60,4	4,71	12,82
11	128	17,4 $n_s = 7,5 \text{ m}$	1740	8,47	15,0	2,64	5,68
12	145	11,6	1636	9,41	24,8	8,24	3,0
13	108 artésien	11,5 m $n_s = 1,5 \text{ m}$	1081	9,05	21,3	10,7	1,99
15	145,5	13,6	1890	8,96	13,0	3,55	3,66
18	135	30	3660	8,15	10,7	1,95	5,46
19	113,5	26,7	3190	8,44	5,02	2,32	2,16
17	145,5	10,5	1103	9,12	21,9	9,22	2,36

NOTA : Pour les valeurs mal définies de e et s, on prend des valeurs moyennes, intermédiaires.

DISCUSSION DES RESULTATS OBTENUS

Les valeurs calculées par la relation $K = \frac{T}{e}$ qui définit la transmissivité à partir du coefficient de perméabilité K sont en général 2 à 5 fois supérieures à celles calculées à partir de la relation de Dupuit $K = \frac{Q \ln R/r}{6,28 e s}$. Le rapport varie de 2 à 12,82, avec une moyenne de l'ordre de 3,14 pour la plupart, sauf pour le point n° 9 pour lequel le rapport trouvé est de 12,82. On peut supposer:

- Soit que les perméabilités K_1 calculées par T/e sont trop élevées
- Soit que les perméabilités K_2 calculées par la relation de Dupuit sont trop faibles
- Soit que les valeurs K_1 sont un peu élevées et celles de K_2 un peu faibles.

Le rapport $\frac{K_1}{K_2} = \frac{6,28 T s}{K_2 \ln R/r}$: il devrait être voisin de 1 pour qu'il y ait concordance. La quantité $\frac{6,28 T s}{\ln R/r}$ étant à peu près constante,

le débit Q étant le même pour les essais, on en déduit que la quantité $T.s$ est plus élevée que le voudrait l'égalité $K_1/K_2 = 1$. Le rabattement s étant le même qui a servi à calculer T donc K_1 et K_2 , il s'en suit que la quantité T serait de l'ordre de 3 fois supérieure à la normale si l'on admettait la 1ère hypothèse (a).

La deuxième hypothèse (b) signifierait que l'épaisseur e de l'aquifère est en réalité 2 à 3 fois plus faible que la réalité, mais une correction de e entraînerait également une augmentation de K_1 dans la même proportion.

Nous sommes donc amenés à adopter la 3ème hypothèse (c) à savoir :

- Les coefficients K_1 sont un peu surestimés, il faudrait alors adopter des valeurs de transmissivité un peu plus faibles (1,5 fois plus faibles que celles qui ont été calculées par exemple), plus particulièrement pour les puits n° 9, 11, 18, 8 et 15 ;
- Les coefficients K_2 sont un peu sous-estimés, il faudrait alors supposer que les rabattements réels s sont plus faibles que ceux qui ont été mesurés, les différences étant sans doute dues aux pertes de charge importantes qui ont lieu à la traversée des graviers additionnels et des crépines et aux suintements qui se produisent sur les tubages. Il y a lieu d'autre part de rappeler que les hypothèses d'application de la formule de Dupuit ne sont pas tout à fait applicables surtout pour les rabattements importants, ce qui est le cas des puits énumérés précédemment, pour lesquels les rabattements sont relativement importants. La relation de Dupuit suppose également que les couches aquifères sont homogènes et isotropes jusqu'à la distance R du rayon d'influence, ce qui est loin d'être le cas comme le montre la planche n° 2.2 des courbes d'isotransmissivité.

En conclusion, nous pouvons admettre que les coefficients T calculés sont un peu surestimés, mais que l'application de la relation de DUPUIT ne convient guère dans notre cas, en raison de l'hétérogénéité des couches.

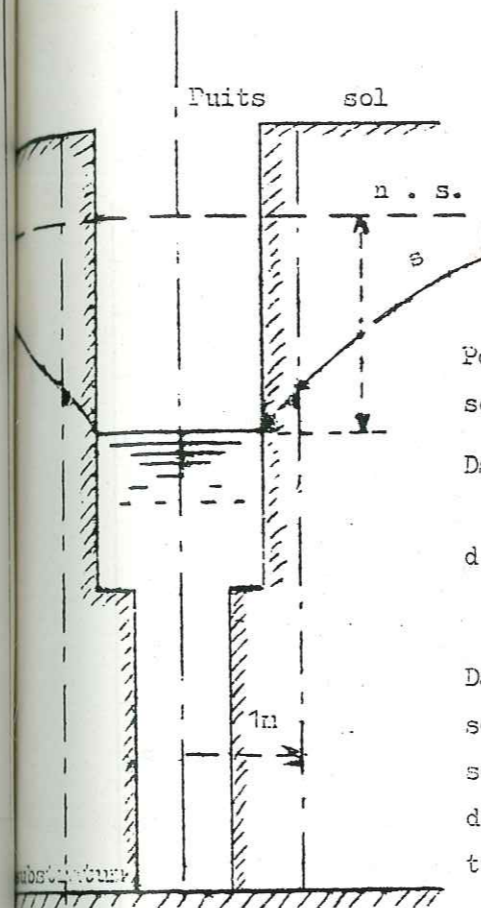
Evaluation approximative du coefficient d'emmagasinement

Les mesures de rabattement dans les piézomètres voisins des puits pompés n'ayant pu être effectuées que pour le puits N14, et, comme nous le verrons au chapitre suivant aux forages d'étude complémentaires dénommés W7, P4, F1 bis et POA.8, nous allons essayer de calculer un ordre de grandeur des coefficients d'emmagasinement déterminés à partir des mesures effectuées sur les puits eux-mêmes.

Le calcul ne peut être qu'approché, étant donné que :

- les puits ne sont pas parfaits, donc la théorie ne peut s'appliquer en toute rigueur dans la majorité des cas;
- les rabattements sont en général trop importants;
- l'effet de suintement de l'eau sur les parois des puits entraîne une discontinuité de la ligne de charge.

Dans le cas où le rabattement est faible et la ligne de charge est continue depuis le niveau de l'eau dans le puits jusqu'aux limites extrêmes (pas de suintement), on peut considérer un cylindre entourant le puits, cylindre de rayon unité par exemple, et admettre qu'un ou plusieurs piézomètres disposés (s) à la périphérie de ce cylindre donnerait (ent) un rabattement égal à celui du puits, duquel on déduirait la valeur des pertes de charge turbulentes dues à la colonne d'exploitation (tubages crépinés, gravier filtrant, boue).



Appelant s le rabattement dans le puits et CQ^2 la valeur des pertes de charge turbulentes, le rabattement dans ce (s) piézomètre (s) imaginaire (s) serait égal à $s' = s - CQ^2$, alors que dans le puits $s = DQ + CQ^2$

$$s = \frac{2,3 Q}{4 \pi T} \log \frac{2,25 Tt}{r^2 S}$$

Pour un cycle logarithmique du temps, le rabattement serait :

$$Ds ; \text{ Si } r = 1\text{m} \quad \frac{s}{Ds} = \log 2,25 Tt - \log S$$

$$\text{d'où } \log S = \log 2,25 Tt - \frac{s}{Ds}$$

Dans le tableau suivant, nous avons consigné les séries de calculs pour un certain nombre de puits, en sélectionnant ceux qui, pour des débits faibles ont donné des rabattements modérés et des pertes de charge turbulentes peu élevées.

Interprétation des résultats

Puits A (5) Les résultats sont très différents, selon que l'on considère l'essai pour un débit de 20 l/s ou pour un débit de 30 l/s. Dans le premier cas on trouve une valeur moyenne de S de 3×10^{-21} et dans l'autre la valeur de $1,8 \cdot 10^8$.

Cela tient sans doute au fait que pour des débits trop faibles, l'écoulement n'intéresse que la couche supérieure dont les parois sont cimentées sur une certaine hauteur (jusqu'à 52m de profondeur), ce qui gêne l'écoulement latéral. Même pour un débit de 30 l/s l'influence de cette colonne cimentée se fait fortement sentir, d'où une valeur encore trop faible de S , qui ne reflète pas le faciès général de l'aquifère.

Puits D (7)

Le cas est analogue à celui de A(5), bien que le débit soit plus élevé, 50 l/s. On trouve une valeur moyenne pour S de $4,6 \cdot 10^6$. Les couches supérieures de l'aquifère sont argileuses et le tubage est plein.

TABLÉAU 2.3.D.3/1

EVALUATION APPROXIMATIVE DU COEFFICIENT
D'EMMAGASINEMENT

$\log S = \log 2,25 \frac{t^2}{Ds}$

PUIS		A (3)	A (3)	D (7)	E (6)
Q	l/s	10 l/s	30 l/s	30 l/s	90 l/s
T	10^3 m ² /s	13,3	9,1	26,1	24,6
D_s	d'après graphe	0,28m	0,6m	0,14m	0,67m
$0,02$	d'après courbe d'essai	1,35m	3,03m	0,412m	0,659m
$\log 2,25 \frac{t^2}{Ds}$	t = 10'	1,254	1,089	1,547	1,52
	t = 100'	2,25	2,089	2,547	2,52
	t = 500'	2,95	2,79	3,246	-
s (m) d'après graphe	t = 10'	7,45	8,30	5,58m	9,7m
	t = 100'	7,72	8,88	5,72m	10,4m
	t = 500'	7,92	9,45	5,82m	-
s' = s - 0,02	t = 10'	6,10m	5,267m	5,17m	8,64m
	t = 100'	6,37m	5,85m	5,31m	9,54m
	t = 500'	6,57m	6,42m	5,41m	-
s' = s - 0,02	t = 10'	21,8	8,78	36,93	15,2
	t = 100'	22,75	9,75	37,93	14,24
	t = 500'	23,5	10,7	38,63	-
$\frac{s'}{\Delta s}$	t = 10'	- 20,55	- 7,69	- 35,4	- 11,68
	t = 100'	- 20,5	- 7,66	- 36,4	- 11,7
	t = 500'	- 20,55	- 7,91	- 35,4	-
log S	t = 10'	2,84.10 ⁻²¹	2,03.10 ⁻⁸	4,13.10 ⁻³⁶	2,09.10 ⁻¹²
	t = 100'	3,16.10 ⁻²¹	2,18.10 ⁻⁸	4,14.10 ⁻³⁷	1,9.10 ⁻¹²
	t = 500'	2,62.10 ⁻²¹	1,23.10 ⁻⁸	4,13.10 ⁻³⁶	-

TABLÉAU 2.3.0.3/2

PUIS	G (4)	L (13)	H (12)	C (16)	
Q	45 l/s	80 l/s	90 l/s	35 l/s	
T	10^3 m ² /s	8,46	24,4	3,6	8,25
s (m)	0,98m	0,6m	0,46m	0,775	
$0,02$	1,59m	4,35m	4,36m	7,57m	
$\log 2,25 \frac{t^2}{Ds}$	t = 10'	1,059	1,52	0,687	1,048m
	t = 100'	2,059	2,52	1,687	2,048m
	t = 500'	2,758	3,22	2,39	2,75m
s (m)	t = 10'	7,40m	8,15m	5,32m	18,40m
	t = 100'	8,40m	8,65m	5,77m	19,15m
	t = 500'	9,15m	9,15m	6,09m	19,75m
s' = s - 0,02	t = 10'	6,34m	5,6m	0,96m	10,85m
	t = 100'	6,34m	4,3m	1,41m	11,58m
	t = 500'	6,40m	4,80m	1,73m	12,18
$\frac{s'}{\Delta s}$	t = 10'	6,47	6,33	2,09	13,97
	t = 100'	6,47	7,17	3,07	14,94
	t = 500'	6,53	8,0	3,76	15,72
log S	t = 10'	- 5,41	- 4,81	- 1,40	- 12,92
	t = 100'	- 4,41	- 4,65	- 1,383	- 12,90
	t = 500'	- 3,77	- 4,78	- 1,37	- 12,97
S	t = 10'	3,9.10 ⁻⁶	1,55.10 ⁻⁵	0,0396	1,19.10 ⁻¹³
	t = 100'	3,9.10 ⁻⁵	2,24.10 ⁻⁵	0,0414	1,28.10 ⁻¹³
	t = 500'	1,69.10 ⁻⁵	1,67.10 ⁻⁵	0,043	1,07.10 ⁻¹³

Puits D (17):

Les valeurs trouvées pour S sont excessivement faibles: la valeur moyenne est de $2,89 \cdot 10^{-36}$.

La raison en est sans doute que le débit de l'essai est trop faible (20 l/s) et donc l'influence de la couche supérieure limoneuse et argileuse ^{est} prépondérante, le tubage étant plein jusqu'à 35m de profondeur.

Puits E (6):

Les valeurs trouvées pour S sont très faibles: $2 \cdot 10^{-12}$ en moyenne.

Puits G (4):

La valeur moyenne pour S est de $2 \cdot 10^{-5}$. Le débit d'essai est moyen, les pertes de charge turbulentes relativement faibles et les rabattements pas trop élevés. La valeur trouvée paraît raisonnable.

Puits L (15):

La valeur moyenne pour S a été déterminée à $1,82 \cdot 10^{-5}$. Le débit pompé était assez élevé (80 l/s) pour des rabattements peu élevés.

Puits M (12):

Contrairement aux premiers cas examinés, nous trouvons pour S une valeur moyenne trop élevée: 4,13%, proche de celles que l'on rencontre en nappes libres perméables.

Le puits est très productif, donnant pour un excellent débit (90 l/s), des rabattements faibles: 5 à 6m.

TABLEAU N° 2.5.C.3/3

PUIES	Q (16)	R (19)	D (7)	
C 1/s	30 1/s	55 1/s	50 1/s	
Δs	12,9	6,72	3,4	
Δs (m)	1,13m	1,6m	1,72m	
aq^2	6,016m	8,349m	5,69m	
log 2,25 Tt	t = 10'	1,24	0,958	0,937
	t = 100'	2,24	1,958	1,937
	t = 500'	2,94	2,557	2,54
s (m)	t = 10'	12,93m	22,42m	20,95m
	t = 100'	14,13m	24,07m	21,80m
	t = 500'	14,88m	25,22m	22,35m
s' = s - aq^2	t = 10'	6,914m	14,07m	15,26m
	t = 100'	6,114m	15,72m	16,11m
	t = 500'	8,864m	16,77m	16,66
$\frac{s'}{\Delta s}$	t = 10'	6,119	6,79	6,87
	t = 100'	7,18	9,63	9,37
	t = 500'	7,84	10,60	9,69
log S	t = 10'	- 4,88	- 7,83	- 7,95
	t = 100'	- 4,94	- 7,87	- 7,45
	t = 500'	- 4,90	- 7,82	- 7,85
S	t = 10'	$1,32 \cdot 10^{-5}$	$1,47 \cdot 10^{-6}$	$1,15 \cdot 10^{-6}$
	t = 100'	$1,15 \cdot 10^{-5}$	$1,54 \cdot 10^{-6}$	$3,39 \cdot 10^{-6}$
	t = 500'	$1,26 \cdot 10^{-5}$	$1,50 \cdot 10^{-6}$	$8,92 \cdot 10^{-6}$

Puits O (16):

La valeur moyenne déterminée pour S est très faible: $1,18.10^{-13}$. Le débit pompé est faible (35 l/s), les rabattements élevés, la couche supérieure d'argile et le tubage plein jusqu'à 60m de profondeur étant responsable de ce fait, et peut-être un mauvais développement du puits (qui a d'ailleurs été abandonné en fin de chantier, le tubage crépiné s'étant écrasé).

Puits Q (18):

La valeur moyenne pour S a été déterminée à $1,24.10^{-5}$, les pertes de charge linéaires étant modérées pour un débit d'essai important.

Puits R (19):

La valeur moyenne trouvée pour S est assez faible: $1,44.10^{-8}$.

Cela tient à ce que les rabattements sont assez élevés pour un débit d'essai pourtant modéré.

Par contre la valeur approchée déterminée pour E(6) est très différente de cette valeur, bien que le puits se trouve à proximité immédiate de N1 bis et dans une moindre mesure de W7. La même remarque vaut pour A(3), voisin de W7 et P4.

Rappelons la définition du coefficient d'emmagasinement.

Pour un prisme droit vertical découpé dans l'aquifère, de base unité (1m²), limité en bas par le substratum et en haut par la surface piézométrique, le coefficient d'emmagasinement S est le rapport du volume d'eau libérée (ou emmagasinée) par unité de surface de l'aquifère (1m²) à la variation de charge hydraulique h correspondante.

Dans l'aquifère à nappe libre, ce coefficient est égal, en pratique, à la porosité efficace: il varie de 0,2 à 0,01 en général. Dans l'aquifère à nappe captive, par contre, il est 100, 1000, voire 10.000 fois plus faible, variant de 0,001 à 10^{-4} et moins.

Les valeurs que nous avons déterminées pour N(14) et W(7) nous indiquent déjà que l'aquifère du Mazafra 2 contient plutôt une nappe semi captive, présentant une drainance certaine dans le sens vertical.

Quant aux valeurs approchées calculées pour les autres puits, elles nous inciteraient plutôt à considérer la nappe comme captive, sans aucune drainance possible ou au contraire comme libre au voisinage de N(12).

En nous reportant à la planche n°2.5 qui montre la coupe géologique des forages complémentaires du Mazafra 2, il ne saurait être question de nappe libre, surtout en direction du Sud, une forte épaisseur de limons, d'argiles et de marnes surmontant l'aquifère, la surface piézométrique se trouvant à quelques mètres au-dessous de la surface: nous ferons remarquer que cette surface s'est abaissée par suite de l'exploitation de la nappe depuis 1980, date de sa mise en service. A l'origine les puits étaient artésiens dans cette zone.

Nous constatons que les résultats trouvés pour les puits F1-bis et P4 confirment ce fait, puisque S est beaucoup plus faible que la valeur moyenne: environ $0,1 \cdot 10^3$ et $0,2 \cdot 10^3$ respectivement.

Par contre plus au Nord la couche des argiles et des marnes disparaît, ne laissant qu'une couche de limons d'une vingtaine de mètres d'épaisseur, et la valeur de S pour POA.8 a été déterminée à $5,5 \cdot 10^3$, ce qui confirme que la nappe est semi-libre plus au Nord.

Le puits W7 quant à lui traverse une zone où la couche imperméable est assez faible, 5 à 10m tout au plus. Son cas est donc plus proche de POA.8 que de F1-bis.

Nous pouvons donc estimer la valeur de S au niveau de W7 à 10^3 ou $2 \cdot 10^3$

En nous reportant au graphe n°2.5.2, nous constatons que le graphe s(t) en coordonnées bi-logarithmiques montre une certaine drainance, de valeur $\frac{r}{B} = 0,001$ en descente (0,05 en remontée)

Le graphe n°2.5.11 montre en descente une valeur de $\frac{r}{B}$ de 0,3 mais en remontée le graphe 2.5.12 ne révèle aucune drainance.

Le graphe n°2.5.5 montre, surtout en descente, une drainance de valeur $\frac{r}{B} = 0,1$

La même remarque s'applique pour F1-bis, dont la valeur de $\frac{r}{B}$ en descente est de 0,10 environ.

Déterminons les facteurs de drainance B de HANTUSH à partir des valeurs de r:

puits P4: $r = 186m$; $\frac{r}{B} = 0,1$ d'où $B = 1800$

puits F1-bis: $r = 573m$; $\frac{r}{B} = 0,10$ d'où $B = 5730$

puits POA.8: $r = 623m$; $\frac{r}{B} = 0,3$ d'où $B = 2076$

Comme $B = \left(\frac{T_e e'}{K'}\right)^{1/2}$, on peut évaluer les valeurs de

$\frac{e'}{K'}$ à partir de T

e' : épaisseur du semi-perméable à l'origine de la drainance;
 K' : perméabilité du semi-perméable.

Relation entre la lithologie et les valeurs du coefficient d'emmagasinement et de transmissivité.

Parmi les valeurs trouvées pour le coefficient de transmissivité, les plus précises concernent le voisinage du puits N (14) (valeur moyenne $2,64 \cdot 10^3$); celles des puits: L (13), M (12) et Q (18), en raison des rabattements modérés obtenus pour des débits importants, ainsi que les puits d'essai complémentaires: W7 et suivants, qui feront l'objet d'une étude détaillée au paragraphe 2.5.

Pour ces derniers, nous précisons par anticipation les valeurs trouvées par mesures simultanées sur le puits pompé W7 et les piézomètres voisins P4, F1 bis et POA.8:

W7: S=valeur peu sûre à partir des mesures du puits lui-même.

F1 bis: $S = 0,93 \cdot 10^4$

P4 : $S = 0,19 \cdot 10^3$

POA.8: $5,5 \cdot 10^3$

Rappelons que les valeurs de S déterminées pour L (13), M(12) et Q(18) sont respectivement $1,82 \cdot 10^5$; $4,13\%$ et $1,24 \cdot 10^5$, ces dernières valeurs étant approchées, puisque déterminées à partir des mesures effectuées sur les puits eux-mêmes.

On remarque que pour les puits N14 et W7, les valeurs trouvées par mesures sur les piézomètres sont très voisines: les valeurs moyennes étant respectivement de $2,64 \cdot 10^3$ et $2,21 \cdot 10^3$.

La valeur approchée déterminée au puits M(12), qui est voisine de celle déterminée au puits N(14) est de cet ordre de grandeur, les valeurs approchées déterminées pour L(13) et Q(18), qui se trouvent au voisinage de N(14), sont un peu moins élevées.

Puits P4: $T=23,5 \cdot 10^3$ m²/s, d'où $e'/K' = 1,38 \cdot 10^8$
 Puits F1-bis: $T=32 \cdot 10^3$ m²/s d'où $e'/K' = 10,3 \cdot 10^8$
 Puits POA.8 : $T=20 \cdot 10^3$ m²/s d'où $e'/K' = 2,15 \cdot 10^8$

Il est très difficile de comparer ces grandeurs pour les trois puits à la fois, vu que le puits POA.8 n'a qu'une profondeur de 31m, alors que les deux autres présentent des profondeurs très voisines: 150m pour F1-bis et 160m pour P4.

Ce que nous pouvons dire, c'est que le phénomène de drainance existe bel et bien pour tous les puits, même ceux qui se trouvent plus vers le Sud, mais il est plus marqué pour POA.8 et P4 que pour F1-bis. En effet, les valeurs de $\frac{e'}{K'}$ sont à peu près voisines pour POA.8 et P4 alors qu'elle est 5 à 10 fois plus élevée pour F1-bis.

Nous remarquons de plus sur la coupe de la planche n°2.5, qu'une lentille importante de graviers grossiers se trouve au droit du puits P4, ce qui favorise le phénomène de drainance, en réduisant l'épaisseur des couches imperméables de limons et d'argiles.

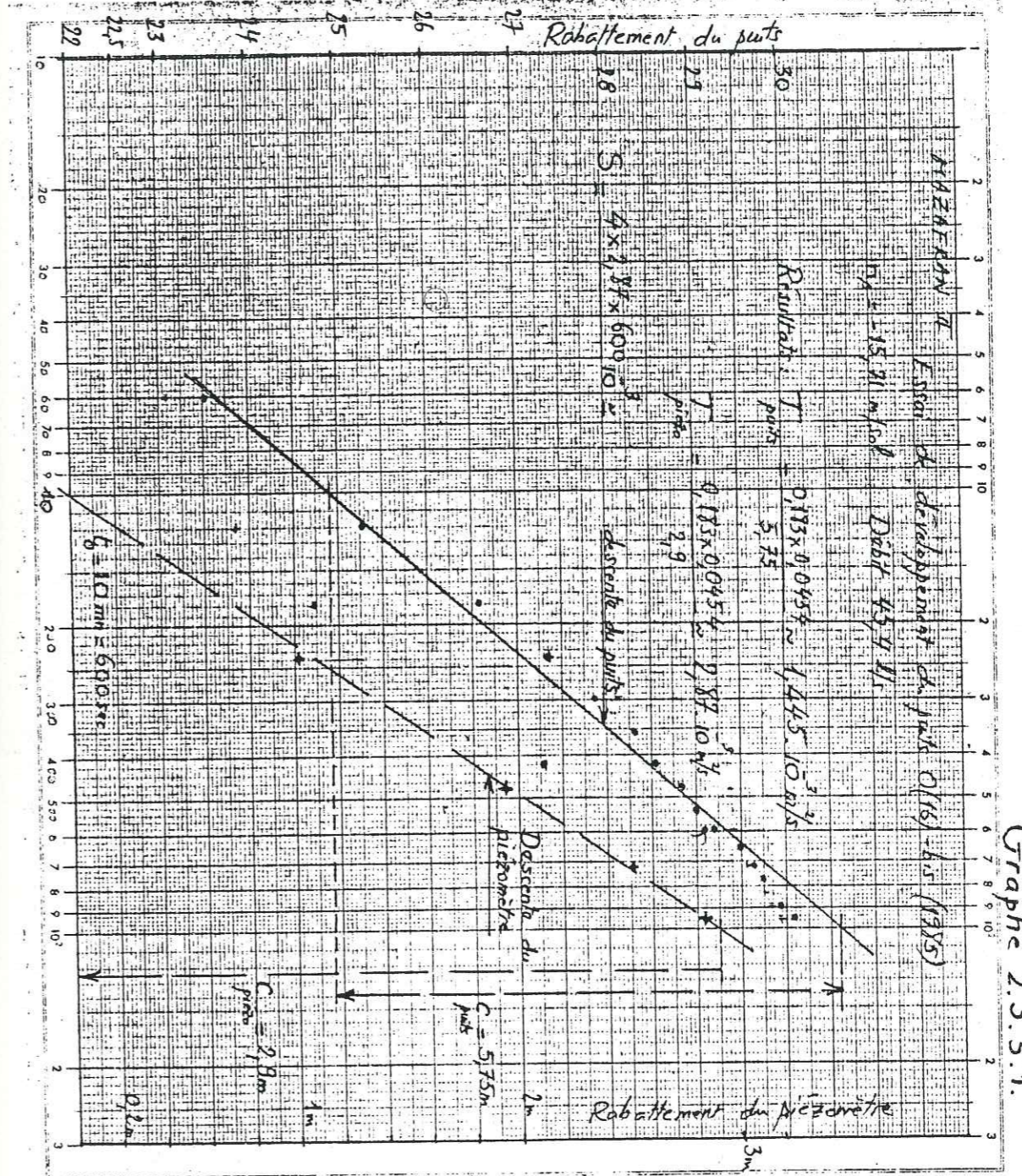
On peut enfin conclure que de toutes façons cette couche d'argile et de marne révélée par la coupe n'est pas du type imperméable, mais plutôt semi-imperméable.

Le puits d'exploitation réalisé tout récemment, à proximité du puits O(16) et qui doit remplacer ce dernier, nous permet d'obtenir une valeur assez précise du coefficient d'emmagasinement, grâce aux quelques mesures effectuées, sur notre insistance, au niveau de l'ancien puits utilisé comme piézomètre.

Les mesures effectuées au cours du développement de 16 heures, après injection d'hexanétaphosphate, nous permettent de tracer en coordonnées semi-logarithmiques des droites passant très près des points représentatifs, mais de pentes sensiblement différentes pour le puits et pour le piézomètre. Les résultats sont, pour la durée de 16 heures:

pour le puits: $T = 1,45 \cdot 10^3$ m²/s
 pour le piézomètre: $T = 2,87 \cdot 10^3$ m²/s
 $S = 7,65 \cdot 10^{-3}$

Graphe 2.3.5.1.



Graphe 2.3.5.1.

Pour l'ancien puits O(16), utilisé ici comme piézomètre, nous avons précédemment trouvé comme valeurs de T: $8,26 \cdot 10^3$ m²/s par la méthode de Cooper-Jacob et $0,95 \cdot 10^3$ m²/s par la méthode de Theis, avec $\frac{r}{B} = 0,05$ (drainance)

Le pompage d'essai de longue durée (48 heures) nous donne comme résultats (voir graphes n° 2.3.5.2 et 2.3.5.3)

Pour le puits: En descente, la courbe s(Q) en coordonnées semi-logarithmiques se compose de deux demi-droites de pentes différentes, la brisure ayant lieu pour un rabattement de 26,5m après 5 heures de pompage. Les valeurs de T sont respectivement de $6,39 \cdot 10^3$ m²/s et $1,61 \cdot 10^3$ m²/s.

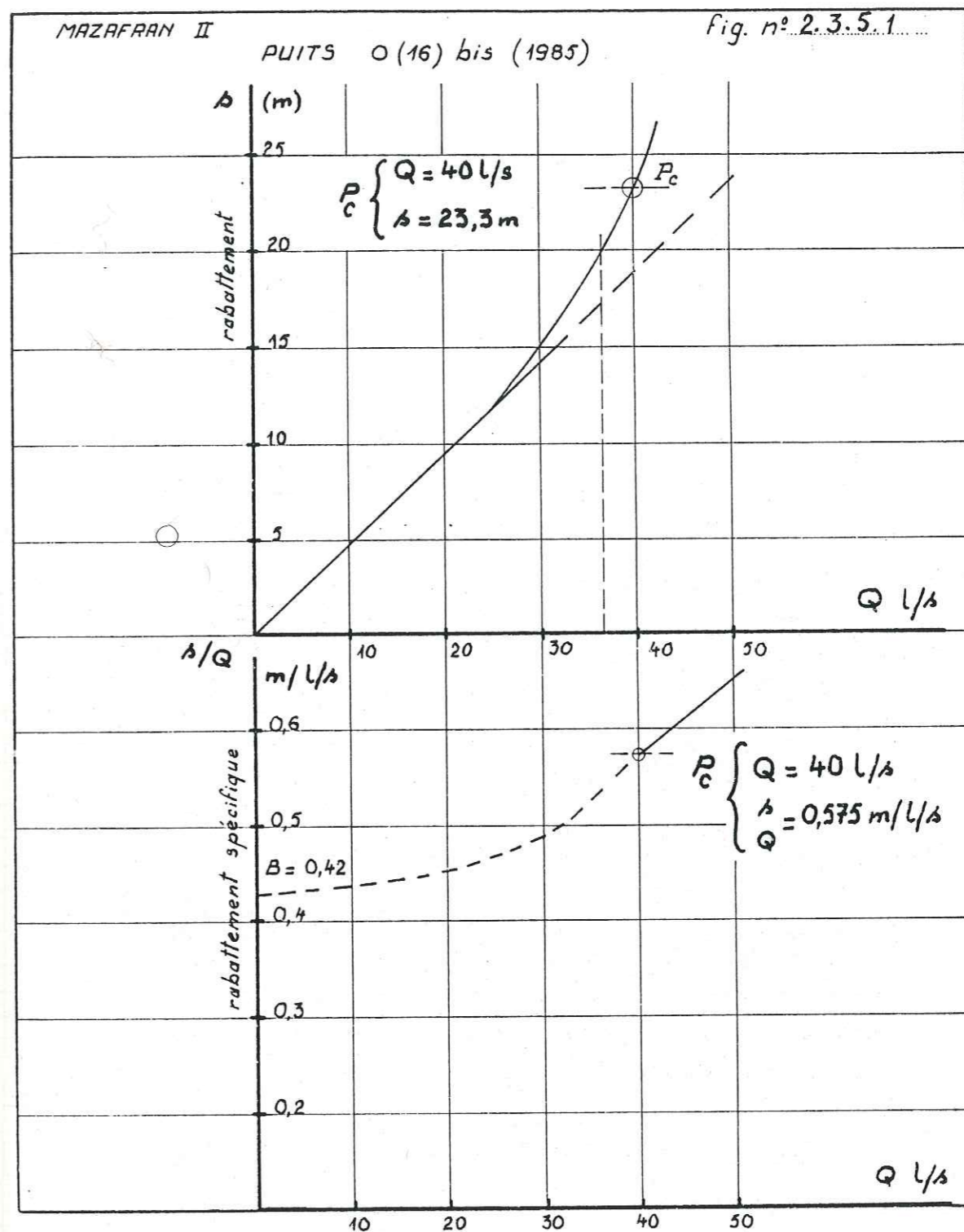
En remontée nous retrouvons le même phénomène: deux demi-droites se coupant pour s = 25m et donnant pour T les valeurs de $8,3 \cdot 10^3$ m²/s et $1,40 \cdot 10^3$ m²/s.

En coordonnées bilogarithmiques, nous n'avons tracé, en remontée que la branche de la courbe correspondant à des rabattements résiduels inférieurs à 2m, les points étant disposés irrégulièrement au-delà de cette partie. La valeur de T trouvée est $1,45 \cdot 10^3$ m²/s très voisine de la première valeur trouvée.

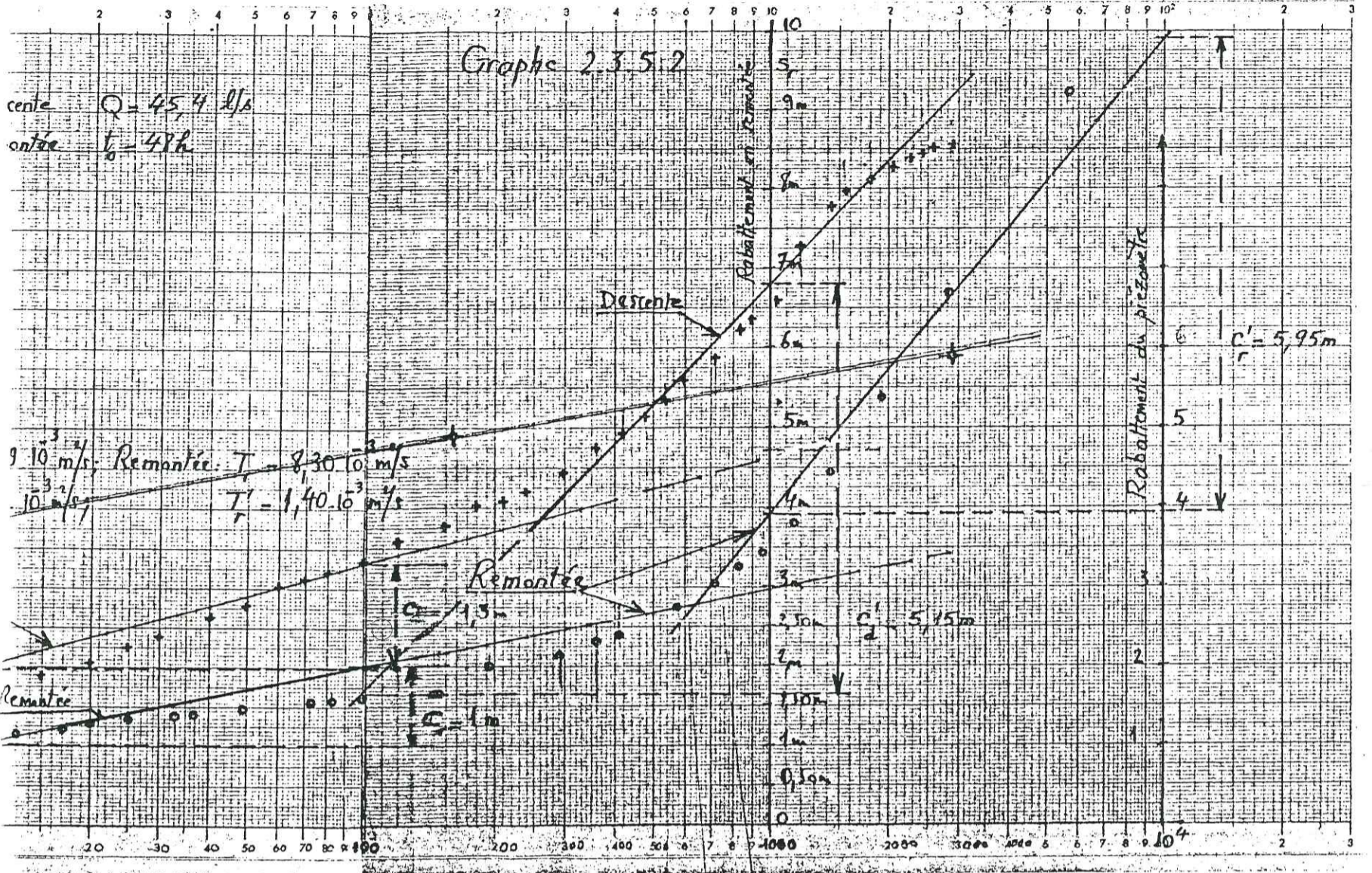
Pour le piézomètre: trois points de mesure seulement ont été effectués, ce qui ne permet pas d'obtenir une courbe précise. En joignant les deux points représentatifs des mesures effectuées, nous obtenons une droite coupant l'axe des temps pour $t_0 = 4,2$ secondes et donnant pour T la valeur de $8,3 \cdot 10^3$ m²/s et pour S la valeur de $0,15 \cdot 10^3$

La courbe de remontée du puits, en coordonnées bi-logarithmiques met en évidence une drainance assez importante, $\frac{r}{B}$ étant de l'ordre de 1,5 (pour de faibles rabattements résiduels).

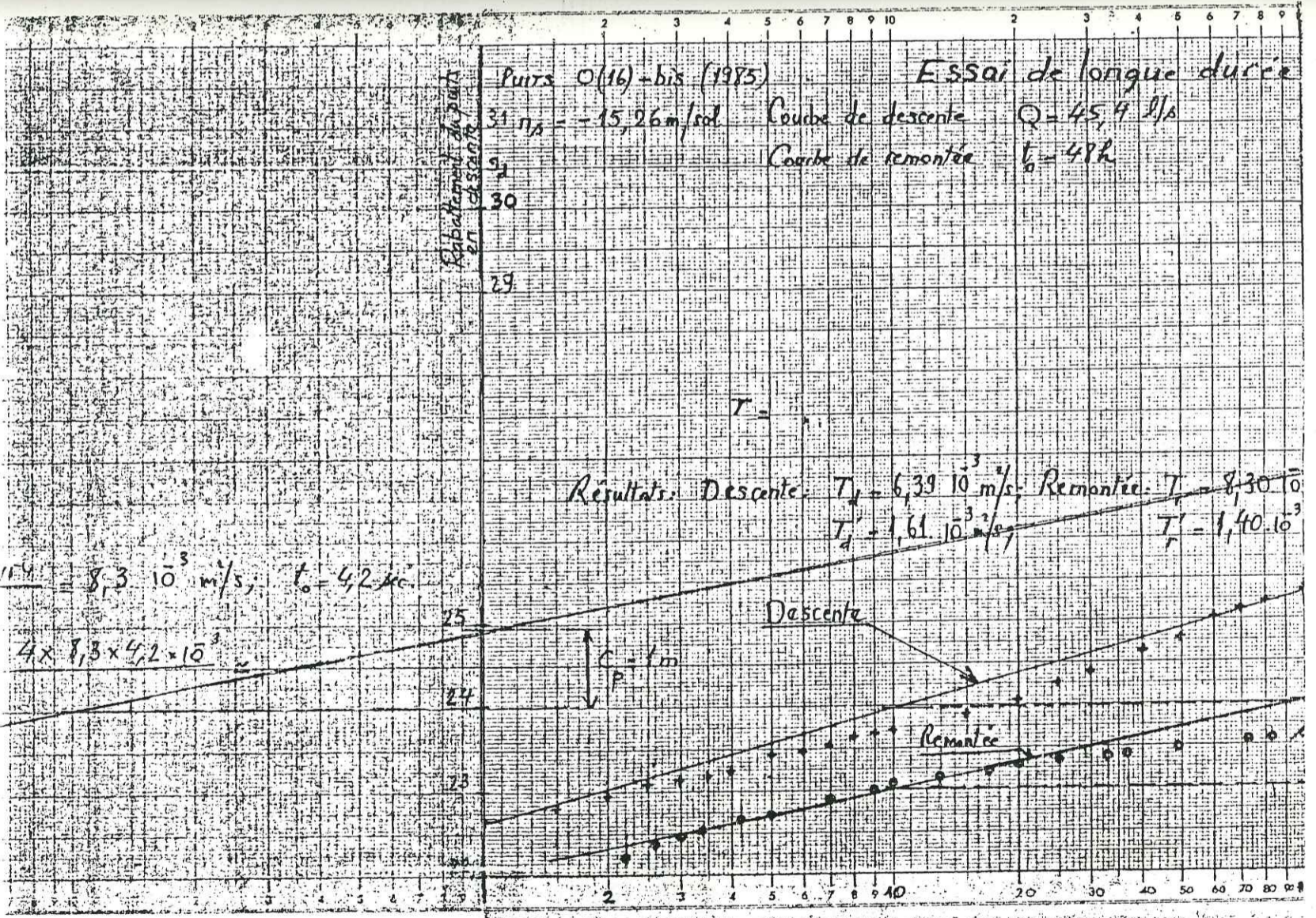
En rapprochant tous ces résultats, nous obtenons le tableau suivant(voir T. n° 2.3.6)



Graphe 2.3.5.2. (suite)



Graphe 2.3.5.2.



Graphe 2.3.5.3.

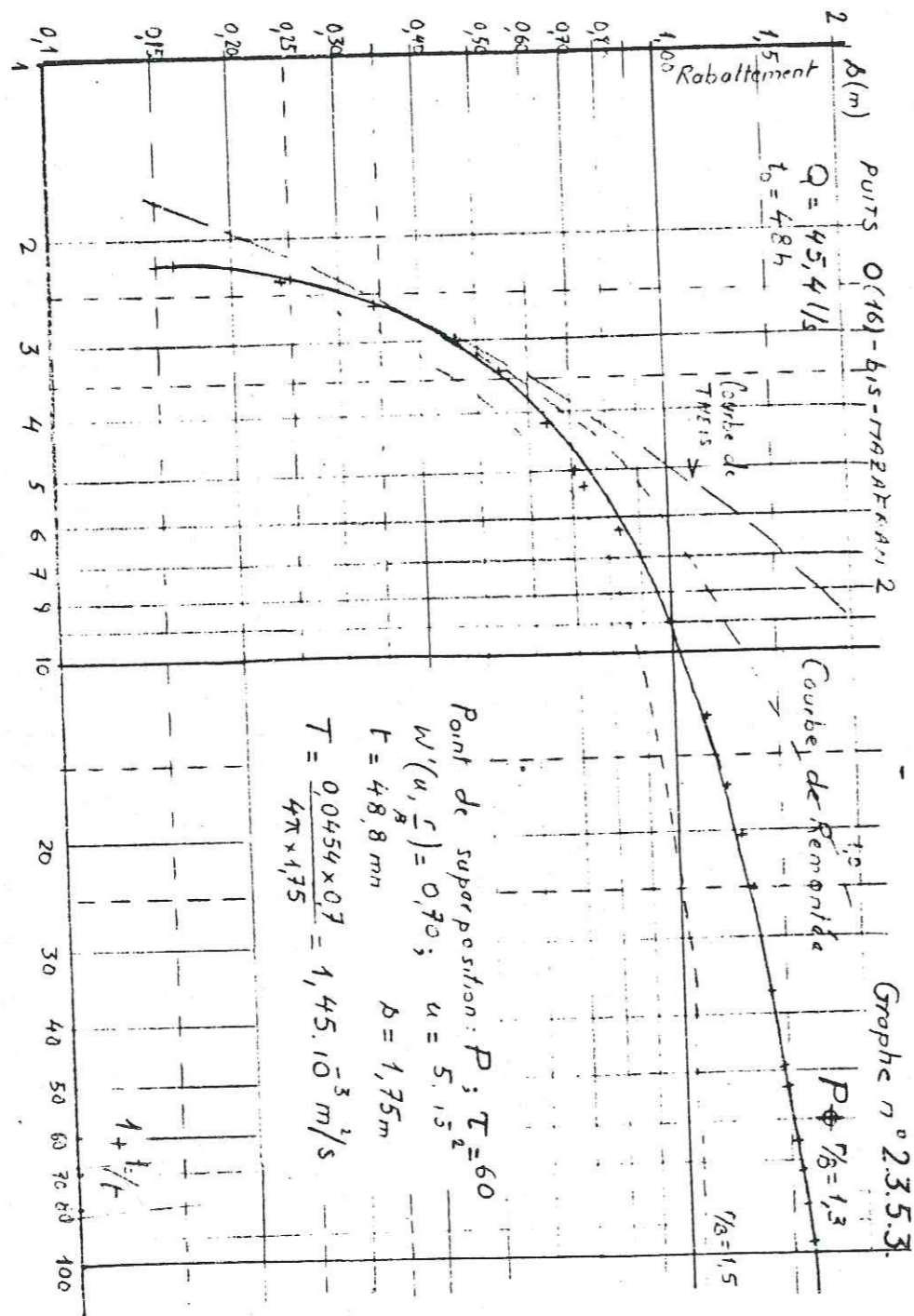


TABLEAU n° 2.3.6.

	Valeur de T . en $10^3 \text{ m}^2/\text{s}$	Méthode	E s s a i	
ancien puits O(16) utilisé comme piézomètre	8,26	C-Jacob	Descente	1978
	8,26	"	Remontée	1978
	0,95	Theis-Hantush	Descente	1978
			drainance $\frac{r}{B} = 0,05$	
	2,87	C-Jacob	Descente, développement, 1985	
Nouveau puits O(16)-bis	8,3	C-Jacob	Descente, pompage d'essai 1985	
	1,45	C-Jacob	Descente, développement 1985	
	6,39	C-Jacob	Descente, pompage d'essai 1985 faibles rabattements	
	8,30	C-Jacob	Remontée, pompage d'essai 1985 faibles rabattements résiduels.	
	1,61	C-Jacob	Descente, pompage d'essai 1985 rabattements élevés.	
	5,9	C-Jacob	Remontée, pompage d'essai 1985 rabattements résiduels élevés	
	1,45	Theis	Remontée, pompage d'essai 1985 faibles rabattements résiduels.	
			$\frac{r}{B} = 1,5$	

Nous remarquons que les valeurs trouvées en 1978 pour O(16) par la méthode de C-Jacob correspondent à celle trouvée en 1985 pour O(16)-bis pour les faibles rabattements.

Par la méthode de Theis-Hantush la valeur de T pour O(16) est voisine de celle de O(16) pour les faibles rabattements, et elle est voisine de celle trouvée par la méthode de C-Jacob en descente pour les rabattements élevés.

Nous pouvons donc conclure que la valeur de T la plus probable pour O(16) et son remplaçant O(16)-bis est voisine de 8.10^3 m²/s, les autres valeurs trouvées étant sans doute dues à l'imprécision du tracé des graphes.

Quant à la valeur de S, elle doit être située entre les deux résultats trouvés précédemment, soit environ 1 à 3.10^3 , valeur voisine de celle de N(14).

En nous reportant aux figures n°2.3.13 à 2.3.16 qui montrent la coupe géologique au niveau des puits étudiés, nous allons essayer d'interpréter les résultats obtenus pour les caractéristiques hydrodynamiques des autres puits, en fonction de la lithologie.

La zone de E(6) représente, sur la coupe 1-1, celle du coefficient de transmissivité le plus élevé, soit 30.10^3 m²/s. Les deux extrémités de la zone, près de C(1) au N-W et de Q(18) au S-E sont celles du coefficient T le moins élevé (respectivement 12 et 13.10^3 m²/s). Les courbes d'essai de longue durée ne révèlent pas de drainance dans aucun des puits concernés:

C(1), F(5), E(6), Q(18). Le puits voisin F(1)-bis donne pour T la valeur de 32.10^3 m²/s, proche de celle de E(6) et pour S la valeur de $9,25.10^5$. Par conséquent la valeur de S trouvée pour E(6) par la méthode approchée, soit 2.10^{12} environ, est totalement erronée. Celle déterminée par contre pour Q(18), soit $1,3.10^5$ semble assez proche de la réalité.

La planche 2.5 révèle, au niveau de F1-bis, d'après les investigations assez détaillées du B.E. BINNIE-ATKINS, 1982, une mince couche de limons et d'argiles, de l'ordre de 5m que nous retrouvons au puits E(6) tout proche, puis une épaisseur d'argiles légèrement graveleuses jusqu'à une profondeur de près de 40m, qui est mise en évidence sur la coupe de E(6), ensuite une succession de couches de

galets et de graviers avec plus ou moins d'argiles jusqu'à une profondeur de l'ordre de 120m. Ces couches constituent la formation de la Mitidja; celles qui lui succèdent, plus en profondeur, comprenant essentiellement des argiles et marnes de couleur jaunâtre, font partie de la formation d'El-Harrach, substratum quasi imperméable (absence de drainance). Compte tenu des caractéristiques hydrodynamiques moins favorables aux puits C(1) et Q(18), on peut conclure que la proportion des éléments fins et peu perméables augmente au fur et à mesure qu'on s'éloigne de E(6) vers l'Ouest aussi bien que vers l'Est. On remarque sur la fig.2.3.13 que les éléments très fins y prédominent en surface, jusqu'à une profondeur de l'ordre de 25 mètres.

La coupe 3-3, fig.2.3.15 concerne la zone périphérique Nord du Champ de Captage.

Les coefficients de transmissivité qui ont été calculés pour les puits C(1)-bis, A(3) et D(7)-bis décroissent au fur et à mesure que l'on se déplace vers l'Est.

Les valeurs de S déterminées par la méthode approchée en A(3) et D(7) ne sont sans doute pas correctes, mais elles doivent être sensiblement plus faibles que celles de la zone de E(6) précédemment citée.

Les couches supérieures de limons et de sables fins s'amincissent, puis disparaissent au-delà de A(3). Dans cette zone la formation de la Mitidja comprend une forte proportion d'éléments fins argileux, en association avec les galets et graviers que l'on retrouve jusqu'à des profondeurs de 120 à 130m.

La coupe géologique du piézomètre P5, voisin du D7bis, montre une épaisseur d'argile grise, noire et jaune jusqu'à une profondeur de 12m, puis des couches de graviers grossiers moyens

fig. 2.3.14.

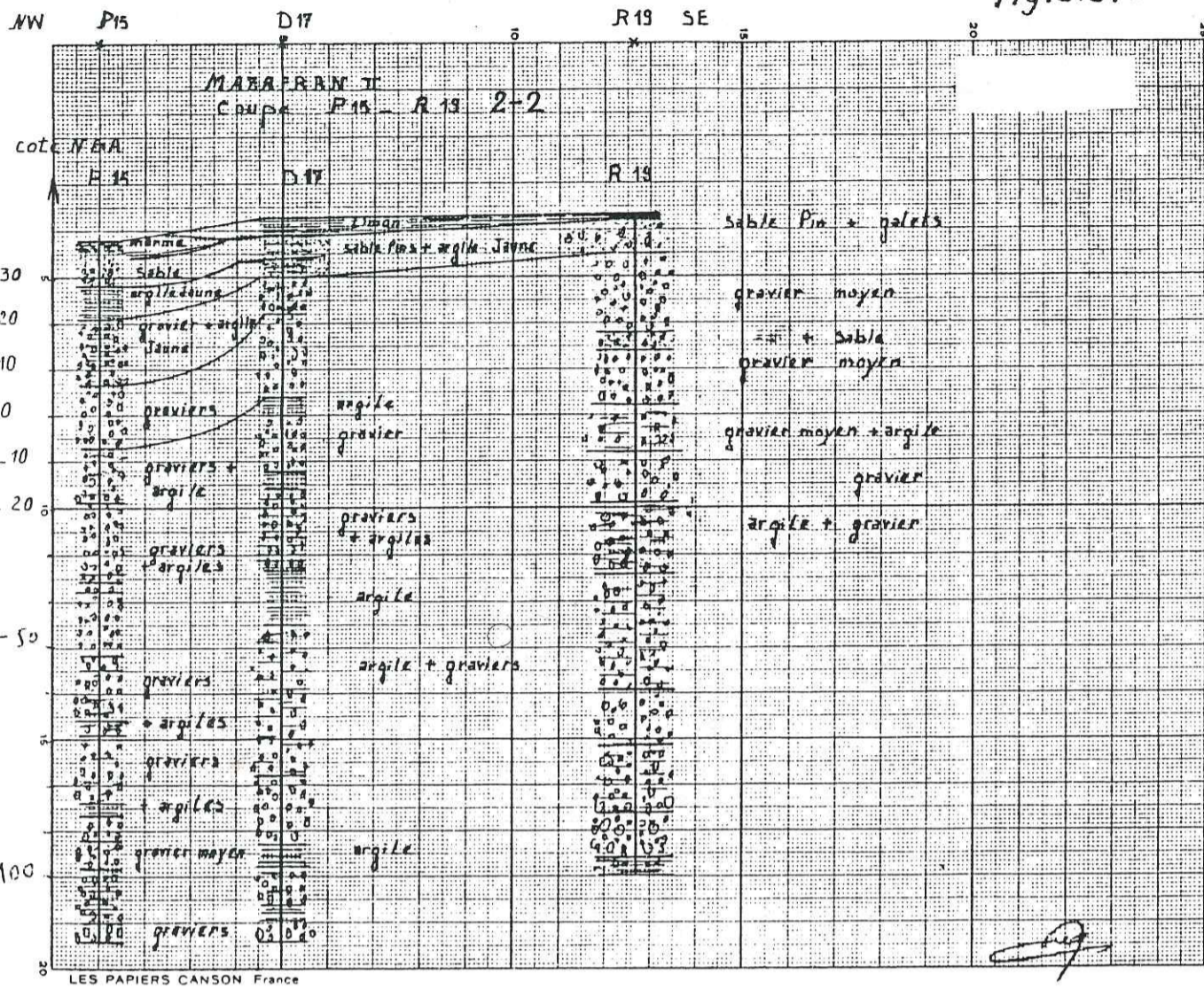


FIG. 2.3.14

- 150 -

fig. 2.3.13

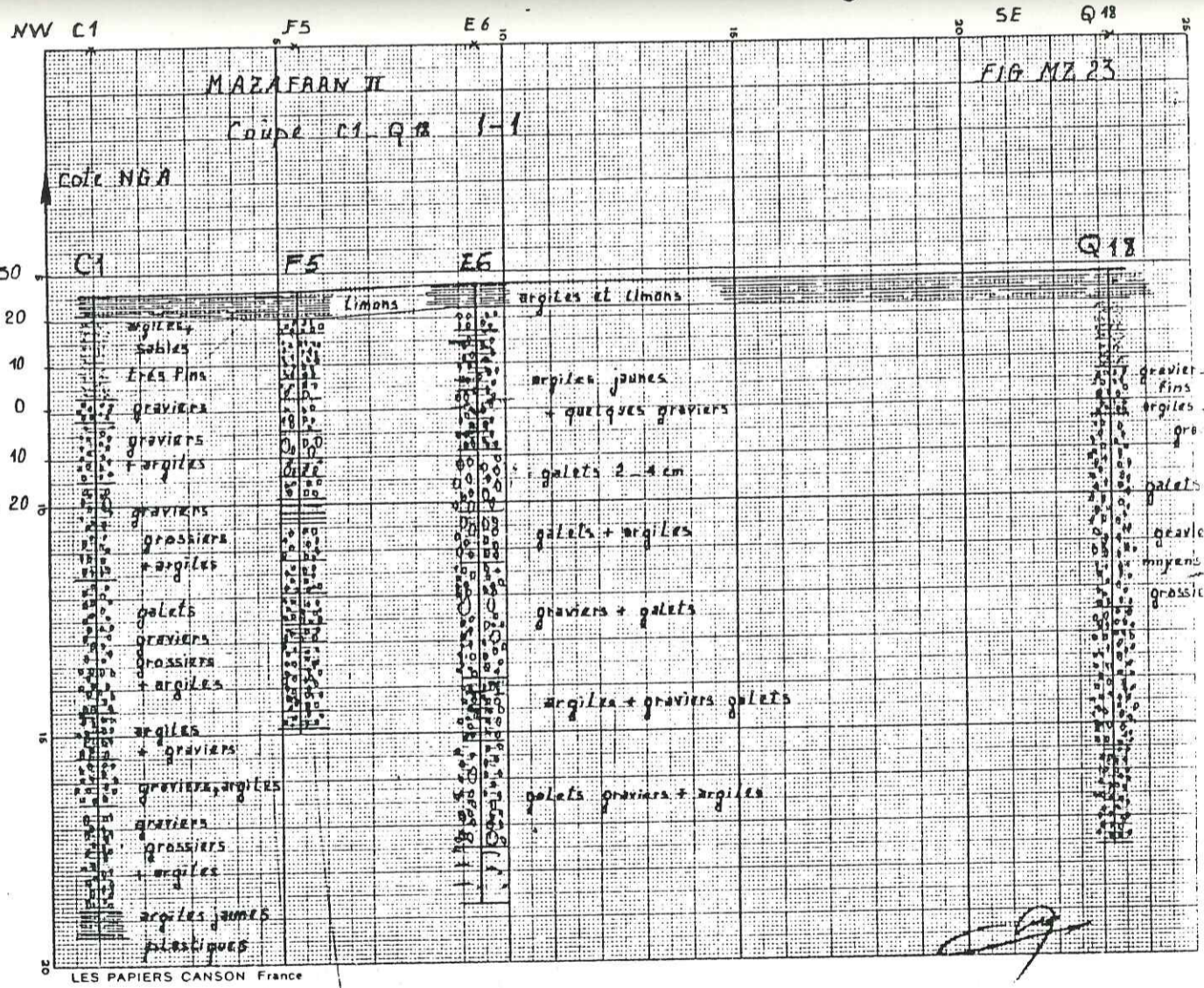


FIG. 2.3.13.

- 149 -

et fins en alternance avec des couches argileuses jusqu'à la couche des argiles jaunes de la formation d'El-Harrach à une profondeur de 140m.

La coupe 2-2 de la fig. 2.3.14 concerne la zone méridionale du Champ captant, entre les puits P(15)-bis au Nord-Ouest et R(19bis) au Sud-Est.

Le coefficient de transmissivité va en décroissant, de $30 \cdot 10^3$ m²/s en P(15) bis à $8 \cdot 10^3$ m²/s en R(19) bis.

Le coefficient d'emmagasinement n'ayant pu être déterminé en P(15) bis, on suppose qu'il est voisin de celui de H(12), soit quelques 10^{-3} .

La valeur approchée de S calculée pour R(19) bis, soit $1,45 \cdot 10^{-8}$ est manifestement trop faible, on ne peut la prendre en considération.

En surface, la couche des limons a disparu en P(15), a quelques mètres d'épaisseur en D(17) puis s'amincit plus au Sud et disparaît en R(19). Jusqu'à une profondeur de près de 150m en P(15) et D(17) et 145m en R(19), nous retrouvons l'alternance des couches de graviers, de graviers argileux et de fines couches d'argile, surmontées en surface d'une couche de sable fin et d'argile jaune d'une quinzaine de mètres d'épaisseur en P(15), d'une dizaine en D(17) et de 7 à 8m en R(19), sans argile en ^{co} dernier.

Les couches d'argile sont plus épaisses en D(17) qu'en P(15), ce qui pourrait expliquer la valeur plus faible de T, mais la faible valeur de T plus au Sud pourrait laisser penser que la proportion des argiles et éléments fins en R(19) y est plus importante, et similaire à celle de la périphérie Nord du Champ. Les coupes géologiques présentées par l'Entrepreneur ne permettent pas de juger avec précision de cette proportion, une analyse plus détaillée aurait été nécessaire.

Fig. 2.3.15

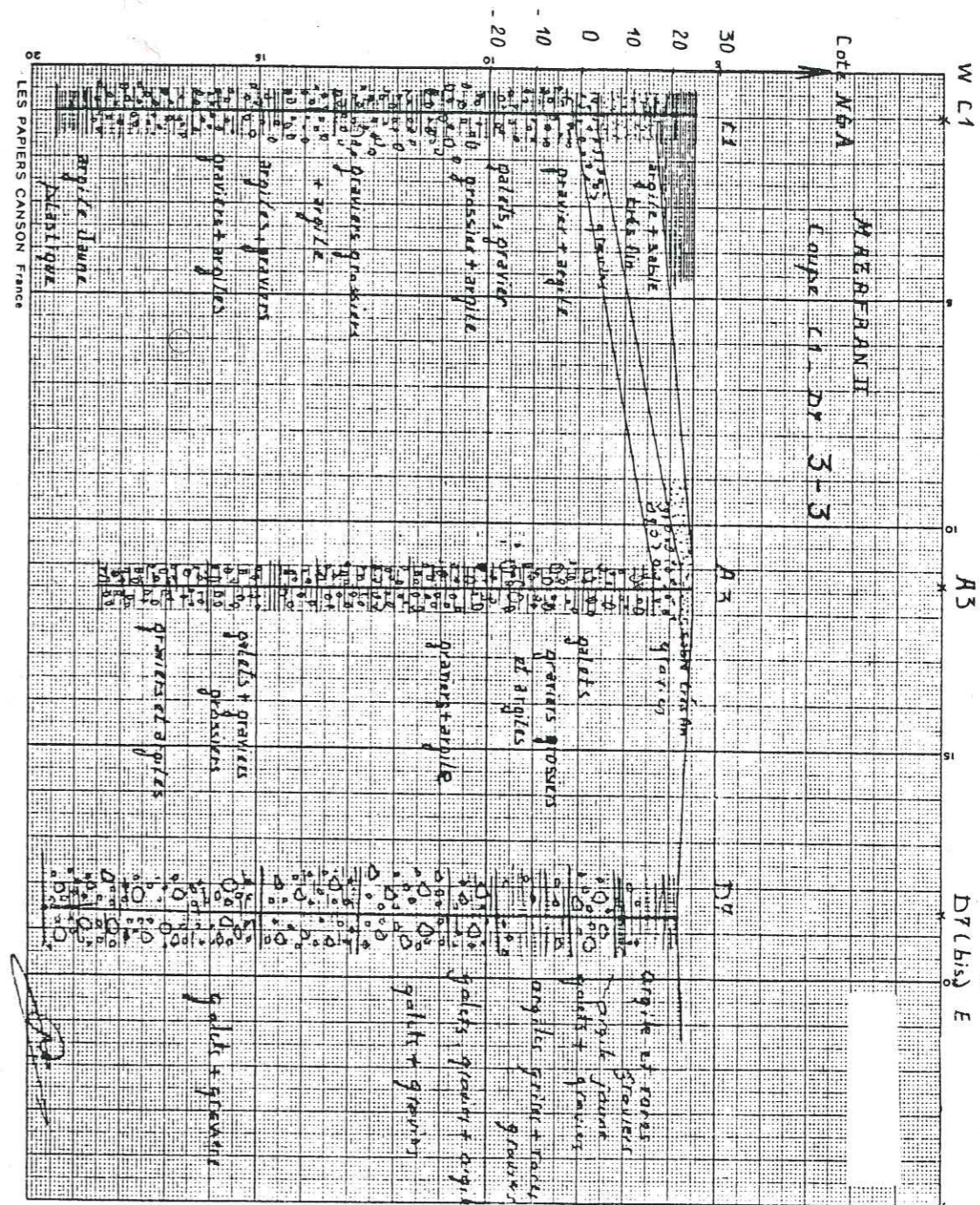


Fig. 2.3.15

La coupe 4-4 représente la zone centrale du champ, d'Ouest en Est, entre J(8) et Q(18).

Le coefficient de transmissivité varie de $40 \cdot 10^3$ m²/s en J(8) à $13 \cdot 10^3$ m²/s en Q(18), passant par un maximum de l'ordre de $55 \cdot 10^3$ m²/s en K(9).

Les valeurs approchées de S ont été évaluées à $2 \cdot 10^5$ en L(13), à $1,2 \cdot 10^5$ en Q(18). Ces valeurs sont manifestement plus faibles que les valeurs réelles qui devraient être voisines de 10^3 , aussi ne peuvent-elles pas être prises en considération telles quelles. Une correction s'avère nécessaire.

La couche superficielle d'argile s'amincit de J(8), une vingtaine de mètres, à Q(18): 5 à 6 mètres.

Les couches de graviers fins à grossiers se succèdent, avec quelques passes argileuses ou sableuses jusqu'à des profondeurs de 160m en J(8), 120m en K(9), 110m en L(13) et 125m environ en Q(18). Cependant la proportion des éléments fins, sables et argiles, doit être manifestement plus importante vers l'Est, en Q(18), ce qui expliquerait la valeur plus faible du coefficient.

La coupe 5-5 représente le champ captant dans la presque totalité de sa longueur suivant un axe SSW-NNE, traversant en son milieu la zone de transmissivité la plus élevée, depuis D17 jusqu'à A3, en passant par N(14)-bis, K9bis et H(10)bis. On constate que la proportion des graviers et galets plus ou moins grossiers est plus élevée près de K(9)bis, et les couches d'argiles y sont plus réduites, ce qui expliquerait la valeur plus élevée du coefficient T. Plus au Nord, vers A(3) la proportion des argiles est visiblement plus élevée, les couches de graviers et galets non argileux y étant plus réduite. La situation en H(10)bis, un peu plus au Sud étant intermédiaire, le coefficient T y acquiert une valeur de l'ordre de $30 \cdot 10^3$ m²/s.

On peut conclure, en définitive, que l'aquifère de la Mitidja présente dans cette zone, centrée autour des puits N(14)bis et K(9)bis, une importante proportion de couches perméables de galets et de graviers plus ou moins grossiers jusqu'à des profondeurs de l'ordre de 150m, à son contact avec la Formation d'El-Harrach peu perméable. La perméabilité va en diminuant rapidement vers la rive droite de l'Oued Chiffa à l'Ouest, et la région d'Oued EL Alleug à l'Est. La zone peu perméable s'étend plus lentement vers le Nord, où elle rencontre à nouveau l'aquifère de bonne transmissivité du champ de captage de Mazafran 1, au Nord-Est de la route départementale 131.

Nous remarquons également que le long d'un axe SSW-NNE, le phénomène de drainance a été mis en évidence par les courbes $s(Q)$ tracées en coordonnées bi-logarithmiques, ce pour les puits A(3), J(8), L(13), M(12) et O(16), avec un maximum en M(12) (du moins pour les puits dont les courbes tracées ont permis de mettre en évidence ce phénomène), ce qui laisserait supposer une contribution de l'aquifère de l'Astien dans l'alimentation de celui de la Mitidja, dans le sens ascendant, à travers la couche des marnes d'El-Harrach qui sépare ces 2 formations, ou bien, ce qui est tout à fait plausible, que la drainance a lieu depuis la formation du MAZAFRAN, couche de limons peu perméables surmontant l'aquifère de la Mitidja. Il a été en effet prouvé, à la suite des travaux du B.E BINNIE-ATKINS que la formation du MAZAFRAN contient de l'eau, parfois en excès puisa... se produit un drainage de l'Oued Mazafran depuis cette formation. De nombreux puits d'irrigation, asséchés à la suite de la mise en exploitation du champ de Mazafran 2 corroborent cette hypothèse.

2.3.5. INFLUENCE RECIPROQUE DES PUIITS EN EXPLOITATION SIMULTANEE

Il est intéressant de procéder à un calcul théorique des rabattements induits mutuellement par les puits en exploitation simultanée pendant une certaine période, puis de les comparer à la réalité. Cela nous permettrait de discuter encore des valeurs trouvées pour les coefficients hydrodynamiques T et S et de formuler une conclusion.

Les valeurs disponibles pour la mesure des niveaux dynamiques les plus sûres sont celles qui ont été prises durant les deux premières années d'exploitation du champ captant : au delà, les mesures faites l'ont été d'une manière irrégulière et même ont cessé par suite d'indisponibilité de matériel (sondes de niveau, véhicules) et d'agent compétent. Nous adoptons donc pour le temps d'exploitation T la quantité 2 ans = 63 X 10⁶ secondes.

Nous appliquons la relation de Theis :

$$D = 0,183 \frac{Q}{T} \log_{10} \frac{2,25 Tt}{r^2 S}, \text{ où : } S = 3 \cdot 10^{-3} ;$$

D est le rabattement en m, observé à une distance r du puits considéré, pour un débit de pompage Q m³/s ;

Q : débit d'exploitation, supposé constant, du puits considéré ;

T : transmissivité moyenne, en supposant l'aquifère homogène et isotrope, de transmissivité unique T. Ici T = 22,9 · 10⁻³ m²/s ;

t : temps de pompage en secondes. Ici t = 63 · 10⁶ sec ;

r : distance entre le point d'observation et le puits considéré ;

La relation devient : $D(m) = 8 Q (9,034 - 2 \log r)$

D'où le tableau de calcul ci-après, (T. n° 2.3.5.1)

Les résultats de calculs montrent que les rabattements induits, pour un pompage total de 1220 l/s réparti dans tout le champ est maximum pour les puits F5 et E6 (33,14 m; respectivement 32,42 m), et minimum pour A3 et I11 (16,76 m resp. 16,73 m).

Il y a lieu à présent d'évaluer les rabattements totaux pour tous les puits et les comparer aux mesures directes prises au niveau des puits après deux années d'exploitation environ. Les mesures de niveau ont été effectuées en Juin - Juillet 1981, soit près de deux années après la mise en service des puits.

du champ, laquelle eut lieu en été 1979. Il convient cependant de signaler dès à présent que les débits d'exploitation réels ne sont pas tout à fait égaux à ceux qui ont été adoptés dans les calculs. Au début de l'exploitation de nombreux puits n'ont pas fonctionné, car non encore équipés correctement.

Les débits extraits des puits ont été imposés non pas par l'hydrogéologue qui a calculé et défini les débits d'exploitation, mais plutôt par les pompes mises en place, souvent de caractéristiques différentes de celles qu'il aurait été théoriquement nécessaire d'installer.

D'autre part, il y a eu souvent des arrêts de pompage dans un puits ou dans l'autre, soit volontaires, dus à des nécessités techniques ou par suite de baisse exagérée du niveau d'eau (ce dernier cas étant assez rare du reste), soit involontaires, d'aux pannes, relativement fréquentes, surtout au début de la mise en exploitation du champ.

Le tableau 2.3.5.3. ci-après résume les débits théoriques et réels, les rabattements totaux théoriques et mesurés, ce qui permet de procéder à la comparaison de la réalité avec les calculs.

TABEAU N° 2.3.5.1.

DISTANCES ENTRE LES POINTS DU CHAMP DE CAPTAGE DU HAZAFRAN 2, ET DEBITS D'EXPLOITATION

Débit [l/s]	Puits	C1	B2	A3	G4	F5	E6	D7	J8	J9	I10
90	C1	0	2575	1275	1250	550	1000	2175	1680	1750	1425
60	B2	2575	0	3325	1450	2375	2500	4025	950	1350	2225
45	A3	1275	3325	0	2325	1075	825	900	2400	2100	1275
70	G4	1250	1450	2325	0	1275	1650	3175	800	1300	1700
95	F5	550	2375	2325	1275	0	475	1900	1400	1280	875
90	E6	1000	2500	825	1650	475	0	1550	1575	1250	550
55	D7	2175	4025	900	3175	1900	1550	0	3100	2700	1800
70	J8	1680	950	2400	800	1400	1575	3100	0	625	1350
45	J9	1750	1350	2100	1300	1280	1250	2700	625	0	875
50	I10	1425	2225	1275	1700	875	550	1800	1300	875	0
35	I11	2300	2050	1650	2650	1780	1300	1700	2150	1350	975
75	I12	2550	850	2980	1730	2180	2175	3550	950	875	1730
70	L13	2250	1750	2250	1980	1750	1500	2650	1250	550	975
80	I14	2650	1500	2750	2130	2150	2000	3150	1350	900	1480
60	I15	3130	730	3680	2100	2800	2850	4250	1450	1580	2450
35	O16	3150	2300	2950	2880	2630	2075	3130	2150	1580	1780
75	D17	3600	1250	4100	2630	3250	3275	4600	1950	2000	2800
80	Q18	2750	2700	2280	2830	2230	1800	2330	2230	1600	1330
40	R19	4000	2130	4150	3300	3580	3430	4480	2520	2280	2880

TOTAL: 1.220 l/s

TABLEAU N°2.3.5.1(suite) DISTANCES ENTRE PUIITS DU CHAMP DE CAPTAGE
DU MAZAFRAN 2 ET DEBITS D'EXPLOITATION

Debit l/s	Puits	I11	M12	L13	N14	P15	O16	D17	Q18	R19
90	C1	2300	2550	2250	2630	3130	3150	3600	2750	4000
60	B2	2050	830	1750	1500	730	2300	1250	2700	2130
45	A3	1650	2980	2250	2750	3680	2950	4100	2280	4150
70	G4	2630	1730	1980	2130	2100	2880	2630	2830	3300
85	E5	1720	2180	1750	2160	2800	2630	3250	2230	3560
90	E6	1500	2175	1500	2000	2830	2075	3275	1800	3430
55	D7	1700	3550	2650	3150	4250	3130	4600	2330	4480
70	J8	2150	950	1250	1350	1430	2130	1950	2230	2520
45	K9	1550	875	550	900	1580	1580	2000	1670	2280
50	H10	975	1730	975	1480	2430	1780	2800	1330	2880
35	I11	0	2180	1150	1630	2830	1430	3100	1500	2800
75	M12	2180	0	1000	675	725	1450	1100	1930	1550
70	L13	1150	1000	0	500	1700	925	1950	980	1930
80	H14	1630	675	500	0	1280	800	1500	1280	1430
60	P15	2830	725	1700	1280	0	1930	525	2550	1430
35	O16	1430	1450	925	800	1930	0	2000	850	1400
75	D17	3100	1100	1950	1500	525	2000	0	2700	1080
80	Q18	500	1930	980	1280	2550	850	2700	0	2280
40	R19	2800	1550	1930	1430	1430	1400	1080	2280	0

TOTAL: 1.220 l/s

TABLEAU N°2.3.5.2

RADATTEMENT INDUIT DES PUIITS EN EXPLOITATION
SIMULTANEE DU CHAMP DE CAPTAGE DU MAZAFRAN 2

Puits	C1	B2	A3	G4	F5	E6	D7	J8	K9
C1	0	1,59	2,03	2,05	2,56	2,18	1,70	1,86	1,84
B2	1,59	0	0,96	1,30	1,10	1,06	0,88	1,48	1,33
A3	2,03	0,96	0	0,83	1,07	1,15	1,13	0,82	0,86
G4	2,05	1,30	0,93	0	1,58	1,46	1,14	1,81	1,57
F5	2,56	1,10	1,07	1,58	0	2,30	1,88	2,08	2,14
E6	2,18	1,06	1,15	1,46	2,30	0	1,91	1,90	2,05
D7	1,70	0,88	1,13	1,14	1,88	1,91	0	0,90	0,96
J8	1,86	1,48	0,82	1,81	2,08	1,90	0,90	0	1,24
K9	1,84	1,33	0,86	1,57	2,14	2,05	0,96	1,24	0
H10	1,96	1,12	1,02	1,44	2,40	2,56	1,11	1,0	1,13
I11	1,66	1,02	0,94	1,23	1,93	2,02	1,13	0,85	0,96
M12	1,60	1,53	0,75	1,43	1,79	1,70	0,85	1,11	1,15
L13	1,60	1,22	0,84	1,37	1,94	1,93	0,96	1,02	1,28
N14	1,58	1,29	0,78	1,14	1,80	1,75	0,90	1,00	1,13
P15	1,47	1,59	0,62	1,34	1,63	1,53	0,78	0,98	0,95
O16	1,47	1,11	0,75	1,19	1,67	1,73	0,90	0,86	0,95
D17	1,30	1,36	0,65	1,23	1,53	1,44	0,75	0,88	0,83
Q18	1,55	1,04	0,84	1,20	1,78	1,82	1,01	0,84	0,95
R19	0,75	1,14	0,65	1,12	1,46	1,41	0,76	0,80	0,84
TOTAL	26,91	22,24	16,76	24,43	33,14	33,42	19,65	20,03	21,20

TABLEAU N°2.3.5.2 (Suite)

RABATTEMENT INDUIT DES PUIES EN EXPLOITATION
SIMULTANEE DU CHAMP DE CAPTAGE DU MAZAFRAN 2

Puits	H10	I11	M12	L13	N14	P15	O16	D17	Q18	R19
C1	1,96	1,66	1,60	1,68	1,58	1,47	1,47	1,38	1,55	0,75
B2	1,12	1,02	1,53	1,22	1,29	1,59	1,11	1,36	1,04	1,14
A3	1,02	0,94	0,75	0,84	0,78	0,69	0,75	0,65	0,84	0,65
G4	1,14	1,23	1,43	1,37	1,14	1,34	1,19	1,23	1,20	1,12
F5	2,40	1,93	1,79	1,94	1,80	1,63	1,67	1,53	1,78	1,46
E6	2,56	2,02	1,70	1,93	1,75	1,53	1,73	1,44	1,82	1,41
D7	1,11	1,13	0,85	0,96	0,90	0,78	0,90	0,75	1,01	0,76
J8	1,00	0,85	1,11	1,02	1,00	0,98	0,86	0,88	0,84	0,80
K9	1,13	0,96	1,13	1,28	1,13	0,95	0,95	0,88	0,95	0,84
I10	0	1,22	1,02	1,22	1,08	0,91	1,01	0,86	1,11	2,81
I11	1,22	0	0,66	0,82	0,73	0,60	0,76	0,58	1,02	0,60
M12	1,02	0,66	0	1,82	2,03	1,99	1,63	1,77	1,48	1,59
L13	1,22	0,82	1,82	0	2,04	1,44	1,74	1,37	1,71	1,38
N14	1,03	0,73	2,03	2,04	0	1,80	2,07	1,72	1,81	1,75
P15	0,91	0,60	1,99	1,44	1,80	0	1,18	1,73	1,07	1,31
O16	1,01	0,76	1,63	1,74	2,07	1,18	0	0,68	0,89	0,77
D17	0,86	0,58	1,77	1,37	1,72	1,73	0,68	0	1,30	1,78
Q18	1,11	1,02	1,48	1,71	1,81	1,07	0,89	1,30	0	1,48
R19	2,81	0,60	1,59	1,38	1,75	1,31	0,87	1,78	1,48	0
TOTAL	24,98	18,73	29,89	25,78	28,40	23,01	21,36	22,19	22,90	22,20

TABLEAU N°2.3.5.3

EXPLOITATION DU CHAMP DE CAPTAGE DU MAZAFRAN 2

Regen et n° des puits	Débit Théorique m ³ /h	Rabattement propre du puits (m)	Rabattement induit (m)	Rabattement total théorique (m)	Profondeur théorique par rapport au sol
C 1	324	12,2	26,9	39,1	35,7
B 2	216	22,5	22,25	44,75	48,45
A 3	162	16,5	16,8	33,3	31,8
G 4	252	14,2	24,45	38,65	40,7
F 5	342	10,5	33,15	43,65	42,15
E 6	324	10	32,4	42,65	40,9
D 7	198	16,4	19,7	36,1	31,1
J 8	252	10	20,05	30,05	32,75
K 9	162	11,5	21,2	32,7	35,0
H 10	180	S _H (?)	25,0	S _H + 25,0	S _H + 25,9
I 11	126	24	18,75	42,75	39,35
M 12	270	8	26,0	34,0	39,21
L 13	252	7,7	25,8	33,5	37,27
N 14	288	S _N (?)	26,4	S _N +26,4	S _N + 31,9
P 15	216	19,5	23,0	42,5	46,9
O 16	126	13	21,4	39,4	44,8
D 17	270	12,3	22,2	34,5	40,92
Q 18	288	14,2	22,9	37,1	38,07
R 19	144	12,5	22,2	34,7	42,10
FA2	-	-	-	-	-
FA3	-	-	-	-	-
TOTAL	4392 m ³ /h				

TABLEAU N°2.3.5.4(Suite)

EXPLOITATION DU CHAMP DE CAPTAGE DU MAZAFRAN 2

Repère et n° du puits	Profondeur niveau mesurée en Juin 1981	Débit horaire moyen (m ³ /h)	Profondeur niveau mesurée en Juillet 1981	Débit Horaire moyen (m ³ /h)	Observations
C 1	-	236	15,5	245	Débit d'exploitation un peu faible; rabattement 44 %
B 2	25,50	285	32,5	285	Débit plus élevé; rabattement : 60 %
A 3	-	96	18,0	98	Débit presque moitié; rabattement : 58 %
G 4	30,5	239	24,0	229,3	Débit légèrement plus faible; rabattement 67 %
F 5	17,6	346	15,5	353	Débit presque égal; rabattement : 39 %
E 6	18,8	309	19,3	350	Débit presque égal; rabattement : 47 %
D 7	17,6	284	14,5	290	Débit plus élevé; rabattement : 52 %
J 8	-	-	16,0	235	Débit presque égal; rabattement : 49 %
K 9	21,5	222	22,5	214	Débit plus élevé; rabattement : 63 %
H 10	14,5	330	16,0	329	Débit presque double; rabattement : 40-45%
I 11	-	-	-	-	non exploité
M 12	16,5	241	20,0	244	Débit légèrement faible; rabattement : 47 %
L 13	26,3	-	-	-	non exploité; rabattement égal au rabattement induit
N 14	20,3	276	19,0	278	Débit presque égal; rabattement : 47 %
P 15	32,3	284	32,5	255	Débit plus élevé; rabattement : 69 %
O 16	14,1	-	-	-	non exploité; rabattement 66 %
D 17	22,2	225	22,3	226	Débit un peu plus faible; rabattement : 55 %
Q 18	25,5	287	22,5	290	Débit égal; rabattement 63 %
R 19	14,5	100,6	19,0	102,6	Débit un peu faible; rabattement : 40 %
FA2	-	274	15,2	278	-
FA3	17,6	265	18,2	341	-
TOTAL		4299,6		4643	

CONCLUSION

Les débits moyens horaires des mois de Juin et Juillet 1981, calculés pour 30 et 31 jours de 24 heures par jour (pompage continu) sont très voisins des débits théoriques que nous avons considérés dans nos calculs. Mais il convient de faire remarquer que :

- Certains puits qui ont fait l'objet de calculs théoriques n'ont pas été exploités, il s'agit notamment de I11, L13 et O16 ; d'autres n'ont pas produit en Juin 1981, il s'agit de C1 - A3 et J8 ;
- Les puits n° FA2 et FA3, qui n'ont pas fait l'objet de calculs théoriques ont été équipés et ont produit des débits relativement élevés en Juillet, FA3 ayant fonctionné également en Juin ;
- Les débits relevés sur les rapports d'exploitation sont sans doute surestimés, en ce sens que l'exploitant a porté les débits nominaux des pompes installées et non pas les débits réels mesurés, par suite d'indisponibilité de compteurs d'eau installés au droit des puits.
- Les rapports calculés en pourcentage pour les rabattements au tableau ci-contre, sont en fait les rapports des profondeurs de niveau dynamique mesuré aux profondeurs de niveau dynamique théorique calculé. Ils sont légèrement différents des rapports de rabattements proprement dits.

Nous pouvons conclure que pour un débit total d'exploitation sensiblement égal (ou un peu inférieur) à celui qui a été adopté comme hypothèse de calculs, les rabattements réels mesurés après près de deux années d'exploitation se révèlent être inférieurs à ceux qu'on obtient par calcul : le rapport $\frac{\text{rabattement mesuré}}{\text{rabattement théorique}}$ varie de 40 à 70 % selon le puits considéré, avec une moyenne de l'ordre de 57 % sauf pour le puits L13 où le rabattement mesuré est égal au rabattement induit calculé (ce puits n'étant pas lui-même en exploitation en Juin et Juillet 1981).

On est ainsi en droit de se demander d'où provient un écart aussi important.

a) Il y a, comme signalé plus haut, une surestimation des débits réellement pompés au cours de l'exploitation. D'autre part le champ n'a pas produit la totalité du débit dès sa mise en exploitation

b) Si nous considérons la formule de Theis :

$$D = 0,183 \frac{Q}{T} \log 2,25 \frac{Tt}{r^2 S}$$

D est d'autant plus faible que Q est faible ou que T est grand. Une erreur sur S n'a quant à elle qu'une influence limitée sur la valeur de D, à moins qu'elle représente une puissance de 10 de degré 2 ou plus.

Ainsi, le fait que les rabattements réels soient sensiblement plus faibles que les rabattements calculés implique que les transmissivités réelles soient sensiblement plus élevées que celles qui ont été adoptées pour les calculs théoriques ;

c) Il y a lieu aussi de signaler que certains puits situés au centre du champ de captage n'ayant pas produit, soit depuis le début, soit en Juin et/ou Juillet 1981, les rabattements induits par ces puits ont été quasiment nuls.

2.3.6. CONCLUSION GENERALE A L'ETUDE DU CHAMP DE CAPTAGE DU MAZAFRAN 2

La présente étude nous a permis d'examiner la coupe des dix-neuf puits réalisés en 1974 - 1975, puis repris en 1978-1979 et mis en exploitation partiellement fin 1979 puis complètement en 1981, et vérifier les coupes géologiques établies dès 1973 par D.E.M.R.H. pour la plaine de la Mitidja. Nous sommes en présence, jusqu'aux profondeurs des fonds de puits, qui vont de 93 m pour G4 bis à 157 m pour P15 bis, d'alternances de graviers et d'argiles plus ou moins chargées de graviers et de sable, constituant la formation de la Mitidja, recouvertes par une couche de limons et de sables argileux constituant la formation dite du Mazafraan, d'une épaisseur de quelques mètres. Les puits de la zone Nord, en terrain d'altitude inférieure à 30 m se sont révélés artésiens, le niveau statique de la nappe étant par conséquent de l'ordre de 27 à 30 m au dessus du N.G.A., ce qui confirme la nature captive de la nappe.

Les essais de pompage de faible durée nous ont permis de tracer la caractéristique de chaque forage et d'évaluer les pertes de charge tubulentes et les débits critiques en vue de l'exploitation, lesquels débits s'échelonnent entre 40 l/s et 35 m de rabattement pour le forage le moins réussi (I11) et 105 l/s et une douzaine de mètres de rabattement pour les meilleurs F5 et E6 ; la moyenne des débits critiques étant de l'ordre de 65 l/s.

Les pompages d'essai de longue durée ont été en grande partie correctement exécutés, à l'exclusion de deux ou trois d'entre eux, perturbés par le fonctionnement des forages d'irrigation voisins ou de mauvaises conditions de pompage, et l'utilisation des méthodes de Theis et de Cooper-Jacob (accessoirement de Chow) nous ont permis d'évaluer les transmissivités qui s'échelonnent entre $5 \cdot 10^{-3}$ m²/s pour B2 et les puits de la périphérie et $80 \cdot 10^{-3}$ m²/s pour le puits N14 situé au sud-centre de ce champ, d'où le tracé des courbes d'isotransmissivité centrées en N14.

Nous avons remarqué que pour quelques forages la nappe semble légèrement semi-captive (faible drainance verticale). Une tentative d'évaluation de la perméabilité des couches traversées, en utilisant la méthode de Dupuit et en comparant les valeurs calculées de cette façon à celles qui résultent de la transmissivité nous a amené à penser que les valeurs calculées des transmissivités ont été un peu surestimées. Mais nous avons par la suite procédé au calcul des rabattements induits par un pompage simultané des puits en exploitation pendant une longue période et avons comparé les résultats de calculs aux mesures réalisées par l'exploitant et avons conclu que les transmissivités étaient peut être au contraire sous-estimées.

Compte tenu des nombreuses imperfections et erreurs de mesure, de l'hétérogénéité des couches, des hypothèses de base des calculs non toujours vérifiées, de l'impossibilité de déterminer correctement le coefficient d'emmagasinement pour chaque puits, nous pouvons conclure que les valeurs calculées des transmissivités ne sont ni surestimées ni sous-estimées, que les écarts des valeurs déterminées par une méthode ou une autre s'équilibrent et que la planche n° 2.2 représentant les courbes d'égale transmissivité peut être considéré comme correcte et que les valeurs qu'on en déduira pour l'établissement d'un modèle analogique ou mathématique, en vue d'un calcul du bilan pourront être considérées comme exactes.

Nous pouvons également formuler quelque conseil à l'exploitant, à savoir que si nos calculs de rabattement après une longue durée d'exploitation s'avéraient exacts (ce qui le semble en partie), il y aurait lieu d'une part d'installer les pompes le plus profondément possible, du moins pour certains puits, et de réduire si possible le débit d'exploitation, en raison des valeurs élevées des rabattements évalués pour certains puits comme B2, P15, O16, les niveaux d'eau risquant au bout de quatre ou cinq années d'atteindre les crépines d'aspiration des pompes qui les équiperont.

2.4. ETUDE HYDRODYNAMIQUE DU CHAMP DE CAPTAGE DU HAMIZ

2.4.1. GENERALITES

Les besoins en eau potable de la région algéroise ne cessant de croître au rythme de 6 à 7% par an, pendant que les ressources exploitées à partir des champs existants ne répondaient que partiellement aux besoins, en dépit de la mise en fonctionnement de nouveaux puits d'exploitation, il s'avèra nécessaire dès 1974 d'envisager l'exploitation de la nappe de la Mitidja Est, en bordure de l'oued Hamiz, non encore entamée. L'Etude hydrogéologique réalisée par Géohydraulique en 1972 au profit de la D.E.M.R.H., et dont nous avons donné le bilan sommaire au chapitre 1 laissait prévoir la possibilité d'extraire quelques 30.000 à 40.000 m³ d'eau par jour qui allaient alimenter la nappe alluviale de l'oued Hamiz par drainage, près de son embouchure. C'est aussi dans cette zone Est de la banlieu algéroise que le schéma directeur d'urbanisme projetait la réalisation de plusieurs dizaines de milliers de logements, des infrastructures urbaines d'accompagnement.

Les autorités confièrent dès 1976 à l'Administration chargée de l'Hydraulique la réalisation du projet, et les premiers travaux de sondage débutèrent en Octobre 1977.

Nous sommes dans la zone de contact de l'Astien avec la formation quaternaire de la Mitidja constituée d'alternances de graviers, sables et argiles. La coupe géologique n° 2 de la planche n° 1.9 Nous montre au niveau de l'oued Hamiz une épaisseur d'alluvions de l'ordre de 100 m, allant en s'amincissant en direction de la zone de contact avec l'Astien vers le Nord-Ouest et vers le Sud-Est.

Les coupes géologiques ci-jointes nous montrent sur toute la profondeur de 160 m une succession de couches alluviales constituées de graviers plus ou moins fins ou grossiers, de sables dunaires plus ou moins consolidés, de grès et sable jaunes de l'Astien à une certaine profondeur et quelques couches d'argile plus ou moins graveleuse ou sableuse. Les forages n° 1, n° 7 et n° 8 ont été rebouchés à une profondeur de l'ordre de 110 m, le n° 4 à une profondeur de 135 m, après examen des carottages électriques, le faciès astien devenant fortement argileux à ces niveaux.

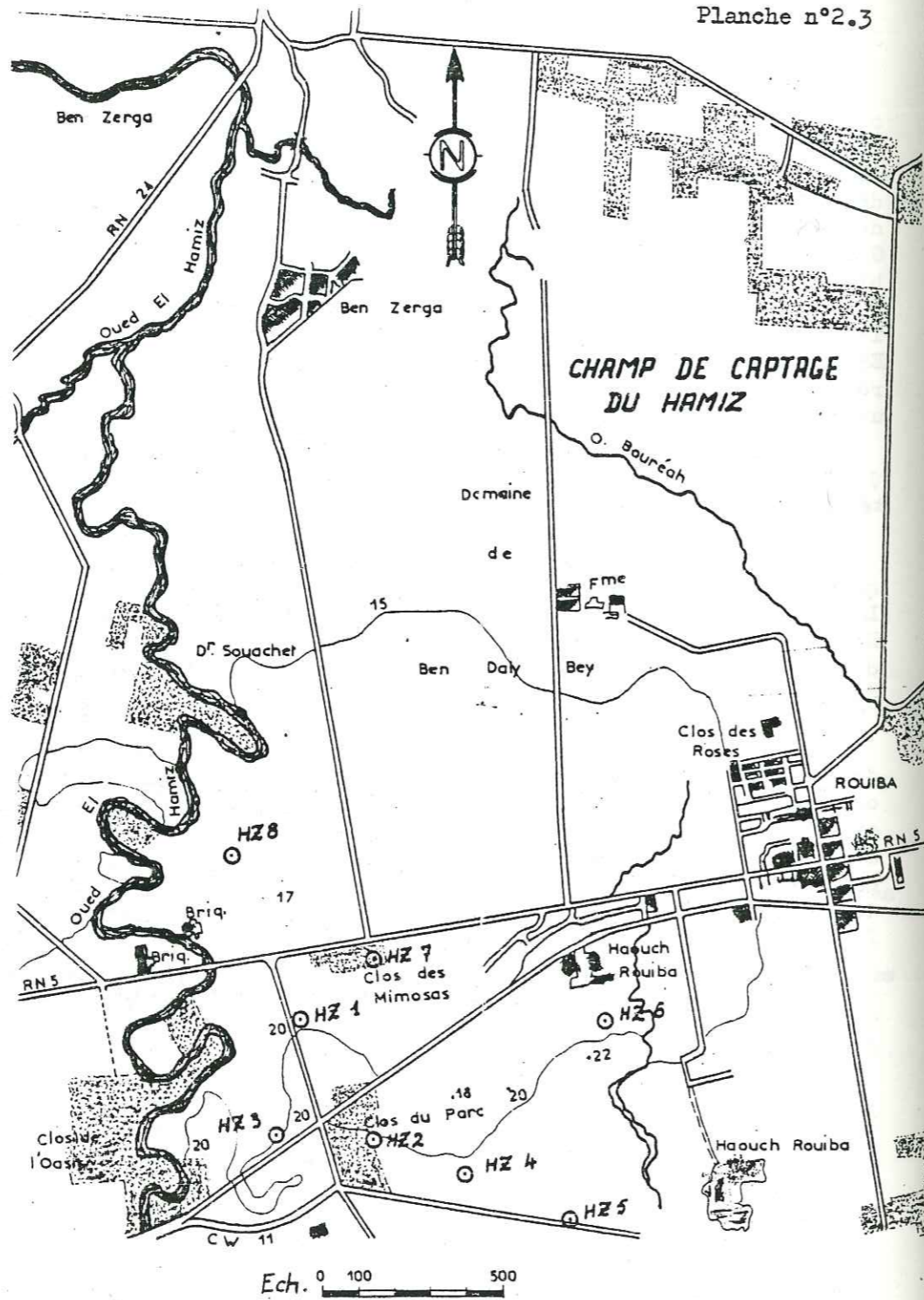
L'examen de la cote altimétrique du niveau statique de la nappe montre que celle-ci est drainée par l'oued Hamiz tout proche, limitant le champ à l'ouest, qui en est l'exutoire naturel.

La nappe serait libre, à en juger par les coupes des forages, et plus particulièrement pour les n° 6 et 8. La couche supérieure d'argile n'excède que rarement 2 à 4 m ; aucun puits n'est artésien.

Les coupes sont données aux figures n° 2.4.1.

Le tableau ci-joint résume les caractéristiques des puits quant aux cotes et diamètres des tubages d'équipement.

Planche n°2.3



REGION : HAMIZ

Fig. 2.4.1/1

Nom	HAMIZ N°1	HAMIZ N°2	HAMIZ N°3
X	549,25	549,58	548,88
Y	380,95	380,45	380,05
Z			
N°B.I.R.H.	3630 EB	3626 EB	3628 EB
Date	7.10.77 au 30.11.77		8.02.78 au 10.04.78

Profond.	Coupe	descrip. géol.	Coupe	descrip. géol.	Coupe	Description géol.
0						
16	16	Arg. gris	16	Argile gris	16	Argile grise
18	18	grav. gris	18	Grès + arg.	18	grav. gris grossier
20	20	fin	20	Argile + grav.	20	Argile
22	22	grav. gross.	22	grès + grav.	22	grès + gravier
24	24	+ sable	24	sable	24	Argile jaune + grav.
28	28	Sable	28	Argile gris	28	grès + grav. rom.
30	30	dunaire	30	grès moy.	30	argile jaune + grav.
32	32	consolide	32	grès moy.	32	arg + grav. nbr
34	34	bistre	34	grès moy.	34	grav + grès
36	36		36	grès moy.	36	arg + grav. nbr
38	38		38	grès moy.	38	grav + grès fin
40	40		40	grès moy.	40	arg. jaune + grav.
42	42		42	grès moy.	42	
44	44		44	grès moy.	44	
46	46		46	grès moy.	46	
48	48		48	grès moy.	48	
50	50		50	grès moy.	50	
52	52		52	grès moy.	52	
54	54		54	grès moy.	54	
56	56		56	grès moy.	56	
58	58		58	grès moy.	58	
60	60		60	grès moy.	60	
62	62		62	grès moy.	62	
64	64		64	grès moy.	64	
66	66		66	grès moy.	66	
68	68		68	grès moy.	68	
70	70		70	grès moy.	70	
72	72		72	grès moy.	72	
74	74		74	grès moy.	74	
76	76		76	grès moy.	76	
78	78		78	grès moy.	78	
80	80		80	grès moy.	80	
82	82		82	grès moy.	82	
84	84		84	grès moy.	84	
86	86		86	grès moy.	86	
88	88		88	grès moy.	88	
90	90		90	grès moy.	90	
92	92		92	grès moy.	92	
94	94		94	grès moy.	94	
96	96		96	grès moy.	96	
98	98		98	grès moy.	98	
100	100		100	grès moy.	100	
102	102		102	grès moy.	102	
104	104		104	grès moy.	104	
106	106		106	grès moy.	106	
108	108		108	grès moy.	108	
110	110		110	grès moy.	110	
112	112		112	grès moy.	112	
114	114		114	grès moy.	114	
116	116		116	grès moy.	116	
118	118		118	grès moy.	118	
120	120		120	grès moy.	120	
122	122		122	grès moy.	122	
124	124		124	grès moy.	124	
126	126		126	grès moy.	126	
128	128		128	grès moy.	128	
130	130		130	grès moy.	130	
132	132		132	grès moy.	132	
134	134		134	grès moy.	134	
136	136		136	grès moy.	136	
138	138		138	grès moy.	138	
140	140		140	grès moy.	140	
142	142		142	grès moy.	142	
144	144		144	grès moy.	144	
146	146		146	grès moy.	146	
148	148		148	grès moy.	148	
150	150		150	grès moy.	150	
152	152		152	grès moy.	152	
154	154		154	grès moy.	154	
156	156		156	grès moy.	156	
158	158		158	grès moy.	158	
160	160		160	grès moy.	160	
162	162		162	grès moy.	162	
164	164		164	grès moy.	164	
166	166		166	grès moy.	166	
168	168		168	grès moy.	168	
170	170		170	grès moy.	170	
172	172		172	grès moy.	172	
174	174		174	grès moy.	174	
176	176		176	grès moy.	176	
178	178		178	grès moy.	178	
180	180		180	grès moy.	180	
182	182		182	grès moy.	182	
184	184		184	grès moy.	184	
186	186		186	grès moy.	186	
188	188		188	grès moy.	188	
190	190		190	grès moy.	190	
192	192		192	grès moy.	192	
194	194		194	grès moy.	194	
196	196		196	grès moy.	196	
198	198		198	grès moy.	198	
200	200		200	grès moy.	200	

REGION: HAMIZ

Fig. 2.4.1/2

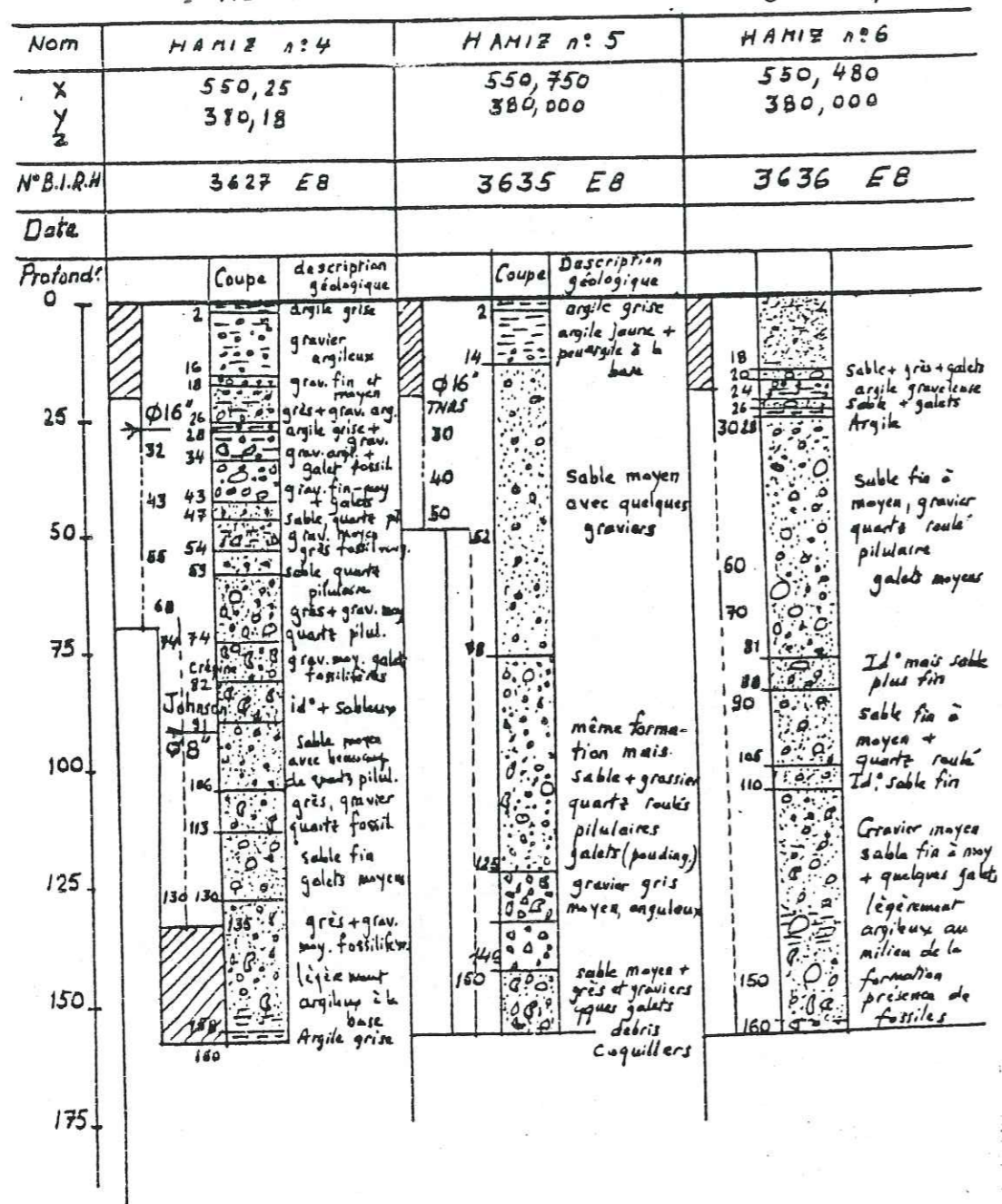


Fig. 2.4.1/3

REGION: HAMIZ

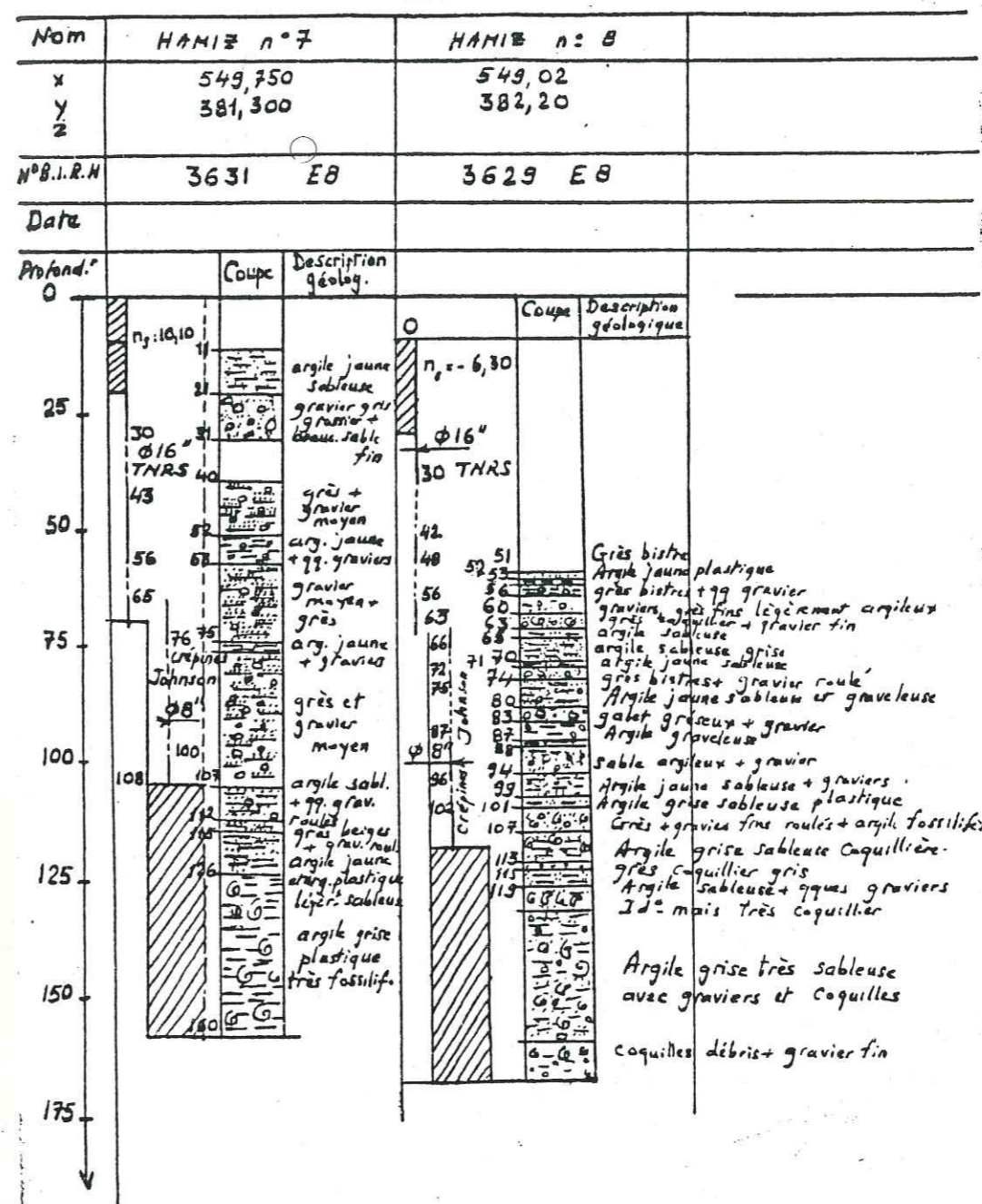


TABLEAU N° 2.4.1

CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DES PUIITS DU CHAMP
DE CAPTAGE DU HAMIZ

N° repère	Coordonnées cote altim.	Diamètre de forage	Diamètre des tubages	Profondeur des tubes plein	profondeur des tubes crépi-	Niveau statique
HZ 1	x=549,25 y=380,95 z=20 m NGA env.	∅ 24" ∅ 12" 1/4	∅ 16" (TNRS) ∅ 8" (crépines Johnson)	0 - 28 m 43 - 49 m 63 - 68 m 63 - 70 m 76 - 80 m 86 - 92 m 104 - 110 m	28 - 43 m 49 - 63 m - 70 - 76 m 80 - 86 m 92 - 104 m	profondeur 7 m env. cote altim : 13 m NGA env.
HZ 2	x=549,56 y=380,45 z=20 m NGA env.	∅ 24" ∅ 12"	∅ 16" (TNRS) ∅ 8" (crépines Johnson)	0 - 42 m 46 - 56 m 60 - 70 m 60 - 72 m 126 - 144 m 156 - 160 m	42 - 46 m 56 - 60 m - 72 - 126 m 144 - 156 m sabot	profondeur 9,40 m cote alt. 10,60 m NGA env.
HZ 3	x=548,88 y=380,05 z=20 m NGA environ	∅ 24" ∅ 12"	∅ 16" (TNRS) ∅ 8"	0 - 37 m 42 - 52 m 65 - 70 m 70 - 72 m 120 - 138 m 150 - 160 m	37 - 42 m 52 - 65 m - 72 - 120 m 138 - 150 m sabot	Profondeur 9,30 m cote alt. 10,60 m NGA env.
HZ 4	x=550,25 y=380,16 z=20 m NGA env.	∅ 24" ∅ 12"	∅ 16" (TNRS) ∅ 8" (crépines Johnson)	0 - 32 m 43 - 55 m 68 - 70 m 72 - 74 m 130 - 135 m	32 - 43 m 55 - 68 m - 74 - 130 m	profondeur 9,10 m cote alt. 10,90 m NGA env.
HZ 5	x=550,75 y=380,0 z=22 m NGA env.	∅ 24" ∅ 12"	∅ 16" (TNRS) ∅ 16" (crépines Johnson)	0 - 30 m 40 - 50 m - 152 - 160 m	30 - 40 m - 52 - 152 m -	profondeur 8 m cote alt. 14 m NGA env.
HZ 6	x=550,48 y=380,90 z=19 m NGA env.	∅ 24"	∅ 16" (TNRS) ∅ 16" (crépines Johnson)	0 - 30 m 60 - 70 m - 50 - 160 m	30 - 60 m 70 - 90 m 90 - 150 m -	profondeur 11 m cote alt. 8 m NGA env.

HZ 7	x=549,75 y=381,30 z=17,8 m NGA env.	∅ 24" ∅ 12"	∅ 16" (TNRS) ∅ 8" (crépines Johnson)	0 - 30 m 43 - 56 m 65 - 72 m 65 - 76 m 100 - 108 m	30 - 43 m 56 - 65 m - 76 - 100 m -	Profondeur 10,10 m cote alt. 7,7 m NGA env.
HZ 8	x=549,02 y=382,20 z=16 m NGA env.	∅ 24" ∅ 12"	∅ 16" (TNRS) ∅ 8" (crépines Johnson)	0 - 30 m 42 - 48 m 56 - 63 m 62 - 66 m 72 - 75 m 87 - 96 m 102 - 110 m	30 - 42 m 48 - 56 m - 66 - 72 m 75 - 87 m 96 - 102 m	profondeur 6,30 m cote alt. 9,70 m NGA env.

2.4.2. CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES DES PUIITS

Les essais de pompage de courte durée ont été correctement exécutés, à en juger par la disposition régulière des points de mesure sur les courbes rabattement ci-jointes (fig 2.4.2 et 2.4.3).

Dans chaque cas la courbe $s(Q)$ se confond avec une droite passant par l'origine des axes, les pertes de charge étant linéaires aux débits de pompage faibles, puis elles s'en écartent plus ou moins selon l'importance des pertes de charge turbulentes.

Nous avons déduit les points critiques d'exploitation de telle façon que dans chaque cas le pourcentage des pertes de charge turbulentes par rapport au rabattement n'excède pas une valeur compatible avec les conditions pratiques d'exploitation (20 à 25 m au maximum). En effet, en pompage simultané de l'ensemble des puits le rabattement induit s'ajoutant au rabattement propre du puits considéré, la valeur du rabattement total au bout de quelques années risquerait d'être assez importante pour provoquer le désamorçage de la pompe placée à une profondeur de l'ordre de 40 à 50 m qui est techniquement un maximum recommandé.

Nous avons également calculé le taux d'accroissement des pertes de charge turbulentes pour une variation de débit de 10 l/s autour du point critique, soit le rapport :

$$Q = 10 \text{ l/s}$$

$$\frac{(s_2 - s_2') - (s_1 - s_1')}{s_2 - s_2'}$$

s_2 = rabattement total pour $Q_c + 10 \text{ l/s}$;

s_2' = rabattement linéaire théorique pour $Q_c + 10 \text{ l/s}$;

s_1 = rabattement total pour $Q_c - 10 \text{ l/s}$;

s_1' = rabattement linéaire théorique pour $Q_c - 10 \text{ l/s}$;

afin de juger dans chaque cas de la rapidité de l'accroissement des pertes de charge turbulentes pour l'unité de débit et donc d'avoir une idée de la qualité du puits.

Le tableau n° 2.4.2 ci-joint résume l'ensemble des résultats obtenus.

TABLEAU N° 2.4.2 RESULTAT DES ESSAIS DE POMPAGE DE COURTE DUREE DES PUIITS
DU CHAMP DE CAPTAGE DU HAMIZ

N° du Puits	Débit critique (en l/s)	Rabattement critique (m)	pourcentage des pertes de charge turbulentes	taux d'accroissement des p. de charge turbulentes (m/l/s)	Observation
HZ 1	65 l/s	10,7 m	9,4 %	0,12 m/l/s	bon forage
HZ 2	55 l/s	11,3 m	9,7 %	0,06 m/l/s	bon forage
HZ 3	55 l/s	21 m	5,7 %	0,15 m/l/s	assez bon mais rabatt. élevé
HZ 4	55 l/s	10,9 m	8,3 %	0,175 m/l/s	assez bon forage
HZ 5	90 l/s	7,1 m	10,6 %	0,065 m/l/s	très bon forage, bien réussi
HZ 6	90 l/s	9,1 m	18,7 %	0,145 m/l/s	bon forage mais p. de charge élevées
HZ 7	50 l/s	17,3 m	15 %	0,41 m/l/s	forage mal réussi.
HZ 8	65 l/s	20,6 m	13,6 %	0,24 m/l/s	forage assez mal réussi.
Total ou moyenne	525 l/s	13,5 m	11,4 %	0,17 m/l/s	

Nous pouvons déduire de ces calculs, que le débit maximum d'exploitation recommandé est de 525 l/s soit 1890 m³/h ou 45 360 m³/j, pour un rabattement propre par puits de 13,5 m en moyenne et des pertes de charge turbulentes de 11,4 %.

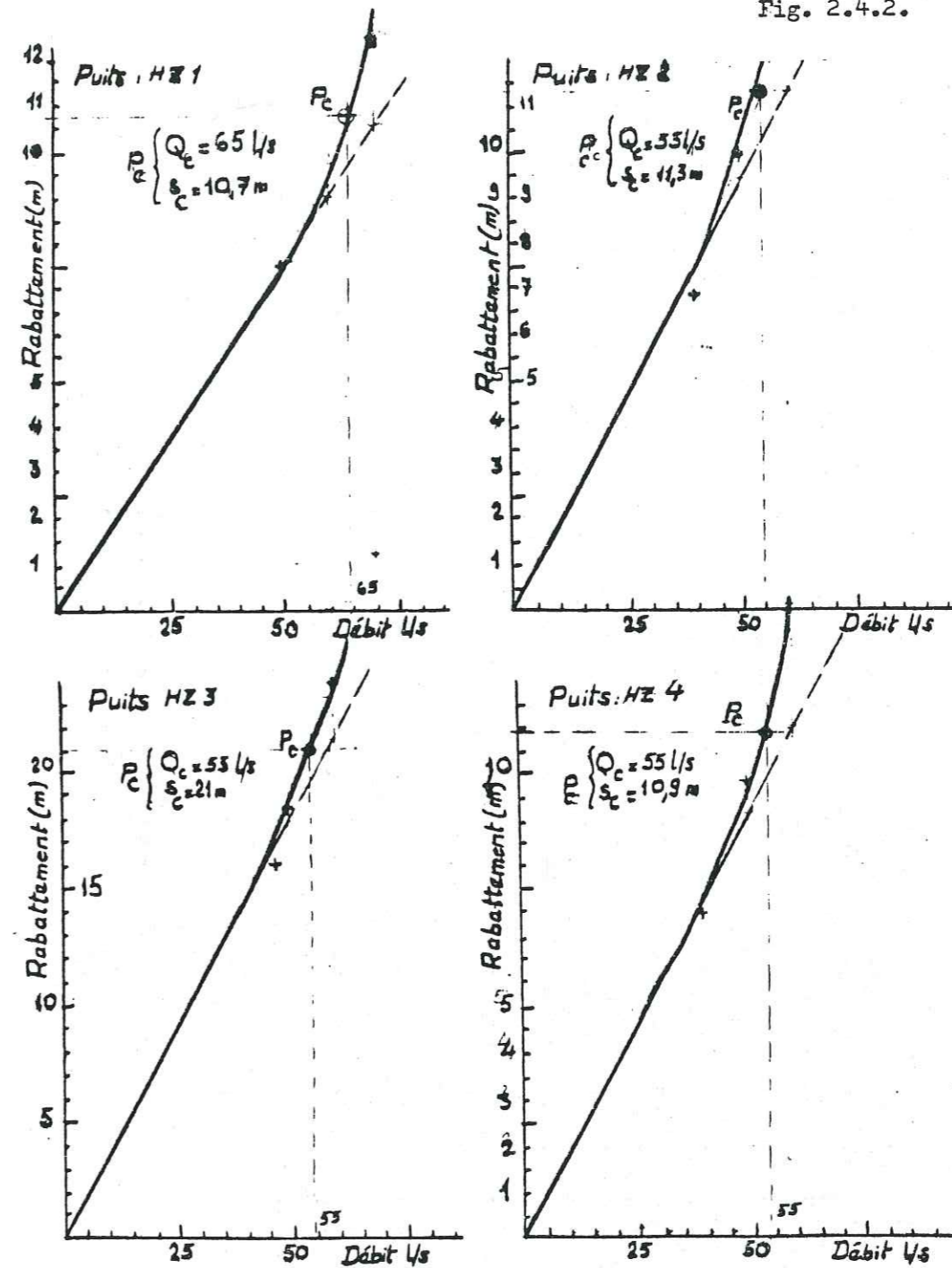
Nous recommandons cependant que les débits d'exploitation soient plus faibles que ces valeurs et que les débits des forages n° 7, 8 et 3 soient particulièrement réduits, en raison des rabattements importants et des pertes de charge turbulentes sensiblement supérieures à la moyenne.

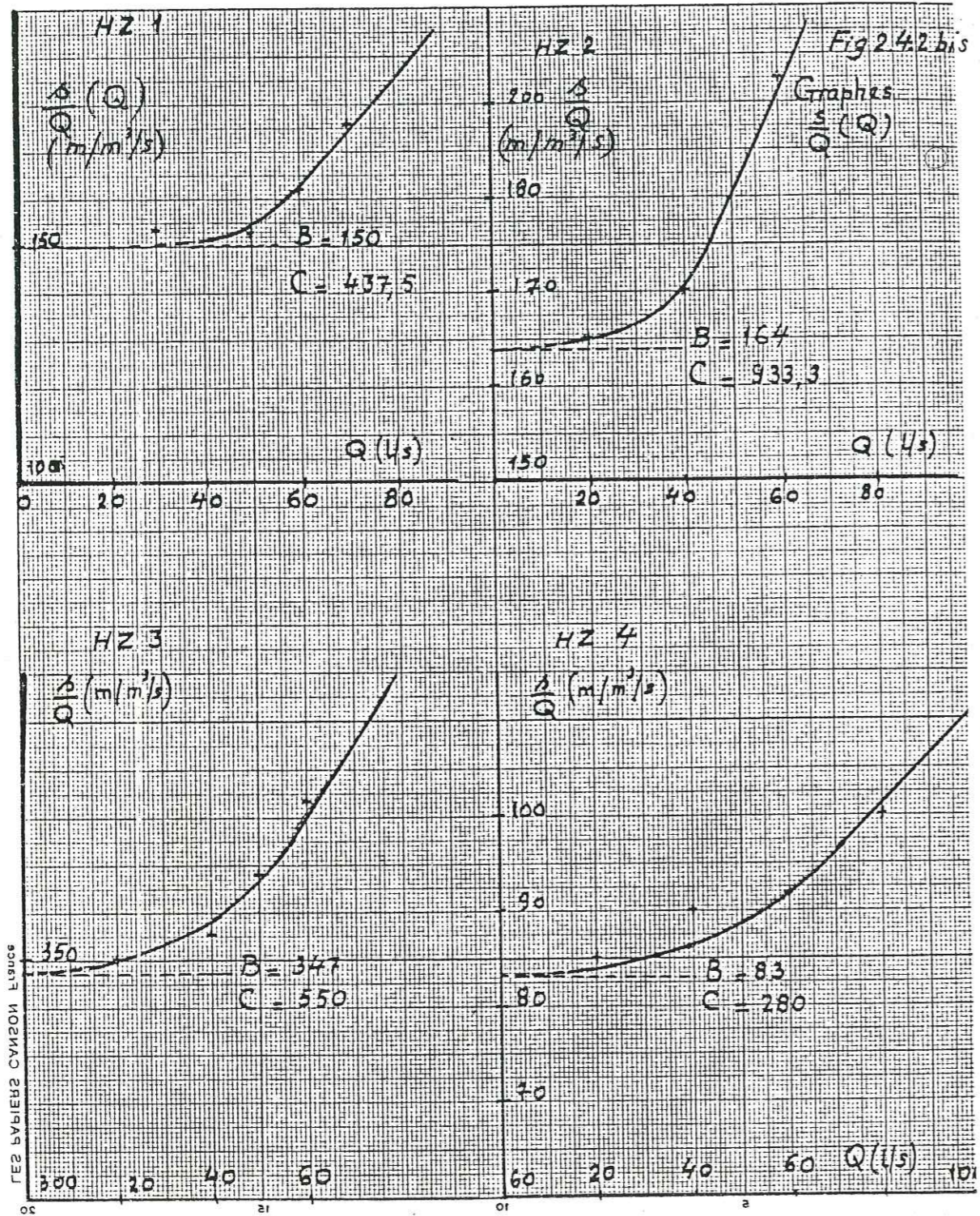
Nous donnerons en annexe un calcul des pertes de charge sous forme de relations de la forme $s = BQ + CQ^n$ permettant d'obtenir rapidement la valeur des pertes de charge linéaires et turbulentes en fonction du débit Q de pompage en cas de nécessité.

2.4.3. CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUES DU CHAMP DE CAPTAGE DU HAMIZ

Comme précédemment, nous déduisons les caractéristiques hydrodynamiques du champ à partir des cahiers de chantier où se trouvent consignées les mesures de niveau en fonction du temps de pompage pour chaque puits, lors des pompes d'essai de longue durée.

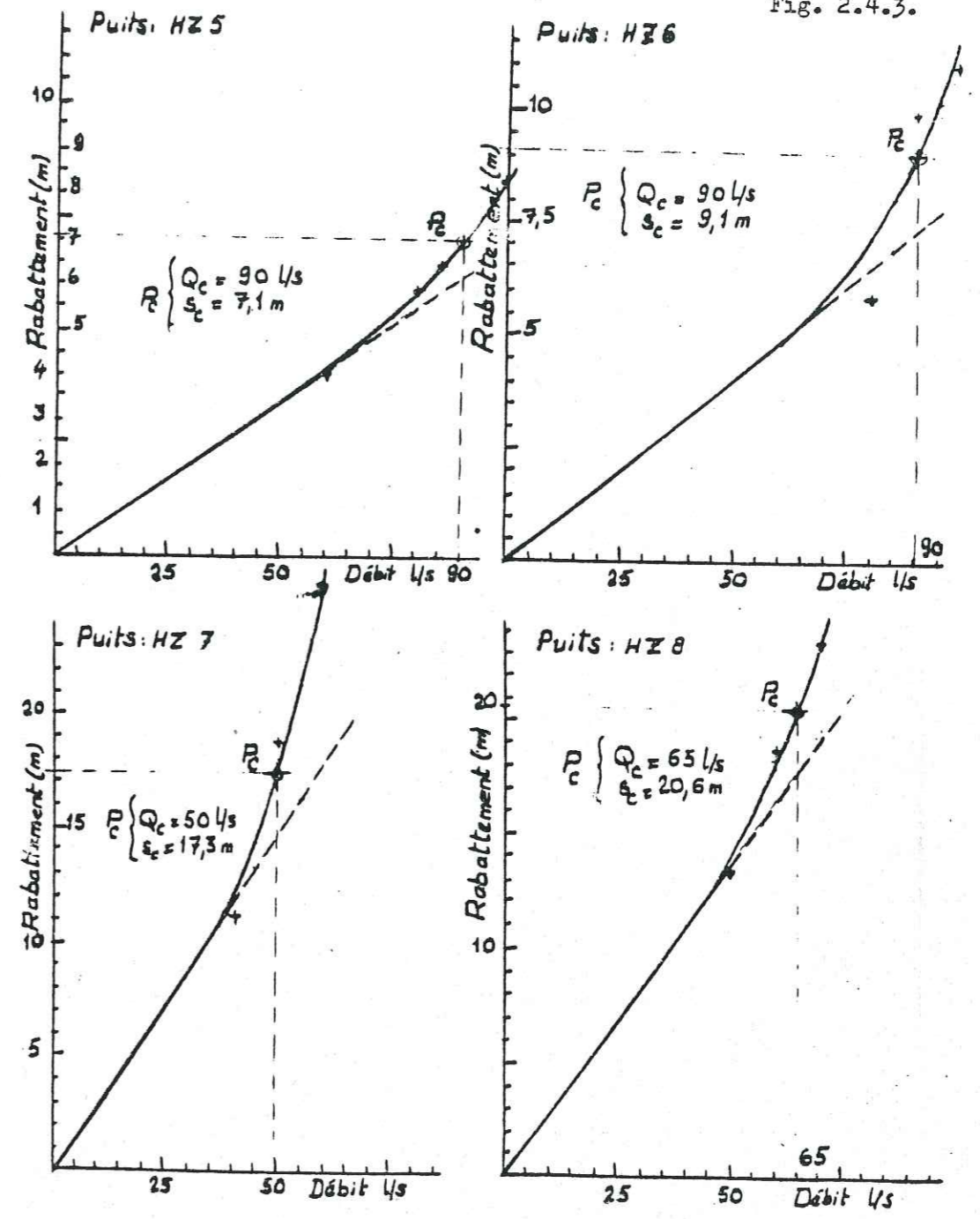
Fig. 2.4.2.

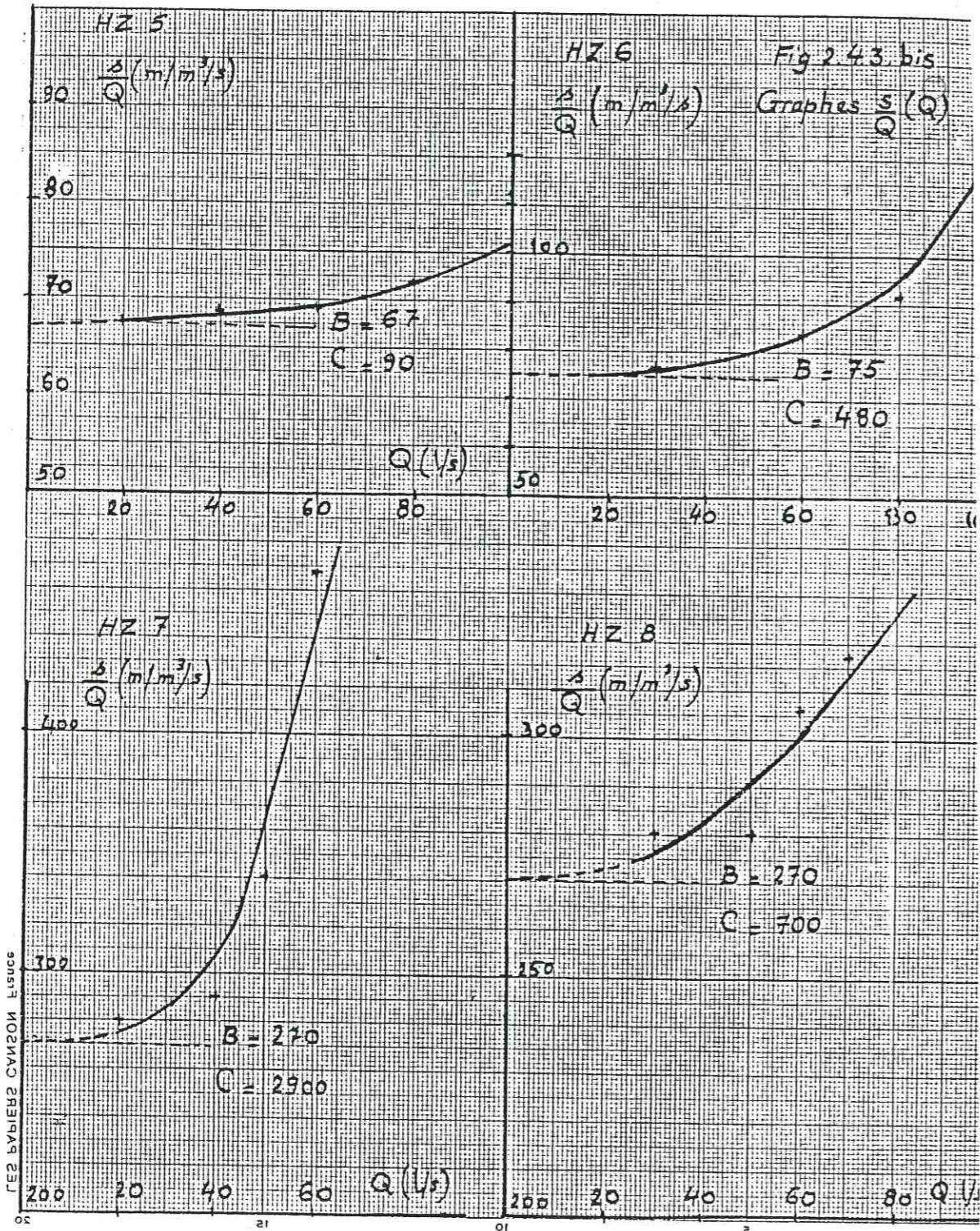




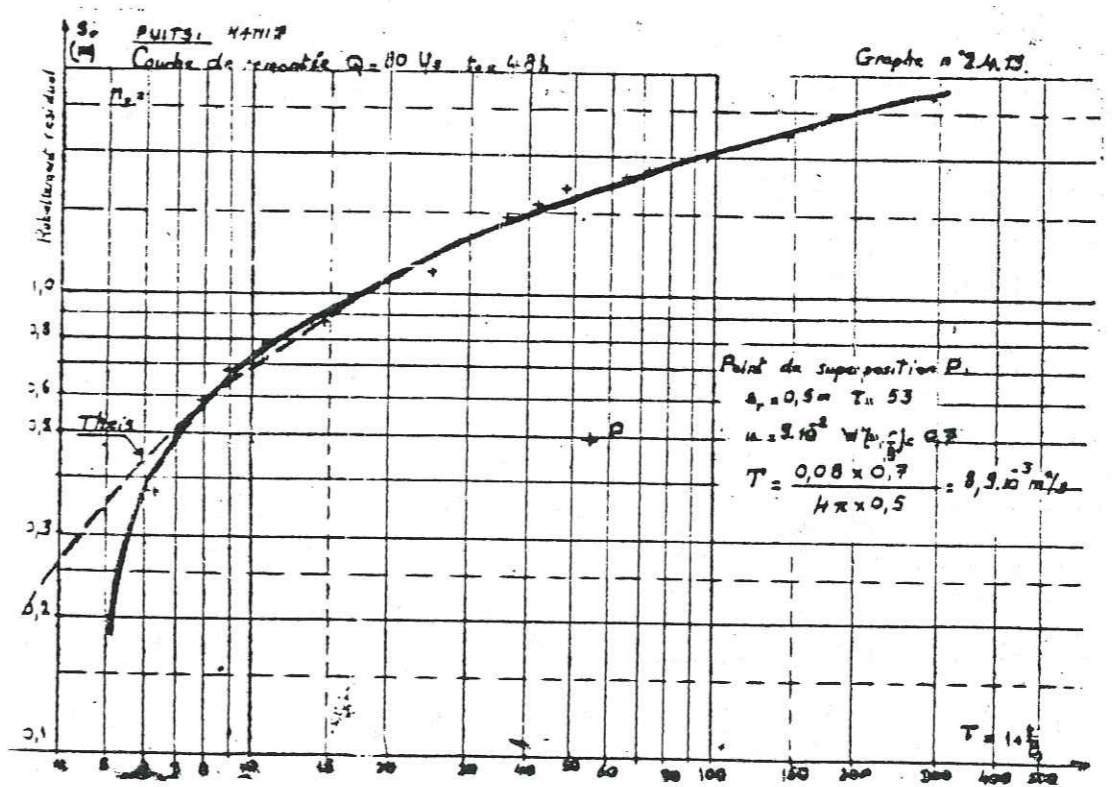
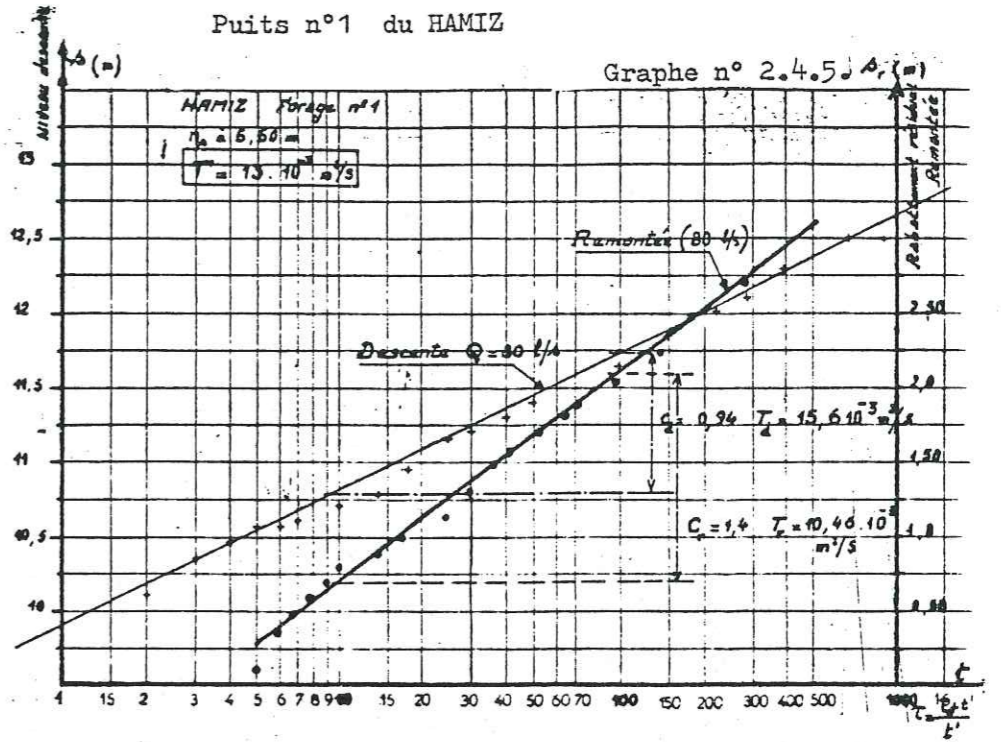
PUITS DU HAMIZ
Courbes Débit-Rabattement

Fig. 2.4.3.





Puits n°1 du HAMIZ



Les graphes ci-joints, n° 2.4.5 à 2.4.20. représentent en coordonnées semi-logarithmiques (méthode de Cooper-Jacob) et en coordonnées bilogarithmiques (méthode classique de Theis), les variations du rabattement s en fonction du temps en minutes (ou du rabattement résiduel en fonction de $1 + \frac{t_0}{t}$) en descente et en remontée de niveau.

2.4.3.1. INTERPRETATION DES POMPAGES D'ESSAI

Forage n° 1

En coordonnées semi-logarithmiques on obtient deux droites de Cooper-Jacob de pentes différentes pour la descente et la remontée à 80 l/s, donnant deux valeurs de transmissivité sensiblement différentes : $15,6 \cdot 10^{-3}$ et $10,46 \cdot 10^{-3}$ m²/s respectivement.

En coordonnées bi-logarithmiques, la courbe de remontée pour 80 l/s coïncide avec la courbe type de Theis pour des temps inférieurs à 1 heure. On trouve pour le point de superposition une transmissivité de $8,9 \cdot 10^{-3}$ m²/s, assez proche de la valeur précédente en remontée.

En conclusion, nous adoptons pour T la valeur de $10 \cdot 10^{-3}$ m²/s qui nous semble la plus plausible.

Forage n° 2

En coordonnées semi-logarithmiques le cas est analogue au précédent et on trouve pour T les valeurs respectives de $8,23 \cdot 10^{-3}$ m²/s (en descente) et $7,49 \cdot 10^{-3}$ m²/s (remontée).

En coordonnées bi-logarithmiques la courbe de remontée semble coïncider avec une branche de Hantush-Walton pour $r = 0,3$ pendant la première heure de remontée puis elle diverge sensiblement après, se confondant avec une partie de la courbe de Theis au voisinage de $u = 2$.

On détermine pour T la valeur de $5,23 \cdot 10^{-3}$ m²/s, sensiblement moins élevée que la précédente.

En conclusion, nous adoptons pour T la valeur définitive de $7 \cdot 10^{-3}$ m²/s.

Forage n° 3

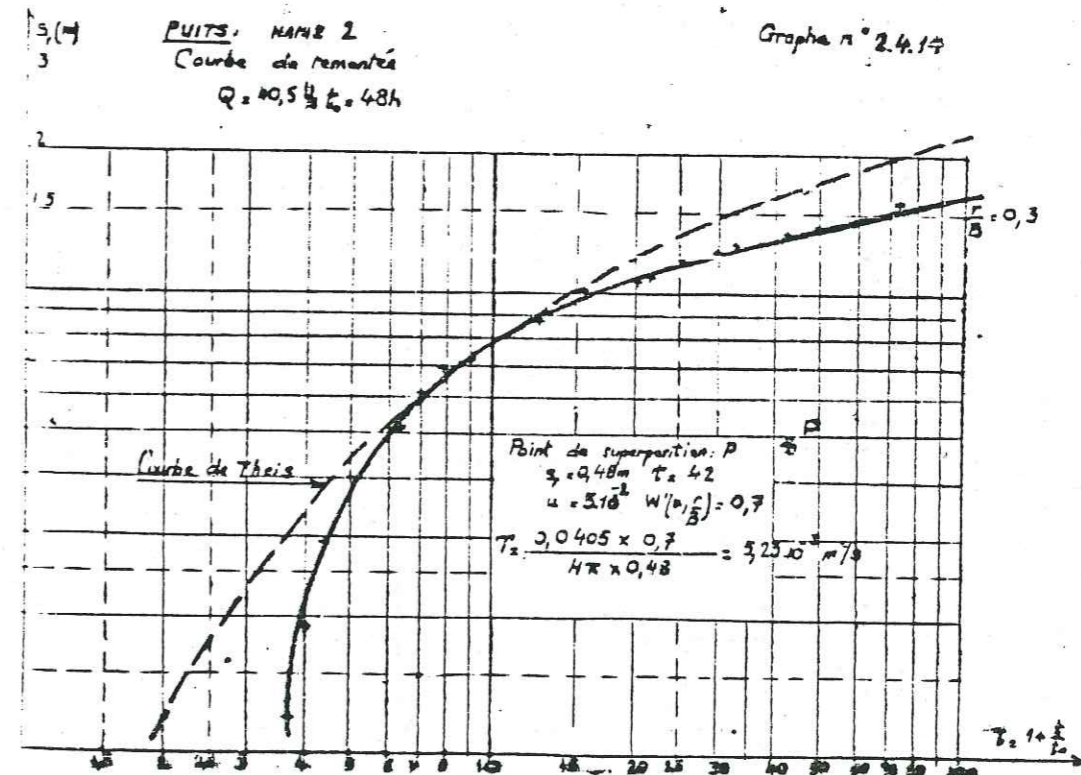
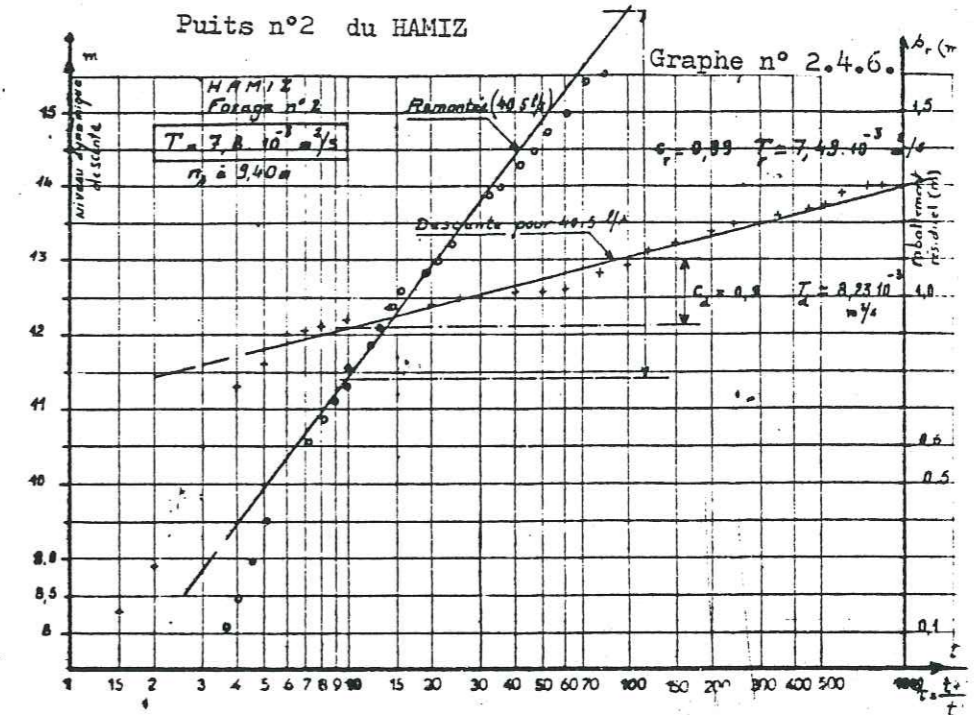
En coordonnées semi-logarithmiques, la courbe de descente pour 65,4 l/s présente deux branches droites de pentes assez différentes, donnant pour T les valeurs de 20 et $10 \cdot 10^{-3}$ m²/s. La courbe de remontée donne la valeur de $34,2 \cdot 10^{-3}$ m²/s.

En coordonnées bilogarithmiques, la courbe de remontée coïncide remarquablement avec la courbe type de Theis, et donne pour T la valeur de $30,4 \cdot 10^{-3}$ m²/s. Cette dernière valeur nous semble la plus exacte, celles obtenues pour la descente n'étant pas sûres, les courbes tracées l'ayant été avec peu de précision, compte tenu du mauvais alignement des croix.

Nous adoptons en définitive pour T la valeur de $30 \cdot 10^{-3}$ m²/s

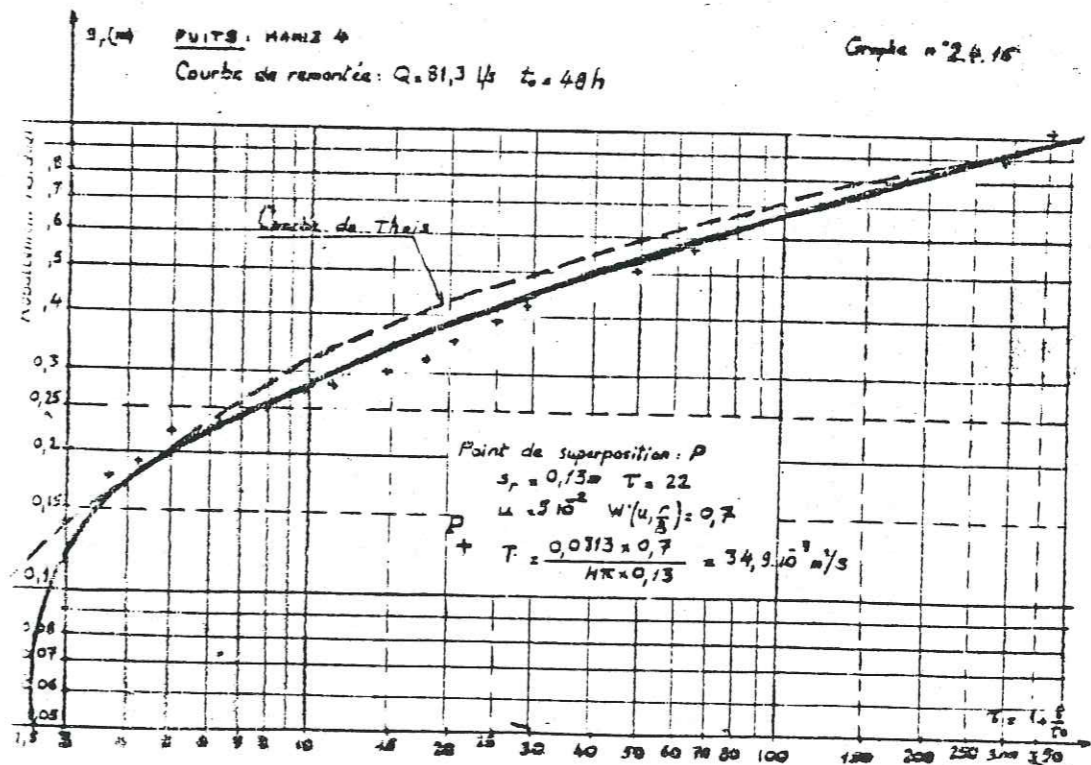
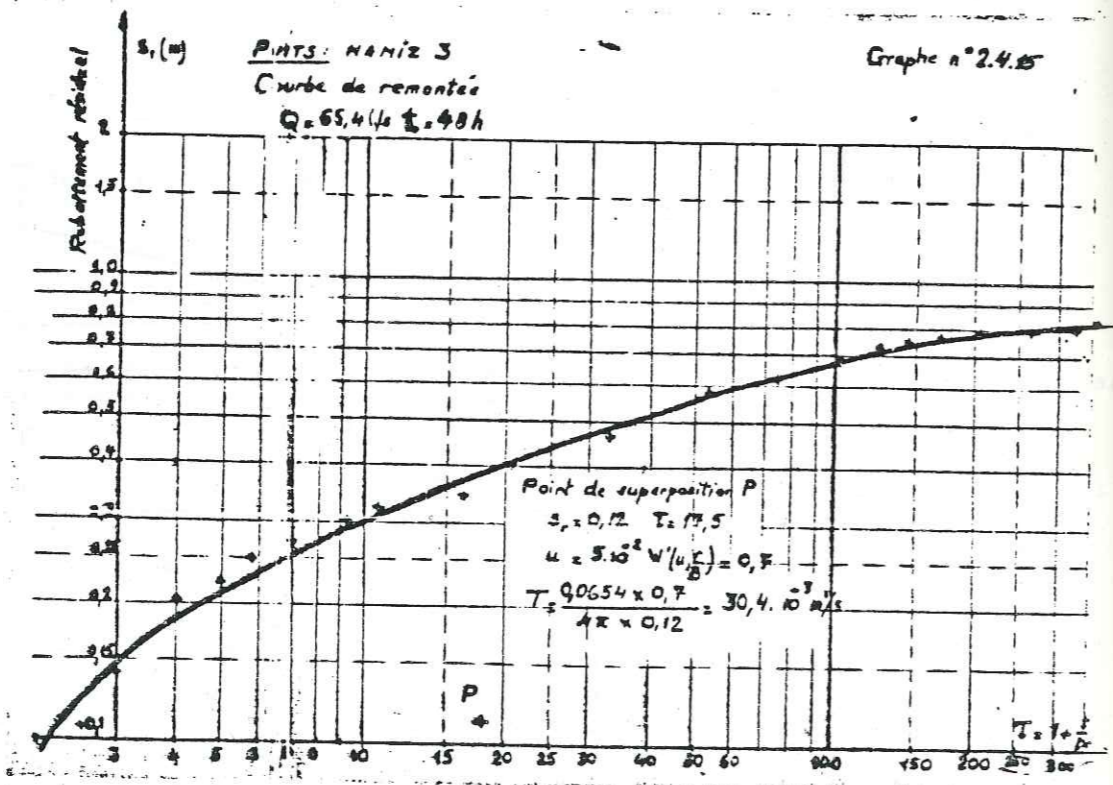
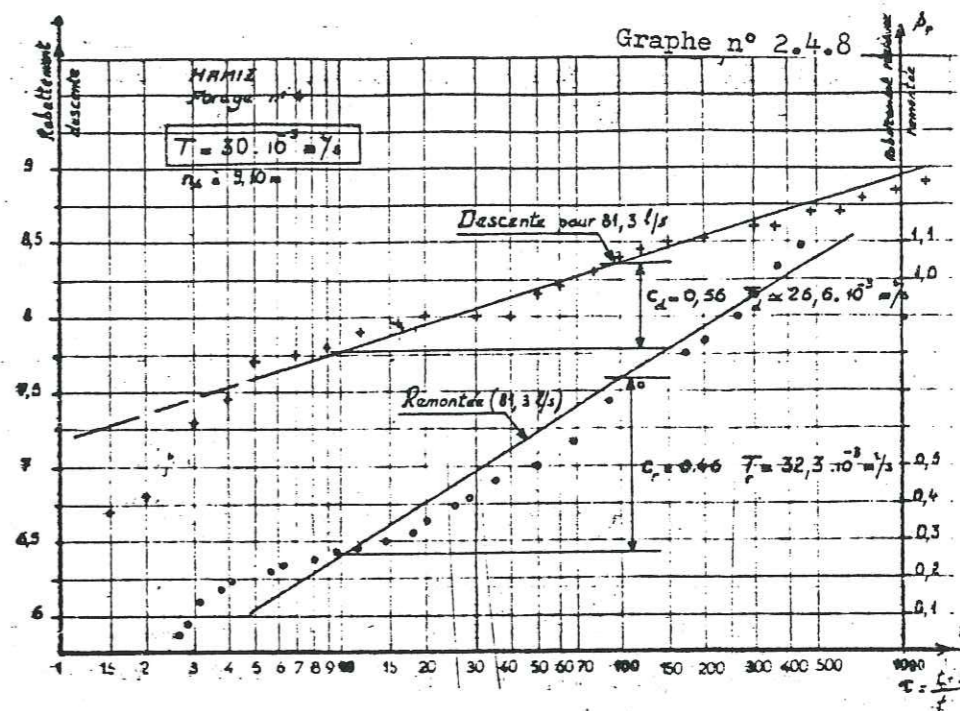
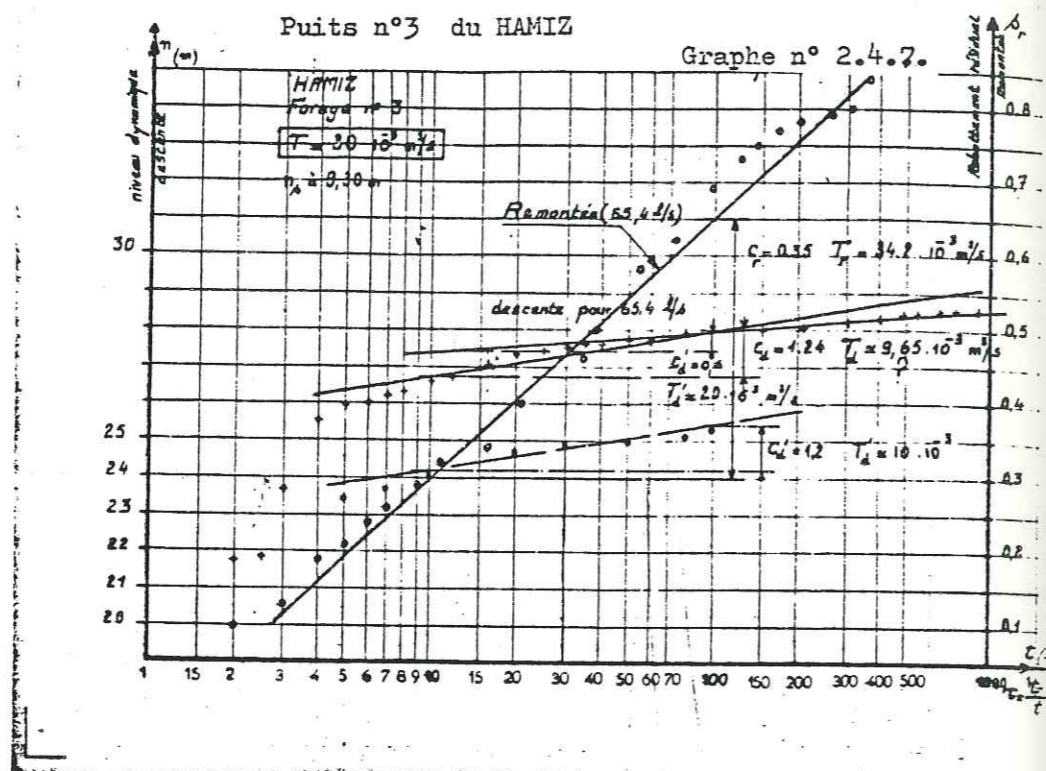
Forage n° 4

En coordonnées semi-logarithmiques nous obtenons deux valeurs sensiblement voisines pour la descente et la remontée, soit 26,6 et $32,3 \cdot 10^{-3}$ m²/s respectivement.



Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
 MAISON DES GEOSCIENCES
 DOCUMENTATION
 B.P. 53
 F. 38041 GRENOBLE CEDEX
 Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
 Mail: ptalour@ujf-grenoble.fr

27 AOUT 2003



La courbe de descente se présente particulièrement bien, les points de mesure étant assez bien alignés suivant la droite tangente.

En coordonnées bilogarithmiques, la courbe de remontée se trouve légèrement au-dessous de la courbe type de Theis et lui est tangente en $t = 16h$ et à l'origine. Au delà de 16 heures, elle se rapproche de la courbe de Theis au voisinage de $u = 2$. La valeur déterminée pour T est de $35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ environ, très proche de la valeur trouvée précédemment.

En définitive, nous adoptons pour T la valeur très probable de $33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

Forage n° 5

En coordonnées semi-logarithmiques les points de mesure sont assez dispersés en descente, et les droites que nous avons tracées au voisinage de ces points sont peu précises et donnent deux valeurs pour T que nous jugeons excessives : $112,6 \cdot 10^{-3}$ et $69,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ pour les deux droites respectivement. La droite de remontée par contre se présente bien et nous donne pour T la valeur de $38,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, plus raisonnable.

En coordonnées bi-logarithmiques, la courbe qui joint les croix de mesure a l'allure de la courbe type de Theis mais se situe légèrement au-dessous, avant de lui être tangente aux environs de $t = 12$ heures. Elle nous donne pour T la valeur de $35,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ qui confirme la valeur précédemment déterminée en remontée.

En conclusion nous adoptons pour T la valeur de $40 \text{ à } 50 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ plus proche des valeurs trouvées en remontée que de celles déterminées en descente.

Forage n° 6

En coordonnées semi-logarithmiques, la droite de descente joint correctement les croix de mesure qui sont bien alignées et donne pour T la valeur de $55,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ pour $Q = 91 \text{ l/s}$.

En remontée par contre les points de mesure ne s'alignent correctement que pour une portion du temps de remontée, entre $t = 28 \text{ min.}$ et $t = 2$ heures; Pour cet intervalle de temps, la valeur de T calculée est de $32,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ environ.

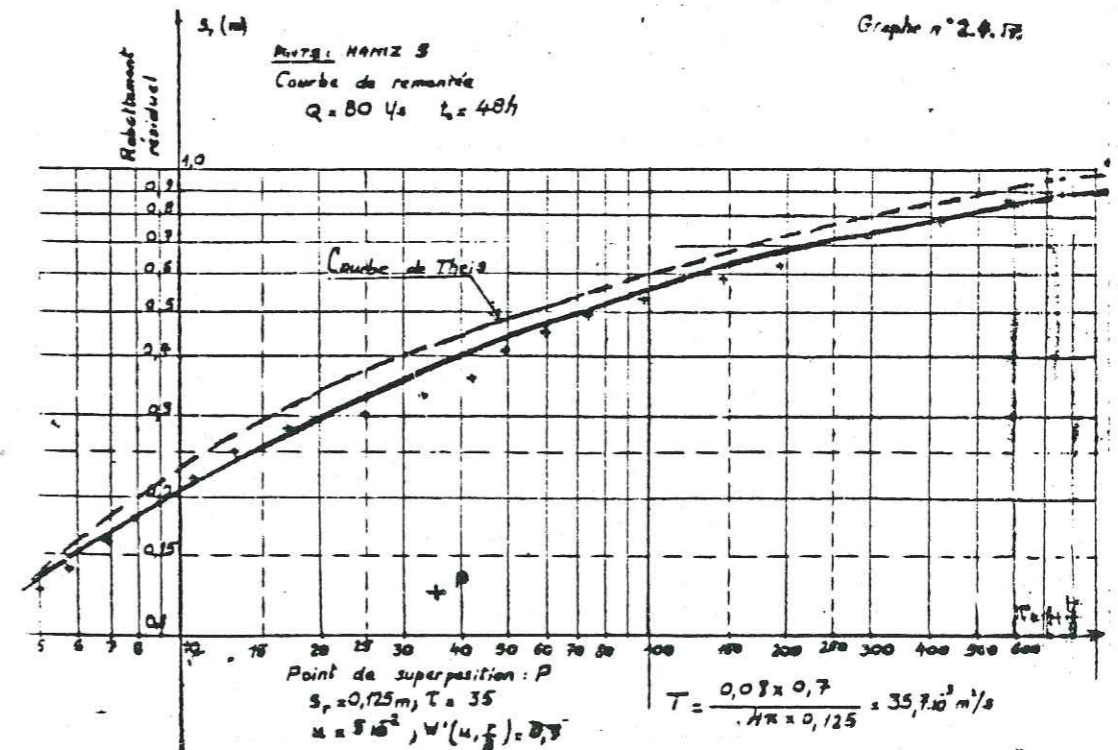
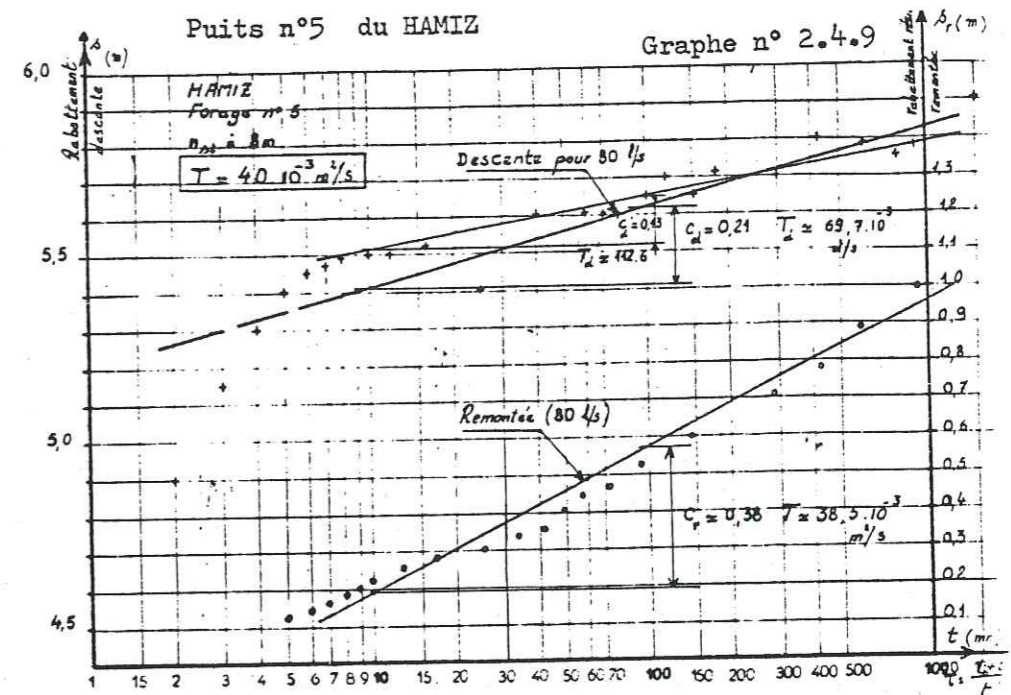
Au début de la remontée les points de mesure sont assez dispersés et semblent donner pour T une valeur bien plus faible que $32,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$: $20 \text{ à } 30 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ environ.

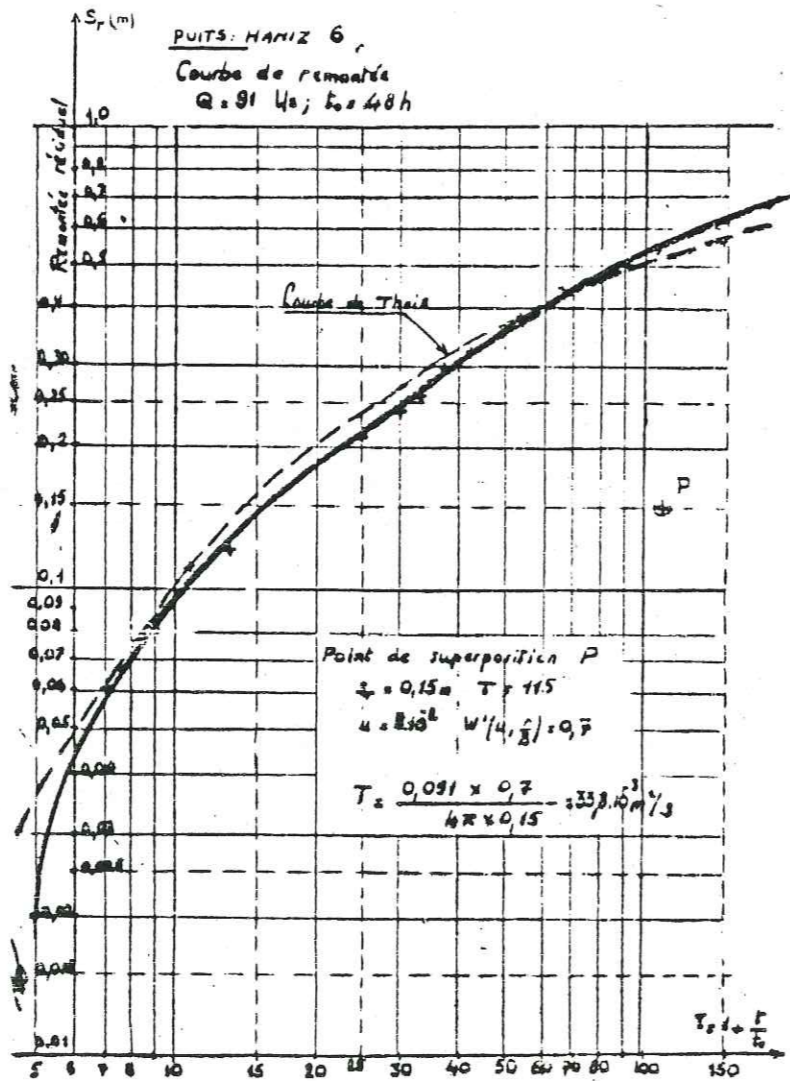
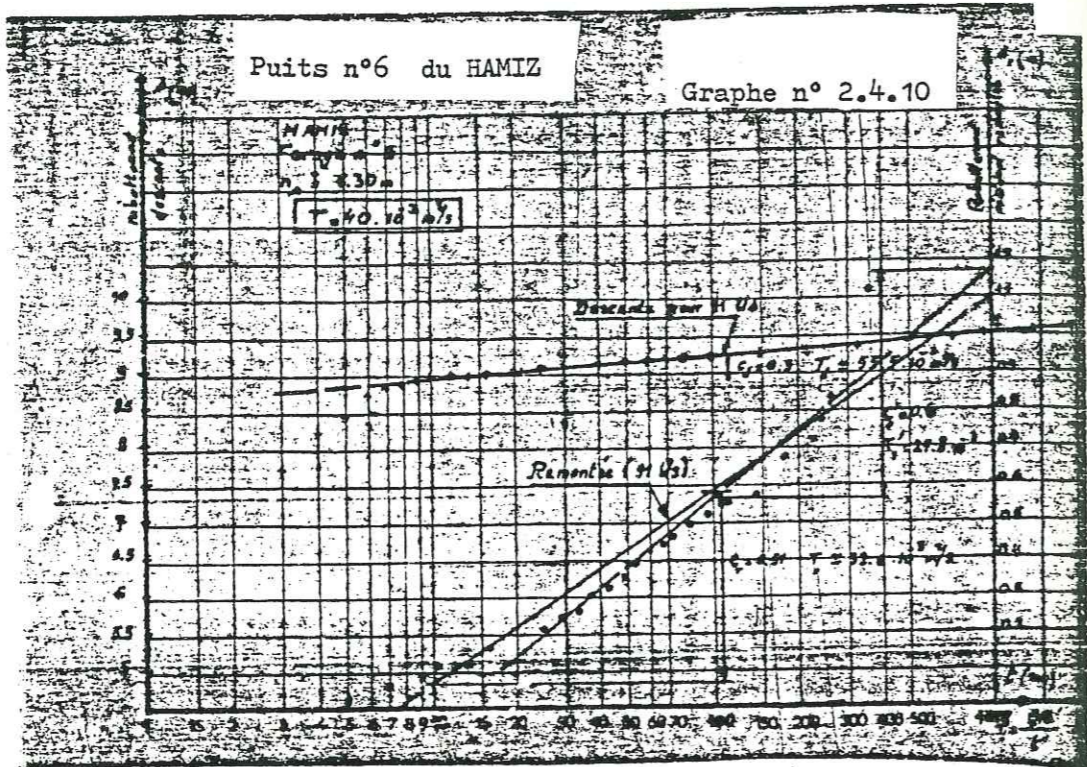
En coordonnées bilogarithmiques la courbe de remontée coïncide assez correctement avec la courbe-type de Theis, les écarts ne devenant importants qu'au-delà de la 12ème heure, la courbe tendant alors vers celle de Theis au voisinage de $u = 2$. On détermine pour T la valeur de $33,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, ce qui confirme la valeur trouvée précédemment en remontée dans l'intervalle de temps 28 minute - 2 heures.

En conclusion, nous adoptons pour T la valeur très probablement correcte de $40 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

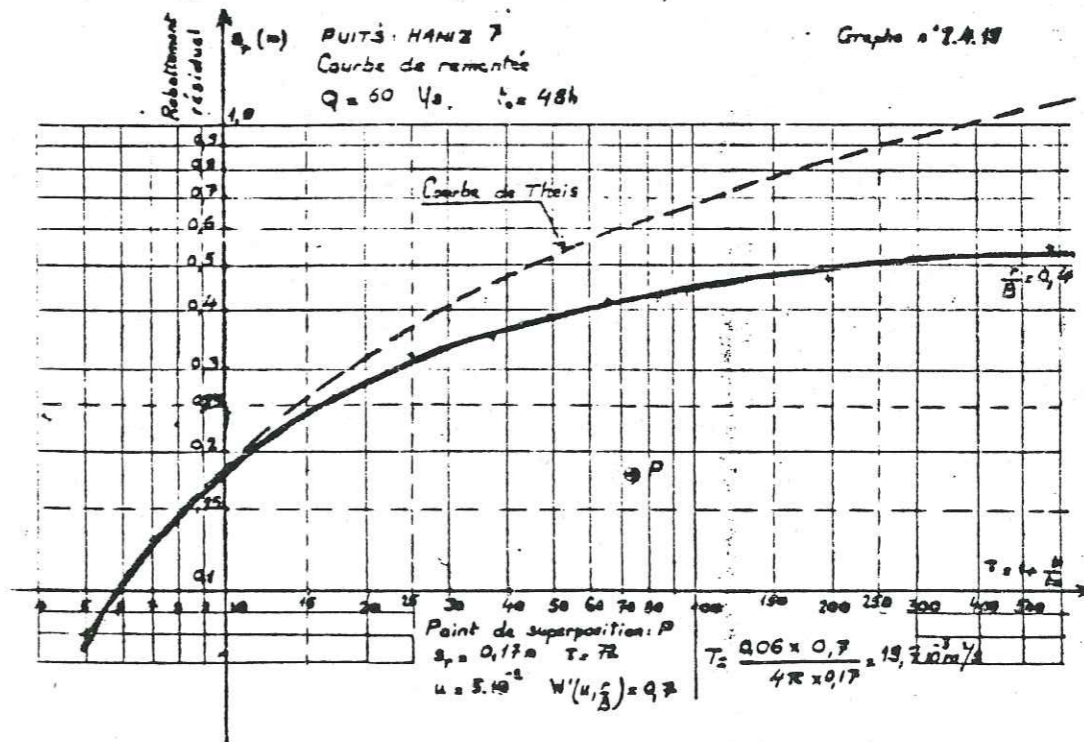
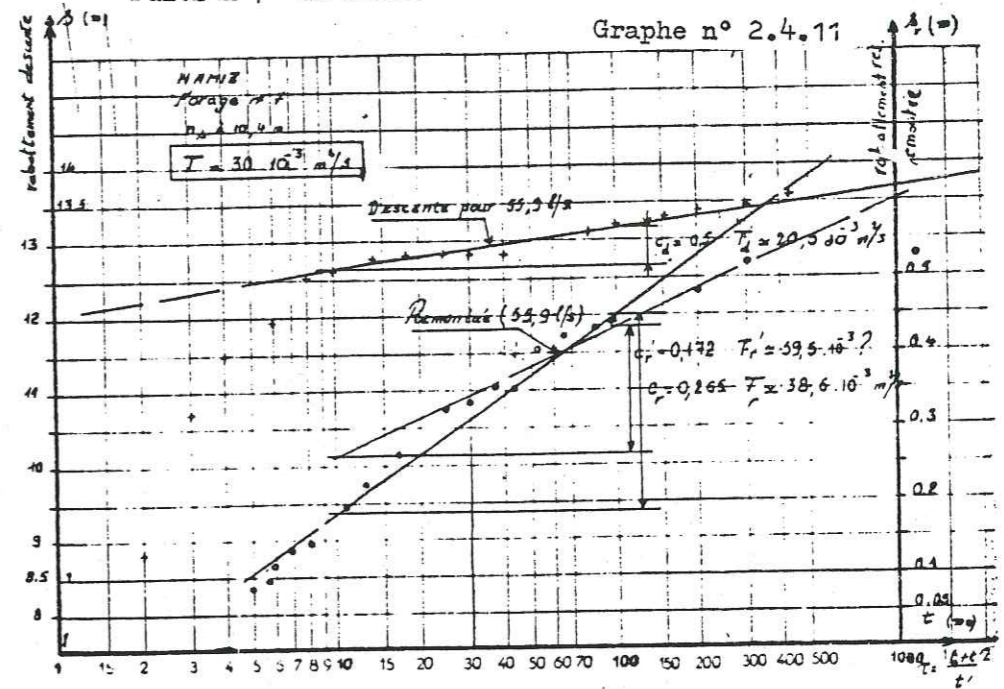
Forage n° 7

En coordonnées semi-logarithmiques la tangente aux croix de mesure en descente pour $55,9 \text{ l/s}$ nous donne pour T la valeur de $20,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ avec une précision suffisante. Par contre en remontée la courbe tangente se présente sous forme de deux droites de pentes différentes, donnant pour T les valeurs de $30,6$ et $59,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.





Puits n°7 du HAMIZ



Ces droites ne sont d'ailleurs pas déterminées avec assez de précision, aussi les deux valeurs précédentes prêtent à discussion.

En coordonnées bilogarithmiques, la courbe de remontée ne coïncide avec celle de Theis que pour t supérieur à 5h. Pour des temps inférieurs, en début de remontée notamment, la courbe s'écarte sensiblement de celle de Theis et semble se confondre avec une branche de Hantush-Walton pour $r = 0,4$, ce qui traduit une importante drainance. La nappe y est semi-captive ou libre. La valeur déterminée pour T est de $19,7 \cdot 10^{-3}$ m²/s, très voisine de celle déterminée précédemment en descente.

En conclusion, nous adoptons pour T la valeur définitive de $20 \cdot 10^{-3}$ m²/s qui nous semble très probablement correcte.

Forage n° 8

En coordonnées semi-logarithmiques, en descente nous obtenons deux droites de pentes différentes, donnant pour T les valeurs de $6,32$ et $11,4 \cdot 10^{-3}$ m²/s. Les croix de mesure s'alignent mal sur ces droites approximatives, compte tenu de leur dispersion importante.

En remontée, les croix de mesure s'alignent également assez mal et nous obtenons une valeur de $23,5 \cdot 10^{-3}$ m²/s pour T , à l'aide de la droite moyenne qui passe près de ces croix.

En coordonnées bilogarithmiques, la courbe de remontée coïncide assez correctement avec celle de Theis pour des temps supérieurs à 2h ; Pour des temps inférieurs, en début de remontée, la courbe semble coïncider avec une branche de Hantush-Walton pour $r = 0,09$. Cela traduit une nature semi-captive ou libre de la nappe et explique la brisure de la droite de Cooper-Jacob en descente. La valeur trouvée pour T de cette façon est de $16,6 \cdot 10^{-3}$ m²/s intermédiaire entre les valeurs précédentes déterminées par les droites de Cooper-Jacob.

En conclusion nous adoptons pour T la valeur très plausible de $18 \cdot 10^{-3}$ m²/s.

2.4.3.2. EVALUATION DES COEFFICIENTS DE PERMEABILITE

En supposant la nappe libre (faible couverture imperméable en général et à substratum imperméable au bas des tubages (ce qui est inexact en fait), il serait intéressant d'appliquer la méthode de Dupuit pour les nappes libres afin d'en déduire la valeur des coefficients de perméabilité, ou plutôt une valeur approchée, compte tenu des nombreuses causes d'erreur et la non validité des hypothèses de base : régime non stabilisé, erreur sur la valeur réelle de T , variation de celui-ci latéralement et verticalement, rayons de puits non constants, etc.

Pour les calculs nous utiliserons la relation de Dupuit

$$Q = \frac{K(H^2 - h^2)}{2,3 \log R/r} \quad \begin{matrix} Q \text{ en m}^3/\text{s} \\ H \text{ et } h \text{ en m} \end{matrix}$$

où R , le rayon d'influence est donné par la relation

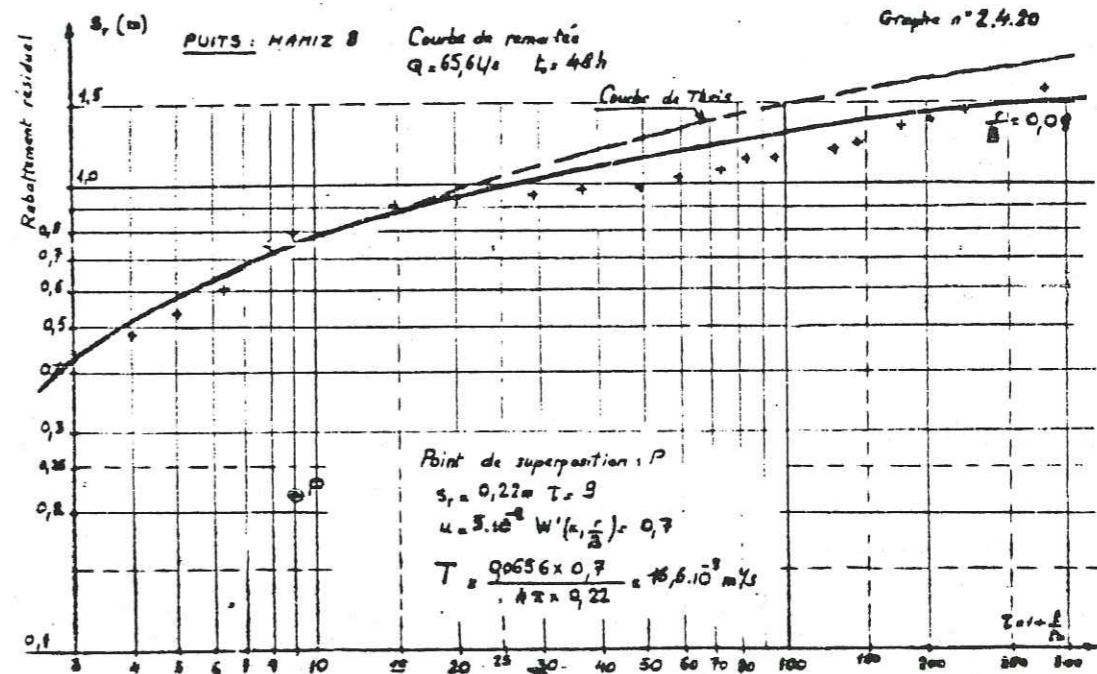
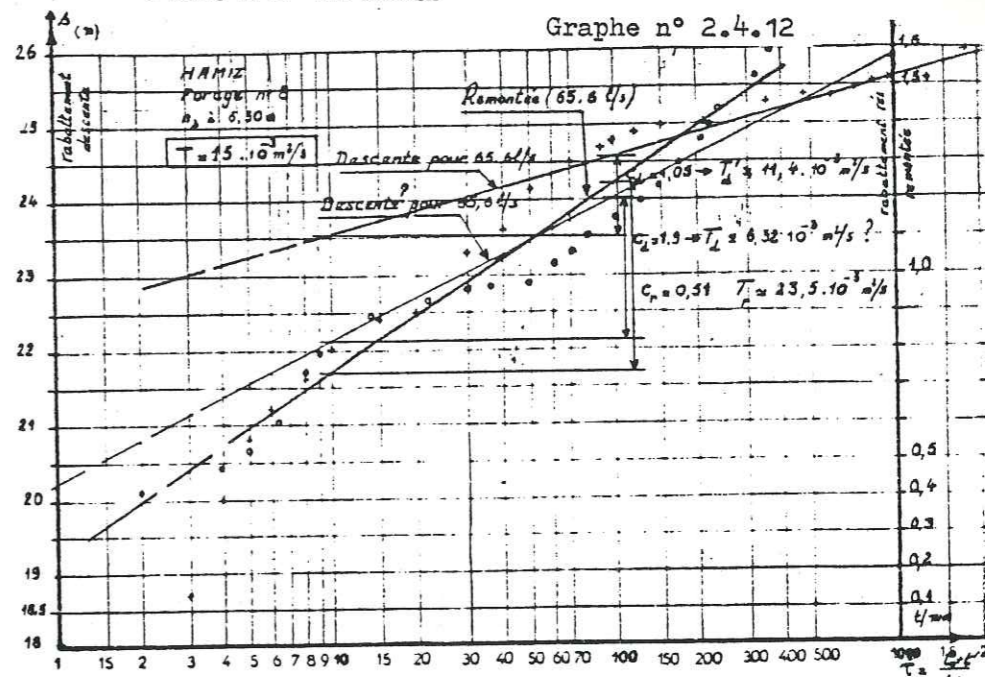
$$R = 1,5 \sqrt{\frac{Tt}{S}}$$

T : transmissivité en m²/s calculée précédemment

t : temps de pompage en descente depuis l'origine, pour un rabattement s

S : Coefficient d'emmagasinement, évalué à 0,005 par l'I.N.R.H, d'après des résultats d'études effectuées antérieurement. Cette valeur n'est estimée que grossièrement, faute de mesures de niveau effectuées pendant les pompages d'essai dans les puits voisins, par suite d'indisponibilité de matériel et/ou de personnel suffisant

Puits n°8 du HAMIZ



L'influence de S sur R n'est du reste pas suffisamment importante pour fausser sensiblement les valeurs de R, les valeurs de H sont évaluées avec assez d'exactitude et celles de h sont déduites des rabattements s mesurés ou vice-versa.

Evaluons tout d'abord les valeurs des coefficients de perméabilité K à partir de la définition de T et des valeurs de T calculées précédemment : $T = Ke$, où e est évaluée approximativement à partir de la coupe des puits.

TABLEAU N° 2.4.3.2.1. COEFFICIENTS DE PERMEABILITE CALCULES A PARTIR DE T = Ke

N° du puits	T calculée, en m ² /s	Epaisseur des couches perméables captées.	Coefficient K de perméabilité en 10 ⁻⁴ m/s	Observations
HZ 1	10.10 ⁻³	55 à 95 m	1,05 à 1,82	43 m de sable dunaire consolidé
HZ 2	7.10 ⁻³	119 à 152 m ?	0,46 à 0,59	33 m d'argile contenant du gravier
HZ 3	30.10 ⁻³	140 m	2,14	
HZ 4	33.10 ⁻³	125 m	2,64	-
HZ 5	45.10 ⁻³	148 m	3,04	-
HZ 6	40.10 ⁻³	130 à 150 m	2,67 à 3,08	18 m de limons
HZ 7	20.10 ⁻³	79 m	2,53	21 m d'argile jaune
HZ 8	10.10 ⁻³	50 à 102 m	1,75 à 3,6	Coupe manquante de 0 à 51 m

Les valeurs trouvées sont en général voisines de 3.10⁻⁴ m/s, compte tenu de l'imprécision de la détermination de e, sauf pour le puits n° 2 où elle est très faible.

Appliquons à présent la relation de Dupuit, en utilisant pour s les valeurs extraites des courbes de descente de niveau pour un temps t déterminé.

TABLEAU N° 2.4.3.2.2. COEFFICIENTS DE PERMEABILITE CALCULES A PARTIR DE LA RELATION DE DUPUIT

N°	t 10 ⁶ sec.	s (t)	H(m)	h=H-s (a)	H ² -h ²	R	Q m ³ /s	K 10 ⁻⁴ m/s
HZ 1	0,162	13 m	97 m	87m	2353 m ²	854 m	0,08	2,9
HZ 2	0,109	14,3 m	151 m	136 m	4305 m ²	585 m	0,041	0,7
HZ 3	0,113	28,8 m	141 m	112 m	7275 m ²	1235 m	0,0654	0,8
HZ 4	0,05	9 m	121 m	112 m	2097 m ²	944 m	0,0813	3,3
HZ 5	0,10	5,95 m	142 m	136 m	1654 m ²	1910 m	0,08	4,4
HZ 6	0,10	9,65 m	139 m	130 m	2583 m ²	1800 m	0,091	3,2
HZ 7	0,10	14 m	90 m	76 m	2324 m ²	1272 m	0,056	2,1
HZ 8	0,06	26 m	95,7m	70 m	4300 m ²	697 m	0,066	1,3

où les valeurs de (b) = 2,3 log (R/r) sont respectivement égales à 8,64 ; 8,26 ; 9,00 ; 9,74 ; 9,15 ; 9,05 ; 9,04 et 8,43 pour les puits HZ.1 à HZ.8 donc très voisines malgré la disparité des valeurs de R.

En comparant les valeurs trouvées par la 1ère méthode (K₁) et par la seconde (K₂), on trouve les rapports k = K₁/K₂ :

N°	K ₁ 10 ⁻⁴ m/s	K ₂ 10 ⁻⁴ m/s	k = K ₁ /K ₂	OBSERVATIONS
HZ 1	1,5 env.	2,94	0,51	valeur trop faible
HZ 2	0,53 env.	0,79	0,67	valeur un peu faible
HZ 3	2,14	0,81	2,64	valeur trop élevée
HZ 4	2,64	3,39	0,78	valeur un peu faible
HZ 5	3,04	4,43	0,69	valeur un peu faible
HZ 6	2,88	3,22	0,89	valeur à peu près correcte
HZ 7	2,53	2,18	1,16	valeur correcte
HZ 8	2,68	1,30	2,06	valeur trop élevée

Les rapports varient de 0,51 à 2,64, avec une moyenne de 1,175, ce qui est une remarquable concordance. Les écarts les plus importants concernent les puits n° 1, n° 3 et n° 8.

L'incertitude sur l'épaisseur des couches perméables est visible pour les puits n° 1 et 8, mais pour le n° 3 l'explication est à rechercher ailleurs : sans doute l'hétérogénéité des couches y est pour quelque chose, la transmissivité passant brutalement de 30.10⁻³ m²/s pour le puits n° 3 à 7 et 10.10⁻³ m²/s pour le puits voisins n° 2 et 1.

L'examen des coupes géologiques montre que les faciès géologiques varient notablement d'un puits à l'autre, ce qui expliquerait les écarts importants des valeurs déterminées pour K par les deux méthodes. La théorie de Dupuit ne s'applique que pour des terrains homogènes dans l'espace entourant le puits considéré, ce qui est loin d'être le cas ici.

Calcul approximatif du coefficient d'emmagasinement de la nappe du HAMIZ

Nous allons essayer d'évaluer, comme pour le champ de captage du Mazafran 2, une valeur approchée du coefficient de transmissivité à partir des mesures effectuées sur chaque puits.

Nous avons besoin à cet effet de connaître la valeur des pertes de charge turbulentes, et donc de calculer la valeur du coefficient C de la relation:

$$s = BQ + CQ^2$$

Le tracé des graphes de rabattement spécifique nous est à cet effet nécessaire.

Le tableau suivant résume les valeurs obtenues en cours de pompages par paliers de courte durée.

TABLEAU N° 2.4.3.2.3

N° DU PUIES	Débit Q ¹	Rabattement s ¹	$\frac{s^1}{Q^1}$	Débit Q ₂	Rabattement s ₂	$\frac{s_2}{Q_2}$
HZ. 1	50	7,51	0,15	70	12,50	0,178
HZ 2	40	6,93	0,173	50	9,95	0,199
HZ 3	47	15,90	0,338	60	24,01	0,40
HZ 4	48	4,31	0,90	60	5,66	0,94
HZ 5	60	4,04	0,0673	80	5,94	0,0743
HZ 6	80	6,97	0,087	90	9,99	0,111
HZ 7	41	11,04	0,263	50	18,90	0,378
HZ 8	50	13,39	0,268	60	18,71	0,312

N° DU PUIES	Débit Q ₃	Rabattement s ₃	$\frac{s_3}{Q_3}$	Débit Q ₄	Rabattement s ₄	$\frac{s_4}{Q_4}$
HZ 1	-	-	-	-	-	-
HZ 2	60	13,57	0,226	65	15,84	0,243
HZ 3	70	29,30	0,424	-	-	-
HZ 4	80	8,30	0,103	-	-	-
HZ 5	100	8,32	0,0832	-	-	-
HZ 6	100	12,05	0,120	-	-	-
HZ 7	60	25,66	0,428	-	-	-
HZ 8	70	23,57	0,336	-	-	-

TABLEAU N° 2.4.3.2.4/1 log S = log 2,25 Tt - $\frac{s^1}{s}$

PUIES	HZ 1	HZ 2	HZ 3	HZ 4
Q 1/s	80 1/s	40,5 1/s	65,4 1/s	81,3 1/s
T 10 ⁻³ /s	15,6	8,23	9,65	26,6
Δs (d'après grapho)	0,94	0,90m	1,24m	0,56m
CQ ² (d'après courbe d'essai)	5,76m	2,74m	11,42m	2,2001m
log 2,25Tt	t = 10'	1,32	1,046	1,11
	t = 100'	2,32	2,046	2,11
	t = 500'	3,02	2,75	2,81
s (m)	t = 10'	10,85m	12,15m	17,30
	t = 100'	11,70m	13,05m	18,7
	t = 500'	12,35m	13,70m	19,50m
s ¹ = s - CQ ²	t = 10'	5,10m	9,41m	5,88
	t = 100'	5,94m	10,31m	7,28
	t = 500'	6,59m	10,96m	8,08
$\frac{s^1}{\Delta s}$	t = 10'	5,43	10,46m	4,74m
	t = 100'	6,32	11,46	5,87
	t = 500'	7,011	12,2	6,52
log S	t = 10'	- 4,11	- 9,41	- 4,71
	t = 100'	- 4,0	- 9,41	- 5,17
	t = 500'	- 3,99	- 9,45	- 3,71
S	t = 10'	7,76 · 10 ⁻⁵	3,86 · 10 ⁻¹⁰	1,7 · 10 ⁻⁵
	t = 100'	10 ⁻⁵	3,86 · 10 ⁻¹⁰	6,8 · 10 ⁻⁶
	t = 500'	1,02 · 10 ⁻⁷	3,55 · 10 ⁻¹⁰	1,95 · 10 ⁻⁶

TABLEAU N° 2.4.3.2.4/2 log S = log 2,25 Tt - $\frac{s^1}{s}$

PUIES	HZ 5	HZ 6	HZ 7	HZ 8
Q 1/s	80 1/s	91 1/s	55,9 1/s	6,5 1/s
T · 10 ³ m ² /s	69,7	55,5	20,5	6,32
Δs (m)	0,21m	0,30m	0,50m	1,90m
CQ ²	1,39m	5,22m	13,82m	11,67m
log 2,25Tt	t = 10'	1,97	1,87	1,44
	t = 100'	2,97	2,87	2,44
	t = 500'	3,67	3,57	3,14
s (m)	t = 10'	5,41m	8,9m	12,6m ?
	t = 100'	5,62m	9,2m	13,2m ?
	t = 500'	5,74m	9,4m	13,5m ?
s ¹ = s - CQ ²	t = 10'	4,02m	3,68m	?
	t = 100'	4,23m	3,98m	?
	t = 500'	4,35m	4,18m	?
$\frac{s^1}{\Delta s}$	t = 10'	19,14	12,27	5,59
	t = 100'	20,14	13,27	6,59
	t = 500'	20,71	13,9	7,23
log S	t = 10'	- 17,17	- 10,4	- 4,66
	t = 100'	- 17,17	- 10,4	- 4,66
	t = 500'	- 17,04	- 10,33	- 4,60
S	t = 10'	6,76 · 10 ⁻¹⁸	3,98 · 10 ⁻¹¹	2,19 · 10 ⁻⁵
	t = 100'	6,76 · 10 ⁻¹⁸	3,98 · 10 ⁻¹¹	2,19 · 10 ⁻⁵
	t = 500'	9,12 · 10 ⁻¹⁸	4,68 · 10 ⁻¹¹	2,51 · 10 ⁻⁵

Les graphes n° 2.4.2 bis et 3 représentent les variations de $\frac{s}{Q}$ en fonction de Q (en l/s)

On en déduit les valeurs de B et C:

- Puits HZ 1 : $s = 0,0115Q + 0,0009 Q^2$ (Q en l/s)
- Puits HZ 2 : $s = 0,13 Q + 0,00167 Q^2$ (" ")
- Puits HZ 3 : $s = 0,23 Q + 0,00267 Q^2$
- Puits HZ 4 : $s = 0,075 Q + 0,000333 Q^2$
- Puits HZ 5 : $s = 0,06 Q + 0,000217 Q^2$
- Puits HZ 6 : $s = 0,06 Q + 0,00063 Q^2$
- Puits HZ 7 : $s = 0,16 Q + 0,00442 Q^2$
- Puits HZ 8 : $s = 0,15 Q + 0,00271 Q^2$

D'où le tableau de calculs n° 2.4.3.2.4.

Résultats:

Les valeurs déterminées pour le coefficient d'emmagasinement varient considérablement d'un puits à l'autre.

Pour les puits n° 1, n° 3 et n° 8, nous trouvons des valeurs plausibles, de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-5} . Pour les autres puits par contre elles varient de 10^{-9} pour HZ.4 à 10^{-17} pour HZ.5. Pour le puits HZ.7, il est impossible de déterminer la valeur en raison de l'incompatibilité des chiffres obtenus pour le rabattement pendant l'essai de pompage par palier et le pompage d'essai de longue durée. Pour le même débit, les chiffres sont respectivement de l'ordre de 23m et de 13m, la différence étant sans doute due à une confusion entre niveau dynamique et rabattement. Mais les chiffres donnés sur le cahier de chantier sont bien ceux-là et il

n'est pas possible de confirmer l'erreur. Si nous corrigions en prenant comme valeur du rabattement celles que nous croyons exactes, les résultats seraient :

s	t = 10'	23,0 ; 9,18
s'	t = 100'	23,6 ; 9,78
s'	t = 500'	23,9 ; 10,08
$\frac{s'}{\Delta s}$	t = 10'	16,36
	t = 100'	19,56
	t = 500'	20,16
log s	t = 10'	- 16,92
	t = 100'	- 17,65
	t = 500'	- 17,53
S	t = 10'	$1,20 \cdot 10^{-17}$
	t = 100'	$2,34 \cdot 10^{-10}$
	t = 500'	$2,95 \cdot 10^{-16}$

si au contraire nous corrigeons les chiffres en retranchant la valeur du niveau statique de celles des rabattements de l'essai par paliers, les chiffres seraient comme suit:

Q	s	$\frac{s}{Q}$
41 l/s	0,64m	0,0156
50 l/s	0,3m	0,0166
60 l/s	15,26m	0,254

mais le graphe $\frac{s}{Q}(Q)$ que nous obtiendrions prendrait une forme très curieuse, où B serait nul et C aurait la valeur: 0,0043, identique à la valeur déterminée précédemment.

2.4.3.3. EVALUATION DE L'INFLUENCE RECIPROQUE DES PUIITS EN EXPLOITATION SIMULTANEE DE LONGUE DUREE.

Les puits ont été mis partiellement en exploitation, à partir de 1983, une fois les équipements mis en place, les constructions achevées, le courant électrique disponible.

Il serait intéressant de calculer la variation du rabattement induit dans chaque puits par les puits voisins en exploitation simultanée, afin de prévenir d'éventuels risques de dénoyage des pompes immergées installées et de prendre les précautions qui s'imposent.

Pour ce faire nous appliquons la méthode de Theis, en prenant comme hypothèse d'exploitation un scénario probable et une durée de deux années. L'examen des niveaux dynamiques relevés par l'exploitant actuellement (1985) permettrait de vérifier l'exactitude des résultats obtenus par calcul.

Nous adoptons pour ces calculs des débits d'exploitation inférieurs aux débits critiques déterminés précédemment, soit :

- HZ 1 : 60 l/s HZ 2 : 50 l/s HZ 3 : 50 l/s
- HZ 4 : 50 l/s HZ 5 : 80 l/s HZ 6 : 80 l/s
- HZ 7 : 45 l/s HZ 8 : 60 l/s

Débit total : 475 l/s

La relation de Theis simplifiée s'exprime par :

$D = 0,183 \frac{Q}{T} \log 2,25 \frac{Tt}{r^2 S}$, où :

D : rabattement en mètres observé à une distance r du lieu de pompage pour un débit de Q m³/s

T : transmissivité moyenne, ici $25,4 \cdot 10^{-3}$ m²/s ;

t : en supposant le milieu homogène et isotrope, temps de pompage, que nous prenons égal à $63 \cdot 10^6$ sec = 2 ans.

S : Coefficient d'emmagasinement moyen, ici 0,005, en supposant également le milieu homogène et isotrope.

L'équation devient :

$D = (63,82 - 14,41 \log r) Q$; Q en m³/s.

Le tableau n° 2.4.3.3.1 ci-après représente les distances entre puits relevées sur les cartes d'état-major :

TABLEAU N° 2.4.3.3.1.

DISTANCES ENTRE PUIITS DU CHAMP DE
CAPTAGE DU HAMIZ

N°	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	750	825	1250	1825	1500	750	1000
2	750	0	750	725	1250	1250	1000	1750
3	825	750	0	1250	1750	2000	1500	1750
4	1250	725	1250	0	750	1250	1250	2250
5	1825	1250	1750	750	0	1250	1750	2750
6	1500	1250	2000	1250	1250	0	1000	2000
7	750	1000	1500	1250	1750	1000	0	1000
8	1000	1750	1750	2250	2750	2000	1000	0

Le tableau n° 2.4.3.3.2 ci-après donne le résultat des calculs de rabattements obtenus au bout de deux années de pompage simultané continu, pour les débits imposés précédemment.

TABLEAU N° 2.4.3.3.2

RABATTEMENTS EN M EN POMPAGE SIMULTANE
AU BOUT DE DEUX ANNEES D'EXPLOITATION DU
CHAMP DE CAPTAGE DU HAMIZ

Débit	N° puits	1	2	3	4	5	6	7	8
60 l/s	1	9,70	1,34	1,31	1,15	1,01	1,08	1,34	1,24
50	2	1,34	9,70	1,12	1,13	0,96	0,96	1,03	0,85
50	3	1,31	1,12	18,40	0,96	0,85	0,81	0,90	0,85
50	4	1,15	1,13	0,96	6,70	1,12	0,96	0,96	0,78
80	5	1,01	0,96	0,85	1,12	5,80	1,54	1,37	1,14
80	6	1,08	0,96	0,81	0,96	1,54	7,40	1,65	1,30
45	7	1,34	1,03	0,90	0,96	1,37	1,65	12,00	0,93
60	8	1,24	0,85	0,85	0,78	1,14	1,30	0,93	18,40
TOTAL		18,17	17,09	25,20	13,76	13,80	15,70	20,18	25,50

RESULTATS :

Les rabattements totaux pour les débits adoptés et au bout de deux années d'exploitation varient de 14 m environ pour les puits n° 4 et 5 à un maximum de 25,50 m pour le n° 8.

Les niveaux statiques étant de l'ordre de 8 à 10 m en général au-dessus du terrain et les colonnes d'exploitation ayant 50 à 60 m de hauteur, il n'y a pas de crainte que des pompes immergées installées suffisamment profondes puissent être dénoyées. En les installant à une profondeur de 35 m au moins, et si on respecte les débits adoptés par hypothèse, la sécurité est suffisante. Elle le sera davantage si les pompes sont installées tout près de la base des colonnes d'exploitation, à une profondeur de l'ordre de 50 m, mais cela aura des répercussions sur le coût des installations.

Il n'a malheureusement pas été possible de trouver chez l'exploitant des valeurs sûres de niveau dynamique mesuré dans les puits récemment : l'indisponibilité de sondes de mesure n'a guère permis de procéder aux relevés souhaités, ce qui est dommage pour notre étude qui aurait gagné à être confirmée par des résultats concrets.

2.4.4. CONCLUSION GENERALE A L'ETUDE DU CHAMP DE CAPTAGE DU HAMIZ

Les puits réalisés en bordure rive droite de l'oued Hamiz ont été réalisés dans de bonnes conditions.

L'équipement des puits s'est révélé correct, de bonne qualité pour les colonnes de captage (crépines Johnson). Les terrains traversés sont des alternances de matériaux perméables (graviers, sables) et d'argiles plus ou moins chargées de graviers et de sable.

Les essais de pompage ont été correctement réalisés et révèlent des débits intéressants pour des rabattements acceptables, et des pertes de charge turbulentes peu élevées en général.

Les pompages d'essai ont été correctement exécutés en général pendant une durée de 48 h pour chaque puits, malheureusement aucune mesure de rabattement n'a été réalisée dans des puits piézomètres voisins, afin de déterminer les valeurs du coefficient d'emmagasinement, qui reste une inconnue.

Les mesures de niveau au cours du temps en descente et en remontée ont été représentées en coordonnées semi logarithmiques et en coordonnées logarithmiques, ce qui a permis de déterminer les valeurs jugées les plus correctes du coefficient de transmissivité pour chaque puits, en adoptant pour valeur définitives de T celles qui se rapprochent le plus des valeurs confirmées par deux méthodes différentes. Les valeurs varient de 7 à $45 \cdot 10^{-3}$ m²/s, confirmant l'importante hétérogénéité des couches aquifères.

Le calcul des perméabilités en utilisant la méthode de Dupuit en nappe libre et à partir des valeurs calculées de T, nous ont permis d'évaluer des valeurs de ce coefficient, qui varient entre 0,5 et $4,43 \cdot 10^{-4}$ m/s, avec une moyenne de $2,5 \cdot 10^{-4}$ m/s. Les valeurs trouvées par les deux méthodes concordent assez bien en moyenne, mais divergent dans le détail, traduisant donc l'hétérogénéité des couches comme mentionné précédemment.

Enfin le calcul des rabattements induits par les puits exploités simultanément pendant une période de deux années nous a permis de nous assurer qu'il n'y a aucun risque de dénoyage pour des pompes immergées à une profondeur supérieure à 35 m, à condition que les débits d'exploitation soient limités aux valeurs adoptées dans les hypothèses, sensiblement inférieures aux débits critiques, de façon à limiter les pertes de charge turbulentes, et par suite la longévité des colonnes de captage.

Le tableau n° 2.4.4. ci-après résume l'essentiel des résultats utiles obtenus et de la profondeur recommandée pour les pompes, en adoptant pour rabattement total les valeurs calculées précédemment, majorées de 50 %

TABEAU N° 2.4.4.

RESULTATS UTILES POUR L'EXPLOITATION DU
CHAMP DE CAPTAGE DU HAMIZ

N° du puits	Débit d'exploitation	Transmissivité moyenne m ² /s	Coefficient de perméabilité local moyen m/s	Rabattement total majoré (m)	Profondeur minimale recommandée pour la pompe
HZ 1	60 l/s	10.10 ⁻³	2,22.10 ⁻⁴	27,5 m	40 m
HZ 2	50 l/s	7.10 ⁻³	0,66.10 ⁻⁴	25,7 m	40 m
HZ 3	50 l/s	30.10 ⁻³	1,48.10 ⁻⁴	37,8 m	50 m
HZ 4	50 l/s	33.10 ⁻³	3,02.10 ⁻⁴	20,7 m	35 m
HZ 5	60 l/s	45.10 ⁻³	3,74.10 ⁻⁴	25,2 m	40 m
HZ 6	80 l/s	40.10 ⁻³	3,05.10 ⁻⁴	23,6 m	35 m
HZ 7	45 l/s	20.10 ⁻³	2,36.10 ⁻⁴	30,3 m	45 m
HZ 8	60 l/s	18.10 ⁻³	2,0.10 ⁻⁴	38,3 m	50 m

2.5. ETUDE HYDRODYNAMIQUE COMPLEMENTAIRE DU CHAMP DE CAPTAGE DU MAZAFRAN 2

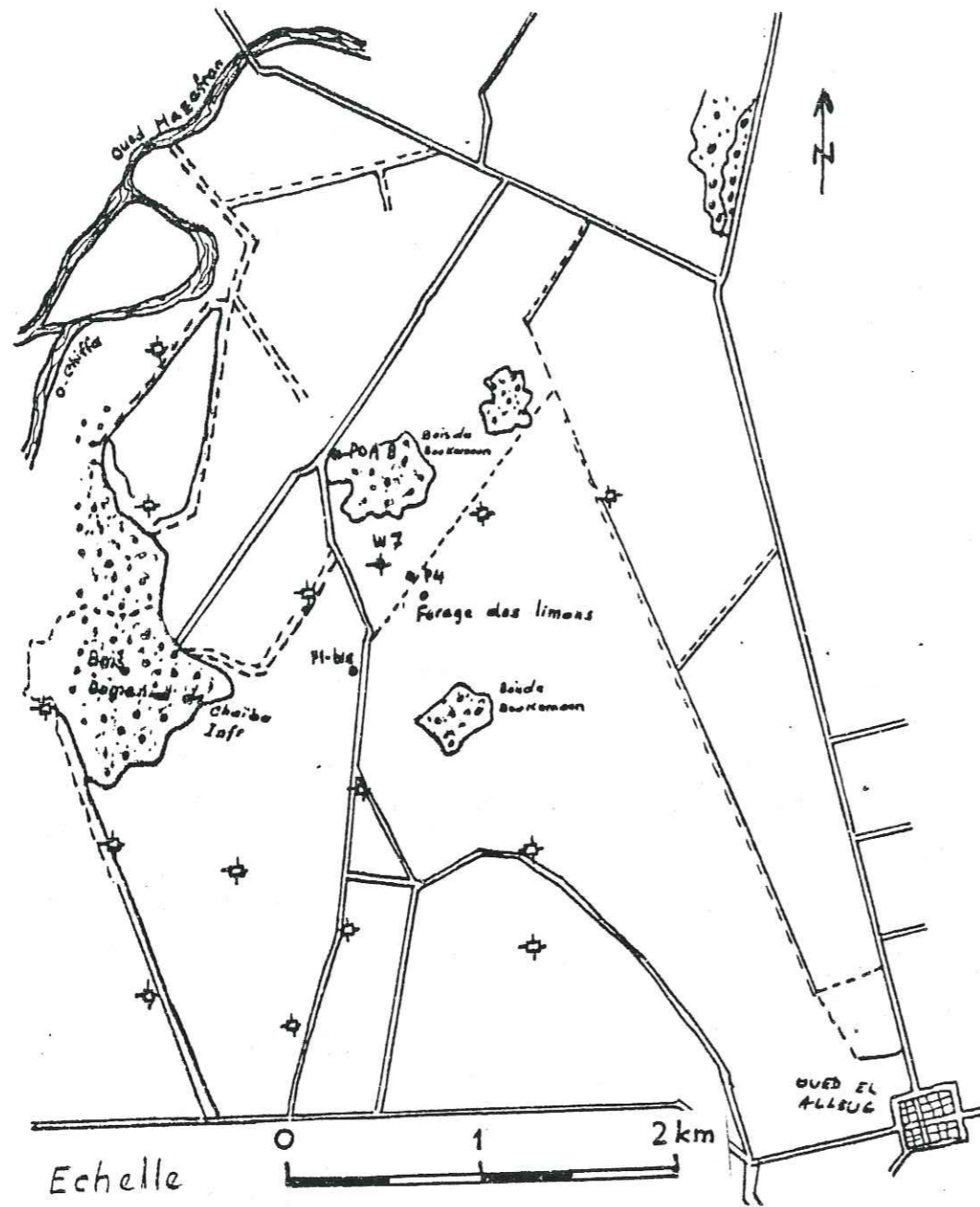
L'exécution des puits d'exploitation du champ de captage du Mazafraan 2 fut achevée en 1979, et les nécessités urgentes de leur mise en service en raison des pénuries d'eau dans la capitale n'ont pas permis, comme nous l'avons vu, que soient réalisées des observations complètes et prolongées du comportement de la nappe à l'occasion des pompages d'essai.

Aussi, à la demande du bureau d'études chargé de procéder à une détermination plus précise des caractéristiques hydrodynamiques de la nappe, un forage dénommé W7 fut exécuté en 1982 dans la partie nord du champ captant, d'une profondeur de 100m, ainsi que quatre autres forages d'études dénommés F1bis, P4, PoA 8 et "Forage des limons", dont la coupe géologique a été reproduite en planche 2.5.2. Les forages F1bis et P4, d'une profondeur de 150 et 160m respectivement atteignent la couche des argiles et marnes du substratum, les deux autres ne traversent que la couche des limons et une faible épaisseur d'alluvions.

La variation du niveau piézométrique fut observée par le Bureau d'Etudes pendant deux mois, dont nous avons reproduit les graphes en figure 2.5.1, afin de déterminer la vitesse de baisse de la nappe dans le champ captant en cours d'exploitation et les réactions aux précipitations, aux arrêts du pompage, par suite de pannes électriques. Nous remarquons que la baisse du niveau est constante, celui-ci reprenait sa valeur initiale d'avant l'arrêt électrique, dès la reprise du pompage, et les précipitations n'ont aucune incidence immédiate sur le niveau de la nappe.

Les mesures de variation du niveau dynamique ont été faites au cours du pompage d'essai qui a duré 169 heures, dans le sondage W7 ainsi que dans les sondages voisins d'observation, ce qui permet de préciser le coefficient d'emmagasinement qui n'avait pu être déterminé qu'aux alentours du puits N14.

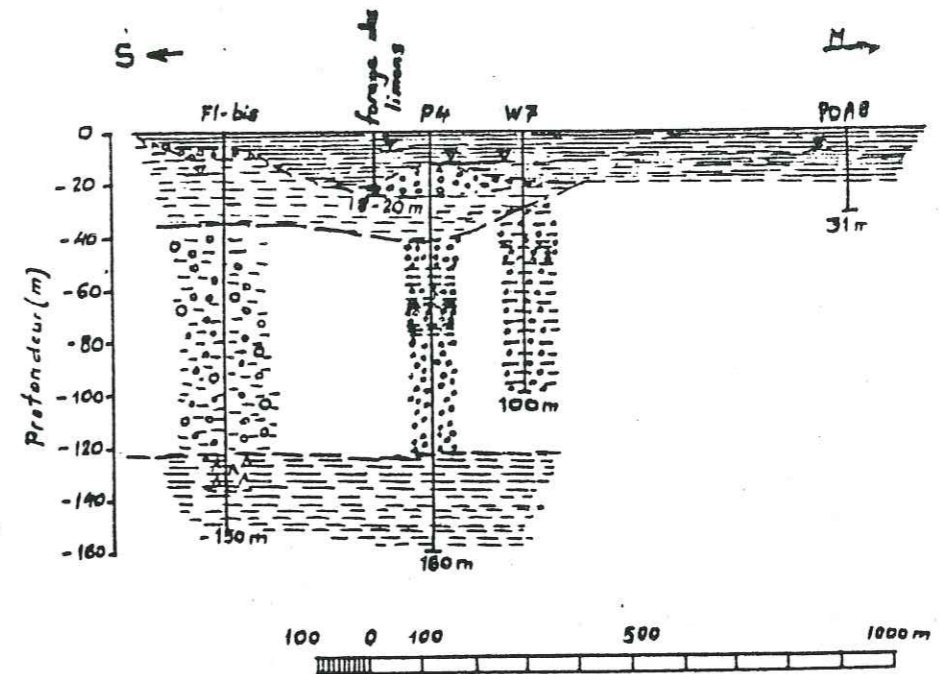
PLANCHE 2.5.1.



Puits pompé +
 Forage d'observation: o
 Puits exploités du ch. capt. de Mazafran 1: *

SITUATION DES SITES DES
 PUIITS COMPLEMENTAIRES DU
 CHAMP DE CAPTAGE DU MAZAFRAN

PLANCHE 2.5.2



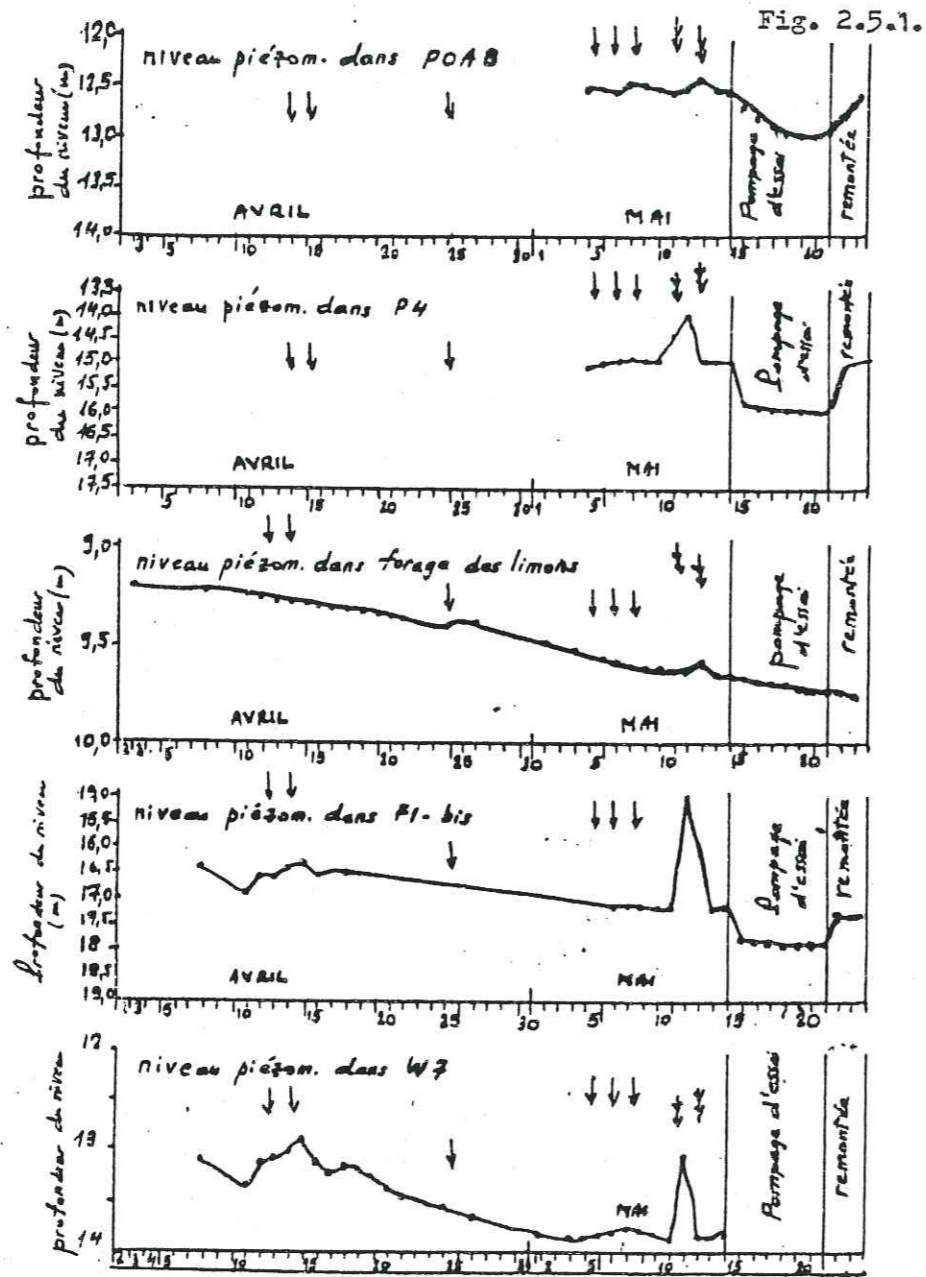
LEGENDE

- Limons et argile } Formation du Mazafran
 - Graviers } Formation de la Mitidja
 - Graviers argileux }
 - Argiles à quelques graviers }
 - Galets, graviers et argiles }
 - Argiles, Marnes jaunes } Formation d'El Harrach
 - Argiles à quelques graviers }
- z Niveau piézosométrique, 14 mai 1982.

COUPE HYDROGEOLOGIQUE AU SITE DU POMPAGE
 D'ESSAI DANS LA FORMATION DE LA MITIDJA

Forages complémentaires du MAZAFRAN 2
 (d'après BINNIE-ATKINS, 1982)

VARIATION DU NIVEAU PIEZOMETRIQUE
DANS LES FORAGES D'OBSERVATION DU
MAZAFRAN-2 (d'après BINNIE-ATKINS, 1982)



• mesures de niveau piézométrique effectuées
↓ chute de pluie
↓ arrêt de l'exploitation du champ de captage de Mazafra n°1 par un électricien

2.5.1. INTERPRETATION DES RESULTATS DU POMPAGE D'ESSAI W7

Le pompage d'essai a été réalisé au puits W7 du 15/05/82 à 7h au 22/05/82 à 8h, soit durant 169 heures, à un débit de 42,1 l/s, mais un arrêt du pompage eut lieu entre la 20ème et la 32ème minute, perturbant quelque peu les variations de niveau en descente.

Nous avons reporté les résultats des mesures effectuées sur les feuilles graduées en graduation semi-logarithmiques et bi-logarithmiques, et avons sélectionné les parties les plus intéressantes, en format pratique 21x29, en laissant de côté les parties des graphes qui débordent de ce cadre.

Puits W7. En coordonnées semi-logarithmiques, la tangente aux points de mesure en descente est une droite passant correctement à proximité de ces points, dont la pente nous permet de déterminer T à $20,8 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

Sur cette même tangente, nous sélectionnons un point de Chow qui nous permet de déterminer les valeurs $F(u) = 11,49$ et de là $W(u) = 26,42$ et $u = 1,9 \cdot 10^{12}$, d'où $T = 20,9 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, valeur très voisine de la précédente et $S = 3,72 \cdot 10^8$. Cette dernière valeur a été calculée en prenant pour distance le rayon du tubage du puits lui-même, ce qui ne peut mener qu'à un résultat illusoire.

En remontée, les points de mesure s'alignent bien et la droite tangente nous donne $T = 28,5 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

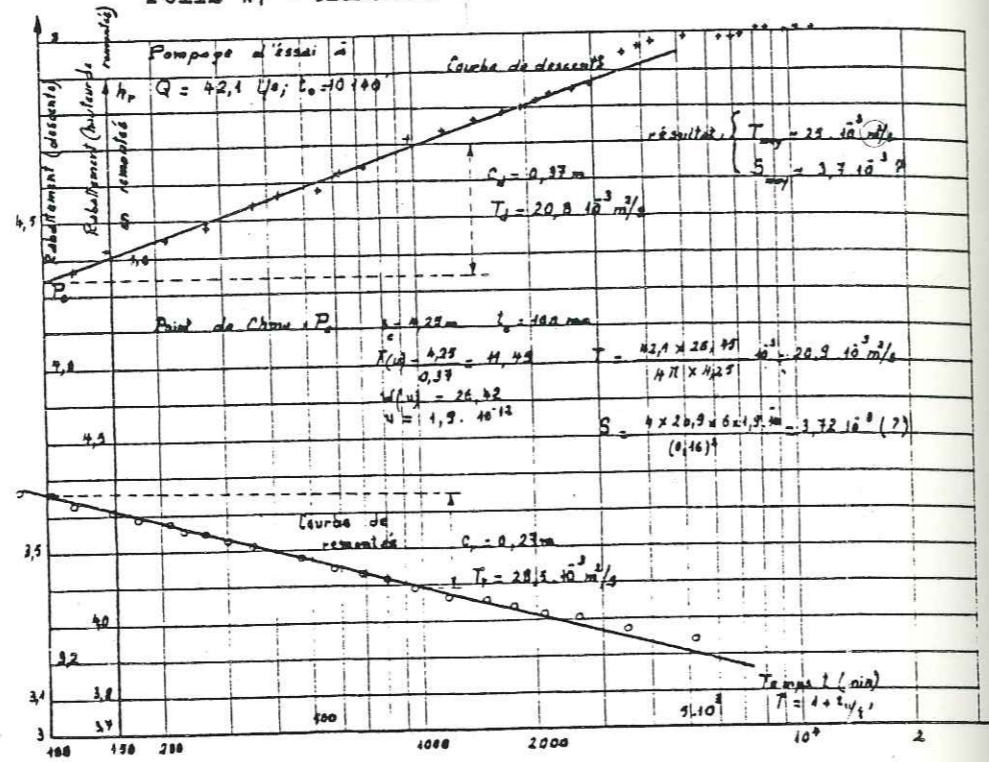
En coordonnées bilogarithmiques, les branches de courbe en descente et en remontée, peu précises, semblent se confondre avec les courbes de Hantush-Walton respectivement pour $\frac{r}{B} = 0,0001$ et $\frac{r}{B} = 0,05$, ce qui traduit un phénomène de drainance. On trouve pour T les valeurs respectives de 11,2 et de $4,92 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, valeurs très différentes des précédentes.

En conclusion, nous adopterons pour T une valeur moyenne de $16,4 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

Les observations de descente et de remontée du niveau dynamique ont été également observées dans les forages voisins simultanément.

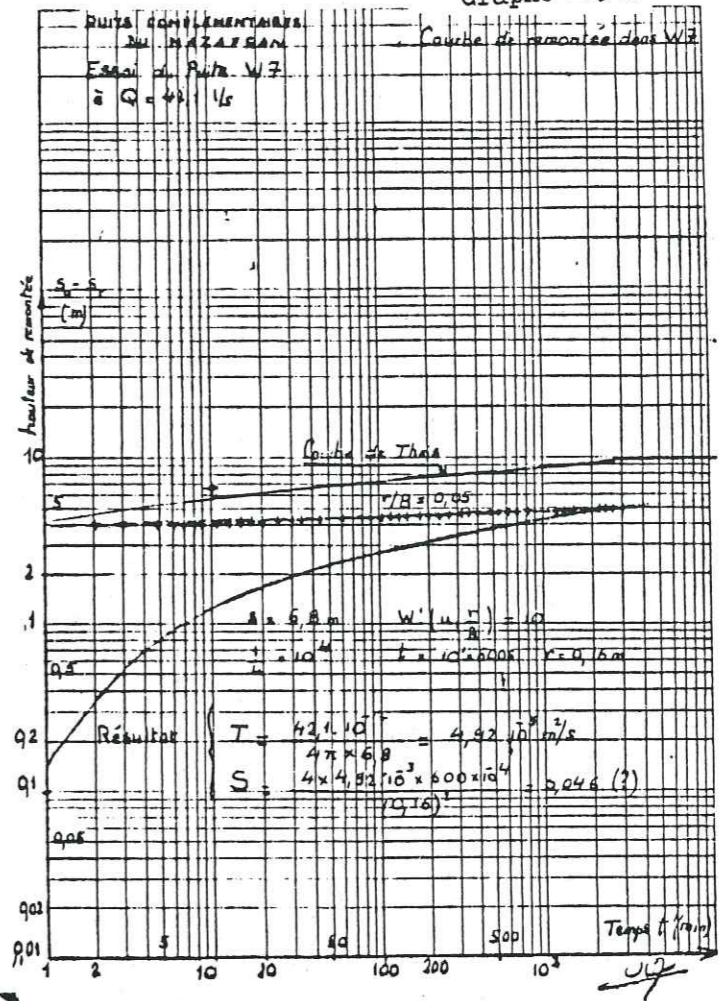
PUITS W7 - MAZAFRAN

Graphe 2.5.1.

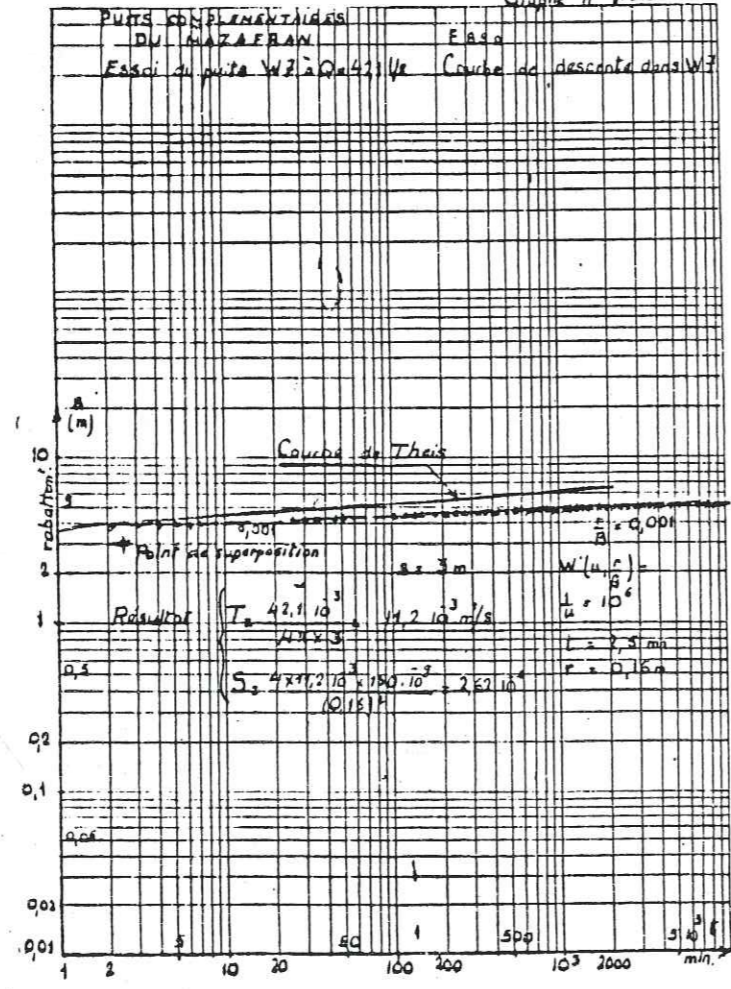


Graphe 2.5.3

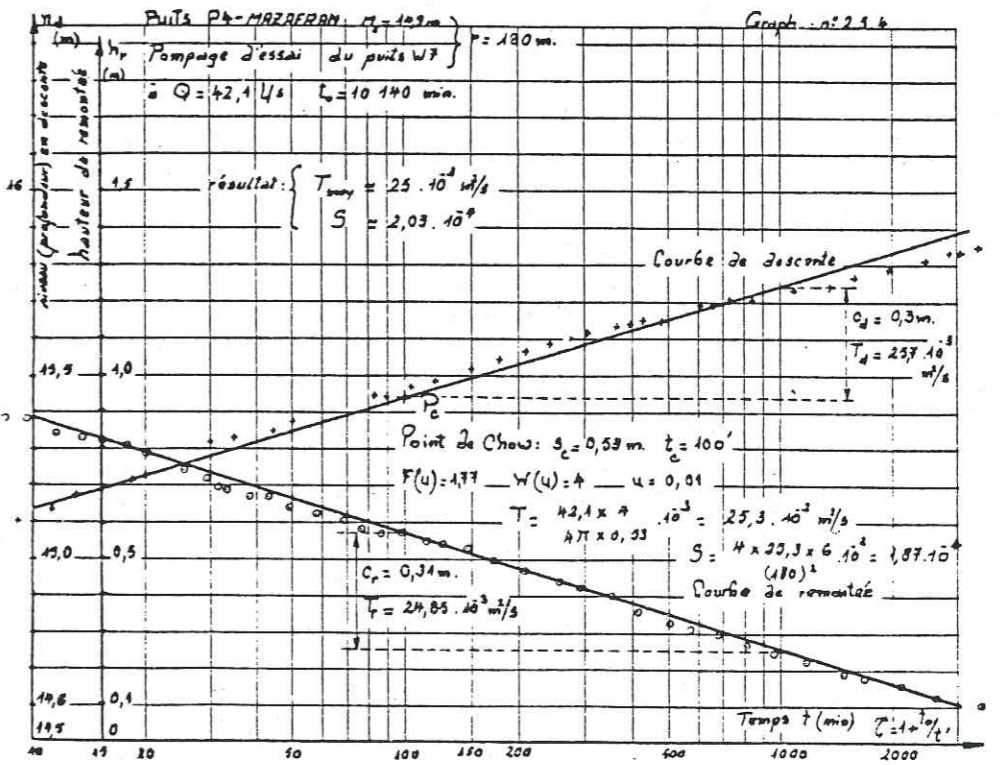
PUITS W7 - MAZAFRAN



Graphe n° 2.5.2



Graph n° 2.5.4



Forage d'observation P4: C'est le forage le plus proche de W7, sa ce dernier étant de 180m.

- En coordonnées semi-logarithmiques, les points de s'alignent correctement en descente et en remontée, nous d'évaluer T à 25,7 et $24,85 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ respectivement. La Chow nous permet d'obtenir $T=25,3 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, valeur très précédentes et $S=1,87 \cdot 10^4$.

- En coordonnées bilogarithmiques, les points de descente s'alignent suivant la branche de Hantush-Walt tandis qu'en remontée, ils s'alignent assez près de la Theis et nous donnent respectivement $T=19,7 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$; 10^3 et $T=22,3 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$; $S=0,207 \cdot 10^3$.

Ces valeurs sont très voisines et proches de donc elles se confirment mutuellement.

En conclusion nous adoptons pour T la valeur $25,5 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ et pour S la valeur de $2,2 \cdot 10^4$.

Forage d'observation F1bis:

Ce forage est situé à 573m au sud de W7, près exploité E6 du Mazafran 2.

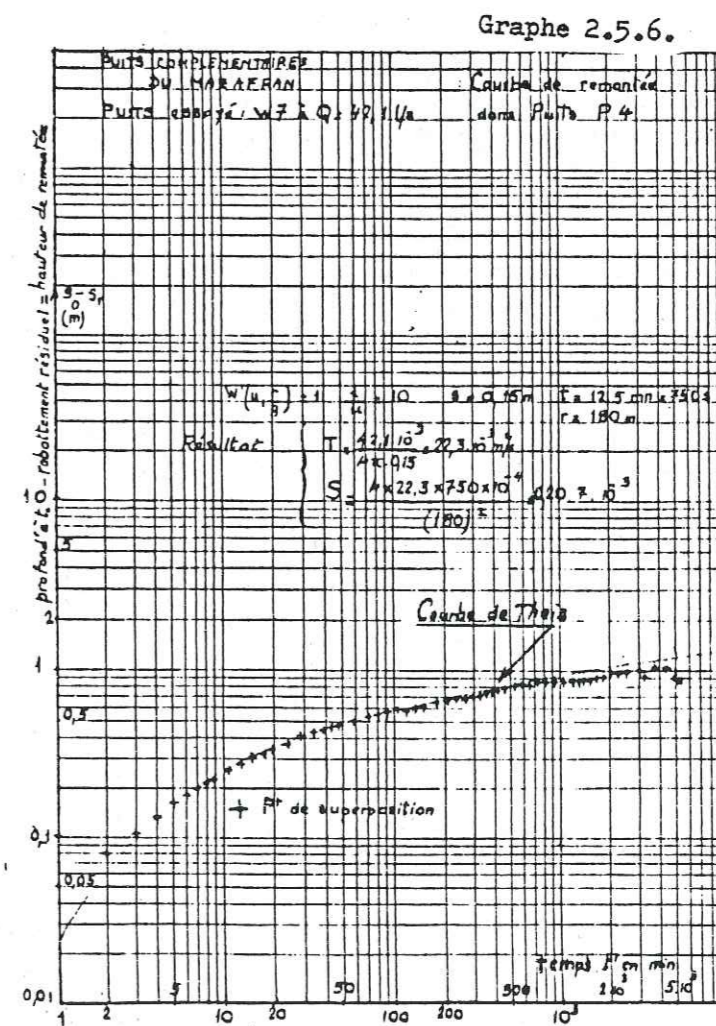
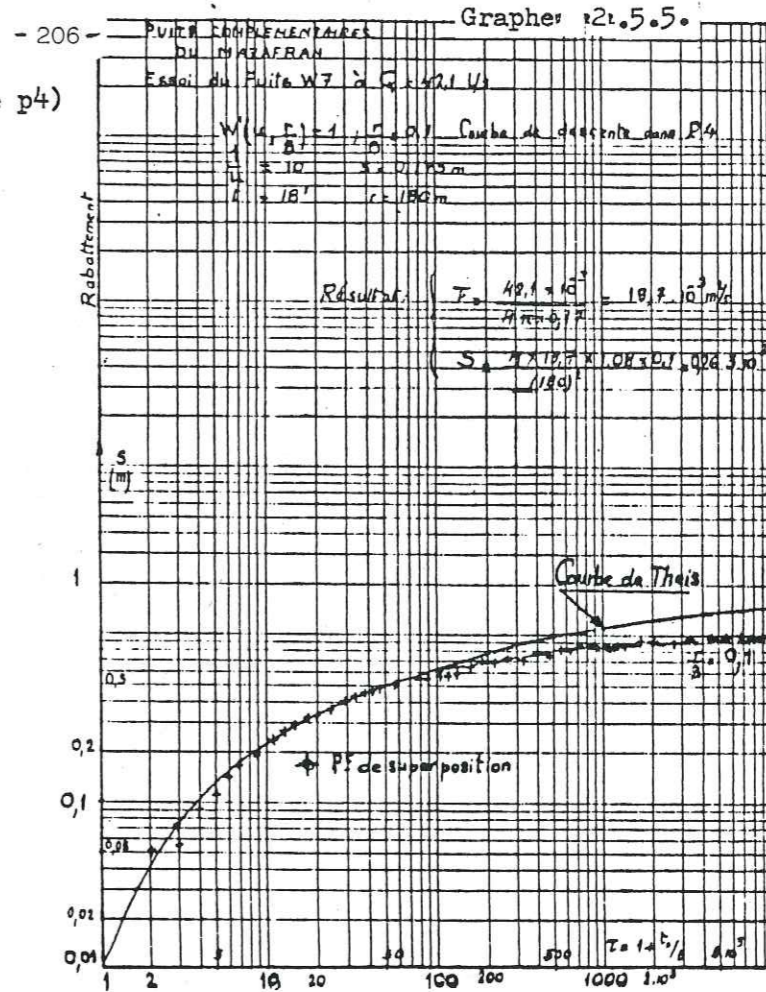
Les points de mesure ne s'alignent correctement certaines portions de courbe. La variation du niveau est très perturbée, en raison du fonctionnement discontinu E6 et des autres puits un peu plus éloignés tels que F5

- En coordonnées semi-logarithmiques, les points s'alignent correctement en descente que vers la fin de contre en remontée ils s'alignent sur une portion plus Les droites tangentes aux points alignés nous donnent valeurs très voisines, respectivement de $38 \cdot 10^3$ et 39 respectivement en descente et en remontée. La méthode descente nous donne les valeurs $T=31,6 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ et S

- En coordonnées bi-logarithmiques, les points descente s'alignent plus ou moins correctement sur une H-Walton de $p=0,15$; on trouve $T=25,8 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$; $S=9$.

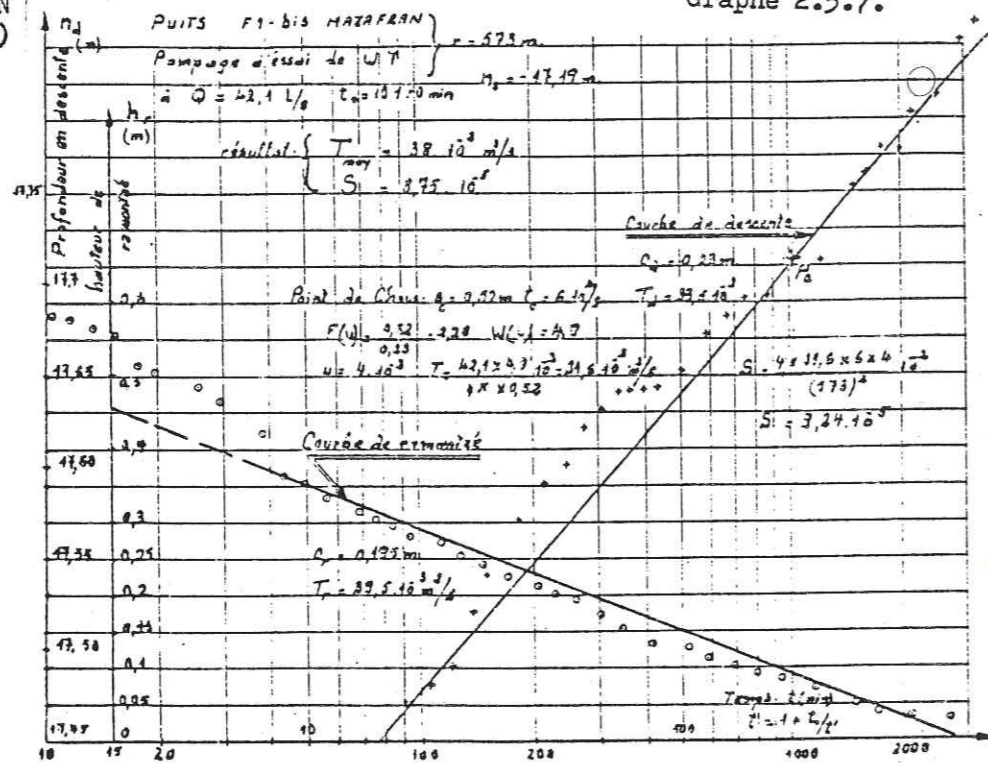
En remontée les points s'alignent correctement courbe type de Theis et nous donnent $T=30,4 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ et valeurs voisines entre elles, mais un peu différentes au début.

PUITS W7 - MAZAFRAN
(observation piézomètre p4)



PUITS W7 - MAZAFRAN
(Observation F1-bis)

Graphe 2.5.7.



En conclusion nous adoptons des valeurs moyennes très voisines aussi bien des trois derniers résultats que des premiers, soit:

$$T = 32 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}; S = 9,25 \cdot 10^{-5}$$

Forage d'observation POA.8: Ce forage est le plus éloigné du puits W7 pompé, et relativement situé à la périphérie du champ exploité. Il est à 623m de W7.

Néanmoins nous observons que les points de mesure ne s'alignent correctement que sur une portion restreinte des courbes tangentes, surtout en descente.

- En coordonnées semi-logarithmiques, les droites tangentes, en descente et en remontée nous permettent d'évaluer T à respectivement 26,8 et 29,6 $\cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$. La méthode de Chow donne pour T: 17,1 $\cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ et pour S la valeur de 3,91 $\cdot 10^{-4}$.

- En coordonnées bi-logarithmiques, les points de mesure en descente s'alignent au bout d'un certain temps (après 10³ minutes) sur une branche de H-Walton de $r = 0,3$. En remontée les points s'alignent correctement sur la courbe type de Theis. Les valeurs trouvées pour T et S sont respectivement T=13,4 $\cdot 10^3$ et 16,75 $\cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ et S=5,46 $\cdot 10^{-3}$ et 5,60 $\cdot 10^{-3}$. Ces valeurs sont très proches de celles trouvées par la méthode de Chow. Aussi serait-il préférable d'adopter les valeurs moyennes de T et S plus proches de ces trois derniers résultats, soit:

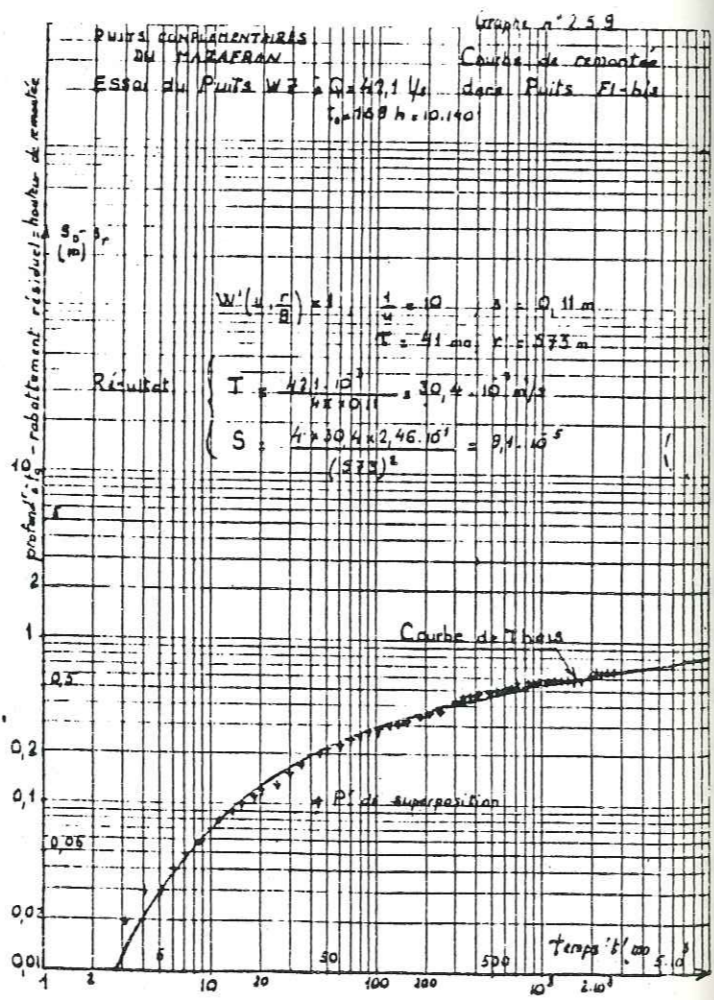
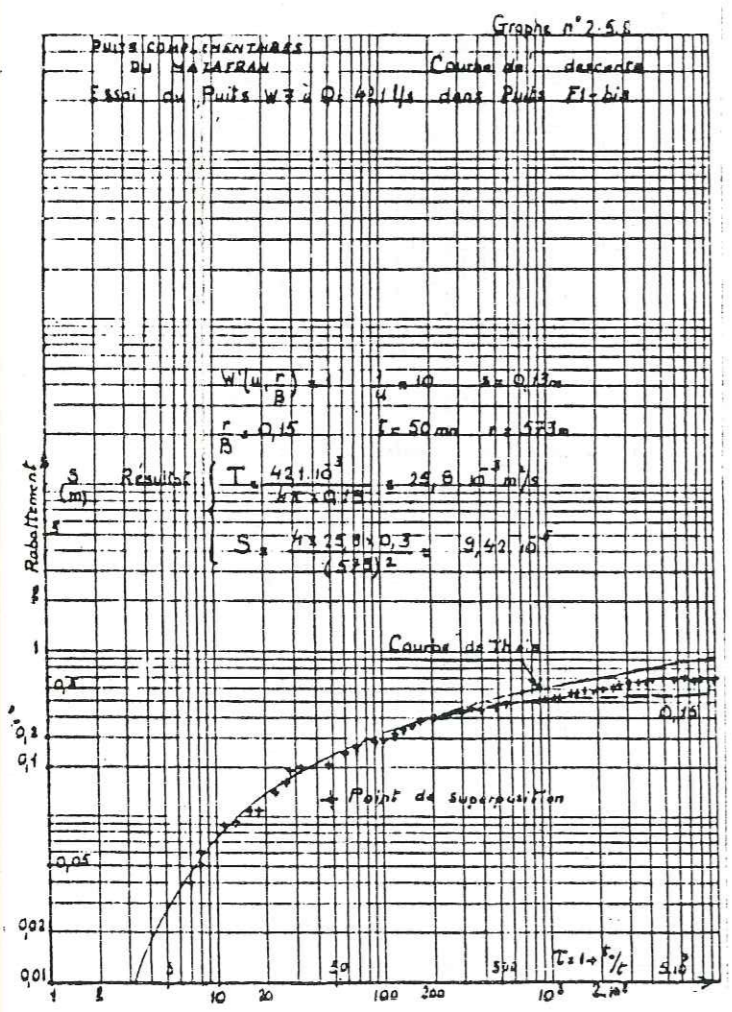
$$T = 20 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$$

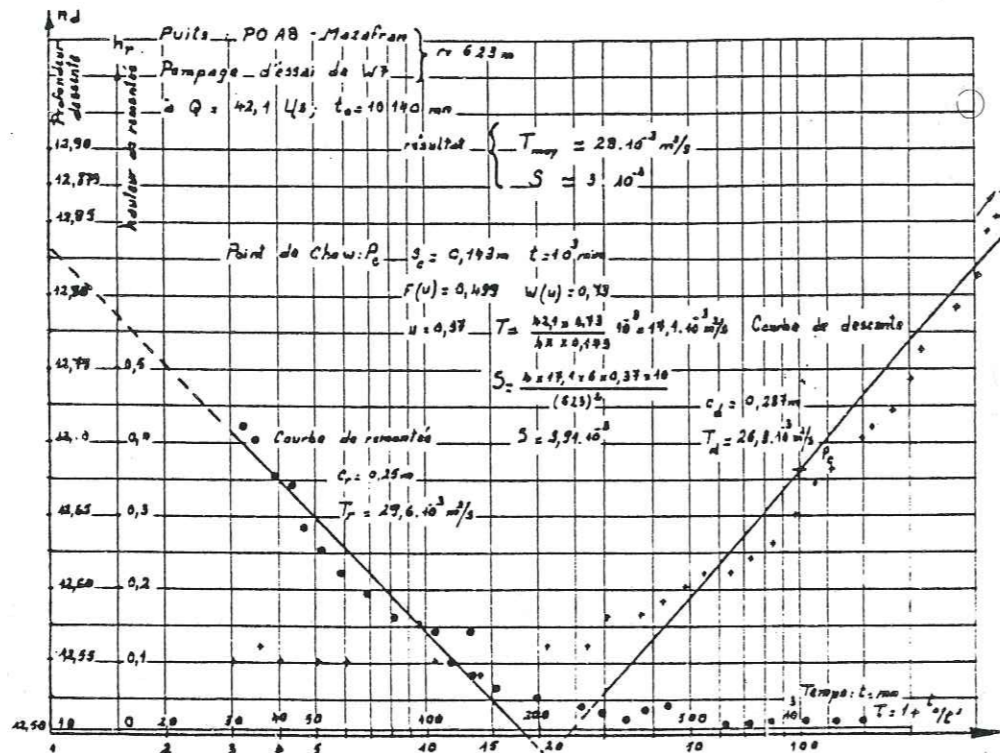
$$S = 5 \cdot 10^{-3}$$

Un autre forage a fait également l'objet d'observation, appelé "Forage des limons", à proximité de P4, mais les points de mesure révèlent tant de perturbation et d'irrégularité, que nous avons jugé préférable de ne pas représenter les courbes de variation du niveau dynamique.

2.5.2. CONCLUSION A L'ETUDE DES FORAGES COMPLEMENTAIRES D'OBSERVATION

Les cinq forages d'observation dont il est question ont été réalisés à la demande du bureau d'études précité, pour plusieurs raisons:





- évaluer les côtes piézométriques du niveau de la nappe en mai 1982, ce qui a donné les résultats représentés en figure n° 2.5.1.
- préciser la coupe géologique et plus particulièrement l'épaisseur de la couche de limons, argileux au sommet;
- confirmer les caractéristiques hydrodynamiques de la nappe.

La coupe géologique nous montre que seuls F1bis et P4, d'une profondeur respectivement de 150 à 160m atteignent et traversent la couche d'argiles et marnes jaunes de El-Harrach. Par contre les forages PoA8 et des limons ne traversent que la couche supérieure des limons.

Les résultats trouvés pour T et S sont consignés ci-après:

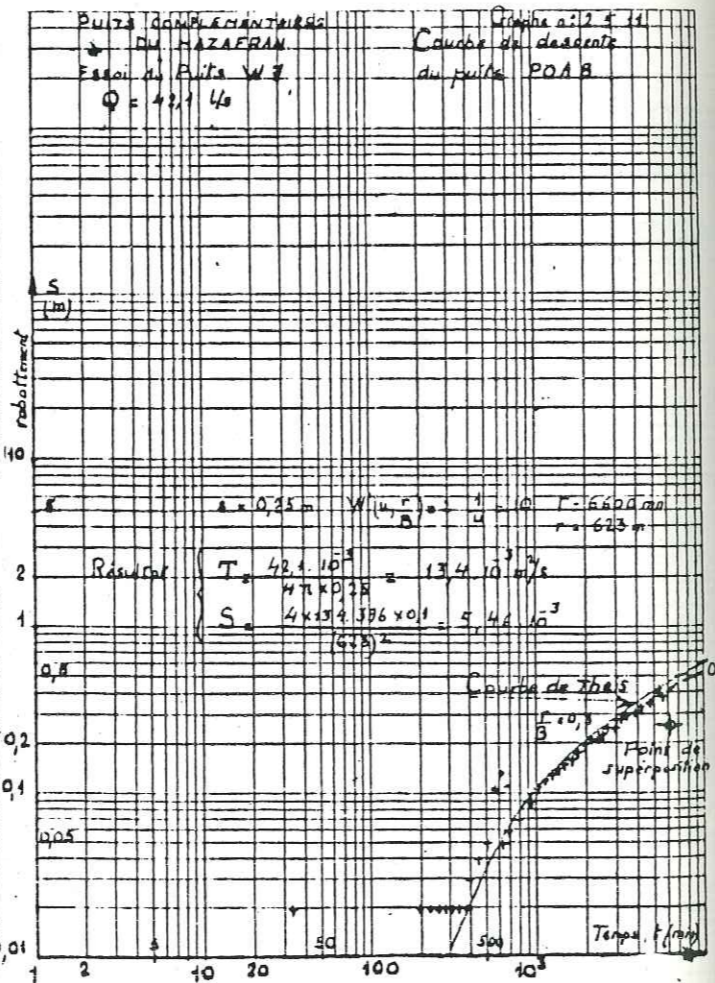
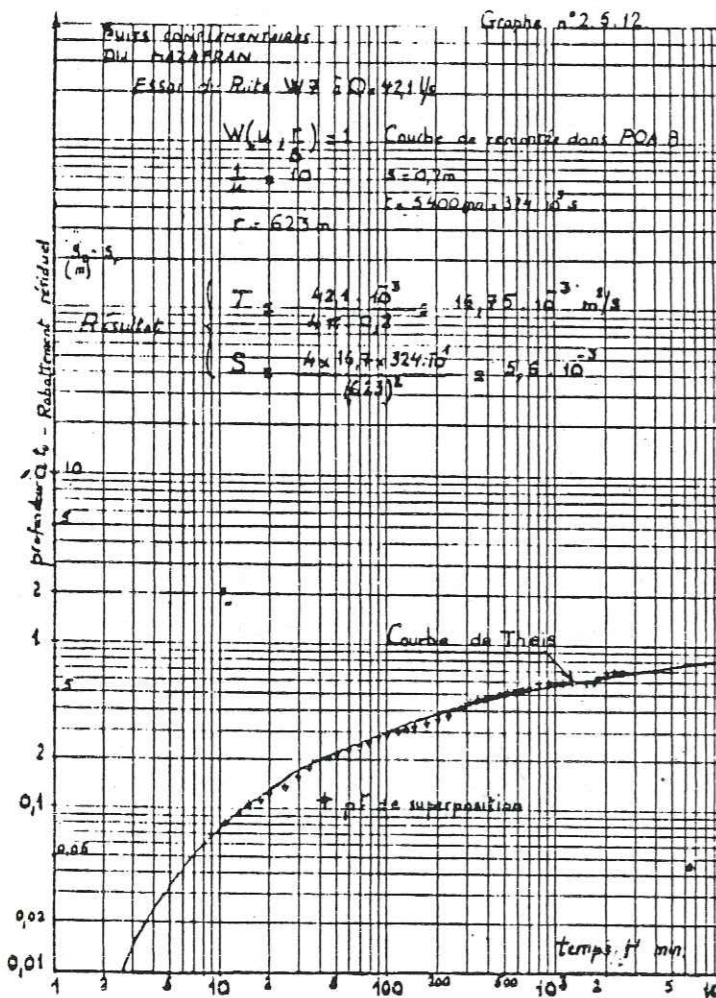
Nom du forage	W7	P4	F1 bis	PoA8
T $10^3 \text{ m}^2/\text{s}$	16,4	23,5	32	20
S 10^3		0,22	0,093	5

Ces résultats sont à comparer avec ceux déterminés dans l'étude du champ captant du Mazafran 2 en paragraphe 2.2.

Ces forages se trouvent sur des courbes d'isotransmissivité qui nous permettent d'obtenir des valeurs de T et de S voisines mais non égales, les différences de valeur obtenues étant dues à l'hétérogénéité des matériaux, les variations des épaisseurs de couches, les modifications brusques de faciès, comme le montre la coupe géologique d'ensemble.

W7 et P4 se trouvent sur la courbe isotransmissivité trouvée de $12.10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, ce qui montre que les valeurs déterminées ne sont qu'approchées et varient suivant l'emplacement des sondages d'observation et sans doute la qualité des sondages exécutés: les tubages d'équipement et les boues de forage utilisées ayant sans doute une influence notable sur les résultats.

Au voisinage du puits W7, les valeurs moyennes de T et S sont respectivement de $23.10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ et $1,8.10^3$, cette dernière valeur étant voisine de celle, 3.10^3 , trouvée pour le puits N(14), ce qui est plus rassurant.



2.6. ETUDE HYDRODYNAMIQUE DU CHAMP DE CAPTAGE DE BARAKI

2.6.1 Introduction

Le champ de captage de Baraki est le plus vaste champ exploité, à proximité de l'agglomération algéroise, le plus ancien et celui qui produit la quantité d'eau la plus grande de tous les champs captants.

Une cinquantaine de puits d'exploitation existent, dont la majeure partie sont situés au sud-ouest de la localité de Baraki, certains à l'intérieur de cette localité, d'autres s'égrènent çà et là entre cette localité et les réservoirs de collecte d'El-Harrach.

L'objet de la présente étude est la détermination des caractéristiques physiques et hydrodynamiques de certains puits réalisés récemment, dont les données existent avec plus ou moins de précision, et plus particulièrement ceux qui, au Sud-Ouest, forment une véritable extension du champ de captage, dans le lieu-dit Ben Talha et que nous avons personnellement implantés, suivis et équipés. Ils ont été dénommés INTRAFOR-COFOR n° A,B,C,D,E,F et nous les avons intégrés par la suite dans l'ensemble des forages de BARAKI avec des n°s commençant par 7 (7ème groupe de puits).

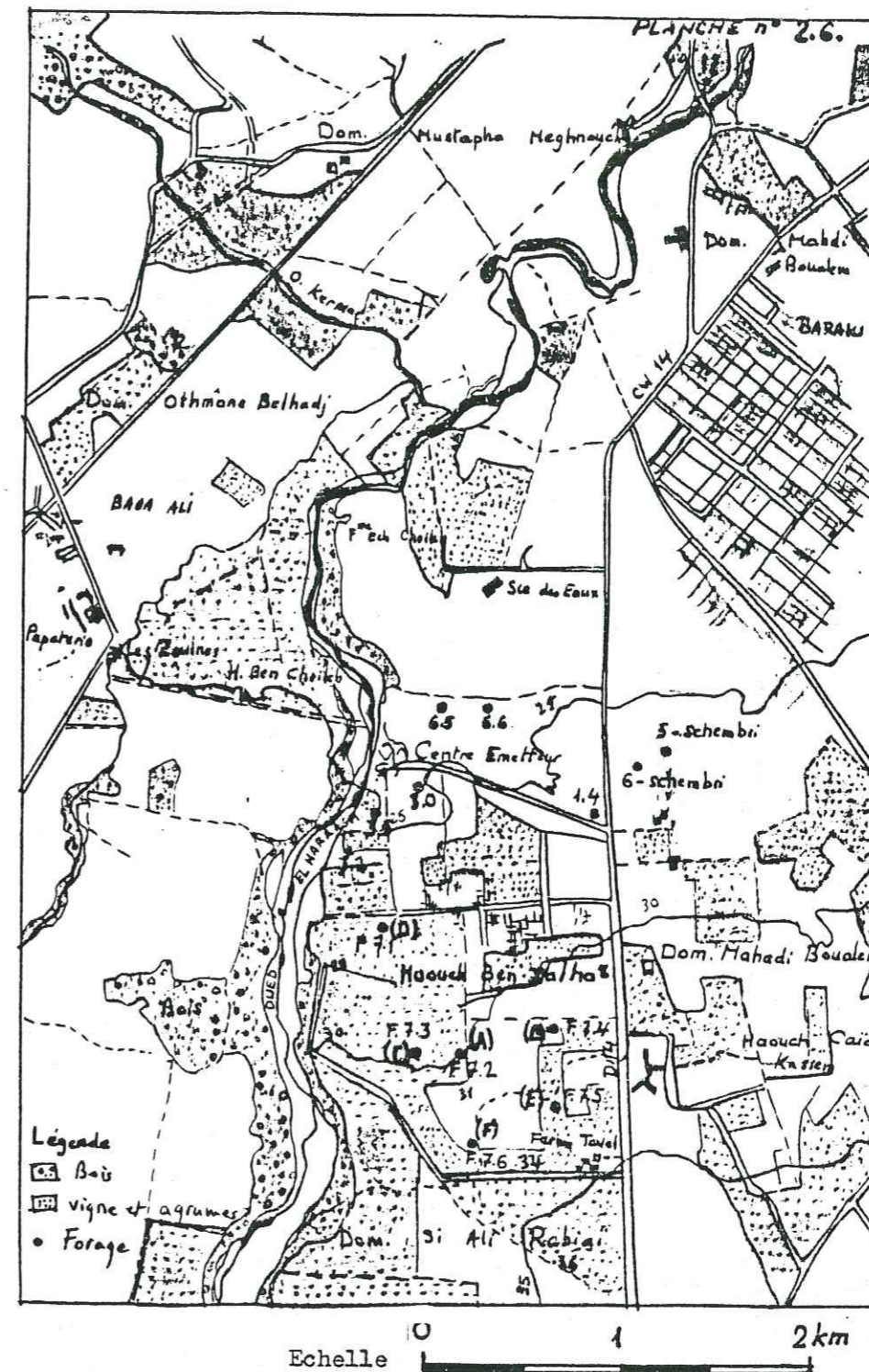
Les autres puits de remplacement ont été réalisés quelques mois à la même époque que les forages du groupe 7, d'autres tout récemment, en 1983 et 1984. Ils portent la même appellation que les puits qu'ils remplacent, et leur numéro actuel est souvent suivi par l'ancienne numérotation.

Une dizaine d'autres puits sont encore en cours de forage ou d'essai, mais les résultats d'essai ne sont encore que partiellement disponibles et ne font donc pas l'objet d'étude dans le présent rapport.

2.6.2. Caractéristiques physiques des puits de BARAKI

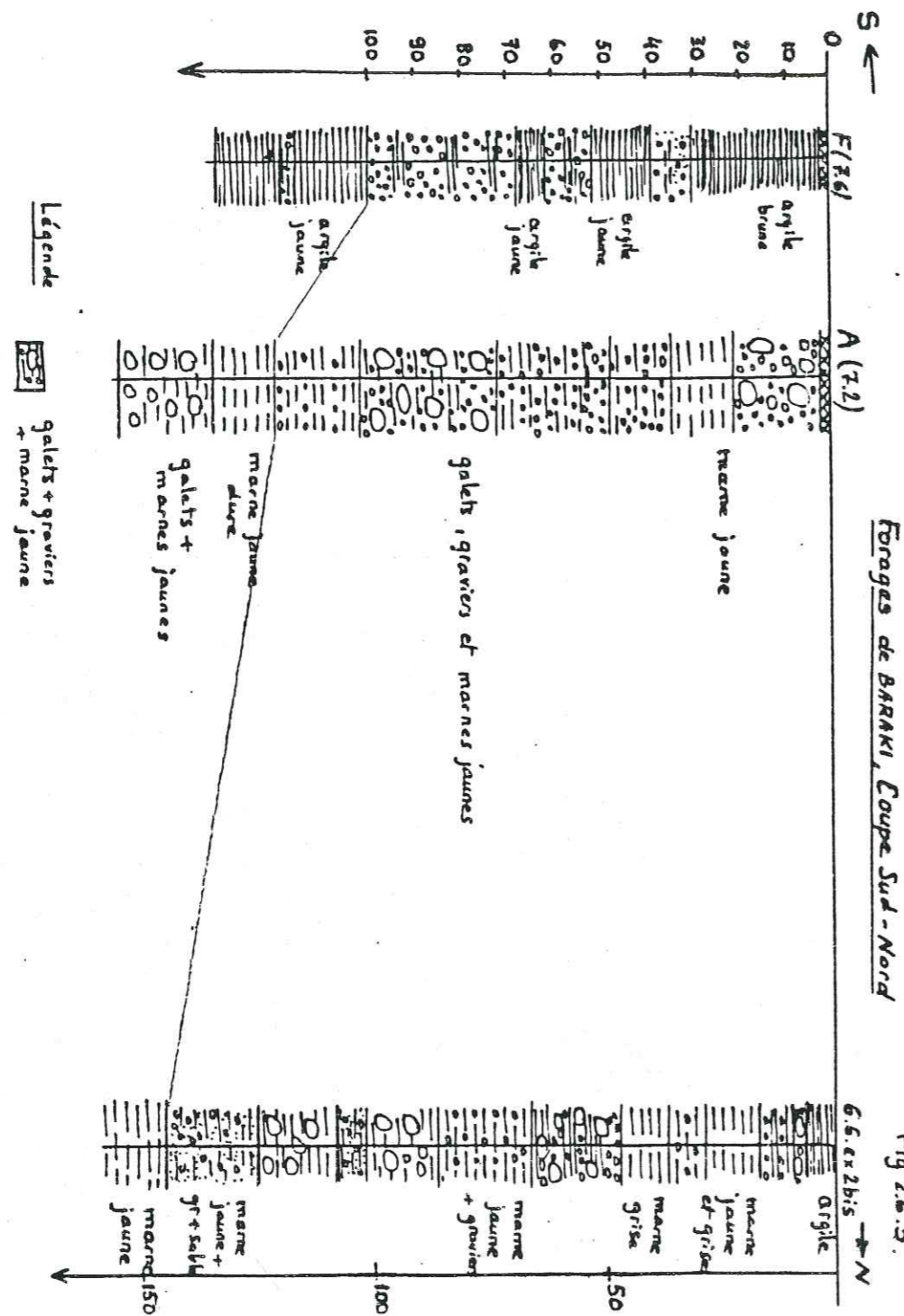
Nous disposons des coupes géologiques et des caractéristiques des tubages pour les puits de Ben Talha, reportés en figures n° 2.6.1 et 2.6.2.

La planche n° 2.6 représente la situation de ces puits, dans le domaine Haouch Ben Talha entre l'Oued El-Harrach et la route CW14 (Chemin de Wilaya n° 14).



Coupe Sud-Nord

Fig. 2.6.5.



Forages de BARAKI, Coupe Sud - Nord

Fig 2.6.5.

Les coupes géologiques nous montrent une alternance de couches aquifères, constituées de graviers, sables, galets, eux-même souvent accompagnés de marne et d'argile, et de couches de marne jaune ou d'argile jaune, selon le cas, jusqu'aux profondeurs de l'ordre de 125m, le puits n°A ayant été creusé jusqu'à 154m traverse à sa base une couche de marne jaune à partir de 120m de profondeur. Ces matériaux jaunâtres et imperméables sont caractéristiques de la formation d'El-Harrach (ex.Maison Carrée).

Un peu plus au Nord-Est, la coupe géologique du puits Schembri n°5 montre la couche des marnes jaunes à partir de 89m de profondeur et jusqu'au fond du forage creusé à 147m. Au dessus, d'importantes couches de marnes alternent avec des couches modestes de graviers et de galets.

Le tableau ci-après résume les caractéristiques des forages et des tubages.

Tableau n° 2.6.2.

Caractéristiques Techniques des Forages de Baraki

Nom, repère	Diamètre		Profondeur tubage plein	Profondeur tubage, crépine	Cote altimétrique au niveau du sol.	Cote altimétrique au niveau statique	Cote altimétrique du niveau statique.
	Ø Forage	Ø Tubage					
A (7.2)	Ø 24"	Ø 16" 3/4	0-29m 59-62m	29-59m	30m env.	-9,65m	20,3m environ.
	Ø 17" 1/2	réduction	62-62,6m 62,6-65,6m 119,6-124,6m rebouché	65,6-119,6m			
B (7.4)	Ø 24"	Ø 16" 3/4	0-27m 45-57m 69-75m	27-45m 57-69m	31m env.	-10,70m	20m environ.
	Ø 17" 1/2	Ø 9" 5/8	75-75,7 93,7-102,7m 108,7-120m rebouché	75,5-93,7m 102,7-108,7m			
C (7.3)	Ø 24"	Ø 16" 3/4	0-22m 28-37m 43-49m	22-28m 37-43m 49-73m	30m env.	-6,10m	24m environ.
	Ø 17" 1/2	Ø 9" 5/8	73-73,7 73,7-82,7m 82,7-109,7m 109,7-115m rebouché	82,7-97,7m 109,7-115m			
D (7.1)	Ø 24"	Ø 16" 3/4	0-28m 55-70m	28-55m	28m env.	-6,10m	22m environ.
	Ø 17" 1/2	Ø 9" 5/8 Ø 9" 5/8	70-70,5m 70,5-77m 89-101m 107-120m rebouché	77-89m 101-107m			

E (7.5)	∅ 24"	∅ 16" 3/4	0-25m 41-47m 50-62m 63-68,7	25-41m 47-50m 62-68m 68,7-95,7m 107-116,7m	33m env.	- 13,15m	20m env.
	∅ 17" 1/2	réduction ∅ 9" 5/8	95,7-107m 116,7-121,7m	rebouché			
(7.6)	∅ 24"	∅ 16" 3/4	0-30m 39-51m 61-67 100-115m 118-123m	30-39m 51-61m 67-100m 115-118m	32,5m env.	- 13m	20m env.
	∅ 17" 1/2	∅ 9" 5/8	rebouché				

2.6.3. Résultats d'essais de pompage

Les essais de pompage effectués sur les puits A, B, C, D, E et F de Baraki - Ben Talha, ainsi que certains puits de remplacement tels que les n° 1.4, n° 3.0, n° 3.5 et Schembri-6 sont reportés sur les graphes ci-joints, n° 2.6.1 à 2.6.6

Pour les puits n° A, B, D, E, F, 3.0 et 3.5, les croix de mesure s'alignent suivant des droites, donc traduisent de faibles pertes de charge turbulentes, dans la limite des débits d'essai. Pour ces cas-là, nous avons positionné arbitrairement les points de fonctionnement critique, en prenant soin que ni les débits d'exploitation d'une part, ni les rabattements d'autre part ne dépassent des valeurs acceptables pour l'exploitation.

Pour le puits n° 1.4, les croix de mesure ne s'alignent pas correctement, sans doute en raison de perturbations au cours de l'essai, dues aux puits d'exploitation voisins. Pour les autres puits, la courbe s (Q) s'éloigne de la droite à partir d'un certain débit, et nous avons positionné le point de fonctionnement critique de façon que les pertes de charge turbulentes ne dépassent pas 15 à 20 du rabattement total.

Nous obtenons ainsi les résultats du tableau suivant:

Fig. 2.6.1

REGION : BARAKI

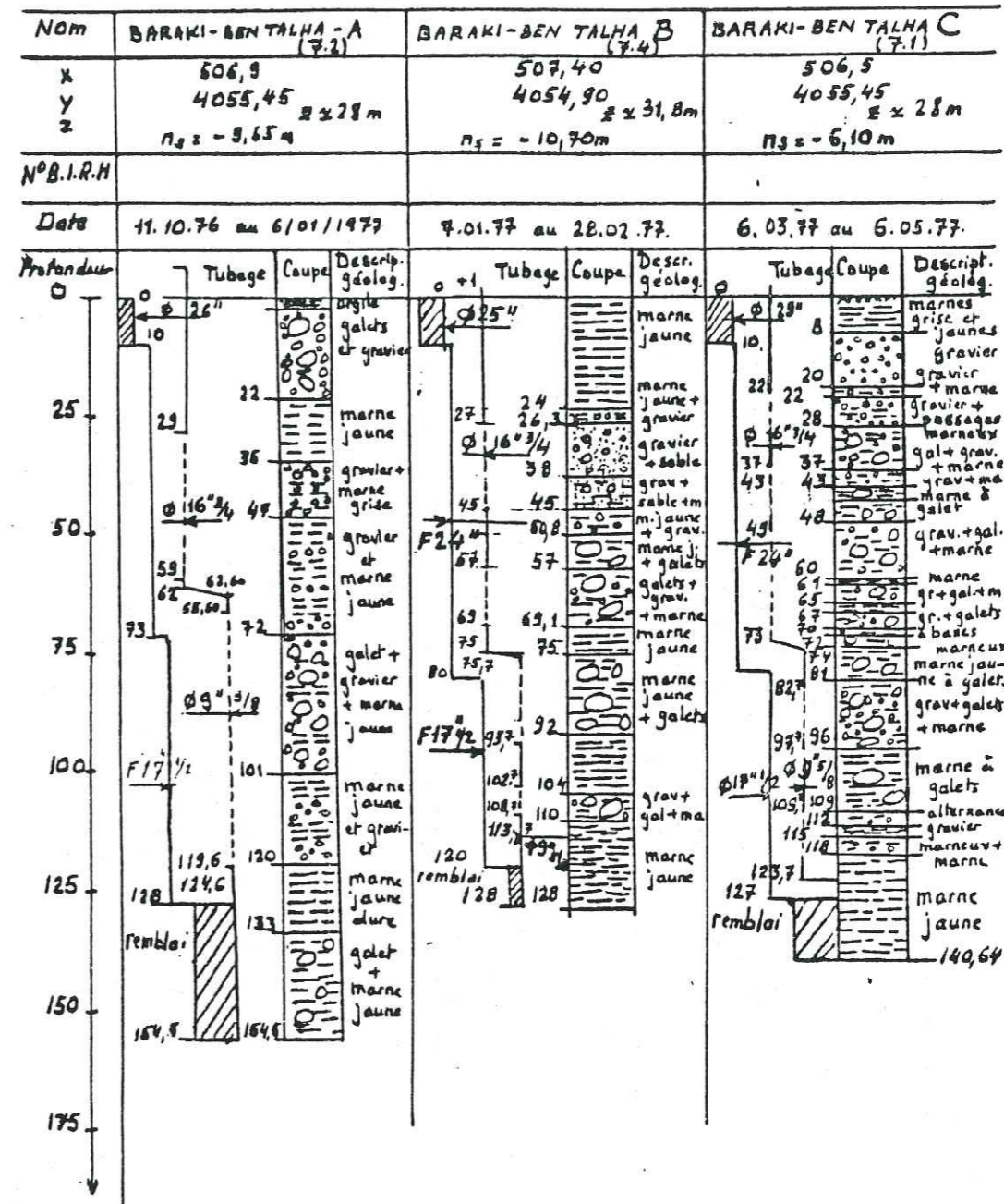


Fig. 2.6.2.

REGION: BARAKI

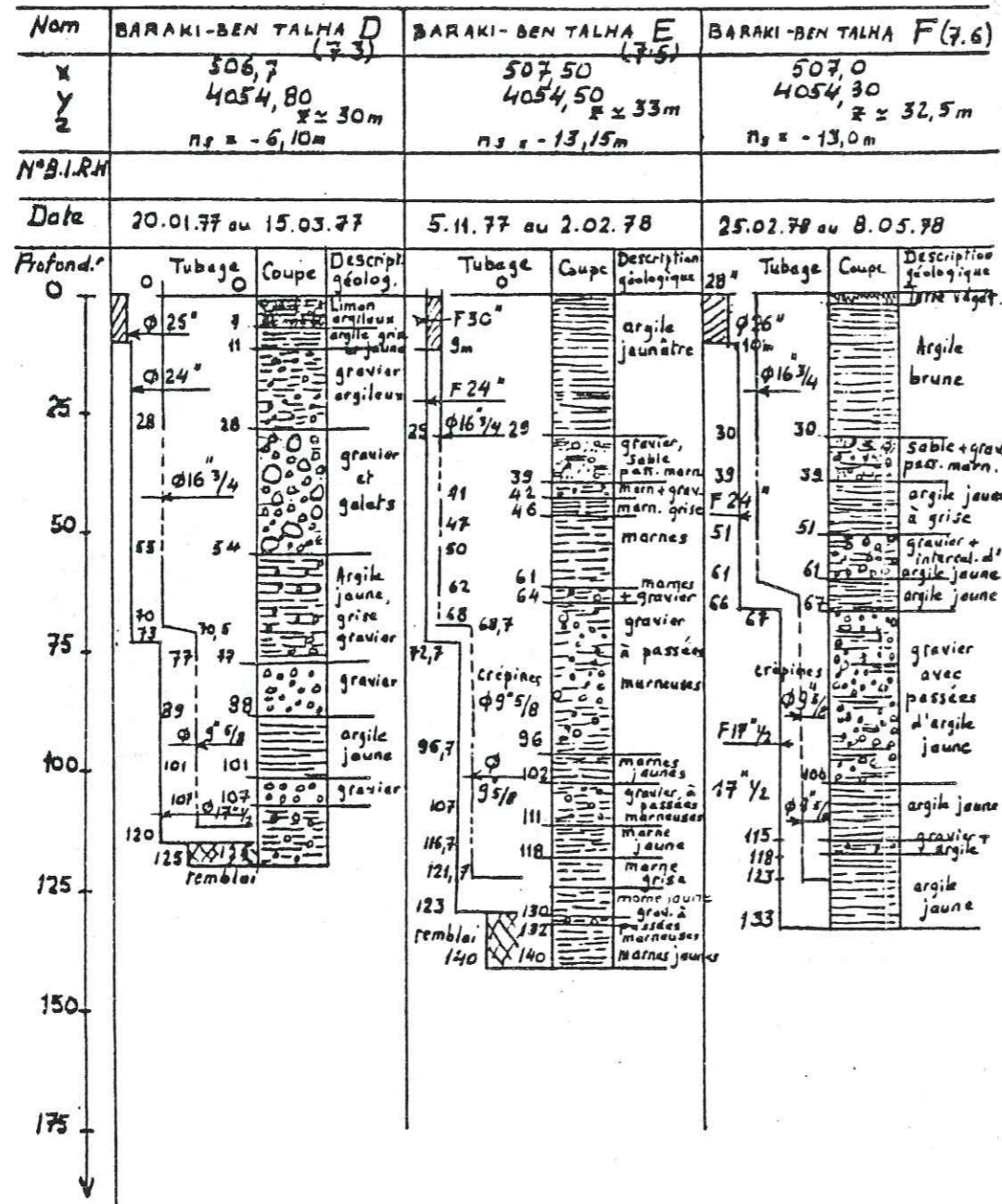


Fig. 2.6.3

REGION: BARAKI - SCHEMBRI

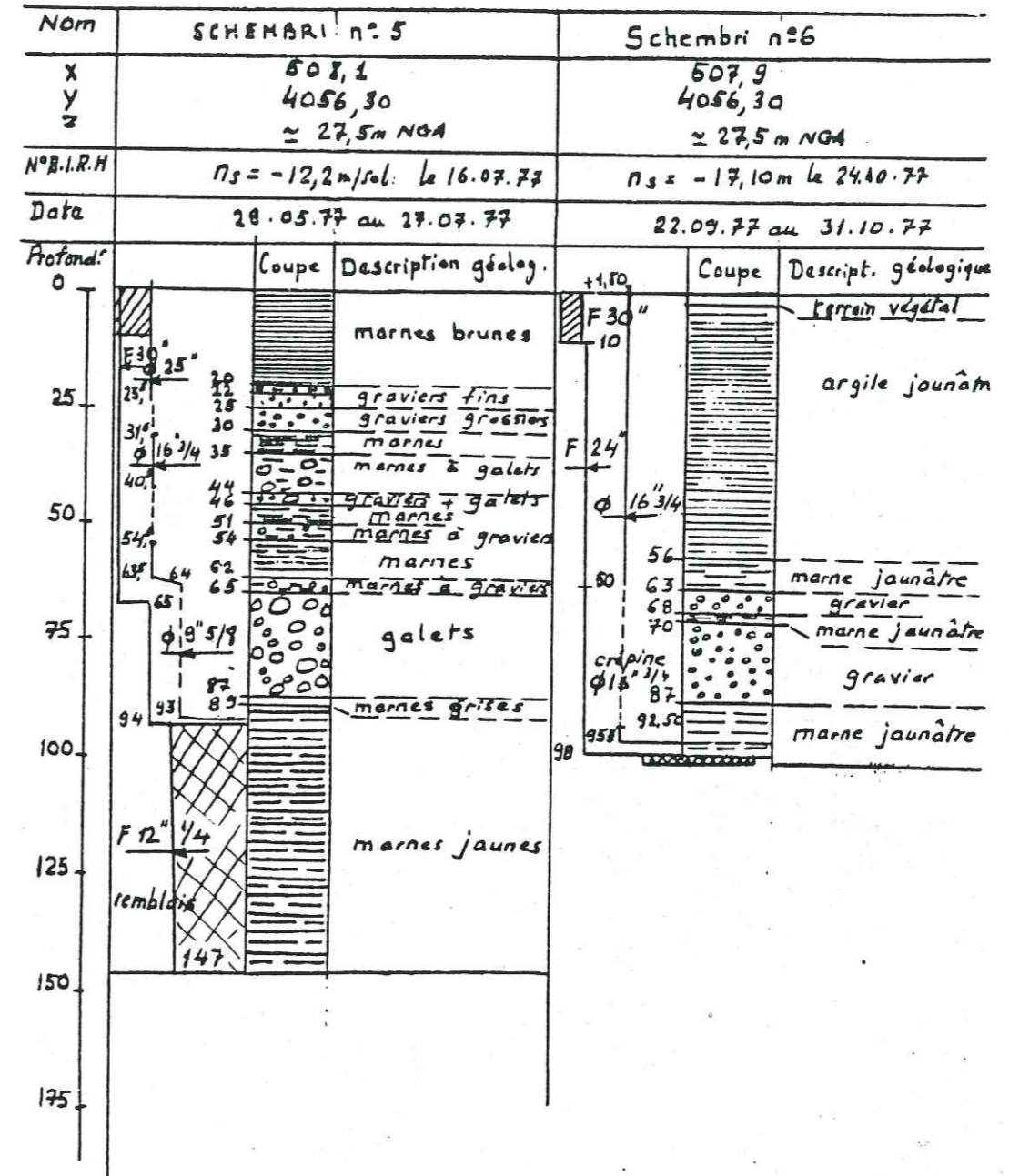


Fig.2.6.4

REGION: BARAKI

Nom	6.6. ex 2bis BARAKI	3.0 ex 22- BARAKI
X	507,20	533,91
Y	4056,50	372,78
Z	± 25m NGA	± 24,5m NGA
N°B.I.R.H	$n_s = -14,94m/sol$	$n_s = -19,60m/sol$
Date	22.06.76 et 17.08.76	Mai 1982

Profond. (m)	Coupe	Description géol.	Profond. (m)	Descript. géol.	Coupe
0			0	Terre, Argile jaune	
6		Argile grise, jaune	10	sable moyen	
11		gravier et galets	20	Argile jaune	
17,2		argile et graviers	28	marne grise	
29		marne jaune, grise	35	marne grise	
		marne jaune + gravier	40	Graviers avec Galets	
47		marne grise	50	Graviers avec Galets	
		gravier et galets argileux	60	légèrement marneux à la base	
66		marne jaune et graviers	80	Marnes, graviers et gros galets	
72		marne jaune et galets	85		
86		gravier + sable + marne	90	remblayé	
101		marne jaune et galets	100		
108,5		marne jaune et galets			
145,5		marne jaune			
152					

PUITS A ET B DE BARAKI - BEN TALHA

Grphe 2.6.1.

Courbes Débit-Rabatement

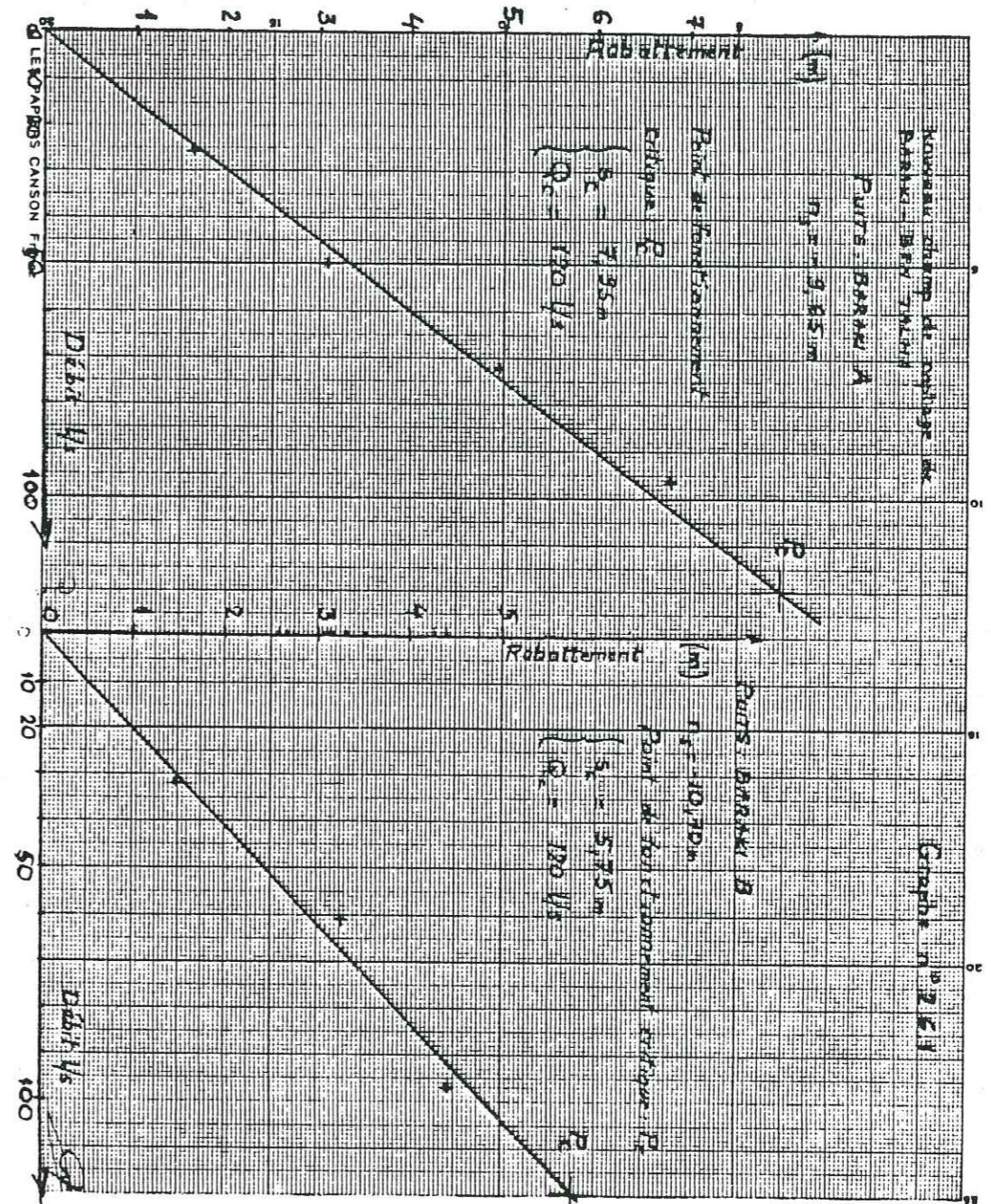


Tableau n° 2.6.3.

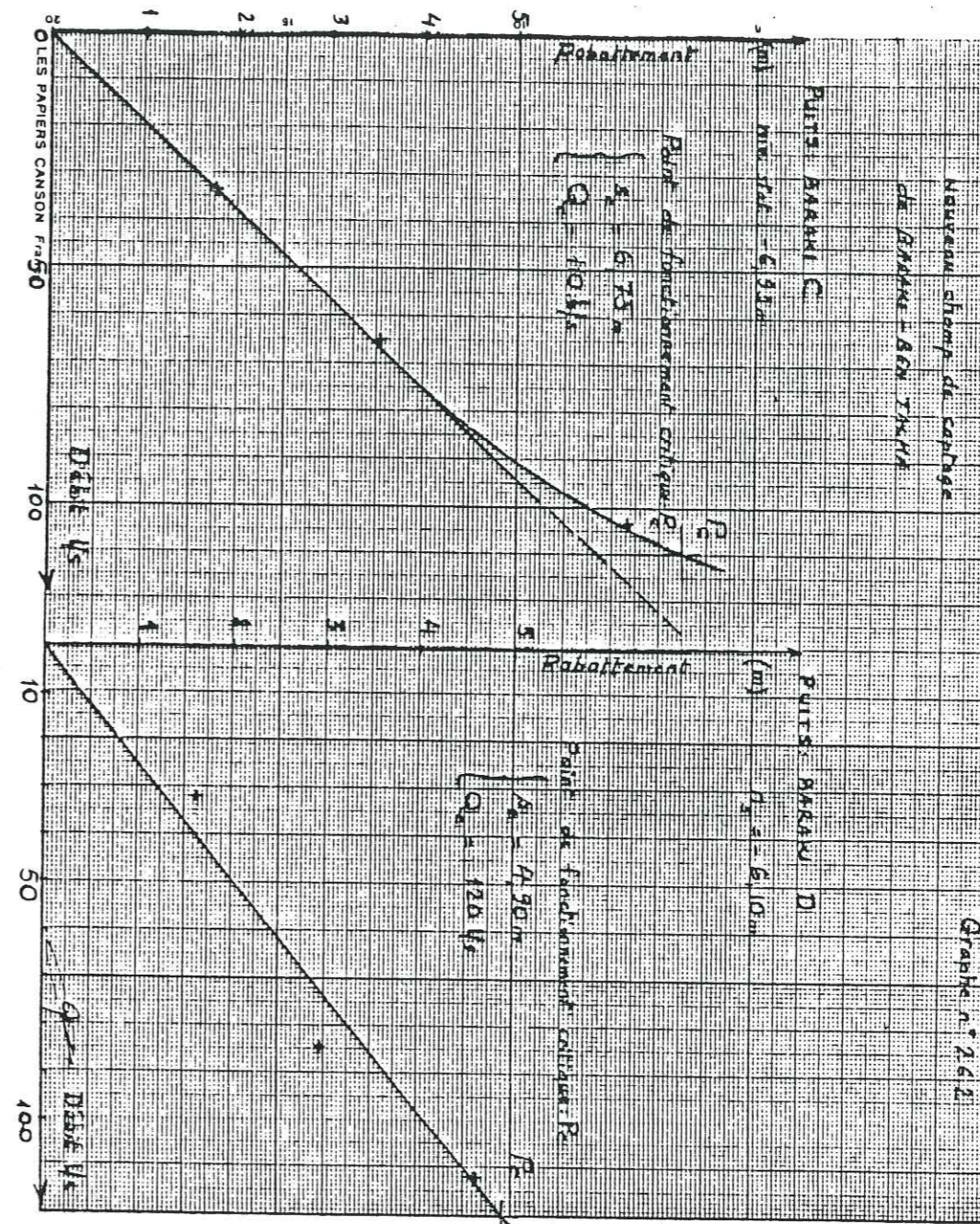
RESULTATS DES ESSAIS DE POMPAGE DES PUITIS
COMPLEMENTAIRES DE BARAKI.

N° DU PUITIS	DEBIT CRITIQUE l/s	RABATTEMENT CRITIQUE (m)	P.DE CHARGE TURBULENTES (m)	POURCENTAGE	OBSERVATION
A Ben Talha	120	7,95	négligeable	négligeable	très bon puits
B "	120	5,75	négligeable	négligeable	très bon puits
C "	110	6,75	0,8m	11,9%	bon puits
D "	120	4,90	négligeable	négligeable	très bon puits
E "	110	9,85	négligeable	négligeable	très bon puits
F "	90	9,80	négligeable	négligeable	bon puits
1.4ex17	Perturbations au cours des mesures				résultats perturbés
3.Oct22	60	12,7	négligeable	négligeable	assez bon puits
5.Schembri	100	6,9	négligeable	négligeable	très bon puits
6.Schembri	75	6,2	0,7m	11,3%	assez bon puits
6.6 ex 2bis	70 l/s	9m	1,2m	13,3%	puits moyen

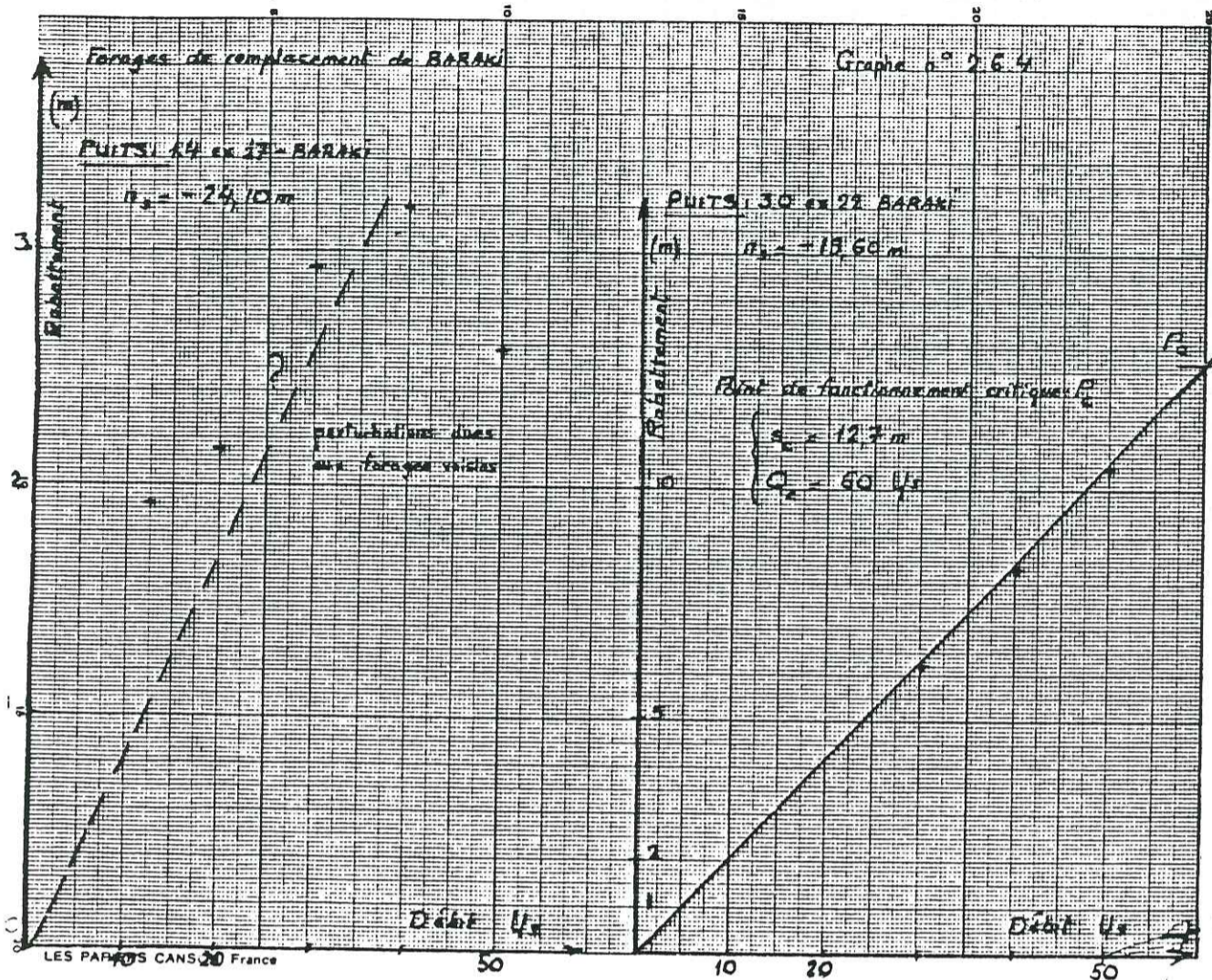
PUITS C ET D DE BARAKI - BEN TALHA

Courbes Débit-Rabattement

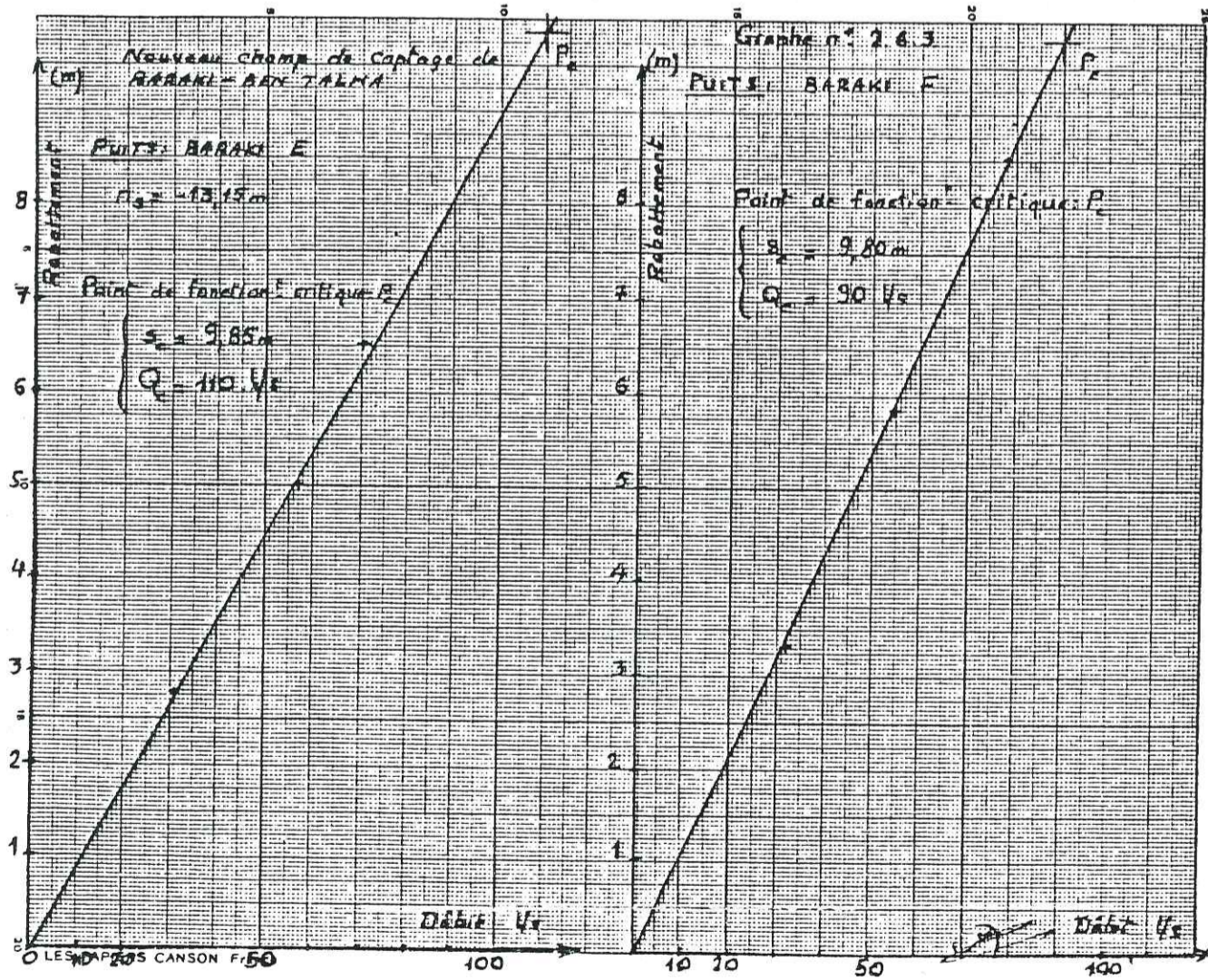
Graphe 2.6.2.



Graphe 2.6.4.



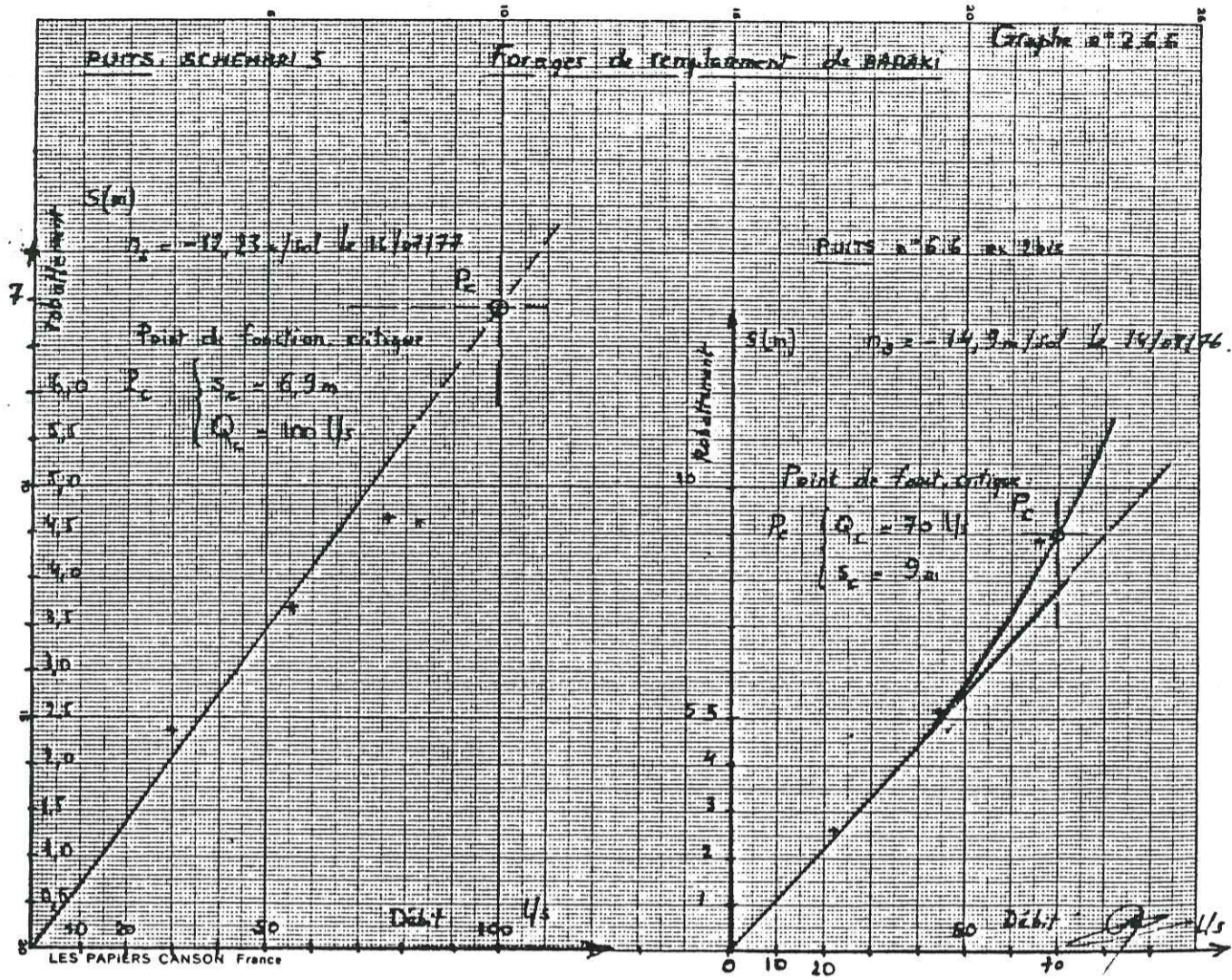
Graphe 2.6.3.



PUITS SCHEMBRI 5 ET 6.6 DE BARAKI

Courbes Débit-Rabattement

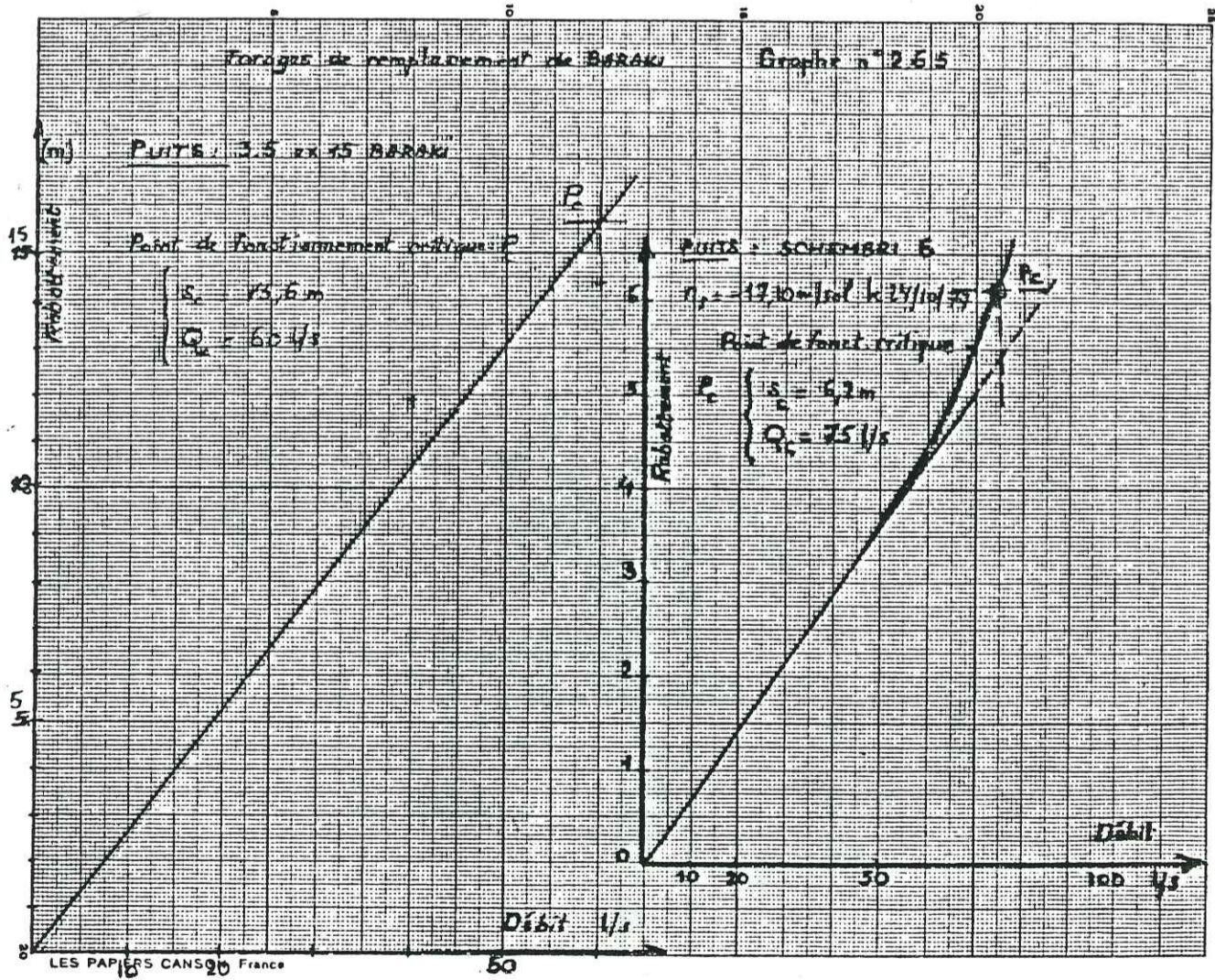
Graphe 2.6.6.



PUITS 3.5 ET SCHEMBRI-6 DE BARAKI

Courbes Débit-Rabattement

Graphe 2.6.5.



2.6.4. Pompages d'essai de longue durée

Les résultats d'essai de longue durée disponibles concernent essentiellement le puits F de Baraki Ben-Talha, les puits n° 1.4, 3.0, 32, 3.5, 6.5, et 6.6, ces derniers ayant été réalisés et testés tout récemment.

Interprétation des pompages d'essai:

Puits F - Ben-Talha:

En coordonnées semi-logarithmiques, la courbe tangente aux points de mesure en descente est une droite jusqu'à un temps de l'ordre de 500min, ensuite on obtient une stabilisation.

Nous en déduisons le coefficient $T = 44,7 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$

En coordonnées bi-logarithmiques, nous avons tracé la courbe de remontée qui coïncide plus ou moins, surtout vers ses deux extrémités, avec la courbe-type de Theis, donnant pour T la valeur de $66, \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

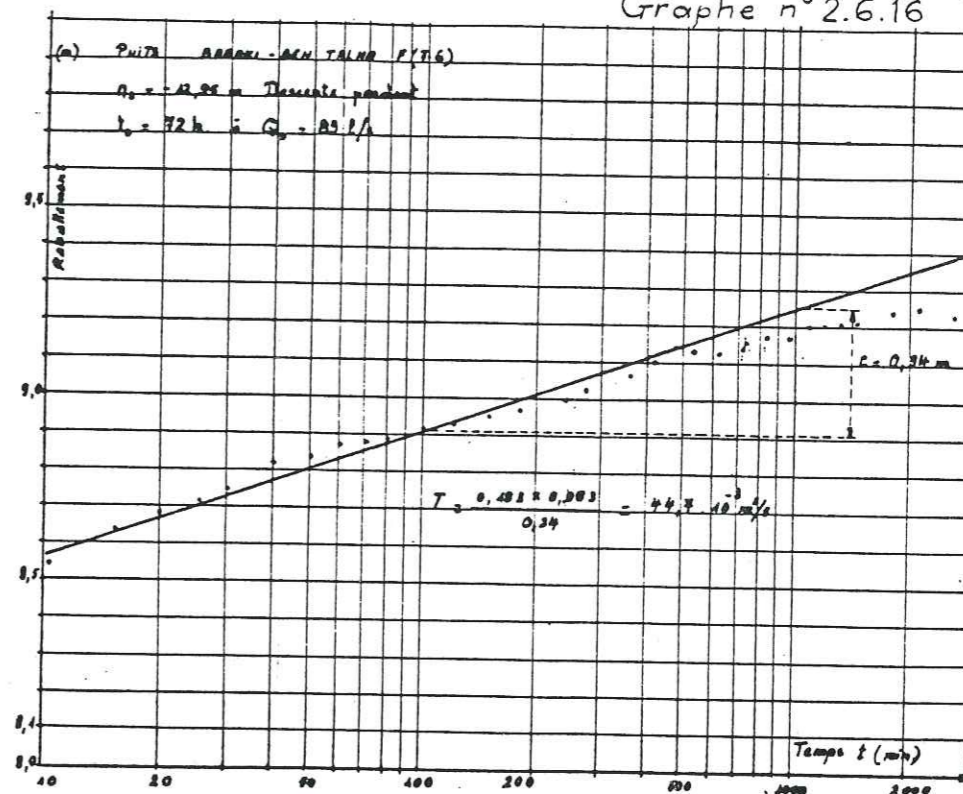
En conclusion, nous adoptons pour T, une valeur moyenne de $55, \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

Puits 1.4 ex 17 - BARAKI

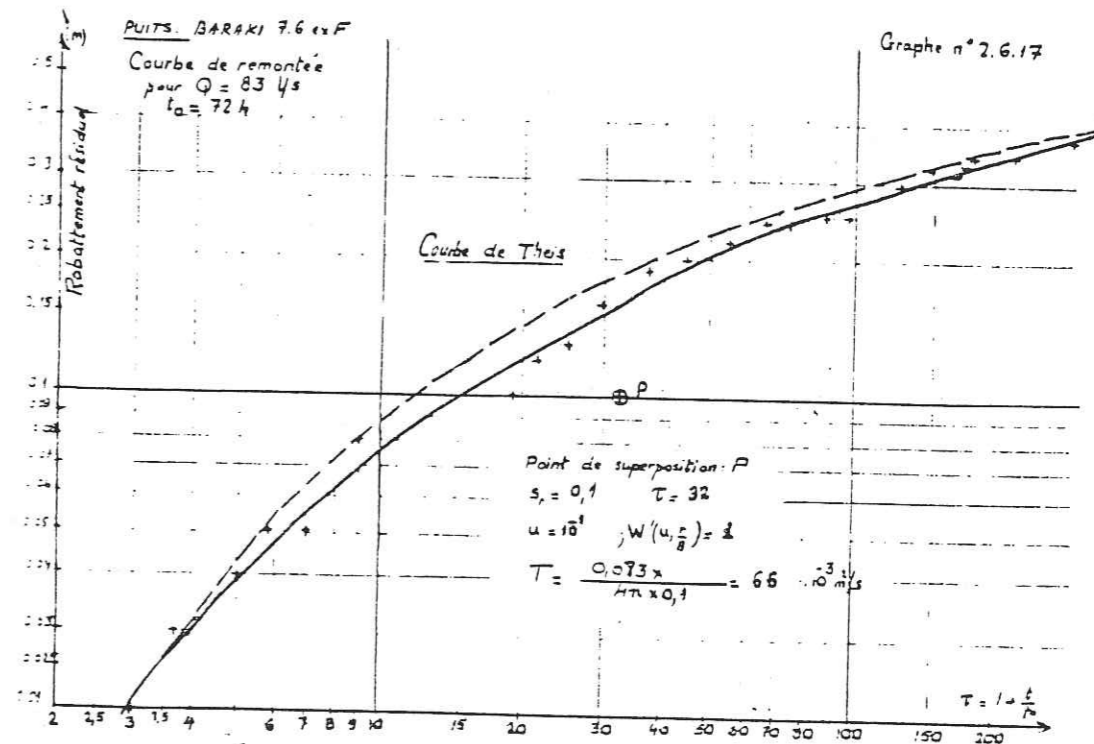
En coordonnées semi-logarithmiques, la courbe tangente aux points de mesure est une droite, mais ces points sont disposés tantôt plus bas, tantôt plus haut que la droite moyenne, sans doute en raison de perturbations peu prononcées dans l'ensemble, et on en déduit pour T la valeur de $12,8 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

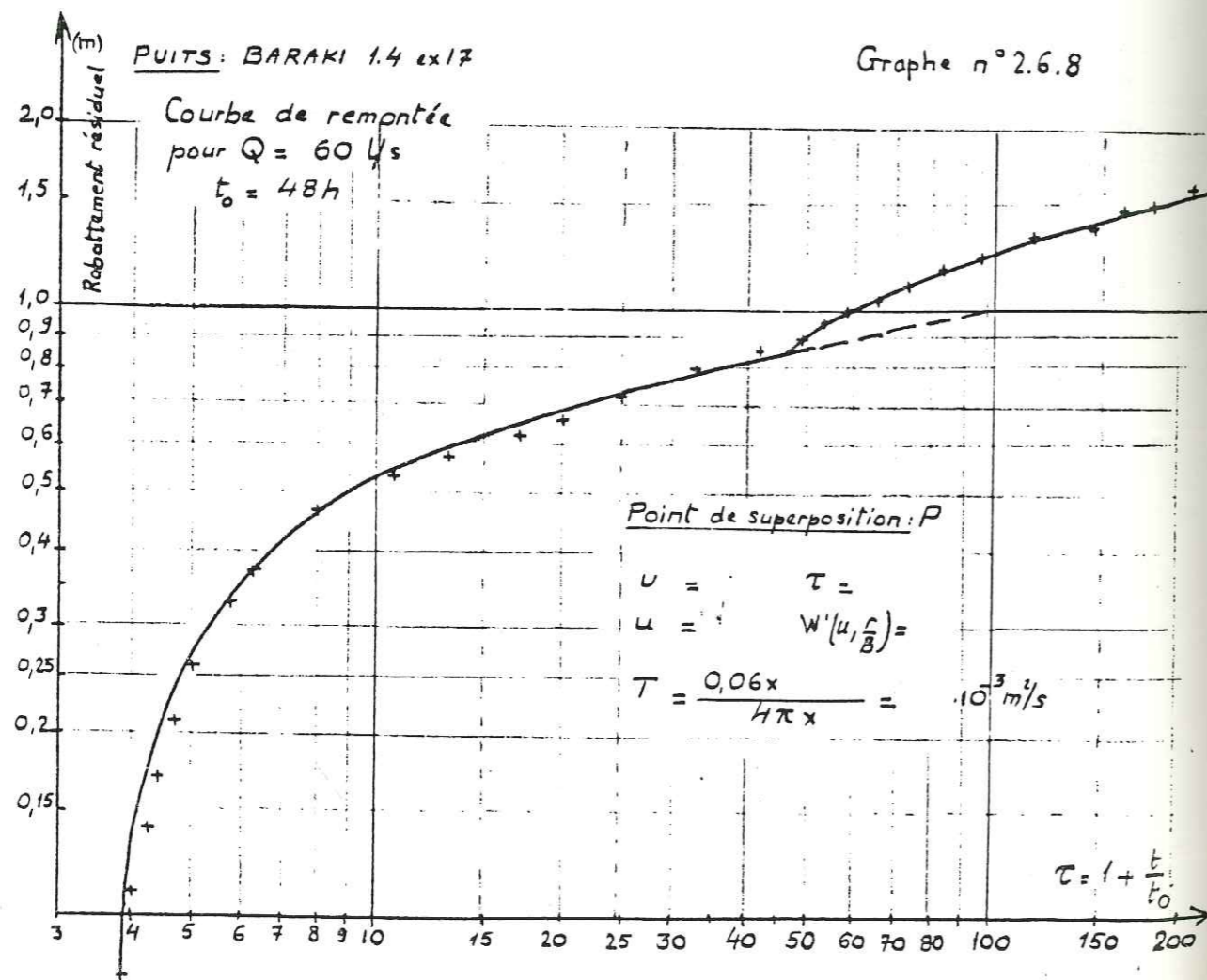
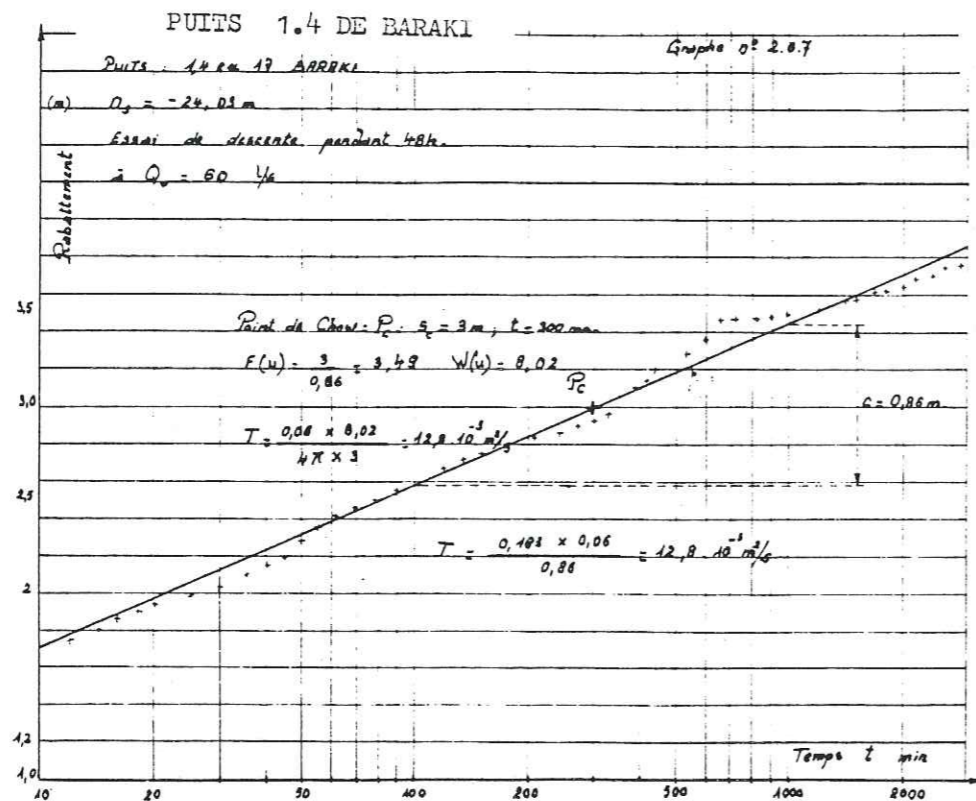
Par contre en remontée, et en coordonnées bilogarithmiques, la courbe obtenue ne coïncide avec aucune branche du diagramme de Theis-Hantush-Walton. De plus elle se compose de deux branches distinctes, décalées l'une par rapport à l'autre, ce qui traduirait des perturbations importantes en cours de remontée.

Graphe n° 2.6.16



Graphe n° 2.6.17





Aussi nous avons jugé préférable de ne pas essayer d'évaluer T par cette méthode.

L'application de la méthode de Chow, en descente, nous donne pour T la valeur de $12,8 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

Aussi adopterons-nous cette valeur de $12,8 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, Comme valeur finale pour T.

Puits 3.0, ex 22 Baraki.

La courbe moyenne de descente, en coordonnées semi-logarithmiques oscille entre deux droites enveloppes des points de mesure, dont la valeur moyenne pour T a été déterminée à $6,1 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

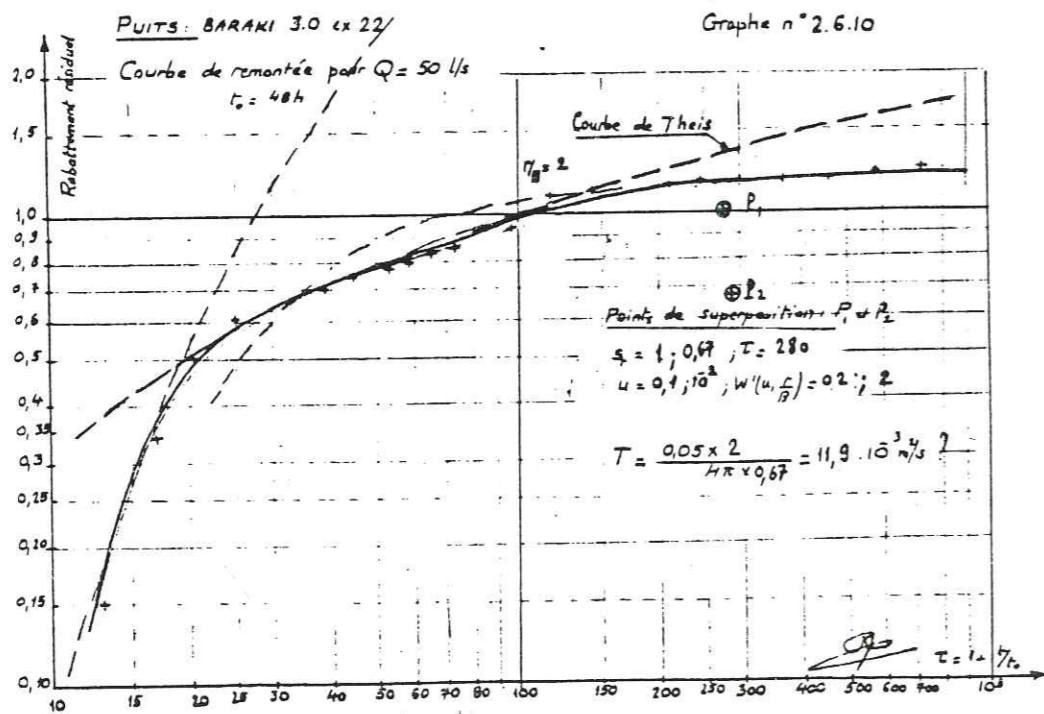
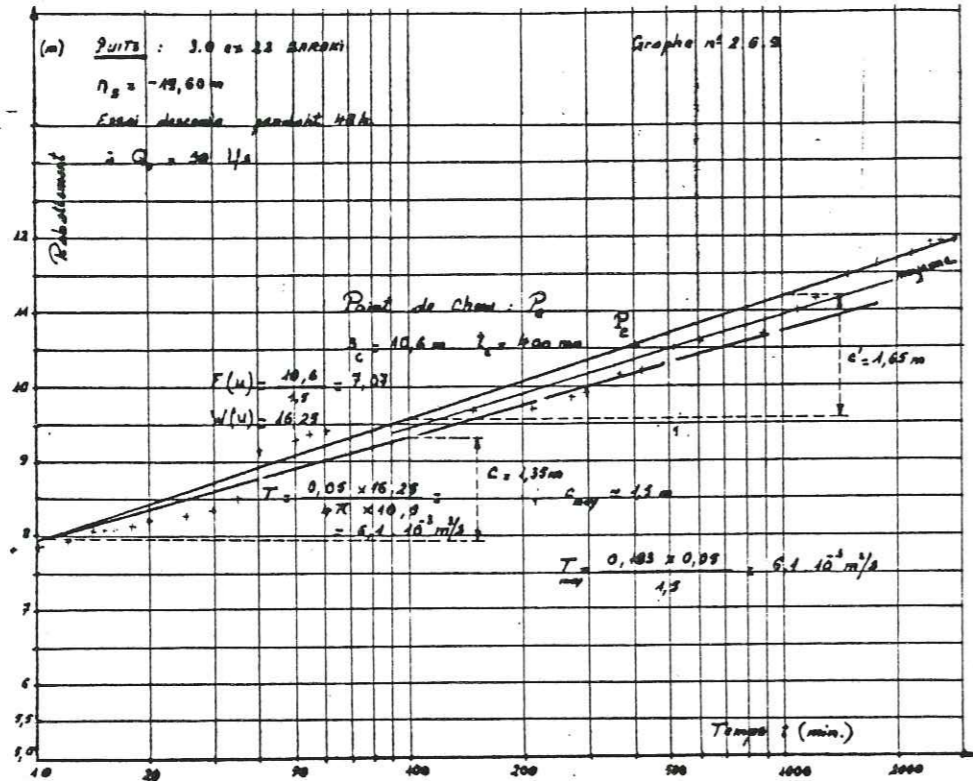
La courbe de remontée en coordonnées bi-logarithmiques semble comprise entre la courbe type de Theis à son débit ou plutôt pour les faibles valeurs de $(1 + \frac{t'}{t_0})$, et une branche de la palme de Hantush-Walton pour $\frac{r}{B} = 2$, ce qui traduisait une importante drainance, mais on trouve une valeur de T inacceptable : $0,8 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

Si on faisait abstraction de la partie de la courbe correspondant à $(1 + \frac{t'}{t_0})$ compris entre 10 et 20, la partie restante coïnciderait avec une branche de H-Walton pour $\frac{r}{B} = 0,2$ et on en déduirait pour T la valeur de $11,9 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, valeur qui paraît plus raisonnable.

La méthode de Chow en descente, nous donne la valeur de $6,1 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

En définitive nous adopterons pour T, la valeur de $T = 8 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ qui nous semble la plus probable.

PUITS 3.0 DE BARAKI



Puits 3.2 ex 24 - Baraki

La courbe de descente a été tracée en coordonnées semi-logarithmiques, celle de remontée n'ayant pas été reproduite, en raison des perturbations exagérées constatées sur les fiches de mesure: on trouve des rabattements résiduels tantôt négatifs, tantôt positifs.

Les croix de mesure s'alignent assez correctement sur la droite tangente moyenne, du moins pour des temps inférieurs à 500 min, et nous permettent d'évaluer T à $35,2 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, valeur que nous adoptons, faute d'autre moyen de calcul.

Puits 3.5 ex 25 - Baraki

Comme pour le puits 1.4, la courbe de remontée en coordonnées bi-logarithmiques se compose de deux branches décalées l'une par rapport à l'autre, rendant toute interprétation peu certaine. En ne tenant compte que d'une branche de la courbe, celle qui correspond à des valeurs de $(1 + t')$ supérieures à 15, celle-ci semble coïncider avec une courbe de H-Walton pour $r/B = 1,0$, donnant pour T la valeur de $1,37 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ qui nous semble bien trop faible.

En descente par contre les importantes perturbations dues au régime variable des puits voisins en exploitation rendent toute interprétation illusoire. Aussi n'avons-nous pas jugé utile de nous y intéresser.

En définitive nous adopterons pour T une valeur de $1,5 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ avec des réserves.

Puits 6.5 ex 18 - Baraki

Nous n'avons pas jugé utile de nous intéresser à la courbe de descente pour les mêmes raisons que précédemment.

La courbe tracée en coordonnées bi-logarithmiques coïncide correctement en remontée avec la courbe-type de Theis et nous permet d'évaluer T à $42 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, valeur que nous adopterons, faute d'autre moyen de vérification.

Puits 6.6 - ex 2 bis - Baraki

En coordonnées semi-logarithmiques en descente, nous obtenons deux droites de pentes différentes, traduisant sans doute une limite étanche et dont le coefficient moyen T a pour valeur $17,5 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

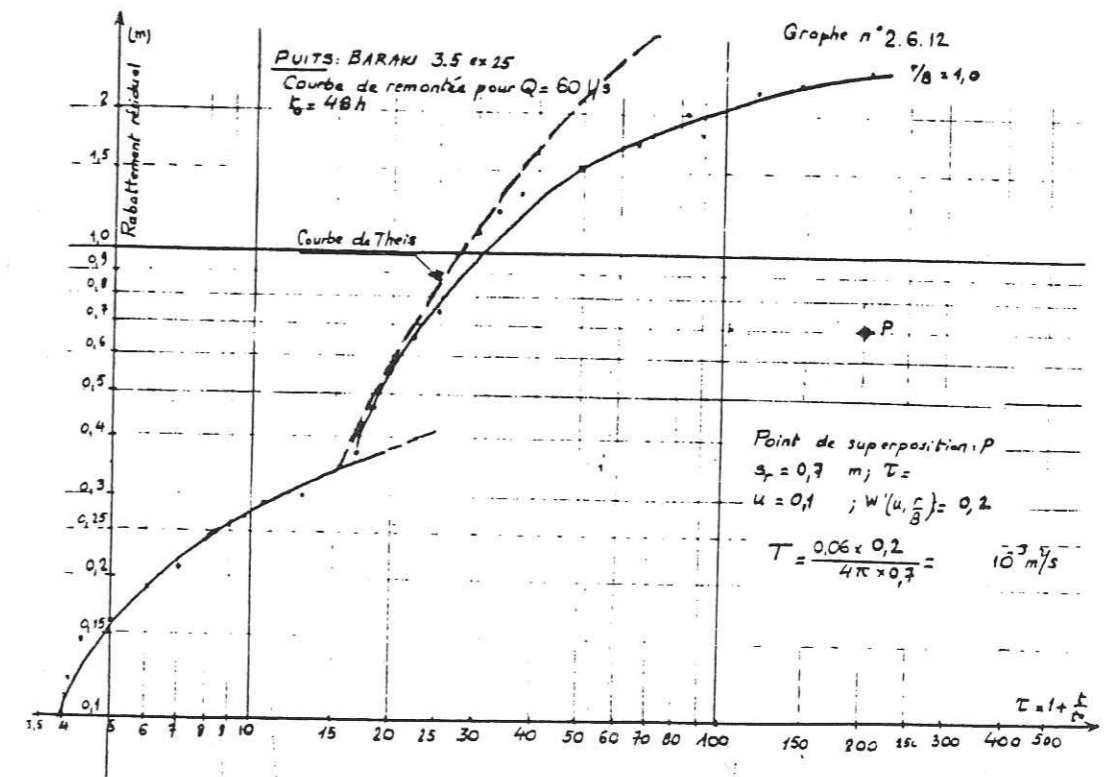
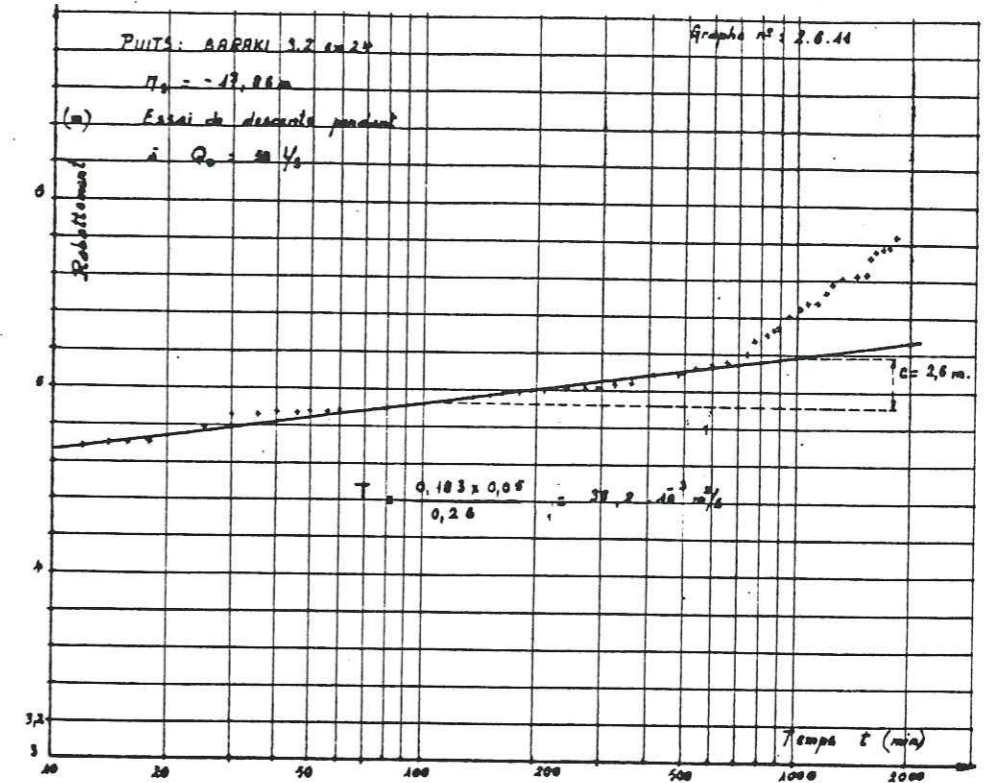
En coordonnées bi-logarithmiques, la courbe obtenue se confond remarquablement avec la courbe-type de Theis, et nous permet d'évaluer T à $15,7 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

En définitive, nous adopterons pour T la valeur finale moyenne de $16,5 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

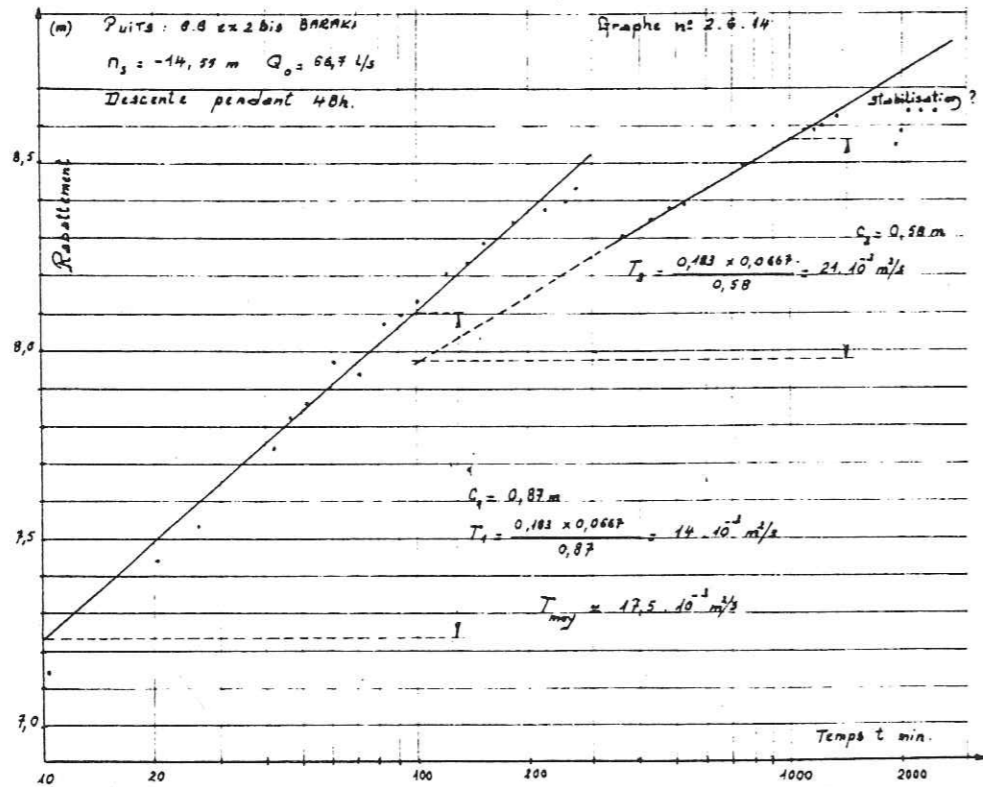
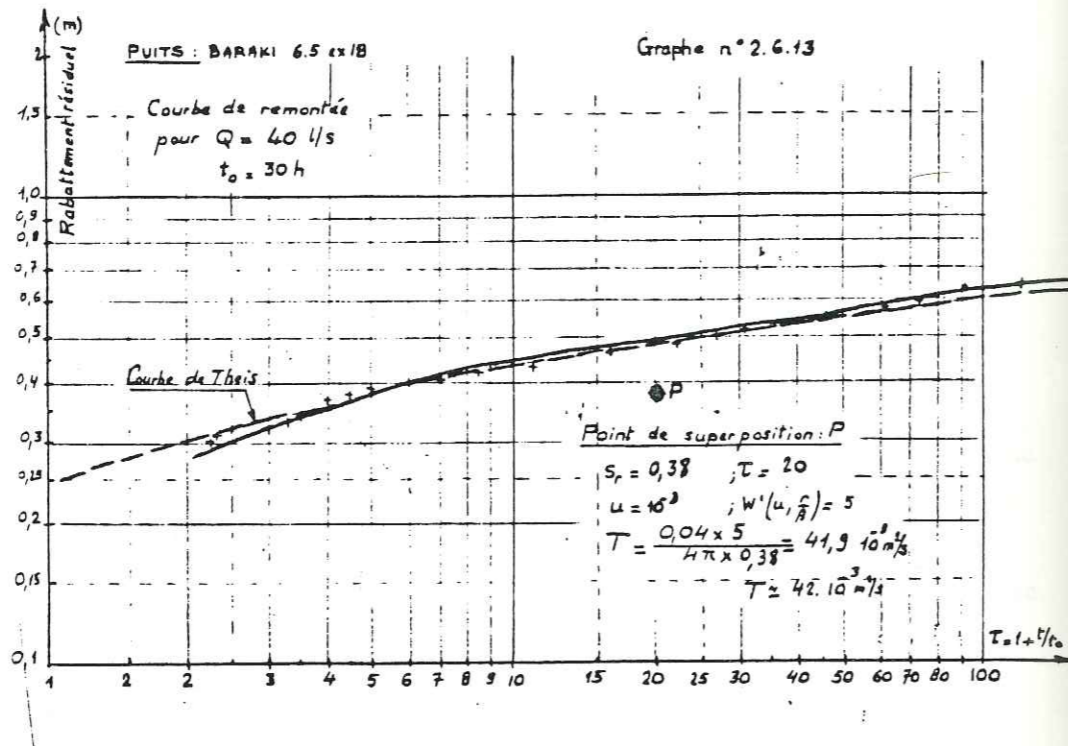
Tableau n° 2.6.4. - RESULTAT DES CARACTERISTIQUES
HYDRODYNAMIQUES DES PUIITS COMPLEMENTAIRES DE BARAKI

N° DU PUIITS	DEBIT CRITIQUE	RABATTEMENT CRITIQUE	TRANSMISSIVITE T. CALCULEE $10^3 \text{ m}^2/\text{s}$	OBSERVATIONS
F. Ben-Talha	90 l/s	9,8m	55	Valeur élevée pour T mais très probable.
1.4 ex 17	-	-	12,8	Valeur de T sans doute correcte
3.0 ex 22	60 l/s	12,7m	8	Valeur de T sans doute un peu faible
3.2 ex 24	-	-	35,2	Valeur de T trop élevée, peu réaliste. A corriger en baisse
3.5 ex 25	60 l/s	15,6m	1,5	Valeur de T trop faible. A corriger en hausse
6.5 ex 18	-	-	42	Valeur de T trop élevée, peu réaliste
6.6 ex 2bis	70 l/s	9m	16,5	Valeur apparemment correcte pour T

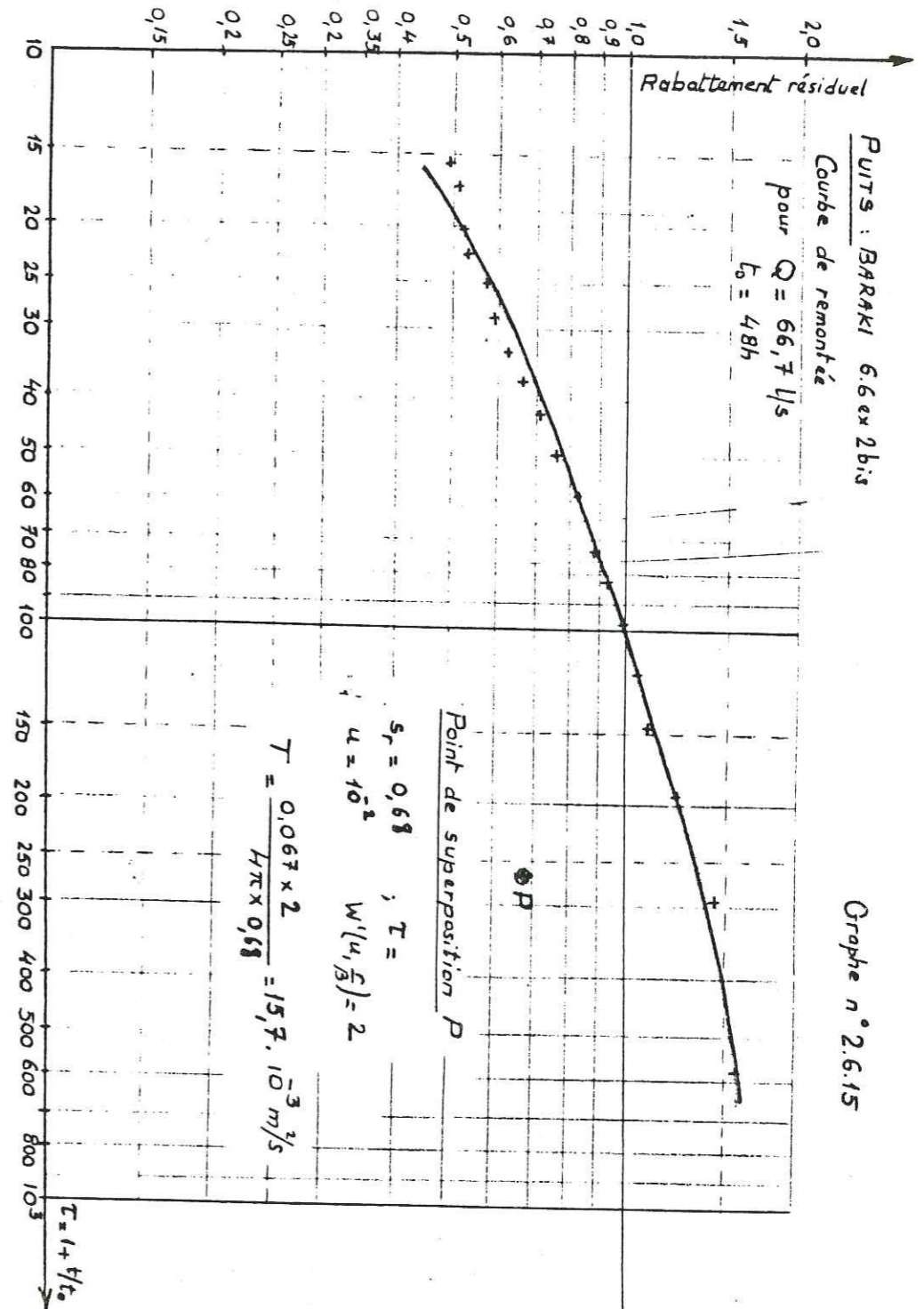
PUITS 3.2. DE BARAKI



PUITS 6.5 DE BARAKI



PUITS 6.6 DE BARAKI



2.6.5. Conclusion à l'étude du champ de captage de BARAKI.

L'étude dont il est question n'est que partielle, le champ captant étant en exploitation depuis des dizaines d'années.

Nous avons vu, au chapitre 1, la coupe et l'équipement d'un certain nombre des anciens forages exploités dans la région, mais il n'y a aucune indication précise des caractéristiques hydrodynamiques qui nous permette de connaître le champ captant avec suffisamment de précision. Les puits exploités ont été réalisés dans le passé progressivement du Nord vers le Sud. Les puits réalisés dans la zone au Nord et à proximité immédiate de Baraki, s'avèrent après enquête peu productifs, sans doute en raison du vieillissement des équipements, du colmatage des parois, mais aussi d'une perméabilité plus faible des couches aquifères et d'une baisse importante du niveau de la nappe.

Certains des puits qui font l'objet de la présente étude sont des ouvrages de remplacement, d'autres constituent une extension vers le Sud du champ captant: c'est le cas des puits du groupe 7, dénommés A,B,D;C,E,F, de Ben Talha.

Nous remarquons, à l'examen des résultats des essais, que pour les puits de remplacement, les débits critiques et les rabattements critiques sont ceux de puits de qualité bonne ou moyenne, les valeurs variant de 60 à 100 l/s pour les débits et de 6 à 16m pour les rabattements. Les transmissivités varient de 10 à 20. 10^{-3} m²/s (42.10^{-3} pour le puits 6.5).

Les puits du groupe 7 de Ben Talha par contre offrent des caractéristiques beaucoup plus performantes, les débits critiques dépassant largement 100 l/s et les rabattements n'atteignant pas 10m au maximum. La transmissivité du puits n° 7.6, la seule qui ait pu être déterminée, atteint 55.10^{-3} m²/s, ce qui laisse supposer que cette zone Sud est bien plus favorable à une exploitation de bonne productivité que celle située plus au Nord et à l'Est. Afin de confirmer ce point important, nous tâcherons d'obtenir les résultats des pompages d'essai pour les autres puits de Ben Talha et procéderons à l'étude des caractéristiques hydrodynamique de l'aquifère de cette zone en annexe.

2.7. ETUDE HYDRODYNAMIQUE DU CHAMP DE CAPTAGE DE CHEBLI ET BABA-ALI

2.7.1: Généralités.

Nous avons vu au paragraphe précédent que l'extension du champ de Baraki vers le Sud, en bordure de l'oued El-Harrach offrait de larges possibilités d'amélioration de la productivité des puits exploités dans cette zone, mais en raison de la concentration d'un nombre très important de puits dans cette zone, la superposition des rabattements des puits nouveaux voisins à ceux qu'on obtenait déjà en 1977 n'allait pas manquer de provoquer un abaissement important du niveau dynamique des puits, mettant un certain nombre d'entre eux hors service.

Aussi avait-il été décidé d'augmenter la production des eaux pompées dans la région en évitant d'affecter exagérément le niveau piézométrique de la nappe en réalisant de nouveaux puits dans la région de Chebli-Sidi Moussa encore peu exploitée.

Six puits ont été forés en 1982 dans cette région, auxquels ont été ajoutés deux autres à proximité du lieu-dit Baba-Ali, qui avaient été projetés initialement pour d'autres usages, mais qu'il fut décidé de programmer par la suite pour la Ville d'Alger.

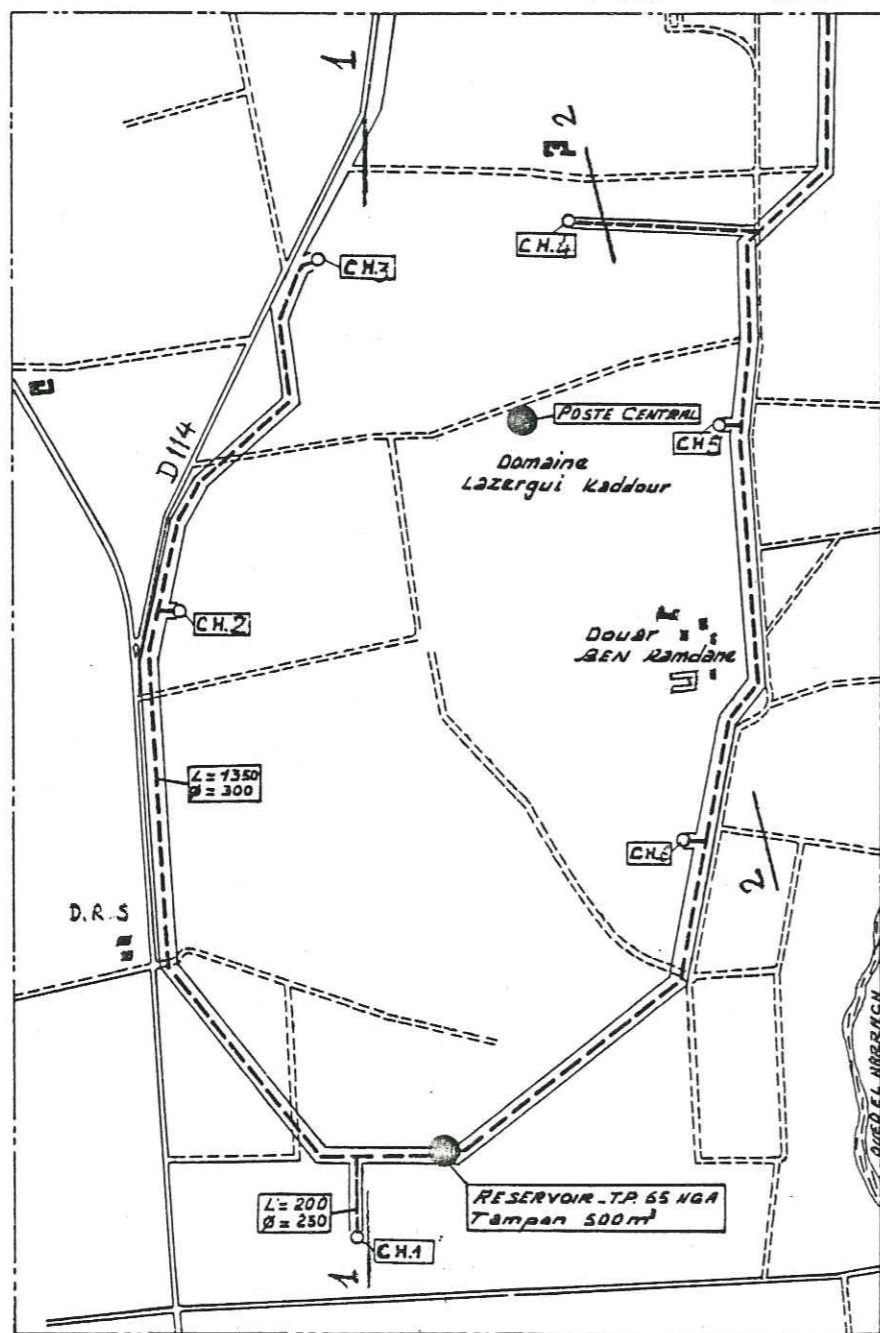
2.7.2: Résultat des essais de pompage par paliers.

Les essais préliminaires ont été exécutés par paliers de 8 heures chacun, en vue de la détermination des courbes débit-rabattement, puis on procéda pour chacun des puits à un pompage d'essai de 72 heures pour la détermination des transmissivités.

Le tableau n° 2.7.2.1 ci-après résume les résultats obtenus.

SITUATION DES PUIITS DU CHAMP DE CAPTAGE DE CHEBLI

Planche 2.7.



Echelle:

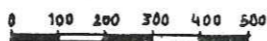


Tableau n° 2.7.2.1: Résultat des essais de pompage des puits de Chebli - Baba-Ali

N° du puits	Q_1 l/s	H_1 (m)	S_1 (m)	Q_2 l/s	M_2 (m)	S_2 (m)	Q_3 l/s	M_3 (m)	S_3 (m)
CHEBLI 1	30	36,8	6,6	40	37,81	7,61	58	58,13	7,93
CHEBLI 2	40	33,05	6,71	55	36,0	9,66	70	39,43	13,09
CHEBLI 3	10	33,45	7,70	30	35,20	9,45	45	36,87	11,12
CHEBLI 5	10	30,72	6,32	20,4	34,67	10,27	45,4	41,62	17,22
CHEBLI 6	10	32,90	2,98	30	35,49	5,57	50	43,28	13,36
BABA-ALI 1	20	21,19	2,81	30	23,24	4,86	40	26,4	8,02
BABA-ALI 2	20	15,01	0,49	40	15,82	1,30	60	16,90	2,38

Les graphes portant les n° 2.7.2/1 à 2.7.2/3 nous montrent que dans l'intervalle des débits d'essai, les puits du champ de Chebli présentent très peu de pertes de charge turbulentes, en admettant que les droites moyennes tracées soient correctes.

Pour le puits n°1, les croix de mesure ne s'alignent pas correctement, la droite moyenne a été tracée de façon qu'elle passe par le point du milieu. Il en est de même pour les puits n°3 et 5.

Pour le puits n°6 la droite moyenne est tangente à la courbe qui doit passer par le point de mesure du débit maximale et nous donne une perte de charge turbulente de l'ordre de 2m. Seul la droite s(Q) du puits n°2 passe correctement par les points de mesure.

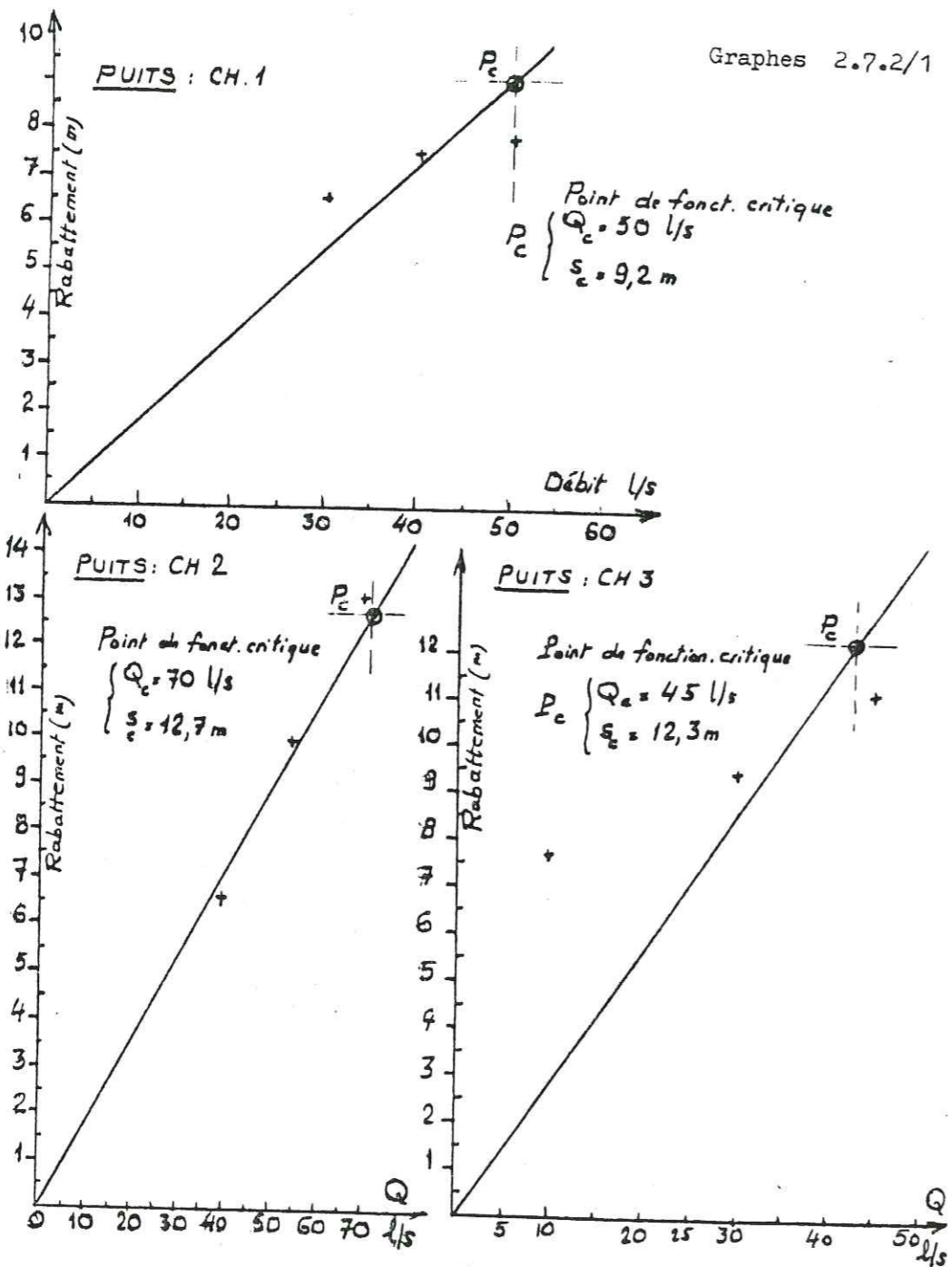
Les courbes relatives aux deux puits de Baba-Ali nous donnent des pertes de charge turbulentes importantes à partir de 40 l/s pour l'une et 65 l/s pour l'autre.

Nous fixons les points de fonctionnement critique de telle façon que les pertes de charge turbulentes soient aussi réduites que possible ou bien, dans le cas où elles sont peu importantes, de manière à ce que les rabattements correspondants ne soient pas exagérés.

Le tableau ci-après, n° 2.7.2.2. résume l'ensemble des résultats que nous trouvons pour ces points.

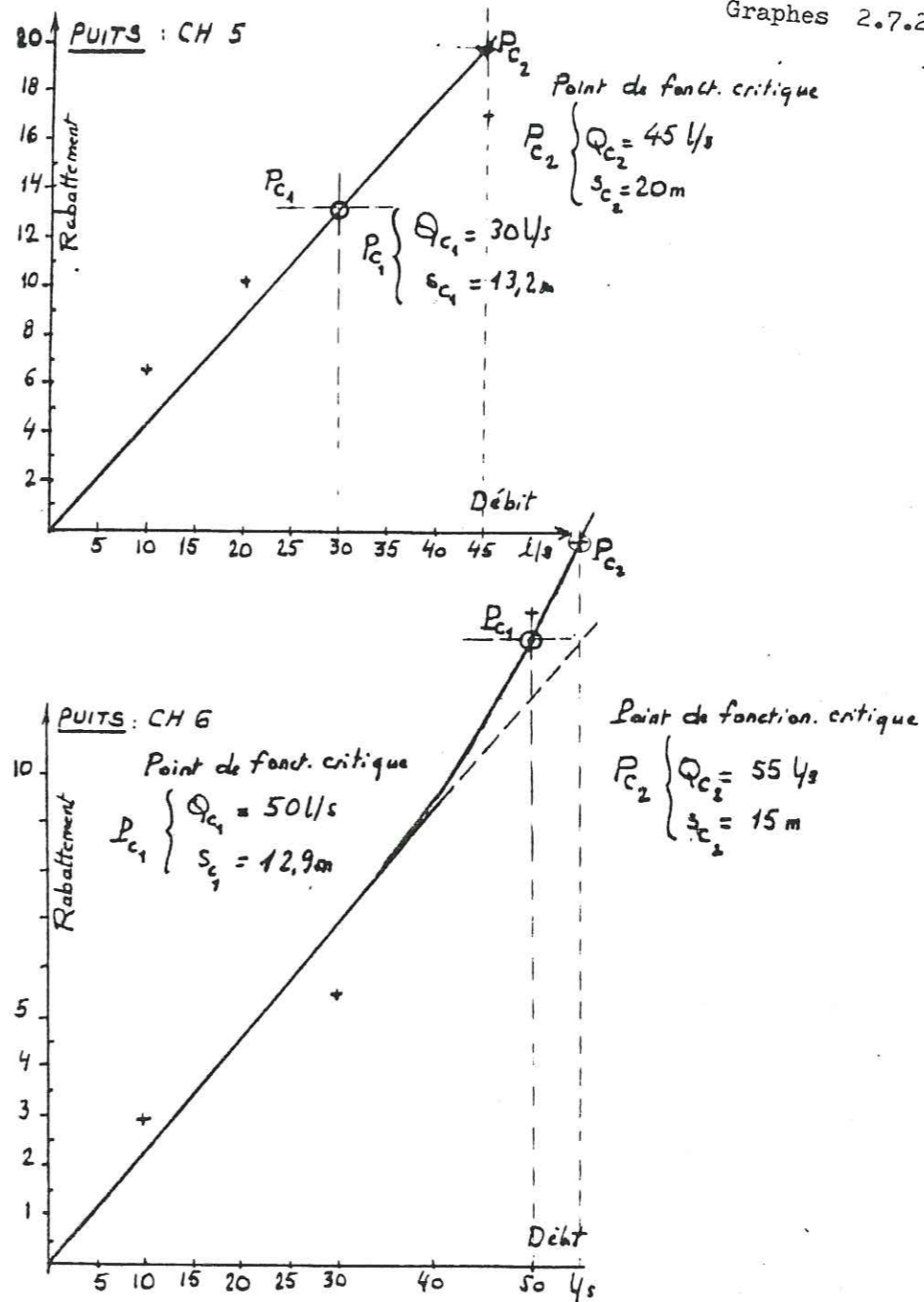
PUITS CHEBLI - 1,2 et 3
 Courbes Débit-Rabattement

Graphes 2.7.2/1



PUITS CHEBLI - 5 et 6
 Courbes Débit-Rabattement

Graphes 2.7.2/2



PUITS BABA-ALI 1 et 2

Courbes Débit-Rabattement

Graphes 2.7.2/3

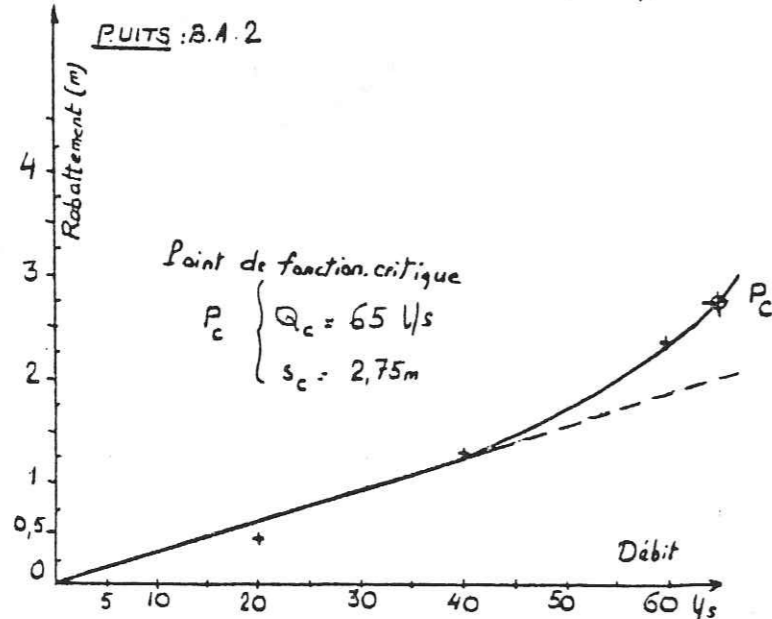
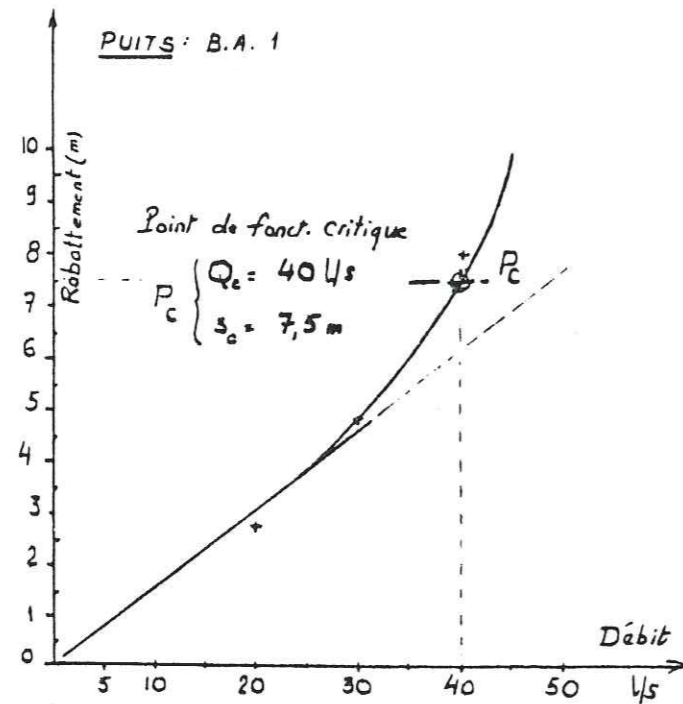


Tableau n° 2.7.2.2.: Valeurs critiques des puits de Chebli et Baba-Ali.

N° du puits	Débit critique l/s	Rabattement critique (m)	Pertes de charge turbulentes (m)	Pourcentage de pertes de charges turbulentes	Observations
CHEBLI 1	50	9,2	Négligeables	Négligeables	Puits moyen
CHEBLI 2	70	12,7	Négligeables	Négligeables	Bon puits, mais rabattement assez élevé
CHEBLI 3	45	13,3	Négligeables	Négligeables	Puits très moyen
CHEBLI 5	30	13,2	Négligeables	Négligeables	Puits mal réussi
CHEBLI 6	50	12,9	1,25m	9,7%	Puits très moyen
BABA-ALI 1	40	7,5	1,3m	17,3%	Puits assez mal réussi
BABA-ALI 2	65	2,75	1,4m	50,9%	Pertes de charge turbulentes importantes mais puits intéressant.

NOTA/ Pour les puits CHEBLI.5 et CHEBLI.6 nous préférons adopter comme points de fonctionnement critiques ceux qui correspondent à des rabattements raisonnables au risque de limiter les débits d'exploitation.

L'examen de ce tableau montre que dans l'ensemble les puits sont assez moyens ou médiocres, hormi le puits n°2 de Chebli qui présente toutefois un rabattement important. Quant au puits n°2 de Baba-Ali, bien que la proportion des pertes de charge turbulentes soit très élevée, il s'avère intéressant en raison du faible rabattement obtenu pour un débit relativement élevé.

Nous faisons remarquer que pour ce qui concerne le puits n°4, Chebli, les résultats d'essai n'étant pas disponibles dans l'immédiat, nous tâcherons de les joindre à l'annexe du présent document.

2.7.3: Pompages d'essai de longue durée.

Les pompages d'essai ont été réalisés pour l'ensemble des puits pendant une durée en général de 72 heures, sauf pour le puits Chebli n°1 où la durée a été réduite à 24h, le niveau s'étant stabilisé.

Les graphes n° 2.7.3/1 à 2.7.3/13 reproduisent les courbes tracées en coordonnées semi-logarithmiques et en coordonnées bi-logarithmiques.

Puits Chebli.1

En coordonnées semi-logarithmiques, les points de mesure en descente présentent un palier pour F voisin de $200m^2$, puis une pente un peu plus élevée que celle de la droite tangente au début d'essai.

La transmissivité moyenne déduite de ces deux droites est de $9,63 \cdot 10^3 m^2/s$.

Les points de mesure en remontée par contre s'alignent correctement suivant une droite de pente plus élevée, donnant pour T la valeur de $7,62 \cdot 10^3 m^2/s$.

En coordonnées bi-logarithmiques les courbes tracées présentent deux branches distinctes. Nous avons fait coïncider chacune de ces deux branches avec la courbe de Theis, mais seule l'une d'elles donne un résultat en concordance avec les précédentes, celle qui correspond à des temps supérieurs à 10 minutes. Le résultat trouvé pour T en remontée est de $7,24 \cdot 10^3 m^2/s$.

En conclusion, nous adopterons pour T la valeur finale moyenne de $8 \cdot 10^3 m^2/s$.

Puits Chebli.2

En coordonnées semi-logarithmiques, les points de mesure s'alignent correctement suivant des droites de pentes très voisines. La valeur moyenne trouvée en descente et en remontée est de $7,3 \cdot 10^3 m^2/s$.

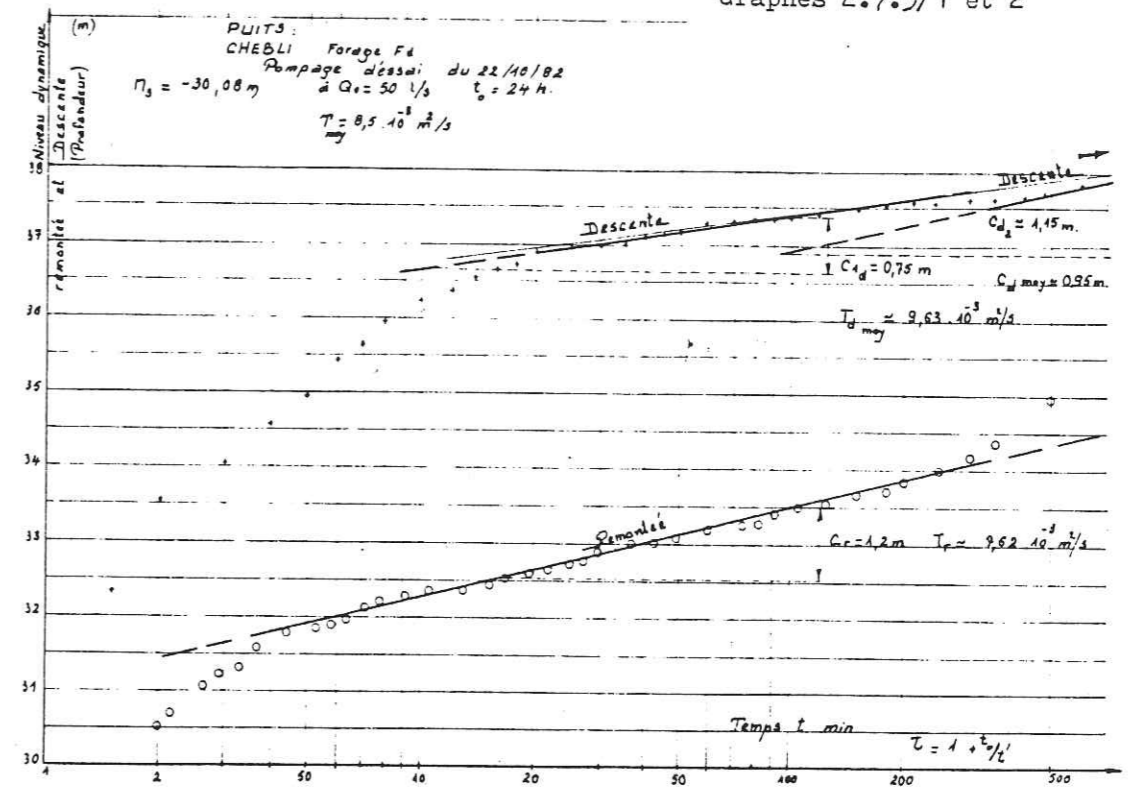
En coordonnées bi-logarithmiques, la courbe tracée en remontée coïncide remarquablement avec la courbe-type de Theis et nous en déduisons pour T la valeur de $6,87 \cdot 10^3 m^2/s$, très voisine de la précédente.

Puits Chebli.3

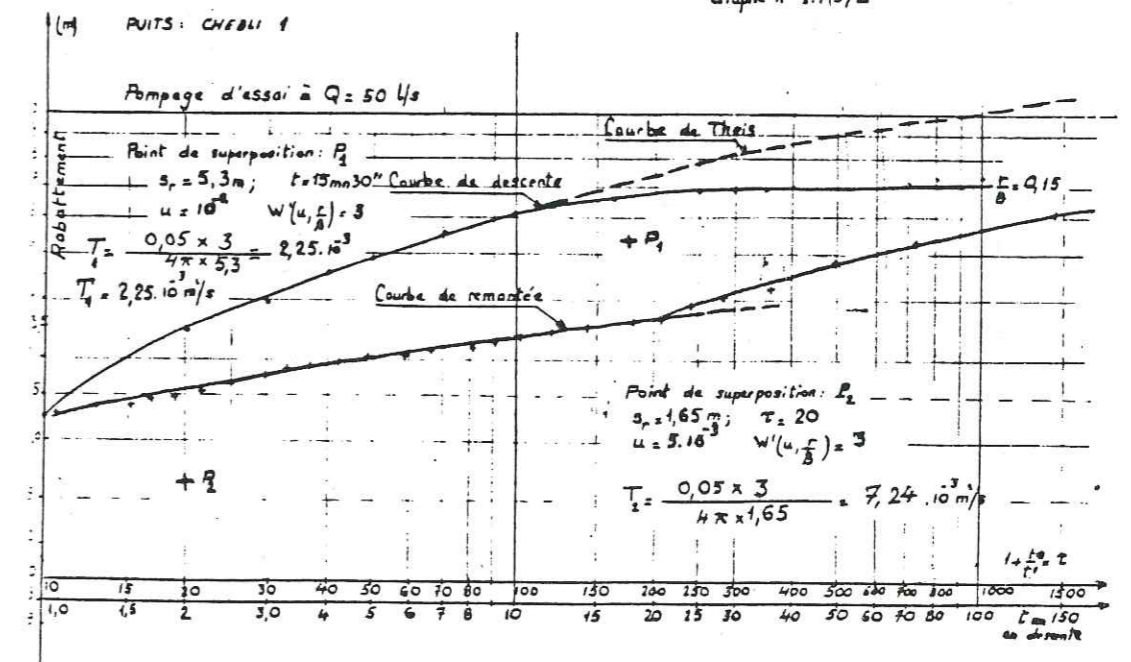
En coordonnées semi-logarithmiques nous obtenons en descente puis en remontée des droites de pentes très voisines mais décalées aux environs de $t = 100$ minutes en descente, et $1 + \frac{t_0}{t} = 100$ en remontée.

PUITS CHEBLI - 1

Graphes 2.7.3/1 et 2

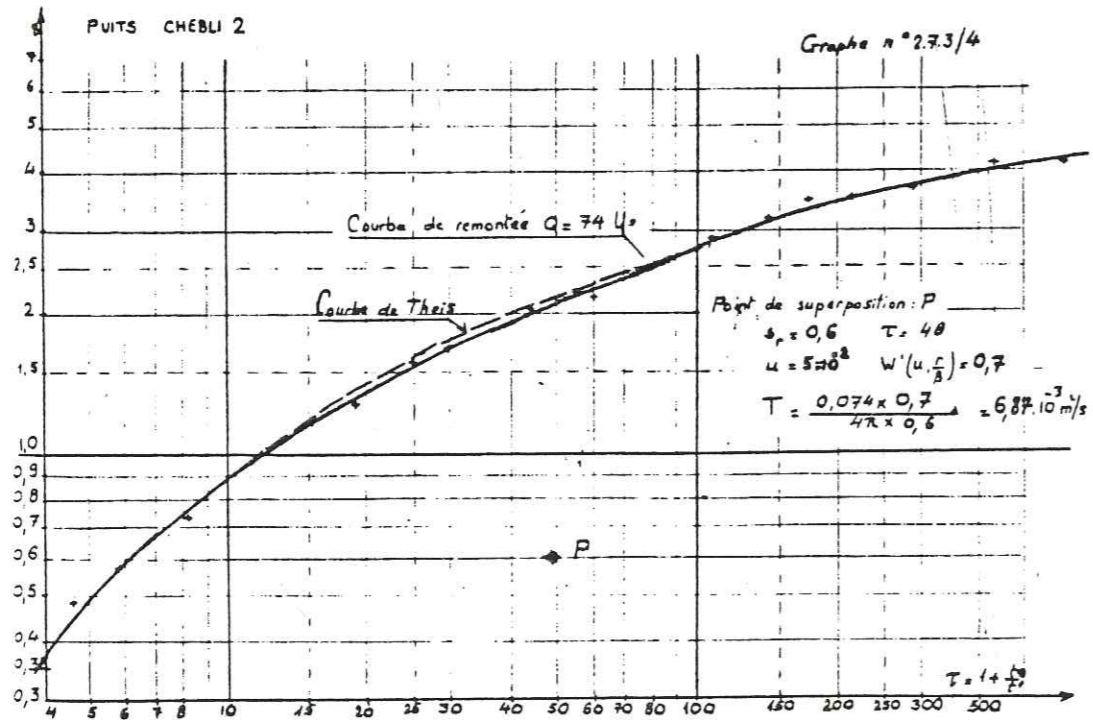
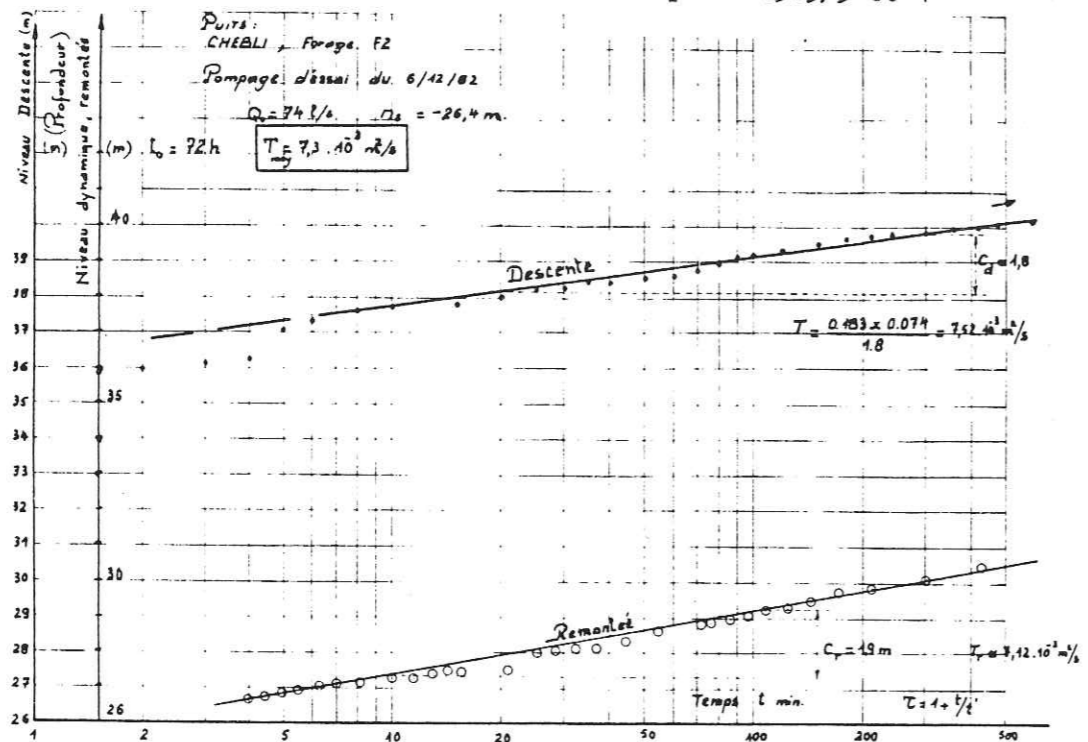


Graphes n° 2.7.3/2



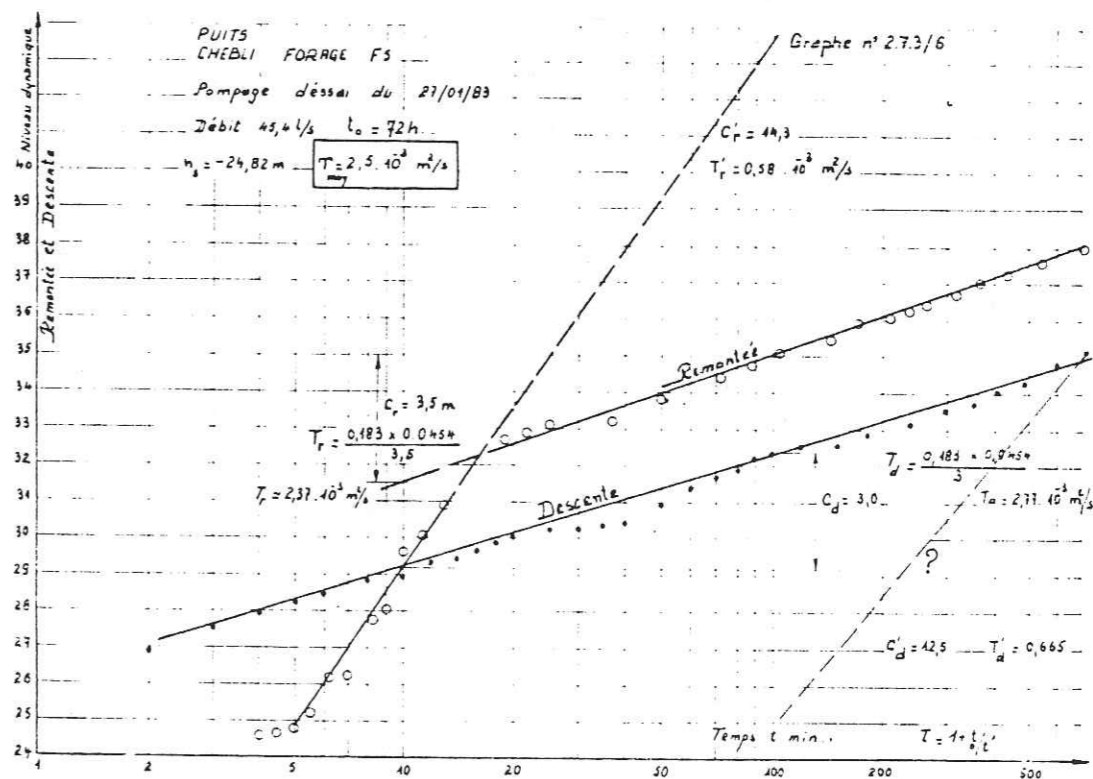
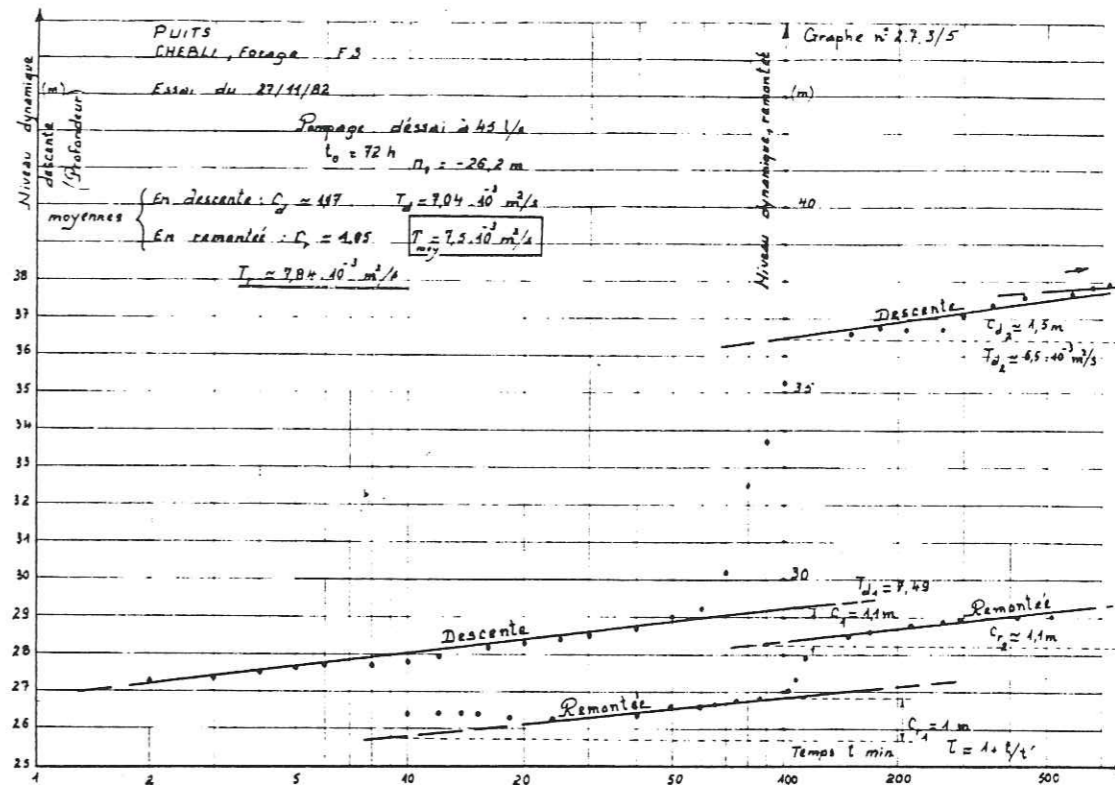
PUITS CHEBLI - 2

Graphes 2.5.3/3 et 4



PUITS CHEBLI - 3

Graphes 2.7.3/5 et 6



La valeur moyenne de T déterminée est de $7,5 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

Les courbes n'ont pas été tracées en coordonnées bilogarithmiques, étant donné l'incertitude de l'interprétation qu'elles présentent.

Puits Chebli.5:

En coordonnées semi-logarithmiques les points s'alignent suivant deux droites de pentes différentes, traduisant sans doute une limite étanche à proximité du puits.

Cependant, la majeure partie des points s'alignent suivant des droites qui donnent pour T les valeurs de $2,77 \cdot 10^3$ et $2,37 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ respectivement en descente et en remontée, la moyenne étant $2,5 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

En coordonnées bi-logarithmiques, la courbe de descente coïncide correctement avec la courbe-type de Theis et donne pour T la valeur de $2,61 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ très voisine des valeurs précédentes. En remontée par contre la courbe ne coïncide avec celle de Theis que pour des valeurs de $1 + \frac{t_0}{t}$, supérieures à 20, c'est à dire en début de

remontée. La valeur de T trouvée pour cette branche de la courbe est de $1,9 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, nettement plus faible.

En conclusion nous adopterons pour T la valeur la plus probable de $2,55 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

Puits Chebli.6 :

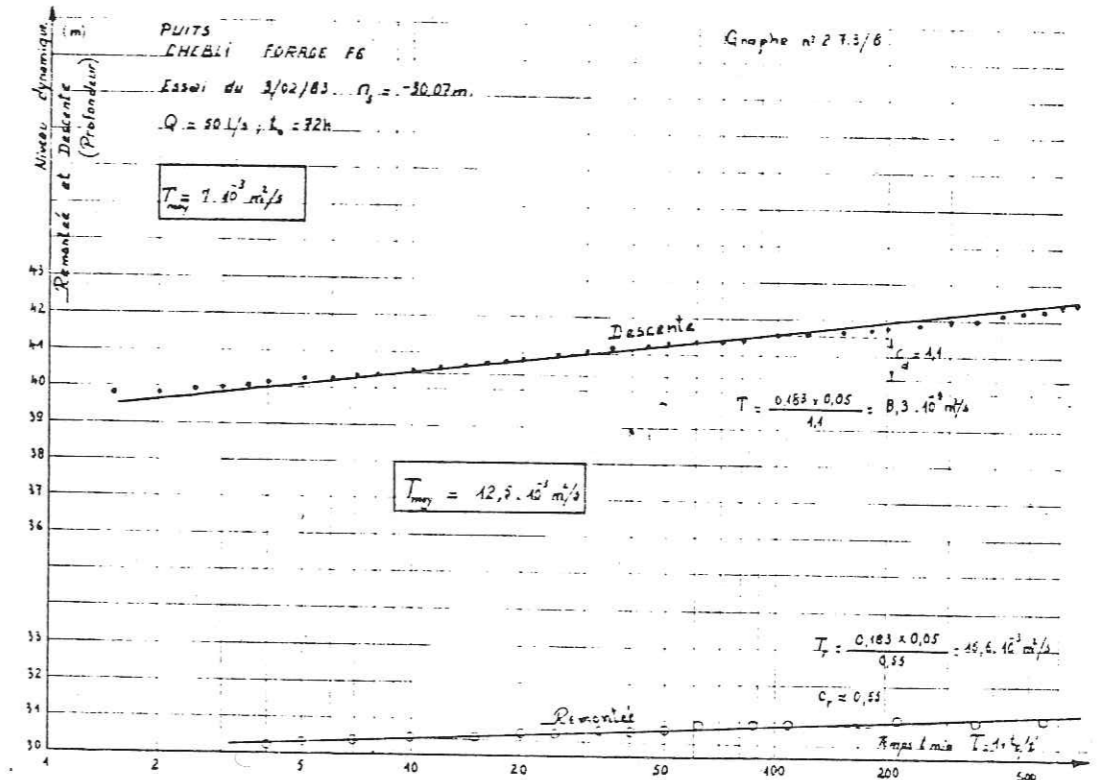
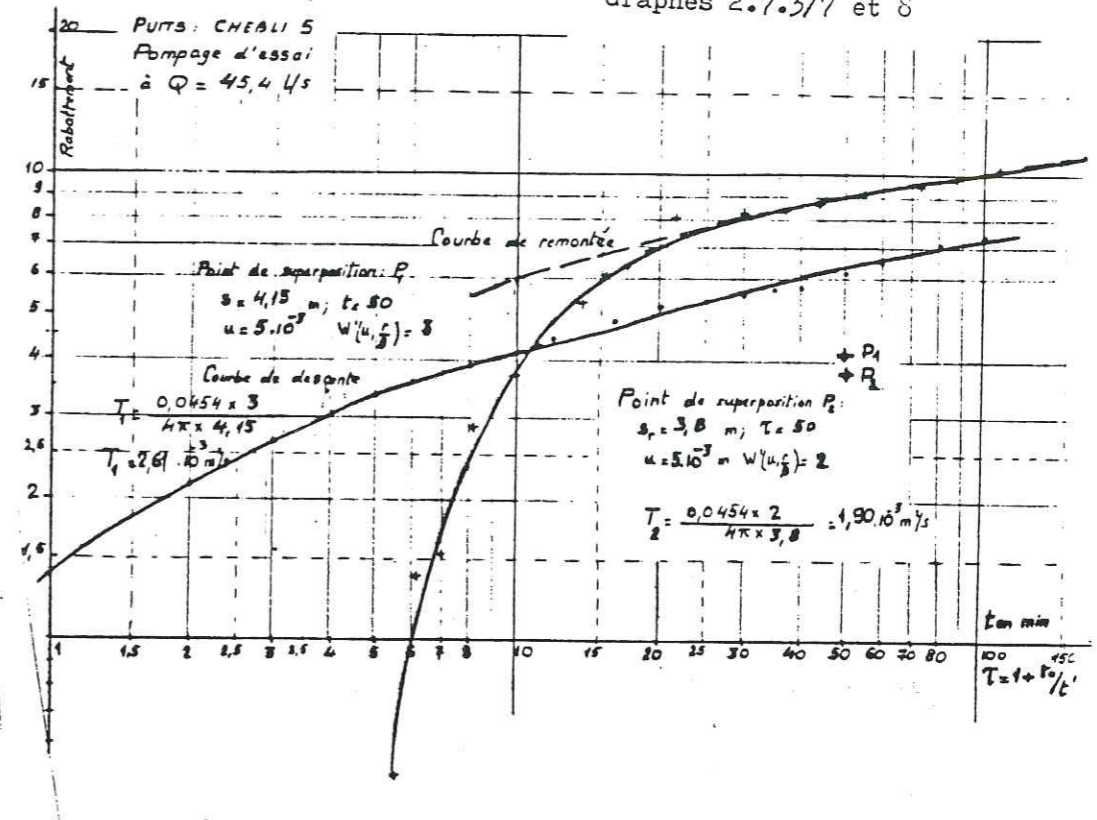
En coordonnées semi-logarithmiques, les points de mesure en descente s'alignent correctement suivant une droite dont on évalue T à la valeur de $8,3 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$. En remontée on obtient une droite de pente moitié, dont on tire la valeur de $16,6 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ pour T.

En coordonnées bi-logarithmiques seule la courbe de remontée a été tracée, en descente la courbe se présentant avec une courbure très faible rendant son interprétation peu précise. La valeur déterminée pour T est de $17,6 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, la courbe obtenue coïncidant avec une branche de la palme de H-Walton pour $\frac{r}{R} = 0,05$.

Nous pouvons par conséquent adopter pour T la valeur très probable de $15 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

PUITS CHEBLI - 5

Graphes 2.7.3/7 et 8



Puits Baba-Ali - 1:

En coordonnées semi-logarithmiques, les points de mesure sont assez disparates, surtout en descente, le pompage ayant été perturbé. Certains points entre le temps $t=8$ minutes, et $t=35$ minutes s'alignent tant bien que mal suivant une droite dont on tire la valeur de $2,3 \cdot 10^3$ m²/s. Quelques autres points correspondant à l'intervalle de temps 50-200 mn s'alignent suivant une droite de pente à peu près égale au quart de la précédente, dont on tire $T = 9,15 \cdot 10^3$ m²/s.

En remontée on obtient deux droites dont la pente de l'une est la moitié de celle de l'autre, donnant pour T les valeurs de 16,6 et de $28,9 \cdot 10^3$ m²/s respectivement. La moyenne de toutes ces valeurs est de $14,2 \cdot 10^3$ m²/s.

En coordonnées bi-logarithmiques seule la courbe de remontée a été représentée, la courbe de descente ne permettant pas une interprétation correcte. La courbe obtenue semble se confondre avec une branche de la palme de H-Walton pour $\frac{r}{R} = 0,3$ ce qui pourrait traduire un

phénomène de drainance assez prononcé.

La valeur de T tirée de cette courbe est de $11,4 \cdot 10^3$ m²/s, assez voisine de la moyenne des valeurs déterminées ci-dessus.

..//..

En conclusion nous pouvons admettre que la valeur la plus probable de T serait de $12,5 \cdot 10^3$ m²/s.

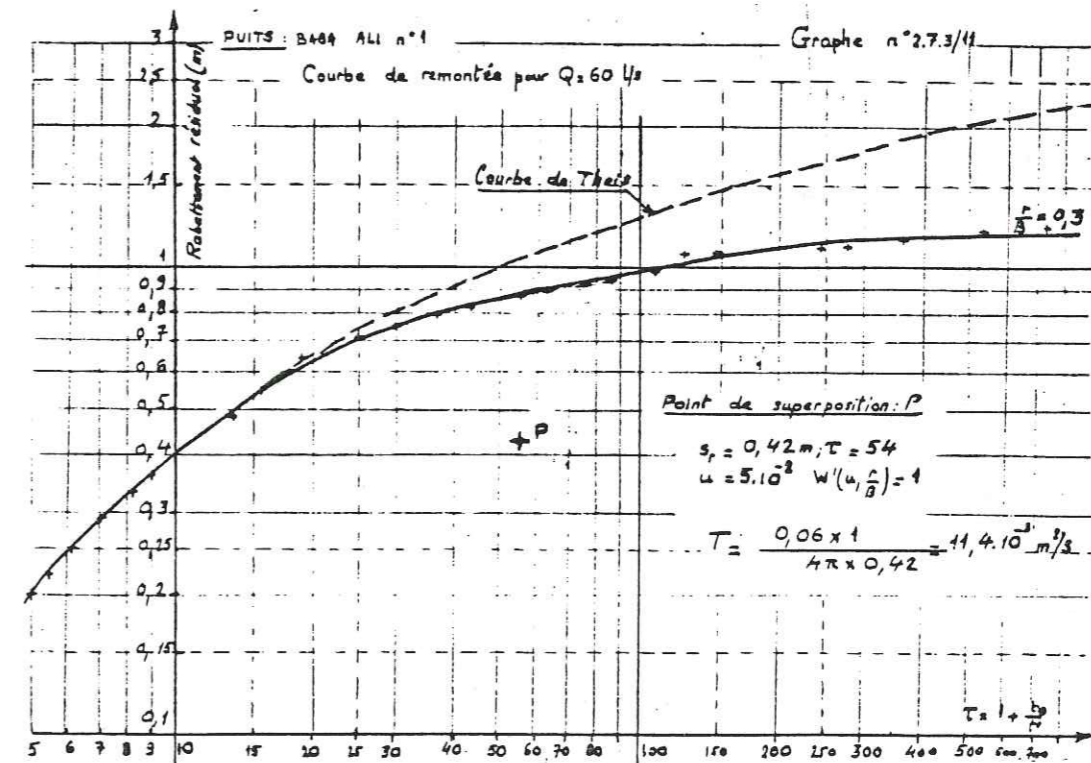
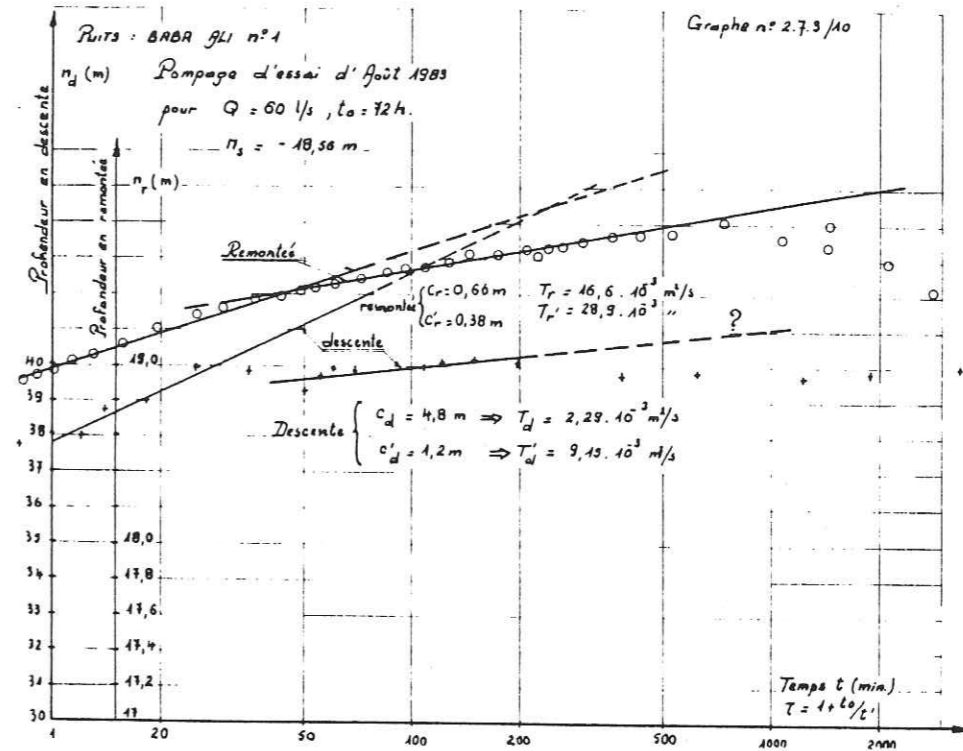
Puits Baba-Ali - 2:

En coordonnées semi-logarithmiques, les points en descente s'alignent assez correctement suivant une droite dont on détermine la valeur de $85,4 \cdot 10^3$ m²/s pour T.

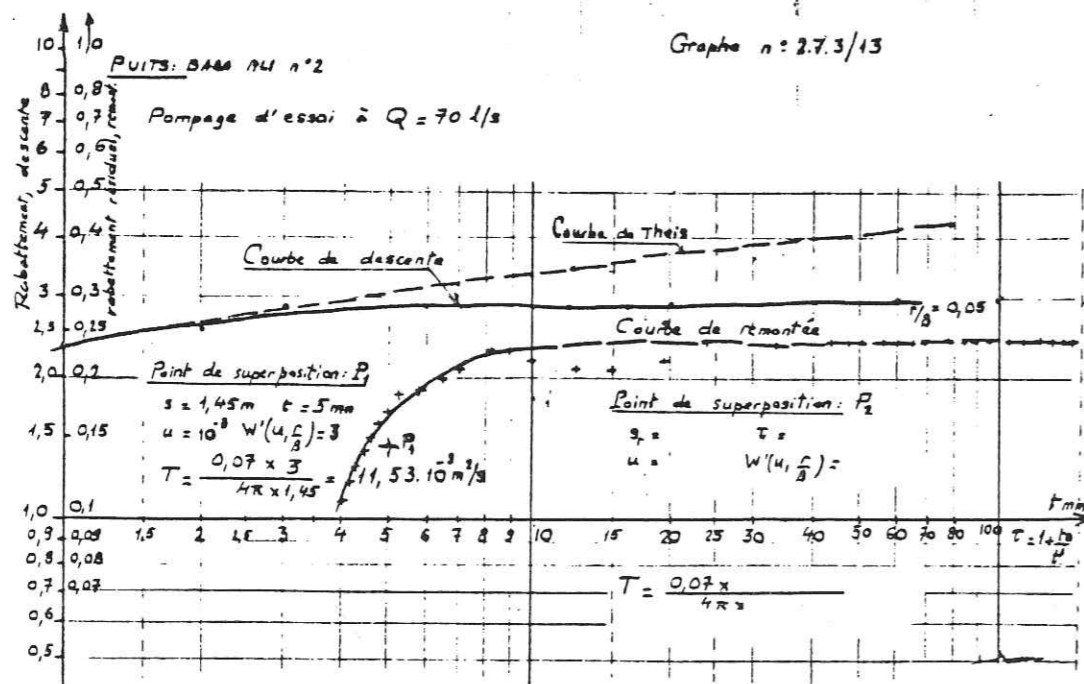
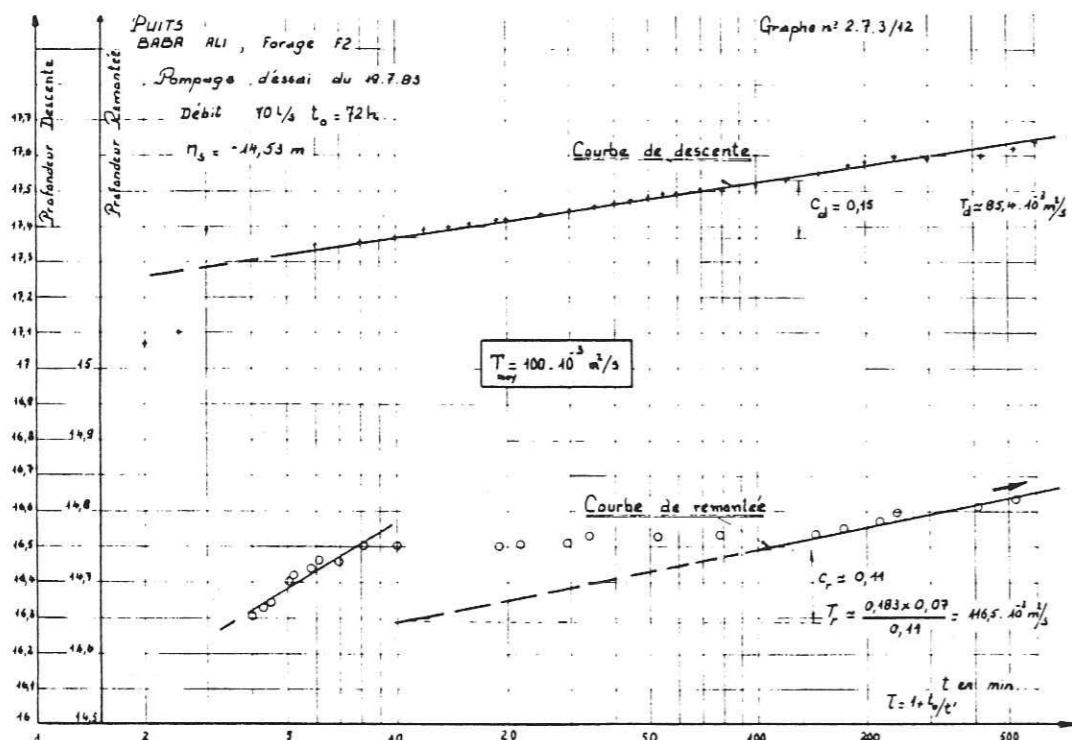
Par contre les points de mesure en remontée présentent beaucoup d'irrégularité, rendant toute interprétation peu sûre. Cependant pour les valeurs de $1 + \frac{t_0}{t}$ supérieures à 100, on obtient une droite qui

passé par un grand nombre de points, dont on tire la valeur de $116,5 \cdot 10^3$ m²/s pour T.

En coordonnées bi-logarithmiques les courbes obtenues sont quasiment ininterprétables, seuls quelques points de mesure pour les 3 premières minutes passent par la courbe-type de Theis, les autres semblent



Graphes 2.7.3/12 et 13



s'aligner suivant une branche de H-Walton dont la valeur de r/B serait égale à 0,05. Cependant, la valeur déterminée pour T à partir de cette courbe, $11,53 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ s'avère dix fois plus faible que la valeur trouvée précédemment, ce qui, compte tenu de l'incertitude des courbes tracées de cette manière, nous incite à ne pas trop prendre en compte cette valeur.

En conclusion nous adopterons pour T une valeur qui nous semble très probable, à savoir $70 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

Le tableau n° 2.7.3: ci-après récapitule les valeurs finales de T que nous adopterons:

Tableau n° 2.7.3. : Résultat des pompages d'essai des puits de Chebli et Baba-Ali.

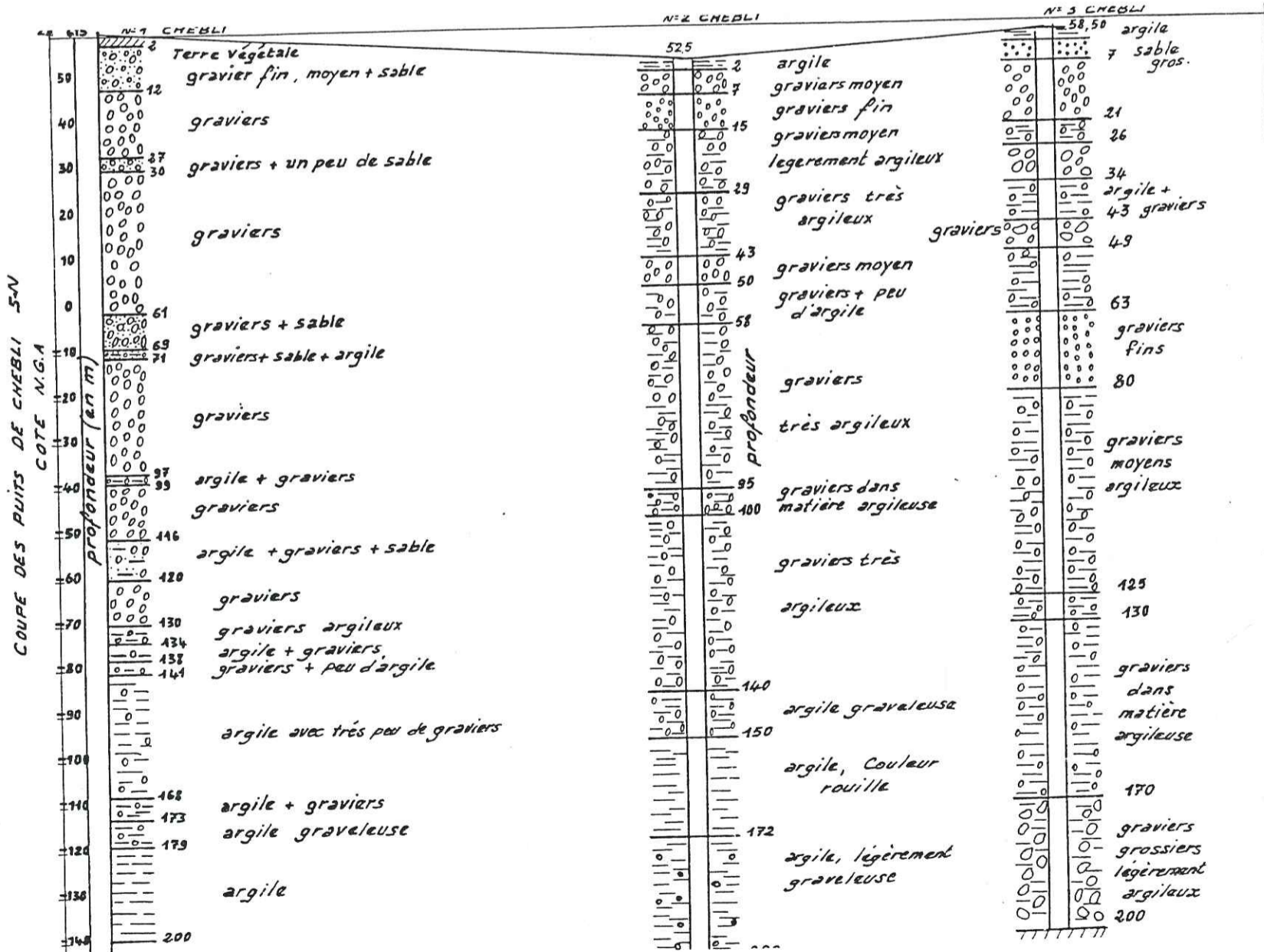
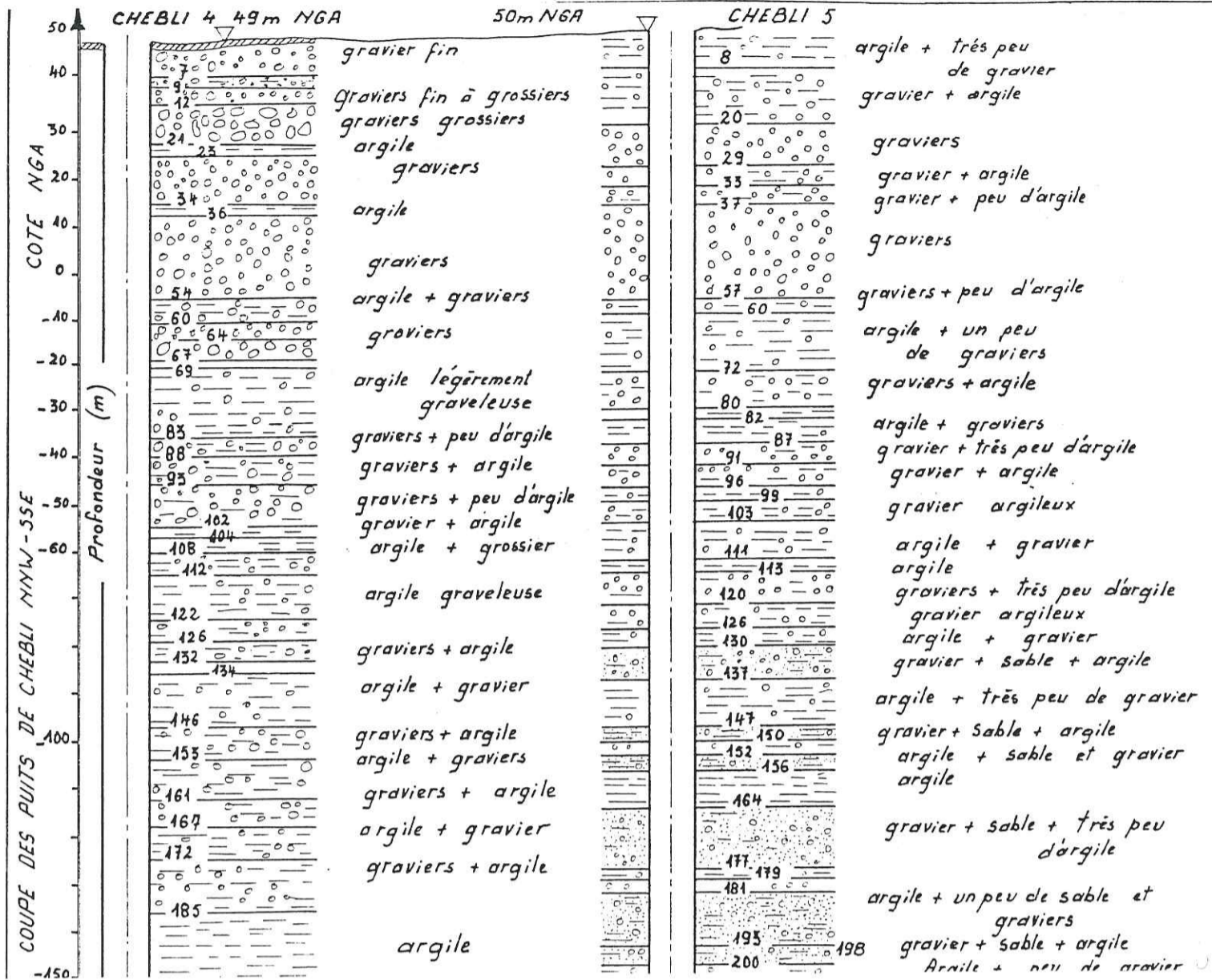
Puits	CHEBLI-1	CHEBLI-2	CHEBLI-3	CHEBLI-5
T $10^3 \text{ m}^2/\text{s}$	8	7	7,5	2,55
Puits	Chebli-6	Baba-Ali-1	Baba-Ali-2	
T $10^3 \text{ m}^2/\text{s}$	15	12,5	70	

2.7.4. CONCLUSION

Le tableau n° 2.7.4 ci-joint représente la coupe des forages du champ de captage de Chebli, suivant une ligne Sud-Nord passant par les puits 1, 2 et 3 et suivant une ligne SSE-NNW passant par les puits 6,5 et 4.

Ces coupes, nous montrent une alternance de couches de graviers allant de fin à moyen, plus ou moins sableux et argileux, avec quelques couches de graviers grossiers et d'argile contenant souvent du gravier. Ce jusqu'à une profondeur de 200 mètres. Nous sommes en présence de la formation de la Mitidja, certains sondages ont toutefois atteint la formation des argiles et marnes de Maison Carrée.

Les essais de pompage ont été correctement réussis et permettent de tracer des courbes $H(Q)$ linéaires jusqu'à des débits d'exploitation dépassant 50 l/s, et même 70 l/s pour certains d'entre eux, ce qui est assez satisfaisant.



Les pompages d'essai de longue durée ont été assez bien réussis pour les puits n°1, 2 et 6, perturbés pour les puits 3 et 5 de Chebli, ainsi que pour les puits de Baba-Ali. Pour ces derniers, les courbes tracées ne facilitent pas l'interprétation. Néanmoins la combinaison des deux méthodes classiques, aussi bien en descente et en remontée nous permet d'obtenir une moyenne des valeurs du coefficient de transmissivité relativement correcte, sauf pour BABA ALI donc la valeur moyenne trouvée ($70 \cdot 10^3$ m²/s) nous paraît excessive.

Les valeurs de T sont de l'ordre de 7 à $15 \cdot 10^3$ m²/s, ce qui correspond assez bien aux valeurs connues auparavant.

Il nous reste à étudier le cas particulier du forage de Baba-Ali n°2, dont la valeur correspondrait à une lentille de graviers grossiers alors que la coupe géologique révèle au contraire une succession de couches d'argile de forte épaisseur.

Il convient enfin de signaler que les courbes de Theis pour certains puits mettent en évidence une drainance qui ne laisse pas de doute sur les possibilités de réalimentation de l'aquifère de la Mitidja par la formation sous-jacente des marnes de Maison Carrée.

2.8 ETUDE HYDRODYNAMIQUE DU CHAMP DE CAPTAGE DE HAOUCH FELIT

2.8.1: Introduction

Comme pour les champs de captage de Baraki et Chebli, nous sommes dans la partie centrale de la Formation de la Mitidja (alternance de graviers et de marnes et d'argiles), surmontant la Formation des marnes et argiles jaunes d'El-Harrach (Maison Carrée), qui repose sur la couche de l'Astien. La substratum (Plaisancien) se trouve à une profondeur de l'ordre de 150 - 200m.

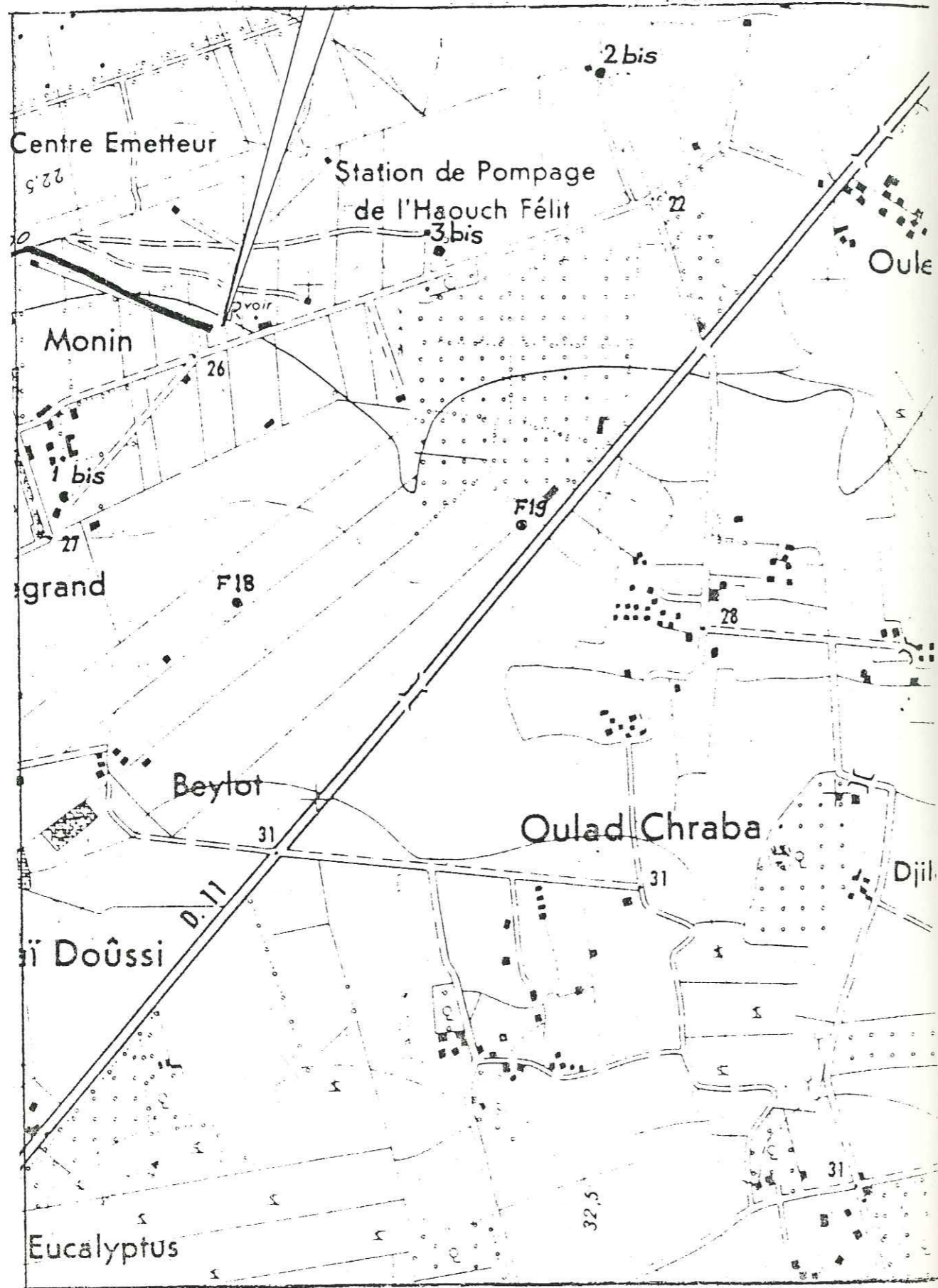
La zone de meilleure transmissivité semble être centrée, d'après la carte hydrogéologique de l'I.N.R.H., dans la zone au sud de Baraki, comprise entre Chebli et Sidi-Moussa, où de nombreux puits sont exploités pour l'irrigation des agrumes. A Haouch Felit nous sommes quelque peu à la périphérie de cette zone, et il faut s'attendre à ce que la transmissivité soit moins bonne que dans la zone précédemment citée.

Le champ de captage de Haouch Félit est exploité depuis assez longtemps pour l'eau potable. Il comprenait en 1976 Dix Sept puits, numérotés de 1 à 17, avant que la décision ne soit prise d'en réaliser cinq autres nouveaux, financés par le Département: trois de remplacement (n°s 1 à 3bis) et deux autres supplémentaires, dénommés 18 et 19, en raison de l'insuffisance de la production, qui avait alors atteint quelques 35.000 m³/j, et de la baisse de productivité des anciens puits.

2.8.2: Caractéristiques physiques des nouveaux puits

Les figures n° 2.8.1 et 2.8.2 représentent la coupe des nouveaux puits, mettant en évidence l'alternance de graviers et d'argiles jusqu'à des profondeurs de l'ordre de 100m, puis les argiles jaunes au-dessous.

Le tableau ci-après, n° 2.8.2 résume l'équipement de ces puits, ainsi que les niveaux statiques : ceux-ci sont bien entendu influencés par les puits voisins en exploitation au moment des forages.



2.8.3. RESULTAT DES ESSAIS DE POMPAGE PAR PALIERS

Les graphes n° 2.8.1 à 2.8.3 reproduisent le résultat des essais de pompage effectués par paliers de 8h chacun en général (24h au total pour trois paliers).

Les courbes tracées montrent que pour la plupart des puits, les courbes s'éloignent fortement de la droite passant par l'origine, ce qui traduit d'importantes pertes de charge turbulentes dans l'intervalle des débits d'essai.

Nous avons fixé les points de fonctionnement critique de façon que:

- soit le pourcentage de pertes de charge turbulentes soit limité à une valeur acceptable;
- soit le rabattement propre ne dépasse pas une valeur jugée assez importante, 10 à 15m, compte tenu de l'important rabattement induit par les puits voisins en exploitation du champ. Nous pouvons remarquer, sur le tableau précédent, que les niveaux statiques sont à plus de 15m de profondeur par rapport au sol.

Les résultats chiffrés sont résumés dans le tableau ci-après:

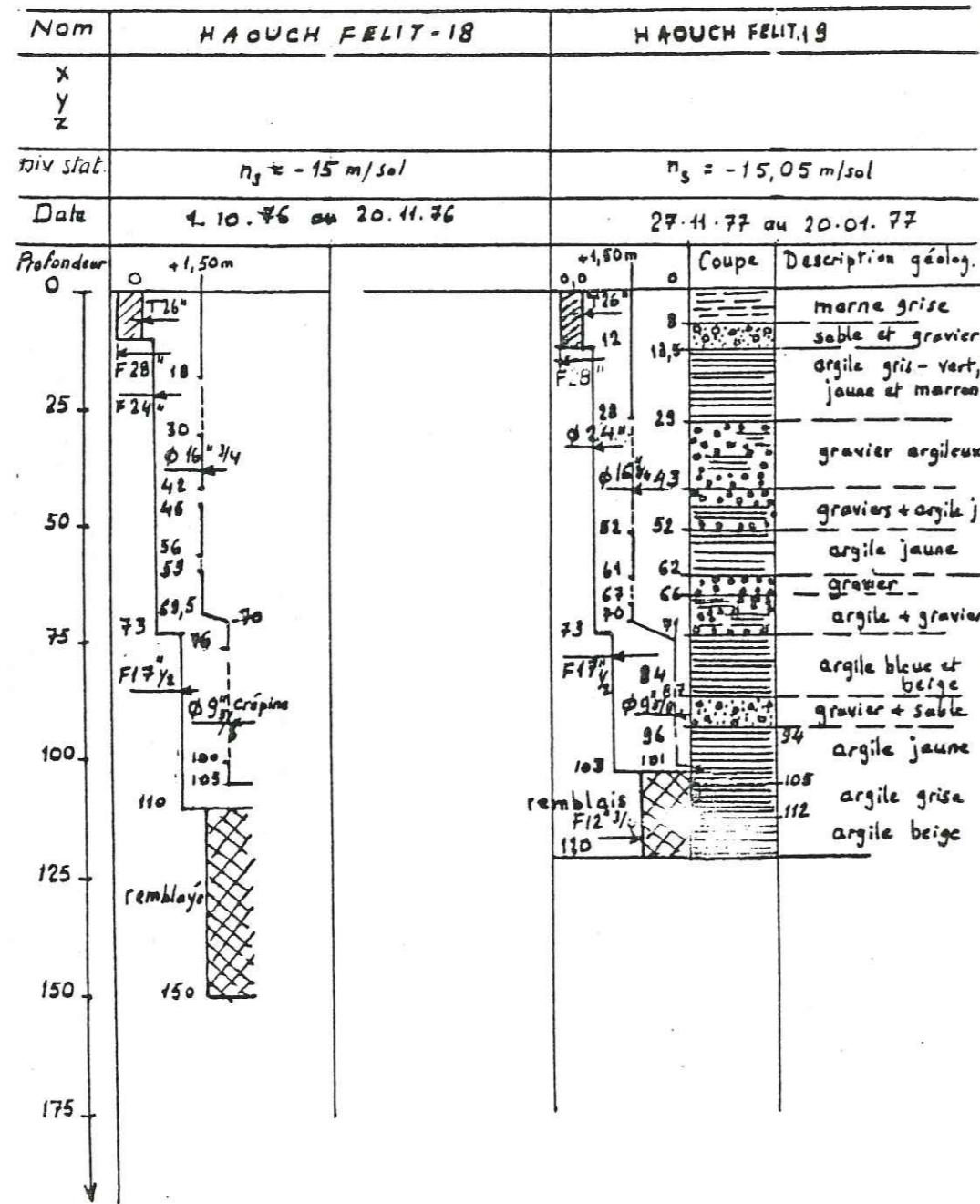
TABLEAU 2.8.3.1. : Résultat des essais de pompage par paliers

N° du puits	Débit critique l/s	Rabattement critique total	PERTES DE CHARGE		RAPPORT S_2/S_1 en %
			Linéaires S.1	Turbulentes S2	
N° 1	65 l/s	14m	11,1m	2,9m	20,7 %
N° 2	100 l/s	10m	9,5m	0,5m	5%
N° 3	37,5 l/s	8,30m	6,5m	2,0m	24,1%
N° 18	75 l/s	6,0m	4,3m	1,70m	28,3%
N° 19	55 l/s	10,8m	9,4m	1,4m	12,9%

Nous pouvons remarquer que le puits n°2 donne d'excellents résultats débit élevé, rabattement raisonnable, très faibles pertes de charge turbulentes. Les autres puits donnent des résultats satisfaisants, sauf le n°3, peu productif.

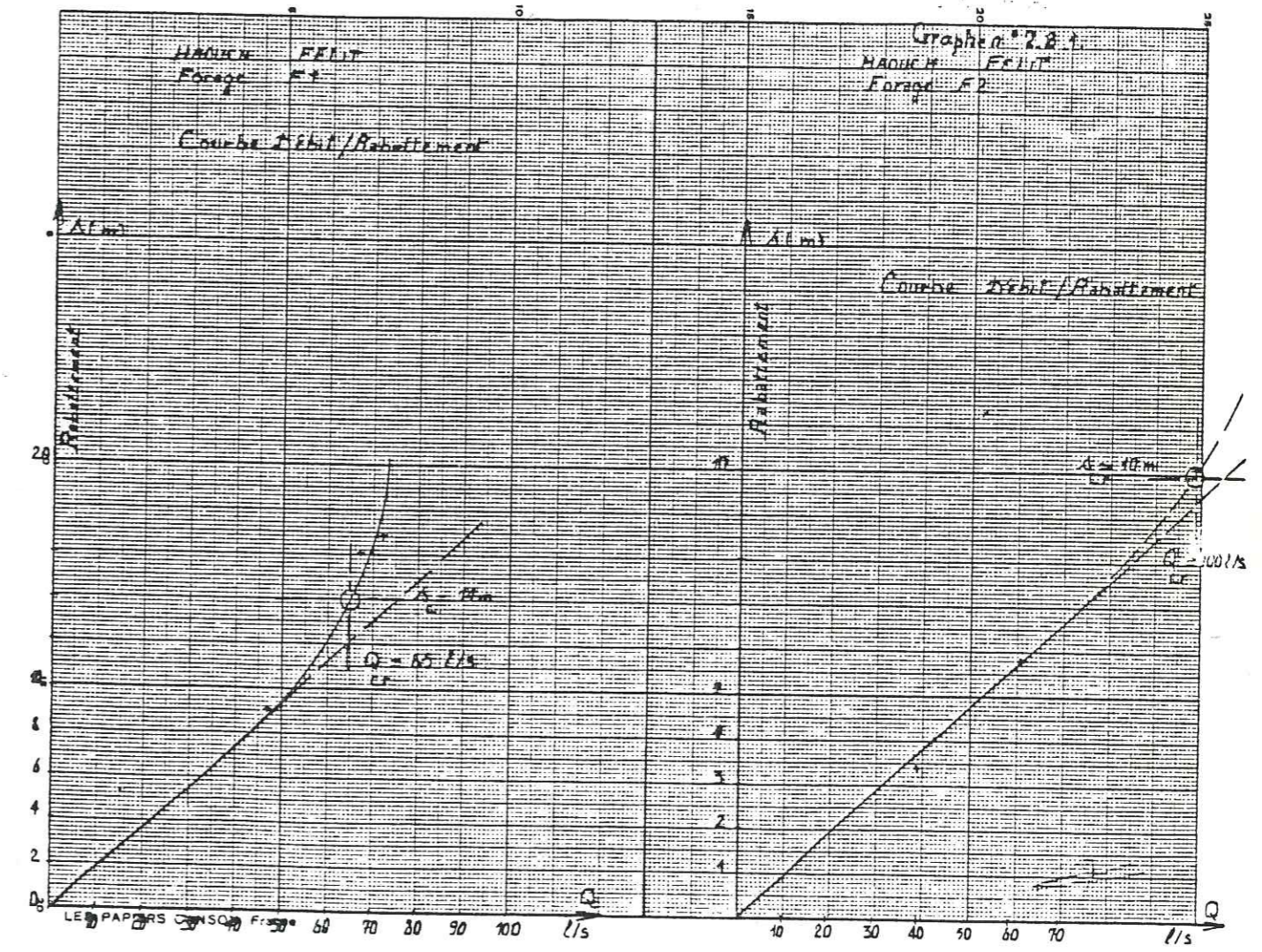
Fig.2.8.2.

REGION: HAOUCH - FELIT



COURBES DEBIT-RABATTEMENT
Puits n°1 et 2 de Haouch Félit

Graphe 2.8.1



2.8.4. Pompages d'essai de longue durée

Les pompages d'essai de longue durée ont été réalisés pour chaque puits à la suite des essais par paliers pendant une durée allant de 55h à 72h.

Les graphes ci-joints portant les n°s 2.8.4. à 2.8.12 ont été tracés en coordonnées semi-logarithmiques et bilogarithmiques à partir des cahiers de chantier.

INTERPRETATION

Puits N°1 :

En coordonnées semi-logarithmiques, les points de mesure en descente s'alignent correctement sur la droite tangente jusqu'au temps 2h, ensuite on voit qu'un décalage se produit, puis les points de mesure se dispersent, avec une tendance à la stabilisation dès la millième minute. En remontée par contre il semble que les perturbations aient disparu et les points de mesure s'alignent correctement suivant une droite de pente sensiblement différente de celle de la descente. Les valeurs déterminées pour la transmissivité T sont respectivement de 10,37 et 7,54 . 10³ m²/s, la moyenne étant 8,5 . 10³ m²/s environ.

En coordonnées bi-logarithmiques, la courbe obtenue en remontée coïncide remarquablement avec celle de Theis et nous permet de déterminer pour T la valeur de 7,22 . 10³ m²/s.

En définitive nous pouvons adopter pour T la valeur finale de 8 . 10³ m²/s qui nous semble la plus probable.

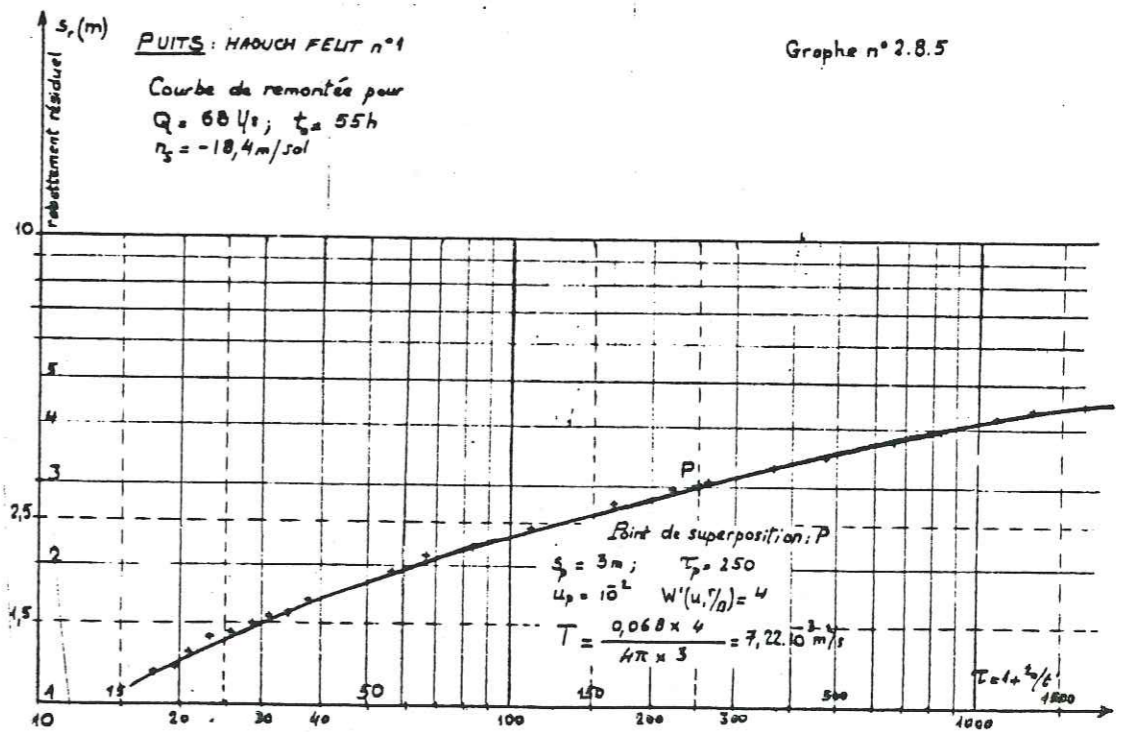
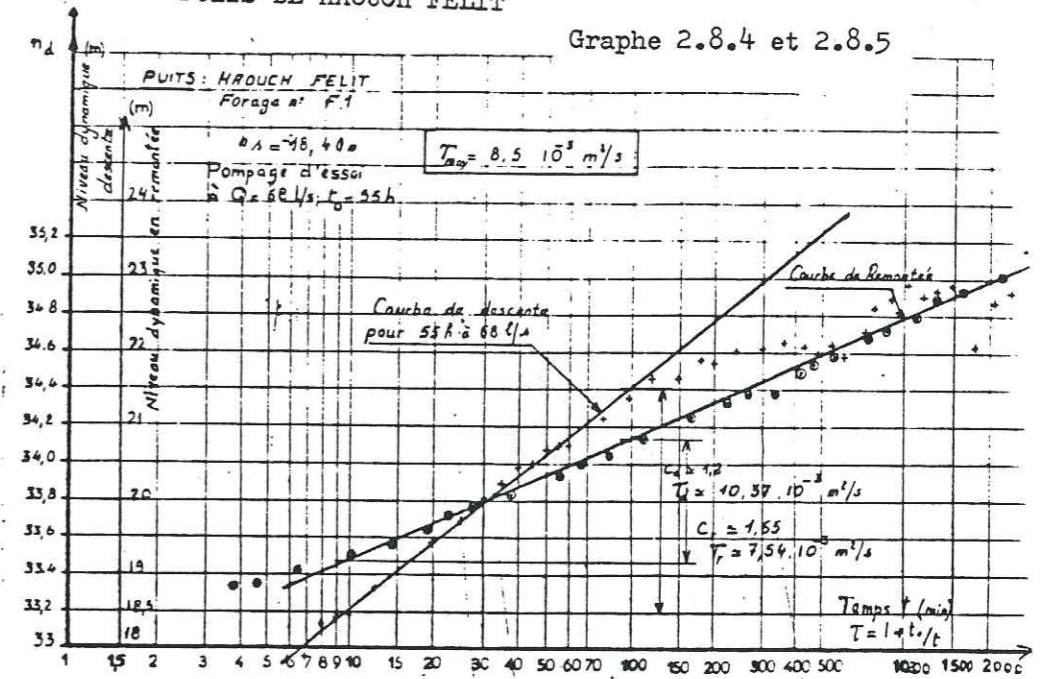
Puits N°2:

En coordonnées semi-logarithmiques, en descente, les points de mesure s'alignent correctement suivant deux droites légèrement décalées et de pentes pratiquement égales. En remontée, les points de mesure s'alignent correctement suivant une droite à peu près parallèle aux précédentes, et nous en déduisons des valeurs très proches pour T: 15,22 . 10³ m²/s en descente et 14,17 . 10³ en remontée.

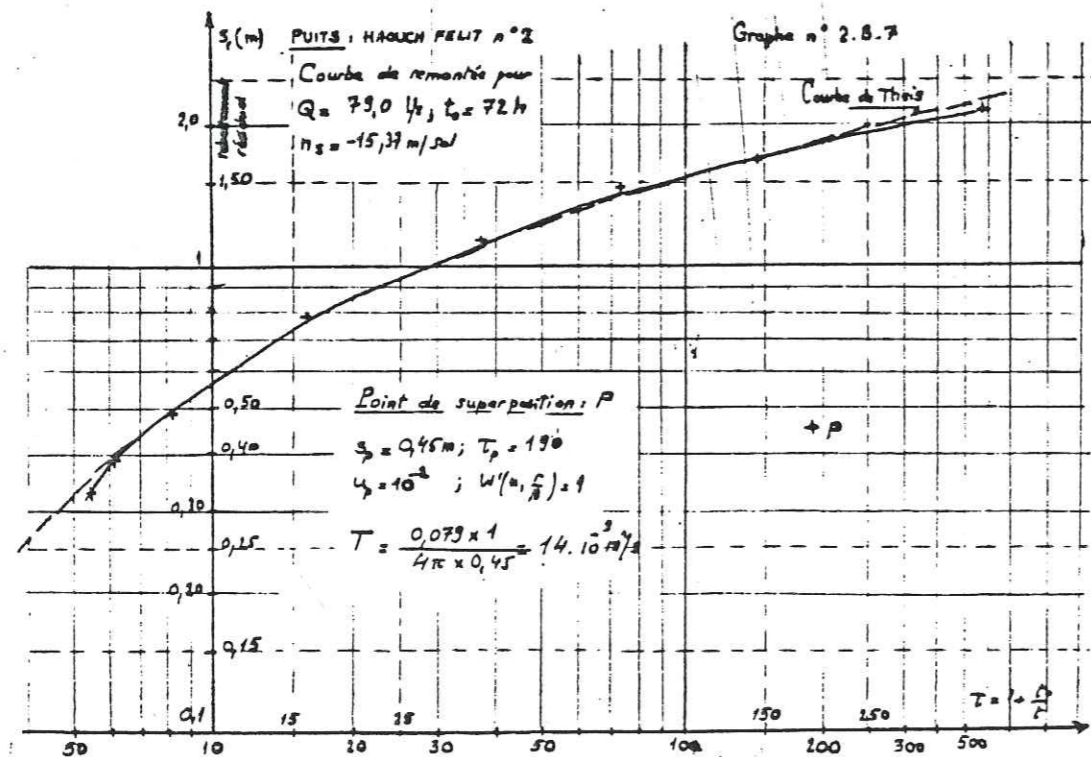
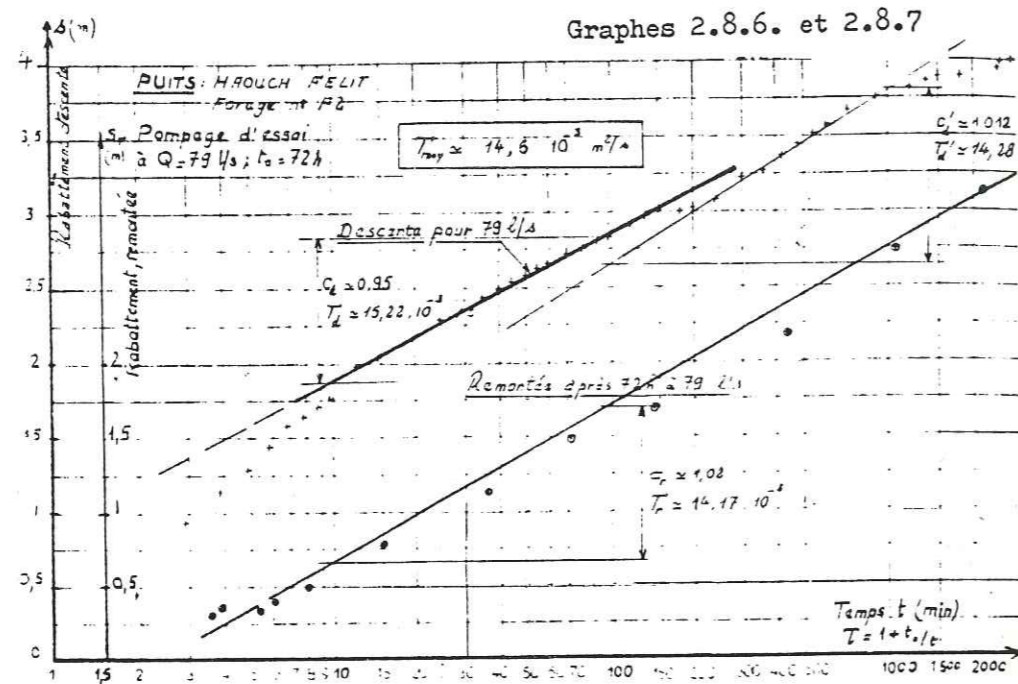
En coordonnées bi-logarithmiques la courbe obtenue coïncide bien avec la courbe type de Theis sur la majeure partie de son tracé. On en déduit pour T la valeur de 14 . 10³ m²/s, très voisine des précédentes.

PUITS DE HAOUCH FELIT

Graphe 2.8.4 et 2.8.5



PUITS DE HAOUCH FELIT



En conclusion, nous pouvons adopter pour T la valeur définitive très probable de $14,2 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

Puits n° 3:

Pour ce puits, nous n'avons reproduit que le graphe en coordonnées semi-logarithmiques, celui en coordonnées bilog menant à une courbe difficilement interprétable, ce, en raison de la dispersion importante des points de mesure obtenus. Néanmoins nous réussissons à obtenir des droites tangentes aux points de mesure, ces derniers se répartissant en "zig-zags" autour de ces droites moyennes. Les valeurs déterminées pour T sont très voisines en descente ($10,5 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$) et en remontée ($9,3 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$). Nous adopterons pour valeur finale de T la valeur de $10 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$.

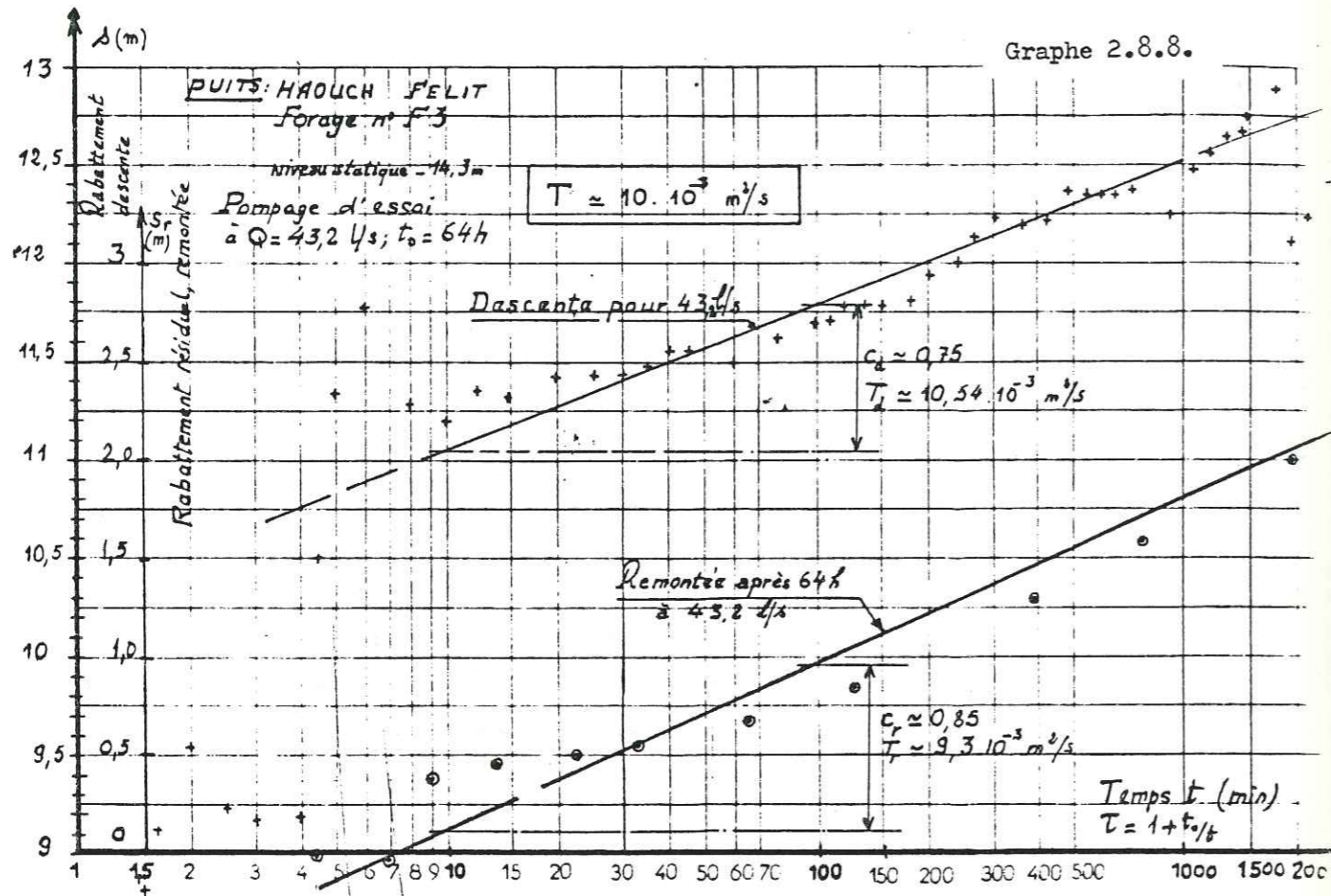
Puits n° 18:

En coordonnées semi-logarithmiques, en descente, les points de mesure sont assez dispersés, mais on trace aisément la droite tangente qui mène à $T = 30,4 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$. En remontée les points s'alignent correctement suivant une droite de pente voisine de la précédente, jusqu'à des temps de l'ordre de $t_0/t' = 200$, et donnent $T = 36,3 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$, puis le niveau se remet à descendre, en raison de l'influence du puits voisin qui a été remis en fonction (ou sans doute de plusieurs puits voisins en même temps, compte tenu de l'importance de cette redescente).

En coordonnées bi-logarithmiques, nous avons tracé deux courbes, l'une relative au puits lui-même, l'autre à la variation du niveau dans un puits voisin désaffecté situé à 102m du puits testé.

La courbe de remontée dans le puits testé semble coïncider avec celle de Theis sur une partie de son tracé, puis avec une branche de la palme de Hantush-Walton pour $r/B = 0,15$. Mais on en déduit une valeur pour T nettement différente de celles que l'on tire par la méthode de C.E. Jacob: $16,7 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$. Quant à la courbe relative au piézomètre, elle s'éloigne nettement de la courbe-type de Theis dès son début, et semble suivre une branche de la palme de Hantush-Walton pour $r/B = 1,2$, traduisant une importante drainance au voisinage de ce piézomètre. Mais la valeur que l'on détermine pour T: $4,16 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{s}$ est considérablement plus faible que celles calculées au début, ce qui laisse croire que la bonne transmissivité trouvée au voisinage du puits n° 18 serait tout à fait locale et n'intéresse pas une zone importante.

PUITS DE HAOUCH FELIT



Cette valeur de T nous permet de déterminer le coefficient d'emmagasinement, que nous trouvons égal à $4,88 \cdot 10^{-4}$, mais il pourrait être un peu plus élevé dans la majeure partie du champ.

Puits n° 19:

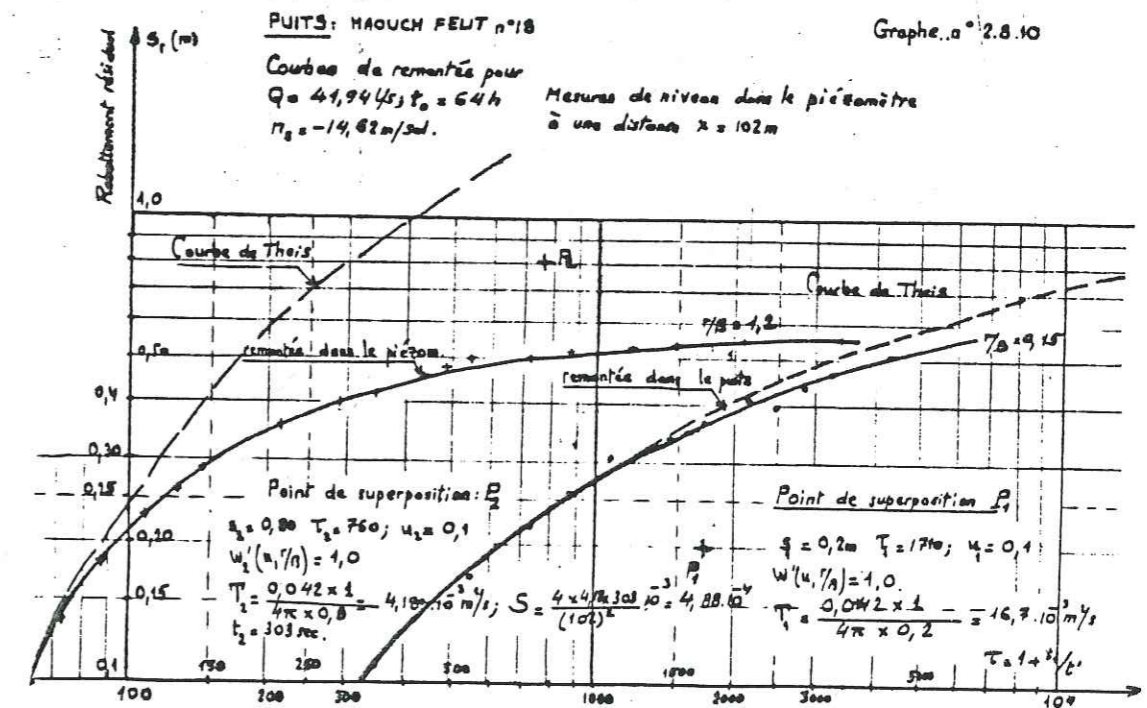
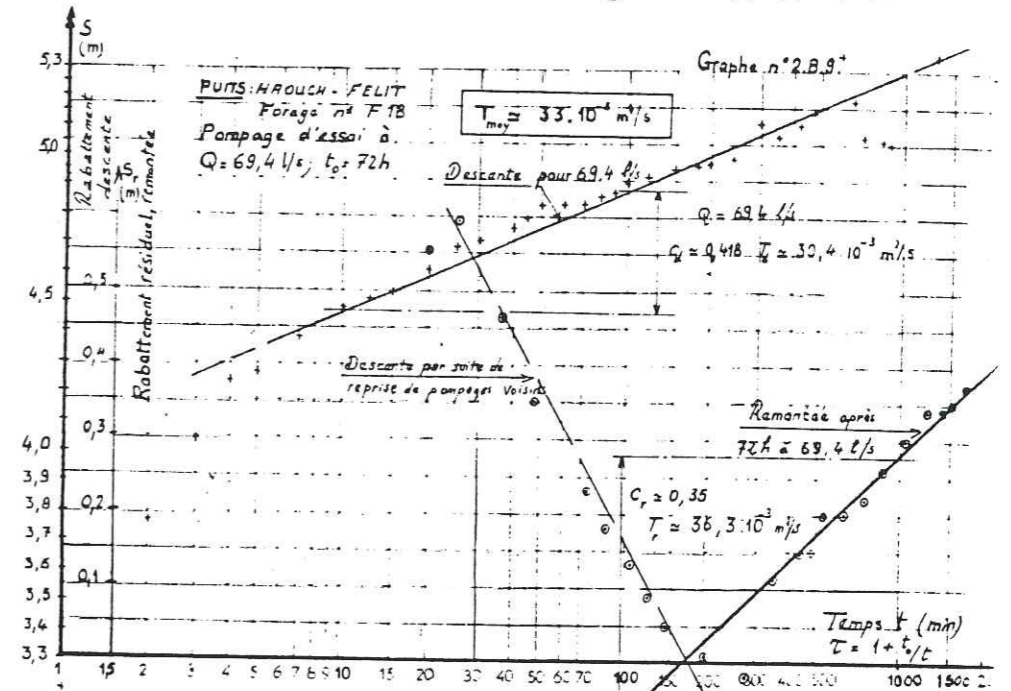
Les points de mesure, aussi bien en descente qu'en remontée, s'alignent remarquablement suivant des droites de pentes très voisines en coordonnées semi-logarithmiques, et la stabilisation du niveau est atteinte au bout de 3 à 4h environ; on en déduit pour T les valeurs respectives de $5,29$ et $4,87 \cdot 10^3$ m²/s.

En coordonnées bi-logarithmiques, la courbe coïncide remarquablement avec la courbe-type de Theis, et nous en déduisons pour T la valeur de $4,34 \cdot 10^3$ m²/s, très voisine de la précédente.

Le tableau n° 2.8.4. ci-après résume l'essentiel des résultats obtenus.

PUITS DE HAOUCH FELIT

Graphes 2.8.9 et 2.8.10



PUITS DE HAOUCH FELIT

Graphes 2.8.11 et 2.8.12

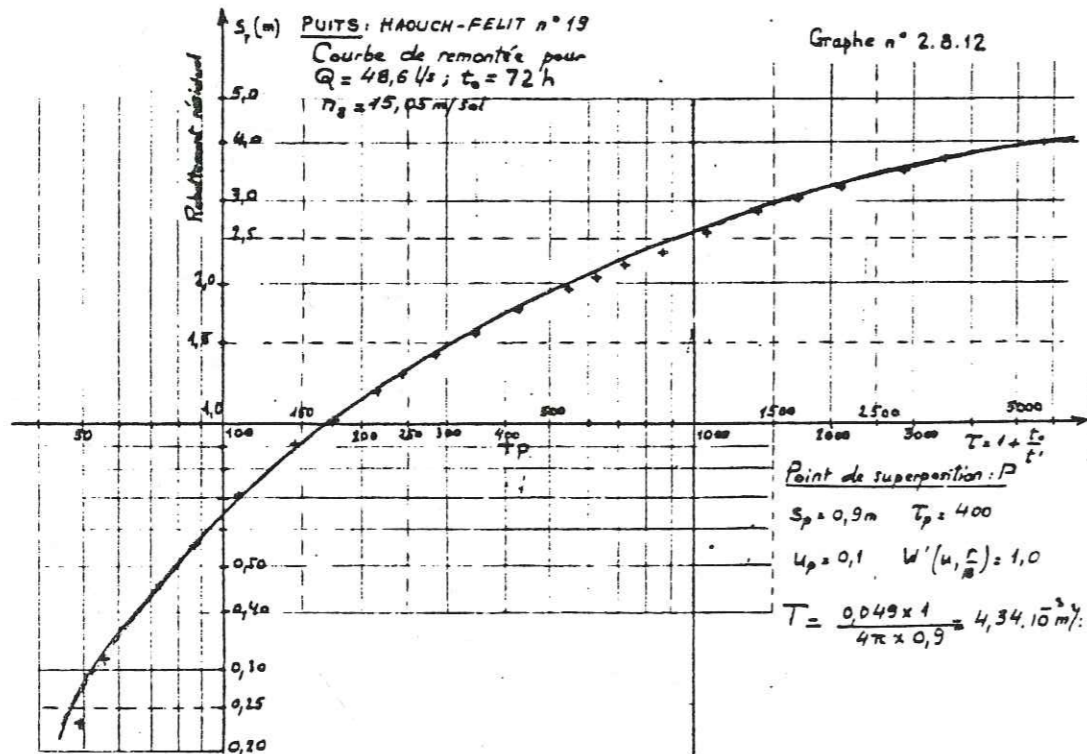
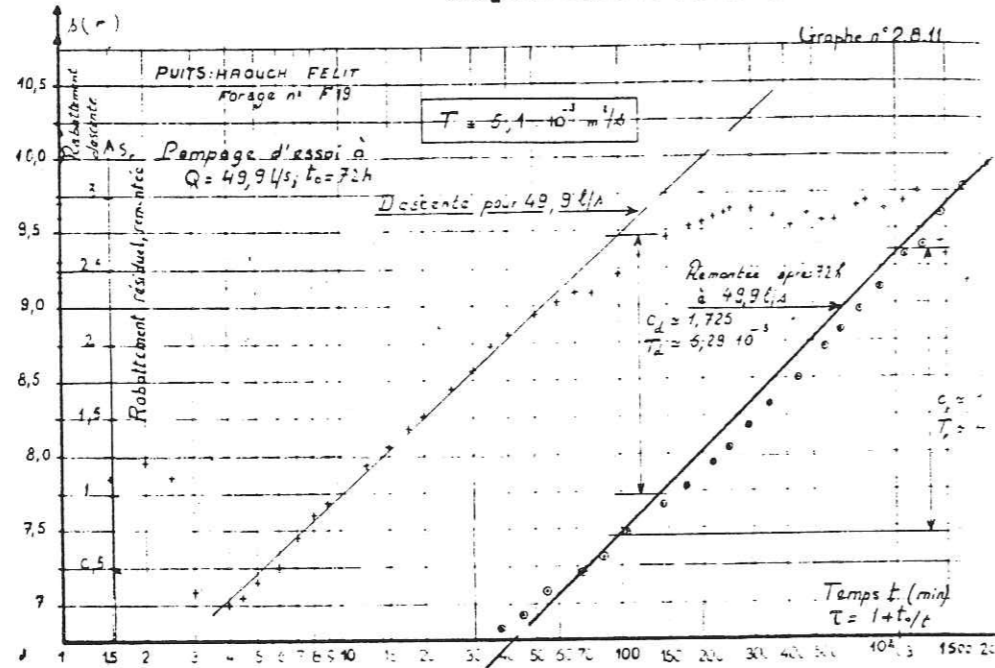


Tableau 2.8.4: Résultat des pompages d'essai des nouveaux puits d'HAOUCH-FELIT

N° puits	1	2	3	18	19
$T \cdot 10^3$	$3 \cdot 10^3$	$14,2 \cdot 10^3$	$10 \cdot 10^3$	$28 \cdot 10^3$	$4,85 \cdot 10^3$
m^2/s					
S	-	-	-	$5 \cdot 10^4$	

2.8.5. CONCLUSION A L'ETUDE DU CHAMP DE CAPTAGE DE HAOUCH FELIT

Le champ de Haouch Félit étant déjà en exploitation et produisant quelques 35.000 à 40.000 m³/j, les cinq forages nouveaux auront comme but:

- d'améliorer la production de certains puits très anciens devenus peu rentables: c'est le cas des nouveaux puits n°1bis et 2bis, par contre le n°3bis n'apportera qu'une amélioration limitée.
- d'augmenter quelque peu la production globale par l'apport de nouveaux puits: c'est le cas des puits n° 18 et 19, qui pourront apporter quelques 120 l/s à eux deux, soit 10.000 m³/j environ.

Nous avons d'autre part pu déterminer avec assez de précision les coefficients de transmissivité qui étaient assez mal connus, ainsi que le coefficient d'emmagasinement, soit $5 \cdot 10^4$, valeur voisine de celles trouvées ou adoptées dans les champs de captage les plus importants de la Mitidja.

La valeur de T tourne autour de $10 \cdot 10^3$ m²/s, comme on pourrait s'y attendre, les valeurs élevées de T se trouvant plus à l'Ouest, en bordure de l'Oued El-Harrach.

2.9 - CONCLUSION DU CHAPITRE II

Au chapitre précédent une esquisse géologique de la plaine de la Mitidja nous a permis de connaître avec suffisamment de détails, grâce aux multiples travaux effectués jusqu'en 1982, la structure lithologique de la plaine et de mettre en relief les principaux aquifères de cette plaine. Des coupes géologiques et des paramètres hydrodynamiques ont été fournis d'après les connaissances acquises jusqu'en 1972, date d'achèvement des études de GEONDRAULIQUE. Cette dernière avait permis de localiser les sites sur lesquels de nouveaux puits d'exploitation pouvaient être réalisés, afin d'augmenter la production des eaux destinées à l'approvisionnement en eau potable et pour l'industrie. Il n'était pas question alors d'exploiter davantage les nappes pour les besoins agricoles, si l'on prenait en considération le bilan hydraulique qui avait couronné ces études, et qui mettait en évidence les ressources limitées des réserves d'eau souterraine.

Le présent chapitre nous a permis de procéder à des études hydrodynamiques assez poussées des champs de captage à l'intérieur desquels ont été réalisés les nouveaux puits, destinés plus particulièrement à l'alimentation en eau de l'agglomération algéroise, de son extension à l'Est (zone de Bordj-El-Kiffan et Bab-Ezzouar) et des localités de la côte sahélienne Ouest.

C'est dans la région d'Oued El-Alleug, dans la partie Ouest de la plaine, dans la zone bordant l'Oued Mazafran et ses affluents, l'Oued Djer et l'Oued Chiffa, que le nombre de puits réalisés en champ de captage a été le plus élevé et a permis d'augmenter la production d'eau dans une proportion importante. Nous avons estimé la production totale possible à près de 4400 m³/h (soit 105.600 m³/j), compte tenu des courbes débit-rabattement, des perméabilités des sols et des rabattements induits, tous forages en exploitation, sans risques majeurs de désamorçage des pompes. Nous avons précisé l'allure des courbes d'isotransmissivité qui nous permettront de confirmer ou de corriger en partie les courbes connues précédemment, en vue du calage éventuel d'un modèle analogique ou mathématique. Les valeurs déterminées pour le coefficient de transmissivité

s'échelonnent entre 80.10³ m²/s au centre du champ et 5.10³ m²/s à sa périphérie.

Nous avons pu localiser les limites inférieure et supérieure de l'aquifère de la Mitidja capté par ces puits, ce qui nous permettra de tracer des cartes plus précises du fond des formations géologiques.

L'examen des courbes du rabattement en fonction du temps, en coordonnées bi-logarithmique nous a permis, en utilisant la méthode de Theis, de mettre en évidence le phénomène de drainance, plus particulièrement suivant un axe médian de direction SSW-NNE, ce qui laisserait supposer une alimentation de la formation de la Mitidja par celle, peu perméable, du Mazafran qui la surmonte, et par la formation de l'Astien à travers les marnes jaunes d'El-Harrach.

La mise en exploitation de ce champ ayant entraîné l'assèchement de certains puits agricoles voisins, l'Administration a été amenée à réaliser un certain nombre de puits complémentaires, dont les puits W7 et F1-bis ont fait l'objet d'une étude détaillée au paragraphe.3

L'occasion s'est ainsi présentée pour compléter l'étude précédente du champ de captage du Mazafran 2, et surtout d'évaluer le coefficient d'emmagasinement, insuffisamment déterminé auparavant et d'avoir une idée des caractéristiques hydrodynamiques des limons de la formation du MAZAFRAN.

Malheureusement les résultats ne furent guère convaincants, l'essai au niveau du forage des limons ayant échoué d'une part, et les résultats trouvés pour les coefficients d'emmagasinement et de transmissivité étant bien supérieurs à ceux estimés précédemment.

Ces considérations nous permettent d'affirmer qu'il existe une importante hétérogénéité des matériaux d'un endroit à l'autre, et que les coefficients hydrodynamiques varient sensiblement d'un point à un autre, aussi bien dans le sens horizontal que verticalement. Une détermination plus précise de ces paramètres exigerait une exécution impeccable des puits et de leur équipement, des essais plus soignés, d'une

durée plus longue et sans perturbation due à l'exploitation des puits voisins. De plus ces puits devraient avoir des profondeurs différentes, afin de mettre en évidence la différence entre coefficients à différentes profondeurs.

Dans la partie Est de la plaine, encore peu exploitée, l'Administration fut amenée à réaliser un nouveau champ de captage en rive droite de l'Oued HAMIZ, entre celui-ci et la ville de Rouiba.

Les coupes géologiques mettent en évidence le contact des deux formations aquifères principales, celle l'Astien (grès et sables jaunes) et celle de la Mitidja qui, comme mentionné au chapitre précédent se rencontrent dans la partie Est de la plaine.

Les huit puits réalisés permettent, à l'examen des courbes débit-rabatement, et comme souhaité initialement, d'espérer produire un débit évalué à 475 l/s (ou 1710 m³/h), soit plus de 40.000 m³/j, sans risque de rabattements excessifs. Les ouvrages furent réalisés correctement et donnèrent des résultats satisfaisants, mais aucun essai ne fut entrepris afin de déterminer le coefficient d'emmagasinement, qui reste une inconnue dans cette zone.

Les courbes de rabattement en fonction du temps, tracées selon la méthode de Theis semblent assez bien s'accorder, dans l'ensemble, avec les courbes-types, et révèlent le phénomène de drainance pour quelques puits (les n°2, 7 et 8), sans ^{doute} remontée des eaux de l'Astien inférieur à travers les argiles grises fossilifères du fond des puits.

Les coefficients de perméabilité ont été évalués à des valeurs de l'ordre de $10 \cdot 10^{-3}$ m²/s pour les puits n°1 et 2, de l'ordre de 30 à 40 $40 \cdot 10^{-3}$ m²/s pour les puits 3 à 6 et de $20 \cdot 10^{-3}$ m²/s pour les puits 7 et 8 au Nord du champ. Ces valeurs laissent penser à une meilleure homogénéité des caractéristiques hydrodynamiques des couches lithologiques que dans le cas précédent, celles-ci s'améliorant assez progressivement du Nord au Sud. Néanmoins des puits d'études complémentaires devront être exécutés à l'intérieur de ce champ, et des essais soignés devront être entrepris sans influence des puits en exploitation, afin de déterminer le coefficient d'emmagasinement, estimé à 5% dans cette région.

Au centre de la plaine, dans sa partie Nord, le champ de captage de Barali, exploité depuis le début du siècle, a vu sa production décliner progressivement au début des années 70, ce qui amena la Société de distribution des eaux à entreprendre l'extension du champ vers le Sud-Ouest, et à remplacer certains forages particulièrement vétustes et improductifs. Ce furent les puits de Ben Talha (groupe 7 de Barali) et ceux dénommés Schembri. Plus récemment, l'Administration réalisa d'autres puits de remplacement (1.4, 3.0 et 6.6 notamment), ce qui nous permet de disposer de données récentes et assez précises d'une zone de captage exploitée depuis fort longtemps, mais encore mal connue sur le plan hydrodynamique.

Les coupes géologiques nous permettent de préciser l'épaisseur de la formation de la Mitidja à cet endroit, et donc d'en tracer la carte du fond.

Les courbes débits-rabattements ont été dans l'ensemble correctement réussies et nous ont permis de préciser les débits d'exploitation, qui se sont révélés nettement plus élevés que ceux des anciens puits abandonnés, et surtout de bénéficier de puits beaucoup plus performants dans l'extension Sud-Ouest, près de Ben Talha.

Ainsi, le débit total extrait de cette nappe, qui était descendu à moins de 80.000 m³/j en 1976-1977, a pu remonter à plus de 110.000 m³/j vers les années 1978-1981. Cependant nous constatons, à l'examen des niveaux dynamiques que nous obtenons depuis l'année 1982, que la nappe est surexploitée, sans doute aussi en raison de la baisse de la pluviométrie des années 1982 à 1984. Le débit extrait de cette nappe s'est remis à décroître, certaines pompes se trouvent dénoyées, et un programme de remplacement de certains des forages les plus vétustes est envisagé.

Comme pour les autres champs captants, et plus particulièrement celui du HAMIZ, l'urgence de l'opération et le manque de moyens matériels et humains n'ont pas permis aux entreprises de réalisation de procéder à des essais de débit complets et suffisamment étalés dans le temps. Aussi n'avons-nous pu tracer des courbes correctes du

rabattement en fonction du temps que pour une partie des puits réalisés et non pas pour la totalité.

Certaines de ces courbes présentent pas mal d'irrégularité et d'imprécision, en raison notamment des perturbations induites par les puits voisins en exploitation. D'autre part aucune observation n'a pu être faite correctement dans des piézomètres à proximité des puits essayés, ce qui ne nous a guère permis d'évaluer correctement le coefficient d'emmagasinement dans cette zone.

Les valeurs déterminées pour le coefficient de transmissivité varient entre $1,5 \cdot 10^{-3}$ m²/s et $55 \cdot 10^{-3}$ m²/s, les meilleures valeurs correspondant à la zone d'extension de Ben Talha, comme il fallait s'y attendre.

Les valeurs trouvées pour les puits de l'ancien champ de captage varient considérablement, sans doute en raison des conditions perturbées qui ont accompagné les essais, mais aussi en raison d'une hétérogénéité manifeste des couches aquifères comme le montrent les coupes géologiques.

Là encore, et compte tenu de l'importance de ce champ, des puits d'études et des essais plus soignés sont nécessaires pour une connaissance plus précise des caractéristiques hydrodynamiques préalables à la mise au point d'un modèle analogique ou mathématique fiable.

Beaucoup plus au Sud, dans la région comprise entre Chebli et Sidi Koussa, l'Administration procéda dès 1981-1982 à la réalisation d'un nouveau champ de captage dans une zone qui était supposée relativement productive à la lumière des études antérieures. Ce furent les puits 1 à 6 de Chebli, auxquels furent ajoutés deux autres puits dans la région de Baba Ali, ces derniers ayant été initialement prévus pour d'autres usages.

Les essais de débit par peller nous ont permis de tracer d'excellentes courbes pour les puits de Chebli, révélant de très faibles pertes de charge turbulentes pour les débits escomptés, de l'ordre de 50 l/s pour chacun d'eux, ce qui laisse espérer une production de l'ordre de 26.000 m³/j, compensant le déficit du champ de Baraki de manière satisfaisante.

Les puits de Baba Ali quant à eux laissent espérer une production de l'ordre de 8.600 m³/j, avec des débits d'exploitation de même ordre de grandeur mais des pertes de charge turbulentes plus élevées.

Les courbes de rabattement en fonction du temps que nous avons tracées sont plus ou moins bonnes, et nous permettent d'évaluer les coefficients de transmissivité à des valeurs de l'ordre de $7 \cdot 10^{-3}$ m²/s pour Chebli, nettement plus faibles que celles de Baraki-Ben Talha, mais très élevée pour le puits n°2 Baba Ali, cas sans doute particulier, le puits étant situé dans une lentille de matériaux très perméables en bordure d'un Oued (nappe alluviale). Là encore aucun essai n'a pu être entrepris pour la détermination du coefficient d'emmagasinement, qui devra faire l'objet d'une étude complémentaire à envisager.

Le dernier champ de captage relativement important pour l'approvisionnement en eau d'Alger, qui a fait l'objet du présent chapitre est celui dénommé Maouch Félit, à environ 21m au Sud-Est de celui de Baraki, dans la région d'Oued Snar.

Il s'agit d'un champ exploité depuis le début des années 50, mais dont la production avait sensiblement baissé au début des années 70, par suite du vieillissement des puits les plus anciens. Certains puits ont été remplacés, deux autres (les n° 18 et 19) ont été ajoutés plus au Sud. Les coupes révèlent une importante proportion d'argiles qui annoncent la formation des marnes jaunes d'El-Marrach, et les couches perméables renferment elles-mêmes une importante proportion d'éléments fins.

Les courbes débit-rabattement que nous avons tracées révèlent d'importantes pertes de charge turbulentes et des débits d'exploitation relativement modestes, comparables à ceux de Chebli et du Nord de Baraki, et les coefficients de transmissivité évalués sont du même ordre de grandeur, sauf pour le puits n°18 relativement bien productif. Par chance, pour ce puits, l'observation d'un ancien puits abandonné ayant servi de piézomètre nous a permis d'évaluer le coefficient d'emmagasinement à une valeur, sans doute un peu faible, mais qui nous donne une certaine idée de ce paramètre.

La quantité d'eau extraite de ce champ a ainsi pu augmenter, passant de quelques 25.000-30.000 m³/j avant la mise en exploitation de ces nouveaux puits à plus de 40.000 m³/j, parfois 45.000 m³/j vers 1977-1980.

Il s'avère là encore que le champ est surexploité, car on remarque une nette baisse de la production actuelle (moins de 30.000m³/j) et des puits se trouvent souvent déçoyés de temps à autre. La nappe de ce champ a sensiblement baissé ces dernières années, en partie sans doute en raison du déficit de la pluviométrie constaté entre 1982 et 1985.

Il convient d'ajouter que d'autres champs de captage importants sont exploités depuis longtemps pour les usages agricoles, domestiques et industriels, citons à titre d'exemple les champs d'Oued Adda, Haouch Bel-Abbès et 3 Caves à l'Est et au Nord de celui de Haouch Férit, et réservées à l'A.E.P de l'agglomération d'EL-Marrach. Citons encore l'important champ de captage du Masafren 1 qui produit 70.000 m³/j environ pour l'agglomération d'Alger.

D'autres champs ont été récemment mis en exploitation dans la région Ouest de la Mitidja, au Sud du champ du Masafren 2, et dont les eaux sont destinées à l'approvisionnement de la région de Blida.

Nombreux sont les puits, plus ou moins importants, disséminés dans toute la plaine qui servent à l'irrigation ou à l'alimentation en eau de petites localités ou de villages.

L'étude détaillée de tous ces champs aurait pu enrichir et compléter le présent rapport, mais les difficultés qui se présentent, pour retrouver les documents originaux de chantier demanderaient un temps indéterminé, aussi nous contenterons-nous des données antérieures existantes, plus ou moins précises, plus ou moins complètes, en vue de l'étude du bilan.

CHAPITRE 3 - ETUDE HYDROCHIMIQUE

3.1. Introduction

Les eaux de la nappe de la Mitidja ont des compositions chimiques diverses, qui dépendent de leur origine, de leur temps de contact avec les terrains traversés, de leur mélange, etc. Certaines sont très peu minéralisées, d'autres le sont excessivement.

Cependant la grande majorité de ces eaux présente des caractéristiques chimiques qui les rendent sinon excellentes, du moins acceptables pour l'alimentation en eau domestique et l'irrigation.

Dans certaines poches particulières on rencontre des eaux thermales ou minérales, mais leur importance en quantité est négligeable, et ne présente de l'intérêt que pour les usages spéciaux du thermalisme et de l'approvisionnement en eau de table, dite minérale.

D'innombrables analyses chimiques ont été effectuées sur des échantillons prélevés dans les puits, les oueds, les réseaux de distribution, et nous donnerons, sous forme de tableaux, les résultats d'analyse de certains d'entre ces échantillons considérés comme suffisamment représentatifs.

Des études de synthèse ont été effectuées, à la demande de l'Institut National de la Recherche Hydraulique (I.N.R.H), par des bureaux d'étude spécialisés, tant pour les besoins de faisabilité des barrages que pour l'utilisation des eaux souterraines en vue de l'approvisionnement en eau des agglomérations.

Les études les plus importantes sont celles effectuées par le B.E GEOHYDRAULIQUE (en 1968 à 1971), complétées par celles de la D.E.M. R.H, et celles du B.E BINNIE-ATKINS (en 1981-1982) qui ont repris toutes les études antérieures en les complétant par les analyses chimiques effectuées entre 1971 et 1982.

D'autres analyses chimiques ont été effectuées depuis, notamment au niveau des nouveaux puits réalisés récemment, qui apportent quelques compléments d'information, cependant limités, étant donné l'étendue des études antérieures.

3.2. Teneur en sels dissous

Nous avons reporté sur la planche n° 3.1. le résultat de la synthèse effectuée par la D.E.M.R.H. en 1972 sur la base des études du B.E. GEOHYDRAULIQUE, concernant les eaux souterraines de la nappe de la Mitidja, de Reghaïa à Bourkika, ainsi qu'une partie de la plaine du Haut-Chelif (qui sort du cadre de notre étude).

Nous remarquons que la minéralisation, sur la majeure partie de la nappe n'est pas excessive, variant de 300 à 1000 mg/l, contrairement à la nappe du Bas-Chelif où des taux de minéralisation de 1000 à 2500 mg/l prédominent.

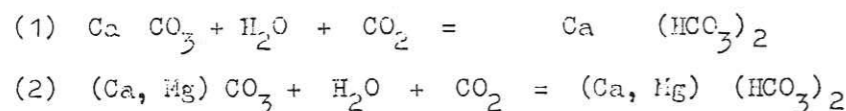
3.3.2. Classification des eaux par type

Nous repreneons, pour les besoins de la cause, la classification utilisée par ce bureau d'études et nous utilisons éventuellement les résultats d'analyses les plus récents, en annexe, pour compléter éventuellement cette classification.

Six grands types ont été identifiés, sur la base des proportions d'ions majeurs, comme indiqué sur le diagramme de DUROV à la fig.n°3.2.1.

3.3.2.1. Eaux de type I

Ce sont des eaux essentiellement bicarbonatées (HCO₃)⁻, Calcium et Magnésium forment le gros des cations. Elles présentent en général de faibles concentrations en sels dissous (résidu sec), de l'ordre de 600mg/l (ce qui est considéré comme excellent en Algérie). Ces sels sont dus essentiellement à la réaction classique entre l'eau de réalimentation non saturée et les matériaux calcitiques et dolomitiques. On rencontre ces matériaux dans les sédiments du crétacé et du jurassique de l'Atlas, ainsi que dans les roches détritiques altérées ou redéposées.



On rencontre des eaux bicarbonatées similaires dans d'autres régions de l'Atlas à proximité, au barrage du HAMIZ, par exemple, dans l'oued El-Harrach à Hammam-Melouane.

Le Bureau d'études divise ces eaux en eaux de type IA et IB, ces dernières correspondant aux eaux à teneur élevées en Magnésium

La figure 3.2.2. met en évidence cette différence, où sont comparés les rapports en concentration d'ions principaux.

Les rapports en concentrations d'anions (HCO₃/SO₄) sont du même ordre de grandeur pour les deux types, mais le type IB possède une gamme beaucoup plus limitée de rapports en concentrations de cations (Ca/Mg).

3.3.2.2. Eaux de type II

Les eaux de type II représentent un type indéterminé où ne prédomine aucun ion. Des six ions principaux, Sodium (Na⁺) et chlorures (Cl⁻) ne semblent toutefois être présents qu'en faibles concentrations.

.../...

TABLEAU 3.2.1/1

POINT D'EAU	NO (1)	Ca mg/l	Mg mg/l	Na mg/l	K mg/l	HCO ₃ mg/l	CO ₃ mg/l	SO ₄ mg/l	Cl mg/l	NO ₃ mg/l	SUR (2) mg/l	CE (3) mg/l	ISC (4)	ISD (5)
101	21	192	00	00	00	00	00	00	00	00	1104	1800	00	00
102	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	878	1000	00	00
103	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	1825	2200	00	00
104	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	1410	1800	00	00
105	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	980	1500	00	00
106	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	941	1500	00	00
107	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	350	500	00	00
108	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	496	800	00	00
109	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	505	800	00	00
110	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	470	800	00	00
111	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	640	1000	00	00
112	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	670	1000	00	00
113	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	775	1200	00	00
114	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	940	1400	00	00
115	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	775	1200	00	00
116	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	808	1200	00	00
117	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	775	1200	00	00
118	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	640	1000	00	00
119	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	401	600	00	00
120	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	688	1100	00	00
121	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	699	1100	00	00
122	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	855	1300	00	00
123	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	420	600	00	00
124	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
125	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
126	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
127	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
128	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
129	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
130	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
131	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
132	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
133	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
134	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
135	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
136	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
137	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
138	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
139	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
140	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
141	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
142	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
143	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
144	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
145	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
146	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
147	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
148	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
149	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00
150	21	148	00	00	00	00	00	00	00	00	444	600	00	00

D'après I.N.R.H et Binnie-Atkins, 1982

- 1. N° d'identification des analyses
- 2. SDF = Solides dissous totaux
- 3. CE = Conductivité électrique
- 4. ISC = Indices de saturation, caille
- 5. ISD = Indices de saturation, dolomite

Ces eaux s'ajoutent à celles des petits bassins versants de l'Atlas, le long de la bordure de l'aquifère, qui se caractérisent par une teneur appréciable en bicarbonates, et à celles provenant des précipitations.

Les eaux préservent leurs caractéristiques au cours de leur traversée de l'aquifère du Sud vers le Nord, bien qu'on note une certaine dissolution des bicarbonates. Elles ne se mélangent que de façon très limitée aux eaux des oueds et à celles effectuées par l'agriculture, en raison de la faible perméabilité verticale et de l'aspect horizontal de l'écoulement. Ces eaux s'écoulent en profondeur, et les pressions hydrostatiques relativement élevées permettent de maintenir des concentrations en gaz carbonique assez élevées. Au droit de certains forages parmi les plus profonds, on recueille des eaux carbonatées, par suite de l'abaissement brusque des pressions hydrostatiques lors du pompage.

Les différences constatées entre les eaux de type IA et IB ne correspondent pas nécessairement à une répartition géographique déterminée (cf. fig.3.2.2).

Elles seraient dues probablement au prélèvement des échantillons analysés, provenant de profondeurs différentes, l'aquifère étant verticalement hétérogène dans la partie occidentale de la plaine.

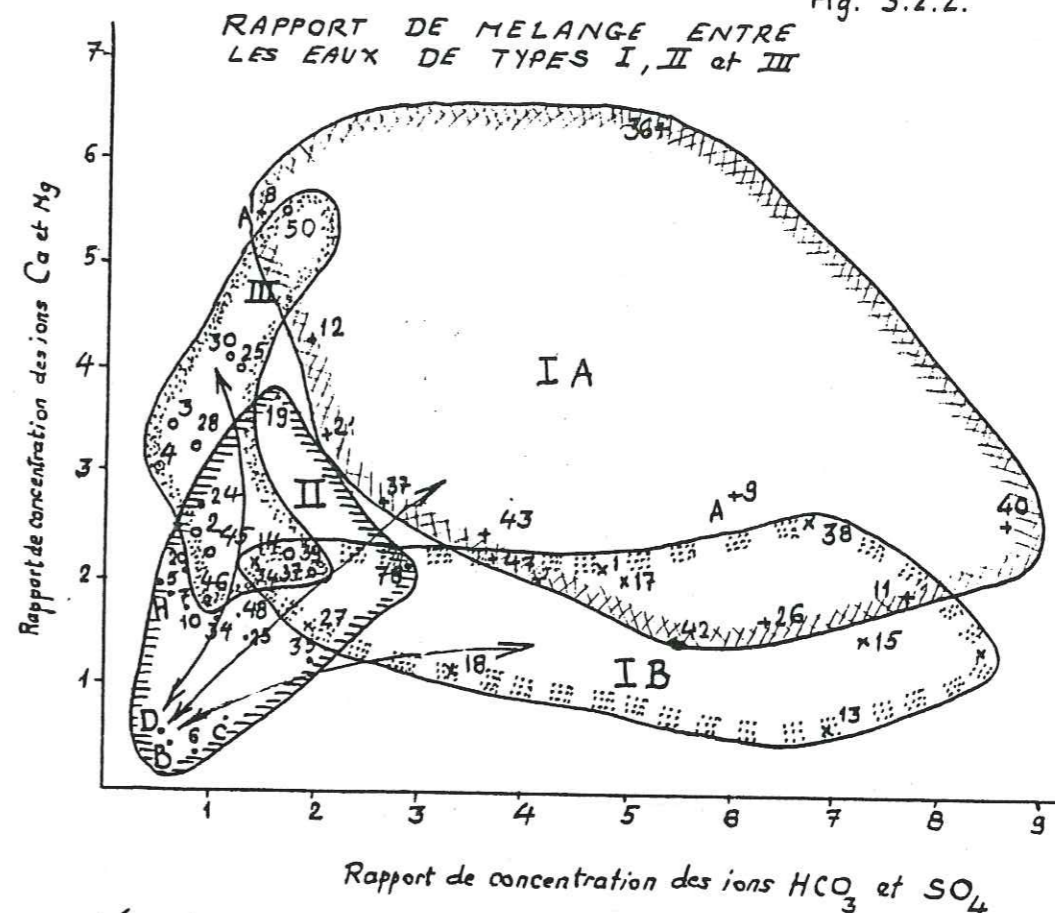
On rencontre ce type d'eaux entre Bougara et l'Arba, le long de la bordure Sud du centre de la plaine. Leur présence indique probablement des conditions captives locales similaires, bien que moins accusées, à celles rencontrées dans la zone de l'oued Chiffa (BINNIE-ATKINS, 1982).

On les retrouve également dans la région de Rouiba-Reghaïa et autour de Dar-El-Beida, à l'Est de la plaine. Dans cette zone, et comme il a été signalé précédemment, la nappe de l'Astien est en contact ou à proximité de l'aquifère de la Mitidja, et il a été constaté que ces eaux étaient des eaux de réalimentation provenant de cette formation de grès et de molasse, à caractère calcaire prononcé. Les deux eaux provenant de l'Astien représentées à la figure 3.2.2. diffèrent sensiblement par leur rapport en concentrations d'ions principaux, ce qui donne à penser que cette formation est stratifiée, les échantillons ayant été prélevés à différentes profondeurs.

On trouve également ce type d'eaux dans les nappes dunaires en bordure de mer, près de Bordj-El-Kiffan au Nord-Est et dans le petit Sahel à l'Ouest. Les caractéristiques chimiques de ces eaux ont été probablement acquises lors de la traversée des dunes calcaires par les eaux de précipitation, pour venir réalimenter la nappe.

.../...

Fig. 3.2.2.



Légende

Type d'eau	Echantillon individuel dans les zones de limite	Limite
IA	+	
IB	x	
II	•	
III	o	
Astien (Type I)	A	
Oued Djer	D	
Oued Bou Roumi	B	
Oued Chiffa	C	
Oued El Harrach	H	

Rapport général de mélange entre les eaux de réalimentation des oueds et les eaux de type I

(D'après BINNIE-ATKINS, 1982)

3.3.3.2. Eaux de type II, indéterminées

Les eaux du deuxième type de la classification du B.E BINNIE-ATKINS, de composition chimique indéterminée, où ne prédomine aucun ion, se rencontrent dans la partie de la plaine, à l'Ouest, traversée par les Oueds Djer et Bou-Roumi, ainsi qu'à l'Est de Chobli à Boudouanou. Les analyses d'eaux prélevées dans les oueds Djer, Bou Roumi, Chiffa à l'Ouest, El-Harrach au Centre, à leur entrée dans la plaine révèlent un caractère indéterminé similaire. La figure 3.2.2. montre que les points représentatifs des eaux des oueds sont étroitement groupés et que ces eaux présentent de faibles rapports de concentration en ions principaux. On peut donc conclure que les eaux souterraines de type II peuvent être décrites comme un mélange, à divers degrés des eaux des oueds et des eaux de type I.

La présence de ces eaux implique l'existence d'un aquifère essentiellement libre, avec continuité hydraulique entre les oueds et l'aquifère. Dans ces zones, des phénomènes extérieurs, tels que l'agriculture, influent sur les eaux souterraines et leur donnent un caractère chimique indéterminé (BINNIE-ATKINS, 1982).

On rencontre aussi ce type d'eaux çà et là le long de l'oued Chiffa au Sud-Ouest, dans une zone où les eaux de type I prédominent, ce qui permet de supposer l'existence de zones d'infiltration locales entre l'oued et l'aquifère.

3.3.3.3. Eaux de type III de mélange

On rencontre les eaux du troisième type de la classification du B.E BINNIE-ATKINS en bordure d'un grand nombre de zones, où les eaux de type I sont adjacentes à celles de type II. Il s'agit d'un mélange de ces deux types d'eaux, plus particulièrement près de Bouinan et entre Bougara et Dar-El-Beida. Près de Baraki, à proximité de l'Oued El-Harrach, la présence de ce type d'eaux donne à penser que les eaux souterraines remontent du fond de l'aquifère, ce qui s'accorde bien avec le drainage vers l'oued qui a pu être observé.

Les eaux mixtes de ce type sont également liées aux eaux de réalimentation de l'Astien près de Reghaïfa à l'Est, à son contact avec le sol et avec la nappe de la Mitidja.

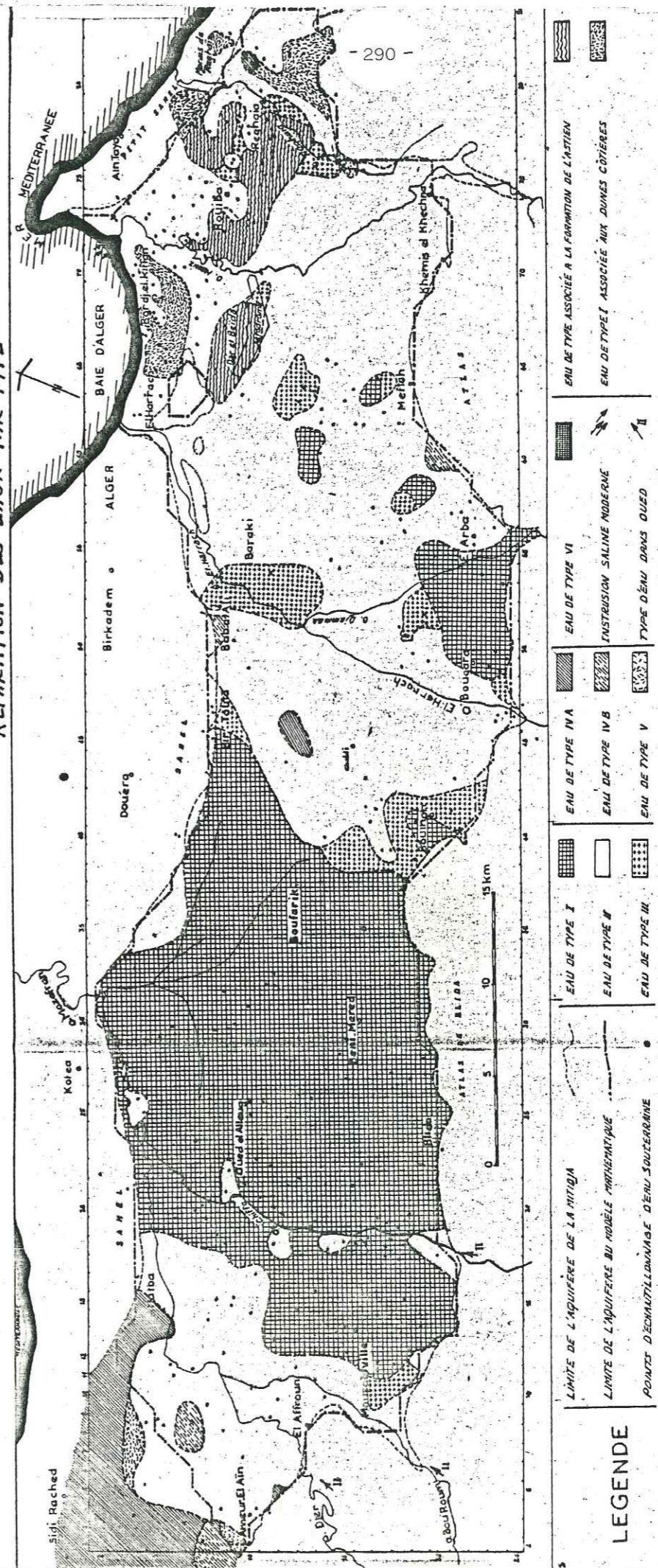
3.3.3.4. Eaux de type IV, chlorurées sodiques et calciques

On trouve ce type d'eaux, à teneur relativement élevée en chlorure de sodium, à l'extrémité Ouest de l'aquifère, à proximité de Sidi-Rached et dans de petites zones près de Chobli au Centre, à l'est de l'Oued Reghaïfa.

Cette teneur élevée en sels de sodium, alliée à une forte proportion d'iodures à Sidi-Rached (jusqu'à 230 mg/l) implique un long temps de séjour des eaux souterraines, s'écoulant à très faibles débits dans l'aquifère.

On rencontre en bordure des nappes d'eaux contenant du chlorure de sodium une modification de l'échange des ions, le calcium se substituant au sodium pour donner des chlorures de calcium, type IV.B de la classification de B-A.

REPARTITION DES EAUX PAR TYPE



D'après BINNIE - ATKINS, 1982
Planche 3.2.

3.3.3.5. Eaux de types V et VI

Le mélange des eaux de type IV avec celles du type II, là où ces deux types d'eaux sont en contact, donne les eaux de type V de la classification de BINNIE-ATKINS, à teneur relativement élevée en ions sodium. Dans ces zones on peut conclure à un écoulement très lent des eaux souterraines, les formations traversées étant très peu perméables, contenant une forte proportion d'argiles.

A l'entrée de l'Oued Hamiz dans la baie d'Alger et dans certaines zones de la côte Ouest, on note la présence d'une forte teneur en chlorures de sodium (jusqu'à 6000 mg/litre), due sans conteste à l'intrusion d'eaux de mer, constituant les eaux de type VI. Cette intrusion est cependant limitée et ne pose des problèmes que localement.

3.3.4. Caractéristiques chimiques des eaux alimentant le Grand-Alger

Les eaux qui alimentent présentement le Grand-Alger proviennent, rappelons-le, des nappes du bas Mazafraan en Mitidja Ouest, des nappes de Baraki, Chebli, Haouch Félicit et du Sud d'El-Harrach-Ville, en Mitidja Centre, et enfin de la nappe du HAMIZ en Mitidja Est.

Nous disposons d'une grande quantité d'analyses chimiques, de laquelle nous avons sélectionné un certain nombre, qui nous semblent représentatives, et surtout celles réalisées récemment sur les eaux prélevées dans les forages nouveaux ou relativement récents.

Sur le tableau n°3.2.1 figurent les résultats des analyses effectuées sur les échantillons prélevés dans les piézomètres n°1, 4, 5, 6, 9, 11 et le piézomètre extérieur n°11, lors de l'exécution des puits du champ de captage du Mazafraan 2, en 1975, puis celles des forages du HAMIZ réalisés en 1979-1980 et mis en exploitation en 1981-1982.

Le tableau n°3.2.2 représente les résultats d'analyses effectuées sur les eaux des nouveaux puits de remplacement de Baraki, en 1983 (puits exploités depuis 1984), ainsi que celles du nouveau champ de captage de Chebli, à 4-5km plus au Sud. Sur ce tableau figurent également les résultats d'analyse des eaux du puits n°22 d'EL-HARRACH, situé à proximité de l'agglomération du même nom et du puits Clairval, situé dans le faubourg Ouest d'Alger, au pieds du massif de Bouzaréah.

Le tableau n°3.2.3 représente les résultats d'analyse des eaux prélevées dans les réservoirs principaux qui alimentent la ville, eaux de mélange dont il est très difficile de définir avec exactitude le pourcentage de celles qui proviennent de tel ou tel champ de captage

3.3.4.1. - Eaux des nappes du MAZAFRAN

Dans le tableau n°3.2.0, nous avons noté trois résultats d'analyses effectuées sur des échantillons prélevés dans les forages du Mazafraan.1 (à quelques 8km au nord du champ de captage du Mazafraan2, donc à proximité de la cluse du Mazafraan), à une date antérieure à la mise en exploitation de ces derniers, soit vers 1967.

.../...

TABEAU N°3.2.0.

CARACTERISTIQUES CHIMIQUES DES EAUX DE DIVERSES NAPPES

N°	REGION	Teneur en sels dissous en mg/litre								PH	Aquifère Exploité
		Ca	Mg	K	Na	Cl	So4	Co3H	NO3		
MITIDJA											
1	Zeralda (côte W)	242	42	-	102	234	355	-	1582	-	Nappe Sahel
2	Sidi Fredj (" ")	258	29	2	82	206	355	226	1447	8,0	Nappe Sahel
16	Rouiba (Est)	90	19	-	42	45	121	244	561	8,0	Mitidja et Estien
38	Mazafraan 1	58	17	-	28	25	38	220	316	7,76	Alluvions de la Mitidja
40	Mazafraan 1	62	13	-	31	32	37,5	256	316	7,52	
42	Mazafraan 1	108	31	-	74	135	150	311	607	7,48	
62	Sidi Moussa (Centre)	100	17	-	55	53	140	275	616	7,2	Alluvions O. Hachem de l'O. Nador
27	Oued Hachem	110	64	-	76	135	230	-	850	7,8	
32	Oued Nador	184	47	-	184	312	175	445	1199	7,68	Alluvions Grossiers de l'O. Cheliff
85	Plaine du Cheliff	104	53	5	102	206	250	-	943	7,98	Calcaire du Zaccar
88		120	57	5	154	320	206	-	1111	7,8	
89	Zaccar	50	32	4	8	20	12	273	407	7,2	Nappe des Grès de Medea
95	Medea	114	14	-	6	64	25	250	487	7,56	

TABLEAU N° 3.2.2

Nappe De La Mitidja Centre

N°	teneur en sels dissous en mg/litre								pH	Résidu Sec RS	Observation
	Ca	Mg	K	Na	Cl	SO ₄	HCO ₃	NO ₃			
<u>Caractéristiques chimiques des eaux de la nappe de Baraki</u>											
F_17	65	50	3	53	75	188	171	27	76	620	Février 1983
30_ex22	65	39	3	50	90	158	140	13	78	597	Février 1983
31_ex 23	48	38	2	53	70	215	92	0	79	516	Février 1983
32_ex 24	80	48	3	50	70	208	201	15	77	658	Février 1983
33_ex 21	80	54	2	53	103	200	177	18	77	761	Février 1983
<u>Caractéristiques chimiques des eaux de la nappe de Chebli</u>											
CH_1	75	62	3	53	105	185	214	13	75	740	Février 1983
CH_2	70	46	3	70	85	205	214	5	77	649	Février 1983
CH_3	75	52	3	105	185	353	0	1	40	742	Février 1983
CH_4	65	38	3	85	80	190	232	0	77	670	Février 1983
CH_5	70	41	3	58	73	178	214	2	76	668	Février 1983
CH_6	75	51	2	50	95	185	214	2	78	619	Février 1983
<u>Caractéristiques chimiques des eaux de nappes locales près d'Alger</u>											
El.Harrach Forage22	148	36	4	70	135	145	366	42	74	946	20/02/1979
Clairval	186	95	7	113	230	245	329	79	70	1240	28/02/1981

-294-

TABLEAU N° 3.2.1

Caractéristiques chimiques des eaux de la nappe du MAZAFRAN 2

Mitidja = Ouest

N°	Teneur en sels dissous en mg/litre								pH	Résidu Sec RS	Observation
	Ca	Mg	K	Na	Cl	SO ₄	HCO ₃	NO ₃			
P_1	88	29	1	20	32	130	245	11	7,7	512	5/06/1975
P_4	90	28	1	20	32	115	293	15	7,7	490	5/06/1975
P_5	60	17	1	23	28	48	229	2	7,9	340	5/06/1975
P_6	95	32	1	23	32	145	292	9	7,7	552	5/06/1975
P_9	90	26	1	20	34	100	295	22	7,7	522	5/06/1975
P_11	85	26	0	20	32	70	292	35	7,8	500	4/04/1975
PE_11	65	31	2	45	52	53	325	8	7,5	480	10/06/1975
<u>Caractéristiques chimiques des eaux de la nappe du HAMIZ</u>											
<u>Mitidja = Est</u>											
HZ_1	46	41	3	33	15	118	246	9	8,2	496	en 1979
HZ_2	68	44	3	30	60	118	207	13	8,2	496	19/10/1975
HZ_4	38	31	3	65	100	48	183	6	8,3	434	en Déc-1979
HZ_5	74	44	2	28	50	145	262	29	7,0	558	en Fév-1980
HZ_6	46	41	3	33	25	110	230	11	8,0	496	en Fév-1980
HZ_7	54	37	3	30	20	125	249	9	8,3	496	en Fév-1980
HZ_8	88	28	5	30	75	108	256	10	7,8	600	

-293-

Il s'agit des forages n°38,40 et 42 de la carte hydrogéologique de la D.E.M.R.I. Le n° 38 se trouve au centre de ce champ de captage, les deux autres, voisins l'un de l'autre, se trouvent en bordure Nord de ce champ. Paradoxalement, la teneur en résidus secs est identique pour les forages n° 38 et 40, et presque le double au forage n° 42, qui est plutôt très proche du n° 40.

Il s'agit de vérifier si cette différence paradoxale serait due à une erreur de mesure ou à une différence de composition chimique d'eaux d'aquifères différents

Nous donnerons en annexe les résultats d'analyse chimique des eaux de forages voisins de la même nappe, afin d'examiner de plus près cette différence.

Le diagramme de Piper (fig.3.3.5) nous permet de conclure que les eaux des puits 38 et 40 sont bicarbonatées calciques et elles appartiennent au type I de la classification de BINNIE-ATKINS, plus précisément: de type IA (voir figure n° 3.2.1), la teneur relativement élevée en bicarbonates et en calcium étant due à la dissolution des sels des matériaux calcitiques et dolomitiques de l'Atlas.

Les eaux du puits n° 42 sont mixtes, la teneur en sulfates et en magnésium étant bien plus élevée, sans doute en raison de l'intrusion d'une eau souterraine ayant traversé des sédiments à caractère dolomitique plus prononcé.

En ce qui concerne les eaux de la nappe du Mazafran 2, nous donnons les résultats d'analyse d'échantillons prélevés dans les piézomètres exécutés en 1975, à proximité des forages (seul le piézomètre extérieur n°11 ou pE.11 se trouve un peu éloigné de ces puits).

La composition chimique de toutes ces eaux est voisine de celle des puits n° 38 et 40 du Mazafran 1, à caractère bicarbonaté calcique plus ou moins prononcé, mais plus sulfatée en général et à teneur en sels dissous voisine de 500 mg/l, donc légèrement plus élevée que celle du Mazafran 1. Pour les eaux des piézomètres n° p-1 et p-6, la teneur en sels est un peu plus élevée que celle des autres, ainsi que le pourcentage en calcium et Magnésium (voir fig. 3.3.5).

En calculant la moyenne de la teneur en ions des eaux des 7 piézomètres du champ de captage du Mazafran 2, puis celle des 3 puits du Mazafran 1, nous pouvons tracer les courbes du diagramme logarithmique de SCHOELLER-BERKALOFF (voir fig 3.3.1).

Sur ce diagramme nous avons reporté également la courbe relative aux résultats d'une analyse effectuée sur un échantillon d'eau prélevée en 1981 au niveau de la station de pompage dite PS.1, où sont mélangées les eaux provenant de ces 2 champs de captage.

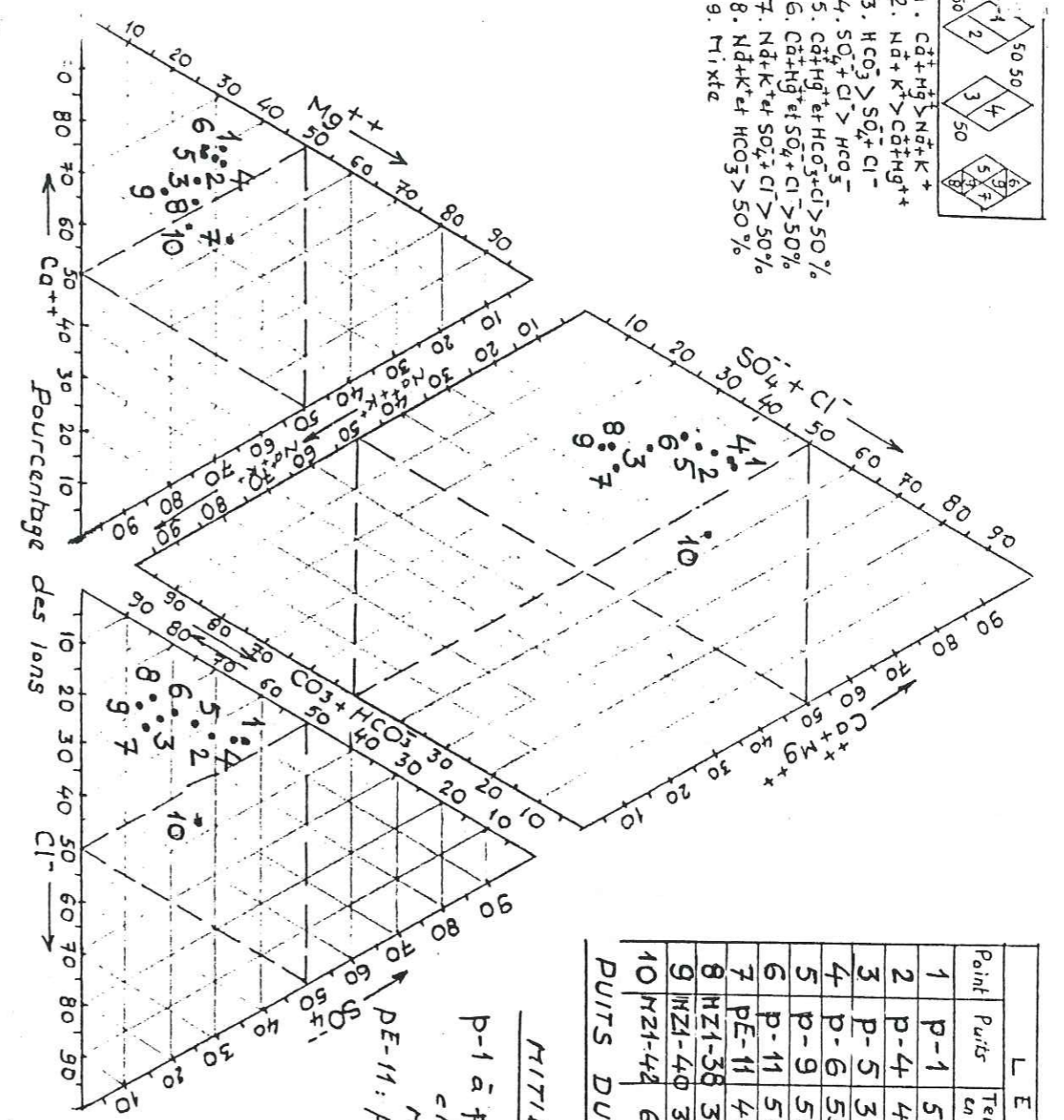
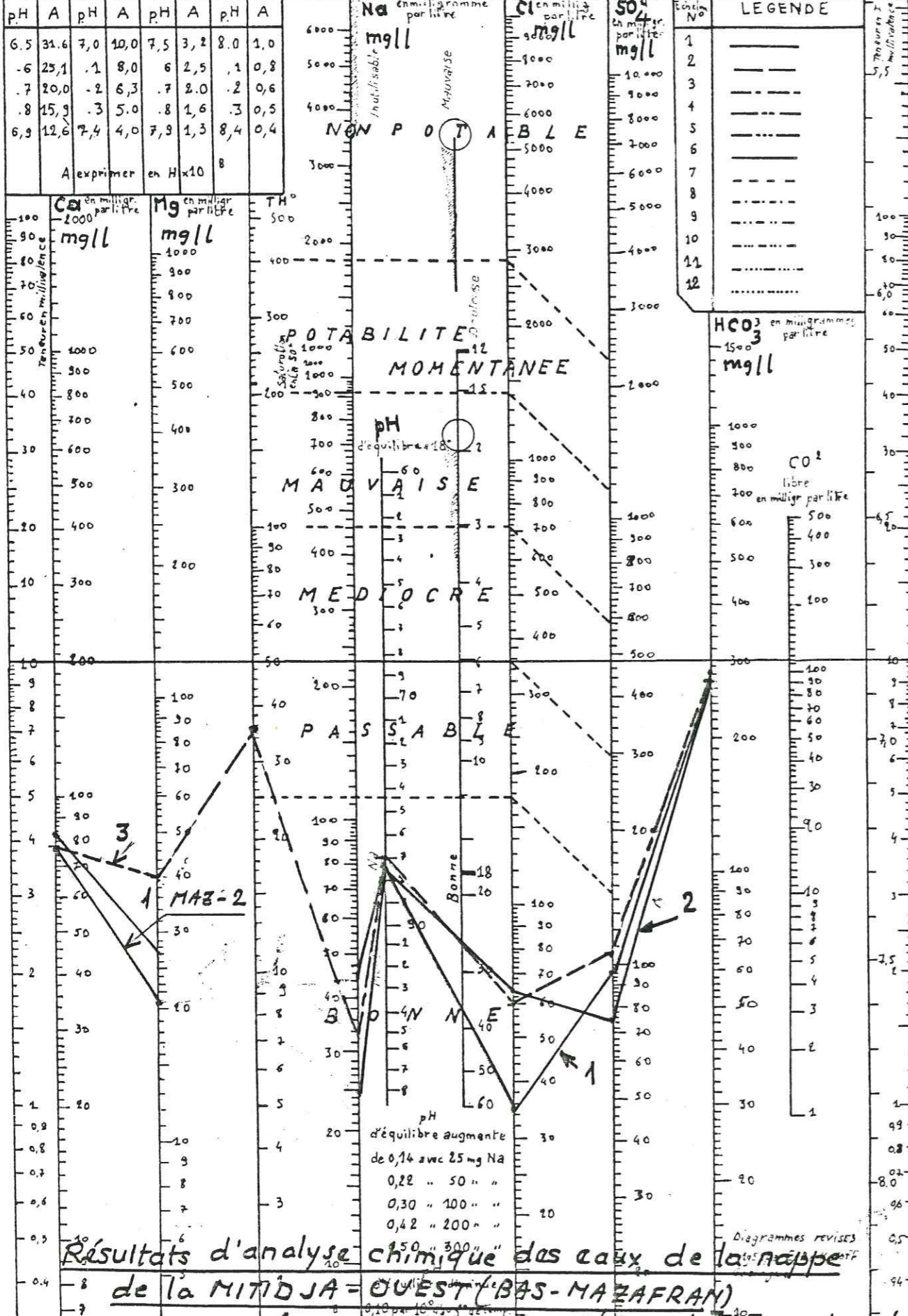
Les trois courbes ont la même allure mais ne coïncident pas tout à fait, sauf pour la teneur en calcium et en bicarbonates, ainsi que pour le pH. La teneur en ions de la 3ème est plus élevée que les deux premières en Magnésium et en sulfates, intermédiaire pour le Sodium et le chlore.

TABLEAU
N° 3.2.3

Caractéristiques chimiques des eaux du réseau de distribution d'Alger

Localisation	Teneur en sels dissous en mg/litre											pH	Résidu sec R5mg/l	Observation	
	Ca	Mg	Na	K	Cl	SO ₄	HCO ₃	NO ₃	TA	SAF	IS				
El.Harrach	110	35	64	4	113	150	298	18	7,7						Moyenne année 1979
Usine des eaux		TH=43	TAC=23		SAF=37	IS=29									
Usine du TELEMLY	106	33	53	4	95	140	281	17	7,6						682 19/02/1979
		TH=40	TAC=23		TA=0	SAF=43	IS=25								
Usine du TELEMLY	88	54	58	1	148	133	268	18	7,4						689 27/02/1983
		TH=45	TAC=22		TA=0	SAF=37	IS=35								
Tagarins hauteur du Centre d'Alger	65	54	213	6	280	185	323	33	7,4						1093 27/02/1983
		TH=39	TAC=27		TA=0	SAF=61	IS=42								
Réservoir de Belfort	120	40	85	4	145	180	305	20	7,9						806 19/02/1979
		TH=47	TAC=25		TA=0	SAF=41	IS=36								
Réseau Rostomid	74	40	33	4	60	105	275	14	7,0						620 28/02/1981
		TH=35	TAC=23		TA=0	SAF=21	IS=23								

nom MITIDJA - OUEST DIAGRAMMES LOGARITHMIQUES Fig. 3.3.1. x°



LEGENDE					
Point	Puits	Teneur en mg/l	Aquifère	Profond. en m.	Date
1	P-1	512	MITIDJA	92	06/75
2	P-4	490	et	130	06/75
3	P-5	340	Mazafran	138	06/75
4	P-6	552	"	84	06/75
5	P-9	522	"	95	"
6	P-11	500	"	112	04/75
7	PE-11	480	"	120	06/75
8	HZ1-38	316	Mazafran		
9	HZ1-40	316	et		
10	HZ1-42	607	Mitidja		

PUITS DU MAZAFRAN 1 ET 2

Comme le régime de pompage des différents puits exploités peut varier plus ou moins au cours du temps, il est naturel que la composition chimique des eaux de mélange puisse varier au cours du temps.

Nous constatons, au vu de ce diagramme, que la teneur en bicarbonates et en calcium, en chlore et en sodium est restée relativement stable au cours du temps, le pH reste fixe et égal à 7 (eau parfaitement neutre), mais la teneur en sulfates et en magnésium a subi des fluctuations assez importantes, en raison sans doute de l'apport d'eaux ayant traversé des sédiments dolomitiques dans l'Atlas.

Toutes ces eaux se placent chimiquement dans la zone des eaux de bonne qualité, sauf pour ce qui concerne les bicarbonates. Elles on sont assez chargées, le TH (seul le TH de la courbe n°3 a été reporté sur le diagramme de la fig.3.3.1) est relativement élevé: Ces eaux sont un peu dures.

3.3.4.2. - Eaux des nappes de la Mitidja Centre

La teneur en résidu sec est de l'ordre de 600 à 700 mg/l.

Nous avons reporté sur le diagramme triangulaire de Piper les résultats d'analyses effectuées sur des échantillons prélevés dans les puits récemment réalisés à Baraki (fig.3.3.6) et à Chebli (fig.3.3.7).

Les eaux de la nappe de Baraki sont mixtes, sulfatées et chlorurées calciques, plutôt que bicarbonatées.

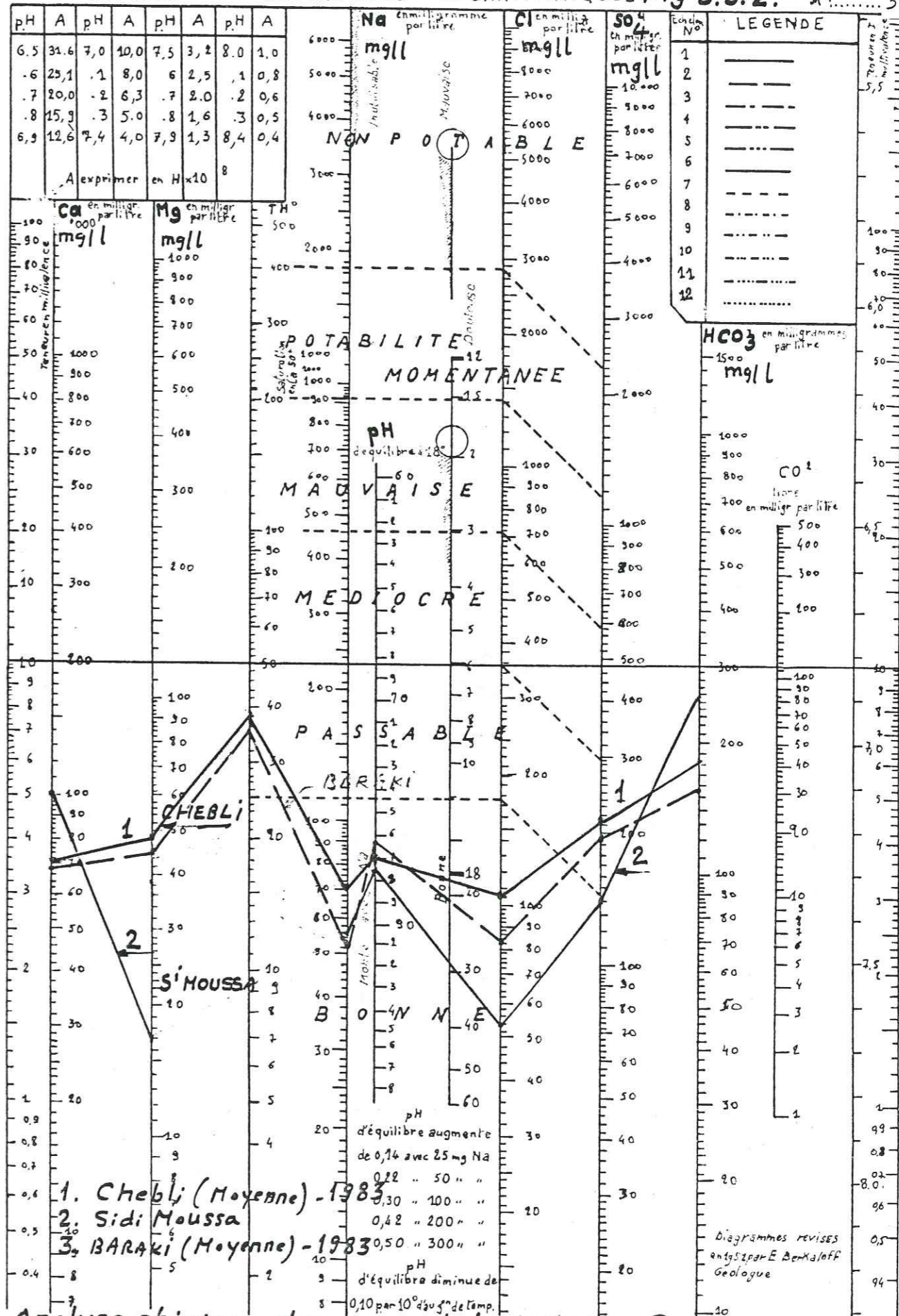
Ces eaux font partie du groupe II de la classification de BINNIE-ATKINS, eaux dans lesquelles ne prédomine aucun ion, mais en fait, autour des rives de l'Oued EL-Harrach, un peu plus à l'Ouest, les eaux seraient du type III, mélange d'eaux de type I et d'eaux de type II. Dans notre cas, la plupart des eaux analysées peuvent être classées dans cette famille.

Dans ce même diagramme figurent les résultats d'analyses relatives aux eaux prélevées dans le réservoir de Belfort, où se mélangent les eaux provenant des petits champs de captage de la région Sud de l'Agglomération d'El-Harrach (champs d'Oued Adda, Haouch Bel-Abbès et 3 caves), de composition chimique analogue. Le point 6 correspond aux eaux du forage n°22 d'El-Harrach, appartenant à la famille des eaux du groupe III de mélange, mais nettement plus chargés en sels.

Les eaux de la nappe de Chebli, comme nous le montre le diagramme de la fig.3.3.7 appartiennent au groupe II, mais le puits n°3 de ce champ donne une eau à teneur nulle en bicarbonates: cela ne pourrait provenir que d'une erreur d'analyse, car il est impensable qu'à l'intérieur de la même nappe, alimentant des puits de profondeur identique et peu éloignés les uns des autres, l'on passe d'une teneur nulle en bicarbonates à une teneur de l'ordre de 200 mg/l.

Le puits de Sidi-Moussa, représenté par le point n°7, donne une eau de composition très voisine, quoique légèrement plus bicarbonatée et bien plus calcique que celle de Chebli. Ce puits est situé plus à l'Est et au Sud que ceux de Chebli, en bordure de l'Oued Djema, lequel traverse une zone d'eaux de type I calcique.

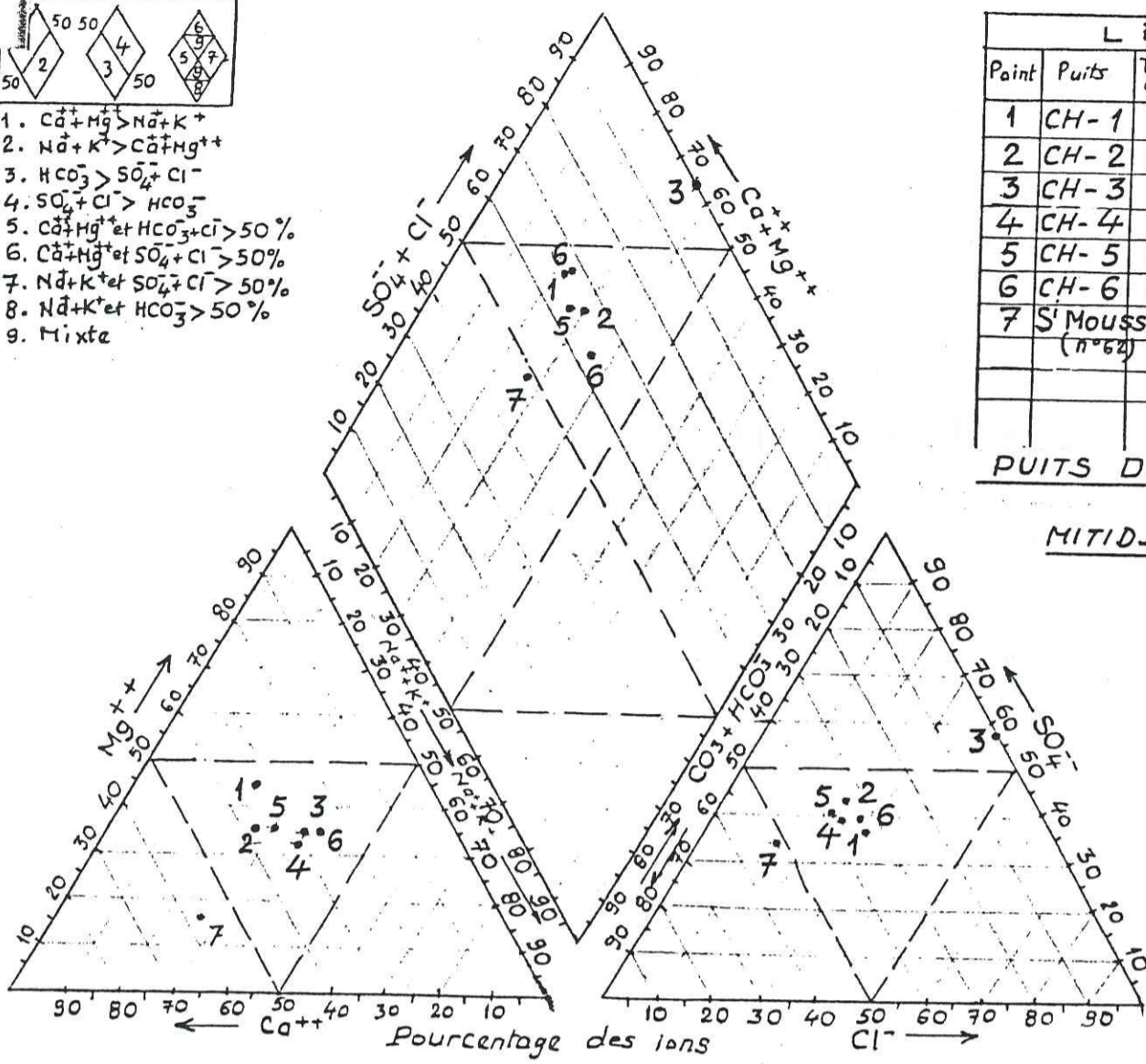
MITIDJA - CENTRE DIAGRAMMES LOGARITHMIQUES Fig 3.3.2. n°..... 315



Analyse chimique des eaux de la Mitidja Centre

Diagrammes revisés
par E. Benkhaloff
Géologue

-
1. $Ca^{++} + Mg^{++} > Na^{+} + K^{+}$
 2. $Na^{+} + K^{+} > Ca^{++} + Mg^{++}$
 3. $HCO_3^{-} > SO_4^{--} + Cl^{-}$
 4. $SO_4^{--} + Cl^{-} > HCO_3^{-}$
 5. $Ca^{++} + Mg^{++} + HCO_3^{-} + Cl^{-} > 50\%$
 6. $Ca^{++} + Mg^{++} + SO_4^{--} + Cl^{-} > 50\%$
 7. $Na^{+} + K^{+} + SO_4^{--} + Cl^{-} > 50\%$
 8. $Na^{+} + K^{+} + HCO_3^{-} > 50\%$
 9. Mixte



L E G E N D E					
Point	Puits	Teneur en mg/l	Aquifère	Profond. en m.	Date
1	CH-1	740	Mitidja		02/83
2	CH-2	649	"		"
3	CH-3	742	"		"
4	CH-4	670	"		"
5	CH-5	668	"		"
6	CH-6	619	"		"
7	S'Moussa (n°62)		"		"

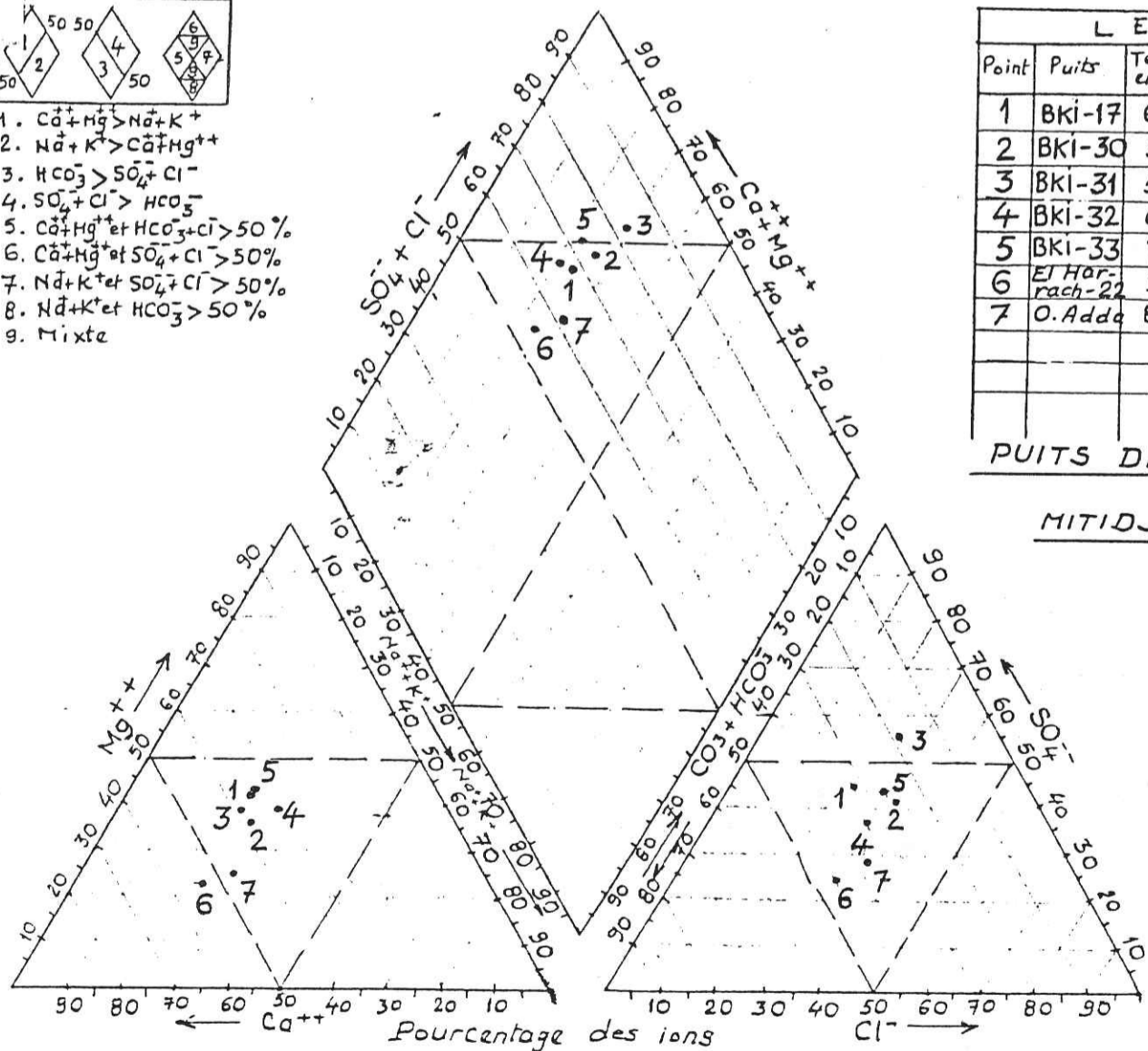
PUITS DE CHEBLI-SIDI MOUSSA

MITIDJA - CENTRE SUD

Fig. 3.3.7
Diagramme triangulaire de Piper

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail: ptalour@ujf-grenoble.fr

-
1. $Ca^{++} + Mg^{++} > Na^{+} + K^{+}$
 2. $Na^{+} + K^{+} > Ca^{++} + Mg^{++}$
 3. $HCO_3^{-} > SO_4^{--} + Cl^{-}$
 4. $SO_4^{--} + Cl^{-} > HCO_3^{-}$
 5. $Ca^{++} + Mg^{++} + HCO_3^{-} + Cl^{-} > 50\%$
 6. $Ca^{++} + Mg^{++} + SO_4^{--} + Cl^{-} > 50\%$
 7. $Na^{+} + K^{+} + SO_4^{--} + Cl^{-} > 50\%$
 8. $Na^{+} + K^{+} + HCO_3^{-} > 50\%$
 9. Mixte



L E G E N D E					
Point	Puits	Teneur en mg/l	Aquifère	Profond. en m.	Date
1	BKI-17	620	Mitidja		02/83
2	BKI-30	597	"		02/83
3	BKI-31	516	"		02/83
4	BKI-32	658	"		02/83
5	BKI-33	761	"		02/83
6	El Harouch-22	946	"		02/79
7	O. Adda	806	"		02/79

PUITS DE BARAKI-EL HARRACH

MITIDJA - CENTRE

Fig. 3.3.6
Diagramme triangulaire de Piper

Nous avons reporté en fig.3.3.2, sur le diagramme logarithmique la courbe représentative de la composition chimique moyenne des eaux analysées à partir des puits de Chebli (1), de ceux de Baraki (3) et de celui de Sidi-Moussa (2).

Les trois courbes présentent la même allure, mais les écarts de teneur en certains ions sont mis en évidence, notamment pour le Magnésium et le chlore, les eaux du puits de Sidi-Moussa étant nettement moins magnésiennes que celles des autres et un peu moins chargées en chlorures. Elles sont par contre un peu plus bicarbonatées-calciques.

Toutes ces eaux ont un pH très voisin de 7, celles de Baraki étant cependant légèrement acides (moyenne: 6,3 environ). Il convient de signaler que sur ce diagramme on n'a pas tenu compte du TH pour le puits de Sidi-Moussa

Pour les puits de Chebli et Baraki, ce TH a été déterminé à:

Puits	CH-1	CH-2	CH-3	CH-4	CH-5	CH-6	CH-7
TH°	45°	41°	33°	37°	35°	41°	37°
Puits	Baraki 17	Baraki 30	Baraki 31	Baraki 32	Baraki 33		
TH°	37°	33°	28°	40°	48°		

La moyenne étant de 38,5° pour les 7 puits de Chebli et 37,2° pour les 5 puits de Baraki analysés. Pour le puits n°22 d'El-Harrach, ce TH a été déterminé à 52°.

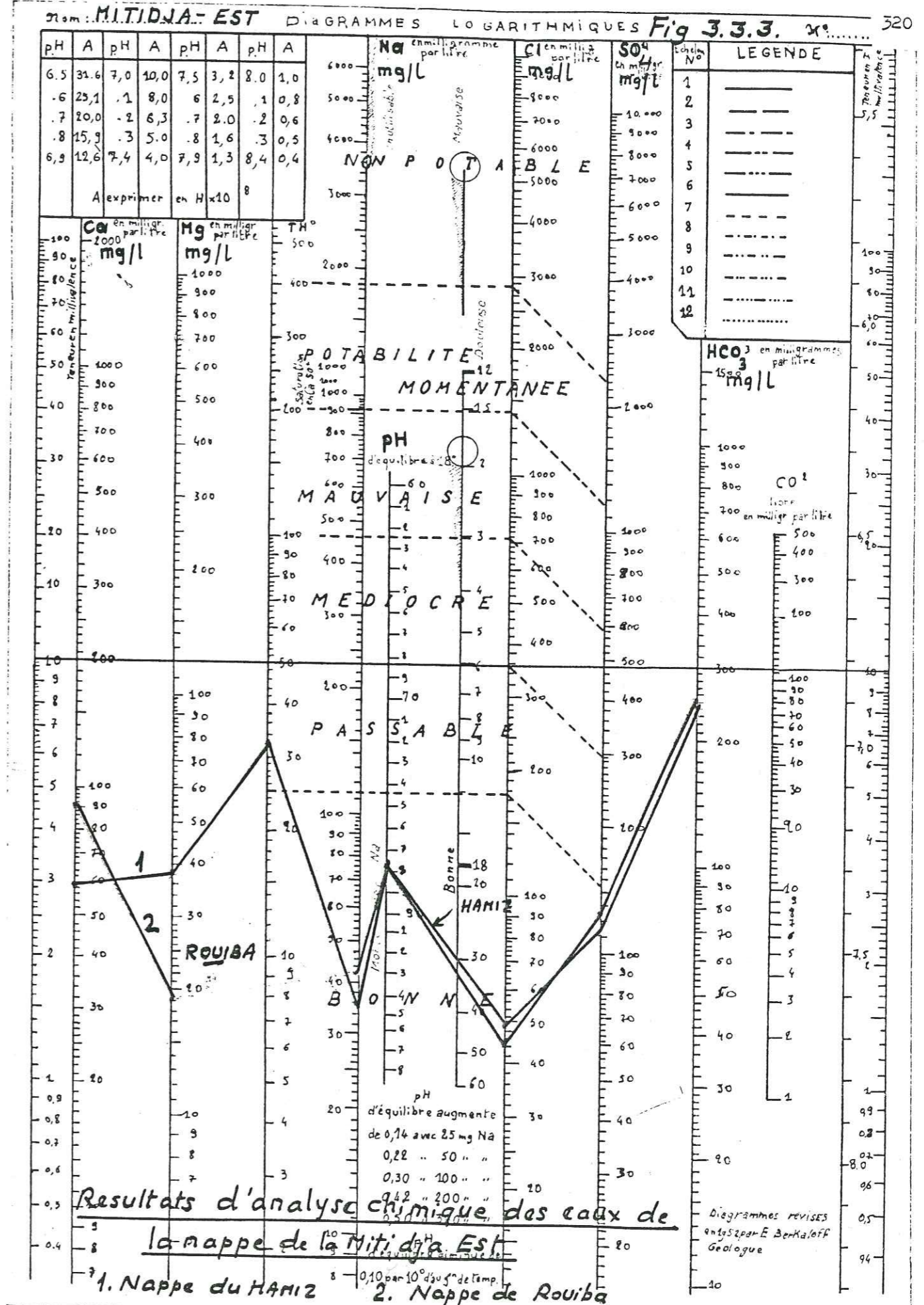
Ces eaux sont donc de qualité chimique bonne pour ce qui est de la teneur en Sodium et en chlorure, passable en ce qui concerne la dureté et la teneur en sulfates.

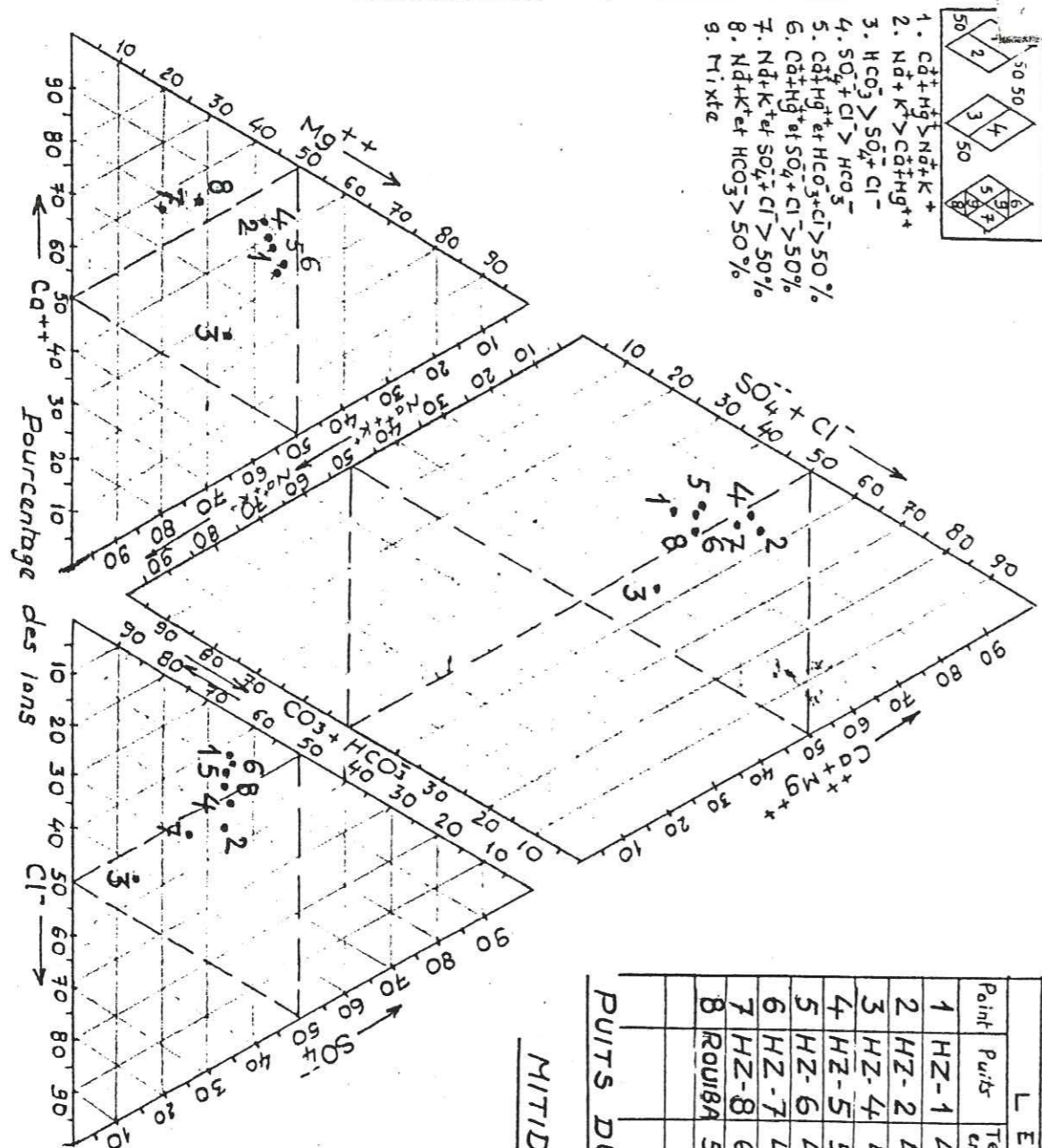
3.3.4.3. - Eaux de la nappe du HAMIZ (Mitidja EST)

A environ 8km à l'Est des faubourgs d'El-Harrach, le champ de captage du HAMIZ, situé en rive droite de l'Oued du même nom, a été réalisé pour l'approvisionnement en eau des localités de la région Bab-Ezzouar, Bordj El Kiffan (extension Est de l'agglomération Algéroise), et aussi pour secourir l'agglomération d'El-Harrach en cas de besoin. Ce champ comprend 8 puits d'exploitation, mais nous disposons des résultats d'analyse chimique de 7 d'entre eux, ainsi que de celle d'un puits de Rouiba à 3km environ plus à l'Est.

Comme pour les eaux des nappes de la Mitidja occidentale, la teneur en sels avoisine les 500 mg/l, atteignant 600 mg/l pour l'un de ces puits (le n°8). Nous avons représenté en fig.3.3.8 les pourcentages en ions (diagramme triangulaire de Piper).

.../...





1. $Ca^{++} + Mg^{++} > Na^{+} + K^{+}$
2. $Na^{+} + K^{+} > Ca^{++} + Mg^{++}$
3. $HCO_3 > SO_4 + Cl^{-}$
4. $SO_4 + Cl^{-} > HCO_3$
5. $Ca^{++} + Mg^{++} + HCO_3 + Cl^{-} > 50\%$
6. $Ca^{++} + Mg^{++} + SO_4 + Cl^{-} > 50\%$
7. $Na^{+} + K^{+} + SO_4 + Cl^{-} > 50\%$
8. $Na^{+} + K^{+} + HCO_3 > 50\%$
9. Mixte

L E G E N D E				
Point	Puits	Teneur en mg/l	Aquifère	Profond. en m.
1	HZ-1	496	Mitidja	110
2	HZ-2	496	af	160
3	HZ-4	434	Astien	135
4	HZ-5	558	"	160
5	HZ-6	496	"	160
6	HZ-7	496	"	108
7	HZ-8	600	"	110
8	Rouiba	561	"	02/80

PUITS DU HAMIZ ET ROUBA

MITIDJA - EST

Fig. 3.3.8. Diagramme triangulaire de Piper

Ces eaux sont d'une composition chimique indéterminée, avec une légère prédominance de bicarbonates et de calcium, (type II de la classification de BINNIE-ATKINS) mais associées à la formation de l'Astien, laquelle remonte jusqu'en surface dans cette région.

Seul le point n°3 représentatif du puits n°4 semble se détacher du nuage de points représentatifs des autres puits. Les eaux de ce puits ont une composition chimique équilibrée mais nettement plus chlorurée sodique que les autres: elles appartiendraient au groupe IV.A de la classification de BINNIE-ATKINS.

Sur le diagramme logarithmique de la fig.3.3.3, nous avons tracé la courbe représentative de la teneur moyenne en ions des 7 puits du HAMIZ et de celle de Rouiba. Ces courbes coïncident parfaitement, sauf pour le calcium et le magnésium pour lesquels il y a inversion des teneurs entre le groupe du HAMIZ et le puits de Rouiba.

Seuls les TH de 4 puits du HAMIZ ont été déterminés. Ils se présentent comme suit:

PUITS	HAMIZ 3	HAMIZ 4	HAMIZ 5	HAMIZ 8	MOYENNE
TH	36°	23°	37°	34°	7,5°

La qualité chimique de ces eaux est bonne pour ce qui concerne les chlorures, le sodium, les sulfates et le pH (7,5 de moyenne), mais passable pour ce qui est de la teneur en bicarbonates et de la dureté.

3.3.4.4. Eaux du réseau

Nous disposons de nombreux résultats d'analyses chimiques des eaux du réseau provenant de ces divers champs de captage.

Nous avons reporté sur les diagrammes des figures 3.3.4 et 3.3.9 les points et courbes représentatifs des eaux provenant de l'usine principale d'El-Harrach (moyenne d'analyses effectuées en 1979) de celle du Télémy (le 19/02/1979 et le 27/02/1983) et de l'usine de Rostomia (le 28/02/1981).

Le régime de pompage au niveau des puits d'exploitation est variable au cours du temps, mais la proportion des eaux provenant des divers champs s'établit "grosso modo" comme suit:

avant 1980 : 40% proviennent du champ de MAZAFRAN 1
60% " " " de BARAKI

après 1980 : 30% proviennent du champ de MAZAFRAN 1
30% " " " de MAZAFRAN 2
40% " " " de BARAKI

Les autres champs (HAMIZ, CHEBLI, etc) n'intéressent pas ces analyses, soit qu'ils aient été mis en exploitation tout récemment (Chebli en 1984), soit qu'ils n'alimentent que des localités situées loin de ces usines (cas du HAMIZ).

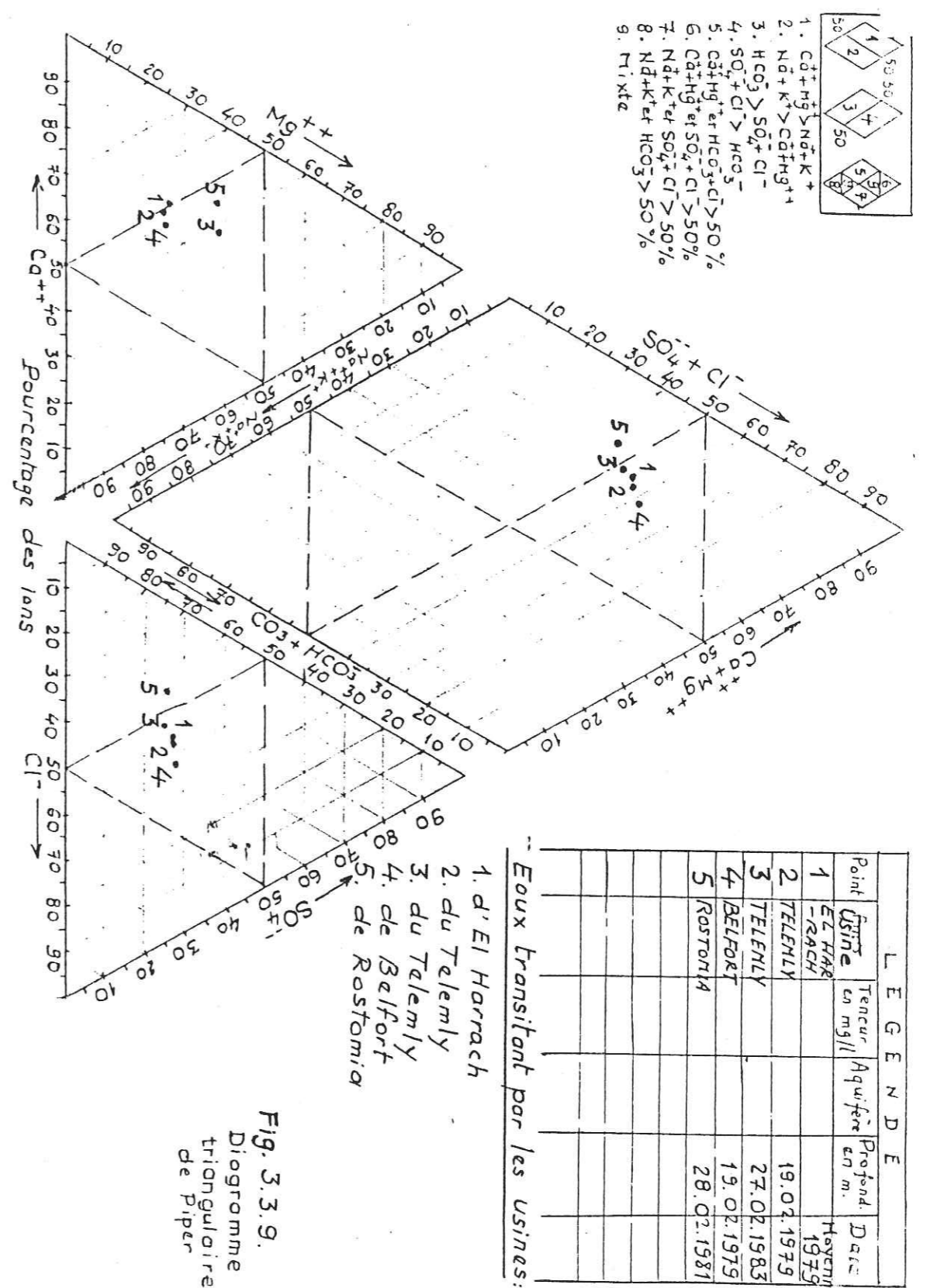
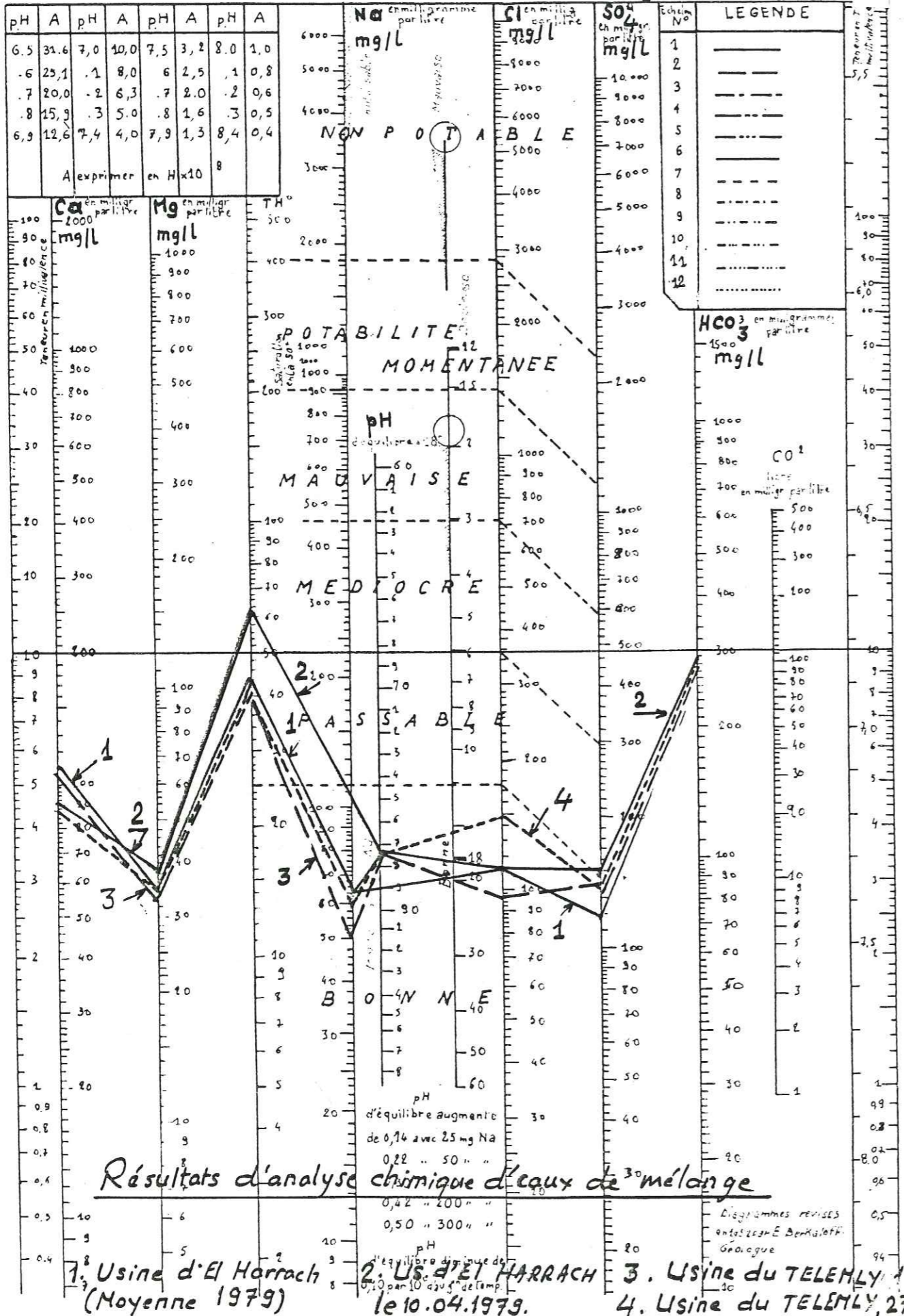


Fig. 3.3.9. Diagramme triangulaire de Piper

Sur le diagramme triangulaire de Piper (fig.3.3.9) nous remarquons que la composition chimique de ces eaux n'a presque pas varié entre l'analyse du 19/02/1979 et celle du 27/02/1983, bien qu'entre temps a été mis en service le champ du MAZAFRAN 2. Seul le pourcentage en magnésium semble avoir sensiblement augmenté.

La plus grande dispersion de pourcentage en ions intéressent, suivant les 4 cas examinés, les ions chlorures, les bicarbonates et le magnésium.

Le point 5 représente les eaux de l'usine de Rostomia, provenant essentiellement des champs de captage du MAZAFRAN 1 et 2. Ces eaux, comme on le voit sur le diagramme, sont plus bicarbonatées, moins chlorurées et plus magnésiennes que celles des champs de Baraki qui prédominaient avant 1960.

La teneur en résidus secs est voisine de 700 mg/l, elle a un peu baissé entre 1979 et 1981 (apport des eaux du MAZAFRAN 2, moins chargées).

Sur le plan de la qualité chimique, la figure 3.3.4 montre une concordance satisfaisante entre ces différentes eaux, sauf pour les chlorures et les sulfates, qui présentent des différences non négligeables.

En définitive la qualité chimique de toutes ces eaux est bonne pour ce qui est de la teneur en sodium, chlorures, sulfates et pH (celui-ci étant invariablement voisin de 7,4), mais passable pour ce qui est du TH et de la teneur en bicarbonates: les eaux sont un peu dures et chargées.

3.4 - Qualité des eaux alimentant le Grand-Alger

Sur les tableaux n° 3.4.1 et 3.4.2, nous avons consigné quelques résultats d'analyses effectuées tout récemment sur les eaux prélevées en divers points des champs de captage et des réseaux par le nouveau laboratoire réalisé par la Société des Eaux d'Alger.

Nous avons déjà examiné précédemment la composition chimique de ces eaux, nous nous intéressons dans ce paragraphe plus particulièrement à la teneur en phosphates PO_4^{2-} , en chlorures Cl^- , en sulfates SO_4^{2-} , en nitrates et nitrites NO_2^- , NO_3^- , à l'alcalinité, au pH, à la dureté et à la teneur en fer Fe.

Une remarque s'impose de prime abord: toutes les eaux analysées sont exemptes de phosphates, mais presque toutes contiennent des nitrates (et des nitrites), en proportions cependant modestes: autour de 25 mg/litre au niveau des eaux prélevées hors des agglomérations. La proportion est assez inquiétante pour les eaux prélevées à l'intérieur d'agglomérations (puits de Birhadem-Les Vergers, Ben Aknoun), due sans aucun doute à la pénétration d'eaux usées dans les nappes locales et le réseau, souvent en dépression.

La teneur en fer est nulle au niveau des eaux brutes provenant des champs de captage, mais elle est assez importante en certains points du réseau (Hydra: 0,40 mg/l, secteur Nord d'Alger: 0,40 mg/l) due sans doute à la dissolution du fer des canalisations métalliques.

L'alcalinité est partout de l'ordre de 250 à 280 mg/l, la dureté oscille autour de 40°, ce qui reste acceptable, mais présente des inconvénients pour les eaux de chauffage (dépôts sur les chaudières) et les canalisations d'alimentation en eau potable.

Les eaux sont très légèrement basiques, le pH ne dépassant 7,2 qu'assez rarement.

Au niveau de l'usine principale d'El-Harrach, où se mélangent les eaux de la nappe de Baraki et une partie de celles du Mazafran, le pH est de 7,2 en moyenne, la teneur en chlorures et en sulfates est de l'ordre de 110-120 mg/l, la teneur en nitrates et en nitrites reste acceptable, la dureté est de l'ordre de 43°. La teneur en fer est presque nulle.

A l'usine de Rostomia, où se déversent en grande majorité les eaux des champs de captage du Mazafran, le pH est de 7,2, les eaux sont moins chlorurées et plus sulfatées, la teneur en nitrates est plus élevée (utilisation plus intensive d'engrais dans la partie Ouest de la plaine), la dureté est de 40°.

Dans le réseau de distribution, alimenté par les eaux de l'usine principale d'El-Harrach, on retrouve la même teneur en ions chlorure que dans les eaux de l'usine, le pH a subi une très légère augmentation, la dureté a légèrement diminué, sans doute par suite de dépôts dans les parois des réservoirs et les canalisations situées plus en amont, la teneur en ions nitrates et nitrites a subi une certaine augmentation çà et là, traduisant une très légère infiltration d'eaux usées dans les canalisations, mais celle-ci n'est réellement sensible qu'en certains points, comme il a été signalé précédemment.

Dans le réservoir de Belfort, qui rassemble les eaux provenant des petites nappes de la banlieu Sud d'El-Harrach (Oued Adda, Haouch Bel-Abbès, 3 Caves), on trouve des eaux à alcalinité légèrement plus élevée et un peu plus dures que celles de Baraki, le pH y est très légèrement plus élevé, mais on ne relève aucune trace de fer et la teneur en nitrates et nitrites y est encore plus faible.

En résumé, on peut conclure que les eaux sont dans l'ensemble de potabilité satisfaisante, non dangereuses pour la santé (des analyses bactériologiques régulières démontrent une potabilité bactériologique considérée comme bonne), sauf en certains points du réseau, qu'il convient de surveiller étroitement (par suite d'infiltration d'eaux usées dans des canalisations secondaires vétustes). Par contre ces eaux sont un peu dures, les indices de saturation en carbonates déterminés par le D.E BINNIE-ATKINS prouvent que les eaux sont entartrantes, mais elles ne semblent pas présenter de risques de corrosion.

TABLEAU N° 3.4.2

CARACTERISTIQUES CHIMIQUES ET QUALITE
DES EAUX DES NAPPES DE LA MITIDJA

LOCALISATION	TENEURS EN IONS ET ALCALINITE mg/l.						PH	DURETE °F	Observation
	PO ₄ ³⁻	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	NO ₂ ⁻ , NO ₃ ⁻	ALCALINITE	FER			
RESERVOIR de BELFORT	0	128	165	26	307	0	7,50	48°	16 12 1985
NAPPE d'EL-HARRACH banlieue sud	0	110,4	165,2	16	265	0	7,65	49°	4 01 1986
NAPPE DE BARAKI	0	176	166	36	284	0	7,45	45,5°	16 12 1985
et OUED-ADDA	0	91,4	161,5	28,7	250	0	7,37	46°	4 01 1986
PUITS SOLARI	—	—	209	—	—	0	7,6	—	23 12 1985
3 CAVES	0	95,6	25,4	28,9	300	0	7	48°	4 01 1986
HAOUCH-FELIT	0	151,2	78,0	16	275	0	7,4	40,5°	4 01 1986
	0	120	92	23	245	0,15	7,2	46°	16 12 1985
PUITS DE (1)	0	133	—	26,5	310	0,10	7,1	63°7	7 01 1986
BIRKHADEM (2)	0	83	—	84	270	0	7,5	41,5°	7 01 1986
LES VERGERS (3)	0	73	—	79	255	0,075	7,1	36,5°	7 01 1986
NAPPE DE (4)	0	49	—	31	242,5	0	7,2	35,5°	7 01 86 (SP ₁)
MAZAFRAN I (2)	0	49	—	30	270	0	7,2	36,7°	7 01 86 (SP ₂)
MAZAFRAN II (3)	0	92	—	24,5	245	0	7,3	36,7°	7 01 86 (SP ₃)

CARACTERISTIQUES CHIMIQUES ET QUALITE
DES EAUX DISTRIBUEES DANS LE GRAND ALGER

TABLEAU N° 3.4.1

LOCALISATION	CONDUCTIVITE	PH	PO ₄ ³⁻ mg/l	Cl ⁻ mg/l	SO ₄ ²⁻ mg/l	N mg/l	NO ₂ ⁻ NO ₃ ⁻ mg/l	FER mg/l	ALCALINITE mg/l	DURETE °F	OBSERVATION
USINE PRINCIPALE	0,949	7,15	0	115	112	0	22	0	279	40°5	16 / 12 / 85
d'ELHARRACH	0,967	7,25	0	110	148	1,10	28,5	0	275	46°	21 / 12 / 85
EAU CHLOREE	0,998	7,2	0	95,0	98,0	—	12,5	0,09	260	43°8	4 / 01 / 86
ROSTOMIA	0,80	7,2	0	65	154	1	32	0	270	40°	21 / 12 / 85
EAUX DES NAPPES DU MAZAFRAN											
HYDRA	0,926	7,3	0	95	95	—	32	0,40	253	40°	7 / 01 / 86
BEN AKNOUN	0,869	7,2	0	83	—	1,7	31	0	260	37°7	7 / 01 / 86
//	0,862	7,4	0	80	—	0,8	94	—	260	39°8	7 / 01 / 86
ALGER CENTRE	0,936	7,4	0	94	—	2,7	26	0,14	250	39°3	7 / 01 / 86
ALGER OUEST	0,948	7,4	0	94	—	3,6	25	0,26	240	39°5	7 / 01 / 86
ALGER NORD	0,923	7,5	0	104	—	2,5	28,8	0,40	250	38°7	7 / 01 / 86
FLANDRE NORD	0,935	7,6	0	94	—	6,1	27	0,14	250	38°1	7 / 01 / 86
RAVIN OUEST	0,95	7,3	0	94	—	1,3	32	0,22	240	38°8	7 / 01 / 86

3.5 CONCLUSION GENERALE AU CHAPITRE 3

Nous avons vu (Planche 3.1) que les eaux de la nappe de la Mitidja sont relativement peu chargées en sels dissous (dans une optique algérienne s'entend), la teneur en résidus secs variant en général de 300 à 1000 mg/l. Les zones où les eaux sont le moins chargées sont situées sur les rives de l'oued Chiffa et dans la région comprise entre Blida, Boufarik et Koléa. Par contre sur les rives de l'oued Djer à l'ouest, entre Bourkika et Attatba; dans la région Bouinan-Chebli-Birtouta au centre de la plaine et à proximité de la baie d'Alger, la teneur dépasse 1000, parfois 1500 mg/l, ce qui peut s'expliquer par un temps de séjour de l'eau dans les sédiments plus prolongé, donc un écoulement plus lent, la recharge de la nappe par les eaux provenant des précipitations étant moins accusée que dans les zones précédemment citées, qui bénéficient d'un apport plus conséquent en provenance des zones les plus hautes et les plus arrosées de l'Atlas.

Nous avons mis en relief la classification des eaux réalisée par le B.E BINNIE-ATKINS, sur la base de plus de 500 analyses effectuées par l'I.N.R.H. et complétées par ce Bureau d'études, de laquelle se dégagent trois types d'eau principaux et trois autres de moindre importance. Le type d'eau n°1 concerne la région ouest de la plaine qui s'étend depuis le piémont de l'Atlas blidéen au Sud, jusqu'à la cluse du Mazafran au nord, ainsi que la région entre Bougara et l'Arba. Le caractère bicarbonaté de ces eaux implique qu'une part importante des eaux de la nappe provient de l'infiltration des eaux de l'Atlas blidéen, ce que confirme la faible teneur en sels dissous comme signalé précédemment, que la présence de calcium et de Magnésium en proportions relativement élevées, dues aux roches calcitiques et dolomitiques de ce massif.

Le type d'eau n°2 a été identifié dans la majeure partie de la plaine, ailleurs que dans les régions citées ci-dessus, et également dans les oueds Djer et Chiffa: on retrouve ce type d'eau sur les rives des deux oueds, ce qui implique que ces oueds alimentent la nappe, notamment l'oued Chiffa sur certains de ses tronçons amont, dans une région où le type d'eau n°1 prédomine. Les eaux ont des teneurs en ions relativement équilibrées, ce qui donne à croire que les eaux d'infiltration séjournent plus longtemps dans ces zones et se mélangent à celles provenant de la réalimentation de la nappe par les oueds: Djer et Bou Roumi à l'ouest, El-Harrach et Djemaà au Centre, Hamiz et Reghaïa à l'est.

Le type d'eau n°3 a été identifié dans les zones d'échange entre les eaux des types 1 et 2, notamment près de Mouzaïa à l'ouest, entre Bouinan et Birtouta au centre, sur les bords de l'oued El-Harrach dans son cours moyen, et dans certaines zones de la plaine, de Meftah à Dar El Beïda où se retrouvent les eaux de type 1. Ce sont des eaux de mélange qui renferment des bicarbonates et des sulfates, du calcium et du magnésium, et qui sont dues à la remontée d'eaux de type 1 dans une région où les eaux de type 2 prédominent, par exemple par drainage comme dans le cas de l'oued El-Harrach, ou bien par l'effet du pompage pour l'eau potable (cas de la région de Baraki), ou pour l'irrigation (cas des autres régions). Il est difficile de mettre en évidence la décroissance du rapport $\frac{Ca}{Mg}$ du Sud vers le Nord, dans le sens de l'écoulement de la nappe, car on retrouve dans les régions nord des eaux à rapport $\frac{Ca}{Mg}$

élevé, et dans le sud des eaux à rapport faible, mais à proximité de la baie d'Alger, où s'effectue l'écoulement souterrain de la nappe vers la mer, les analyses montrent que ce rapport est nettement plus faible qu'ailleurs.

En ce qui concerne les eaux de la formation des limons du Mazafran, des analyses complémentaires du Bureau d'études, effectuées en 1983 (rapport Binnie-Atkins B.33) nous apprennent que la composition chimique est analogue à celle de la région voisine, ce qui laisse croire à un échange des eaux souterraines des formations de la Mitidja et du Mazafran, qui toutes deux sont drainées par l'oued Mazafran dans cette zone.

Les eaux analysées concernent presque exclusivement l'aquifère de la Mitidja, celui des limons du Mazafran, les formations dunaires de la côte, les lits d'oueds et la région Est où les formations de l'Astien et de la Mitidja sont en contact. Il n'y a presque pas de résultat d'analyse des eaux provenant exclusivement de la formation de l'Astien, et il est souhaitable que quelques forages profonds soient réalisés à l'ouest et au centre de la plaine, pour déterminer les caractéristiques chimiques des eaux de cet horizon. Néanmoins tout laisse croire que les eaux de cet aquifère sont bicarbonatées calciques et magnésiennes (type 1), comme dans le cas de la région Hamiz-Rouiba-Reghaïa où l'Astien est visible, de même que dans les faubourgs sud de l'agglomération d'Alger. On retrouve ces eaux mélangées à celles du type 1 à l'ouest, (sous forme d'eaux de type 2) dans la région du pompage du Bas-Mazafran, à celles du type 2 au centre (sous forme de type 3), dans la région du pompage de Baraki et les rives de l'oued El-Harrach, de même que dans la région de Birtouta où s'effectue l'écoulement des eaux de l'Astien vers l'aquifère de la Mitidja. Ces eaux de l'Astien réapparaissent également dans des zones de pompage agricole entre Meftah et Dar El Beïda, comme signalé au début de ce paragraphe. Il se produit donc une réalimentation partielle de la nappe de la Mitidja par les eaux de la formation de l'Astien, tout comme par le massif de l'Atlas au Sud.

Enfin sur le plan de la qualité, les eaux se révèlent d'une potabilité chimique satisfaisante dans la majeure partie des cas, un peu trop dures néanmoins dans certaines zones, peu polluées dans l'ensemble, sauf à la périphérie de l'agglomération d'Alger (et sans doute d'autres localités). Par contre les façons culturales, l'utilisation intensive des engrais chimiques ont une incidence certaine sur la proportion des sels de nitrates, et il n'est pas exclu que l'influence de l'agriculture agisse sur la teneur en d'autres sels (de sulfates notamment). Il y a lieu par conséquent de planifier et de réglementer l'exploitation de la nappe à des fins domestiques, et de la protéger contre les agents pollueurs, comme c'est le cas pour les affluents drainés par les oueds (Mazafran, Fatis, El-Harrach), et l'utilisation anarchique des engrais.

Les autres types d'eau identifiés par le Bureau d'études se rencontrent dans des zones limitées, comme c'est le cas pour les eaux de type 4B, qui n'intéressent que des portions peu étendues, au nord de Chebli, et à l'est de Reghaïa.

La teneur en sels dissous y est comprise entre 1000 et 1500 mg/l. Ces eaux contiennent du chlorure de sodium et leur composition chimique semble résulter d'un très long séjour dans l'aquifère, par suite de très faibles vitesses d'écoulement.

On ne rencontre des eaux franchement saumâtres qu'à proximité de l'embouchure de l'oued Hamiz, dans la partie est de la baie d'Alger, par suite de l'intrusion d'eau de mer. Partout ailleurs, les eaux de la nappe de la Mitidja sont préservées de cette intrusion par la barrière des collines du Sahel. Ces collines, relativement élevées à l'ouest, alimentent la nappe par des eaux d'infiltration de type 1 ou 2. A l'est on rencontre des eaux de type 1 associées aux formations dunaires près de la côte (baie d'Alger) et entre Boudouaou et Reghaïa, ou bien associées à la formation de l'Astien, qui affleure dans la région de Dar El Beïda et entre Rouiba et Reghaïa.

CHAPITRE IV - ETUDE DU BILAN DE LA NAPPE

DE LA MITIDJA

4.1 - INTRODUCTION

Rappelons que la plaine de la Mitidja s'étend sur une superficie de l'ordre de 80km², d'une longueur d'environ 80km d'est en ouest et d'une largeur moyenne de 10km, entre la chaîne côtière au nord et le massif de l'Atlas blidéen au sud.

La plaine est l'une des plus vaste du pays en tant que zone d'agriculture à haut rendement et comporte plusieurs villes d'importance plus ou moins grande, dont Boufarik (80.000h environ), Blida (plus de 200.000h) et la capitale Alger dans sa bordure septentrionale centre.

Elle connaît une urbanisation rapide, notamment entre les faubourgs est et sud de la capitale et les localités de Baraki au Centre-sud, Bordj El Kiffan et Dar-El-Beida à l'est.

La quasi totalité de l'eau consommée, aussi bien par l'agriculture, les villes que les industries, assez importantes dans la région, provient des réserves souterraines exploitées par plusieurs milliers de puits, d'importance diverse.

La géologie de la région a fait l'objet d'une esquisse au premier chapitre. Nous rappelons brièvement que le bassin de la Mitidja est un très important bassin alluvial côtier formé par un affaissement, suivi d'une sédimentation progressive durant le Pleistocène.

Ces sédiments reposent dans leur majeure partie sur une séquence épaisse et uniforme de marnes grises et bleues, parfois sableuses d'une puissance moyenne de 200m, qui s'étalent au-dessus des roches du Miocène composées d'argiles, d'argilites et de schistes argileux, visibles par endroits dans l'Atlas, en bordure Sud du bassin.

Au dessus on rencontre la formation de l'Astien composée de sédiments marins de hauts-fonds, avec une prédominance de calcaires et de grès de couleur jaune, parfois argileux, d'une épaisseur de l'ordre de 100 à 130m

La formation d'El Harrach qui la recouvre en grande partie est une séquence relativement uniforme d'argiles plastiques jaunes ou grises, d'une épaisseur moyenne de l'ordre de 100m, maximale dans la partie occidentale du bassin (200m), mais pratiquement nulle en bordure est, par suite de l'érosion intense de la période de l'Amirien et du Saltimien.

La formation de la Mitidja, qui recouvre la majeure partie du bassin, a été formée par le dépôt d'alluvions caillouteuses d'origine continentale durant le Tensiftien et le Soltanien, d'une épaisseur moyenne de l'ordre de 100 à 150m, atteignant 200m dans la cluse du Mazafran, et s'amenuisant progressivement jusqu'à s'annuler en bordures Sud, Est et Nord du bassin, à son contact avec l'Atlas au Sud, les dunes Côtières au Nord et la formation de l'Astien à l'Est.

La partie occidentale du bassin fut recouverte de limons et d'argiles limoneuses durant le Rharbien, par suite d'un drainage médiocre du bassin et de la formation de marécages dans des lacs peu profonds.

Enfin la période récente a vu le dépôt de dunes sableuses et de sédiments marins autour de la baie d'Alger et le long de la Côte, tandis que se creusaient les oueds et se formaient les lits actuels encaissés.

4.2 - HYDROGEOLOGIE GENERALE DE LA PLAINE

L'hydrogéologie de la région a fait l'objet de nombreuses études fragmentaires dans le passé.

L'étude globale la plus sérieuse n'a cependant été entreprise qu'après 1968, à la suite de campagnes géophysiques entreprises par la C.G.G. en 1967-1968 et des campagnes de mesures et d'essais réalisés par la D.E.M.R.H et le B.E. GEOHYDRAULIQUE en 1968 à 1973, dans le cadre d'une étude hydrogéologique quantitative de la plaine de la Mitidja

Cette étude a fait l'objet de 5 rapports et un rapport de synthèse, dont la finalité était de mettre au point un modèle mathématique permettant de procéder à des études prévisionnelles concernant différents schémas d'aménagement.

Un schéma d'aménagement hydraulique de la Mitidja, élaboré par le D.E. AGROCOMPLECT/ENERGOPROECT en 1978, dans le cadre d'un projet de mobilisation des ressources hydrauliques et de la mise en valeur de la Mitidja par irrigation intensive comporte un volume consacré aux études géologiques et hydrogéologiques, sur la base de l'étude précédemment citée.

Enfin, et dans le cadre d'une mobilisation globale des ressources hydrauliques de la région Mitidja-Sebaou, et de l'approvisionnement en eau potable des villes et localités de cette région, jusqu'à l'an 2010, l'Administration confia l'étude au B.E. BINNIE-ATKINS, dont l'une des missions consistait en l'élaboration d'un modèle mathématique de la nappe de la Mitidja, qui fut mis au point en 1983-1984.

4.3 - DONNEES DISPONIBLES EN 1973

Avant l'étude globale réalisée par GEOHYDRAULIQUE, et comme cela a été dit précédemment, les données hydrogéologiques existantes étaient trop disparates, fragmentaires et incomplètes pour permettre l'étude du bilan général de la nappe de la Mitidja.

Les campagnes de prospection géophysique, les nombreux puits importants forés à partir de 1965, dans le cadre de l'approvisionnement en eau de la région algéroise, puis l'intense campagne de mesures, de forage de puits et de piézomètres d'étude et d'essais réalisés entre 1968 et 1972, ont permis au B.E. GEOHYDRAULIQUE de mettre au point un modèle mathématique dont la finalité était une connaissance du bilan de la nappe.

Nous avons donné au chapitre 1 le résultat de ce bilan, établi par la D.E.M.R.H en 1973, à la suite du rapport de synthèse du B.E. GEOHYDRAULIQUE et qui s'établit, rappelons-le comme suit:

a - Apports: Total 1970-1971: 295,16 millions de m³, dont:
 60% par infiltration des précipitations;
 30% par infiltration à partir des oueds et des piémonts;
 7,5% par apport latéral;
 2,5% par drainage à partir de l'Astien;

b) Exhaures: Total 1970-1971: 298,71 millions de m³ dont:

83,2% par pompage dans la nappe;
 12% par drainage par les oueds;
 4,8% par fuites vers la mer.

Le déficit entre les apports et les exhaures était donc théoriquement nul, de l'ordre de 3 Millions de m³ sur un total de près de 300 millions.

La planche n°4.1 représente une mode d'exploitation des ressources, d'après la D.E.M.R.H, à la suite de ces résultats.

4.4 DONNEES DISPONIBLES ENTRE 1973 ET 1982

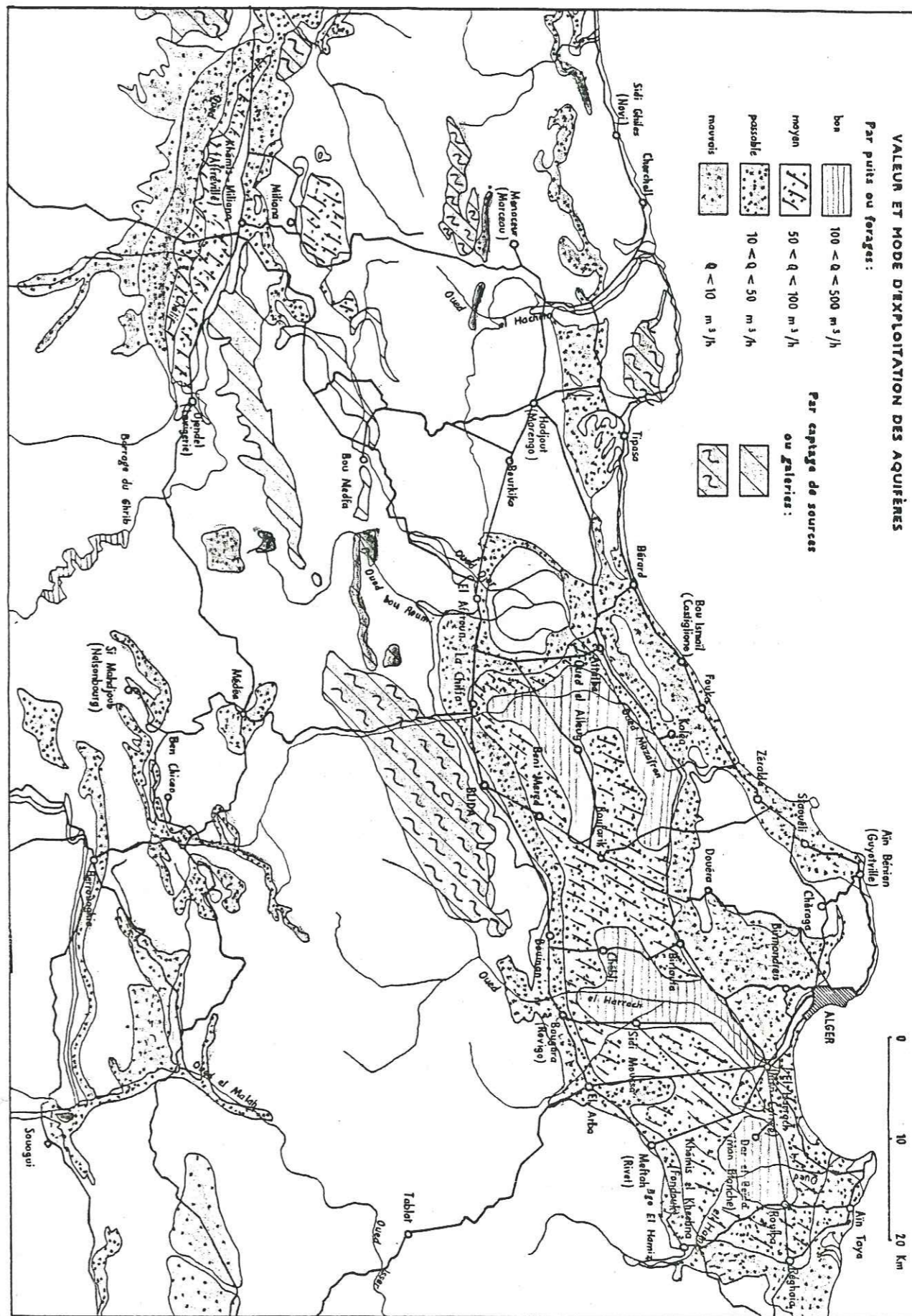
Le déficit évalué en 1970-1971 s'étant avéré pratiquement sans effet sur les ressources en eau souterraines, et face à l'accroissement des besoins en eau potable des agglomérations et des industries, l'Administration et les Collectivités locales furent amenées à exploiter la nappe d'une façon plus intensive, ce qui a entraîné la réalisation ou l'extension des champs de captage décrits au chapitre 2, et d'autres champs locaux ou puits épars dont les plus importants sont les champs de Blida.1 et Blida.2, ceux de la zone industrielle de Rouiba-Réghaïa à l'Est, et les puits de la Société des industries Cellulosiques au Sud d'El-Harrach.

Parallèlement à cet accroissement de l'exploitation des eaux pour les usages domestiques et industriels, et face à la poussée de l'urbanisation d'une part et à la baisse du niveau de la nappe d'autre part, l'on a constaté un relatif ralentissement du pompage des eaux pour les usages agricoles.

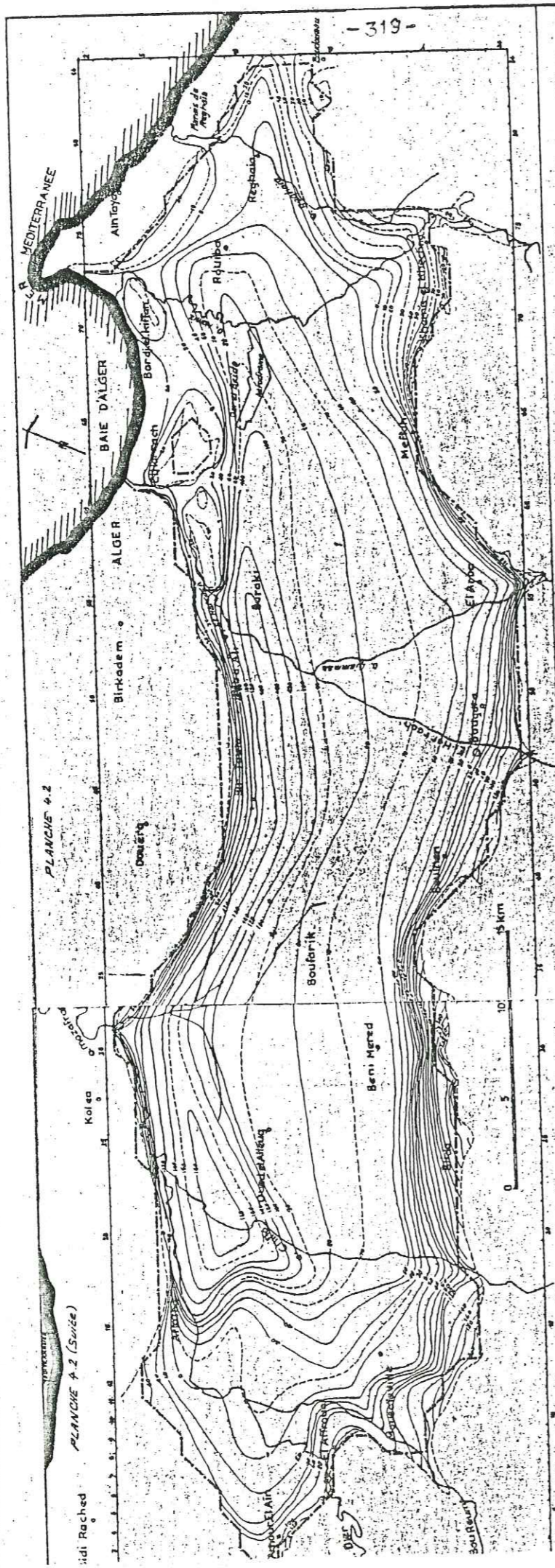
Lorsque le B.E BINNIE-ATKINS entama ses études en 1981, il disposait, en plus des données antérieures à 1973, d'une masse non négligeable de nouvelles informations, notamment celles relatives aux puits que nous réalismes aux champs de Mazafran.2, Hamiz, Baraki, Haouch Félit, et celles qui résultèrent des essais effectués sur les nouveaux puits cités ci-dessus.

Le Bureau d'études put ainsi préciser de nombreux paramètres qui étaient imparfaitement connus lors des études antérieures, dresser des cartes plus précises des fonds des formations de la Mitidja et du Mazafran, que nous donnons en planches n°4.2 et 4.3, et entamer le calage du modèle mathématique.

Echelle: 1/500 000



D'après D.E.M.R.H., 1973



FOND DE LA FORMATION DE LA MITIDJA
DAPRES BENNIE ATKINS 1982

Limite de l'aquifère du modèle mathématique

Limite de la formation de la Mitidja

Profondeur de la formation mur m NGA

L'équidistance des courbes est de 20 m

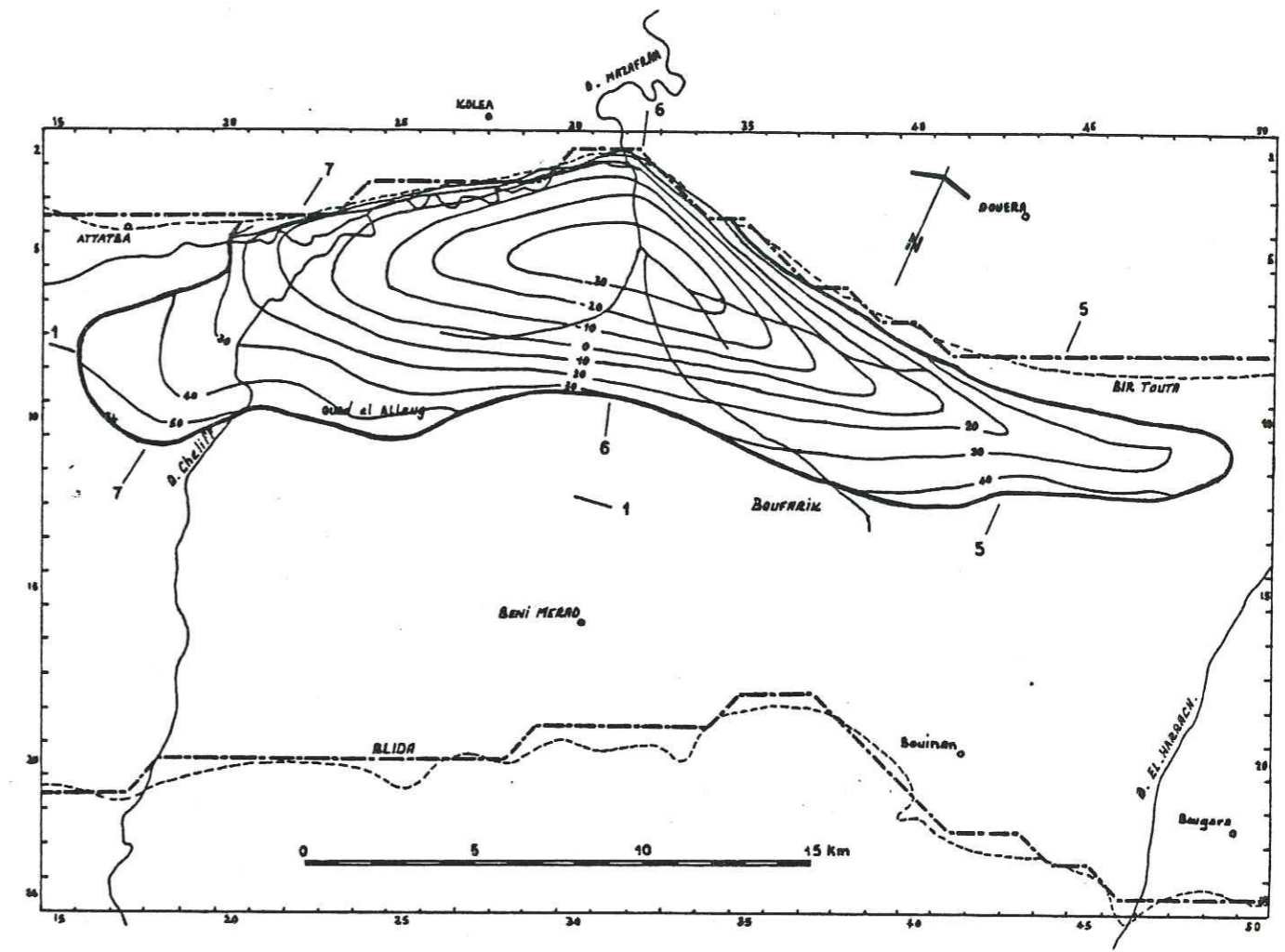
L'équidistance des courbes est de 10 m

Planche 4.2.

LEGENDE

FOND DE LA FORMATION DU MAZAFRAN

PLANCHE 4.3



LEGENDE

- Limite de la formation de la Mitidja
- Limite de la formation du Mazafran
- Profondeur de la formation mur du Mazafran m NGA
- L'équidistance des courbes est de 10 m
- Coupe géologique
- Limite de l'aquifère du modèle mathématique

Tout au long de l'étude, une nouvelle campagne de forages, d'essais et de mesures, de moindre envergure il est vrai, fut entreprise, à laquelle nous participâmes, de concert avec les services hydrogéologiques et hydrologiques de l'I.N.R.H, et nous pûmes compléter notamment l'évaluation relativement précise des débits pompés dans la nappe pour l'approvisionnement en eau d'Alger, en plus des statistiques de production et des mesures de niveaux piézométriques dont nous disposions auparavant.

4.5 LES AQUIFERES

Bien que trois aquifères principaux aient été identifiés dans la plaine, à savoir l'aquifère de l'Astien, celui de la Mitidja et celui du Mazafran, la quasi totalité des puits d'exploitation utilisés captent les eaux de la formation de la Mitidja. Le nombre des puits profonds captant l'Astien est minime, ainsi que celui de ceux qui captent l'aquifère du Mazafran.

Aussi l'essentiel du bilan, objet de la présente étude, intéresse l'aquifère de la formation de la Mitidja.

Certains puits puisent dans les aquifères limités des dunes côtières. Mais il convient de rappeler que de nombreux puits, forés dans les zones où les aquifères de l'Astien et de la Mitidja sont en contact, dans la partie orientale de la plaine par exemple, dans la région du Hamiz et de Rouiba-Reghaïa et dans les faubourgs Sud-Ouest d'Alger, puisent dans les deux aquifères à la fois, où se produit un mélange. La planche n°4.4 ci-après met en évidence cette zone de contact ainsi que la zone d'affluement de l'Astien dans les collines du SAHEL.

Le concept d'aquifère de la Mitidja tel qu'il est conçu dans la présente étude englobe l'aquifère proprement dit ainsi que les formations dunaires de la côte algéroise et le lit des oueds, qui sont deux unités composées de matériaux apparentés à ceux de la formation de la Mitidja et en continuité avec elle.

Nous représentons, en planche 4.5, les limites de cet aquifère telles qu'elles ont été adaptées par le modèle mathématique de BINNIE-ATKINS dans son étude de 1982.

Toute la plaine de la Mitidja repose sur cet aquifère, sauf la partie Ouest (formation du Mazafran) et aux contacts de la formation d'El-Harrach, entre Baraki et El-Harrach.

La limite inférieure de cet aquifère se situe à son contact avec la formation d'El-Harrach, sauf en certaines aires qui sont, comme signalé, en contact avec l'Astien. La limite supérieure est en général la surface du sel, sauf dans la partie Ouest recouverte par la formation du Mazafran. L'aquifère est en continuité hydraulique avec la plupart des grands Oueds, sauf en certains endroits.

L'aquifère est limité à l'Ouest par la formation argilueuse d'Halloula, au Nord le long du Sahel par les marnes d'El-Harrach. Le long de la baie d'Alger la base de l'aquifère est perchée, avec peu de contact avec la mer, à l'Est de la baie d'Alger l'aquifère est isolé de la mer par des strates. La limite est de l'aquifère est en partie constituée de marnes du Plaisancien, mais l'aquifère est en continuité avec les alluvions de la basse vallée de l'Oued Boudouaou.

Au Sud, l'aquifère est limité par les strates de l'Atlas Blidéen, les roches du Miocène et des roches anciennes de l'Atlas. D'après les résultats d'analyse chimique des eaux, il est permis d'affirmer qu'il existe des écoulements d'eau souterraine en provenance des roches du crétacé qui affleurent dans l'Atlas.

4.6. CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUES DE L'AQUIFERE DE LA MITIDJA

Nous avons vu aux chapitres 1 et 2 que de nombreux résultats ont pu être obtenus à la suite des essais de pompage réalisés sur des puits forés pour les alimentations en eau potable, notamment les puits des champs captants réalisés depuis ces vingt dernières années.

La planche 4.1 représente le mode d'exploitation de la nappe, préconisé par la D.E.M.R.H, à la suite des études de synthèse effectuées par GEOHYDRAULIQUE, sur la base des essais de pompage effectués avant 1973. Ces données ont servi de base pour la réalisation des nombreux puits prévus pour augmenter la production d'eau potable, notamment pour les régions d'Alger et de Blida.

Les résultats obtenus sur le terrain ont confirmé ces prévisions, sauf dans les cas où l'exécution des forages laissait à désirer sur le plan technique (obstruction des colonnes et des parois par les boues de forage, développements mal réussis, effondrements accidentels, partiels ou non des parois, etc.).

La planche 4.6 résume, sous forme de courbes isotransmissivité, les caractéristiques hydrodynamiques de la nappe dans son ensemble, à la lumière des données antérieures et des résultats obtenus ces dernières années. L'allure générale des zones productives rappelle celle de la carte D.E.M.R.H. précédemment citée, mais un examen attentif montre de nombreuses différences, voire des discordances dans certains secteurs, comme par exemple ceux d'Oued El Alleug, Boufarik, Chebli (zone Nord) et surtout le champ de la région Rouiba-Hamiz. Ces différences sont dues aux correctifs qu'il a fallu apporter à la carte antérieure à la suite des nombreux résultats, relativement précis obtenus récemment, les essais antérieurs étant assez peu nombreux et disparates, sauf en certaines zones (comme le champ du Mazafran 1).

Nous avons reproduit au tableau 4.1 ci-après le résultat des pompages d'essai effectués ces dernières années, en dehors de ceux que nous avons étudiés en détail au chapitre 1.

Comme cela a été déjà vu au chapitre 2, l'aquifère de la Mitidja n'est pas homogène, les couches rencontrées par les sondages ont des perméabilités différentes, et cette hétérogénéité se manifeste également sur le plan horizontal, la carte d'isotransmissivité (planche 4.6) le démontre amplement. Les principales lignes de flux dans l'aquifère dépendent donc de la façon dont varient les perméabilités horizontales.

D'après l'étude BINNIE-ATKINS et les résultats d'analyses chimiques présentés au chapitre précédent, le mélange des eaux d'origine différente n'est pas toujours possible, il se produit une certaine stratification dans les aquifères alluviaux, celle-ci étant atténuée dans les champs de captage à fort débit de pompage, mais peu marquée dans certaines zones où l'hétérogénéité verticale empêche le mélange.

a - Champ de captage de Blida 1

TABLEAU 4.1

n° du puits	Coordonnées		Transmissivité en 10^{-3} m ² /s	Coefficient d'emmagasi- nement	Source
	x	y			
7394 E7	509,95	361,95	9,96	$2 \cdot 10^{-4}$ $1,6 \cdot 10^{-4}$	D.E.M.R.H
7707 E7	510,68	362,20	4,05		" 1979
7708 E7	511,35	360,75	9,03		" 1979
7710 E7	511,88	361,45	9,96		" 1979
7712 E7	511,80	362,13	6,02		" "
7713 E7	510,13	361,13	9,96		" "
7715 E7	511,600	359,98	9,03		" "
7717 E7	511,00	361,70	13,9		" "
7718 E7	510,43	360,43	12,7		" "
7719 E7	512,45	360,88	13,9		" "

b - Autres puits disséminés

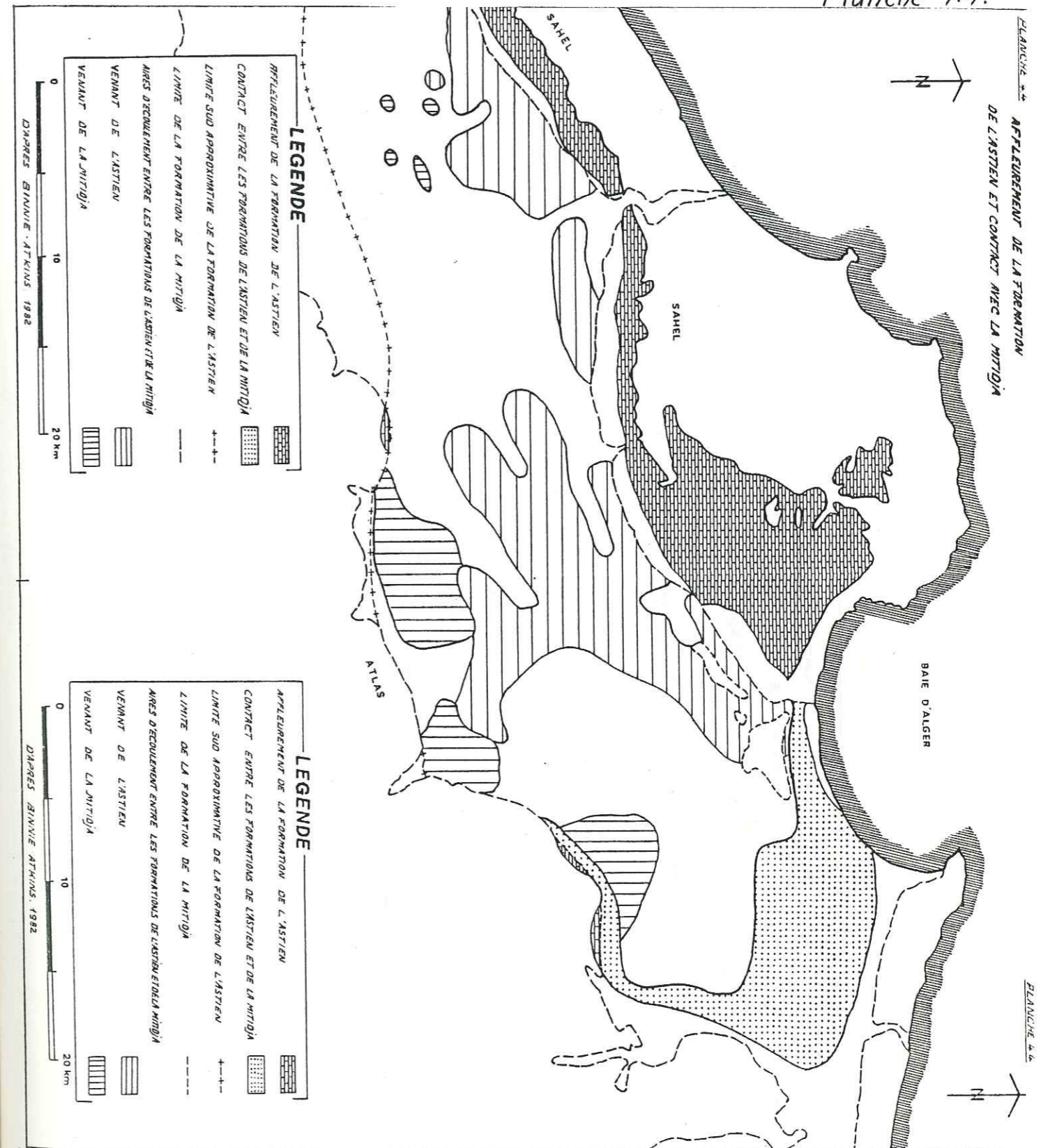
7405 E7	526,9	361,7	9,96	-	DEMRH 1976
7406 E7	526,4	361,7	4,05	-	" "
7589 E7	538,8	378,0	2,8	$6 \cdot 10^{-6}$	" 1973
7610 E7	536,7	376,8	15,0	-	" 1974
7683 E7	533,6	378,9	1,0	-	" 1978
7698 E7	530,2	372,7	17,4	-	" 1979
7699 E7	529,3	371,0	15,0	-	" 1979
7700 E7	493,5	353,6	17,4	-	" 1979
7701 E7	535,5	367,2	9,26	-	" 1979
7702 E7	535,5	367,1	17,4	-	" 1979

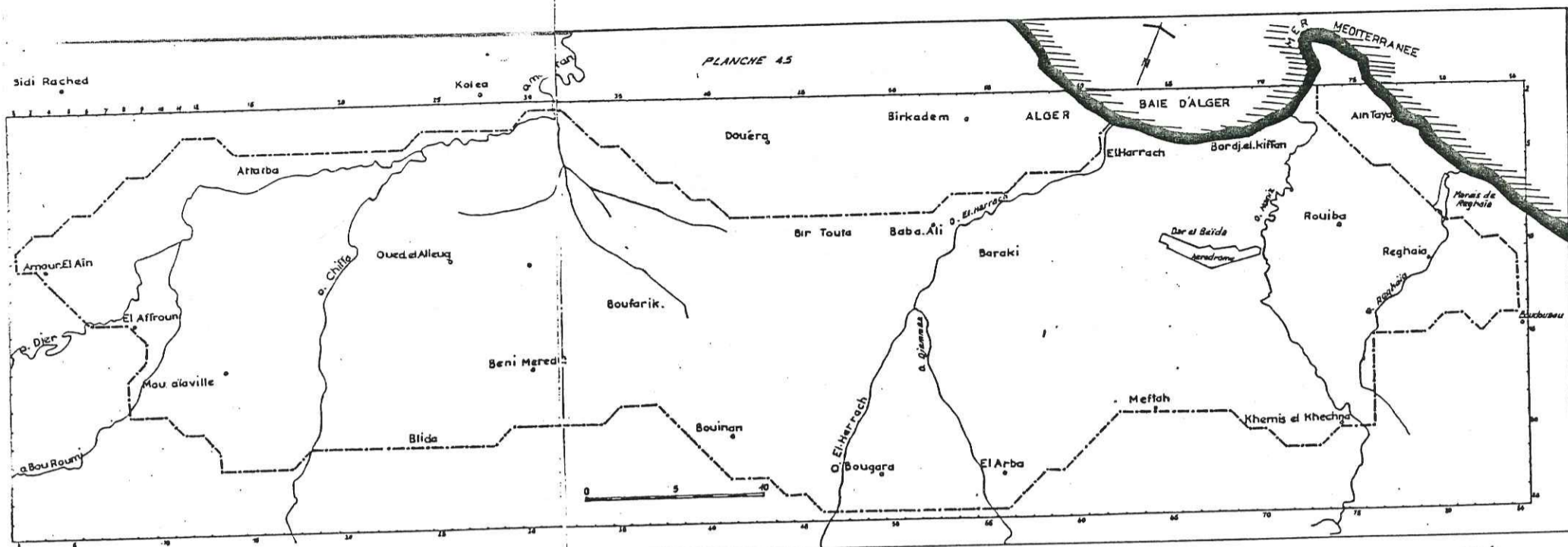
D'autre part il convient de rappeler que les mesures de coefficients d'emmagasinement sont très limitées et leur interprétation a toujours été malgaisée, du fait de l'irrégularité des essais de débit et de la relativement courte durée de ces essais.

Dans son modèle mathématique, le B.E.BINNIE-ATKINS a repris les coefficients adoptés précédemment par GEOHYDRAULIQUE, en les complétant par les quelques valeurs dont nous disposons postérieurement à cette étude.

A l'échelle régionale des valeurs moyennes ont été adoptées, de l'ordre de 6 à 7%: 15% dans la région El-Harrach, Bordj El Kiffan, 3% à l'extrémité est de l'aquifère et des valeurs intermédiaires dans les autres régions, avec une valeur minimale de 2,5% dans la zone captive du bas-Mazafran.

Planche 4.4.





LEGENDE

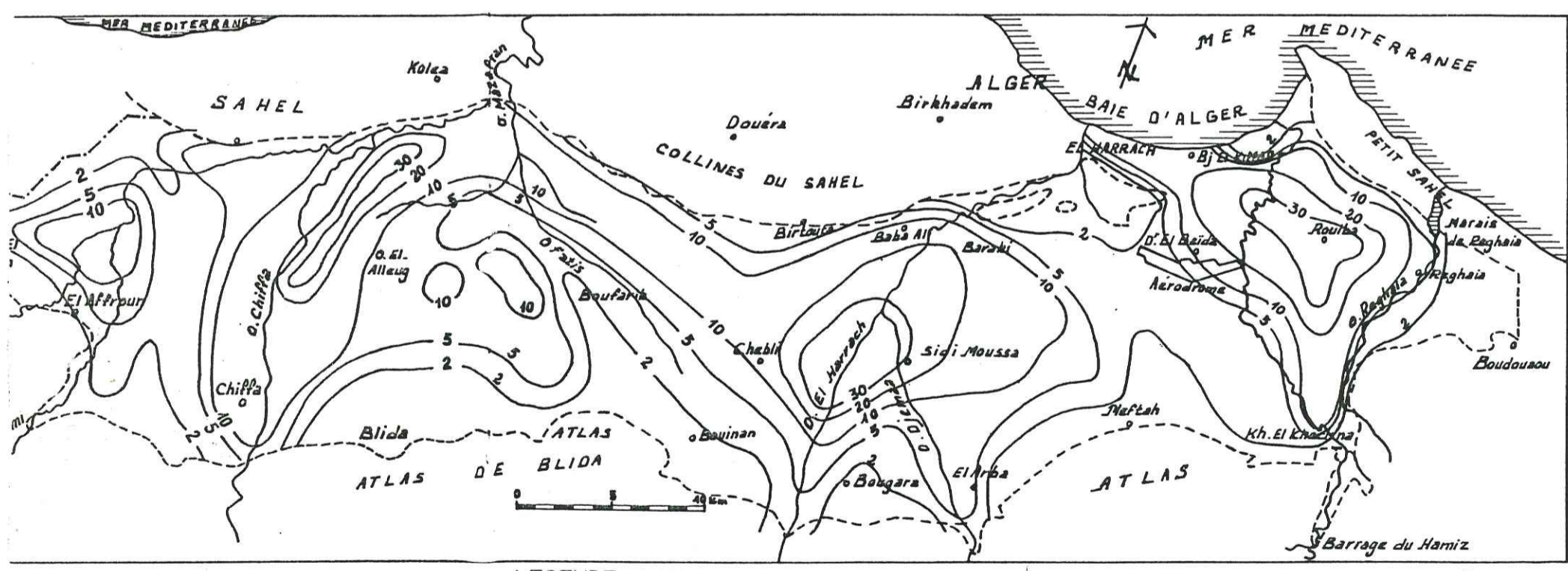
LEGENDE

LIMITE DE L'AQUIFERE

LIMITE DE L'AQUIFERE

LIMITE DE L'AQUIFERE DE LA MITIDJA
 POUR MODELE MATHEMATIQUE
 DE BINNIE ATKINS (1982-1983)

Planche 4.5.



LEGENDE

5 Courbe Iso-Transmissivité pour $T = 5 \cdot 10^{-3} m^2/s$

--- Limite

--- Limite de l'Aquifere de la Mitidja

--- Limite du Modèle Mathématique

COURBES ISO-TRANSMISSIVITE DE LA NAPPE
 DE LA MITIDJA
 utilisées dans le Modèle mathématique
 (de BINNIE-ATKINS, 1982)

4.7. PIEZOMETRIE ET ECOULEMENTS SOUTERRAINS

Dans le cadre de l'étude du bilan par GÉOHYDRAULIQUE, et en collaboration avec les services hydrogéologiques de la D.E.M.R.H, de nombreuses mesures piézométriques ont été effectuées en 1970, qui ont permis d'aboutir à la carte piézométrique de Septembre 1970 que nous reproduisons en planche n°4.7, suivies par des mesures moins denses et souvent incomplètes entre 1970 et 1981.

Une nouvelle campagne de mesures a été effectuée au cours de l'étude BINNIE-ATKINS qui a permis de dresser la carte piézométriques de Juin/Juillet 1981, ainsi que 66 hydrogrammes dont beaucoup sont incomplets.

Nous donnons en planche 4.8 le résultat de ces mesures, ainsi que les courbes isopièze résultant de ces essais. En comparant ces deux planches, nous voyons nettement apparaître une modification de ces courbes dans les zones de grand pompage pour l'eau potable, notamment au niveau du champ de captage du Mazafran 1 (exploité à partir de 1970), et celui de Baraki surexploité entre 1975 et 1980, surtout après la mise en service des forages de Ben Talha: le niveau piézométrique dans ces zones s'est abaissé de 5m environ.

L'examen de ces planches révèle une orientation générale des gradients hydrauliques Sud-Nord, l'écoulement souterrain s'éloignant de l'Atlas, en direction de la côte.

Il est aisé de voir que deux bassins-versants alimentent cet écoulement, qui se divisent dans la région de Birtouta. On peut en déduire que les écoulements de l'aquifère se dirigent vers la baie d'Alger et les marais de Reghaïa d'une part, dans le bas-Mazafran (par la cluse de cet Oued et par les linons et les Oueds) d'autre part.

Dans la région Nord du bas-Mazafran, près de la cluse, une partie de l'aquifère était artésienne avant 1970, les niveaux piézométriques étaient donc situés au-dessus du niveau du sol. La carte

piézométrique de 1981 ne révèle pas contre aucun artésianisme, par suite des pompages du champ du captage du Mazafran 1, après 1970.

D'autre part les drainages par les oueds Mazafran à l'Ouest, El-Harrach au centre ont sensiblement diminué, par suite des prélèvements d'eau dans les nappes du Mazafran 1 et de Baraki (extension de Ben Talha).

Ces cartes ont été établies avant la mise en service intensive du champ du Mazafran 2, de celui du Hamiz (encore peu exploité en 1981) et du récent champ de Chebli. Certains désamorçages de pompes, surtout dans la région centrale du champ de Baraki, suggèrent de réviser ces courbes, une baisse de plusieurs mètres du niveau piézométrique en certains endroits s'étant produite. Néanmoins l'influence de ces baisses dans le bilan général n'est pas déterminante.

4.8. HYDROGRAMMES

TABEAU 4.2 - CLASSIFICATION DU POTENTIEL AQUIFERE DES GRANDES FORMATIONS
(D'après BINNIE-ATKINS, 1983)

Formation	Lithologie	Epaisseur (en m)	Potentiel aquifère
Mazafran	Limons et argiles limoneuses	40 à 60	Potentiel limité car relativement imperméable. Des puits peu profonds, de grand diamètre, fournissent de l'eau en faible quantités dans certaines aires. Ne couvre qu'une surface limitée.
Mitidja y compris les dunes et les alluvions récentes des oueds	Sables et graviers contenant plus ou moins de limons et d'argiles. Quelques strates d'argile.	100 à 200	Aquifère principal du bassin. Absent des aires ouest et de quelques aires localisées près des bords du bassin. Presque toute l'eau est soustraite de cette formation.
El-Harrach	Argiles avec quelques lentilles et couches de graviers	moyen: 100	Potentiel très limité en tant qu'aquifère sauf dans des aires localisées où l'on peut soustraire de l'eau depuis les lentilles de graviers présentes dans les argiles.
Asien	Grès, sables et calcaires	100 à 130	Matière aquifère; potentiel important près de la surface ou aux endroits où la formation de la Mitidja est absente.
Maisancien	Marnes	200	pas de potentiel aquifère.

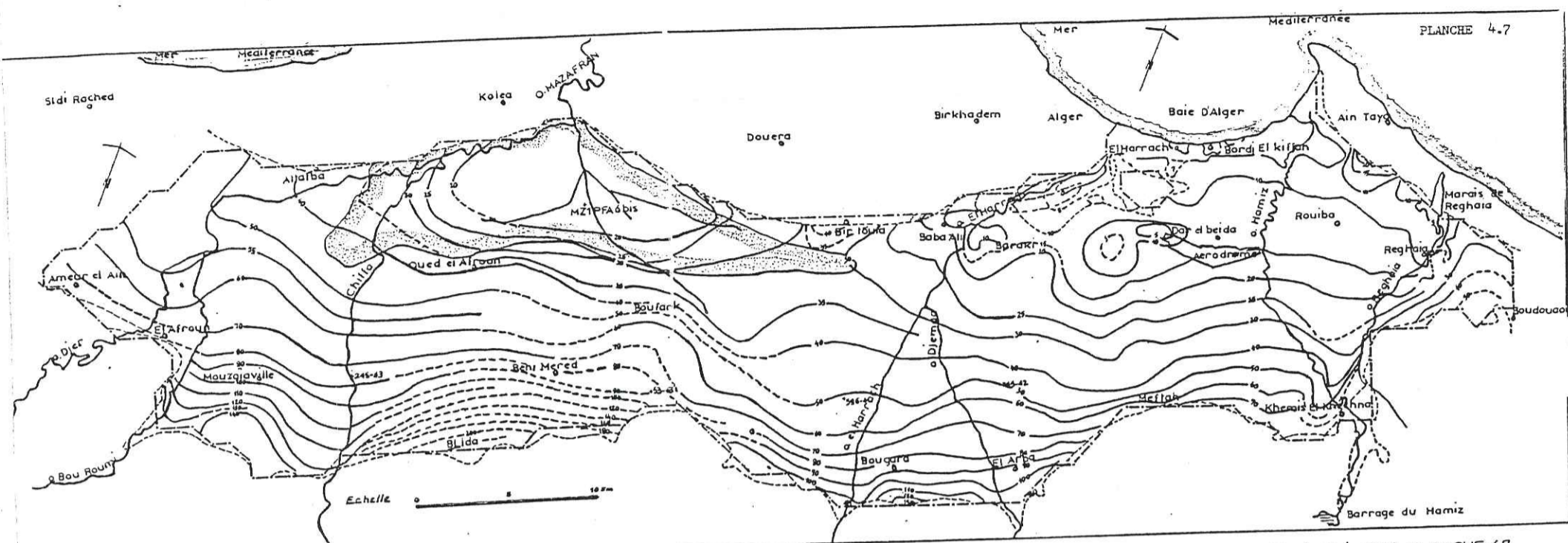


PLANCHE 4.7

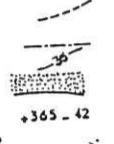
329

Carte Piézométrique de Septembre 1970 (D.E.M.R.H 1970, Binnie Atkins 1982). PLANCHE 4.7

PLANCHE 47 (Suite)

LEGENDE

Limite de l'aquifère de la Mitidja
 Limite de l'aquifère au modèle mathématique
 Courbe équipotentielle 35m NGA
 Limite de la nappe captive
 Piézomètre n° 365.42
 D'après Planche 2 et 11 du Rapport IV bis de Géohydraulique 1968-1972



LEGENDE

Limite de l'aquifère de la Mitidja
 Limite de l'aquifère au modèle mathématique
 Courbe équipotentielle 35m NGA
 Limite de la nappe captive
 Piézomètre n° 365.42
 D'après Planches 2 et 11, Rapport IV bis de Géohydraulique 1968-1972

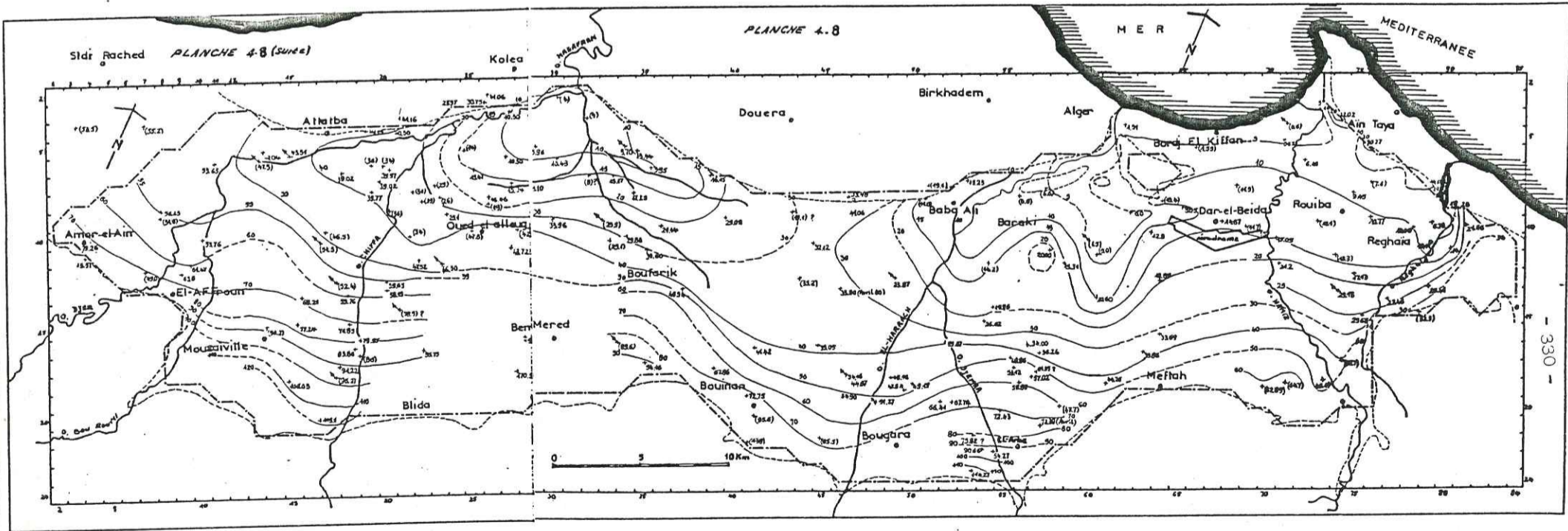
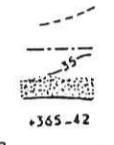


PLANCHE 4.8

PLANCHE 4.8 (Suite)

330

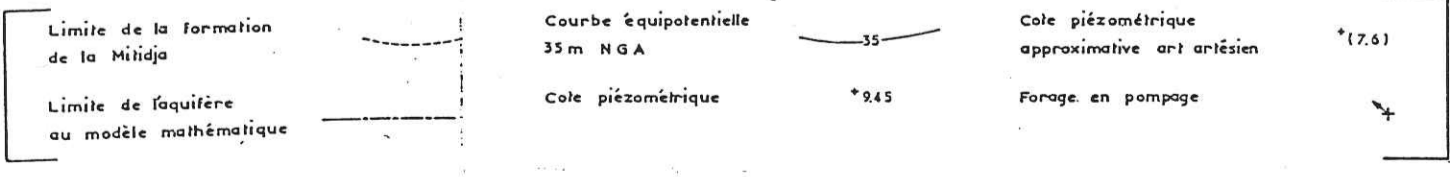
CARTE PIEZOMETRIQUE JUIN/JUILLET 1961
 D'APRES BINNIE-ATKINS, 1982

LEGENDE

Limite de la formation de la Mitidja
 Limite de l'aquifère au modèle mathématique

Courbe équipotentielle 35m NGA
 Courbe équipotentielle 35m NGA
 Courbe équipotentielle 35m NGA
 Courbe équipotentielle 35m NGA

Cote piézométrique approximative artésien
 Cote piézométrique approximative artésien
 Cote piézométrique approximative artésien
 Cote piézométrique approximative artésien



Nous avons représenté en figure 4.8 cinq hydrogrammes établis par la D.E.M.R.H entre 1970 et 1981 pour illustrer les conditions régnant dans l'aquifère de la Mitidja (la position de ces hydrogrammes est donnée dans la planche 4.7).

Les hydrogrammes 596-41 et 245-63 montrent les conditions régnant près des oueds principaux: le premier à proximité de l'Oued El-Harrach, montre d'importantes fluctuations saisonnières et annuelles, dues aux variations de l'alimentation provenant de l'oued, pratiquement à sec en période estivale. Le second, près de l'oued Chiffa, révèle moins d'irrégularités d'une année à l'autre, et les hauteurs reviennent au même niveau pratiquement, au cours de la plupart des saisons humides. Ceci nous porte à croire qu'il se produit un drainage de l'aquifère vers l'oued tout proche, lorsque ce niveau est atteint, bien que le piézomètre lui-même ne soit pas artésien. L'hydrogramme suivant concerne le piézomètre PFA.6 (bis), situé dans la zone captive du Bas Mazafran, au Nord du champ captant du Mazafran.1

Au début des années 1970, le volume pompé dans ce champ était modeste, quelques 30.000 à 40.000 m³/j. La nappe était restée

artésienne et le niveau de l'eau dans le piézomètre dépassait celui du Sol (une colonne d'une hauteur de l'ordre de 3m au-dessus du sol a été spécialement aménagée pour les observations de ce piézomètre). Les variations saisonnières du niveau étaient faibles à cet endroit, en raison de la constance de la réalimentation de la nappe et celle du débit pompé.

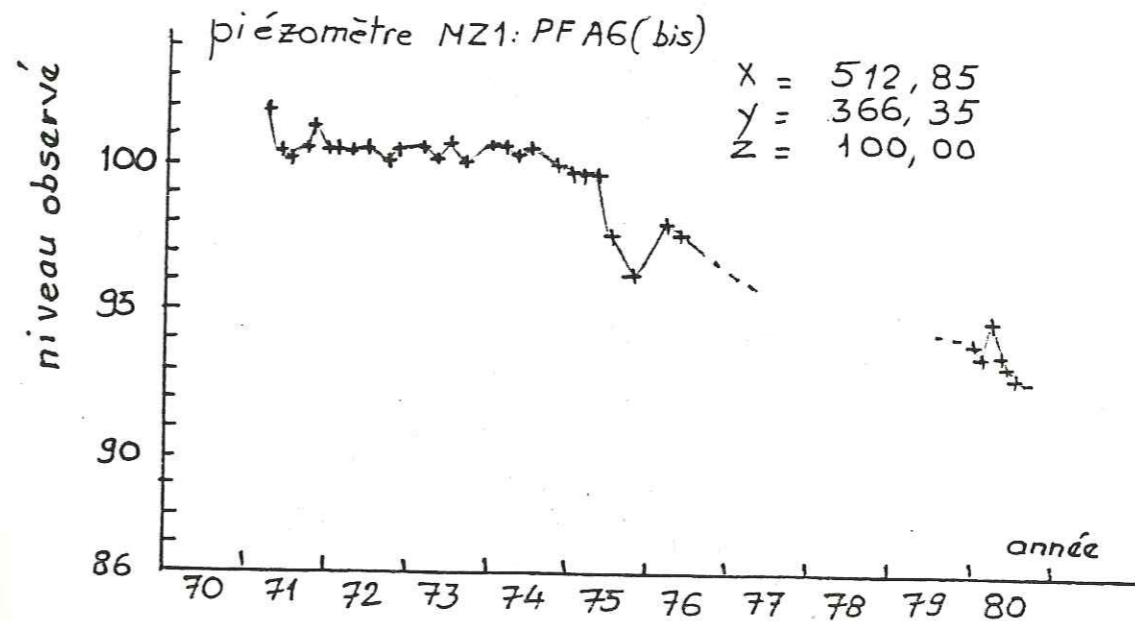
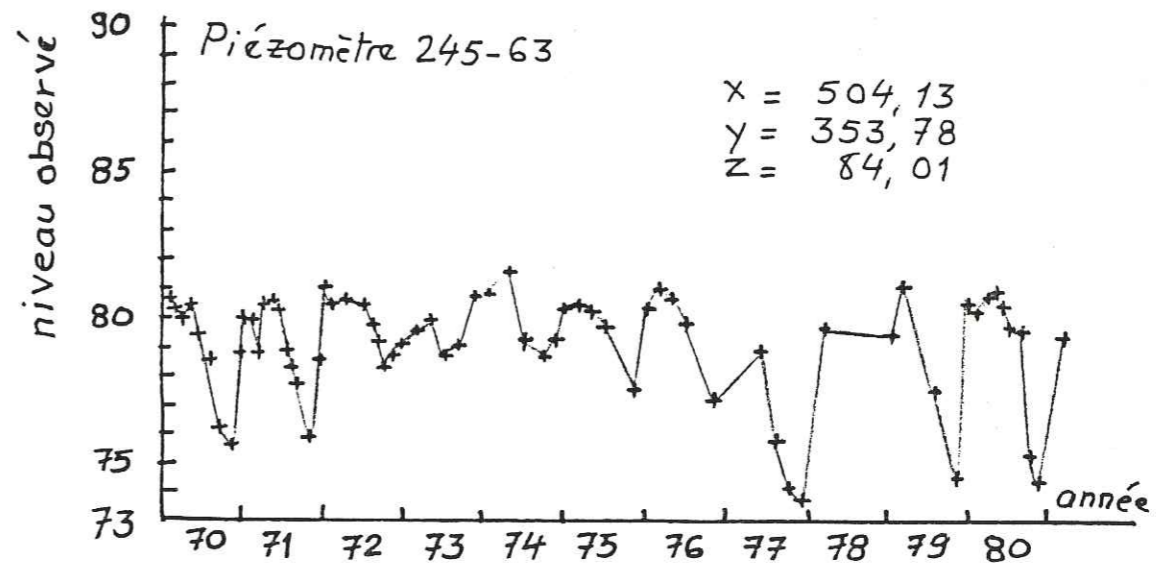
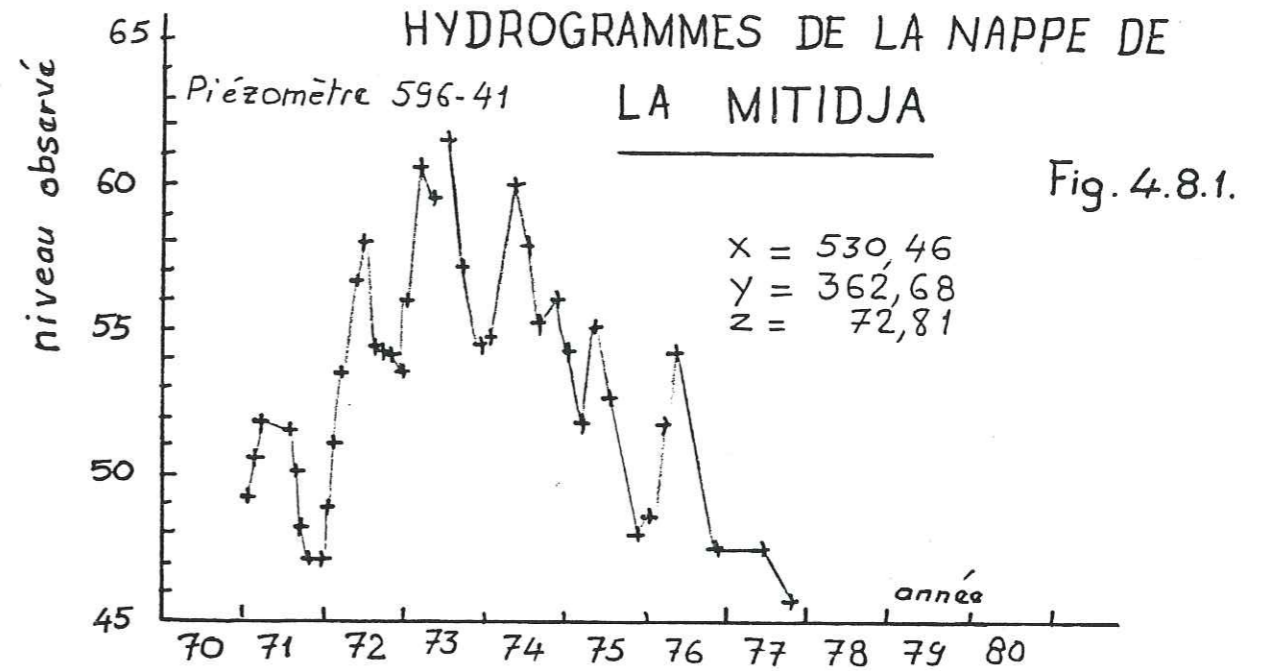
Après le milieu de 1974 le volume pompé a été porté à 70.000 m³/j en moyenne, et l'observation de l'hydrogramme montre que le niveau du piézomètre n'a cessé de décroître, bien que les mesures de niveau font défaut entre 1976 et 1979, jusqu'en 1980, date des dernières mesures effectuées. La baisse de niveau a dépassé 6m, et on peut supposer que cette baisse a fait cesser le drainage vers l'oued Mazafran dès l'année 1976.

Le piézomètre 365-42 est situé à quelques distances de sources d'alimentation importantes, dans une région où il n'existe apparemment pas de formation sus-jacente contraignante. L'hydrogramme montre des variations saisonnières accusées. Ces fluctuations sont déphasées par rapport aux périodes de pompage d'eau pour l'irrigation (Avril à Octobre). L'importance des fluctuations porte à croire que la nappe est captive aux profondeurs atteintes par le fond du sondage.

Enfin le piézomètre 53-63, situé près de la limite Sud de l'aquifère, dans une zone où celui-ci s'élève en altitude, montre d'importantes fluctuations saisonnières dues à l'action directe des précipitations pendant la saison humide (Octobre à Mai). L'aquifère à cet endroit est mince et présente une pente accusée, qui favorise un écoulement rapide après les pluies, suivi d'un tarissement total dès le début de chaque saison sèche.

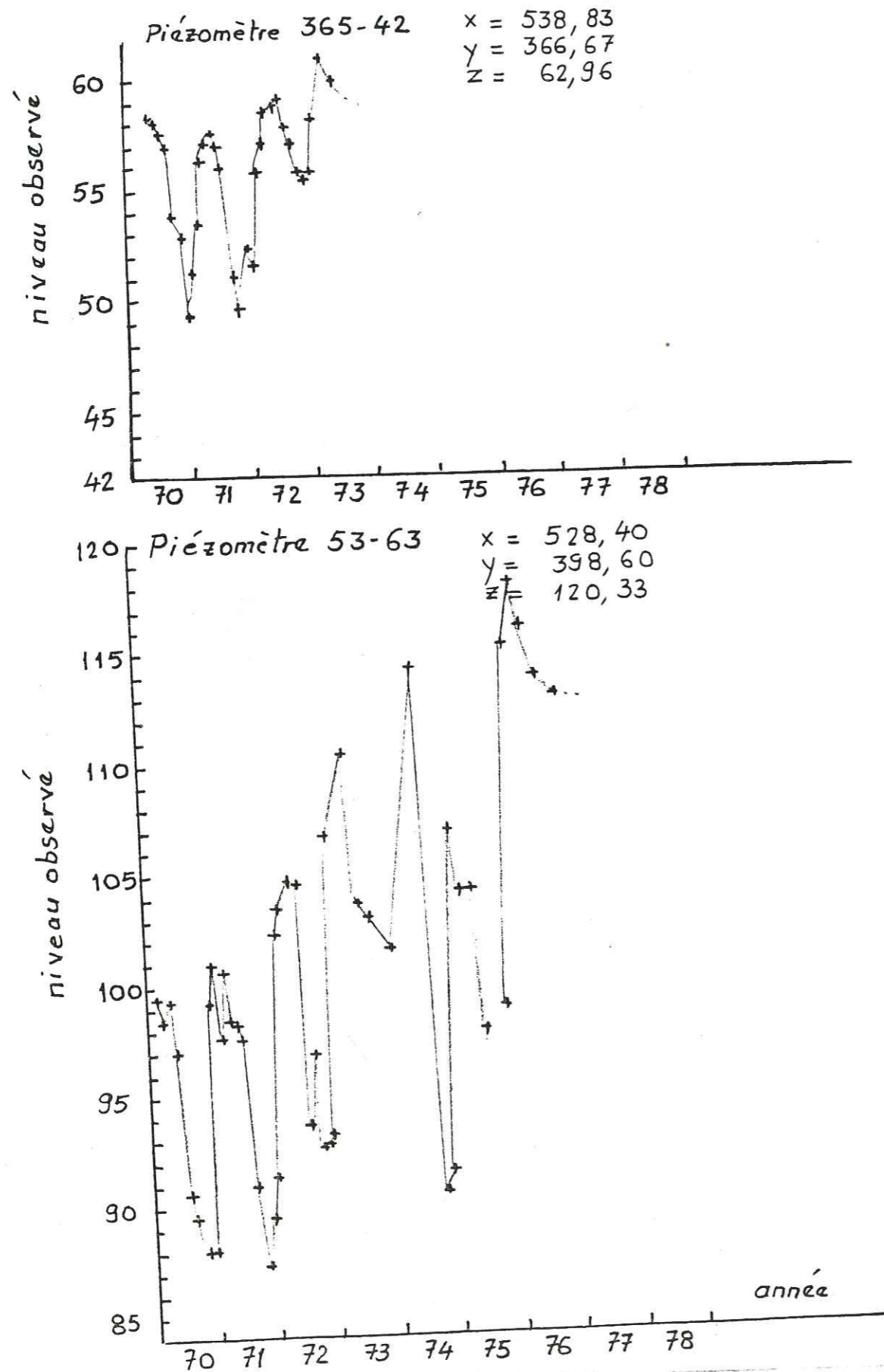
4.9. ETUDE DU BILAN PAR MODELE MATHEMATIQUE

L'étude du bilan général des aquifères de l'importance de ceux que contient le bassin de la Mitidja n'est pas chose aisée, surtout si l'on tient compte du fait que les paramètres sont nombreux et les résultats de mesures relativement rares et disparates.



HYDROGRAMMES DE LA NAPPE DE LA MITIDJA

Fig. 4.8.2.



Comme il a été signalé auparavant, ce n'est qu'à l'occasion d'études de grande envergure effectuées par des bureaux d'études spécialisés et dotés de moyens puissants que des campagnes intensives d'essais et de mesures ont été lancées par l'Administration, qui en a confié du reste une grande quantité à ces mêmes bureaux d'études.

La méthode préconisée par l'Administration et celle adaptée par ces bureaux d'études a été celle du modèle mathématique, utilisé par GEOHYDRAULIQUE en 1968-1972, ensuite par le B.E. BINNIE-ATKINS entre 1981 et 1983.

Il convient de signaler dès à présent que l'étude par modèle mathématique réalisée par BINNIE-ATKINS nous semble plus complète et plus fiable que la précédente, d'une part en raison de l'amélioration des techniques informatiques, et d'autre part en raison de l'augmentation des données et des résultats d'essai effectués entre 1972 et 1982, complétés par des mesures et observations supplémentaires effectuées pendant la période de l'étude. Par ailleurs certains paramètres négligés par GEOHYDRAULIQUE ont été introduits dans la récente étude, qui a aussi bénéficié de la comparaison entre les prévisions théoriques du modèle précédent et l'observation sur le terrain.

Aussi nous allons présenter la démarche suivie par le bureau d'études BINNIE-ATKINS, les résultats obtenus par l'utilisation de son modèle, tenter de comparer les résultats obtenus par l'un et l'autre de ces bureaux d'études, puis formuler les recommandations qui nous paraîtraient opportunes pour les perspectives à venir.

4.9.1. PARAMETRES PRIS EN COMPTE DANS LE MODELE MATHEMATIQUE

Les écoulements identifiés par le B.E BINNIE-ATKINS sont principalement:

- les écoulements souterrains d'échange entre formations, plus particulièrement entre les aquifères de l'Astien (peu exploité dans sa majeure partie) et de la Mitidja; accessoirement entre ce dernier et l'aquifère du Mazafran;
- les écoulements souterrains des eaux provenant de la chaîne atlasique (négligés dans l'étude précédente.);
- les écoulements souterrains vers la mer;
- les infiltrations des précipitations sur la plaine;
- l'alimentation et le drainage de la nappe par les oueds;
- les prélèvements par puits et forages pour l'alimentation en eau potable et en eau industrielle, ainsi que les pompages pour l'irrigation des périmètres;
- les infiltrations des eaux d'irrigation en excédent (ce paramètre a été préconisé par AGROCOMPLECT/ENERGOPROECT en 1978 dans son schéma de l'aménagement hydraulique de la Mitidja);
- les infiltrations dues aux fuites des réseaux d'adduction et de distribution: ce paramètre a été introduit par suite de l'évaluation des pertes d'eau dans les canalisations d'eau potable, qui s'avèrent importantes.

Il convient de signaler que pour ce qui concerne la zone du Bas Mazafran, les conditions hydrogéologiques sont particulières: l'aquifère de la Mitidja est rendu captif dans l'aire recouverte par les limons de la formation du Mazafran. Aussi l'alimentation de la nappe dans cette zone est piézosensible, l'eau ne pouvant pénétrer dans l'aquifère que dans la mesure où les potentiels piézométriques sont supérieurs à ceux de la nappe de la Mitidja. Aussi, les données recueillies sur le terrain ne pouvant permettre des estimations correctes de l'alimentation, celles-ci ont été obtenues à l'aide du modèle mathématique, par approximations successives.

4.9.2. THEORIE DU MODELE MATHEMATIQUE

Le modèle mathématique mis au point par le B.E BINNIE-ATKINS ne concerne que l'aquifère de la Mitidja: d'une part en raison de la complexité qu'il y a à considérer plusieurs aquifères à la fois, et d'autre part en raison de la rareté des données concernant l'aquifère de l'Astien, qui ne participe du reste que pour 7% environ de la réalimentation totale du système, comme nous l'avait suggéré l'étude de GEOHYDRAULIQUE. Aussi les écoulements entre les aquifères de l'Astien et de la Mitidja ont-ils été introduits explicitement dans le modèle sous forme de débits constants entrant dans et sortant de l'aquifère de la Mitidja.

Ce modèle n'a pas tenu compte des couches de faible perméabilité que l'on rencontre dans l'aquifère, et qui créent des potentiels piézométriques différents entre couches perméables, étant donné qu'elles sont localisées, et qu'elles ne sont ni continues ni clairement définies pour être introduites dans le modèle.

Le modèle a d'autre part été modifié de façon à calculer et prendre en compte les flux de drainage des eaux vers les oueds à partir de l'aquifère, en raison de l'imprécision rencontrée par estimation des flux de drainage à partir des observations faites sur le terrain. Le

modèle a aussi simulé les conditions d'alimentation piézosensible dans le Bas Mazafran, comme signalé ci-dessus.

Enfin le modèle a tenu compte de la variation de la transmissivité avec l'épaisseur de la partie saturée de l'aquifère, les variations pouvant être importantes lorsque l'aquifère est mince ou lorsque des baisses importantes de niveau sont provoquées par les pompages dans la nappe.

La théorie complète du modèle mathématique sera donnée en annexe. Nous nous contenterons d'en tracer les grandes lignes.

L'écoulement dans un aquifère en régime transitoire (non permanent), dont les transmissivités sont T_x et T_y dans les directions x et y , de coefficient d'emmagasinement S , en un point de l'aquifère de coordonnées x et y , où s'effectue une réalimentation de débit $q(x,y,t)$, à l'instant t et dont la valeur de la cote piézométrique est h est exprimé par l'équation différentielle :

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_y \frac{\partial h}{\partial y}) = S \frac{\partial h}{\partial t} - q(x,y,t)$$

Une telle équation ne peut être résolue, on s'en doute bien, sans hypothèses simplificatrices.

On commence d'abord par diviser l'espace (ici l'aquifère) en unités discrètes, et l'on étudie la variation des phénomènes à des intervalles de temps déterminés, en affectant à chaque unité de l'espace des paramètres valables en un instant donné et variant l'instant suivant d'une certaine quantité.

Pour le modèle qui nous intéresse, BINNIE-ATKINS a adapté un maillage de l'aquifère (limites définies dans la planche n°4.5), en mailles carrées de 1 kilomètre de côté, soit au total 1909 mailles, dont 1255 sont situées à l'intérieur des limites de l'aquifère concerné. Ce nombre est deux fois plus élevé que le nombre de relevés des niveaux piézométriques réalisés pour l'étude de GEOHYDRAULIQUE, vers 1970. Peu de données étaient disponibles avant cette époque, et le nombre de relevés effectués après cette première étude, entre 1972 et Juillet 81, qui marque la fin de l'étalonnage du modèle par BINNIE-ATKINS, est très limité également.

Dans cette équation, le débit entrant dans l'aquifère $q(x,y,t)$ intervient comme paramètre essentiel. Or là encore les données n'étaient pas assez nombreuses ni complètes, et le B.E. BINNIE-ATKINS a dû prendre, selon le cas, soit des valeurs moyennes mensuelles estimées de ces débits, soit les valeurs des mesures effectuées en été 1981, tout au début de son étude, pour simuler la fin de la période d'étalonnage du modèle.

Les variations saisonnières des débits pour un pays comme l'Algérie constituent un facteur important: tarissement des oueds en période sèche, augmentation du pompage pour l'irrigation en été... Le bureau d'étude a utilisé dans le modèle les données d'entrée-sortie de ces débits sur une base mensuelle.

Pour les calculs, le temps a été divisé en intervalles égaux d'un demi-mois chacun, pour plus de précision.

Données utilisées dans le modèle

Les données introduites dans le programme du modèle mathématique mis au point par BINNIE-ATKINS sont:

- a) L'emplacement et le type des limites de l'aquifère de la Mitidja. Nous avons évoqué ce point au paragraphe 4.5, la planche n°4.5 reproduit les limites de l'aquifère, telles qu'elles ont été adoptées dans le modèle;
- b) Les niveaux de fond de l'aquifère: le paragraphe 4.4 traite de cette question, et les planches 4.2 et 4.3. représentent les fonds de l'aquifère de la Mitidja et celui du Mazafran, établis par le Bureau d'études pour le programme du modèle;
- c) Les niveaux du lit des oueds au droit du drainage de l'aquifère vers les oueds;
- d) Les valeurs de perméabilité, ou ce qui revient au même, celles des transmissivités. La planche 4.6 reproduit les courbes iso-transmissivité, établies d'après les résultats connus avant l'étude GEOHYDRAULIQUE et ceux obtenus ces dernières années. Les valeurs moyennes adoptées pour les mailles du modèle sont extraites de cette carte, et on peut affirmer que sur ce point la précision des données peut être considérée comme suffisante. Les valeurs des perméabilités

ont été extraites de celles des transmissivités, en supposant les aquifères homogènes dans le sens vertical, comme il a été signalé au début de ce paragraphe;

- e) Les coefficients d'emmagasinement: étant donné la rareté des données disponibles jusqu'à nos jours, ces coefficients ont été estimés grossièrement, à l'échelle régionale, pour chaque partie de la plaine (ouest, centre, est, etc..), à partir des quelques résultats connus. Un coefficient moyen de 10% a d'abord été utilisé pour l'étalonnage du modèle, mais il a conduit à des résultats peu compatibles avec la réalité, surtout dans la zone Est de la plaine, entre EL-Harrach et Rouiba. Aussi les coefficients régionaux adoptés par GEOHYDRAULIQUE en 1972 ont été réutilisés, légèrement modifiés dans certaines zones: 6 à 7% en moyenne, 15% dans la région EL-Harrach - Bordj EL Kiffan - Rouiba, 3% à l'extrémité est de l'aquifère, 2,5% dans la zone captive du Bas Mazafran.
- f) L'emplacement et l'importance des écoulements souterrains aux limites du modèle, y compris ceux provenant de l'Atlas, du Sahel et de l'Astien;
- g) Les volumes mensuels de la réalimentation de la nappe par les pluies;
- h) La réalimentation mensuelle par les Oueds et la distribution de cette réalimentation;
- i) Les volumes annuels d'eaux pompées dans la nappe pour les usages domestiques, industriels et agricoles;
- j) Les volumes d'eaux réinfiltrées dans la nappe à partir des excédents d'eaux d'irrigation et des fuites provenant des canalisations d'eau potable et des effluents;
- k) Les valeurs de perméabilité des limons du Bas Mazafran et le drainage de cette zone par les oueds.

Concernant les points f à k, nous allons résumer ci-après les méthodes utilisées et les valeurs adaptées pour le calage du modèle, étant entendu que dans certains cas plusieurs passages machine ont été nécessaires (méthodes itératives) avant l'adoption des valeurs définitives des données d'entrée prises en compte dans le programme: Ces valeurs devaient être compatibles avec les mesures et observations effectuées sur le terrain, soit par le Bureau d'études lui-même de 1981 à 1982, soit par les services de la D.E.M.R.H et de GEOHYDRAULIQUE antérieurement à cette date.

Introduction

A.1 Ce document présente les équations différentielles qui définissent l'écoulement souterrain, le développement d'une approximation par différence finie et les équations qui permettent de représenter l'aquifère de la Mitidja à l'aide d'un programme informatique. Pour une description détaillée des équations et de leurs hypothèses, on est prié de consulter l'un des nombreux ouvrages de référence, tels que celui de Rushton et Redshaw (1979) ou de Marsily (1972).

Notation

A.2 Les symboles utilisés dans l'exposé ci-dessous sont les suivants :

- A,B,C,D Coefficients, exprimés sous la forme de différences finies, des équations d'écoulement souterrain, incorporant les transmissivités et les dimensions des mailles;
- A',B',C',D' Variantes de A,B,C,D où la transmissivité est remplacée par la perméabilité. Sont définies dans l'équation (17);
- E,F Coefficients. Sont définis dans les équations (12) et (13);
- G Critère de convergence (Paragraphe H.13);
- H Hauteur piézométrique en une maille déterminée;
- Hs Hauteur piézométrique dans les limons de couverture;
- i Variable pour le comptage des mailles dans la direction x (Figure H.1);
- j Variable pour le comptage des mailles dans la direction y (Figure H.1);
- k Variable pour le comptage des itérations lors de la résolution des équations;
- Kx,Ky,Kz Perméabilité dans les directions x, y et z;
- Ks Perméabilité verticale des limons de couverture;
- L Epaisseur saturée de l'aquifère. Est définie dans l'équation (18);
- M,N Niveau du toit et du fond de l'aquifère;
- n Variable pour le comptage des intervalles de temps (Figure H.1);
- O Niveau du débit sortant pour le drainage;
- q Réalimentation nette;
- Q Réalimentation nette en une maille déterminée;
- Qd Flux de drainage en une maille déterminée. Est défini dans l'équation (23);
- Qp Réalimentation piézosensible maximale en une maille déterminée;
- Qr Réalimentation piézosensible réelle en une maille déterminée. Est définie dans l'équation (25);
- R Coefficient de débit sortant pour le drainage. Est défini dans l'équation (22);
- S Coefficient d'emmagasinement;
- Su,Sc Coefficients d'emmagasinement pour nappe libre et nappe captive;
- t Temps;
- T Temps au début ou à la fin d'un intervalle de temps;
- Tx,Ty Transmissivité dans les directions x et y;
- w Facteur de surrelaxation destiné à hâter la convergence de résolution;
- x,y,z Coordonnées cartésiennes.

Ecoulement permanent

A.3 L'équation définissant l'écoulement permanent sans débit entrant ou sortant est la suivante :

$$\frac{\delta}{\delta x} (K_x \frac{\delta h}{\delta x}) + \frac{\delta}{\delta y} (K_y \frac{\delta h}{\delta y}) + \frac{\delta}{\delta z} (K_z \frac{\delta h}{\delta z}) = 0 \quad (1)$$

Cette équation indique que l'écoulement net en un point est égal à zéro lorsqu'existe un état stable.

A.4 Dans l'étude de l'écoulement souterrain régional, il a été supposé que les composantes verticales de l'écoulement sont négligeables, car les distances verticales telles que l'épaisseur de l'aquifère sont faibles par rapport aux distances horizontales. L'équation (1) peut être reformulée en termes de transmissivité comme suit :

$$\frac{\delta}{\delta x} (T_x \frac{\delta h}{\delta x}) + \frac{\delta}{\delta y} (T_y \frac{\delta h}{\delta y}) = 0 \quad (2)$$

Ecoulement transitoire avec débits entrant et sortant.

A.5 Dans une situation d'écoulement transitoire, les hauteurs piézométriques varient avec le temps. L'eau peut donc être emmagasinée ou libérée à un taux $S \frac{\delta h}{\delta t}$, où S est le coefficient d'emmagasinement pour la nappe captive ou libre selon le cas.

A.6 Lorsqu'une réalimentation, un prélèvement ou un drainage a lieu, ces différents phénomènes peuvent être incorporés à l'équation sous la forme d'un débit qui est fonction de l'emplacement où il intervient et du temps. L'équation (2) peut être développée sous la forme transitoire suivante :

$$\frac{\delta}{\delta x} (T_x \frac{\delta h}{\delta x}) + \frac{\delta}{\delta y} (T_y \frac{\delta h}{\delta y}) = S \frac{\delta h}{\delta t} - q(x,y,t) \quad (3)$$

Cette équation est l'expression de base définissant l'écoulement souterrain régional (bidimensionnel) ; elle inclut l'emmagasinement, les débits entrant et les débits sortant.

Approximation par différence finie

A.7 Pour résoudre l'équation (3), des approximations sont faites sur les termes différentiels en divisant l'espace et le temps en unités discrètes. La Figure A.1 montre comment sont représentées les hauteurs piézométriques aux différentes mailles et aux différents temps.

A.8 Les gradients piézométriques entre mailles dans la direction x peuvent être approchés par l'équation :

$$\frac{\delta h}{\delta x} = \frac{H_{ij} - H_{i-1,j}}{\Delta x_{i-1,j}} \quad (4)$$

On peut faire de même dans la direction y. Les termes du membre gauche de l'équation (3) peuvent être approchés par des expressions de la forme :

$$\begin{aligned} \frac{\delta}{\delta x} (T_x \frac{\delta h}{\delta x}) &= \frac{1}{\Delta x_{i,j} + \Delta x_{i-1,j}} \left[\frac{T_{xij} (H_{i+1,j} - H_{ij})}{\Delta x_{ij}} - \frac{T_{xi-1,j} (H_{ij} - H_{i-1,j})}{\Delta x_{i-1,j}} \right] \\ &= \frac{2}{X_{i+1} - X_{i-1}} \left[\frac{T_{xij} (H_{i+1,j} - H_{ij})}{X_{i+1} - X_i} - \frac{T_{xi-1,j} (H_{ij} - H_{i-1,j})}{X_i - X_{i-1}} \right] \end{aligned} \quad (5)$$

Cette expression peut être simplifiée comme suit :

$$\frac{\delta}{\delta x} (T_x \frac{\delta h}{\delta x}) = A H_{i+1,j} - (A+C) H_{ij} + C H_{i-1,j} \quad (6)$$

où $A = \frac{2 T_{xij}}{(X_{i+1} - X_{i-1})(X_{i+1} - X_i)} \quad (7a)$

et $C = \frac{2 T_{xi-1,j}}{(X_{i+1} - X_{i-1})(X_i - X_{i-1})} \quad (7b)$

On peut écrire des expressions semblables pour la direction y :

$$\frac{\delta}{\delta y} (T_y \frac{\delta h}{\delta y}) = D H_{i,j+1} - (D+B) H_{ij} + B H_{i,j-1} \quad (8)$$

où $B = \frac{2 T_{yij}}{(Y_{j+1} - Y_{j-1})(Y_j - Y_{j-1})} \quad (9a)$

et $D = \frac{2 T_{yij}}{(Y_{j+1} - Y_{j-1})(Y_{j+1} - Y_j)} \quad (9b)$

A,B,C,D sont appelés coefficients "en étoile" et combinent les propriétés de l'aquifère et les dimensions des mailles. Le coefficient A_{ij} relie les mailles (i,j) et $(i+1,j)$ et est le même que $C_{i-1,j}$. De même, le coefficient B_{ij} est le même que $D_{i,j-1}$ et relie les mailles (i,j) et $(i,j-1)$.

A.9 Le taux de variation des hauteurs piézométriques peut être approché par l'équation :

$$\frac{\delta h}{\delta t} = \frac{H_{ij,n+1} - H_{ijn}}{T_{n+1} - T_n} \quad (10)$$

la réalimentation étant prise comme moyenne sur l'intervalle de temps : $Q_{n+1/2}$.

A.10 Le programme du modèle de la nappe de la Mitidja utilise une formulation des équations entièrement implicite. Lorsque la résolution d'une équation avance d'un intervalle de temps, passant de T_n à T_{n+1} , toutes les hauteurs piézométriques du membre gauche de l'équation (3) se retrouvent au nouveau temps T_{n+1} et sont alors des inconnues. Ceci conduit à un ensemble d'équations simultanées (une pour chaque maille) qui doivent être résolues. Bien qu'elle soit plus complexe à établir, cette méthode présente l'avantage, par rapport à la méthode explicite, d'assurer une stabilité sans condition pour toutes les valeurs de l'intervalle de temps.

A.11 En utilisant les approximations des équations (6), (7), (8), (9), (10), l'équation (3) devient :

$$\begin{aligned} A H_{i+1,j,n+1} + B H_{i,j-1,n+1} + C H_{i-1,j,n+1} + D H_{i,j+1,n+1} - (A+B+C+D) H_{ij,n+1} \\ + \frac{S}{\Delta t} H_{ijn} - Q_{n+1/2} \end{aligned} \quad (11)$$

Résolution par surrelaxations successives

A.12 On peut résoudre l'ensemble d'équations simultanées (11) en utilisant une méthode itérative. En définissant

$$E = A+B+C+D + \frac{S}{\Delta t} \quad (12)$$

et

$$F = A H_{i+1,j,n+1} + B H_{i,j-1,n+1} + C H_{i-1,j,n+1} + D H_{i,j+1,n+1} + \frac{S}{\Delta t} H_{ijn} + Q_{n+1/2} \quad (13)$$

l'équation (11) peut être réexprimée de manière plus compacte :

$$E H_{ij,n+1} = F \quad \text{or} \quad H_{ij,n+1} = \frac{F}{E} \quad (14)$$

L'équation (14) peut être résolue par application répétitive à toutes les mailles, mais la convergence est très lente. L'introduction d'un facteur de surrelaxation permet de résoudre l'équation plus rapidement. Par rapport à l'équation (14), ce facteur accroît la variation des hauteurs piézométriques estimées entre deux itérations :

$$H_{ij,n+1,k} = W \left(\frac{F}{E} - H_{ij,n+1,k-1} \right) + H_{ij,n+1,k-1} \quad (15)$$

A.13 On déclare la convergence atteinte lorsque le reste de l'équation (14) est inférieur à une valeur spécifiée, à savoir :

valeur absolue $(EH_{ij,n+1,k} - F) < G$

Ceci montre que le déséquilibre des écoulements à la maille par suite de la résolution non exacte de l'équation est faible. Le critère de convergence G a les mêmes dimensions que la réalimentation.

Transmissivité variable

A.14 Les équations ci-dessus s'appliquent à une situation où la variation de la transmissivité avec l'épaisseur saturée de l'aquifère peut être négligée. On a cependant estimé nécessaire, pour le modèle de la Mitidja, de faire varier la transmissivité lorsque changeaient les hauteurs piézométriques. Des variantes des coefficients A, B, C, D ont été utilisées sous la forme suivante :

$$A' = \frac{K_{xij}}{(X_{i+1} - X_{i-1})(X_{i+1} \cdot X_i)} \quad (17)$$

L'épaisseur de la partie saturée de l'aquifère en une maille déterminée est définie comme suit :

$$L_{ij,n+1,k} = \text{minimum}(M_{ij}; H_{ij,n+1,k}) - \text{maximum}(N_{ij}; H_{ij,n+1,k}) \quad (18)$$

En révisant à chaque itération l'épaisseur saturée de l'aquifère, une valeur continuellement révisée des coefficients "en étoile" A,B,C,D est donnée à chaque itération par l'expression :

$$A = A' (L_{ij,n+1,k} + L_{i+1,j,n+1,k}) \quad (19)$$

et d'autres expressions semblables. Cette méthode permet d'incorporer au modèle la variation de transmissivité avec le niveau piézométrique.

Coefficients d'emmagasinement pour nappe captive et nappe libre

A.15 Les coefficients d'emmagasinement doivent être ajustés lorsque les conditions des mailles varient entre état captif et état libre. Si aucun ajustement n'est fait, une certaine instabilité apparaîtra dans les hauteurs piézométriques estimées. On évite ce problème en prenant une moyenne des coefficients, calculée sur l'intervalle de temps durant lequel les conditions changent. On suppose pour cela que la hauteur piézométrique à la maille varie linéairement avec le temps. Le coefficient réel durant la période où la maille passe à l'état captif est donné par l'équation :

$$S_{ij,n+1,k} = \frac{S_{uij}(M_{ij} - H_{ijn}) + S_{cij}(H_{ij,n+1,k} - M_{ij})}{H_{ij,n+1,k} - H_{ijn}} \quad (20)$$

Une expression semblable est utilisée lorsque la maille passe à l'état libre, la seule différence étant que les coefficients Su et Sc sont intervertis. Le coefficient réel est révisé à chaque itération, mais est remplacé par Su ou Sc selon le cas avant le début des calculs de l'intervalle de temps suivant.

Drainage et réalimentation piézosensibles

A.16 Trois types d'écoulement piézosensibles ont été inclus dans le modèle. Dans le Bas Mazafran, où l'aquifère est recouvert par des limons, le drainage a lieu si les hauteurs piézométriques sont supérieures au niveau du sol. Il y a réalimentation si les hauteurs piézométriques dans l'aquifère de la Mitidja sont inférieures aux niveaux piézométriques dans les limons. Le phénomène de drainage est gouverné par les différences entre hauteurs piézométriques et par la perméabilité des limons ; le phénomène de réalimentation est gouverné par la réalimentation maximale disponible et par les différences entre hauteurs piézométriques. Dans les zones libres de l'aquifère, il y a drainage lorsque les hauteurs piézométriques sont supérieures au niveau du lit des oueds. Ce dernier cas est plus simple, et les équations qui s'y rapportent sont dérivées de celles utilisées pour le Bas Mazafran (A.19).

A.17 Lorsque les hauteurs piézométriques sont supérieures au niveau du sol, il y a drainage. Ce drainage peut être calculé à partir de la perméabilité des limons et du gradient piézométrique. Le gradient piézométrique est donné par l'équation :

$$\frac{\delta h}{\delta z} = \frac{H_{ij} - O_{ij}}{O_{ij} - M_{ij}} \quad (21)$$

Un coefficient de débit sortant, qui inclue la perméabilité et l'épaisseur des limons, peut être défini comme suit :

$$R_{ij} = \frac{K_{sij}}{O_{ij} - M_{ij}} \quad (22)$$

Le flux de drainage peut être estimé à chaque intervalle de temps par l'équation :

$$Q_{dij,n+1/2} = R_{ij} (H_{ijn} - O_{ij}) \quad (23)$$

Une expression plus correcte utiliserait un débit sortant moyen pour l'intervalle de temps et aurait recours à l'estimation actuelle de la hauteur piézométrique, à savoir H_{ijn} . Cependant, cette expression rend la convergence de résolution plus lente. En outre, cette méthode de calcul du drainage ne permet pas de supposer que l'écoulement vertical peut être négligé et conduit à une approximation que l'équation (23) fournit avec une précision tout à fait suffisante.

A.18 Lorsque les hauteurs piézométriques sont inférieures au toit de l'aquifère, une réalimentation a lieu au taux potentiel maximum. Lorsque les hauteurs piézométriques se situent entre

le toit de l'aquifère et les niveaux piézométriques dans les limons, la réalimentation est supposée être proportionnelle à la différence entre niveaux piézométriques, à savoir :

$$Q_{rij,n+1} = \frac{Q_{rij,n+1} (H_{sijn} - H_{ijn})}{(H_{sijn} - M_{ij})} \quad (24)$$

Comme pour les flux de drainage, on obtient des estimations suffisamment précises de la réalimentation survenant durant l'intervalle de temps en utilisant les hauteurs piézométriques existant au début de l'intervalle de temps. Deux autres approximations sont faites pour simplifier l'équation (24). La variation des niveaux piézométriques dans les limons n'étant pas connue, un niveau constant est utilisé. Ce niveau a été supposé être le même que le niveau de débit sortant utilisé pour le calcul des flux de drainage dans l'équation (23). L'équation (24) peut maintenant être simplifiée comme suit :

$$Q_{rij,n+1} = \frac{Q_{rij,n+1} (O_{ij} - H_{ijn})}{(O_{ij} - M_{ij})} \quad (25)$$

A.19 Le drainage dans les zones libres de l'aquifère est donné par l'équation (23) à la différence du coefficient de débit sortant, qui est différemment défini. Ce drainage est fonction de conditions très localisées, et la perméabilité et l'épaisseur de la couche gouvernant le drainage ne seront pas connues. R_{ij} est donc un coefficient choisi arbitrairement.

Limites

A.20 Trois types de limites peuvent être spécifiés :

- a) Hauteur piézométrique fixe, telle que la mer;
- b) Valeur connue de l'écoulement;
- c) Limites d'imperméabilité.

Les limites de hauteur piézométrique fixe sont traitées simplement, en donnant à la hauteur piézométrique des mailles concernées la valeur fixe connue et en ne résolvant pas l'équation (11) pour ces mailles. Les limites d'écoulement connu sont traitées comme les limites d'imperméabilité, avec la seule différence que la réalimentation connue (ou débit sortant connu) est appliquée à la maille.

A.21 On introduit les limites d'imperméabilité en modifiant les coefficients "en étoile" A, B, C, D. Les limites passent par le centre des mailles. Tout coefficient situé entièrement à l'extérieur de la limite reçoit la valeur zéro.

Le modèle conceptuel représenté en figure 4.9.2. ci-après résume suivant une coupe sud-nord, de l'Atlas au Sahel, l'essentiel de ces échanges.

4.9.3. ALIMENTATION DE L'AQUIFÈRE PAR LES ÉCOULEMENTS SOUTERRAINS

Le Bureau d'études reprend les hypothèses antérieures (GEOHYDRAULIQUE, 1968 à 1972) concernant les échanges souterrains entre l'aquifère et les autres formations, en y introduisant les apports en provenance de l'Atlas.

L'aquifère de l'Astien étant limité latéralement et à la base par des formations quasi imperméables, seuls les apports qui l'alimentent par le dessus, à travers les marnes d'El-Harrach ont été prises en compte.

L'aquifère de la Mitidja par contre est en contact hydraulique avec des formations secondaires saturées qui l'alimentent ou le drainent:

- a) - dépôts alluviaux des grands oueds dans leurs cours supérieurs qui alimentent l'aquifère à leur entrée dans la plaine;
- b) - dépôts perméables de la baie d'Alger qui favorisent un drainage de l'aquifère vers la mer;
- c) - roches crétacées de l'Atlas, en contact avec l'aquifère dans sa partie sud: la présence de sources et de forages exploités dans ces roches prouvent qu'elles sont saturées en certains endroits, et qu'elles alimentent par conséquent en partie l'aquifère;
- d) - dépôts alluviaux de la cluse du Mazafran qui permettent un drainage non négligeable de l'aquifère en direction de la mer.

a) Les écoulements à travers les dépôts alluviaux des grands oueds ont été estimés à partir des perméabilités extraites du modèle, des gradients piézométriques extraits de la carte établie en 1970 et des coupes transversales réalisées à partir des données topographiques, en supposant les écoulements constants pendant toute la durée de la période d'étalonnage du modèle. Le tableau 4.9.3.1. présente les résultats obtenus: 13.500 m³/j d'apports.

b) Les débits sortant vers la baie d'Alger ont été calculés dans le modèle mathématique à l'aide des perméabilités moyennes extraites de la carte, des niveaux de la base de l'aquifère et des niveaux piézométriques.

Le débit n'a pas beaucoup varié pendant les simulations et la moyenne obtenue a été de 11.000 m³/j.

c) Les apports souterrains à l'aquifère à partir de l'Atlas ont été introduits par BINNIE-ATKINS pour étalonner correctement le modèle, d'une part en raison de la saturation de certaines strates du crétacé, d'autre part, comme il a été signalé au chapitre 3, les résultats d'analyse chimique prouvent l'existence d'une infiltration d'eau à partir de ces roches. Le Bureau d'études estime les apports à 24.200 m³/j.

Modèle conceptuel des écoulements dans l'aquifère de la Mitidja

(Modèle mathématique de BINNIE-ATKINS, 1982)

Fig. 4.9.2.

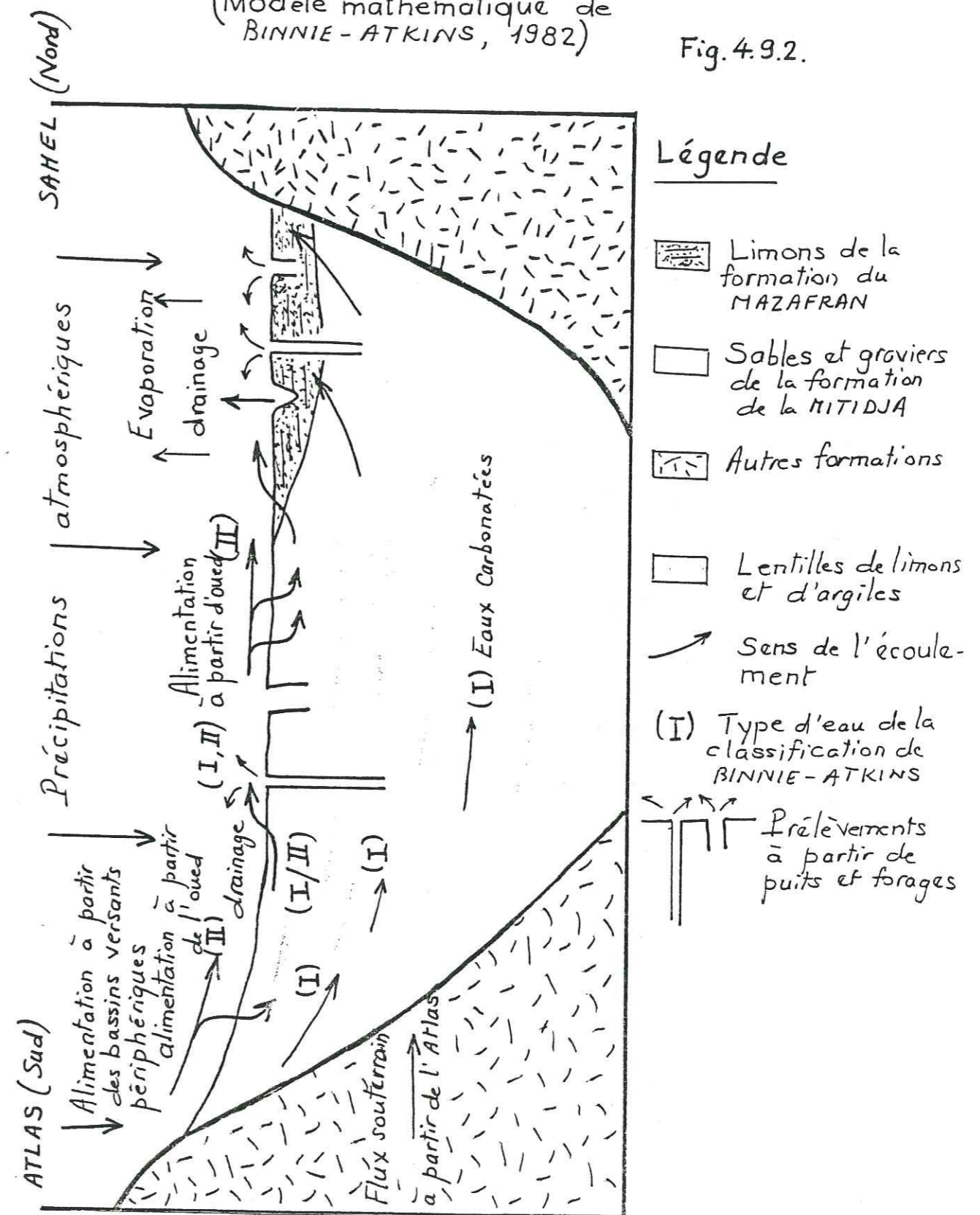


TABLEAU 4.9.3.1

RESULTATS DES ECHANGES ENTRE
L'AQUIFERE DE LA MITIDJA ET LES
AUTRES FORMATIONS
(Modèle mathématique BINNIE-ATKINS, 1982)

	Débit entrant	Débit sortant
<u>Dépôt des vallées</u>		
Oued Djer (m ³ /j)	900	-
Oued Bou Roumi (m ³ /j)	1100	-
Oued Chiffa (m ³ /j)	2200	-
Oued El Harrach (m ³ /j)	2300	-
Oued Djemaa (m ³ /j)	2100	-
Oued Hamiz (m ³ /j)	5000	-
Oued Mazafran (m ³ /j)	-	100
Total Dépôts des vallées (m³/j)	13600	100
<u>Autres formations</u>		
Vers baie d'Alger (m ³ /j)	-	11000
A partir de l'Atlas (m ³ /j)	24200	-
Afflux latéraux, venant de l'Astien, le long du Sahel (m ³ /j)	40900	-
Echanges avec l'aquifère de l'Astien (m ³ /j)	56900	34700
Petits flux, à travers les limites du modèle (m ³ /j)	10000	3100
TOTAL (m³/j)	145600	48900

d) Les échanges entre l'aquifère de la Mitidja et l'aquifère de l'Astien ont été estimés par GEOHYDRAULIQUE dans son modèle et repris par BINNIE-ATKINS, faute de données recueillies sur le terrain.

Ces échanges concernent les afflux provenant des collines du Sahel, où l'Astien afflue sur une grande surface, à raison de 40.900 m³/j, et ceux qui traversent la formation quasi imperméable d'El-Harrach, à raison de 56.900 m³/j entrant et 34.700 m³/j sortant de l'aquifère de la Mitidja et alimentant l'Astien.

e) Les écoulements à travers les limites de l'aquifère ont été estimés pendant l'étalonnage du modèle à 10.000 m³/j entrant et 3100 m³/j sortant, principalement vers les alluvions de la vallée de l'oued Boudouaou, le bassin versant du cours supérieur de l'oued Reghaïa et les formations de Halloula et d'El-Harrach. La planche 4.9 montre les zones où s'effectuent les échanges souterrains dont il a été question.

4.9.4. REALIMENTATION DE LA NAPPE PAR LES PRECIPITATIONS ATMOSPHERIQUES

Le régime des pluies est très irrégulier en Algérie, comme dans tout pays méditerranéen, ce qui rend les études difficiles. Les difficultés augmentent encore quand les mesures sont irrégulières et parfois inexistantes comme c'est le cas pour notre région. Le nombre des stations de mesure, bien que satisfaisant en comparaison avec d'autres régions du pays, reste limité, et de nombreuses lacunes ont été relevées au cours du dépouillement des résultats.

Aussi le Bureau d'études a-t-il été amené à formuler des hypothèses simplificatrices dans certains cas.

Les données les plus sûres ont été obtenues à partir de huit stations pluviométriques dont les relevés étaient réguliers et contrôlés. Les données de la station de l'Arbaa, au centre de la plaine, ont été par contre rejetées après vérification et le Bureau d'études a dû prendre comme données dans cette région celles de stations plus éloignées. (fig. 4.9.4.1)

Nous donnons au tableau 4.9.4.1. ci-après les valeurs adoptées pour neuf stations dont les valeurs sont à peu près sûres, certaines valeurs ont été corrigées à partir de données sûres de stations voisines, quand le dépouillement a révélé des lacunes.

La hauteur pluviométrique moyenne de la région est de 700mm, variant de 650mm à l'Ouest, en zone de basse altitude à 900mm sur les contreforts de l'Atlas.

La méthode d'évaluation de la réalimentation de la nappe par infiltration adoptée par BINNIE-ATKINS est différente de celle adoptée par GEOHYDRAULIQUE, que nous avons évoquée au chapitre 1, et qui était basée sur la méthode de Thornthwaite. Sur les recommandations de la Compagnie Nationale d'Aménagement de la région du Bas Rhône et du Languedoc (C.N.A.R.B.L) dans son étude de l'avant-projet de l'équipement du périmètre d'irrigation de la Mitidja Ouest, 1981, c'est la méthode de Penman qui a été adoptée. Cette méthode, qui fait intervenir la température, l'humidité relative, la vitesse du vent, les heures de radiation et d'ensoleillement, s'est avérée la méthode la plus fiable pour la région.

La réalimentation directe de la nappe à partir des précipitations a été estimée à 75mm par an, par utilisation d'un modèle simple, qui fait intervenir les valeurs journalières de l'évapotranspiration et du ruissellement.

Ce modèle analyse les trois processus suivants, pour chaque jour de simulation:

- la répartition des précipitations entre le ruissellement et l'infiltration à la surface du sol: l'infiltration est assurée jusqu'à concurrence de la valeur I_m , l'eau en excédent étant évacuée vers les oueds;
- l'évapotranspiration dans la zone considérée, selon le taux potentiel: le déficit d'humidité du sol croît jusqu'à ce que la valeur S_m soit atteinte. L'évapotranspiration tombe ensuite à zéro, jusqu'à ce que de l'eau s'infiltré à nouveau.
- la réalimentation de la nappe par l'humidité excédentaire à la capacité du sol.

L'évapotranspiration potentielle, adoptée par application de la méthode de Penman, a été celle évaluée pour Dar El Beida, soit en mm:

Janvier: 194mm	Février: 168mm;	Mars: 132mm;
Avril: 94mm	Mai: 60mm;	Juin: 48mm;
Juillet: 62mm	Août: 71mm;	Sept: 107mm;
Octobre: 117mm	Novembre: 131mm;	Décembre: 174mm;

soit un total annuel de 1.358mm. La valeur adoptée par GEOHYDRAULIQUE a été de 855mm, par application de la méthode de Thornthwaite.

La valeur I_m de l'infiltration mensuelle a été évaluée, pour la période 1970 à 1980, en fonction du nombre d'événements de ruissellement à:

Nombre d'événements de ruissellement par an	29	21	14	10	7	5	2
I_m (mm/j)	10	15	20	25	30	35	50

En général, le nombre d'événements est en moyenne de 10/an, la valeur moyenne de I_m adoptée a été donc de 25mm. Cependant des corrections ont dû être apportées quand nécessaire lors de l'étalonnage du modèle, afin d'adapter les résultats théoriques obtenus à ceux de la réalité.

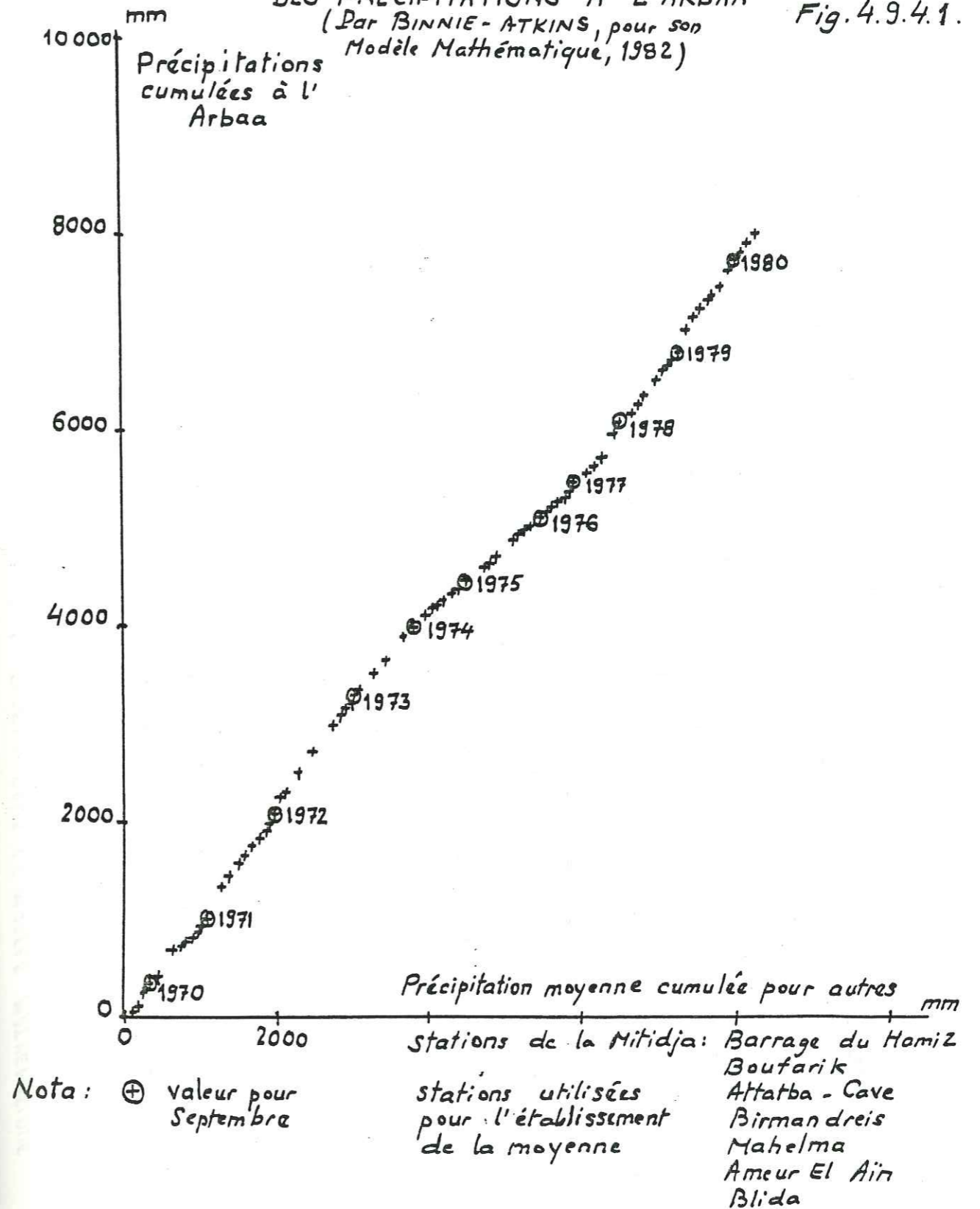
La valeur standard adoptée pour S_m a été de 75mm. Celle adoptée par GEOHYDRAULIQUE avait été de 100 mm, mais l'utilisation de cette valeur dans le modèle de BINNIE-ATKINS a abouti à des valeurs de réalimentation trop faibles dans la majorité des mailles du modèle.

BINNIE-ATKINS a divisé la plaine en neuf zones pour l'estimation de la réalimentation mensuelle de l'aquifère du modèle mathématique. Les limites de ces zones ont été établies de manière que les précipitations et les paramètres I_m et S_m aient une valeur constante à l'intérieur de chacune de ces zones.

Les valeurs standards de I_m et S_m ont partout été utilisées sauf dans les cônes de déjection de l'Atlas (régions de Blida, Beni-Mered, Oued El Alloug) où les valeurs de 35 et 40 mm/j ont été utilisées pour I_m .

GRAPHIQUE DE DOUBLE MASSE
DES PRECIPITATIONS A L'ARBAA
(Par BINNIE-ATKINS, pour son
Modèle Mathématique, 1982)

Fig. 4.9.4.1.



Le tableau 4.9.4.2 ci-après résume les résultats obtenus par le modèle pour la réalimentation directe de la nappe par les pluies.

Dans la région du Bas Mazafran où la nappe est captive, la réalimentation potentielle dépend des niveaux piézométriques. Elle a été estimée à 27.300 m³/j. Pour le reste de l'aquifère elle a été évaluée à 210.800 m³/j.

Pour ce qui concerne l'aquifère de l'Astien, son alimentation à partir de ses affleurements du Sahel a été évaluée par le modèle à 25 000 m³/j, pour une superficie de 120 Km² et une réalimentation moyenne annuelle de 75mm, les conditions d'infiltration des eaux pluviales étant similaires à celles de l'aquifère de la Mitidja.

Nous avons reproduit, en planche 4.10, la carte des précipitations et des écoulements d'eau de surface résultant du calage du modèle, qui montre l'importante variation de la réalimentation par les précipitations entre la région Ouest d'Ameur EL Aïn (31mm) et celle des contreforts de l'Atlas, près de Blida (160 mm). La figure 4.9.4.1. reproduit le graphique de double masse des précipitations de l'Arbaa, au centre de la plaine.

4.9.5. REALIMENTATION DE L'AQUIFERE PAR LES BASSINS VERSANTS PERIPHERIQUES

Le modèle a tenu compte de la réalimentation de la nappe à partir des bassins versants périphériques situés plus précisément au Sud de la plaine, entre l'Oued Chiffa à l'Ouest et l'Oued Hamiz à l'Est, représentés dans la planche 4.10 sus mentionnée.

La réalimentation s'effectue soit par infiltration directe des eaux de pluie à travers les sols superficiels, soit par infiltration des petits oueds qui coulent quelques heures ou quelques jours après de fortes précipitations, et qui disparaissent à l'entrée de la plaine.

Cette réalimentation a été estimée à partir des données pluviométriques et des quelques mesures de débit disponibles, à l'aide d'une modèle de précipitations-ruissellements-évapotranspiration-réalimentation par infiltration, similaire au précédent (réalimentation directe due aux précipitations). Un paramètre a été utilisé pour exprimer les effets conjugués de l'infiltration directe et celle assurée par les petits oueds. La valeurs correspondant à chaque bassin ont été déterminées par approximations successives, les premières approximations ayant pour base l'examen des cours d'eau figurant sur les cartes et les résultats de l'étude antérieure de GEOHYDRAULIQUE. La valeur moyenne journalière trouvée par cette méthode est de 154.000 m³/j, pour la période 1970-1980. Cette valeur ne tient pas compte de la réalimentation par les bassins versants périphériques des collines du Sahel, qui ont été incluses dans le bilan des échanges latéraux entre l'aquifère de l'Astien et celui de la Mitidja, cité au paragraphe précédent.

Le bureau d'études fait remarquer que l'estimation de cette réalimentation est moins fiable que celle due directement aux précipitations, en raison de la complexité du processus précipitations-ruissellement-réalimentation de ces bassins versants, des irrégularités prononcées du régime des pluies dans ces zones et du manque de cohérence de la valeur des paramètres pris en compte pour simuler le régime très irrégulier des petits oueds.

TABEAU N° 4.9.4.1 STATIONS PLYVIOMETRIQUES UTILISEES DANS LE MODELE MATHEMATIQUE - BASSINS ATRINS.

Nom de la Station	Coordonnées Lambert		Altitude m (N.G.A)	Précipitation moyenne mensuelle		Données de Remplacement	
	X	Y		A long terme (mm)	1970 à 1980 annuelle (mm)	Station	Facteur de Correction
Ameur El Aïn (1)	488,10	352,75	120	652	640	Blida	0,737
Attatba Cave (1)	495,45	363,15	60	649	673	Ameur. E. A. Mehelma	4,050 0,921
Boufarik (2)	518,55	363,40	60	750	748	Souma	0,945
Birmandreis	531,10	382,80	140	845	857	Données Complètes	
Blida (2)	510,0	352,80	210	898	885	Souma	4,118
Barrage du Hamiz (2)	558,55	367,40	130	820	781	L'Arba	1,077
L'Arba (2)	541,15	362,95	110	711	725	Hamiz	0,928
Souma	558,65	357,50	190	950	792	Données Complètes	
Mehelma	517,00	376,85	145	729	734	Données Complètes	

NOTE: Les données manquent (1) pour 5 mois (2) pour 1 mois

TABLEAU N° 4.9.4.2 REALIMENTATION DIRECTE DE LA NAPPE PAR LES PRECIPITATIONS PAR MODELE MATHEMATIQUE BINNIE - ATKINS, 1988

ZONE	Superficie (Km²)	Station Pluviométrique	Taux max Infiltration (mm/j)	Déficit max humidité du sol (mm/j)	Réalimentation annuelle moyenne (mm/an)	Realimentation moyenne	
						Potentielle (m³/l) (*)	Directe (m³/l)
Ameur El Ain	65	Ameur El Ain	25	100	31	-	5 400
Attatba	258	Attatba	25	75	71	23 000	27 300
Oued El Allaug	27	Attatba	35	75	99	-	7 300
Boufarik et Chiffa	167	Boufarik	25	75	71	300	32 200
Beni Mersed	54	Boufarik	40	75	118	-	17 500
Birtouta	76	Boufarik	25	95	63	4 000	9 000
L'Arba	332	Boufarik	25	75	71	-	65 000
Birmandreïs	410	Birmandreïs	25	75	93	-	28 100
Blida	43	Blida	40	75	160	-	19 000
TOTAL						27 300	210 800

(*) REALIMENTATION POTENTIELLE DÉPENDANT DU NIVEAU PIÉZOMÉTRIQUE

Le tableau 4.9.5. ci-après récapitule les données adoptées et les résultats obtenus par le modèle pour ce type de réalimentation. On remarque que les valeurs les plus importantes concernent naturellement les régions de Blida, Boufarik et du Hamiz, situées immédiatement au pied de la chaîne de l'Atlas abondamment arrosée. La planche 4.10 récapitule les zones où s'effectue la réalimentation par les B.V périphériques d'après le modèle.

4.9.6. ACTION DES GRANDS OUEDS SUR LA NAPPE

Les oueds importants qui traversent la plaine de la Mitidja sont: l'oued Djer, l'oued Bou Roumi, l'oued Chiffa, l'oued El-Harrach, l'oued Djemaâ et l'oued Hamiz.

Dans son étude, le Bureau d'études a pu disposer de nombreuses mesures effectuées au niveau des stations de jaugeage situées sur les oueds précités, sauf sur l'oued Djenâa, plus particulièrement au cours de la campagne de mesures de la période 1970-1973.

Ces données, incomplètes pour l'année 1979/80 ont été complétées par des missions de reconnaissance effectuées par le bureau d'études. Nous avons reporté au tableau 4.9.6.0 liste des relevés continus de débit disponibles au début de l'étude, les mesures ponctuelles s'établissant comme suit:

- Bassin versant de l'oued Djer : 180 mesures entre 1968 et 1980 (4 stations de mesure)
- Bassin versant du Bou Roumi : 277 mesures entre 1969 et 1981 (5 stations de mesure)
- Bassin versant de Chiffa : 503 mesures entre 1968 et 1973 (10 stations de mesure)
- Bassin versant du Mazafran : 281 mesures entre 1969 et 1980 (5 stations de mesure)
- Bassin versant d'El-Harrach : 66 mesures entre 1969 et 1981 (3 stations de mesure)
- Bassin versant de Djemaâ : 176 mesures entre 1970 et 1981 (4 stations de mesure)
- Bassin versant du Hamiz : 237 mesures entre 1970 et 1981 (6 stations de mesure)

Le Bureau d'Etudes a procédé tout d'abord à l'identification des tronçons d'oueds qui alimentent la nappe, puis ceux qui la drainent, par établissement de tracés des débits le long des oueds et établissement de graphiques montrant les variations du débit le long d'un tronçon d'oued par rapport au débit de cet oued à son extrémité amont: la différence révèle l'apport d'un tronçon d'oued à la nappe ou l'inverse.

L'estimation des volumes d'eau mensuels de réalimentation de la nappe a été ensuite effectuée par l'établissement des relations entre les infiltrations et le débit global de chacun des six grands oueds, en utilisant les résultats des mesures de débit mensuelles disponibles au niveau des stations de jaugeage, ou par la méthode des approximations successives quand ces données n'étaient pas disponibles (cas des oueds Djer et Hamiz);

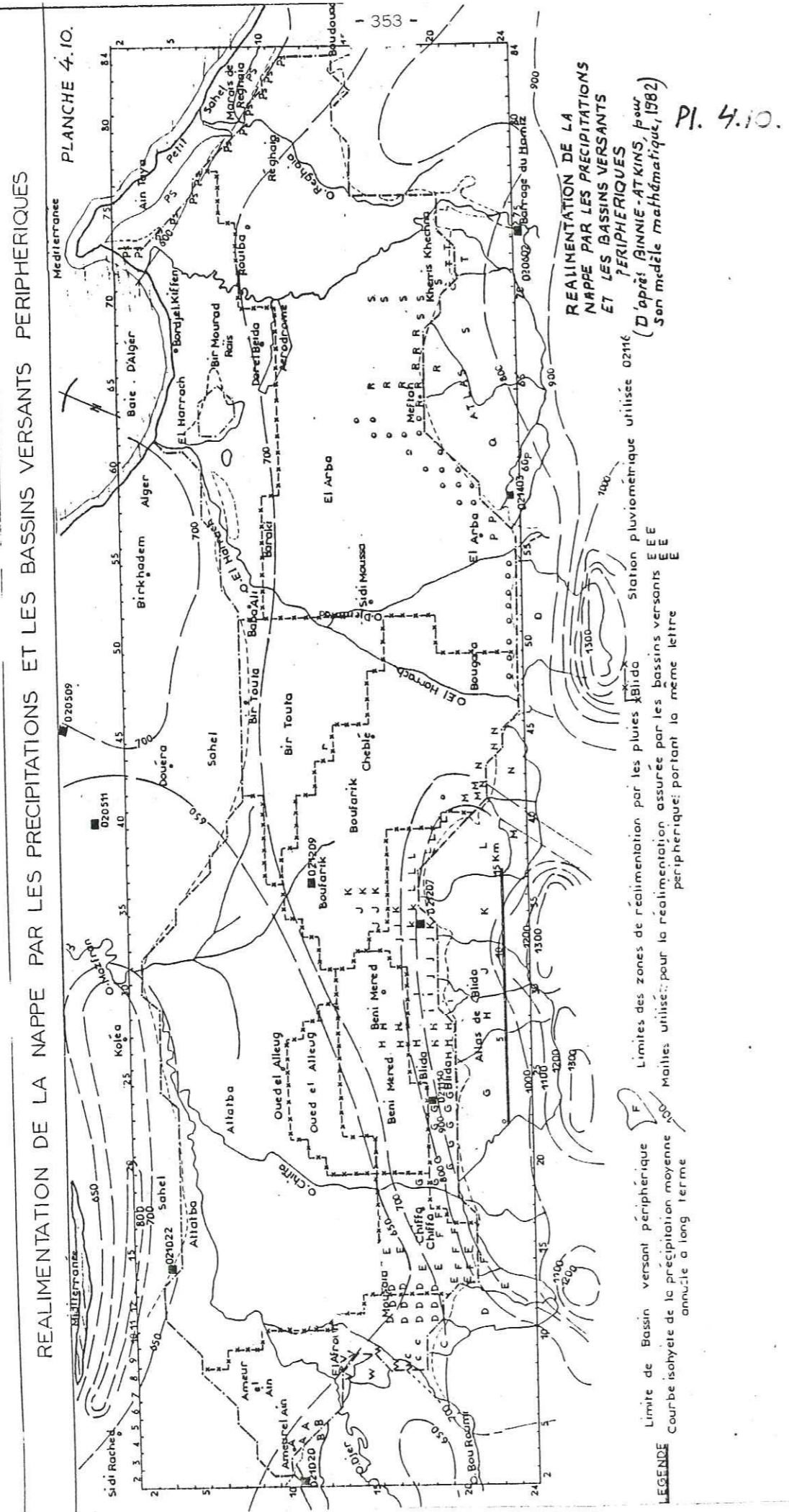
La répartition de la réalimentation le long de chaque oued et l'estimation des volumes drainés ont été réalisés à l'aide du modèle mathématique, par approximations successives, des ajustements ayant été nécessaires pendant l'étalonnage de ce modèle.

TABLEAU 4.9.5. REALIMENTATION DE LA-AQUIFERE DE LA HITIDJA PAR LES B.V. PERIPHERIQUES

Bassin versant	Superficie (km ²)	Précipitation moyenne (mm)	Station pluviométrique de référence	Facteur appliqué (1)	Déficit maximum du sol (mm)	Taux maximum d'infiltration (2)		Realimentation dans le modèle		
						(mm/j)	(m ³ /j)	Minimum (m ³ /j)	Moyenne (m ³ /j)	Maximum (m ³ /j)
A	8,10	675	Ameur El Min	1,03	75			0	2 700	8 000
B	1,24	665	"	1,01	75			0	640	1 900
C	3,90	700	"	1,07	75			0	800	2 500
D	12,00	750	Bli da	1,14	75			0	8 500	19 000
E	5,95	900	"	0,99	75			490	3 000	6 700
F	3,44	920	"	1,02	100	45	154 800	4 600	6 600	16 700
G	38,71	1 100	"	1,22	75			2 000	28 000	62 600
H	12,84	1 100	"	1,22	75			4 600	12 200	27 300
I	1,77	970	"	1,07	75			1 500	1 500	3 300
J	13,02	1 080	"	1,19	75			240	9 300	20 800
K	20,05	1 100	"	1,22	100	45	902 250	1 000	4 600	11 600
L	16,78	1 000	"	1,10	75			100	4 200	7 400
M	10,48	1 000	"	1,10	75			80	3 200	5 700
N	8,26	770	"	0,85	75			50	1 850	3 300
O	27,55	980	Boufarik	1,37	75	25	206 500	2 100	23 600	55 300
P	9,36	860	"	1,20	75	25	419 500	90	950	2 200
Q	30,92	800	"	1,12	75		262 000	1 600	17 500	40 900
R	8,25	770	"	1,08	75			470	5 200	12 200
S	34,64	820	Houir	0,995	75			0	12 600	30 100
T	4,86	790	Hamiz	0,96	75			0	2 500	6 100
Petit Sahel (ps)	12,75	650	Birmondreix	1,0	75				2 100	7 000
U	0,25	675	Ameur El Ain	3,60	75			0	460	1 400
V	1,59	675	"	1,22	75			0	1 000	3 000
W	2,06	675	"	1,33	75			0	1 000	3 000
Total							1 039 200	154 000	154 000	154 000

Nota: (1) Facteur appliqué aux estimations de réalimentation pour refléter les précipitations sur le bassin versant par rapport aux données entrant dans le modèle
 (2) une valeur infinie a été utilisée pour les bassins versants dont la valeur du taux d'infiltration n'a pas été portée sur ce tableau.

(D'après modèle mathématique RIVINE-ATKINS, 1982)



La planche 4.11 montre les tronçons d'oueds au niveau desquels se produisent les phénomènes de réalimentation et de drainage de la nappe, et qu'il convient de comparer avec la planche n° 3.2.1, qui montre la répartition des types d'eau de l'aquifère après dépouillement des résultats d'analyse chimique: en bordure d'oueds, et au niveau des cours supérieurs de ces oueds, les eaux sont en général du type II, correspondant à la réalimentation de la nappe par les oueds. Par contre au niveau des cours inférieurs, les eaux sont du type I (Djer, Chiffa, Mazafran-Fatis) ou III (El-Harrach-Djemâa) correspondant à un drainage. Le cas de l'oued El-Harrach près de son embouchure est trop complexe, en raison de la diversité des échanges entre l'oued et son environnement dans les zones suburbaines et industrielles: rejets d'effluents industriels, d'eaux usées, absence de mesures de débits, etc.

4.9.6.1. Oued Bou Roumi et Chiffa

Les détails de la méthode utilisée et des graphes utilisés sont donnés au chapitre 5 (compléments et annexes).

Les études de BINNIE-ATKINS établissent les rapports infiltration-débit pour ces deux oueds et mettent en évidence les tronçons où s'effectue la réalimentation de la nappe (cours supérieur des oueds) et ceux où s'effectue le drainage (cours inférieur), en fonction des débits qui s'écoulent.

Les résultats du modèle s'établissent comme suit:

Oued Bou Roumi: drainage moyen entre les points de confluence de l'oued avec les oueds Djer et Chiffa: 1.563.000 m³ par an, soit en moyenne: 4.283 m³/jour.

Oued Chiffa: drainage entre le pont ferroviaire et le pont de la RN.4: 15.054.000 m³/an, soit en moyenne: 41.244 m³/jour;

Drainage entre le pont RN.4 et le point de confluence avec l'oued Bou Roumi:

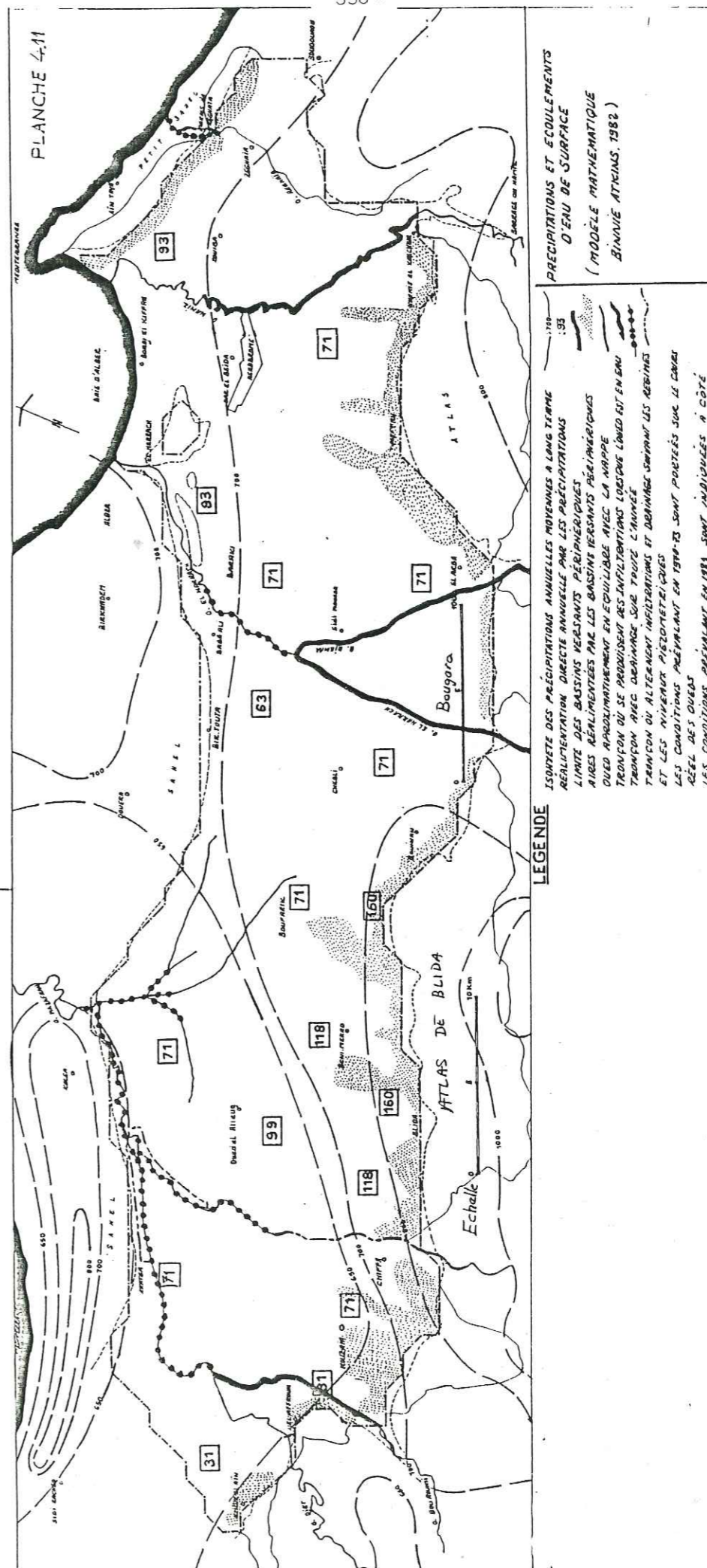
196.000 m³/an, soit en moyenne: 537 m³/jour.

4.9.6.2. Oued El Harrach

Les mesures de débit montrent une infiltration de l'oued dans la nappe, jusqu'à sa confluence avec l'oued Djemâa. Entre ce point et l'embouchure de l'oued, il semble s'établir un équilibre, le drainage étant faible, sans doute en raison du pompage intensif des champs de captage: Baraki, Kaouch Felit, Ben Talha pour l'eau potable; de nombreux puits de moindre débit unitaire pour l'irrigation (Voir détails au chapitre 5).

Les résultats du modèle s'établissent comme suit:

Drainage moyen, entre la confluence avec l'oued Djemâa et Baba Ali: 6.329.000 m³/an, soit en moyenne 17 340 m³/jour.



4.9.6.3. Oued Djemâa

Le Bureau d'études a évalué les débits mensuels aux gorges de l'Arbaa, en utilisant le rapport infiltration-débit entre les gorges de l'Arbaa et le point de confluence des oueds El-Harrack et Djemâa.

L'oued réalimente la nappe à raison de 14.400 m³/j en moyenne

4.9.6.4. Oueds Mazafran et Fatis

L'oued Mazafran est constitué par la réunion des oueds Djer et Chiffa. Il reçoit les eaux de son unique affluent, l'oued Fatis, peu avant son embouchure. L'oued Fatis, draine la nappe dans tout son cours, du piémont de l'Atlas jusqu'à sa confluence avec l'oued Mazafran. Une partie importante de son débit est constituée d'effluents et d'eaux usées, notamment en période sèche.

Le drainage de la plaine, à l'aval de la confluence des deux oueds, très important avant la mise en exploitation des champs de captage a sensiblement baissé depuis 1975 et surtout 1980.

Les résultats trouvés par le modèle s'établissent comme suit:

Drainage moyen de l'oued Fatis: 41.133.000 m³/an, soit en moyenne 112.693 m³/j;

Drainage moyen de l'oued Mazafran: 16.246.000 m³/an, soit en moyenne 44 510 m³/j.

4.9.6.5. Oueds Hamiz et Reghaïa

Nous donnons au chapitre 5 le diagramme des profils de débit disponibles pour l'oued Hamiz, pour les fortes et les faibles débits, relevés par l'I.N.R.H antérieurement à l'étude. Le calcul des infiltrations dans la nappe a été effectué sur la base de ces profils.

Pour l'oued Reghaïa par contre, les mesures de débit n'étant disponibles que pour un seul point, le modèle a effectué les calculs de drainage en considérant le barrage (retenue sur les marais de Reghaïa), comme un point de sortie à potentiel fixe, imposé.

4.9.6.6. Oued Djer

Nous reproduisons au chapitre 5 le diagramme des profils de débits que le Bureau d'études a utilisé dans son modèle, d'après les mesures effectuées par l'I.N.R.H, pour les forts et les faibles débits. D'après ce diagramme l'oued semble en équilibre avec la nappe et ne donne pas lieu à réalimentation ou drainage.

4.9.6.7. Résultat final

La réalimentation moyenne globale de la nappe à partir des grands oueds précités, calculée par le modèle mathématique suivant la démarche que nous avons évoquée, s'élève à 219.700 m³/j, à laquelle s'ajoutent 18.200 m³/j de réalimentation piézosensible potentielle par les oueds Chiffa et Bou Roumi.

TABLEAU 4.9.6.O. LISTE DES RELEVÉS CONTINUS DE DÉBIT DISPONIBLES POUR LE MODELE MATHÉMATIQUE BINNIE-ATKINS

Oued	Nom de la Station	Numéro	Périodes antérieures à 1968	1968/69	1969/70	1970/71	1971/72	1972/73	1973/74	1974/75	1975/76	1976/77	1977/78	1978/79	1979/80	Remarques
Djer	El Affroun	021007			c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	nc	
		021002			c	c	c	c	c	c	c	c	c	nc		
		021005														
Bou Roumi	Pont du Bou-Roumi	021011			i	c	c	c	c	c	c	c	c	c	nc	
		021011														
Chiffa	Gorges II	021126			c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	nc	
		021104														
Mazafran	Sidi Nadani	021201	1945/46 - 55/56 1960/61 - 61/62		c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	nc	
		021201														
El Harrack	Fur à Cheval	021301														
		021418														
Djemaa	Hammam - Melouane I	021402														
		021402														
Hamiz	Gorges de l'Arba	020602														
		020602														
Hamiz	Barrage du Hamiz	020629														
		020629														
	Pont D9															

Nota : C : Données complètes de débit pour l'année
 i : Données de débit incomplète
 nc : Débits non calculés
 e : Débits estimés par comparaison
 à d'autres relevés.

Débits à Gorges I disponibles de 1952/53 à 1956/57. Les débits mensuels ont été estimés par rapport aux relevés de Gorges II.

Les débits mensuels ont été estimés par rapport aux relevés de Hammam Melouane I.

Le tableau 4.9.6.3 ci-après récapitule les valeurs calculées des infiltrations pour chacun des neuf oueds examinés, qui ont été introduites dans le modèle.

Le tableau suivant, n° 4.9.6.4 représente les valeurs finales des volumes d'eau réalimentant la nappe à partir des infiltrations et des drainages de ces oueds. Nous remarquons la part prépondérante de l'oued El Harrach pour la réalimentation (114.000 m³/j, soit près de 50% du total), et celles des oueds Mazafran et Fatis pour le drainage (108.300 m³/j en 1970/1971, soit près de 60% du total).

Les taux d'infiltration adoptés pour ces calculs ont été les suivants:

OUED	LONGUEUR	LARGEUR TYPE (m)	REALIMENTATION MOYENNE (m ³ /jour)	TAUX D'INFILTRATION (mm/j)
ER	2 km	10m	1.000	50
BOU ROUMI	11 "	10"	7.100	60
CHIFFA	10 "	20"	46.100	230
EL-HARRACH	12 "	30"	114.000	320
DJEMAA	13 "	20"	46.100	180
HAMIZ	17 "	5"	5.400	60

Les différences entre oueds sont dues à la présence ou non de l'eau, aux niveaux piézométriques et à la perméabilité des strates des lits.

Les variations saisonnières et annuelles, bien que moins marquées que celles des précipitations, restent assez importantes (entre 53% et 183%) par rapport à la moyenne pour l'oued El Harrach.

Les flux de drainage présentent des variations saisonnières similaires à celles des niveaux piézométriques. On observe une baisse régulière du drainage à proximité des champs de captage exploités, à savoir près du cours inférieur de l'oued El-Harrach, vers les oueds Mazafran et Fatis ainsi que dans les cours inférieurs de Bou Roumi et Chiffa, près des champs de captage du Mazafran.

Les valeurs obtenues pour la réalimentation de la nappe souffrent du manque de données après 1973 et de l'absence quasi totale de mesures de débit lors des grosses crues. Aussi ne peuvent-elles être qu'assez approximativement estimées et nécessiteraient, pour être affinées, des mesures de débit plus nombreuses, notamment après de fortes précipitations, ce qui permettrait d'établir des courbes de jaugeage plus précises pour les stations permanentes.

4.9.7. POMPAGE DES EAUX SOUTERRAINES

La presque totalité des eaux utilisées dans la plaine de la Mitidja provient de la nappe, par pompage dans les puits, dont le nombre réalisé à ce jour dépasse 4000, et dont la taille et le débit extraits varient considérablement, allant du puits familial peu profond, dont on prélève quelques litres par jour, aux puits profonds des champs captants dont certains produisent près de 8000 m³/jour chacun.

RECAPITULATION DES VOLUMES ESTIMES DES INFILTRATIONS A PARTIR DES OUEDS
TABLEAU 4.9.6.3

Oued	Tronçons	Réalimentation annuelle du Modèle (m ³ /j)				Remarques
		Années	Min	Moyen.	Max	
Djer Bou Roumi	Entre l'endroit où l'oued est le plus proche d'El Affroun et un point situé à 250m. env. plus à l'amont Entre la limite de l'aquifère et un point situé à 550m à l'aval Entre la confluence avec l'o. Djer et un point situé au niveau d'Attatba	Toutes	-	1000	-	D'après étalon-nage du modèle
Chiffa	Entre le point précédent et la confluence avec l'o. Chiffa De part et d'autre de la limite de l'aquifère sur 350 m. env. Entre la limite aval du tronçon précédent et Chiffa-ville Entre Chiffa-ville et un point situé à 650 m. plus à l'aval Entre ce dernier point et un point situé à 500m plus à l'aval Entre ce dernier point et la confluence avec l'oued Mazafran	Jusq. 1980 Toutes Toutes Toutes	0 2 130 1 130 0	0 38 300 3 400 4 400	0 49 300 5 140 6 870	Drainage seul. Drainage seul. avant exploitations du Mazafran 2 Real. piézo. pot. Drain. apparent qd débit à Sidi Na-dani > 173 000 m ³ /j Drainage seul. Drainage seul. jusqu'à exploit. de Mazafran 2 Real. piézo. sensible potentielle
Mazafran Fatis	Entre la confluence avec l'oued Chiffa et la cluse du Mazafran Tout le long du cours de l'oued	après 1980 Toutes Toutes	(12 300) 0 0	(12 300) 0 0	(12 300) 0 0	Drainage seul Drainage seul
El Harrach	Sur le cours supérieur de l'oued jusqu'à un point A (1) Du point A jusqu'à la confluence avec l'o. Djemaa De la confluence avec l'o. Djemaa jusqu'à 700m plus aval (1) A: point situé à 600m env. à l'amont de la confluence avec l'o. Djemaa	Toutes Toutes Toutes	279 000 12 200 0	56 300 57 300 0	88 400 107 400 0	Drain. Seul. en aval de l'o. Djemaa
Djemaa	Sur le cours supérieur de l'oued jusqu'à El Abba Entre El Abba et un point situé à 650m env. plus à l'aval Entre ce dernier point et la confluence avec l'o. Harrach	Toutes Toutes	6 190 2 830 1 580	18 000 14 400 13 700	26 600 24 500 22 400	
Hamiz	Entre Khemis El Khechna et un point situé à environ 300 m. au nord de l'aérodrome de Dar El Beida	Toutes	-	5 350	-	D'après étalon-nage du modèle Drainage seul
Reghaia	Entre l'entrée des marais de Reghaia et la mer	Toutes	-	0	0	

TABEAU 4.9.6.4. - REALIMENTATION DE LA NAPPE PAR LES
GRANDS OUEDS
(MODELE MATHEMATIQUE B-A, 1982)

OUED	Réalimentation directe de 1970 à 1980	Drainage (m ³ /j)		Réalimentation potentielle (m ³ /j)	
		1970/71	1979/80	1970/71	1979/80
Djer	1000 m ³ /j	-	-	-	-
Bou Roumi	7100 m ³ /j	14.500	15.600	0	5.900
Chiffa	46.100 m ³ /j	29.400	13.800	0	12.300
Mazaïran et Patis	-	108.300	19.300	-	-
El Harrach	114.000 m ³ /j	37.300	7.900	-	-
Djemaâ	46.100 m ³ /j	-	-	-	-
Hamiz	5.400 m ³ /j	-	-	-	-
Marais de Reghaïa	-	200	600	-	-
Total Grands Oueds	219.700 m ³ /j	189.700	57.200	0	18.200

NOTA: La réalimentation potentielle est maximale dans les aires piézosensibles. Les valeurs indiquées correspondent à des conditions climatiques moyennes pendant les années données.

Les débits sortants (drainage) sont estimés par le modèle dans des conditions climatiques moyennes pour 1970/71, mais réelles pour 1979/80.

Le Bureau d'Inventaire des Ressources Hydrauliques (B.I.R.H) possède bien dans ses archives les caractéristiques techniques de bon nombre de ces points d'eau, mais beaucoup échappent au contrôle de cet organisme, et leur exploitation est bien souvent mal connue, ou est même totalement ignorée par l'I.N.R.H.

Les utilisateurs de ces puits sont bien entendu les agriculteurs, les organismes de distribution d'eau potable et les industries. Seul le périmètre irrigué du Hamiz utilise en grande partie les eaux de surface provenant du barrage du même nom, et certains agriculteurs occasionnels qui pompent parfois l'eau directement dans les oueds, quand ces oueds ne sont pas à sec.

Lors de l'étude de son modèle mathématique, le B.E. BINNIE-ATKINS avait à sa disposition un volume important d'informations, recueillies lors de l'étude du modèle mathématique précédent par GÉOHYDRAULIQUE, au cours de la campagne d'enquêtes effectuées en 1969-1970 par la D.E.M.R.H. (actuellement I.N.R.H.), à laquelle est attaché le B.I.R.H.

Néanmoins si beaucoup de détails furent établis, quant aux spécifications techniques et aux usages des points d'eau inventoriés, bien peu de puits étaient dotés de systèmes de comptage des volumes d'eau prélevés, et cet état de choses persiste de nos jours, hormis le cas des organismes distributeurs d'eau dotés de moyens techniques suffisants.

Entre 1970 et 1980, de nombreux puits importants furent réalisés, surtout pour la distribution d'eau potable pour les agglomérations et aussi pour l'extension des zones industrielles. Le B.E BINNIE-ATKINS a dû donc compléter les informations disponibles auparavant, en procédant à de nombreuses enquêtes complémentaires, soit auprès des nouveaux utilisateurs, soit pour vérifier les données précédentes, souvent peu dignes de foi:

a) Inventaire des sources d'eau souterraine alimentant les localités de la plaine.

Si la tâche a été relativement aisée pour le Grand Alger, d'une part en raison d'une bonne connaissance technique des puits exploités, et d'autre part grâce à l'existence de systèmes de comptage et de statistiques relativement fiables, le cas s'est avéré assez problématique pour les autres villes et surtout pour les villages et petites localités dispersées, dont les services de distribution d'eau étaient démunis de moyens.

Pour ces cas-là le Bureau d'études a dû procéder à des estimations des volumes pompés en se basant notamment sur l'observation sur place des équipements, l'évaluation des horaires de pompage, la taille des localités pour en estimer les consommations, etc..;

b) Inventaire des principaux utilisateurs industriels et d'un échantillon de consommateurs industriels de moindre importance. Dans ce cas peu de données nouvelles furent apportées par rapport à l'étude précédente, les informations recueillies auprès de la plupart des utilisateurs s'étant révélées inadéquates, et les systèmes de comptage faisant souvent défaut;

c) Nouvel inventaire des prélèvements d'eau pour les usages agricoles. Là encore, et peut-être plus qu'ailleurs, les informations recueillies furent pleines d'incertitudes, aucun des points d'eau n'étant équipé de compteur, et de plus les horaires de pompage n'obéissant à aucun plan précis, dépendant beaucoup plus des contraintes du climat et des aléas techniques que des besoins réels.

Dans l'inventaire réalisé par le Bureau d'études en 1981, une bonne partie des points d'eau a été incluse.

Par comparaison avec les estimations des prélèvements d'eau souterraine de 1969/1970, il a été enregistré: 98% du total du prélèvement d'eau potable, 65% du prélèvement d'eau industrielle et 25% du prélèvement d'eau agricole.

4.9.7.1. PRELEVEMENTS POUR L'EAU POTABLE

Pour la période 1969 à 1980, le Bureau d'Etudes a classé les points d'eau utilisés pour l'eau potable en 3 groupes: puits inventoriés précédemment en 1969/70 par D.E.M.R.H; puits inventoriés en 1981 et nouveaux puits, réalisés peu de temps avant le début des études.

Les coordonnées des points d'eau nommés et les prélèvements effectués font l'objet de 25 pages de tableaux, les quantités prélevées ayant été estimées année par année de 1969 à 1980.

Nous donnons en tableau 4.9.7.1. le récapitulatif général de l'étude, qui fait ressortir les quantités totales extraites à 74,5 millions de m³ en 1969 et 141,8 millions en 1980 pour l'eau potable. Ces chiffres ont été obtenus à partir de valeurs mensuelles des eaux pompées, soit par estimation, soit d'après les relevés effectués aux compteurs.

TABLEAU 4.9.7.1. TOTAL DES PRELEVEMENTS D'EAU SOUTERRAINES PAR POMPAGE, ESTIMES PAR LE B.E. BINNIE-ATKINS DANS SON ETUDE DU MODELE MATHEMATIQUE, 1982 (en milliers de m³/j).

Année	1970	1971	1972	1973	1974	1975
Eau potable	210	216	228	235	243	269
Agriculture	414	419	425	428	428	428
Industrie	38	40	40	40	45	47
Divers	19	19	19	19	19	19
TOTAL	681	694	712	722	735	763
Année	1976	1977	1978	1979	1980	
Eau potable	297	316	313	345	388	
Agriculture	421	416	397	365	345	
Industrie	47	50	51	56	57	
Divers	19	15	15	15	15	
TOTAL (10 ³ m ³ /j)	784	797	776	781	805	

Il va sans dire que les chiffres les plus précis, les plus dignes de foi concernent la production d'eau potable pour l'agglomération d'Alger, qui s'est élevée "Grosso modo" comme l'indique le tableau ci-après:

Total eau potable estimé par BINNIE-ATKINS	Année	1969	1970	1971	1972	1973
		74,5	76,8	78,8	83,3	85,6
Dont pour Alger		60	65	73	75	80
Année	1974	1975	1976	1977	1978	
Total eau potable	88,8	98,3	108,4	115,5	114,1	
Dont pour Alger	80	85	85	90	90	
Année	1979	1980				
Total eau potable	125,8	141,8				
Dont pour Alger	95	120				

La part de l'agglomération algéroise entre donc pour une proportion allant de 75% à 90% du total selon le cas, les années où ce pourcentage a été le plus élevé étant celles où furent mis en service de nouveaux champs de captage ou des extensions de champs existants: extension de Mazafran 1 en 1975, de Baraki en 1977, champ de captage de Mazafran 2 fin 1979 et en 1980. Les chiffres indiqués sont donc dignes de foi, les eaux produites pour la région algéroise étant relativement bien comptabilisées.

4.9.7.2. PRELEVEMENTS POUR L'AGRICULTURE

Les eaux utilisées en agriculture sont destinées essentiellement à l'irrigation des vergers (agrumes plus particulièrement) et des cultures maraîchères, relativement bien développées, surtout sur la zone littorale.

Les autres utilisations: eau potable pour les fermes et les usages domestiques en milieu rural, eau pour alimentation du bétail sont négligeables. Les points d'eau utilisés à cet effet sont les plus nombreux, mais aussi les moins bien quantifiés. Le Bureau d'études a repris l'inventaire précédent, celui de 1969/1970, mais il s'est attaché à vérifier les estimations précédentes dans deux aires jugées représentatives:

- Une zone à l'ouest, autour des champs captants de Mazafran 1 et 2, où des modifications devaient intervenir par suite de la mise en service de ces champs;

- Une zone au centre, autour de l'Arbaâ où aucune modification ne devait en principe affecter le régime habituel du pompage pour l'irrigation.

La figure 4.9.7.1 ci-après reprend le diagramme établi par le Bureau d'études à la suite de ses investigations, où l'on remarque un grand écart pour la région de Koléa 5-6 (Zone des champs de captage du Mazafran): les estimations du Bureau d'études sont nettement plus élevées que celles de 1969 (par la D.E.M.R.H), pendant les premières années de la décennie 1969-1970, puis elles diminuent considérablement par la suite, jusqu'à atteindre en 1980 à 30 à 40% seulement des estimations D.E.M.R.H pour certains secteurs, proches des nouveaux champs de captage (ceux-ci étant destinés à l'eau potable bien entendu).

Par contre pour la zone de l'Arbaâ, les estimations du Bureau d'études sont relativement proches de celles de D.E.M.R.H initiales, mais on constate tout de même une baisse sensible du pompage après 1973 surtout pour le quadrant 1 de la carte: ce phénomène est dû plutôt à une urbanisation rapide de la région de l'Arbaâ et à une désaffectation de l'agriculture plutôt qu'à la baisse du niveau piézométrique.

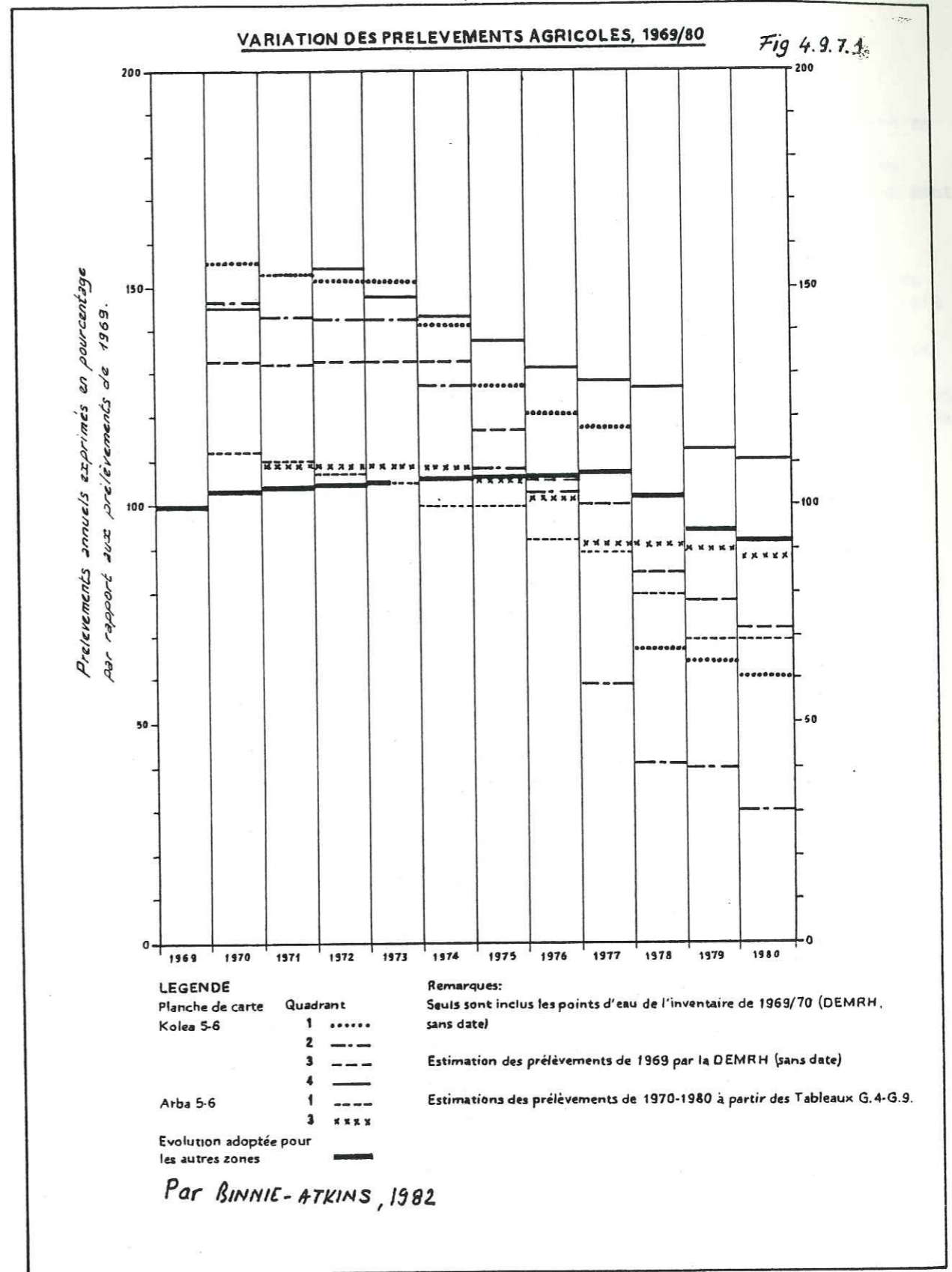
Pour les autres régions agricoles les estimations du Bureau d'études sont assez proches de celles de D.E.M.R.H, accusant une lente progression de 1969 à 1977 puis une baisse assez rapide de 1977 à 1980, sans descendre toutefois au-dessous de 90% de l'estimation initiale.

Pour réaliser ce diagramme, le Bureau d'études a utilisé les chiffres figurant sur les tableaux de calcul établis année par année pour les zones visitées et pour chacun des points d'eau inventoriés. Cependant le modèle mathématique n'a pu être correctement étalonné en utilisant ces données. Aussi, après maint essais sur le modèle, des modifications ont été apportées aux estimations des pompages dans la zone témoin de Koléa, et des coefficients correcteurs apportés aux chiffres du tableau. D'autre part le Bureau d'études a découvert de nombreux puits, nouvellement forés, qu'il a englobés dans son nouvel inventaire et a appliqué un coefficient correcteur global pour les zones non visitées, afin de tenir compte de l'évolution générale du pompage agricole entre 1969, date du premier inventaire par D.E.M.R.H, et 1980.

Le récapitulatif de l'ensemble des résultats obtenus figure dans le tableau 4.9.7.1, précédemment cité. On remarque une augmentation progressive de la production de 1969 à 1973, celle-ci passant de 414.000 m³/j à 428.000 m³/j, ensuite une chute assez rapide après 1973, la production passant à 345.000 m³/j, soit 7% de moins qu'en 1970. Ce phénomène est expliqué d'une part par la baisse du niveau piézométrique dans les zones voisines des champs de captage importants (Mazafran, Baraki), et d'autre part par une certaine désaffectation de l'agriculture au profit d'une urbanisation accélérée, à proximité des zones urbaines et notamment ALGER.

4.9.7.3. PRELEVEMENTS D'EAU POUR L'INDUSTRIE

Les prélèvements d'eau industrielle (voir tableau 4.9.7.1) sont passés de 38.000 m³/j en 1970 à 57.000 m³/j environ en 1980, soit une augmentation de l'ordre de 50%. La part de l'industrie dans le total des prélèvements d'eau souterraine reste assez modeste (6% en 1970, 7% environ en 1980) malgré cette hausse importante, et cela est dû à l'augmentation spectaculaire de la consommation d'eau potable, qui a doublé pratiquement de 1970 (210.000 m³/j) à 1980 (388.000 m³/j). Celle-ci représentait 48% de la consommation totale d'eau souterraine en 1980 passant ainsi au premier rang des trois utilisateurs.



4.9.7.4. CONCLUSION

Le prélèvement global d'eau souterraine par pompage dans la nappe a été estimé par le Bureau d'études comme suit (en 10³ m³/jour en moyenne):

Année	1970	1972	1974	1976	1978	1980
Total 10 ³ m ³ /j	681	712	735	784	776	805

Il a varié de 18% environ entre 1970 et 1980, l'augmentation étant due essentiellement à l'accroissement considérable des besoins en eau potable qui ont doublé pendant cette décennie, et dans une moindre mesure à l'accroissement important des besoins industriels, alors que les quantités utilisées pour l'agriculture ont subi une chute évaluée à 17%.

De nombreuses incertitudes pèsent sur ces estimations, et plus particulièrement pour ce qui concerne les utilisations agricoles, les quantités utilisées pour l'eau potable. Le B.E.É. a été amené à procéder à des réajustements plus ou moins importants pour obtenir un calage correct du modèle mathématique. A titre d'exemple, les estimations faites sur le terrain dans la zone-témoin de Koléa, basées sur les mesures ponctuelles de débit et les estimations du nombre d'heures de pompage effectué entre 1970 et 1980 ont été réduites de 25 à 55%.

4.9.8. REALIMENTATION DE LA NAPPE PAR LES EAUX DE FUITE OU EN EXCEDENT

Il est rare dans les bilans que l'on tienne compte des possibilités de réalimentation de la nappe par les eaux de fuite des réseaux et les eaux utilisées en excédent lors des irrigations.

Ce fut d'ailleurs le cas lors de l'étude précédente de GEOMYDRAULIQUE qui n'avait pas pris en compte ce type de ressources. Dans sa récente étude, consacrée à la mise en valeur de la Mitidja, le B.E. Agrocomplect/Energoproect (1978) avait évalué à 68.000 m³/j le volume d'eau d'irrigation qui réalimente la nappe en profondeur, mais sans fournir aucune preuve ni référence à l'appui de ce chiffre, ce qui a amené BINNIE-ATKINS à examiner la question de plus près et à en tenir compte dans l'étalonnage de son modèle, en la généralisant aux eaux de fuite des réseaux d'alimentation en eau potable et de l'assainissement.

4.9.8.1. REALIMENTATION PAR LES EAUX D'IRRIGATION

Les eaux utilisées pour l'irrigation proviennent essentiellement du pompage dans la nappe mais une partie, celles qui irriguent le périmètre dit du HAMIZ provient de la réserve constituée par le barrage du même nom.

Le Bureau d'études a estimé les besoins en eau d'irrigation en fonction de l'évapotranspiration potentielle à Blida. Celle-ci a été évaluée à une moyenne de 875 mm entre la mi-Mai et la fin Octobre. En adoptant un coefficient d'irrigation type de 85%, les besoins annuels sont évalués à 7500 m³/ha/an.

Périmètre du HAMIZ: L'enquête de Binnie-Atkins révèle que le périmètre irrigué du Hamiz, qui couvre 18.000 ha environ n'est en fait irrigué qu'à concurrence de 9000 ha par suite de l'insuffisance en eau d'irrigation provenant aussi bien du barrage que des marais de Reghaïa et de la nappe de Boureah, encore que les besoins théoriques n'étaient (et ne sont) satisfaits qu'en partie: 3000 à 4000 m³/ha pour les agrumes, 2500 à 3500 m³/ha pour les maraichages. Il en résulte que la probabilité de réalimentation de la nappe par les eaux d'irrigation de ce périmètre sont à exclure.

Les autres superficies irriguées à partir d'eaux de surface: pompages dans les oueds ou les canaux de drainage, se sont révélées peu importantes et souvent mal alimentées en même partie abandonnées.

Zones irriguées en eau souterraine.

Il en va autrement pour de nombreux périmètres alimentés par pompage dans la nappe.

L'utilisation des eaux pompées n'est limitée que par les capacités des puits et l'état des équipements électromécaniques, contrairement au cas des eaux de surface qui irriguent le périmètre du Hamiz, celles-ci étant distribuées par quotas limités et facturés aux utilisateurs.

L'inventaire des points d'eau de la D.E.M.R.H. de 1969/70, contient des indications sur les superficies irriguées par de nombreuses installations. L'analyse par le Bureau d'études d'un échantillon de 5% des installations d'irrigation fournit de multiples preuves d'une surconsommation en certains endroits, bien qu'en d'autres points la consommation reste nettement en-dessous des besoins théoriques.

Dans l'ensemble, le taux utilisé varie de 1000 m³/ha à 25000 m³/ha, alors que les besoins réels ont été évalués à 7500 m³/ha et les besoins minimum évalués à 6000 m³/ha: dans 35% des cas les taux d'irrigation dépassent 6000 m³/ha.

La méthode utilisée dans le modèle a été la suivante:

- Les besoins moyens en eau d'irrigation ont été pris égaux à 7500 m³/ha et par an;
- Il a été supposé que les taux de consommation inférieurs à 80% de cette valeur, soit 6000 m³/ha/an, ne donnaient pas lieu à réalimentation de l'aquifère;
- Les taux de consommation de l'échantillon de 5% analysé (figure 4.9.8.1) ont été examinés pour retrouver tous ceux qui dépassaient le taux limité de 6000 m³/ha et l'excédent total a été calculé par le modèle.

Résultats: L'excédent d'eau consommée a été évalué par cette méthode à 22,5% du total pompé dans la nappe. Ce chiffre a été étendu à toutes les aires irriguées par pompage d'eau souterraine, sauf celle de Boureah, qui apporte un appoint d'eau au périmètre du Hamiz.

La quantité totale des eaux réalimentant la nappe à partir des excédents d'irrigation a été ainsi déterminée à 77.500 m³/j en 1980, dont 8500 m³/j proviennent de la zone du Bas-Mazafran, qui constituent la réalimentation potentielle piézosensible. Cette réalimentation présente les mêmes variations saisonnières et annuelles que celles des prélèvements pour l'irrigation.

Il est à remarquer qu'une surestimation de cette quantité n'a aucun effet sur le bilan global, étant donné que la quantité surestimée se déduit automatiquement de la quantité pompée et vice-versa.

4.9.8.2 REALIMENTATION DE LA NAPPE PAR LES FUITES DE RESEAUX ET LES EFFLUENTS

Le Bureau d'études a procédé à une enquête pour l'évaluation:

- du pourcentage des pertes d'eau par les réseaux d'alimentation en eau potable;
- de l'inventaire des localités pourvues de réseaux d'assainissement;
- de l'inventaire des localités ou collectivités non pourvues de réseaux.

Pour le premier point, de nombreuses enquêtes effectuées à l'intérieur des agglomérations, et notamment la capitale, ont démontré que le taux de fuites du réseau d'eau potable atteignait 45% du total de la production d'eau (par pompage dans la nappe). Une partie des fuites a lieu à l'intérieur des locaux et dans les zones urbaines et s'écoule donc vers la mer ou les oueds, grâce aux canalisations d'eau quand elles existent. Un taux de réalimentation de 40% a été adopté pour les villes pourvues de réseaux d'égout. Pour celles non pourvues de réseaux d'évacuations d'eaux usées, le taux adopté a été de 90% (40% comme précédemment, auxquels s'ajoutent 85% provenant des rejets d'eau consommée, soit 40 + 0,85 x 60).

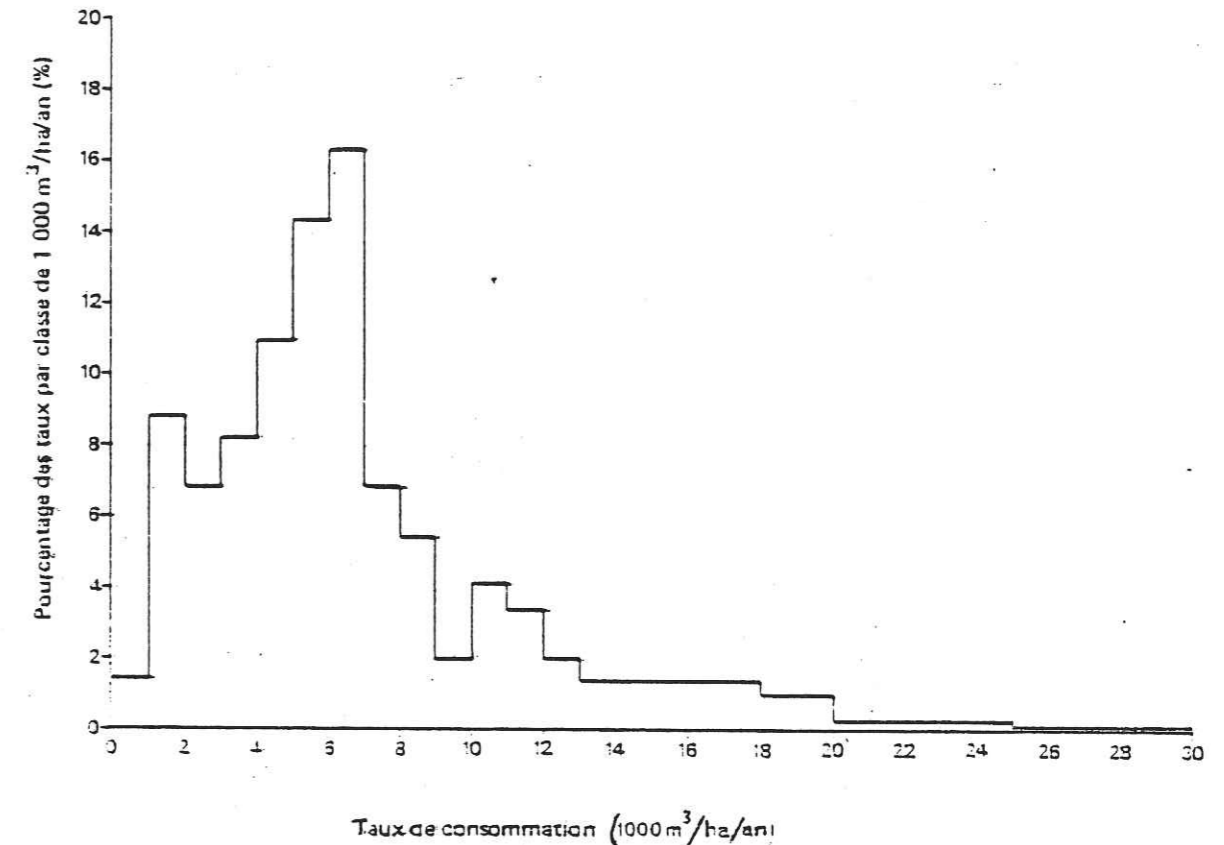
En ce qui concerne les localités non pourvues en réseaux d'alimentation en eau potable ni de réseaux d'égout, le taux adopté a été de 20%, en partant de l'hypothèse que la presque totalité de l'eau produite (à partir de puits individuels peu profonds dans la majorité des cas) est consommée.

Le chiffre global déterminé de cette façon a été de 64.100 m³/j en 1980 (55.100 m³/j en 1970).

Nous donnons au tableau 4.9.8.2, le récapitulatif détaillé des résultats obtenus, le cas d'Alger ayant été traité à part: une partie de l'agglomération est située sur l'aquifère de la Mitidja (région de Baraki et certaines parties des communes de Kouba, Hussein-dey et El-Harrach), le reste étant situé sur l'affleurement de l'Astien ou alimenté directement la mer.

Fig. 4.9.8.1.

TAUX DE CONSOMMATION D'EAU SOUTERRAINE POUR L'IRRIGATION (Par BINNIE-ATKINS pour son Modèle mathématique, 1982)



Remarque:

Schéma basé sur un échantillon de 5% de l'inventaire de 1969/70 de la plaine de la Mitidja (DEMRH, non-daté)

4.9.9. REALIMENTATION DANS LE BAS-MAZAFRAN

La réalimentation effective dans le Bas-Mazafran a été évaluée à l'aide du modèle mathématique, car les conditions y sont piézosensibles (BINNIE-ATKINS, 1982).

Le tableau 4.9.9.1 récapitule les résultats trouvés par le modèle et montre que 30% environ de la réalimentation potentielle en 1979/1980 ont atteint l'aquifère de la Mitidja.

4.9.10 REALIMENTATION DE L'AQUIFERE DE LA MITIDJA A PARTIR DE L'AQUIFERE DE L'ASTIEN

Le bilan de la nappe de la Mitidja serait incomplet si l'on n'y incluait pas la réalimentation de cet aquifère à partir de celui de l'Astien. L'insuffisance des informations recueillies lors de l'étude précédente de GEOMYDRAULIQUE a donc amené le B.E. BINNIE-ATKINS à procéder à une étude du bilan global de l'Astien à partir de l'identification des réalimentations et des principaux prélèvements effectués dans cet aquifère:

- a) flux verticaux d'échange avec l'aquifère de la Mitidja sous la plaine: les estimations résultent de l'étalonnage du modèle mathématique et il en a été question au paragraphe 4.9.3;
 - b) débit sortant le long de la limite sud du Sahel, estimé à partir du modèle mathématique: ce point a été examiné au même paragraphe 4.9.3.
 - c) réalimentation de l'aquifère par les précipitations qui tombent sur ses affleurements, évaluée en adoptant les mêmes paramètres que pour l'aquifère de la Mitidja;
 - d) réalimentation de l'aquifère par les fuites des réseaux d'eau potable d'Alger, évaluée par la même méthode que pour l'aquifère de la Mitidja;
- Pour les autres types de réalimentation et prélèvements aucune donnée précise ne permettait de procéder à des estimations précises.

Le tableau 4.9.10 reprend les résultats trouvés à la suite de ces calculs pour l'établissement du bilan global de cet aquifère, et montre, ce qui a été déjà signalé précédemment, que la contribution nette de l'aquifère de l'Astien à celui de la Mitidja ne représente que 7% environ du total des apports à ce dernier, soit 62.000 m³/j.

4.10 BILAN GENERAL DE L'AQUIFERE DE LA MITIDJA

Le tableau 4.10 ci-après reprend le récapitulatif des résultats obtenus par le modèle mathématique de BINNIE-ATKINS et la figure 4.10 représente le schéma conceptuel établi par le Bureau d'études.

TABLEAU 4.9.8.2. REALIMENTATION DE LA NAPPE DE LA MITIDJA PAR LES FUITES DE RESEAUX D'EAU POTABLE ET D'EAUX USEES (Par Modèle mathématique BINNIE-ATKINS, 1982)

Aqui- fère	Type de collectivité	Réseau de distribution d'eau	Réseau d'Assainissement	Eau produite		Taux de fuites (%)	Réalimentation en 1970		Réalimentation en 1980	
				En 1970 (m ³ /j)	En 1980 (m ³ /j)		Non évaluée (m ³ /j)	Directe (m ³ /j)	Poten-tielle (m ³ /j)	Directe (m ³ /j)
Astien	Communes d'Alger	Oui	Oui	Non estimée	93 000	40	Non évaluée	-	37 200	-
Da	Communes d'Alger	Oui	Oui	30 700	50 400	40	12 300	-	20 200	-
la	Autres villes assainies	Oui	Oui	47 600	56 000	40	18 000	1 000	20 600	1 800
Mitidja	Grandes collectivités Sans assainissement	Oui	Non	26 300	23 800	90	16 300	7 400	17 800	3 600
	Petites collectivités sans assainissement	Non	Non	300	300	20	60	5	60	5
	Total, pour l'aquifère de la Mitidja						46 700	8 400	58 700	5 400

TABEAU 4.9.9. REALIMENTATION PIEZOSENSIBLE DE LA NAPPE DES LIMONS DU BAS-MAZAFRAN

(Résultat du modèle mathématique BINNIE-ATKINS, 1982)

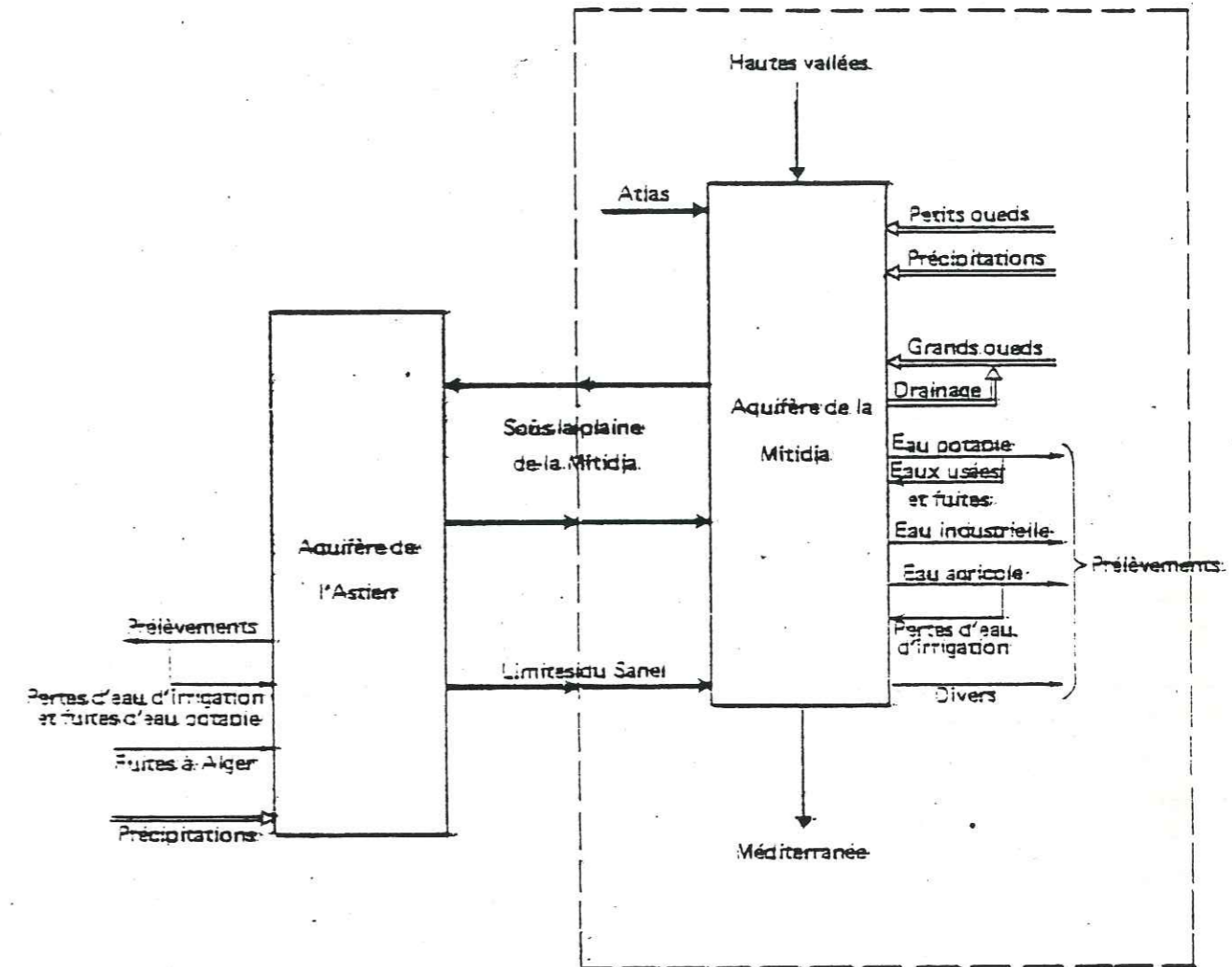
SOURCE DE REALIMENTATION	POTENTIELLE (m ³ /j)		EFFECTIVE (m ³ /j)	
	1970/71	1979/80	1970/71	1979/80
Précipitations sur la plaine	27.300	27.300	Les valeurs n'ont pas été estimées séparément	
Oueds	-	18.200		
Pertes d'irrigation	11.100	8.500		
Pertes d'eau potable	8.400	5.400		
TOTAL	46.800	59.400	12.900	18.500

TABEAU 4.9.10 BILAN DE L'AQUIFERE DE L'ASTIEN

(Résultat du modèle mathématique BINNIE-ATKINS, 1982)

DESIGNATION	Débit entrant m ³ /j	Débit sortant m ³ /j
Echanges avec l'aquifère de la Mitidja	35.00	57.000
Débit sortant de la limite Sud des collines du Sahel	-	41.000
Précipitations (réalimentation)	25.000	-
Fuites du réseau d'eau potable d'Alger	37.000	-
Pompage dans la nappe	-	Non mesuré
Autres	-	" "
TOTAL	97.000+ ?	98.000+ ?

Fig. 4.10



DEBITS ENTRANT ET SORTANT DES AQUIFERES DE L'ASTIEN ET DE LA MITIDJA (Diagramme établi par le B.E. Binnie-Atkins, pour son Modèle mathématique, 1982)

Dans les deux cas, les écoulements naturels sont indiqués pour des conditions climatiques moyennes pour la durée 1970 à 1980; par contre les écoulements provoqués par l'homme: pompages, infiltrations d'eaux de fuites, pertes par irrigation, sont donnés pour l'année considérée. Les calculs montrent que le bilan total de la réalimentation a augmenté légèrement entre 1970 et 1980, en raison bien entendu de l'augmentation des pertes des réseaux urbains. Le total des débits sortants a également baissé, mais il convient de signaler qu'en 1980 le grand champ de captage du Mazafran 2 et les champs du Hamiz, de Blida 1 et Blida 2, de Chobli n'étaient pas encore mis en service. Cependant le déficit entre les apports et les prélèvements qui s'était atténué vers 1980 a augmenté ces dernières années (1982 à 1986), les niveaux piézométriques ont nettement baissé, et l'on constate une diminution très nette du drainage vers les oueds. Ce phénomène a été particulièrement accéléré de 1983 à nos jours, en raison d'un déficit très net de la pluviométrie en 1983 et 1984 et une légère insuffisance en 1985.

TABLEAU 4.10.1

BILAN D'EAU DE L'AQUIFERE DE LA MITIDJA
(d'après Modèle Mathématique BINNIE-ATKINS, 1982)

Type d'écoulement	Débit entrant (m ³ /j)		Débit sortant (m ³ /j)	
	1970/71	1979/80	1970/71	1979/80
Souterrain (échanges)	145.600	145.600	48.900	48.900
Précipitations (réaliment.)	210.800	210.300	-	-
Bassins versants périphériques	154.000	154.000	-	-
Grands oueds	219.700	219.700	189.700	57.200
Pompages	-	-	694.000	805.000
Pertes d'irrigation	82.000	69.000	-	-
Fuites des réseaux d'eau potable et d'assainissement	46.700	58.700	-	-
Réalimentation piézosensible (nappe des limons)	12.900	18.500	-	-
TOTAUX	871.700	876.300	932.600	911.000

4.11 CONCLUSION A L'ETUDE PAR MODELE MATHEMATIQUE

L'étude du bilan de la nappe de la Mitidja par le modèle mathématique BINNIE-ATKINS a bénéficié d'une grande quantité de données fournies par la D.E.M.R.H (I.N.R.H), et dont la majeure partie a été collectée en 1969-1972 à l'occasion de l'étude sur modèle mathématique par GEOHYDRAULIQUE. Néanmoins les données n'étaient pas toutes fiables ni complètes, de nombreuses incertitudes persistaient, et elles ne furent que très partiellement complétées par de nouvelles données pour la période allant de 1972 à 1980. Aussi le B.E BINNIE-ATKINS a été amené à procéder, en collaboration avec le personnel de l'I.N.R.H, à la collecte des données disponibles pour la période précitée, et à les compléter par de nombreuses enquêtes et observations sur le terrain, des mesures complémentaires et des passages sur machine pour obtenir un calage correct du modèle. Cela a mobilisé un grand nombre de personnels et de moyens et a entraîné des frais financiers considérables. Ce genre d'études globales ne peut être réalisé qu'à des intervalles de temps suffisamment espacés, compte tenu des moyens qu'il nécessite et des frais qu'il occasionne. Mais la disponibilité d'un programme informatique rationnellement utilisé pourrait permettre de suivre l'évolution de la nappe au cours du temps, d'apporter les correctifs nécessaires, à condition bien entendu que la collecte des données se poursuive sans relâche, et que de nombreuses stations de mesure permanentes supplémentaires soient aménagées là où il y a manque, et qu'elles soient régulièrement suivies.

4.11.1 ANALYSE DE SENSIBILITE DU MODELE ET COMPARAISON AVEC LE MODELE PRECEDENT.

Le Bureau d'études BINNIE-ATKINS a procédé à une analyse de sensibilité du modèle pour déterminer dans quelle mesure les incertitudes concernant les données utilisées par le modèle peuvent influencer les résultats de l'étalonnage définitif. Nous donnons ci-après les résultats de cette analyse, certains détails étant inclus dans l'annexe.

La période d'étalonnage a été simulée un certain nombre de fois. Lors de chaque simulation, toutes les valeurs d'un certain paramètre ont été modifiées. Les résultats fournis par le modèle ont été ensuite comparés avec les valeurs de l'étalonnage définitif.

Les paramètres considérés sont ceux qui peuvent avoir une grande influence sur l'étalonnage du modèle, ceux pour lesquels les estimations ont été incertaines et ceux qui reposent sur des données incertaines, à savoir:

- a) La perméabilité des sols;
- b) Les coefficients d'emmagasinement de la nappe captive;
- c) Les Coefficients d'emmagasinement de la nappe libre;
- d) Les infiltrations depuis l'oued El-Harrach;
- e) Les apports souterrains depuis l'Atlas (zone de Blida-Chiffa);
- f) Les pompages pour l'irrigation;
- g) Les pompages pour l'alimentation en eau potable.

L'analyse a montré que parmi les variables soumises à l'étude, les variables citées en a), d) et f) sont celles qui ont la plus grande incidence sur l'étalonnage du modèle. L'étalonnage des niveaux piézométriques absolus pourrait être amélioré en augmentant les valeurs des perméabilités, les estimations du pompage pour l'irrigation, ou en réduisant les estimations de la réalimentation de la nappe depuis l'oued El-Harrach.

L'analyse montre qu'un accroissement des valeurs des perméabilités n'avait pas d'effet important sur les ressources nettes en eau de la nappe, mais influencerait dans une certaine mesure la réponse de la nappe à une exploitation future.

Une réduction des valeurs d'infiltration depuis l'oued, ou un accroissement des pompages agricoles influencerait le bilan d'eau estimé de la nappe et réduirait les estimations des ressources en eau nettes disponibles.

Ces réductions seraient compensées en partie par une variation des estimations de drainage fournies par le modèle.

Nous donnons ci-après (fig 4.11.1) les hydrogrammes tracés par le modèle mathématique pour trois piézomètres représentatifs sur lesquels ont été reportés les hydrogrammes obtenus par mesures sur le terrain, et qui montrent que l'allure générale des courbes se retrouve, surtout pour le piézomètre MZ1: PFA6 (bis), pour la période 1970-1976. La planche 4.12 montre la comparaison des estimations de la direction de l'écoulement d'après le modèle et d'après les observations sur le terrain.

TABLEAU 4.11.0

ANALYSE DE SENSIBILITE DU MODELE
MATHÉMATIQUE DE BINNIE-ATKINS

MODIFICATION DES NIVEAUX PIEZOMETRIQUES OBTENUS A LA SUITE DE MODIFICATIONS DE DONNEES
(Par Binnie-Atkins, 1982)

Pisto- -Ordi- -neur	Variable	Chan- gemt (%)	Moyennes à ± 5m		Modifications de l'irri- gation dans les grandes zones					Différences Modèle-Terrain dans les petites zones (3)			
			1970 (%)	1981 (%)	1	2	3	4	5	1970 (%)	1981 (%)	1970 (%)	1981 (%)
15	Aucune - Résultats de l'éta- lonnage final	-	73,1	65,5	-	-	-	-	-	0	-25	7	12
S1	Perméabilité	+25	78,1	68,8	B	B	B	B	D	-1	-19	5	5
S2	Perméabilité	-25	52,2	45,4	D	D	E	E	E	-1	-40	9	16
S3	Coefficient d'emmagasinement captif	+100	72,9	64,9	C	D	C	C	C	0	-24	7	12
S4	Coefficient d'emmagasinement captif	-50	73,5	65,6	C	B	C	C	C	0	-29	7	13
S13	Coefficient d'emmagasinement libre	+50	72,6	63,8	D	C	D	C	C	0	-28	7	14
S14	Coefficient d'emmagasinement libre	-33	74,5	70,3	C	C	D	C	C	0	-29	6	15
	Infiltration, à p. de l'O. Harrach	+20	68,1	63,3	C	C	D	B	C	0	-27	9	16
	Infiltrat. à partir de l'O. Harrach	-20	76,0	70,4	C	C	D	B	C	0	-28	5	5
S7	Apports région Blida/Chiffa	+25	72,2	64,3	D	C	D	C	C	0	-27	7	12
S8	Apports région Blida/Chiffa	-25	76,7	67,3	D	D	B	C	C	0	-28	7	12
S9	Prelèvements pour l'agriculture	+25	79,8	70,1	A	B	A	D	D	-1	-31	4	11
S10	Prelèvements pour l'agriculture	-25	60,0	55,1	E	D	E	E	D	0	-26	9	16
S11	Prelèvements pour A.E.P.	+10	69,8	67,6	C	B	B	C	D	0	-32	4	8
S12	Prelèvements pour A.E.P.	-10	73,1	66,6	C	B	C	C	D	0	-23	7	14

Remarques: (1) Représentation de mailles du modèle dans lesquelles les niveaux piézométriques du modèle et du terrain concordent à ± 5m.
(2) Zones représentées à la fig. K.1. du rapport donné au chapitre 5 en annexes. Les modifications de l'étalonnage des niveaux piézométriques, s'étendant de A (Amélioration importante) à E (dégradation importante). Le signe C indique qu'il n'y a pas de changement significatif.
(3) Zones représentées à la fig. K.1. précitée. Différence de niveau piézométrique moyen dans la zone, à la date indiquée. Le signe "moins" indique que la hauteur donnée par le modèle est inférieure à celle relevée sur le terrain.

Dans le détail par contre on relève de grands écarts pour certains débits, et notamment ceux des précipitations directes (infiltration), ceux concernant l'infiltration des oueds El-Harrach, Chiffa, Hamiz, ainsi que les infiltrations dues aux fuites des réseaux et des irrigations, dont l'étude antérieure n'a pas tenu compte. Cette dernière n'a pas tenu compte non plus de certains débits: les écoulements dans les aquifères des vallées et les afflux souterrains provenant de l'Atlas notamment. Ces éléments constituent cependant 20% environ de la réalimentation totale.

TABLEAU 4.11.1

COMPARAISON DES BILANS OBTENUS PAR LES MODELES MATHEMATIQUES DE BINNIE-ATKINS (1982) ET DE GEOHYDRAULIQUE (1972)

	Débit entrant (m3/j)		Débit sortant (m3/j)	
	GEOHYD. 1972	B. ATKINS 1982	GEOHYD. 1972	BINNIE-ATKINS 1982
1) Ecoulements souterrains				
- Aquifère des vallées	-	13.600	-	100
- Baie d'Alger	-	-	39.200	11.000
- Atlas	-	24.200	-	-
- Sahel	55.700	40.900	-	-
- Astien	54.000	56.900	33.000	34.700
- Petites aquifères	5.000	10.000	2.100	3.100
TOTAL 1)	114.700	145.600	74.300	48.900
2) Précipitations et Eaux de Surface				
Précipitations directes (infiltrations)	485.000	238.100	-	-
Bassins versants périphériques	112.000	154.000	-	-
Oued Djer	140	1.000	(6.600	14.500
Oued Bou-Roumi	5.500	7.100	((29.400
Oued Chiffa	28.500	46.100) 64.000	(108.300
Oueds Mazafran et Fatis	-	-) 1.300	(37.300
Oued El-Harrach	55.400	114.000	-	-
Oued Djemâa	30.500	46.100	-	-
Oued Hamiz	11.500	5.400	3.300	-
Marais de Reghaïa	-	-	20.200	220
TOTAL 2)	728.500	611.800	96.000	189.700

3) Pompages				
Eau potable	-	-	177.000	210.000
Eaux industrielles	-	-	41.000	38.000
Eaux agricoles	-	-	463.000	414.000
Divers	-	-	-	19.000
Total 3)	-	-	681.000	681.000
4) Divers				
Pertes d'eau d'irrigation	-	93.100	-	-
Fuites des réseaux	-	55.100	-	-
TOTAL GENERAL 1)+2)+3)+4)	843.200	905.600	851.300	919.600

Remarques: Pour les débits entrant du modèle mathématique BINNIE-ATKINS, il a été tenu compte des réalimentations piézosensibles potentielles de la nappe des limons, dont l'étude précédente n'a pas tenu compte et qui se montent à 27.300 m3/j pour 2) et 19.500 m3/j pour 4), soit 46.800 m3/j au total.

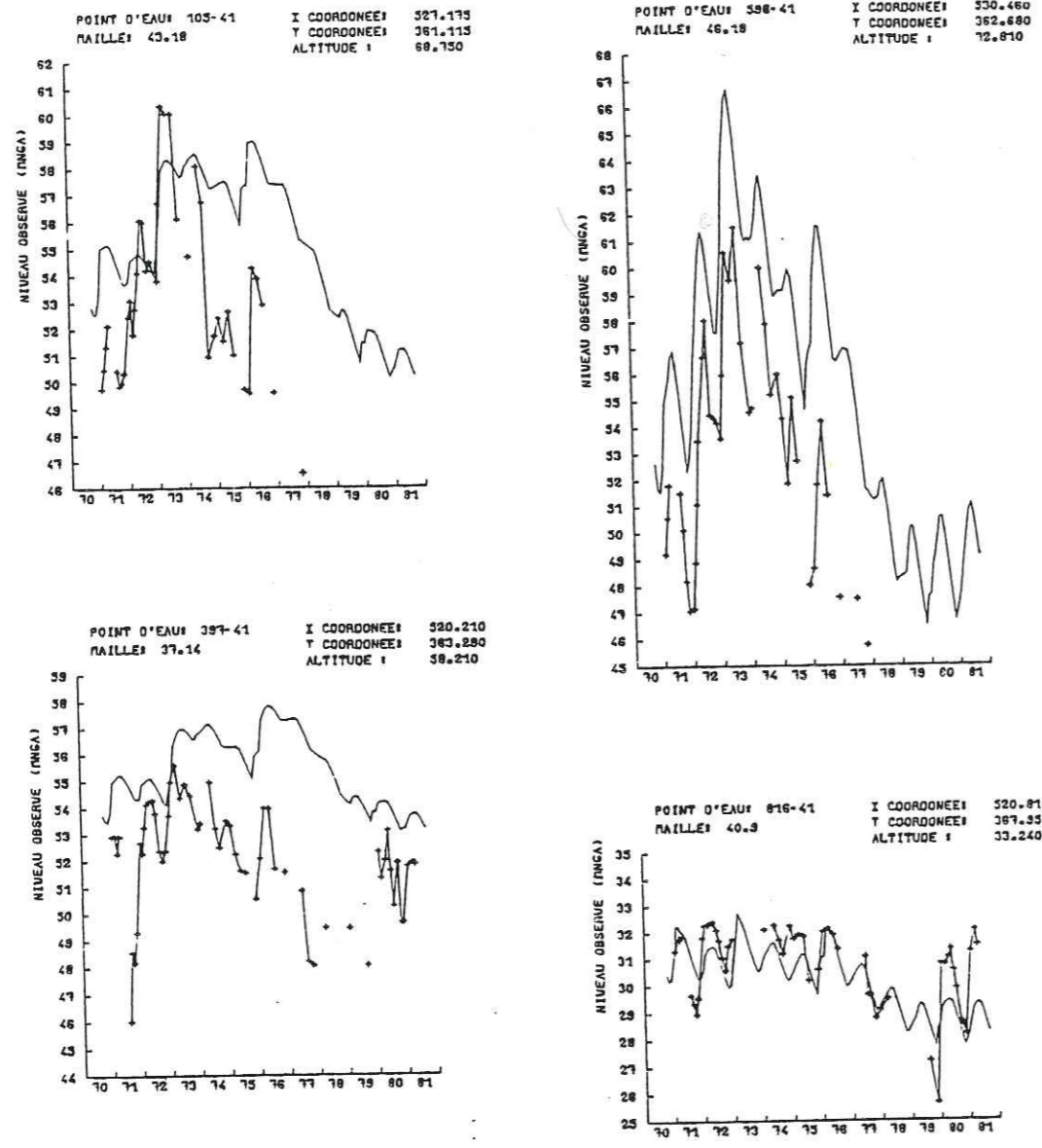
Pour ce qui concerne les infiltrations dues aux précipitations, la différence des résultats trouvés par les deux modèles est considérable, mais la méthode adoptée par l'étude la plus récente, celle de Penman, semble beaucoup plus fiable que la précédente, basée sur la formule de THORNTHWAITE.

Nous pouvons donc conclure que l'étude sur modèle mathématique BINNIE-ATKINS est digne de confiance, plus fiable que la précédente, car basée sur des données plus nombreuses, sur des méthodes d'analyse et de calcul plus perfectionnées et aussi sur l'expérience acquise durant les dix années qui séparent les deux études.

4.11.2. Remarques sur l'utilisation du Modèle mathématique pour l'année 1980

Avant de proposer un programme d'utilisation des résultats du Modèle mathématique pour les années à venir, il nous paraît utile de faire quelques remarques sur les résultats obtenus pour l'année 1980.

Les résultats donnés au tableau 4.11.1 concernant l'année 1980, qui a précédé l'étude du modèle mathématique par le B.E BINNIE-ATKINS et donc la collecte des données qui ont permis d'obtenir ces résultats.

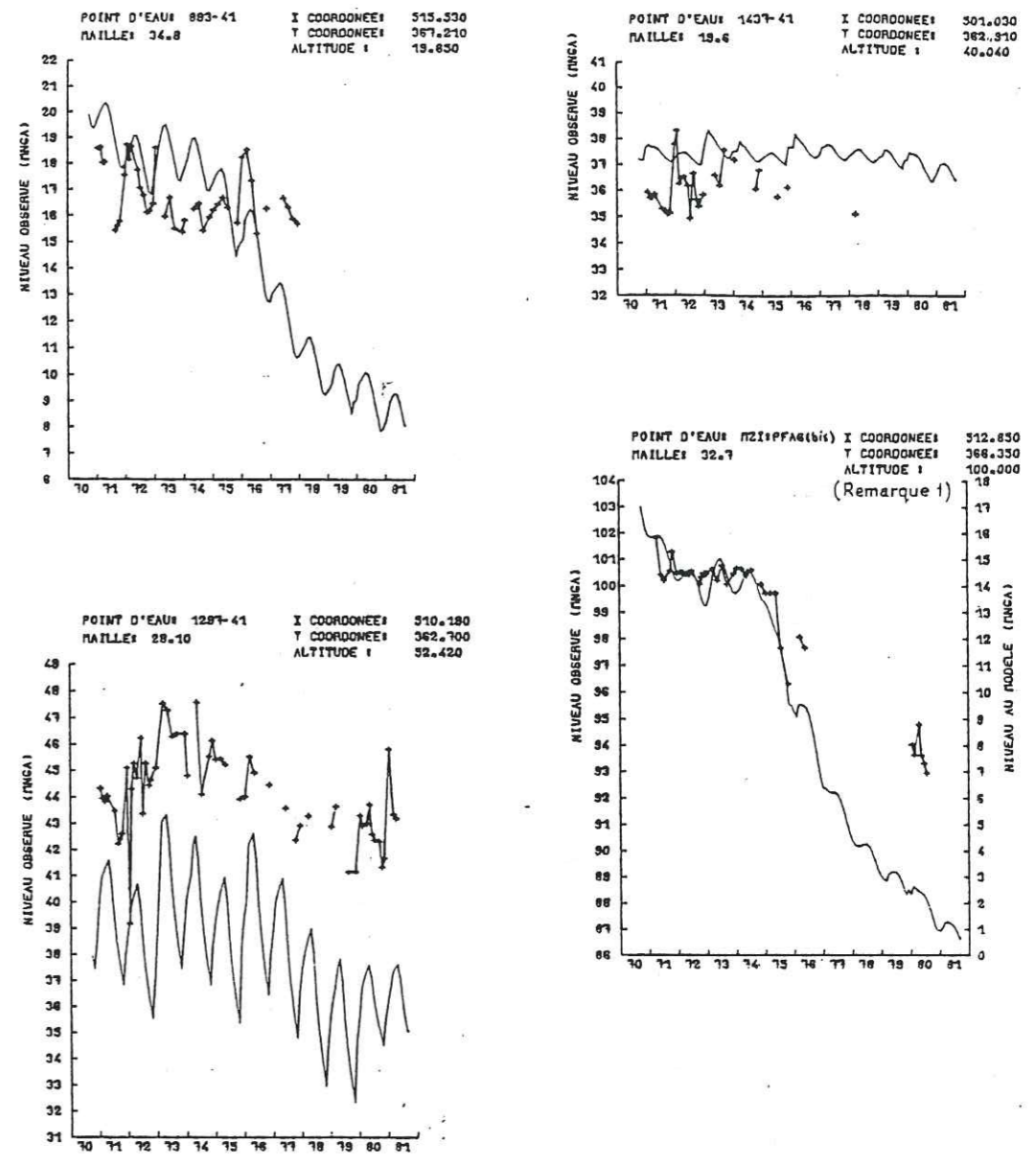


LEGENDE:

- Observations sur le terrain
- Résultats du modèle, calage 15

Fig. 4.11.1.1

HYDROGRAMMES OBSERVES SUR LE TERRAIN ET ETABLIS
PAR LE MODELE POUR LES PIEZOMETRES 105-41, 397-41, 596-41, 816-41
(Courbes tracées par le Modèle mathématique
de BINNIE-ATKINS, 1982)



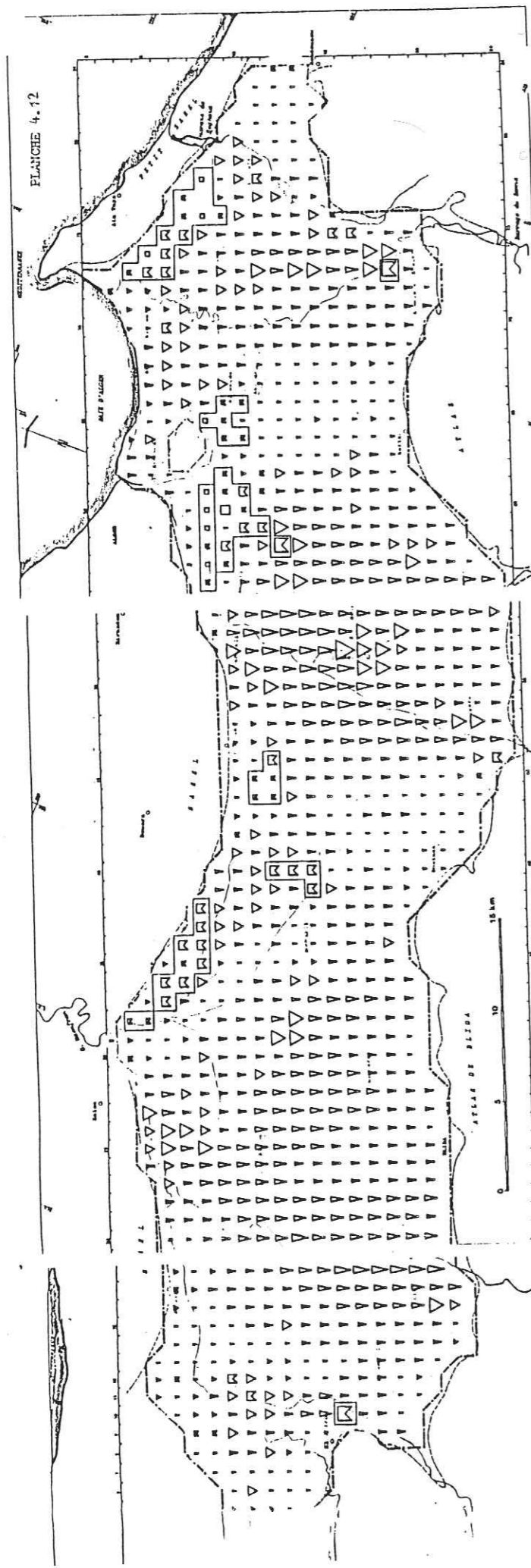
LEGENDE:

- Observations sur le terrain
- Résultats du modèle, calage 15

Remarque:
(1) Cote du niveau de référence inconnue

Fig. 4.11.1.2

HYDROGRAMMES OBSERVES SUR LE TERRAIN ET ETABLIS
PAR LE MODELE POUR LES PIEZOMETRES 893-41, 1297-41, 1437-41
(Courbes tracées par le Modèle
mathématique B-ATKINS, 1982) MZI: PFA6 (bis)

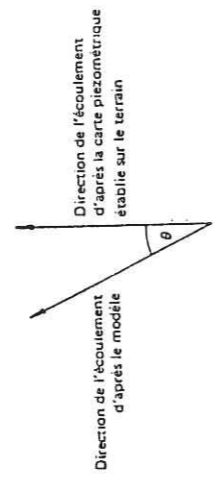


COMPARAISON DES ESTIMATIONS DE LA DIRECTION DE L'ÉCOULEMENT D'APRÈS LES DONNÉES RECUEILLIES SUR LE TERRAIN ET LE MODÈLE (Par le Modèle mathématique B-ATK/NS, 1982)
Ordre de grandeur de l'écoulement

Écart entre directions θ :	petit	moyen	important	très important
0 - 22,5°	▽	▽	▽	▽
22,5 - 45°	▽	▽	▽	▽
45 - 135°	□	□	□	□
135 - 180°	□	□	□	□

FLANCHE 4.11

Remarques: Les écarts entre directions d'écoulement (θ) sont calculés comme suit:



Les catégories d'ordre de grandeur de l'écoulement sont les suivantes:

- petit
- Moins de 10% du plus gros volume d'écoulement du modèle

En admettant que le modèle soit fiable et que les données ne souffrent pas d'erreurs importantes, on peut conclure que les débits entrant et sortant se compensent, l'écart n'étant que de 14.000 m³/j, soit 1,5% du total environ, ce qui est négligeable. Cet écart est à peine plus élevé que celui de 1972, date d'établissement du modèle mathématique de GEOHYDRAULIQUE, peu de temps après la mise en service de la première tranche du champ de captage du Mazafran 1.

Rappelons qu'en 1980 le champ de captage du Mazafran 1 était exploité à son maximum et le champ de Mazafran 2 venait d'être mis en exploitation. L'examen des hydrogrammes établis par le modèle et la carte des courbes de niveaux piézométriques établie en Juin-Juillet 1981 (planche n° 4.8) montrent que loin des grands champs de captage, les niveaux piézométriques n'ont pas subi de modification majeure, ce qui nous semble confirmer l'idée que la nappe est globalement en équilibre. A proximité immédiate des grands champs de captage par contre, nous l'avons vu, le niveau piézométrique était descendu à plus de 5m au-dessous de son niveau de 1970. Une partie des prélèvements d'eau souterraine, il est vrai, se retrouve plus loin, et réalimente la nappe par infiltration des fuites du réseau d'adduction-distribution.

Nous avons vu que les pompages agricoles avaient régressé entre 1970 et 1980, ce qui a compensé l'augmentation du pompage pour l'A.E.P et les industries, et permis aux niveaux piézométriques de se stabiliser, ou même d'augmenter loin des champs de captage de Mazafran et de Baraki.

4.11.3. SIMULATIONS DU MODELE MATHÉMATIQUE POUR LES CONDITIONS D'EXPLOITATION PARTICULIÈRES

4.11.3.1. Premier scénario

A la demande de l'Administration et du Service des Eaux le Bureau d'études a utilisé le modèle pour le scénario suivant:

- A l'intérieur de la zone desservie par la Société des Eaux d'Alger, les besoins nouveaux en eau potable seraient assurés grâce à la mise en service du champ de captage du Hamiz, et de l'exploitation intensive du champ de captage du Mazafran, soit 40.500 m³/j;
- A l'extérieur de la zone desservie par la Sociétés des Eaux d'Alger, les autres localités seraient alimentées par un apport nouveau d'eaux pompées de 53.000 m³/j;
- Réinfiltration dans la nappe de 56.000 m³/j à partir des fuites des réseaux d'eau potable;
- Réalimentation de la nappe à concurrence de 3.300 m³/j par effet du projet Mitidja-Ouest (diminution des infiltrations à partir de l'Oued Chiffa et augmentation des infiltrations d'eau d'irrigation);
- Réduction des infiltrations de l'oued Hamiz à concurrence de 5.400 m³/j, par suite de la mise en service supposée en 1985, du projet de barrage Isser-Keddara;
- Augmentation de la réalimentation piézosensible dans le Bas-Mazafran à concurrence de 25.500 m³/j, par suite de la mise en service supposée du projet Isser-Keddara, et surtout de la remontée du niveau piézométrique dans le Bas-Mazafran (en supposant que l'irrigation de cette partie de la plaine soit assurée par les eaux de barrage du projet Mitidja-Ouest).
- Diminution du drainage dans le Bas-Mazafran et donc réalimentation de la nappe à concurrence de 20.700 m³/j;

Résultats:

Avec ces hypothèses, la réalimentation de la nappe de la Mitidja augmenterait de 6600 m³/j dans les conditions climatiques moyennes considérées. Cette augmentation serait due surtout à l'apport des eaux à partir du projet Isser-Keddara, qui entraînerait une importante réinfiltration dans la nappe des eaux de fuite du réseaux, en supposant que le déficit au niveau de la distribution soit supprimé grâce à ce nouveau système de production.

4.11.3.2. SIMULATION DU MODELE MATHEMATIQUE POUR UNE SECHERESSE DECENNALE DE 1985 à 1987

Un autre scénario a été ensuite considéré, celui qui correspondrait à une période de sécheresse décennale étalée sur les années 1985, 1986 et 1987. La réalimentation de la nappe serait considérablement réduite par suite de la diminution des infiltrations à partir des précipitations, des oueds importants et des bassins versants périphériques.

Dans un pareil cas le déficit de la réalimentation de la nappe atteindrait 257.700 m³/j.

Le tableau 4.11.3. ci-après reprend les résultats obtenus par le modèle dans les 2 cas cités.

TABLEAU 4.11.3. MODIFICATION DE LA REALIMENTATION DE LA NAPPE DE LA MITIDJA DE 1980 à 1987

Désignation	Variation de la réalimentation dans des conditions normales (m ³ /j)	Variation de la réalimentation en cas de sécheresse décennale sur 3ans. (m ³ /j)
- Alimentation en eau potable à l'extérieur du réseau SEDAL	- 53.000	-
- Champs de captage du Hamiz et de Mazafran II	- 40.500	-
- Réalimentation par les réseaux	56.000	-
- Effet net du projet Mitidja-Ouest	3.300	-
- Réalimentation depuis l'Oued Hamiz	- 5.400	-
- Réalimentation piézosensible	25.500	-
- Drainage	20.700	-
- Précipitations	-	- 126.500
- Grands oueds	-	- 61.900
- Bassins versants périphériques	-	- 92.400
VARIATION NETTE:	6600	- 257.700

Ces résultats ont été déterminés en supposant, bien entendu, que toutes les autres conditions d'exploitation de la nappe restent sans changement par rapport à celles de 1980.

4.12. UTILISATION FUTURE DU MODELE MATHEMATIQUE

Au cours de l'élaboration du modèle mathématique par le Bureau d'études et parallèlement à lui, les planificateurs avaient conçu entre autres:

- La mise en exploitation de nouveaux champs de captage pour satisfaire la demande accrue en eau potable par les collectivités (BLIDA 1, BLIDA 2, CHEBLI, HAMIZ, etc...);
- La réalisation avant 1987 d'un périmètre irrigué en Mitidja-Ouest à partir des eaux du barrage édifié sur l'oued Chiffa, et qui aura une incidence évidente sur les infiltrations à partir de cet oued;

D'autre part, il s'est avéré que la mise en exploitation du champ de captage de Mazafran 2 a entraîné l'assèchement de certains puits, relativement peu profonds, utilisés pour l'irrigation de vergers dans cette zone, et l'Administration a dû réaliser en urgence des puits de remplacement pour sauver les cultures; de nombreux puits éparés ont été réalisés çà et là dans la plaine d'une manière peu planifiée, afin d'augmenter la production de certaines cultures (pommes de terre, tomates, fruits à pépins, etc...), dont la demande s'est notablement accrue ces dernières années; la réalisation d'un système de production d'eau de surface à partir de l'oued ISSER, afin d'augmenter l'approvisionnement en eau de la région Algéroise a subi un certain retard, ce qui exige l'extension de certains champs de captage (à l'Est du champ de captage du Mazafran 1, et à l'Est du champ du Hamiz notamment)

4.12.1. RECOMMANDATIONS POUR LA PERIODE 1986-1988

L'utilisation du modèle pour l'établissement d'un plan précis d'exploitation des ressources en eau à moyen et long terme sort du cadre de notre étude.

En effet, la décision d'exploitation de telle ou telle nappe pour tel usage, est fonction des conditions socio-économiques du moment et elle appartient aux autorités politiques en premier lieu.

Il nous revient par contre d'utiliser ce modèle pour différents cas de figure qui peuvent se produire, afin d'éclairer ces autorités sur les conséquences de telle ou telle décision et de faire des propositions qui nous paraissent judicieuses et opportunes.

4.12.1.1. CONDITIONS REELLES EN 1986

Contrairement aux prévisions, les programmes d'exploitation de la nappe et les conditions climatologiques n'ont pas répondu aux hypothèses formulées par le Bureau d'études.

Nous avons constaté, au cours de la période 1981-1985 que les conditions ont été les suivantes:

- une très légère augmentation du pompage d'eau pour la région d'Alger entre 1981 et 1984, puis une décroissance manifeste en 1984 et 1985, celle-ci compensant celle-là, ce qui revient à dire qu'il n'y a pas eu de changement notable sur ce chapitre de 1980 à nos jours;
- une augmentation du pompage pour l'A.E.P des zones autres qu'Alger qu'on peut évaluer à 15.000 m³/j, faute de statistiques précises;
- une augmentation du pompage agricoles qu'on peut évaluer à 30.000 à 50.000 m³/j;
- un déficit des précipitations de l'ordre de 30% en 1983 et 40% en 1984, les années 1982-1983 et 1985 ayant été des années moyennes. De telles hypothèses conduiraient aux modifications du bilan suivantes (tableau 4.12.1.1)

TABLEAU 4.12.1.1 Evaluation du déficit réel en 1986

Désignation	1981 (m ³ /j)	1982 (m ³ /j)	1983 (m ³ /j)	1984 (m ³ /j)	1985 (m ³ /j)	Moyenne (m ³ /j)
Précipitations	-	-	-65000	- 85.000	-	-30.000
Pompage des réseaux	- 3000	- 6000	- 9000	- 12.000	- 15.000	- 9000
Fuites des réseaux	+ 1000	+ 2000	+ 3000	+ 4.000	+ 5.000	+ 3000
Pompage pour irrigation	- 6000	-12000	-18000	- 24.000	- 30.000	-18.000
Fuites d'irrigation	+ 1800	+ 3600	+ 5400	+ 7.200	+ 9.000	+ 5.400
Drainage des oueds	-	-	15000	10.000	-	12.500
TOTAL	-6200	-12400	-68600	- 99.800	- 31.000	-36.100

Nous avons estimé ces quantités d'une façon grossière, en supposant que la variation des prélèvements par pompage a été linéaire. Il ressort de tels calculs que le déficit moyen de la nappe serait de l'ordre de 36.100 m³/j de 1981 à 1985, soit 4% environ du bilan total de la nappe.

4.12.1.2. SUGGESTIONS POUR LA PERIODE 1986-1988

Il nous appartient à présent de formuler quelques suggestions pour les quelques années à venir, à la lumière des résultats obtenus par le modèle, et de la situation préoccupante qui nous intéresse. Les calculs approchés précédents peuvent nous servir de guide à cet effet.

Le déficit moyen aura augmenté de 36.100 m³/j par rapport à celui déterminé par le modèle mathématique de BINNIE-ATKINS pour 1980 (14.000 m³/j). En 1985 le déficit entre le débit entrant et le débit sortant de l'aquifère peut être évalué à 45.000 m³/j, soit 5% environ du bilan total.

Il est prévu qu'à partir de 1988, le nouveau projet d'A.E.P de la région d'Alger à partir des eaux de surface (barrage de Keddara, pompage dans l'oued Isser et transfert des eaux du Hamiz), devrait permettre la couverture des besoins en eau potable jusqu'à concurrence de 500.000 m³/j, ce qui permettrait de réduire sensiblement l'exploitation de la nappe, et donc d'annuler le déficit du bilan, voire l'inverser.

Mais auparavant, pour les années 1986 à 1988, il est nécessaire et urgent de faire face aux besoins croissants de l'alimentation en eau de la région d'Alger et d'autres localités.

Le déficit constaté entre la production d'eau potable pour l'approvisionnement en eau de la région algéroise et les besoins s'étant élevé à 100.000 m³/j environ en 1985, il devient opportun d'examiner une solution pour faire face à un tel besoin, sans provoquer un grave déséquilibre du bilan de l'aquifère.

Extension du champ de captage du Mazafran 2.

Ce champ a produit de 1980 à 1985 une moyenne de 70.000 m³/j. Une extension de ce champ vers le sud pourrait produire un supplément de 30.000 m³/j.

Plus au nord, à l'ouest du champ de captage du Mazafran 1, la nappe des limons pourrait permettre de dégager des ressources supplémentaires de l'ordre de 15.000 à 20.000 m³/j, en réduisant le drainage des oueds Mazafran et Fatis.

A l'est du champ de captage du Mazafran 1, dans la région des 4 Chemins de Boufarik, en bordure sud du Sahel, on peut espérer récupérer une partie des eaux qui réalimentent l'aquifère à partir des infiltrations des précipitations dans les collines, jusqu'à concurrence de 15.000 à 20.000 m³/j.

Au sud du champ de captage de BARAKI, on peut espérer extraire un débit supplémentaire de l'ordre de 30.000 m³/j en réalisant une extension du champ de captage de Ben Talha, par réduction du drainage de l'oued El-Harmach.

Enfin une extension du champ de captage du Hamiz pourrait dégager un supplément évalué à 15000-20.000 m³/j, en réduisant le drainage des oueds Hamiz et Réghaïa, ce dernier ne manquant pas d'avoir des incidentes sur la retenue des marais, qui irriguent partiellement les maraîchages du Petit Sahel.

On pourrait évaluer le total des débits supplémentaires ainsi dégagés à 105.000 à 120.000 m³/j, mais compte tenu des délais impartis par les travaux nécessaires à cet effet, ces quantités ne pourraient être atteintes qu'au bout de deux années, l'accroissement de la production devant être progressif de 1986 à 1988.

Nous allons essayer à présent de cerner de plus près la réduction éventuelle de déficit entre les besoins en eau potable et la production, en partant de certaines hypothèses à peu près sûres, faute de statistiques précises.

Le recensement de la population de 1977 nous apprend que la population de la région algéroise était de 1.500.000h. D'autre part, le taux d'accroissement naturel de la population est de 3,2% à l'échelle nationale. Pour les grandes villes et notamment pour Alger, le taux est supérieur à la moyenne de l'ordre de 4,5%, par suite de l'exode rural.

Le taux d'accroissement annuel des besoins en eau est supérieur à 4,5%, en raison du développement urbain rapide constaté ces dernières années: on peut adopter le taux de 6% sans beaucoup de risque d'erreur. La production d'eau potable aux champs a été de l'ordre de 350.000 m³/j en moyenne en 1980 et a satisfait la presque totalité des besoins de cette année-là, soit près de 95%. Avec ces chiffres, la population de l'agglomération algéroise peut être évaluée à: 1,71 millions d'habitants en 1980; 2,13 millions en 1985; 2,23 millions en 1986; 2,33 millions en 1987 et 2,43 millions en 1988. En admettant que le taux de fuites du réseau public d'A.E.P est de 35% (d'après enquête BINNIE-ATKINS), les besoins nets en eau potable auraient été de l'ordre de 259.260 m³/j, pour 1.710.000 habitants, soit une dose journalière moyenne de l'ordre de 151 litres. En fait la norme nationale adoptée pour les villes importantes est de 150 l/j/h, jusqu'à 200 l/j/h pour les très grandes villes (cas d'Alger), et les bureaux d'études adoptent souvent la dose de 250 l/j/h dans l'hypothèse d'une augmentation substantielle du niveau de vie. Pour notre part nous adopterons une dose considérée comme minimale de 150 l/j/h en 1980, et nous admettrons que les besoins en eau s'accroîtront de 6% par an, après 1980.

Partant de ces hypothèses, nous obtenons le tableau 4.12.1.2 ci-après.

Nous n'avons pas calculé les déficits pour les années 1986 à 1988, étant donné l'impossibilité de prévoir avec suffisamment de précision l'évolution des quantités mobilisables, bien qu'un certain nombre de puits soient en cours d'exécution pour accroître la production.

Nous remarquons cependant que le déficit s'est élevé en 1985 à 100.000 m³/j, soit 22,3% de la production nécessaire qu'il aurait fallu atteindre pour satisfaire des besoins normaux. Par rapport aux besoins minimaux (150 l/j/h), ce déficit a été de 71.300 m³/j. Nous avons constaté que ce pourcentage de 22,3% de déficit a été durement ressenti par la population. Il a dû dépasser 30% à certaines périodes de la saison estivale. Il convient donc d'abaisser ce taux d'ici à la mise en service du nouveau projet, afin de réduire les désagréments en matière d'A.E.P pour la collectivité.

Examinons à présent l'incidence sur ce taux, dans l'hypothèse d'un accroissement progressif de la production d'eau de 1986 à 1988, à raison de 30.000 m³/j en 1986, 30.000 m³/j en 1987 et 40.000 m³/j en 1988: (Tableau 4 12 1 3)

La réalisation d'un programme d'extension des champs de captage conformément aux propositions nous avons avancées, pourrait donc dégager jusqu'à 100.000 m³/j d'eau supplémentaire en 1988, ce qui ramènerait le déficit entre les besoins minimaux et la fourniture réelle à 6,52% du total des besoins.

Un tel taux serait supportable, d'autant plus qu'il sera ramené à zéro dès la mise en service du projet Isser-Keddara, supposé entrer en production vers la fin 1988.

TABLEAU 4.12.1.2. EVOLUTION DES BESOINS EN EAU DE 1980 à 1988

ANNEE	1980	1985	1986	1987	1988
Population (en million)	1,71	2,13	2,23	2,33	2,43
Besoins en eau minimaux en m ³ /j à raison de 150 l/h/j	256.500	319.500	334.500	349.500	364.500
Besoins en eau normaux en m ³ /j	256.500	343.250	363.850	385.700	408.820
Production minimale nécessaire à la source	346.300	431.300	451.500	471.800	492.080
Production normale nécessaire à la source	346.300	463.400	491.200	520.700	551.910
Production réelle mesurée	350.000	360.000	-	-	-
Déficit en m ³ /j pour les besoins normaux	Négligeable	103.400	-	-	-
Déficit en %	"	22,3%	-	-	-
Déficit par rapport aux besoins minimaux:	"	71.300	-	-	-

TABLEAU 4 12 1 3

ANNEE	1986	1987	1988
Production aux champs (m ³ /j)	390.000	420.000	460.000
Consommation des abonnés (m ³ /j)	288.900	311.100	340.740
Besoins minimaux (m ³ /j)	334.500	349.500	364.500
Déficit par rapport aux besoins minimaux en m ³ /j	45.600	38.400	23.760
Déficit en %	13,6%	11%	6,52%

Les nouvelles installations qui seraient réalisées et les investissements non négligeables qu'elles entraîneraient ne serviraient pas uniquement pour les années 1986 à 1988. Nous ne devons pas perdre de vue que certaines installations actuelles commencent à vieillir sérieusement, et qu'il faudra bien les remplacer un jour ou l'autre. D'autre part, certaines petites localités, ou même de nouvelles agglomérations pourraient se développer de manière imprévisible ici ou là dans la plaine, et bénéficier donc d'installations de production d'eau toutes prêtes. L'expérience nous

l'a montré du reste bien souvent ces dernières années..Enfin, et ce n'est pas là l'une des moindres raisons, il peut se produire des pannes du système de production d'eaux de surface, voire des arrêts volontaires pour différentes raisons (eaux trop chargées en cas de très grosse crue et donc intraitables, insuffisance de produits chimiques pour le traitement, pannes de courant électrique, arrêt technique pour entretien, etc), et il s'agira bien entendu en pareils cas de remettre le système de production des eaux souterraines en fonctionnement à son débit maximum, pour atténuer les risques de déficit.

4.12.1.3 - Conséquences sur l'équilibre de la nappe

D'après les courbes isopièze de Juin-Juillet 1981, nous l'avons vu, les niveaux piézométriques ont baissé de 5 à 6m, au coeur des grands champs de captage de Mazafran et de Baraki, par suite de la mise en service et/ou de l'extension de ces champs. L'équilibre entre les réalimentations et les exhaures de la nappe était déjà rompu à cette époque, du fait que le champ de captage du Mazafran 2 avait presque atteint le débit maximum pour lequel il était équipé. D'autres champs ont été mis en exploitation depuis, et nous avons cité les champs de Blida 1 et Blida 2, du Hamiz et de Chebli, sans compter de nombreux forages épars, soit pour atténuer les pénuries d'eau dans certaines localités qui se sont rapidement développées, ou qui n'étaient pas pourvues de réseaux de distribution, pour le remplacement de puits d'irrigation qui se sont asséchés, ou encore pour l'irrigation de nouvelles parcelles de terre. Les niveaux piézométriques sont donc partout plus bas d'au moins 2 ou 3m que ceux de 1981, d'autant plus que les déficits des précipitations de 1983-1984 ont eu des incidences sur la réalimentation de la nappe en 1985 et 1986.

Notre programme d'augmentation de la production au cours des deux années à venir risquerait donc de faire baisser davantage les niveaux de la nappe et même de provoquer l'assèchement de nombreux puits peu profonds.

Nous avons toujours pris la précaution d'installer les pompes plusieurs mètres plus bas que les niveaux dynamiques maximaux donnés par les calculs. La plupart des pompes installées ne risqueront pas d'être dénoyées durant la surexploitation, mais le débit unitaire fourni par chacun des puits ne cessera de diminuer. Un examen des rapports techniques d'exploitation des puits par la Société des Eaux d'Alger nous le démontre amplement: le niveau dynamique des puits ne cesse de baisser d'année en année, et le débit horaire de chaque puits ne cesse de décroître, à quelques rares exceptions près.

Aussi devra-t-on s'attacher à ce que les nouvelles installations soient dimensionnées pour des débits supérieurs (de l'ordre de 20%) à ceux pour lesquels elles sont prévues, afin de compenser les pertes qui ne manqueront pas de se manifester dans les champs de captage actuels.

Ces mesures devront être accompagnées d'une interdiction stricte de toute extension de parcelles de terre irriguées, voire d'une diminution des pompages d'eau pour l'irrigation, grâce à la mise en service des projets d'irrigation par eaux de surface, qui sont sur le point d'être achevés.

Enfin, et surtout, il conviendrait de réduire au maximum la durée de surexploitation de la nappe pour les besoins d'eau potable, en mettant en service dans les meilleurs délais les installations de production-traitement d'eaux de surface. Les pompages d'eau souterraine devront ensuite être ralentis, réduits, suivant un programme bien arrêté, dont la finalité sera la réalimentation de la nappe, la remontée des niveaux piézométriques à leur valeur maximale, en vue d'une surexploitation future, vers l'an 2000, quand la production d'eaux de surface ne suffira plus à couvrir tous les besoins. Le modèle mathématique devait permettre la réalisation d'une telle planification des ressources.

5 - CONCLUSIONS GENERALES

La nappe de la Mitidja est la plus vaste et la plus riche en eau douce, de bonne qualité, de toutes les nappes connues du pays, abstraction faite du bassin hydrogéologique du Sahara Septentrional et d'autres nappes des hauts-plâteaux algériens, aux eaux de qualité médiocre.

Elle approvisionne en eau l'agglomération d'Alger et sa périphérie en plein développement, qui constituent les zones d'habitat urbain le plus dense du territoire, ainsi que d'importants périmètres irrigués, à rendement relativement élevé, et de nombreuses industries.

Elle a fait l'objet, depuis le début du siècle, d'un soin particulier pour une connaissance aussi approfondie que possible de sa structure et de ses potentialités, et la quantité d'études, d'observations et de mesures qui lui ont été consacrées, constitue sans doute la masse d'informations la plus importante sur le plan hydrogéologique.

Compte tenu de son importance sur le plan socio-économique, de son étendue relativement importante et de sa relative complexité, cette nappe a bénéficié très tôt des techniques les plus avancées en matière de prospections et d'études.

Les stations de mesure climatologiques et hydrologiques, malgré les insuffisances que nous avons constatées et signalées, constituent sans conteste le réseau le plus dense et le mieux suivi du pays; les puits d'exploitation et surtout les puits d'études réalisés dans la région ont fait l'objet depuis fort longtemps d'essais de pompage réalisés selon les normes du moment; les prospections géophysiques à grande échelle y ont été réalisées dès les années 1960; la quantité de piézomètres d'observation y est importante, elle a fait l'objet de nombreuses campagnes de mesures; le suivi des variations du niveau piézométrique, malgré les nombreuses insuffisances constatées, a été sans doute le plus complet et le plus régulier que l'on puisse espérer dans les conditions particulières qu'a connues le pays; l'inventaire des innombrables points d'eau et l'évaluation de leur débit ont été cernés d'aussi près que possible, soit par l'I.N.R.H, soit par les bureaux d'études que ce dernier a fait intervenir, ou par les compagnies de distribution d'eau potable, notamment celles chargées de la région algéroise.

L'utilisation de la technique du modèle mathématique s'est avérée la seule en mesure de donner des résultats satisfaisants, compte tenu de l'étendue et de la complexité relative de l'aquifère, et elle a été adoptée dès 1968 par l'Administration (représentée par l'I.N.R.H- ex D.E.M.R.H), qui a fait intervenir à cet effet les Bureaux d'études GEOHYDRAULIQUE en 1968-1972, puis BINNIE-ATKINS en 1981-1983.

Ces deux bureaux d'études ont disposé d'une grande quantité de données disponibles, qui ont été complétées aux fins des études par des campagnes d'enquêtes, de mesures et d'observations, soit par les services de l'Administration pour une grande part, soit par les bureaux d'études eux-mêmes, là où les données étaient incomplètes.

Ces deux études ont mené à des résultats du bilan de la nappe globalement voisins, la différence ne dépassant guère 68.300 m³/j du total d'eaux prélevées, soit 7,4%, ce qui constitue une marge d'erreur acceptable, surtout si l'on tient compte des modifications intervenues dans le mode d'exploitation de la nappe entre 1972 et 1982, des variations du régime des pluies et du climat.

Néanmoins en examinant ces deux études dans le détail, l'on ne peut s'empêcher d'accorder davantage de confiance à l'étude la plus récente pour de nombreuses raisons:

- L'étude de BINNIE-ATKINS a bénéficié de l'expérience précédente, de toutes les données disponibles en 1972, qui ont été de plus complétées, et dans certains cas réajustées, grâce aux nombreuses données supplémentaires recueillies de 1972 à 1982;
- Elle a utilisé des techniques informatiques plus récentes, donc perfectionnées, ce qui a permis l'établissement d'un maillage plus fin et plus précis de l'aquifère; les cartes structurales des aquifères par exemple ont été mieux cernées que dans l'étude précédente, les coefficients de transmissivité ont été complétés grâce aux résultats d'essai de pompage de nombreux grands champs de captage récents, etc...
- Elle a tenu compte de certaines données qui ont été négligées ou ignorées par l'étude précédente: réalimentation de la nappe par les infiltrations d'eau à partir de l'Atlas que révèlent les résultats d'analyse chimique des eaux; adoption de la méthode de Penman en lieu et place de celle de Thornthwaite, pour l'évaluation de l'évapotranspiration, d'après les études et recommandations de la C.N.A.R.B.L; la réalimentation à partir des grands oueds, et plus particulièrement l'oued EL-Harrach a été mieux cernée; les prélèvements d'eau souterraine, aussi bien pour l'agriculture que pour l'eau potable ont été basés en grande partie sur les données utilisées en 1972, mais des correctifs ont été apportés après enquêtes, et surtout il a été tenu compte avec assez de précision des pompages à partir des nouveaux champs de captage, dotés de dispositifs de comptage relativement efficaces; enfin il a été tenu compte de la réalimentation de la nappe à partir des fuites de réseaux d'eau potable et d'eaux usées: la méthode peut donner lieu à discussion et les pourcentages adoptés sont contestables, mais elle a le mérite d'exister et nous ne pouvons ignorer cette part de la réalimentation de la nappe, qui existe bel et bien et qui peut être importante.

Les résultats de ces deux études nous révèlent que dans les conditions d'exploitation en vigueur jusqu'en 1980, la nappe était à peu près en équilibre, le déficit entre le débit moyen de réalimentation et celui des prélèvements se situant autour de 40.000 m³/j, soit 4,4% du total des pompages, ce qui représente l'ordre de grandeur de réalimentation de la nappe à partir des fuites des réseaux.

Nous pouvons émettre des réserves sur les hypothèses adoptées par les Bureaux d'études, là où des données précises manquent: Ainsi en est-il des valeurs de perméabilité, adoptées sans tenir compte de leur variation dans le sens vertical: très peu de données sont disponibles à cet effet; les coefficients d'emménagement ont été grossièrement estimés, à une échelle régionale, et la valeur adoptée de 2,5% dans la nappe captive (ou plutôt semi-captive) du Bas Mazafran nous semble exagérée; les précipitations atmosphériques sont relativement bien connues mais l'évaluation de l'évapotranspiration a beaucoup varié de l'étude de 1972 à celle de 1982: il nous semble cependant raisonnable d'admettre que celle de BINNIE-ATKINS se rapproche mieux de la réalité que celle de Géohydraulique, à en croire les recommandations de la C.N.A.R.B.L; l'évaluation des coefficients d'infiltration à partir des oueds et des drainages est assez grossière, d'autant plus que les données sont incomplètes et entachées d'erreurs; l'étalonnage des stations de jaugeage pour les grandes crues fait défaut, mais le B.E BINNIE-ATKINS a contourné la difficulté en appliquant des coefficients correcteurs aux valeurs initialement prises en compte, à la suite de nombreuses simulations au cours de l'étalonnage de son modèle mathématique; une grande incertitude règne sur l'évaluation des volumes d'eau réellement prélevés dans la nappe par pompage, surtout à des fins agricoles, puisque rares sont les puits dotés de compteurs, mais au cours de son étude le B.E

BINNIE-ATKINS a procédé à des enquêtes approfondies sur un échantillon de points d'eau, dans les régions de Koléa, (Ouest) et l'Arbaâ (centre), ce qui lui a permis d'adopter des coefficients correcteurs que nous jugeons raisonnables, et donc d'atténuer la marge d'erreur sur cette partie importante du bilan; enfin le B.E BINNIE-ATKINS a tenu compte de la réalimentation de la nappe par les eaux de fuite des réseaux d'eau potable et d'eaux usées, ainsi que sur la réinfiltration des eaux d'irrigation en excédent dans certaines zones: ce point a été suggéré par Agrocomplect-Energoproect en 1978, mais le Bureau d'études a tenté de cerner de près ce point non négligeable, après de sérieuses enquêtes sur le terrain, et si on peut contester la valeur exacte de la quantité estimée par le Bureau d'études, on ne peut toutefois pas l'ignorer totalement, comme l'avait fait Géohydraulique.

On peut se demander quel degré de confiance on peut accorder à une telle étude, et quelle pourrait être la marge d'erreur qui lui correspond.

L'analyse de sensibilité du modèle par BINNIE-ATKINS nous révèle que des erreurs sur l'appréciation des caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère, sur le coefficient d'emménagement de la nappe captive (celle-ci devenant libre après un temps d'exploitation suffisamment long), ne devraient pas avoir une grande incidence sur les estimations des ressources nettes de la nappe; par contre l'estimation des pompages d'eau pour l'irrigation et les infiltrations à partir des grands oueds, surtout l'oued EL-Harrach, peut entraîner une modification assez importante du bilan, en cas de changement notable des paramètres et des données (rapport BINNIE-ATKINS F2-B-K, 1982).

Le Bureau d'études a procédé à de nombreuses simulations de son modèle au cours de l'étalonnage de ce dernier, afin de faire correspondre correctement les niveaux piézométriques déterminés par calculs aux niveaux mesurés sur le terrain. L'examen des hydrogrammes obtenus (rapport B.-A. n° F2-B-J) nous montre que dans l'ensemble ceux-ci s'accordent assez bien avec les niveaux mesurés sur le terrain: Les différences ne dépassent pas 4 à 5m dans la plupart des cas, sauf dans les zones où entrent en jeu les effets de bordure de l'aquifère, à l'intérieur des champs de captage importants et le long et à l'ouest de l'oued EL-Harrach, zones pour lesquelles les phénomènes locaux sont trop complexes, ou les données sont insuffisantes pour étalonner correctement le modèle.

On peut conclure que le bilan de l'aquifère de la Mitidja, grâce aux modèles mathématiques, surtout celui de BINNIE-ATKINS, est connu avec assez de précision, du moins à l'échelle régionale. On peut utiliser le modèle mathématique pour une planification rationnelle des ressources en eau souterraine, dans les années à venir, en fonction des besoins en eau sans cesse croissants d'une part, et de la production d'eaux de surface d'autre part, de façon à préserver les ressources en eau souterraine, qui sont d'une qualité satisfaisante, et qui sont proches des lieux d'utilisation. Cette planification aurait comme objectif la remontée des niveaux piézométriques, la réalimentation de l'aquifère en vue d'une surexploitation future, vers l'an 2000.

Le modèle n'est pas parfait. Il peut être affiné davantage, bénéficier de techniques de calculs encore plus performantes, au fur et à mesure des progrès futurs en informatique. Mais comme nous l'avons vu au cours de cette étude, et comme nous le suggère l'analyse de sensibilité du modèle, de nombreuses données devront faire l'objet d'une attention particulière, afin d'atténuer de nombreuses incertitudes qui demeurent, surtout à l'échelle locale. Pour cela, les services publics devront s'attacher avec plus de rigueur que par le passé à mesurer correctement les volumes d'eau pompés, particulièrement pour les besoins agricoles, en dotant tout ou partie des puits de compteurs fiables et bien suivis; les stations de jaugeage devront être densifiées davantage,

et surtout correctement étalonnées et régulièrement suivies; un nombre plus important de piézomètres devront être dotés d'appareillages d'enregistrement de niveau, et surtout visités beaucoup plus souvent que par le passé; des forages complémentaires d'études devront être réalisés, surtout dans l'aquifère de l'Astien, très mal connu; l'évaluation de la perméabilité des sols et des coefficients d'emmagasinement devra être effectuée dans certaines zones mal connues, mais surtout après des pompages d'essai d'une durée suffisamment longue (sept jours ou plus par puits), à différentes profondeurs, accompagnées de carottages électriques soignés et d'analyses chimiques et isotopiques d'échantillons prélevés à différents niveaux; les phénomènes d'infiltration et de drainage des principaux oueds, surtout l'oued El-Harrach, devront être examinés de plus près, les données disponibles ne permettant pas encore de rendre compte avec précision des phénomènes d'échange qui y ont lieu.

Les résultats obtenus pour le bilan en 1980 nous montrent un équilibre relatif de la nappe, mais les conditions ont été sensiblement modifiées depuis, les prélèvements pour l'eau potable, mais aussi pour l'irrigation ont beaucoup augmentée, ce qui pourrait se traduire par un déficit entre les volumes de réalimentation de la nappe et les exhaures de l'ordre de 8 à 10%, et ce déficit est amené à s'accroître davantage au cours des deux années à venir. Aussi, l'utilisation du modèle mathématique pour une programmation rigoureuse de l'exploitation de la nappe s'impose.

C'est là notre ambition pour les années à venir. La présente étude nous a permis de nous familiariser avec les méthodes modernes de l'hydrogéologie, de connaître l'aquifère de la Mitidja, de nous initier aux techniques du modèle mathématique et des démarches à suivre. Il nous reste à multiplier les collectes de données et les rendre plus régulières, maîtriser à fond l'utilisation du Modèle mathématique le compléter et lui apporter les correctifs nécessaires, afin de connaître toujours mieux les aquifères pour en tirer le meilleur parti.

Nous devons aussi nous attacher à faire tout ce qui est possible en vue de la protection de la nappe contre les pollutions, fort nombreuses comme l'attestent de nombreux résultats d'analyse chimiques et bactériologiques, plus particulièrement dans les zones habitées et les zones industrielles.

L'utilisation des eaux souterraines pour la distribution de l'eau potable dans les années à venir est tributaire de leur qualité. La pollution de la nappe par suite de l'extension des zones urbaines, du développement des industries et même de l'intensification des engrais chimiques à des fins agricoles risquerait d'affecter la nappe de manière irréversible.

Nous devons enfin surveiller de très près les zones où l'intrusion d'eaux de mer salées risquerait de devenir inquiétante, notamment dans la baie d'Alger, près de l'embouchure de l'oued HAMIZ, où les pompages des champs de Bouréah et du Hamiz commencent à aggraver le phénomène de coin d'eau salée, qui était encore très limité il y a à peine six ans.

BIBLIOGRAPHIE

- AGROCOMPLECT/ENERGOPROECT.- Schéma de l'aménagement hydraulique de la Mitidja; 1978.
- ALGEO (Société Algérienne de Géophysique): Etude géophysique de la baie d'Alger, 1979.
- ASTIE-BOURGEOIS-TRUPIN.- Représentation cartographique des transmissivités déterminées en régime transitoire, ou déduite du régime spécifique. Bulletin B.R.G.M. (2), sect.III n°1, p.33-43 1969.
- BESBES M.- Analyse des pertes de charge dans les forages d'eau. Bulletin du B.R.G.M., 1974, 2e série.
- BINNIE & PARTNERS - WS ATKINS International.- Modèle mathématique de la nappe de la Mitidja, 1982-1983.
- BINNIE-ATKINS.- Schéma d'aménagement des ressources en eau d'Alger-Sebaou, 1982 .
- CASTANY G.- Principes et méthodes de l'hydrogéologie. Dunod, 1982
- C.G.G. (Compagnie Générale de Géophysique).- Etude par prospection électrique dans la plaine de la Mitidja et du Hamiz, 1967-1968.
- C.N.A.R.B.L. (Compagnie Nationale d'Aménagement de la région du Bas-Rhône et du Languedoc).- Etudes de l'avant projet de l'équipement du périmètre d'irrigation de la Mitidja Ouest, 1981.
- CONSTANTINIDIS, SARROT-REYNAULT.- Comparaison des méthodes de détermination du coefficient d'emmagasinement des nappes aquifères. Comptes-rendus du 103e Congrès National des Sociétés Savantes, Nancy 1978, fasc.IV.
- DAVID KEITH Todd.- Groundwater hydrology. 2e édition, 1980.
- D.E.M.R.H.- Réseau piézométrique de la Mitidja. Rapport n°80, SHYG 028. Fichier des points d'eau. Plaine de la Mitidja.
- DUPONT.- Hydraulique urbaine. Tome 1: Hydrologie-captages. Eyrolles 1969.
- E.N.F.R.- Cahiers de chantier. Nouveaux forages de remplacement de Baraki et Mazafran 2, 1984-1985.
- GEOHYDRAULIQUE.- Etude hydrogéologique quantitative de la plaine de Mitidja. Rapports n°1 à 5, 1968-1972.
- GLANGEAUD L.- Histoire géologique de la province d'Alger. XIXe Congrès géologique International. Alger, 1952.
- GLANGEAUD L. & AYME.- Notice détaillée de la carte géologique au 1/50.000 de l'Arba et essai d'hydrologie de la Mitidja, 1935.

HANTUSH M.S, JACOB C.E.- "No steady radial flow in an infinite leaky aquifer". Amer. Geophysical union trans. vol.36, pp.95-100, 1955.

I.N.R.H.- Analyses chimiques des eaux de la nappe de la Mitidja. Rapports divers, Alger.

I.N.R.H.- Carte hydrogéologique de la région d'Alger au 1/200.000. I.N.R.H., 1973.

I.N.R.H. Archives.- Forages et champs de captage de la région d'Alger-Mitidja, ALGER.

I.N.R.H. Archives géologiques et hydrogéologiques de l'I.N.R.H. (Alger).

INTRAFOR-COFOR.- Cahiers de chantier. Nouveaux forages de Haouch Felit et Baraki, 1976-1977. Alger.

LOGAN J.- Estimating transmissibility from routine production tests of waterwells. Groundwater, vol.2, Nr.1, 35-37, 1964.

MARINOS P., STOURNARAS G.- Possibilité de représentation cartographique des transmissivités déduites de débits spécifiques. Annales géologiques des pays hellènes. Vol.27, pp.180-196, 1975.

MONTOUCHET M.- L'assainissement de la Mitidja. XIXe Congrès Géologique International. Alger, 1952.

MUTIN G.- Les données géomorphologiques dans la Mitidja. Décolonisation et espace géographique. C.N.R.S. Paris, 1977.

RIVOIRARD R.- Aperçu sur l'hydrogéologie de la Mitidja. XIXe Congrès Géologique International. Alger 1952.

SARROT REYNAULD.- Cours des méthodes d'études hydrogéologiques D.E.A. Université de Grenoble.

SCHNEEBELI G.- Hydraulique souterraine. 1978.

SOCIETE DES EAUX D'ALGER.- Résultats d'analyses chimiques des eaux du réseau d'Alger, 1985-1986, ALGER.

SOCIETE DES EAUX D'ALGER.- Statistiques de production des eaux pour l'A.E.P. d'Alger et niveau dynamique des puits. Rapports divers, ALGER.

SONAGTHER D.F.R.- Cahiers de chantier. Forages du Mazafran II, 1977-1978, ALGER.

SONAGTHER D.F.R.- Cahiers de chantier. Forages du Hamiz, 1979-1980.

TRENOUS J.Y. - Contribution à l'étude hydrogéologique de la plaine de la Mitidja. Thèse, Paris, Faculté des Sciences.1961.

TA B L E D E S /// A T I E R E S

<u>1. CHAPITRE PREMIER - INTRODUCTION - GENERALITES</u>	
1.1 Introduction	4
1.2 But de l'Etude	5
1.3 Aperçu géographique	6
1.4 Aperçu climatologique	8
1.4.1. températures	8
1.4.2. précipitations	9
1.4.3. Évapotranspiration	13
1.4.4. hydrologie fluviale	14
1.5. <u>Aperçu géologique</u>	16
1.5.1. Généralités	16
1.5.2. Stratigraphie	19
1.5.3. Conclusion	37
1.5.4. Caractéristiques lithologiques des principales formations	40
1.6. <u>Introduction à l'hydrogéologie de la plaine de la Mitidja</u>	44
1.6.1. Les aquifères de la Mitidja	44
1.6.2. Bilan sommaire des nappes (d'après GEOHYDRAULIQUE)	57
 <u>2. CHAPITRE 2 - ETUDES HYDRODYNAMIQUES DES NAPPES EXPLOITEES</u>	
2.1. Introduction	60
2.2. Principes théoriques (<i>en annexe</i>)	60
2.3. Etude hydrodynamique du champ de captage du Mazafran 2	62
2.3.1. Généralités	62
2.3.2. Essais de pompage de courte durée	69
2.3.3. Pompages d'essai de longue durée	101
2.3.3.1. Interprétation des pompages d'essai	101
2.3.3.2. Résultats hydrodynamiques du champ de captage du Mazafran 2	123

2.3.4. Evaluation des coefficients de perméabilité	126
2.3.5. Influence réciproque des puits en exploitation simultanée	157
2.3.6. Conclusion générale à l'étude du champ de captage du Mazafran 2	165
2.4. <u>Etude hydrodynamique du champ de captage du HAMIZ</u>	166
2.4.1. Généralités	166
2.4.2. Caractéristiques hydrauliques des puits	172
2.4.3. Caractéristiques hydrodynamiques du champ de captage du HAMIZ	173
2.4.3.1. Interprétation des pompages d'essai	179
2.4.3.2. Evaluation des coefficients de perméabilité	187
2.4.3.3. Evaluation de l'influence réciproque des forages en exploitation simultanée	194
2.4.4. Conclusion	196
2.5. <u>Etude hydrodynamique complémentaire du champ de captage du Mazafran 2</u>	198
2.5.1. Interprétation des résultats du pompage d'essai de W7	202
2.5.2. Conclusion à l'étude des forages complémentaires	208
2.6. <u>Etude hydrodynamique du champ de captage de Baraki</u>	211
2.6.1. Introduction	211
2.6.2. Caractéristiques physiques des puits de Baraki	211
2.6.3. Résultats d'essais de pompage	215
2.6.4. Pompages d'essai de longue durée	227
2.6.5. Conclusion à l'étude du champ de captage de Baraki	237
2.7. <u>Etude hydrodynamique du champ de captage de Chebli et de Baba-Ali</u>	238
2.7.1. Généralités	238
2.7.2. Résultat des essais de pompage par paliers	238
2.7.3. Pompages d'essai de longue durée	244
2.7.4. Conclusion à l'étude du champ de captage de Chebli-Baba-Ali.	254
2.8. <u>Etude hydrodynamique du champ de captage de Haouch Felit</u>	258
2.8.1. Introduction	258
2.8.2. Caractéristiques physiques des puits	258
2.8.3. Résultat des essais de pompage par paliers	260
2.8.4. Pompages d'essai de longue durée	265
2.8.5. Conclusion à l'étude du ch. de captage	272
2.9. Conclusion au chapitre II	273

3. <u>CHAPITRE 3 - ETUDES HYDROCHIMIQUES</u>	280
3.1. Introduction	280
3.2. Teneur en sels dissous	280
3.3. <u>Composition chimique des eaux</u>	281
3.3.1. Données disponibles	28
3.3.2. Classification des eaux par type	
3.3.2.1. Eaux de type I	283
3.3.2.2. Eaux de type II	283
3.3.2.3. Eaux de type III	286
3.3.2.4. Eaux de type IV	286
3.3.2.5. Eaux de types V et VI	286
3.3.3. Répartition des types d'eaux et relation avec l'hydrogéologie de la région	286
3.3.3.1. Eaux de type I, bicarbonatées	286
3.3.3.2. Eaux de type II, indéterminées	289
3.3.3.3. Eaux de type III, de mélange	289
3.3.3.4. Eaux de type IV, chlorurées sodiques et calciques	289
3.3.3.5. Eaux de types V et VI	291
3.3.4. <u>Caractéristiques chimiques des eaux alimentant le Grand-Alger</u>	291
3.3.4.1. Eaux des nappes du Mazafran	291
3.3.4.2. Eaux des nappes de la Mitidja Centre	299
3.3.4.3. Eaux de la nappe du Hamiz (Mitidja-Est)	303
3.3.4. Eaux du réseau	306
3.4. Qualité des eaux alimentant le Grand Alger	309
3.5. Conclusion générale au chapitre 3	313

4. <u>CHAPITRE 4 - ETUDE DU BILAN DE LA NAPPE DE LA MITIDJA</u>	315
4.1. Introduction	315
4.2. Hydrogéologie générale de la plaine	316
4.3. Données disponibles en 1973	316
4.4. Données disponibles entre 1973 et 1982	317
4.5. Les aquifères	321
4.6. Caractéristiques hydrodynamiques de la Mitidja	322
4.7. Piézométrie et écoulements souterrains	327
4.8. Hydrogrammes	327
4.9. <u>Etude du bilan par modèle mathématique</u>	331
4.9.1. Paramètres pris en compte dans le modèle mathématique	334
4.9.2. Théorie du modèle mathématique	335
4.9.3. Alimentation de l'aquifère par les écoulements souterrains	343
4.9.4. Réalimentation de la nappe par les précipitations atmosphériques	346
4.9.5. Réalimentation de l'aquifère par les bassins-versants périphériques	350
4.9.6. Action des grands oueds sur la nappe	352
4.9.6.1. Oueds Bou Roumi et Chiffa	355
4.9.6.2. Oued El-Harrach	355
4.9.6.3. Oued Djemâa	358
4.9.6.4. Oueds Mazafran et Fatis	358
4.9.6.5. Oueds Hamiz et Reghaïa	358
4.9.6.6. Oued Djer	358
4.9.6.7. Résultat final	358
4.9.7. <u>Pompage des eaux souterraines</u>	359
4.9.7.1. Prélèvements pour l'eau potable	363
4.9.7.2. Prélèvements pour l'agriculture	364
4.9.7.3. Prélèvements d'eau pour l'industrie	365
4.9.7.4. Conclusion	367
4.9.8. <u>Réalimentation de la nappe par les eaux de fuite ou en excédent</u>	367
4.9.8.1. Réalimentation par les eaux d'irrigation	367
4.9.8.2. Réalimentation de la nappe par les fuites de réseaux et les effluents	369

4.9.9. Réalimentation dans le bas-Mazafran	372
4.9.10. Réalimentation de l'aquifère de la Mitidja à partir de l'aquifère de l'Astien	372
4.10. <u>Bilan général de l'aquifère de la Mitidja</u>	372
4.11. <u>Conclusion à l'étude par Modèle mathématique</u>	376
4.11.1. Analyse de sensibilité du Modèle et comparaison avec le Modèle précédent	376
4.11.2. Remarques sur l'utilisation du Modèle pour l'année 1980	380
4.11.3. Simulations du Modèle mathématique pour les conditions d'exploitations particulières	384
4.11.3.1. Premier scénario	384
4.11.3.2. Simulation du Modèle mathématique pour une sécheresse décennale de 1985 à 1987	385
4.12. <u>Utilisation future du Modèle mathématique</u>	386
5. <u>Conclusions générales</u>	
Bibliographie	396
Table des matières	398
Liste des planches	403

LISTE DES PLANCHES

Planche 1.1	- Carte, région d'Alger et Kabylie	7
Planche 1.2	- Pluviométrie	12
Planche 1.3	- Bassins versants de la Mitidja	15
Planche 1.4	- Esquisse tectonique	19
Planche 1.5	- Carte géologique de la Mitidja-Centre et Ouest ...	20
Planche 1.6	- Carte géologique de la région est.....	21
Planche 1.7	- Coupe géologique 1.1	25
Planche 1.8	- Coupes géologiques 2 et 3	25
Planche 1.9	- Coupes géologiques 3, 4 et 5	
Planche 1.10	- Coupes hydrogéologiques des régions Blida - Chiffa et Mazafran	29
Planche 1.11	- Evolution de la Mitidja pendant le Pliocène et le Quaternaire	38
Planche 1.13	- Mécanismes hydrodynamiques des nappes	56
Planche 2.1	- Zone du champ de captage du Mazafran 2.....	63
Planche 2.2	- Zone du champ de captage du Mazafran 2: Courbes d'isotransmissivité	125
Planche 2.3	- Zone du champ de captage du Hamiz	167
Planche 2.5.1	- Situation des sites des puits complémentaires du champ de captage du Mazafran	199
Planche 2.5.2	- Coupe hydrogéologique du site de pompage d'essai dans la formation de la Mitidja: forages complémen- taires du Mazafran 2	200
Planche 2.6.1	- Zone du champ de captage de Baraki	212
Planche 2.7	- Situation des puits du champ de captage de Chebli	239
Planche 2.8	- Plan de situation des forages de Haouch Felit	259
Planche 3.1	- Hydrochimie, d'après D.E.M.R.H., 1973	282
Planche 3.2	- Répartition des eaux par type, d'après BINNIE- ATKINS, 1982	290

Planche 4.1	- Ressources en souterraines, d'après D.E.M.R.H.,1973 ...	318
Planche 4.2	- Fond de la formation de la Mitidja d'après BINNIE- ATKINS, 1982	320
Planche 4.3	- Fond de la formation du Mazafran d'après BINNIE-ATKINS 1982	321
Planche 4.4	- Affleurement de la formation de la Mitidja, en contact avec l'Astien	324
Planche 4.5	- Limite de l'aquifère de la Mitidja pour le modèle mathématique BINNIE ATKINS	325
Planche 4.6	- Courbes d'isotransmissivité de la nappe de la Mitidja utilisées dans le modèle mathématique B.A	326
Planche 4.7	- Carte piézométrique de septembre 1970 par B.A. d'après D.E.M.R.H., 1973	329
Planche 4.8	- Carte piézométrique de Juin/Juillet 1981, d'après B.A.	330
Planche 4.9	- Débits souterrains extrait et sortant de l'aquifère de la Mitidja, d'après BINNIE ATKINS	
Planche 4.10	- Réalimentation de la nappe par les précipitations et les bassins versants périphériques d'après BINNIE ATKINS 1982	353
Planche 4.11	- Précipitations et écoulements d'eaux de surface d'après BINNIE ATKINS, 1982	356
Planche 4.12	- Comparaison des estimations de la direction de l'écoulement d'après les données recueillies sur le terrain et le modèle par modèle mathématique, BINNIE ATKINS, 1982	383

UNIVERSITE DE GRENOBLE 1
INSTITUT DE GEOLOGIE
DOCUMENTATION
RUE MAURICE GIGNOUX
E 38031 GRENOBLE CEDEX
TEL. (76) 87.46.43

13 MAI 1986

RESUME

1/ Présentation de la plaine de Mitidja, aperçu géographique, climatologique et géologique d'après les travaux antérieurs de l'I.N.R.H. (Algérie) et de bureaux d'études ayant opéré sous l'égide de cet organisme.

2/ Etude hydrodynamique de certains champs de captage d'eaux souterraines pour l'alimentation en eau d'Alger, et plus particulièrement de forages réalisés entre 1976 et 1985. Détermination des coefficients de transmissivité et d'emmagasinement en utilisant les méthodes de THEIS, COOPER-JACOB, HANTUSH-WALTON & CHOW. Evaluation des rabattements induits en pompage simultané.

3/ Etude hydrogéochimique des eaux souterraines de la plaine de Mitidja et plus particulièrement celles destinées à l'A.E.P. d'Alger.

4/ Etude du bilan de la nappe de la Mitidja, d'après les travaux de l'I.N.R.H. et des bureaux d'études qui ont opéré en sous-traitance pour cet organisme. Présentation de la méthode utilisée par le modèle mathématique mis au point à cet effet et exposé des résultats obtenus par le modèle, après simulation et calage définitif.

UNIVERSITE DE GRENOBLE 1
INSTITUT DE GEOLOGIE
DOCUMENTATION
RUE MAURICE GIGNOUX
E 38031 GRENOBLE CEDEX
TEL. (76) 87.46.43